

循环荷载作用下流变性软黏土的边界面模型

李兴照¹, 黄茂松²

(1. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 郑州 450052; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 为了预测交通荷载作用下流变性软黏土的长期运行沉降, 提出了一个能够描述循环加载条件下饱和软黏土流变特性的弹黏塑性本构模型。本模型以边界面弹塑性理论为基础, 采用滞后变形理论。模型不仅能单独考虑土体的流变效应和循环加卸载效应, 还能考虑交通荷载作用下软黏土在循环荷载和流变耦合作用下的变形特性。模型概念清晰, 参数少。通过多组上海软黏土循环加载流变试验结果的模拟, 初步验证了本模型的合理性和有效性。

关键词: 流变性软黏土; 循环加载; 本构模型; 数值模拟; 室内试验

中图分类号: TU447 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2007)02-0249-06

作者简介: 李兴照(1974-), 男, 河南新县人, 博士, 讲师, 主要从事岩土工程本构理论研究。E-mail: lixingzhao11@haut.edu.cn。

A bounding surface model for creeping soft clays under cyclic loading

LI Xing-zhao¹, HUANG Mao-song²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Technology, Zhengzhou 450052, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to simulate the mechanical behavior of creeping soft clay under cyclic loading, a time-dependent constitutive model was developed within the theoretical framework of bounding surface plasticity to incorporate the effects of cyclic path and rheological behavior. The model was based on the concept of delayed plastic strain. It was assumed that the total strain could be decomposed into an immediate elastic part, an immediate plastic part, and a delayed part, where the delayed strain could further be divided into volumetric creep strain and deviatoric creep strain. The model had a few extra parameters more than those of the traditional Cam-clay model, which could be easily determined by conventional laboratory tests. The predictive capacities of model were examined by comparing with cyclic test data of creeping saturated soft clay of Shanghai. It was shown that the agreement between the model predictions and experimental results was satisfactory in general, and the proposed model could simulate realistically the main mechanical behavior of creeping soft clay of Shanghai under cyclic loading.

Key words: creeping soft clay; cyclic loading; constitutive model; numerical simulation; laboratory test

0 引 言

随着我国城市交通基础设施建设的快速发展, 地铁、高速公路和高速铁路必然要穿越或者修建在软黏土之上。虽然目前已经在大量工程实践中积累了宝贵的经验, 但是长期交通荷载作用下软土路基沉降问题却一直未能得到有效解决。在我国及世界上其他国家出现了不少的软土路基沉降过大的实例, 如已建上海地铁隧道某些区段已经出现明显的由于地铁运行造成的软土沉降^[1]; 建于 Ariake 黏土上的日本某低路堤高速公路, 在投入运行后发生了惊人的沉降, 5 a 累计达 1~2 m^[2]; 上海外环线北翟路口交通开放后 2 a 的道路路面的残余变形达到 9~10 cm^[3]。无疑合理预测长期交通荷载作用下的软土地基沉降是十分必要的。长期以来, 道路工程土力学(Pavement Soil Mechanics)与传

统的岩土工程土力学(Traditional Soil Mechanics)作为两个不同的学科各自发展, 结果导致现行道路设计还主要依靠经验方法, 而传统土力学中的以弹塑性理论为核心的本构模型理论在道路工程中很少涉及。然而只有运用这些先进的本构理论才能从机理上揭示路基地基土的变形特性, 从而为下一步探索控制和减少其长期沉降提供可靠的理论依据。在第 36 届 Rankine 讲座中, Brown 教授特别强调了建立路基地基土理论模型的必要性^[4]。

目前国内外学者大都将交通荷载作为循环荷载来

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(10272083); 教育部新世纪优秀人才支持计划(NCET-04-0371)

收稿日期: 2005-12-13

研究路基的长期沉降,用于预测循环加载条件下土体变形特性的本构模型主要有经验拟合模型^[5-7]、套叠屈服面模型^[8-10]和边界面模型^[11-13]等。应该说这些模型适用于没有流变特性的软黏土,然而对于我国东南沿海地区普遍存在的流变性软黏土来说显然并不适用。地基土不仅受到路面和路基结构重量产生的静荷载作用,且还受到由于车辆运行传递到地基土的循环动荷载。由于静荷载的作用土体产生流变变形,而循环动荷载的作用不仅产生循环累积变形,同时也将会影响到土体的流变特性。因此如何合理描述这种静动荷载耦合作用下流变性土体的变形特性将是合理预测软土地基长期沉降的关键。目前描述静力加载条件下软黏土流变特性的本构模型也有很多,如经验模型^[14-15]、元件模型^[16]和弹黏塑性模型^[17-22]等。但针对循环加载条件下流变性软黏土的变形特性进行研究的文献尚未见到,本文正是基于软黏土的这种变形特性,提出了一个基于边界面理论的弹黏塑性本构框架,并通过室内试验进行验证,从而为利用先进的本构模型理论分析交通荷载或地铁荷载下软黏土地基的长期运行沉降提供理论基础。

1 循环加载作用下流变性软黏土本构模型的建立

1.1 边界面方程

本文在修正剑桥模型屈服面形式的基础上引入形状参数 R , 其目的是增加本构模拟的灵活性, 并以此作为边界面, 其具体形式如下:

$$F = \left(\frac{\bar{p}}{p_c}\right)^2 + (R-1)^2 \left(\frac{\bar{q}}{M_\theta p_c}\right)^2 - \frac{2}{R} \frac{\bar{p}}{p_c} + \frac{2-R}{R} = 0, \quad (1)$$

式中, \bar{p} , \bar{q} 均是对应于“像应力”状态 $\bar{\sigma}_{ij}$ 的应力不变量。此处, 像应力 $\bar{\sigma}_{ij}$ 是根据径向映射法则得到的, 如图 1 中所示, 对于任意实际应力状态 σ_{ij} , 在边界面上存在唯一的“像”应力状态 $\bar{\sigma}_{ij}$ 与之对应, 且径向映射法则被表示成: $\bar{\sigma}_{ij} = b\sigma_{ij}$, $b = \delta_0 / (\delta_0 - \delta)$, 其中, δ , δ_0 的几何意义如图 1 所示。 p_c 是椭圆与 p 轴的交点, 它是模型中的内变量, 不仅与塑性变形相关, 还与时间变量有关。临界状态线的斜率 M_θ 可表示为

$$M_\theta = 2mM_c / ((1+m) - (1-m)\sin 3\theta) \quad (2)$$

式中, m 是材料参数, 它表示偏应力平面内轴对称拉伸与轴对称压缩时临界状态线的斜率之比, 即 $m = M_c / M_c$ 。为保证边界面的外凸性, 参数 m 取值范围应在 0.7~1.0 之间; Lode 角 θ 与 J_2 和 J_3 有关, 即:

$$\frac{-\pi}{6} \leq \theta = \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right] / 3 \leq \frac{\pi}{6} \quad (3)$$

1.2 循环加载流变变形特性

与静力加载条件下流变变形一样, 可采用滞后变形理论, 即这种循环加载条件下的流变变形也可以分为瞬时产生的弹性变形、瞬时产生的塑性变形和滞后变形三部分, 即:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p + \dot{\epsilon}_{ij}^t \quad (4)$$

其中瞬时弹塑性变形是由线路上部结构重量和车辆动荷载作用瞬间产生的, 滞后变形是指荷载施加后随时间流逝而产生的黏性变形。

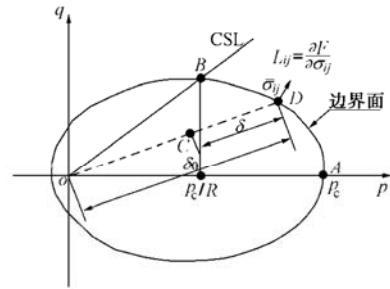


图 1 边界面及其应力变量几何解释示意图

Fig. 1 Schematic illustration of bounding surface and geometrical interpretation of stress variables

根据经典弹塑性理论, 瞬时弹性变形可由广义 Hooke 定律来计算:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = [D_{ijkl}^e]^{-1} \dot{\sigma}_{kl} \quad (5)$$

瞬时塑性变形可由塑性边界面理论来计算, 根据流动法则可得

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_{ij}^p &= L \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \\ L &= \frac{1}{K_p} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} = \frac{1}{\bar{K}_p} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

需要注意的, 与一般的静力流变模型不同, 循环加载引起的塑性应变可以采用式 (6) 所示的边界面理论来模拟。

滞后变形 $\dot{\epsilon}^t$ 可分为体积蠕变 $\dot{\epsilon}_v^t$ 和偏态蠕变 $\dot{\epsilon}_s^t$ 两部分, 即有

$$\dot{\epsilon}_{ij}^t = \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_v^t \delta_{ij} + \dot{\epsilon}_s^t \frac{s_{ij}}{\sqrt{s_{ij}s_{ij}}} \quad (7)$$

式中, $s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}$ 。

体积蠕变 $\dot{\epsilon}_v^t$ 采用下面的经验模型来计算:

$$\dot{\epsilon}_v^t = \frac{\psi}{(1+e_0)t_v} \quad (8)$$

式中, e_0 是初始孔隙比, ψ 是反映土的次压缩特性材料参数, 它与次固结系数 C_α 有如下关系:

$$\psi = \frac{C_\alpha}{\ln 10} \quad (9)$$

t_v 为体积蠕变时间, 采用与 Borja^[19] 类似的推导方法, 并考虑形状系数 R 的影响, 可得

$$t_v = (t_v)_0 \left[\frac{p_c \gamma}{p} \right]^{(\lambda-\kappa)/\psi}, \quad (10)$$

式中, 参数 λ , κ 的物理意义同剑桥模型, ξ 有

$$\gamma = \frac{1+(R-1)^2 \sqrt{1+R(R-2)(\eta/M_\theta)^2}}{R[1+(\eta/M_\theta)^2 + R(R-2)(\eta/M_\theta)^2]}, \quad (11)$$

其中, $\eta = q/p$ 。

为了与经典塑性理论在形式上保持一致, 且从工程实用角度来看, 体积蠕变所需要的参数次固结系数 C_α 比较通用, 因此本文采用体积蠕变率 $\dot{\epsilon}_v^t$ 来直接反求偏态蠕变率 $\dot{\epsilon}_s^t$, 而不是采用 Singh-Mitchell 偏态蠕变规律来求取, 这与 Kutter 等^[20] 所采用的方法是相似的。由体积蠕变反求的偏态蠕变如下:

$$\phi = \frac{\dot{\epsilon}_v^t}{\partial F / \partial p}, \quad (12)$$

$$\dot{\epsilon}_s^t = \phi \frac{\partial Q}{\partial q}, \quad (13)$$

式中, ϕ 为黏塑性加载系数。

1.3 硬化规律

由于流变变形的产生, 与经典弹塑性理论不同, 前期固结压力 p_c 不仅随塑性体积变形 ϵ_v^p 的累积而增长, 而且还随流变时间 t_v 的增加, 即黏性变形 ϵ^t 的产生而增长, 所以有

$$p_c = p_c(\epsilon_v^p, t_v), \quad (14)$$

采用与 Borja^[17] 类似的推导方法, 可得

$$\dot{p}_c = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} (\dot{\epsilon}_v^p + \dot{\epsilon}_v^t) p_c. \quad (15)$$

1.4 连续性条件和塑性模量

将边界面方程改写为外部变量 $\bar{\sigma}_{ij}$ 和内变量 p_c 一般形式为

$$F(\bar{\sigma}_{ij}, p_c) = 0, \quad (16)$$

其中, 内变量 p_c 可以分解为与塑性变形相关部分和与黏性变形相关部分, 即:

$$\dot{p}_c = (\dot{\epsilon}_v^p + \dot{\epsilon}_v^t) \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} = (L + \langle \phi \rangle) \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{kk}}. \quad (17)$$

式中, L , ϕ 分别为塑性加载系数和黏性加载系数,

$$\frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p_c. \quad (18)$$

由一致性条件可得

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \frac{\partial F}{\partial p_c} \dot{p}_c = 0. \quad (19)$$

将式 (17) 代入式 (19) 经变换可得

$$L = \frac{1}{\bar{K}_p} \left[\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} - \langle \phi \rangle \bar{K}_p \right], \quad (20)$$

式中, $\bar{K}_p = -\frac{\partial F}{\partial p_c} \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{kk}}$ 为边界面应力状态塑性模量。

假设映射中心在坐标原点, 根据 Kaliakin 和 Dafalias^[18] 以及 Al-Shamrani 和 Sture^[21], 塑性加载函数 L 可表示为

$$L = \frac{1}{K_p} \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} - \langle \phi \rangle \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \bar{K}_p \right), \quad (21)$$

式中, δ , δ_0 的意义同前所述。

由本构关系方程可得

$$\begin{aligned} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} &= D_{ijkl}^c \left[\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^p - \dot{\epsilon}_{kl}^t \right] \\ &= D_{ijkl}^c \left[\dot{\epsilon}_{kl} - (L + \langle \phi \rangle) \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{kl}} \right], \end{aligned} \quad (22)$$

将式 (22) 代入式 (21) 经变换得

$$L = \frac{\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} D_{ijkl}^c \dot{\epsilon}_{kl} - \langle \phi \rangle \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} D_{ijkl}^c \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{kl}} + \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \bar{K}_p \right)}{K_p + \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ii}} D_{ijkl}^c \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}_{kl}}}, \quad (23)$$

其中实际应力状态塑性模量 K_p 与边界面应力状态 (像应力点) 塑性模量 \bar{K}_p 之间可采用钟辉虹等^[23] 的插值函数形式如下:

$$K_p = \bar{K}_p + P_a \zeta \left[\left(\frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial q} \right)^2 \right] \left[\left(\frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \right)^\mu - 1 \right], \quad (24)$$

式中, P_a 为大气压力, ζ , μ 为模型参数, 且

$$\mu = \mu_0 \exp(-\xi \epsilon_s^p), \quad (25)$$

需要注意的是, 这里的参数 μ 反应了以前的应变历史对塑性模量的影响, 它的引入使得边界面内各点的塑性模量不仅仅与其像应力点的塑性模量及两者之间的距离有关, 还与一些外在的因素如应变历史有关, 从而使塑性模量的变化规律更合理。式 (25) 中 μ_0 和 ξ 为模型参数, ϵ_s^p 表示循环过程中累积塑性偏应变的大小, 有

$$\epsilon_s^p = \int \dot{\epsilon}_s^p dt. \quad (26)$$

由式 (24) 不难看出, 当实际应力状态位于边界面上 (见图 1), $\delta_0 / (\delta_0 - \delta) = 1$, 于是 $K_p = (K_p)_{\min} = \bar{K}_p$; 而当实际应力状态正好位于应力原点, 则 $\delta_0 / (\delta_0 - \delta) = \infty$, $K_p = (K_p)_{\max} = \infty$, 此时将不产生塑性应变。可想而知, 当应力水平较低时, K_p 值较大, 而对应的塑性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ 则较小, 这正好解释了低应力水平下试样所表现的循环稳定性。随着应力水平的增大, $\delta_0 / (\delta_0 - \delta)$ 减小, 同时 $\epsilon_s^p = \int \dot{\epsilon}_s^p dt$ 增大, $\mu = \mu_0 \exp(-\xi \epsilon_s^p)$ 减小, 故 K_p 减小, 此时塑性应变速

表 1 模型验证时的模型参数

Table 1 Model parameters for model validation

λ	κ	M	ν	e_a	R	C_α	ζ	μ_0	ξ
0.20	0.0136	1.462	0.3	1.45	2.0	0.015	10000.0	8.0	1.2

表 2 上海软黏土的模型参数

Table 2 Model parameters for soft clay of Shanghai

λ	κ	M	ν	e_a	R	C_α	ζ	μ_0	ξ
0.20	0.041	1.49	0.3	1.45	2.0	0.0172	10000.0	10.0	1.1

率 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ 将增大, 即塑性应变速率加速发展。

本模型除了经典修正剑桥模型参数 ($\lambda, \kappa, M, \nu, e_a$) 以外, 新增加的模型参数有 5 个。形状参数 R 可以利用 $e - \ln p$ 空间中回弹曲线与临界状态线 (CSL) 的交叉点位置来确定。由于在回弹曲线上只发生弹性变形, 那么从正常固结线 (NCL) 上的 p_c 点出发沿着回弹曲线到达 CSL 线上的 p_r 点, 对应于屈服面上的中性变载情况, 此时形状参数 R 即为 p_c / p_r 。次固结系数 C_α 可以很容易地通过常规的静力流变试验加以确定。 ζ, μ_0 和 ξ 则需要通过不同循环动应力条件下的快速循环加载试验结果拟合得到。

上海软黏土的流变试验结果所得, 见文献[24], 边界参数主要由拟合快速循环加载试验结果得到。

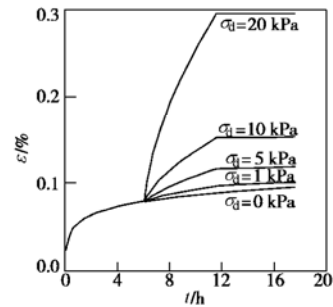


图 2 不同循环动应力作用下的轴向变形

Fig. 2 Axial strains under various cyclic loading

2 模型验证

2.1 不同循环动应力值对流变变形的影响

为了验证模型的合理性, 本文对不同循环动应力作用下土样的轴向变形情况进行了研究, 如图 2 所示, 模拟时所用参数见表 1。从该图可以看出, 在循环动应力很小的情况下, 例如 $\sigma_d = 1.0$ kPa 时, 动应力产生的变形与完全由流变产生的变形相比增加很少, 且在随后的流变过程中, 土样变形的趋势与静力流变 ($\sigma_d = 0$) 时的变形趋势相同, 都是在缓慢增加, 且两条变形曲线近似平行; 随着循环动应力增加到 $\sigma_d = 5.0$ kPa 和 $\sigma_d = 10.0$ kPa, 循环动应力产生的变形越大, 而在随后的流变过程中, 流变变形增加的幅度越来越缓慢, 到 $\sigma_d = 20.0$ kPa 时, 施加完循环动荷载后, 甚至没有流变变形产生。产生这种现象的主要原因在于循环加载后由于孔压增加而引起的类似超固结现象。在较小的动荷载作用下, 相当于超固结比较小, 不足以抑止随后的流变变形, 而较大的动荷载则不同, 由于孔压的显著增加而导致类似于严重超固结的情况, 从而就抑止了流变变形的产生。

2.2 上海软黏土的循环流变试验

为了验证本文所建立循环流变模型的正确性, 本文对上海地区第④标准层灰色淤泥质软黏土进行不排水三轴循环加载流变试验, 有关循环加载流变试验的具体情况详见文献[24], 下面将给出试验结果与模型模拟结果的对比情况, 模拟时所用参数见表 2, 其中临界状态参数、形状参数和流变参数是由模拟同一批

全过程的循环加载流变试验结果如图 3, 4 所示。图中静偏压比 $d = (\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_3$, 循环应力比 $r_d = \sigma_d / \sigma_3$, σ_d 为循环动应力, 而 σ_1, σ_3 分别为轴压和围压。为了更清晰地进行比较, 这里只给出了前三段循环流变的试验结果与模拟结果的对比, 如图 5~8 所示。需要指出的是, 试验所得变形结果和模拟所得变形结果都没包含静力加载阶段所产生的值, 而两种情况下的孔压都包含了静力加载过程产生的值。

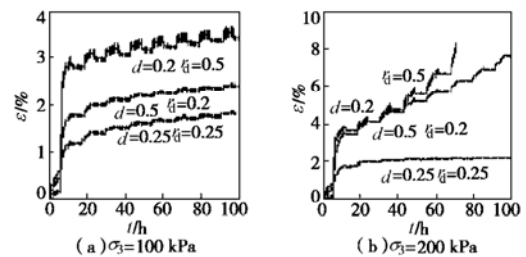


图 3 全过程循环加载流变试验轴向变形曲线

Fig. 3 Axial strains of creep tests under cyclic loading

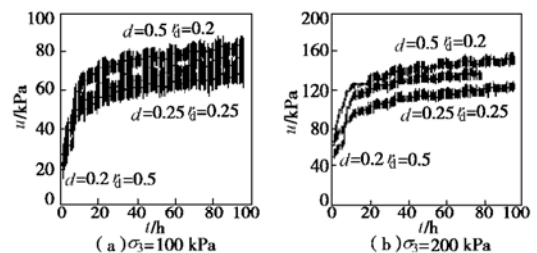


图 4 全过程循环加载流变试验孔隙水压力曲线

Fig. 4 Pore pressures of creep tests under cyclic loading

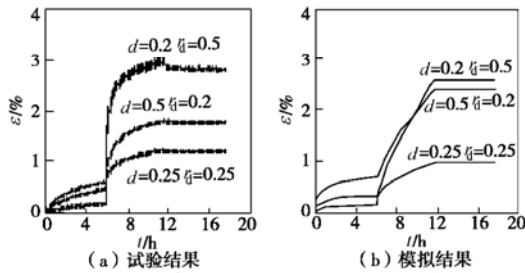


图 5 $\sigma_3 = 100$ kPa 时不排水三轴循环加载流变试验轴向应变图

Fig. 5 Axial strains of undrained triaxial cyclic creep tests under confining pressure $\sigma_3 = 100$ kPa

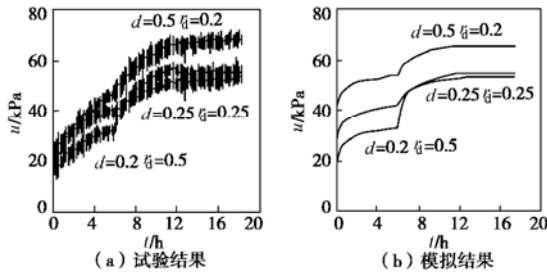


图 6 $\sigma_3 = 100$ kPa 时不排水三轴循环加载流变试验的孔压图

Fig. 6 Pore pressure of undrained triaxial cyclic creep tests under confining pressure $\sigma_3 = 100$ kPa

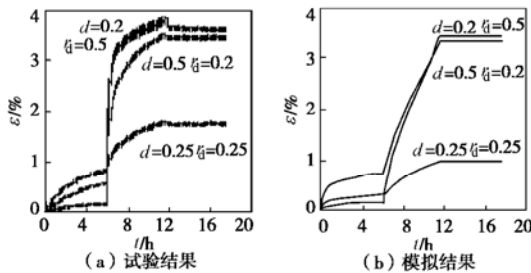


图 7 $\sigma_3 = 200$ kPa 时不排水三轴循环加载流变试验轴向应变图

Fig. 7 Axial strains of undrained triaxial cyclic creep tests under confining pressure $\sigma_3 = 200$ kPa

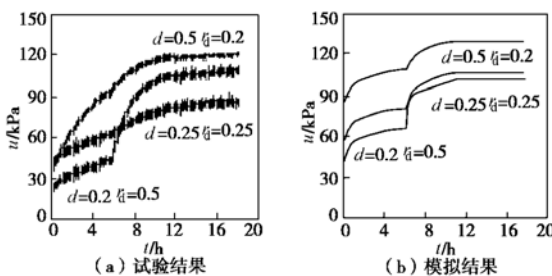


图 8 $\sigma_3 = 200$ kPa 时不排水三轴循环加载流变试验孔压图

Fig. 8 Pore pressures of undrained triaxial cyclic creep tests under confining pressure $\sigma_3 = 200$ kPa

从图 5, 7 的应变图可以看出, 模拟结果与试验结果基本吻合, 只是在 $d = 0.25, r_d = 0.25$ 这种应力比时差别稍大些, 而且初始施加循环荷载阶段的变形上升速度明显比试验结果小, 这说明初始阶段的塑性模量

值偏大, 故需要进一步改进塑性模量插值函数或者采用较复杂的运动硬化模型来描述循环加载特性。对于 $d = 0.25, r_d = 0.25$ 这种应力比情况, 可以发现, 循环流变阶段的试验结果都偏大, 这可能是由于试验过程中受外界干扰过大造成的。图 6、8 为孔压图, 从两图可以看出, 模拟结果与试验结果基本上吻合。

3 结 语

针对交通荷载作用下流变性软黏土的长期运行沉降分析的需要, 提出了一个能够模拟循环加载条件下饱和软黏土流变特性的弹黏塑性本构模型。这个模型以界面弹塑性理论为基础, 采用滞后变形理论, 不仅能单独考虑土体的流变效应和循环加卸载效应, 还能考虑交通荷载作用下软黏土在循环荷载和流变耦合作用下的变形特性。通过分析得出了不同循环动应力作用下土样的变形规律, 发现在较小的动荷载作用下, 由于类似的超固结比较小, 不足以抑止随后的流变变形, 而承受较大的动荷载作用后, 土样会产生类似严重超固结的情况, 从而就抑止了流变变形的产生。通过对多组上海软黏土循环流变试验结果的模拟, 初步验证了本模型的合理性和有效性。

参考文献:

- [1] 程 斌. 车致振动下地铁隧道位移规律的研究[D]. 上海: 同济大学, 2003. (CHENG Bin. Study on the settlement of shield tunnels due to metro train's vibrating loads[D]. Shanghai: Tongji University, 2003. (in Chinese))
- [2] 蒋 军, 陈龙珠. 长期循环荷载作用下粘土的一维沉降[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(3): 366 - 369. (JIANG Jun, CHEN Long-zhu. One-dimenaional settlement due to long-term cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(3):366 - 369. (in Chinese))
- [3] 凌建明, 王 伟, 邬洪波. 行车荷载作用下湿软路基残余变形的研究[J]. 同济大学学报, 2002, 30(11): 1315 - 1320. (LING Jian-ming, WANG Wei, WU Hong-bo. On residual deformation of saturated clay subgrade under vehicle load[J]. Journal of Tongji University, 2002, 30(11): 1315 - 1320. (in Chinese))
- [4] BROWN S F. Soil mechanics in pavement engineering[J]. Geotechnique, 1996, 46(3): 383 - 426.
- [5] LI D, SELIG E T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils[J]. J Geotech Eng, 1996, 122(12): 1006 - 1013.

- [6] CHAI J C, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. *Journal of ASCE*, 2002, **128**(11): 907 - 916.
- [7] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(7): 891 - 895. (HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behavior of soft clay in cyclic undrained tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(7):891 - 895. (in Chinese))
- [8] PROVEST J H. Mathematical modeling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1977, **1**: 195 - 216.
- [9] MROZ Z, NORRIS V A, ZIENKIEWICZ O C. Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils[J]. *Geotechnique*, 1979, **29**(1): 1 - 34.
- [10] 王建华, 要明伦. 软粘土不排水循环特性的弹塑性模拟[J]. *岩土工程学报*, 1996, **18**(3):11 - 18. (WANG Jian-hua, YAO Ming-lun. Elastoplastic simulation of the cyclic undrained behavior of soft clays[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **18**(3): 11 - 18. (in Chinese))
- [11] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bounding surface formulation of soil plasticity[C]// *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*. Chichester: John Wiley and Sons, 1982: 153 - 182.
- [12] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bounding surface plasticity. II: Application to isotropic cohesive soils[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1986, **112**(EM12): 1263 - 1291.
- [13] LIANG R Y, MA F. Anisotropic plasticity model for undrained cyclic behavior of clays. I: theory[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 1992, **118**(2): 229 - 245.
- [14] TAYLOR D W. *Fundamentals of soil mechanics*[M]. New York: Wiley, 1948.
- [15] SINGH A, MITCHELL J K. General stress-strain-time function for soils[J]. *J Soil Mech Found Div, ASCE*, 1968, **94**(1): 21 - 46.
- [16] 赵维炳, 施建勇. 软土固结与流变[M]. 南京:河海大学出版社, 1996. (ZHAO Wei-bing, SHI Jian-yong. *The consolidation and rheology of soft clay*[M]. Nanjing: Hohai University, 1996. (in Chinese))
- [17] BORJA R I, KAVAZANJIAN J E. A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of 'wet' clays[J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(3): 283 - 298.
- [18] KALIAKIN V N, DAFALIAS Y F. Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils[J]. *Soils and Foundations*, 1990, **30**(3): 11 - 24.
- [19] BORJA R I. Generalized creep and stress relaxation model for clays[J]. *J Geotech Engng, ASCE*, 1992, **118**(11): 1765 - 1786.
- [20] KUTTER B L, SATHIALINGAM N. Elastic-viscoplastic modelling of the rate-dependent behaviour[J]. *Geotechnique*, 1992, **42**(3): 27 - 441.
- [21] AL-SHAMRANI M A, STURE S. A time-dependent bounding surface model for anisotropic cohesive soils[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(1): 61 - 76.
- [22] 袁静, 龚晓南, 刘兴旺, 等. 软土各向异性三屈服面流变模型[J]. *岩土工程学报*, 2004, **26**(1): 88 - 94. (YUAN Jing, GONG Xiao-nan, LIU Xing-wang, et al. An anisotropic time-dependent trial-yield-surface model for the stress-strain-time behavior of soft clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(1):88 - 94. (in Chinese))
- [23] 钟辉虹, 黄茂松, 吴世明, 等. 循环荷载作用下软黏土变形特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(5): 629 - 632. (ZHONG Hui-hong, HUANG Mao-song, WU Shi-ming, et al. On the deformation of soft clay subjected to cyclic loading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(5):629 - 632. (in Chinese))
- [24] 李兴照. 饱和软粘土的流变和循环流变特性研究[D]. 上海: 同济大学, 2005. (LI Xing-zhao. *Creep and cyclic creep characteristics of saturated soft clay*[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))