



改进超固结状态参量次加载面模型数值实现与应用

马少坤¹, 赵乃峰^{1,2}, 潘柏羽¹, 周东¹, 江杰¹

(1. 广西大学土木建筑工程学院; 工程防灾与结构安全重点实验室, 南宁 530004;
2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要:为合理描述超固结土复杂的弹塑性力学行为, 对现有 Hashiguchi 次加载面模型中的超固结状态参量 R 进行修正, 在硬化方程中, 考虑塑性体应变与塑性剪应变的综合作用, 提出了修正超固结状态参量的次加载面模型。同时, 着重介绍了该模型的隐式积分算法及数值实现过程, 编制了对应的接口子程序, 实现了该模型在有限元软件 ABAQUS 中的应用。通过不同工况和加载方式下的数值模拟验证了程序的合理性, 最后应用模型研究了 Fujinomori 黏土的三轴压缩力学特性并与 UH 模型的模拟结果、室内试验研究进行对比。结果表明, 子程序具有较高的计算精度和可靠性, 模型能够准确地模拟黏土的超固结特性。

关键词:次加载面模型; 超固结土; ABAQUS; 用户子程序

中图分类号: TU470 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2015)02-0016-07

Numerical implementation and applications on subloading surface model with improved overconsolidation state variable

Ma Shao-kun¹, Zhao Nai-feng^{1,2}, Pan Bai-yu¹, Zhou Dong¹, Jiang Jie¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture; Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety, Guangxi University, Nanning 530004, P. R. China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: To describe the complex behavior of overconsolidated soil, an improved overconsolidation state variable subloading surface model was presented. The multiple impact of plastic volumetric and shear strain on overconsolidation state variable R was considered in hardening equation. The stress-update algorithm and the procedure of numerical implementation were introduced. The the model was applied by compiling the interface subroutine in finite element software ABAQUS. The rationality of the subroutine was verified by numerical simulations in different working conditions and load types. At last, Fujinomori Clay was simulated by the model in compression test, and the results were compared with those of UH model and

收稿日期: 2014-09-15

基金项目: 国家自然科学基金资助(51068002; 41362016); 广西岩土力学与工程重点实验室资助课题(13-KF-02); 上海市青年科技启明星计划项目(13QB1404300)

作者简介: 马少坤(1972-), 男, 博士, 教授, 主要从事地下工程研究工作, (E-mail) mashaokun@sina.com

江杰(通信作者), 男, 博士, 高工, (E-mail) jie_jiang001@126.com。

Received: 2014-09-15

Foundation item: National Natural Science Foundation of China(No. 51068002; No. 41362016); The Project Was Funded by Guangxi Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering(No. 13-KF-02); Sponsored by Shanghai Rising-Star Program(No. 13QB1404300)

Author brief: Ma Shao kun(1972-), professor, main research interest: underground engineering, (E-mail) mashaokun@sina.com.

Jiang Jie(corresponding author), PhD, seniorengeer, (E-mail) jie_jiang001@126.com

experimentation data. The subroutine was precise and steady and the model proposed can describe the properties of overconsolidation accurately.

Key words: subloading surface model; overconsolidation soils; ABAQUS; subroutine

在隧道、基坑等大型地下工程的开挖过程中,开挖面土体因所处位置不同而经受不同的加载、卸载等复杂应力路径,应力状态发生变化,由正常固结状态转变为超固结状态。Mesri^[1]、Tavenas 等^[2]及众多岩土力学学者研究表明,自然沉积土多数为结构性土且处于超固结状态。超固土体具有剪胀、应变软化等特性,其应力应变关系与正常固结土存在较大差异。以剑桥模型^[3-4]为代表的经典弹塑性理论认为:岩土介质只存在一个屈服面,土在卸载再加载过程中,应力应变关系为弹性,如图 1(a)所示。而实际上,正常固结土一旦卸载就处于超固结状态,土在超固结状态下的再加载过程仍具有塑性变形,如图 1(b)所示^[5]。

为准确反映超固结土的以上特性,许多学者提出了不同的模型。如 Krieg^[6]、Dafalias 等^[7]提出的二面模型, Dafalias 等^[8]提出的边界面模型, Hashiguchi 等^[9-12]提出的次加载面模型等。次加载面模型认为超固结状态下无纯弹性域^[13],塑性屈服由次加载面控制,该面始终过当前应力状态点,随加卸载扩大或缩小,以此来描述超固结状态下的塑性应变。张锋等^[5]基于 Nakai 等^[14]提出的土的密度的概念,建立了一个新的超固结重塑黏土的次加载面剑桥模型; Asaoka 等^[15-16]基于原始剑桥模型屈服准则,提出了可以考虑土的结构性和超固结性的上加载面模型,但模型中超固结状态参数 R 和结构状态参数 R^* 的定义模糊,限制了模型的推广与应用。

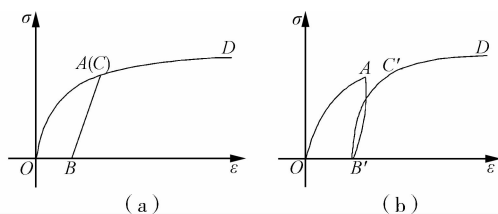


图 1 经典弹塑性理论土与实际土应力-应变关系^[5]

Fig. 1 Relationships of stress-strain in critical state theory and reality^[5]

如上所述,现有次加载面模型理论复杂、形式多样,在有限元软件的本构模型库中鲜有涉及,使该模型的应用与推广受到极大限制。首先基于 Hashiguchi^[9-12]、Yamakawa 等^[17]的次加载面剑桥模型,改进超固结状态变量 R 的演化规则,在硬化

方程中考虑塑性体应变与塑性剪应变对超固结状态参量 R 的共同作用,再利用隐式积分算法编制与改进模型对应的接口子程序,实现对有限元软件 ABAQUS 的二次开发,建立适用于超固结土应力应变关系的数值模拟平台;最后通过不同工况和加载方式的数值模拟,对 Fujinomori 黏土数值模拟与室内试验结果、UH 模型模拟结果对比验证程序的合理性,为该模型的实际工程应用奠定基础。

1 次加载面修正剑桥模型

1.1 次加载面概念

次加载面理论认为超固结土存在两个应力状态面:正常固结屈服面和次加载面,如图 2 所示。正常固结屈服面为修正剑桥模型的屈服面,大小由土在其固结历史上所经受的最大应力水平来确定。次加载面^[18-19]为土体卸荷至某一应力状态时通过此应力状态点与正常固结屈服面几何相似的面,相似比为 R ,相似中心为 p - q 应力空间的原点。次加载面位于正常固结屈服面内,随应力状态的变化扩大或缩小。卸载时,当前应力状态点远离正常固结屈服面, R 减小,次加载面缩小;加载时,当前应力状态点向正常固结屈服面靠近, R 增大,次加载面扩大,若当前应力状态点处于正常固结屈服面上,则 $R=1$,次加载面与正常固结面重合,土由超固结状态转变为正常固结状态。

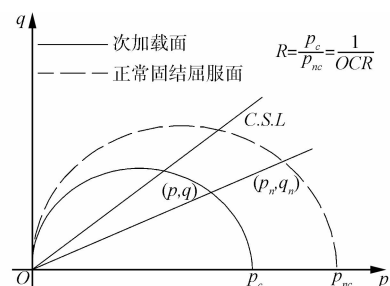


图 2 p - q 空间中的次加载面示意图

Fig. 2 Sketch of subloading surface in p - q space

1.2 屈服面方程与塑性势函数

引入描述超固结程度的超固结比(OCR)概念,给出本文模型两个应力状态面相似比(R)的定义式:

$$R = \frac{1}{OCR} = \frac{p_c}{p_{nc}} \quad (1)$$

式中: p_c 为次加载面大小; p_{nc} 为正常固结屈服面

大小。

结合正常固结屈服面方程(修正剑桥模型屈服面方程^[23])及式(1)可得次加载面在 p - q 应力空间的方程:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p(p - Rp_{nc}) = 0 \quad (2)$$

式中: (p, q) 为当前应力状态点, $p = \sigma_{ij}\delta_{ij}/3$, $q = \sqrt{(3/2)S_{ij}S_{ij}}$; M 为临界状态线在 p - q 应力平面上投影直线的斜率, $M = 6\sin\varphi/(3 - \sin\varphi)$, φ 为内摩擦角。

为准确描述土及软岩的力学特征,近代土力学尤其是次加载面理论建议采用相关联流动法则^[3],因此,式(2)即为本文模型的塑性势函数表达式。

确定了塑性势函数后,塑性应变率即可由以下流动法则给出:

$$d\epsilon_v^p = \varphi \frac{\partial f}{\partial p}, d\epsilon_s^p = \varphi \frac{\partial f}{\partial q} \quad (3)$$

式中: φ 为塑性乘子; $d\epsilon_v^p$ 和 $d\epsilon_s^p$ 分别为塑性体应变增量和塑性剪应变增量。

1.3 协调方程

由式(2)等号两边取微分,得到满足塑性一致条件的协调方程式(4)。

$$df = \frac{\partial f}{\partial p}dp + \frac{\partial f}{\partial q}dq + \frac{\partial f}{\partial p_{nc}}dp_{nc} + \frac{\partial f}{\partial R}dR = 0 \quad (4)$$

式中 dp_{nc} 可用修正剑桥模型的硬化规律表达:

$$dp_{nc} = \chi p_{nc} d\epsilon_v^p \quad (5)$$

式中: $\chi = (1 + e_0)/(\lambda - \kappa)$, e_0 、 λ 、 κ 分别为初始孔隙比、压缩指数、回弹指数; $d\epsilon_v^p$ 为塑性体应变增量。

对式(4)中描述超固结程度的状态变量 R 的微分 (dR) 而言, Hashiguchi^[11]、Asaoka 等^[15-16] 建议:

$$dR = -m_R \chi M \ln R d\epsilon_v^p \quad (6)$$

式中: m_R 为材料参数,其大小表示超固结状态随塑性体应变增加而消失的快慢。

式(6)中 dR 仅与塑性体应变相关,没有考虑到塑性剪应变对超固结性的影响。考虑到超固结性的发展受塑性体应变和塑性剪应变综合影响的情况,本文综合 Asaoka 等^[15-16]、Yamakawa 等^[17] 的建议式,把塑性体应变增量与塑性剪应变增量对超固结性的影响做加权,得出本文模型 dR 的表达式

$$dR = -m_R \chi M \ln R d\epsilon_R^p \quad (7)$$

式中: $d\epsilon_R^p$ 为影响超固结性的等效塑性应变,表达为

$$d\epsilon_R^p = \sqrt{\eta(d\epsilon_v^p)^2 + (1 - \eta)(d\epsilon_s^p)^2} \quad (7')$$

式中: η 为非负的材料参数,表示塑性剪应变增量对超固结性的贡献比。

2 模型应力更新算法

本文采用计算精度和稳定性都较高的隐式积分算法^[20],基本思路如图 3 示 σ_N 点为已知的第 N 增量步的应力状态,把给定的总应变增量 $\Delta\epsilon_{N+1}^p$ 全部视为弹性应变增量,对应的应力增量为 $(d\sigma)^e$,得试探应力状态 σ_{N+1}^r 。进行屈服判断:若 $f(\sigma_{N+1}^r) \leq 0$,说明材料没有屈服,上述试探应力状态即为实际应力状态;若 $f(\sigma_{N+1}^r) > 0$ 说明材料屈服,需进行塑性修正。塑性修正过程中,根据最近点回映算法确定塑性应变增量 $(\Delta\epsilon_{N+1}^p)^1$,通过 Hooke 定律计算经初次迭代后的应力状态 σ_{N+1}^l ,再进行屈服判断。重复以上步骤直至 $f(\sigma_{N+1}^k) = 0$,此时的 σ_{N+1}^k 即为第 $N+1$ 增量步实际的应力状态,迭代结束。

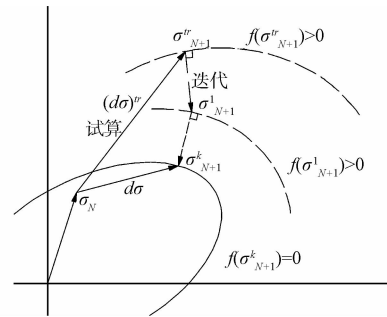


图 3 完全隐式积分算法示意图^[20]

Fig. 3 Sketch of implicit integration algorithm^[20]

2.1 初始变量计算

由状态变量 σ_N 、 R_N 及材料参数 M 可得:

$$p_{c,N} = R_N p_{nc,N}, p_{nc,N} = \frac{q_N^2}{M^2 p_N} + p_N \quad (8)$$

式中: $p_{c,N}$ 、 $p_{nc,N}$ 分别表示 N 增量步时次加载面和正常固结屈服面的大小。

2.2 弹性试算

试探应力分量 σ_{N+1}^r 由 Hooke 定律得出

$$\sigma_{N+1}^r = \sigma_N + D^e d\epsilon_{N+1} \quad (9)$$

式中: D^e 为弹性矩阵, D^e 的计算式为: $D^e = (K - \frac{2}{3}G)\delta_{ij} \otimes \delta_{kl} + \mu(\delta_{ik} \otimes \delta_{jl} + \delta_{il} \otimes \delta_{jk})$, K 为弹性体积模量, μ 为剪切模量。

模型弹性计算采用多孔介质非线性弹性,体积弹性模量和剪切模量分别为

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p, \mu = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} K \quad (10)$$

式中: ν 为泊松比。

2.3 初始屈服判断

首先由试探应力分量 σ^r 计算试探平均应力

p^{tr} 、试探剪切应力 q^{tr} ,进而计算初始屈服函数 f^{tr} :

$$f^{\text{tr}} = \frac{(q_{N+1}^{\text{tr}})^2}{M^2} + p_{N+1}^{\text{tr}}(p_{N+1}^{\text{tr}} - p_{c,N}) \quad (11)$$

若屈服函数 f 小于某个容许误差值 f^{tol} ,则应力状态处于弹性阶段,进行下文 2.6 节的处理,否则进行塑性修正。本文设定 $f^{\text{tol}} = 1 \times 10^{-5}$ 。

2.4 塑性修正

(1)更新第 k 步迭代时 φ 的值 φ^k :

$$\varphi^k = \varphi^{k-1} - f^{k-1}/f' \Big|_{\varphi=\varphi^{k-1}} \quad (\varphi \text{ 的初值 } \varphi^0 \text{ 赋为 } 0)$$

$$f' \Big|_{\varphi^{k-1}} = \left[\frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \varphi} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \varphi} + \frac{\partial f}{\partial p_c} \frac{\partial p_c}{\partial \varphi} \right] \Big|_{\varphi=\varphi^{k-1}}$$

其中:

$$\frac{\partial f}{\partial p} = 2p - p_c, \quad \frac{\partial f}{\partial q} = \frac{2q}{M^2}, \quad \frac{\partial f}{\partial p_c} = -p$$

$$\frac{\partial p}{\partial \varphi} = -K \frac{(2p - p_c)}{1 + (2K + \chi p_c)\varphi}$$

$$\frac{\partial q}{\partial \varphi} = \frac{-q}{\varphi + M^2/6\mu}$$

$$\frac{\partial p_c}{\partial \varphi} = \chi p_c \frac{(2p - p_c)}{1 + (2K + \chi p_c)\varphi}。$$

(2)计算屈服函数 f 在 φ^k ($k=0,1,2,\dots$) 时的值 f^k : $f^k = f(p_{c,N+1}^k, p_{N+1}^k, q_{N+1}^k)$ 。 $p_{c,N+1}^k$ 、 p_{N+1}^k 、 q_{N+1}^k 由下列迭代求出:

1)更新硬化参量 p_c 在第 1 步迭代时的值:

$$p_{c,N+1}^{k,l} = p_{c,N+1}^{k,l-1} - G^{l-1}/G' \Big|_{\varphi^{k-1}}; \text{ 其中 } p_c \text{ 的初值赋为: } p_{c,N+1}^{k,0} = p_{c,N}。$$

$$G^{l-1} = p_{c,N} \exp\left(\chi \varphi^k \frac{2p_{N+1}^r - p_{c,N+1}^{k,l-1}}{1 + 2K\varphi^k}\right) - p_{c,N+1}^{k,l-1}$$

$$G' = \frac{-\chi \varphi^k}{1 + 2K\varphi^k} p_{c,N} \exp\left[\chi \varphi^k \frac{(2p_{N+1}^r - p_{c,N+1}^{k,l-1})}{1 + 2K\varphi^k}\right] - 1$$

上两式中: $p_{c,N+1}^{k,l-1} = (R \Big|_{\varphi=\varphi^{k-1}}) * (p_{c,N+1}^{k,l-1})$, 而 $R \Big|_{\varphi=\varphi^{k-1}}$ 为上一迭代步的 R 值。

若 $|G^l| < G^{\text{tol}}$,进行下一步计算,否则继续进行本步更新直至 $|G^l| < G^{\text{tol}}$ 。本文设定 $G^{\text{tol}} = 1 \times 10^{-5}$ 。

2)计算 $p_{c,N+1}^k$ 及 $p_{nc,N+1}^k$ 、 p_{N+1}^k 、 q_{N+1}^k :

$$p_{c,N+1}^k = p_{c,N+1}^{k,l}, p_{nc,N+1}^k = p_{nc,N+1}^{k,l}$$

$$p_{N+1}^k = \frac{p_{N+1}^r + K\varphi^k p_{c,N+1}^k}{1 + 2K\varphi^k}$$

$$q_{N+1}^k = \frac{q_{N+1}^r}{1 + 6\varphi^k \mu / M^2}$$

(3)判断 $|f^k|$ 与 f^{tol} 的大小,若 $|f^k| < f^{\text{tol}}$ 则迭代终止,该增量步迭代完成,进行下一增量步的计算;否则应转至 (I) 继续迭代。

(4) R 的更新。由于迭代步间的应变增量和应力增量一般较小,故本文假定在迭代步间的 R 保持不变,为上一迭代步末的值。在完成 p_c 、 p 、 q 的更新

后,再利 $R \Big|_{\varphi=\varphi^k} = R \Big|_{\varphi=\varphi^{k-1}} + dR \Big|_{\varphi=\varphi^k}$ 对 R 进行更新, dR 为:

$$dR = -m_R \chi M \ln R \sqrt{\eta (de_v^p)^2 + (1 - \eta) (de_p^p)^2},$$

作为下一迭代步的初始值进行后续迭代。实际计算表明,以上方法不仅使结果准确可靠,也增大了迭代效率。

2.5 一致切线模量

在完成每个积分点应力-应变状态的计算后,提供与材料弹塑性本构关系及其积分算法一致的一致切线模量(Jacobian 矩阵)^[21]。

2.6 变量更新与存储

由下式进行应变、孔隙比等的更新,并进行状态变量 STATEV(NSTATV)的存储:

$$\varepsilon_{N+1} = \varepsilon_N + d\varepsilon_{N+1}$$

$$\varepsilon_{N+1}^e = \varepsilon_N^e + d\varepsilon_{N+1}^e$$

$$\varepsilon_{N+1}^r = \varepsilon_{N+1}^r - d\varepsilon_{N+1}^r \quad (12)$$

$$de_{N+1} = (1 + e_N) d\varepsilon_{v,N+1}$$

$$e_{N+1} = e_N + de_{N+1}$$

3 程序验证

为了验证本文算法的可靠性与程序的精度,选取文献^[22]中所列土样,采用一阶八节点三维实体孔压单元(C3D8P),对试样进行不同工况下不同加载方式的数值模拟,并进行结果比较。限于篇幅,本文仅列出正常固结(NC)和超固结(OC)工况下三轴排水压缩(CD)、三轴不排水压缩(CU)两种加载方式的实验结果。材料参数如表 1 所示。

表 1 材料参数^[22]

Table 1 Parameters of samples^[22]

	正常固结土	超固结土
初始孔隙比	1.50	1.53
压缩指数	0.2	0.2
回弹指数	0.02	0.02
泊松比	0.3	0.3
内摩擦角	30	30
前期固结压力/kPa	50	50
渗透系数	10^{-8}	10^{-8}
初始静水压力/kPa	50	10

式(7)中的材料参数 m_R 在文献[5,15-16]、文献[23]中的取值在[2, 10]之间,经验证,当 m_R 取 8.0 时,本文模型的模拟结果更合理;对式(7')中与超固结状态参数 R 的发展有关的参数 η ,根据本文模拟,取 0.8 较合适。

模拟过程为:在初始分析步中限定模型土样底部 X、Y 两个方向的位移,给模型土样施加围压并在以后的分析步骤中围压保持不变;在荷载步骤中给模型土样施加轴向位移 15.2 mm(轴向应变的 20%)。

图 5 为本文算法与修正剑桥模型结果的应力路径图。如图所示,固结过程中正常固结土的应力路径从“湿侧区域”达到临界状态线,超固结土的应力路径从“干侧区域”穿过临界状态线后又返回到临界状态线上,反映了土固结的一般规律。对比本文算法、修正剑桥模型的应力路径(图 5(a))可知:在模拟正常固结土的固结过程时,本文算法与修正剑桥模型有着极强的一致性,说明本文算法能够准确描述正常固结土固结过程的应力状态变化;在模拟超固结土的固结过程时,本文算法的应力路径更平滑,与实际中平滑过渡的应力路径更接近。对比本文算法、Sheng 等^[22]算法的应力路径(图 5(b)),可以明显看出,在模拟正常固结土不排水固结过程时,本文算法模拟结果的应力路径与实际平滑的应力路径更接近。说明本文算法相对修正剑桥模型与 Sheng 等^[22]算法,能更准确地描述实际正常固结土和超固结土固结过程中的应力状态变化。

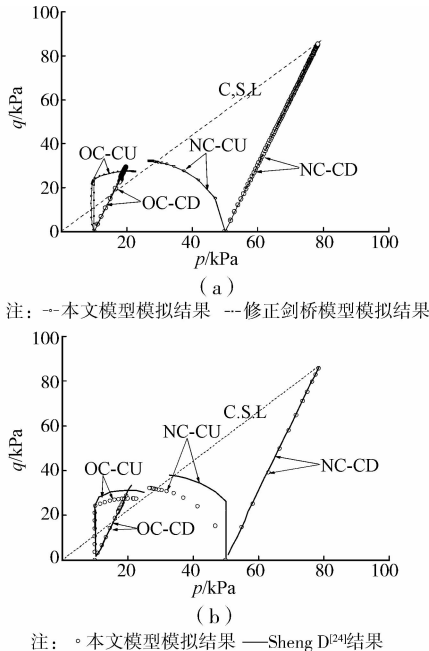


图 5 有效应力路径图

Fig. 5 Elevation Effective stress path diagram

图 6 为关于孔隙比与有效应力关系的本文算法模拟结果(标记为 UMAT)与文献^[22]结果(标记为 Sheng)的对比图。由图可知,正常固结土(NC)在不排水固结(CU)过程中孔隙比保持不变,在排水固结(CD)过程中孔隙比随固结压力增大而减小,表现出

剪缩性;超固结土(OC)在不排水固结(CU)过程中孔隙比保持不变,在排水固结(CD)过程中孔隙比随固结压力增大先减小后增大,表现出剪胀性,在一定程度上反应了超固结土的应变软化特性。以上特性与临界状态理论完全一致,范庆来^[24]也曾得出相似的结论,可见本文算法能够较好地描述土的减缩、剪胀及软化特征。

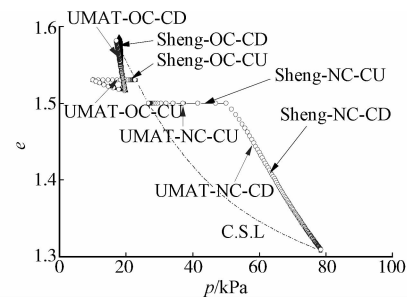


图 6 孔隙比与平均有效应力关系

Fig. 6 Relationship between porosity ratio and mean effective stress

图 7 为本文算法与修正剑桥模型结果的偏应力-轴向应变关系图。如图 7(a)、(b)所示,修正剑桥模型(UMAT)模拟超固结土的应力应变关系曲线有突变点,而本文算法(TEST)模拟的应力应变关系曲线光滑连续,说明本文算法能够更准确地描述土实际固结过程中连续平滑的弹塑性应力应变关系。

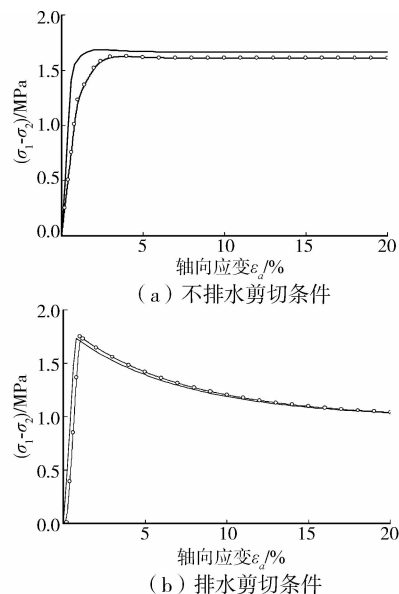


图 7 超固结土偏应力-轴向应变关系曲线

Fig. 7 Relationships between deviatoric stress and axial strain of overconsolidated soils

综上所述,本文算法与修正剑桥模型的模拟结果有着良好的一致性,且能更准确地描述超固结土

的弹塑性力学行为,说明本文算法合理,所编子程序正确。

4 本文模型应用

应用本文模型,对 Fujinomori 黏土进行三轴压缩试验模拟,并与该土样的室内试验结果^[25]、UH 模型模拟结果^[26]进行比较。土样参数如表 2 所示,具体试验见文献^[25]。

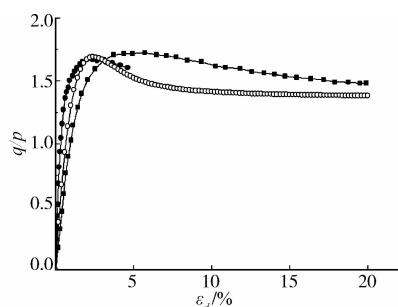
表 2 Fujinomori clay 主要材料参数^[25]

Table 4 The initial material parameters of Fujinomori clay^[25]

e_0	λ	k	ν	R_{cs}	OCR
0.83	0.093	0.020 5	0.2	3.5	8

表 2 中的材料参数 R_{cs} 为三轴压缩过程破坏时的极限主应力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{cs}$, 由文献^[25]中的公式换算为本文模型的参数 $M=1.364$ 。

图 8 为数值模拟结果与试验结果对比图。如图所示,本文模型和 UH 模型^[26]均能准确刻画超固结土应力-应变关系的非线性、应变软化等一般特性。然而在反映超固结土的峰值强度、残余强度以及剪切应力比与轴向应变关系的发展趋势方面,本文模型显然更具优势,与试验结果更吻合。由此看来,本文模型综合考虑塑性剪应变与塑性体应变对超固结状态的影响,能够更准确地反映超固结土实际状态的应力-应变关系。



注: ●—试验结果^[25] ■—UH模型结果^[26] ○—本文模型模拟结果

图 8 试验结果与模拟结果对比图

Fig. 8 Comparison between Simulation and experience

5 结论

建立了改进超固结状态参量的次加载面模型,通过编制该模型对应的用户子程序,实现了对有限元软件的二次开发,建立了适用于超固结土的数值模拟平台。随后,应用模型分析了不同工况和加载条件下土的力学特性,并与 UH 模型的数值模拟结果及试验结果进行了对比分析,得如下结论:

1) 本文模型在模拟正常固结土的三轴压缩试验时,能准确描述变形特征、孔隙比与有效应力关系、应力-应变关系等特性。

2) 在描述超固结土的力学特性方面,本文模型相对修正剑桥模型能够更为连续平滑地模拟实际超固结土的弹塑性应力-应变关系。

3) 在描述超固结土的力学行为方面,本文模型相对 UH 模型能够更准确地刻画超固结土的应变软化、峰值强度与残余强度值以及应力应变关系等特征。

参考文献:

- [1] Mesri G. Discussion of "New design procedure for stability of soft clays" [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, 1: 409-412.
- [2] Tavenas F, Leroueil S. Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: A state of the art [C]//International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, 1987, 2: 3-48.
- [3] Roscoe K H, Schofield A N, Worth C P. On the yielding of soils [J]. Geotechnique, 1958, 8(1): 22-53.
- [4] Roscoe K H, Schofield A N and Thuraira A. Yielding of clay in states wetter than critical [J]. Geotechnique, 1963, 13(3): 211-240.
- [5] 张锋,叶冠林. 计算土力学[M]. 北京:人民交通出版社, 2007.
- [6] Krieg R D. A practical two surface plasticity theory [J]. Journal of Applied Mechanics, ASME. 1975, 42: 641-646.
- [7] Dafalias Y F, Popov E P. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading [J]. Acta Mechanical, 1975, 23(3): 173-192.
- [8] Dafalias Y F, Herrmann L R. A bounding surface soil plasticity model [C]//International Symposium on Soils under Cyclic Trans. Swansea, Balkema, 1980: 335-345.
- [9] Hashiguchi K, Ueno M. Elastoplastic constitutive laws of granular material [C]//Constitutive Equations of Soils, Tokyo, JSSMFE, 1977: 73-82.
- [10] Hashiguchi K. Constitutive equations of elastoplastic materials with elastoplastic transition [J]. Journal of Applied Mechanics, 1980, 47(2): 266-272.
- [11] Hashiguchi K. Subloading surface model in unconventional plasticity [J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(8): 917-945.
- [12] Hashiguchi K, Chen Z P. Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and rotational hardening [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,

- 1998,22:197-227.
- [13] 孔亮,郑颖人,姚仰平. 基于广义塑性力学的土体次加载面循环塑性模型(I):理论与模型[J]. 岩土力学, 2003,24(2):141-145.
- Kong L,Zheng Y R,Yao Y P. Subloading surface cyclic plastic model for soil based on Generalizedplasticity (I):Theory and model [J]. Rock and Soil Mechanics, 2003,24(2):141-145. (in Chinese)
- [14] Nakai T, Horii H. Plane strain compression test of cemented sand and measurement of strain localization [C]//Proc. Of 28th Annual Conference of Japan Geotechnical Society,1993;545-548. (in Japanese)
- [15] Asaoka A, Nakano M, Noda T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior [J]. Soils and Foundations,2000,40(2):99-110.
- [16] Asaoka A, Nakano M, Noda T, et al. Delayed compression/consolidation of naturally clay due to degradation of soil structure [J]. Soils and Foundations,2000,40(3):75-85.
- [17] Yamakawa Y, Hashiguchi K, Ikeda K. Implicit stress-update algorithm for isotropic Cam-clay model based on the subloading surface concept at finite strains [J]. International Journal of Plasticity, 2010, 26 (5): 634-658.
- [18] Hashiguchi K. Plastic constitutive equations of granular material [C]//US-Japan Seminar on Continuum Mechanics and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials. Sendai, JSSMFE, 1978: 321-329.
- [19] Asaoka A, Nakano M, Noda T. Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/critical state [J]. Soils and Foundations,1997,37(1): 13-28.
- [20] 黄雨,周子舟. 下负荷面剑桥模型在 ABAQUS 中的开发实现[J]. 岩土工程学报,2010,32(1):115-119.
- Huang Y, Zhou Z Z. Numerical implementation for subloading Cam-Clay model in ABAQUS [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2010,32(1):115-119. (in Chinese)
- [21] Borjar I, Lee S R. Cam-clay plasticity, Part 1: implicit integration of elasto-plastic constitutive relations [J]. Computers Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1990,78:49-72.
- [22] Sheng D,Sloan S W,Yu H S. Aspects of finite element implementation of critical state models [J]. Computational Mechanics,2000,(6):185-196.
- [23] Zhu H H, Ye B, Cai Y C, et al. An elastoviscoplastic model for soft rock around tunnels considering overconsolidation and structure effects [J]. Computers and Geotechnics,2013,50:6-16.
- [24] 范庆来,栾茂田,倪宏革. 循环荷载作用下软基上大圆筒结构弹塑有效应力分析[J]. 水利学报,2008,39(7): 836-842.
- Fan Q L, Luan M T, Ni H G. Elastoplastic effective stress analysis of soft soil foundation of large-diameter cylindrical structure subjected to cyclic loading [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 39 (7): 836-842. (in Chinese)
- [25] Nakai T, Hinokio M. A simple elastoplastic model for normally and overconsolidated soils with unified material parameters [J]. Soils and Foundations,2004, 44(2):53-70.
- [26] 姚仰平,侯伟,罗汀. 土的统一硬化模型[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(10):2135-2151.
- Yao Y P, Hou W, Luo D. Unified hardening model for soils [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2009,28(10):2135-2151. (in Chinese)

(编辑 胡玲)