

文章编号: 1000-7598 (2012) 04-0979-07

利用旁压试验的砂土初始状态反演分析

黄文雄, 杨红梅, 李持庆

(河海大学 力学与材料学院, 南京 210098)

摘 要: 讨论了砂土旁压试验的反分析问题。建议利用旁压试验实测数据反演确定土体的初始状态而非材料参数, 材料参数可以通过实验室常规试验确定。主要利用了新型的亚塑性本构模型参数不受土体状态影响的特点。主要内容包括: 建立有限元数值模型, 利用文献中的试验数据确定了特定砂土的材料参数; 通过模拟砂土的实验室旁压试验, 验证了数值模型; 通过改变土体初始应力状态和相对密实度进行数值计算, 并利用数值计算成果, 建立了可适用于砂土初始状态反演分析的实测旁压荷载和土体中应力与相对密度的数学关系。

关 键 词: 旁压试验; 亚塑性模型; 数值模拟; 初始状态; 反演分析

中图分类号: TU 441+.4

文献标识码: A

Back analysis of initial state of sand from pressuremeter test

HUANG Wen-xiong, YANG Hong-mei, LI Chi-qing

(College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The back analysis of pressuremeter test of sand is discussed. The measured data of pressuremeter test are used for inversive determination of the in situ state of the soil instead of the material parameters. The material parameters can be determined from the conventional laboratory tests. The characteristics of new hypoplastic model which is independent of soil state are used. The main contents include: establishment of the numerical model based on the finite element method for the back analysis, and determination of the material parameters for a specific sand using the related data from the literature; verification of the numerical model by simulating laboratory pressuremeter test; further numerical study carried out by changing the initial stress and relative density of soil, and establishment of relation between the measured pressuremeter, the stress and the relative density of sand based on the numerical results, which can be used for the back analysis.

Key words: lateral pressure test; hypoplastic model; numerical modeling; initial state; back analysis

1 引 言

砂土等颗粒土的力学响应取决于组成土体的颗粒材料本身的力学特性及其土体所处的物理状态, 包括土体的密实度和所受的应力。同一种颗粒土, 因其初始密度不同或所受的围压不等, 其变形和强度都有明显的差异。因此, 即使在实验室中测定了某种颗粒土的变形和强度参数, 如果不了解现场土体的初始状态, 仍然无法正确地确定土体承载能力或进行土体的变形分析。颗粒土在取样过程中极易受到扰动, 难以保持其初始状态。因此, 利用现场原位试验来确定土体的初始状态, 具有重要的应用价值。其中自钻式旁压试验对土体的扰动很小^[1],

在地基工程中具有广泛的应用价值。旁压试验是通过原位横向载荷试验, 得到土体的旁压荷载-位移曲线。由此获得原状土体的有关变形特性和承载能力^[2]。

有关原位测试包括旁压试验及试验结果的阐释和应用, 已有许多研究成果, 如 Vesic^[3]通过求解无限弹塑性体中柱形孔的扩孔问题, 对于旁压试验机制进行解释。在已知土体弹性模量和泊松比的情况下可以利用试验结果确定土体的极限承载力等参数。Hughes 等^[4]考虑了砂土的剪胀性, 提出了从旁压试验数据中确定摩擦角和膨胀角的方法。Jewell 等^[5]通过实验室模型筒试验 (calibration chamber test), 研究了在有限砂土中 Hughes 等提出的公式的适用性以及钻孔对土体扰动的影响等。Robertson

收稿日期: 2010-09-21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No. 11172088/A020304)。

第一作者简介: 黄文雄, 1961 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土本构模拟、颗粒材料力学特性、数值模拟等方面的研究。Email: wh670@hhu.edu.cn

等^[6]进一步考虑了砂土,特别是松砂在剪切过程中体积应变的非线性特性,修正了有关公式。Bellotti 等^[7]则讨论了利用旁压试验确定砂土的剪切模量的方法。Yu^[8]研究了用 Been 等^[9]建议的状态变量表述砂土旁压试验结果的途径。刘小生等^[10]利用邓肯-张模型研究了部分参数对于砂土初始状态的依赖性。

利用旁压试验结果来评估土体的变形和承载特性,这一过程实质上是一种反演分析。其结果的可靠性在根本上依赖于土体本构模型的合理性。如果本构模型不能很好地反映土体的变形特性和强度特征,则反演结果就不会有很高的应用价值。有些本构模型,如邓肯-张模型,将土体当作各向同性的非线性弹性材料,完全不考虑土体剪切变形与体积变形之间的耦合,无法描述土体的剪胀性等特征。并且模型不区分土体的材料特性和物理状态对其力学响应的影响,其结果是模型参数对土体的状态极其敏感。对于不同密度的同种颗粒土,参数值也完全不同。但由于没有建立明确的模型参数对于土体密实度的依赖关系,在利用旁压试验曲线反演确定原状土体模型参数中有许多不确定性。这些不确定性又往往被最优近似等方法所掩盖,结果的可靠性也往往得不到充分保证。

近年来发展起来的亚塑性模型^[11-12]已被证明能较好地模拟砂土等颗粒材料的力学响应。特别是通过适当地引入与密度相关的状态变量,亚塑性模型能区分材料力学特性和物理状态对于土体力学响应的影响,使得参数只依赖于砂土的材料特性而与其状态无关。如 Gudehus^[13]和 Baeur^[14]建议的亚塑性模型,包含有 8 个材料参数。这些参数可根据砂土的基本试验确定,并且在一个较大的应力和密度范围内保持适用。本文将基于修正后的 Gudehus-Baeur 模型^[15],应用有限元数值方法,研究通过砂土旁压试验反演确定砂土初始状态的方法。基本要点在于,砂土的模型参数是可以通过取样由实验室基本试验确定。对于工程现场的原状土体,未知的是其原状密实度等状态量。旁压试验所得到的旁压曲线数据可以反映土体密度和应力状态的影响。本文的主要工作就是通过对实验室旁压试验的数值模拟,建立旁压试验数据与砂土密度和围压之间的关系。在此基础上,就不难利用本构模型和有关的模型参数对土体的变形和强度特征及承载力进行评估。

2 砂土的本构模拟

2.1 砂土的密度

砂土等颗粒材料的变形特性与抗剪强度不仅与

其材料特性有关,还与其密度和应力等物理状态有关。对于干砂或饱和砂,其物理状态用应力张量 σ 和孔隙比 e 已能描述。在饱和情况下,上述应力为有效应力。在一定的平均应力下,一种砂土的孔隙比不是一个定量,而是可以在一定范围内变化的量。砂土的几个重要的特征孔隙比包括最松散和最密实状态所对应的孔隙比 e_i 、 e_d 和临界状态孔隙比 e_c 。试验表明,这几个特征孔隙比都随砂土所受的平均压力 $p = -\frac{1}{3}\text{tr}\sigma$ 的增大而减小。Bauer^[14]根据松砂的一维压缩试验数据,建议用下述指数函数描述砂土的 e_i - p 关系(见图 1):

$$e_i = e_{i0} \exp \left[- \left(\frac{3p}{h_s} \right)^n \right] \quad (1)$$

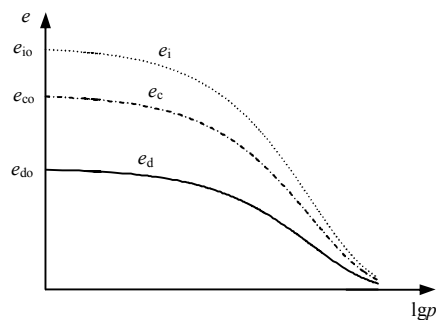


图 1 砂土的特征孔隙比

Fig.1 Characteristic void ratios of sand

式中: h_s 为具有应力量纲的参数; n 为无量纲参数; e_{i0} 为在 $p \approx 0$ 时 e_i 的值。临界孔隙比 e_c 和最密实孔隙比 e_d 与 p 的关系曲线无法直接通过压缩试验获得,而需要在一系列的平均应力下分别通过单调剪切试验和交变剪切试验获得相应平均压力下的临界状态孔隙比和最密实状态孔隙比^[16]。为避免引入过多参数, Gudehus^[13]建议采用与下式同样的公式和参数近似描述 e_c 和 e_d :

$$e_c = e_{c0} \exp \left\{ - \left(\frac{3p}{h_s} \right)^n \right\}, e_d = e_{d0} \exp \left[- \left(\frac{3p}{h_s} \right)^n \right] \quad (2)$$

式中: e_{c0} 和 e_{d0} 分别代表在 $p \approx 0$ 时 e_c 和 e_d 的值。

在实验室中准备砂土试样时,常用相对密度来描述其初始密度状态。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3)$$

式中: $e_{\max}$ 和 $e_{\min}$ 为在标准试验规范下试样加载前的最大和最小孔隙比; e_0 为初始孔隙比。

Been 等^[9]观察到密度对砂土的力学响应的影响

主要与砂土实际孔隙比与临界孔隙比之差有关。结合常用的相对密度概念，可以定义依赖于平均应力水平的相对密度 R_d 来反映砂土的密度影响

$$R_d = \frac{e_c - e}{e_c - e_d} \quad (4)$$

$R_d = 1$ 对应于最密实状态， $R_d = 0$ 对应于临界状态。注意 R_d 反映的是砂土与 p 相关的相对密度，而 D_r 通常描述试样加载前的相对密度。由于 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ 是按实验室标准密度试验确定的，砂土实际能达到的孔隙比可以超出上述范围。试验数据表明^[17]，在特定的控制条件下，可以得到大于 $e_{\max}$ 的孔隙比，因此 $e_{i0} > e_{\max}$ 。而 e_{c0} 通常略小于 $e_{\max}$ ， e_{d0} 则略小于 $e_{\min}$ 。为便于确定模型参数，对砂土可取^[18] $e_{c0} \approx e_{\max}$ ， $e_{d0} \approx e_{\min}$ 。这样下述关系成立：

$$R_d|_{p \approx 0} = D_r \quad (5)$$

2.2 砂土的本构方程描述

砂土的应力-应变关系可以采用如下的亚塑性本构方程描述^[15]

$$\dot{\sigma} = f_s [\hat{a}^2 \dot{\varepsilon} + \hat{\sigma}^* (\hat{\sigma}^* : \dot{\varepsilon}) + f_d \hat{a} (\hat{\sigma}^* + \hat{s}^*) \sqrt{\dot{\varepsilon} : \dot{\varepsilon}}] \quad (6)$$

式中： $\hat{\sigma}^*$ 和 $\hat{s}^*$ 为应力变换后的正则化应力和偏应力；其中正则化应力定义为 $\hat{\sigma} = \sigma / \text{tr} \sigma$ ，相应的偏应力 $\hat{s} = \hat{\sigma} - I/3$ ， I 代表二阶单位张量。应力变换通过对偏应力张量乘一变换因子 r_θ 实现：

$$\left. \begin{aligned} \text{tr} \hat{\sigma}^* &= \text{tr} \hat{\sigma} \\ \hat{s}^* &= r_\theta \hat{s} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

应力变换的目的是为准确模拟材料三维应力加载条件下的力学响应^[15, 19-20]。式 (7) 中 $\hat{a}$ 为一个强度参数，与临界摩擦角 φ_c 相关：

$$\hat{a} = \sqrt{\frac{8}{3}} \frac{\sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (8)$$

f_s 和 f_d 分别被称为刚度因子和密度因子，它们是平均压力 p 和孔隙比 e 的函数。其中密度因子 f_d 为式 (5) 所定义的相对密度 R_d 的函数

$$f_d = (1 - R_d)^\alpha \quad (9)$$

刚度因子 f_s 具有如下的表达式

$$f_b = \left(\frac{e_i}{e} \right)^\beta \frac{h_s}{nh_i} \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{3p}{h_s} \right)^{1-n} \quad (10)$$

式中： h_i 可以根据松砂等向压缩时的一致性条件确定。本构模型包含了 8 个与砂土状态无关的参数： h_s 、 n 、 φ_c 、 e_{c0} 、 e_{d0} 、 e_{i0} 、 α 、 β 。其中， $e_{c0} \approx e_{\max}$ 、

$e_{d0} \approx e_{\min}$ 可以按砂土的常规密度试验确定。这里 $e_{\max}$ 通常采用标准落雨的方法确定，而 e_{i0} 可理解为砂土能达到的最松散状态所对应的孔隙比，其经验值约为 $(1.1 \sim 1.2)e_{\max}$ ^[18]。 h_s 和 n 是反映砂土压缩性的参数，通过拟合松砂的等向或一维压缩曲线得到。其中 n 为无量纲参数， h_s 具有应力的量纲。 φ_c 为临界摩擦角，一般不容易从常规三轴试验得到准确值，但可以用砂土的静止休止角近似。参数 α 和 β 都是无量纲量。二者以不同方式描述密度的影响。 β 可通过拟合密实砂的等向或一维压缩曲线确定； α 则通过拟合密实砂常规三轴压缩试验的峰值强度确定。关于参数确定的详细讨论可参见文献[18]。

3 实验室旁压试验的数值模拟

3.1 计算模型

由于亚塑性本构模型的复杂性，难以获得孔洞扩张问题的解析解，本研究采用有限元数值方法模拟旁压试验。可以借助于大型非线性有限元软件 ABAQUS 二次开发的功能，利用 UMAT 子程序将上述亚塑性本构模型编入 ABAQUS 中，并利用实验室旁压试验的试验数据验证数值模型的可靠性。

实验室旁压试验通常都是利用大型试验筒 (calibration chamber) 进行，其特点是试样处于轴对称应力状态，砂土试样的密度和应力水平易于控制。根据旁压试验特点按轴对称问题建立数值模型（见图 2）。取柱形孔初始半径 $r_0 = 4.5 \text{ cm}$ ，计算区域以旁压仪中点处上、下、右各取 $50r_0$ 大小的范围，旁压荷载作用在柱形孔的内壁，荷载作用区域长度为测量腔长度 $l_0 = 20 \text{ cm}$ 。计算区域网格剖分如图 2 所示。边界条件：下侧与孔壁控制位移，顶部和右侧施加压力。

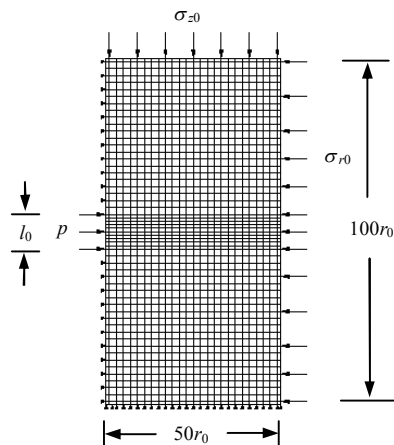


图2 计算简图与网格

Fig.2 Calculation diagram and finite element mesh

土体的初始状态由初始应力和初始孔隙比确定。初始应力通过施加竖向应力分量 σ_{z0} 和水平径向应力分量 σ_{r0} , 水平环向应力分量 $\sigma_{\theta0} = \sigma_{r0}$ 实现。根据预定的初始密度确定初始孔隙比。水平应力分量与竖向应力分量之比可以通过侧压力系数 K_0 调整。

3.2 参数确定

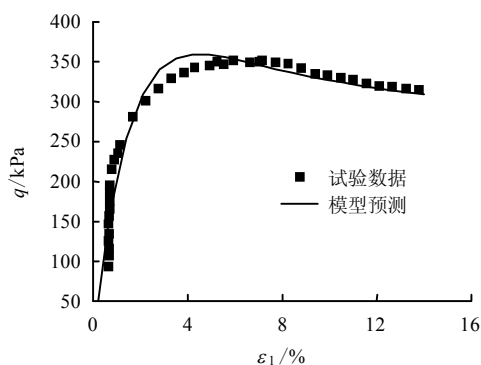
本文利用文献[21]中给出的对于 Ticino 砂的旁压试验数据以验证数值模型, 并进一步通过改变土体初始状态, 研究旁压试验压力与砂土状态之间的关系。

针对 Ticino 砂, 利用文献中发表的有关试验数据[18], 可以确定相应的模型参数。见表 1。利用这组参数, 可以模拟砂土的多种基本试验。图 3 展示了常规三轴压缩试验数据[22]与模型预测的比较。其中偏应力 q 与轴向应变 ε_1 曲线吻合较好(见图 3(a)), 模型预测的体积应变 ε_v 与试验数据变化基本一致, 计算值则略低于实测值(见图 3(b))。总体而言, 模型预测的应力-应变关系与试验结果基本一致, 表明表 1 给出的参数是适用的。

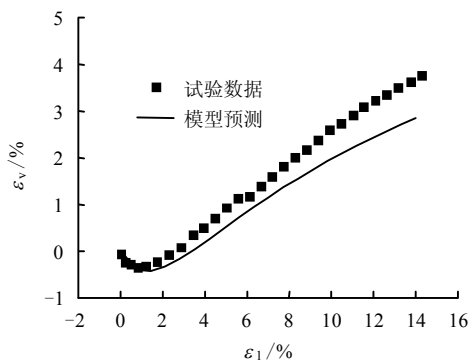
表 1 Ticino 砂亚塑性模型参数

Table 1 Parameters of hypoplastic model of Ticino sand

h_s/MPa	φ_c	e_{c0}	e_{d0}	e_{i0}	n	α	β
5 800	32	0.93	0.60	1.05	0.31	0.2	1.0



(a) 偏应力



(b) 体积应变

图 3 Ticino 砂常规三轴压缩试验数据和模型预测
Fig.3 Experimental data and the model prediction of conventional triaxial compression test of Ticino sand

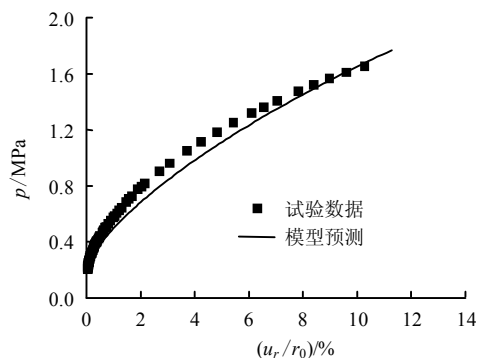


图 4 Ticino 砂的旁压曲线模型预测与试验对比 ($R_d=77\%$)

Fig.4 Comparison of the model prediction and the measured data of pressuremeter curve for Ticino sand ($R_d=77\%$)

3.3 模型验证

在确定了模型参数的基础上, 上述数值模型被用于预测实验室旁压试验。为与旁压试验数据[20]比较, 计算中取水平应力 $\sigma_{r0} = \sigma_{\theta0} = 208 \text{ MPa}$, 静止侧压力系数大致取 $K_0 = 0.5$ (下面的结果表明, K_0 取值对结果的影响不大)。砂土的初始相对密度取为 $R_d = 77\%$, 与试验一致。通过式(4)的换算可以确定砂土在相应的平均应力下的初始孔隙比 e_0 。

图 4 给出了计算结果与试验数据[21]的比较, 其中 p 为孔壁压力, u_r 为孔壁径向位移。 u_r 与孔洞初始半径 r_0 之比在有些文献中也被称为孔洞应变。由图 4 可知, 数值模拟计算的结果与试验数据有较高的一致性。这也说明了本文所采用的本构模型和参数在较准确模拟砂土应力-应变的基础上, 也能较好地预测旁压试验曲线。

4 反演分析

在上述计算模型中, 可以通过改变砂样的初始密度、初始应力状态, 重复计算研究砂土应力状态和密实度对于预测的旁压试验压缩曲线的影响, 从而建立起试验数据与砂土状态之间的关系。

4.1 初始应力状态的影响

通过改变砂样的初始应力状态(σ_{r0}, σ_{z0})和砂样的初始相对密度 R_d , 可以计算得到一系列的旁压试验压缩曲线。本节研究初始应力状态对于旁压试验结果的影响, 所有的计算都根据初始的平均应力按式(4)确定初始孔隙比, 确保每次计算开始时的初始相对密度 R_d 保持不变。

首先, 考虑初始水平应力的影响。图 5(a)所示的一组旁压曲线是在 $\sigma_{r0} = \sigma_{\theta0}$ 分别等于 0.1、0.2、0.4、0.8 MPa, $K_0 = 0.5$ 的情况下得到的。显然, 在初始相对密度和侧压力系数保持不变的条件下, 砂

土试样中的初始径向应力越大, 对应的旁压曲线越高, 即要得到同样的孔壁位移或孔洞应变, 需要施加的旁压荷载也就越大。图 5(b)展示的是将上述旁压荷载 p 除以初始径向应力 σ_{r0} 正则化后得到的结果。其结果表明, 较大的初始水平应力所对应的正则化后的 p/σ_{r0} 反而较小。

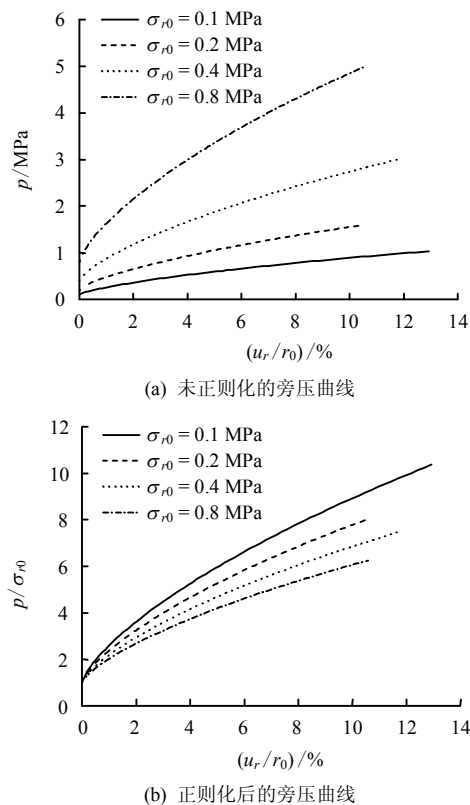


图5 一定初始密度($R_d=0.75$)和侧压力系数($K_0=0.5$)下, 不同初始径向应力下的旁压曲线

Fig.5 Pressuremeter curves for different initial radial stresses with initial density $R_d=0.75$ and lateral pressure coefficient $K_0=0.5$

其次, 考虑侧压力系数 K_0 的影响。为此, 在保持同样的初始径向应力下, 改变竖向初始应力 σ_{z0} 进行计算。计算得到的旁压曲线(正则化后)如图 6 所示。其中图 6(a)对应于 $R_d=0.75$, $\sigma_{r0}=0.2$ MPa, 图 6(b)对应于 $R_d=0.75$, $\sigma_{r0}=0.8$ MPa。

注意初始水平应力一定时, 较小的 K_0 对应于较大的 σ_{z0} 。从图可以看出, 相应于较小的 K_0 , 模型预测的旁压荷载略大, 但总体而言, K_0 在一定范围内的大小变化对旁压曲线的影响很小。以图 6 中的两种极端情况 $K_0=0.4$ 和 $K_0=1.0$ 为例, 当孔洞应变 u_r/r_0 达到 10% 时对应的旁压荷载相对误差约为 6%。因此, K_0 在一定的范围内, 水平应力旁压荷载的影响较重要。如竖向应力在一定范围内变化, 相应地 K_0 也变化; 而保持水平应力一定时, 旁压荷

载对这样的竖向应力变化不敏感。如果土体中 K_0 基本不变, 则水平应力随竖向应力增大而增大。旁压荷载也随量测点的深度而增大。

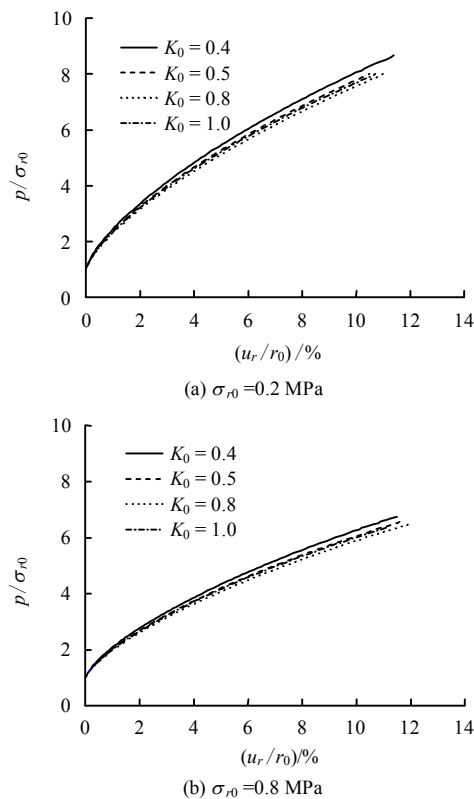


图6 一定初始密度($R_d=0.75$)和初始径向应力, 不同的 K_0 对应的旁压试验曲线

Fig.6 Pressuremeter test curves for different lateral pressure coefficient, the same initial density $R_d=0.75$ and radial stress

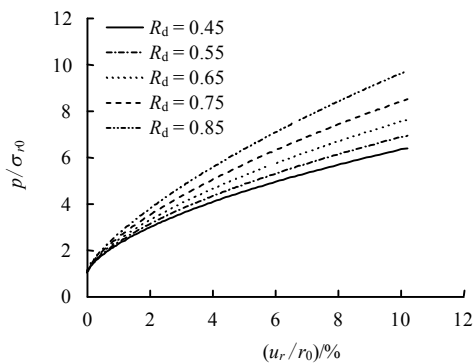
4.2 砂土的密度效应

保持初始应力状态、改变应力状态或改变砂样的密实度 R_d , 可以计算得到一系列的旁压试验压缩曲线, 如图 7 所示。其中每个分图所展示的是对应于不同初始径向应力下的旁压试验有限元计算结果。其结果表明, 保持初始径向应力不变, 砂土的密度越大, 旁压试验测到的孔壁侧压力(旁压荷载)就越高; 而对于同样密度的砂土, 初始径向应力越大, 到达同一孔洞应变时, 需要的孔壁侧压力也就越大; 采用径向应力正则化后的旁压荷载 p/σ_{r0} 则随初始径向应力 σ_{r0} 的增大而减小。

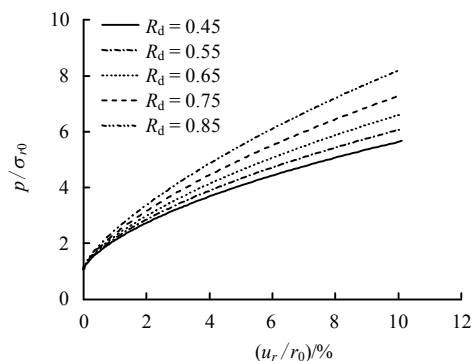
为了从旁压试验数据估计砂土的密实度状态, 可以选择一定的孔洞应变, 研究对应的孔壁侧压力随砂土密实度的变化规律。选取孔洞应变为 10% 时, 将上述不同初始径向压力下, 在旁压薄膜上所加的荷载值与试样初始密度的关系经过数据整理, 用图 8(a)表示。由图可见, 在同样的初始应力作用下, 旁压荷载随相对密度的降低而减小, 二者之间呈非

线性关系。如果水平坐标采用对数坐标,则旁压荷载与 $\lg(1-R_d)$ 之间关系可以用直线很好地拟合。因此,旁压荷载与 R_d 间关系可以用下列对数公式表达(图 8(b)):

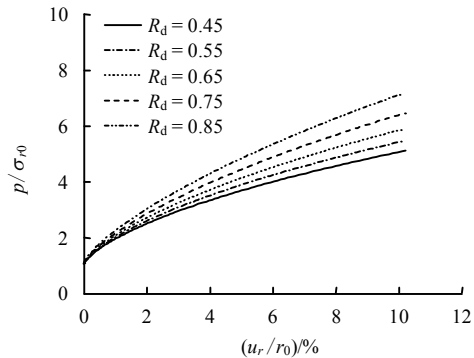
$$p/\sigma_{r0} = a - b \lg(1 - R_d) \quad (11)$$



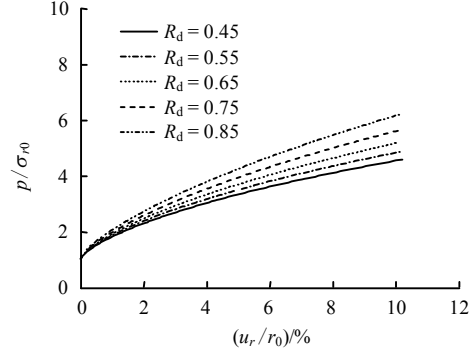
(a) $\sigma_{r0}=0.1$ MPa



(b) $\sigma_{r0}=0.2$ MPa



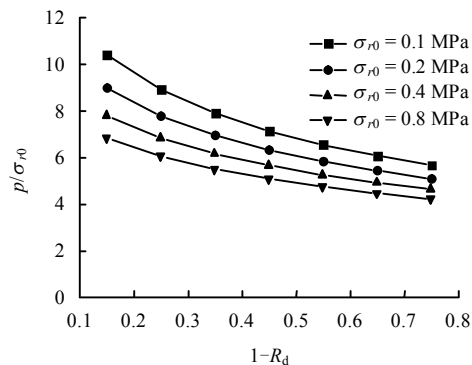
(c) $\sigma_{r0}=0.4$ MPa



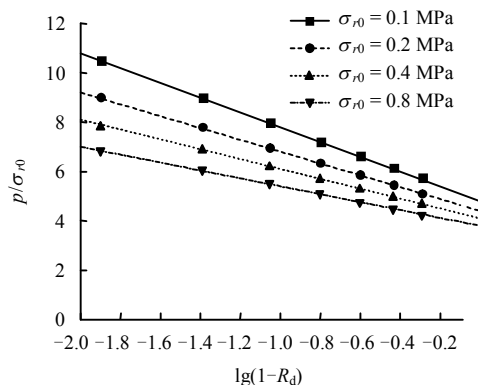
(d) $\sigma_{r0}=0.8$ MPa

图 7 不同 R_d 对应的旁压试验曲线的数值预测

Fig.7 Numerical prediction of the pressuremeter curves for different initial density



(a) $p/(1-R_d)$ 关系



(b) $p/\lg(1-R_d)$ 关系

图 8 孔洞应变达 10% 时, 孔壁压力与砂土密实度的关系及其拟合曲线

Fig.8 Relations between cavity wall pressure and the sand density at 10% of wall-displacement ratio

式中: b 为直线的斜率; a 为直线在 $R_d = 1$ 上的截距, 亦即 $R_d = 1$ 对应的正则化旁压荷载。

从图 8 可以看出, 式(11)中的拟合系数 a 和 b 还不是常数, 而是与径向应力 σ_{r0} 有关。表 2 给出了不同的初始径向应力下 a 和 b 的值, 二者都随 σ_{r0} 的增大而减小。利用表 2 中的数值, 可以进一步得到 a 和 b 随 σ_{r0} 的近似变化规律:

$$a = a_0 - a_1 \lg \left(\frac{\sigma_{r0}}{P_a} \right), \quad b = b_0 - b_1 \lg \left(\frac{\sigma_{r0}}{P_a} \right) \quad (12)$$

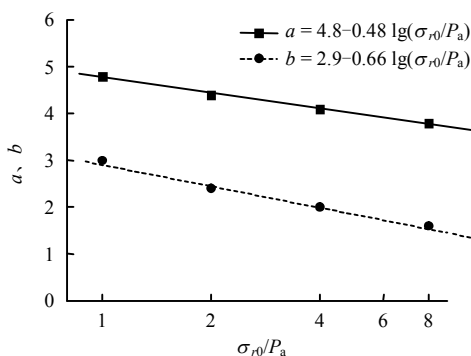
式中: P_a 为大气压力, 用来消除式 (12) 中的量纲; $a_0 = 4.8$; $a_1 = 0.48$; $b_0 = 2.9$; $b_1 = 0.66$, 可通过曲线拟合得到, 见图 9。

式 (12) 中 a_0 、 a_1 和 b_0 、 b_1 为常量, 不依赖于砂土试样中的应力状态和密度。当然, 对于不同的砂土, 这些常量可能是不同的。在实际应用中, 针对某种特定的砂土, 可以通过实验室的常规一维压缩和三轴压缩试验等确定本构模型参数。再利用本文的数值模型确定式 (12) 中的常量 a_0 、 a_1 和 b_0 、 b_1 。在此基础上, 可以采用现场旁压试验数据和式 (11) 来确定土体的初始状态, 作为评估砂土基础变形和承载能力的依据。

表2 图8拟合直线的系数

Table 2 Coefficients of the fitting lines in figure 8

径向应力 σ_{r0} /MPa	a	b
0.1	4.8	3.0
0.2	4.4	2.4
0.4	4.1	2.0
0.8	3.8	1.6

图9 a 和 b 随初始径向应力的变化规律Fig.9 Variation of a and b with the initial radial stress

5 结 论

本文工作与以往研究不同之处在于，利用旁压试验实测数据反演确定土体的初始状态而非材料参数。具体的研究结论如下：

(1) 本文采用的亚塑性模型能较好地模拟砂土的应力-应变关系，模型参数不依赖于砂土的相对密度，能满足旁压试验反分析的需求。在确定了本构模型参数后，有限元数值模型能较好地预测旁压试验曲线。

(2) 数值研究表明，旁压试验中影响旁压荷载的主要因素为应力状态和砂土的相对密度。水平应力分量对旁压荷载的影响最重要。土体中水平应力越大，旁压荷载越大。当水平应力一定，在一定范围内旁压荷载对竖向应力和侧压力系数 K_0 的变化不敏感。

(3) 砂土的相对密度对旁压荷载有显著的影响。在同样的孔洞应变下，土体初始相对密度越高，对应的旁压荷载就越大。

(4) 在一定的孔洞应变下，旁压荷载与土体初始应力及初始相对密度间的关系可以用式(11)表达。结合实验室常规试验，适当运用该式可以从砂土旁压试验结果反演确定土体的初始状态。

参 考 文 献

- [1] WROTH P W. The interpretation of in situ soil test[J]. *Geotechnique*, 1984, 34(4): 449—489.
- [2] 孟高头. 土体原位测试机理、方法及其工程应用[M]. 北京: 地质出版社, 1997.
- [3] VESIC A S. Expansion of cavities in infinite soil mass[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1972, 98(3): 265—290.
- [4] HUGHES J M O, WROTH C P, WINDLE D. Pressuremeter

tests in sand[J]. *Geotechnique*, 1977, 27(4): 455—477.

- [5] JEWELL R J, FAHEY M, WROTH C P. Laboratory study of pressuremeter test in sand[J]. *Geotechnique*, 1980, 30(4): 507—531.
- [6] ROBERTSON P K, HUGHES J M O. Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter test[C]// *Proceedings of 2nd Interior Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications*. Austin: American Society for Testing and Materials, 1986: 283—302.
- [7] BELLOTTI R, GHIONNA V, JAMIOLKOWSKI M, et al. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand[J]. *Geotechnique*, 1989, 39(2): 269—292.
- [8] YU H S. State parameter from self-boring pressuremeter tests in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(12): 2118—2135.
- [9] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. *Geotechnique*, 1985, 35(2): 99—112.
- [10] 刘小生, 汪小刚, 马怀发, 等. 旁压试验反演邓肯-张模型参数方法研究[J]. *岩土工程学报*, 2004, 26(5): 601—606.
- [11] LIU Xiao-sheng, WANG Xiao-gang, MA Huai-fa, et al. Study of back-analysis method of constitutive parameters for Duncan-Chang model based on in-situ pressure test[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, 26(5): 601—606.
- [12] KOLYMBAS D. An outline of hypoplasticity[J]. *Archive of Applied Mechanics*, 1991, 61(3): 143—151.
- [13] WU W, KOLYMBAS D. Hypoplasticity then and now[M]//KOLYMBAS D. *Constitutive Modelling of Granular Materials*. Berlin: Springer, 2000: 57—106.
- [14] GUDEHUS G. A comprehensive constitutive equation for granular materials[J]. *Soils & Foundations*, 1991, 36(1): 1—12.
- [15] BAUER E. Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials[J]. *Soils & Foundations*, 1996, 36(1): 13—26.
- [16] HUANG W, SLOAN S W, FYTIUS S G. Incorporating a predefined limit condition in a hypoplastic model by means of stress transformation[J]. *Mechanics of Materials*, 2008, 40(10): 796—802.
- [17] ISHIHARA K. Liquefaction and flow failure during earthquake[J]. *Geotechnique*, 1993, 43(3): 351—415.
- [18] KOLYMBAS D, BAUER E. Soft oedometer—A new testing device and its application for the calibration of hypoplastic constitutive laws[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1993, 16(2): 263—270.
- [19] HERLE I, GUDEHUS G. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies[J]. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1999, 4(5): 461—486.
- [20] MATSUOKA H, YAO Y P, SUN D. The Cam-clay models revised by the SMP criterion[J]. *Soils & Foundations*, 1999, 39(1): 81—95.
- [21] YAO Y P, SUN D. Application of Lade's criterion to Cam-clay model[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(1): 112—119.
- [22] MANASSERO M. Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sand[J]. *Geotechnique*, 1989, 39(2): 293—308.
- [23] SALOT C, GOTTELAND P, VILLARD P. Influence of relative density on granular materials behavior: DEM simulations of triaxial tests[J]. *Granular Matter*, 2009, 11(4): 221—236.