

K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型

王立忠, 但汉波

(浙江大学, 浙江 杭州 310027)

摘要: 在修正剑桥模型基础上综合考虑了软黏土的各向异性及率相关性, 建立了适用于 K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型。模型借鉴过应力理论的基本思想, 定义了与动态加载面对应的参考屈服面, 应用径向映射准则将两者联系起来, 流动函数通过分析一维情况下土体的体积蠕变速率得到。以黏塑性体积应变为硬化参数, 将一维情况扩展到三维应力状态, 直接用次固结系数描述土体黏性强弱, 所有参数可通过压缩试验及三轴不排水剪切试验得到。分别计算了代表性等向和 K_0 固结黏土的三轴不排水等应变率加载、不排水剪切蠕变及蠕变破坏过程, 与试验结果进行对比, 验证本文模型的有效可行性。

关键词: 软黏土; 本构模型; 弹黏塑性; K_0 固结; 各向异性

中图分类号: TU41 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2007)09-1344-11

作者简介: 王立忠(1969-), 男, 浙江奉化人, 教授, 博士生导师, 主要从事软黏土力学与土动力学方面的研究。E-mail: dan_zju@163.com。

Elastic viscoplastic constitutive model for K_0 -consolidated soft clays

WANG Li-zhong, DAN Han-bo

(Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

Abstract: A new anisotropic elastic viscoplastic (EVP) constitutive model was presented for K_0 -consolidated soft clays in general stress space. It was assumed that two surfaces existed for any loading history: dynamic loading surface and reference yield surface, both of them are nonsymmetrical ellipses with inclination defined by an α -line. The flow function was established by the visco-plastic volumetric strain rate under one-dimensional condition, the secondary compression coefficient was directly used to describe the rate effects. All model parameters could be easily gained from the results of one-dimensional compression tests and triaxial undrained shear tests. With the determined parameters, the anisotropic EVP model was used to simulate the behaviors of the triaxial undrained constant axial strain rate compression tests and undrained creep tests of some representative clays, it was demonstrated that the calculated results agreed with the test data well, and the present anisotropic EVP model was effective and feasible.

Key words: soft clay; constitutive model; elastic viscoplasticity; K_0 -consolidation; anisotropy

0 引 言

饱和软土在荷载作用下常表现出明显的蠕变、应变率效应、应力松弛等变形时效特性, 而这些往往是传统弹塑性模型无法描述的, 因此, 建立率相关本构模型一直是岩土工程研究的热点课题之一。早期很多率相关模型均是针对软土的一维情况而建立的, 如: Bjerrum 提出的等时间线模型^[1], 很好地解释了正常固结土在单级加载后由于次固结引起的准超固结现象; 为使模型能适用于一维多级加载和加卸载情况, Leroueil 等提出了等应变率模型^[2-3]、殷建华等建立了等效时间线模型并给出了微分形式的本构关系^[4-5], 将土体的次固结、应变率效应等变形时效特性在机理上统一起来。后来很多学者在这些模型的基础上进一步

完善, 扩大其应用范围, 如: 张超杰等建立了适用于结构性土的等应变率模型^[6], 殷宗泽等提出绝对时间坐标体系, 使等时间线模型同时适用于正常固结土和超固结土, 解释了诸多试验现象和工程问题^[7]。

实际多数土体的应力状态并非简单的一维情况, 因此, 建立三维应力状态的弹黏塑性本构模型是近期率相关本构模型研究的重点。三维应力状态的弹黏塑性模型按其核心理论基础大致可分为 3 类: 过应力理论、非稳态流动面理论及其他。过应力理论假定存在一个与土体当前应力状态所处加载面 f 一一对应的静

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50479045)

收稿日期: 2006-07-10

态屈服面 f_s , 两屈服面的相对位置用过应力函数 F 来描述, 土体黏塑性应变率的大小与 F 相关, 方向则通过流动法则来确定, 代表性的模型如: Adachi and Oka (1982, 1996), Hinchberger and Rowe (1996, 2005), Yin et al (1999, 2005)、Borja and Kavazanjian (1985), Kutter and Sathialingam (1992) 和 Vermeer and Neher (2000) 等^[8-16]。非稳态流动面理论的基本框架与传统弹塑性模型一致, 不同在于其屈服面与应力和时间都有关, 即使应力状态一定, 屈服面也随时间而变, 是“非稳态的”, 代表模型如: Sukiguchi (1984)^[17]等。由于非稳态流动面理论对土体何时开始发生黏塑性变形没有明确界定, 而过应力理论能直接利用土力学中较成熟的屈服面, 各物理量也能与传统弹塑性理论较好对应, 因此, 现今多数三维应力状态的率相关本构模型均是基于过应力理论的。

以上大部分弹黏塑性模型均是针对等向固结的重塑正常固结土, 并不能代表原位土体的真实变形特性。随着对原位软土 K_0 固结状态研究的不断深入, 人们逐渐认识到各向异性对土体受力变形性状有很大影响。各向异性主要包含原生各向异性 (inherent anisotropy) 和次生各向异性 (induced anisotropy), 前者由土骨架的结构各向异性产生, 一般很难精确衡量, 后者由原位土体固结过程中的不等向应力状态引起 ($\sigma'_h / \sigma'_v = k_0$), 对土体变形和强度影响显著。因此, 能建立考虑应力诱发次生各向异性的弹黏塑性本构模型, 对于应用于原位软土是十分必要的。

本文基于这一要求, 借鉴过应力理论的建模思路, 建立了一般应力条件下同时考虑率相关性及应力诱发次生各向异性的弹黏塑性本构模型。分别对不同土体在等向固结和 K_0 固结后的不排水等应变加载试验及剪切蠕变试验进行计算分析, 验证模型的有效性, 最后讨论了模型的适用范围。

1 本构模型的建立

1.1 基本假定与模型框架

Bjerrum (1967) 提出了针对一维情况的等时间线体系^[1], 考虑固结与蠕变的耦合, 按变形的可恢复与否, 将土体受荷载后的变形分为两部分: 瞬时压缩和延时压缩, 瞬时压缩是弹性可恢复的, 延时压缩则不可恢复, 此后的学者将此分类扩展到一般的三维应力状态。殷建华等^[4-5, 12-13]认为在考虑黏性效应时, 率相关本构模型应与传统弹塑性模型具有相同的形式, 后者只是前者的特例, 不应该将变形的黏性部分和塑性部分分开。本文采用这一假定, 土体总应变率由弹性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$ 和黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 两部分组成, 即

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad (1)$$

其中, 下标 $i, j=1, 2, 3$, “ \bullet ” 表征变量的速率。上标 “e” 表征弹性, “vp” 表征黏塑性。

应力和应变均以压缩为正, 且变形直接取决于土体的有效应力而非总应力。

弹性变形可恢复, 假定只与土体有效应力水平有关而与时间无关。为计算简便, 一般假定土体弹性变形是各向同性的, 此时弹性变形可用下式描述:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{\kappa}{3V_0 p'} p' \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} \quad (2)$$

其中 p' 为土体当前的平均有效应力, $p' = \sigma'_{kk}/3$ (下标相同代表张量求和); s_{ij} 为土体的偏应力张量, $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$ (当 $i \neq j$ 时, $\delta_{ij} = 0$; 当 $i = j$ 时, $\delta_{ij} = 1$), σ'_{ij} 为有效应力张量; κ 是 $e - \ln p'$ 坐标下的再压缩指数, $V_0 = 1 + e_0$ 为土体的初始比容, e_0 为初始孔隙比。 G 为土体的剪切模量, 取决于当前的体积压缩模量 K 和泊松比 ν , 与当前应力水平有关:

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{p'}{\kappa/V_0} \quad (3)$$

黏塑性变形与时间相关, 不可恢复。黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 可由 Perzyna (1963)^[18] 提出的流动法则计算:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma^{vp} \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

Q 为黏塑性势函数, 当采用相关联流动法则时, 与当前屈服面一致。 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的方向与 Q 的外法线方向重合, 大小则取决于 $\gamma^{vp} \langle \phi(F) \rangle$ 。 γ^{vp} 为土体黏滞性参数, 量纲为 $[t^{-1}]$; 过应力 F 为当前屈服面与相应静态屈服面之间的距离, $F = f/f_s - 1$ (下标 “s” 对应静态), 当 $F > 0$ 时, $\langle \phi(F) \rangle = \phi(F)$, 当 $F \leq 0$ 时, $\langle \phi(F) \rangle = 0$ 。

$\phi(F)$ 建立在试验结果基础上, 还没有较为统一的表达; 静态屈服面 f_s 在应力空间的位置很难确定, 参数 γ^{vp} 一般也只能通过等应变率试验等的结果拟合得到。为此, 本文引入了流动函数 ϕ 替代式 (4) 中的 $\gamma^{vp} \langle \phi(F) \rangle$ 来描述黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的大小, 同时利用相关联流动法则来确定 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的方向, 具体如下式所示:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \phi \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5)$$

式 (5) 在形式上传统弹塑性理论中塑性应变增量的计算式相似, 但流动函数 ϕ 与传统的塑性流动因子有本质区别, 其具体的物理意义在后面作详细讨论。

因此, 欲建立完整的三维各向异性弹黏塑性本构模型, 关键在于: ① 采取合适的屈服面 f ; ② 建立有效的流动函数 ϕ 。

1.2 屈服面 (加载面)

国内外软黏土屈服面形状和不排水抗剪强度的研究发现,天然软土初始屈服面为一倾斜椭圆,倾斜度往往小于 η_{K_0} (η_{K_0} 为初始 K_0 固结的应力比),而且临界状态线在应力空间内的斜率仍为 M ^[19, 21]。

Leroueil^[22] (1997)总结了应变率对 Berthieville clay 不同应力比下屈服点的影响。结果表明,同一应力比时,土体的屈服应力随着应变率的增大而增大;应变率不同时,土体的屈服面也为一系列形状相似、倾斜度相同的椭圆,代表性结果如图 1。

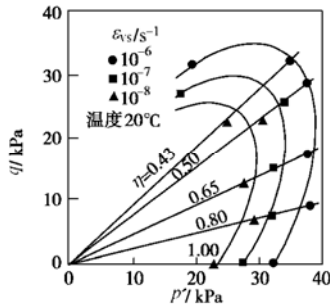


图 1 应变率对屈服面的影响 (Berthieville clay)

Fig. 1 Effect of strain rate on yield surface of Berthieville clay

因此,本文借鉴 Wheeler 等^[19]和王立忠等^[20,21]的做法,采用如下形式的屈服面来反映土体次生各向异性的影响:

$$f = \frac{M^2 - (\alpha\eta_{K_{onc}})^2 + \eta^{*2}}{M^2 - (\alpha\eta_{K_{onc}})^2} p' = p'_c \quad (6)$$

式中, M 为临界状态时的应力比; $\eta^* = \eta - \alpha\eta_{K_{onc}}$, $\eta = q/p'$, $q = (3/2s_{ij}s_{ij})^{1/2}$ 为土体的偏应力, $\eta_{K_{onc}}$ 为正常 K_0 固结土体的初始应力比。 α 为表征 $p'-q$ 空间中椭圆倾斜度的无量纲参数,忽略土体各向异性时, $\alpha = 0$, 此屈服面退化为修正剑桥模型的屈服面。如果考虑土体剪切过程中屈服面的旋转,则 α 是一个变量,反之则为一常数。由于本文研究重点所限,不考虑各向异性的演化规律,仅考虑初始次生各向异性的影响, $\alpha = \alpha_0$, α_0 的解析表达式详见后面第 3.2 节。 p'_c 为 NCL 线上的平均有效应力,表征屈服面的大小。

由于有效应力张量 $\sigma'_{ij} = s_{ij} + p'\delta_{ij}$, 因此:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{1}{3} \frac{\partial f}{\partial p'} \delta_{ij} + \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} \quad (7)$$

结合式 (6) 所示的屈服面方程:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 - (\alpha_0\eta_{K_{onc}})^2} \quad (8a)$$

$$\frac{\partial f}{\partial s_{ij}} = \frac{3}{M^2 - (\alpha_0\eta_{K_{onc}})^2} \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \alpha_0 \frac{s_{ij0}}{p'_0} \right) \quad (8b)$$

1.3 流动函数

与过应力理论相似,本文模型也假定对于土体任意应力状态,均存在两个形状相似的面,如图 2 所示。

(1) 动态加载面 f : 此面经过土体当前的应力状态点,大小用 p'_c 表征,方程如式 (6) 所示。

(2) 参考屈服面 \bar{f} : 此面经过土体在应力不变且作用参考时间 \bar{t} (本文 $\bar{t} = 24$ h) 后土体达到的屈服应力点,大小用 \bar{p}'_c 表征,方程与式 (6) 相似。此面与过应力理论中的静态屈服面类似,根据应力作用时间的长短、蠕变量的多少, \bar{f} 可在 f 之内、之外或重合。

另外,本文采用与 Kutter 等^[10]相同的“径向映射准则”:从原点出发,过当前应力点 (p', q) 做一条射线,与参考屈服面的交点即为参考应力状态 (\bar{p}', \bar{q})。采用此映射准则的优点在于射线上每点的应力比 η 均相同,便于比较。

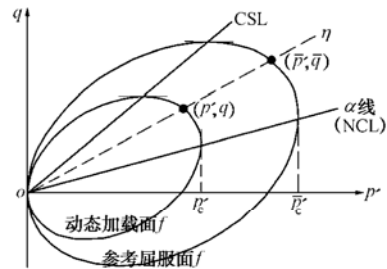


图 2 动态加载面和参考屈服面示意图

Fig. 2 Schematic figure of loading and reference surfaces

与式 (4) 中的 $\phi(F)$ 类似,本文流动函数 ϕ 的大小仅取决于动态加载面与参考屈服面的相对距离:

$$\phi = \phi(p'_c/\bar{p}'_c) \quad (9)$$

但与 Perzyna^[18]理论中“只有当 $f > f_s$, 过应力 $F > 0$ 时才有 $\phi(F) \neq 0$ ”不同的是,当 f 在 \bar{f} 之内或两者重合 ($f/\bar{f} \leq 1$) 时,本文 $\phi \neq 0$, 土体仍有黏塑性变形发生,只有当土体的应力状态 $\sigma'_{ij} = 0$ (f 和 \bar{f} 均与原点重合) 时, ϕ 和 $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ 才为零。

如图 2 所示,由椭圆的相似性及径向映射准则,对于加载面上任一点 (p', q) 都有 $p'_c/\bar{p}'_c = p'/\bar{p}'$; 对于某一时刻 t , 对应的 $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ 一定,此时 f 和 \bar{f} 的相对距离是恒定的,由式 (9) 可知,动态加载面上各点对应的 ϕ 均相同。因此可以直接通过此时刻的一维应力状态 (p'_n, q_n) 与其对应的参考应力状态之间的关系、以及土体黏塑性体积应变率 $\dot{\epsilon}_v^{vp}$, 求出流动函数 ϕ 的解析表达,下标“n”表征一维情况。

Bjerrum^[11]成功用等时间线体系解释了一维情况下正常固结土在恒荷载下由于次固结而表现出的准超固结土特性,且其本质上与 Leroueil 等人的等应变率线体系^[2,3]是一致的,因此,本文基于此体系对一维黏塑性进行讨论。如图 3 所示,在 $\epsilon_v - \ln p'_n$ 平面上有一系列与常规正常固结线平行的直线,本文以常规 24 h 压缩曲线为参考时间线(图中粗线),即 $\bar{t} = T = 24$ h,

回弹再压缩线和正常固结线的斜率分别为 κ/V_0 和 λ/V_0 , p'_n 为一维情况时的平均有效应力。为使正常固结和超固结两种情况统一起来, 本文时间采用殷宗泽^[7]建议的绝对时间坐标, 时间零点统一取为正常固结状态的加荷开始时间。

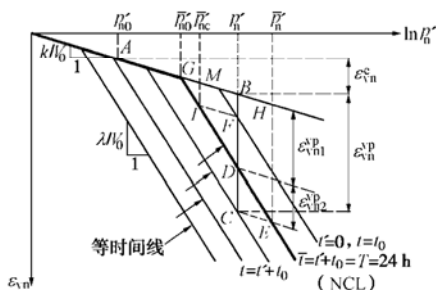


图 3 一维情况下蠕变效应示意图

Fig. 3 Effect of creep on the location of the compression curve

一般土体都先固结 24 h 至原上位上覆压力再进行加载, 因此可假设土体初始状态位于图 3 中的 A 点。对其加载至有效应力 p'_n 并保持应力不变一段时间 t , 到达图中 C 点, 位于相应的时间线上。过 C 点作回弹再压缩线的平行线交 NCL 于 E 点, 对应的应力 \bar{p}'_n 为一维的参考屈服应力 (表观先期固结压力)。当 t 小于、等于或大于 T 时, C 点在 NCL 上方、之上或下方, 分别对应 \bar{p}'_n 小于、等于或大于 p'_n , 图 3 对应 $p'_n < \bar{p}'_n$ 。

此过程的总体积应变可分为弹性 (AB 段) 和黏塑性 (BC 段, $BC=HE$) 两部分:

$$\varepsilon_{vn}^e = \kappa/V_0 \ln(p'_n/p'_{n0}), \quad (10)$$

$$\varepsilon_{vn}^{vp} = (\lambda - \kappa)/V_0 \ln(\bar{p}'_n/\bar{p}'_{n0}), \quad (11)$$

式中, \bar{p}'_{n0} 为常规 24 h 压缩试验所得的先期固结压力。

另外, 在几何上有 $BC=BD+DC$ 成立。BD 段的体积应变可按下式计算:

$$\varepsilon_{vn1}^{vp} = (\lambda - \kappa)/V_0 \ln(p'_n/\bar{p}'_{n0}). \quad (12)$$

DC 段体积应变为土体在 p'_n 作用下从 D 点到 C 点的次固结。实际上土体在 p'_n 作用下的排水固结和次固结是耦合的, 次固结并非只从 D 点才开始发展, 本文将 BC 分为 BD 和 DC 两段只是出于计算方便。

对于次固结, 可用下式计算:

$$\varepsilon_{vn}^s = \psi/V_0 \ln((t' + t_0)/t_0), \quad (13)$$

式中, ψ 为土体的黏滞性指数, $\psi = C_\alpha / \ln 10$, C_α 为软土的次固结系数。 t' 为土体有效次固结时间, t_0 为描述土体何时开始发生次固结而引入的时间参数。D 点对应 $t'_D + t_0 = T$, C 点对应 $t'_C + t_0 = t$ 。按式 (13) 的表达, DC 段次固结体积变形量为

$$\varepsilon_{vn2}^{vp} = \frac{\psi}{V_0} \left[\ln\left(\frac{t'_C + t_0}{t_0}\right) - \ln\left(\frac{t'_D + t_0}{t_0}\right) \right] = \frac{\psi}{V_0} \ln\left(\frac{t}{T}\right). \quad (14)$$

式 (12) 与式 (14) 相加得 BC 段体积变形量为

$$\varepsilon_{vn}^{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{V_0} \ln \frac{p'_n}{\bar{p}'_{n0}} + \frac{\psi}{V_0} \ln \frac{t}{T}. \quad (15)$$

为了使模型能适用于一般加卸载情况, ε_{vn}^{vp} 的表达式中不能直接包含 t 和 t' 这样不易确定的量, 因此本文将 ε_{vn}^{vp} - 时间的关系转化为 ε_{vn}^{vp} - 应力的关系。由式 (11) 与式 (15) 对等, 可解得

$$t = T \cdot (\bar{p}'_n/p'_n)^{(\lambda - \kappa)/\psi}. \quad (16)$$

因此, t 时刻一维情况下土体的黏塑性体积应变率 $\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}$ 可由式 (15) 求微分得到

$$\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp} = \frac{\psi}{V_0} \frac{1}{t} = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{p'_n}{\bar{p}'_n}\right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}}. \quad (17)$$

由式 (5), 可求得

$$\phi = \dot{\varepsilon}_{vn}^{vp} / (\partial f / \partial p'_n)_n, \quad (18)$$

式中, $(\partial f / \partial p'_n)_n$ 为一维情况下 $\partial f / \partial p'_n$ 的值, 将此时代的 $\eta = \eta_{K_{0nc}}$ 代入式 (8a) 即可求得

$$(\partial f / \partial p'_n)_n = (M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2) / (M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2). \quad (19)$$

将式 (17) 及式 (19) 代入式 (18) 得

$$\phi = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{p'_n}{\bar{p}'_n}\right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2}. \quad (20)$$

上式为一维应力状态下应力表达的流动函数 ϕ 。

另外, 由式 (11) 可得

$$\bar{p}'_n = \bar{p}'_{n0} \cdot \exp\left(\frac{\varepsilon_{vn}^{vp}}{(\lambda - \kappa)/V_0}\right). \quad (21)$$

将上式代入式 (20) 也可得到 ϕ 与 ε_{vn}^{vp} 的关系式。

上述过程中, 时间参数 t_0 只作为中间变量出现, 不影响 $\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}$ 和 ϕ 的表达。若要计算 t_0 值, 可引入一条与 NCL 线平行的假想时间线, 即图 3 中虚线 MN, 交 BC 于 F 点。此线上各点的 $t' = 0$, $t = t_0$, 表征次固结开始。由几何上成立的 $BC = BF + FC$ 及式 (11) 所示的 BC 段 ε_{vn}^{vp} , 同时结合“当 C 点恰好在 NCL 线上时, $t'_C + t_0 = T$, $\bar{p}'_n = p'_n$ ”的条件, 可求得

$$t_0 = T \cdot (\bar{p}'_{nc}/p'_n)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}}. \quad (22)$$

其中, BF 表示土体加载后排水固结引起的不可恢复体变, FC 表示土体在 p'_n 作用 t 时间段内的实际次固结变形量, 两者分别按式 (11)、(13) 的形式计算。 \bar{p}'_{nc} 为 F 点对应在参考时间线 (NCL) 上的参考屈服应力 (图 3 中 I 点), 一般情况下 $\bar{p}'_{nc} \neq p'_n$, 因此 $t_0 \neq T$ 。

当不考虑土体黏性 (ψ 或 C_α 为零) 时, 式 (15) 退化至与修正剑桥模型的塑性体应变表达式一致。

1.4 三维弹黏塑性模型的建立

在 $p'-q$ 平面内考查三维情况, 同时将图 3 中各点转至此平面内, 各点均落在 K_{0nc} 线上, 如图 4 所示。动态加载面 f 过 C 点 (p'_n, q_n), 参考屈服面 \bar{f} 过 E 点 (\bar{p}'_n, \bar{q}_n), 相应的 $\bar{t} = T = 24 \text{ h}$, \bar{f} 可在 f 之内、重合

或之外，取决于蠕变时间或黏塑性应变率。如前文分析，对于某一时刻 t ， f 与 \bar{f} 的距离相对恒定， f 上各点对应的 ϕ 均相等，因此只要建立起三维应力情况与 p'_n/\bar{p}'_n 的关系，代入式 (20) 即可求得三维应力状态下的流动函数 ϕ 。

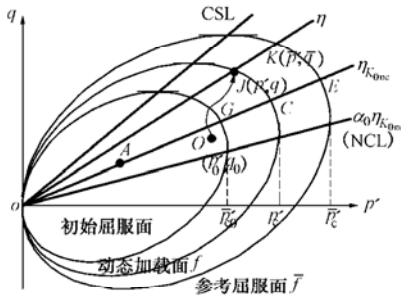


图4 三维情况下屈服面及各应力状态点示意图

Fig. 4 Yield surfaces and stress states in p' - q space

假设土体从初始应力点 O ($q_0/p'_0 = \eta_{K_0}$, $\sigma'_{h0}/\sigma'_{v0} = K_0$) 经一定应力路径到达当前应力点 J (p', q)、参考应力点为 K (\bar{p}', \bar{q})，对应的一维应力点为 C 。由椭圆相似性可知：

$$p'_n/\bar{p}'_n = p'_c/\bar{p}'_c \quad (23)$$

另外，与修正剑桥模型类似，本文模型仍以 ϵ_v^{vp} 作为硬化参数，一般应力情况下的硬化条件为

$$\bar{p}'_c = \bar{p}'_{c0} \cdot \exp\left(\frac{\epsilon_v^{vp}}{(\lambda - \kappa)/V_0}\right) \quad (24)$$

式中， \bar{p}'_{c0} 所在的参考屈服面为常规判断土体处于正常固结和超固结状态的界定，当土体初始为超固结时，此面为过 G 点的初始屈服面 (图4所示)；当土体初始为正常固结时，初始应力点在此面上。

将式 (23)、(24) 及式 (6) 所示的 p'_c 表达式代入式 (20)，可得

$$\phi = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2} \frac{p'}{\bar{p}'_{c0}} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \exp\left(\frac{-\epsilon_v^{vp}}{\psi/V_0}\right) \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2}{M^2 - \eta_{K_{onc}}^2} \quad (25)$$

式中， $\psi/(V_0 T)$ 的量纲为 $[t^{-1}]$ ，类似于 (4) 式中的 γ^{vp} 。由上式知流动函数 ϕ 实质为 p'_c/\bar{p}'_c 的指数函数，描述了由于动态加载面 f 与参考屈服面 \bar{f} 的分离产生的 $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ 的大小，与过应力理论思想一致，但当 $p'_c \leq \bar{p}'_c$ 时，本文 ϕ 仍有意义。

因此，一般应力情况下的弹黏塑性本构模型为

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{\kappa}{3V_0 p'} \dot{p}' \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \phi \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (26)$$

式中， ϕ 见式 (25)， $\partial f/\partial \sigma'_{ij}$ 如式 (7)、(8) 所示。

2 三轴条件下的讨论

由于中主应力在试验中较难模拟，多数研究土体黏性效应的试验都是在三轴条件下完成的，因此，有必要对三轴条件下，本构关系的表达、破坏准则及各种试验情况进行探讨。

2.1 三轴条件下的本构关系

常规三轴条件下，土样的应力、应变满足：

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_a, \quad \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_r, \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3; \\ \dot{\epsilon}_v &= \dot{\epsilon}_1 + 2\dot{\epsilon}_3, \quad \dot{\epsilon}_s = 2/3(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3) \end{aligned} \quad (27)$$

将流动函数 ϕ 的表达式 (25) 及式 (8) 关系代入式 (5) 即可求得黏塑性应变率分量 $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ 和 $\dot{\epsilon}_s^{vp}$ 。弹性应变率按各向同性考虑，即

$$\dot{\epsilon}_v^e = \kappa/V_0 \cdot \dot{p}'/p', \quad \dot{\epsilon}_s^e = \dot{q}/(3G) \quad (28)$$

G 按式 (3) 计算，最终相加可得总应变率 $\dot{\epsilon}_v$ 和 $\dot{\epsilon}_s$ 。

2.2 破坏条件

土体受剪达到破坏时，剪胀为零 ($\dot{\epsilon}_v^{vp}/\dot{\epsilon}_s^{vp} = 0$)，此时土体的应力状态一般称之为临界状态，在 p' - q 平面上用临界状态线 CSL (critical state line) 表示，如图4所示，CSL 为原点与倾斜椭圆最高点的连线。以三轴压缩情况为例，由 $\dot{\epsilon}_v^{vp} = \phi \partial f/\partial p' = 0$ 及式 (8a) 可得 CSL 方程为

$$\eta_{CSL} = M \quad (29)$$

式 (29) 说明，本文模型所得的天然土体与重塑土 CSL 的斜率均为各向同性固结土体的 M 值，符合多数软黏土的试验结果。另外，CSL 与土体的应变率或蠕变时间无关，这与 Leroueil^[23] 总结众多试验结果所得结论一致。

2.3 三轴不排水条件

天然软土渗透性较差，若没有采用排水处理措施，在加载后很长的时间内都处于不排水状态。因此，能否正确反映三轴不排水试验结果是评价所建模型是否可行的重要指标。

不排水情况下，土体总体应变及体应变率均为零：

$$\epsilon_v^e + \epsilon_v^{vp} = 0, \quad \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{vp} = 0 \quad (30)$$

由总体积应变恒为零，可得

$$\epsilon_v^{vp} = -\kappa/V_0 \ln(p'/p'_0) \quad (31)$$

式中， p'_0 为土体加压之前的初始平均有效应力。

将上式代入式 (25)，可得排水时流动函数 ϕ 为

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \\ &\quad (n)^{\frac{-\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{onc}})^2}{M^2 - \eta_{K_{onc}}^2} \end{aligned} \quad (32)$$

式中， $n = \bar{p}'_{c0}/p'_0 = \beta \cdot \text{OCR}$ ，为常规 24 h 试验所得、

以 p' 定义的超固结比, OCR 为以 σ'_v 定义的超固结比。 β 为无量纲参数, 结合本文屈服面方程可知

$$\beta = \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta_{K_{0nc}} - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \frac{1 + 2K_{0nc}}{1 + 2K_0} \quad (33)$$

因此, 黏塑性体积应变率 $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ 为

$$\dot{\epsilon}_a^{vp} = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \cdot (\beta \cdot OCR)^{-\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2} \quad (34)$$

代入式 (30) 中的第二个式子, 可得

$$\frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \cdot (\beta \cdot OCR)^{-\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2} + \frac{\kappa}{V_0} \frac{\dot{p}'}{p'} = 0 \quad (35)$$

式 (35) 为本文模型在三轴不排水情况下, 由总体应变率恒为零所得的不排水条件。

另外, 不排水时 $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_1 + 2\dot{\epsilon}_3 = 0$, 有 $\dot{\epsilon}_3 = -\dot{\epsilon}_1$ 。

3 模型参数分析

本文在修正剑桥模型基础上考虑了软黏土变形的率相关性及 K_0 固结引起的次生各向异性, 模型参数除了修正剑桥模型的基本参数 ($\kappa, \lambda, M, \nu, e_0$) 外, 增加了描述初始各向异性的参数 α_0 和描述蠕变快慢的参数 ψ , 下面分别对各参数的取值进行讨论。

3.1 修正剑桥模型的基本参数

e_0 可通过测定土样的天然含水率和比重换算得到; M 可通过测定不同围压下常规三轴压缩试验, 土样剪切破坏时的有效应力比得到, 另外若试验得到土体的有效内摩擦角 ϕ' , 也可按如下关系计算 $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ 。对于软黏土, 泊松比 ν 一般取 0.3。 $\kappa = C_s / \ln 10$, $\lambda = C_c / \ln 10$, C_s 和 C_c 分别为一维常规 24 h 压缩试验所得的回弹再压缩指数和压缩指数。一般情况下, 软黏土满足 $\lambda / \kappa = 5 \sim 10$ 。

3.2 各向异性参数

各向异性对软黏土应力应变性状的影响在本文模型中集中表现为椭圆的倾斜, 倾斜度为 α 。本文对于各向异性暂时只考虑应力固结历史所引起的初始次生各向异性, 不包含各向异性的演化, 因此 $\alpha = \alpha_0$ 为常数, α_0 与土体的 K_0 固结系数有关。一维压缩时有

$$\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_s} = \frac{\dot{\epsilon}_a + 2\dot{\epsilon}_r}{2/3(\dot{\epsilon}_a - \dot{\epsilon}_r)} = \frac{\dot{\epsilon}_a + 0}{2/3(\dot{\epsilon}_a - 0)} = \frac{3}{2} \quad (36)$$

又由流动法则式 (5) 及式 (8) 得

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} / \dot{\epsilon}_s^{vp} = (M^2 - \eta^2) / [2(\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})] \quad (37)$$

由于发生黏塑性流动时, 弹性应变较小, 可忽略不计, 式 (36)、(37) 近似相等, 且正常一维固结过程中 $\eta = \eta_{K_{0nc}}$, 即可得到 α_0 的表达式为

$$\alpha_0 = (\eta_{K_{0nc}}^2 + 3\eta_{K_{0nc}} - M^2) / 3\eta_{K_{0nc}} \quad (38)$$

式中, K_{0nc} 可按 $K_{0nc} = 1 - \sin \phi'$ 求得, 正常 K_0 固结土的初始应力比为 $\eta_{K_{0nc}} = 3(1 - K_{0nc}) / (1 + 2K_{0nc})$, M 与有效内摩擦角 ϕ' 有关, 可见 α_0 也为 ϕ' 的函数。

3.3 黏性参数 ψ

黏性参数 ψ 表征了软土在一维情况下蠕变 (次固结) 的快慢程度, 满足 $\psi = C_\alpha / \ln 10$, C_α 为次固结系数, 可以通过一维压缩试验的 $e - \log t$ 曲线得到。很多研究表明, 土体次固结过程中 C_α 并非为一定值, 而随着土体应力水平及其作用时间而变化, 但由于本文采用式 (13) 计算次固结, 因此, C_α 及 ψ 仍按常数考虑。本文模型中, λ / ψ 和 $(\lambda - \kappa) / \psi$ 均以指数项出现, ψ 值的变化将会对土体的应力应变关系及应力路径等产生较大的影响, 一般软黏土的 $\lambda / \psi = 15 \sim 25$ 。

与式 (4) 相比, 本文在描述土体黏塑性应变率时, 只引入了与 C_α 关系明确的参数 ψ , 可直接由一维压缩试验得到, 而不像 γ^{vp} 须根据等应变率试验结果等反算拟合, 这也是本文模型优点之一。

另外, 通过比较大量的试验数据, Mesri^[24] 等发现, 次固结系数 C_α 与压缩指数 C_c 存在着很好的一一对应关系, C_α / C_c 基本为定值, 而且对于无机质软黏土, $C_\alpha / C_c = 0.04 \pm 0.01$, 对于有机质软黏土, $C_\alpha / C_c = 0.05 \pm 0.01$ 。因此, 在没有试验条件得到 C_α 的确定值时, 原则上也可按上述经验关系取值。

4 试验与计算结果的对比

本文采用上述模型对几种代表性的软黏土的三轴不排水等应变率加载和不排水剪切蠕变情况进行了计算, 并与其试验结果对比, 验证模型的有效性。

4.1 三轴不排水等应变率加载试验

计算不排水等应变率加载试验时, 所选取的试验土体为 Fukakusa clay 和 Sackville clay, 加载前分别是等向固结和 K_0 固结。

(1) 等向固结情况

Adachi T (1982)^[8] 对重塑的正常固结 Fukakusa clay 进行了三轴等应变率加载试验和不排水剪切蠕变试验。Fukakusa clay 的 w_L 和 w_p 分别为 48.5% 和 26.7%, 黏粒含量达到 67.7%, 有机质含量 < 5%。等应变率加载试验时, 试样先在 392 kPa 的有效围压下等向固结 24 h, 此后在不排水条件下分别按 0.0835 和 0.00817%/min 的轴向应变率加载直至土体破坏。表 1 中 Fukakusa clay 的计算参数也取自此文, 黏性参数 ψ

表1 试验软土的计算参数

Table 1 Constitutive parameters of the clays

土体名称	κ	λ	ψ	e_0	$M(\varphi^\circ)$	η_0	α_0	p'_0/kPa	ν	T/h	OCR
Fukakusa 黏土	0.02	0.1	0.004	0.72	1.5(37°)	0	0.59	392	0.3	24	1
Sackville 黏土	0.06	0.28	0.009	1.5	1.72(42°)	0.286	0.586	61.8	0.3	24	1
Umeda 黏土	0.05	0.343	0.0137	1.303	1.47(36°)	0	0.577	294	0.3	24	1

注：表中 M 值均按照实际不排水等应变率试验加载破坏时的有效应力比得到， η_0 为土体剪切前的初始应力比。按照 $C_\alpha/C_c = 0.04$ 换算得到。

图 5 (a) 和 5 (b) 分别为在两等轴向应变率情况下，Fukakusa clay 的有效应力路径和剪切应力应变关系的试验点和计算曲线的比较，图中应力用 p'_0 归一化。

从图 5 可以看出，本文模型较好地反映了等应变率剪切过程的一般规律，剪切速率越大，土体不排水强度越大。从不排水应力路径图可看出，计算所得加载过程中偏应力 q 偏大，增长速率也偏快，这可能是由两点原因造成：①由于无法获得 Fukakusa clay 的原始压缩曲线及确定的 C_α 值，本文仅按经验关系 $C_\alpha/C_c = 0.04$ 取值， C_α 值可能略偏大；②本文采用“径向映射准则”定义参考应力而 Kutter^[15]曾指出采用此种映射准则，会在一定程度上高估不排水剪切过程中的剪应力。从实际计算结果来看， q 偏大的程度尚在可接受范围内，且径向映射准则较为简单，故本文模型仍采用此应力映射准则。由于实际土样达到临界状态后还继续硬化，表现在应力应变关系上这种偏大反而使得计算曲线与试验结果更为接近。

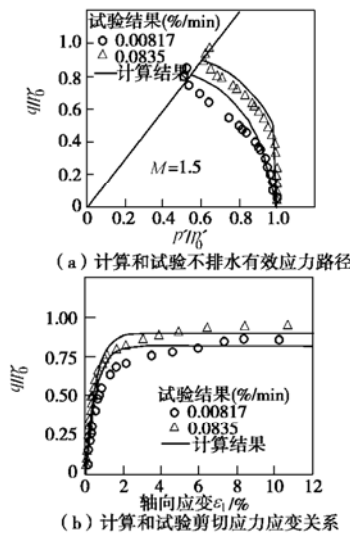


图 5 Fukakusa clay 等应变率加载试验及计算曲线

Fig. 5 Calculated and test results of constant strain rate tests on Fukakusa clay

(2) K_0 固结情况

1989 年，加拿大 New Brunswick 省 Sackville 地区建造了一段人工试验堤，此处地基浅层主要是淤泥质粉质黏土，Rowe^[10-11]等人对该处地表以下 2~7 m 深

度范围内的土体做了大量室内试验。结合现有的试验资料，本文计算了试验堤底面以下 5.6 m 处软黏土的等应变率加载和剪切蠕变特性。该深度处主要是褐色淤泥质粉质黏土，有机质含量 5%， w_L ， w_p 分别为 67.3% 和 43.4%，天然含水率接近液限。试验时，试样先在 $K_0=0.76$ 的条件下固结 24 h，达到正常固结范围，然后在不排水条件下分别按 0.009，0.1 和 1.14%/min 的轴向应变率加载至土样破坏。表 1 中的计算参数源自文献[10]，黏性参数 ψ 由于缺乏确定的试验结果，取值时综合考虑了 3 种应变率下的结果， $C_\alpha/C_c = 0.034$ 仍满足 0.04 ± 0.01 的范围。

等应变率加载过程中，Sackville clay 的有效应力路径及剪切应力应变关系计算曲线与试验结果比较分别如图 6 (a) 和 6 (b) 所示。从图中可以看出，计算所得偏应力 q 较实际偏大，发展也较实际快，但由于 ψ 取值较合理，总体而言，计算与试验结果还是较为吻合，模型能反映 K_0 固结软土在等应变率加载过程中应力增长和应变发展的规律。另外，本文没有考虑土体在剪切过程中各向异性的演化，这也是计算结果与实际值产生差异的原因之一。

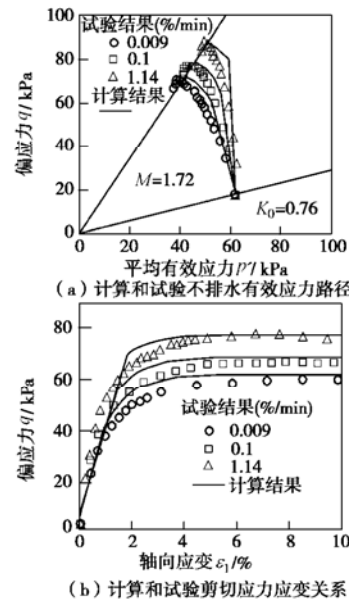


图 6 Fukakusa clay 等应变率加载试验及计算曲线

Fig. 6 Calculated and test results of constant strain rate tests on Sackville clay

4.2 三轴不排水剪切蠕变试验

三轴不排水剪切蠕变试验中, 加载后偏应力 q 始终保持不变。计算仍针对前述的 Fukakusa clay 和 Sackville clay, 以验证模型对等向固结和 K_0 固结不排水蠕变的计算能力。

(1) 等向固结情况

等向固结的 Fukakusa clay 各物理性质如前所述, 计算参数见表 1。图 7(a)、(b)及(c)分别为 $q/p'_0=0.2\sim 0.6$ 情况下轴向应变及平均有效应力随时间发展的试验点与计算值的比较。

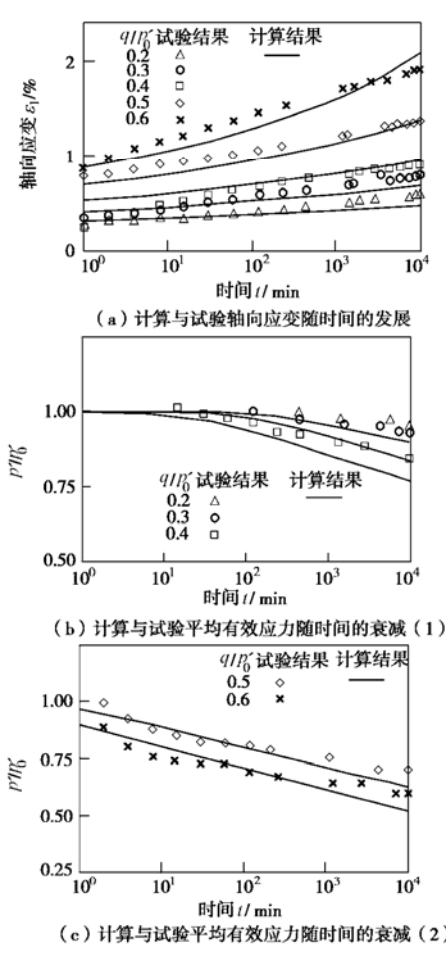


图 7 Fukakusa clay 不排水剪切蠕变试验及计算曲线
Fig. 7 Calculated and test results of undrained creep tests on Fukakusa clay

从图中可以看出, 模型较好地反映了等向固结软土在不排水剪切蠕变过程中应力衰减和应变发展的规律, 对应变的模拟比对应力的模拟要好。从图 7 (b)、(c) 可以看出, 计算所得平均有效应力衰减速度较试验结果偏快, 相应超静孔压偏大, 尤其在 q 较小时与试验结果相差较明显。这是由于在 q 较小时, 土体黏塑性应变发展较少, 总应变及应力的衰减很大程度上取决于弹性部分的性质。本文弹性部分采用式 (2) 表达, 其中 κ 用一维回弹再压缩试验得到, 实际上即使在一维情况下对土样进行轴向卸载, 其水平向应力和

轴向应力之比也会发生变化, 更接近各向等压状态, 因此采用一维试验所得的 κ 进行计算, 会高估弹性部分的影响, 从而在 q 较小时明显表现出 p' 衰减偏快, 前文图 6 (a) 中应变率为 1.14%/min 时有效应力路径前半段近似呈直线增长也是由于此原因造成的, 后半段主要由黏塑性控制, 计算值与实际反而符合较好。

(2) K_0 固结情况

K_0 固结的 Sackville clay 各物理性质如前所述, 计算参数见表 1。

图 8 (a)、(b) 分别为 $q=35, 44.5$ 及 50 kPa 时轴向应变及超静孔压随时间发展的试验点与计算值的比较。试验时, 前一级荷载作用下土样孔压和应变基本不变后才进行下一阶段蠕变试验, $q=35$ kPa 时蠕变试验持续时间约 8000 min, $q=44.5$ 及 50 kPa 时蠕变试验持续时间约 12000 min。从图中可以看出, 随着 q 的增加, 剪应变发展速度明显加快, 由于参数 ψ 取值合理, 模型较好地反映了 K_0 固结的 Sackville clay 不排水蠕变中轴向应变和孔压的发展规律。相对而言应变模拟较好, 而计算所得的 p' 在蠕变初期衰减速度比试验大, 导致试验初期超静孔压计算值偏大, 蠕变后期则与试验较为接近, 这在很大程度上也是由于 κ 取值及采用的弹性应变计算法则造成的。

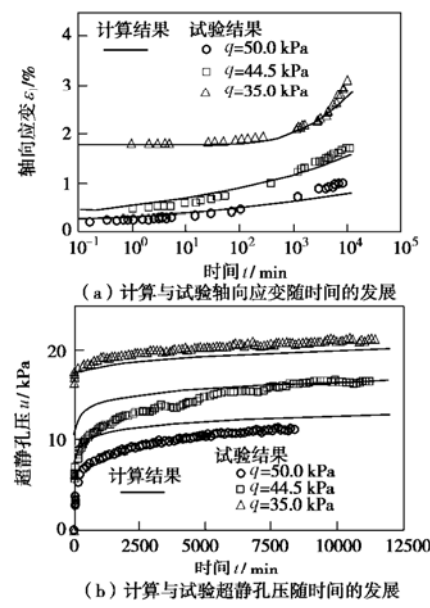


图 8 Sackville clay 不排水剪切蠕变试验及计算曲线
Fig. 8 Calculated and test results of undrained creep tests on Sackville clay

(3) 剪切蠕变破坏情况

不排水剪切蠕变时, 土体的应变和孔压的发展与土体偏应力水平密切相关, 当偏应力过大时, 土体在蠕变后期的应变率不仅不减小反而会持续增大, 应变加速发展, 出现剪切蠕变破坏。以上两组试验在 q 较

大时，轴向应变-时间曲线虽有向上翘的趋势，但均没有出现剪切破坏。为考查本文模型是否能模拟此种现象，选取了 Sekiguchi H (1984)^[17]针对日本大阪湾的正常固结 Umeda clay 所作试验为计算对象，表 1 中的计算参数大部分源自此文，该文中给出的 κ 是由蠕变试验结果反算得到，较常规值偏大，本文对照大阪湾其他黏土，按照 $\lambda/\kappa = 6.5$ 对 κ 进行了调整，黏性参数 ψ 按 $C_{\alpha}/C_c = 0.04$ 取值。

图 9 (a)、(b) 分别为 Umeda clay 在各种偏应力水平下不排水剪切蠕变过程中轴向应变和平均有效应力随时间变化的试验点与计算值比较。从图 9 (a) 中可以看出，当 $q/p'_0 \geq 0.663$ 后，土样开始出现剪切蠕变破坏，轴向应变持续增长，而 p' 迅速减小至 $q/p' = M$ 为止，当 q 很大时，模型计算所得蠕变初期轴向应变偏大较显著。从图 9 (b) 可以看出蠕变初期，模型计算的平均有效应力 p' 与试验结果有一定偏差，尤其是 q 较大时较明显。这是由于模型高估了土体的弹性性质，与 κ 的取值及模型采取的弹性应变计算式有关。但总体而言，本文模型较好地模拟了发生蠕变破坏的破坏时间及轴向应变的加速发展，后期的 p' 也较接近实际值，说明本文考虑土体黏性的思路是正确的。

剪切蠕变破坏的存在对边坡、基坑、堤坝等的稳定都有着重要影响，导致软土发生剪切蠕变破坏的偏应力水平与土的黏性强弱有关，对于一般软黏土，当偏应力 q 达到常规三轴剪切试验破坏时的偏应力 q_{ult} 的 70%~90% 时，土体可能发生剪切蠕变破坏，但这只是经验总结，还需深入研究。

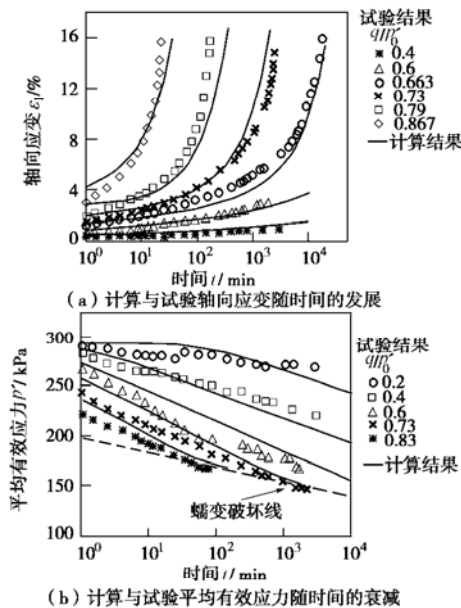


图 9 Umeda clay 不排水蠕变破坏试验及计算曲线

Fig. 9 Calculated and test results of undrained creep rupture tests on Umeda clay

5 讨 论

(1) 流动函数 ϕ 并不能简单地理解为考虑了黏性的塑性流动因子。本文定义了与当前应力状态对应的参考应力状态，通过径向映射准则将它们联系起来， ϕ 实质上描述的是当前应力状态与参考应力状态分离导致的土体黏塑性应变率的大小，基本思想与过应力理论一致，但不同的是，即使动态加载面在参考屈服面之内或重合，土体仍发生黏塑性变形， ϕ 不为零。从计算结果来看，本文考虑土体黏性效应的思路是合理的。若不考虑土体黏性及土体的 K_0 固结历史，本文模型可退化至修正剑桥模型。

(2) 本文仅考虑了土体 K_0 固结历史诱发的次生各向异性，尚未考虑到剪切过程中屈服面绕应力原点的旋转硬化。虽然对 K_0 固结的 Sackville clay 的两项压缩试验的计算中并没表现出考虑旋转硬化有明显影响，但是很多研究表明，在三轴拉伸情况，旋转硬化则不能忽略，这也是今后研究的重点之一。

(3) 本文虽然考虑了原位土体的 K_0 固结历史，但从等应变率试验计算结果看，所得的应力应变曲线均为硬化型，不能模拟结构性土受剪后由于土体结构破坏导致的应力应变关系的软化段，因此，本文模型尚不能应用于结构性较强的原位土体。

(4) 本文一维等时间线体系采用绝对时间坐标系，模型建立过程不强调土体是否处于正常固结状态，其表达式也直接包含了超固结比 OCR，因此，理论上本文模型对正常固结土和超固结土均适用。实际上，正常固结和超固结的划分取决与先期固结压力（参考屈服应力），而它与蠕变时间或应变率是有关的，因此可认为 OCR 与应变率对土体变形特性的影响在一定程度上是类似的。由于篇幅所限，本文并没有对 OCR 展开讨论，尚需进一步地研究。

6 结论与建议

本文考虑 K_0 固结诱发的各向异性，同时在等时间线体系下，从一维蠕变入手，借鉴过应力思想，建立了一般应力状态下的弹黏塑性本构模型。通过与前人试验结果对比，得到以下结论：

(1) 对于当前任意应力状态，均存在两个与其对应的相似面：动态加载面 f 和参考屈服面 \bar{f} ，两面通过径向映射准则联系起来，流动函数 ϕ 描述了两面分离导致的土体黏塑性应变率的大小。对于某一时刻 t ，两面相对位置是不变的，加载面各点的 ϕ 均相等，因此，可利用一维情况下的等时间线体系简单求得 ϕ 的解析表达式，模型参数均可由常规试验测得，物理意

义明确。本文 \bar{f} 与 NCL 有对应关系。

(2) 考虑 K_0 固结诱发的初始各向异性时, 采用了倾斜度为 $\alpha_0 \eta_{k_{onc}}$ 的椭圆屈服面, 使模型屈服面形状更符合多数软黏土的三轴试验结果。本模型的破坏条件与修正剑桥模型完全一致, 临界状态线斜率均为 M , 且与时间或应变率无关。

(3) 本文模型用黏性参数 $\psi = C_\alpha / \ln 10$ 描述软土的黏性效应强弱, 模型对其值较敏感, 应由一维压缩试验测得, 若无试验条件或资料时, 对于一般无机质软黏土, 也可按经验 $C_\alpha / C_c = 0.04 \pm 0.01$ 取值。

(4) 本文模型较好地反映了等应变率剪切试验的一般规律, 剪切速率越大, 土体不排水剪强度越大, 能较好地模拟等应变率试验中的应力应变关系。

(5) 本文模型较好地揭示了剪切蠕变试验的一般规律, 较为准确地模拟了蠕变破坏与剪应力的关系及相应的破坏时间。

(6) 对等向或 K_0 固结土的三轴不排水的压缩试验, 本文模型模拟较好, 说明本文研究方法是合理的, 理论上对三轴排水压缩试验的模拟也是可行的, 但其他加载路径尤其是三轴拉伸情况, 尚需进一步考虑剪切硬化及屈服面绕应力原点的旋转硬化。

参考文献:

[1] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings[J]. *Geotechnique*, 1967, **17**(2): 83 - 118.

[2] LEROUEIL S, KABBAJ M, TAVENAS F, BOUCHARD R. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays[J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(2): 159 - 180.

[3] LEROUEIL S, MARQUES M E S. Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering[M]// SHEAHAN T C, KALIAKIN V N (eds). *Measuring and modeling time dependent soil behavior*, Geotechnical Special Publication No. 61. New York: ASCE, 1996: 1 - 60.

[4] 殷建华, JACK I C. 土体与时间相关的一维应力—应变形状、弹黏塑性模型和固结分析[J]. *岩土力学*, 1994, **15**(3): 65 - 80. (YIN Jian-hua, JACK I C. One-dimensional time dependent stress-strain behavior of soil, elastic visco-plastic modeling and consolidation analysis[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1994, **15**(3): 65 - 80. (in Chinese))

[5] 殷建华, JACK I C. 土体与时间相关的一维应力—应变形状、弹黏塑性模型和固结分析(续)[J]. *岩土力学*, 1994, **15**(4): 65 - 75. (YIN Jian-hua, JACK I C. One-dimensional time

dependent stress-strain behavior of soil, elastic visco-plastic modeling and consolidation analysis[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1994, **15**(4): 65 - 75. (in Chinese))

[6] 张超杰, 王立忠, 陈云敏. 一维弹黏塑性固结模型研究[J]. *水利学报*, 2003, **5**: 16 - 23. (ZHANG Chao-jie, WANG Li-zhong, CHEN Yun-min. Study on one-dimensional elastic visco-plastic consolidation model[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2003, **5**: 16 - 23. (in Chinese))

[7] 殷宗泽, 张海波, 朱俊高, 李国维. 软土的次固结[J]. *岩土工程学报*, 2003, **25**(5): 521 - 526. (YIN Zong-ze, ZHANG Hai-bo, ZHU Jun-gao, LI Guo-wei. Secondary consolidation of soft soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, **25**(5): 521 - 526. (in Chinese))

[8] ADACHI T, OKA F. Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity[J]. *Soils and Foundations*, 1982, **22**(4): 57 - 70.

[9] ADACHI T, OKA F, MIMURA M. State of the art: modeling aspects associated with time dependent behavior of soils[M]// SHEAHAN T C, KALIAKIN V N (eds). *Measuring and modeling time dependent soil behavior*, Geotechnical Special Publication No. 61. New York: ASCE, 61 - 95.

[10] HINCHBERGER S D, ROWE R K. Evaluation of the predictive ability of two elastic-viscoplastic constitutive models[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, **42**: 1675 - 1694.

[11] ROWE R K, GNANENDAN C T, LANDVA A O, VALSANGKAR A J. Calculated and observed behavior of reinforced embankment over soft compressible soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, **33**: 324 - 338

[12] ZHOU C, YIN J H, ZHU J G, CHENG C M. Elastic anisotropic viscoplastic modeling of the strain-rate-dependent stress-strain behavior of K_0 -consolidated natural marine clays in triaxial shear tests[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2005, **5**(3): 218 - 232.

[13] YIN J H, GRAHAM J. Elastic visco-plastic modeling of time-dependent stress-strain behavior of soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, **36**(4): 736 - 766.

[14] BORJA R I, KAVAZANJIAN E. A constitutive model for the stress-strain-time behavior of 'wet' clays[J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(3): 283 - 298.

[15] KUTTER B L, SATHIALINGAM N. Elastic-viscoplastic modeling of the rate-dependent behavior of clays[J]. *Geotechnique*, 1992, **42**(3): 427 - 441.

- [16] VERMEER P A, NEHER H P. A soft soil model that accounts for creep[C]// Proc Int Symp Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, in R B J BRINKGREVE, 1999: 249 - 261.
- [17] SEKIGUCHI H. Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity[J]. Soils and Foundations, 1984, **24**(1): 129 - 147.
- [18] PERZYNA P. The constitutive equations for work-hardening and rate-sensitive plastic materials[C]// Proceeding of Vibrational Problems, Warsaw, 1963, **4**(3): 281 - 290.
- [19] WHEELER S J, NÄÄTÄNEN A. An anisotropic elastoplastic model for soft clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(2): 403 - 418.
- [20] 王立忠, 叶盛华, 沈恺伦, 胡亚元. K_0 固结软土不排水抗剪强度[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 970 - 977. (WANG Li-zhong, YE Sheng-hua, SHEN Kai-lun, HU Ya-yuan. Undrained shear strength of K_0 consolidated soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 970 - 977. (in Chinese))
- [21] 王立忠, 沈恺伦. K_0 固结结构性软黏土的本构模型[J]. 岩土工程学报, 2006, **29**(4): 496 - 504. (WANG Li-zhong, SHEN Kai-lun. A constitutive model for structured soft clays of K_0 consolidation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **29**(4): 496 - 504. (in Chinese))
- [22] LEROUEIL S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils[M]// Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rotterdam: Almeida (ed.), 1997: 41 - 80.
- [23] MESRI G, CASTRO A. C_u/C_c concept and K_0 during secondary compression[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(3): 230 - 247.

第三届全球华人岩土工程学术论坛在台湾召开

2007年8月20~21日第三届全球华人岩土工程学术论坛在台湾新竹交通大学召开,来自祖国大陆、香港、台湾和奥地利、美国和新加坡等国家和地区的60多位代表参加了会议。本次论坛由台湾交通大学、中华大学、淡江大学和亚兴工程顾问有限公司联合主办。以河海大学、同济大学、天津大学、北京工业大学、中科院地质与地理研究所和武汉岩土力学研究所、大连理工大学、东南大学、上海大学、南京工业大学、南京林业大学和长江科学院等单位共19名专家、教授组成的代表团专程赴台参加了本次论坛。论坛开幕式由台湾交通大学黄安斌教授主持,河海大学刘汉龙教授、台湾交通大学吴重雨校长、台湾水利署谢胜彦总工程师和台湾交通大学工学院方永寿

院长分别在开幕式上嘉宾致词。本次论坛是继2003年8月在上海召开的“首届全球华人岩土工程学术论坛”和2005年8月在南京召开的“第二届全球华人岩土工程学术论坛”之后的又一次学术盛会,近60位代表就岩土工程新技术、区域性岩土工程问题、都市深开挖问题、加筋土特性、地基稳定监测和分析等主题做了大会交流发言。会议论文集由黄安斌、刘汉龙、秦中天、李煜聆和张德文主编。论坛还就岩土工程学术发展、岩土工程产业界展望和合作研究发展开展了热烈的讨论。会议决定第四届全球华人岩土工程学术论坛将于2009年8月在武汉召开,由长江科学院与武汉岩土力学研究所联合主办。

(刘汉龙 供稿)