

文章编号: 1000-4750(2012)08-0202-06

软粘土流变微结构突变模型与试验研究

谢新宇¹, 马伯宁¹, 刘开富²

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江, 杭州 310027; 2. 浙江理工大学建筑工程学院, 浙江, 杭州 310008)

摘 要: 软粘土的力学特性是粘土颗粒在荷载下的微观力学行为的宏观表现, 对于软粘土微观方面的研究是了解其宏观性质的基础。该文通过唯象理论的方法建立的软粘土微结构突变模型与本构关系, 能够描述软粘土流变固结的力学特性。通过一维流变固结试验对理论进行了验证, 试验曲线可以用软粘土的微观特性加以解释。利用最小二乘法对模型中的参数进行了拟合, 拟合曲线与试验值的符合程度较好, 拟合参数的变化特点同样能体现出软粘土微观结构的力学特性。

关键词: 软粘土; 流变固结; 微结构模型; 流变试验; 微观特性

中图分类号: TU16 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2010.11.0841

MICROSTRUCTURAL CATASTROPHIC MODEL AND RHEOLOGICAL CONSOLIDATION TESTS FOR SOFT CLAY

XIE Xin-yu¹, MA Bo-ning¹, LIU Kai-fu²

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310027, China;

2. Department of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou, Zhejiang 310008, China)

Abstract: A brief review of the former studies on the mechanisms of soil rheology and microstructure is presented initially. Then a microstructural catastrophic model for soft clay is presented, adopting phenomenological methods, which could be applied to describe the rheological consolidation behaviour of the soft clay. A series of rheological consolidation experiments with different loading rates is performed to testify the theory presented. The creep deformation, which is loading rate dependent, can be clearly observed in these tests. The mechanical behavior of the soil can be understood according to the characteristics of the microstructure. The material parameters are gained by curve fitting. With only two free parameters, good fits of the data are achieved. The characteristics of the parameter demonstrate the feature of the micro-mechanical behavior of the clay.

Key words: soft clay; rheological consolidation; microstructural model; oedometer tests; microscopic characteristics

土力学的固结理论主要描述粘土等多孔介质材料在荷载以及其他外部作用下发生渗流与变形的耦合过程。在这一过程中, 土体的超静孔隙水压力逐步消散, 有效应力不断增大, 变形逐渐趋于稳定。然而 Buisman 首先在试验中发现了在超静孔压消散完毕后土样的长期变形现象, 并被 Zeevaert^[1]、Leonards 和 Ramiah^[2]等人的试验以及工程实践所验

证。这种无法被经典固结理论解释的现象, 被称作次固结或流变。

关于土流变产生的机制, 学者们的说法不一^[3-6]。直到今日, 由于软粘土的流变过程中宏观上和微观上的复杂性以及试验技术的限制, 土的流变机理仍然没有一个确切的描述。

土的微观结构的研究是认识其工程特性的一

收稿日期: 2010-11-22; 修改日期: 2011-03-30

基金项目: 国家自然科学基金项目(51079126); 浙江省自然科学基金项目(Y1090971)

通讯作者: 谢新宇(1969—), 男, 浙江乐清人, 教授, 博士, 主要从事软粘土力学和地基处理技术研究(E-mail: xiexinyu@zju.edu.cn).

作者简介: 马伯宁(1986—), 男, 北京人, 博士生, 主要从事土的流变学与固结理论研究(E-mail: maxwell_maboning@163.com);

刘开富(1977—), 男, 山东临沂人, 副教授, 博士, 主要从事岩土工程研究(E-mail: liukf007@zju.edu.cn).

个重要方法。软粘土的工程特性指标如强度、压缩性以及渗透性等归根结底取决于在荷载以及其他因素作用下土颗粒间的相互作用。因此，土的微观结构研究是对其工程性质研究的基础^[7-8]。从 19 世纪 20 年代至今，随着试验观察与测试水平的不断提高，粘土微观结构的研究取得了一系列重要的成果，其中以英国学者 Smart^[9]和 Tovey^[10]为代表，采用扫描电镜对粘土的微观结构进行观察，提出了颗粒排布的结构形态，并对其开展了量化分析的相关研究。理论研究方面，Bazant^[11]首次对粘性土的蠕变建立了微观力学模型，这是软粘土微观结构研究的一个新突破。我国的苗天德^[12]、沈珠江^[13-14]和孙强等^[15]也对土的微结构变形机理进行了研究。

基于 Tan^[5]、Poskitt^[6]和 Delage^[16]以及其他一些学者所提出的观点和研究成果，我们考虑从微观的角度，通过唯象理论方法，对软粘土的流变固结过程展开研究。粘土颗粒的排列形态可以被抽象为一系列“书本架”结构^[5]，片状的颗粒相互间胶结粘合。次固结可以被认为是这样一种粘土颗粒间的胶结发生突跳(bond jumping)的过程，当土骨架所受有效应力超过土微结构的承载力后，微结构会发生突然的破坏，应力将继续向邻近的结构传递，随着微结构的破坏，孔隙被压缩，颗粒间又会形成新的胶结，成为更稳定的结构，这就是土颗粒在应力作用下发生结构重组的过程。在上述对土微结构变形的描述中，可以发现土的微结构有一个发生突然变形的特点，本文基于突变理论建立了一个软粘土微结构失稳模型来描述这一特性。该力学建模的目的是为了确定在应力作用下粘土微结构的变形特性，而非描述出其确切的变形，更不是为了确定结构中单个土颗粒的力学过程。因此，本文中的模型是粘土微观结构真实变形的唯象理论描述。通过建立软粘土微结构突变模型，导出了一组描述其流变固结过程的本构关系。采用宁波软土进行了一维固结流变试验验证了本理论，用最小二乘法对模型中的参数进行拟合，并最终分析了软粘土流变固结的特性。

1 软粘土微结构突变模型

1.1 基本假定

- 1) 微结构的变形完全为力学过程。
- 2) 粘土颗粒胶结体简化为刚性杆件体系，以链杆体系模拟土中孔隙结构。
- 3) 刚性杆之间采用开尔文模型模拟颗粒之间

的胶结，如图 1 所示。其转动刚度系数 k 与转动粘滞系数 η 可模拟变形的粘弹性特性，参数的取值与土体的矿物组成、沉积过程和应力状态等因素相关。

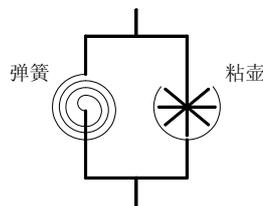


图 1 颗粒连结模型

Fig.1 The jointing model for particles

1.2 微结构突变模型

依据以上基本假设，我们建立如图 2 所示的软粘土结构微元模型。假定初始状态时候微结构单元的各胶结点处在一个半径为 $R = (\sqrt{2}/2)l$ 的圆周上，并认为 R 为孔隙的半径。设微结构所在平面的正应力与切应力分别为 σ 和 τ ，杆长为 l ，则作用在微结构上的力为：

$$F = \sigma l, \quad S = \tau l. \quad (1)$$

在 F 和 S 作用下，结构单元产生 θ 角的倾斜。

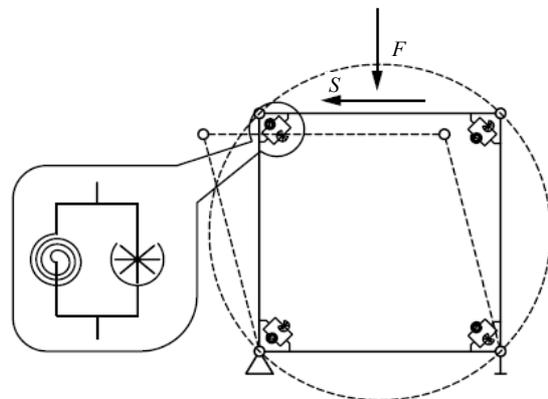


图 2 软粘土微结构模型

Fig.2 Clay microstructural model

开尔文模型的应力-应变关系有：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{k} (1 - e^{-kt/\eta}) \quad (2)$$

其能量形式为 $dV_1 = \sigma d\varepsilon$ ，则结构单元产生 θ 角的倾斜时其势能为：

$$V_1 = \int_0^\theta 4k(1 - e^{-kt/\eta})^{-1} d\varepsilon = 2N(t)\theta^2 \quad (3)$$

其中，

$$N(t) = k \frac{1 + e^{-kt/\eta}}{1 - e^{-2kt/\eta}} \quad (4)$$

则该微结构的总势能为：

$$V(\theta) = 2N(t)\theta^2 + 2R^2(\sigma \cos\theta - \tau \sin\theta - \sigma) \quad (5)$$

首先假定 $\tau = 0$ ，确定结构平衡位置的条件是 $V'(\theta) = 0$ ，即：

$$2N(t)\theta - R^2\sigma \sin\theta = 0 \quad (6)$$

当 $\sigma < 2N(t)/R^2$ 时，式(6)有唯一解 $\theta = 0$ ，相应的平衡位置是稳定的；当 $\sigma > 2N(t)/R^2$ 时，除 $\theta = 0$ 外，还存在另外两个互为相反数的解。对应于 $\theta = 0$ 的平衡位置是不稳定的，另外两个相应的平衡位置是稳定的。根据突变理论，这意味着结构将发生突然的倾斜。

当 $\tau \neq 0$ 时，式(5)可展开为：

$$V(\theta) = \frac{1}{6}N(t)\theta^4 - (R^2\sigma - 2k)\theta^2 - 2R^2\tau\theta \quad (7)$$

式(7)的平衡位置同样由 $V'(\theta) = 0$ 决定，同时将其转化为尖点突变标准形式：

$$\theta^3 + a\theta + b = 0 \quad (8)$$

式中：

$$a = -\frac{3(R^2\sigma - 2k)}{N(t)}, \quad b = -\frac{3R^2\tau}{N(t)} \quad (9)$$

其中： θ 为状态变量； a 、 b 为控制变量，则式(5)的分叉集方程为：

$$D = 4a^3 + 27b^2 = (R^2\sigma - 2N(t))^3 - (9/4)kR^4\tau^2 = 0 \quad (10)$$

式(10)的物理意义为：当 σ 、 τ 和 t 满足式(10)时，半径大于 R 的孔隙都已破坏。

对于平面应力状态，有：

$$\sigma = p_s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{1 + K_0}{2}\sigma' \quad (11)$$

$$\tau = q_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{1 - K_0}{2}\sigma' \quad (12)$$

式中： p_s 、 q_s 为八面体应力； K_0 为有效侧压力系数； σ' 为竖向有效应力。将式(11)、式(12)代入式(10)，得：

$$16\left(\frac{1+K_0}{2}R^2\sigma' - 2N(t)\right)^3 - 9N(t)(1-K_0)^2R^4\sigma'^2 = 0 \quad (13)$$

将式(13)微分得到其增量形式：

$$dR = \frac{Dd\sigma' + Edt}{16A(1+K_0)R\sigma' - 4CN(t)R^3\sigma'^2} \quad (14)$$

式中： $D = -8A(1+K_0)R^2 + 2CN(t)R^4\sigma'^2$ ，

$$E = -32ABk + CR^4\sigma'^2B,$$

$$A = \frac{1+2K_0}{3}R^2\sigma' - 2N(t),$$

$$B = \frac{k/\eta \cdot e^{-kt/\eta}(1+2e^2+e^3)}{(1-e^{-2kt/\eta})^2},$$

$$C = 3k(1-K_0^2)。$$

式(14)的物理意义是半径为 R 的孔隙破坏后，如果应力增加 $d\sigma'$ ，则半径处于 $(R-dR) \sim R$ 之间的孔隙也将发生破坏。

1.3 软土流变模型

当微结构失稳判定条件式(10)得到满足时，平衡方程式(7)的近似解为：

$$\theta_1 = 2\sqrt[3]{3\tau/\sigma}, \quad \theta_{2,3} = -\sqrt[3]{3\tau/\sigma} \quad (15)$$

以上解答对应微结构突变的两个平衡位置，即突变过程为原孔隙结构破坏产生了一个较为稳定的结构。则微结构突变的角为：

$$\theta = 3\sqrt[3]{3\tau/\sigma} = 3\sqrt[3]{3(1-K_0)/1+K_0} \quad (16)$$

微结构的初始高度为 $h = l$ ，结构破坏后新的平衡状态高度为 $h' = l \cos\theta$ ，则微结构破坏后的竖向尺寸变化率为：

$$\phi = 1 - \cos\theta \quad (17)$$

假定土体中的孔隙分布为 $P(R)$ ，满足：

$$\int_0^{R_{\max}} P(R) dR = 1 \quad (18)$$

假定孔隙体积为 1，孔隙率为 n ，则土体总体积为 $1/n$ 。在应力增加 $d\sigma$ 后，孔径处于 $(R-dR) \sim R$ 之间的孔隙发生破坏，土体的竖向压缩为：

$$dh = \phi P(R) dR = (1 - \cos\theta)P(R) dR \quad (19)$$

竖向应变增量为：

$$d\varepsilon = dh/h = n(1 - \cos\theta)P(R) dR \quad (20)$$

此时

$$n = \frac{(1 - \Delta V)e_0}{1 + (1 - \Delta V)e_0} \quad (21)$$

$$\Delta V = \int_R^{R_{\max}} \phi P(R) dR \quad (22)$$

式中： ΔV 是总的竖向压缩量； e_0 为初始孔隙比。

以上式(14)、式(20)构成软粘土流变固结模型。模型中的参数可采用不同的方法进行确定。初始孔隙比 e_0 可用室内土工试验测得， $P(R)$ 可通过压汞试验获得。有效侧压力系数 K_0 在一维压缩中是变化的，因此采用了如下的确定方法。

根据李又云等^[17]的研究， K_0 的变化规律相同，都是随时间先上升，然后趋于某一稳定值，且无论固结压力多大， K_0 在各级压力作用下其稳定值基本相同。因此，通过室内土工试验确定不同固结度的宁波软土的内摩擦角 φ' ，根据经验公式 $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ 获得一系列的 K_0 取值，然后利用这些数据散点拟合出 K_0 的变化规律。实际拟合得到的方程形

式为:

$$K_0 = a_1 \cdot e^{(-t/t_1)} + a_2 \cdot e^{(-t/t_2)} + a_3 \cdot e^{(-t/t_3)} + b \quad (23)$$

模型中微观开尔文模型参数转动刚度系数 k 与转动粘滞系数 η 体现了粘土颗粒的胶结特性, 很难通过试验获得, 后面将采用拟合方法确定参数, 分析其特性。

2 软粘土流变试验研究

2.1 试验方案

试验所用土样为取自宁波地区某基坑的原状土, 为饱和淤泥质粉质粘土。土样埋深 3.5m~4.5m, 颗粒比重 2.67, 孔隙比 1.08, 含水率 40.4%。本文采用一维固结流变试验来对理论进行验证。用环刀将原状土切削成三个直径 61.8mm、高度 20.0mm 的土样, 将其安置在固结仪当中, 土样上下放置两片透水石。三组试样分别用于不同加载比的试验, 各组加载方案见表 1。每级荷载作用持续 7d, 直至 24h 内变形小于 0.005mm 为止。在每一级加载过程中, 同时量测试样的变形量并记录时间。

表 1 固结流变试验方案

Table 1 Scheme of consolidation rheological tests

试样编号	荷载等级/kPa
1	25-50-100-150-200-300-400
2	25-50-100-200-400
3	25-100-400

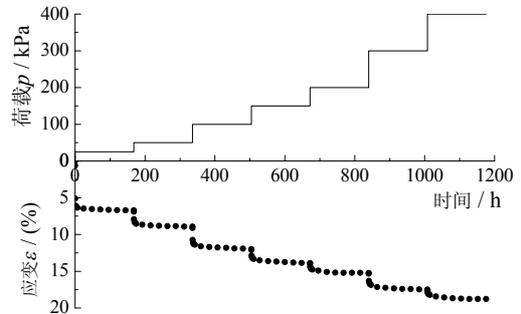
2.2 试验结果与分析

图 3 为各试样全过程荷载-应变-时间曲线, 由该图可知, 固结流变试验的应变-时间曲线具有明显的衰减特征, 即侧限条件下土体的流变为衰减稳定流变过程。

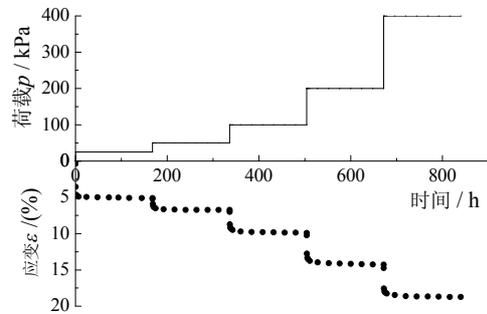
对于粘土的固结流变过程, 认可度较高的观点是主次固结是耦合产生的, 而超静孔隙水压力消散完毕后的变形认为都属于流变变形。采用作图法在 $e \sim \lg t$ 曲线上求得流变变形。以试样 3 为例, 求得试样在 25kPa、100kPa、400kPa 时的流变变形占总变形的比例分别为 10.5%、16.2%和 11.1%。由此可见, 孔压消散后的流变变形所占比重不大。

试验曲线同样可以用一些微观理论的观点来解释。从图 3 中看来, 每一级荷载下的试样应变曲线都可分为两段。第一段较陡, 应变随应力的增长较快; 第二段较平缓, 应变随应力增长趋于平缓。这可以从土体微结构随应力增长不断发生破坏以及孔隙分布的特性来解释。在一定的应力水平下, 相应的较大孔隙先发生破坏, 这与 Delage^[16]的试验

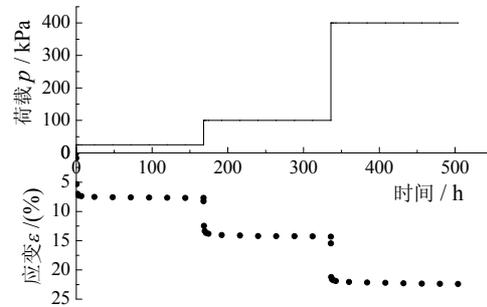
结论基本相同。这部分孔隙相对属于大孔隙, 占孔隙体积较大, 因此随着荷载的施加, 变形发展较为迅速; 而越小的孔隙发生破坏所需要的应力水平也就越高, 且小孔隙体积含量小, 故变形量的增长速度越来越小, 这就对应了曲线后一阶段的变形特性。



(a) 试样 1



(b) 试样 2



(c) 试样 3

图 3 试样全过程荷载-应变-时间曲线

Fig.3 Full-process strain-time curve

3 试验验证与参数确定

目前, 对流变试验数据的处理, 有如下几种方法。早年的研究多采用可线性化的初等函数作为经验公式进行数据回归分析, 定量描述土体流变现象和趋势。但此方法不能说明其力学模型的特性。也有学者^[18]应用泰勒公式把模型函数进行级数展开, 用多项式来拟合, 然后根据多项式系数同模型参数之间的关系确定模型参数的大小, 这种方法实际上也是应用了线性拟合的方法。值得注意的是, 以上

方法都隐含有一个假设，即加载时有效应力是不变的，而对于在超载下固结尚未完成的饱和土体来说，这种假设是不成立的。因此这类函数拟合应该采用非线性拟合的方法。

我们采用开尔文流变模型所得到的流变固结孔压解代入本模型函数，采用开尔文模型的原因一是使宏观力学模型与微观力学模型在形式上得到统一，此外该模型孔压解的表达相对简单。通过李西斌^[19]得到的四元件本构模型的孔压解，可以很容易地将模型退化得到开尔文模型的解，其孔压的表达如下：

$$u = q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin(M) \cdot (D_1 e^{x_1 T_v} - D_2 e^{x_2 T_v}) \quad (24)$$

式中： $M = \frac{\pi}{2}(2m-1)$, $m = 1, 2, 3L$,

$$x_1 = 0, \quad x_2 = -\frac{1 + M^2 a}{a},$$

$$D_1 = \frac{x_2 + M^2}{x_2 - x_1}, \quad D_2 = \frac{x_1 + M^2}{x_2 - x_1},$$

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t, \quad a = \frac{k_v \eta_1}{H^2 \gamma_w}.$$

其中：参数 H 为试样高度； k_v 、 η_1 等模型参数按照李西斌文中得到的参数值取定。

本文采用最小二乘法来拟合模型参数转动刚度系数 k 与转动粘滞系数 η ，并绘制出拟合曲线。拟合得到的分级加载应变与时间曲线如图 4 所示。

图 4 中的三幅图，分别是三个试件在每一级加载过程中的拟合曲线与实测值的对比。从图 4 中可以看出，通过拟合，模型能够较好地描述土体的应变发展，理论值与实测值较为接近。但从图 4 中可以发现，拟合所得到的曲线，初始阶段其应变发展稍慢于试验结果。模型的拟合参数随固结压力的变化如图 5 所示。

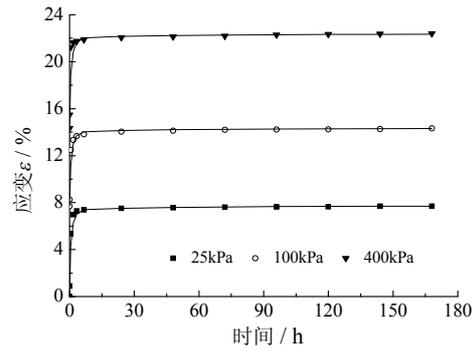
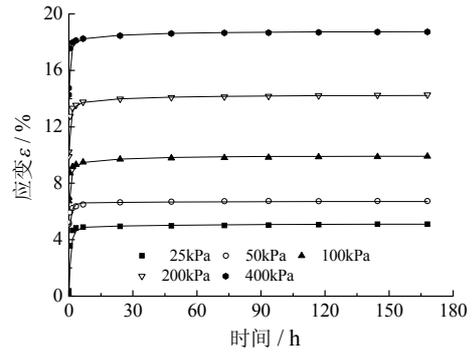
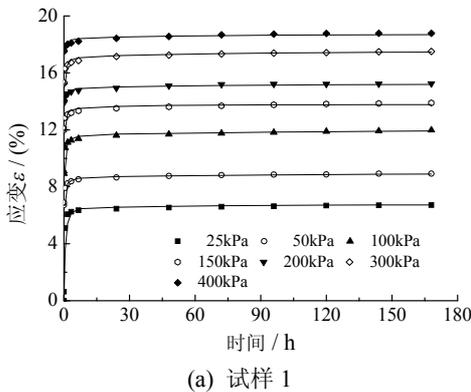


图 4 试样的理论与试验对比曲线
Fig.4 Comparisons between measured and predicted strain versus time

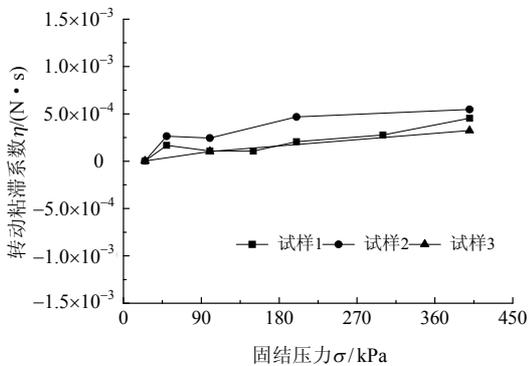
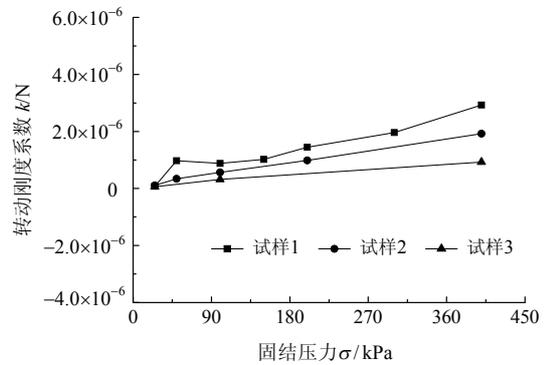


图 5 拟合参数的变化曲线
Fig.5 The variation of the parameters

由图 5 可知, 参数 k 和 η 大体的趋势都是随固结压力的增大而增大, 且参数 k 的增长大体呈线性变化。对比三种不同加载方式下的试件可以看出, 加载比越小, 参数 k 的增长幅度越大。这是因为加载比小的试件, 试验进行的时间更长, 固结流变得以充分的发展, 土颗粒通过重塑, 形成了更强更稳定的结构^[7], 相应的其参数 k 的增长幅度也会明显变大。

参数 η 的变化趋势也是随固结压力的增长而增长, η 值的变化可能与加载比、固结压力相关。从图 5 中可以看出, 前面几级荷载下的 η 在数值上边变化不大且曲线出现波动和交叉, 可能是粘土试样的非均质性与试验条件的非理想性使试验结果表现出一定的离散性。应当提到的是, 本文所提理论重点在于描述粘土的微结构变形机理及其参数取值随荷载的变化规律, 模型参数的选取等工作可能还需进一步的完善。

4 结论

软粘土的宏观力学特性归根结底是土颗粒所形成的微观结构在荷载下的力学行为的宏观表现, 对于软粘土微观方面的研究是了解其宏观性质的基础。通过唯象理论的方法建立的软粘土微结构突变模型与本构关系, 能够描述软粘土流变固结的力学特性。

一维流变固结试验可对本文的理论进行验证。通过试验可以清楚地观察到土样在孔压消散后的流变变形发展。试验曲线同样可以用孔隙分布的特性来解释, 曲线的两段中较陡的一段可对应该较大孔隙的破坏, 随着荷载的不断增加, 变形发展较为迅速, 而平缓的一段则说明越小的孔隙发生破坏所需要的应力水平也就越高, 故变形量的增长越来越缓慢。

利用最小二乘法对模型中的参数进行了拟合, 并将拟合曲线与试验数据进行了对比。由图 4 可知, 拟合曲线与试验值的符合程度较好, 应变发展稍慢于试验结果。拟合参数的变化特点同样体现出软粘土微观结构的力学特性。

参考文献:

- [1] Zeevaert L. Consolidation of Mexico city volcanic clay [C]// Conference on Soils for Engineering Purpose, ASTM, STP, No.232, 1958.
- [2] Leonards G A, Ramiah B K. Time effects in the consolidation of clays [C]// Symposium on time rate of

- loading in testing soils. ASTM, Special Tech. Pub. No.254, 1960.
- [3] Taylor D W. Research on consolidation of clays, Serial 82 [M]. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, 1940: 147—187.
- [4] Casagrande A. The structure of clays and its importance in foundation engineering [J]. Journal of Boston Society of Civil Engineering, Contribution to Soil Mechanics (1925-1940), 1932: 72—125.
- [5] Tan T K. Secondary time effects and consolidation of clays [J]. Chinese Journal of Civil Engineering, 1957, 5(1): 1—9.
- [6] Poskitt T J, Birdsall R O. A theoretical and experimental investigation of mildly non-linear consolidation behavior in saturated soil [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1971, 8(2): 182—216.
- [7] Holtz R D, Kovacs W D. An introduction to geotechnical engineering [M]. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 1981. 197—374.
- [8] Mitchell J K. Fundamentals of soil behavior [M]. New York: Wiley, 1993: 35—83.
- [9] Smart P. Structure of a red clay soil from nyeri, kenya [J]. Quarterly Journal of Engineering Geology, 1971, 6: 129—139.
- [10] Tovey N K. Quantitative analysis of electron micrographs of soil structure [C]// Proceedings of the International Symposium on Soil Structure, Gothenburg, Sweden, 1973.
- [11] Bazant Z P, Ozaydin K, Krizek R J. Microplane model for creep of anisotropic clay [J]. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE. 101(EM1), 1975: 57—58.
- [12] 苗天德, 刘忠玉, 任九生. 湿陷性黄土的变形机理与本构关系[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4): 383—387.
Miao Tiande, Liu Zhongyu, Ren Jiusheng. Deformation mechanism and constitutive relation of collapsible loess [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(4): 383—387. (in Chinese)
- [13] 沈珠江. 结构性粘土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1—4.
Shen Zhujiang. A masonry model for structured clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(1): 1—4. (in Chinese)
- [14] 沈珠江. 结构性粘土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 1—6.
Shen Zhujiang. An elasto-plastic damage model for cemented clays [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15(3): 1—6. (in Chinese)
- [15] 孙强, 张晓科, 李厚恩. 湿陷性黄土变形的微结构突变模型研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(3): 663—667.
Sun Qiang, Zhang Xiaoke, Li Houen. Research on microstructural catastrophe model of deformation of collapsible loess [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(3): 663—667. (in Chinese)

(参考文献[16]—[19]转第 275)

(1) 简支楔形工字梁在支座和跨中加劲肋处有足够侧向支撑时, 腹板有屈曲后强度, 其极限抗剪承载力由腹板本身抗剪、翼缘形成塑性机构抗剪和倾斜翼缘应力的竖向分力等三部分组成。楔形腹板抗剪极限承载力随其宽高比的增大而减小, 随其楔率的增大而先增大后减小。

(2) 本文将楔形变截面薄腹板工字钢梁的抗剪承载力表示为等截面的承载力乘以一个楔率折减系数的形式, 等截面抗剪承载力的公式建议采用 EC3 的公式(2), 但翼缘塑性铰距离采用本文拟合的公式(6), 并且提出了楔率修正系数的计算公式, 对比表明, 提出的公式具有良好的精度。

(3) 对等截面的薄腹板梁的抗剪承载力, 由腹板拉力带和翼缘的塑性机构所提供, 为了简化计算, 本文拟合了翼缘塑性机构段的长度 c 的计算公式。

参考文献:

- [1] ANSI/AISC 360-05, Specification for structural steel buildings [S]. Chicago: AISC Board of Directors, 2005.
- [2] Basler K. Strength of plate girders in shear [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1961, 104(9): 151—180.
- [3] EN 1993-1-5 Eurocode 3. Design of steel structures, Part 1-5: Plated structural elements [S]. London: British Standard Institution, 2006.
- [4] GB 50017-2003, 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- GB 50017-2003, Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese)
- [5] Rockey K C, Skaloud M. The ultimate load behavior of plate girders loaded in shear [J]. Structural Engineer, 1972, 50(1): 29—48.
- [6] Porter D M, Rockey K C, Evans H R. The collapse behavior of plate girders loaded in shear [J]. Structural Engineer, 1975, 53(8): 313—326.
- [7] Lee S C, Yoo C H. Experiment study on ultimate shear strength of web panels [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(8): 838—846.
- [8] Shanmugam N E, Baskar K. Steel-concrete composite plate girders subject to shear loading [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(9): 1230—1242.
- [9] Davies G, Mandal S N. The collapse behaviour of tapered plate girders loaded within the tip [J]. Proceeding of Institution Civil Engineers, 1979, 672: 65—80.
- [10] Roberts T M, Newark A C B. Shear strength of tapered aluminium plate girders [J]. Thin-Walled Structures, 1997, 29(1/2/3/4): 47—58.
- [16] Delage P, Lefebvre G. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and its evolution during consolidation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1984, 21: 21—35.
- [17] 李又云, 李哲, 谢永利. 一维固结理论中固结系数的试验分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(3): 102—107.
- Li Youyun, Li Zhe, Xie Yongli. Experiment analysis of one-dimensional consolidation coefficient on consolidation theory [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(3): 102—107. (in Chinese)
- [18] Draper N R, Smith H. Applied regression analysis [M]. New York: Wiley, 1981: 600—686.
- [19] 李西斌. 软土流变固结理论与试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- Li Xibin. Theoretical and experimental studies on rheological consolidation of soft soil [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese)

(上接第 207 页)