

申请上海交通大学博士学位论文

## 软黏土的流变特性及流变参数统一性研究

(国家自然科学基金 41272317, 41372285 资助)

学 校：上海交通大学  
院 系：船舶海洋与建筑工程学院  
班 级：A0801092 班  
学 号：0080109048  
博 士 生：朱启银  
专 业：岩土工程  
导 师：夏小和 教授  
尹振宇 副教授

上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院

2014年7月



**A Dissertation Submitted to Shanghai Jiao Tong University for the  
Degree of Philosophy Doctor**

**TIME-DEPENDENT BEHAVIOR AND UNIQUENESS  
OF ITS KEY PARAMETERS FOR SOFT CLAYS**

**Author: ZHU Qiyin**

**Specialty: Geotechnical Engineering**

**Advisor : Prof. XIA Xiaohe**

**Prof. YIN Zhen-yu**

School of Naval Architecture, Ocean & Civil Engineering

Shanghai Jiao Tong University

Shanghai, P.R.China

July, 2014



## 上海交通大学 学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：

日期： 年 月 日



## 上海交通大学 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权上海交通大学可以将本学位论文的全部或部分内 容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

保密 ，在\_\_\_年解密后适用本授权书。

本学位论文属于

不保密 。

(请在以上方框内打“√”)

学位论文作者签名：

指导教师签名：

日期： 年 月 日

日期： 年 月 日



## 软黏土的流变特性及流变参数统一性研究

### 摘要

软黏土广泛分布于我国经济发达和城市化快速发展的滨海沿江地区，其复杂的物理力学特性对这些地区大型岩土工程的设计施工提出了更高的要求与挑战。流变特性是软黏土的重要特征，也是影响软弱地基及工程结构长期沉降和稳定性的主要因素，对其进行系统研究具有重要的理论价值和工程意义。目前对于软黏土流变特性的研究主要是对其加载速率、蠕变和应力松弛等特性分开展开的，虽然流变特性在宏观上表现出不同的力学行为，但是这些力学行为实际上是由土体的黏性本质决定的，理论上讲它们应该是具有统一性的。因此，有必要确定不同力学表现的内在关联性，建立统一的流变模型。

本文结合大量不同软黏土的试验，研究了软黏土的流变特性和流变参数的统一性。建立了软黏土加载速率参数的统一性和不同流变特性（即强度的加载速率效应、蠕变及应力松弛）的统一性；探讨了软黏土的各向异性流变特性和流变参数的非线性演变规律；最终提出了考虑流变参数统一性和非线性的弹黏塑性本构模型。本文主要内容包括以下几个方面：

1. 结合多地区不同软黏土的加载速率试验，研究了黏土加载速率效应特性在不同应力条件下的统一性。总结一维压缩和三轴剪切条件下 5 个加载速率效应方程及其关键参数，并结合大量试验结果，确定了适用于描述软黏土先期固结压力和不排水强度加载速率效应的表达形式，建立了软黏土加载速率参数在一维压缩和三轴压缩、三轴压缩与三轴伸长、不同超固结度（OCR）条件下的统一性。以上海黏土为试验对象，通过一维等加载速率压缩（CRS）试验、三轴变加载速率压缩和伸长试验以及不同 OCR 条件下三轴变速率压缩试验，验证了软黏土加载速率效应特性的统一性，并确定了上海黏土的加载速率参数变化范围。

2. 通过推导应力松弛系数的解析表达式，建立了软黏土不同流变特性参数的统一性。在归纳总结试验规律的基础上，提出了一个基于双对数坐标的应力松弛系数。基于加载速率效应的黏弹塑性本构方程，推导了应力松弛过程中应力随时间演变的解析表达式，确定了应力松弛系数与加载速率系数之间的关联性。结合次固结系数，

建立加载速率系数、次固结系数和应力松弛系数的统一性关系。通过试验确定上海黏土的应力松弛系数和次固结系数，结合前述加载速率系数，验证了不同流变特性参数的统一性规律。

3. 通过加载方向与天然沉积面呈不同角度的一维蠕变试验，研究了典型黏土的流变各向异性特征。分别对三类黏土（上海黏土、温州黏土和舟山黏土）进行了试验，探讨了次固结系数和应力松弛系数随试样角度演变特性。结果表明：高塑性黏土流变参数具有明显的各向异性特性；应力低于先期固结压力时，黏土颗粒初始组构对流变参数的影响较为显著；流变参数的各向异性随着应力增长而逐渐消失。

4. 根据软黏土蠕变试验结果和土体的物理力学指标，研究了软黏土的流变参数非线性特征。根据重塑黏土的试验结果，提出了反映次固结系数随土体压密演变规律的蠕变函数。根据原状土结构破坏过程中含水率和结构强度变化对次固结系数的影响，建立了能够同时反映土体压密和结构破坏的次固结系数表达函数，并提出了基于液塑限的材料常数计算方法。采用该方法分别计算不同重塑与原状黏土的次固结系数，与试验值的比较结果验证了本文所提出次固结系数非线性表达函数的合理性和有效性。

5. 考虑流变参数统一性和流变非线性特性，提出了改进的非线性弹黏塑性模型（EVP-Nonlinear），并进行应用验证。利用黏土流变参数的统一性规律，提出了根据蠕变试验、加载速率试验和应力松弛试验确定弹黏塑性模型中流变参数的方法，拓展了流变参数取值渠道。通过嵌入考虑黏土流变参数非线性演变的表达函数，改进了非线性弹黏塑性模型。从收敛性和实用性角度，对比基于超应力理论弹黏塑性模型数值分析的三种算法后，采用 EVP-Katona 算法编写了 EVP-Nonlinear 模型的 Umat 子程序，实现了 Abaqus 有限元程序二次开发，并结合室内试验结果验证正确性。通过对 Murro 路堤长期力学行为测试结果的分析对比，证明了 EVP-Nonlinear 模型在工程中的适用性及优越性。

**关键词：**软黏土，蠕变，加载速率，应力松弛，统一性，弹黏塑性，本构模型

## **TIME-DEPENDENT BEHAVIOR AND UNIQUENESS OF ITS KEY PARAMETERS FOR SOFT CLAYS**

### **ABSTRACT**

Soft clays are widely distributed in the coastal area of China. In these regions, the economic development and urbanization is rapidly developing. The behavior of soft clay is very complicated and brings big challenge to the Engineers in the design and construction of geotechnical projects. The time-dependent properties are the most important factor of natural clays for estimating long term settlements and instability of structures. Therefore, investigations on time-dependent behavior of natural clays are significantly important for reliable design in practice. The uniqueness, a wide concept, refers to a variety of things that have the same essence. Now, studies on time-dependent behavior are separated by creep, rate-dependency and stress relaxation behavior of soft clays. However, the different mechanical behaviors are decided by the essential viscosity properties of clays. Theoretically, there must have a uniqueness between different time-dependent behaviors of soft clay. Hence, it is necessary to investigate their internal links and build the uniqueness of constitutive models.

In this thesis, based on tests on Shanghai clay and investigations on various clays, the time-dependent behavior and uniqueness of its key parameters were studied. The uniqueness of different rate-dependency parameters and the uniqueness of creep, rate-dependent and stress relaxation behaviors of soft clay were presented. The anisotropic creep behavior of three different clays from Southeast China was investigated. A nonlinear creep formulation was proposed. An enhanced elasto-viscoplastic model by incorporating time-dependent parameter was developed accounting for both the packing density and the structure. In general, some developments for soft clays are involved in this dissertation as below:

1. Based on the investigations of rate-dependent experiments on various clays, the

uniqueness of rate-dependency behavior of soft clay under different conditions was studied. The applicability of five rate-dependency formulation with its key coefficients in correlating the preconsolidation pressure and the undrained shear strength with strain-rate was discussed. With various experimental results, the suitable rate-dependency formulation in describing rate-dependency of preconsolidation pressure and undrained strength was determined. The uniqueness of rate-dependency for soft clays under 1D and triaxial compression and extension and different OCR conditions was studied. Based on the 1D CRS tests, the triaxial compression and extension tests and multi-loading-rate triaxial compression tests on Shanghai clay with OCR=1, 2 and 4, the uniqueness of rate-dependent behavior was verified and the variation of rate-dependency coefficient for Shanghai clay was determined.

2. By deriving the analytical solution of stress relaxation, the uniqueness between different time-dependent coefficients was proposed. Based on the summary of laboratory test results, a stress relaxation coefficient was proposed. Based on the rate-dependency formulation, the analytical solution of stress relaxation with time was derived. Then, the relationship between stress relaxation coefficient and rate-dependency coefficient was obtained. Combining secondary consolidation coefficient (or creep index), the unique relationship between rate-dependency coefficient, secondary consolidation coefficient and stress relaxation coefficient was established and verified. 1D relaxation and creep tests were conducted on reconstituted Shanghai clay, together with the rate-dependent tests conducted above, the uniqueness between time-dependent parameters was verified.

3. Experiments on samples with various load direction with their natural deposition plane were conducted to investigate the anisotropic behavior of time-dependent parameters. These tests were conducted on Shanghai clay, Zhoushan clay and Wenzhou clay. The anisotropy of secondary consolidation coefficient and stress relaxation coefficient was specifically studied. The results showed that: the anisotropic behavior is obvious for high plasticity clay and cannot be negligible; when applied stress is smaller than preconsolidation pressure, the initial soil tensor plays an important role for the anisotropic behavior of time-dependent parameter; when the stress increases, the anisotropy will gradually vanish.

4. Based on the creep tests soft clays and their physical and mechanical properties,

the nonlinear behavior of time-dependent parameter was studied. With the experimental results on reconstituted clay, the evolution of  $C_{\alpha e}$  (secondary consolidation coefficient) with the packing density (or void ratio) of soils can be described by a simple non-linear creep formulation. For intact clay, the contribution of the inter-particle bonding and debonding for soft structured clays to  $C_{\alpha e}$  was analyzed based on test results on intact and reconstituted samples of the same clay. A nonlinear creep formulation accounting for both packing density and structure was finally proposed. The parameters used in the formulation were correlated with Atterberg limits, allowing us to suggest a relationship between  $C_{\alpha e}$ , Atterberg limits and inter-particle bonding for a given soil. The validity of the proposed formulation was examined by comparing experimental and theoretical  $C_{\alpha e}$  values for both reconstituted and intact natural soft clays.

5. Based on the uniqueness and nonlinear behavior of time-dependent parameters, An enhanced elastic viscoplastic model (EVP-Nonlinear) was developed and tested with applications. Adopting the uniqueness of the secondary consolidation coefficient, rate-dependency coefficient and the stress relaxation coefficient, one of them can be adopted as the time-dependent parameters which broadens the wide of parameter ranges. By incorporating the nonlinear properties of time-dependent parameters into ANICREEP, an enhanced elastic viscoplastic model was developed. From the aspects of effectiveness and convergence, three algorithms for elasto-viscoplastic models based on overstress theory were studied. Adopting EVP-Katona algorithm, the Umat subroutine for Abaqus finite element software was developed. The Umat subroutine was calibrated by laboratory tests and used to predict the long-term behavior of Murro test embankment.

**Keywords:** Soft clay, Creep, Rate-dependency, Stress relaxation, Uniqueness, Elasto-viscoplasticity, Constitutive relation



## 目 录

<b>软黏土的流变特性及流变参数统一性研究</b> .....	<b>1</b>
<b>摘 要</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>目 录</b> .....	<b>VIII</b>
<b>主要符号表</b> .....	<b>XII</b>
<b>第一章 绪 论</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究背景与意义.....	1
1.2 国内外研究现状.....	3
1.2.1 软黏土的流变试验特性.....	3
1.2.2 软黏土的流变本构模型.....	12
1.2.3 软黏土的流变本构模型应用.....	22
1.2.4 软黏土的流变参数统一性.....	24
1.3 本文主要研究内容及创新点.....	25
1.3.1 主要研究内容.....	25
1.3.2 本文的主要创新点.....	26
<b>第二章 软黏土的加载速率参数研究</b> .....	<b>28</b>
2.1 引言.....	28
2.2 加载速率参数介绍.....	28
2.2.1 一维条件下的加载速率参数.....	28
2.2.2 三轴条件下的加载速率参数.....	33
2.3 加载速率参数的统一性.....	36
2.3.1 一维压缩~三轴压缩速率参数统一性.....	38
2.3.2 三轴压缩~三轴伸长速率参数统一性.....	38
2.3.3 不同 OCR 速率参数统一性.....	43
2.4 上海黏土加载速率效应特性研究.....	44
2.4.1 土样的基本物理力学特性.....	44
2.4.2 一维加载速率试验.....	45
2.4.3 三轴压缩与伸长加载速率试验.....	46
2.4.4 不同 OCR 条件下三轴压缩加载速率试验.....	47
2.4.5 上海黏土加载速率效应试验结果.....	48
2.4.6 上海黏土加载速率参数统一性.....	55

---

2.5 本章小结 .....	56
<b>第三章 软黏土流变参数统一性研究 .....</b>	<b>58</b>
3.1 引言 .....	58
3.2 应力松弛参数的提出 .....	58
3.2.1 试验特性 .....	58
3.2.2 现有方法的不足 .....	60
3.2.3 应力松弛系数 .....	60
3.3 流变参数统一性 .....	61
3.3.1 应力松弛解析解 .....	61
3.3.2 应力松弛特性预测 .....	63
3.3.3 流变参数内在关系 .....	64
3.4 软黏土流变参数统一性验证 .....	67
3.4.1 试验描述及参数确定 .....	67
3.4.2 加载速率效应对比 .....	69
3.4.3 蠕变特性对比 .....	70
3.4.4 应力松弛特性对比 .....	71
3.5 上海黏土流变参数的统一性 .....	72
3.5.1 应力松弛试验 .....	72
3.5.2 一维蠕变试验 .....	73
3.5.3 试验结果与分析 .....	74
3.6 本章小结 .....	75
<b>第四章 软黏土流变参数各向异性特性研究 .....</b>	<b>77</b>
4.1 引言 .....	77
4.2 土样的基本性质 .....	77
4.2.1 黏土工程地质特性 .....	77
4.2.2 黏土颗粒成分 .....	79
4.2.3 黏土基本物理力学指标 .....	80
4.2.4 黏土颗粒微观分布 .....	81
4.3 黏土的压缩蠕变 .....	83
4.3.1 一维压缩蠕变试验 .....	83
4.3.2 试样制备方法 .....	83
4.4 黏土各向异性特性分析 .....	84
4.1 屈服应力 .....	84
4.2 压缩特性 .....	86
4.3 渗透系数 .....	88
4.4 次固结系数 .....	88
4.5 应力松弛系数 .....	93

---

4.5 本章小结 .....	96
<b>第五章 软黏土流变参数非线性特性研究 .....</b>	<b>97</b>
5.1 引言 .....	97
5.2 上海黏土的非线性流变试验特性 .....	97
5.2.1 原状和重塑黏土压缩特性 .....	97
5.2.2 原状和重塑黏土流变特性 .....	98
5.3 现有非线性流变分析方法 .....	99
5.3.1 基于时间的分析方法 .....	99
5.3.2 基于荷载的分析方法 .....	100
5.3.3 基于孔隙比的分析方法 .....	101
5.4 土体密度引起的非线性流变 .....	101
5.4.1 重塑黏土非线性流变试验依据 .....	101
5.4.2 密度相关的非线性方程 .....	105
5.5 土体结构性引起的非线性流变 .....	106
5.5.1 结构性参数的定义 .....	106
5.5.2 原状黏土非线性流变试验依据 .....	108
5.5.3 结构性相关的非线性方程 .....	110
5.6 非线性方程的验证 .....	115
5.6.1 液塑限拟合方程参数 .....	115
5.6.2 液塑限表示的非线性方程 .....	121
5.6.3 重塑黏土验证 .....	122
5.6.4 原状黏土验证 .....	125
5.7 本章小结 .....	126
<b>第六章 通过流变参数改进的弹黏塑性模型 .....</b>	<b>128</b>
6.1 引言 .....	128
6.2 ANICREEP 模型 .....	128
6.2.1 加载面 .....	128
6.2.2 旋转硬化法则 .....	130
6.2.3 结构破坏硬化法则 .....	130
6.2.4 水土耦合 .....	131
6.3 模型参数总结 .....	131
6.3.1 修正剑桥模型参数 .....	132
6.3.2 各向异性参数 .....	133
6.3.3 结构性参数 .....	133
6.3.4 水力学参数 .....	135
6.3.5 流变参数 .....	135
6.4 改进的弹黏塑性模型 .....	136

---

6.4.1 流变参数统一性 .....	136
6.4.2 流变参数非线性 .....	138
6.5 基于超应力理论的弹黏塑性模型算法 .....	138
6.5.1 EVP-Desai 算法 .....	139
6.5.2 EVP-Stolle 算法 .....	140
6.5.3 EVP-Katona 算法 .....	141
6.5.4 三种算法对比 .....	142
6.6 有限元软件 ABAQUS 二次开发 .....	146
6.6.1 ABAQUS 软件简介 .....	146
6.6.2 编写 Umat 子程序 .....	147
6.6.3 Umat 子程序的使用 .....	148
6.7 室内试验验证 .....	151
6.7.1 常规固结试验 .....	151
6.7.2 一维 CRS 试验 .....	153
6.7.3 三轴不排水试验 .....	154
6.8 工程应用 .....	157
6.8.1 Murro 路堤工程特性 .....	157
6.8.2 模型介绍 .....	159
6.8.3 结果对比 .....	160
6.9 本章小结 .....	164
<b>第七章 总结与展望 .....</b>	<b>166</b>
7.1 主要研究结论 .....	166
7.2 展望 .....	168
<b>参 考 文 献 .....</b>	<b>169</b>
<b>附录 A SEM 图像分析方法 .....</b>	<b>183</b>
<b>附录 B 符号定义 .....</b>	<b>186</b>
<b>致 谢 .....</b>	<b>188</b>
<b>攻读博士学位期间主要科研成果 .....</b>	<b>189</b>

## 符号与标记

$C_v$ — 固结系数	$\sigma_p$ — 先期固结压力
$C_s$ — 回弹指数, 从 $e-\log(\sigma'_v)$ 曲线量取	$\sigma_p^r$ — 参考先期固结压力
$C_c$ — 压缩指数, 从 $e-\log(\sigma'_v)$ 曲线量取	$\sigma_{ra}$ — 有效径向应力
$C_{\alpha e}$ — 次固结系数, 从 $e-\log(t)$ 曲线量取	$\varepsilon_v$ — 体积应变
$C_{\alpha ef}$ — 次固结系数参考值	$\varepsilon_d$ — 偏应变
$C_{\alpha eL}$ — 液限孔隙比对应的次固结系数	$\varepsilon_v^p$ — 塑性体积应变
$C_{\alpha eP}$ — 塑限孔隙比对应的次固结系数	$\varepsilon_d^p$ — 塑性偏应变
$c_k$ — 渗透系数随孔隙比演变速率	$\kappa$ — 回弹指数, 从 $e-\ln(\sigma'_v)$ 曲线量取
$e$ — 孔隙比, $e_0$ 为孔隙比初始值	$\lambda$ — 压缩指数, 从 $e-\ln(\sigma'_v)$ 曲线量取
$e_L$ — 液限孔隙比	$\psi$ — 次固结系数, 从 $e-\ln(t)$ 曲线量取
$e_P$ — 塑限孔隙比	$\eta_N, \eta_L$ — 一维条件下的加载速率系数
$e_f$ — 孔隙比参考值	$\rho_N, \rho_L$ — 三轴条件下的加载速率系数
$f_d$ — 动载荷面	$\eta$ — 偏应力与体应力的比值 $q/p'$
$f$ — 静屈服面	$\beta$ — 加载速率系数
$I_P$ — 塑性指数	$\chi$ — 结构比, $\chi_0$ 为初始结构比
$M$ — 临界状态线的斜率	$\dot{\varepsilon}_v$ — 体积应变速率
$m_v$ — 土的体积压缩系数	$\dot{\varepsilon}_v^r$ — 参考体积应变速率
$n_0$ — 孔隙率	$\dot{\varepsilon}_v^{vp}$ — 塑性体积应变速率
$P_m^d$ — 动态加载面尺寸	$\dot{\sigma}_v$ — 应力变化速率
$P_m^s$ — 静态加载面尺寸	$k_v, k_h$ — 竖直和水平向渗透系数
$p', q$ — 体应力与偏应力	$\mu$ — 黏性参数
$R_\alpha$ — 应力松弛系数	$\Phi(F)$ — 超应力函数
$r_w$ — 水的容重	$\nu$ — 泊松比
$w$ — 含水率	$\xi, \xi_d$ — 控制结构破坏速率参数
$w_L$ — 液限	$\alpha$ — 各向异性参数
$w_P$ — 塑限	$\omega, \omega_d$ — 各向异性旋转速率参数
$\sigma'_v$ — 竖向应力	



# 第一章 绪 论

## 1.1 研究背景与意义

软黏土也称软土，是软弱黏性土的简称，多呈深灰、暗绿色，有臭味，含有机质。绝大多数的软土形成于第四纪晚期，多属于海相、河相和湖相沉积物，包括淤泥和淤泥质土。从物理角度讲，软黏土的黏粒含量较多，塑性指数一般大于 17，含水量较高，一般大于 40%，孔隙比一般在 1.0~2.0 间。这些特点使得软黏土呈现出很多不利于工程应用的力学特性：低强度（ $S_u$  约为 10~30 kPa）、高压缩性（压缩系数  $a_v = 0.5 \sim 1.2 \text{ MPa}^{-1}$ ）、低渗透性（ $10^{-7} \sim 10^{-8} \text{ cm/s}$  量级）和高灵敏度（约 4~8）等。

软黏土在世界范围内广泛分布，在我国，软黏土广泛分布于我国经济发达和城市化快速发展的滨海沿江地区。近年来，越来越多的大型项目建设于这些软黏土地基环境上，比如：机场跑道，高速公路，高层建筑深基础以及地铁隧道等。由于软黏土的力学特性较为复杂（如流变性，结构性和各向异性等），给这些大型岩土工程项目的设计和施工带来了巨大挑战。流变性作为软黏土重要的特性之一，表示为土体应力应变关系与时间密切相关。如果在岩土工程地基处理的设计与施工过程中忽视黏土流变性的影响，则在项目投入运营之后，常出现较大的工后沉降甚至失稳等问题，从而带来极大的安全隐患。

比萨斜塔是一个由于土体蠕变造成结构不均匀沉降的著名案例，同时它也是土体流变专家经常引用的案例<sup>[1]</sup>。比萨斜塔建设与 1174~1350 年间，其圆形基础面积为 280 m<sup>2</sup>，地基上承担的主应力为 514 kPa。斜塔施工结束时，已经向一边倾斜了 2.1 m。并且，斜塔在随后的几百年里以每年 2 mm 的速度沉降。到目前为止，斜塔的沉降量已经超过了 1.5 m，塔顶的倾斜量达到了 5.58 m。Saito 和 Uezawa<sup>[2]</sup>调查了 Takabayama 边坡破坏的例子，监测数据表明，在破坏前的三个月，边坡就开始有较大的土体移动。Skempton<sup>[3]</sup>调查了英国铁路路堤破坏是发现黏土在蠕变作用下失去强度。Crawford 和 Eden<sup>[4]</sup>和 Saito<sup>[5]</sup>也列举了由于软黏土蠕变而引起路堤破坏的案例。Vyalov<sup>[6]</sup>指出土体蠕变渐进变形是水坝发生破坏的主因。Peterson<sup>[7]</sup>报道了大量的路堤由于土体蠕变而发生破坏的案例。上述案例表明，从地基基础到边坡，路堤和水坝等，几乎所有类型的岩土工程结构都会涉及到土体的流变问题。这些讨论为研究土

体流变相关的土体变形和强度问题提供了足够多的理由。

软黏土的蠕变特性是其最为重要的流变特性之一，表示土体在恒定有效应力下变形随时间而发展的现象。实际上，对于大多数的岩土工程而言，原位土体的长期变形主要是由于蠕变而引起的。软黏土的加载速率效应就是土体的应力及强度与应变速率相关的特性。由于一般场地黏土的应变速率（ $10^{-2}\sim 10^{-3}\%/h$ ）和试验室常规试验加载速率（ $0.5\sim 5\%/h$ ）有很大差别，室内试验得到的土体强度能否直接用于工程中？如不能，该如何修正？室内试验中不同试验条件下（一维压缩，三轴压缩和伸长以及不同超固结），黏土强度受加载速率的影响是否相同？应力松弛特性是软黏土流变的又一重要特性，虽然其与蠕变和加载速率效应有密切的相关性，但由于应力应变的条件不同，还是有自身的特点，在工程上表现为其与结构物间相互作用力的衰减。

天然软黏土在沉积过程中会导致其具有各向异性，即土体在不同方向上的物理力学性质会有差异。不难理解，软黏土的流变特性在不同的主应力方向下也会有不同的力学表现。地下的岩土工程结构周围土体往往处于不同的主应力方向，从而正确分析和理解软黏土流变的各向异性，对岩土工程结构的设计具有极为重要的指导意义。软黏土流变变形是非线性的，此非线性特性表现为在孔压完全消散后，次固结阶段土体的非线性变形。作为一种物理材料，黏土在压密过程中，其非线性变形速率是逐渐减小的。为能够更精确地分析土体在复杂场地、外力和边界条件下的流变特性，采用合适的能够精确反应土体流变特性的本构模型也很重要。

软黏土的统一性是指其流变特性在本质上的等价性，即不同流变特性所表现的黏土流变参数是等效的。蠕变特性、加载速率效应和应力松弛特性是软黏土流变特性的三种外在表现。从本质上讲，由于它们都能反应软黏土的黏性特性，那么它们之间肯定存在某种关联性。当前土体流变特性研究一般是将蠕变、加载速率和应力松弛特性分开考虑，很少涉及软黏土三种流变特性间统一性关系探索。对统一性问题的研究，一方面可以了解不同类型流变的流变特性，另一方面在于挖掘其中的关联性，以期望拓宽软黏土流变参数的取值渠道，从而能够更加简便地应用于工程。比如，在室内试验条件下，应力松弛试验耗时往往低于蠕变和加载速率试验，如果能够建立软黏土应力松弛与蠕变和加载速率特性统一性关系，那么仅仅通过较为经济的应力松弛试验也可以推算出蠕变和加载速率流变参数。因此，对软黏土流变特性及其统一性关系的研究具有非常大的实际意义。

## 1.2 国内外研究现状

“流变” (rheology) 一词最早可追溯至古希腊哲学家 Heractitus, 其广义的解释是万物皆流, 自然界所有的物体都具有流变特性。土作为三相介质材料, 其粘滞性已是土力学领域公认的基本特性, 且在软黏土中更为明显<sup>[8]</sup>。土的流变特性研究最早开始于 1953 召开的第三届国际土力学与基础工程会议。随着土体流变特性的研究深入, 在 1969 年的第七届会议上, 土的流变特性更是成为综合报告的主题。在我国, 土流变特性研究从陈宗基开始发展的越来越快。

土体流变特性研究的一般路线是基于土体流变试验现象总结试验规律, 根据流变本构关系去解决实际工程中的流变问题。本节将按照这个思路, 归纳总结目前国内外研究现状及所存在的问题。

### 1.2.1 软黏土的流变试验特性

软黏土的力学特性表现出强烈的与时间相关的特性。过去几十年来, 专家学者们对软黏土的流变特性开展了大量的试验研究, 典型地, 主要是基于三种类型的试验: 蠕变试验, 加载速率试验和应力松弛试验。

#### (1) 软黏土的蠕变试验特性

土蠕变特性的研究在土力学中占有重要地位, 主要在于建筑物沉降、边坡和隧道等问题中的长期力学行为与蠕变性质密切相关<sup>[9-14]</sup>。国内外研究土蠕变特性的主要手段是蠕变试验, 其中多是在一维和三轴应力状态下开展的。

##### a. 一维蠕变

一维蠕变试验保持竖向有效压力恒定, 直接测量竖向变形与时间关系。在土力学中, 一般用主固结完成后次固结阶段的曲线斜率来描述黏土的蠕变特性。如图 1-1 所示,  $C_{\alpha e}$  即为次固结系数。

Fodil 等<sup>[15]</sup>, Bjerrum<sup>[9]</sup>, Graham 等<sup>[16]</sup>指出一维蠕变试验变形主要是由于主固结阶段的压缩蠕变和孔隙水压力消散。Yin<sup>[17]</sup>解释了一维蠕变体积应变机理。Leroueil 等<sup>[18]</sup>对 Batiscan 黏土做了大量的不同竖向应力水平的一维蠕变试验, 把一维蠕变应变与时间的关系归纳为三种类型。Augustesen 等<sup>[19]</sup>和 Leroueil 等<sup>[18]</sup>还指出次固结系数与竖向应力相关。Fodil 等<sup>[15]</sup>同样总结了次固结系数与竖向荷载的关系, 结果与 Murayama 和 Shibata<sup>[20]</sup>的结论相同。同时, Mesri 和 Goldleeski<sup>[21]</sup>通过对比重塑土和不同 OCR (超固结比) 的天然土的一维固结试验, 指出次固结系数与土体材料的应

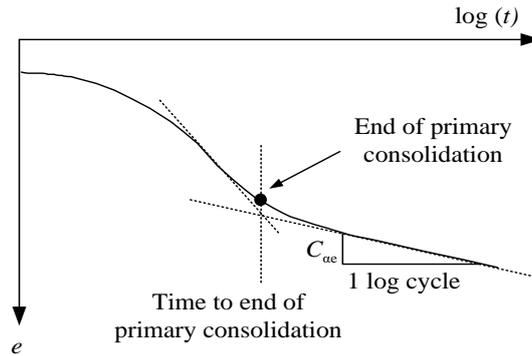


图 1-1 次固结系数定义方法

Fig.1-1 Definition of secondary compression coefficient

力历史相关：通常对天然原状土而言，随着竖向压力的增大，次固结系数逐渐增长，达到一个峰值后，再逐渐降低；而重塑土的次固结系数变化较小。

国内学者曾玲玲等<sup>[22]</sup>研究了江苏多个地区黏土的次固结特性；余湘娟<sup>[23]</sup>对汕头黏土一维蠕变变形与荷载的关系进行了探讨；雷华阳和肖树芳<sup>[24]</sup>对天津黏土，吴宏伟等<sup>[25]</sup>对上海黏土的一维次固结特性进行了分析；徐珊等<sup>[26]</sup>通过正常固结土的流变特性研究指出，次固结系数受应力水平和加荷比的影响不大，而与加荷速率密切相关，加荷速率较大时， $C_{ae}$ 值随荷载的增大急剧增长后略有降低。此外，还有多位学者研究了黏土的次固结特性<sup>[27-29]</sup>。

对软黏土蠕变特性研究的最终目的在于建立合适的流变本构模型，然后结合具体工程条件（比如，荷载步和边界条件），来解释和解决实际工程中的流变问题。目前，在流变模型的开发以及次固结计算中，参数  $C_{ae}$  通常以显式或者隐式形式出现。由于  $C_{ae}$  的定义是基于半对数坐标（如  $e-\log t$ ），在蠕变过程中应变的发展随时间无限增大，从而导致孔隙比为负值，因此需要引入非线性蠕变以克服这个问题，如殷建华教授<sup>[17]</sup>的建议。然而，现有成果在描述非线性蠕变的精确度上还有待深入研究。此外，软黏土蠕变性状的各向异性特性也需要进行一定的试验探索。

### b. 三轴蠕变

土的蠕变速率与其所受剪应力相关。Singh 和 Mitchell<sup>[30]</sup>研究了黏土排水蠕变速率与时间关系（图 1-2），定义了参数  $m$

$$m = -\frac{\Delta \log \dot{\epsilon}}{\Delta \log t} \quad (1-1)$$

并得出了  $m$  值与偏应力变化无关的结论，对于不同黏土  $m$  值的变化范围为 0.75~1.0。然而，Bishop 和 Lovenbury<sup>[31]</sup>研究了 Pancone 黏土在不同偏应力下的三轴排水蠕变特

性，指出蠕变速率总体变化趋势是随着时间进行逐渐变小的，而且蠕变速率随着偏应力水平增加而增加。Tian 等<sup>[32]</sup>基于墨西哥海相沉积土排水蠕变试验结果，提出对于高塑性的墨西哥土  $m$  值随着偏应力水平的增长而增长。Zhu 等<sup>[33]</sup>研究了香港海积黏土排水蠕变特性，试验结果表明对于香港黏土，偏应力水平对  $m$  值影响不大。另外，Tavenas 等<sup>[34]</sup>通过弱超固结土的排水蠕变试验，指出体积和剪切应变的发展均可以用参数  $m$  表示。国内学者孔令伟等<sup>[35]</sup>通过对湛江强结构性黏土的不同围压条件下三轴排水蠕变试验，指出围压是影响强结构性黏土蠕变特性的重要因素。陈晓平等<sup>[36]</sup>指出固结作用会弱化黏土的蠕变。

三轴不排水蠕变同样在土体蠕变特性研究中占有重要地位。不排水蠕变随时间变化曲线表明<sup>[37-39]</sup>，应变随时间演变过程可分为三个阶段：初始蠕变（或瞬时蠕变，对应于蠕变速率随时间降低），次级蠕变（或静态蠕变，对应于蠕变速率随时间基本稳定），第三级蠕变（或蠕变破坏，对应于蠕变速率随时间增加）。大量试验结果表明，土体基本都有初始蠕变，次级蠕变仅发生在偏应力水平较低时，而蠕变破坏只出现在高偏应力情况下出现。同时，很多试验也表明蠕变三个阶段很难在同一级载荷下出现，Hicher<sup>[40]</sup>提出，当施加的应力接近于不排水抗剪强度时，初始蠕变阶段比较明显，第三级蠕变阶段也很明显，而次级蠕变阶段则很难观察到。

## （2）软黏土加载速率效应试验研究

早在上世纪 30 年代，Buisman<sup>[41]</sup>通过室内试验研究就指出土体应力-应变-强度关系具有不可忽略的速率相关性。等加载速率（CRS）试验是研究黏土加载速率效应特性的主要手段。各国学者们对软黏土进行了大量的试验研究：一维条件下的等应

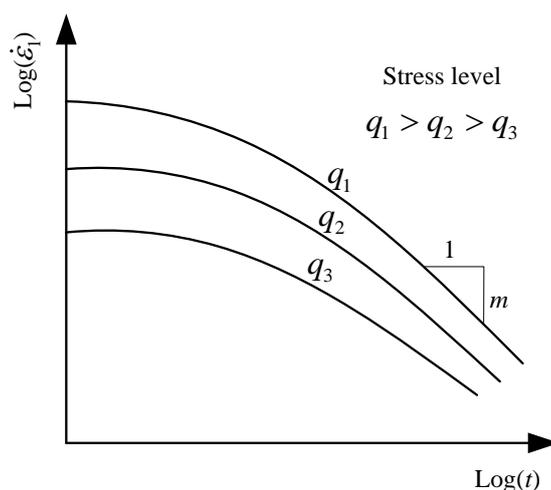


图 1-2 三轴排水试验轴向蠕变速率-时间关系

Fig.1-2 Illustration of axial creep rate versus time for triaxial drained creep tests

变速率试验、三轴条件下的不排水加载速率试验以及复杂应力条件下的加载速率试验等。

#### a. 一维压缩 CRS 试验

传统的一维压缩 CRS 试验就是在一维固结仪中对试样通过竖向恒定位移速度控制施加荷载，在试验过程中直接测量竖向应力和竖向变形，以研究不同加载速率下土体固结特性。一维压缩 CRS 试验是最简单的、也是最基本的研究土体加载速率效应特性的试验，是研究土体流变本构特性的基础之一。

众多一维压缩 CRS 试验都表明：加载速率越大，相应的先期固结压力 $\sigma_p$ 也越大（如图 1-3）。其中，Leroueil 等<sup>[42]</sup>通过分析多地区黏土的一维压缩 CRS 试验结果，系统地总结了黏土的一维加载速率效应，并指出可以用“等速率线”体系描述一维情况下先期固结压力与加载速率一一对应关系。

为能够量化地描述先期固结压力与加载速率的相关性，总结了 17 种黏土 CRS 试验结果，并把先期固结压力与加载速率的关系绘于图 1-4。图中所有土样的加载速率在 0.002 %/h ~ 27 %/h 之间，在此加载速率范围内 $\sigma_p$ 与加载速率成正比关系。

然而需要说明的是，到目前为止，还没有可用的低加载速率（<0.01%/h）和高加载速率（>100%/h）下的试验结果，因此在低和高加载速率范围内 $\sigma_p$ 与加载速率之间的关系如何（比如 $\sigma_p$ 是否存在极值），一直没有定论。究其原因，影响低加载速率下的 CRS 试验结果可能因素有：（1）用时过长，如加载速率为 0.001%/h，达到体

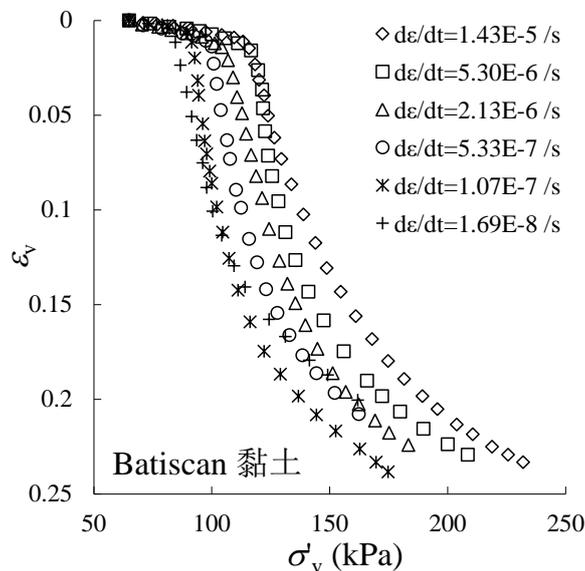


图 1-3 一维 CRS 试验应力-应变-应变速率关系图

Fig.1-3 Stress-strain-strain-rate behavior of 1D CRS tests

应变 10%时,所需要的时间是 417 天;(2) 试验仪器位移控制台的加载速率精度控制问题(比如,机械原因);(3) 试验时间过长,会造成土体自身产生温度/化学胶结。而且影响高加载速率下 CRS 试验结果可能因素有:(1) 快速加载会引起孔压急剧产生,从而会导致试样中有效应力极不均匀;(2) 快速加载过程中产生的声、热等能量消散问题,尚无法反应在有效应力理论中;(3) 机械和设备原因,如传感器无法高速记录孔压变化等。这些因素都制约着低加载速率和高加载速率下黏土力学特性的研究。

软黏土压缩曲线的速率效应具有归一化特性。Leroueil 等<sup>[18]</sup>基于 Batiscan 黏土的 14 个 CRS 试验结果,把各 CRS 试验得到的压缩曲线( $\sigma_v$ - $\varepsilon_v$ 关系)用各自的先期固结压力 $\sigma_p$ 归一化,得到归一化后的各压缩曲线基本重合(图 1-5a)。此外,尹振宇<sup>[43]</sup>基于 Vanttila 黏土的 3 个固结试验(每级荷载历时分别为 1 天,10 天,100 天)和 7 个 CRS 试验(加载速率范围  $1.11 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1} \sim 1.11 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ )试验结果,同样得到归一化后的各压缩曲线基本重合(图 1-5b)。

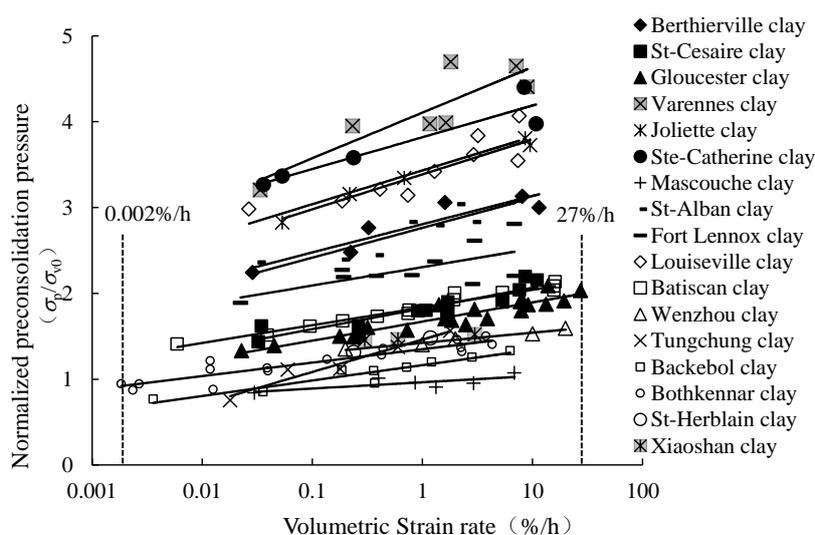


图 1-4 先期固结压力与应变速率的关系

Fig.1-4 Preconsolidation pressure versus applied strain-rate

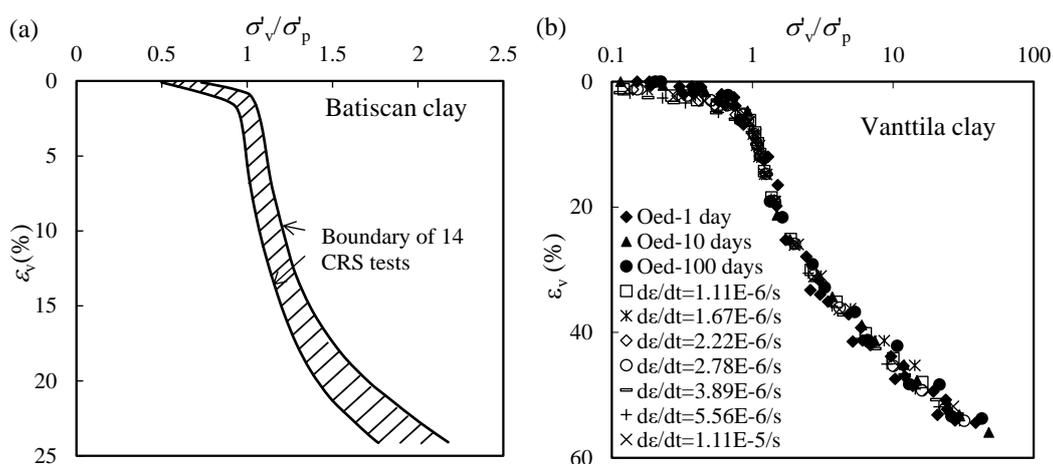


图 1-5 黏土一维 CRS 试验归一化的应力应变关系

Fig.1-5 Normalized stress-strain relationship deduced from CRS tests

### b. 三轴 CRS 试验

三轴 CRS 试验就是在保持三轴围压室压力恒定的条件下，对试样通过竖向恒定位移速度控制施加荷载，在试验过程中直接测量竖向应力、孔隙水压力和竖向变形，进而得到三者之间的关系，以研究不同加载速率下土体抗剪特性。相对于一维 CRS 试验，土体三轴 CRS 试验可以通过控制试样侧向应力的大小，进行多种应力路径下的剪切试验。由于三轴排水试验要求低速率加载（低于 0.18%/h 以保证加载过程中土样内部不产生超孔隙水压力），不宜应用于速率效应的研究。因此，三轴 CRS 试验通常是在不排水条件下进行，根据速率加载方向，分为压缩和伸长两种试验类型。

不排水抗剪强度是评价黏土力学特性的一项重要指标，与工程设计与施工安全息息相关。Kulhawy 和 Mayne<sup>[44]</sup>总结了 26 种不同地区黏土不排水强度的归一化值与加载速率关系，随着加载速率的增加，土体不排水抗剪强度也逐渐增大。Vaid 等<sup>[45]</sup>、Graham 等<sup>[16]</sup>、Sheahan 等<sup>[38]</sup>、Silvestri 等<sup>[46]</sup>都验证了黏土不排水抗剪强度的加载速率效应特性。Hinchberger 和 Rowe<sup>[47]</sup>统计了大量的三轴试验结果，并得出加载速率增加 10 倍时，高塑性天然黏土不排水抗剪强度增长幅度大致在 9 ~ 20 %。同时研究表明，此增长幅度与土体固结状态（ $K_0$  或等向固结）、固结应力及试验类型（伸长或压缩）均无关，而是与土体的物理力学性质相关，也就是说土体物理力学性质的差异会导致不排水强度增长幅度不同。

为更形象地描述不排水抗剪强度  $S_u$  与加载速率的相关性，总结了强度归一化的 17 种黏土的 CRS 试验结果，如图 1-6 所示，图中所有土样的应变速率在 0.003%/h ~ 800%/h 之间，在此应变速率范围内  $S_u$  与加载速率呈正比关系。

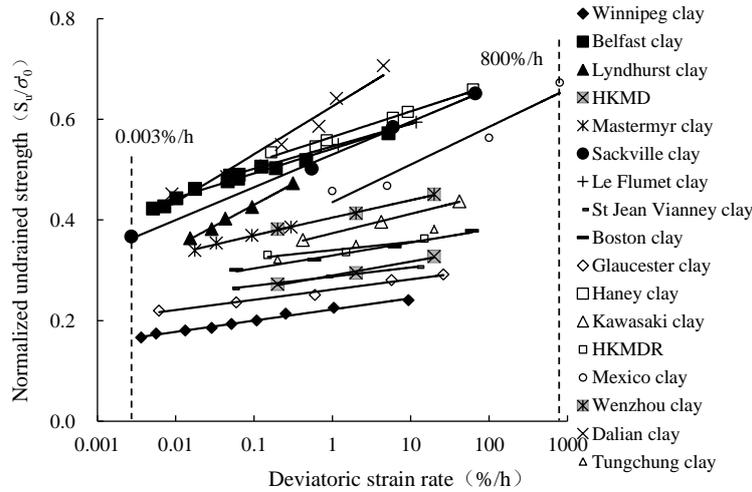


图 1-6 不排水抗剪强度与应变速率关系

Fig.1-6 Undrained shear strength versus strain rate

同一维压缩 CRS 试验曲线归一化特性类似，三轴 CRS 试验同样具有应力-应变曲线的归一化特性<sup>[16]</sup>。不同的是，现有研究表明三轴不排水抗剪强度峰值对应的应变与加载速率无关，所以，理论上讲，三轴 CRS 试验归一化特性要优于一维 CRS 试验。

### c. 复杂应力下的非理想体土单元体的 CRS 试验

实际工程中软黏土所受的应力状态远复杂于一维和三轴应力等理想土单元体状态<sup>[48, 49]</sup>。十字板剪切试验作为一种快速测定饱和软黏土快剪强度的一种简易的原位测试方法，在我国沿海软土地区被广泛使用。Rangeard 等<sup>[50]</sup>利用室内十字板剪切仪研究了剪切速率下的 Saint Herblain 黏土抗剪强度的影响。另外，旁压仪也是一种能够方便测量土体应变速率效应的仪器。为了更有效地控制边界条件和土样均匀性，Hicher 团队<sup>[50, 51]</sup>开发了室内旁压测试仪。Yin 和 Hicher<sup>[51]</sup>根据三个不同加载速率的旁压试验，利用反分析方法推演了土的黏性参数，结合 MCC 模型优化了试验参数，并用实测值对该方法进行了验证。此外，Prevost<sup>[52]</sup>、Prapaharan 等<sup>[53]</sup>和 Silvestri<sup>[46]</sup>通过分析轴对称荷载作用下的小孔扩张理论，应用旁压试验推导了加载速率对土体不排水强度影响的解析解。

尽管学者们对软黏土的加载速率效应做了大量的试验研究，也取得了一些有意义的成果。同时还需要看到，现有研究一般是将软黏土的一维先期固结压力和三轴不排水抗剪强度的速率效应分开来探讨，而对软黏土一维加载速率效应和三轴加载速率效应是否相关、有何相关性等鲜有提及。再者，对加载速率效应在三轴压缩与伸长条件下的统一性和不同超固结比（OCR）下的统一性都缺乏深入的探讨。

### (3) 软黏土应力松弛试验研究

软黏土的应力松弛现象也时常出现于实际工程中，如地基基础施工完毕后短期内土体侧压力的变化。应力松弛试验须保持土体的应变状态不变，同时观测应力和孔隙水压力随时间的变化。目前对黏土应力松弛特性的试验研究并不多，且大部分均是在三轴条件下完成的。

一维应力松弛试验中，Yoshikuni 等<sup>[54]</sup>以三个不同速率加载至竖向有效应力 341kPa，待土样主固结阶段结束后，关闭排水条件，观察了孔隙水压力随时间的变化规律。试验结果表明，应力松弛开始后，孔隙水压力逐渐增大；应力松弛开始前的压缩应变速率越大，应力松弛过程中形成的超孔隙水压力也越大。在一维不排水应力松弛试验过程中，孔隙水压力逐渐增长。相应地，土样的有效应力逐渐减小。Yin 和 Graham<sup>[55]</sup>对重塑伊利土一维应力松弛试验得到了类似的结果。

Lacerda 和 Houston<sup>[56]</sup>对正常固结的 San Francisco 黏土和高岭土进行了一系列的三轴不排水应力松弛试验，总结出偏应力  $q$  与最大值  $q_0$  的比值和时间对数成线性关系。此规律与 Murayama 和 Shibata<sup>[20]</sup>，Vialov 和 Skibitsky<sup>[57]</sup>的试验结果一致。另外，土体应力松弛前的初始加载速率越大，土体发生应力松弛的时间越早（图 1-7），此现象也说明土的应力松弛与加载速率相关，两者之间存在必然的联系。

近年来，一些学者做了大量三轴不排水应力松弛试验，试验结果都与软黏土在应力松弛过程中偏应力  $q$  随  $\log t$  线性衰减的规律吻合，但是在超静孔压变化和偏应力衰减极限值是否存在的问题上存在分歧。Lacerda 和 Houston<sup>[56]</sup>的试验得到了在三轴不排水应力松弛时，孔隙水压力几乎保持不变的结论。Oda 和 Mitachi<sup>[58]</sup>则指出，在高应变速率后的应力松弛试验，孔隙水压力不可忽略。Arai<sup>[59]</sup>、Silvestri 等<sup>[60]</sup>，Zhu 等<sup>[61]</sup>和 Sheahan 等<sup>[62]</sup>的试验表明在试验后期软黏土偏应力衰减至某个极限值后

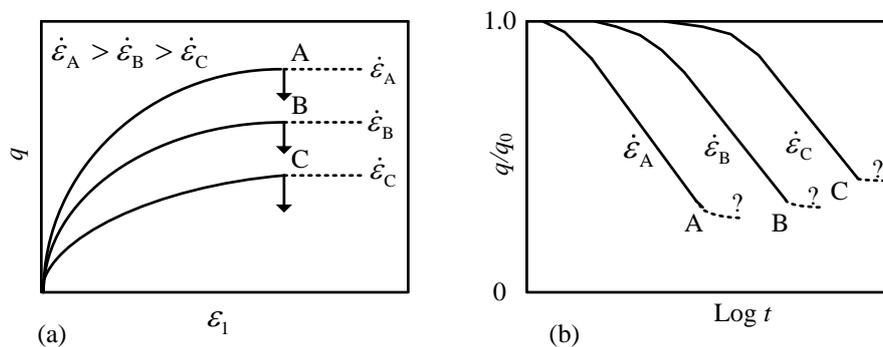


图 1-7 软黏土典型的应力松弛曲线

Fig.1-7 Typical stress relaxation behavior of soft clay

则不再发生变化。需要指出的是，这些学者并没有给出加载速率对应力松弛过程中剪应力衰减幅值的影响，比如图 1-7b 中，A、B 和 C 三种应力路径下极限值  $q$  的关系问题。

由此可见，目前人们一般是基于应力松弛阶段应力随着时间发展规律定性的来探讨，而对软黏土的应力松弛特性与蠕变和加载速率效应特性之间的相关性或者统一性还缺乏深入的研究。

#### (4) 流变特性相关性

##### a. 一维应力条件

高加载速率 CRS 试验（或短期加载试验）土体表现出先期固结压力大于低加载速率（或长期加载）情况。如图 1-8 所示，路径 OAB 和 OC 分别对应高加载速率和低加载速率情况，应力状态点 O 代表初始状态，A 点和 C 点具有相同的竖向应力，B 点和 C 点具有相同的孔隙比。从应力状态 O 点到 C 点可以通过三种不同的应力路径实现：（1）慢速加载，直接从 O 点到 C 点；（2）从 O 点到 A 点快速加载，然后从 A 点到 C 点通过蠕变实现；（3）从 O 点到 B 点快速加载，然后从 B 点到 C 点通过应力松弛实现。

##### b. 三轴应力条件

三轴不排水条件下的土体流变具有与一维状态相似的特性，不同加载速率条件下  $q$ - $\varepsilon_a$  空间和  $q$ - $p'$  空间中应力路径如图 1-9 所示，图中四个应力状态点 O、A、B 和 C 具有相同的孔隙比，O 点是初始状态，A 点和 C 点具有相同的剪应力，B 点和 C 点具有相同的轴向应变。从应力状态 O 点到 C 点同样可以通过三种不同的应力路径实现。

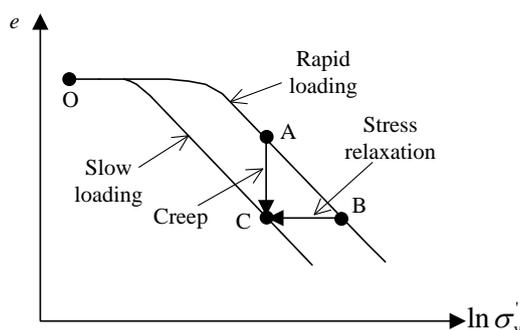


图 1-8 一维条件下土体流变特性等效示意

Fig.1-8 Schematic plot of 1D time-dependency of soils

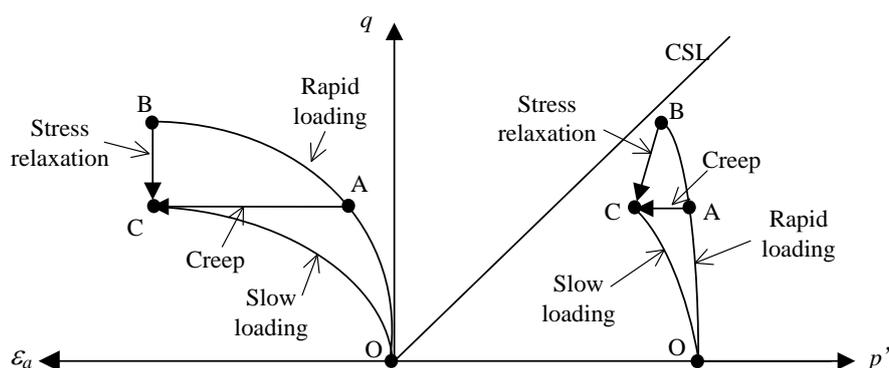


图 1-9 三维条件下土体流变特性等效示意

Fig.1-9 Schematic plot of 3D time-dependency of soils

### 1.2.2 软黏土的流变本构模型

学者们基于试验现象和经典理论提出了多种类型的能够描述土体流变特性的本构模型。这些模型从空间角度可以分为一维流变模型和三维流变模型。尹振宇<sup>[63]</sup>曾结合其研究成果详细介绍了如何从一维到三维条件开发软黏土流变模型。Liingaard 等<sup>[64]</sup>曾从经验模型、理论模型和应力-应变-时间模型三个角度出发，系统地总结了上个世纪提出的流变模型。本部分将从基于次固结现象、先期固结压力的速率效应、组件模型组合和三轴蠕变速率发展规律角度对软黏土的一维流变本构模型进行系统的总结；从基于非稳态流动面、超应力、扩展超应力和边界面等理论框架的角度对三维流变本构模型进行全面的总结；并简要介绍弹黏塑性模型 ANICREEP。

#### (1) 基于次固结现象的模型

在国内，陈宗基<sup>[65]</sup>最早尝试使用弹黏性模型分析一维固结蠕变现象。由于弹黏性模型不能全面反映土体的流变性质，目前国际上较多的采用弹黏塑性模型，即总应变速度等于弹性应变速度和黏塑性应变速度之和

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (1-2)$$

其中，弹性应变速度可以表达为：

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \quad (1-3)$$

式中  $\kappa$  为膨胀指数，可从  $e-\ln(\sigma'_v)$  曲线量取； $e_0$  为初始孔隙比； $\sigma'_v$  为当前有效应力。而对于黏塑性应变速率，基于一维次固结系数，有以下几类模型。

##### a. 基于等效时间概念的殷建华模型

殷建华等<sup>[55]</sup>在一维弹黏塑性理论中引入“等效时间”概念，提出了一维流变模



Leroueil 等<sup>[18]</sup>提出了两个可用于描述 $(\sigma'_v, \varepsilon_v, \dot{\varepsilon}_v)$ 关系的方程。第一个方程描述先期固结压力与加载速率关系:

$$\sigma'_{v0} = f(\dot{\varepsilon}_v^{vp}) \quad (1-6)$$

第二个方程描述归一化的有效应力与应变关系:

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = g(\varepsilon_v^{vp}) \quad (1-7)$$

对于特定的土样, 如果方程(1-6)和(1-7)能够确定, 那么 $(\sigma'_v, \varepsilon_v, \dot{\varepsilon}_v)$ 的关系也就相应得到。图 1-11 为 Leroueil 等总结的大量加载速率试验得到的一般黏土的 CRS 压缩特性曲线, 表明了软黏土先期固结压力的加载速率相关性。

由此, Kim 和 Leroueil<sup>[70]</sup>提出基于加载速率的模型

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = 10^{\left[\frac{(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_\varepsilon \varepsilon_v^{vp})}{C_p}\right]} \quad (1-8)$$

式中  $\Gamma$  是 CRS 试验加载速率  $\dot{\varepsilon}_v^{vp} = 1 \text{ s}^{-1}$  时,  $\log \sigma'_{v0}$  的值;  $C_p$  是先期固结压力指数 ( $\log(\sigma'_{v0}) - \log(\dot{\varepsilon}_v^{vp})$  图中曲线斜率);  $C_\varepsilon$  是应变相关压缩指数 ( $\log(\sigma'_v/\sigma'_{v0}) - \varepsilon_v^{vp}$  图中曲线斜率);  $oi$  是  $\log(\sigma'_v/\sigma'_{v0}) - \varepsilon_v^{vp}$  图中曲线截距。

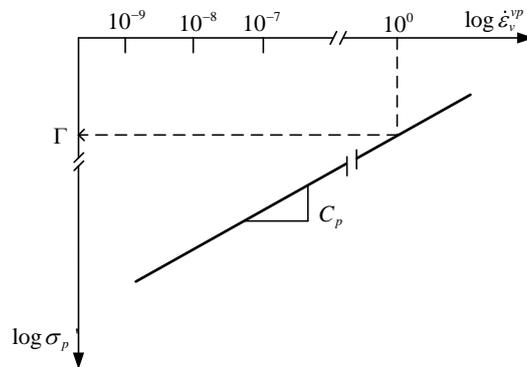


图 1-11 基于速率效应模型原理

Fig.1-11 Model principle based on rate-dependent effect

#### b. 基于速率效应的尹振宇模型

同样地, 基于先期固结压力与应变速率的关系, 尹振宇等<sup>[69]</sup>总结出表达式:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_v^r} = \left( \frac{\sigma'_{p0}}{\sigma'_{p0}^r} \right)^\beta \quad (1-9)$$

式中 先期固结压力  $\sigma'_{p0}$  与应变速度  $\dot{\varepsilon}_v$  对应; 参考先期固结压力  $\sigma'_{p0}^r$  与参考应变速度  $\dot{\varepsilon}_v^r$

对应； $\beta$  是加载速率系数。

根据压缩回弹曲线的几何关系以及参考先期固结压力随塑性体积应变硬化的规律，黏塑性应变速率可以用当前应力来表达：

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \dot{\varepsilon}_v^r \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_p^r} \right)^\beta \quad (1-10)$$

### (3) 组件组合流变模型

土的组件模型多数是基于金属等固体材料及流体的流变模型，然后结合土的流变特性加以选择、改进和组合。这些组件组合流变模型通常采用一些代表材料的某种性质基本组件，如用“胡克弹簧”模拟材料的弹性、“牛顿黏壶”描述理想牛顿液体的黏性，以及“圣维南刚塑体”描述材料的刚塑性。选取上述基本组件进行“串联”或“并联”，可得到不同组合的流变模型。其中以 Maxwell 模型、Kelvin 模型和 Bingham 模型等较为经典。

由于 Maxwell 模型和 Bingham 模型分别与下文中的超应力模型和扩展超应力模型有相似之处，此处以 Bingham 模型和 Maxwell 模型为例介绍组件模型的组成和表示方法。

#### a. Maxwell 模型

Maxwell 模型由弹性组件与黏性组件串联而成（图 1-12），因此可以看出，只要存在应力，黏性应变就会持续发生，即

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (1-11)$$

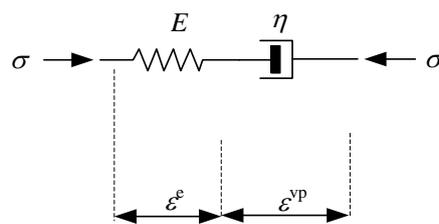


图 1-12 Maxwell 模型

Fig.1-12 Conceptual structure of the Maxwell model

从模型公式上看，上述一维流变模型均与 Maxwell 模型的思想较为一致。

#### b. Bingham 模型

Bingham 模型由非流变组件和流变组件串联组成，非流变组件用弹簧代表弹性单元；流变组件包括一个黏性系数为  $\eta$  的黏壶和阈值为  $\sigma_y$  的刚塑体，二者并联（图 1-13），可表示为

$$\dot{\varepsilon} = \begin{cases} \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{(\sigma - \sigma_y)}{\eta} & \text{当 } \sigma > \sigma_y \\ \dot{\varepsilon}^e = \frac{\dot{\sigma}}{E} & \text{当 } \sigma \leq \sigma_y \end{cases} \quad (1-12)$$

当  $\sigma > \sigma_y$  时，黏塑性单元才处于激活状态，只有  $\sigma$  和  $\sigma_y$  的差值才能产生黏塑性应变，且差值固定时，黏塑性应变速率也为定值。因此，Bingham 模型的思想与超应力模型<sup>[71]</sup>思想较为一致。

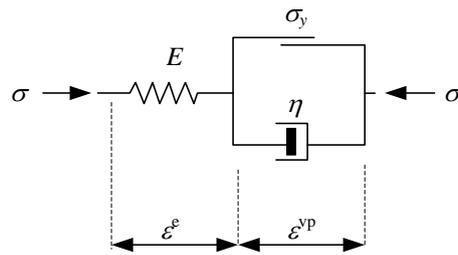


图 1-13 Bingham 模型

Fig.1-13 Conceptual structure of the Bingham model

国内学者詹美礼等<sup>[29]</sup>，陈晓平等<sup>[72]</sup>，王小平等<sup>[73]</sup>采用 Bingham 模型分别建立了弹黏塑性流变模型。王元战等<sup>[74]</sup>提出了简单的三组件并串联数学模型。潘晓明等<sup>[75]</sup>以西原模型为基础，通过引入 Bingham 模型和 Kelvin 模型，建立了一个新的弹黏塑性模型。殷德顺等<sup>[76]</sup>在上述三个基本体外提出了一种新的岩土流变模型组件。国外学者 Forlati 等<sup>[77]</sup>，Gioda 等<sup>[78]</sup>基于 Bingham 模型也建立了一些流变模型并用于边坡稳定性分析。

尽管包括 Bingham 模型在内的组件模型能够在一定程度上反映土体的流变特性，但是存在一定的不足之处。比如：（1）组件模型只能反映土体的一维应力应变条件下的线性流变；（2）组件模型无法描述加速蠕变。

#### （4）基于三轴蠕变速率发展规律的模型

Singh 和 Mitchell<sup>[30]</sup>基于三轴剪切蠕变试验（图 1-14），较早地提出

$$\dot{\varepsilon} = A e^{\alpha D} \left( \frac{t_i}{t} \right)^m \quad (1-13)$$

式中  $D$  为蠕变应力；参数  $m$  控制轴向应变随时间减小的速率；参数  $A$  方程系数，反应土体的矿物组成，结构性和应力历史的影响；参数  $\alpha$  反应应力强度对蠕变速率的影响。参数  $m$ ， $A$  和  $\alpha$  可以通过常规蠕变试验得到<sup>[30]</sup>。方程(1-13)可较好地描述黏土在

30% ~ 90% 的抗剪强度应力范围内的应变-时间关系, 适用于一般工程计算。在我国, 李军世等<sup>[79]</sup>, 王志俭等<sup>[80]</sup>, 杨超等<sup>[81]</sup>, 王琛等<sup>[82]</sup>, 朱鸿鹄等<sup>[83]</sup>使用 Singh-Mitchell 模型模拟了多个地区软土的流变特性, 并得到一些拟合参数。王常明等<sup>[28]</sup>在 Singh-Mitchell 理论框架下建立了适用于滨海软黏土的蠕变模型。

需要指出的是, Singh-Mitchell 模型具有以下两个方面的局限性: (1) 模型描述土体在常应力水平下的应变特性, 因此, 此模型仅适用于初次加载; (2) 对特殊土体,  $m$  可以假设为常数。但是在一般情况下, 即使相同的土体, 不同应力水平下的蠕变曲线所表现出的  $m$  值都不尽相同<sup>[19, 31]</sup>。

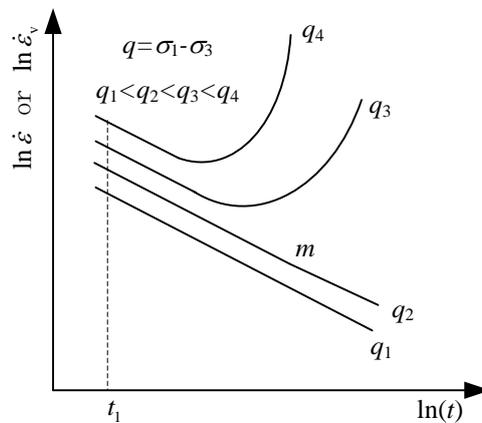


图 1-14 三轴试验轴向蠕变速率-时间关系示意

Fig.1-14 Illustration of axial creep rate versus time for triaxial creep tests

### (5) 基于非静态流动面理论的模型

非稳态流动面理论是由 Naghdi 和 Murch<sup>[84]</sup>、Olszak 和 Perzyna<sup>[85, 86]</sup>等提出的, 其理论基础是弹塑性理论中屈服面的概念。非稳态流动面理论在弹塑性理论的基础上引入与时间相关的函数  $\beta$ , 屈服面可随着  $\beta$  改变 (图 1-15), 而不仅仅只与塑性应变相关, 如式

$$f(\sigma_{ij}^i, \varepsilon_{ij}^p, \beta) = 0 \quad (1-14)$$

基于非稳定流动面理论和试验结果, 一些学者建立了多个流动模型, 包括 Sekiguchi 模型<sup>[87]</sup>, Nova 模型<sup>[88]</sup>, Matsui-Abe 模型<sup>[89]</sup>。非稳态流动面理论的不足在于当初始应力状态在屈服面内时, 非稳态流动面模型不能够描述黏土的应力松弛和蠕变特性, 仅能描述黏土的加载速率效应特性。

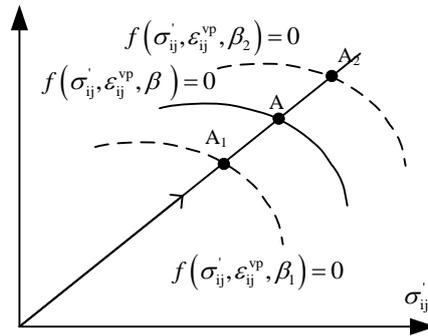


图 1-15 非稳态流动面理论加载路径和屈服面

Fig.1-15 Loading path and yield surfaces for NSFS

### (6) 基于超应力理论的模型

本部分关于超应力模型理论的描述主要基于 Perzyna<sup>[71, 90, 91]</sup>的研究。从概念上讲，超应力理论类似于 Bingham 模型。弹性应变速率由广义胡克定律计算，与时间相关的黏塑性应变速率由式(1-15)流动法则计算

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (1-15)$$

式中  $\mu$  是土骨架的黏度系数，具有时间倒数的量纲； $\Phi(F)$  是标度函数； $\langle \rangle$  为 MacCauley 函数； $g$  是黏塑性势函数； $F$  为动态屈服面与静态屈服面之差

$$F = \frac{f_d - K_s}{K_s} \quad (1-16)$$

式中  $f_d$  代表动态荷载面，且当前应力状态点  $P$  在  $f_d$  上（图 1-16）。 $K_s$  为应变硬化参数，当  $F = 0$ ， $f_d = K_s$ 。这也表示  $K_s$  一定要能够反映静态屈服函数  $f_s$ 。超应力模型的关键在于如何选用或确定标度函数，表 1-1 总结了多个超应力模型的标度函数。尹振宇等<sup>[92]</sup>研究了不同标度函数在模拟应变速率对土体强度和流变特性的差异性，评估了多种类型的标度函数模型性能。

超应力模型有以下特点：（1）黏塑性应变与应力历史无关，只与当前应力状态  $P$  点所处位置相关；（2）当超应力  $F < 0$  时，无黏塑性应变产生；（3）超应力理论本身不能够描述蠕变破坏。

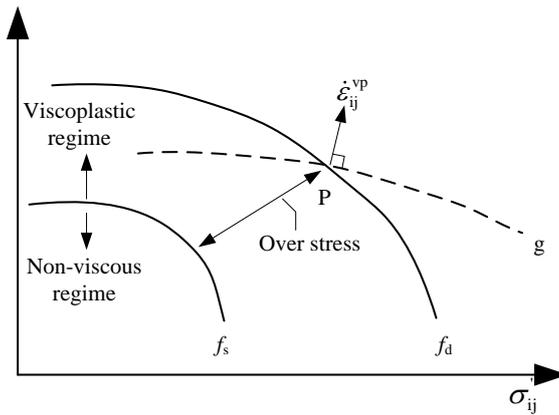


图 1-16 超应力模型原理

Fig.1-16 Principle of overstress model

表 1-1 可应用于软黏土的标度函数  $\Phi(F)$  表示方法

Table.1-1 Expressions of existing scaling functions for clays

函数 $\Phi(F)$	文献
$\exp[N(F_d - F_s)]$	Adachi 和 Oka <sup>[93]</sup> , Oka 等 <sup>[94]</sup> , Kimoto 和 Oka <sup>[95]</sup>
$\left(\frac{F_d}{F_s} - 1\right)^N$	Shahrour 和 Meimon <sup>[96]</sup> , 陈铁林等 <sup>[97]</sup>
$\exp\left(N\left(\frac{F_d}{F_s} - 1\right)\right) - 1$	Fodil 等 <sup>[15]</sup> , Yin 和 Hicher <sup>[51]</sup> , Karstunen 和 Yin <sup>[98]</sup> , Yin 和 Karstunen <sup>[99]</sup> , Rocchi 等 <sup>[100]</sup>
$\left(\frac{F_d}{F_s}\right)^N$	Rowe 和 Hinchberger <sup>[101]</sup> , Tong 和 Tuan <sup>[102]</sup>
$\left(\frac{F_d}{F_s}\right)^N - 1$	Hinchberger 和 Rowe <sup>[47]</sup> , Yin 等 <sup>[43]</sup> , Hinchberger 和 Qu <sup>[103]</sup>

(7) 基于扩展超应力理论的模型

超应力理论假设在屈服面内存在纯弹性区域，模型中黏性参数值与纯弹性区域的范围相关，且一般需要根据试验结果反算黏性参数，不易取值（如图 1-17 所示，确定低速率 A 点处的先期固结压力）。扩展超应力模型的屈服面改为参考面，不存在

纯弹性区域，土体在任意应力下，都存在一定量的黏塑性变形。因此，扩展超应力模型与组件模型中的 Maxwell 模型相类似。

由于软黏土的复杂力学特性，现有流变模型在考虑各向异性、结构破坏等特性上不尽相同。但从流变特性角度讲，可依据标度函数分为 4 类，如表 1-2。其中，第二、三类标度函数在应力状态靠近极限状态时 ( $q/p' \rightarrow M$ ) 黏塑性体应变速率始终为正，在力学上导致了负的二阶功，造成不排水条件下的非稳定性；对于第二类标度函数，无论当前应力在超固结状态 ( $q/p' > M$ ) 还是正常固结状态 ( $q/p' < M$ )，黏塑性体应变速率始终为正，即土体始终处于剪缩状态，不符合试验规律。因此，第一、四类的标度函数是可取的。

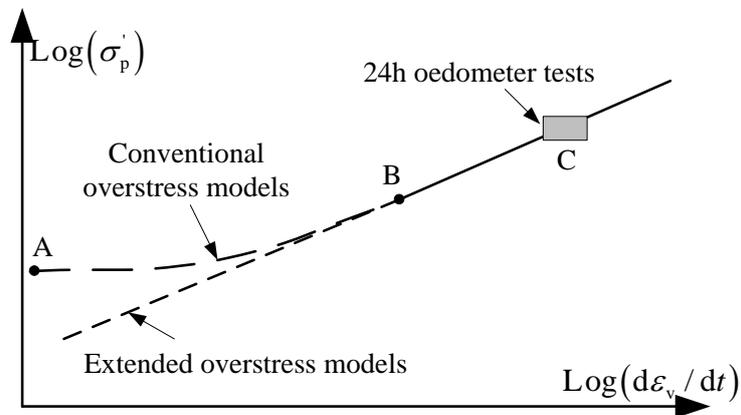


图 1-17 传统和扩展超应力理论中先期固结压力与加载速率关系

Fig.1-17 Schematic plot for the relationship between the strain-rate and the apparent preconsolidation pressure by conventional and extended overstress models

表 1-2 扩展超应力模型的标度函数  $\Phi(F)$  表示方法

Table.1-2 Expressions of scaling functions for extended overstress models

函数 $\Phi(F)$	文献
$\frac{\psi}{\tau(1+e_0)} \left( \frac{p_c^d}{p_c^r} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\psi}} \frac{1}{(\partial f_d / \partial p')_{K0}}$	Kutter 和 Sathialingam <sup>[67]</sup> , 但汉波和王立忠 <sup>[104]</sup>
$\frac{\psi}{\tau(1+e_0)} \left( \frac{p_c^d}{p_c^r} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\psi}} \frac{1}{\partial f_d / \partial p'}$	Vermmer 和 Neher <sup>[68]</sup> , Leoni 等 <sup>[105]</sup>
$\frac{\psi}{\tau(1+e_0)} \left( \frac{p_c^d}{p_c^r} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \frac{1}{ \partial f_d / \partial p' }$	殷建华等 <sup>[106]</sup> , 周成等 <sup>[107]</sup> , Kelln 等 <sup>[108]</sup>
$\varepsilon_v^r \frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \left( \frac{p_c^d}{p_c^r} \right)^{\beta} \frac{1}{(\partial f_d / \partial p')_{K0}}$	尹振宇等 <sup>[109-111]</sup> , Grimstad 等 <sup>[112]</sup>

### (8) 基于界面理论框架的模型

界面模型最早由 Dafalias 和 Popov<sup>[113]</sup>提出并用于金属材料的循环加载, 后来在土力学中广泛被采用。模型假设应力空间中存在一个应力点运动的边界屈服面, 边界的内部包含一个通过当前应力点的与界面几何相似的加载面。

Kaliakin 等<sup>[114, 115]</sup>提出了针对黏性土的弹黏塑性界面模型, 此模型也可以理解为剑桥模型的扩展, 即剑桥模型中的塑性面用界面和黏性部分来代替。李兴照等<sup>[116]</sup>同样采用以修正剑桥模型为界面, 通过采用滞后变形的概念, 建立了一个界面弹黏塑性本构模型。Nakai 等<sup>[117]</sup>基于之前所建立的  $t_{ij}$  模型, 通过增加一个流变参数实现了对土体流变特性的模拟。之后, 在  $t_{ij}$  模型的框架下, 把模型从一维扩展到了三维状态。姚仰平等<sup>[118]</sup>在一维蠕变规律的基础上把时间参量引入到三维 UH 模型中, 发展了三维黏塑性模型。

采用界面理论建立的弹黏塑性模型的优点在于可以描述黏土的超固结特性; 缺点在于界面的大小难以确定, 在现有的试验速度下得到的试验结果并不支持界面的存在, 导致在实际应用中参数的确定随意性太大, 缺乏试验依据。

### (9) ANICREEP 弹黏塑性模型

综合 Wheeler 等<sup>[119]</sup>提出的考虑土体各向异性特性的弹塑性模型和 Karstunen 等<sup>[120]</sup>提出的考虑土体各向异性和结构破坏的弹塑性模型, 引入扩展超应力模型概念, 尹振宇等<sup>[98, 99, 109, 121]</sup>发展了弹黏塑性模型 ANICREEP, 此模型能够考虑土体的各向

异性特性、结构特性和流变特性，具有广泛适用性。然而，模型中采用次固结系数作为流变参数，在模型中假定其为一个定值，这与软黏土次固结系数非线性变化特性不符。尽管模型中流变参数可以通过蠕变试验确定，但还无法通过广泛的黏土流变试验来确定流变参数（比如加载速率试验和应力松弛试验），即没有建立基于流变参数的统一模型。

### 1.2.3 软黏土的流变本构模型应用

弹黏塑性模型嵌入到有限元、有限差分等程序中，耦合比奥固结理论，便可以分析岩土工程问题。

#### (1) 路堤

路堤作为堆载的一种，在其自重以及列车荷载作用下会产生压密沉降以及路堤基础的变形。当路堤基础土为软黏土时，孔隙水压力消散较慢，其长期变形的特性就显得尤为明显。为更好地指导施工设计（施工步骤以及排水设施铺设等），学者们进行了大量的现场调研和数值模拟研究。表 1-3 总结了一些学者运用弹黏塑性模型进行路堤计算的案例。

表 1-3 采用软黏土流变模型的路堤计算案例

Table.1-3 Embankment cases analyzed with EVP models

路堤	国别	所用模型	计算软件
Murro <sup>[98, 111, 121]</sup>	芬兰	扩展超应力	Plaxis 8.0
Sackville <sup>[49, 101, 122, 123]</sup>	加拿大	超应力	Plaxis 8.0
		超应力	AFENA
Limavady <sup>[124]</sup>	爱尔兰	扩展超应力	Geostudio SIGMA/W
Gloucester <sup>[47, 125]</sup>	加拿大	超应力	AFENA
Noto Airport <sup>[126]</sup>	日本	非稳态流动面	FEM
Torishima <sup>[127]</sup>	日本	扩展超应力	FEM
Boston <sup>[128]</sup>	美国	扩展超应力	FEM
Matagami <sup>[129]</sup>	加拿大	扩展超应力	FDM
Chek Lap Kok <sup>[130]</sup>	香港	扩展超应力	FEM
Leneghans <sup>[131]</sup>	澳大利亚	扩展超应力	AFENA

注：文献中没有具体提出本构程序嵌入软件统一用 FEM。

## (2) 边坡

边坡工程的稳定性是一个比较复杂的问题，也是关系民生的重要研究课题。对于软黏土边坡，由于土体的流变性、各向异性和结构性的存在，会产生渐进变形；反过来，黏塑性变形又会降低其抗剪强度，最终造成破坏。因此，在边坡渐进性破坏分析中考虑土体流变特性很有必要。表 1-4 总结了国内外学者利用流变本构模型分析边坡稳定性的案例。

表 1-4 一些采用软黏土流变模型的边坡计算案例

Table.1-4 some cases of slope analysis with EVP model

边坡	国别	所用模型	软件
Villarbeney <sup>[10]</sup>	瑞士	超应力	SSTIN
-- <sup>[132]</sup>	日本	超应力	FEM
Senise <sup>[133, 134]</sup>	意大利	超应力	TOCHNOG
Rosone <sup>[77]</sup>	意大利	组件组合	FEM
Vernago <sup>[78]</sup>	意大利	组件组合	FEM
Portalet <sup>[135]</sup>	西班牙	超应力	GeHoMadrid
吹填土边坡 <sup>[136]</sup>	中国	组件组合	FEM
大野坪 <sup>[137]</sup>	湖北	超应力	Abaqus

## (3) 其它工程

流变本构模型在基坑开挖和隧道建设中也有广泛应用。黏土蠕变是引起基坑周围土体时效变形的因素之一，深入研究土体蠕变特性对于分析基坑的时效变形有着重要作用<sup>[138, 139]</sup>。郑榕明等<sup>[140]</sup>采用组件组合流变模型分析了上海地铁一深基坑的开挖过程；张俊峰等<sup>[141]</sup>用 Boussinesq 解计算了软土基坑开挖引起的下卧隧道隆起的非线性流变；刘国斌等<sup>[142]</sup>结合三轴流变试验结果，提出了一个五组件模型并预测了基坑流变隆起变形；Oka 等<sup>[139]</sup>利用基于超应力理论的流变模型，采用反分析方法，分析了大阪一个明挖基坑的施工过程。

此外，建设于软黏土地区的地铁隧道也有显著的长期沉降。Shirlaw 等<sup>[143]</sup>指出：在正常使用状态下，隧道的长期沉降约为总沉降量的 30 ~ 90%。张冬梅等<sup>[144]</sup>采用弹簧和 Kelvin 模型串联组成的 3 单元弹黏性模型预测了上海地铁 1 号线 2 个测点的长期沉降。

流变模型也可以作为浅基础和深基础的辅助设计手段，不仅可以模拟长期沉降

以及所带来的不均匀性沉降<sup>[145]</sup>，而且可以预测由于土体老化而带来的强度提高<sup>[146-148]</sup>。

综上，现有流变模型在路堤、边坡、隧道、基础等工程中均有广泛的应用，这些应用同时也说明发展流变本构模型的实用性和必要性。

#### 1.2.4 软黏土的流变参数统一性

当前土体流变特性研究一般是将蠕变、加载速率和应力松弛特性分开考虑，很少涉及软黏土流变特性相互关系探索。通过对以往研究归纳总结，对比方程(1-5)与(1-10)，发现两个方程在形式上是一致的。基于此，可以得到等效关系

$$\dot{\varepsilon}_v^r = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \frac{\psi}{(1 + e_0)\tau}, \quad \beta = \frac{\lambda - \kappa}{\psi} \quad (1-17)$$

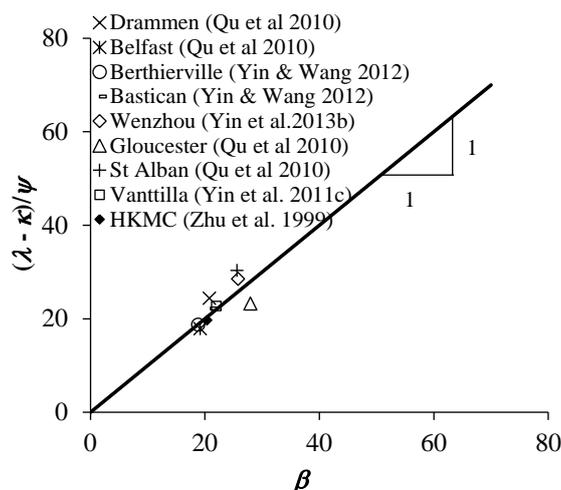
第一个式子表示加载速率和次固结速率的等效性，第二个式子中加载速率系数 $\beta$ 与次固结系数 $\psi$ 值可以相互计算，代表着流变参数 $\beta$ 和 $\psi$ 具有统一性，而流变参数统一性规律正是本文的主要研究内容之一。

为探讨上式 $\beta$ 与 $\psi$ 值统一性的准确性，调查研究了多个地区同一黏土的加载速率试验和蠕变试验，根据试验结果计算出相应的流变参数值，并绘出了 $(\lambda - \kappa)/\psi$ 和 $\beta$ 的关系（图 1-18）。结果表明，从试验角度式(1-17)对软黏土是成立的，即蠕变试验和加载速率试验在确定黏土流变参数上具有统一性。

$\lambda$ 、 $\kappa$ 和 $\psi$ 分别对应于以 $e$ 为底自然对数坐标，如果采用以10底的对数坐标，则式(1-17)中 $\beta$ 与 $\psi$ 统一性也可以表示为

$$\beta = \frac{C_c - C_s}{C_{ae}} \quad \text{或} \quad C_{ae} = \frac{C_c - C_s}{\beta} \quad (1-18)$$

除此外，目前鲜有研究涉及软黏土不同流变特性的统一性分析，比如应力松弛试验与加载速率试验及蠕变试验的统一性。

图 1-18  $(\lambda - \kappa)/\psi$  与  $\beta$  关系Fig.1-18  $(\lambda - \kappa)/\psi$  versus  $\beta$ 

## 1.3 本文主要研究内容及创新点

### 1.3.1 主要研究内容

综上所述，由于软黏土流变特性的复杂性，目前主要采用室内外流变试验的方法研究黏土的流变性能，然后结合流变本构模型应用于工程实践。但从上述目前的研究成果来看，还存在着一些急需解决和完善的问题。

目前，对软黏土加载速率效应、蠕变和应力松弛效应的研究是分开独立进行的，而对于他们的相关性或统一性如何鲜有提及。对应于黏土三种流变参数（加载速率系数、次固结系数和应力松弛系数）的各向异性特性以及非线性演变特性也是本文的研究对象。建立一个能够描述原状黏土流变非线性变化的本构模型也是本文的研究内容。

在总结前人工作的基础上，针对我国广泛分布的软黏土，围绕着黏土流变试验特性和本构模型开发，分别从试验和理论的角度进行了研究和探索。主要包括：

(1) 总结 5 个加载速率参数（2 个指数形式和 3 个对数形式）描述软黏土先期固结压力和不排水强度加载速率效应的适用性；在一维压缩和三轴压缩、三轴压缩与三轴伸长和不同 OCR 条件下，建立软黏土加载速率参数的统一性；对上海黏土进行了一维等速率压缩、三轴变速率压缩和伸长以及不同 OCR 条件下的三轴压缩试验，验证了软黏土加载速率效应特性的统一性，并确定了上海黏土的加载速率参数变化范围。

(2) 在归纳总结试验规律的基础上, 提出了一个基于双对数坐标的应力松弛系数。基于加载速率效应的黏弹塑性本构方程, 推导了应力松弛系数与加载速率系数之间的关系。结合加载速率系数与次固结系数之间的关系, 建立了加载速率系数、次固结系数和应力松弛系数的统一性。根据上海黏土应力松弛试验、蠕变试验和加载速率试验, 验证了不同流变特性统一性。

(3) 调查研究了三类黏土(上海黏土、温州黏土和舟山黏土)流变各向异性特征。一维蠕变试验的加载方向与天然沉积面呈不同角度, 从而其结果能够反映流变参数的各向异性特性。重点探讨了次固结系数和应力松弛系数随试样角度演变特性。

(4) 分析了原状和重塑黏土蠕变试验结果, 结果表明次固结系数随着荷载非线性变化。对于重塑黏土, 提出了反映次固结系数随土体压密演变规律的蠕变函数。对于原状黏土, 根据土结构破坏过程中含水率和结构强度变化对次固结系数的影响, 建立了能够同时反映土体压密和结构破坏的次固结系数表达函数。并对比了不同重塑与原状黏土函数计算和试验所得的次固结系数值。

(5) 基于流变参数统一性和非线性特性, 提出了改进的非线性弹黏塑性模型(EVP-Nonlinear)。利用黏土流变参数的统一性规律, 提出了根据蠕变试验、加载速率试验和应力松弛试验确定弹黏塑性模型中流变参数的方法。从收敛性和实用性角度, 对比基于超应力理论弹黏塑性模型数值分析的三种算法后, 采用 EVP-Katona 算法编写改进的弹黏塑性模型 Umat 子程序, 实现了 Abaqus 有限元程序二次开发, 结合室内试验验证了 Umat 子程序的正确性并预测了 Murro 路堤的长期力学行为。

全文共分七章, 本文的内容及各自之间的关系如图 1-19 所示。

### 1.3.2 本文的主要创新点

本文研究主要的创新性工作及结论:

(1) 提出了一维压缩和三轴压缩、三轴压缩与伸长和不同 OCR 条件下软黏土加载速率参数的统一性, 应用应力松弛系数概念建立了软黏土加载速率特性、蠕变特性和应力松弛特性的统一性。

(2) 通过对上海、舟山和温州黏土进行各向异性蠕变特性研究, 揭示了流变参数次固结系数和应力松弛系数各向异性演变规律以及次固结系数非线性变化特征。

(3) 基于流变参数统一性和非线性特性, 提出了改进的非线性弹黏塑性模型。编写 Umat 子程序并实现了 Abaqus 本构模型二次开发, 丰富了本构模型在岩土工程中的应用。

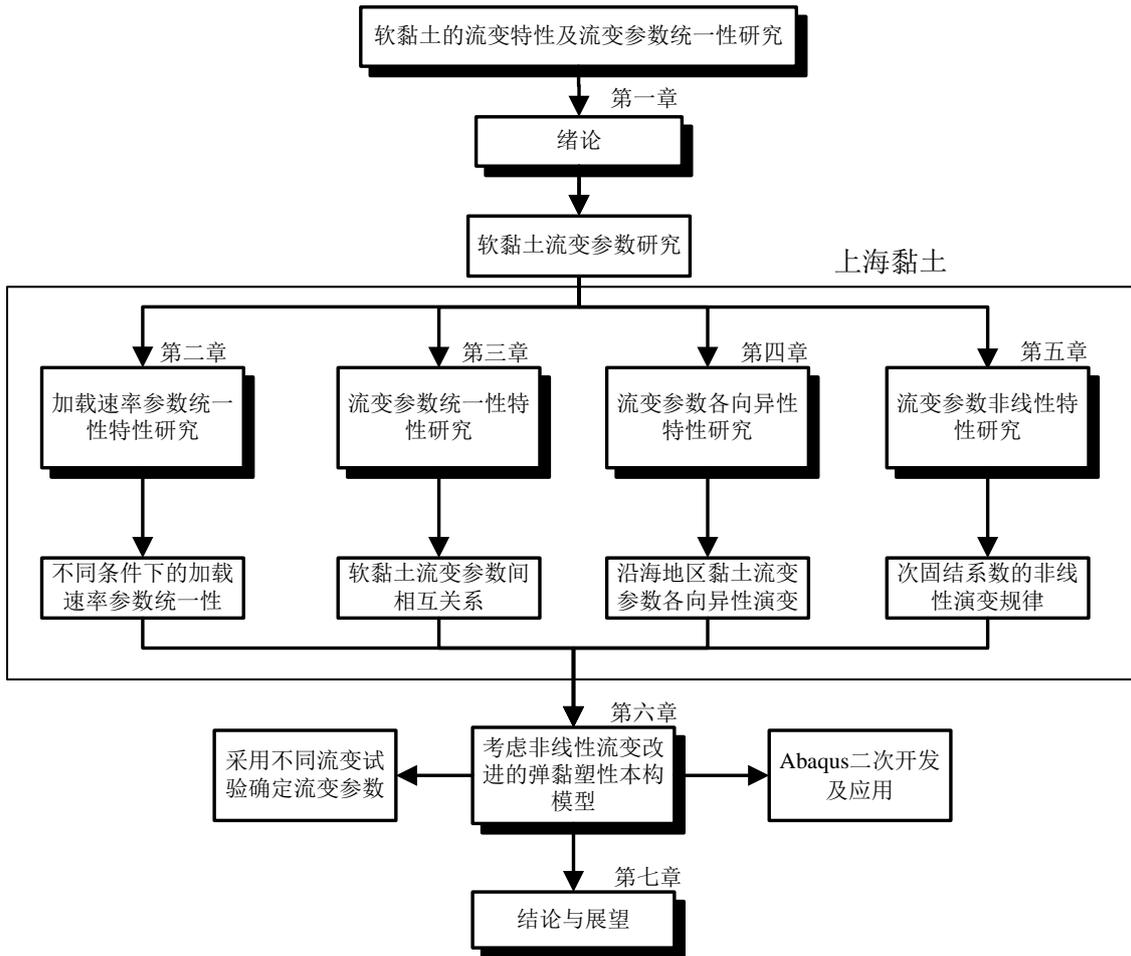


图 1-19 本文主要内容的流程图

Fig.1-19 Flow diagram of the main parts of this study

## 第二章 软黏土的加载速率参数研究

### 2.1 引言

软黏土具有高黏粒含量、高含水量、大孔隙比等特点，使其力学性质具有明显的加载速率效应，在宏观上表现为强度的加载速率相关性。早在上世纪三十年代，Buisman<sup>[41]</sup>通过室内试验研究指出土体应力-应变-强度关系具有不可忽略的速率相关性。近年来，软黏土的加载速率参数研究一直是土体流变性状探索的热门课题。

本章探讨了不同加载速率参数的适用性；从一维压缩和三轴压缩、三轴压缩与三轴伸长和不同 OCR 条件下加载速率参数统一性的角度深入讨论软黏土的加载速率效应；确定了上海黏土的加载速率参数变化范围，并验证了软黏土加载速率效应特性的统一性。

### 2.2 加载速率参数介绍

#### 2.2.1 一维条件下的加载速率参数

在一维 CRS 试验中，土的先期固结压力  $\sigma'_p$  与加载速率有一一对应关系。然而，对不同类型的土体而言，加载速率对  $\sigma'_p$  的影响又不尽相同，具体表现为强度-应变速率曲线中斜率的不同。在土的速率效应特性研究中，一般使用速率参数值的大小来量化描述此影响的强弱。为计算此速率参数值，学者们基于试验结果总结出了多个不同形式的速率方程。为探寻这些速率参数的适用性和相关性，把这些速率方程根据选用坐标系的不同分为两类进行讨论<sup>[92]</sup>：指数形式的速率方程和对数形式的速率方程。

##### (1) 指数形式的速率方程

根据先期固结压力与加载速率对数间的线性关系计算速率参数的方程可以统称为指数形式的速率方程。这些速率方程是在 Graham 等<sup>[16]</sup>所提方法基础上扩张而来，Graham 等<sup>[16]</sup>最先用速率参数  $\eta_{0.1}$  表达加载速率对先期固结压力的影响。 $\eta_{0.1}$  表示以加载速率为 0.1%/h 的 CRS 试验对应的先期固结压力  $\sigma'_{p,0.1}$  为基准值，当加载速率增大

10 倍时, 先期固结压力的变化值  $\Delta\sigma'_p$  与  $\sigma'_{p,0.1}$  的比值

$$\eta_{0.1} = \Delta\sigma'_p / \sigma'_{p,0.1} \quad (2-1)$$

基于此思想, 更为通用的速率参数<sup>[149]</sup>可表示为

$$\eta_{N1} = \frac{(\sigma'_p / \sigma_p^r - 1)}{\log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r)} \quad (2-2)$$

式中 先期固结压力  $\sigma'_p$  对应于加载速度  $\dot{\epsilon}$ ; 参考先期固结压力  $\sigma_p^r$  对应于参考加载速度  $\dot{\epsilon}^r$ ;  $\eta_{N1}$  为速率参数。

根据 Fodil 等<sup>[15]</sup>的建议, 另外一个速率参数

$$\eta_{N2} = \frac{(\sigma'_p / \sigma_p^r - 1)}{\log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r + 1)} \quad (2-3)$$

式中符号意义与式(2-2)相同, 与式(2-2)的差别在于分母的速率比值加 1;  $\eta_{N2}$  为速率参数。当  $\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r = 10$  时, 可以推出两个速率参数  $\eta_{N1}$ ,  $\eta_{N2}$  之间的关系为

$$\eta_{N1} = \log 11 \cdot \eta_{N2} \quad (2-4)$$

### (2) 对数形式的速率方程

根据先期固结压力与加载速率双对数间的线性关系, 学者们提出了 3 种对数形式的速率参数<sup>[47, 96, 101]</sup>

$$\eta_{L1} = \frac{\log(\sigma'_p / \sigma_p^r)}{\log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r)} \quad \text{或} \quad \frac{\sigma'_p}{\sigma_p^r} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^r}\right)^{\eta_{L1}} \quad (2-5)$$

$$\eta_{L2} = \frac{\log(\sigma'_p / \sigma_p^r)}{\log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r + 1)} \quad \text{或} \quad \frac{\sigma'_p}{\sigma_p^r} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^r} + 1\right)^{\eta_{L2}} \quad (2-6)$$

$$\eta_{L3} = \frac{\log(\sigma'_p / \sigma_p^r - 1)}{\log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r)} \quad \text{或} \quad \frac{\sigma'_p}{\sigma_p^r} - 1 = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^r}\right)^{\eta_{L3}} \quad (2-7)$$

式中:  $\eta_{L1}$ ,  $\eta_{L2}$ ,  $\eta_{L3}$  为对数形式的速率参数, 其它符号的意义同方程(2-2)。当  $\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r = 10$  时, 推出三个速率参数  $\eta_{L1}$ ,  $\eta_{L2}$  和  $\eta_{L3}$  之间的关系

$$\eta_{L2} = \frac{\eta_{L1}}{\log 11} \quad (2-8)$$

$$\eta_{L3} = \log(10^{\eta_{L1}} - 1) \quad (2-9)$$

### (3) 各速率参数的对比

为探讨上述速率方程（式(2-2)(2-3)和式(2-5)(2-6)(2-7)）的适用性，以 Bastican 黏土为例，图 2-1a 为先期固结压力 $\sigma_p$ 和加载速率关系，选用参照点处 $\dot{\epsilon}^r$ 和 $\sigma_p^r$ 为速

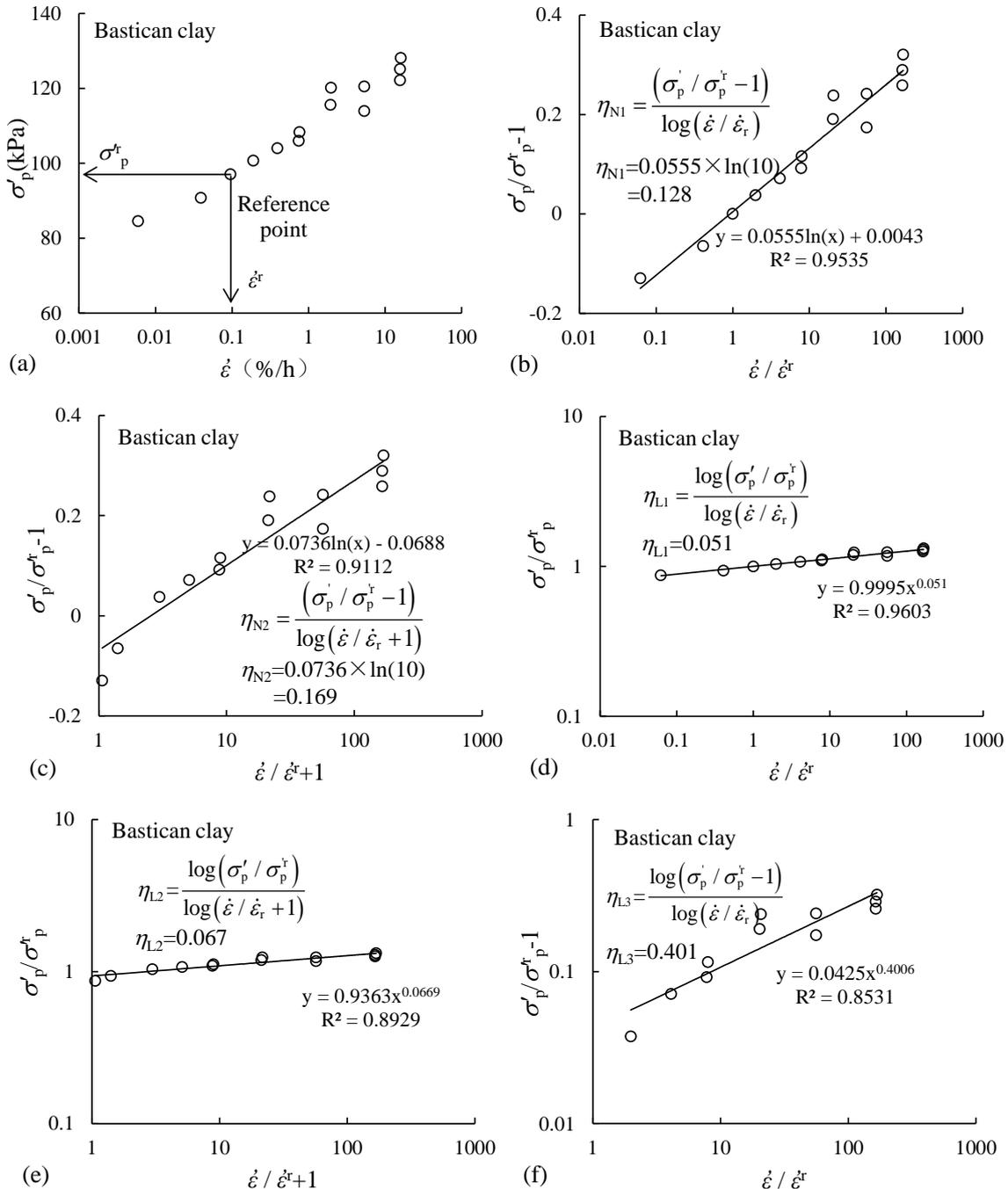


图 2-1 先期固结压力-速率参数对比<sup>[150]</sup>: (a) 先期固结压力与加载速率关系; (b) 确定 $\eta_{N1}$ ; (c) 确定 $\eta_{N2}$ ; (d) 确定 $\eta_{L1}$ ; (e) 确定 $\eta_{L2}$ ; (f) 确定 $\eta_{L3}$

Fig.2-1 Comparison of preconsolidation - rate formulations: (a) Relationship between preconsolidation pressure and strain rate; (b)  $\eta_{N1}$ ; (c)  $\eta_{N2}$ ; (d)  $\eta_{L1}$ ; (e)  $\eta_{L2}$ ; (f)  $\eta_{L3}$

率参数的参照值,五个速率方程的拟合结果分别见图 2-1b-e。结果表明,用指数形式的速率方程式(2-2)和对数形式的速率方程式(2-5)拟合的结果回归系数  $R^2$  最大,拟合结果最为理想。此外,式(2-3)和(2-6)需要在  $\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_r$  的基础上加 1,使用不直接;而当  $\sigma_p^i$  小于  $\sigma_p^r$  时,  $\sigma_p^i / \sigma_p^r - 1 < 0$ , 式(2-7)不再成立,有其特定的使用范围。

类似地,应用速率方程拟合了图 1-4 中所有黏土的先期固结压力加载速率效应,拟合出来的速率参数、回归系数及土体物理特性见表 2-1。由所有土样的回归系数可知,速率方程式(2-2)和(2-5)最有应用价值( $R^2$  最大)。基于此,在下文中使用与式(2-2)和(2-5)对应的速率参数  $\eta_{N1}$  和  $\eta_{L1}$  来探讨软黏土的先期固结压力加载速率效应特性。

按照 Casagrande 塑性图分类(图 2-2),所调查的黏土包括低塑性无机黏土(CL)、高塑性无机黏土(CH)、高塑性粉质黏土和砂质黏土(OH)。为探寻速率参数值与土体黏塑性之间的关系,根据黏土在塑性图中的所处位置,统计出每个区域内所有黏土的速率参数  $\eta_{N1}$  和  $\eta_{L1}$  的最大、最小及平均值(见图 2-2,去除了差异性太大的 Tungchung 黏土)。可以看出,塑性图中 OH 区的速率参数平均值最大,CH 区次之,CL 区最小。

此外, Mesri 和 Choi<sup>[151]</sup>根据一维 CRS 试验与一维固结试验关系,提出先期固结压力和加载速率的比值与土样的次固结系数  $C_{ae}$  及压缩指数  $C_c$  相关

$$\sigma_p^i / \sigma_p^r = (\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_r)^{C_{ae}/C_c} \quad (2-10)$$

对比方程(2-5)和(2-10),不难发现

$$\eta_{L1} = C_{ae} / C_c \quad (2-11)$$

而 Kutter & Sathialingam<sup>[67]</sup>, Leoni 等<sup>[105]</sup>, Yin 等<sup>[109]</sup>认为式(2-12)更符合试验现象

$$\eta_{L1} = C_{ae} / (C_c - C_s) \quad (2-12)$$

由于  $C_c$  通常是  $C_s$  的 10 倍左右,上述两个公式结果较为接近。上述两种坐标系下的速率参数具有一定关联,联立方程(2-2)和(2-5),速率参数  $\eta_{N1}$  和  $\eta_{L1}$  的关系为

$$\frac{\eta_{N1}}{\eta_{L1}} = \frac{(\sigma_p^i / \sigma_p^r - 1)}{\log(\sigma_p^i / \sigma_p^r)} \quad (2-13)$$

当  $\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_r = 10$  时,由方程(2-2)可得  $\sigma_p^i / \sigma_p^r - 1 = \eta_{N1}$ ,由方程(2-5)可得  $\sigma_p^i / \sigma_p^r = 10^{\eta_{L1}}$ ,继而

$$\eta_{N1} = 10^{\eta_{L1}} - 1 \quad (2-14)$$

对于软黏土,比值  $C_{ae}/C_c$  的范围一般为 0.03~0.09<sup>[21]</sup>,因此  $\eta_{L1}$  的变化范围为 3% ~ 9%,通过式(2-14)计算出  $\eta_{N1}$  的变化范围为 7.2% ~ 23%,这与表 2-1 所归纳黏土的速率参数  $\eta_{N1}$  和  $\eta_{L1}$  的变化范围基本吻合 ( $\eta_{N1}$ : 4.7% ~ 23.4%,  $\eta_{L1}$ : 2% ~ 8.9%)。

表 2-1 所选黏土物理特性及速率参数

Table.2-1 Physical characteristics and rate parameters for selected clays

土样名称	w <sub>L</sub>	w <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	$\eta_{N1}$	R <sup>2</sup>	$\eta_{N2}$	R <sup>2</sup>	$\eta_{L1}$	R <sup>2</sup>	$\eta_{L2}$	R <sup>2</sup>	$\eta_{L3}$	R <sup>2</sup>
Berthierville 黏土 <sup>[150]</sup>	59	25	34	0.176	0.8592	0.190	0.8237	0.062	0.8491	0.066	0.8078	0.187	0.6681
St-Cesaire 黏土 <sup>[150]</sup>	70	27	43	0.168	0.8527	0.192	0.8774	0.058	0.8728	0.066	0.8913	0.260	0.8765
Gloucester 黏土 <sup>[150]</sup>	53	24	29	0.168	0.8779	0.179	0.8800	0.058	0.8957	0.062	0.8925	0.319	0.8561
Varenes 黏土 <sup>[150]</sup>	65	26	39	0.166	0.7595	0.184	0.7361	0.059	0.7803	0.066	0.7507	0.173	0.4914
Joliette 黏土 <sup>[150]</sup>	41	22	19	0.144	0.9861	0.160	0.9701	0.053	0.9794	0.059	0.9576	0.268	0.9781
Ste-Catherine 黏土 <sup>[150]</sup>	60	25	35	0.113	0.8748	0.126	0.8698	0.043	0.8937	0.048	0.8862	0.382	0.9030
Mascouche 黏土 <sup>[150]</sup>	55	25	30	0.087	0.5587	0.098	0.5443	0.034	0.5764	0.038	0.5581	0.116	0.0774
St-Alban 黏土 <sup>[150]</sup>	40	22	18	0.147	0.8161	0.169	0.8422	0.057	0.8234	0.065	0.8473	0.847	0.7854
Fort Lennox 黏土 <sup>[150]</sup>	45	23	22	0.114	0.4363	0.123	0.4245	0.041	0.4573	0.043	0.4397	0.128	0.1538
Louiseville 黏土 <sup>[150]</sup>	70	43	27	0.132	0.7441	0.149	0.7738	0.050	0.7722	0.056	0.8000	0.588	0.8452
Batiscan 黏土 <sup>[150]</sup>	43	22	21	0.128	0.9535	0.169	0.9112	0.051	0.9603	0.067	0.8929	0.401	0.8531
温州黏土 <sup>[152]</sup>	63.4	27.6	35.8	0.088	0.9688	0.102	0.9773	0.035	0.9722	0.041	0.9774	0.169	0.8870
Tungchung 黏土 <sup>[153]</sup>	57	26	31	0.500	0.0640	0.574	0.9345	0.146	0.9206	0.166	0.8858	0.265	0.9191
Backebol 黏土 <sup>[18]</sup>	99	34	65	0.234	0.8980	0.256	0.9091	0.077	0.9085	0.084	0.9117	0.335	0.7807
Bothkennar 黏土 <sup>[154]</sup>	85	37	48	0.116	0.8580	0.176	0.8522	0.058	0.8366	0.062	0.8267	0.174	0.7799
St-Herblain 黏土 <sup>[109]</sup>	96	54	42	0.22	1.0000	0.322	1.0000	0.089	1.0000	0.130	1.0000	-	-
萧山黏土 <sup>[155]</sup>	53	26.5	26.5	0.047	0.9611	0.028	0.9831	0.020	0.9619	0.027	0.9836	1.38	1.0000

注：因为表中 St-Herblain 黏土只有两种加载速率下的试验结果，所以无法拟合  $\eta_{L3}$ ，且拟合  $\eta_{N1}$ ， $\eta_{N2}$ ， $\eta_{L1}$  和  $\eta_{L1}$  时的 R<sup>2</sup> 等于 1。

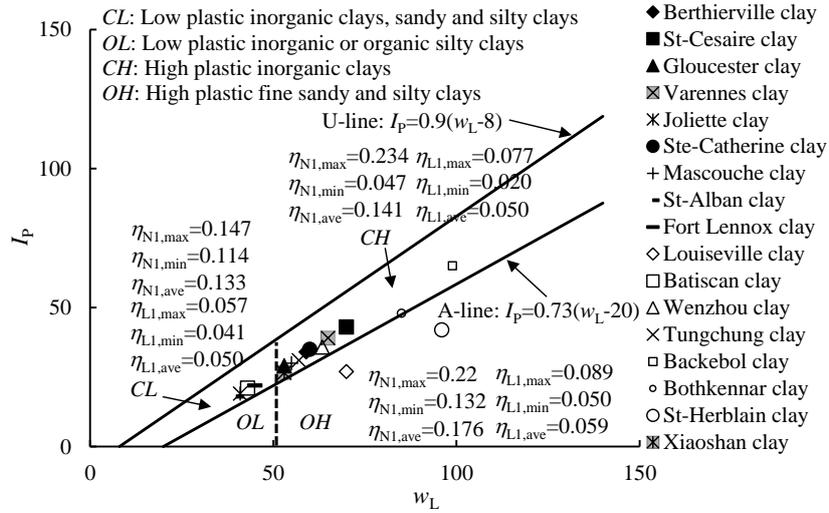


图 2-2 所选黏土在塑性图上的分布

Fig.2-2 Classification of selected soils in plasticity chart

### 2.2.2 三轴条件下的加载速率参数

与一维压缩 CRS 试验研究方法类似，在三轴 CRS 试验中同样采用速率参数来表征加载速率对不排水抗剪强度的影响，且三轴 CRS 试验不排水抗剪强度的速率参数与一维 CRS 试验先期固结压力的速率参数在表达式的形式上完全相同。采用类似的探讨方法，根据表达式形式的不同把速率参数分为两类：指数形式的速率参数和对数形式的速率参数。

指数形式的速率参数

$$\rho_{N1} = \frac{(q_{peak}/q_{peak}^r - 1)}{\log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}^r)} \quad (2-15)$$

式中： $q_{peak}$  为与应变速率  $\dot{\epsilon}$  对应的峰值剪应力； $q_{peak}^r$  为与参考偏应变速率  $\dot{\epsilon}^r$  对应的峰值剪应力； $\rho_{N1}$  为速率参数；不排水抗剪强度  $S_u = q_{peak}/2$ 。

第二个指数形式的速率参数

$$\rho_{N2} = \frac{(q_{peak}/q_{peak}^r - 1)}{\log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}^r + 1)} \quad (2-16)$$

式中符号意义与式(2-15)相同，与式(2-15)的差别在于分母在速率比值的基础上加 1； $\rho_{N2}$  为速率参数。当  $\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}^r = 10$  时，两个速率参数  $\rho_{N1}$ ， $\rho_{N2}$  之间的关系为

$$\rho_{N1} = \log 11 \cdot \rho_{N2} \quad (2-17)$$

对数形式的速率参数

$$\rho_{L1} = \frac{\log(q_{\text{peak}}/q_{\text{peak}}^r)}{\log(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^r)} \quad \text{或} \quad \frac{q_{\text{peak}}}{q_{\text{peak}}^r} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}^r}\right)^{\rho_{L1}} \quad (2-18)$$

$$\rho_{L2} = \frac{\log(q_{\text{peak}}/q_{\text{peak}}^r)}{\log(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^r + 1)} \quad \text{或} \quad \frac{q_{\text{peak}}}{q_{\text{peak}}^r} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}^r} + 1\right)^{\rho_{L2}} \quad (2-19)$$

$$\rho_{L3} = \frac{\log(q_{\text{peak}}/q_{\text{peak}}^r - 1)}{\log(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^r)} \quad \text{或} \quad \frac{q_{\text{peak}}}{q_{\text{peak}}^r} - 1 = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}^r}\right)^{\rho_{L3}} \quad (2-20)$$

式中  $\rho_{L1}$ ,  $\rho_{L2}$ ,  $\rho_{L3}$  为三个对数形式速率参数, 其它符号的意义与方程(2-15)相同。且当  $\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^r = 10$  时, 三个速率参数  $\rho_{L1}$ ,  $\rho_{L2}$ ,  $\rho_{L3}$  之间的关系为

$$\rho_{L2} = \frac{\rho_{L1}}{\log 11} \quad (2-21)$$

$$\rho_{L3} = \log(10^{\rho_{L1}} - 1) \quad (2-22)$$

为探讨上述不排水抗剪强度速率方程(式(2-15)(2-16)和式(2-18)(2-19)(2-20))的适用性, 以 Winnipeg 黏土为例, 图 2-3a 为不排水偏应力  $q_{\text{peak}}$  与加载速率关系, 选用参照点处  $\dot{\varepsilon}^r$  和  $q_{\text{peak}}^r$  为速率参数的参照值, 五个速率参数的拟合结果分别见图 2-3b-e。结果表明, 用指数形式的速率方程式(2-15)(2-16)和对数形式的速率方程式(2-18)(2-19)拟合的结果回归系数  $R^2$  最大, 拟合结果最为理想。此外, 上文已述, 式(2-16)和(2-19)需要在  $\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^r$  的基础上加 1, 使用起来也不直接, 以及式(2-20)有其特定的使用范围 ( $\dot{\varepsilon} > \dot{\varepsilon}^r$ )。

同样地, 应用速率方程拟合了图 1-6 中所有黏土的不排水抗剪强度加载速率效应, 拟合出来的速率参数值、回归系数及土体物理特性见表 2-2。由所有土样的回归系数可知, 式(2-15)和(2-18)最有应用价值 ( $R^2$  最大)。基于此, 在下文中使用与式(2-15)和(2-18)对应的速率参数  $\rho_{N1}$  和  $\rho_{L1}$  来探讨软黏土的不排水抗剪强度加载速率效应特性。

按照 Casagrande 塑性图分类(图 2-4), 所调查的黏土同样包括低塑性无机黏土 (CL)、高塑性无机黏土 (CH)、高塑性粉质黏土和砂质黏土 (OH)。根据黏土在塑性图中所处区域, 统计区域内所有黏土速率参数值  $\rho_{N1}$  和  $\rho_{L1}$  (表 2-2), 得到了每个区域内速率参数最大、最小及平均值(图 2-4), 可以看出, 塑性图中 CH 区的速率参数平均值最大, OH 区次之, CL 区最小。

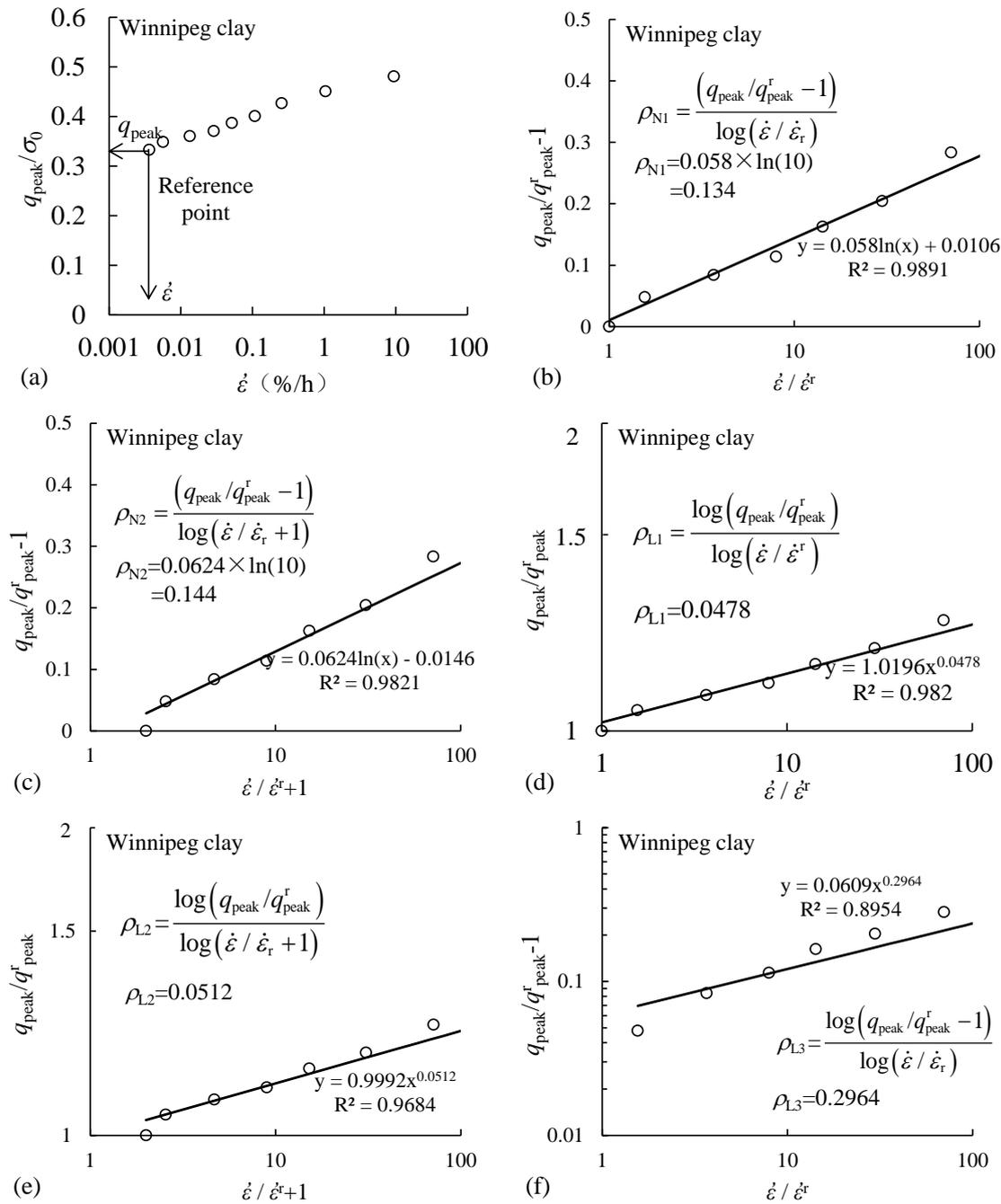


图 2-3 三轴 CRS 试验不排水强度速率参数对比<sup>[16]</sup>：(a) 不排水抗剪强度与加载速率关系；(b) 确定 $\rho_{N1}$ ；(c) 确定 $\rho_{N2}$ ；(d) 确定 $\rho_{L1}$ ；(e) 确定 $\rho_{L2}$ ；(f) 确定 $\rho_{L3}$

Fig.2-3 Comparison of rate formulation for triaxial undrained shear strength: (a) Relationship between undrain shear strength and strian rate; (b)  $\rho_{N1}$ ; (c)  $\rho_{N2}$ ; (d)  $\rho_{L1}$ ; (e)  $\rho_{L2}$ ; (f)  $\rho_{L3}$

此外，根据式(2-15)和(2-18)可以推出 $\rho_{N1}$ 和 $\rho_{L1}$ 的关系

$$\frac{\rho_{N1}}{\rho_{L1}} = \frac{(q_{peak}/q_{peak}^r - 1)}{\log(q_{peak}/q_{peak}^r)} \quad (2-23)$$

以及  $\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}^r = 10$  时，

$$\rho_{L1} = \log(\rho_{N1} + 1) \quad (2-24)$$

前文所述，对于一般性软黏土，学者总结 $\rho_{N1}$ 的范围为 5% ~ 20%，这与表 2-2 所归纳黏土的速率参数 $\rho_{N1}$ 的变化范围基本一致： $\rho_{N1}=5.5\sim 23\%$ ， $\rho_{L1}=2.3\sim 8.7\%$ 。

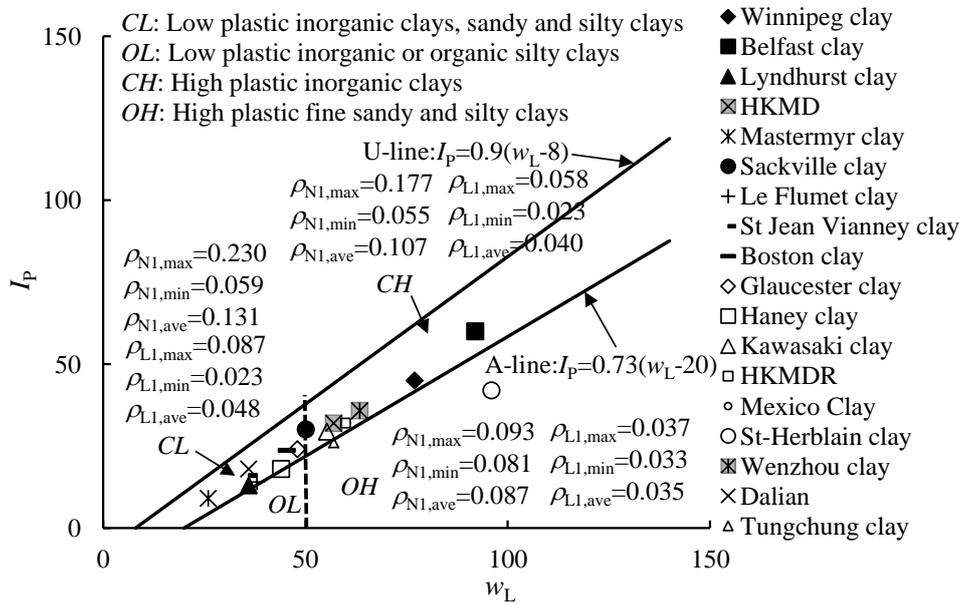


图 2-4 所选黏土在塑性图上的分布

Fig.2-4 Classification of selected soils in plasticity chart

### 2.3 加载速率参数的统一性

现有文献大都叙述软黏土加载速率效应的试验现象和一般性的研究方法，而没有具体描述黏土的速率参数特点以及讨论各加载速率试验之间关系。从而，本节尝试从以下三个方面探讨加载速率参数的统一性：（1）不排水抗剪强度速率参数与先期固结压力速率参数的统一性；（2）不排水抗剪强度的速率参数在三轴压缩与三轴伸长条件下的统一性；（3）超固结度对不排水抗剪强度速率参数的影响。

表 2-2 所选黏土物理特性及速率参数

Table.2-2 Physical characteristics and rate parameters for selected clays

土样名称	$w_L$	$w_P$	$I_P$	$\rho_{N1}$	$R^2$	$\rho_{N2}$	$R^2$	$\rho_{L1}$	$R^2$	$\rho_{L2}$	$R^2$	$\rho_{L3}$	$R^2$
Winnipeg 黏土 <sup>[16]</sup>	77	32	45 <sup>†</sup>	0.134	0.9801	0.144	0.9821	0.048	0.9820	0.051	0.9684	0.296	0.8954
Belfast 黏土 <sup>[16]</sup>	92 <sup>†</sup>	32	60 <sup>†</sup>	0.116	0.9752	0.126	0.9518	0.043	0.9615	0.047	0.9303	0.418	0.6321
Lyndhurst 黏土 <sup>[16]</sup>	36	23	13	0.230	0.9957	0.286	0.9914	0.087	0.9954	0.108	0.9841	0.688	0.9087
*HKMD 原状土 <sup>[156]</sup>	57	25	32	0.085	0.993	0.099	0.992	0.034	0.994	0.040	0.990	0.330	1.000*
Mastermyr 黏土 <sup>[16]</sup>	26	17	9 <sup>†</sup>	0.108	0.9894	0.136	0.9689	0.044	0.9855	0.055	0.9621	0.519	0.9763
Sackville 黏土 <sup>[47]</sup>	50.1	20	30.1	0.177	0.9963	0.191	0.9987	0.058	0.9971	0.062	0.9933	0.155	0.9720
Le Flumet 黏土 <sup>[15]</sup>	38	24	14	0.091	0.9988	0.102	0.9942	0.036	0.9979	0.040	0.9903	0.421	0.9581
St Jean Vianney 黏土 <sup>[157]</sup>	36	20	16	0.069	0.9954	0.078	0.9814	0.028	0.9921	0.031	0.9754	0.213	1.000*
‡Boston 黏土 <sup>[38]</sup>	45.4	21.7	23.7	0.059	0.954	0.064	0.959	0.023	0.957	0.025	0.959	0.348	0.951
Gloucester 黏土 <sup>[47]</sup>	48	24	24	0.093	0.9833	0.100	0.9894	0.035	0.9791	0.037	0.9913	0.249	0.9815
Heney 黏土 <sup>[45]</sup>	44	26	18	0.095	0.9855	0.106	0.9959	0.037	0.9880	0.042	0.9950	0.486	0.9022
Kawasaki 黏土 <sup>[158]</sup>	55.3	25.9	29.4	0.107	0.9985	0.125	0.9987	0.042	0.9999	0.049	0.9959	0.332	1.000*
‡HKMD 重塑土 <sup>[61]</sup>	60	32	28	0.055	0.956	0.065	0.967	0.023	0.959	0.027	0.968	0.442	1.000*
‡Mexico 黏土 <sup>[159]</sup>	211	63.9	147.1	0.222	0.873	0.242	0.862	0.072	0.863	0.078	0.849	0.521	0.924
‡St-Herblain 黏土 <sup>[109]</sup>	96	54	42	0.093	1.0000	0.109	0.9950	0.037	0.9996	0.043	0.9910	0.305	1.000*
‡温州黏土 <sup>[152]</sup>	63.4	27.6	35.8	0.077	0.991	0.090	0.999	0.031	0.987	0.036	0.999	0.378	1.000*
大连黏土 <sup>[160]</sup>	36	18	18	0.210	0.9606	0.236	0.9790	0.073	0.9788	0.082	0.9900	0.438	0.9535
Tungchung 原状土 <sup>[153]</sup>	57	26	31	0.093	1.000	0.109	0.994	0.037	0.999	0.043	0.990	0.301	1.000*

注：‡标记的黏土的速率参数值为多个围压或者多个 OCR 条件下的平均值；†标记的液塑限值为平均值；\*号标记  $R^2$  等于 1 的黏土只有两个数据点可用来拟合  $\rho_{L3}$ 。

\*HKMD 为香港海相黏土。

### 2.3.1 一维压缩~三轴压缩速率参数统一性

为探究一维压缩和三轴压缩加载速率参数之间的关系, 选用温州原状土<sup>[104]</sup>作为研究对象, 研究一维先期固结压力(图 2-5a)和三轴不排水抗剪强度与轴向应变速率关系(图 2-5b), 并以式(2-2)、(2-5)、(2-15)和(2-18)为例计算出加载速率参数 $\eta_{N1} = 8.8\%$ 、 $\eta_{L1} = 3.5\%$ 、 $\rho_{N1} = 7.7\%$ 、 $\rho_{L1} = 3.4\%$  ( $\rho_{N1}$ 和 $\rho_{L1}$ 为三个围压下的平均值)。把一维先期固结压力和三轴不排水抗剪强度分别用加载速率为 0.2%/h 试验对应的强度值归一化, 并绘于同一幅图中(图 2-5c)。结果表明, 温州黏土一维与三轴条件下的归一化强度值与轴向应变速率的对数近似呈直线关系。因此, 可以说温州黏土在一维与三轴条件下的速率效应具有统一性。

然而对于 St-Herblain 黏土<sup>[109]</sup>和香港 TungChung 原状土<sup>[161]</sup>, 其一维压缩和三轴压缩条件下的归一化强度差异性较大(图 2-6), 图中方框表示其值不在本文总结的加载速率参数一般范围。需要注意的是, St-Herblain 黏土的一维等加载速率试验只有两个加载速率下试验结果, 由于原状土试验结果具有一定的离散型, 因此其一维等加载速率试验条件下的速率参数值需要慎重考虑; Tungchung 黏土的 $\eta_{N1} = 50\%$ , 远高于本文所总结 $\eta_{N1}$ 的一般变化范围(4.7% ~ 23.4%), 其文献中缺乏原状土样不均匀性或其它原因的说明及探讨。

### 2.3.2 三轴压缩~三轴伸长速率参数统一性

实际工程中, 有时土体会在压缩和伸长应力状态转换, 如堆载、开挖等<sup>[162]</sup>, 且施工速率会对黏土的压缩和伸长应力状态产生影响。因此, 为了探究加载速率对三轴压缩和三轴伸长特性影响的异同点, 分析了温州原状土<sup>[104]</sup>、Mastemyr 原状土<sup>[16]</sup>、香港重塑土<sup>[163]</sup>、香港原状土<sup>[156]</sup>和 Kawasaki 重塑土<sup>[158]</sup>的不同加载速率下的三轴压缩和伸长试验。

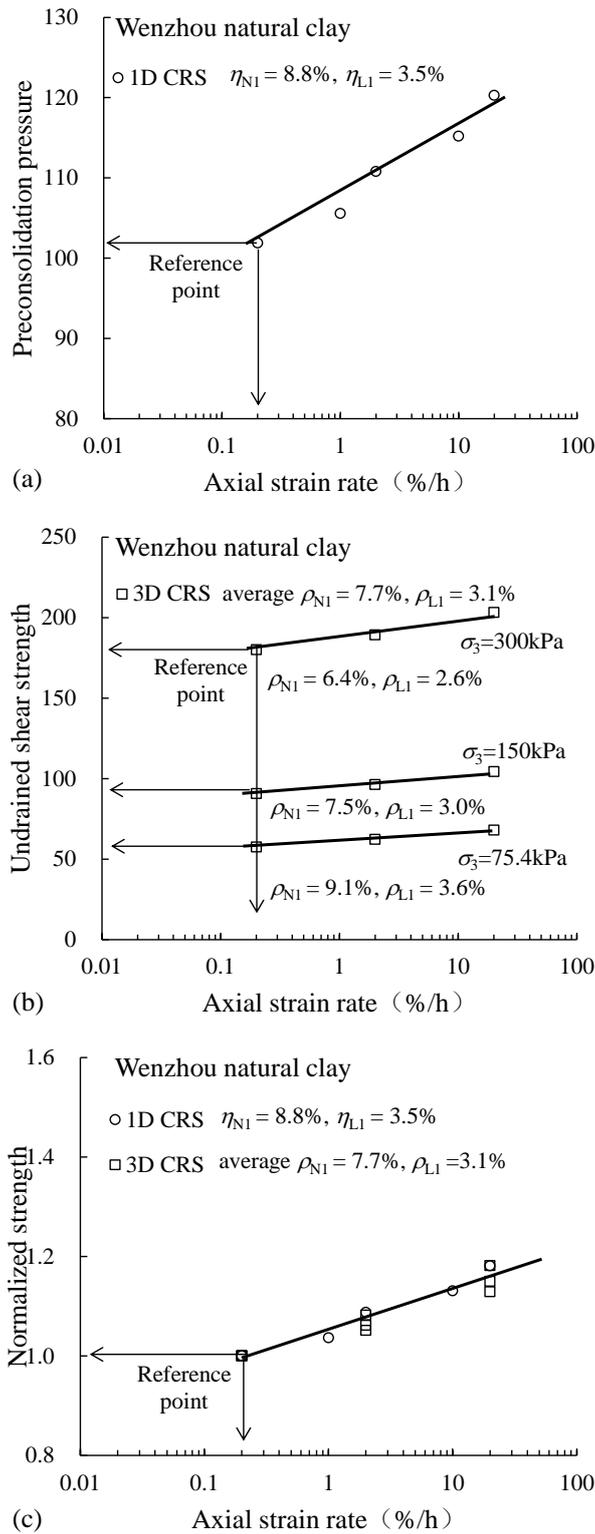


图 2-5 温州黏土加载速率效应: (a) 一维条件下; (b) 三轴条件下; (c) 统一性  
 Fig.2-5 Strain rate effect for Wenzhou clay: (a) 1D condition; (b) triaxial conditons; (c) Uniqueness

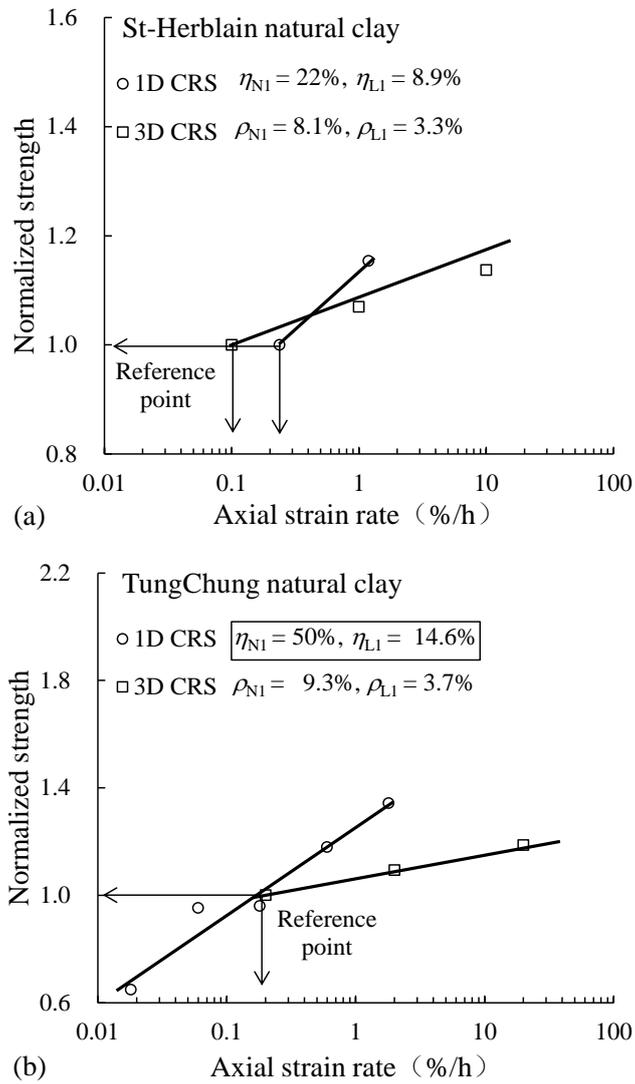
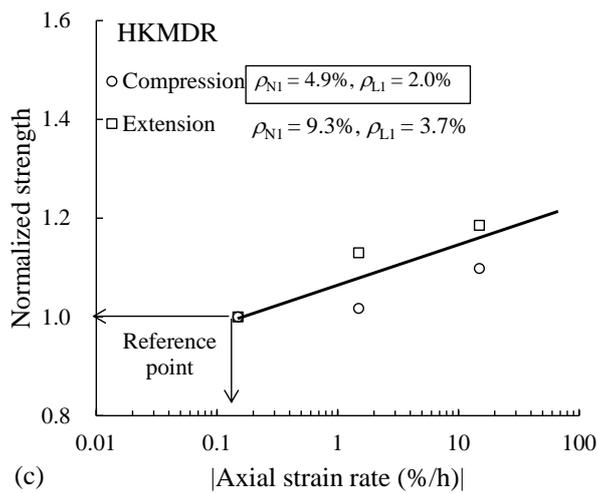
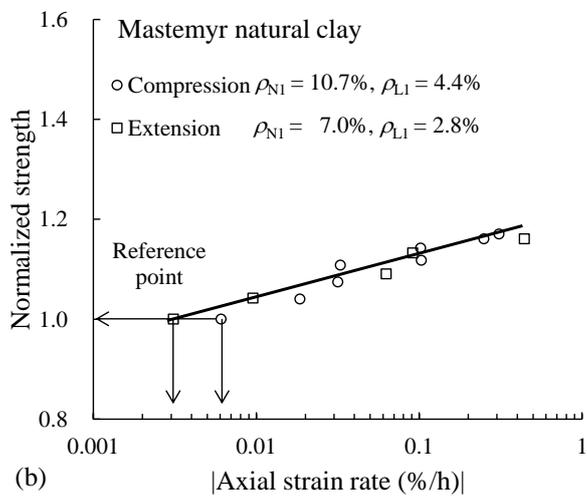
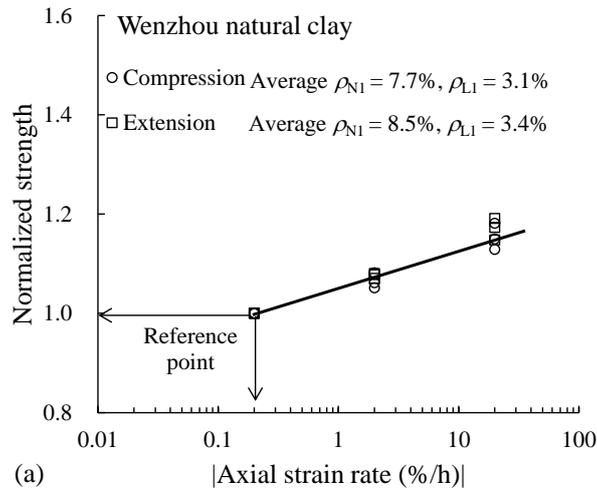


图 2-6 软黏土一维压缩和三轴压缩速率效应：(a) St-Herblain；(b) Tungchung 黏土  
 Fig.2-6 1D and triaxial rate effect for clays: (a) St-Herblain clay; (b) Tungchung clay



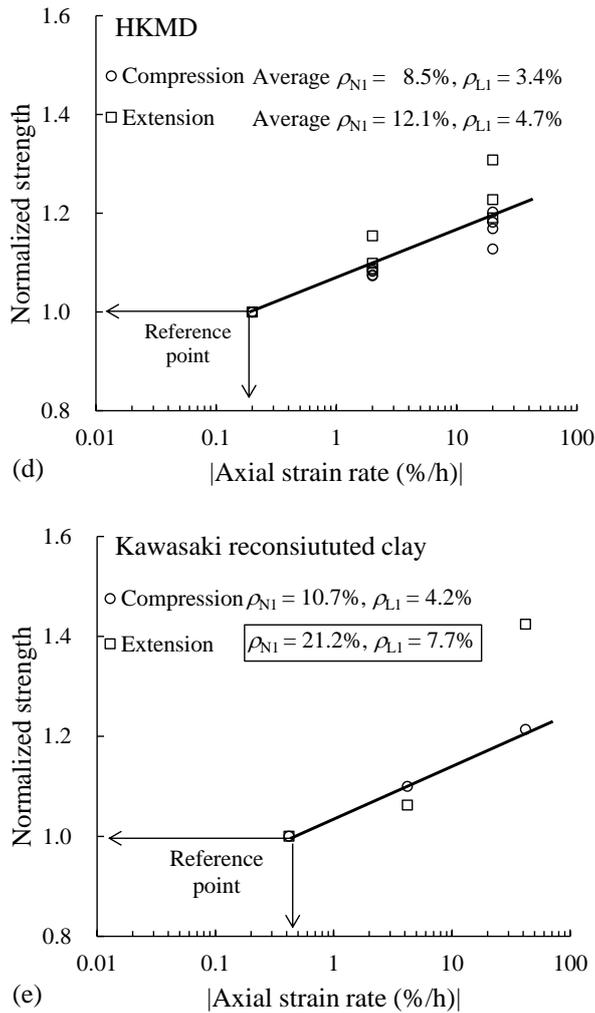


图 2-7 归一化压缩与伸长强度值与轴向加载速率关系：(a) 温州黏土；(b) Mastemyr 黏土；(c) 香港重塑土；(d) 香港原状土；(e) Kawasaki 黏土

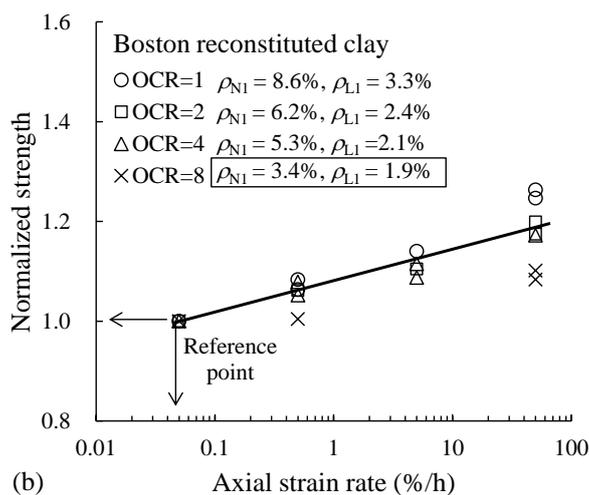
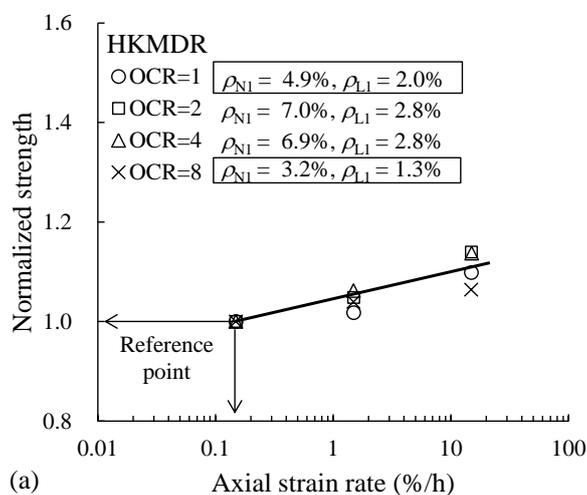
Fig.2-7 Normalized compression and extension strength versus axial strain rate: (a) Wenzhou clay; (b) Mastemyr clay; (c) HKMDR; (d) HKMD; (e) Kawasaki clay

采用与上文相同的强度归一化方法，总结出各黏土三轴压缩和三轴伸长条件下的归一化强度与轴向加载速率绝对值（伸长试验应变速率为负值）的对数关系（图 2-7）。结果显示，温州黏土、Mastemyr 黏土和香港原状土三轴压缩和三轴伸长特性速率效应有统一性；香港重塑土的三轴压缩和三轴伸长特性速率效应有较大的差异性，可能与香港重塑土压缩试验  $\rho_{N1} = 4.9\%$  较低相关（本文总结  $\rho_{N1}$  的一般变化范围  $5.5\% \sim 22.9\%$ ）；而由于 Kawasaki 重塑土伸长速率为  $42\%/h$  的伸长强度值离散太大，造成  $\rho_{N1} = 21.2\%$ 。综上，黏土三轴压缩与三轴伸长特性的加载速率效应在总体上具有统一性。

### 2.3.3 不同 OCR 速率参数统一性

超固结土的力学特性研究同样是土力学研究中的重要课题。在以往的试验中，同时考虑加载速率和 OCR 对黏土不排水抗剪强度影响的试验较少，主要有香港重塑土<sup>[163]</sup>、Boston 重塑土<sup>[38]</sup>及 Mexico 原状土<sup>[159]</sup>等试验研究。

采用与上文同样的研究方法分析这三种黏土，计算各 OCR 条件下的速率参数 $\rho_{N1}$ 和 $\rho_{L1}$ ，绘制了归一化强度与轴向应变速率的关系图（图 2-8）。图中方框表示其值不在本文总结的加载速率参数一般范围内，去除这些有一定试验误差的结果，可以得出香港重塑土、Boston 黏土和 Mexico 黏土在不同 OCR 条件下加载速率效应具有统一性。



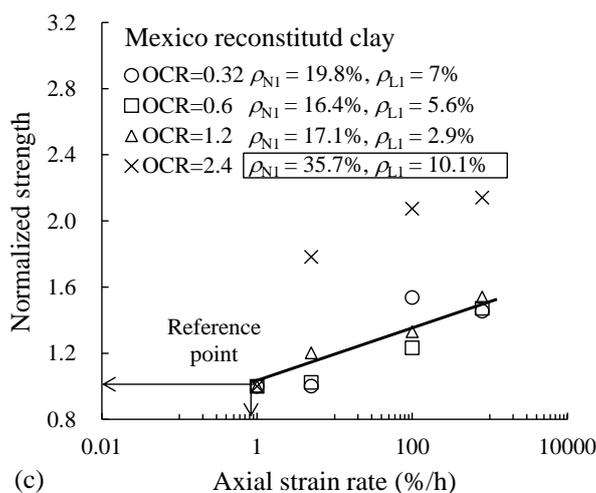


图 2-8 不同 OCR 条件下归一化压缩强度值与加载速率关系：(a) 香港重塑土；(b) Boston 重塑黏土；(c) Mexico 重塑土；

Fig.2-8 Normalized compression strength versus axial strain rate for different OCR: (a) HKMDR; (b) Boston reconstituted clay; (c) Mexico reconstituted clay

## 2.4 上海黏土加载速率效应特性研究

对上海黏土进行了一维条件下、三轴压缩和伸长条件及不同 OCR 三轴压缩条件下的加载速率效应试验，旨在考察上海黏土的强度特性与加载速率的关系，验证软黏土加载速率效应的统一性。下文流变模型中的参数是基于对数坐标，因此，在后续章节中采用的是对数坐标系下的速率参数值。

### 2.4.1 土样的基本物理力学特性

试验所用上海黏土取自于上海市闵行区虹梅南路与剑川路交叉口某基坑开挖工地，取土深度为 12 m，此深度土为典型的上海第④层淤泥质黏土层，土样的物理力学性质见表 2-3。

表 2-3 上海黏土的物理力学性质

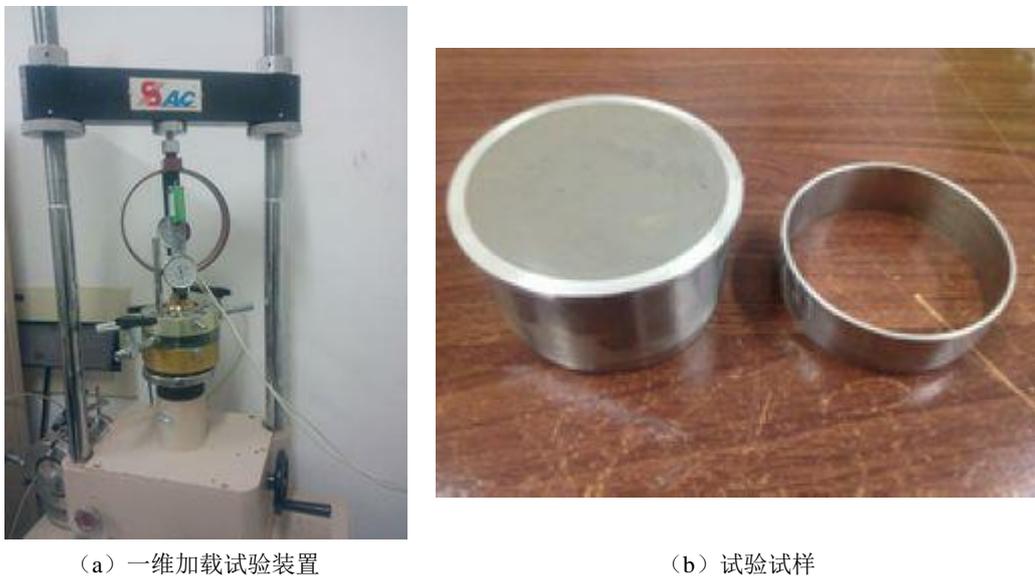
Table.2-3 Properties of Shanghai clay

深度 (m)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$w_L$ (%)	$I_P$ (%)	$K_v$ (cm/s)	$E_{s1-2}$ (MPa)	$e_0$
12	27.5	17.7	37	42.5	20	$2.0 \times 10^{-6}$	2.2	1.06

### 2.4.2 一维加载速率试验

采用一维等速率加载试验（CRS）考察上海黏土的一维加载速率特性。一维加载速率试验仪器设备由高精度  $K_0$  固结装置和三轴仪改造而成。该设备能够精确测量等速率加载过程中土样的受力以及位移变化。一维加载速率试验采用的是上海原状黏土，试验土样尺寸为底面积  $30\text{ cm}^2$ ，高度  $4\text{ cm}$ 。

一维加载速率试验仪器和试样见图 2-9。一维 CRS 压缩试验对不同试样分别加载，速率通过应变控制，整个试验过程中保持速率恒定。本文中采用了 3 个不同的速率，进行了 3 个 CRS 试验。试验方案见表 2-4。



(a) 一维加载试验装置

(b) 试验试样

图 2-9 一维加载速率试验仪器和试样

Fig.2-9 1D strain rate test apparatus and test sample

表 2-4 一维等加载速率试验

Table.2-4 1D CRS tests

试验	试验编号	数量	加载速率 $\dot{\epsilon}$ (%/h)
一维 CRS 试验	CRS-1	1	0.3
	CRS-2	1	1.0
	CRS-3	1	2.0

### 2.4.3 三轴压缩与三轴伸长加载速率试验

为考察上海黏土在三轴不排水条件下的压缩与伸长加载速率特性，试验采用固结不排水变速率剪切试验。三轴伸长试验中，试样变形是由于轴向压力的减小被动增长的，因此本文中统一称之为伸长试验。

#### (1) 试验设备

三轴试验设备采用日本公司研制的中空扭转仪，相对于常规三轴仪，此套试验系统能够测量静力作用下的伸长试验且具有较高的测量控制精度。试验系统的气路、水路和电路共同对试样的围压、反压和轴压等进行控制，高性能传感器同时记录试验过程中的偏应力、孔压和位移。满足该系统的测试试样高度 100 mm，直径 50 mm。本部分三轴压缩和三轴伸长试验采用的是上海原状土样。

中空扭转仪试验平台及其试样如图 2-10 所示。

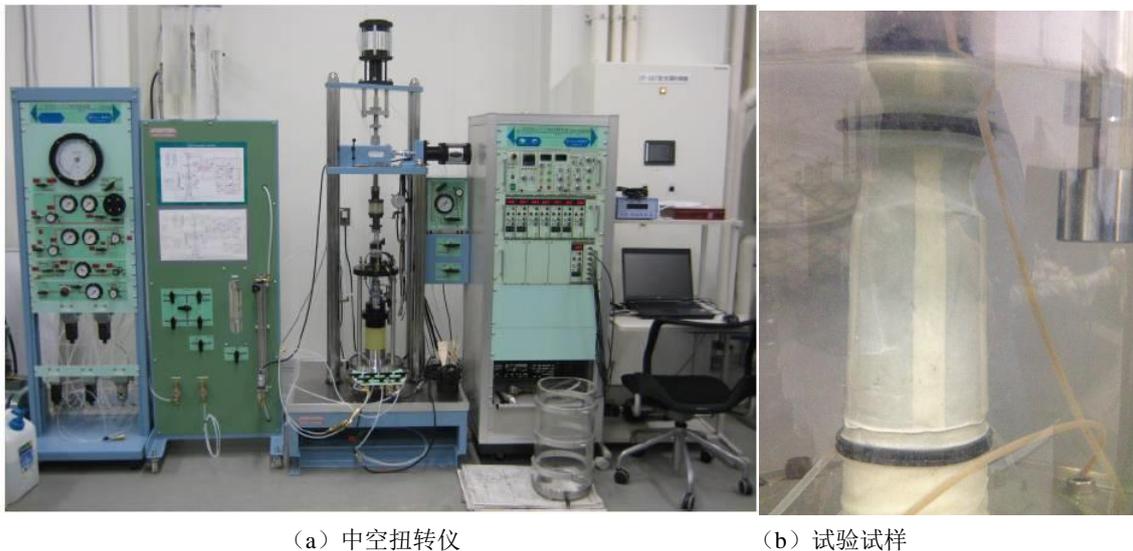


图 2-10 三轴试验仪器和试样

Fig.2-10 Triaxial experiment apparatus and test sample

#### (2) 试验方法

三轴不排水变速率剪切试验包括反压饱和、固结和剪切两个阶段，具体步骤为：先将试样在 200kPa 压力下反压饱和，通过 B 值判断试样饱和度，当 B 大于 0.95 后开始固结阶段。轴压和围压按照  $K_0$  比例逐渐增加，从而实现试样  $K_0$  应力状态固结。固结完成后保持围压不变，通过增加或减小轴向压力来实现对土样的压缩或伸长剪切。在剪切过程中施加了三个不同的轴向加载速率。Jaky<sup>[164]</sup>提供了一个被广泛应用的正常固结黏土  $K_0$  与土体内摩擦角的关系，已知上海黏土的内摩擦角  $27.5^\circ$ ，从而

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.54 \quad (2-25)$$

为重现土体原位应力状态，本部分试验首先让试样在  $K_0=0.54$  的应力状态下固结，围压为 39 kPa。

### (3) 试验方案

本文中压缩和伸长剪切试验分别用“C”和“E”表示，具体试验方案见表 2-5，共包括两个试验，每个试验都采用了三种不同的速率，从而通过一个试验就能够得到土体的加载速率特性。采用变速率试验能够节约试验时间和经济成本。

表 2-5 压缩和伸长变速率剪切试验

Table.2-5 Multi-stage compression and extension shear tests

试验类别	试样轴向加载速率 (%/h)
压缩剪切-CKCU	4(2%)→3.5(2%)→7.5(20%)→7(20%)→11(0.2%) →10.5(0.2%)→15(2%)
伸长剪切-CKEU	-4(-2%)→-3.5(-2%)→-7.5(-20%)→-7(-20%)→-11(-0.2%) →-10.5(-0.2%)→-15(-2%)

注：表中括号内值为每级加载所达到的应变值，括号前的数值为本阶段加载对应的加载速率

#### 2.4.4 不同 OCR 条件下三轴压缩加载速率试验

为消除土体的应力历史对土体 OCR 的影响，本部分上海黏土不同 OCR 加载速率效应试验是基于重塑黏土进行的。重塑上海土样的具体制备过程包括风干、碾碎、筛分和预压等阶段，具有详见《SL237-1999》土工试验规范。土体预压所采用的仪器为作者自行设计的《重塑土样制样装置》，此装置已得到专利授权（ZL 2010 1 0564744.8）。预压应力为 50 kPa。

多级加载速率试验：三个试样在相同的试验室条件下固结剪切，首先在 200 kPa 围压下固结，固结完成后其中一个试样降低围压至 100 kPa，一个试样的围压降低至 50 kPa，从而得到了 OCR=1、2、和 4 的三个试样。剪切阶段，加载速率由应变控制，三个试样采用相同的方案，具体的加载速率见表 2-6。

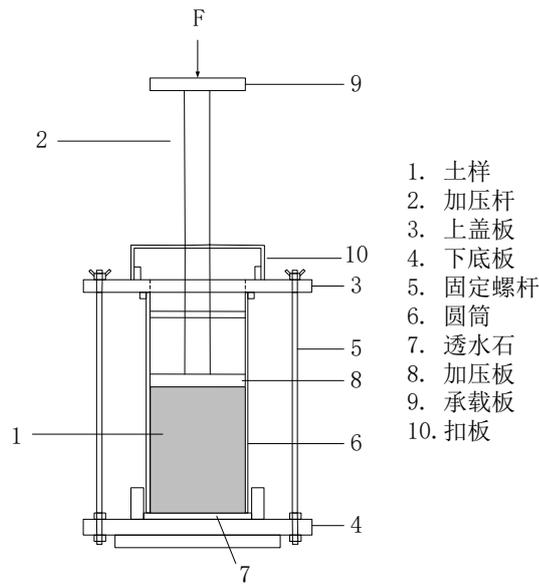


图 2-11 重塑土制样装置

Fig.2-11 Device for making reconstituted clay

表 2-6 三轴多级加载速率试验

Table.2-6 Triaxial multi-stage multi-load rate tests

试验	OCR	围压 (kPa)	试样竖向加载速率 (%/h)
三轴多级加载 CRS 试验	1	200	2.48(3.3%)→27.6(6.3%)→0.22(9.7%)
	2	100	→2.48(12%)→27.6(14%)
	4	50	→0.22(16.2%)→2.48(20%)

注：表中括号内值为每级加载所达到的应变值，括号前的数值为本阶段加载对应的加载速率

## 2.4.5 上海黏土加载速率效应试验结果

### (1) 一维加载速率试验结果

若在一维 CRS 试验中采用过大的轴向加载速率，土样会产生滞后的超孔隙水压力了而使试验数据失真。Lee 等<sup>[165]</sup>指出，只有当与轴向加载速率相关的无量纲参数  $X$  小于 0.1 时，试验结果才能真实地反应黏土一维压缩加载速率效应。 $X$  计算公式为

$$X = \dot{\varepsilon}_a h_0^2 / C_v \quad (2-26)$$

式中  $\dot{\varepsilon}_a$  为 CRS 试样的轴向加载速率； $h_0$  为试样的初始高度； $C_v$  为土的固结系数，其表达式为

$$C_v = \frac{K_v E_s}{\gamma_w} \quad (2-27)$$

由表 2-3 中上海黏土的  $K_v$  和  $E_s$  值计算得  $C_v = 4.4 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ 。本文 CRS 试验采用的最大轴向加载速率为 2%/h，从而可计算出最大  $X = 0.002$ ，满足要求，这也说明本文所采用的轴向加载速率是合理可行的。

图 2-12 为一维等速率压缩的试验结果，图 (a) 为孔隙比与有效竖向应力关系，较高的加载速率对应着较大的有效应力，即高加载速率产生较高的先期固结压力。由于在低加载速率时 ( $\dot{\epsilon}_a < 1\%/h$ )，土体中孔压消散较为迅速，一般不用考虑超孔隙水压力的影响<sup>[152, 165]</sup>。当加载速率更大时，孔压消散的速率主要与土体的渗透系数或者固结系数相关。图 (b) 为最大加载速率压缩试验 (2%/h) 的孔压演变规律，可以看出，超孔压  $u$  在压缩初始阶段几乎为零，当轴向应力大于先期固结压力后逐渐增大，但是最大值小于 10kPa。

### (2) 三轴压缩与三轴伸长加载速率试验结果

图 2-13 为三轴压缩变速率试验结果。图 (a) 为偏应力  $q$  随着轴向应变的演变规律，此规律符合土体的加载速率特性，高加载速率对应着较大的偏应力强度，低加载速率对应着较小的偏应力强度。图 (b) 为超孔隙水压力  $\Delta u$  的演变规律，初始加载阶段 (2%/h)， $\Delta u$  逐渐增大，在卸载阶段 (2%/h)， $\Delta u$  逐渐减小，减小值在 2~3kPa 之间；在第二加载阶段 (20%/h)， $\Delta u$  急速增大，达到一定峰值后又有小幅回落，在卸载阶段 (20%/h)  $\Delta u$  的减小值约为 5kPa，这也说明，超孔隙水压力的变化同样具有一定的加载速率效应。

图 2-14 为三轴伸长变速率试验结果。图 (a) (b) 分别为偏应力  $q$  和超孔隙水压力  $\Delta u$  随轴向应变的演变规律，类似于三轴压缩变速率试验，三轴伸长变速率试验的  $q$  与  $\Delta u$  都具有明显的加载速率效应。

图 2-15 为三轴压缩和三轴伸长变速率试验的应力路径。无论是压缩还是伸长过程，平均有效应力  $p'$  基本是逐渐减小，并向临界状态线靠拢并在最后达到临界状态。与峰值强度判断法不同，本文采用压缩试验有效大主应力  $\sigma_1$  与小主应力  $\sigma_3$  的最大比值来定义临界状态<sup>[66]</sup>。并得到上海黏土的临界有效应力比  $q/p'$  为  $M_c = 1.1$ ，对应的内摩擦角等于  $27.5^\circ$ 。加载速率对土体临界状态的  $M_c$  值没有影响。根据伸长临界有效应力比  $M_e$  与  $M_c$  的关系

$$M_e = \frac{3M_c}{3+M_c} \quad (2-28)$$

可以计算出  $M_e = 0.8$ 。与图 2-15 试验结果对比，此值略小于试验值，不过相差不大。

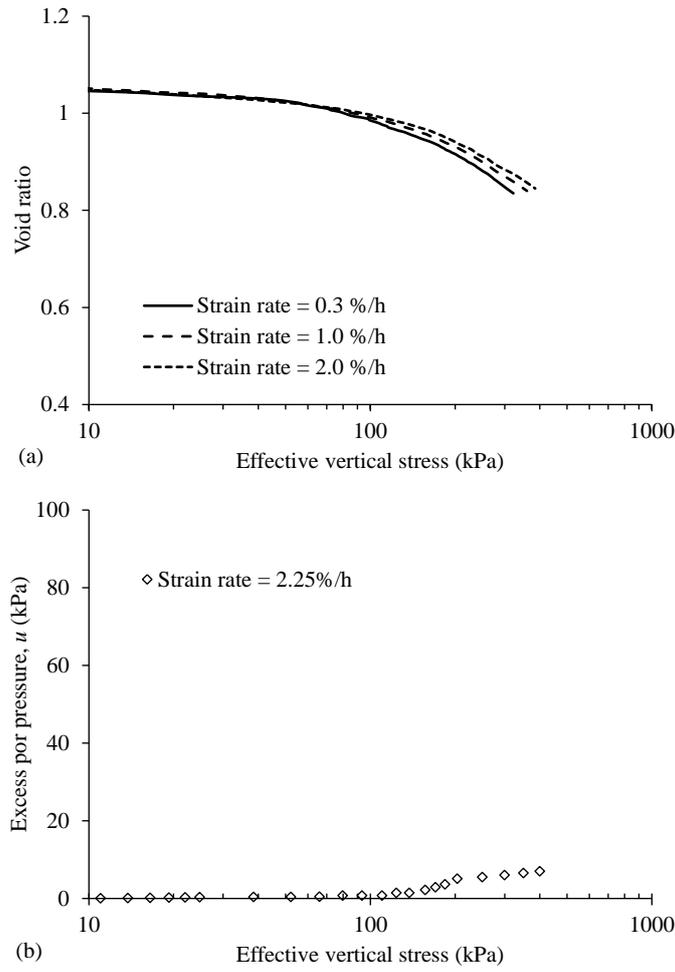
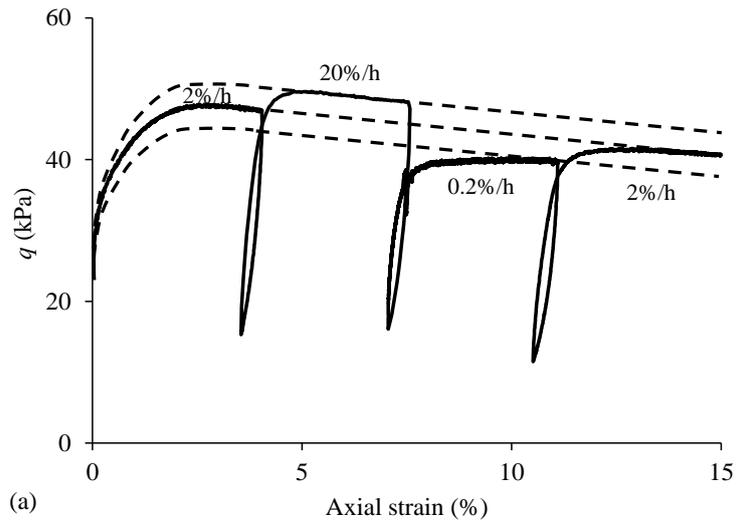


图 2-12 一维等速率压缩曲线及孔压演变规律: (a)  $e-\sigma'_v$ ; (b)  $u-\sigma'_v$   
 Fig.2-12 1D CRS test and the evolution of pore pressure: (a)  $e-\sigma'_v$ ; (b)  $u-\sigma'_v$



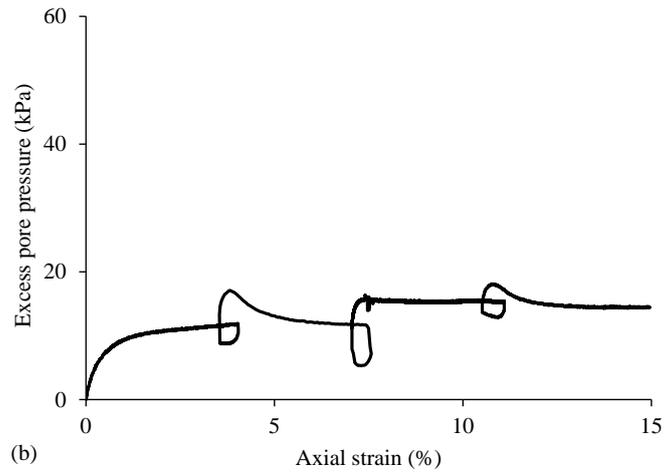


图 2-13 三轴压缩变速率剪切试验: (a) 偏应力-轴向应变; (b) 超孔压-轴向应变  
 Fig.2-13 Multi-stage triaxial compression test: (a)  $q$  versus axial strain; (b)  $u$  versus axial strain

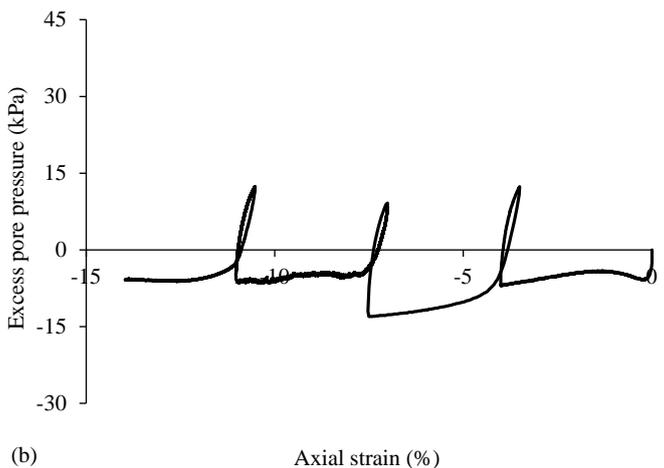
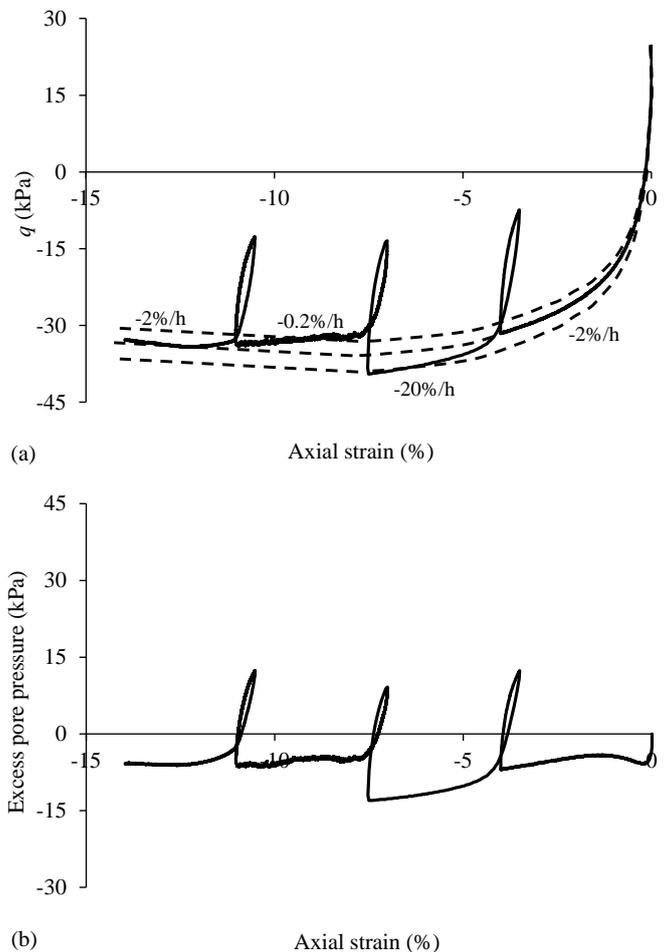


图 2-14 三轴伸长变速率剪切试验: (a) 偏应力-轴向应变; (b) 超孔压-轴向应变  
 Fig.2-14 Multi-stage triaxial extension test: (a)  $q$  versus axial strain; (b)  $u$  versus axial strain

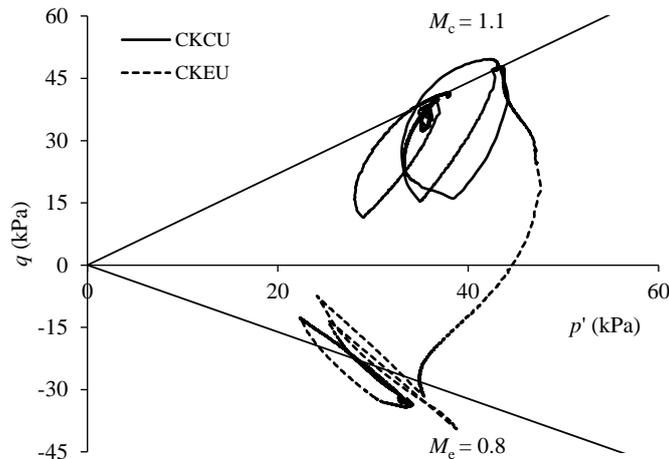


图 2-15 三轴压缩和伸长变速率应力路径

Fig.2-15 Stress path of multi-stage triaxial compression and extension test

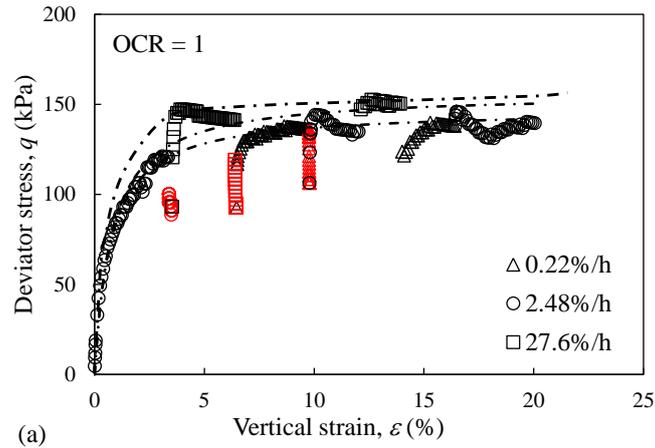
## (3) 不同 OCR 条件下三轴压缩加载速率试验结果

图 2-16~图 2-18 分别给出了三种 OCR 条件下的压缩试验结果。从图 2-16~图 2-18 (a) 的偏应力与偏应变（三轴不排水剪切中竖向应变等于偏应变）关系可以看出，各 OCR 条件下的曲线形态类似，加载速率对上海黏土的不排水抗剪强度有着显著的影响，高加载速率对应高的偏应力水平。同时，OCR 越大，同一偏应变处的偏应力越小。由于本文试验在各加载速率间进行了应力松弛试验，从图中也可以看出，各加载速率试验应力初始值较低。

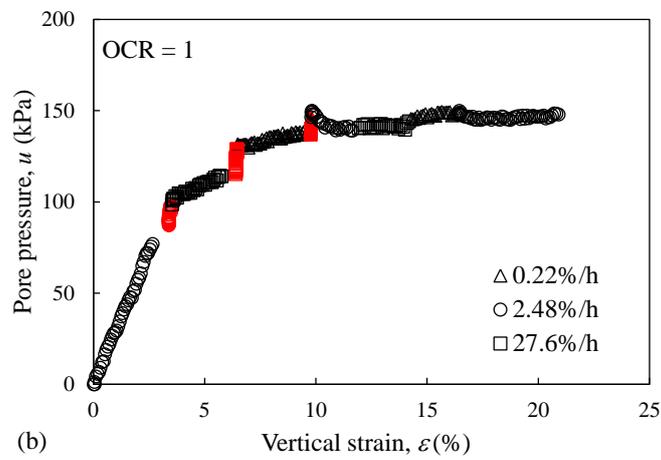
三组加载速率试验中，OCR = 1 的试样出现了轻微的应变软化现象，这种现象在其他一些学者的研究中也有提及，比如 Graham 等<sup>[16]</sup>、殷建华等<sup>[156]</sup>和朱俊高<sup>[166]</sup>等。尽管有些学者把应变软化现象归结于剪切带的产生<sup>[152, 167]</sup>，但是对于其产生的原因还没有定论或者一致的认识。

图 2-16~图 2-18 (b) 为试验过程中超孔隙水压力的演变规律，OCR = 1 和 2 的试样超孔隙水压力在试验初期增长较快，随后逐渐趋于平稳。在各加载速率试验间孔隙水压力会有少许的波动，但是不影响孔隙水压力增长的总体趋势。然而，OCR = 4 试样的孔隙水压力变化较小，并且随着加载速率的变化有些许波动。

图 2-19 为三种试样有效应力路径，三种不同 OCR 的土样有效应力演化规律完全不同，OCR = 1 土样由于超孔隙水压力的产生，其平均有效应力  $p'$  逐渐减小；OCR = 4 土样  $p'$  逐渐增加，且  $q/p'$  的比值接近 3:1，表现为纯弹性变形；而 OCR = 2 的土样有效应力路径规律介于二者之间。根据临界状态理论<sup>[168]</sup>，土样最终肯定会进入临界应力状态。



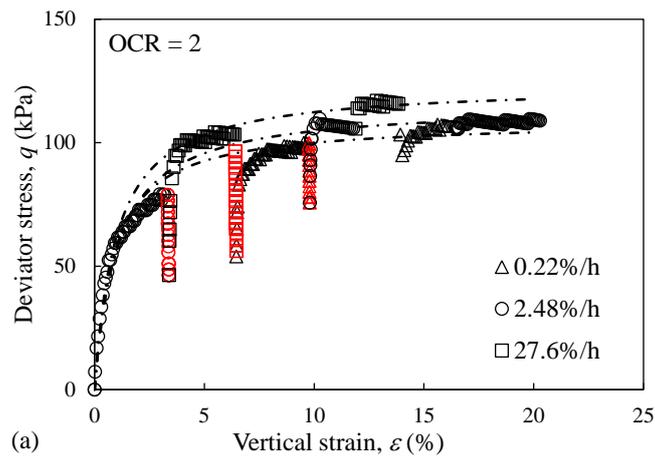
(a)



(b)

图 2-16 OCR = 1 时: (a) 偏应力和应变关系; (b) 孔压和应变关系

Fig.2-16 Test results for OCR = 1; (a)  $q$  versus  $\varepsilon$ ; (b)  $u$  versus  $\varepsilon$



(a)

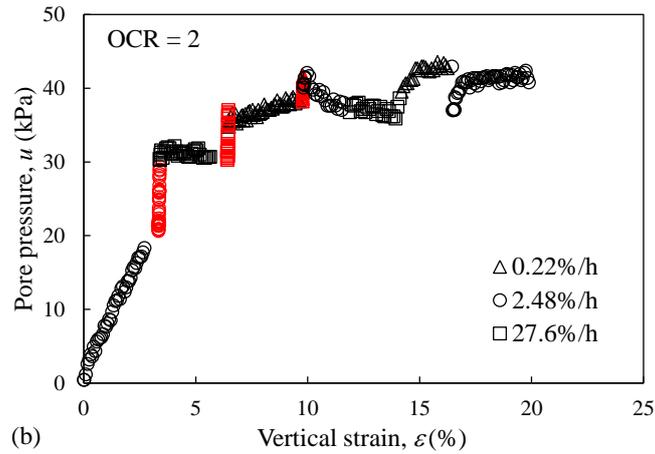


图 2-17 OCR = 2 时: (a) 偏应力和应变关系; (b) 孔压和应变关系

Fig.2-17 Test results for OCR = 2; (a)  $q$  versus  $\varepsilon$ ; (b)  $u$  versus  $\varepsilon$

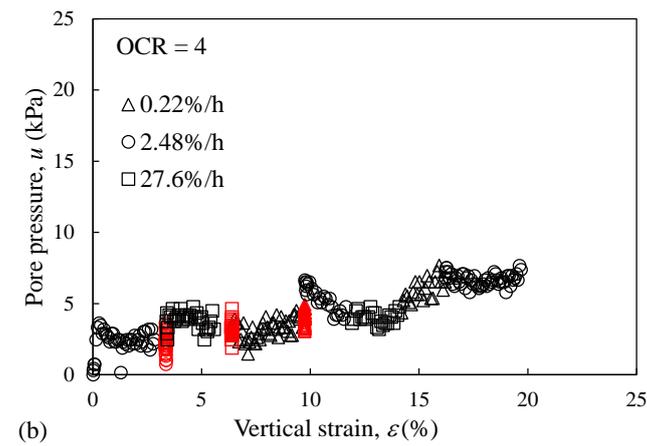
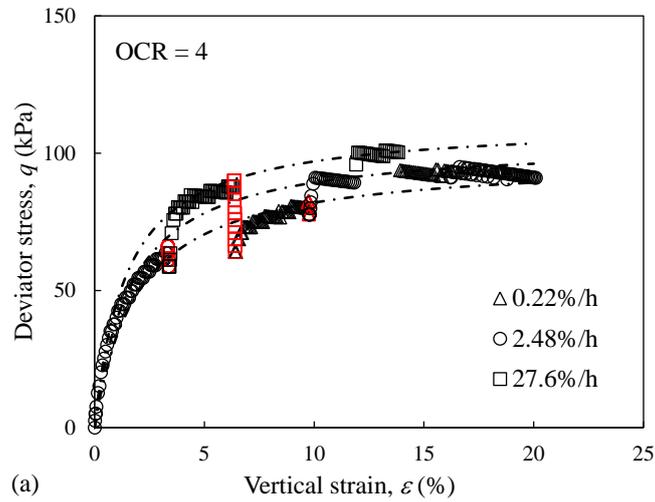


图 2-18 OCR = 4 时: (a) 偏应力和应变关系; (b) 孔压和应变关系

Fig.2-18 Test results for OCR = 4; (a)  $q$  versus  $\varepsilon$ ; (b)  $u$  versus  $\varepsilon$

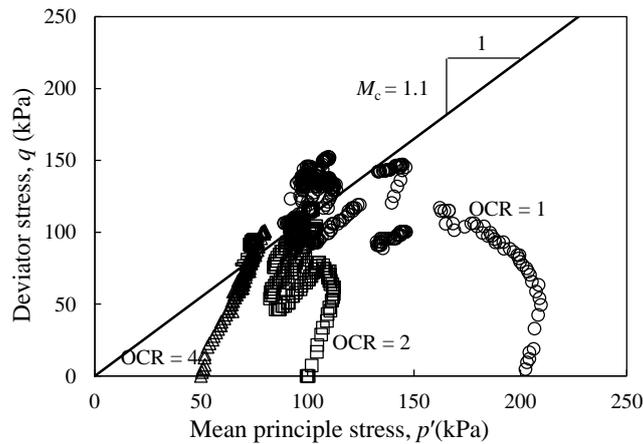


图 2-19 有效应力路径

Fig.2-19 Effective stress path

#### 2.4.6 上海黏土加载速率参数统一性

表 2-7 总结了图 2-12a 中三条等速率加载压缩曲线的先期固结压力值，对应着三个应变速率，上海黏土的表观先期固结压力分别为 127kPa、131kPa 和 134kPa。且根据前文速率参数  $\eta_{L1}$  的计算公式得出上海黏土一维加载速率参数  $\eta_{L1}=2.9\%$ 。

表 2-7 上海黏土一维等速率试验结果

Table.2-7 1D CRS tests on Shanghai clay

试验编号	加载速率 (%/h)	$\sigma'_{p0}$ (kPa)	$\eta_{L1}$ (%)
CRS-1	0.3	127.0	2.9
CRS-2	1.0	131.0	
CRS-3	2.0	134.0	

土的加载速率试验结果表明，不同加载速率下的强度曲线形状近乎相同，所不同的是强度值<sup>[16, 104, 166]</sup>。因此，依据图 2-13 和图 2-14 中特定段的强度曲线，拟合了三种不同速率下的强度曲线（图中曲线所示）。据此估算了各加载速率对应的偏应力峰值，总结于表 2-8。并且计算出了三轴压缩和三轴伸长条件下的加载速率效应参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.7% 和 2.6%，此值处于前文所总结得出的  $\rho_{L1}$  一般变化范围。

表 2-9 总结了上海黏土不同 OCR 条件下三轴不排水压缩试验结果。表中列出了各加载速率对应的围压和峰值偏应力强度。同时计算得到 OCR = 1、2 和 4 试样的加载速率效应参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.5%、2.6% 和 2.5%。可以看出，此加载速率效应参数也处于前文所总结得出的  $\rho_{L1}$  一般变化范围。

综上所述，上海黏土一维压缩，三轴压缩与三轴伸长，不同 OCR 条件下的三轴压

缩速率参数值基本位于 2.5%~2.9%之间。因此，上海黏土的加载速率效应特性同样具有统一性。

表 2-8 上海黏土三轴压缩和伸长加载速率试验结果

Table.2-8 Experimental results of multi-stage triaxial tests on Shanghai clay

试验类型	加载速率(%/h)	$q$ (kPa)	$\rho_{L1}$ (%)
三轴压缩	0.2	45.0	2.7
	2.0	48.0	
	20	51.0	
三轴伸长	-0.2	-34.0	2.6
	-2.0	-36.0	
	-20	-38.5	

表 2-9 上海黏土不同 OCR 条件下三轴压缩加载速率试验

Table.2-9 Experimental results of multi-stage triaxial compression tests on Shanghai clay

OCR	加载速率(%/h)	围压 $\sigma_c$ (kPa)	$q$ (kPa)	$q/\sigma_c$	$\rho_{L1}$ (%)
1	0.22	200	147.06	0.735	2.5
	2.48	200	156.25	0.781	
	27.6	200	166.67	0.833	
2	0.22	100	108.70	1.087	2.6
	2.48	100	115.61	1.156	
	27.6	100	123.46	1.235	
4	0.22	50	98.04	1.961	2.5
	2.48	50	104.17	2.083	
	27.6	50	111.11	2.222	

## 2.5 本章小结

本章较为系统地总结了软黏土加载速率效应特性在试验方面取得的研究成果，提出了不同条件下黏土应变速率效应的统一性，以上海黏土为试验对象，验证了软黏土加载速率效应特性的统一性，并确定了上海黏土的加载速率参数变化范围。得到如下结论：

(1) 针对软黏土先期固结压力的加载速率效应，采用对数形式的速率参数  $\eta_{L1}$  来表征。速率参数  $\rho_{L1}$  用来描述软黏土不排水抗剪强度的速率效应特性。本文总结黏土速率参数的一般变化范围： $\eta_{L1}$  为 2% ~ 8.9%； $\rho_{L1}$  为 2.3% ~ 8.7%。

(2) 基于现有试验结果调查了一维和三轴条件、三轴压缩和三轴伸长条件、以及不同 OCR 条件黏土强度加载速率效应的统一性，结果表明软黏土在多种加载条件

下的加载速率参数具有统一性。

(3) 通过上海黏土的一维等速率压缩, 三轴变速率压缩和伸长以及不同 OCR 条件下的三轴压缩试验, 得到上海黏土的一维速率参数  $\eta_{L1}=2.9\%$ ; 三轴压缩与三轴伸长的速率参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.7% 和 2.6%; OCR = 1、2 和 4 土样的加载速率效应参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.5%、2.6% 和 2.5%, 从而看出上海黏土的加载速率效应特性具有统一性。

## 第三章 软黏土流变参数统一性研究

### 3.1 引言

黏土的加载速率效应和蠕变特性以及与其相关的流变参数曾被讨论，很少有研究涉及包括黏土应力松弛特性的各流变特性的统一性。应力松弛试验可以简单地通过控制竖向位移，比加载速率效应试验和蠕变试验消耗更短的时间，如果能够确定软黏土流变特性的统一性，用应力松弛试验确定黏土的流变参数不失为一个更为简便有效的方法。

本章调查软黏土流变特性从加载速率效应到应力松弛和蠕变的统一性。根据试验现象提出了应力松弛系数的概念，通过引入基于黏土速率效应的弹黏塑性模型，推导一维应力状态的应力松弛解析解，并与本文提出的应力松弛系数建立联系，建立了蠕变、加载速率效应和应力松弛的统一性。结合上海黏土的流变试验，验证了流变参数统一性关系。

### 3.2 应力松弛参数的提出

#### 3.2.1 试验特性

学者们对不同地区黏土在多种应力状态下开展了应力松弛试验研究，主要包括 Lacerda 和 Houston<sup>[56]</sup>对 SFBM(San Francisco Bay Mud)黏土在三轴不排水应力状态，Zhu 等<sup>[61]</sup>对香港黏土在三轴不排水应力状态，Fodil 等<sup>[15]</sup>对 Le Flumet 在三轴排水应力状态，Yin 和 Hicher<sup>[51]</sup>对 Saint-Herblain 黏土在旁压试验中，Yin 和 Gramham<sup>[55]</sup>对重塑伊利土在一维应力状态以及 Kim 和 Leroueil<sup>[70]</sup>对 Berthierville 黏土在一维应力状态下的的应力松弛研究。试验结果如图 3-1，从图中可以看出，所有黏土的应力与时间在双对数坐标系下近似呈线性关系。

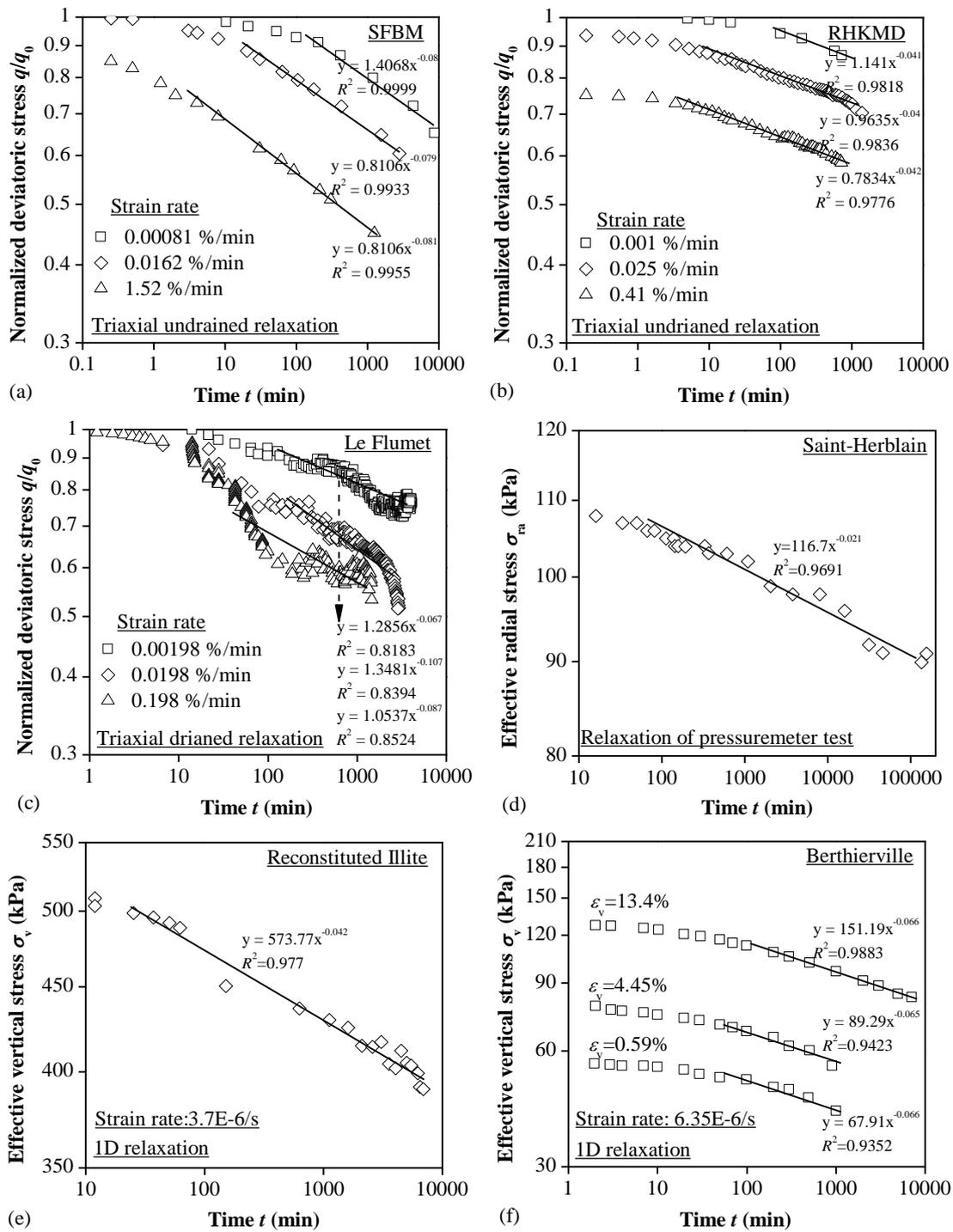


图 3-1 多个地区黏土的应力松弛试验：(a) SFBM；(b) 重塑香港土；(c) Le Flumet 黏土；(d) Saint-Herblain 黏土；(e) 重塑伊利土；(f) Berthierville 黏土

Fig.3-1 Results of stress relaxation test on different clays: (a) SFBM; (b) RHKMD; (c) Le Flumet clay; (d) Saint-Herblain clay; (e) Reconstituted Illite; (f) Berthierville clay

### 3.2.2 现有方法的不足

尽管上述试验结果表明, 应力松弛状态下应力与时间成双对数线性关系。然而, 以往的研究大多数是基于半对数坐标。比如 Lacerda 和 Houston<sup>[56]</sup>提出的可用于一维应力松弛试验的表达式

$$\frac{q}{q_0} = 1 - s \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad \text{当 } t > t_0 \quad (3-1)$$

其中  $s$  是  $q\text{-}\log(t)$  图中的斜率,  $s$  与三轴蠕变试验中的偏应力水平等参数相关, 但是, 表达式很复杂, 且无明确的物理意义。此外, 方程(3-1)表明, 在半对数坐标下, 应力随着时间会无限减小, 而这也与土的物理特性不符。从而表明方程(3-1)只适用于有限的时间范围。

此外, Prevost<sup>[52]</sup>基于三轴不排水试验现象提出一个方程, 其表达式为

$$q(\varepsilon_{1.0}, t) = q(\varepsilon_{1.0}, t_0) - [q(\varepsilon_{1.0}, t_0) - q(\varepsilon_{1.0}, 0)] \tanh\left[b \ln\left(\frac{t}{t_0}\right)\right] \quad (3-2)$$

式中  $q(\varepsilon_{1.0}, t)$  为轴向应变  $\varepsilon_{1.0}$  处的偏应力,  $t > t_0$ 。尽管方程(3-2)是基于三轴试验, 但是其仅限用于一维应力状态。此方程可以描述  $q\text{-}\log(t)$  空间下应力的非线性松弛且当时间无限延伸时, 应力会达到一个极限值。不过方程(3-2)需要 6 个输入参数, 较为复杂, 不便于使用。

另外, Yin 和 Graham<sup>[169]</sup>提出了一个应力松弛方程, 其表示为

$$\sigma'_v = \sigma'_{vi} \left[ \frac{s_0}{(\lambda/\kappa)t + s_0} \right]^{\psi/\lambda} \quad (3-3)$$

式中  $s_0$  是表述应力松弛开始时土体应力应变状态的参数,  $\lambda$  和  $\kappa$  是  $e - \ln(\sigma'_v)$  图中的压缩和回弹系数,  $\sigma'_{vi}$  为应力松弛开始时的竖向应力。

尽管在一定程度上, 上述方程能描述黏土应力松弛过程中应力的演化, 但是方程中的参数不能够与黏土其它流变参数相关联, 比如, 次固结系数和加载速率系数。因此, 这也限制了它们的实用性。

### 3.2.3 应力松弛系数

如图 3-1 所示, 无论三轴不排水还是一维应力松弛试验, 试验结果都表明, 应力松弛过程中轴向应力随时间的演变在双对数坐标下与时间呈线性关系。提出一个应

力松弛系数  $R_\alpha$ ，表示为

$$R_\alpha = -\frac{\Delta \ln \sigma'_v}{\Delta \ln t} \quad (3-4)$$

即  $R_\alpha$  为  $\ln(\sigma'_v) - \ln(t)$  图中曲线的斜率，同时  $R_\alpha$  也可看作  $\ln(\sigma'_v)$  随着  $\ln(t)$  的降低速率。下文中将通过一个基于速率效应的应力松弛方程来推导  $R_\alpha$  的特性，以及其与次固结系数和加载速率系数的关系。

### 3.3 流变参数统一性

#### 3.3.1 应力松弛解析解

尹振宇和王建华<sup>[69]</sup>基于黏土的加载速率效应提出了一维弹黏塑性模型。模型的表达式如(3-5)。本文研究目的在于推导应力松弛系数以及探寻各流变参数间关系，此处不再累述此方程的推导过程，详见文献<sup>[69]</sup>。

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} + \dot{\varepsilon}_v^r \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_{p0}^r \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^{vp}\right)} \right)^\beta \quad (3-5)$$

式中  $\beta$  是加载速率系数，实际上等于第二章所研究加载速率参数  $\eta_{N1}$  和  $\rho_{L1}$  的倒数，表示为  $\log(\sigma'_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$  线性关系的斜率

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_v^r} = \left( \frac{\sigma'_{p0}}{\sigma_{p0}^r} \right)^\beta \quad (3-6)$$

式中 先期固结压力  $\sigma'_{p0}$  与加载速率  $\dot{\varepsilon}_v$  对应，参考先期固结压力  $\sigma_{p0}^r$  与参考加载速率  $\dot{\varepsilon}_v^r$  对应。Qu 等<sup>[170]</sup>对软黏土的加载速率效应研究表明， $\beta$  的变化范围一般在 13~60 之间。前文  $\rho_{L1}$  范围为 2.3%~8.7%，根据此值计算的  $\beta$  范围为 11.5~43.5，与 Qu 等<sup>[170]</sup>的总结结果有稍微的差别。

在一维应力松弛条件下， $\dot{\varepsilon}_v = 0$ 。假设  $\sigma'_{vi}$  为应力松弛开始时的竖向应力，参考先期固结压力从  $\sigma_{p0}^r$  演变至  $\sigma_p^r$ 。在应力松弛过程中，以  $\sigma_p^r$  为参考先期固结压力的初始值，从而在应力松弛过程中应力与塑性体积应变关系为

$$\frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} + \dot{\varepsilon}_v^r \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left( \frac{\sigma_v'}{\sigma_p^r \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^{vp}\right)} \right)^\beta = 0 \quad (3-7)$$

应力松弛过程中体应变为零，从而塑性体积应变速率与弹性体积应变速率大小相等，数值相反

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = -\frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} \quad (3-8)$$

在 $\Delta t$ 步长内

$$\varepsilon_v^{vp} = \Delta t \cdot \dot{\varepsilon}_v^{vp} = -\frac{\kappa}{1+e_0} \int_0^{\Delta t} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} dt \quad (3-9)$$

把式(3-9)代入(3-7)

$$\frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} + \dot{\varepsilon}_v^r \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left( \frac{\sigma_v'}{\sigma_p^r \exp\left(-\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \int_0^{\Delta t} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} dt\right)} \right)^\beta = 0 \quad (3-10)$$

积分 $\int_0^{\Delta t} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} dt = \ln \sigma_v' - \ln \sigma_{vi}'$ ，从而式(3-10)可以进一步表示为

$$\frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_v'} + \dot{\varepsilon}_v^r \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left( \frac{\sigma_v'}{\sigma_p^r \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{vi}'}\right)^{-\frac{\kappa}{\lambda - \kappa}}} \right)^\beta = 0 \quad (3-11)$$

整理方程(3-11)，从而应力松弛过程中竖向应力的一阶微分为

$$\dot{\sigma}_v' = -\dot{\varepsilon}_v^r \frac{(1+e_0)(\lambda - \kappa)}{\lambda \cdot \kappa} \left( \frac{1}{\sigma_p^r \cdot \sigma_{vi}'^{\frac{\kappa}{\lambda - \kappa}}} \right)^\beta \sigma_v'^{\frac{\lambda\beta}{\lambda - \kappa} + 1} \quad (3-12)$$

方程(3-12)中，除竖向应力 $\sigma_v'$ 外，对特定土样，其它所有参数都可以视为常数，为便于求解此一维微分方程，把方程(3-12)整理为更为一般的形式

$$(\sigma_v')' = A(\sigma_v')^m \quad (3-13)$$

式中  $A = -\varepsilon_v^r \frac{(1+e_0)(\lambda-\kappa)}{\lambda \cdot \kappa} \left( \frac{1}{\sigma_p^r \cdot \sigma_{vi}^{\frac{\kappa}{\lambda-\kappa}}} \right)^\beta$ ,  $m = \frac{\lambda\beta}{\lambda-\kappa} + 1$ 。求解一阶微分方程方程

(3-13), 方程解为

$$\frac{(\sigma_v^i)^{1-m}}{1-m} = At + C \quad (3-14)$$

其中  $C$  为不定积分的常数项, 当  $t=0$ , 即应力松弛开始时,  $\sigma_v^i = \sigma_{vi}^i$ , 从而

$$C = \frac{\sigma_{vi}^{i \cdot 1-m}}{1-m} \quad (3-15)$$

把常数项  $C$  值代入方程的解(3-14), 从而可以得到应力松弛过程中, 竖向应力随时间演变的解析解

$$\sigma_v^i = \left( A(1-m)t + \sigma_{vi}^{i \cdot 1-m} \right)^{\frac{1}{1-m}} \quad (3-16)$$

把常数  $A$  和  $m$  值代入, 则可得到竖向应力在松弛过程中演变的完整表达式

$$\sigma_v^i = \left( -\varepsilon_v^r \frac{(1+e_0)(\lambda-\kappa)}{\lambda \cdot \kappa} \left( \frac{1}{\sigma_p^r \cdot \sigma_{vi}^{\frac{\kappa}{\lambda-\kappa}}} \right)^\beta \left( -\frac{\lambda\beta}{\lambda-\kappa} t + \sigma_{vi}^{\frac{\lambda\beta}{\lambda-\kappa}} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda\beta}} \right)^{\frac{1}{1-m}} \quad (3-17)$$

### 3.3.2 应力松弛特性预测

为验证上述推导出的应力松弛解析解(3-5), 采用表 3-1 中的模型参数, 对不同加载速率的 CRS 和应力松弛相结合的试验进行了理论预测。4 个 CRS 的体积应变都加载至 5%, 然后开始应力松弛。

表 3-1 应力松弛拟合土体参数

Table.3-1 Soil parameters in simulating stress relaxation

$e_0$	$\kappa$	$\lambda$	$\sigma_{p0}^r$ (kPa)	$d\varepsilon_v/dt$	$\beta$
1.92	0.037	0.039	27	$1.07 \times 10^{-7}$	16

图 3-2 为理论预测结果, 高加载速率对应较大的先期固结压力。相应的, 加载速率越小, 先期固结压力越小。应力松弛开始后, 试样的体积不再发生变化, 轴向应力降低。

图 3-3a 为轴向应力随时间的演化过程。由于应力松弛开始前加载速率的差异,

应力松弛开始时的应力也是不等的，4 个应力松弛曲线随着时间发展逐渐归一化，并逐渐趋于重合一条曲线。图 3-3b 为归一化的轴向应力随时间的变化过程，此曲线与 SFBM 黏土<sup>[56]</sup>的三轴应力松弛试验曲线趋势相同，高加载速率后的轴向应力在较短时间内就开始快速松弛。

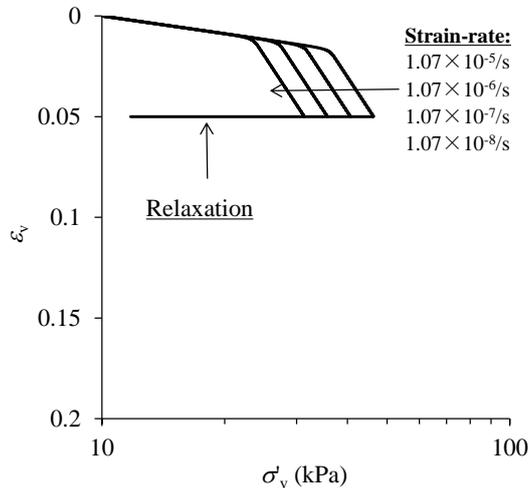


图 3-2 CRS 和应力松弛试验模拟

Fig.3-2 Simulations for CRS oedometer tests and stress relaxation

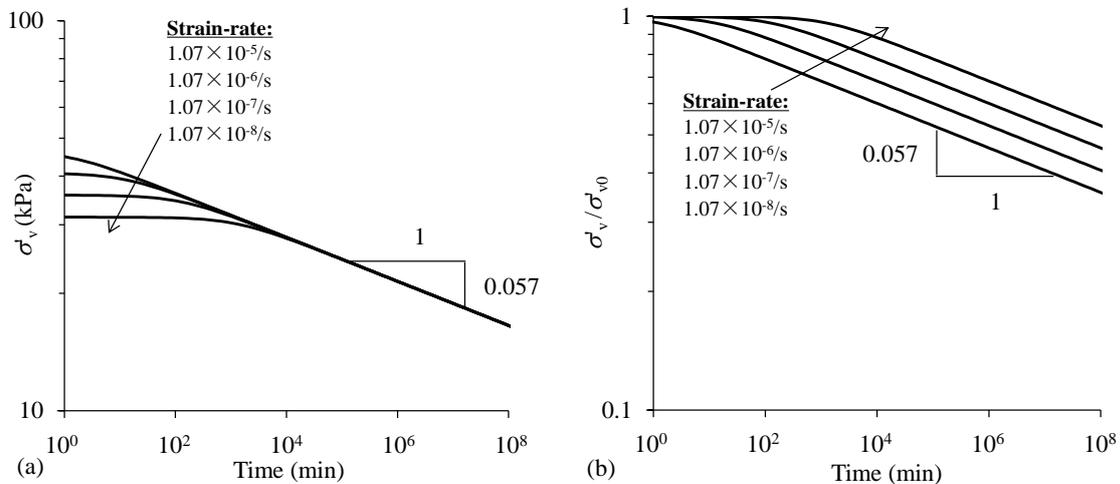


图 3-3 应力松弛模拟中 (a) 竖向应力随时间演化规律；(b) 归一化竖向应力随时间演化规律

Fig.3-3 In the simulation of stress relaxation (a) Evolution of vertical stress with time; (b) Evolution of normalized vertical stress with time.

### 3.3.3 流变参数内在关系

图 3-1 也说明，在双对数坐标下，当应力松弛经历一段时间  $t_0$  后， $\ln(\sigma_v)$ 才随着  $\ln(t)$ 线性发展，时间  $t_0$  与应力松弛前加载速率相关。应力松弛系数  $R_\alpha$ 也可以通过公

式(3-16)或(3-17)推导得到。在应力松弛阶段, 时间  $t > t_0$  后,  $\sigma_{vi}'^{1-m}$  相对于  $A(1-m)t$  是个无限小的数。式(3-16)对数化, 即

$$\ln \sigma_v' = \frac{1}{1-m} [\ln A(1-m) + \ln t] \quad (3-18)$$

简化后, 可得  $\ln(\sigma_v')$  对  $\ln(t)$  的微分值

$$\frac{\Delta \ln \sigma_v'}{\Delta \ln t} = \frac{1}{1-m} = -\frac{\lambda - \kappa}{\lambda \cdot \beta} \quad (3-19)$$

对比方程(3-19)和(3-4), 可以看出, 应力松弛系数  $R_\alpha$  可以用材料参数  $\lambda$ ,  $\kappa$  和  $\beta$  来表示, 从而

$$R_\alpha = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda \beta} \quad (3-20)$$

式(3-20)可以验证图 3-3 的模拟结果, 拟合出来的  $R_\alpha = 0.057$ , 而输入参数  $\lambda = 39$ ,  $\kappa = 0.037$  和  $\beta = 16$ , 从而  $(\lambda - \kappa)/\lambda\beta = 0.057$ , 结果完全相同, 这也验证了上述应力松弛系数推导过程的正确性, 也说明加载速率系数  $\beta$  同样可以通过  $R_\alpha$  计算得到

$$\beta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda R_\alpha} \quad (3-21)$$

对于天然软黏土而言,  $\lambda/\kappa$  一般在 5~15 之间变化, 根据此关系, 速率效应参数  $\beta$  可以根据式(3-21)直接用  $R_\alpha$  来表示。图 3-4 显示  $\beta$  和  $R_\alpha$  之间关系固定在一个被  $\lambda/\kappa$  包围的窄条状区域, 图中最大和最小的  $\beta$  值为 60 和 13。

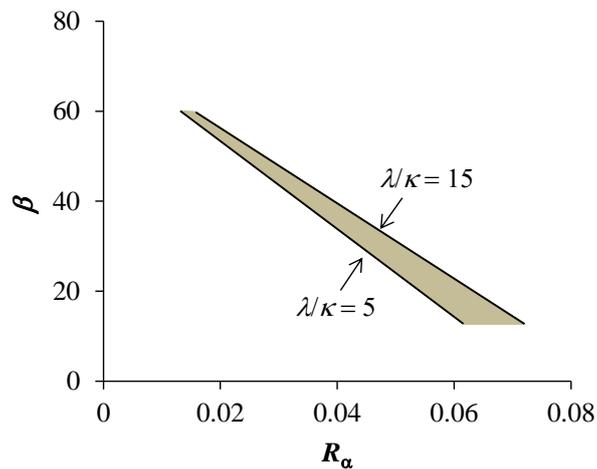


图 3-4  $\beta$  和  $R_\alpha$  之间关系

Fig.3-4 The relationship between  $\beta$  and  $R_\alpha$

从已有研究,可以确定加载速率系数 $\beta$ 和次固结系数 $\psi$ 间的关系<sup>[68, 170]</sup>,如式所示

$$\beta = \frac{\lambda - \kappa}{\psi} \quad \text{或} \quad \psi = \frac{\lambda - \kappa}{\beta} \quad (3-22)$$

根据加载速率系数 $\beta$ 和次固结系数 $\psi$ 的关系,式(3-21)的 $\beta$ 用式(3-22)来代替,继而应力松弛系数 $R_\alpha$ 可以用次固结系数来表示

$$R_\alpha = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda\beta} = \frac{\psi}{\lambda} \quad (3-23)$$

次固结系数也可以通过 $R_\alpha$ 计算

$$\psi = R_\alpha \cdot \lambda \quad (3-24)$$

Mesri 和 Godlewski<sup>[21]</sup>指出次固结系数 $\psi$ 与压缩指数 $\lambda$ 相关,更为准确的说 $\psi/\lambda$ 是常数,在调查了大量文献的基础上得出 $\psi/\lambda$ 大致在 0.02~0.1 之间。对大多数无机黏土而言, $\psi/\lambda$ 等于 $0.04 \pm 0.01$ ,而对于高塑性黏土, $\psi/\lambda$ 等于 $0.05 \pm 0.01$ 。非常有意思的是这些分类是基于 $R_\alpha$ ,因此,前人对于 $\psi/\lambda$ 的研究可以认为是对 $R_\alpha$ 的研究。

通过转换坐标系,式(3-23)可以等价于

$$R_\alpha = \frac{C_c - C_s}{C_c\beta} = \frac{C_{ae}}{C_c} \quad \text{和} \quad C_{ae} = R_\alpha \cdot C_c \quad (3-25)$$

此外,一些研究者针对 $\lambda$ 与土体液塑限关系提出了一些拟合方程。其中使用较为广泛的是 Terzaghi 和 Peck<sup>[171]</sup>于 1967 年提出的 $\lambda = 0.0039(w_L - 10)$ 。根据这个方程,图 3-5 示意当液限分别等于 20%, 40%, 60% 和 100% 时, $\psi$ 和 $R_\alpha$ 之间的关系。可以看出, $\psi/R_\alpha$ 的比值受土体液限影响较大。

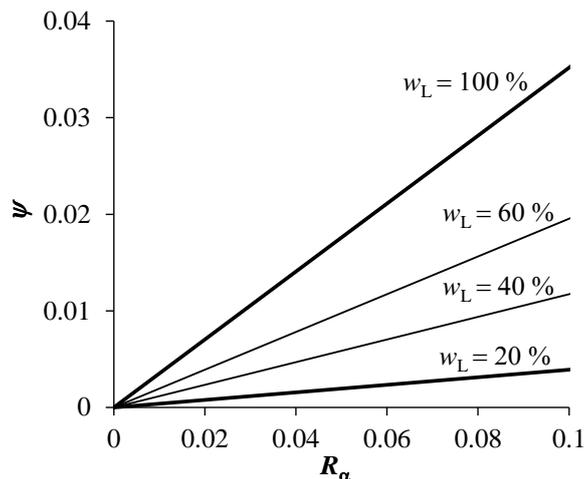


图 3-5  $\psi$ 和 $R_\alpha$ 之间关系

Fig.3-5 The relationship between  $\psi$  and  $R_\alpha$

综合上述, 加载速率系数 $\beta$ , 次固结系数 $\psi$ 和应力松弛系数 $R_\alpha$ 间具有统一性, 它们之间可以通过表达式相互表示。因此, 仅仅通过加载速率效应试验、蠕变试验或者应力松弛效应试验就能得到三个流变参数。

### 3.4 软黏土流变参数统一性验证

为验证上述三个流变参数的统一性, 此部分将以重塑伊利土和 Berthierville 黏土为研究对象, 分别从加载速率试验、蠕变试验和应力松弛试验提取出相应的流变参数, 然后根据上述各参数间的相互表达式, 计算试验和推导的流变参数, 并对比之间的互等性。

#### 3.4.1 试验描述及参数确定

Yin 和 Graham<sup>[55]</sup>对重塑伊利土进行了多加载速率的 CRS 试验, 并在 CRS 试验之后进行了应力松弛试验。此重塑伊利土具有如下性质: 含水率  $w = 51\%$ , 塑限  $w_p = 26\%$ , 液限  $w_L = 61\%$ , 黏粒含量  $CI = 61\%$ 。文献根据多加载步 CRS 试验给出了其力学参数  $\lambda/(1+e_0) = 0.10$ ,  $\kappa/(1+e_0) = 0.025$ ,  $\psi/(1+e_0) = 0.004$ ,  $\sigma'_{p0} = 200$  kPa (图 3-6)。从应力松弛阶段  $\ln(\sigma'_v)$  随  $\ln(t)$  的关系图中, 量取出重塑伊利土的  $R_\alpha = 0.042$ 。此外, 基于土样的先期固结压力与加载速率的关系, 重塑伊利土的加载速率系数  $\beta = 16.7$ 。

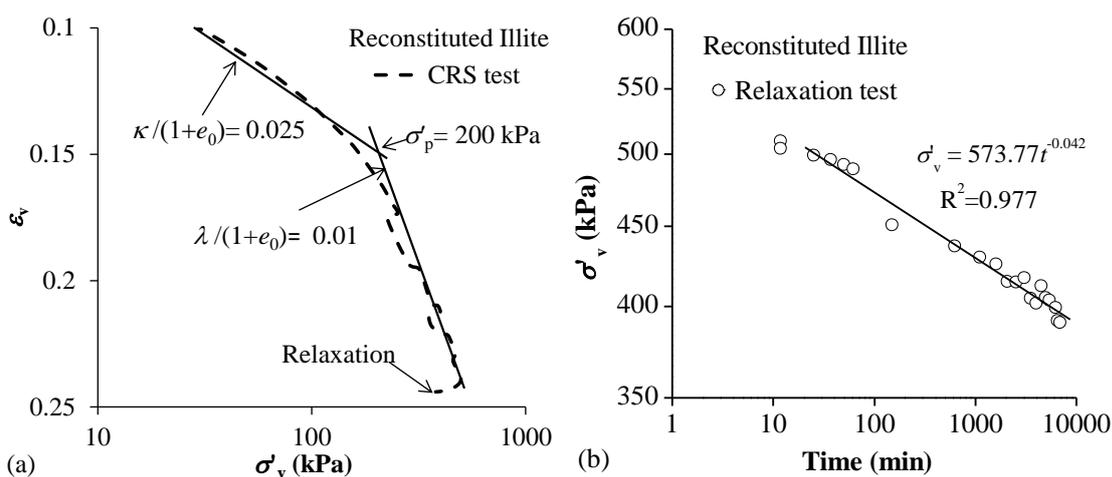


图 3-6 重塑伊利土试验: (a) CRS 试验; (b) 应力松弛试验

Fig.3-6 Experiments on Reconstituted Illite for determining mechanical parameters: (a) CRS test; (b) Relaxation test.

Kim 和 Lerouil<sup>[70]</sup>在一个 CRS 试验中的 3 个阶段进行了 3 个应力松弛试验。试验基于 Berthierville 黏土, 此土样具有如下性质: 初始孔隙比  $e_0 = 1.71$ , 含水率  $w = 80\%$ , 塑限  $w_P = 22\%$ , 液限  $w_L = 43\%$ , 黏粒含量  $CI = 81\%$ 。从 CRS 试验 (图 3-8a) 可以得出, Berthierville 黏土的  $\lambda = 0.492$ ,  $\kappa = 0.048$ , 以及对应于加载速率  $6.35 \times 10^{-6}$  m/s 的先期固结压力  $\sigma_{p0}^r = 46$  kPa。此外, 从 3 个阶段的应力松弛试验结果可以测量出平均的应力松弛系数  $R_\alpha = 0.068$  (图 3-8b)。由于本部分研究内容不考虑土体结构性影响, 图 3-8a 所量取的  $\lambda$  值等于先期固结压力处压缩曲线的切线值, 因此对应的次固结系数  $\psi$  同样是对应于先期固结压力。量取了竖向压力为 69 kPa 对应的次固结系数  $\psi = 0.027$  (图 3-8c)。此外, 从图 3-7 中 CRS 加载速率试验先期固结压力与加载速率关系, 可以得出  $\beta = 18.7$ 。

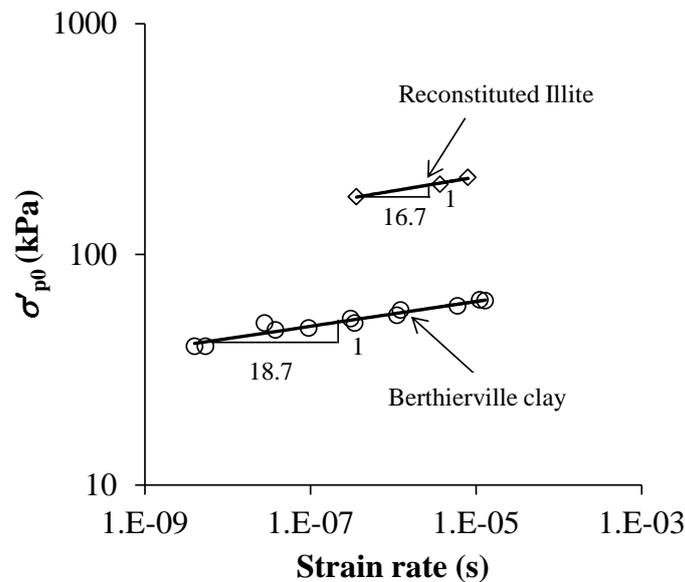


图 3-7 CRS 加载速率试验确定  $\beta$  值

Fig.3-7 Determination of  $\beta$  from CRS oedometer tests

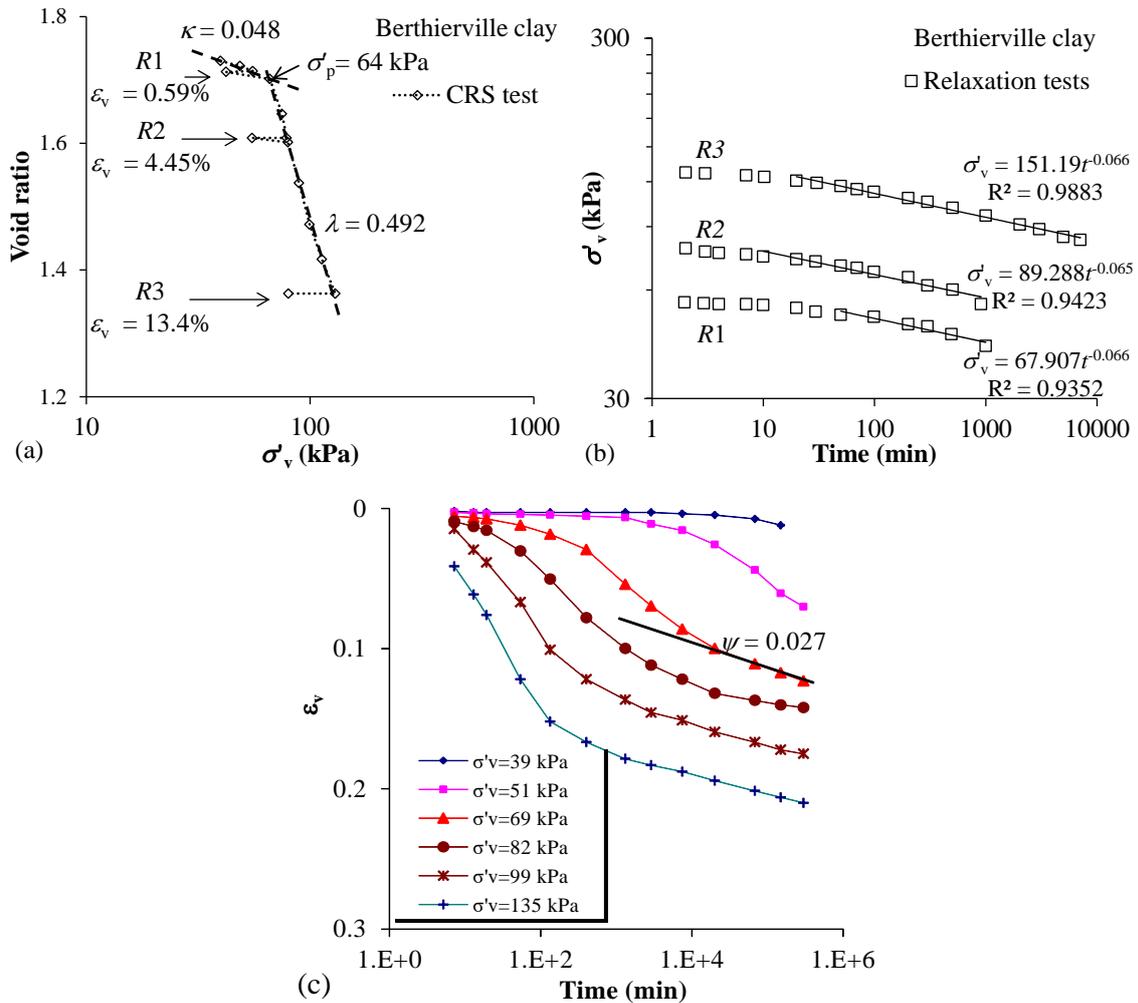


图 3-8 Berthierville 黏土试验：(a) CRS 试验；(b) 应力松弛试验；(c) 蠕变试验

Fig.3-8 Experiments on Berthierville clay for determining mechanical parameters of clays: (a) CRS test; (b) Relaxation tests; (c) creep test.

### 3.4.2 加载速率效应对比

总结前文所述，可以从以下 3 种方法得到加载速率系数 $\beta$ ：（1）从多加载速率 CRS 试验，测量先期固结压力( $\sigma'_{p0}$ )与对应加载速率( $d\varepsilon_v/dt$ )，绘出  $\log(\sigma'_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$  关系图，曲线的斜率即为 $\beta$ ；（2）根据试样的一维蠕变试验结果，绘出孔隙比与时间关系 ( $e - \ln t$ )，确定次固结系数 $\psi$ ，从而根据式(3-22)推导出 $\beta$ ；（3）根据试样的一维应力松弛试验，量测应力随时间的演变规律 ( $\ln \sigma'_v - \ln t$ )，从而得到应力松弛系数  $R_\alpha$ ，然后根据式(3-21)推导出 $\beta$ 。3种方法分别用 by  $\beta$ ， by  $\psi$ 和 by  $R_\alpha$  来表示。从而，基于上述 3 种方法，分别得到了重塑伊利土和 Berthierville 黏土的 3 个 $\beta$ 值。对重塑伊利

土采用参考先期固结压力  $\sigma_{p0}^r = 200$  kPa, 参考应变速率  $\dot{\varepsilon}_v^r = 3.7 \times 10^{-6}$  /s 和 Berthierville 黏土采用  $\sigma_{p0}^r = 64$  kPa,  $\dot{\varepsilon}_v^r = 6.35 \times 10^{-6}$  /s, 绘制了不同  $\beta$  值对应的  $\log(\sigma_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$  曲线, 并与试验值进行了对比(图 3-9)。结果表明, 不同  $\beta$  值得到的  $\log(\sigma_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$  曲线间的差别很小, 且拟合值与试验值吻合较好。

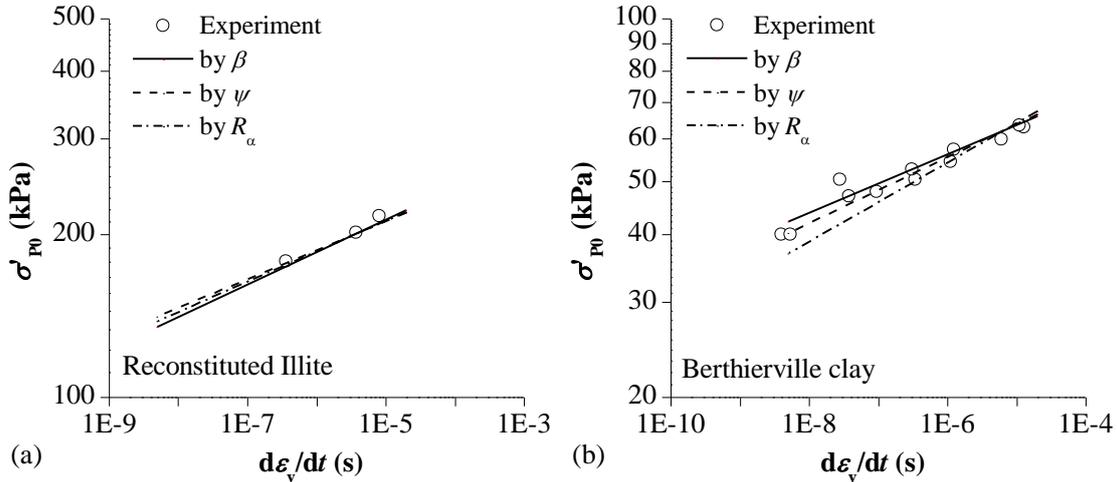


图 3-9 试验和推导得到的  $\beta$  值对先期固结压力和应变速率关系影响对比: (a) 重塑伊利土; (b) Berthierville 黏土

Fig.3-9 Comparison of the influence of experimental and derived  $\beta$  on the relationship between preconsolidation pressure and strain rate. (a) Reconstituted Illite; (b) Berthierville clay.

### 3.4.3 蠕变特性对比

类似的, 次固结系数  $\psi$  也同样可以通过 3 种方式得到: (1) 直接根据一维蠕变试验结果, 绘出孔隙比与时间关系 ( $e - \ln t$ ), 确定次固结系数  $\psi$ , 此值可以视为试验值; (2) 从多加载速率 CRS 试验, 测量先期固结压力 ( $\sigma_{p0}$ ) 与对应加载速率 ( $d\varepsilon_v/dt$ ), 绘出  $\log(\sigma_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$  关系图, 确定出  $\beta$ , 然后根据式(3-22)推导出  $\psi$  值; (3) 根据一维应力松弛试验, 量测应力随时间的演变规律 ( $\ln \sigma_v - \ln t$ ), 从而得到应力松弛系数  $R_\alpha$ , 然后根据式(3-24)推导出  $\psi$  值。从而, 基于上述 3 种方法, 分别得到了重塑伊利土和 Berthierville 黏土的 3 个  $\psi$  值。3 种方法分别用 Experiment, by  $\beta$  和 by  $R_\alpha$  来表示。

图 3-10 对比了通过试验直接确定的  $\psi$  值和通过  $\beta$  和  $R_\alpha$  推导的  $\psi$  值的差异性。图中重塑伊利土的次固结系数是用  $\psi/(1+e_0)$  表示的, 试验值  $\psi/(1+e_0) = 0.004$  由 Yin 和 Graham<sup>[55]</sup> 提供, 由  $R_\alpha$  推导出的  $\psi/(1+e_0)$  与试验值几乎相等, 而由  $\beta$  推导的  $\psi/(1+e_0)$  值稍大于试验值。对于 Berthierville 黏土, 由  $\beta$  推导的  $\psi$  值稍小于试验值, 而由  $R_\alpha$  推导的

$\psi$ 值大于试验值。尽管有一定的偏差，但是需要提及的是，Berthierville 黏土有轻微的结构性，而本文研究目前没有考虑结构性的影响。因此，从整体上来讲，3种方法得到的次固结系数可以视为差别性较小，说明加载速率试验、应力松弛试验与一维蠕变试验的统一性。

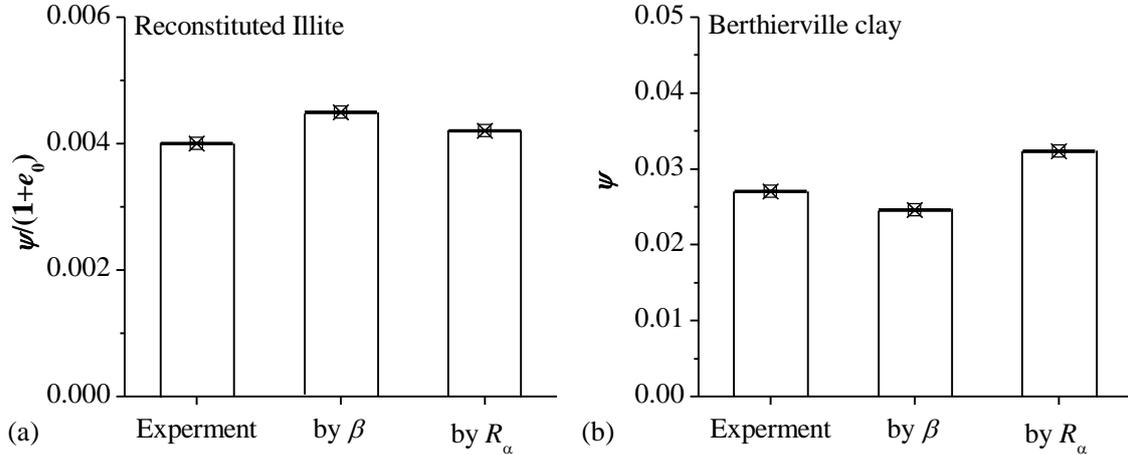


图 3-10 试验和通过 $\beta$ 和 $R_\alpha$ 推导的 $\psi$ 值对比: (a) 重塑伊利土; (b) Berthierville 黏土

Fig.3-10 Comparison of  $\psi$  measured from experiment and derived by  $\beta$  and  $R_\alpha$ : (a) Reconstituted Illite; (b) Berthierville clay.

### 3.4.4 应力松弛特性对比

同样地，应力松弛系数 $R_\alpha$ 也可以从类似的3种方法中得到：（1）根据一维应力松弛试验，量测应力随时间的演变规律（ $\ln\sigma'_v - \ln t$ ），直接测量应力松弛系数 $R_\alpha$ ；（2）根据一维蠕变试验结果，绘出孔隙比与时间关系（ $e - \ln t$ ），确定次固结系数 $\psi$ ，从而根据式(3-24)推导出 $R_\alpha$ ；（3）从多加载速率 CRS 试验，测量先期固结压力（ $\sigma'_{p0}$ ）与对应加载速率（ $d\varepsilon_v/dt$ ），绘出 $\log(\sigma'_{p0}) - \log(d\varepsilon_v/dt)$ 关系图，确定出 $\beta$ ，然后根据式(3-20)推导出 $R_\alpha$ 值。从而，基于此3种方法，分别得到了重塑伊利土和 Berthierville 黏土的3个 $R_\alpha$ 值，然后用于模拟两种黏土的试验结果。

按照 Yin 和 Graham 对重塑伊利土的试验过程，本文模拟重塑伊利土试验时，试样的初始应变为 9.42%，同时初始应力为 22.8 kPa。为简化模拟过程，试样在竖向应变速率  $3.7 \times 10^{-6}/s$  作用下等速率加载，当轴向应变达到 24.6%后，停止轴向应变，开始应力松弛试验。图 3-11a 绘出了 3 种方法预测的轴向应力随时间演变规律与试验的对比结果，结果表明，尽管通过 $\beta$ 值预测的竖向应力演化高估了应力松弛的速率，然而所有的模拟结果都能很好地描述竖向应力的演化，3 种方法都能够给出相当合理的预测结果。

在对 Berthierville 黏土的拟合中, 试样首先施加一个 39 kPa 的初始应力, 这个应力等于原位土样的竖向有效应力。然后, 通过位移控制给试样施加了速率为  $6.35 \times 10^{-6}$  /s 的等速率应变。当体积应变分别为 0.59 %、4.45 % 和 13.4 % 时, 进行了应力松弛试验, 这 3 个应力松弛阶段的持续时间分别为 1300、900 和 7300 min, 这里分别用 R1, R2 和 R3 来表示。图 3-11b 为 3 种方法预测的应力松弛与实测值的对比结果。3 种方法所得的拟合曲线有少许差别, 但从总体上说, 所有的拟合结果都与试验结果有较好的吻合。

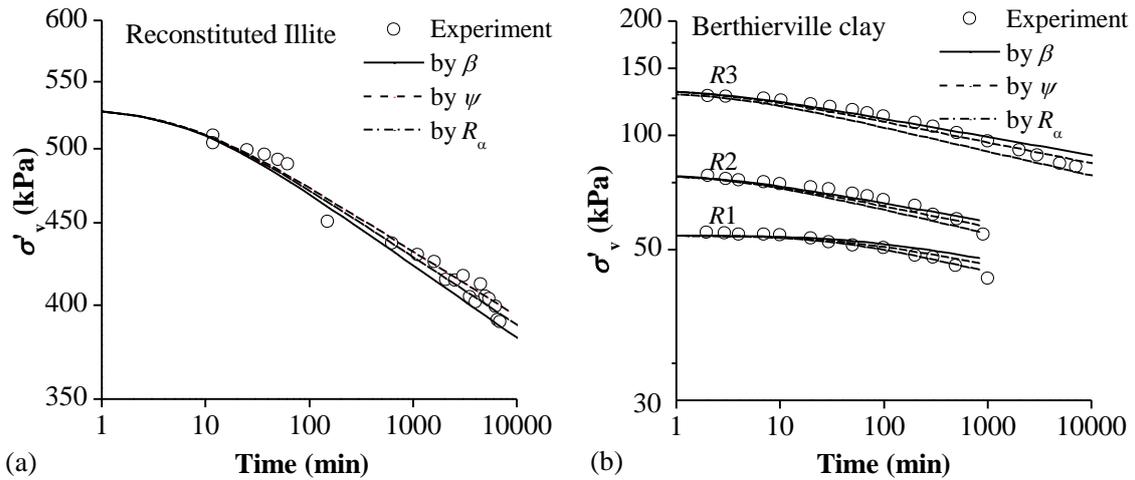


图 3-11 三种方法拟合的应力松弛曲线与试验值对比: (a) 重塑伊利土; (b) Berthierville 黏土  
Fig.3-11 Comparison of experimental and predicted results of stress relaxation by three ways: (a) Reconstituted Illite; (b) Berthierville clay.

### 3.5 上海黏土流变参数的统一性

#### 3.5.1 应力松弛试验

本文的应力松弛试验是基于单轴压缩一维应力状态进行的, 试验仪器操作系统如图 2-9。该系统能够测量等速率(CRS)加载过程中土样应力-应变关系, 以及应力松弛过程中应力随时间的演变规律。使用此套系统进行了上海黏土重塑土样的 CRS 试验和应力松弛试验。同时研究表明, 对于常规固结试验, 当加载速率小于 2%/h, 加载所引起的超孔隙水压力可以忽略不计<sup>[152]</sup>。本文试验采用的加载速率为 0.3%/h, 当加载至应变值为 13%时, 停止加载, 然后开始应力松弛。CRS 阶段应力-孔隙比关系如图 3-12 所示。

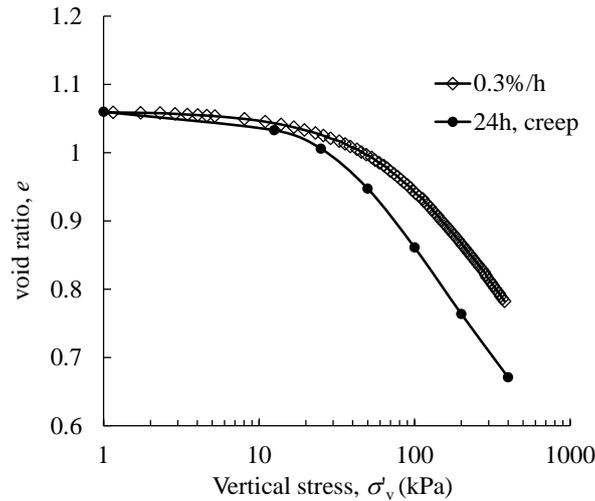


图 3-12 一维等速率加载和常规固结蠕变试验

Fig.3-12 1D constant rate loading and conventional consolidation creep test

### 3.5.2 一维蠕变试验

对上海重塑黏土进行了一维蠕变试验，试验仪器和操作过程在第四章中有具体描述。把每级荷载最终的孔隙比与应力关系画于图 3-12，可以看出 24h 常规固结试验所测得的压缩曲线低于 CRS 压缩曲线，与以往试验研究结果吻合<sup>[9, 152]</sup>。图 3-13 为各级荷载作用下的孔隙比随时间的演化规律，根据此图，测量每级荷载对应的次固结系数  $\psi$ 。

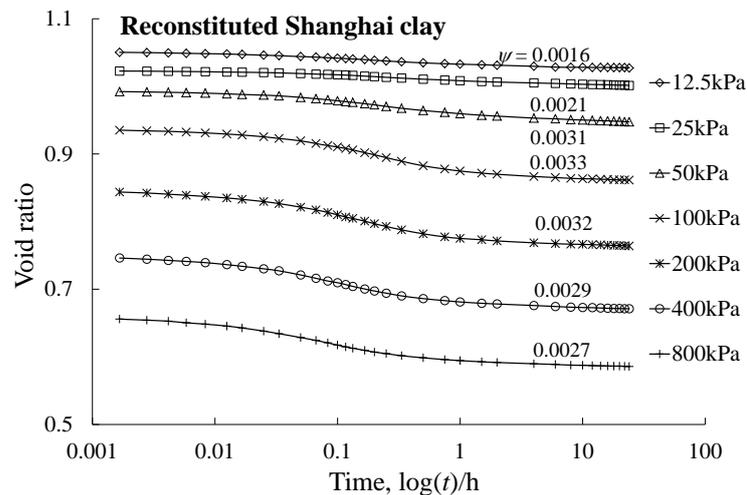


图 3-13 各级加载下孔隙比演变规律

Fig.3-13 Evolution of void ratio under different stresses

### 3.5.3 试验结果与分析

图 3-14 为图 3-12 所示 CRS 试验结束后的一维应力松弛阶段应力随时间的演变规律，应力松弛持续时间为 3840min。从图中可以看出，上海黏土的一维应力松弛结果与图 3-1 总结的多地区黏土的应力松弛规律类似。通过数据拟合，可以测得上海黏土的应力松弛系数  $R_\alpha = 0.02$ 。

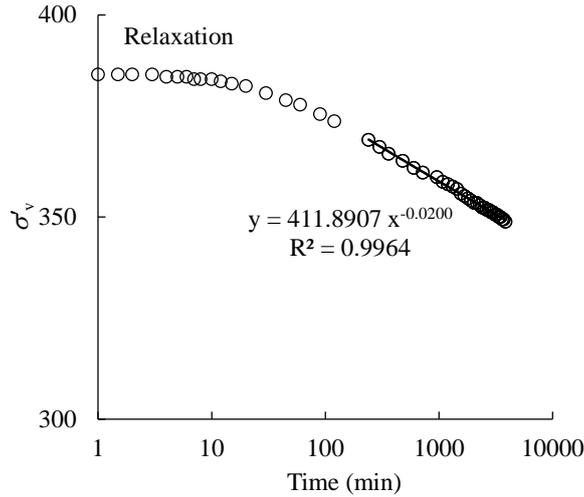


图 3-14 应力松弛过程中竖向应力演变规律

Fig.3-14 Evolution of vertical stress in relaxation

图 3-15 为上海重塑黏土的次固结系数随荷载的演变规律。可以看出，当竖向应力小于固结应力时 ( $\sigma_v \leq 50$  kPa)，土体处于超固结应力状态，次固结系数随着竖向应力逐渐增大，次固结系数在 100 kPa 时达到最大值；之后土体处于正常固结状态，次固结系数随应力增大而减小，但减小的幅值不大。由于上述应力松弛是从接近于 400 kPa 的竖向应力开始松弛的，上海黏土流变参数时采用的是对应于 400kPa 竖向应力的次固结系数  $\psi = 0.0029$ 。上一章所得到的重塑黏土加载速率效应参数平均值  $\rho_{L1} = 2.53\%$ ，因此加载速率系数  $\beta = 1/\rho_{L1} = 39.4$ ，就得到了上海黏土的一组流变参数。从上海重塑黏土的常规固结压缩曲线上量测到力学参数  $\lambda = 0.133$ ， $\kappa = 0.021$ 。

表 3-2 为已知流变参数通过式(3-23)和(3-24)计算另外两个参数的结果。表中 2-4 列为用第一列中的参数计算而得。以第一行为例，通过已知加载速率系数  $\beta = 39.4$  计算出  $\psi = 0.00284$  和  $R_\alpha = 0.214$ 。括号中的值为计算值与实测值的偏差，负号即为负的偏差。上海黏土流变参数的相互计算尽管有一定的偏差（偏差最大值为 9%），但还是可以认为其具有统一性；而加载速率系数  $\beta$  与次固结系数  $\psi$  间的统一性偏差最小，为 2%。

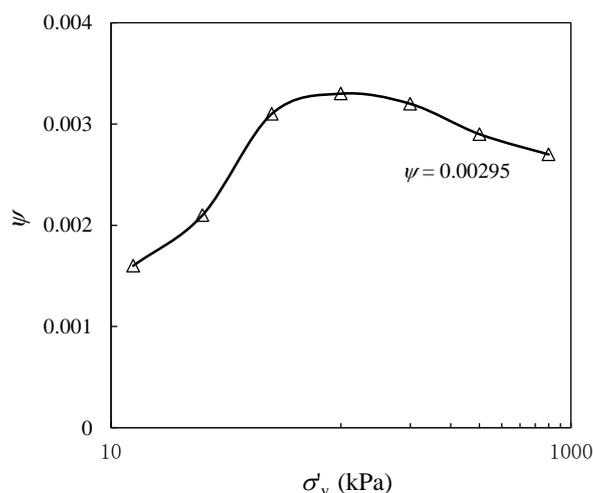


图 3-15 各级荷载对应的次固结系数

Fig.3-15 Secondary compression coefficient versus vertical stress

表 3-2 上海黏土流变参数间关系

Table.3-2 Relationship between the time-dependent parameter of Shanghai clay

	$\beta$	$\psi$	$R_\alpha$
$\beta = 39.4$	-	0.00284(-2.1%)	0.0214(7%)
$\psi = 0.0029$	38.62(-2.0%)	-	0.0218(9%)
$R_\alpha = 0.02$	42.11(6.9%)	0.00266(8.3%)	-

### 3.6 本章小结

本章在归纳总结试验规律的基础上，提出了一个基于双对数坐标的应力松弛系数。推导一维应力状态的应力松弛解析解，并与所提应力松弛系数建立了对等关系，建立了蠕变、应力松弛和应力松弛间的系数的统一性；通过一维应力松弛和蠕变试验确定上海黏土的应力松弛系数和次固结系数，结合前章所计算加载速率系数，验证了不同流变特性参数的统一性规律，得到如下结论：

(1) 总结了以往应力松弛方程的不足，根据一维和三轴应力松弛试验，提出了应力松弛系数的概念，表示为应力松弛过程中轴向应力随时间演变在双对数坐标下与时间关系的斜率，即应力松弛系数  $R_\alpha = -\Delta \ln(\sigma_v) / \ln(t)$ 。

(2) 应力松弛过程中体应变为零，从而塑性体积应变等于负的弹性体积应变，基于一维弹黏塑性模型，通过求解微分方程，推导出应力松弛解析解，预测了竖向应力在松弛过程中的演化规律。 $\ln(\sigma_v)$ 对 $\ln(t)$ 的微分，得到了应力松弛系数与加载速

率系数间的关系。根据加载速率系数与次固结系数的关系，建立了三个流变参数统一性关系。

(3) 根据重塑伊利土和 Berthierville 黏土的流变试验，总结了各自的流变参数。根据流变参数统一性，对比了加载速率系数、次固结系数和应力松弛系数试验值与预测值。结果表明，试验与预测流变参数可视为相等。

(4) 上海黏土流变参数的试验与预测值存在一定偏差（最大偏差为 9%），而加载速率系数 $\beta$ 与次固结系数 $\psi$ 间的统一性偏差最小，为 2%。尽管有些许误差，但是也说明上海黏土的流变参数具有统一性。

## 第四章 软黏土流变参数各向异性特性研究

### 4.1 引言

由于土体结构性的存在，原状黏土的压缩特性与重塑土通常有着较大的差异。比如，软黏土颗粒在沉积或固结过程中所带来的初始各向异性，以及在应力应变过程中土颗粒排列重组所带来的诱发各向异性。不难理解，软黏土的流变参数同样应该具有各向异性特性。

通过加载方向与天然沉积面呈不同角度的一维蠕变试验，研究了典型黏土的流变各向异性特征。分别对三类黏土（上海黏土、温州黏土和舟山黏土）进行试验，探寻了软黏土流变参数的各向异性特性。由于三维蠕变试验消耗时间较长，且对试验设备和试验环境要求较高。基于现有试验条件，本文的蠕变试验是在一维条件下进行的。

### 4.2 土样的基本性质

土是一种复杂的多相介质材料，不同地区的土由于沉积环境、沉积历史和物质成分的不同，土的各向异性特性也是不同的。本章试验土样为东南沿海地区的上海黏土、温州黏土和舟山黏土。

#### 4.2.1 黏土工程地质特性

黏土的沉积环境决定着其颗粒级配、矿物组成成分、化学成分和基本微观结构，从而控制着黏土的基本物理力学性质。进行黏土力学性质分析前需要考虑沉积环境的影响，才能对宏观力学性质有更好的理解。三种黏土的取土位置见图 4-1。

##### (1) 上海黏土

上海市位于长江三角洲和太湖堆积平原上，其大部分地区被厚达二三百米的第四纪沉积层覆盖，土层为受江、河、湖和海动力作用下形成的三角洲相沉积物。上海浅层地基土地层可简单的划分为地表硬壳层、第一压缩层、第二压缩层和硬土层。硬壳层包括土①和土层②，主要为填土、褐黄粉质黏土、灰黑淤泥质黏土和灰色粉砂，厚度约 3 m。第一压缩层包括土层③和土层④，包括粉质黏土、砂质黏土、淤泥

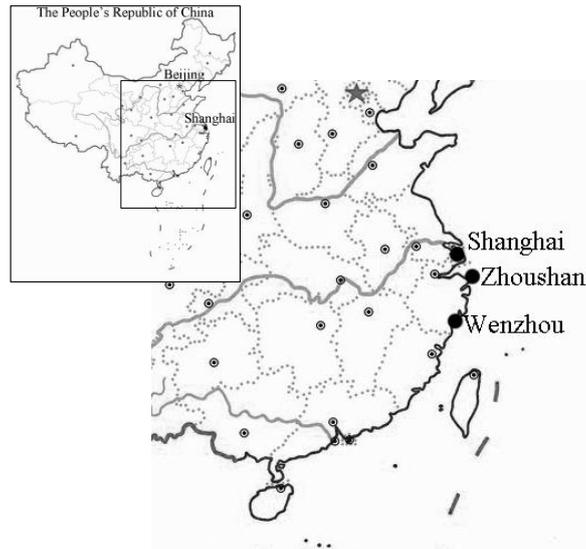


图 4-1 试验土样位置

Fig.4-1 Sample locations of tested clays

质粉质黏土等，埋深约 5~20 m。第二压缩层为土层⑤，灰色粉质、砂质黏土，层厚一般为 20 m。硬土层主要是粉质黏土，埋深一般在 24~35 m。本文所研究上海黏土取土位置为上海市闵行区莲花南路，取土深度 11~12 m，试验土样为典型的上海第④层土。

### (2) 温州黏土

温州位于我国浙江省，与福建省相邻，同属于东南沿海地区。该地区土层以软黏土为主，主要为东海的海相沉积物。温州地区黏土层分布从上到下依次为，杂填土层（层厚约 1~3 m），淤泥层（层厚约 20~30 m），淤泥质黏土层（层厚约 15~25 m），再往下多为黏土，粉质黏土，卵石和圆砾等硬质土层。其中上述第二层 20~30 m 厚的淤泥层，具有明显的结构性，是较为典型的海相高灵敏度软黏土。本文试验黏土取自温州土分别取自蒲州 220 kV 变电站工程，取土深度为 9 m。温州土样断面常呈现青灰色土体中夹杂着黄褐色土体的现象，但都呈现出典型的淤泥的特性。

### (3) 舟山黏土

舟山市位于长江口以南、杭州湾以东的浙江省北部海域。地质特征属于华南地层区东南沿海分区舟山小区，上侏罗统以中酸—酸性火山碎屑岩为主，少量酸性熔岩和火山沉积岩，属钙碱性系列或弱碱性岩系。第四系松散沉积物分布在海积、冲海积平原区和山麓沟谷地带，厚度变化较大。舟山地区工程地层从上至下一般为，细砂泥质砂层（层厚约 3 m），淤泥质黏土层（层厚约 20 m），黏土层中间有 1~2 m 厚的夹砂层，深度大致为 10 m，黏土层下多为粉砂，泥质砂和贝壳砂等较硬土层。

本文所研究舟山黏土的取土位置为浙江浙能六横电厂新建工程处，取土深度为 9 m。舟山土样断面基本均呈现黄褐色，且中间多夹杂一些粉质颗粒，为淤泥质粉质黏土。

#### 4.2.2 黏土颗粒成分

颗粒级配指土中各级粒组占总量的百分数，它反映土体的沉积环境，是进行土体分类的基础。各粒组的百分含量是决定黏土力学性质的主要因素，与黏土压缩、剪切强度和渗透性等工程特性具有密切的关系。此外，黏土 $<2\mu\text{m}$ 的黏粒含量对土的工程性质有着决定性作用，同时也对土体流变特性有很大的影响。张先伟<sup>[172]</sup>指出沿海地区黏土的黏粒含量高于内陆地区黏土，沿海地区黏土较内陆地区黏土强度低，工程特性差。

三个地区黏土的颗粒分析曲线见图 4-2，颗粒成分见表 4-1。颗粒分析结果表明，三个地区黏土都是粉粒含量最高，其次为黏粒含量，砂粒含量最低。其中，温州黏土的黏粒含量最大，达到 44%，上海黏土最低，为 26%。上海黏土粉粒含量最高，达到 73.4%，这和大多数对上海黏土颗粒分析的研究吻合，主要是上海黏土受不平稳的水动力条件下的沉积环境所导致。相较于河湖相的上海黏土，温州黏土沉积环境稳定，黏粒含量较高，粉粒和砂粒含量较低。舟山黏土受海洋和沿海潮汐影响较大，土中含砂量较高，粉粒含量中等。

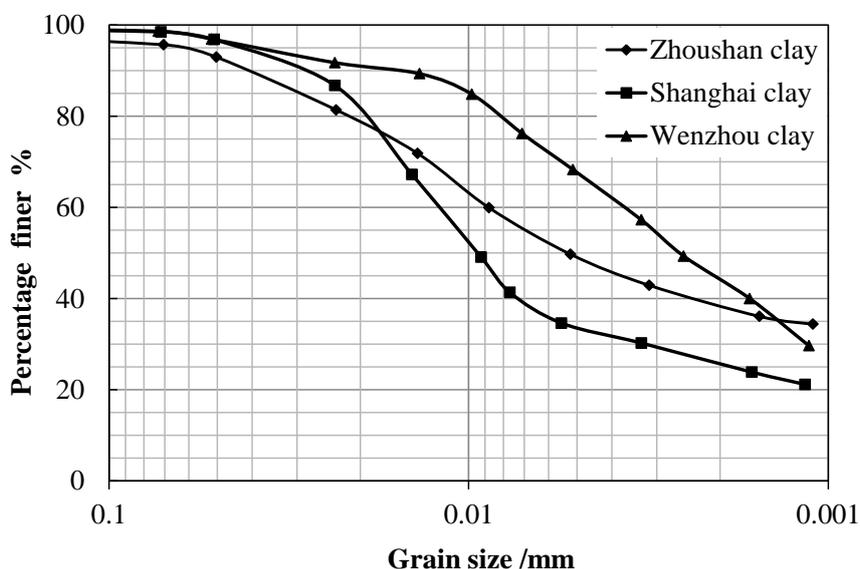


图 4-2 三个地区黏土颗粒分析曲线

Fig.4-2 Grain size distribution of three clays

表 4-1 黏土的粒度成分

Table.4-1 Grain size distribution of clays

土样名称	>0.075mm 砂粒	0.002~0.075mm 粉粒	<0.002mm 黏粒
上海黏土	1.6	72.4	26
舟山黏土	5.2	57.8	37
温州黏土	1.2	54.8	44

### 4.2.3 黏土基本物理力学指标

本文试验土样全部采用薄壁取土器获得，三种土样的基本物理力学性质如表 4-2 所示：上海黏土和舟山黏土物理指标相差不大，上海黏土液限稍高于舟山黏土，而天然含水率低于舟山黏土。温州黏土的天然含水率，液限和塑性指数都高于上海和舟山黏土。温州黏土的黏粒含量比上海和舟山黏土大，而且液限，塑性指数也较大。把三种黏土得到塑性指数与黏粒含量绘于土体活性图上（图 4-3），舟山黏土的活性最低，上海和温州黏土活性稍高，位于中等与低活性之间。总体来说，三种土样都具有典型的软黏土工程地质特征，具体表现为含水率高，孔隙比大。

塑性是黏性土的主要特征，反应黏土与水之间的相互作用程度。塑性图分类法是通用的描述细粒土分类的方法。为说明三种黏土的区别，使用 Casagrande 塑性图对它们进行分类（图 4-4），所有土样都位于 A 线之上，上海和舟山黏土的塑性较低，而温州黏土是一种高塑性黏土，三种土都可视为无机土。

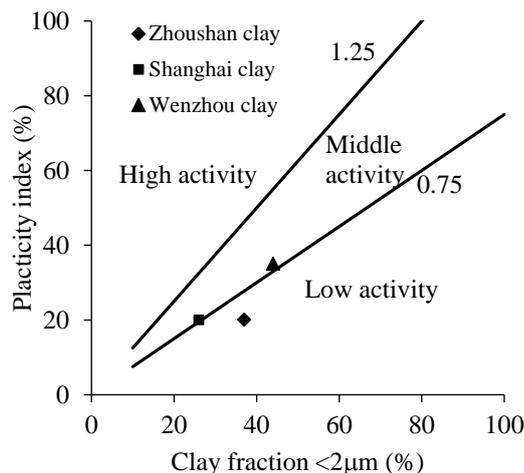


图 4-3 黏土活性图

Fig.4-3 Activity of clays

表 4-2 试验黏土的物理指标

Table.4-2 Physical properties of three clays

	深度/m	w /%	w <sub>L</sub> /%	I <sub>p</sub> /%	e <sub>0</sub>
上海黏土	12	40.5	42.5	20	1.08
舟山黏土	11	45	40.7	20	1.13
温州黏土	8	76.7	63	35	1.98

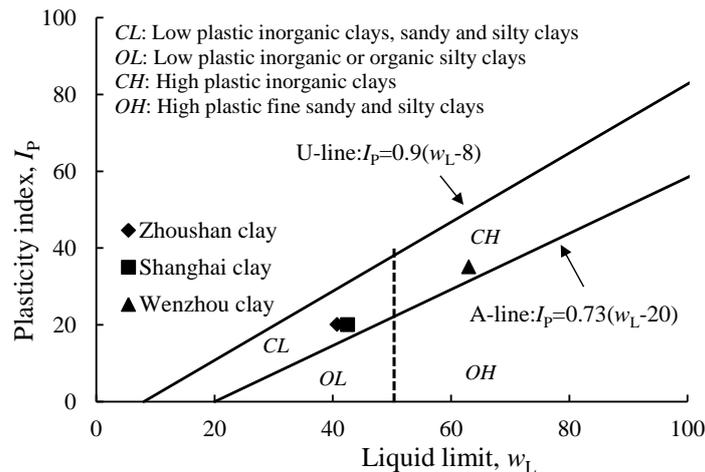


图 4-4 液限与塑性指数划分

Fig.4-4 Classification of clays by liquid limit and plasticity index

#### 4.2.4 黏土颗粒微观分布

土的工程特性在很大程度上受其微观特性控制，土体所表现出来的变形和强度特性亦是其内部结构要素调整和演化的综合反应<sup>[173]</sup>。土体微观特性包括颗粒、孔隙的形状和排列形式以及颗粒之间的胶结等，颗粒方向性是土体各向异性力学特性的主要内在因素<sup>[172]</sup>。

扫描电子显微镜（即 SEM，Scanning Electronic Microscopy）是土体微观结构研究中最通用的一种研究手段，通过分析扫描土样图像，可以研究土体微观颗粒和孔隙的分布特性。本文中 SEM 图像分析由美国 National Institutes of Health 开发的基于 java 的公共图像处理软件 ImageJ 完成，图像处理过程见附录 A。由于玫瑰图反应黏土颗粒相对水平方向的排列特性，能够反应黏土结构的各向异性。通过图像处理分析，得到三地区黏土的玫瑰图。图 4-5 展示了黏土垂直平面内 SEM 图像，以及所分析的颗粒方向排列玫瑰图。图中颗粒方向在各角度上的分布百分比是基于黏土颗粒的表面积。结果表明，大量的颗粒不均匀地分布于 30° 到 150° 的象限内。

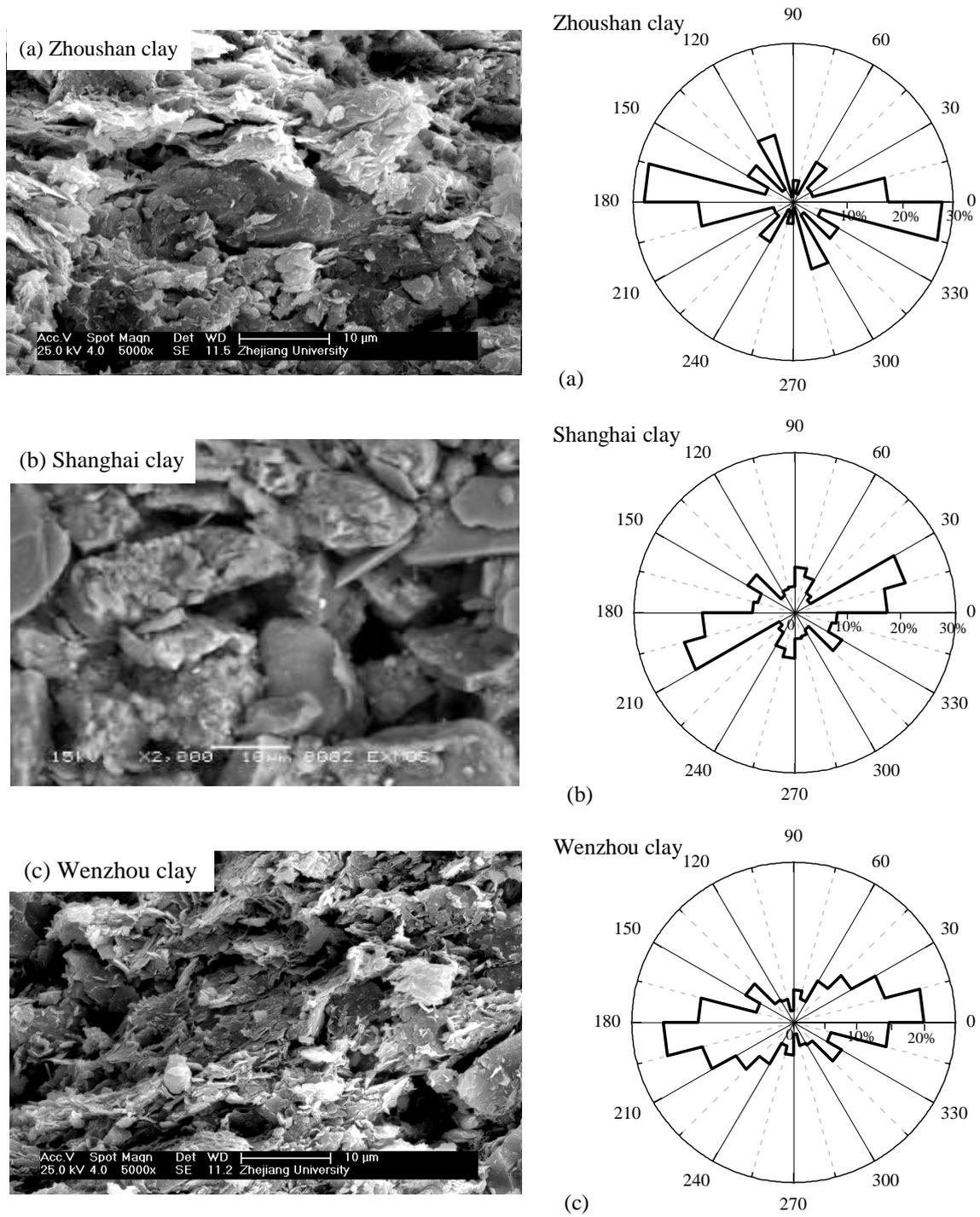


图 4-5 天然黏土 SEM 图像和颗粒方向在竖直平面内分布：(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；(c) 温州黏土

Fig.4-5 SEM photos and orientation of clay particle on vertical plane of natural depositions: (a) Zhoushan clay; (b) Shanghai clay; (c) Wenzhou clay

### 4.3 黏土的压缩蠕变

正确认识土的压缩流变特性是计算建筑物瞬时和长期沉降的关键。研究黏土压缩流变特性通常可采用室内试验和现场试验等方法。由于现场试验对试验场地环境要求较为严格、人力和物力需求较大等问题，并且由于室内试验易于操作、简便、且易控制试验条件等优点，本文研究主要是基于室内条件下的单向压缩蠕变试验。

#### 4.3.1 一维压缩蠕变试验

试验仪器采用的是产自于南京自动化股份有限公司的 YS-3 型单杠杆高压固结仪。该仪器能够进行原状黏土和重塑黏土在双面排水条件下的分级加荷试验。一维压缩试样高度为 2 cm，面积为 30 cm<sup>2</sup>。对三个地区黏土进行加荷比为 1 的分级加载压缩蠕变试验。加载范围均为 12.5~1600 kPa，在竖向应力为 800 kPa 处进行卸载再压缩试验，以研究黏土的回弹特性，本文中所有试验采用了相同的加载方案，具体的试验方案见表 4-3。此外，目前尚无规范说明蠕变稳定标准，一般可以采用 10000 秒内变形量小于 0.01 m 作为判稳标准或者采用标准时间，本文中以每级荷载持续 24 h 作为加载时间标准。由于本文试验所用黏土没有膨润性，在每级荷载下其压缩主固结阶段一般持续 2 小时，其余时间所产生的变形即为蠕变变形。因此，采用 24h 标准加荷方法也是合理的。

表 4-3 压缩蠕变试验方案

Table.4-3 Test programe of compression creep

土样名称	切割角度/°	加荷方案/kPa
上海黏土	0, 22, 45, 68, 90	12.5→25→50→100→200→400→800
舟山黏土	0, 30, 60, 90	→200→50→12.5→50→200→800→
温州黏土	0, 22, 45, 68, 90	1600

#### 4.3.2 试样制备方法

本文中研究黏土压缩特性与微观结构的关系，是通过对与土体沉积面具有不同角度试样进行一维蠕变试验来实现的。切取了多个与水平面不同角度的试样，试样切取角度切取方法如图 4-6 示意，角度为 0°试样平行于土体沉积面，角度为 90°的试样垂直于土体沉积面。本文研究的三个地区黏土各自的试样切取角度见表 4-3。

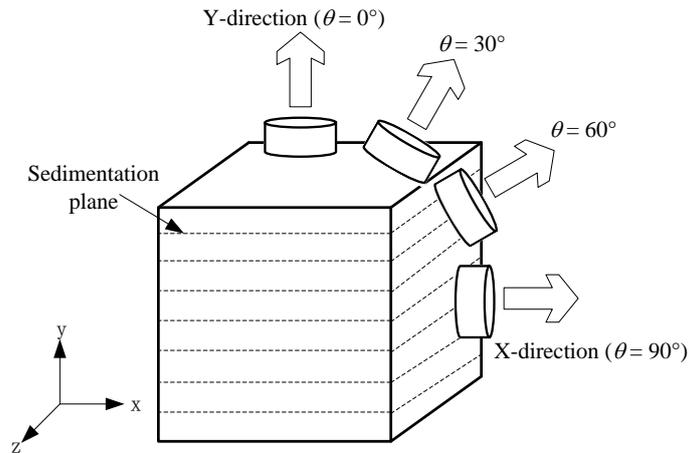


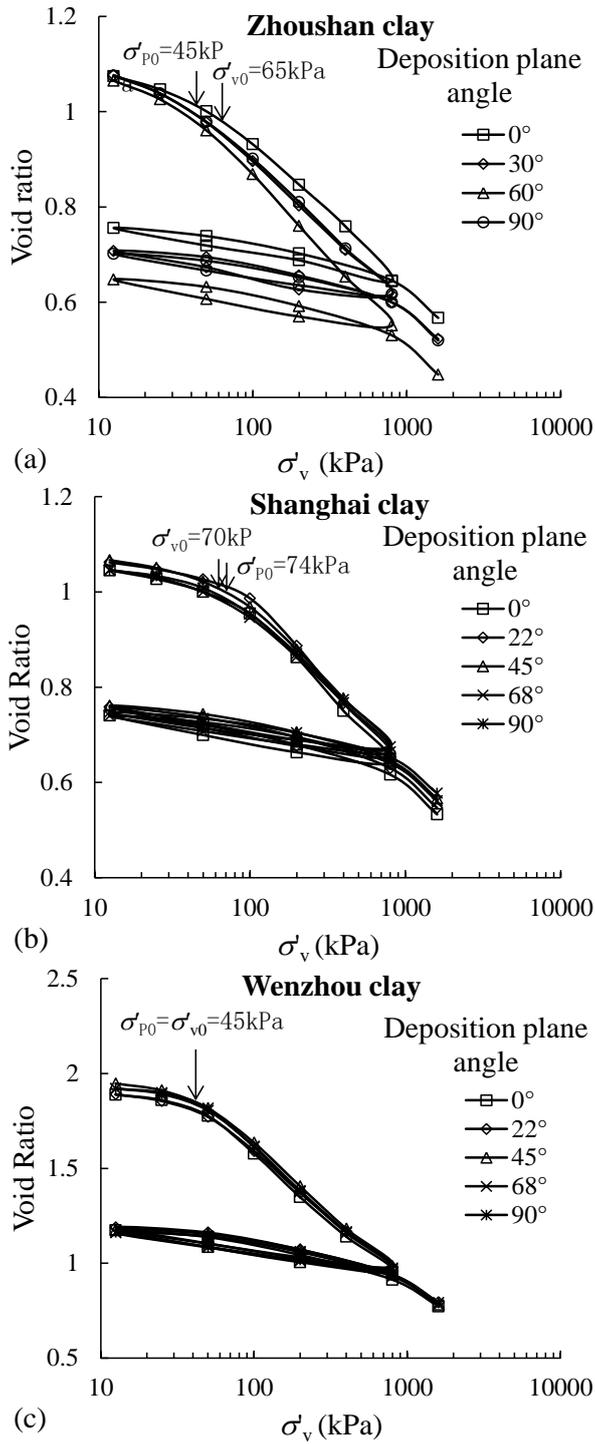
图 4-6 土块体及试样相对天然沉积面的切割角度

Fig.4-6 Sample block of soil and sampling angle relative to natural deposition plane

## 4.4 黏土各向异性特性分析

### 4.1 屈服应力

图 4-7 展示了三种黏土不同角度试样的压缩曲线 ( $e-\log(\sigma_v)$ )。对于舟山黏土，可以观察到其四条压缩曲线间的差别， $0^\circ$ 试样的压缩曲线孔隙比变化最小，而  $60^\circ$ 试样的压缩曲线孔隙比变化最大。相反地，上海黏土和温州黏土五个压缩曲线类似，不同角度下的压缩曲线差别不大。基于这些调查，根据 Casagrande 方法确定了每个试样的屈服应力。图 4-7d 展示了三个地区黏土屈服应力与试样角度的关系。可以很清楚的看到，对于上海黏土， $0^\circ$ 试样的先期固结压力  $\sigma_{p0}$  最大，然后随着试样角度的增大， $\sigma_{p0}$  逐渐降低，最大和最小的上海黏土  $\sigma_{p0}$  值差值达到了 17 kPa。然而，对于舟山和温州黏土试样切割角度对  $\sigma_{p0}$  的影响较小。通过对比平均屈服应力和原位竖向应力，可以看出舟山黏土是欠固结土，上海黏土是弱超固结土 ( $OCR = \sigma_{p0}/\sigma'_{v0} = 1.06$ )，温州黏土为正常固结土。



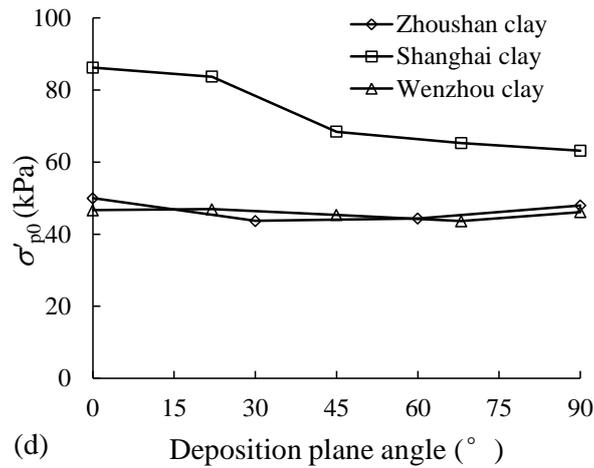


图 4-7 试样的压缩曲线；(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；(c) 温州黏土；(d) 屈服应力与试样切割角度关系

Fig.4-7 Compression curves of samples from (a) Zhoushan clay, (b) Shanghai clay, (c) Wenzhou clay; (d) yield stress versus sampling angle

## 4.2 压缩特性

压缩 ( $C_c$ ) 和回弹 ( $C_s$ ) 指数同样可以从图 4-7 中的压缩曲线上量取。此处的  $C_c$  代表竖向应力 200 kPa 到 800 kPa 间的压缩曲线斜率。图 4-8a 为三个地区黏土的  $C_c$  随着试样角度的演化规律，并同时给出了各自的拟合曲线，总体上来说，压缩指数随着试样角度的变化很小。另外，本研究测量了两个回弹指数值，一个是与初始压缩阶段相关的回弹指数  $C_{si}$ ，其对应着 12.5kPa 和 25kPa 间压缩曲线斜率；另外一个受第一阶段荷载影响回弹指数  $C_{sr}$ ，代表回弹再压缩曲线斜率。图 4-8b 展示了三个地区黏土  $C_{si}$  随试样角度波动较大，图 4-8c 所示的回弹指数  $C_{sr}$  会随着试样角度的增大而逐步减小。

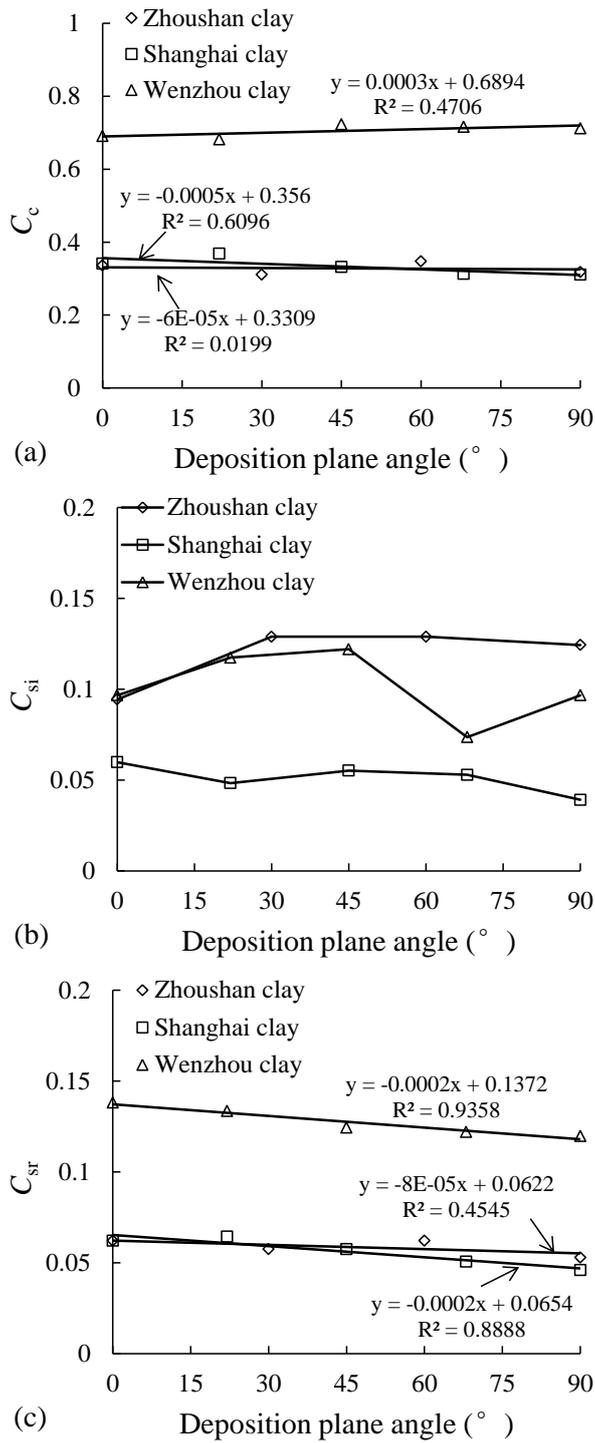


图 4-8 土样切取角度的影响: (a) 压缩指数; (b) 初始压缩阶段对应的回弹指数; (c) 卸载再压缩阶段对应的回弹指数

Fig.4-8 Influence of sampling angle on (a) compression index, (b) swelling index for initial compression and (c) swelling index for unloading and recompression

### 4.3 渗透系数

土的渗透系数可以通过式(4-1)计算

$$k = C_v \times \gamma_w \times m_v \quad (4-1)$$

式中  $C_v$  为固结系数,  $r_w$  为水的容重,  $m_v$  是土的体积压缩系数。观察到  $C_v$  和  $m_v$  与土的沉积角度相关, 本文采用了 Terzaghi 一维固结理论从应变-时间曲线计算的  $C_v$ 。

图 4-9 为三个地区黏土相对于天然沉积面不同切割角度试样的孔隙比与渗透系数的关系。结果表明, 在对数坐标下, 渗透系数  $k$  随着孔隙比的减小而线性降低。

在工程计算中, 工程师们常使用初始渗透系数  $k_0$  和渗透指数  $C_k$  来分析土的固结特性。因此, 研究了它们随试样切割角度的关系。Berry 和 Poskitt<sup>[174]</sup>于 1972 年提出了渗透系数的演变方程

$$k = k_0 \times 10^{(e-e_0)C_k} \quad (4-2)$$

这个方程被用于确定  $k_0$  和  $C_k$ 。已知初始孔隙比  $e_0$  和不同切割角度下孔隙比与  $\log(k)$  间的线性拟合式, 可以确定对应的  $k_0$  值。而  $C_k$  是拟合线的斜率, 如图 4-9a 所示。

采用相同方法, 确定了所有试样的  $k_0$  和  $C_k$  值。图 4-10a 表明,  $k_0$  随着试样切割角度的增加而增大, 可以用线性来表示, 舟山黏土, 上海黏土和温州黏土线性拟合的斜率值分别为 0.0089、0.0074 和 0.0050。三种黏土的  $0^\circ$  试样对应的  $k_0$  都是最小值, 而  $90^\circ$  试样所对应的  $k_0$  值最大。O'Kelly<sup>[175]</sup>对多个地区黏土水平和垂直向的渗透系数研究表明, 水平与垂直向渗透系数的比值始终大于 1, 这也与本文的三种地区黏土研究结果类似。另一方面,  $C_k$  与试样切割角度的关系表明土样沉积角度对  $C_k$  几乎没有影响 (图 4-10b)。

### 4.4 次固结系数

本文着重研究次固结系数  $C_{\alpha e}$  的各向异性特性, 分析了三种黏土在多角度下多荷载条件下的次固结系数演化规律。图 4-11 以上海黏土  $90^\circ$  试样为例, 给出了试样在各压力下的  $C_{\alpha e}$  值的确定方法。从图中可以看出, 上海黏土固结试验主固结阶段大约持续 10 min, 然后产生次固结, 通过次固结阶段孔隙比  $e$  和时间  $t$  的关系, 从而计算出各应力下的  $C_{\alpha e}$ 。采用此种方法, 可以确定其它所有试样的次固结系数。

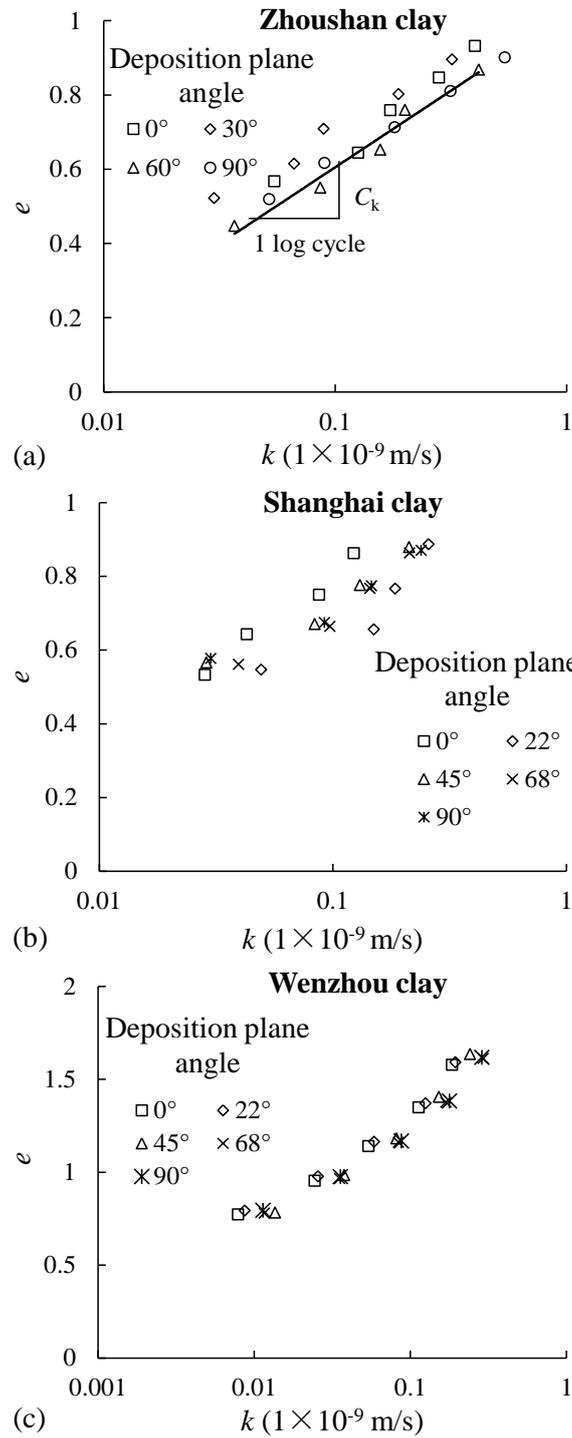


图 4-9 渗透系数随孔隙比演变规律：(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；(c) 温州黏土  
 Fig.4-9 Evolution of permeability with void ratio for clays from (a) Zhoushan, (b) Shanghai and (c) Wenzhou.

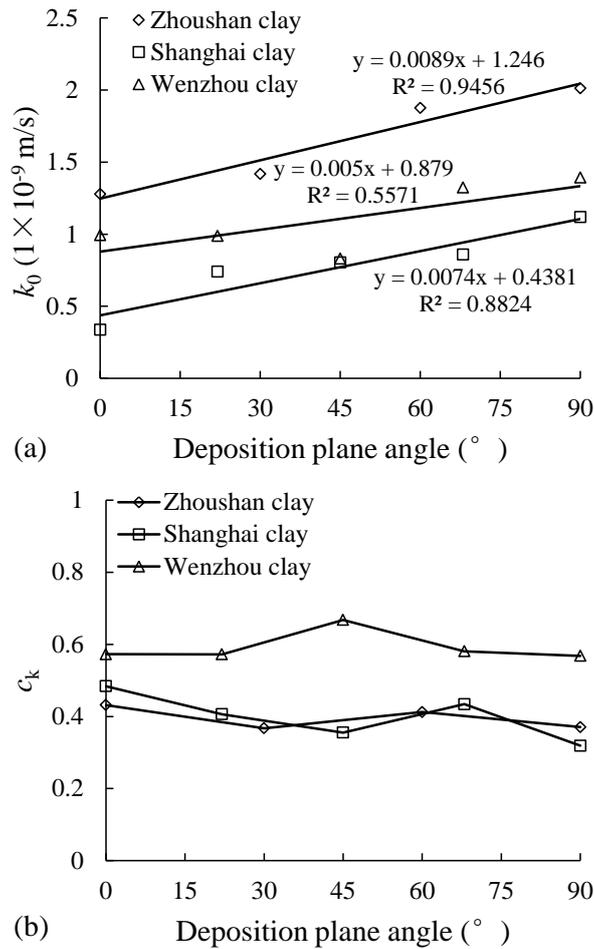


图 4-10 (a)  $k_0$  与试样切割角度关系; (b)  $c_k$  与试样切割角度关系

Fig.4-10 Relationship between (a)  $k_0$  and sampling angle; (b)  $C_k$  and sampling angle.

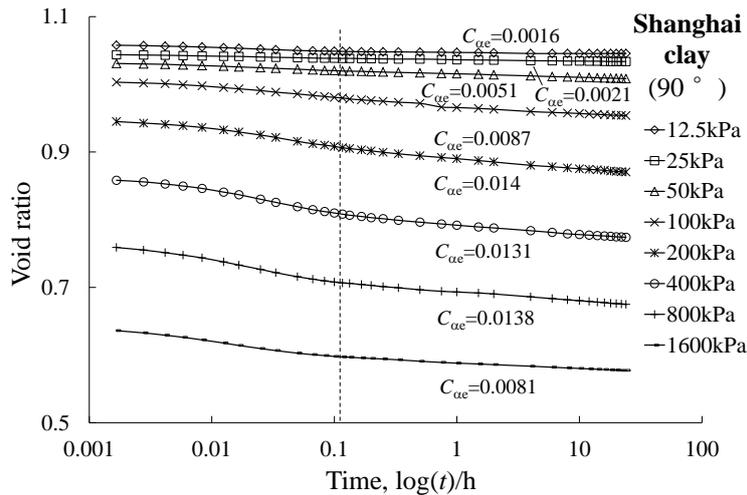
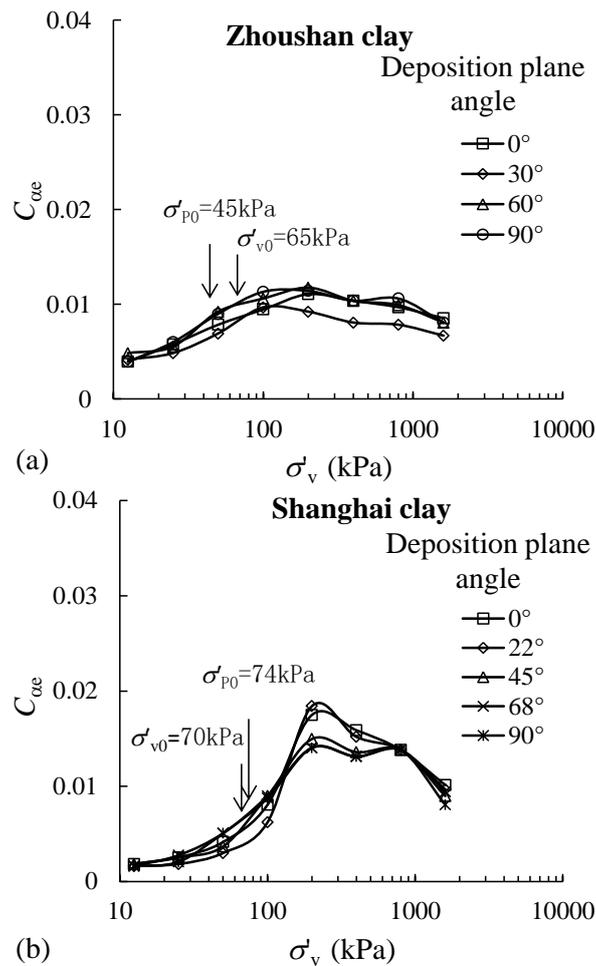


图 4-11 上海黏土 90 $^\circ$ 试样各荷载作用下次固结系数

Fig.4-11 Determination of  $C_{ae}$  for each load increment on Shanghai clay (90 $^\circ$  specimen)

图 4-12 为三个地区黏土不同切割角度试样在各荷载作用下的次固结系数演变规律。对所有试样，次固结系数  $C_{\alpha e}$  首先随着固结压力的增长而增大，当竖向应力达到约等于 2 倍先期固结压力时达到最大值，然后逐渐减小。这与 Mesri 和 Godlewski<sup>[21]</sup> 和 Suneel 等<sup>[176]</sup> 在竖直方向上对次固结系数的演变规律研究结果相同。从图中也可以看出次固结系数随着竖向应力的这一演化规律与土样的切割角度关系不大。

对于同一黏土，其初始孔隙比几乎相同，因此上述用次固结系数与竖向荷载关系的表示方法，也可以用孔隙比来表达。尹振宇等<sup>[111]</sup> 指出，对于正常固结黏土，次固结系数  $C_{\alpha e}$  与孔隙比  $e$  在双对数坐标下呈线性关系。分析了三个地区黏土在正常固结阶段  $C_{\alpha e}$  与  $e$  关系，结果如图 4-13 所示。双对数坐标下， $C_{\alpha e}$  随着孔隙比几乎呈线性降低，这也尹振宇等<sup>[111]</sup> 的研究结果吻合。试样的切割角度对  $C_{\alpha e}$  与  $e$  的关系有相当明显的影响。舟山黏土  $30^\circ$  试样的次固结系数最小；上海黏土的次固结系数随着试样切割角度的增大而逐渐降低；温州黏土，除了  $0^\circ$  试样，次固结系数随着试样切割角度的增加而增大。



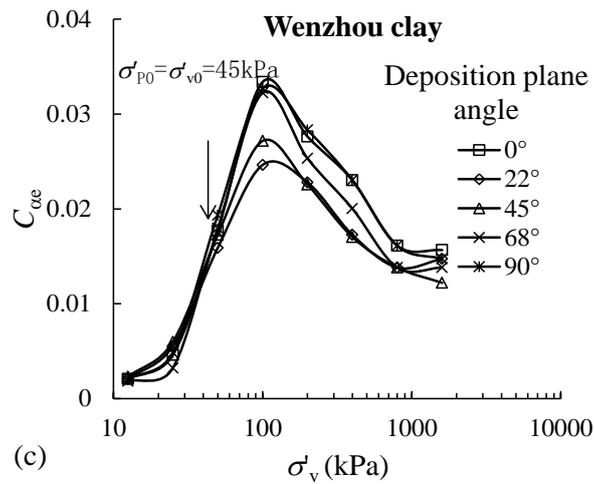
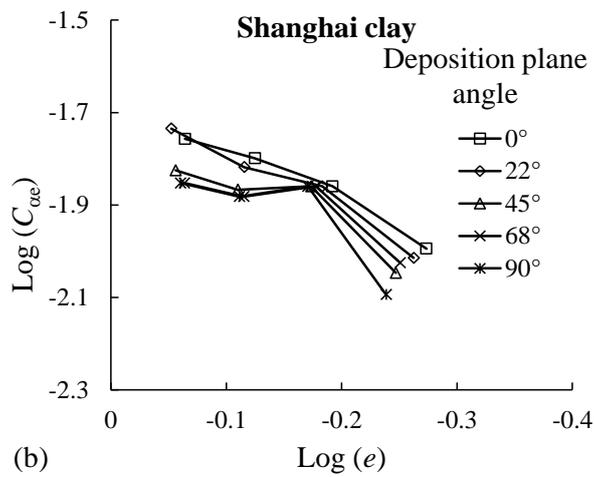
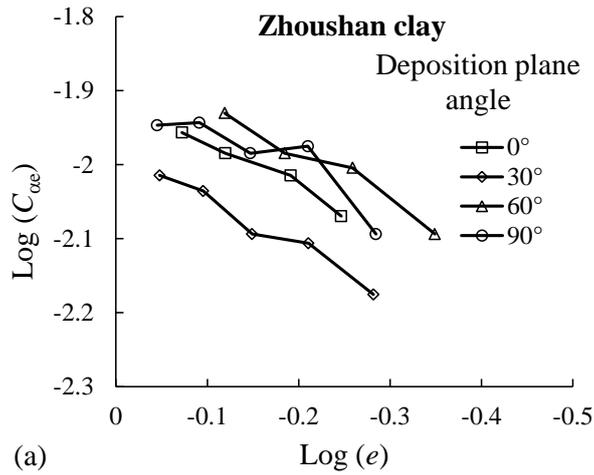


图 4-12 不同试样下角度次固结系数与竖向应力关系：(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；(c) 温州黏土

Fig.4-12 Relationship between  $C_{oe}$  and vertical stress for three clays sampled at different angles relative to their deposition planes: (a) Zhoushan clay, (b) Shanghai clay, and (c) Wenzhou clay



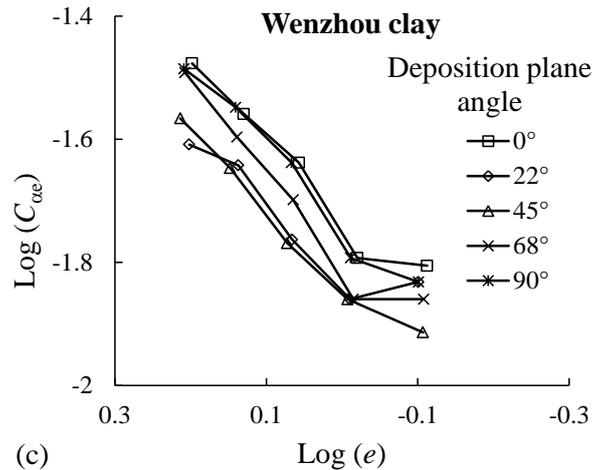


图 4-13 三个地区黏土正常固结阶段次固结系数与孔隙比关系：(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；  
(c) 温州黏土

Fig.4-13 Relationship between  $C_{\alpha e}$  and  $e$  in the normally consolidated range for three clays with different sampling angles: (a) Zhoushan clay, (b) Shanghai clay and (c) Wenzhou clay

对于每种黏土，选择次固结系数  $C_{\alpha e}$  的最大值和与竖向应力 1600 kPa 对应的值代表天然沉积黏土的蠕变特性，分别绘出两个次固结系数值与试样切割角度的关系，图 4-14a 结果表明，高塑性温州黏土的  $C_{\alpha e}$  的变化范围在 0.024~0.033 之间，低塑性的上海黏土  $C_{\alpha e}$  的变化范围为 0.014~0.018，舟山黏土  $C_{\alpha e}$  的变化范围为 0.01~0.012。从图 4-14b 可以看出，竖向应力 1600 kPa 对应的  $C_{\alpha e}$  随着试验切割角度变化较小，这与土体在较高的应力水平下，其微观结构趋于均质状态相关。

#### 4.5 应力松弛系数

根据前文流变参数统一性关系， $C_{\alpha e}/C_c$  值即为应力松弛系数  $R_\alpha$ ，图 4-15 给出了三个地区黏土所有试样的  $C_{\alpha e}$  和  $C_c$  的关系，此  $C_c$  为压缩曲线的切线值。舟山黏土的  $R_\alpha$  的范围为 0.021~0.047，平均值为 0.032。上海黏土  $R_\alpha$  的范围为 0.025~0.052，平均值为 0.036。温州黏土  $R_\alpha$  的范围为 0.018~0.047，平均值为 0.03。图 4-15 中的表同时列出了三种黏土的  $R_\alpha$  在各个方向上的平均值，并且绘成了试样角度的函数（图 4-15d）。对于三种黏土， $R_\alpha$  都是随着试样的切割角度先降后升，0° 试样和 90° 试样的  $R_\alpha$  最大，高塑性温州黏土的  $R_\alpha$  变化范围最大。

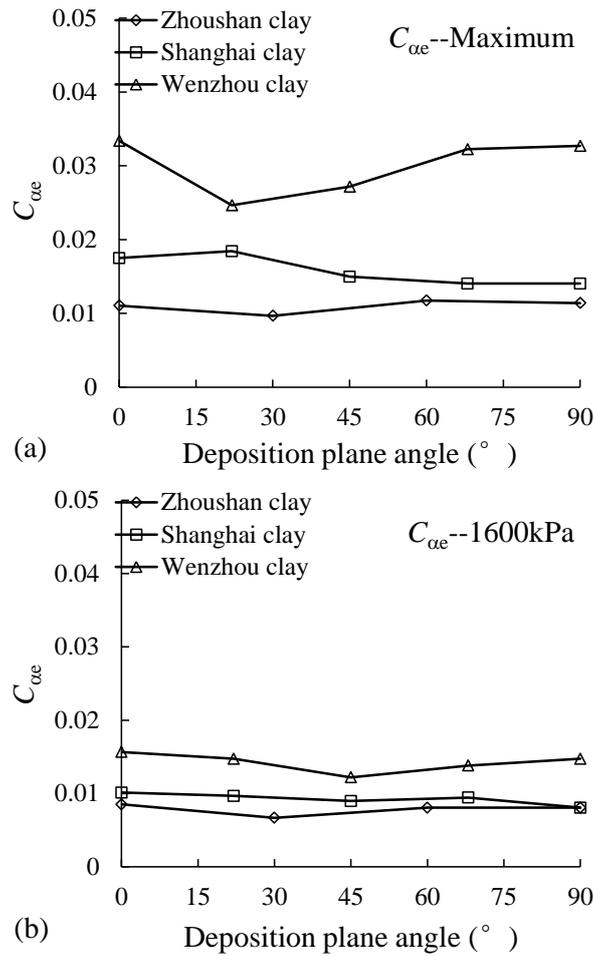
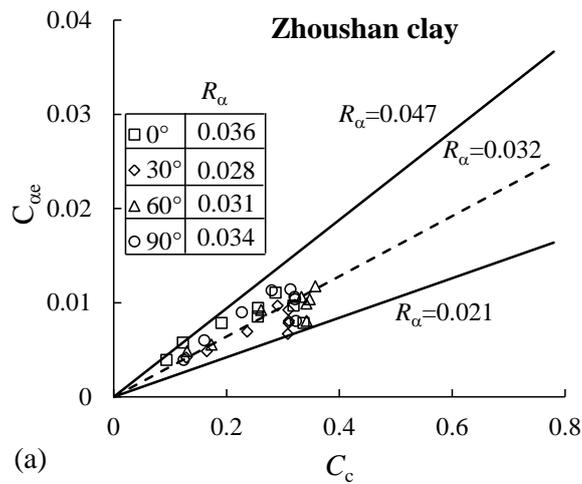


图 4-14 次固结系数与沉积面夹角关系：(a)  $C_{\alpha e}$  的最大值；(b) 1600 kPa 应力对应的  $C_{\alpha e}$   
 Fig.4-14 Relationship between  $C_{\alpha e}$  and deposition plane angle for three clays: (a) maximum  $C_{\alpha e}$ ; (b)  $C_{\alpha e}$  corresponding to a vertical stress of 1600 kPa



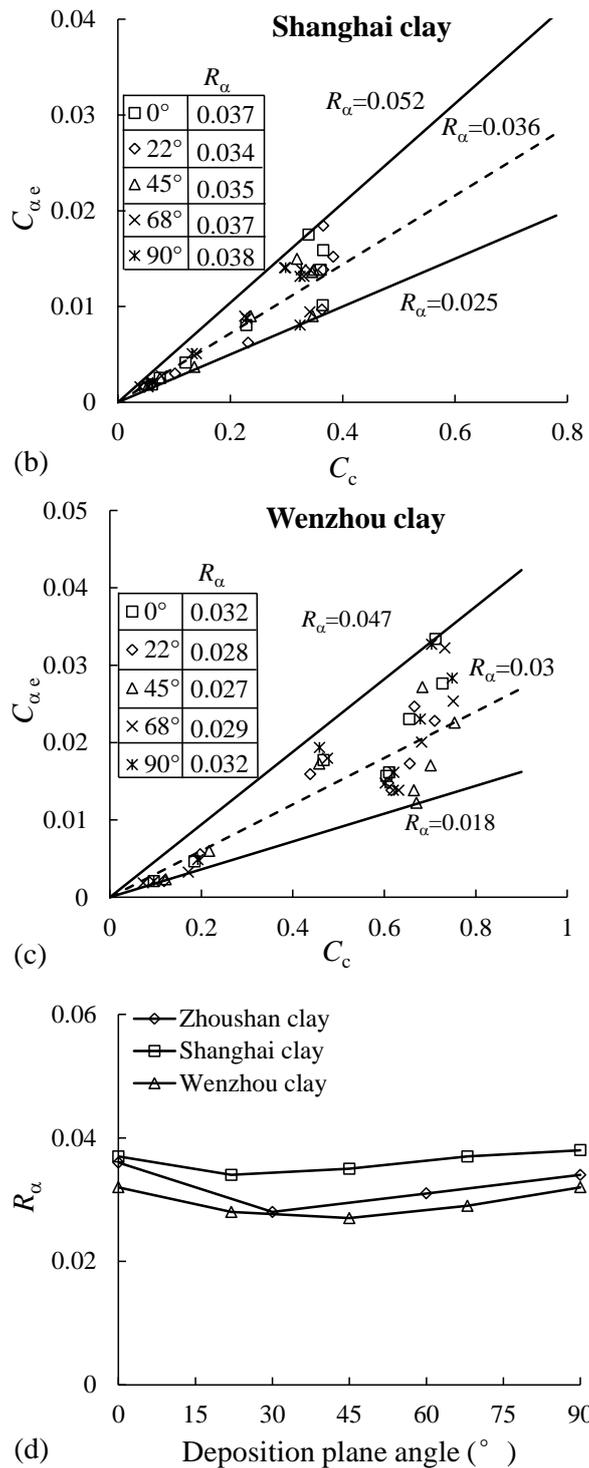


图 4-15  $C_{\alpha e}$  和  $C_c$  关系：(a) 舟山黏土；(b) 上海黏土；(c) 温州黏土；(d)  $R_\alpha$  的平均值与试样角度的关系

Fig.4-15 Relationship between  $C_{\alpha e}$  and  $C_c$  for (a) Zhoushan, (b) Shanghai and (c) Wenzhou clays; (d) average  $R_\alpha$  versus sampling angle for the three clays

综上所述, 上海黏土的屈服应力随着试样切割角度增加而逐渐降低, 不同角度下最大和最小先期固结压力值相差 17 kPa, 而舟山和温州黏土的先期固结压力变化不明显。高塑性的温州黏土次固结系数  $C_{\alpha e}$  随着试样角度变化较大, 低塑性的舟山和上海黏土的  $C_{\alpha e}$  的变化范围较小,  $C_{si}$  和  $C_k$  也具有相同规律。可以概括出土的各向异性特性对高塑性黏土更为明显。而对于各向同性压缩, Leoni 等<sup>[105]</sup>指出, 当围压达到 2~3 倍的先期固结压力时, 土的初始各向异性将会消失。此理论应用于一维蠕变试验时, 假设  $K_0 = 0.5$  (摩擦角为  $30^\circ$ ), 当竖向应力大于 1.3~2 倍的先期固结压力, 土的初始各向异性才会消失。图 4-14 展示了次固结系数最大值 (屈服前) 以及对应于 1600kPa 时 (屈服后), 其与试样角度的关系。屈服前土的各向异性特性对  $C_{\alpha e}$  的影响甚大。由于压缩指数  $C_c$  和回弹指数  $C_{sr}$  是在土体屈服后测量的, 它们随试样角度的变化较小。土初始渗透系数的演变规律也支持这个结论。

## 4.5 本章小结

本章对包括上海黏土在内的东南沿海三个地区黏土进行了一维蠕变试验, 试样与天然沉积面呈不同角度, 探讨了软黏土流变参数的各向异性特性, 主要结论:

(1) 土的各向异性特性对高塑性黏土更为明显。高塑性压缩指数  $C_c$  随着试样角度变化不明显, 高塑性的温州黏土次固结系数  $C_{\alpha e}$  随着试样角度变化较大, 同时, 低塑性的舟山和上海黏土的  $C_{\alpha e}$  的变化范围较小,  $C_{si}$  和  $C_k$  也具有相同规律。高塑性温州黏土的初始渗透系数  $k_0$  随试样角度增长速度低于低塑性舟山和上海黏土。

(2) 黏土屈服前的初始各向异性对其各向异性特性有较大影响。上海黏土、温州黏土和舟山黏土的  $C_{\alpha e}$  最大值随着试样角度变化较大, 而对应于 1600kPa 的  $C_{\alpha e}$  随试样角度变化较小。压缩指数  $C_c$  和回弹指数  $C_{sr}$  随试样角度变化较小。初始渗透系数  $k_0$  的大小与土的各向异性特性相关。此外, 试样角度对高塑性温州黏土应力松弛系数  $R_\alpha$  的影响较大, 而舟山和上海黏土的  $R_\alpha$  影响较小。基于压缩指数  $C_c$  几乎不受各向异性的影响, 从而本章对于  $C_{\alpha e}$  和  $R_\alpha$  的结论也是合理的。

## 第五章 软黏土流变参数非线性特性研究

### 5.1 引言

无论是在室内试验还是原位条件下,天然软黏土都表现出相当明显的流变特性。次固结系数是工程实践和黏塑性分析中的非常重要的参数,其除了具有各向异性特性外,还具有不可忽视的非线性特性,具体表现为黏土主固结完成以后,次变形随时间的非线性变化。目前,大多数的研究都是假设次固结系数为常数。尽管部分学者对软黏土次固结特性的非线性变化进行了讨论,但都仅限于考虑次固结系数随时间或者荷载发生改变,没有把次固结系数与黏土内在特性相关联,且都存在某种局限性。

在大量原状和重塑黏土一维流变试验基础上,定量描述次固结系数在土体正常固结阶段随土样压密和结构破坏的演变规律。采用与液限和塑限对应的次固结系数( $C_{\alpha eL}$ ,  $C_{\alpha eP}$ )作为参考值( $C_{\alpha ef}$ ),以及含水率( $w$ )和土颗粒胶结强度( $\chi$ )作为参数,建立了原状黏土的次固结系数表达函数。通过对比试验值和理论值验证了所提表达函数的有效性。

### 5.2 上海黏土的非线性流变试验特性

#### 5.2.1 原状和重塑黏土压缩特性

图 5-1 为一维固结蠕变试验所得原状和重塑上海黏土的压缩曲线。重塑土是以原状黏土的孔隙比作为参考而制作的,上海原状黏土的压缩曲线和重塑黏土的压缩曲线起点相同。由于重塑黏土有初始固结压力的影响(重塑应力为 50 kPa),在竖向压力 50 kPa 前,压缩曲线较为缓和;而当竖向压力大于 50 kPa 时,整体的压缩曲线趋向于一条直线。原状黏土有较为明显的先期固结压力拐点,竖向应力小于先期固结压力时,压缩同样较为平缓;竖向应力大于先期固结压力后,压缩曲线也近似为一直线。原状黏土的压缩曲线始终位于重塑黏土之上,在原状黏土的先期固结压力处,两条压缩曲线的差别最大,之后随着竖向应力的增加,差距逐渐缩小,这个过程伴

随着天然黏土结构性的破坏，后文会重点介绍原状黏土和重塑黏土的压缩曲线差及采用一个结构比参数来定量描述此差值。

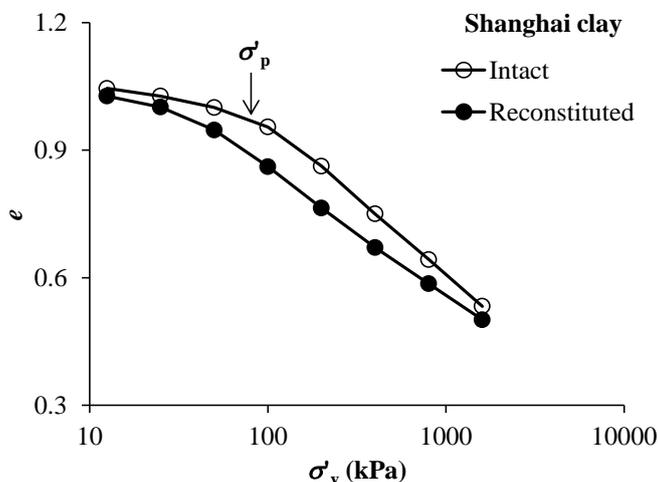


图 5-1 上海原状和重塑黏土压缩曲线

Fig.5-1 Compression curves of Shanghai natural and reconstituted clay

### 5.2.2 原状和重塑黏土流变特性

原状和重塑黏土次固结系数的发展规律与应力水平关系密切。图 5-2 描述了上海原状和重塑黏土次固结系数与竖向应力的演变规律。图示表明：对于原状黏土，当竖向应力低于屈服应力时，其次固结系数均较小，而当竖向应力稍大于屈服应力时，次固结系数急剧增大到一个峰值，随后随着应力的增加又逐渐减小；对于重塑黏土，次固结系数的变化范围较小，也有一定的规律性：竖向应力小于先期固结压力时，次固结系数随着竖向应力逐渐增长，并在竖向应力到达先期固结压力附近时达到最大值，此阶段的次固结系数值稍大于原状黏土；当竖向应力大于屈服应力时，次固结系数逐渐减小。然而，重塑黏土的次固结系数值要小于原状黏土，且在正常固结阶段，无论是原状黏土还是重塑黏土，它们的次固结系数都要随着竖向应力的增长而降低。

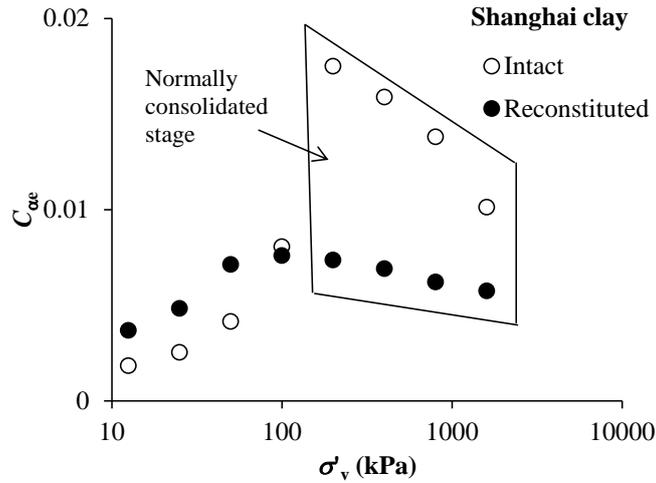


图 5-2 天然与重塑上海黏土次固结系数随固结压力的变化

Fig.5-2 Evolution of secondary compression coefficient of Shanghai natural and reconstituted clay

### 5.3 现有非线性流变分析方法

#### 5.3.1 基于时间的分析方法

为描述单一荷载作用下黏土蠕变过程中次固结系数的变化，殷建华<sup>[17]</sup>基于香港海相黏土的一维蠕变试验提出了一个非线性蠕变方程

$$C_{ae} = \frac{C_{ae0}}{1 + \frac{C_{ae0}}{V \Delta \varepsilon_{v1}} \ln \left( \frac{t_c + t_{EOP}}{t_{EOP}} \right)} \quad (5-1)$$

其中  $V = 1 + e_0$ ， $e_0$  为初始孔隙比； $C_{ae0}$  是  $C_{ae}$  的初始值； $\Delta \varepsilon_{v1}$  是蠕变临界应变控制着的减小速率； $t_{EOP}$  是主固结结束的时间； $t_c$  是蠕变的时间，等于  $t - t_{EOP}$ 。公式(5-1)包含一个恒定应力状态下随时间减小的  $C_{ae}$ 。

这个公式被 Yin 等<sup>[106]</sup>进一步发展，用蠕变体积应变速率  $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$  将公式扩展到三维蠕变模型当中，表达如下：

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \frac{C_{ae0}}{V \tau} \left( 1 + \frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{\varepsilon_{vml}^{vp}} \right)^2 \exp \left( \frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{1 + \frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{\varepsilon_{vml}^{vp}} \frac{V}{C_{ae0}}} \right) \quad (5-2)$$

其中  $\tau$  为参考时间（对于常规固结试验， $\tau = 24$  小时）； $\varepsilon_{vm}$  是对应当前平均应力  $p_m$  的体积应变； $\varepsilon_{vm}^r$  是对应  $p_m$  的参考体积应变，通过  $\varepsilon_{vm}^r = \varepsilon_{vm0}^r + (\lambda/V) \ln(p_m/p_{m0})$  计算得

到,  $p_{m0}$  为初始参考平均应力,  $\varepsilon_{vm0}$  为初始参考体积应变,  $\lambda$  为压缩指数; 临界蠕变应变  $\varepsilon_{vm}^p$  等于  $e_0/(1+e_0)$ 。最近 Kelln 等<sup>[108]</sup>用比容替代应变扩展了这一公式。所提出的公式具有不需要外加材料参数就可以描述某一应力下  $C_{ae}$  随时间减小的优点。对于常规固结试验, 公式(5-2)中包含着当前应力-孔隙比状态等于对应的参考状态时 ( $\varepsilon_{vm} = \varepsilon_{vm}^f$ ),  $C_{ae} = C_{ae0}$ 。当应力状态改变后, 由于新的  $p_m$  将会重新计算出一个参考体积应变  $\varepsilon_{vm}^f$ , 反过来  $C_{ae}$  将会随着  $\varepsilon_{vm}$  的增加而开始于一个比较大的值, 然后在  $t = \tau$  时减小到  $C_{ae0}$ , 甚至对于高压缩性土也是如此。换句话说, 蠕变公式(5-2)仅可以描述某一恒定应力下  $C_{ae}$  随时间而非线性变化的规律, 但是当应力改变后无法改变回来。例如, 就预测一个常规固结试验而言, 对于所有施加的应力大于先期固结压力后, 在  $t = \tau$  时  $C_{ae}$  总是等于  $C_{ae0}$ 。因此, 无法产生随施加应力或者土体密度而连续减小的  $C_{ae}$ 。

此外需要说明的是, 式(5-2)包含了“等时间线”、“参照时间”和“极限应变”等概念, 因此, 它只适用于基于“等时间线”体系而发展的模型, 比如 Yin 和 Graham<sup>[55, 169]</sup>的模型。

### 5.3.2 基于荷载的分析方法

Karim 等<sup>[131]</sup>提出了另外一个可以描述次固结系数非线性变化的表达式

$$C'_{ae} = C_{ae,max} \exp[-N(\bar{p}_0 - p_L)] \quad (5-3)$$

式中  $C'_{ae}$  是任意时间  $e$ - $\log t$  曲线上次固结阶段的切线次固结系数,  $C_{ae,max}$  和  $N$  是材料常数, 为正值。 $\bar{p}_0$  是先期固结压力, 其值包括了蠕变引起的先期固结压力变化, 根据 Kutter 和 Sathialingam<sup>[67]</sup>的流变模型理论

$$\bar{p}_0 = \exp\left(\frac{e_N - e - \kappa \ln p}{\lambda - \kappa}\right) \quad (5-4)$$

$p_L$  是不包括蠕变影响的先期固结压力, 可以通过修正剑桥模型计算

$$p_L = p + \frac{q^2}{pM^2} \quad (5-5)$$

式(5-4)中差值  $\bar{p}_0 - p_L$  代表由蠕变引起的先期固结压力的增长量。当  $\bar{p}_0 - p_L$  等于零时, 土体开始蠕变, 此时的蠕变值最大, 为  $C_{ae,max}$ 。 $\bar{p}_0$  由蠕变过程中产生的体积应变控制。在荷载作用下, 随着时间的发展, 土体产生越来越大的蠕变变形,  $\bar{p}_0$  也相应的逐渐增大, 进而  $\bar{p}_0$  和  $p_L$  之间的差值也会增加。同时,  $C'_{ae}$  会逐渐减小。

然而, 当应力状态改变时, 一个新的  $\bar{p}_0 - p_L$  就会产生;  $C'_{ae}$  也会重新从一个相

对较大的值开始减小。式(5-3)与式(5-2)都不能够描述次固结系数随应力或者土体密度而连续减小的特性。

### 5.3.3 基于孔隙比的分析方法

曾玲玲等<sup>[177]</sup>基于软黏土次固结阶段 $(1+e)$ 和时间 $t$ 在双对数坐标下的线性关系,定义了一个新的参数 $C_{\alpha L}$ ,为

$$C_{\alpha L} = \frac{\Delta \ln(1+e)}{\Delta \ln t} = \frac{\Delta e}{(1+e)\Delta \ln t} = \frac{C_{\alpha e}}{\ln 10(1+e)} \quad (5-6)$$

并且 $C_{\alpha L}$ 与液限孔隙比 $e_L$ 具有很好的线性关系。对于特定的土体,可以假设 $C_{\alpha L}$ 为常数。式(5-6)通过把 $e$ 作为指示变量,可以描述 $C_{\alpha e}$ 随着应力增加或者土体密度降低而连续减小的特性。然而,当次固结系数无限小的时候,就会造成孔隙比的值为负,从材料特性上来讲,这是不合理的。

综上,一个比较好的描述次固结系数非线性变化的表达式应具有以下几点特性:

- 不应该捆绑于某一个特定的 EVP (弹黏塑性) 模型,也就是说表达式可以很方便、简单地应用于所有的 EVP 模型。
- 次固结系数应该能够随着应力增加和土体密度的减小而连续性降低。
- 蠕变(应变或者变形)应该有一个极限值,即土体不可无限地被压缩以及孔隙比应该一直保持为正。

## 5.4 土体密度引起的非线性流变

### 5.4.1 重塑黏土非线性流变试验依据

为能够更加系统、更加全面和更有说服力地分析黏土的非线性特性,本章的分析不仅包括本人所做的一些常规蠕变试验结果,还包括从可查文献中广泛搜索的黏土蠕变试验结果。为消除土体结构性的影响,本节中全部试验都是基于重塑黏土。

表 5-1 给出了这些重塑黏土的物理特性和正常固结阶段次固结系数值,在不同的竖向应力范围内,次固结系数是变化的。图 5-3 为所选重塑黏土在塑性图中的分布,从图中可以看出,本节所选黏土包括低塑性黏土,高塑性无机黏土和高塑性粉土。由于孔隙比 $e$ 是土力学中描述土体特性较为常用的物理参数,且能够代表土体密度变化和土体变形,从而研究次固结系数与孔隙比的关系既简便又有一定的物理意义。

把表 5-1 所有黏土各自次固结系数随孔隙比在双对数坐标下的演化规律绘于图 5-4 中，所有结果表明  $\log(C_{\alpha e})$  和  $\log(e)$  成线性变化。此外，在每个小图中用黑色圆圈标出了液限和塑限孔隙比所在位置，以及与它们对应的次固结系数拟合值，这些会在后续研究中用到。

表 5-1 重塑黏土正常固结阶段次固结系数总结

Table.5-1 Summary of secondary compression coefficient of reconstituted clays under normally consolidated stage

黏土名称	深度 /m	$C_{\alpha e}$	$C_{\alpha e}$ 对应的应力/ kPa	$e_0$	$G_s$	$w_L$	$w_P$	$I_P$
Nanjing 黏土(1) <sup>[178]</sup>	7	0.007-0.011	25-1600	1.8	2.7	44	23	21
Nanjing 黏土(2) <sup>[178]</sup>	9	0.011-0.015	200-800	1.33	2.72	52	26	26
Wenzhou 黏土(1) <sup>[178]</sup>	4	0.013-0.021	25-1600	1.67	2.7	60	28	32
Wenzhou 黏土(2) <sup>[178]</sup>	10	0.015-0.023	50-1600	1.79	2.7	65	28	37
Lianyungang 黏土(1) <sup>[178]</sup>	4	0.023-0.039	25-1600	2.3	2.74	86	31	55
Lianyungang 黏土(2) <sup>[178]</sup>	12	0.014-0.022	50-1600	1.78	2.72	63	27	36
Shanghai 黏土(1) <sup>[179]</sup>	8.5	0.0072-0.0086	100-800	1.02	2.64	51	26.4	24.6
Haarajoki 黏土 <sup>[180]</sup>	5-15	0.0108-0.0668	40-640	2.97	2.77	88	26	62
Suurpelto 黏土 <sup>[180]</sup>	11	0.0117-0.0585	40-640	2.66	2.52	80	23	57
Vanttila 黏土 <sup>[43]</sup>	2.8	0.0212-0.0516	40-640	3.35	2.7	90	30	60
Murro 黏土 <sup>[98]</sup>	4	0.0184-0.0375	10-600	1.94	2.66	88	34	54
HKMC <sup>[106]</sup>	seabed	0.0054-0.0163	100-3200	1.5	2.66	60	28	32
Shanghai 黏土(2)*	12	0.0062-0.0076	100-1600	1.06	2.7	42.5	22.5	20
Zhoushan 黏土*	8	0.0058-0.0076	50-1600	1.07	2.72	40.7	26.7	20
Kaolin*	-	0.0058-0.0062	50-1600	1.13	2.65	40	20	20

\*所示为本文所进行的试验

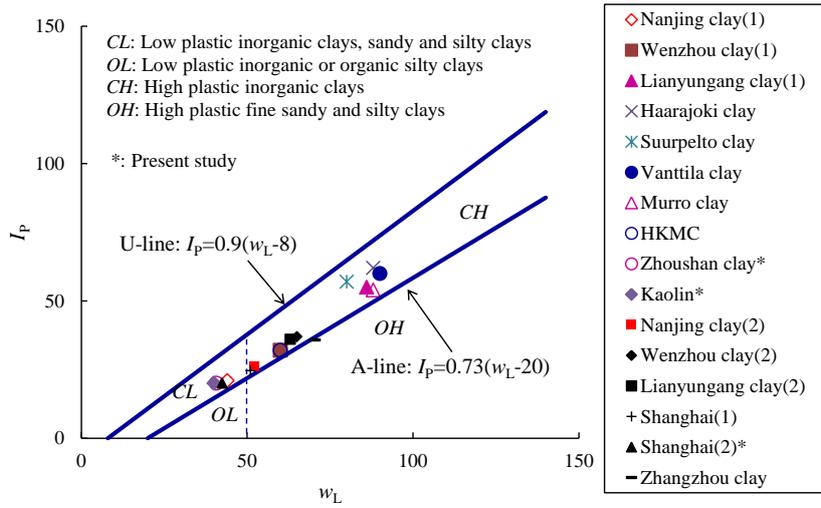
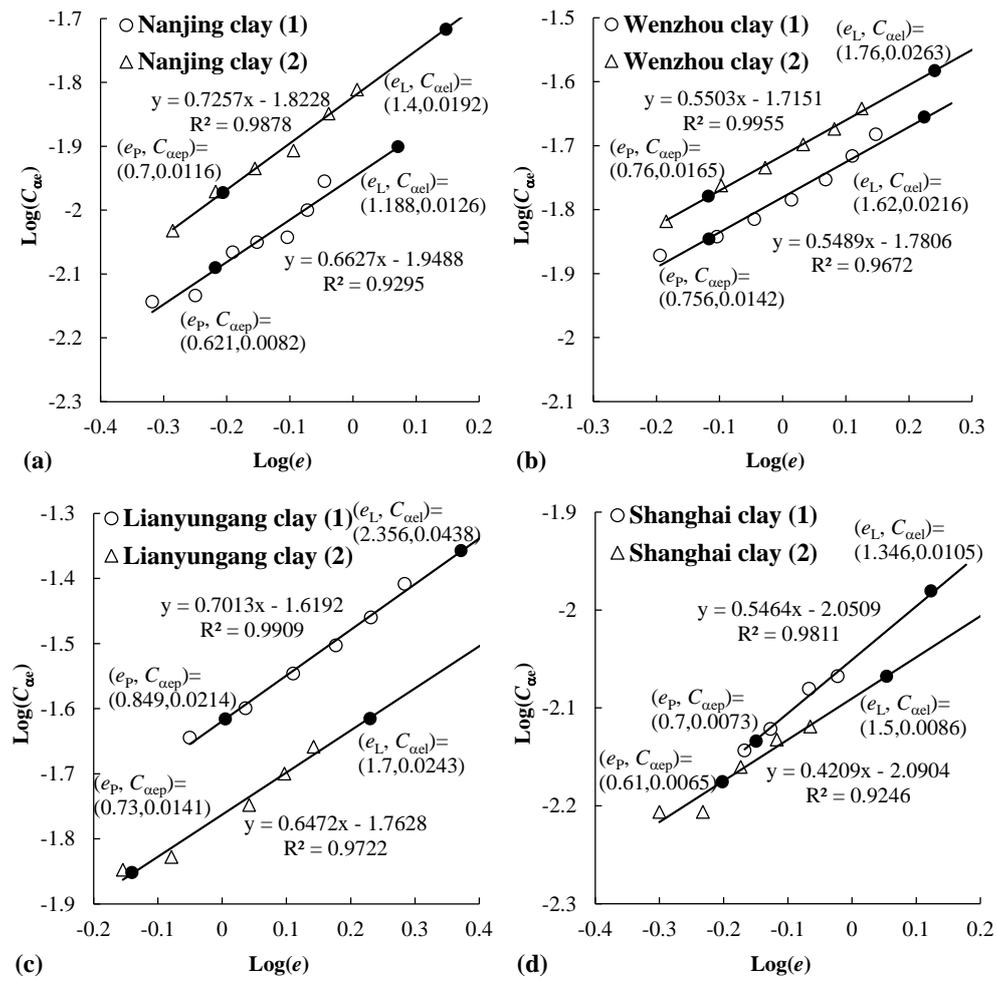
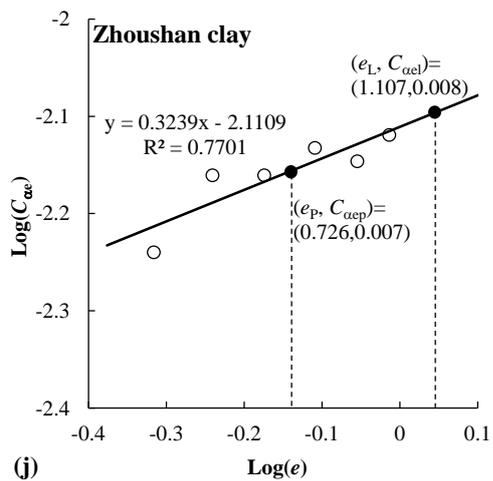
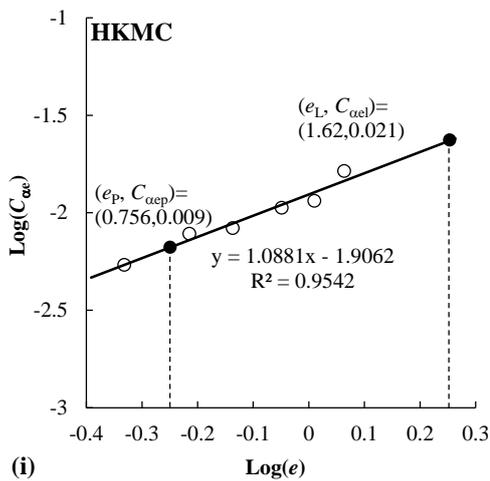
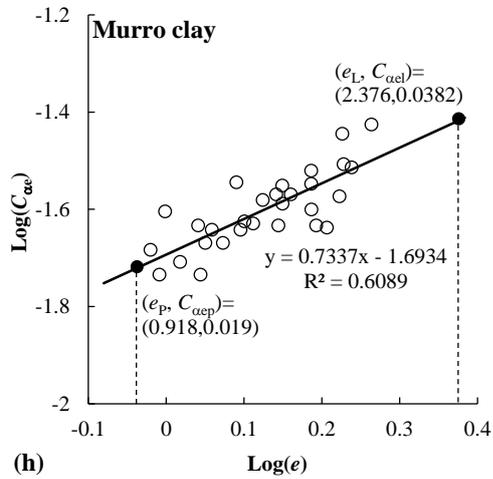
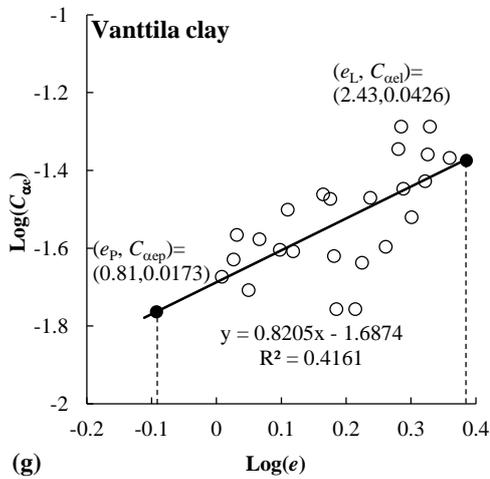
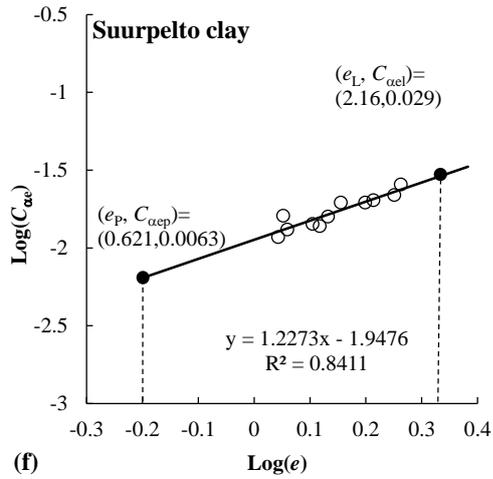
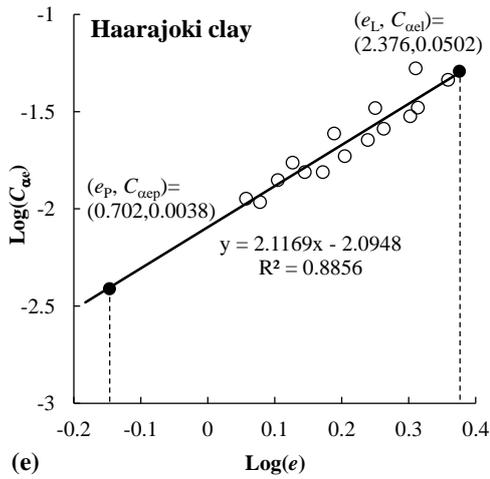


图 5-3 根据液限和塑性指数分类

Fig.5-3 Classification of soils by liquid limit and plasticity index





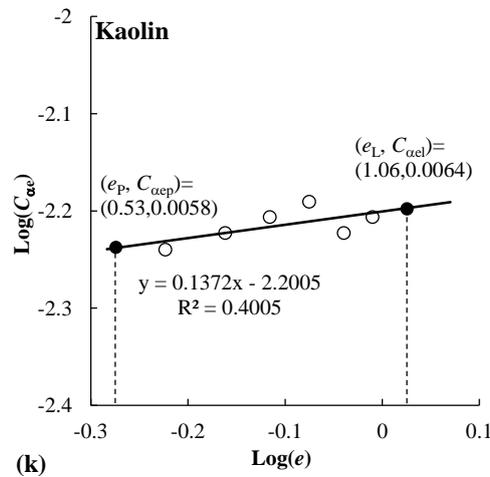


图 5-4 重塑黏土次固结系数与孔隙比在双对数坐标下关系

Fig.5-4 Secondary compression coefficient versus void ratio in double logarithmic scale for different reconstituted clays

#### 5.4.2 密度相关的非线性方程

基于图 5-4 所示的分析结果, 可以采用 Yin 等<sup>[111]</sup>基于 Finnish 黏土提出的非线性方程

$$\frac{C_{ae}}{C_{aef}} = \left( \frac{e}{e_f} \right)^m \quad (5-7)$$

式中  $C_{aef}$  和  $e_f$  分别为参考次固结系数和与之对应的孔隙比, Yin 等的研究中使用  $e_0$  作为参考孔隙比;  $m$  是土体材料参数, 代表  $\log(C_{ae})-\log(e)$  中曲线的斜率, 可以直接测量得到。需要指出的是, 对于常规条件下  $C_{ae}$ , 不可避免的是当时间无限延伸时, 从数学的角度会产生一个负的孔隙比。方程(5-7)中孔隙比只会无限接近于 0, 同时一直保持为正值。

参考点( $C_{aef}$ ,  $e_f$ )可以根据数据点选取的难易程度任意选取, 选取一些特殊点会更有意义和说服力。液限和塑限所对应的孔隙比( $e_L$  和  $e_P$ )经常被用于建立土体压缩特性方程, 且可以通过液限和塑限 ( $w_L$  和  $w_P$ ) 很简单的计算得到。在  $\log(C_{ae})-\log(e)$  中, 可以选用液限或者塑限孔隙比作为参照孔隙比。基于图 5-4,  $C_{aeL}$  和  $C_{aeP}$  可以通过拟合方程计算得到, 方程(5-7)可以写为

$$C_{ae} = C_{aeL} \left( \frac{e}{w_L G_s} \right)^m \quad \text{or} \quad C_{ae} = C_{aeP} \left( \frac{e}{w_P G_s} \right)^m \quad (5-8)$$

## 5.5 土体结构性引起的非线性流变

### 5.5.1 结构性参数的定义

黏土的压缩曲线有一个共性：原状土压缩曲线位于重塑土之上，具有明显的屈服应力拐点；当应力低于屈服应力时，原状土压缩变形与土结构性无关，土的压缩性很小；当应力大于屈服应力时，孔隙比急剧减小，压缩性显著增大，且大于重塑土的压缩性；当应力继续增大，原状土压缩曲线将趋近于重塑土，这时可以认为结构破坏近乎殆尽，如图 5-1 所示。为更好地描述黏土的结构性对次固结系数的影响，此压缩共性可由示意图 5-5 来描述。原状土的压缩曲线与重塑土的压缩曲线或其延伸线相交于  $(\sigma_{pi0}, e_{pi0})$ ；定义重塑土  $e-\ln(\sigma)$  曲线斜率为  $\lambda_i$ ； $\sigma_{p0}$  为原状土的屈服应力； $\sigma_v$  为当前应力。当  $\sigma_v$  从  $\sigma_{pi0}$  变化到  $\sigma_{p0}$  过程中，原状土表现出弹性压缩，此阶段  $e-\ln(\sigma)$  曲线斜率为  $\kappa$ ；当  $\sigma_v$  超过  $\sigma_{p0}$ ，原状土开始产生塑性变形，假设  $\sigma_v$  增大到一定大小时，对应的原状土塑性孔隙比变化量为  $\Delta e^p$ 。对于重塑土要产生同样大小的  $\Delta e^p$ ，其应力状态需要从  $\sigma_{pi0}$  变化到  $\sigma_{vi}$ （图 5-5）。

由图 5-5 可定义反应原状黏土和重塑土关系的结构性变量  $\chi_0$ ，表达式为

$$\chi_0 = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{pi0}}{\sigma_{pi0}} \quad (5-9)$$

式中， $\chi_0$  即为“结构比”参数  $\chi$  的初始值，其物理意思近似于土的灵敏度。如图 5-5 所示，当产生塑性应变  $\Delta e^p$  时， $\chi$  从  $\chi_0$  值开始减小，表达为

$$\chi = \frac{\sigma_v - \sigma_{vi}}{\sigma_{vi}} \quad (5-10)$$

按照上述“结构比”定义，测量了国内多地区天然黏土的  $\chi$  与  $\Delta e^p$  的关系。如果把结构比变量  $\chi$  归一化，便可以得到原状黏土的  $\chi/\chi_0$  与  $\Delta e^p$  关系，其中四个地区黏土如图 5-6。随着塑性孔隙比变化量  $\Delta e^p$  的增加， $\chi$  逐渐减小，并最终趋向于 0。在天然软黏土的常规试验中，黏土屈服之后的压缩曲线形状与土体结构逐渐破坏相关。在一维压缩过程中， $\chi/\chi_0$  和  $\Delta e^p$  可一一对应。并可用指数函数的形式表达：

$$\chi = \chi_0 e^{-\zeta \frac{\Delta e^p}{1+e_0}} \quad (5-11)$$

式中  $\zeta$  为控制土体结构破坏速率的参数。同时研究也表明，天然黏土的  $\zeta$  值变化范围为 3.2~30。根据结构比的定义，计算得本文所用上海原状黏土的初始结构比为 0.5。

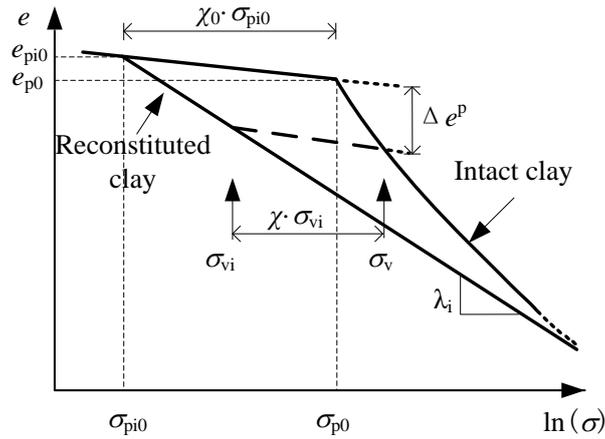


图 5-5 天然黏土原状与重塑土样一维压缩关系

Fig.5-5 Schematic plot for 1D compression behavior of intact and reconstituted clay samples

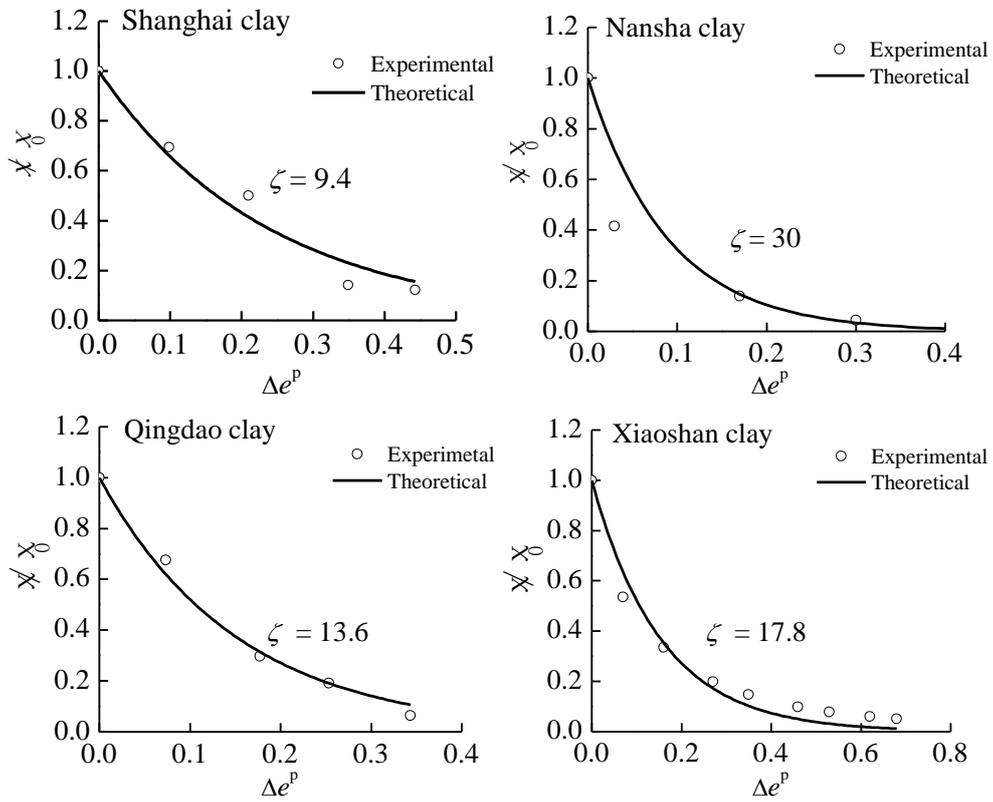


图 5-6 天然黏土结构性参数与塑性孔隙比变化量关系

Fig.5-6 Relationship between bonding ratio with plastic void ratio increment for soft natural clays

### 5.5.2 原状黏土非线性流变试验依据

Mesri 和 Goldleski<sup>[21]</sup>通过对比原状和重塑土的一维固结试验,发现次固结系数与土体材料的应力历史相关。如图 5-7 所示,对原状土而言,随着竖向压力的增大,次固结系数逐渐增长,达到一个峰值后,再逐渐降低,而重塑土的次固结系数随荷载的增大变化较小。原状黏土的正常固结阶段,次固结系数逐渐减低,最终无限靠近与重塑土的次固结系数值。国内学者曾玲玲等<sup>[22, 181, 182]</sup>对温州黏土,连云港黏土和南京黏土的重塑土与原状土的一维固结试验结果也验证了原状黏土次固结系数演变的演变规律。张先伟等<sup>[183]</sup>对漳州黏土试验,吴宏伟等<sup>[25]</sup>基于上海土的试验也都验证了此结论。表 5-2 总结了文献中可供查阅的原状黏土蠕变试验结果,可以看出,对应于正常固结阶段,相较于重塑黏土,原状黏土的次固结系数变化范围相当大。

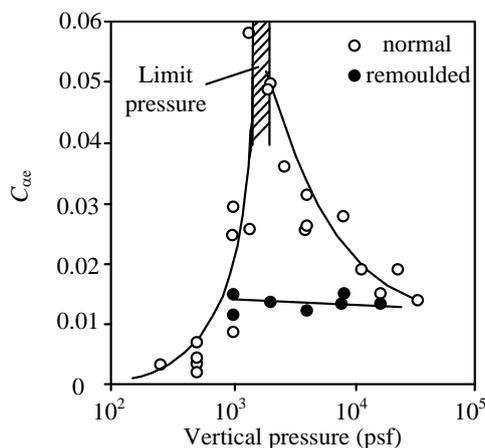


图 5-7 次固结系数与竖向应力关系

Fig.5-7 Secondary compression coefficient versus vertical stress

可以看出,原状黏土正常固结阶段次固结系数演化规律与上一节中结构比参数的演化有相似之处。基于此,下文中将尝试从结构比参数的角度分析原状黏土的次固结系数演化规律。

表 5-2 原状黏土正常固结阶段次固结系数总结

Table.5-2 Summary of secondary compression coefficient of intact clays under normally consolidated stage

黏土	深度 /m	$C_{ae}$	$C_{ae}$ 对应的应力/ kPa	$e_0$	$G_s$	$w_L$	$w_P$	$I_P$	$\chi_0$
Murro 黏土 <sup>[98]</sup>	4	0.0163-0.0363	100-1600	2.39	2.66	88	34	54	22.3
Vanttila 黏土 <sup>[43]</sup>	2.8	0.024-0.058	75-1200	3.4	2.7	90	30	60	35.2
Zhangzhou 黏土 <sup>[183]</sup>	1.9	0.025-0.018	100-1600	1.91	2.74	70.5	34.7	35.8	8
Nanjing 黏土(1) <sup>[178]</sup>	7	0.009-0.019	200-1600	1.14	2.7	44	23	21	3.3
Nanjing 黏土(2) <sup>[178]</sup>	9	0.0152-0.0291	200-800	1.31	2.72	52	25.9	26.1	9.7
Wenzhou 黏土 <sup>[178]</sup>	4	0.021-0.049	200-1600	1.73	2.7	60	28	32	13.1
Wenzhou 黏土 <sup>[178]</sup>	10	0.016-0.040	200-1600	1.79	2.7	65	28	37	14.5
Lianyungang 黏土 <sup>[178]</sup>	4	0.024-0.055	100-800	2.2	2.74	80	31	49	8.6
Lianyungang 黏土 <sup>[178]</sup>	12	0.016-0.032	200-1600	1.78	2.72	63	27	36	9
Shanghai 黏土(2)*	12	0.01-0.017	200-1600	1.06	2.7	42.5	22.5	20	13.1
Shantou 黏土 <sup>[23]</sup>	4.5	0.0442-0.009	100-1600	2.65	2.67	-	-	33	-
Guangzhou 黏土 <sup>[184]</sup>	5	0.009-0.0076	50-100	1.25	2.7	47.5	23.5	24	-
Pusan 黏土 <sup>[176]</sup>	-	0.1266-0.0111	320-1280	0.53-2.1	-	50-68		28-45	-
Bothkennar 黏土 <sup>[154]</sup>	5.2	0.0454-0.0212	100-1600	-	2.65	85	37	48	-
Bethville 黏土 <sup>[42]</sup>	3.2-3.5	0.023-0.115	51-135	1.73	-	46	22	24	-
Bastican 黏土 <sup>[18]</sup>	7.3	0.101-0.0092	90-151	1.92	-	43	22	21	-
Ottawa 黏土 <sup>[16]</sup>	-	0.0852-0.0092	200-2700	-	-	58	25	33	-
Leda 黏土 <sup>[21]</sup>	-	0.0576-0.0128	30-685	-	2.74	57-60	22-27	-	-
Mexico 黏土 <sup>[21]</sup>	38-45	0.315-0.083	80-685	-	2.35	500	150	350	-
New Haven 黏土 <sup>[21]</sup>	6-26	0.1135-0.0493	25-380	-	2.68	79-97	39-50	-	-
St-Herblain 黏土 <sup>[109]</sup>	5.7	0.193-0.020	132-515	2.29	-	96	54	42	-

图 5-8 示意了原状和重塑黏土的压缩曲线, 压缩曲线的形状及一些基本参数的定义与图 5-5 完全相同。图中的方形点对应着在不同的固结压力作用下, 原状和重塑黏土的孔隙比。其中, 原状黏土曲线上方形 A 点对应于竖向应力  $\sigma_v$ , 相同的非弹性变形  $\Delta e^p$ , 重塑黏土曲线上对应的位置为圆形点 C。需要说明的是, 如果没有土的结构性的破坏, 当产生  $\Delta e^p$  的非弹性变形时, 竖向应力  $\sigma_v$  就会达到 B 点, 然而, 真实情况是结构比从初始值  $\chi_0$  ( $\sigma_{p0}/\sigma_{p0}-1$ ) 已经降低至  $\chi$  ( $\sigma_v/\sigma_{vi}-1$ )。

类似的, 对应着非弹性变形  $\Delta e^p$ , 假设原状黏土和重塑黏土次固结系数之间的差值也是由于土体结构破坏引起的, 定义原状黏土 (比如 A 点) 和重塑黏土 (比如 C

点) 的次固结系数分别为  $C_{ae}(I)$  和  $C_{ae}(R)$ 。由黏土结构比  $\chi$  而引起的额加的次固结值可以表示为

$$\Delta C_{ae} = C_{ae}(I) - C_{ae}(R) \quad (5-12)$$

$C_{ae}(R)$  可以看作是原状黏土次固结系数随着结构比演化的参考值。

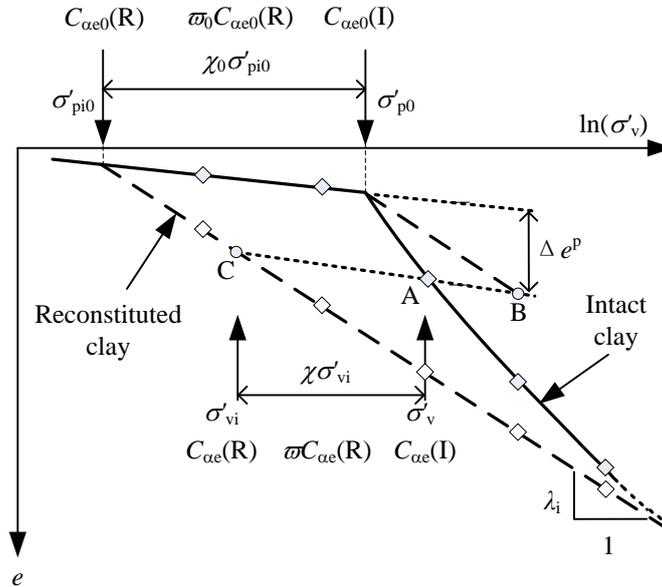


图 5-8 定义结构性与重塑黏土的次固结系数

Fig.5-8 Defination of secondary compression coefficient for intact and reconstituted clays

### 5.5.3 结构性相关的非线性方程

为了调查土体结构性对次固结系数的贡献，应该同时对具有相同物理力学性质的原状黏土和重塑黏土进行一维固结蠕变试验。由于同时研究结构性和重塑黏土蠕变特性的试验较少，本文在广泛调查文献的基础上，总结了 10 种不同类型黏土的原状和重塑土的蠕变试验结果（表 5-2 中前 10 种黏土，包括本文中第四章研究的上海黏土），这 10 种原状黏土在塑性图中的分布与前文重塑土一并绘于了图 5-3。

对于原状黏土，通过测量  $e-\log t$  的斜率，可以很方便直接的测量出黏土正常固结阶段各个应力下的次固结系数值  $C_{ae}(I)$ 。同时，根据图 5-8 中结构参数的定义，通过对比重塑黏土的压缩曲线，也可以很简便地计算出相应的结构比  $\chi$  的值。需要注意的是，由于在相同的塑性变形条件下，与图中 A 点对应的重塑土曲线上 C 点位置并不一定是重塑土的试验荷载点。因此，C 点处的次固结值  $C_{ae}(R)$  是通过拟合方程(5-7)，用 C 点对应的孔隙比计算得到。采用这种计算方法，测量出了 10 种黏土的次固结系数  $C_{ae}(I)$  和参照次固结值  $C_{ae}(R)$ ，并绘出了它们与结构比  $\chi$  的关系（图 5-9）。从图中

可以看出,  $C_{\alpha e}(I)$ 与结构比的对数呈线性关系, 结构比越小, 次固结系数也相应减小。因此, 基于前文结构比的定义方法和概念, 通过引入一个参数 $\varpi$ 表示土体结构性对次固结系数的影响, 得到

$$\varpi = \frac{C_{\alpha e}(I)}{C_{\alpha e}(R)} - 1 \quad \text{或} \quad \varpi = \frac{\Delta C_{\alpha e}}{C_{\alpha e}(R)} \quad (5-13)$$

参数 $\varpi$ 与结构比 $\chi$ 类似, 是始终为正值的材料参数。为探索参数 $\varpi$ 和结构比 $\chi$ 之间的关系, 计算了所选黏土在正常固结阶段所有的 $\varpi$ 值, 并且绘出了 $\varpi$ 与 $\chi$ 的关系, 如图 5-10 所示。拟合结果表明,  $\varpi$ 可以很好用  $\log(\chi/\chi_0)$ 来表示, 除了 Murro 黏土的判定系数  $R^2=0.8857$  低于 0.9 外, 其它 9 种黏土的判定系数全部大于 0.9, 从而 $\varpi$ 可以表示为

$$\varpi = n \log \left( \frac{\chi}{\chi_0} \right) + \varpi_0 \quad (5-14)$$

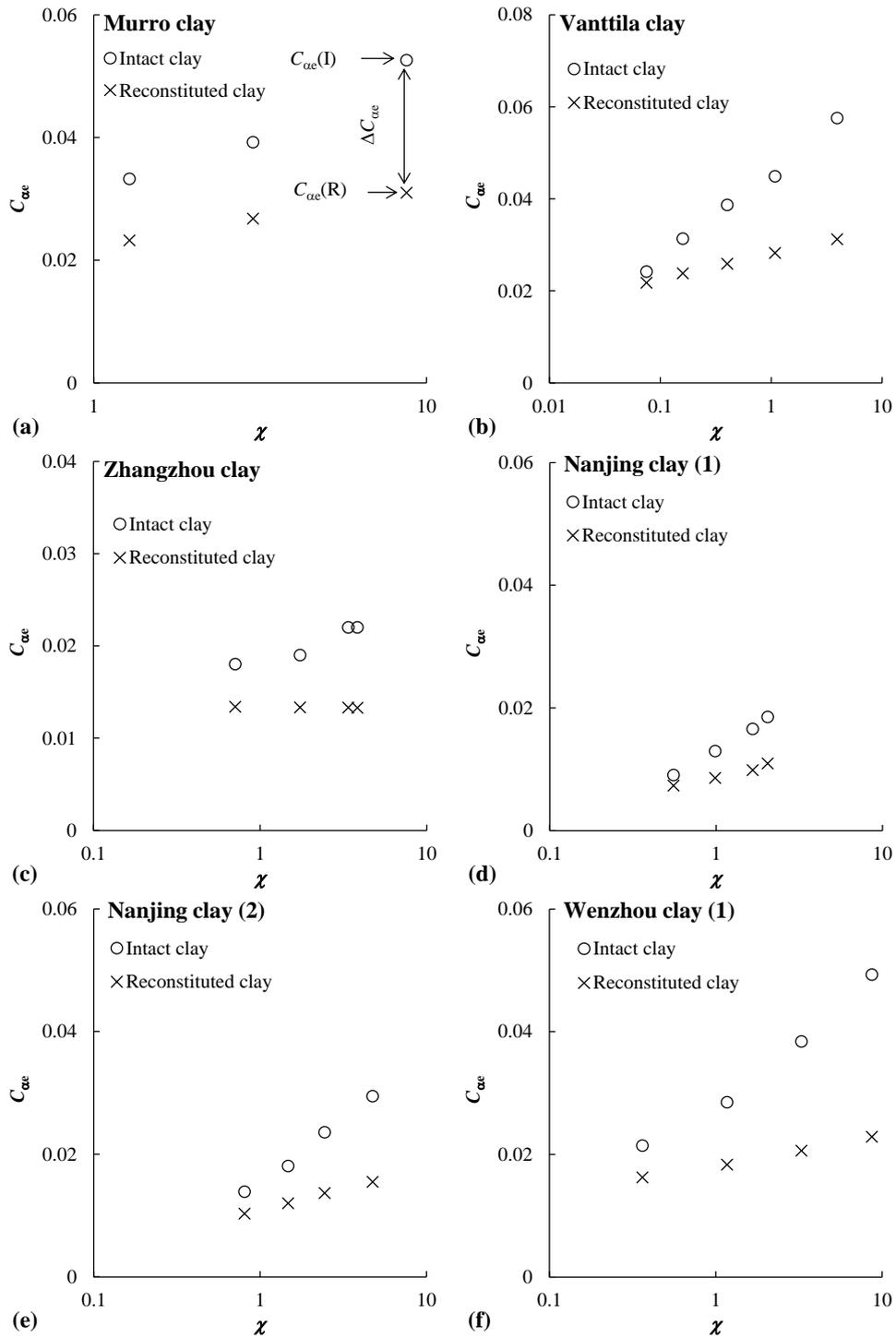
式中  $n$  为材料参数, 代表  $\varpi-\log(\chi/\chi_0)$  曲线的斜率;  $\varpi_0$  是  $\varpi$  的初始值, 它对应于  $\chi_0$ 。随着应变的增加, 结构比逐渐降低,  $\varpi$  也相应的逐渐减小, 当土体结构趋向于全部破坏时,  $\varpi$  的值也逐步向 0 趋近。

把方程(5-14)和(5-8)代入(5-13), 可以得到基于重塑黏土的原状黏土次固结系数表示方法

$$C_{\alpha e} = \left( n \log \left( \frac{\chi}{\chi_0} \right) + \varpi_0 + 1 \right) C_{\alpha ef} \left( \frac{e}{e_f} \right)^m \quad (5-15)$$

方程(5-15)表明, 原状黏土的次固结系数与材料参数  $C_{\alpha ef}$ 、 $e_f$ 、 $m$ 、 $\chi_0$ 、 $\varpi_0$ 、 $n$  和当前状态变量  $\chi$ 、 $e$  相关。前文方程(5-7)已经表明, 液限与塑限孔隙比 ( $e_L$ 、 $e_P$ ) 可以作为参考孔隙比 ( $e_f$ ); 另外, 液限与塑限孔隙比对应的次固结系数 ( $C_{\alpha eL}$ 、 $C_{\alpha eP}$ ) 用于  $C_{\alpha ef}$  (图中标出了液限和塑性孔隙比以及各自对应的次固结系数)。材料参数  $C_{\alpha ef}$ 、 $e_f$  和  $m$  可以从重塑黏土试验结果确定, 同时, 材料参数  $\chi_0$ 、 $\varpi_0$  和  $n$  可以从重塑黏土和原状黏土的对比试验结果中确定。尽管有 6 个材料参数, 需要看到的是, 它们都具备明确的物理意义, 且能够从常规固结试验结果中直接测量得到, 使用较为简单且方便。

实际上, 方程(5-15)也通过加载速率系数 $\beta$ 和应力松弛系数  $R_\alpha$ 来表示, 参考次固结系数  $C_{\alpha ef}$  可以采用 $\beta$ 和  $R_\alpha$ 通过第三章提出的流变参数统一性关系计算得到。



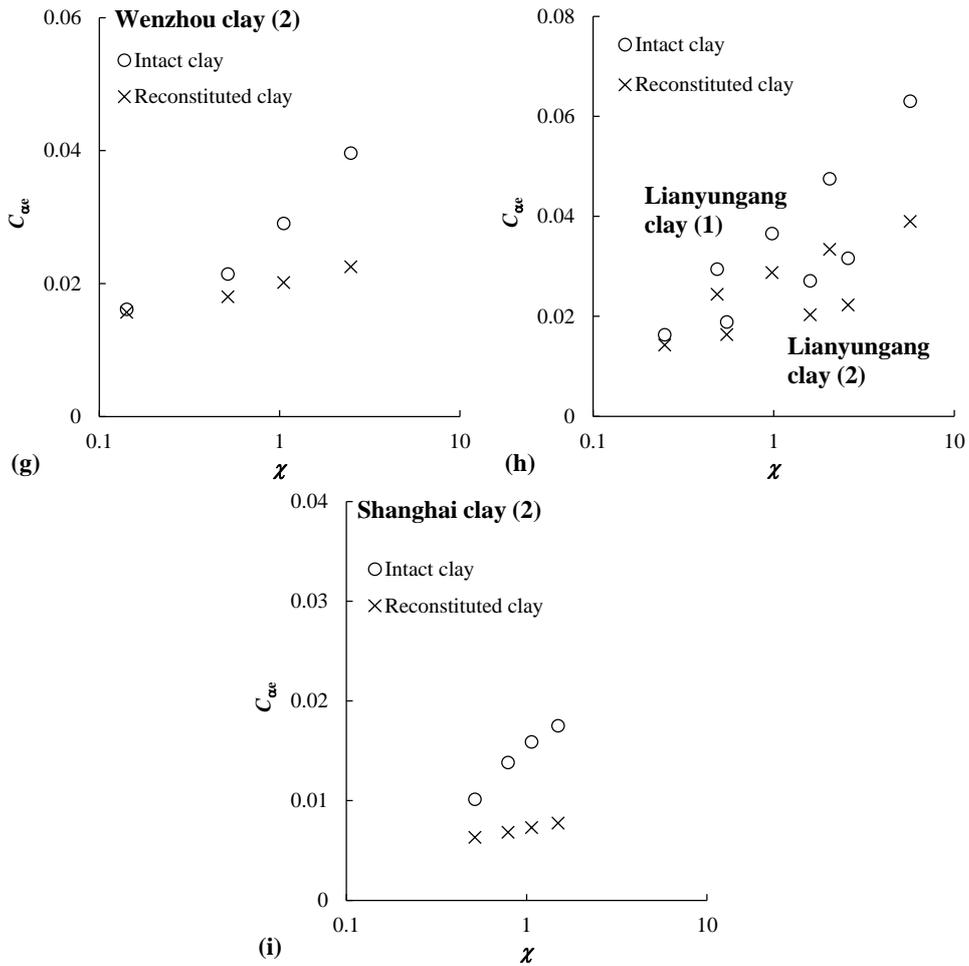
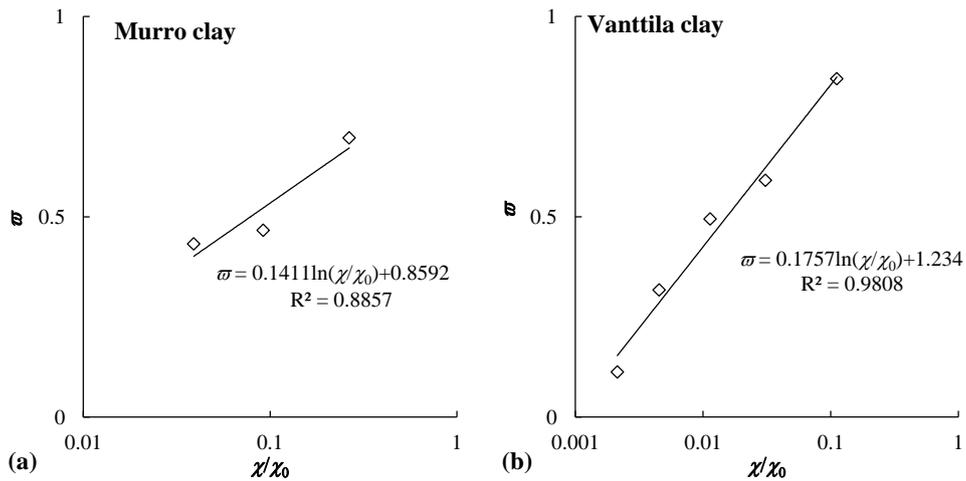
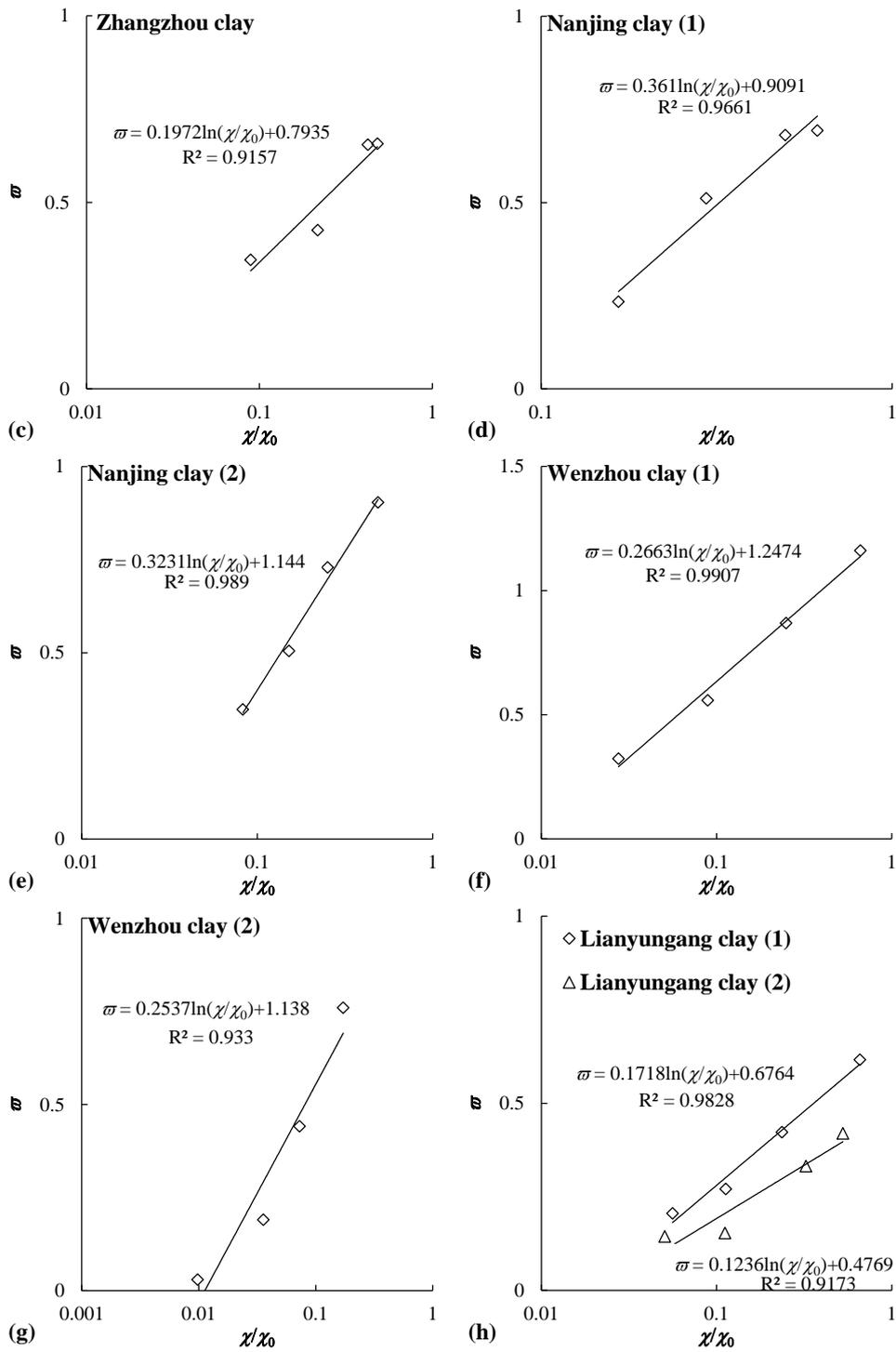


图 5-9 结构性和重塑黏土次固结系数与结构比关系

Fig.5-9 Secondary compression coefficient of intact and reconstituted clays versus bonding ratio  $\chi$





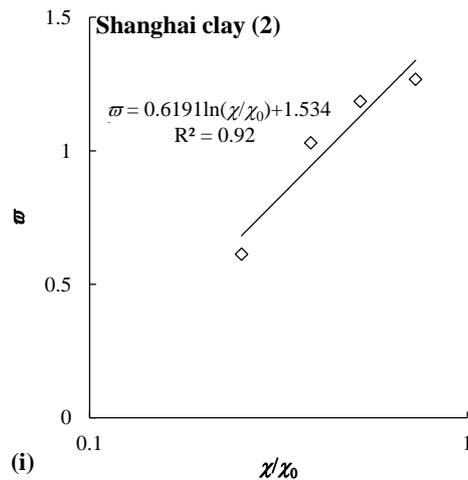


图 5-10 土体结构引起的次固结与归一化的结构比关系

Fig.5-10 Inter-particle bonding induced secondary compression versus normalized bonding ratio

## 5.6 非线性方程的验证

### 5.6.1 液塑限拟合方程参数

#### (1) 参考次固结系数

Nakase 等<sup>[185]</sup>通过调查研究 16 种重塑黏土，得出次固结系数可以用塑性指数线性表示的结论。Suneel 等<sup>[176]</sup>广泛调查 Korean 沿海四个地区不同深度原状土的次固结系数后，使用黏土的黏塑性物理参数拟合了各级荷载作用下的最大次固结系数，并得出其可以用基于原状土体初始孔隙率的一个非线性方程来表示。殷建华<sup>[186]</sup>研究了四种由不同比例香港土黏粒和石英砂混合的黏土的力学特性，同样得出次固结系数可以用土体的塑性指数描述的结论。曾玲玲等<sup>[177]</sup>通过研究我国江苏省三个地区重塑黏土的次固结特性，通过变量转换，得出了一个由液限孔隙比和当前孔隙比共同表达的次固结系数方程。这些拟合方程的具体形式和使用范围见表 5-3。表中前三个拟合公式是假设黏土的次固结系数为固定值，这显然是不切合实际的。另外，表 5-3 中最后一个公式的问题在于当  $C_{\alpha e}$  无限趋近于零时，孔隙比会趋近于-1，显然这也是不符合土体物理特性的。

表 5-3 次固结系数拟合公式

Table.5-3 Correlations of secondary compression coefficient

拟合公式	适用范围	参考文献
$C_{\alpha e} = 0.00168 + 0.00033I_p$	重塑黏土	Nakase 等 <sup>[185]</sup>
$C_{\alpha e} = \frac{n_0}{73260.07 - 1282.05n_0}$	原状黏土	Suneel 等 <sup>[176]</sup>
$C_{\alpha e} = 0.000369I_p - 0.00055$	重塑黏土	Yin <sup>[186]</sup>
$C_{\alpha e} = (-0.0067 + 0.0115e_L - 0.0016e_L^2)(1+e)$	重塑黏土	曾玲玲等 <sup>[177]</sup>

采用本文中次固结系数非线性表示方法,选择表 5-1 中所列出的 15 种重塑黏土,调查了它们各自的液限和塑限孔隙比对应的次固结系数与土体液塑限的关系,图 5-11a 和 b 为  $C_{\alpha eL}$  与液塑限关系图。由于判定系数  $R^2$  是用于判断回归分析模型拟合程度的一个指标,因此这里采用  $R^2$  作为拟合公式优劣的评判标准。从图中可以看出,用土体液限拟合  $C_{\alpha eL}$  的方程的判定系数 ( $R^2 = 0.9336$ ) 大于液限和塑限共同拟合的情况 ( $R^2=0.9247$ ),从而可以得到  $C_{\alpha eL}$  的表达式为

$$C_{\alpha eL} = 0.0007w_L - 0.0223 \quad (5-16)$$

采用同样的方法,用土体液塑限也拟合了塑性孔隙比对应的次固结系数  $C_{\alpha eP}$ ,图 5-11c 为塑限拟合的结果,图 5-11d 为液限和塑性指数拟合的三维结果。对比两个拟合结果,采用判断系数  $R^2$  最大值的三维拟合结果 ( $R^2 = 0.6913$ ),从而

$$C_{\alpha eP} = 0.0013w_L - 0.0013I_p - 0.0209 \quad (5-17)$$

通过对比上述两个方程(5-16)和(5-17),  $C_{\alpha eL}$  的拟合公式的判定系数远大于  $C_{\alpha eP}$  的拟合结果。因此,选择  $C_{\alpha eL}$  作为方程(5-7)和(5-15)中的参考次固结系数 ( $C_{\alpha ef}$ ) 是更为合理的。

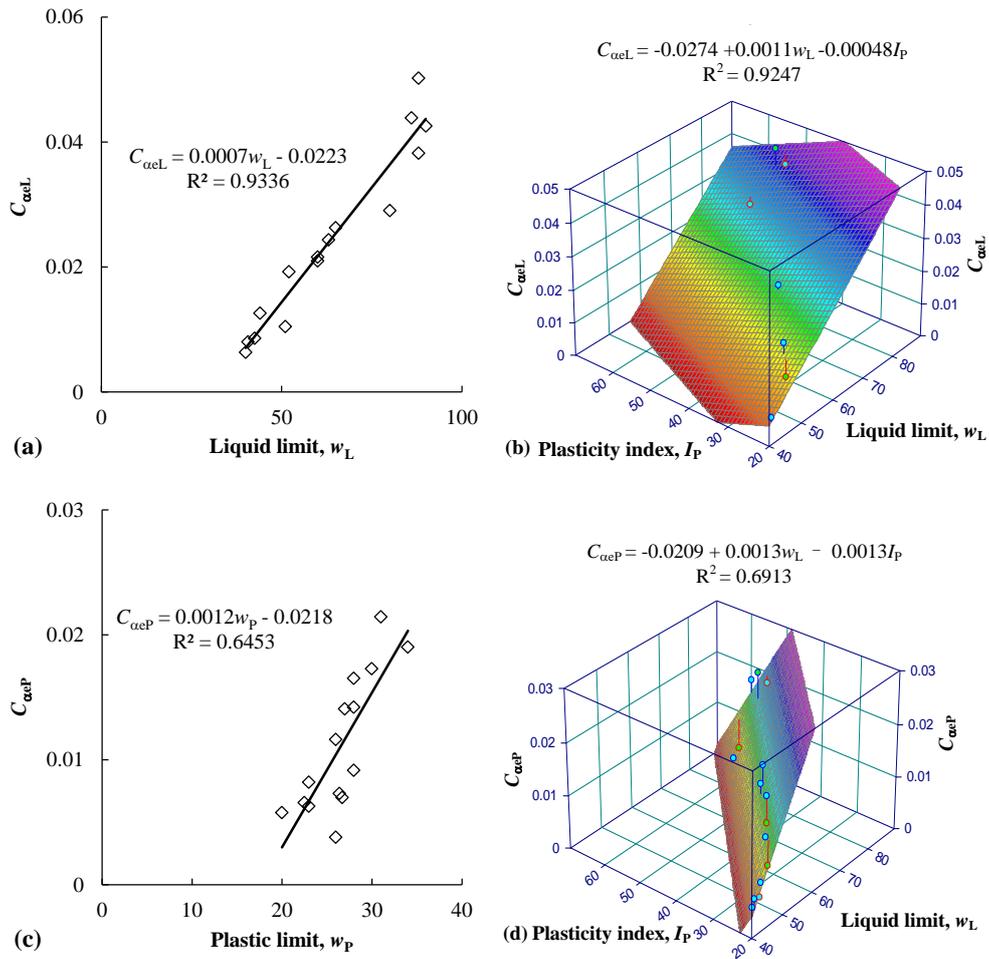


图 5-11 参考次固结系数与液塑限关系: (a)  $C_{aeL}-w_L$ ; (b)  $C_{aeL}-w_L-I_P$ ; (c)  $C_{aeP}-w_P$ ; (d)  $C_{aeP}-w_L-I_P$   
 Fig.5-11 Relationship between reference secondary consolidation coefficients and Atterberg limits: (a)

$C_{aeL}-w_L$ ; (b)  $C_{aeL}-w_L-I_P$ ; (c)  $C_{aeP}-w_P$ ; (d)  $C_{aeP}-w_L-I_P$

(2) 参数  $m$

材料参数  $m$  代表双对数坐标下次固结系数随孔隙比减小的速率, 尹振宇<sup>[111]</sup>指出  $m$  可以用黏土的塑限的指数函数来表示

$$m = 28.108 \exp(-0.1104\omega_p) \tag{5-18}$$

需要说明的是, 式(5-18)是基于五种芬兰重塑黏土得到的, 而在本文中, 15 个黏土的塑限与  $m$  值没有明显的关系 (图 5-12)。

基于此, 利用本文黏土重新探索了参数  $m$  与黏土液塑限的关系。图 5-13a 和 b 为单一地用液限和塑性指数拟合  $m$  的结果。其中, 液限拟合采用的是线性函数, 塑性指数拟合采用的是指数函数。就数据点在图中的分布来看, 此处采用的拟合方式具有一定的代表性。但是, 两种形式拟合函数的判断系数都小于 0.5, 结果不理想。

经过反复尝试和多个拟合对比, 最终, 从方便性上本文选择了图 5-13c 中所示拟合表达式, 它是由液限和塑性指数共同拟合的三维表达式,  $R^2 = 0.5217$

$$m = 0.7872 - 0.0369w_L + 0.0619I_p \quad (5-19)$$

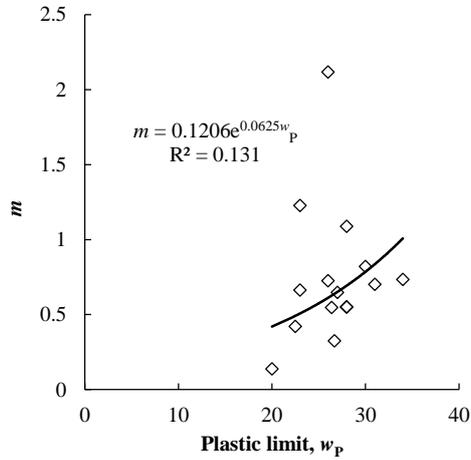
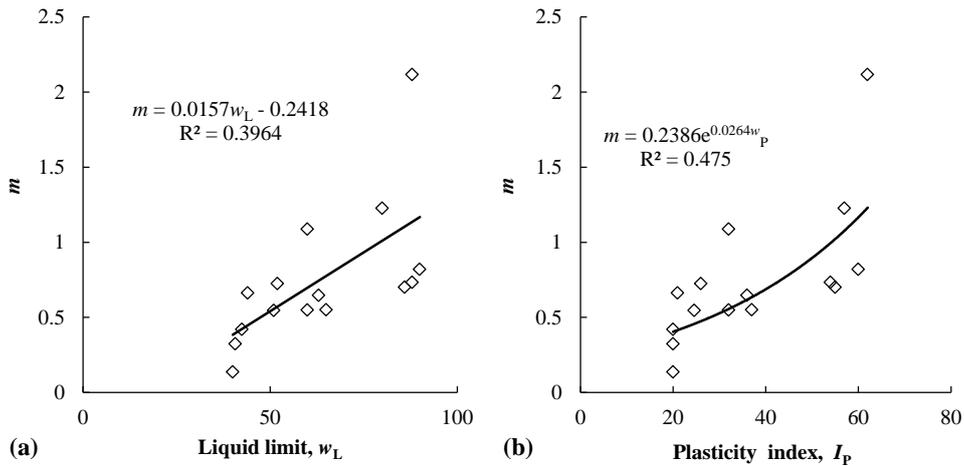


图 5-12 参数  $m$  与塑限关系

Fig.5-12 Relationship between  $m$  and plastic limit



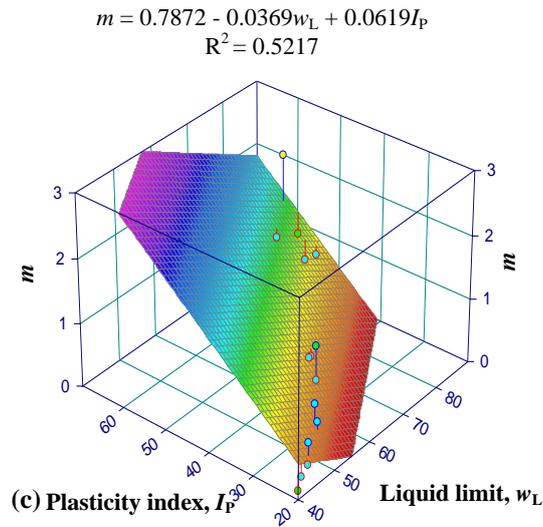


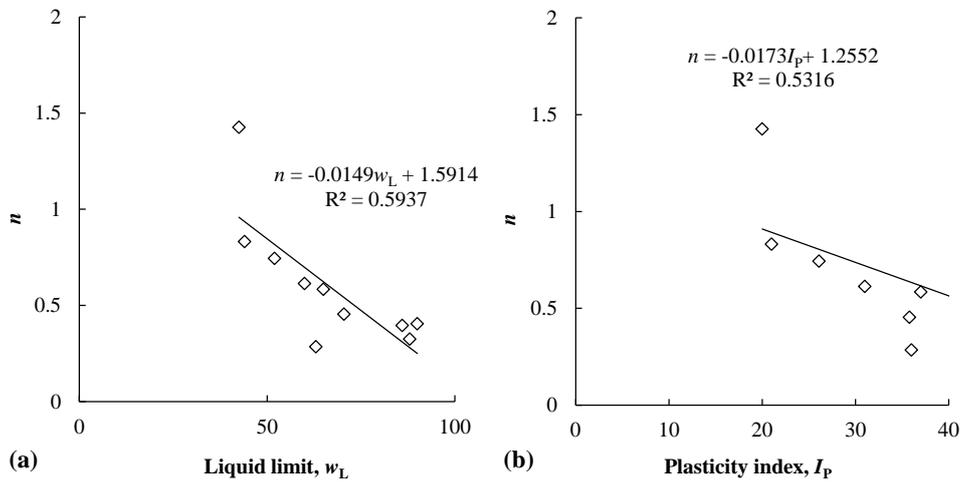
图 5-13 参数  $m$  与土体液塑限关系: (a)  $m-w_L$ ; (b)  $m-I_p$ ; (c)  $m-w_L-I_p$

Fig.5-13 Relationship between  $m$  and Atterberg limits: (a)  $m-w_L$ ; (b)  $m-I_p$ ; (c)  $m-w_L-I_p$

(3) 参数  $n$

基于 10 种重塑黏土和原状黏土试验,图 5-14 展示了参数  $n$  与黏土液塑限的关系。从图 5-14a 和 b 可以看出,参数  $n$  随着液限和塑性指数的增加而降低。对比三个拟合结果,图 5-14c 所示表达式的判断系数最大,  $R^2 = 0.6300$ , 本文采用液限和塑性指数共同拟合参数  $n$

$$n = 2.4630 - 0.0585w_L + 0.0532I_p \tag{5-20}$$



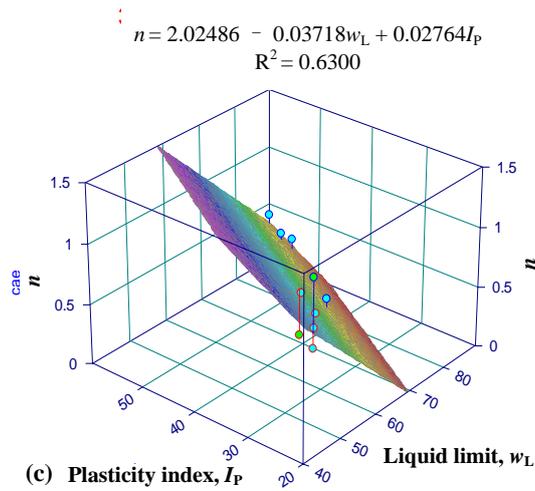


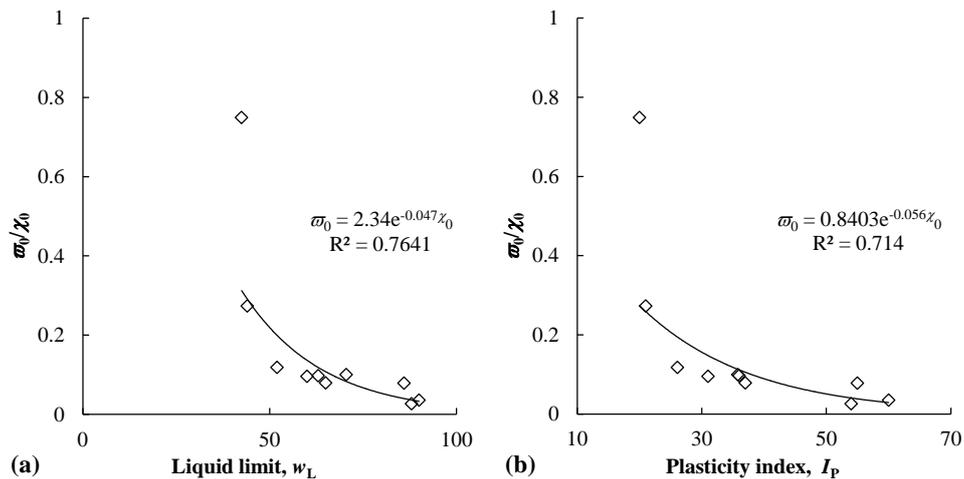
图 5-14 参数  $n$  与土体液塑限关系: (a)  $n-w_L$ ; (b)  $n-I_P$ ; (c)  $n-w_L-I_P$

Fig.5-14 Relationship between  $n$  and Atterberg limits: (a)  $m-w_L$ ; (b)  $m-I_P$ ; (c)  $m-w_L-I_P$

#### (4) 参数 $\omega$

上文已述,  $\omega$ 代表结构比降低的过程中次固结系数减小的特性,  $\omega_0$ 是 $\omega$ 的初始值, 对应着结构比 $\chi = \chi_0$ 。本文基于 10 种黏土, 分析了 $\omega_0$ 和 $\chi_0$ 的比值与液塑限的关系(图 5-15)。结果表明,  $\omega_0/\chi_0$ 可以用土体的液限(图 5-15a)或者塑性指数(图 5-15b), 抑或液限和塑性指数(图 5-15c)联合表示。采用最后第一个  $R^2 = 0.7641$  的表达式

$$\frac{\omega_0}{\chi_0} = 2.34 \exp(-0.047w_L) \tag{5-21}$$



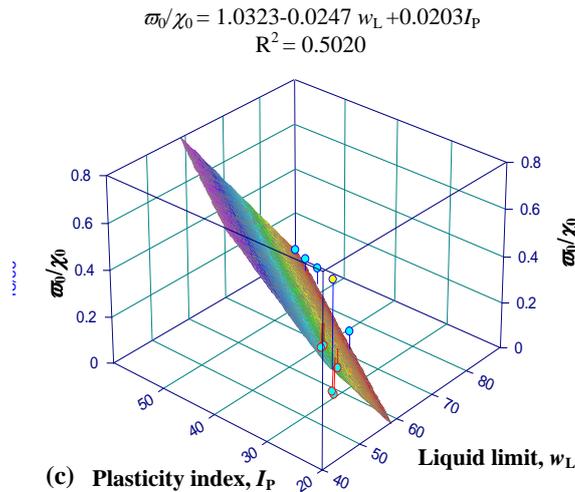


图 5-15  $\omega_0/\chi_0$  与土体液塑限关系: (a)  $\omega_0/\chi_0-w_L$ ; (b)  $\omega_0/\chi_0-I_P$ ; (c)  $\omega_0/\chi_0-w_L-I_P$

Fig.5-15 Relationship between ratio  $\omega_0/\chi_0$  and Atterberg limits: (a)  $\omega_0/\chi_0-w_L$ ; (b)  $\omega_0/\chi_0-I_P$ ; (c)  $\omega_0/\chi_0-w_L-I_P$

### 5.6.2 液塑限表示的非线性方程

黏土液限和塑性指数间存在一定的关系, 过去, 一些学者已经提出了一些液塑限关系方程, 比如 Burland<sup>[167]</sup>的方程  $I_P = 0.73(w_L - 20)$ 以及 Biarez 和 Hicher<sup>[187]</sup>提出的  $I_P = 0.73(w_L - 13)$ 。图 5-16 展示了这两个曲线, 以及本文中所选黏土的塑性指数和液限之间的关系。可以看出, 这两个方程所画的线和试验点相当接近, 可以选择其中任一个用于计算。为了与本文中其它拟合参数更为契合, 采用根据实际数据拟合出的方程线 (黑色线)

$$I_P = 0.8381\omega_L - 16.438 \quad (5-22)$$

此方程的判定系数为 0.9587。采用方程(5-22), 用液限替换上文中所有拟合方程中的塑性指数。

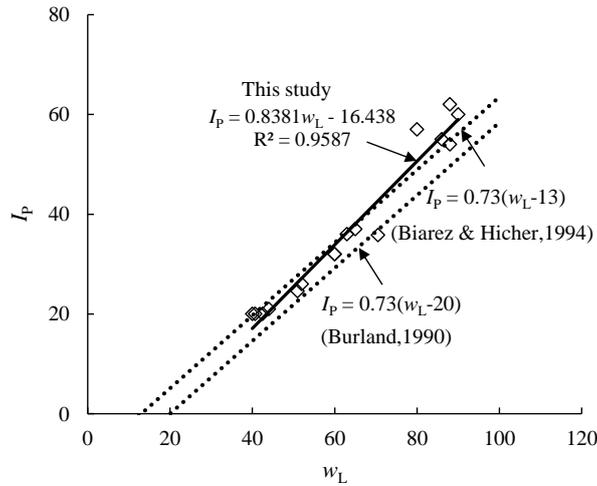


图 5-16 塑性指数和液限之间关系

Fig.5-16 Relationship between plasticity index and liquid limit

替换方程(5-16)(5-19)(5-20)(5-21)和(5-22)至方程(5-15)，就得到一个用土体当前含水率  $w$ 、结构比  $\chi$  和液限  $w_L$  表示的次固结表达式

$$\begin{aligned}
 C_{ae} &= f(w, w_L, \chi) \\
 &= \left[ \begin{aligned} &(2.02486 - 0.03718w_L + 0.02764(0.8381w_L - 16.438)) \cdot \\ &\log\left(\frac{\chi}{\chi_0}\right) + 2.34 \exp(-0.047w_L) \times \chi_0 + 1 \end{aligned} \right] \quad (5-23) \\
 &\quad \times (0.0007w_L - 0.0223) \left(\frac{w}{w_L}\right)^{0.014978w_L - 0.23031}
 \end{aligned}$$

根据 Karstunen 和 Yin<sup>[98]</sup>，Yin 等<sup>[43]</sup>的研究结果， $\chi_0$  可以等于  $(S_t - 1)$ ，其中  $S_t$  为土体的敏感度。含水率和结构比分别是代表土体压密和结构性降低的两个状态变量。因此，方程(5-23)同时考虑了土体应变过程中的压密和结构性变化，从而能够很简单地确定一个原状结构性土体的蠕变特性。

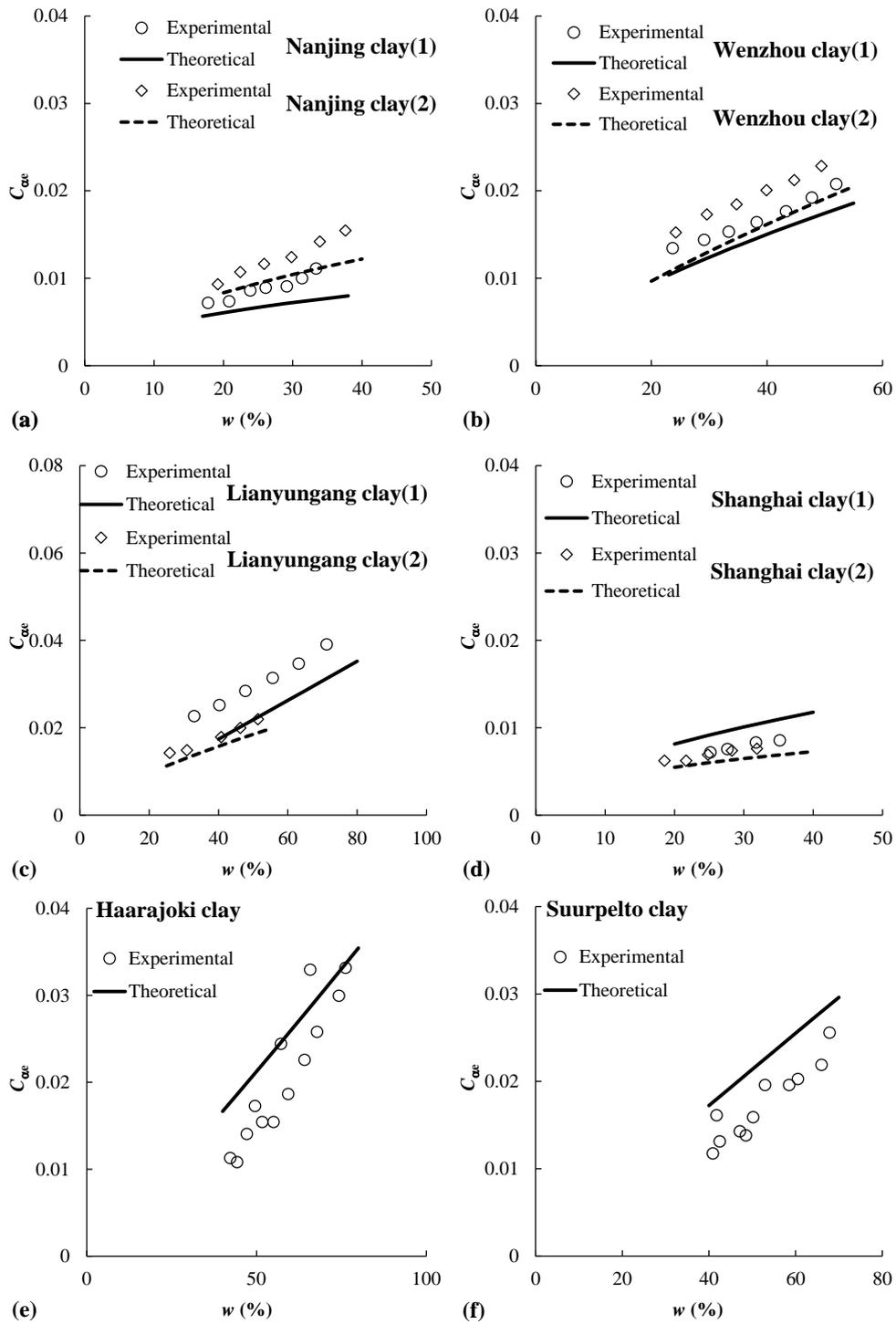
### 5.6.3 重塑黏土验证

重塑黏土，土体不具备任何的结构性，看作原状黏土的特殊形式，方程(5-23)中的  $\chi_0$  可以认为一直为零。因此，重塑土的次固结系数表示方程可以写为

$$C_{ae} = (0.0007w_L - 0.0223) \left(\frac{w}{w_L}\right)^{0.014978w_L - 0.23031} \quad (5-24)$$

图 2-17 为方程(5-24)预测的所有黏土次固结系数与真实值的对比结果。可以看出，尽

管真实值和预测值间有些许的差异，但是，从总体上来讲，方程(5-24)可以很好地预测重塑黏土次固结系数的演变。



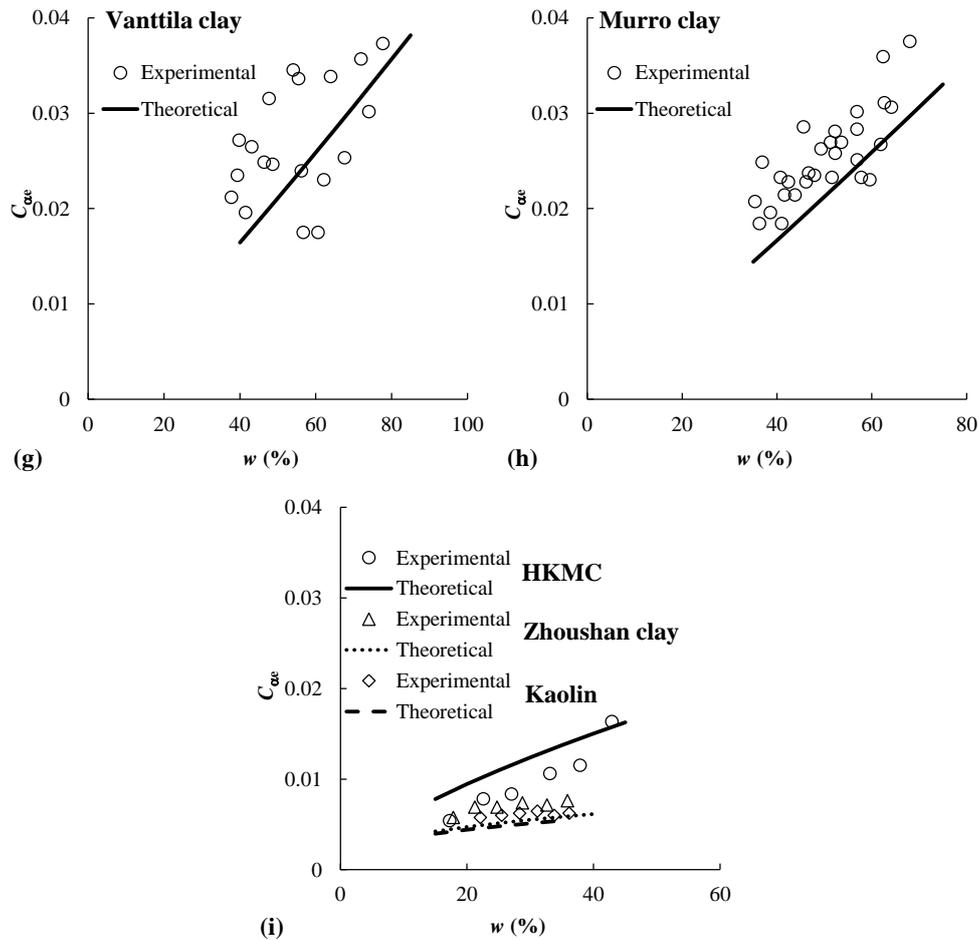


图 2-17 重塑黏土次固结系数理论与实际值对比

Fig.5-17 Comparison of measured and estimated  $C_{\alpha e}$  values for reconstituted clays

同时研究了方程(5-24)中土样液限对次固结系数的影响。由于表 5-1 中的液限最大值和最小值分别为 90% 和 40%，因此探讨了黏土样的液限值分别等于这两个值的情况。图 5-18 为这两种液限情况下，次固结系数随土体含水率的演化规律。可以看出，液限高的黏土的次固结系数随含水率增长的速率更快，次固结系数随着含水率（孔隙比）的降低逐步减小。

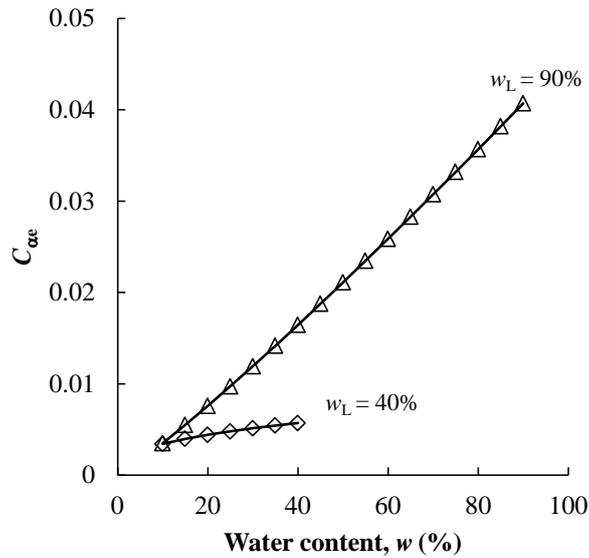
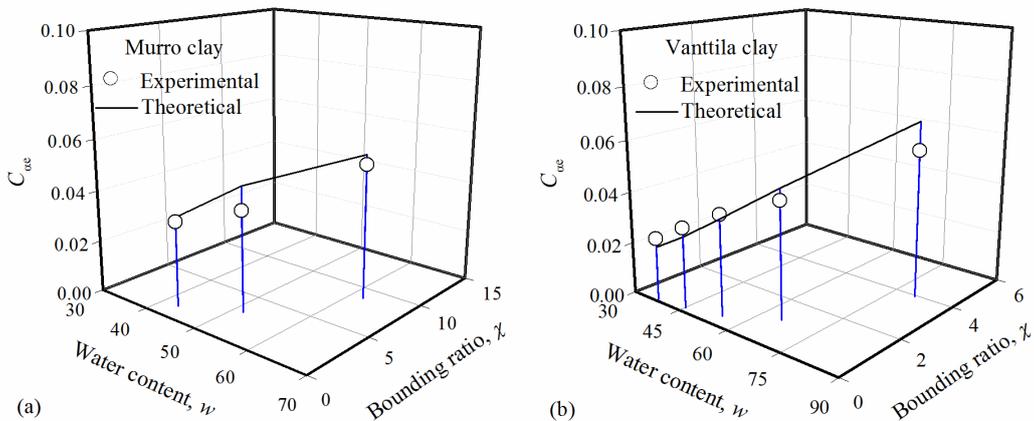


图 5-18 液限为 40%和 90%时次固结系数随含水率变化规律

Fig.5-18 Evolution of  $C_{\alpha\epsilon}$  with water content for  $w_L$  equal to 40% and 90%

### 5.6.4 原状黏土验证

对于所选的 10 种黏土，把各自的液限和结构比初始值代入公式(5-23)，验证了其预测结构性土体次固结的有效性。图 5-19 采用三维形式 ( $C_{\alpha\epsilon}$ - $w$ - $\chi$ ) 对比了使用次固结系数非线性方程预测结果和实测值。从结果来看，可以得出公式(5-23)可以很精确地描述大多数黏土的次固结系数的演化规律。对于一些其它黏土，比如 Lianyungang 黏土，尽管预测值和实测值间有些许的差异，但是公式还是很好地描述了次固结系数的发展趋势。



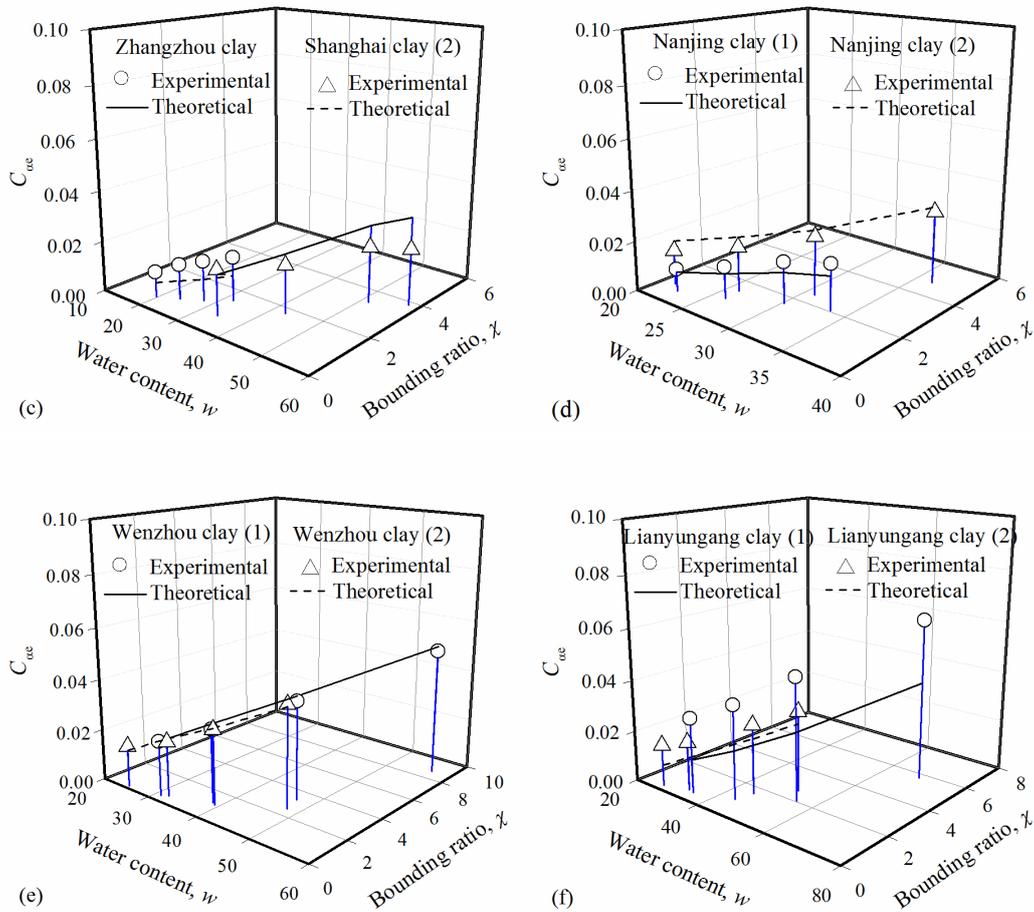


图 5-19 原状黏土次固结系数理论与实际值对比

Fig.5-19 Comparison of measured and estimated  $C_{oe}$  values for intact clays

## 5.7 本章小结

本章根据软黏土蠕变试验和物理力学指标，研究了软黏土的流变非线性特征，提出了能够描述次固结系数非线性演化的方程，得到如下结论：

(1) 重塑黏土的结构性已经被消除，试验表明，其次固结系数随着土体压密而降低。基于试验结果，通过增加一个额加的参数  $m$ ，得到了一个简单的非线性蠕变方程。为更方便于应用，提议用  $C_{oeL}$  和  $C_{oeP}$  作为参考次固结系数。

(2) 原状黏土试验表明在结构性土体应变过程中，其结构性会逐步消失，同时其次固结系数也有很显著的降低。根据原状黏土和重塑黏土次固结系数间的差异性，研究了次固结系数之比与结构比的关系，通过增加一个参数  $n$ ，提出了一个考虑土体

结构性影响的非线性蠕变方程。

(3) 提出的描述次固结系数非线性演变的方程包括 5 个材料参数  $C_{\alpha eL}$ 、 $C_{\alpha eP}$ 、 $m$ 、 $n$  和  $\omega$ ，它们都可以从常规固结试验结果直接测量得到。讨论了材料参数与液塑限之间的关系并用液限确定了这些材料参数。通过把材料参数置换成液限，提出了一个用土体含水率、结构比和土体物理参数表示的次固结函数。预测了原状黏土和重塑黏土的一维蠕变特性，预测值与实测值吻合较好，证明了次固结系数非线性方程的有效性。

## 第六章 通过流变参数改进的弹黏塑性模型

### 6.1 引言

天然软黏土的应力-应变-时间特性非常复杂，在荷载作用下，土体变形的各向异性特性、土体结构胶结特性及时效性特性都会影响土体与岩土工程结构的共同作用。

本章基于流变参数统一性和非线性特性，提出了改进的非线性弹黏塑性模型；总结了模型参数以及参数的确定方法；探讨三种基于超应力理论的黏弹塑性模型算法的有效性和收敛性；编写了 Umat 子程序并实现了 Abaqus 本构模型二次开发，通过室内试验验证了模型并预测了路堤的长期力学特性。

### 6.2 ANICREEP 模型

本文第一章综述部分详细总结了超应力模型的理论基础，其关键内容是确定动态加载面和参考面、标度函数  $\Phi(F)$ 、黏度系数  $\mu$  以及合理的硬化准则。

#### 6.2.1 加载面

ANICREEP 模型采用椭圆面描述动态加载面和参考面，按照 Wheeler 等<sup>[119]</sup>的观点，在一般应力空间动态加载面椭圆方程可写为：

$$f_d = \frac{\frac{3}{2}(\sigma'_d - p'\alpha_d) : (\sigma'_d - p'\alpha_d)}{\left(M^2 - \frac{3}{2}\alpha_d : \alpha_d\right)p'} + p' - p_m^d = 0 \quad (6-1)$$

其中， $\sigma'_d$  是偏应力， $\alpha_d$  为组构参数， $M$  为临界状态线的斜率， $p'$  表示平均有效应力， $p_m^d$  是对应于当前应力状态的动力加载面的尺寸。对于横观各向异性的特殊情况，标量参数  $\alpha = \sqrt{3/2(\alpha'_d : \alpha_d)}$  定义屈服面椭圆在  $q$ - $p'$  平面内的倾斜度，如图 6-1 所示，三维应力空间中，屈服面形状如图 6-2 所示，参考面  $p_m^s$  与动力加载面形状相同大小不等。

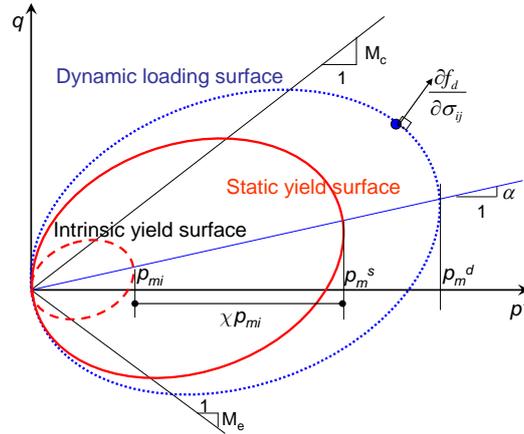
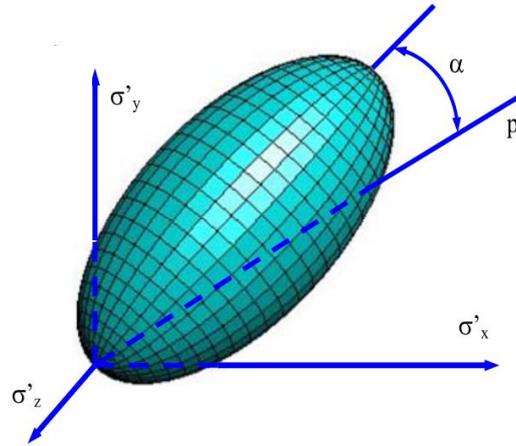
图 6-1  $p'$ - $q$  空间中超应力模型的定义Fig.6-1 Definition of overstress model in  $p'$ - $q$  space

图 6-2 应力空间中屈服面形状

Fig.6-2 Yield surface in general stress space

通过洛德角  $\theta$  描述  $M$  在  $M_c$  (压缩) 和  $M_e$  (伸长) 中的插值:

$$M = M_c \left[ \frac{2c^4}{1+c^4+(1-c^4)\sin 3\theta} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (6-2)$$

其中,  $c = \frac{M_e}{M_c}$ ,  $-\frac{\pi}{6} \leq \theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{-3\sqrt{3}\bar{J}_3}{2\bar{J}_2^{3/2}} \right) \leq \frac{\pi}{6}$ ,  $\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \bar{s}_{ij} : \bar{s}_{ij}$ ,  $\bar{J}_3 = \frac{1}{3} \bar{s}_{ij} \bar{s}_{jk} \bar{s}_{ki}$ ,

$\bar{s}_{ij} = \sigma_d - p' \alpha_d$ 。标度函数

$$\Phi(F) = \left( \frac{p_m^d}{p_m^s} \right)^N \quad (6-3)$$

### 6.2.2 旋转硬化法则

参考面的扩展表示材料的硬化，与临界状态模型类似，假定硬化与非线性弹性体积应变  $\varepsilon_v^{vp}$  相关

$$dp_{mi} = p_{mi} \left( \frac{1+e_0}{\lambda_1 - \kappa} \right) d\varepsilon_v^{vp} \quad (6-4)$$

基于 Wheeler 等<sup>[119]</sup>提出的方程，旋转硬化准则描述由黏塑性应变引起的各向异性，黏塑性体积应变和偏应变控制着屈服曲线的旋转

$$d\alpha_d = \omega \left[ \left( \frac{3\sigma_d}{4p'} - \alpha_d \right) \langle d\varepsilon_v^{vp} \rangle + \omega_d \left( \frac{\sigma_d}{3p'} - \alpha_d \right) d\varepsilon_d^{vp} \right] \quad (6-5)$$

其中， $\langle d\varepsilon_v^{vp} \rangle = (d\varepsilon_v^{vp} + |d\varepsilon_v^{vp}|) / 2$ ，参数  $\omega$  决定材料偏张量的旋转速率， $\omega_d$  决定黏塑性偏应变对椭圆屈服面旋转的相对影响。

Graham 等<sup>[16]</sup>和 Korhonen 和 Lojander<sup>[122]</sup>的试验结果证明了天然软黏土采用相关关联流动法则的合理性，然而，Davies 和 Newson<sup>[123]</sup>和 Whittle 和 Kavvas<sup>[124]</sup>的研究采用的是非相关关联流动法则。试验表明，土的塑性应变增量矢量叠加于屈服面上，同时，塑性应变增量矢量可以通过应变增量测量得到。为简化分析，采用相关联的流动法则

$$\frac{d\varepsilon_d^{vp}}{d\varepsilon_v^{vp}} = \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \quad (6-6)$$

Wheeler 等<sup>[119]</sup>基于 Otaniemi 黏土验证了此流动法则的准确性。

### 6.2.3 结构破坏硬化法则

用一个状态变量结构比  $\chi$  来描述颗粒胶结的大小。土颗粒胶结退化（结构破坏）过程中， $\chi$  逐渐变为 0。微观层面上，当颗粒之间的胶结被颗粒之间的剪切和法向位移破坏时，即出现结构破坏。宏观层面上，结构破坏用黏塑性体积应变和黏塑性偏应变来表示。Gens 和 Nova<sup>[125]</sup>提出了指数形式的  $\chi$  随黏塑性应变的演化规律

$$d\chi = -\chi \xi \left( |d\varepsilon_v^{vp}| + \xi_d d\varepsilon_d^{vp} \right) \quad (6-7)$$

其中，材料常数  $\xi$  控制结构破坏的绝对速率； $\xi_d$  控制着黏塑性偏应变在破坏胶结中的相对作用； $\chi$  是胶结的初始数量，与固有屈服面和静载屈服面的大小有关

$$p_m = (1 + \chi) p_{mi} \quad (6-8)$$

### 6.2.4 水土耦合

在有限元分析中,采用与 Oka 等<sup>[126]</sup>人相似的基本有限元方案,对于耦合比奥固结理论的固结分析,荷载增量的关系是通过在平衡方程中应用虚功原理来实现。耦合的有限元方程在很多研究者文献中都有详述<sup>[101, 126]</sup>, 方程为

$$\begin{aligned} \int_V [\Delta \varepsilon]^T \cdot [\Delta \sigma] \cdot dV &= \int_V [\Delta \varepsilon]^T \cdot [\Delta \sigma'] \cdot dV + \int_V [\Delta \varepsilon]^T \cdot [\Delta u_w] \cdot dV \\ &= \int_V [\Delta d]^T \cdot [\Delta F_b] \cdot dV + \int_S [\Delta d]^T \cdot [\Delta T] \cdot dS \end{aligned} \quad (6-9)$$

综上,考虑弹性应力-应变关系,总应变速度本构方程可表达为:

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{ij} &= \frac{\dot{\sigma}_d}{2G} + \frac{\kappa \dot{p}' \delta_{ij}}{3(1+e_0)p'} + \mu \left\langle \left( \frac{p_m^d}{p_m^s} \right)^N \right\rangle \\ &\quad \left\{ \left\{ \left[ \alpha_d \right] : [\sigma_d - p' \alpha_d] + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \left[ 3[\sigma_d - p' \alpha_d] - \left( \frac{1}{2p'} [\sigma_d - p' \alpha_d] : [\sigma_d - p' \alpha_d] \right) \delta_{ij} \right] \right\} \right\} \\ &\quad \left. / \left( M^2 - \frac{3}{2} [\alpha_d] : [\alpha_d] \right) p' + \frac{\delta_{ij}}{3} \right\} \end{aligned} \quad (6-10)$$

### 6.3 模型参数总结

ANICREEP 模型参数可以分为以下五类:

第一类参数,与修正剑桥模型类似,包括泊松比 ( $\nu$ ), 压缩曲线斜率 ( $\lambda$ ), 膨胀再压缩曲线斜率 ( $\kappa$ ), 初始孔隙比 ( $e_0$ ), 伸长和压缩临界状态线的应力比 ( $M_e$ ,  $M_c$ ) 以及初始先期固结压力 ( $\sigma_{p0}^r$ )。

第二类参数,与初始各向异性 ( $\alpha$ ) 和动力加载面及参考面的旋转速率 ( $\omega$ ) 有关。

第三类参数,与土体结构性 ( $\chi_0$ ) 和结构随着黏塑性应变破坏速率 ( $\xi$ ) 有关。

第四类参数,与水相关参数,渗透系数 ( $k$ ) 和渗透参数 ( $c_k$ )

第五类参数,与黏性 ( $N$ ,  $\mu$ ) 有关参数。

表 6-1 列出了所有需要的参数及定义。

表 6-1 弹黏塑性模型状态参数和土体参数

Table.6-1 State parameters and soil constants of elasto-viscoplastic models

类型	参数	定义
修正剑桥模型参数	$\sigma_{p0}^r$	初始先期固结压力
	$e_0$	初始孔隙比
	$\nu$	泊松比
	$\kappa$	回弹线斜率
	$\lambda_i$	固有压缩线斜率
	$M$	临界状态线斜率
各向异性参数	$\alpha_0$	初始各向异性参数，用于计算初始组构张量
	$\omega$	屈服面旋转绝对速率
	$\omega_d$	屈服面选择相对速率
结构性参数	$\chi_0$	初始结构比
	$\xi$	结构破坏绝对速率
	$\xi_d$	结构破坏相对速率
水力学参数	$k$	渗透系数
	$c_k$	渗透参数随孔隙比的演变速率
黏性参数	$N$	流变参数
	$\mu$	黏性系数

### 6.3.1 修正剑桥模型参数

修正剑桥模型参数包括：泊松比 ( $\nu$ )，压缩曲线斜率 ( $\lambda$ )，膨胀再压缩曲线斜率 ( $\kappa$ )，初始孔隙比 ( $e_0$ )，伸长和压缩临界状态线的应力比 ( $M_e$ ,  $M_c$ ) 以及初始先期固结压力 ( $\sigma_{p0}^r$ )。所有七个参数都可以通过标准三轴和固结试验得到，这里不一一介绍这些参数的确定方法，详见文献<sup>[188]</sup>。

从一维固结试验获得的初始参考先期固结压力  $\sigma_{p0}^r$  减去竖向应力  $\sigma_{v0}'$  作为输入参数 ( $POP$ )，运用下面的公式来计算初始椭圆尺寸  $p_{m0}'$

$$p_{m0}' = \left\{ \frac{\left[ 3 - 3K_0 - \alpha_{K0}(1 + 2K_0) \right]^2}{3(M_c^2 - \alpha_{K0}^2)(1 + 2K_0^{nc})} + \frac{(1 + 2K_0)}{3} \right\} (\sigma_{v0}' + POP) \quad (6-11)$$

其中， $K_0$  表示静止土压力系数，可以通过临界状态参数  $M_c$  运用 Jaky 方程<sup>[164]</sup>算出；

$\alpha_{k0}$  是原状土样的初始各向异性。

$$K_0 = \frac{6 - 2M_c}{6 + M_c} \quad (6-12)$$

### 6.3.2 各向异性参数

初始各向异性  $\alpha_0$  取决于土体的沉积历史, 对于天然土体和  $K_0$  固结下沉积的重塑土样  $\alpha_0 = \alpha_{k0}$ , 同样可以从  $M_c$  计算。土体在一维应变过程中

$$\frac{d\varepsilon_d}{d\varepsilon_v} = \frac{2}{3} \quad (6-13)$$

假设弹性应变远小于塑性应变, 式(6-13)可以表示为

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2}{3} \quad (6-14)$$

联合式(6-14)和流动法则函数(6-6), 对应于一维应力状态的屈服面倾角为

$$\alpha_{k0} = \eta_{k0} - \frac{M_c^2 - \eta_{k0}^2}{3}, \quad \eta_{k0} = \frac{3M_c}{6 - M_c} \quad (6-15)$$

土体常数  $\omega_d$  可以根据 Wheeler 等<sup>[119]</sup>建议的方程从临界状态参数  $M_c$  获得

$$\omega_d = \frac{3(4M_c^2 - 4\eta_{k0}^2 - 3\eta_{k0})}{8(\eta_{k0}^2 + 2\eta_{k0} - M_c^2)} \quad (6-16)$$

假定原状和重塑黏土的常数  $\omega$  相同, Leoni 等<sup>[105]</sup>提出的简化方程可用于估计  $\omega$  的值

$$\omega = \frac{1 + e_0}{(\lambda_i - \kappa)} \ln \frac{10M_c^2 - 2\alpha_{k0}\omega_d}{M_c^2 - 2\alpha_{k0}\omega_d} \quad (6-17)$$

如果具备不排水三轴伸长实验结果, 常数  $\omega$  可以通过拟合曲线精确确定。

### 6.3.3 结构性参数

如上所述, 初始结构比  $\chi_0$  (状态参数) 从固结试验确定, 其它两个结构常数  $\xi$  和  $\xi_d$  可以从两个不同应力比  $\eta$  的三轴排水试验拟合得到。本文中, 采用一种基于各向同性压缩和一维压缩实验直接确定  $\xi$  和  $\xi_d$  值的方法。

增量方程(6-4)和(6-7)可以改写成全量形式:

$$p_{mi} = p_{mi0} \exp \left[ \left( \frac{1 + e_0}{\lambda_i - \kappa} \right) \varepsilon_v^{vp} \right] \quad (6-18)$$

$$\chi = \chi_0 \exp\left[-\xi\left(\varepsilon_v^{vp} + \xi_d \varepsilon_d^{vp}\right)\right] \quad (6-19)$$

将方程(6-18)和(6-19)带入方程(6-8)，屈服面的尺寸可以描述为

$$p_{mi} = p_{mi0} \left\{1 + \exp\left[-\xi\left(\varepsilon_v^{vp} + \xi_d \varepsilon_d^{vp}\right)\right]\right\} \exp\left[\left(\frac{1+e_0}{\lambda_i - \kappa}\right) \varepsilon_v^{vp}\right] \quad (6-20)$$

由于本模型中采用了椭圆形屈服面方程，对任意常数的应力比  $\eta$ ，可以得到  $p_{mi}/p_{mi0} = \sigma'_v / \sigma'_{pi0}$ ，方程(6-20)可以改写为：

$$\sigma'_v = \sigma'_{pi0} \left\{1 + \exp\left[-\xi\left(\varepsilon_v^{vp} + \xi_d \varepsilon_d^{vp}\right)\right]\right\} \exp\left[\left(\frac{1+e_0}{\lambda_i - \kappa}\right) \varepsilon_v^{vp}\right] \quad (6-21)$$

对于各向同性压缩，通过把围压各向同性加载到 2~3 倍先期固结压力，初始各向异性可以消除 (Leoni 等<sup>[105]</sup>)。在应力  $\sigma'_v = 3\sigma'_{p0}$  时，总的黏塑性偏应变值为零。这样，在假定的  $e\text{-}\log(\sigma'_v)$  曲线中定义  $\chi_0^*$  和  $\sigma'_{pi0}$ ，用  $3\sigma'_{p0}$  作为初始先期固结压力 (图 6-3 中虚线)，对于选定的大于  $3\sigma'_{p0}$  的  $\sigma'_v$ ， $\xi$  值可以用  $\chi_0^*$  和  $\sigma'_{pi0}$  的值从方程(6-21)导出为

$$\xi = \frac{-(1+e_0)}{\Delta e^{vp*}} \ln \left[ \frac{\sigma'_v}{\chi_0^* \exp\left(\frac{\Delta e^{vp*}}{\lambda_i - \kappa}\right) \sigma'_{pi0}} - \frac{1}{\chi_0^*} \right] \quad (6-22)$$

其中， $\Delta e^{vp*}$  (总黏塑性孔隙比  $\Delta e^{vp*} = (1+e_0)\varepsilon_v^{vp}$ ) 对应于选定的应力  $\sigma'_v$ ； $\chi_0^*$ 、 $\sigma'_{pi0}$  和  $\Delta e^{vp*}$  可以从图 6-3 的假设曲线获得。

对于一维压缩情况， $\alpha = \alpha_{k0}$ 。因此，从  $\sigma'_v = \sigma'_{p0}$  的应力开始，可以从方程(6-6)获得  $\varepsilon_v^{vp}/\varepsilon_d^{vp} = 2(\eta_{k0} - \alpha_{k0})/(M_c^2 - \eta_{k0}^2)$ 。在压缩曲线上，在结构破坏之前选择与垂直应力  $\sigma'_v$  (大于  $\sigma'_{p0}$ ) 相对应的  $\Delta e^{vp}$ ，对于这种情况，利用公式得

$$\xi + \xi \cdot \xi_d \frac{2(\eta_{k0} - \alpha_{k0})}{(M_c^2 - \eta_{k0}^2)} = \frac{-(1+e_0)}{\Delta e^{vp}} \ln \left[ \frac{\sigma'_v}{\chi_0 \exp\left(\frac{\Delta e^{vp}}{\lambda_i - \kappa}\right) \sigma'_{pi0}} - \frac{1}{\chi_0} \right] \quad (6-23)$$

相似地， $\Delta e^{vp}$  对应于选定的应力  $\sigma'_v$ ； $\chi_0$ 、 $\sigma'_{pi0}$  和  $\Delta e^{vp}$  可以试验曲线获得。

为减小模拟和试验偏差，可以选取了屈服点后三个不同应变水平下的应力点来计算  $\xi$  和  $\xi_d$ ，然后取其平均值。如果能够利用不排水剪切试验的各向同性固结阶段数据，那么相对于修正剑桥模型来说，不需要额外的试验就能确定结构性参数。

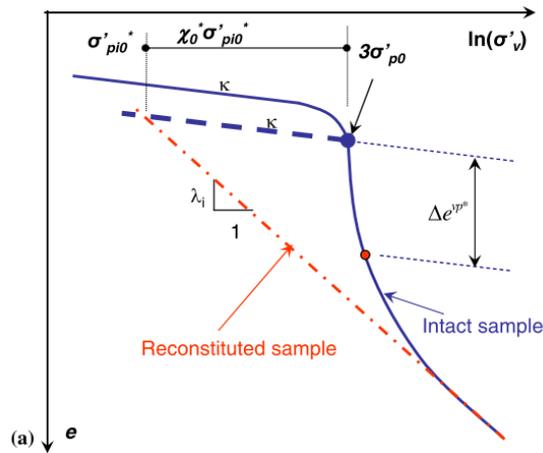


图 6-3 各向同性压缩下  $e-\ln(\sigma'_v)$  曲线确定的参数

Fig.6-3 Schematic plot for definitions in  $e-\ln(\sigma'_v)$  space under isotropic compression conditions

### 6.3.4 水力学参数

本文第四章土体各向异性流变特性分析了土体渗透系数的各向异性特性，结果表明，土体中水平方向的渗透系数要大于竖直方向。本文进行数值模拟时，同时输入  $k_{v0}$  和  $k_{h0}$ ，它们为初始应力状态下对应于  $e_0$  的竖直与水平方向的渗透系数。

此外，由于土体的渗透系数与其本身的黏性特性和孔隙比关系密切，本文图 4-9 同样展示了对数坐标下渗透系数与土体孔隙比演化规律，可以用参数  $c_k$  表示渗透系数随着孔隙比降低而呈对数降低的速率。

### 6.3.5 流变参数

ANICREEP 模型中土体黏性相关参数  $\mu$  和  $N$  采用蠕变试验确定。黏性参数可以从下式计算

$$\mu = \frac{\psi}{(1+e_0)\tau} \frac{(M_c^2 - \alpha_{K0}^2)}{(M_c^2 - \eta_{K0}^2)} \quad \text{和} \quad N = \frac{\lambda - \kappa}{\psi} \quad (6-24)$$

式中 参考时间  $\tau$  取决于常规试验中每级荷载的持续时间，一般情况下取 24h； $M_c$  是临界状态比； $\alpha_{K0}$  和  $\eta_{K0}$  的意义和确定方法见 6.3.2 节各向异性参数的确定方法。从而，次固结系数  $\psi$  是确定参数  $\mu$  和  $N$  的关键黏性参数。

## 6.4 改进的弹黏塑性模型

ANICREEP 模型的黏性相关参数仅是通过被视为常数的次固结系数确定，而且无法根据软黏土的其他流变特性，比如加载速率试验和应力松弛试验，确定流变参数。本节结合前文流变参数统一性以及流变参数非线性特性研究，提出了改进弹黏塑性 (EVP-Nonlinear)。

ANICREEP 模型的基本构造决定着嵌入流变参数的各向异性特性也是可行的，然而由于目前流变参数各向异性的研究还处于起步阶段，本文改进的弹黏塑性模型没有考虑流变参数的各向异性特性。

### 6.4.1 流变参数统一性

软黏土流变参数统一性说明确定流变参数的试验是统一性，流变参数除了可以通过蠕变试验确定外，同样能够根据加载速率试验和应力松弛试验确定。

#### (1) 加载速率试验确定参数

ANICREEP 模型流动法则是由动力加载面确定的。三轴应力状态下，黏塑性体积应变表达为：

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \mu \left( \frac{p_m^d}{p_m^r} \right)^N \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 - \alpha^2} \quad (6-25)$$

对于一维压缩的特殊情况， $\eta = \eta_{k0}$ ， $\alpha = \alpha_{k0}$ 。用  $\sigma_p' / \sigma_p^r = p_m^d / p_m^r$  代入，方程(6-25)变为

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \mu \left( \frac{p_m^d}{p_m^r} \right)^N \frac{M_c^2 - \eta_{k0}^2}{M_c^2 - \alpha_{k0}^2} \quad (6-26)$$

根据式(3-6)， $\sigma_p' / \sigma_{v0}' - d\varepsilon_v / dt$  的双对数线性关系可以表示为

$$\dot{\varepsilon}_v = A \left( \frac{\sigma_p'}{\sigma_{p0}'} \right)^\beta \quad (6-27)$$

参数  $A$  和  $\beta$  可以通过试验测得。 $\beta$  值是加载速率系数， $\sigma_{p0}'$  是对应于常数  $A$  的参考先期固结压力。根据弹性和黏塑性应变的定义，弹性和黏塑性应变速率的比值可以表示为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v^e &= \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_v'}{\sigma_{v1}'} \rightarrow \dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_{v1}'} \\ \varepsilon_v^{vp} &= \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_v'}{\sigma_{v1}'} \rightarrow \dot{\varepsilon}_v^{vp} = \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \frac{\dot{\sigma}_v'}{\sigma_{v1}'} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{\dot{\varepsilon}_v^e}{\dot{\varepsilon}_v^{vp}} = \frac{\kappa}{\lambda-\kappa} \quad (6-28)$$

总应变速率可以表示为

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^{vp} = \frac{\lambda}{\lambda-\kappa} \dot{\varepsilon}_v^{vp} \quad (6-29)$$

将方程(6-29)代入(6-27)，黏塑性体积应变可以改写为

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = A \frac{\lambda-\kappa}{\kappa} \left( \frac{\sigma_p'}{\sigma_{p0}'} \right)^\beta \quad (6-30)$$

通过对比方程(6-26)和方程(6-30)，可以得到黏塑性参数

$$\mu = A \frac{\lambda-\kappa}{\kappa} \frac{(M_c^2 - \alpha_{k0}^2)}{(M_c^2 - \eta_{k0}^2)} \text{ 和 } N = \beta \quad (6-31)$$

此种情况下，黏性参数 $\mu$ 通过参照加载速率计算确定；流变参数 $N$ 就等于加载速率系数 $\beta$ 。另外，直接用加载速率系数 $\beta$ ，次固结系数 $\psi$ 和应力松弛系数 $R_\alpha$ 的统一性关系，式(6-24)也可以用 $\beta$ 表示

$$\mu = \frac{\lambda-\kappa}{\beta(1+e_0)\tau} \frac{(M_c^2 - \alpha_{k0}^2)}{(M_c^2 - \eta_{k0}^2)} \text{ 和 } N = \beta \quad (6-32)$$

式(6-31)和(6-32)的区别在于参数 $\mu$ 的表达形式，实际上这两个式子也是等效的，只是表达形式不同。

## (2) 通过一维应力松弛试验确定参数

实际上，采用本文第三章建立的加载速率系数 $\beta$ ，次固结系数 $\psi$ 和应力松弛系数 $R_\alpha$ 的统一性关系，可以很简单的通过一维应力松弛试验确定模型参数。直接用 $R_\alpha$ 替换方程(6-24)中的 $\psi$ ，从而可得

$$\mu = \frac{\lambda R_\alpha}{(1+e_0)\tau_r} \frac{(M_c^2 - \alpha_{k0}^2)}{(M_c^2 - \eta_{k0}^2)} \text{ 和 } N = \frac{\lambda-\kappa}{\lambda R_\alpha} \quad (6-33)$$

从而，在已知土体其它参数情况下，模型中黏性参数确定公式(6-24)(6-31)和(6-33)可以用加载速率系数 $\beta$ ，次固结 $\psi$ 和应力松弛系数 $R_\alpha$ 三个流变参数中的任意一个来单独表述。

## 6.4.2 流变参数非线性

鉴于参数转换的简便性,以次固结系数 $\psi$ 为例,实现改进的流变参数非线性变化流变模型。软黏土流变参数非线性流变特性研究表明,无论对于重塑黏土还是原状黏土,其次固结系数都会随着应变过程中孔隙比或者含水率的降低而减小。由于模型中初始孔隙比 $e_0$ 为输入参数,土体在应变过程中的孔隙比 $e$ 的演变规律很简单地通过体积应变计算

$$e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_v \quad (6-34)$$

为便于模型在有限元中的应用,把方程(5-23)中的当前含水率 $w$ 用孔隙比 $e$ 和土的比重 $G_s$ 来表示。为便于计算,把方程(5-23)中的 $\log$ 坐标下的次固结系数替换为 $\ln$ 坐标,两者的关系为 $C_{\alpha e} = \ln 10 \times \psi \approx 2.3 \times \psi$ 。从而,流变参数 $\psi$ 即可以表示为

$$\begin{aligned} \psi &= f(e, w_L, \chi) \\ &= \frac{1}{2.3} \left[ \left( 2.02486 - 0.03718w_L + 0.02764(0.8381w_L - 16.438) \right) \cdot \right. \\ &\quad \left. \log \left( \frac{\chi}{\chi_0} \right) + 2.34 \exp(-0.047w_L) \times \chi_0 + 1 \right] \quad (6-35) \\ &\quad \times (0.0007w_L - 0.0223) \left( \frac{100 * e}{w_L G_s} \right)^{0.014978w_L - 0.23031} \end{aligned}$$

方程(6-35)含有四个参数,其中结构比参数 $\chi$ 和孔隙比 $e$ 可以从它们的初始值计算确定;黏土的比重 $G_s$ 一般在2.6~2.8之间,一般情况下,可以取2.7。从而, $\psi$ 仅仅需要液限含水率作为一个输入参数来确定。

联立前述弹黏塑性流变模型(6-24)和(6-35),考虑非线性流变的弹黏塑性模型的可以表示为

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\psi}{(1 + e_0)\tau} \frac{(M_c^2 - \alpha_{k0}^2)}{(M_c^2 - \eta_{k0}^2)} \left( \frac{p_m^d}{p_m^s} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \frac{\partial f_d}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (6-36)$$

式中 $\psi$ 由式(6-35)来代替。改进的方程(6-36)和原模型 ANICREEP 相比,考虑黏土非线性流变的改进弹黏塑性模型采用相同数量的输入参数,唯一的差别在于把输入参数 $\psi$ 替换为了液限含水率 $w_L$ 。

## 6.5 基于超应力理论的弹黏塑性模型算法

岩土力学边界值问题求解往往需要使用非线性本构模型。一般情况下,非线性

本构模型中的方程通过初始应力法或者初始应变法求解。初始应力法考虑迭代过程，被专门用于求解塑性问题。初始应变法是一个时间推进方法或者黏塑性方法，它经常被用于求解塑性以及黏塑性问题，基于包括超应力黏塑性理论框架的本构模型。牛顿-拉普森方法以及基于它的一些改进方法都归属于初始应变法，这也是本文理论模型数值化所采用的方法。对于黏塑性问题，首先假设应力弹性变化，如果所计算出的应力状态超出屈服标准，塑性应变就会随时间在一定速率下产生，塑性应变速率与应力状态超过屈服状态的大小相关，屈服面持续扩展，直至当前应力状态。

本文模型数值化包括两个基本假设：（1）总应变速度包括弹性应变速度和黏塑性应变速度；（2）应力变化速率通过弹性刚度矩阵与弹性应变速率相关，即为

$$\dot{\sigma}_{ij} = D\dot{\varepsilon}_{ij}^e \quad (6-37)$$

式中  $D$  为弹性刚度矩阵，也可以表示为

$$\dot{\sigma}_{ij} = D(\dot{\varepsilon}_{ij} - \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}) \quad (6-38)$$

把此方程在一个时间步  $\Delta t$  积分，从时间  $t_n$  到  $t_{n+1}$  推导出方程的增量形式为

$$\Delta\sigma_{ij} = D(\Delta\varepsilon_{ij} - \Delta\varepsilon_{ij}^{vp}) \quad (6-39)$$

式中  $\Delta\sigma = \sigma^{n+1} - \sigma^n$ ， $\sigma^n = \sigma(t_n)$ ，式中应变具有类似的关系。

下文总结了三种超应力模型计算方法（分别称之为 EVP-Desai 算法<sup>[189]</sup>，EVP-Stolle 算法<sup>[190]</sup>和 EVP-Katona 算法<sup>[191]</sup>，它们的区别在于方程(6-39)中  $\Delta\varepsilon_{ij}^{vp}$  的确定方法不同），简要对比了它们的收敛性。

### 6.5.1 EVP-Desai 算法

Desai 和 Zhang<sup>[189]</sup>的算法假设，在一个时间步长内（ $\Delta t_n = t_{n+1} - t_n$ ），式(6-39)中的黏塑性应变增量为

$$\Delta\varepsilon_{vp}^n = \Delta t_n \left[ (1-\theta)\dot{\varepsilon}_{vp}^n + \theta\dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1} \right] \quad (6-40)$$

式中  $\theta$  是范围在 0~1 之间的积分常数； $\theta = 0$  代表式(6-40)为显式积分（简单的前向积分）， $\Delta\varepsilon_{vp}^n$  可以根据从时步开始前已知的黏塑性应变速率  $\dot{\varepsilon}_{vp}^n$  计算得到，为保证数值计算的稳定性， $\Delta t$  应该限制在一定的范围内。然而如果选择  $\theta > 0$ ，由于  $\Delta\varepsilon_{vp}^n$  与未知的时步结束时的  $\dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1}$  相关，从而此计算方法为隐式算法。当  $\theta \geq 0.5$  时，此算法是无条件稳定的<sup>[192]</sup>，因此  $\Delta t$  的确定，主要考虑计算结果的精确度而非计算过程的稳定性。

此算法第  $n$  步的弹黏塑性应变速率通过超应力公式计算，在当前时步开始时，

其为已知量。而第  $n+1$  步的弹黏塑性应变速率用泰勒级数计算，忽略高阶项，从而

$$\dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1} = \dot{\varepsilon}_{vp}^n + \left( \frac{\partial \dot{\varepsilon}_{vp}}{\partial \sigma} \right)^n \Delta \sigma^n = \dot{\varepsilon}_{vp}^n + G^n \Delta \sigma^n \quad (6-41)$$

式中  $\Delta \sigma^n$  是应力增量矢量， $G^n$  代表第  $n$  步的梯度，因此，把式(6-41)代入(6-40)可得

$$\Delta \varepsilon_{vp}^n = \frac{\Delta t_n (\dot{\varepsilon}_{vp}^n + \theta \cdot G^n \cdot D \cdot \Delta \varepsilon^n)}{1 + \theta \cdot \Delta t_n \cdot G^n \cdot D} \quad (6-42)$$

式中 等号右边项为已知量。通过式(6-42)可以计算出 6 个方向的黏塑性应变，继而可以计算增量步内黏塑性体应变和黏塑性偏应变

$$\Delta \varepsilon_v^{vp} = \Delta \varepsilon_{11}^{vp} + \Delta \varepsilon_{22}^{vp} + \Delta \varepsilon_{33}^{vp} \quad (6-43)$$

$$\Delta \varepsilon_d^{vp} = \sqrt{\frac{2}{3} \left[ \left( \frac{2\Delta \varepsilon_{11}^{vp} - \Delta \varepsilon_{22}^{vp} - \Delta \varepsilon_{33}^{vp}}{3} \right)^2 + \left( \frac{2\Delta \varepsilon_{22}^{vp} - \Delta \varepsilon_{11}^{vp} - \Delta \varepsilon_{33}^{vp}}{3} \right)^2 + \left( \frac{2\Delta \varepsilon_{33}^{vp} - \Delta \varepsilon_{22}^{vp} - \Delta \varepsilon_{11}^{vp}}{3} \right)^2 + 2(\Delta \varepsilon_{44}^{vp})^2 + 2(\Delta \varepsilon_{55}^{vp})^2 + 2(\Delta \varepsilon_{66}^{vp})^2 \right]} \quad (6-44)$$

基于此，可以计算出式(6-19)表示的结构性参数  $\chi$  和式(6-5)表示的各向异性参数  $\alpha_d$  的硬化过程。

### 6.5.2 EVP-Stolle 算法

Stolle 等<sup>[190]</sup>提出了一个能够描述正常固结土应力-应变-时间特性的本构模型，且给出了一种隐式时间步算法。这个算法的优点是可以允许较大的时间步长，收敛性较好。不过 Stolle 等的论文中采用的是  $p$  和  $q$  的表示方法，不具备广泛适用性，用 6 个变量表示法来介绍此模型。

在步长  $\Delta t$  内积分，第  $n$  步黏塑性应变增量最初假设为

$$\Delta \varepsilon_{ij}^{vp} = \ln \left( 1 + \Delta t \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \right) \quad (6-45)$$

Stolle 等<sup>[190]</sup>采用此种表达式是借鉴于当  $x$  无限小时，

$$\lim_{x \rightarrow 0} [\ln(1+x)] \rightarrow x \quad (6-46)$$

根据式(6-45)所假设的当前黏塑性应变增量，应力增量为

$$\Delta \sigma_{ij} = D (\Delta \varepsilon_{ij} - \Delta \varepsilon_{ij}^{vp}) \quad (6-47)$$

那么第  $n$  步的应力为

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + D(\Delta\varepsilon_{ij} - \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}) \quad (6-48)$$

根据新的应力值，计算更新过的黏塑性应变增量

$$\Delta\varepsilon_{ij}^{vp} = \ln \left( 1 + \Delta t \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \right) \quad (6-49)$$

用  $\delta\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}$  更新  $\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}$

$$\delta\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} = \frac{\Delta\varepsilon_{ij}^{vp} - \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}}{1 - \frac{\partial \Delta\varepsilon_{ij}^{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}}} = \frac{\Delta\varepsilon_{ij}^{vp} - \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}}{1 - \frac{\partial \Delta\varepsilon_{ij}^{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \cdot (-D)} \quad (6-50)$$

$$\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} = \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} + \delta\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} \quad (6-51)$$

此时用式(6-52)判断应力是否已经收敛

$$\Delta\varepsilon_{ij}^{vp} \approx \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} \quad (6-52)$$

式中的应变增量有 6 个分量，在程序中式(6-52)具体的实施方法为

$$\left| \sqrt{\Delta\varepsilon_{ij}^{vp} : \Delta\varepsilon_{ij}^{vp}} - \sqrt{\Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0} : \Delta\varepsilon_{ij}^{vp_0}} \right| < 1.0 \times 10^{-4} \quad (6-53)$$

如果在一个循环里，式(6-53)不成立，则计算重新回到式(6-47)~式(6-51)，直至满足式(6-53)的收敛标准。从而得到了第  $n$  时步的 6 个黏塑性分量，继而可以计算黏塑性体积应变和偏应变。

需要说明的是，式(6-45)的作用在于计算一个时步内黏塑性应变的初始值，循环步骤为式(6-47)~式(6-51)，判断收敛的标准为式(6-53)。

### 6.5.3 EVP-Katona 算法

Katona<sup>[191]</sup>算法把式(6-39)的黏塑性应变增量用式(6-40)替换，并结合  $\Delta\sigma = \sigma^{n+1} - \sigma^n$ ，然后把未知项放在左边，即得到

$$D^{-1}\sigma^{n+1} + \Delta t \theta \dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1} = \Delta\varepsilon - \Delta t(1-\theta)\dot{\varepsilon}_{vp}^n + D^{-1}\sigma^n \quad (6-54)$$

更为简洁地，用符号的指标形式来表示

$$P(\sigma^{n+1}, \dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1}) = q^n \quad (6-55)$$

式中  $q^n$  为方程(6-54)右边的已知项，在一个时间步内，其为固定值。函数  $P$  代表方程的左边项。

当  $\theta > 0$  时，对于变量  $\sigma^{n+1}$ ，方程(6-54)形成 6 个非线性方程。需要看到方程中的未知项  $\dot{\varepsilon}_{vp}^{n+1}$  可以用流动法则和相关联的屈服函数所替代。为了求解此方程，使用牛顿

-拉普森算法，关于应力状态 $\sigma^i$ 的有限泰勒级数扩展矢量函数 $P$ 。 $\sigma^i$ 是 $\sigma^{n+1}$ 的估计值，而 $d\sigma^i$ 为其一阶修正值，即为 $\sigma^{n+1} \approx \sigma^n + d\sigma^i$ 。从而，修正量 $d\sigma^i$ 是从方程中的线性部分确定的

$$P' d\sigma^i = q^n - P^i \quad (6-56)$$

式中 $P' = \partial P^i / \partial \sigma$ 是第 $i$ 次迭代的雅克比矩阵。

当前时间步第一次迭代 ( $i=1$ )， $P^i, P'$ 和 $\sigma^i$ 的值直接计算得到

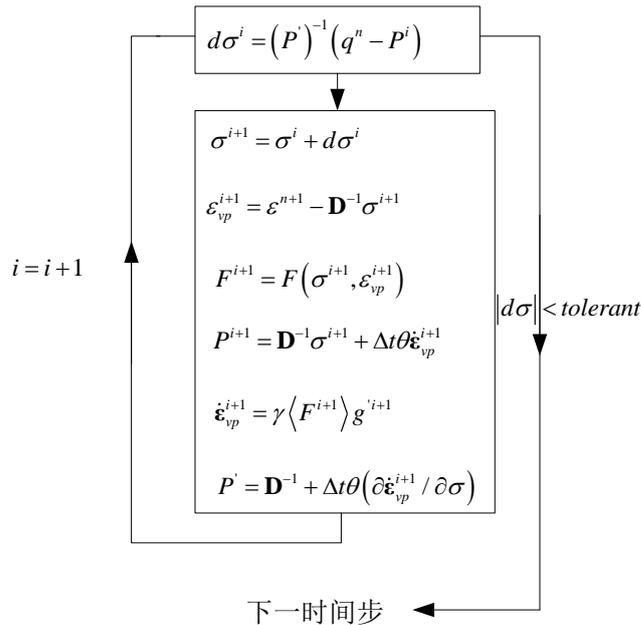


图 6-4 EVP-Katona 算法迭代过程

Fig.6-4 Iterative procedure for EVP-Katona algorithm

图 6-4 列出了本算法具体计算迭代过程，此算法假设时间 $t_n$ 时所有的变量是已知量，同时 $t_{n+1}$ 时的施加应变也是已知量，此计算过程在于确定 $t_{n+1}$ 时其余的所有变量。然而，对于第一个迭代过程 ( $i=1$ )， $P^i, P'$ 和 $\sigma^i$ 通过 $t_n$ 时的已知量计算得到，后续具体的计算过程如图 6-4 中的流程。

#### 6.5.4 三种算法对比

为了研究上述三种弹黏塑性算法的有效性和收敛性，本文采用三种算法分别编写了改进的非线性弹黏塑性模型基于高斯点的黏塑性程序，并模拟了香港黏土的 CRS 多级加载试验以及三轴不排水试验。本次模拟的目的在于为本文模型选择一个合理有效的算法，其牵涉到的问题主要是求解方法及收敛准则，而不涉及软黏土流的流变参数特性。模拟采用的参数见表 6-2。

表 6-2 香港黏土模拟土体参数

Table.6-2 Soil parameters in the modeling of HKMD

$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	POP	$w_L(\%)$	$\chi_0$	$\xi$	$\xi_d$
0.2	0.233	0.033	1.877	1.22	80	60	5.45	11	0.3

**(1) CRS 多级加载试验**

表 6-3 列出了 CRS 试验的模拟过程，试验分为了 5 个加载阶段，表中同样列出了各阶段的加载速率、加载时间和各阶段应变值。模拟采用了两种形式的时步，Case1 步数多于 Case2 的步数。图 6-5 为两种 Case 对应的模拟结果。从图 6-5a (Case1) 可以看出，在步数足够密的情况下，三种算法的模拟结果相同，与试验结果也有很好的吻合度。而从 Case2 的所对应的图 6-5b 中可以看出，三种算法在拟合的初始阶段结果相同，而在从高速率向低速率过渡的关键点上，三种算法具有很大的差别，EVP-Stolle 和 EVP-Desai 算法的拟合结果最差。尽管 EVP-Katona 算法的拟合结果也有少许的瑕疵，然而从整体上说，EVP-Katona 算法具有更好的有效性和收敛性。

表 6-3 试验模拟 CRS 加载速率和时步特性

Table. 6-3 Strain-rate and time step in the simulation of CRS test

加载速率 (%/h)	加载时间 (min)	阶段应变	Case1		Case2	
			阶段步数	每步应变 增量	阶段步数	每步应变 增量
0.2	1080	0.036	200	0.00018	100	0.00036
20	12	0.04	200	0.0002	100	0.0004
2	120	0.04	200	0.0002	100	0.0004
20	12	0.04	200	0.0002	100	0.0004
0.2	1200	0.04	2000	0.00002	1000	0.00004

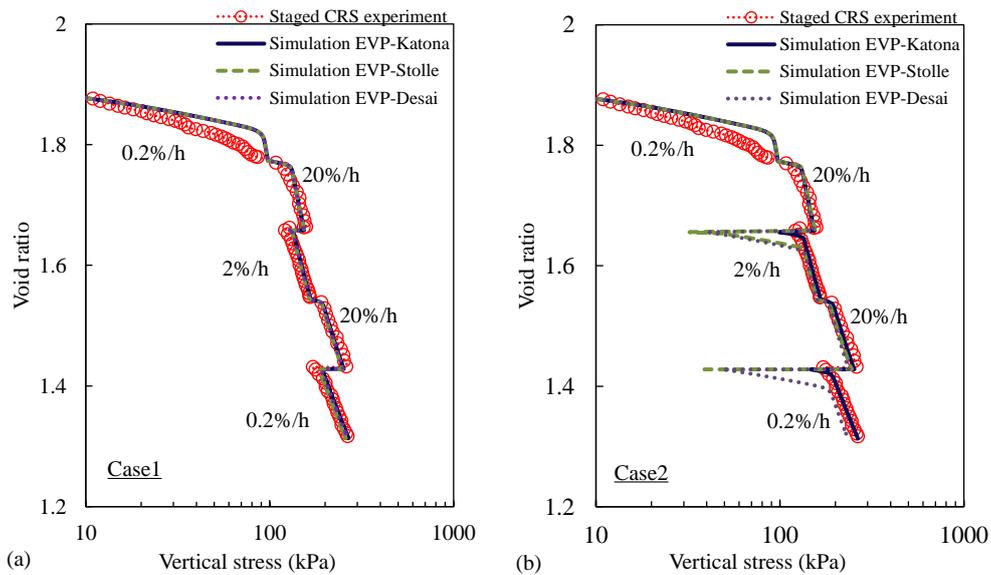


图 6-5 三个算法模拟香港黏土 CRS 多级加载试验对比：(a) Case1；(b) Case2

Fig.6-5 Comparison of three algorithms in the simulation of multistage CRS tests on HKMD: (a) Case1; (b) Case2

(2) 三轴不排水试验

表 6-4 列出了使用三种算法模拟三轴不排水试验的两种方案，采用单一加载速率 1%/h，但是采用不同的时步，Case1 和 Case2 的应变增量分别为 0.000025 和 0.00001。图 6-6 为三种算法模拟 Case1 的对比结果，图 a 和 b 分别为不排水试验过程中的应力应变关系和应力路径演变过程。可以看出，当应变步长较大时，三种算法所模拟的结果有较大的差异。图 6-7 为三种算法模拟 Case2 的对比结果，图示表明，当应变步长较小时，三种算法所模拟的结果几乎相同。图 6-8 为 EVP-Katona 算法拟合 Case1 和 Case2 方案的结果，结果表明，Case1 和 Case2 的模拟结果几乎相同。这说明 EVP-Katona 算法在较小的应变步长下，也能计算出较为准确的结果；而 EVP-Stolle 和 EVP-Desai 算法都需要较大的应变步长才能达到 EVP-Katona 算法的计算标准。从而，三轴不排水试验模拟结果对比也说明 EVP-Katona 算法要优于另外两种算法。

表 6-4 三轴不排水试验模拟方案

Table. 6-4 Simulation of triaxial undrained test

加载速率 (%/h)	加载时间 (h)	应变	Case1		Case2	
			步数	每步应变 增量	步数	每步应变 增量
1	20	0.2	8000	0.000025	20000	0.00001

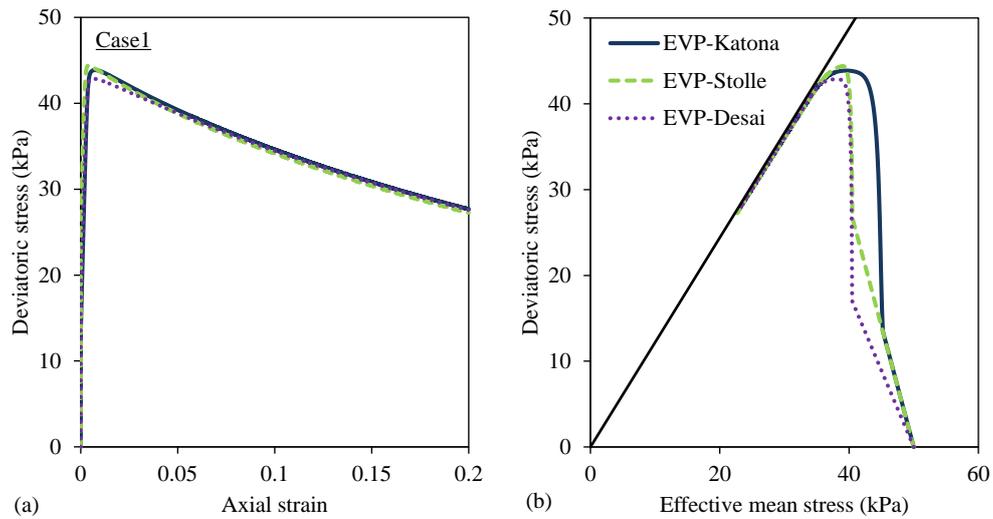


图 6-6 三个算法模拟三轴不排水试验对比 (Case1): (a) 应力-应变关系; (b) 应力路径  
 Fig.6-6 Comparison of three algorithms in the simulation of triaxial undrained test (Case1): (a) stress-strain relation; (b) stress path

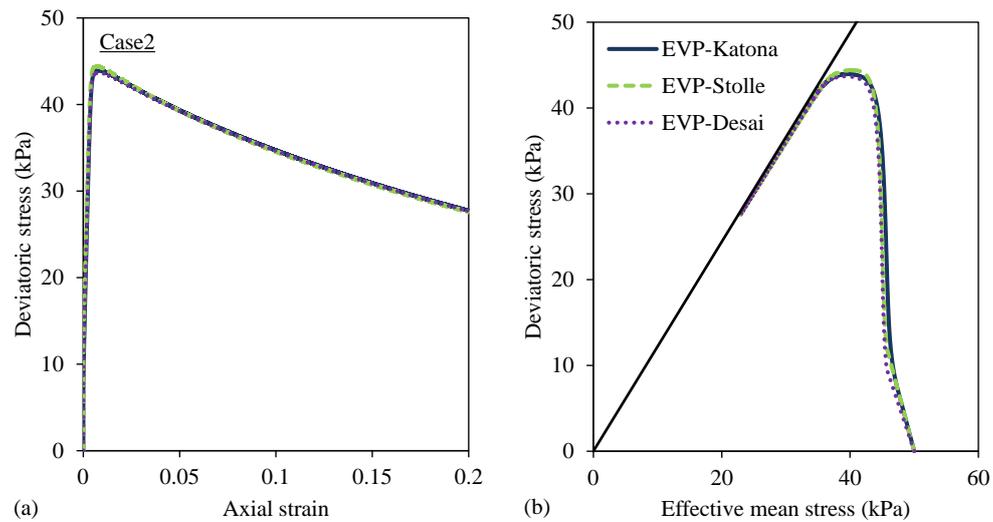


图 6-7 三个算法模拟三轴不排水试验对比 (Case2): (a) 应力-应变关系; (b) 应力路径  
 Fig.6-7 Comparison of three algorithms in the simulation of triaxial undrained test (Case2): (a) stress-strain relation; (b) stress path

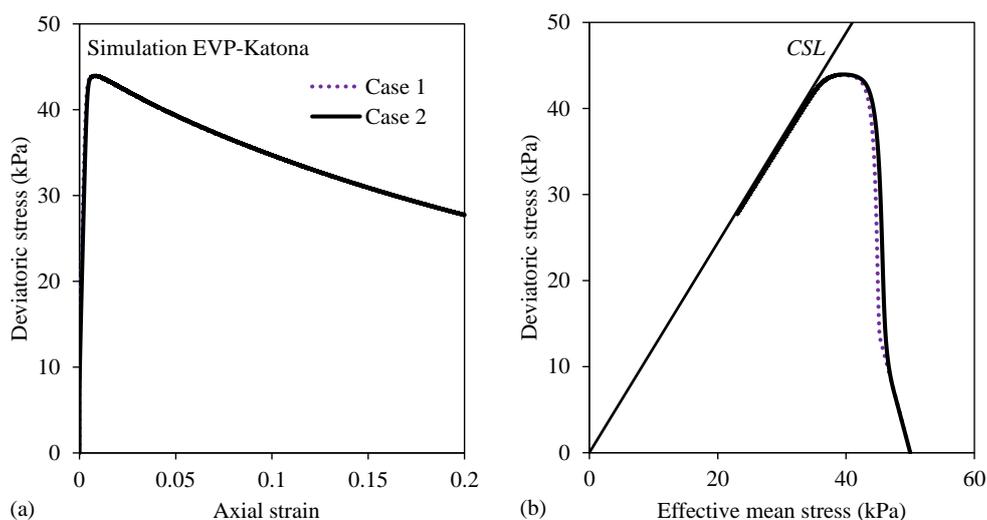


图 6-8 EVP-Katona 算法模拟 Case1 和 Case2: (a) 应力-应变关系; (b) 应力路径

Fig.6-8 Simulation of Case1 and Case 2 with EVP-Katona: (a) stress-strain relation; (b) stress path

## 6.6 有限元软件 Abaqus 二次开发

### 6.6.1 ABAQUS 软件简介

作为通用的大型有限元程序, *Abaqus* 在岩土工程中具有广泛的应用。其主要由两个主分析模块组成: *Abaqus/Standard* 通用分析模块和 *Abaqus/Explicit* 显示分析模块组成。*Abaqus* 在岩土工程中的数值分析具有以下特点:

(1) 内置能够反映土体形状的常用本构模型, 如摩尔库伦模型、*Druker-Prager* 模型、修正剑桥模型等, 可以反映大部分应力应变特点。

(2) 土体是典型的三相介质材料, 经典土力学认为土体的强度与变形主要取决于有效应力, 而 *Abaqus* 中包含孔压单元, 可以进行饱和土与非饱和土的渗流以及固结分析, 因此 *Abaqus* 能够满足有效应力计算。

(3) *Abaqus* 具有单元生死功能和处理复杂边界、载荷条件的能力, 可以精确的模拟填土以及开挖造成的边界条件改变。

(4) *Abaqus* 专门提供了初始应力状态分析步 *Geostatics*, 通过此分析步可以灵活、准确地建立土体的初始应力状态。

(5) *Abaqus* 提供了二次开发接口, 并且具有良好的开放性, 可以方便地利用用户子程序接口生成非标准化分析程序来拓展主程序的功能以满足不同专业用户需

求。

由于土体的应力应变关系具有非线性、剪胀性、时效性和各向异性，而 Abaqus 提供的模型有各自的局限性。为弥补 Abaqus 自带材料模型的不足，本文开发了改进的非线性弹黏塑性模型。Abaqus 软件采用 Fortran 语言接口方式，为用户提供了丰富的用户子程序接口。Umat（全称为 User-defined Material Mechanical Behavior）是 Abaqus 提供给用户进行 Abaqus/standard 材料本构二次开发的一个用户子程序接口，借助该接口可以实现材料库之外的各种材料本构，拓宽其在岩土工程中的适用性。

## 6.6.2 编写 Umat 子程序

### （1）Umat 开发环境设置

Umat 是采用 Fortran 语言编写，需要安装开发 Umat 运行必须的 Fortran 环境，同时，此环境还需要 Abaqus 自身的支持。本文所使用的 Abaqus 版本为 6.10(x64)，Fortran 环境为 Microsoft Visual Studio 2008+Inter Visual Fortran11.1。安装好这些 Umat 开发必备的软件并做好相关的设置后，使用 Abaqus 自带的 Verification 功能进行测试。测试成功后说明计算机具备了 Abaqus 子程序二次开发的运行平台，可以开始 Umat 子程序编写和运行。

### （2）Umat 特性

Umat 子程序的功能是根据传入的应变增量计算应力增量并同步给出状态变量（如有必要），完成应力更新的同时给出雅克比矩阵  $\partial\Delta\sigma/\partial\Delta\varepsilon$ （DDSDDE）。Umat 定义的材料具有多种功能，包括：

- 可用于 Abaqus/Standard 中任何的力学分析，包括静力和动力分析、热力学分析、流体渗流和应力耦合分析等问题。
- 可以用于所有具有位移自由度的单元，比如常用的实体单元（1~3 个位移自由度）、梁单元（4~6 个位移和转动自由度）和流固耦合分析单元（包括孔压在内 8 个自由度）等。
- 可以和 Abaqus 其它材料特性一起使用，如渗透系数、密度等。

### （3）Umat 子程序的一般格式

由于 Abaqus 与 Umat 之间存在应力应变、状态变量、增量步等数据的交换，因此必须在 Umat 子程序的开始处首先定义相应的变量，其具有固定的格式，具体为：

```
SUBROUTINE UMAT(STRESS, STATEV, DDSDDE, SSE, SPD, SCD,
  1 RPL, DDSDDT, DRPLDE, DRPLDT,
  2 STRAN, DSTRAN, TIME, DTIME, TEMP, DTEMP, PREDEF, DPRED, CMNAME,
  3 NDI, NSHR, NTENS, NSTATV, PROPS, NPROPS, COORDS, DROT, PNEWDT,
```

```

4 CELENT,DFGRD0,DFGRD1,NOEL,NPT,LAYER,KSPT,KSTEP,KINC)
C
  INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
C
  CHARACTER*80 CMNAME
  DIMENSION STRESS(6),STATEV(NSTATV),
1 DDSDE(NTENS,NTENS),
2 DDSDDT(NTENS),DRPLDE(NTENS),
3 STRAN(NTENS),DSTRAN(NTENS),TIME(2),PREDEF(1),DPRED(1),
4 PROPS(NPROPS),COORDS(3),DROT(3,3),DFGRD0(3,3),DFGRD1(3,3)
    代码自定义 DDSDE, STRESS, STATEV 等数组 !此部分是程序核心
  RETURN
  END

```

#### (4) Umat 必须更新的变量

上述 Umat 中主要变量的意义不再累述，具体详见一些 Abaqus 相关的书籍或者官方手册。这里主要叙述本文模型的 Umat 开发过程中三个重要的必须更新的变量，它们是材料二次开发最重要的部分：

- **DDSDDE**：雅克比矩阵  $\partial\Delta\sigma/\partial\Delta\varepsilon$ ，其意义在于确定问题的求解速度以及计算的稳定性。需要指出的是，DDSDDE 只会影响问题的收敛速度，而对计算结果没有影响。本文弹黏塑性模型的二次开发中 DDSDDE 等于图 6-4 中  $P'$  的逆矩阵，即

$$\text{DDSDDE} = \left( \mathbf{D}^{-1} + \Delta t \theta \left( \partial \dot{\varepsilon}_{vp}^{i+1} / \partial \sigma \right) \right)^{-1} \quad (6-57)$$

- **STRESS**：应力张量，在一个增量步内，由 Abaqus 输入初始值，Umat 输出值为增量步结束时更新过的值。岩土工程问题通常需要考虑土体的初始地应力，此值同样通过该数组传递给 Umat。本文弹黏塑性模型的二次开发中，应力张量初始值  $\sigma$  首先传入，然后通过图 6-4 所示流程图计算出应力增量  $d\sigma$ ，从而  $\sigma+d\sigma$  即为更新过的应力张量。
- **STATEV**：求解过程中需要根据材料状态更新的变量组。通常为硬化参数或者其它与本构模型相关的参数。本文弹黏塑性模型的二次开发中，设置了 10 个状态变量，包括与模型各向异性相关的参数  $\alpha_x$ 、 $\alpha_y$ 、 $\alpha_z$ 、 $\alpha_{xy}$ 、 $\alpha_{yz}$ 、 $\alpha_{zx}$  和  $\alpha_0$ ；固有椭圆尺寸  $p_{mi}$ ；结构比  $\chi$ ；孔隙比  $e$ 。

### 6.6.3 Umat 子程序的使用

使用自定义材料时，需要制定特定的路径来让 Abaqus 识别并知道该如何去执行，并且能够对参数进行赋值，下文分别介绍 Umat 子程序的使用和调用方法：

## (1) 通过 Abaqus 使用自定义材料

在 Property 模块中设置材料参数，依次执行【Material】【Create】，这时会弹出如图 6-9 所示的 Edit Material 对话框，用户可以在这里选择本构模型以及设置材料参数。而对于本文的自定义模型，执行【General】【User Material】命令，此时在 Material Behaviors 区域出现 User Material，表明是自定义材料。材料的参数在 Data 区域的【Mechanical Constants】表中输入，此处的数据会一次传入 Umat 子程序中的 Props 数组，而输入参数的个数即为 NProps。本文自定义模型的输入参数为 11 个，其中包括了修正剑桥模型参数，结构性参数，黏性相关参数。此外，由于本文自定义模型采用的是相关联流动法则，雅克比矩阵是对称的，所以不需要勾选 Use unsymmetric material stiffness matrix。执行【General】【Depvar】命令，此时在 Material Behaviors 区域出现 Depvar，表明是材料状态变量，即为上述 STATEV 数组。本文自定义模型的状态变量为 10 个，因此在下面的框内设置为 10，在 Abaqus 中 NSTATV 对应状态变量的个数。此外如果需要其它的一些材料参数，比如密度或者渗透系数，都可以通过其应有的路径设置，图 6-9 所示例子设置了渗透系数参数。

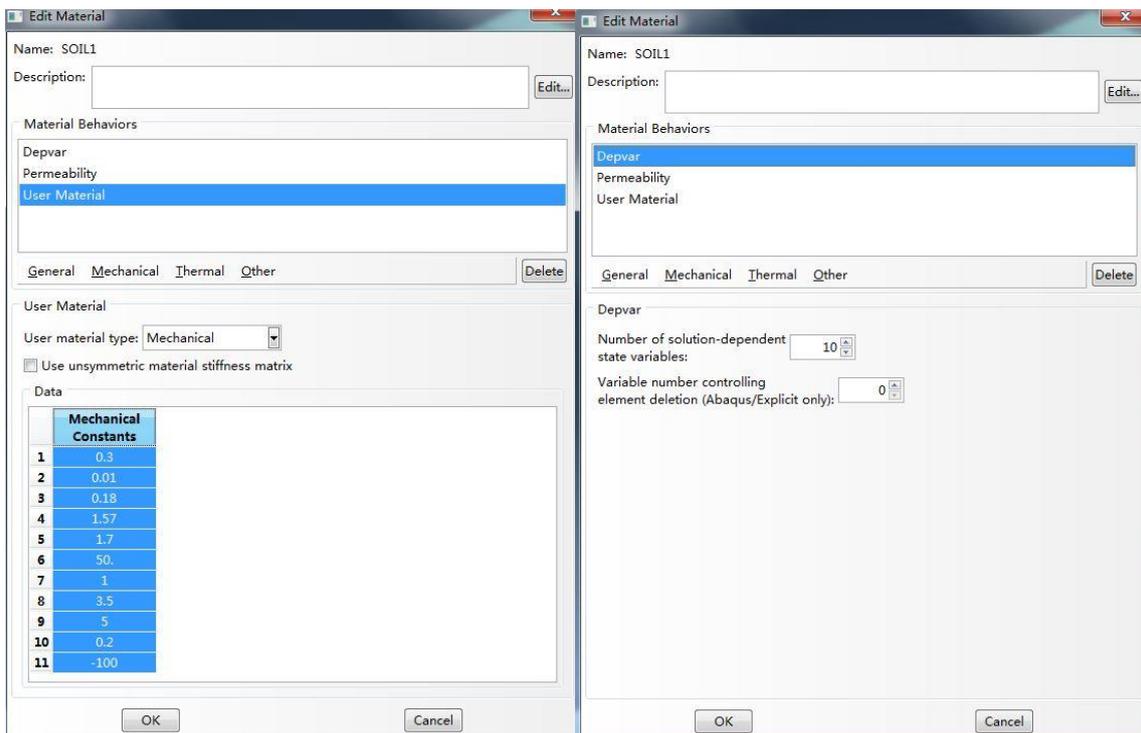


图 6-9 在 Abaqus/CAE 中设置自定义材料

Fig.6-9 Setting of Umat in Abaqus/CAE

### (2) 通过 inp 定义材料

在 Abaqus/CAE 中设置的自定义材料最终都会转化为 inp 的形式，对 Abaqus 高阶用户，直接在 inp 中设置自定义材料和参数会显得简单、效率高。对应于图 6-9 所示设置，只需要在 inp 文件材料定义区域使用下列语句：

```
*User Material, Type=Mechanical, constants=11
 0.3, 0.01, 0.18, 1.57, 1.7, 50., 1., 3.5
 5., 0.2, -100.
*Depvar
 10,
*Permeability, specific=10.
0.000737129, 1.
.....
```

### (3) 调用 Umat 子程序

上述设置了程序材料参数，然而运行程序的时候，Abaqus 需要链接到本构开发的 Fortran 程序，需要使用以下两种方式

- 在工程问题建模，设置土体参数，边界条件，加载等全部完成建立 Job 后，需要在 Job 模块下，【Edit】对应的 Job，在 User subroutine file 位置选择自定义 Fortran 程序 Umat.for。完成之后，即可以执行后续的数据检查以及 Submit。

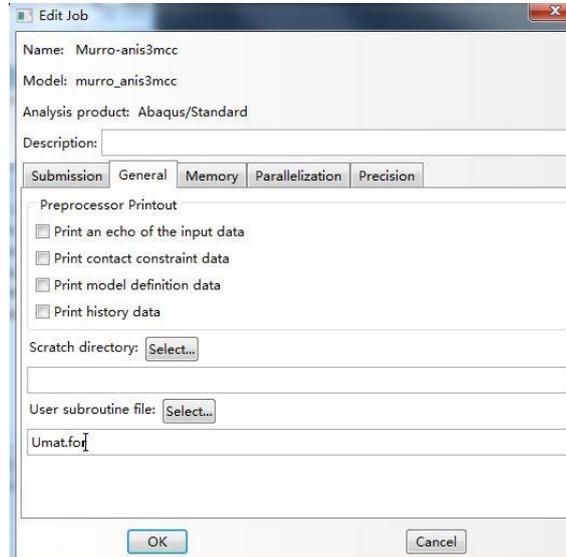


图 6-10 Umat 子程序调用

Fig.6-10 Call Umat subroutine file

- 一般来说，在使用子程序时，为方便检查模型，都设置 Umat 子程序调用（如图 6-10），然而在计算运行时，可以不采用在 CAE 中提交 inp，而是在 Abaqus

Command 中进行。这里给出一个本文使用子程序调用的 Command 语句：  
`abaqus job=*.inp cpus=N user=Umat.for`，使用的时候需要把 Umat.for 子程序与 inp 文件放置于同一个文件夹。

至此，本文开发的考虑非线性流变的弹黏塑性模型在 Abaqus 中的嵌入和使用问题介绍结束。下文将采用室内试验来验证本程序在 Abaqus 中开发的合理性和有效性，并应用于路堤的长期变形问题研究。

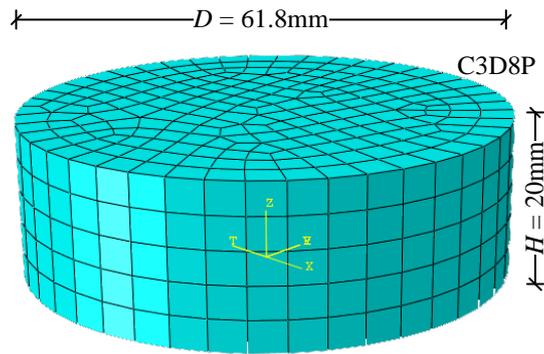
## 6.7 室内试验验证

### 6.7.1 常规固结试验

采用改进的非线性弹黏塑性模型模拟了上海重塑黏土常规固结试验，模型特性和模拟结果如下：

#### (1) 模型介绍

- 物理模型及网格划分：试验室一维固结试验所用环刀尺寸为直径 61.8 mm、高度为 20 mm。本文模拟采用与试样相同尺寸的模型，全尺寸分析，节点数为 1446，单元数为 1090，单元类型为 C3D8P。初始孔隙水压力零，饱和度始终为 100 %。
- 边界条件及初始条件：试样上下表面为透水边界；底部和试样周围边界径向位移固定；底部节点竖向位移固定，其它节点竖向位移不受限制；相较于上表面的荷载，土样自重引起的土体应力分布可忽略不计，从而这里没有设置初始地应力平衡，而是通过初始应力命令分配所有单元同样的初始应力 5 kPa。
- 荷载条件：室内常规固结压缩试验，荷载步为 12.5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa 和 1600 kPa。每级荷载持续时间为 1 天。
- 土体参数：对于重塑土样，不需要考虑土体结构性相关的参数，这里设置  $\chi_0 = \xi = \xi_d = 0$ 。从一维固结试验和三轴试验确定了模拟所需要的参数，见表 6-5。



Element: 1090 Node:1146

图 6-11 一维固结试验计算模型

Fig.6-11 Numerical model of 1D consolidation test

表 6-5 上海黏土参数

Table.6-5 Values of parameters of consolidation model for the test on Shanghai clay

$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	$w_L$	$k_v/m/h$	$c_k$	$\sigma_{p0}^r$
0.3	0.133	0.021	1.06	1.1	42.5	$3.2 \times 10^{-6}$	0.4	50

(2) 结果分析

图 6-12 对比了常规固结试验孔隙比-时间曲线的模拟和试验结果，图中模拟结果取自模型顶部节点，孔隙比通过节点竖向应变和初始孔隙比换算得到。可以看出，模拟结果很好地与试验结果吻合，从而说明了本模型导入的正确性。

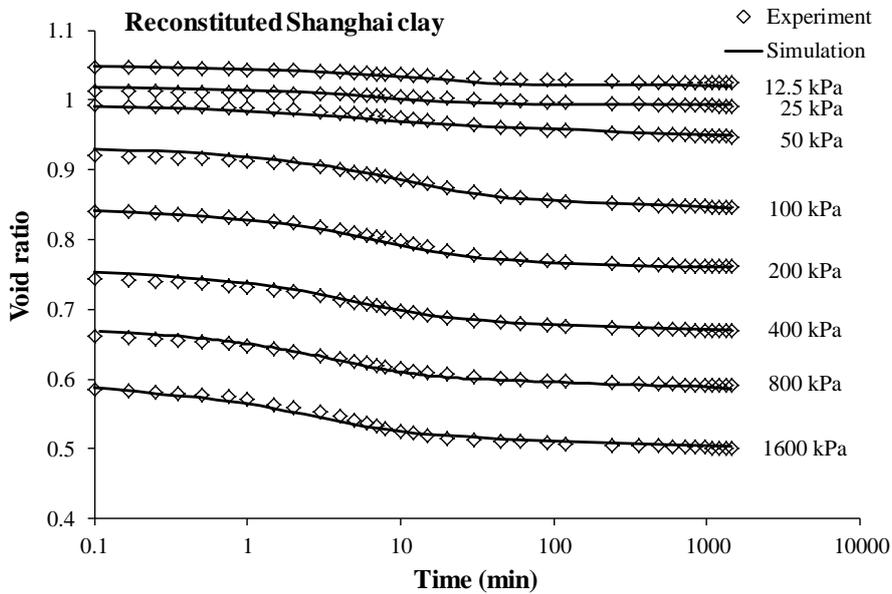


图 6-12 重塑 Shanghai 黏土常规固结试验模拟

Fig.6-12 Test simulation for conventional oedometer test on reconstituted Shanghai clay

## 6.7.2 一维 CRS 试验

### (1) Bastiscan 黏土

Leroueil 等<sup>[18]</sup>对 Bastiscan 黏土进行了多个加载速率下的 CRS 试验, 加载速率从  $1.7 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  到  $4 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  不等。土体的物理性质为: 含水率  $w = 80\%$ , 液限  $w_L = 43\%$ , 塑限  $w_P = 21\%$ , 单位重度  $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ , 黏土的初始竖向应力为  $65 \text{ kPa}$ , 等于原位竖向应力。采用与常规固结试验相同的模型以及边界条件, 如图 6-11 所示。土体参数见表 6-6, 具体的参数确定过程见文献<sup>[99]</sup>。图 6-13 为模拟与试验结果, 同样地, 模拟结果取自于顶部节点, 虽然对比的结果有少许偏差, 但是本文导入模型可以很好地描述黏土 CRS 试验应力应变演化趋势。比如, 能够反映黏土体加载速率效应, 即较快的加载速率对应着较高的先期固结压力; 以及竖向应力超过先期固结压力后, 土体结构开始快速破坏。

表 6-6 Bastiscan 黏土参数

Table.6-6 Values of parameters of consolidation model for the test on Bastiscan clay

$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	$w_L$	$\sigma_{p0}^r / \text{kPa}$	$\chi_0$	$\xi$	$\xi_d$
0.3	0.41	0.037	1.92	0.98	43	65	1.5	10	0.3

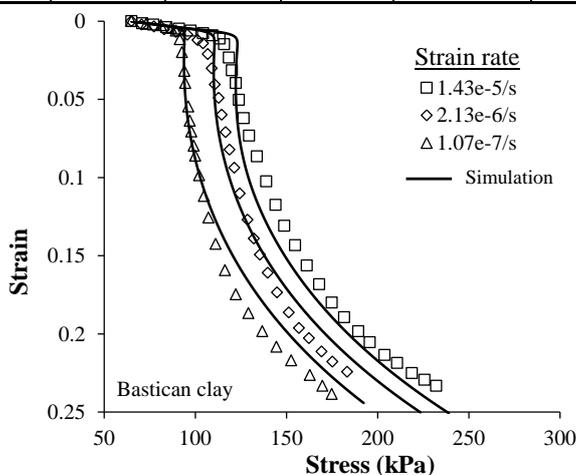


图 6-13 Bastiscan 黏土 CRS 试验模拟

Fig.6-13 Test simulations for CRS oedometer tests on Bastiscan clay

### (2) 上海黏土

根据前文描述, 上海黏土为弱结构性土,  $\chi_0 = 0.5$ 。另外, 根据式(6-22)和(6-23)得到模型参数  $\xi$  和  $\xi_d$  分别为 9 和 0.2, 再加上表 6-5 列出的上海黏土的模型参数, 采用非线性流变模型模拟了上海黏土 CRS 试验。图 6-14 为上海黏土 CRS 试验的模拟结果, 结果表明, 本文流变模型可以很好地模拟上海黏土的加载速率效应特性。

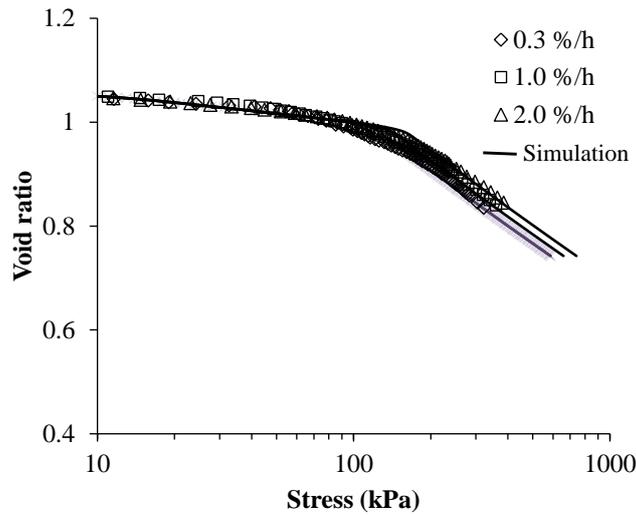


图 6-14 上海黏土 CRS 试验模拟

Fig.6-14 Simulations for CRS oedometer tests on Shanghai clay

### 6.7.3 三轴不排水试验

#### (1) Kawasaki 黏土

Nakase 和 Kamei<sup>[158]</sup>对 Kawasaki 黏土进行了应变速率从 0.7 ~ 0.007 %/min 的 CSR 三轴不排水剪切试验。黏土物理特性为：液限  $w_L = 55.3\%$ ，塑限  $w_P = 25.9\%$ ，比重  $G_s = 2.69$ ，黏粒含量为 22.3 %。土样在  $K_0$  条件下固结到 392 kPa，然后开始三轴压缩和伸长不排水剪切。

为模拟上述黏土的 CRS 不排水特性，建立了图 6-15 所示的计算模型。模型采用试样标准尺寸试样，高度为 80 mm，底面直径 39.1 mm。模型单元数 250 个，节点数 396 个，同样采用 C3D8P 孔压单元。试验过程中固定上下边界侧向位移，以及下边界的竖向位移。本模拟考虑整个试验过程，包括固结阶段（假设整个固结阶段的时间为 1 周）。首先施加 10 kPa 的围压和轴压，然后两天的时间内，在  $K_0$  条件下固结试样到 392 kPa，随后在此条件下固结 5 天。固结完成后开始压缩和伸长剪切。Kamei 和 Sakajo<sup>[193]</sup>所给了 Kawasaki 黏土的  $\lambda_i$ ， $\kappa$ ， $e_0$  值。根据三轴试验结果得到  $M_c = 1.64$ 。考虑到在制作重塑土过程中初始胶结的破坏，设定  $\chi_0 = 0$ 。所有参数列在表 6-7。值得说明的是，由于 Kawasaki 黏土是重塑土且是进行的不排水试验，因此从理论上讲，采用本文导入的考虑非线性流变的模型与原模型 ANICREEP 得到的试验结果相同。

为试验结果和模型预测结果对比。本文模型可以很好的模拟三轴压缩特性。然而，对于伸长试验，就应力-应变曲线和有效应力路径而言，本文模型偏应力增长稍

快，这主要是与数值模拟采用的是理想化的边界条件相关<sup>[99]</sup>。尽管如此，这并不影响本文模型导入的正确性。

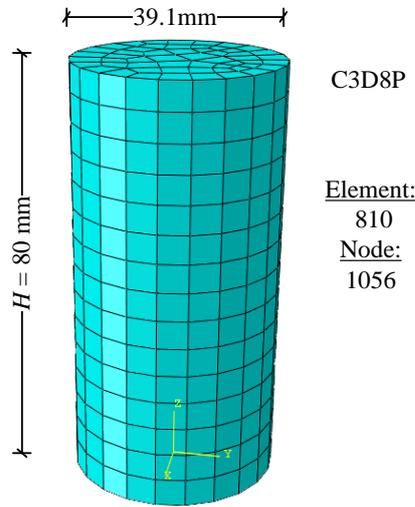


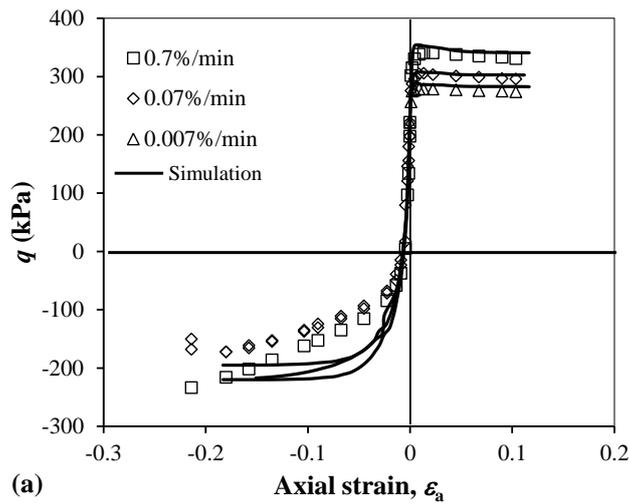
图 6-15 三轴剪切试验计算模型

Fig.6- 15 Numerical model of triaxial sheat test

表 6-7 Kawasaki 黏土参数

Table.6-7 Values of parameters of consolidation model for the test on Kawasaki clay

$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	$w_L$	$\sigma_{p0}^r$ /kPa
0.2	0.16	0.021	1.07	1.64	55.3	10



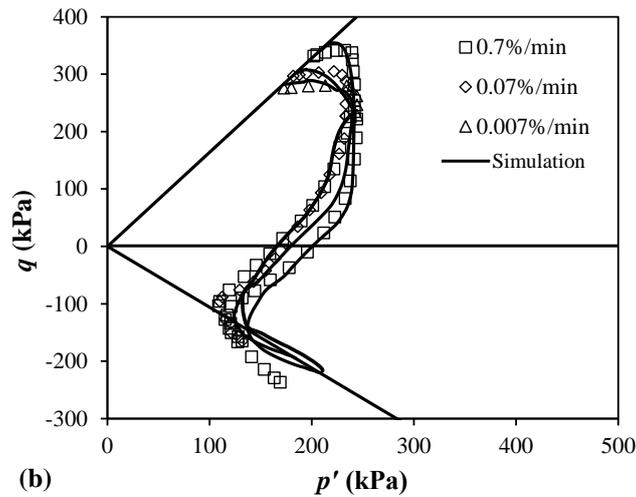
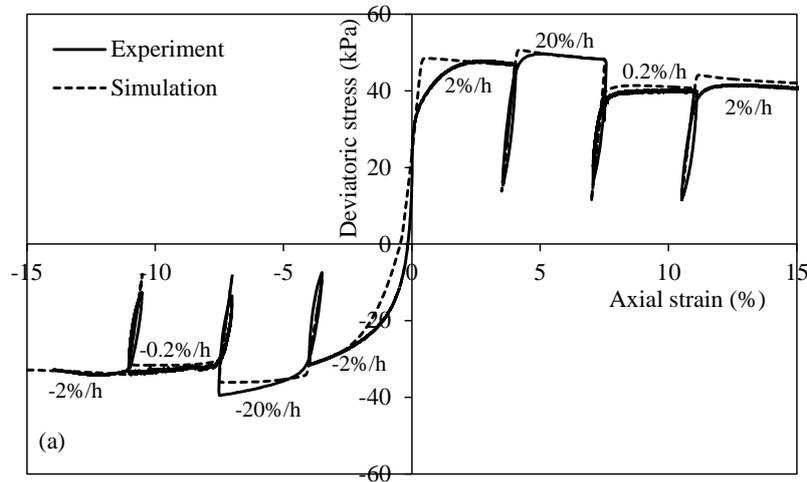


图 6-16 重塑 Kawasaki 黏土不排水三轴 CRS 试验模拟: (a) 应力应变关系; (b) 有效应力路径  
Fig.6-16 Test simulations for CRS undrained triaxial tests on reconstituted Kawasaki clay: (a) stress-strain; (b) effective stress path

## (2) 上海黏土

采用上海黏土一维 CRS 试验模拟所用参数, 以及图 6-15 所示的三轴模型, 模拟了上海黏土三轴变速率不排水压缩和伸长试验。图 6-17 对比了实测和模拟的应力应变和超孔隙水压力关系。结果表明, 本文模型不仅可以很好地拟合应力应变关系, 而且对孔隙水压力的预测也与实测值接近。



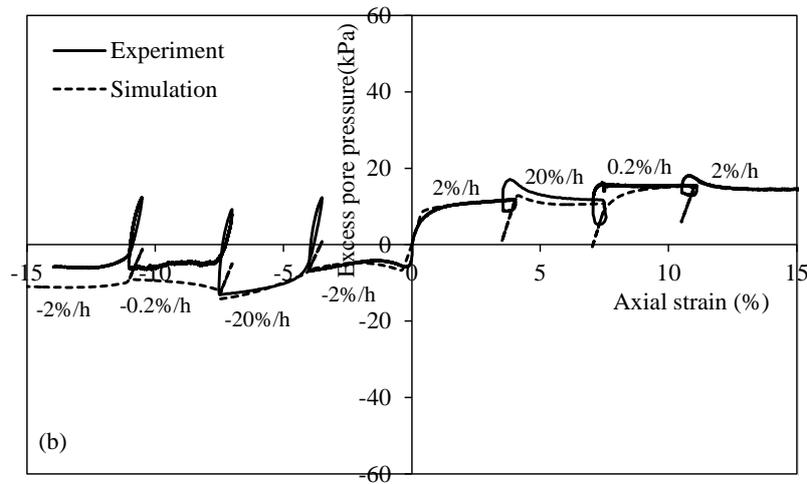


图 6-17 上海黏土不排水三轴压缩和伸长试验模拟: (a) 应力应变关系; (b) 孔压演变规律

Fig.6-17 Simulations for CRS undrained triaxial tests on Shanghai clay: (a) stress strain relationship; (b) evolution of excess pore pressure

## 6.8 工程应用

Murro 试验路堤是建于结构性软黏土上的用于试验研究路堤,一些学者曾对该路堤进行过研究<sup>[98, 120]</sup>。这些模拟运用了弹塑性模型和弹黏塑性模型,结合比奥固结理论,考虑了塑性应变中各向异性的发展以及颗粒间的胶结破坏。模拟表明,路堤的很多特性(如沉降、水平位移、超孔隙水压力)都可以较好的拟合。尽管如此,现场数据清晰的表明,土体的非线性流变特性影响路堤的长期力学行为。

### 6.8.1 Murro 路堤工程特性

#### (1) 背景

Murro 试验路堤于 1993 年建于芬兰西部的 Seinäjoki 镇附近,场地沉积土层厚 23 m,是正常固结粉质软黏土,其上被相对较薄的干泥壳覆盖。软黏层下面是一层冰碛石。历史沉积研究表明该地区土层相对比较年轻,具有典型的正常固结特性和结构性。试验路堤的标高在平均海平面上 37.5 m。

#### (2) 施工与监测

Murro 试验路堤高 2 m,长 30 m。路堤顶部宽 10 m,坡度为 1:2(如图 6-18)。路堤材料是粒径为 0~65 mm 的碎石(黑云母片麻岩)。路堤施工为两天,模拟中采用同样的时间。Murro 试验路堤的测量传感器包括沉降板(S1~S7),测斜仪(I1,

I2), 伸长仪 (E) 和多个孔压传感仪 (U1 ~ U10)。路堤从 1993 年开始监测, 最近一次是在 2007 年。图 6-18 给出了传感器的分布, 在纵剖面上, 传感器集中在路堤中心的 10 m 范围内, 沉降板 S2, S5, S7 在路堤中心线的正下面, 其它的沉降板则对称分布在横断面上。拉伸仪可以测量 1.0 ~ 8.4 m 深度的沉降值。

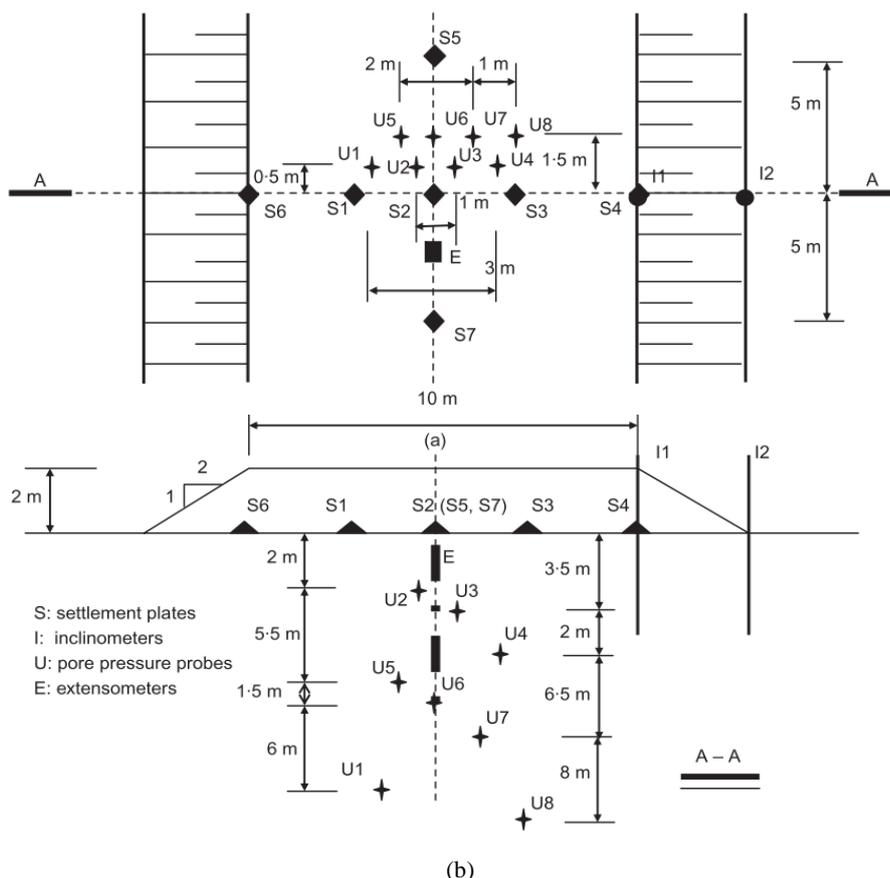


图 6-18 Murro 堤坝详细监测资料: (a) 平面; (b) 截面

Fig.6-18 Murro test embankment with details of instrumentation: (a) plan and (b) cross section

### (3) 场地调查

Karstunen 等<sup>[98]</sup>给出了详细的 Murro 路堤现场黏土的物理特性。黏土为含有 2 ~ 3 % 有机质的粉质黏土, 土体含水量在 65 % 和 100 % 之间变化, 灵敏度 ( $S_t$ ) 介于 2 和 14 之间, 为中等敏感性。23 m 厚的黏土层可以粗略的分为两层: 1.6 m 厚的超固结干泥壳和下覆厚层的接近于正常固结的软黏土。下覆软黏土层可以进一步细分为 5 个亚层。最大压缩层位于深度 1.6 ~ 6.7 m 之间, 地下水位位于地下 0.8 m 处。表 6-8 为路堤现场的 Murro 黏土部分物理特性平均值。

表 6-8 Murro 黏土物理性质平均值

Table.6-8 Average values for physical properties of Murro clay

深度 / m	w / %	$I_p$	$\gamma / \text{kN/m}^3$	$e_0$	$S_t$
0.0-1.6	56.8	38	16.1	1.57	3.5
1.6-3.0	64.1	48	15.7	1.81	7
3.0-6.7	91.6	66	14.4	2.45	7
6.7-10.0	79.5	51	15.2	2.16	7
10.0-15.0	67.6	49	15.7	1.76	5
15.0-23.0	58.3	31	16.2	1.53	7

## 6.8.2 模型介绍

考虑到路堤的对称性，本文主要分析的区域（平面应变条件）为从对称轴线向外水平方向 36 m，竖向方向 23 m，如图 6-19 所示。在侧向边界上限制水平方向的移动，在底边界限制水平和竖向两个方向。有限元网格有 1536 个 8 节点的 C3D8P 单元和 144 个 8 节点的 C3D8R 单元组成，共有 4562 个节点。路堤黏土为 C3D8P 单元而路堤填土为 C3D8R 单元。用简单的理想线弹塑性摩尔-库伦模型用来描述路堤填土的应力应变行为。根据 Karstunen 等<sup>[120]</sup>的建议，取杨氏模量  $E = 40000 \text{ kN/m}^2$ ，泊松比  $\nu = 0.35$ ，临界状态摩擦角  $\varphi = 40^\circ$ ，剪胀角等于  $0^\circ$ ，重度  $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$ ，为了使数值模拟收敛性更好，取粘聚力  $c = 2 \text{ kN/m}^3$ 。路堤在两天时间内施工完毕。表 6-9 列出了路基黏土的模型参数，其中流变参数由土的液限输入，其他参数通过常规固结试验和三轴试验确定，参数的详细确定过程，见文献<sup>[98-99]</sup>。

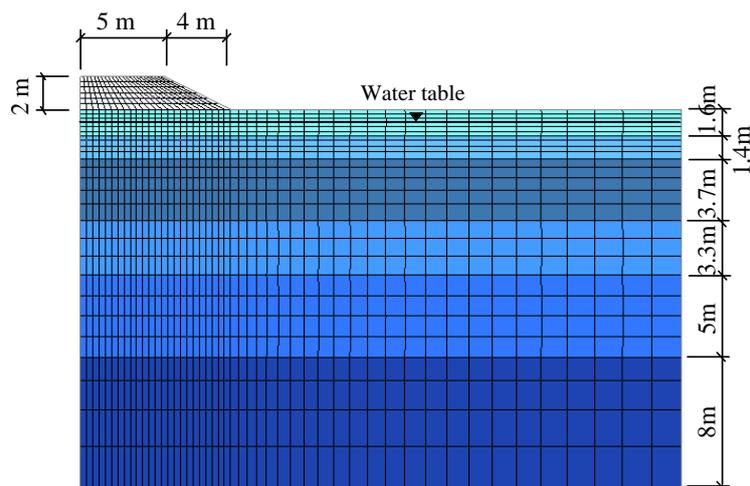


图 6-19 Murro 路堤有限元模型

Fig.6-19 Finite element model for Murro test embankment

表 6-9 Murro 路堤黏土的模型参数

Table.6-9 Values of parameters of enhanced EVP model for Murro foundation clays

深度/m	$M_c$	$K_0$	$\kappa$	$\lambda_i$	$\nu$	$w_L/\%$
0.0-1.6	1.7	1.25	0.01	0.18	0.3	45
1.6-3.0	1.7	0.34	0.024	0.18	0.3	60
3.0-6.7	1.65	0.35	0.041	0.25	0.3	70
6.7-10.0	1.5	0.4	0.024	0.21	0.3	90
10.0-15.0	1.45	0.42	0.024	0.21	0.3	60
15.0-23.0	1.4	0.43	0.02	0.15	0.3	60

深度/m	$POP/kPa$	$\chi_0$	$\xi$	$\xi_d$	$k/m/h$	$c_k$	$\psi$
0.0-1.6	100	2.5	5	0.2	$6.5 \times 10^{-4}$	0.43	0.0087
1.6-3.0	22	6	12	0.2	$2.0 \times 10^{-5}$	0.65	0.0097
3.0-6.7	22	6	9	0.2	$1.6 \times 10^{-5}$	0.69	0.0121
6.7-10.0	22	6	10	0.2	$1.0 \times 10^{-5}$	0.49	0.011
10.0-15.0	35	4	5	0.2	$5.4 \times 10^{-6}$	0.44	0.0095
15.0-23.0	40	6	8	0.2	$2.2 \times 10^{-6}$	0.45	0.0086

### 6.8.3 结果对比

为调查非线性流变的影响，使用本文改进的非线性流变模型（用 EVP-Nonlinear 表示）模拟 Murro 路堤长期变形特性的同时，使用模型 ANICREEP 对比了模拟结果，模型 ANICREEP 中使用的次固结系数见表 6-9 最后一列。下节中对比了两个模型的模拟结果。

#### （1）竖向沉降

图 6-20a 对比了 Murro 路堤之下不同位置处沉降板 S1-S7 竖向沉降实测与预测结果。可以看出，模型 ANICREEP 和改进的 EVP-Nonlinear 都较好的预测了路堤基础土体沉降趋势。在施工结束后较短时间内，两个模型预测值几乎没有差别。在施工结束 2000 天以后，差别开始显现。EVP-Nonlinear 模型的预测沉降值随时间发展更为平缓。尽管实测数据时间长度为 4000 天左右，为更清晰地分析路堤基础土体的沉降特性，本文数值模拟的时间达到了 5 万天。采用对数坐标形式，图 6-20b 所示沉降在固结初期速度较快，而在超孔隙水压力消散后沉降速度放缓。模型预测路堤下黏土完全固结结束需要大约 50 年。固结结束后为纯次固结阶段，在此阶段，EVP-Nonlinear 模型预测的沉降值发展慢于 ANICREEP 模型，即 EVP-Nonlinear 模型的次

固结系数更小。此结果完全符合前文总结的次固结系数非线性变化的特性。

图 6-21 展示了路堤施工结束时和工后固结过程中地表沉降值。两个模型都很好地描述了固结过程中测得的地表沉降值，且拟合结果与地表沉降趋势一致。需要说明的是，路堤两侧地表沉降差值在相同的数量级，这个差值同样在模型预测和实测值之差范围内。考虑到天然黏土的非均质性，图 6-21 中的偏差是可以接受的。

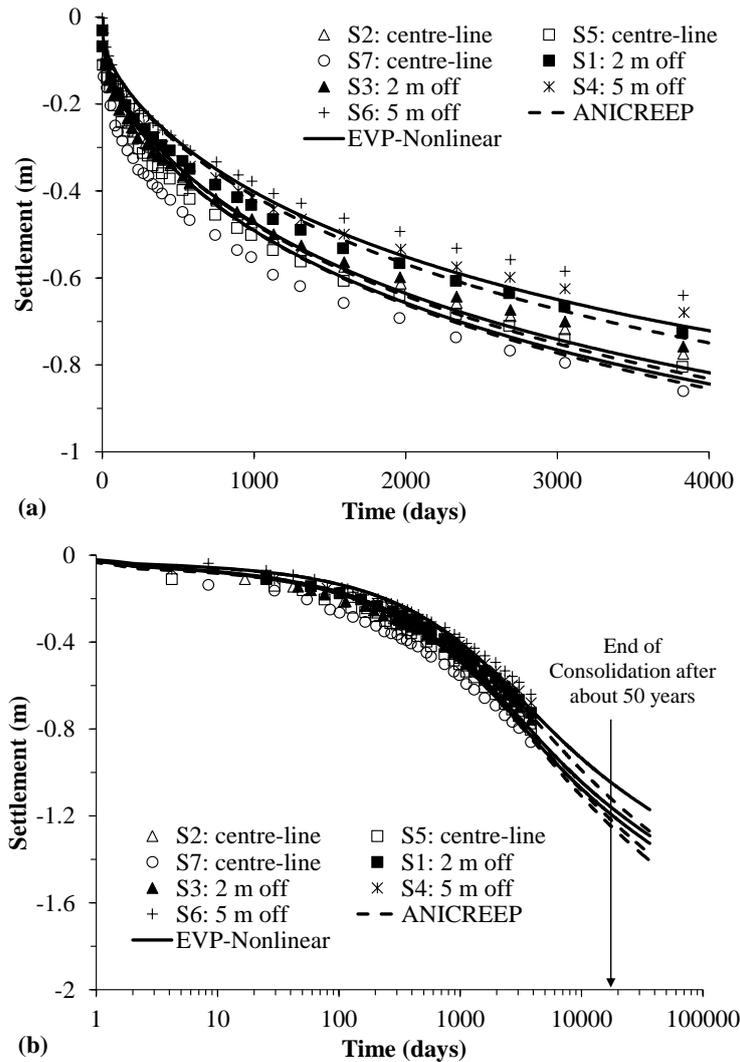


图 6-20 S1-S7 沉降板实测与预测沉降对比：(a) 沉降与时间关系；(b) 沉降与时间对数关系

Fig.6-20 Comparison between the measured and predicted settlements of settlement plates S1-S7:

(a)Settlement versus time; (b) Settlement versus logarithm of time

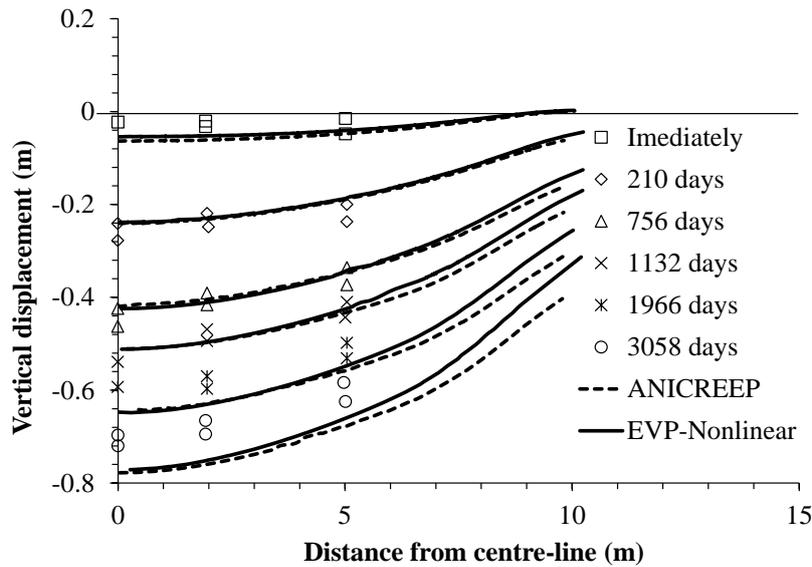


图 6-21 实测与预测表面沉降对比

Fig.6-21 Comparison between the measured and predicted settlements for surface settlement

## (2) 水平位移

图 6-22a 和 b 对比了侧斜管 I1 和 I2 (具体位置见图 6-18) 处实测水平位移与两个模型的预测结果。从图 6-22a 中实测值可以看出, 侧斜管 I1 处水平位移在地表为负值, 然后随着竖向深度增加, 水平位移急剧增大, 在 7m 深处达到峰值, 然后急速降低, 地表深度 15m 之下的土体水平位移较小。两个模型预测的土体最大水平位移结果类似, 位移值偏低。I1 处顶部出现负的水平位移, 根据 Karstunen 等<sup>[120]</sup>的研究, 这是由于巨大的竖向位移拖拽地表土造成的。图 6-22b 侧斜管 I2 看出, 不论是最大水平位移值还是最大水平位移所处的土层深度, EVP-Nonlinear 模型都给出了更为合理的预测结果。需要指出的是, 两个模型都较大地预测了较深位置处土体的侧向位移, 这可能与实际土体的泊松比小于模型计算所用的 0.3 或者在小应变阶段土体刚度较大相关, 而这需要更多的工程验证。

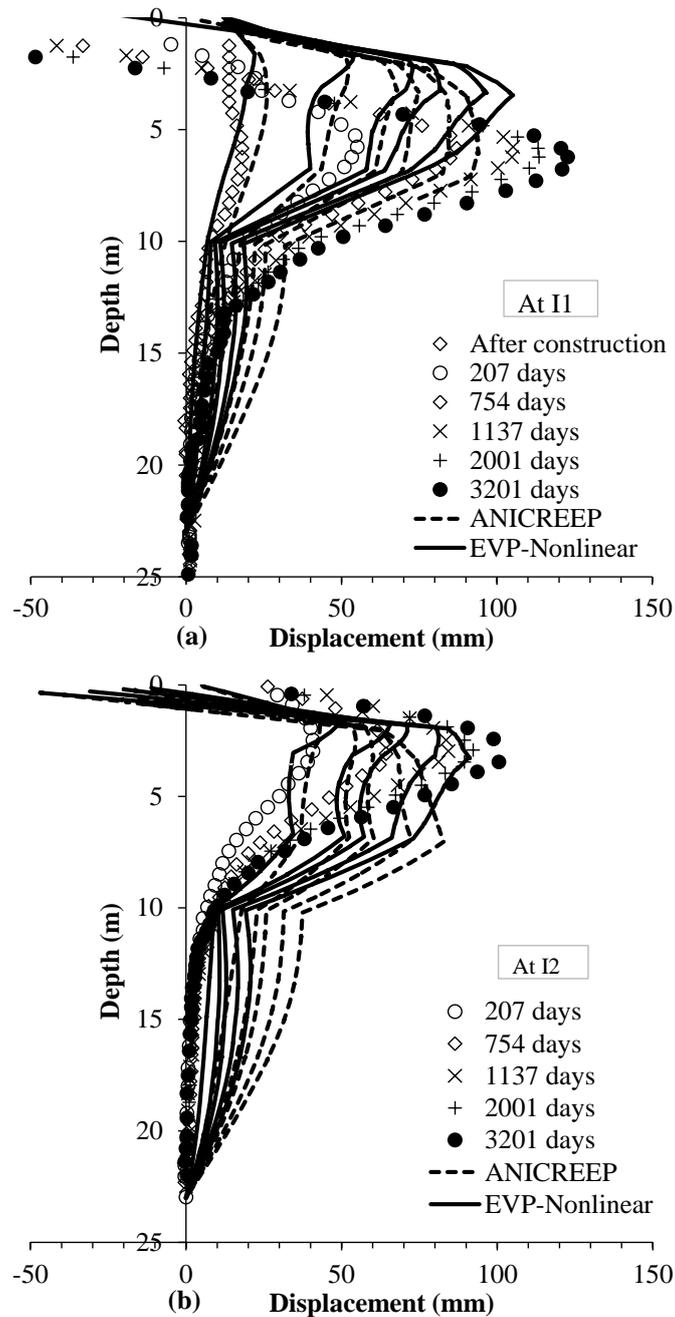


图 6-22 实测与预测水平位移对比: (a) I1 处; (b) I2 处

Fig.6-22 Comparison between measured and predicted horizontal displacements: (a) at I1; (b) at I2

### (3) 超孔隙水压力

图 6-23 给出了路堤基础多个位置处超孔隙随压力随时间的演变过程。超孔隙水压力是通过气压式气压计监测的。由于此种压力计在结构性土体中测试的稳定性有待验证, 因此不应该采用单一类型压力计来监测孔压的发展。从 Murro 路堤的例子可以看出, 由于较难解释的地下水暗流的存在, 所测孔压的稳定性不足。图 6-23 同

样给出了两个模型的预测和实测超孔隙水压力的演变过程。测试点的分布见图 6-18。可以看出，地表及深度 15m 范围内的其他监测点处的超孔隙水压力预测值与实测值吻合度都较好。同时可以看出，ANICREEP 和 EVP-Nonlinear 对超孔隙水压力的影响不大。这主要是因为超孔隙水压力主要与土体渗透系数和荷载大小相关。

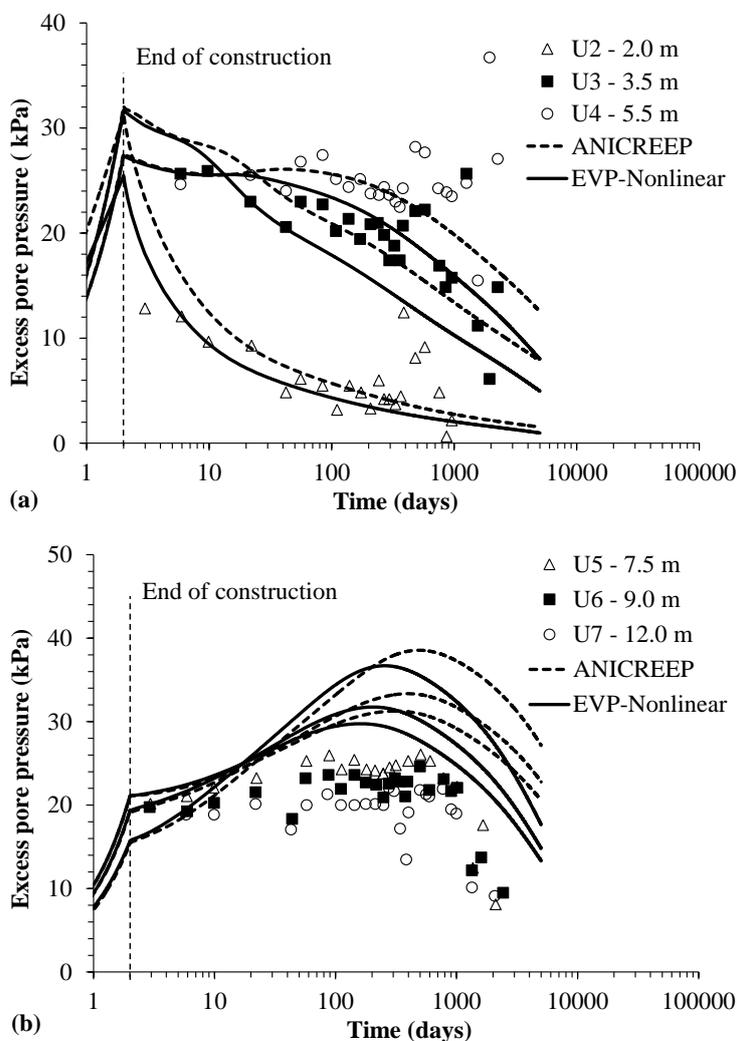


图 6-23 实测与预测超孔隙水压力对比：(a) U2、U3 和 U4 点；(b) U5、U6 和 U7 点  
Fig.6-23 Comparison between measured and predicted excess pore pressures: (a) position of U2, U3 and U4; (b) position of U5, U6 and U7

## 6.9 本章小结

本章将流变参数统一性和非线性特性导入弹黏塑性模型 ANICREEP 中，得到了改进的弹黏塑性模型 (EVP-Nonlinear)。探讨了基于超应力理论的弹黏塑性模型算法

的收敛性，并基于 Abaqus 平台开发了改进模型 Umat 子程序，结合室内试验验证了 Umat 子程序的正确性，应用此模型预测了 Murro 路堤的长期力学特性。得到如下结论：

(1) 通过流变参数非线性变化改进的弹黏塑性模型没有增加额外的参数。考虑到流变参数的统一性，改进的模型拓宽了流变参数的取值渠道。

(2) 探讨了三个基于超应力理论的弹黏塑性模型算法（EVP-Desai, EVP-Stolle 和 EVP-Katona 算法）在模拟一维加载速率试验和三轴不排水试验中的有效性和适用性。从收敛优劣的角度来讲，EVP-Katona 更具有使用价值。

(3) 对本文改进的考虑非线性流变的模型编写了 Umat 子程序，实现了基于 Abaqus 平台的本构模型二次开发。通过模拟上海黏土的常规固结试验，Bastican 黏土和上海黏土的一维 CRS 试验以及 Kawasaki 黏土和上海黏土的三轴不排水压缩和伸长试验检验了非线性流变改进模型以及 Umat 子程序的正确性。

(4) 改进的模型进一步应用到工程实践：Murro 试验路堤，对比了不考虑非线性流变模型的预测结果。结果表明：(a)对沉降来说，考虑非线性流变不会影响短期沉降，但是对长期沉降的影响会很显著；(b)考虑非线性流变对水平位移的影响没有对沉降影响大；(c)考虑非线性流变对超静孔压的发展规律的影响是微不足道的。将考虑和不考虑的非线性流变的模拟结果和试验结果进行对比，考虑非线性流变提高了模型的模拟能力。

## 第七章 总结与展望

在岩土工程实践中，软黏土的流变性给工程带来的影响是不可忽视的，更深入研究流变特性发生的机理是很有必要的。本文基于上海黏土，结合大量不同软黏土的试验，研究了软黏土的流变特性和流变参数的统一性。建立了软黏土加载速率参数的统一性和不同流变特性（强度的加载速率效应、蠕变及应力松弛）的统一性；探讨了软黏土的各向异性流变特性和流变参数的非线性演变规律；最终提出了考虑流变参数统一性和非线性的弹黏塑性本构模型。

### 7.1 主要研究结论

本文主要研究成果：

(1) 针对软黏土先期固结压力的加载速率效应，采用对数形式的速率参数  $\eta_{L1}$  来表征。速率参数  $\rho_{L1}$  用来描述软黏土不排水抗剪强度的速率效应特性。本文总结黏土速率参数的一般变化范围： $\eta_{L1}$  为 2% ~ 8.9%； $\rho_{L1}$  为 2.3% ~ 8.7%。基于现有试验结果调查了一维和三轴条件、三轴压缩和三轴伸长条件、以及不同 OCR 条件黏土强度加载速率效应的统一性，结果表明软黏土在多种加载条件下的加载速率参数具有统一性。通过上海黏土的一维等速率压缩，三轴变速率压缩和伸长以及不同 OCR 条件下的三轴压缩试验，得到上海黏土的一维速率参数  $\eta_{L1}=2.9\%$ ；三轴压缩与三轴伸长的速率参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.7% 和 2.6%；OCR = 1、2 和 4 土样的加载速率效应参数  $\rho_{L1}$  分别为 2.5%、2.6% 和 2.5%，从而看出上海黏土的加载速率效应特性具有统一性。

(2) 总结了以往应力松弛方程的不足，根据一维和三轴应力松弛试验，提出了应力松弛系数的概念，表示为应力松弛过程中轴向应力随时间演变在双对数坐标下与时间关系的斜率，即应力松弛系数  $R_{\alpha} = -\Delta \ln(\sigma_v) / \ln(t)$ 。应力松弛过程中体应变为零，从而塑性体积应变等于负的弹性体积应变，基于一维弹黏塑性模型，通过求解微分方程，推导出应力松弛解析解，预测了竖向应力在松弛过程中的演化规律。 $\ln(\sigma_v)$  对  $\ln(t)$  的微分，得到了应力松弛系数与加载速率系数间的关系。根据加载速率系数与次固结系数的关系，建立了三个流变参数统一性关系。根据重塑伊利土和 Berthierville 黏土的流变试验，总结了各自的流变参数。根据流变参数统一性，对比了加载速率系数、次固结系数和应力松弛系数试验值与预测值。结果表明，试验与

预测流变参数可视为相等。上海黏土流变参数的试验与预测值存在一定偏差（最大偏差为 9%），而加载速率系数 $\beta$ 与次固结系数 $\psi$ 间的统一性偏差最小，为 2%。尽管有些许误差，但是也说明上海黏土的流变参数具有统一性。

（3）土的各向异性特性对高塑性黏土更为明显。高塑性压缩指数  $C_c$  随着试样角度变化不明显，高塑性的温州黏土次固结系数  $C_{\alpha e}$  随着试样角度变化较大，同时，低塑性的舟山和上海黏土的  $C_{\alpha e}$  的变化范围较小， $C_{si}$  和  $C_k$  也具有相同规律。高塑性温州黏土的初始渗透系数  $k_0$  随试样角度增长速度低于低塑性舟山和上海黏土。黏土屈服前的初始各向异性对其各向异性特性有较大影响。上海黏土、温州黏土和舟山黏土的  $C_{\alpha e}$  最大值随着试样角度变化较大，而对应于 1600kPa 的  $C_{\alpha e}$  随试样角度变化较小。压缩指数  $C_c$  和回弹指数  $C_{sr}$  随试样角度变化较小。初始渗透系数  $k_0$  的大小与土的各向异性特性相关。此外，试样角度对高塑性温州黏土应力松弛系数  $R_\alpha$  的影响较大，而舟山和上海黏土的  $R_\alpha$  影响较小。基于压缩指数  $C_c$  几乎不受各向异性的影响，从而本章对于  $C_{\alpha e}$  和  $R_\alpha$  的结论也是合理的。

（4）重塑黏土的结构性已经被消除，试验表明，其次固结系数随着土体压密而降低。基于试验结果，通过增加一个额加的参数  $m$ ，得到了一个简单的非线性蠕变方程。为更方便于应用，提议用  $C_{\alpha eL}$  和  $C_{\alpha eP}$  作为参考次固结系数。原状黏土试验表明在结构性土体应变过程中，其结构性会逐步消失，同时其次固结系数也有很显著的降低。根据原状黏土和重塑黏土次固结系数间的差异性，研究了次固结系数之比与结构比的关系，通过增加一个参数  $n$ ，提出了一个考虑土体结构性影响的非线性蠕变方程。提出的描述次固结系数非线性演变的方程包括 5 个材料参数  $C_{\alpha eL}$ 、 $C_{\alpha eP}$ 、 $m$ 、 $n$  和  $\omega_0$ ，它们都可以从常规固结试验结果直接测量得到。讨论了材料参数与液塑限之间的关系并用液限确定了这些材料参数。通过把材料参数置换成液限，提出了一个用土体含水率、结构比和土体物理参数表示的次固结函数。预测了原状黏土和重塑黏土的一维蠕变特性，预测值与实测值吻合较好，证明了次固结系数非线性方程的有效性。

（5）通过流变参数非线性变化改进的弹黏塑性模型没有增加额外的参数。考虑到流变参数的统一性，改进的模型拓宽了流变参数的取值渠道。探讨了三个基于超应力理论的弹黏塑性模型算法（EVP-Desai, EVP-Stolle 和 EVP-Katona 算法）在模拟一维加载速率试验和三轴不排水试验中的有效性和适用性。从收敛优劣的角度来讲，EVP-Katona 更具有使用价值。对本文改进的考虑非线性流变的模型编写了 Umat 子程序，实现了基于 Abaqus 平台的本构模型二次开发。通过模拟上海黏土的常规固结试验，Bastican 黏土和上海黏土的一维 CRS 试验以及 Kawasaki 黏土和上海黏土的

三轴不排水压缩和伸长试验检验了非线性流变改进模型以及 Umat 子程序的正确性。改进的模型进一步应用到工程实践：Murro 试验路堤，对比了不考虑非线性流变模型的预测结果。结果表明：(a)对沉降来说，考虑非线性流变不会影响短期沉降，但是对长期沉降的影响会很显著；(b)考虑非线性流变对水平位移的影响没有对沉降影响大；(c)考虑非线性流变对超静孔压的发展规律的影响是微不足道的。将考虑和不考虑的非线性流变的模拟结果和试验结果进行对比，考虑非线性流变提高了模型的模拟能力。

## 7.2 展望

通过室内试验、理论分析和黏弹塑性数值计算，本文研究了软黏土流变特性在蠕变、加载速率效应特性和应力松弛方面的统一性、流变参数的各向异性特性、非线性变化特性以及发展了改进的黏弹塑性流变模型，由于水平有限，本文的工作在以下几个方面还需要完善：

(1) 未来工作的重心将放在超低速及超高速加载试验仪器、方法及规律的研究上，速率效应与应力松弛及蠕变的相关性或等效性上。以期更全面、深入地认识速率效应机理，并为本构模型开发及工程应用提供必要的理论支持。

(2) 本文仅仅从宏观力学角度研究软黏土各向异性流变，而对宏观力学反应的机理并没有给出合理的解释。未来的研究可以把重心放在通过 SEM 试验和压汞试验分析土体颗粒方向及孔隙演变，实现宏微观相结合研究。以求探索软黏土流变特性的微观机理和机制分析。

(3) 尽管本文所提出的原状黏土非线性描述方法在一定程度上可以很好的表示其非线性流变特性，但是需要看出非线性描述方程有多个参数，且有个别参数 ( $m$  和  $n$ ) 的液塑限拟合的拟合系数不高。需要更多的试验结果来验证本文提出拟合的有效性，或者提出更为合理的参数。

(4) 本文改进的弹黏塑性模型还没有应于基坑开挖、滑坡预测等大型工程问题。由于塌方或者边坡失稳都牵扯到大变形问题，未来有必要应用弹黏塑性 Umat 子程序于 Abaqus 的 ALE 模块以研究土体的大变形问题。

## 参 考 文 献

- [1] Meschyan S. Experimental Rheology of Clayey Soils[M]. London, AA Balkema, 1995.
- [2] Saito M, Uezawa H. Failure of soil due to creep[C]// Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, 1: 315-318.
- [3] Skempton A. Long-term stability of clay slopes[J]. Géotechnique, 1964, 14(2): 77-102.
- [4] Crawford C B, Eden W J. Stability of natural slopes in sensitive clay[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1967, 93(SM4): 419-436.
- [5] Saito M. Forecasting time of slope failure by tertiary creep[C]// Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, 2: 677-683.
- [6] Vyalov S S. Rheological Fundamentals of Soil Mechanics[M]. Amsterdam, Elsevier Press, 1986.
- [7] Peterson R. Discuss[C]// Proceedings of the 3th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953, 3.
- [8] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京, 中国建筑工业出版社, 1999.
- [9] Bjerrum L. Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. Géotechnique, 1967, 17(2): 83-118.
- [10] Desai C S, Samtani N C, Vulliet L. Constitutive modeling and analysis of creeping slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(1): 43-56.
- [11] Desai C S, Sane S, Jenson J. Constitutive modeling including creep-and rate-dependent behavior and testing of glacial tills for prediction of motion of glaciers[J]. International Journal of Geomechanics, 2011, 11(6): 465-476.
- [12] 张云, 薛禹群, 吴吉春, 等. 饱和黏性土蠕变变形试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 672-677.
- [13] 缪林昌, 张军辉, 陈艺南. 江苏海相软土压缩特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1711-1714.
- [14] 陈尚发, 余成学, 陈胜宏. 大岩淌滑坡的弹黏塑性自适应有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 169-175.

- 
- [15] Fodil A, Aloulou W, Hicher P Y. Viscoplastic behaviour of soft clay[J]. *Géotechnique*, 1997, 47(3): 581-591.
- [16] Graham J, Crooks J H A, Bell A L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays[J]. *Géotechnique*, 1983, 33(3): 327-340.
- [17] Yin J H. Non-linear creep of soils in oedometer tests[J]. *Géotechnique*, 1999, 49(5): 699-707.
- [18] Leroueil S, Kabbaj M, Tavenas F, et al. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays[J]. *Géotechnique*, 1985, 35(2): 159-180.
- [19] Augustesen A, Liingaard M, Lade P V. Evaluation of time-dependent behavior of soils[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2004, 4(3): 137-156.
- [20] Murayama S, Shibata T. Rheological properties of clays[C]// *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1961, 269-273.
- [21] Mesri G, Godlewski P. Time and stress-compressibility interrelationship[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1977, 103(5): 417-430.
- [22] 曾玲玲, 洪振舜, 刘松玉, 等. 天然沉积结构性土的次固结变形预测方法[J]. *岩土力学*, 2011, 32(10): 3136-3142.
- [23] 余湘娟, 殷宗泽, 董卫军. 荷载对软土次固结影响的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2007, 29(6): 913-916.
- [24] 雷华阳, 肖树芳. 天津软土的次固结变形特性研究[J]. *工程地质学报*, 2002, 10(4): 385-389.
- [25] 吴宏伟, 李青, 刘国彬. 上海黏土一维压缩特性的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, 33(4): 630-636.
- [26] 徐珊, 陈有亮, 赵重兴. 单向压缩状态下上海地区软土的蠕变变形与次固结特性[J]. *工程地质学报*, 2008, 16(4): 495-501.
- [27] 师旭超, 汪稔, 张在喜. 广西海相淤泥的次固结特性研究[J]. *岩土力学*, 2003, 24(5): 863-865.
- [28] 王常明, 王清, 张淑华. 滨海软土蠕变特性及蠕变模型[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(2): 227-230.
- [29] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. *岩土工程学报*, 1993, 15(3): 54-62.
- [30] Singh A, Mitchell J K. General stress-strain-time function for soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1968, 94(1): 21-46.
-

- [31] Bishop A W, Lovenbury H T. Creep characteristics of two undisturbed clays[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969, 1:29-37.
- [32] Tian W M, Silva A J, Veyera G E, et al. Drained creep of undisturbed cohesive marine sediments[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31(6): 841-855.
- [33] Zhu J G, Yin J H. Drained creep behaviour of soft Hong Kong marine deposits.[J]. Géotechnique, 2001, 51(5): 471-474.
- [34] Tavenas F, Leroueil S, La Rochelle P, et al. Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(13): 402-423.
- [35] 孔令伟, 张先伟, 郭爱国, 等. 湛江强结构性黏土的三轴排水蠕变特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(2): 365-372.
- [36] 陈晓平, 周秋娟, 朱鸿鹄, 等. 软土蠕变固结特性研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(supp): 1-10.
- [37] Sekiguchi H. Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity[J]. Soils and Foundations, 1984, 24(1): 129-147.
- [38] Sheahan T C, Ladd C C, Germaine J T. Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(2): 99-108.
- [39] Arulanandan K, Shen C K, Young R B. Undrained creep behavior of a coastal organic silty clay[J]. Géotechnique, 1971, 21(4): 359-375.
- [40] Hicher P Y. Mechanical behavior of saturated clays on various paths monotonic and cyclic loads. Application modeling elastoplastic and viscoplastic[D]. Paris, University of Paris VI, 1985.
- [41] Buisman A S K. Results of long duration settlement tests[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass, 1936, 1: 103-107.
- [42] Leroueil S, Kabbaj M, Tavenas F. Study of the validity of a  $\sigma_v$ - $\varepsilon_v$ - $\dot{\varepsilon}_v$  model in in situ conditions[J]. Soils and Foundations, 1988, 28(3): 13-25.
- [43] Yin Z Y, Karstunen M, Chang C S, et al. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1103-1113.
- [44] Kulhawy F H, Mayne P W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design[R]. Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, Report EL-6800, 1990.
- [45] Vaid Y P, Campanella R G. Time-dependent behavior of undisturbed clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, 103(7): 693-709.

- 
- [46] Silvestri V. Strain-rate effects in self-boring pressuremeter tests in clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, 43(9): 915-927.
- [47] Hinchberger S D, Rowe R. Evaluation of the predictive ability of two elastic- viscoplastic constitutive models[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, 42(6): 1675-1694.
- [48] Yin Z Y, Zhang D M, Hicher P Y, et al. Modeling of the time-dependent behavior of soft soils using a simple elasto-viscoplastic model[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, 30(6): 880-888.
- [49] Yin Z Y, Huang H W, UTILI S, et al. Modeling rate-dependent behaviors of soft subsoil under embankment loads[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(1): 109-117.
- [50] Rangeard D, Hicher P Y, Zentar R. Determining soil permeability from pressuremeter tests[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2003, 27(1): 1-24.
- [51] Yin Z Y, Hicher P Y. Identifying parameters controlling soil delayed behaviour from laboratory and in situ pressuremeter testing[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2008, 32(12): 1515-1535.
- [52] Prevost J H. Undrained stress-strain-time behavior of clays[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1976, 102(12): 1245-1259.
- [53] Prapaharan S, Chameau J, Holtz R. Effect of strain rate on undrained strength derived from pressuremeter tests[J]. *Géotechnique*, 1989, 39(4): 615-624.
- [54] Yoshikuni H, Nishiumi H, Ikegami S, et al. The creep and effective stress-relaxation behavior on one-dimensional consolidation[C]// *Proceedings of the 29th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1994, 29: 269-270.
- [55] Yin J H, Graham J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1989, 26(2): 199-209.
- [56] Lacerda W A, Houston W N. Stress relaxation in soils[C]// *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mockba, 1973, 2: 221-227.
- [57] Vialov S S, Skibitsky A M. Problems of the rheology of soils[C]// *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1961, 1: 387-391.
- [58] Oda Y, Mitachi T. Stress relaxation characteristics of saturated clays[J]. *Soils and Foundations*, 1988, 28(4): 69-80.
- [59] Arai K. Representation of soft clay behavior based on minimization of dissipated energy[C]// *Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, 1985, 1:277-284.
-

- [60] Silvestri V, Soulie M, Touchan Z, et al. Triaxial relaxation tests on a soft clay[S]. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM, Philadelphia, 1988, 321-337.
- [61] Zhu J G, Yin J H, Luk S T. Time-dependent stress-strain behavior of soft Hong Kong marine deposits[J]. ASTM Geotechnical Testing Journal, 1999, 22(2): 118-126.
- [62] Sheahan T C, Ladd C C, Germaine J T. Time-dependent triaxial relaxation behavior of a resedimented clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 1994, 17(4): 444-452.
- [63] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1357-1369.
- [64] Liingaard M, Augustesen A, Lade P V. Characterization of models for time-dependent behavior of soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2004, 4(3): 157-177.
- [65] 陈宗基. 固结及时间效应的单维问题[J]. 土木工程学报, 1958, 5(1): 1-10.
- [66] 殷宗泽, 张海波, 朱俊高, 等. 软土的次固结[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5): 521-526.
- [67] Kutter B L, Sathialingam N. Elastic viscoplastic modelling of the rate-dependent behaviour of clays[J]. Géotechnique, 1992, 42(3): 427-441.
- [68] Vermeer P A, Neher H P. A soft soil model that accounts for creep[C]// Proceedings of Plaxis Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics", Amsterdam, 1999, 249-262.
- [69] Yin Z Y, Wang J H. A one-dimensional strain-rate based model for soft structured clays[J]. Science China Technological Sciences, 2012, 55(1): 90-100.
- [70] Kim Y, Leroueil S. Modeling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(3): 484-797.
- [71] Perzyna P. Fundamental problems in viscoplasticity[J]. Advances in Applied Mechanics, 1966, 9(2): 243-377.
- [72] 陈晓平, 白世伟. 软粘土地基粘弹塑性比奥固结的数值分析[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 481-484.
- [73] 王小平, 封金财. 基于非局部化方法的边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(S1): 247-252.
- [74] 王元战, 王婷婷, 王军. 滨海软土非线性流变模型及其工程应用研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2679-2685.
- [75] 潘晓明, 杨钊, 许建聪. 非正常西原黏弹塑性流变模型的应用研究[J]. 岩石力学与工程学报,

- 2011, 30(S1): 2640-2646.
- [76] 殷德顺, 任俊娟, 和成亮, 等. 一种新的岩土流变模型元件[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(9): 1899-1903.
- [77] Forlati F, Gioda G, Scavia C. Finite element analysis of a deep-seated slope deformation[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2001, 34(2): 135-159.
- [78] Gioda G, Borgonovo G. Finite element modeling of the time-dependent deformation of a slope bounding a hydroelectric reservoir[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2004, 4(4): 229-239.
- [79] 李军世, 林咏梅. 上海淤泥质粉质黏土的 Singh-Mitchell 蠕变模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(4): 363-366.
- [80] 王志俭, 殷坤龙, 简文星. 万州区红层软弱夹层蠕变试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(S): 40-44.
- [81] 杨超, 汪稔, 孟庆山. 软土三轴剪切蠕变试验研究及模型分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(S1): 105-111.
- [82] 王琛, 张永丽, 刘浩吾. 三峡泄滩滑坡滑动带土的改进 Singh-Mitchell 蠕变方程[J]. 岩土力学, 2005, 26(3): 415-418.
- [83] 朱鸿鹄, 陈晓平, 程小俊, 等. 考虑排水条件的软土蠕变特性及模型研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 694-698.
- [84] Naghdi P M, Murch S A. On the mechanical behavior of viscoelastic-plastic solids[J]. *Journal of Applied Meteorology*, 1962, 30: 321-328.
- [85] Olszak W, Perzyna P. The constitutive equations of the flow theory for a nonstationary yield condition[C]// *Proceedings of the 11th International Congress of Applied Mechanics*, 1966, 545-553.
- [86] Olszak W, Perzyna P. *Stationary and Nonstationary Viscoplasticity*[M]. New York, McGraw-Hill, 1970.
- [87] Sekiguchi H, Ohta H. Induced anisotropy and time dependency in clay[C]// *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, 1977, 229-238.
- [88] Nova R. A viscoplastic constitutive model for normally consolidated clay[C]// *International Union of Theoretical and Applied Mechanics: Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft, 1982, 287-295.
- [89] Matsui T, Abe N. Undrained creep characteristics of normally consolidated clay based on the flow

- surface model[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985, 140-143.
- [90] Perzyna P. The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials[C]// Proceedings of Vibration Problems, 1963, 4: 281-290.
- [91] Perzyna P. The constitutive equations for rate sensitive plastic materials[J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1963, 20(4): 321-332.
- [92] Yin Z Y, Karstunen M, Hicher P Y. Evaluation of the influence of elasto-viscoplastic scaling functions on modelling time-dependent behaviour of natural clays[J]. Soils and Foundations, 2010, 50(2): 203-214.
- [93] Adachi T, Oka F. Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity[J]. Soils and Foundations, 1982, 22(4): 57-70.
- [94] Oka F, Kodaka T, Kim Y S. A cyclic viscoelastic-viscoplastic constitutive model for clay and liquefaction analysis of multi-layered ground[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(2): 131-179.
- [95] Kimito S, Oka F. An elasto-viscoplastic model for considering destructuration and consolidation analysis of unstable behavior[J]. Soils and Foundations, 2005, 45(2): 29-42.
- [96] Shahrour I, Meimon Y. Calculation of marine foundations subjected to repeated loads by means of the homogenization method[J]. Computers and Geotechnics, 1995, 17(1): 93-106.
- [97] 陈铁林. 结构性粘土本构模型与参数测定研究[D]. 南京水利科学研究院, 2001.
- [98] Karstunen M, Yin Z Y. Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment[J]. Géotechnique, 2010, 60(10): 735-749.
- [99] Yin Z Y, Karstunen M. Modelling strain-rate-dependency of natural soft clays combined with anisotropy and destructuration[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2011, 24(3): 216-230.
- [100] Rocchi G, Fontana M, Da Prat M. Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory[J]. Géotechnique, 2003, 53(8): 729-745.
- [101] Rowe R K, Hinchberger S D. The significance of rate effects in modelling the Sackville test embankment[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(3): 500-516.
- [102] Tong X, Tuan C Y. Viscoplastic cap model for soils under high strain rate loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(2): 206-214.
- [103] Hinchberger S D, Qu G F. Viscoplastic constitutive approach for rate-sensitive structured clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46(6): 609-626.

- [104] 但汉波, 王立忠.  $K_0$  固结软黏土的应变率效应研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(5): 718-725.
- [105] Leoni M, Karstunen M, Vermeer P A. Anisotropic creep model for soft soils[J]. Géotechnique, 2008, 58(3): 215-226.
- [106] Yin J H, Zhu J G, Graham J. A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(1): 157-173.
- [107] Zhou C, Yin J H, Zhu J G, et al. 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.
- [108] Kelln C, Sharma J, Hughes D, et al. An improved elastic-viscoplastic soil model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(10): 1356-1376.
- [109] Yin Z Y, Chang C S, Karstunen M, et al. An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, 47(5): 665-677.
- [110] Yin Z Y, Hattab M, Hicher P Y. Multiscale modeling of a sensitive marine clay[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, 35: 1682-1702.
- [111] Yin Z Y, Xu Q, Yu C. Elastic viscoplastic modeling for natural soft clays considering nonlinear creep[J]. International Journal of Geomechanics, 2012. Doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000284
- [112] Grimstad G, Degago S, Nordal S, et al. Modelling creep and rate effects using the time resistance concept in a model for anisotropy and destructuration[C]// Nordic Geotech Meeting Sandefjord, Norway, 2008, 195-202.
- [113] Dafalias Y F, Popov E P. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading[J]. Acta Mechanica, 1975, 21: 173-192.
- [114] Kaliakin V N, Dafalias Y F. Verification of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils[J]. Soils and Foundations, 1990, 30(3): 25-36.
- [115] 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.
- [116] 李兴照, 黄茂松, 王录民. 流变性软粘土的弹黏塑性界面本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1393-1401.
- [117] Nakai T, Shahin H, Kikumoto M. A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(6): 1149-1168.

- [118] Yao Y, Kong L, Hu J. An elastic-viscous-plastic model for overconsolidated clays[J]. *Science China Technological Sciences*, 2013, 56(2): 441-457.
- [119] Wheeler S J, Näätänen A, Karstunen M, et al. An anisotropic elastoplastic model for soft clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(2): 403-418.
- [120] Karstunen M, Krenn H, Wheeler S J, et al. Effect of anisotropy and destructuration on the behavior of Murro test embankment[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2005, 5(2): 87-97.
- [121] Yin Z Y, Karstunen M, Wang J H, et al. Influence of features of natural soft clay on behaviour of embankment[J]. *Journal of Central South University of Technology*, 2011, 18: 1667-1676.
- [122] Taechakumthorn C, Rowe R K. Choice of allowable long-term strains for reinforced embankments on a rate-sensitive foundation[J]. *Geosynthetics International*, 2012, 19(1): 1-10.
- [123] Gnanendran C T, Manivannan G, Lo S R. Influence of using a creep, rate, or an elastoplastic model for predicting the behaviour of embankments on soft soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, 43(2): 134-154.
- [124] Kelln C, Sharma J, Hughes D, et al. Finite element analysis of an embankment on a soft estuarine deposit using an elastic-viscoplastic soil model[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, 46(3): 357-368.
- [125] Hinchberger S D, Rowe R. Modelling the rate-sensitive characteristics of the Gloucester foundation soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35(5): 769-789.
- [126] Nagahara H, Fujiyama T, Ishiguro T, et al. FEM analysis of high airport embankment with horizontal drains[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2004, 22: 49-62.
- [127] Mirjalili M, Kimoto S, Oka F, et al. Long-term consolidation analysis of a large-scale embankment construction on soft clay deposits using an elasto-viscoplastic model[J]. *Soils and Foundations*, 2012, 52(1): 18-37.
- [128] Neher H P, Wehnert M. An evaluation of soft soil models based on trial embankments[C]// *Computer Methods and Advances in Geomechanics: Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, US, 2000.
- [129] Kim Y T. Strain rate-dependent consolidation behaviors of embankment with or without vertical drains[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2012, 30(4): 274-290.
- [130] Zhu J G, Yin J H. Elastic viscoplastic modelling of consolidation behaviour of a test embankment treated with PVD[C]// *The 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Seoul, Korea, 2012, 298-305.
- [131] Karim M R, Gnanendran C T, Lo S-C R, et al. Predicting the long-term performance of a wide

- embankment on soft soil using an elastic-viscoplastic model[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, 47(2): 244-257.
- [132] Ishii Y, Ota K, Kuraoka S, et al. Evaluation of slope stability by finite element method using observed displacement of landslide[J]. *Landslides*, 2011, 9: 335-348.
- [133] Conte E, Silvestri F, Troncone A. Stability analysis of slopes in soils with strain-softening behaviour[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, 37(5): 710-722.
- [134] Troncone A. Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behaviour[J]. *Géotechnique*, 2005, 55(8): 585-596.
- [135] Fernandez-Merodo J A, Garcia-Davalillo J C, Herrera G, et al. 2D viscoplastic finite element modelling of slow landslides: the Portalet case study (Spain)[J]. *Landslides*, 2012, 11: 29-42.
- [136] 陈晓平, 杨春和, 白世伟. 软基上吹填边坡蠕变特性有限元分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2001, 20(4): 514-518.
- [137] 罗玉龙, 彭华. 淋溪河水电站大野坪滑坡体渗流应力耦合分析[J]. *岩石力学*, 2008, 29(12): 3443-3450.
- [138] Liu G B, Ng C W W, Wang Z W. Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(8): 1004-1013.
- [139] Oka F, Higo Y, Kimoto S. Elasto-viscoplastic numerical analysis of a deep excavation in an Osaka soft clay deposit using the open-cut method[C]// *Proceedings of the 12th Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Goa, India, 2008, 4709-4715.
- [140] 郑榕明. 软土工程中的非线性流变分析[J]. *岩土工程学报*, 1996, 18(5): 1-12.
- [141] 张俊峰, 王建华, 温锁林. 软土基坑引起下卧隧道隆起的非线性流变[J]. *土木建筑与环境工程*, 2012, 34(3): 10-15.
- [142] 刘国斌, 贾付波. 基坑回弹时间效应的试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, 26(1): 3040-3044.
- [143] Shirlaw J N. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield: Discussion[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1995, 32(1): 181-189.
- [144] 张冬梅, 黄宏伟, 王箭明. 软土隧道地表长期沉降的粘弹性流变与固结耦合分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(S1): 2359-2362.
- [145] Bai J, Morgenstern N, Chan D. Three-dimensional creep analyses of the leaning tower of Pisa[J].

- Soils and Foundations, 2008, 48(2): 195-205.
- [146] Bodas Freitas T M, Potts D M, Zdravkovic L. The effect of creep on the short-term bearing capacity of pre-loaded footings[J]. Computers and Geotechnics, 2012, 42: 99-108.
- [147] Zhu J G, Yin J H. Deformation and pore-water pressure responses of elastic viscoplastic soil[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(9): 899-908.
- [148] Giannopoulos K P, Zdravkovic L, Potts D M. A numerical study on the effects of time on the axial load capacity of piles in soft clays[C]// Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2010, 595-600.
- [149] 李建中, 彭芳乐. 描述粘土粘塑性的新参数[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(5): 859-863.
- [150] Leroueil S, Tavenas F, Samson L, et al. Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part II. Laboratory determination[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, 20(4): 803-816.
- [151] Mesri G, Choi Y K. Settlement analysis of embankments on soft clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(4): 441-464.
- [152] 但汉波. 天然软粘土的流变特性[D]. 杭州, 浙江大学, 2009.
- [153] Cheng C M, Yin J H. Strain-rate dependent stress-strain behavior of undisturbed Hong Kong marine deposits under oedometric and triaxial stress states[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2005, 23(1-2): 61-92.
- [154] Nash D F T, Sills G C, Davison L R. One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar[J]. Géotechnique, 1992, 42(2): 241-256.
- [155] 齐添. 软土一维非线性固结理论与试验对比研究[D]. 杭州, 浙江大学, 2008.
- [156] Yin J H, Cheng C. Comparison of strain-rate dependent stress-strain behavior from  $K_0$ -consolidated compression and extension tests on natural Hong Kong marine deposits[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2006, 24: 119-147.
- [157] Vaid Y P, Robertson P K, Campanella R G. Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, 16(1): 34-42.
- [158] Nakase A, Kamei T. Influence of strain rate on undrained shear characteristics of  $K_0$ -consolidated cohesive soils[J]. Soils and Foundations, 1986, 26(1): 85-95.
- [159] Díaz-Rodríguez J A, Martínez-Vasquez J J, Santamarina J C. Strain-rate effects in Mexico city soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(2): 300-305.
- [160] 齐剑锋, 栾茂田, 聂影, 等. 饱和黏土剪切变形与强度特性试验研究[J]. 大连理工大学学报,

- 2008, 48(4): 551-556.
- [161] Cheng C, Yin J H. Strain-Rate dependent stress-strain behavior of undisturbed Hong Kong marine deposits under oedometric and triaxial stress states[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2005, 23: 61-92.
- [162] Yin Z Y, Chang C S. Stress-dilatancy behavior for sand under loading and unloading conditions[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2013, 37(8): 855-870.
- [163] Zhu J G, Yin J H. Strain-rate-dependent stress-strain behavior of overconsolidated Hong Kong marine clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(6): 1272-1282.
- [164] Jaky J. The coefficient of earth pressure at rest[J]. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 1944, 78(22): 355-358.
- [165] Lee K, Choa V, Lee S, et al. Constant rate of strain consolidation of Singapore marine clay[J]. *Géotechnique*, 1993, 43(3): 471-488.
- [166] Zhu J G. Rheological behaviour and elastic viscoplastic modelling of soil[M]. Beijing, Science Press, 2007.
- [167] Burland J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. *Géotechnique*, 1990, 40(3): 329-378.
- [168] Roscoe K H, Schofield A, Thurairajah A. Yielding of clays in states wetter than critical[J]. *Géotechnique*, 1963, 13(3): 211-240.
- [169] Yin J H, Graham J. Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, 31(1): 42-52.
- [170] Qu G F, Hinchberger S D, Lo K Y. Evaluation of the viscous behaviour of clay using generalised overstress viscoplastic theory[J]. *Géotechnique*, 2010, 60(10): 777-789.
- [171] Terzaghi K, Peck R B. *Soil Mechanics in Engineering Practice: 2d Ed*[M]. New York, John Wiley & Sons, 1968.
- [172] 张先伟. 结构性软土蠕变特性及扰动状态模型[D]. 吉林, 吉林大学, 2010.
- [173] Hattab M, Hammad T, Fleureau J-M, et al. Behaviour of a sensitive marine sediment : microstructural investigation[J]. *Géotechnique*, 2013, 63(1): 71-84.
- [174] Berry P L, Poskitt T J. The consolidation of peat[J]. *Géotechnique*, 1972, 22(1): 27-52.
- [175] O'Kelly B C. Compression and consolidation anisotropy of some soft soils[J]. *Geotechnical and*

- Geological Engineering, 2006, 24(6): 1715-1728.
- [176] Suneel M, Park L K, Im J C. Compressibility characteristics of Korean marine clay[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2008, 26: 111-127.
- [177] 曾玲玲, 洪振舜, 刘松玉, 等. 重塑黏土次固结性状的变化规律与定量评价[J]. *岩土工程学报*, 2012, 34(8): 1496-1500.
- [178] 曾玲玲. 天然沉积软黏土变形机理与结构性压缩模型研究[D]. 南京, 东南大学, 2010.
- [179] Li Q, Ng C W W, Liu G B. Low secondary compressibility and shear strength of Shanghai Clay[J]. *Journal of Central South University*, 2012, 19(8): 2323-2332.
- [180] Stapelfeldt T, Vepsalainen P, Yin Z Y. Numerical modelling of a test embankment on soft clay improved with vertical drains[C]// *Proceeding of 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Clay*, Glasgow, UK, 2008, 173-179.
- [181] 曾玲玲, 刘松玉, 洪振舜. 天然沉积结构性土的 EOP 压缩特性[J]. *东南大学学报 (自然科学版)*, 2010, 40(3): 604-608.
- [182] 曾玲玲, 刘松玉, 洪振舜, 等. 天然沉积软黏土的次固结变形机理分析[J]. *岩土工程学报*, 2010, 32(7): 1042-1046.
- [183] 张先伟, 王常明. 软土结构性对次固结系数的影响[J]. *岩土力学*, 2012, 33(2): 476-482.
- [184] 陈晓平, 曾玲玲, 吕晶, 等. 结构性软土力学特性试验研究[J]. *岩土力学*, 2008, 29(12): 3223-3228.
- [185] Nakase A, Kamei T, Kusakabe O. Constitutive parameters estimated by plasticity index[J]. *Journal of Geotechnical and Engineering*, 1988, 114(7): 844-858.
- [186] Yin J H. Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, 36(6): 1085-1095.
- [187] Biarez J, Hicher P Y. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*[M]. Rotterdam, A.A.Balkema, 1994.
- [188] Schofield A N, Wroth P. *Critical State Soil Mechanics*[M]. London, McGraw-Hill 1968.
- [189] Desai C, Zhang D. Viscoplastic model for geologic materials with generalized flow rule[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1987, 11: 603-620.
- [190] Stolle D F E, Vermeer P A, Bonnier P G. Time integration of a constitutive law for soft clays[J]. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 1999, 15: 603-609.

- 
- [191] Katona M. Evaluation of a viscoplastic cap model[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 110(8): 1106-1125.
- [192] Hughes T J, Taylor R L. Unconditionally stable algorithms for quasi-static elasto/visco-plastic finite element analysis[J]. Computers & Structures, 1978, 8(2): 169-173.
- [193] Kamei T, Sakajo S. Evaluation of undrained shear behaviour of  $K_0$ -consolidated cohesive soils using elasto-viscoplastic model[J]. Computers and Geotechnics, 1995, 17: 397-417.

## 附录 A SEM 图像分析方法

本附录方法仅仅介绍对 SEM 图像的处理方法以及得到颗粒方向排列的步骤，不包括 SEM 图像拍摄过程及拍摄前土样的处理方法。水平方向 SEM 图片可以用来定义颗粒形状的演化规律，垂直方向 SEM 图片可以用来定义方向性。

### 1、软件

在本文的微观结构研究中，使用的软件是 ImageJ，软件是一个基于 java 的公共的图像处理软件，具有开放的结构，支持用户自定义插件和宏。该软件由 National Institutes of Health 开发，操作界面友好简单，如图 A-1。

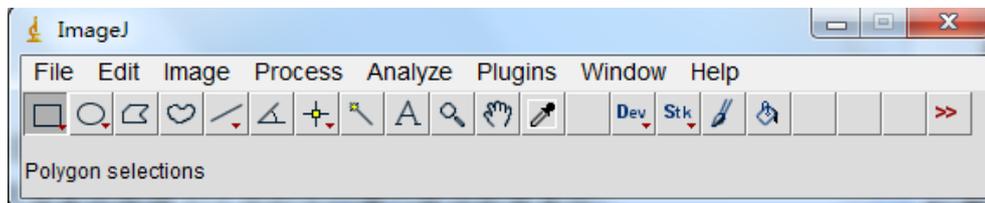


图 A-1 ImageJ 操作界面

### 2、图像预处理

图像的预处理的目的在于改善图像的质量。通过以下两种方法来实现：

- (1) 柔化，过滤的方法，使用像素点周围 3×3 点的平均值代替当前像素点
- (2) 锐化，此方法能够增强图像的对比度，但是也会增加图像中的噪点。此过滤方法使用矩阵列出的方式加权平均像素周围的 3×3 点。

$$\begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 \\ -1 & 12 & -1 \\ -1 & -1 & -1 \end{bmatrix}$$

### 3、定义颗粒方向

#### (1) 定义颗粒边界

ImageJ 软件会根据图像像素强度突变情况来定义边界 (Sobel 边界)，在图像的纵向与横向上，分别应用如下的 3 阶矩阵来定义新的图像

$$\begin{bmatrix} 1 & 2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & -1 \end{bmatrix} \text{ 和 } \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 2 & 0 & 2 \\ 1 & 0 & -1 \end{bmatrix}$$

最终的图像是通过纵向与横向值的平方和的根来联合定义的

$$g(x,y) = \sqrt{(S_x^2 + S_y^2)}$$

### (2) 阈值处理

在 ImageJ 中，可以通过联 intermodal 模式简单的改变阈值（Threshold）分，研究对象以及处于研究对象以下的部分。联运阈值呈双峰直方图，平均尺寸 3 的函数能够保证相对平滑，两个局部最大值 J 和 K。阈值 T 是根据  $(J+K)/2$  计算的。较好的阈值 T 介于直方图 10~25% 之间，灰度值介于 0~255 间，图像中的像素呈现出只有黑白色。

### (3) 阈值处理过的图像叠加至图像上

### (4) 定义能够代替颗粒的椭圆

### (5) 椭圆覆盖到原图像上

### (6) 微观结构参数测量

土颗粒仍然是考虑为椭圆，然后测量长轴与短轴。颗粒的方向仍然被定义为是椭圆长轴 A 与坐标系 X 轴之间的夹角。

图 A-2 列出了定义颗粒方向性的流程图，是上述说明的图解。图 A-3 是按照这个操作步骤得到的 SEM 图像分析实例。

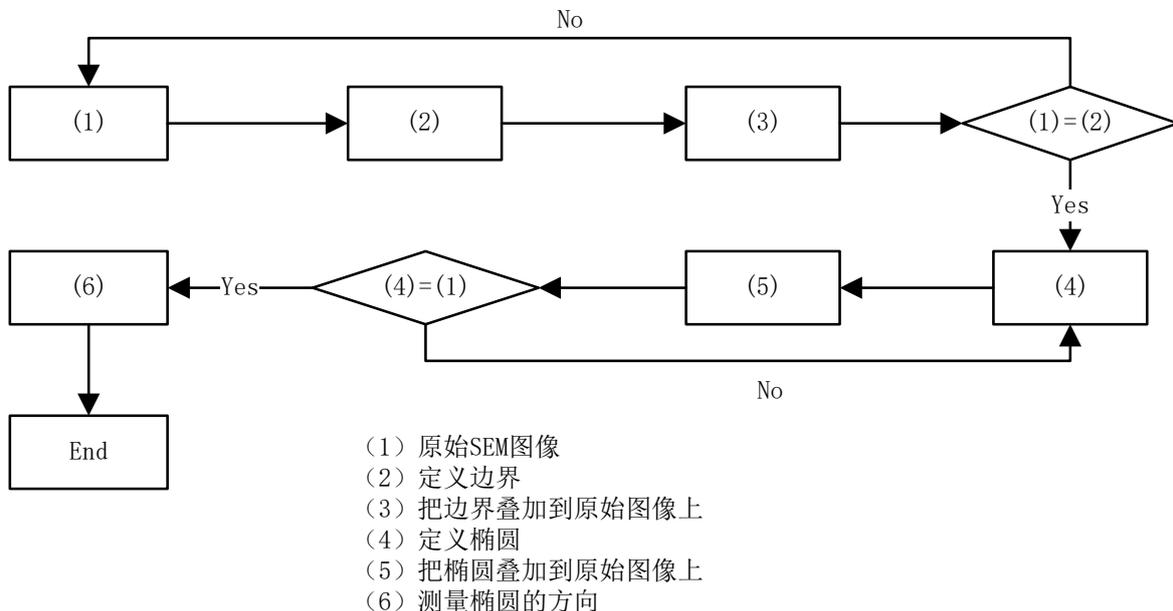
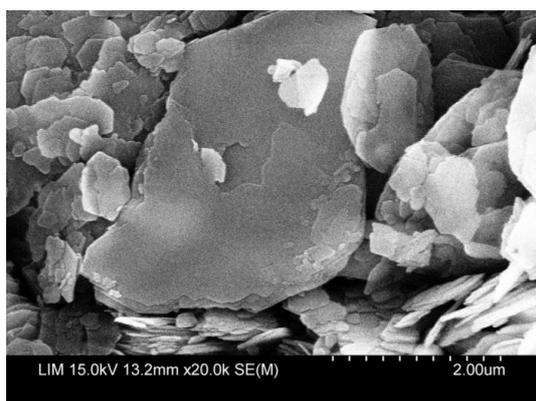
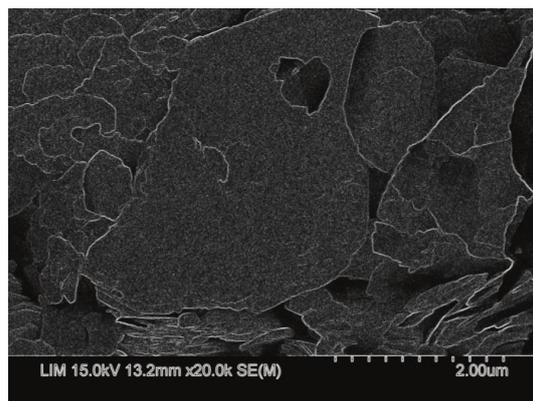


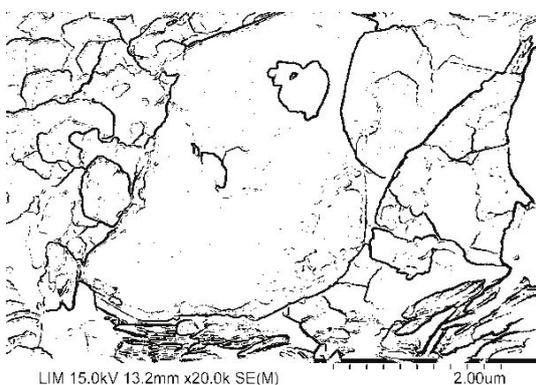
图 A-2 定义颗粒方向性的流程图



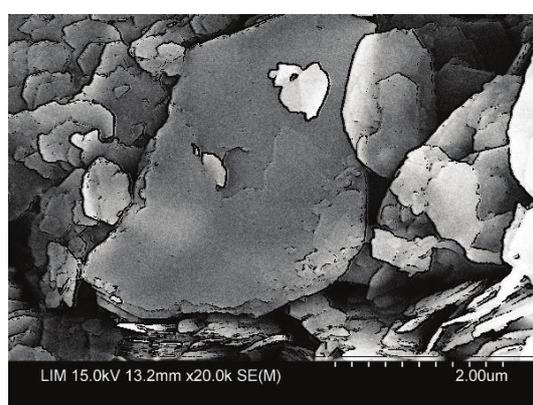
1. 原始图片



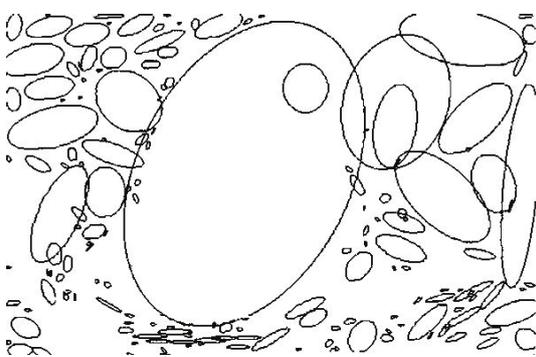
2. 定义边界



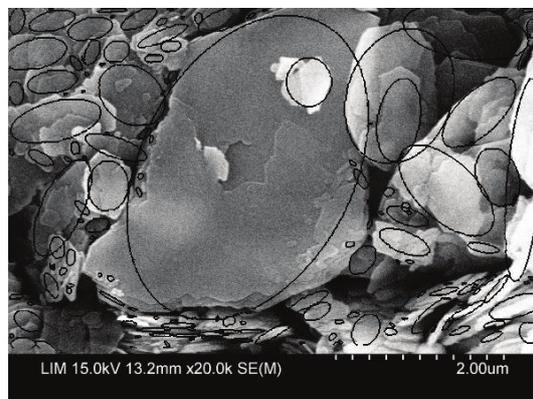
3. 背景透明化



4. 覆盖对比



5. 定义椭圆



6. 覆盖对比

图 A-3 SEM 图像分析实例

## 附录 B 符号定义

本文弹黏塑性模型中一些符号的定义如下：

(1) 偏应力

$$\sigma'_d = \begin{bmatrix} \sigma'_x - p' \\ \sigma'_y - p' \\ \sigma'_z - p' \\ \sqrt{2}\tau_{xy} \\ \sqrt{2}\tau_{yz} \\ \sqrt{2}\tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}(2\sigma'_x - \sigma'_y - \sigma'_z) \\ \frac{1}{3}(-\sigma'_x + 2\sigma'_y - \sigma'_z) \\ \frac{1}{3}(-\sigma'_x - \sigma'_y + 2\sigma'_z) \\ \sqrt{2}\tau_{xy} \\ \sqrt{2}\tau_{yz} \\ \sqrt{2}\tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{B-1})$$

(2) 偏应变（增量形式）

$$d\varepsilon_d = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}(2d\varepsilon_x - d\varepsilon_y - d\varepsilon_z) \\ \frac{1}{3}(-d\varepsilon_x + 2d\varepsilon_y - d\varepsilon_z) \\ \frac{1}{3}(-d\varepsilon_x - d\varepsilon_y + 2d\varepsilon_z) \\ \sqrt{2}d\varepsilon_{xy} \\ \sqrt{2}d\varepsilon_{yz} \\ \sqrt{2}d\varepsilon_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}(2d\varepsilon_x - d\varepsilon_y - d\varepsilon_z) \\ \frac{1}{3}(-d\varepsilon_x + 2d\varepsilon_y - d\varepsilon_z) \\ \frac{1}{3}(-d\varepsilon_x - d\varepsilon_y + 2d\varepsilon_z) \\ \frac{1}{\sqrt{2}}d\gamma_{xy} \\ \frac{1}{\sqrt{2}}d\gamma_{yz} \\ \frac{1}{\sqrt{2}}d\gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{B-2})$$

(3) 偏组构

$$\alpha_d = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}(2\alpha_x - \alpha_y - \alpha_z) \\ \frac{1}{3}(-\alpha_x + 2\alpha_y - \alpha_z) \\ \frac{1}{3}(-\alpha_x - \alpha_y + 2\alpha_z) \\ \sqrt{2}\alpha_{xy} \\ \sqrt{2}\alpha_{yz} \\ \sqrt{2}\alpha_{zx} \end{bmatrix} = \alpha_d = \begin{bmatrix} \alpha_x - 1 \\ \alpha_y - 1 \\ \alpha_z - 1 \\ \sqrt{2}\alpha_{xy} \\ \sqrt{2}\alpha_{yz} \\ \sqrt{2}\alpha_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{B-3})$$

三个方向的组构具有性质  $\frac{1}{3}(\alpha_x + \alpha_y + \alpha_z) = 1$

标量值  $\alpha$  可以定义为

$$\alpha = \sqrt{3/2(\alpha_d : \alpha_d)} \quad (\text{B-4})$$

对于横观各向异性材料, 有  $\alpha_x = \alpha_z$ , 以及  $\alpha_{xy} = \alpha_{yz} = \alpha_{zx} = 0$

组构的初始值为

$$\begin{cases} \alpha_x = \alpha_z = 1 - \alpha_0 / 3 \\ \alpha_y = 1 + 2\alpha_0 / 3 \\ \alpha_{xy} = \alpha_{yz} = \alpha_{zx} = 0 \end{cases} \quad (\text{B-5})$$

$\alpha_0$  是  $\alpha$  的初始值。

## 致 谢

不觉中交大求学已近六载。在论文即将完成之际，回首求学之路，心中流动着满满的感激和喜悦，谨以此文对多年来给我无私关怀和帮助的良好师友以及亲人表达最真挚的感谢。

最重要的感谢致导师夏小和教授。多年来，导师在学习和生活各方面均给予学生最无私的关怀和教诲。导师严谨的治学态度，深厚的数学力学功底以及对问题关键的精准把握和独到见解使学生受益匪浅。导师待人豁达、处事开明，是学生的学习榜样。向导师致以崇高的谢意！

同时，王建华教授深厚的实践经验和工程造诣给我提供了工程锻炼的机会，而严于律己、不断追求创新的治学态度更是鞭策学生不断取得进步，使学生从一个普通的土木工程人变为了一个对岩土工程有所领悟的人。向王老师致以诚挚的敬意！

副导师尹振宇研究员对本文的研究给予了悉心的指导和点拨，从最初论文选题、小论文的写作到最终论文的定稿，字里行间无不凝聚着尹老师的汗水。在尹老师帮助下，学生才得以顺利开展论文的研究工作。向尹老师表示最真挚的感谢！

特别感谢南特中央理工大学 Hicher 教授和梅斯大学 Hattab 教授，在你们无私的关心关怀下，学生得以顺利开展科研工作。本文研究期间得到了课题组陈锦剑副教授、叶冠林副教授、周香莲副教授和张璐璐副教授的热心帮助。

感谢课题组的侯永茂、夏志凡和徐云峰等师兄，陈楠、谈炎培、武朝军、刘映晶、侯悦琪、吴琼、向国威、文峰、韩长玉和张浩等小伙伴，李明广、甄亮、金银富、韩磊、孟振、冷建、雷晗、刘一杰、盛佳轲、狄东超、夏云龙、吴则祥、李艳玲、卢阳明、黄亦章和赵香山等师弟/妹给予本文的有益探讨和帮助。感谢 A0801092 班的各位同学们，是你们的相伴让我体会到了学习生活的乐趣。感谢在法国共同成长的李罡、韩剑、王卫军等朋友们。感谢未能一一提及的、对作者有过帮助的朋友们。

作者还要感谢父母和家人多年来的理解和支持，由于你们的默默奉献，作者得以安心完成学业。

朱启银

2014 年 6 月于木兰楼

## 攻读博士学位期间主要科研成果

### 一、已发表或录用论文:

- [1] Zhen-Yu YIN, **Qi-Yin ZHU**, Jian-Hua YIN and Qing NI. Stress relaxation coefficient and formulation for soft soils[J]. Geotechnique Letters, 4: 45–51. (**SCI, 英文**)(本博士学位论文第三章)
- [2] **Qi-Yin ZHU**, Yin-Fu JIN, Zhen-Yu YIN and Pierre-Yves HICHER. Influence of natural deposition plane orientation on oedometric consolidation behavior of three typical clays from southeast coast of China [J]. Journal of Zhejiang University A, 2013, 14(11): 767-777. (**SCI, 英文**)(本博士学位论文第四章)
- [3] **Qi-Yin ZHU**, Zhen-Yu YIN, Chang-Jie XU, Jian-Hua YIN and Xiao-He XIA. Uniqueness of rate-dependency, creep and stress relaxation behaviours for soft clays[J]. Journal of Central South University, Accepted. (**SCI, 英文**)(本博士学位论文第三章)
- [4] **Qi-Yin ZHU**, Ze-Xiang WU, Yan-Ling LI, Jian-Hua WANG, Chang-Jie XU and Xiao-He XIA. A modified creep index and its application to elastic viscoplastic model for soft clays[J]. Journal of Zhejiang University A, 2014, 15(4): 272-281. (**SCI, 英文**)(本博士学位论文第六章)
- [5] **Qi-Yin ZHU**, Zhen-Yu YIN. Uniqueness of time-dependencies for Shanghai soft clay[C]// 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2014. (**ISTP, 英文**) (本博士学位论文第二、三章)
- [6] **朱启银**, 尹振宇, 朱俊高, 王建华, 夏小和. 软黏土加载速率效应特性试验研究: 进展与趋势[J]. 岩土力学, 2014, 35(1): 7-24. (**EI, 中文**) (本博士学位论文第二章)
- [7] **朱启银**, 尹振宇, 王建华, 夏小和. 考虑结构状态扰动的天然黏土一维压缩模型 [J]. 土木建筑与环境工程, 2011, 34(3): 28-33. (**EI, 中文**) (本博士学位论文第五章)
- [8] **朱启银**, 叶冠林, 王建华, 夏小和. 软土地层盾构隧道长期沉降与施工因素初探

[J] 岩土工程学报, 2010(S2): 509-512. (EI, 中文)

- [9] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 34(S2): 1-17. (EI, 中文) (第一章) (本博士学位论文第一章)
- [10] 朱启银, 陈锦剑, 王建华, 夏小和. 大直径混凝土顶管接头数值模拟分析[C]//第八届全国土木工程研究生学术论坛论文集. (优秀论文) (会议论文集)
- [11] 金银富, 张爱军, 尹振宇, 朱启银, 王建华. 矿物成分相关的黏土一维压缩特性分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(1): 131-136. (EI, 中文)

## 二、专利:

- [1] 朱启银, 叶冠林, 尹振宇, 王建华. 轻型重塑土制样装置. 专利号: ZL 2010 1 0564744.8 (已授权)
- [2] 尹振宇, 朱启银, 金银富, 李艳玲, 夏云龙. 三轴试验装置. 申请号: 201210577039.0
- [3] 尹振宇, 金银富, 夏云龙, 朱启银, 李艳玲. 不同应力比重塑土制样装置. 申请号: 201210576860.0
- [4] 尹振宇, 金银富, 夏云龙, 李艳玲, 朱启银. 测量土体侧向压力用装置以及固结仪. 申请号: 201210576876.1
- [5] 尹振宇, 金银富, 夏云龙, 李艳玲, 朱启银. 土体水平向渗透系数的测定装置及其方法. 申请号: 201210576870.4

## 三、参与的科研项目:

- [1] 考虑主应力轴偏转效应的天然沉积软黏土蠕变特性研究. 国家自然科学基金项目(41240024).
- [2] 土体深开挖卸荷作用下的桩基受力变形与承载机理研究. 国家自然科学基金项目(41002095).
- [3] 主应力轴偏转下软黏土蠕变与土结构状态破坏相互作用机理研究. 国家自然科学基金项目(41372285).