

# 从本构模型研究到试验和光纤监测技术研发

殷建华

(香港理工大学土木及结构工程系, 香港)

**摘要:** 为研究土的基本性质, 验证土的本构关系, 监测建筑岩土结构, 进行了以下5方面的研究: ①土的次弹性本构模型和弹黏塑模型; ②一维应变黏性土沉降计算; ③一维应变下黏性土非线性蠕变和压缩; ④双室三轴装置、真三轴加载装置、非饱和土-结构界面直剪装置和土钉抗拔箱等试验技术的研发; ⑤岩土结构光纤监测技术研发。研究结果表明: ①次弹型模型较合理地描述土的非线性应力-应变关系和重要的剪应力产生剪胀或剪缩和平均应力产生偏应变(或剪应变); ②等效时间得到的蠕变率适合任何加载历史或路径。土的蠕变率只与土的应力-应变状态点有关, 与如何到达该点的过去的历史或者路径无关; ③一维弹黏塑性模型是严格推导出来的非线性流变模型, 适合任何加载条件和状态; ④假设A方法低估了沉降, 逻辑上是错的; 假设B方法是对的, 但用非线性流变模型的耦合固结分析不方便使用, 由此提出了一基于假设B的简化方法, 可适合各种应力-应变状态和加载-卸载-再加载情况; ⑤一个有极限的非线性函数很适合土的非线性蠕变和非线性压缩; ⑥刚柔结合的真三轴加载装置很好地解决了加载干扰问题和土样应力-应变不均问题, 直剪仪可测非饱和土与结构界面的强度参数, 土钉抗拔箱可控制可监测多种参数, 可用于研究土钉在多种条件下的抗拔力及其机理; ⑦两种光纤技术有其优点, 可用于岩土结构监测。



**关键词:** 本构模型; 次弹性模型; 弹黏塑模型; 流变; 双室三轴; 真三轴; 直剪; 光纤传感器

**中图分类号:** TU41      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2011)01-0001-15

**作者简介:** 殷建华(1956-), 男, 博士, 教授, 主要从事土力学、软土工程、边坡分析与监测及室内试验等方面的教学与研究工作。E-mail: [cejhyin@polyu.edu.hk](mailto:cejhyin@polyu.edu.hk)。

## From constitutive modeling to development of laboratory testing and optical fiber sensor monitoring technologies

YIN Jian-hua

(The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

**Abstract:** This paper presents (a) constitutive models such as hypo-elastic models and elastic visco-plastic models, (b) methods for calculating the settlement of clayey soils in one-dimensional (1D) straining, (c) equations for nonlinear creep and compression of clayey soils in 1D straining, (d) development of lab testing facilities such as a double cell triaxial apparatus, a true-triaxial loading device, a direct shear box for testing the interface of a structural element and an unsaturated soil with suction control, and a soil nail pullout box, and (e) development of optical fiber sensing technologies for geotechnical monitoring. From the above presentation, the main conclusions are summarized in this paper.

**Key words:** constitutive model; hypo-elastic model; visco-plastic model; rheology; double cell; true triaxial apparatus; direct shear; optical fibre sensor

## 0 引言

本构模型(本构关系)研究是岩土力学和岩土工程中最基础性的研究课题之一。土的本构关系是高度非线性, 而且与加载路径和速率等有关。不管是从机理还是工程应用角度看, 有必要提出和发展适合的土的本构模型。

试验是实际测量土的本构关系、研究土的基本性质和验证土的本构模型的最重要的工具。针对土的应力状态、饱和状态、土-结构界面等, 都要有相对应的和有效的试验设备进行试验。当进行岩土工程或建筑岩土结构时要进行勘察、设计、计算、施工和建成

后的运行。由于地下情况隐蔽性与条件复杂、外力和材料参数有不确定性、计算简化及计算方法的缺点等因素,预先设计的岩土工程和建筑岩土结构的表现(如变形、稳定性等)与实际的表现不会一样。今后的表现和安全也不一定完全可以预测。这时,对这些岩土工程和建筑岩土结构进行监测和分析很有必要,因为监测数据可用来评估和预测这些结构的表现。

# 1 土的次弹性本构模型和弹黏塑性本构模型

## 1.1 土的次弹性本构模型

一般的次弹性本构模型可表达为<sup>[1-2]</sup>

$$f(\mathbf{s}'_{ij}, \Delta \mathbf{s}'_{kl}, \mathbf{e}'_{mi}, \Delta \mathbf{e}'_{qp}) = 0 \quad (1)$$

式中,  $\mathbf{s}'_{ij}, \Delta \mathbf{s}'_{kl}, \mathbf{e}'_{mi}, \Delta \mathbf{e}'_{qp}$  是总有效应力、有效应力增量、总应变和应变增量的 6 阶张量。这里用有效应力所建立的本构模型是针对饱和土骨架的。水的流动和固结可由解含有用有效应力表达的本构模型的固结方程得到。式 (1) 可简化为<sup>[3-4]</sup>

$$d\mathbf{e}'_{ij} = C_{ijkl}(\mathbf{s}'_{mm})d\mathbf{s}'_{kl} \quad (2)$$

式中,  $C_{ijkl}(\mathbf{s}'_{mm})$  为柔度张量。

与式 (1) 相对应的有超弹性本构模型  $f(\mathbf{s}'_{ij}, \mathbf{e}'_{mi}) = 0$ 。超弹性模型是一种非线性弹性模型。与式 (2) 相对应的有线弹性本构模型  $\mathbf{e}'_{ij} = C_{ijkl}\mathbf{s}'_{kl}$ 。超弹性模型和线弹性模型都只有总有效应力和总应变,当加载和卸载回到初始应力状态时,应变是完全可恢复的。

次弹性模型与弹性模型的根本区别是弹性模型中有增量应力和增量应变。当加载和卸载回到初始应力状态,次弹性模型的应变是不可以完全恢复的。增量应力和增量应变的表达方式与弹塑性模型是相似的。

Duncan and Chang 模型<sup>[5]</sup>实际上是一种次弹性模型,是式 (2) 的特例,或是最简化的形式,只有 2 个与应力有关的模量,即切线杨氏模量  $E_t$  和切线泊松比  $n_t$ 。用双曲线函数<sup>[6]</sup>拟合三轴压缩数据:

$$q = e_a / (a + be_a) \quad (3)$$

式中,  $q$  是偏应力,  $q = \mathbf{s}'_a - \mathbf{s}'_r = \mathbf{s}_a - \mathbf{s}_r$ ,  $\mathbf{s}_a, \mathbf{s}_r$  为轴向应力和径向应力,  $e_a$  为轴向应变,  $a$  和  $b$  为 2 个与应力水平有关的参数。

如果用剪切模量  $G$  和体变模量  $K$  表示, Duncan and Chang 模型<sup>[5]</sup>可表达为

$$\left. \begin{aligned} d\mathbf{e}_v &= d\mathbf{p}' / K \\ d\mathbf{e}_s &= d\mathbf{q} / 3G \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中,在三轴状态下,  $e_v$  为体积应变,  $\mathbf{e}_v = \mathbf{e}_1 + 2\mathbf{e}_3$ ,  $\mathbf{e}_s$  为偏应变,  $\mathbf{e}_s = 2(\mathbf{e}_1 - \mathbf{e}_3)/3$ ,  $\mathbf{p}'$  为平均有效应力,  $\mathbf{p}' = (\mathbf{s}'_1 + 2\mathbf{s}'_3)/3$ 。

从式 (4) 中可看出, Duncan and Chang 模型<sup>[5]</sup>

和其它只有两个模量参数的模型最大的缺点是不能考虑土的剪胀/剪缩。为此笔者<sup>[7-8]</sup>在式 (4) 中增加一个剪胀/剪缩体积模量  $K_2$ :

$$\left. \begin{aligned} d\mathbf{e}_v &= d\mathbf{p}' / K_1 + d\mathbf{q} / K_2 \\ d\mathbf{e}_s &= d\mathbf{q} / 3G \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

原式 (4) 中的  $K$  记为  $K_1$ 。

事实上,平均应力增量可产生偏应变增量。为此,笔者提出式 (5) 的改进模型<sup>[9]</sup>,

$$\left. \begin{aligned} d\mathbf{e}_v &= d\mathbf{p}' / K + d\mathbf{q} / J \\ d\mathbf{e}_s &= d\mathbf{p}' / J + d\mathbf{q} / 3G \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

后将式 (6) 推广到三维应力状态<sup>[10]</sup>。如何确定这些模量及其物理含义,见文献[6~9]。式 (6) 的模量  $J$  可能对偏应力增量和平均应力增量的响应不一样。式 (6) 可修改为

$$\left. \begin{aligned} d\mathbf{e}_v &= d\mathbf{p}' / K + d\mathbf{q} / J_1 \\ d\mathbf{e}_s &= d\mathbf{p}' / J_2 + d\mathbf{q} / 3G \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,  $J_1$  是对偏应力增量产生体变增量的模量,  $J_2$  是平均应力增量产生偏应变增量的模量。

在增量各向同性的理论基础上将式 (6) 推广到三维应力状态<sup>[9]</sup>;同理也可将式 (7) 推广到三维应力状态。上述的增量(次弹性)模型,在描述卸载下土的应力-应变关系时,可用从卸载试验数据得到的卸载模量。

## 1.2 一维弹黏塑性本构模型

对材料或土的流变研究和本构模拟有百多年的历史。最有名的流变模型有马克斯威尔模型,开尔文模型,麦钦特模型和薛夫曼模型<sup>[11-12]</sup>。中国的学者陈宗基<sup>[13]</sup>和钱家欢<sup>[14]</sup>是最早将上面的流变模型用于土的固结分析,并开展大量的试验研究。孙钧<sup>[15]</sup>对岩土材料的流变性质、本构模拟、参数识别和数值分析做了大量的工作。马克斯威尔模型由线性弹簧与线性黏壶串联而成,见图 1。其中弹性应变率为  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_z^e = \dot{\boldsymbol{\sigma}}_z^e / E$ ,黏性应变率为  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_z^v = \dot{\boldsymbol{\sigma}}_z^v / h$ 。由串联应变率加法可得马克斯威尔模型(Maxwell)的本构方程为

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_z = \dot{\boldsymbol{\sigma}}_z^e / E + \dot{\boldsymbol{\sigma}}_z^v / h \quad (8)$$

式中,  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_z, \dot{\boldsymbol{\sigma}}_z^v$  为一维应变率和一维有效应力,  $E, h$  分别为杨氏模量和黏性系数,都是常数。事实上,其它的流变模型的参数都是常数,即假设弹性和黏性都是线性的,这与土的非线性弹性和非线性黏性不符。

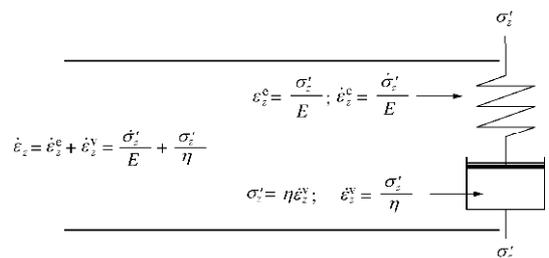


图 1 马克斯威尔模型

Fig. 1 Maxwell rheology model

Bjerrum<sup>[16]</sup>是较早对土的非线性流变进行研究的。于 1967 年提出图 2 中在一维应变下土压缩得到的等时间线和由于蠕变引起的“拟超固结压力”。笔者<sup>[17]</sup>和 Graham<sup>[18-19]</sup>通过对前人工作的分析,特别是 Bjerrum 的工作,很严谨地推导出土的一维弹黏塑性本构模型,即一维非线性流变模型。

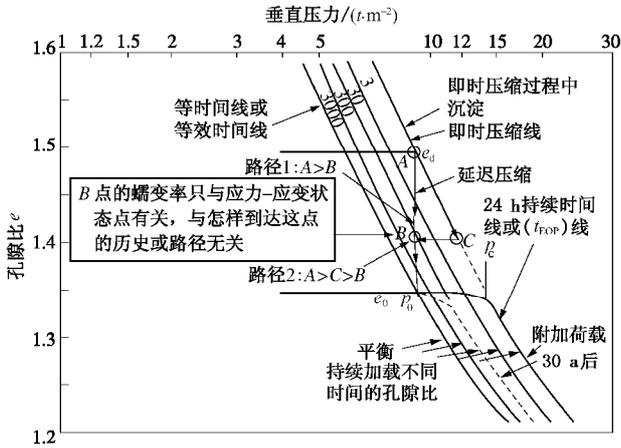


图 2 土的时间有关的一维压缩曲线

Fig. 2 Compression-time relations of soils in 1D straining

如图 2 所示,在常垂直压力下,例如在 A 点,即应力-应变状态点为  $(s'_{z,A}, e_{z,A})$ ,土会蠕变到 B 点,即状态点为  $(s'_{z,B}, e_{z,B})$  (路径 1)。A 点的蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,A}$  大,而 B 点的蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B}$  小。通过对试验数据的分析得知 B 点的蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B}$  只与其应力-应变状态点  $(s'_{z,B}, e_{z,B})$  有关,而与如何到达 B 点的加载历史或者路径无关。例如,图 2 中的 B 点也可通过从 A 点压缩到 C 点,然后卸载到 B 点 (路径 2)。从路径 2 到 B 点,即状态点为  $(s'_{z,B}, e_{z,B})$ ,蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B}$  与路径 1 的蠕变率一样,因为状态点为  $(s'_{z,B}, e_{z,B})$  相同。可将此观察结果上升为一普遍适用的规律:土的蠕变率只与土的应力-应变状态点有关,与如何到达该点的过去的历史或者路径无关。上述的规律很重要。如从一种路径得到土的蠕变率,它适用于任何其它路径。在现场,到达一应力-应变状态点的路径是很难知道的。按上规律,从一种路径得到土的蠕变率适用于现场的任何其它路径。

由此,对一维应变条件下,文献[17~19]对最简单的单级(或多级中的一级)蠕变试验数据用下式来拟合:

$$e_z^{tp} = \frac{y}{V} \ln \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (9)$$

式中,  $e_z^{tp}$  是蠕变应变,  $t_e$  是蠕变所需的时间。 $y/V$  ( $V=1+e_0$ ,  $e_0$  是初始孔隙比)和  $t_0$ , 可由试验数据拟合得到。对式 (9) 微分:

$$\dot{\epsilon}_z^{tp} = \frac{e_z^{tp}}{dt_e} = \frac{y}{V} \frac{1}{t_0 + t_e} \quad (10)$$

由式 (10) 可见,蠕变率  $\dot{\epsilon}_z^{tp}$  随时间  $t_e$  增加而减少,这与观察一致。式 (10) 可解释为什么在正常固结点 (图 2 中的 A 点) 蠕变率大 (因  $t_e$  小),但在超固结点 (图 2 中的 B 点) 蠕变率小 (因  $t_e$  大)。需要指出,蠕变时没有弹性应变,其蠕变应变率  $\dot{\epsilon}_z^{tp}$  也是总应变率  $\dot{\epsilon}_z$ , 即  $\dot{\epsilon}_z^{tp} = \dot{\epsilon}_z$ 。

式 (10) 中的时间  $t_e$  也叫等效时间。前面讲过,图 2 中从路径 2 到达 B 点,在 B 点应力下有蠕变和蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B,2}$ 。而路径 2 的蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B}$  与路径 1 的蠕变率  $\dot{\epsilon}_{z,B,1}$  一样 ( $\dot{\epsilon}_{z,B,2} = \dot{\epsilon}_{z,B,1}$ ), 相当于从 A 点经时间  $t_e$  蠕变到 B 点。因此,这个时间  $t_e$  叫等效时间。任何一点的蠕变率都有相对应的等效时间。

将一维压缩下  $\lg$  (应力) 对应变关系等表示于图 3 中。传统的画法是  $\lg$  (应力) 对孔隙比  $e$ , 可用以下关系拟合:

$$e = e_0^c - C_e \lg(s'_z/s_u) \quad (11)$$

式中,  $C_e$  为斜率, 即回弹指数。因为有  $e_z = -\Delta e / (1+e_0) = -\Delta e / V$ , 超固结段或卸载-再加载段的关系 (图 3 中的瞬时压缩时间线):

$$\begin{aligned} e_z^c &= e_{z0}^c + \frac{C_e}{V} \lg(s'_z/s_u) \\ &= e_{z0}^c + \frac{C_e}{V} \frac{1}{\ln 10} \ln(s'_z/s_u) \end{aligned} \quad (12a)$$

由此得到斜率  $(C_e/V)$ 。式中,  $e_{z0}^c, s_u$  分别为拟合线的一点应变和应力, 并不出现在一维弹黏塑性模型中。如果用自然对数坐标  $(e_z - \ln s'_z)$ , 式 (12a) 表达为

$$e_z^c = e_{z0}^c + \frac{k}{V} \ln(s'_z/s_u) \quad (12b)$$

式中,  $(k/V)$  是  $e_z - \ln s'_z$  的斜率。从式 (12a)、(12b) 的比较可得

$$\frac{C_e}{V} = \frac{k}{V} \ln 10 \quad (13)$$

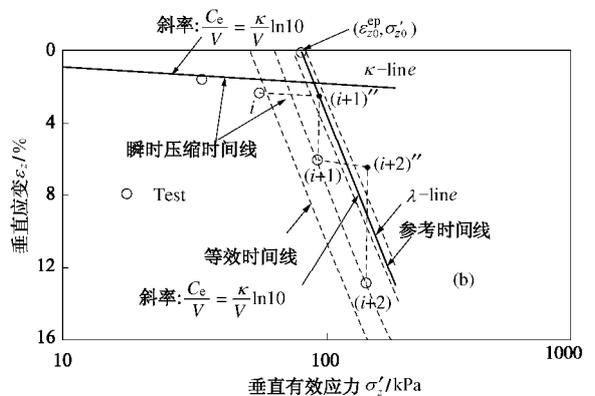


图 3 一维压缩下垂直应力-应变-等效时间线

Fig. 3 Stress-strain-time relations in 1D straining

对正常压缩固结段的数据, 传统上可用下式拟合:

$$e = e_0^{cp} - C_c \lg(s'_z/s'_{z0}) \quad (14)$$

式中,  $C_c$  为斜率, 即压缩指数。上面的数据可表达为

图 3 中  $e_z - \lg s'_z$  的关系 (参考时间线或  $I$ -line, 可用下式拟合:

$$e_z^{ep} = e_{z_0}^{ep} + \frac{C_c}{V} \lg(s'_z / s'_{z_0})$$

$$= e_{z_0}^{ep} + \frac{C_c}{V} \frac{1}{\ln 10} \ln(s'_z / s'_{z_0}) \quad (15a)$$

由此得到斜率  $C_c / V$ 。式中,  $e_{z_0}^{ep}, s'_{z_0}$  分别为拟合线的一点的应变和应力, 会出现在一维弹黏塑性模型中。

如果图 3 中的正常压缩应变数据是经 24 h 得到的,  $e_{z_0}^{ep}, s'_{z_0}$  可有  $e_{z_0}^{ep} = e_{z_0,24}^{ep}, s'_{z_0} = s'_{z_0,24}$ 。但是如果是取主固结完成时的应变, 有  $e_{z_0}^{ep} = e_{z_0,t_{EOP}}^{ep}, s'_{z_0} = s'_{z_0,t_{EOP}}$ 。

如果用自然对数坐标,

$$e_z^{ep} = e_{z_0}^{ep} + \frac{I}{V} \ln(s'_z / s'_{z_0}) \quad (15b)$$

$C_c / V$  是  $e_z - \ln s'_z$  的斜率。从式 (15a)、(15b) 的比较可得

$$\frac{C_c}{V} = \frac{I}{V} \ln 10 \quad (16)$$

一维压缩下蠕变试验结果孔隙比  $e$  与  $\lg t$  见图 4。

对图 4 的数据, 传统上用以下关系拟合:

$$e = e_{0p}^{ep} - C_{ae} \lg(t / t_{EOP}) \quad (17)$$

式中,  $C_{ae}$  是斜率。如用应变替代孔隙比, 式 (17) 可表达为

$$e_z^{ep} = e_{zp}^{ep} + \frac{C_{ae}}{V} \lg(t / t_{EOP})$$

$$= e_{zp}^{ep} + \frac{C_{ae}}{V} \frac{1}{\ln 10} \ln(t / t_{EOP}) \quad (18a)$$

斜率  $C_{ae} / V = C_{ae}$ 。式中,  $e_{zp}^{ep}, t_{EOP}$  分别为拟合线的一点的应变和时间, 这里  $e_{zp}^{ep}, t_{EOP}$  分别是对应于主固结完成的应变和时间。如用自然对数:

$$e_z^{ep} = e_{zp}^{ep} + \frac{y''}{V} \ln(t / t_{EOP}) \quad (18b)$$

斜率为  $y'' / V$ 。式 (18a)、(18b) 比较可得

$$\frac{C_{ae}}{V} = \frac{y''}{V} \ln 10 \quad (19)$$

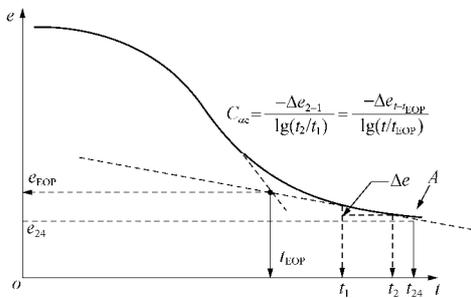


图 4 一维压缩下蠕变试验结果

Fig. 4 Relation of  $\lg(\text{time})$  and void ratio from 1D creep test

式 (9) 可更好的拟合  $e_z^{ep} - \ln t$ , 其中,  $y / V, t_0$  为斜率和拟合常数 (时间量纲)。式 (9) 与式 (18b) 有不同 ( $e_{zp}^{ep} = 0$ ), 式 (9) 在  $t = 0$  有定义, 而式 (18b)

在  $t = 0$  时应变为  $e_z^{t_0} = -\infty$ 。但是按笔者的研究,

$\frac{y''}{V} \approx \frac{y}{V}$ 。因此,

$$\frac{C_{ae}}{V} \approx \frac{y}{V} \ln 10 \quad (20)$$

上面的关系可总结为

$$\frac{k}{V} = \frac{1}{\ln 10} \frac{C_c}{V} \quad (21a)$$

$$\frac{I}{V} = \frac{1}{\ln 10} \frac{C_c}{V} \quad (21b)$$

$$e_{z_0}^{ep} = e_{z_0,24}^{ep}, s'_{z_0} = s'_{z_0,24} \quad (21c)$$

$$\text{或 } e_{z_0}^{ep} = e_{z_0,t_{EOP}}^{ep}, s'_{z_0} = s'_{z_0,t_{EOP}} \quad (21d)$$

$$\frac{y}{V} = \frac{1}{\ln 10} \frac{C_{ae}}{V} \quad (21e)$$

考虑增量时间  $dt$  加载  $ds'_z$ , 相对应的总应变增量为

$$de_z = de_z^e + de_z^{vp} \quad (22a)$$

式中,  $de_z^e$  为弹性应变增量,  $de_z^{vp}$  为黏塑性应变增量。式 (22a) 表达的过程是先弹性压缩, 然后流变压缩。

式 (22a) 可写为对时间的率表达式为

$$\frac{de_z}{dt} = \frac{de_z^e}{dt} + \frac{de_z^{vp}}{dt} \quad (22b)$$

由“等效时间”的定义, 蠕变率与路径无关, 所以

$$\frac{de_z^{vp}}{dt} = \frac{de_z^{vp}}{dt_e} \quad (23a)$$

式 (23a) 可写为

$$\frac{de_z}{dt} = \frac{de_z^e}{dt} + \frac{de_z^{vp}}{dt_e} \quad (23b)$$

由式 (12b) 得

$$\frac{de_z^e}{dt} = \frac{k}{V} \frac{ds'_z}{dt} \quad (23c)$$

将式 (23c)、(10) 代入式 (23b) 得

$$\frac{de_z}{dt} = \frac{k}{V} \frac{ds'_z}{dt} + \frac{y}{V} \frac{1}{t_0 + t_e} \quad (24)$$

由“等效时间”的定义, 总应变可表达为

$$e_z = e_{z_0}^{ep} + \frac{I}{V} \ln(s'_z / s'_{z_0}) + \frac{y}{V} \ln \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (25)$$

式 (25) 表示任何一点的应变均可以先沿“参考时间线”压缩, 然后蠕变到达。

由式 (25) 得

$$\frac{1}{t_0 + t_e} = \frac{1}{t_0} \exp \left[ -(e_z - e_{z_0}^{ep}) \frac{V}{y} \right] \left( \frac{s'_z}{s'_{z_0}} \right)^{\frac{1}{y}} \quad (26)$$

将式 (26) 代入式 (25) 得

$$e_z = \frac{k}{V} \frac{ds'_z}{dt} + \frac{y}{V t_0} \exp \left[ -(e_z - e_{z_0}^{ep}) \frac{V}{y} \right] \left( \frac{s'_z}{s'_{z_0}} \right)^{\frac{1}{y}} \quad (27)$$

式 (27) 就是殷建华<sup>[17]</sup>和 Graham 等<sup>[18-19]</sup>推导出

的土的一维弹黏塑性本构模型 (1D EVP model), 可用于任何可加载条件。将式 (27) 与式 (8) 的马克斯威尔模型比较, 可知其右边都有两项, 马克斯威尔模型中的两项都是线性的, 式 (27) 中的两项都是非线性的。故此一维弹黏塑性本构模型是非线性流变模型。

以下有几个必须要注意的问题。

(1) 式 (27) 为什么叫弹 - 黏塑性模型而不是黏弹 - 塑性模型?

可参考图 1 和式 (27) 的结构。式 (27) 第一项弹性率实际与时间无关, 而第二项的黏性率与时间有关, 所以叫弹 - 黏塑性模型。式 (27) 的文献<sup>[18-19]</sup>模型和式 (8) 的马克斯威尔模型都是弹 - 黏塑性模型 (马克斯威尔模型不是黏弹性模型), 其“黏塑”性部不仅与时间有关, 而且其应变在加载 - 卸载到初始应力点后是完全不可回复的, 即不可逆的。有人提出过黏弹 - 黏塑性模型, 其中弹性与时间有关<sup>[11-12]</sup>。

(2) 当黏性系数为零, 弹 - 黏塑性模型变成什么?

对于式 (27), 当黏性系数为零, 即  $\gamma = 0$ , 有  $\dot{\epsilon}_z = \frac{k}{V s'_z} \dot{\epsilon}_z$ , 是超固结线的微分方程, 即非线性弹性关系。但当参考式 (25) 中  $\gamma = 0$  时, 总应变为  $e_z = e_{z0}^{ep} + \frac{1}{V} \ln(s'_z / s'_{z0})$ , 这是正常压缩线 (即弹塑性关系)。

文献[18, 19]证明当  $\gamma \rightarrow 0$ , 常速率压缩曲线逼近上述的两关系, 即弹 - 黏塑性模型回归到弹塑性模型。

(3) 弹 - 黏塑性模型可用于任何其它加载吗?

式 (27) 中的模型可用于任何可加载路径, 如卸载、松弛、常应力速率加载等<sup>[18-19]</sup>。对式 (27), 文献[18, 19]得到松弛 ( $\dot{\epsilon}_z = 0$ )、常应变速率加载 ( $\dot{\epsilon}_z = \text{constant}$ )、常应力速率加载 ( $\dot{s}'_z = \text{constant}$ ), 和卸载 ( $\dot{\epsilon}_z < 0$ ) 的解析解。

(4) 瞬时压缩沉降大还是蠕变沉降大?

工程界普遍认为蠕变沉降较小或者很小, 因此不计蠕变沉降问题不大; 瞬时压缩沉降或主固结沉降较大。事实上, 按图 1 的马克斯威尔模型和图 2, 3 的试验数据, 蠕变沉降是瞬时压缩沉降的几倍甚至十几倍。这是因为土的压缩是先弹性压缩 (瞬时压缩) 和黏塑性压缩两部分组成。弹性压缩指数  $C_e$  是正常压缩指数的  $C_c$  的 1/20~1/3,  $C_e = (0.05 \sim 0.3)C_c$ 。当用 24 h 试验数据确定正常压缩指数时, 用弹性压缩指数  $C_e$  和正常压缩指数的  $C_c$  来计算瞬时压缩 (或主固结) 沉降。这时的所谓“瞬时压缩 (或主固结) 沉降”实际已包含了一部分蠕变沉降。如是这样, 这种情况的“瞬时压缩 (或主固结) 沉降”可能比蠕变沉降大。

### 1.3 三维弹黏塑性本构模型

式 (27) 的一维弹黏塑性本构模型已被推广到三维<sup>[17]</sup>。对于三维应力 - 应变状态, 总应变率为

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p, \quad (28)$$

式中,  $\dot{\epsilon}_{ij}^e$  为弹性应变率,  $\dot{\epsilon}_{ij}^p$  为黏塑性应变率。

弹性应变率可由虎克定律 (或次弹性模型) 计算得到。黏塑性应变率有下面的流动法则确定<sup>[20-21]</sup>:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = g \langle f(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial s'_{ij}}, \quad (29a)$$

式中,  $Q$  为黏塑性势函数 (或流动面函数),  $F$  为屈服面或函数,  $g$  为流动参数。

文献[17, 22]将式 (29a) 写为

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = S \frac{\partial Q}{\partial s'_{ij}}, \quad (29b)$$

式中,  $S$  是标量函数。

文献[17, 22]将式 (27) 中的一维弹黏塑性本构模型用到各向同性压缩 (在均压  $p'_m$  下), 也得到用  $p'_m$  表达的一维弹黏塑性本构模型。 $Q$  是与修正剑桥模一样的椭圆函数。与修正剑桥模类似, 假设  $Q$  面的塑性体积蠕变率相同, 文献[17, 22]由此推导出  $S$  的表达式, 从而得到三维弹黏塑性模型。文献[23, 24]对以上模型<sup>[22]</sup>作了改进, 并用于土的固结分析<sup>[25-27]</sup>。

## 2 一维应变黏性土沉降计算的简化方法

### 2.1 一维应变黏性土沉降耦合计算

一维弹黏塑性本构模型已用于一维应变软土固结分析<sup>[20]</sup>和有排水板的软土固结 (轴对称) 分析<sup>[28-29]</sup>。对一维应变软土固结分析, 按由达西定律和连续条件等得<sup>[30]</sup>

$$\frac{k}{g_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = -\frac{\partial e_z}{\partial t}, \quad (30)$$

式中,  $k$  为渗透系数,  $g_w$  为水重度,  $u_e$  为超孔隙水压力。

式 (27) 的一维弹黏塑性本构模型用已知的总垂直应力  $s_z$ , 已知的静水压力  $u_s$  和超孔隙水压力  $u_e$  表示 (总水压力  $u = u_s + u_e$ )<sup>[30]</sup>:

$$\frac{\partial e_z}{\partial t} = \frac{k}{V s'_z - u_s - u_e} \frac{\partial (s_z - u_s - u_e)}{\partial t} + \frac{\gamma}{V t_0} \exp \left[ -\frac{(e_z - e_{z0}^{ep})}{\gamma} \right] \left( \frac{s_z - u_s - u_e}{s'_{z0}} \right)^{1/\gamma}. \quad (31)$$

将式 (31)、(30) 结合, 可解出超孔隙水压力  $u_e$  和垂直应变  $e_z$  与时间的关系。由  $e_z$  可以计算沉降与时间的关系。

图 5 是一维固结用一维弹黏塑性本构模型和太沙基理论与假设 A 分析结果。用一维弹黏塑性本构模型

的耦合固结分析是严格的假设 B 分析结果。由图 5(a) 可见, 太沙基理论与假设 A 分析结果低估了沉降; 而用一维弹黏塑性本构模型的耦合固结分析结果应是合理结果。另外, 由图 5 (b) 可见, 太沙基理论计算出的超孔压总会随时间减少到零; 然而用一维弹黏塑性本构模型的耦合固结分析, 当土层较厚时 (此算例厚 1.203 m), 超孔压在初始段会增高, 然后随时间减少到零。文献[17, 25~27, 30~32]对这个现象作了解释。这种孔压增高的现象不是“曼德尔-克莱耶效应”<sup>[12]</sup>; 而是由于“有效应力松弛加上体积变化小”引起的, 换言之, 由于土的流变性质引起的。

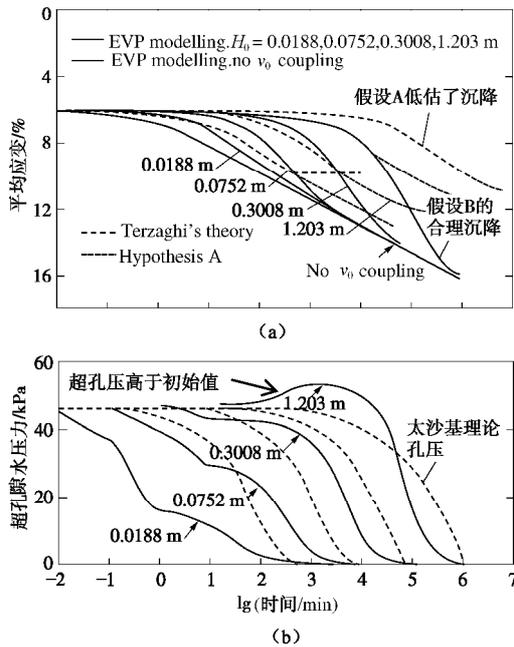


图 5 一维固结分析结果

Fig. 5 Results from 1D consolidation analyses

### 2.2 一维应变黏性土沉降假设 A 计算

用假设 A 计算有流变土的沉降为

$$s_{totalA} = s_{primary} + s_{secondary}$$

$$= \begin{cases} U_v s_f + 0 & (t < t_{EOP,field}) \\ U_v s_f + C_{ae} \lg\left(\frac{t}{t_{EOP,field}}\right) H & (t > t_{EOP,field}) \end{cases} \quad (32)$$

式中  $s_{primary}$  是主固结沉降,  $s_{primary} = U_v s_f$ , 其中  $U_v$  是平均固结度,  $s_f$  是主固结最终沉降, 可用  $C_c$  和  $C_e$  计算;  $s_{secondary}$  是所谓的次固结沉降,  $s_{secondary} = C_{ae} \lg(t/t_{EOP,field})H$ , 其中,  $C_{ae}$  是次固结系数,  $H$  是土层厚度,  $t_{EOP,field}$  是现场的主固结完成时间 (相应的超孔压为零),  $t$  是时间。

式 (32) 也就是假设 A 的主要问题是, 主固结期间 ( $t < t_{EOP,field}$ ) 没有蠕变沉降, 即主固结期的蠕变沉降没有包括在总沉降内, 所以总沉降被低估了。按试验证据和前面分析, 主固结期间存在有效应力的作用,

是有蠕变的。因此用假设 A 计算有蠕变土的沉降  $s_{totalA}$  有逻辑错误。

### 2.3 一维应变黏性土沉降假设 B 简化计算

用一维弹黏塑性本构模型的耦合固结分析是基于假设 B 的方法。但是用非线性流变模型的耦合分析要用数值计算, 不方便使用。本文提出基于假设 B 的简化方法, 可用于不同应力-应变状态 (即正常固结, 超固结) 和卸载/再加载状态。

参考图 6 工程界的常规  $\lg s'_z - e$  (或  $e_z$ )。正常固结压缩指数为  $C_c$ , 超固结和卸载/再加载指数为  $C_e$ , 先期超固结应力和相应的应变为  $(s'_{zp}, e_{zp})$ 。图中的 1~6 点分别对应初始点  $(s'_{z1}, e_{z1})$ , 超固结状态点  $(s'_{z2}, e_{z2})$ , 正常固结点  $(s'_{z3}, e_{z3})$ , 正常固结点  $(s'_{z4}, e_{z4})$  和卸载-再加载状态点  $(s'_{z5}, e_{z5})$   $(s'_{z6}, e_{z6})$  (也是超固结状态点)。假设  $C_c$  和  $C_e$  是由每级荷载蠕变 1 d 的试验点得到的, 即相对应 24 h 的孔隙比  $e_{24}$  得到的, 图 4 中的点 A。

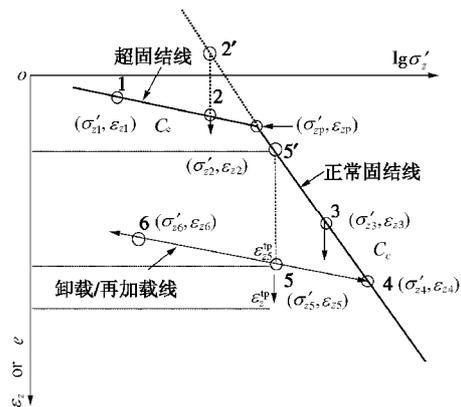


图 6 一维压缩  $\lg s'_z - e$  (或  $e_z$ ) 关系和应力-孔隙比(应变)状态点

Fig. 6  $\lg s'_z - e$  (or  $e_z$ ) relation and states of stress-void ratio (or strain) from 1D straining

考虑较一般的情况, 由于加载  $\Delta s'_z$ , 图 6 的状态点从初始点  $(s'_{z1}, e_{z1})$  经先期超固结应力-应变点  $(s'_{zp}, e_{zp})$  到点  $(s'_{z4}, e_{z4})$ , 其中有  $s'_{z4} = s'_{z1} + \Delta s'_z$ 。主固结最终沉降为

$$s_f = \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{s'_{zp}}{s'_{z1}} H + \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{zp}} H \quad (33a)$$

如果是从初始点  $(s'_{z1}, e_{z1})$  直到图 6 中的超固结应力-应变状态点  $(s'_{z2}, e_{z2})$ , 固结最终沉降为

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z2}}{s'_{z1}} H \quad (33b)$$

如果是全处于正常固结状态, 即从点  $(s'_{zp}, e_{zp})$  直到图 6 中状态点  $(s'_{z4}, e_{z4})$ , 固结最终沉降为

$$s_f = \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{zp}} H \quad (33c)$$

如果从点  $(s'_{z4}, e_{z4})$  卸载到状态点  $(s'_{z6}, e_{z6})$ ，固结最终沉降为

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z6}}{s'_{z4}} H < 0 \quad (33d)$$

式中， $s_f$  为负数。

本文提出的基于假设 B 的简化方法如下。首先，将式 (9) 用  $\lg$  表达的用孔隙比的蠕变方程为

$$e = e_0 - C_{ae} \lg \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (34a)$$

用应变的蠕变方程为

$$e_z^w = \frac{e_0 - e}{1+e_0} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (34b)$$

式中， $t_e$  为等效时间， $C_{ae}$  为蠕变系数，不是次固结系数，因为基于假设 B 的简化方法根本没有次固结的过程 (见图 4)。如果  $C_c$  和  $C_e$  是对应 1 d 的蠕变压缩  $e_{z4}$  得到的， $t_0$  取 24 h， $t_0 = 1$  d。

### (1) 正常固结状态

多级荷载可以分级考虑与计算。对加一级荷载下，如果最终的应力 - 应变状态点处于正常固结状态 (如图 6 中的正常固结线上，例如点 3 和点 4)。如果有孔压力耦合，总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} = U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t_0 + t_e}{t_0} \right) H \quad (t_e \geq 0) \quad (35a)$$

式中， $s_f$  可根据应力 - 应变状态由式 (33a)、(33b)、(33c) 或 (33d) 计算得到， $U_v$  为垂直向平均固结度。

式 (35a) 为基于假设 B 的简化方法。如果最终的应力 - 应变状态点处于正常固结状态点 (图 6 中的点 3 或点 4)。式 (35a) 的时间  $t_e$  为

$$t_e = t - t_0 \quad (35b)$$

式中， $t_0 = 1$  d。假设从点 1 加到点 4，没有水压力耦合， $s_f$  由式 (33a) 计算得到，总沉降为

$$\begin{aligned} s_{\text{totalB}} &= s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{z1}} H + \\ &\frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{z1}} H + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{1+t-1}{1} \right) H \\ &= \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{z1}} H + \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z4}}{s'_{z1}} H \quad (t=1 \text{ d}) \end{aligned} \quad (35c)$$

式 (35c) 的沉降对应点 4 (点 4 已有 1 d 的蠕变时间)，这也是为什么用式 (35b) 计算等效时间  $t_e$  的原因。

### (2) 超固结状态

如果最终的应力 - 应变状态点处于超固结状态 (如图 6 中的超固结线上，例如点 2)。如果有孔压力耦合，总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}}$$

$$= U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t_0 + t_e}{t_0 + t_{e2}} \right) H \quad (t_e \geq 0) \quad (36a)$$

式中， $s_f$  可根据应力 - 应变状态由式 (33b) 计算得到。式 (36a) 为基于假设 B 的简化方法。 $t_{e2}$  为图 6 中点 2 的等效时间，即从点 2' 蠕变到点 2 所需的时间。

将图 6 中的斜率为  $C_c$  的正常压缩线延长 (点划线)，此线为时间参考线<sup>[18-19]</sup>。按照文献[18, 19]等效时间定义，总应变可表达为

$$e_z = e_{z2} + \frac{C_c}{V} \lg \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} + \frac{C_{ae}}{V} \lg \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (36b)$$

从式 (36b) 得到等效时间：

$$\begin{aligned} \lg \frac{t_0 + t_e}{t_0} &= (e_z - e_{z2}) \frac{V}{C_{ae}} - \frac{C_c}{C_{ae}} \lg \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \\ \frac{t_0 + t_e}{t_0} &= 10^{\left[ \frac{(e_z - e_{z2}) V}{C_{ae}} + \lg \left( \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \right) \frac{C_c}{C_{ae}} \right]} \\ &= 10^{\left[ \frac{(e_z - e_{z2}) V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \right) \frac{C_c}{C_{ae}}} \end{aligned} \quad (36c)$$

由式 (36c) 得

$$t_e = t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_z - e_{z2}) V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \right) \frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0 \quad (36d)$$

用式 (36d) 对图 6 中点 2 的等效时间为

$$t_{e2} = t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_{z2} - e_{z2}) V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \right) \frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0 \quad (36e)$$

如果是在超固结点，如图 6 中点 2 的位置，从点 1 到点 2 的加载时间为  $t$ ，从点 2 开始进一步蠕变的等效时间为

$$\begin{aligned} t_e &= t_{e2} + t - t_0 = \\ &= t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_{z2} - e_{z2}) V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{s'_{z2}}{s'_{z2}} \right) \frac{C_c}{C_{ae}}} + t - 2t_0 \end{aligned} \quad (36f)$$

式中， $t$  为本级荷载的加载时间。将  $t_e$  用于式 (36a)，可计算处于超固结状态的总沉降为

$$\begin{aligned} s_{\text{totalB}} &= s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ &= U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t+t_{e2}}{t_0+t_{e2}} \right) H \quad (t_e \geq 0) \end{aligned} \quad (36g)$$

当无水压力耦合，

$$\begin{aligned} s_{\text{totalB}} &= s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ &= \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z2}}{s'_{z1}} H + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t+t_{e2}}{t_0+t_{e2}} \right) H \\ &= \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z2}}{s'_{z1}} H \quad (t=1 \text{ d}) \end{aligned} \quad (36h)$$

式中，沉降对应点 2 (点 2 已有 1 d 的蠕变时间)。这是为什么用式 (36e) 计算等效时间  $t_e$  的原因。

### (3) 卸载/再加载状态

## a) 卸载

卸载时(点4到点6)总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ = U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_e}{t_0+t_{e6}}\right) H \quad (t_e \geq 0), \quad (37a)$$

其中,

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z6}}{s'_{z4}} H < 0, \quad (37b)$$

式(37a)中 $t_{e6}$ 为图6中点6的等效时间,

$$t_{e6} = t_0 \cdot 10^{\left[\frac{(e_{z6}-e_{zp})V}{C_{ae}}\right] \left(\frac{s'_{z6}}{s'_{zp}}\right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0}. \quad (37c)$$

图6中点6的位置,从点4到点6的卸载时间为 $t$ ,从点6开始进一步蠕变的等效时间为

$$t_e = t_{e6} + t - t_0 = \\ = t_0 \cdot 10^{\left[\frac{(e_{z6}-e_{zp})V}{C_{ae}}\right] \left(\frac{s'_{z6}}{s'_{zp}}\right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} + t - 2t_0}, \quad (37d)$$

式中, $t$ 为本级卸荷载的时间。将 $t_e$ 用于式(37a),可计算处于卸载装态的总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ = U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t+t_{e6}}{t_0+t_{e6}}\right) H \quad (t_e \geq 0). \quad (37e)$$

## b) 再加载

再加载时(点6到点5),如果有孔压力耦合,总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ = U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_e}{t_0+t_{e5}}\right) H \quad (t_e \geq 0), \quad (38a)$$

式中,

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z5}}{s'_{z6}} H > 0. \quad (38b)$$

式(38a)的蠕变沉降可分解为

$$s_{\text{creep}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_e}{t_0+t_{e5}}\right) H \\ = \left[ \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_e}{t_0}\right) - \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_{e5}}{t_0}\right) \right] H \\ = (e_z^{\text{p}} - e_{z5}^{\text{p}}) H, \quad (38c)$$

式中, $e_z^{\text{p}}$ 是从点5'到超越点5的累积的总蠕变应变,

$e_z^{\text{p}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_e}{t_0}\right)$ ,  $e_{z5}^{\text{p}}$ 是图6中点5'到点5之间的

蠕变应变,  $e_{z5}^{\text{p}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t_0+t_{e5}}{t_0}\right)$  ( $t_e \geq t_{e5}$ )。式(38c)

可解释式(36a)、(37a)中蠕变沉降公式的物理意义。

式(38a)为基于假设B的简化方法。式中, $t_{e5}$ 为图6中点5的等效时间,即从点5'蠕变到点5所需的时间,

$$t_{e5} = t_0 \cdot 10^{\left[\frac{(e_{z5}-e_{zp})V}{C_{ae}}\right] \left(\frac{s'_{z5}}{s'_{zp}}\right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0}, \quad (38d)$$

如图6中点5的位置,从点6到点5的再加载时间为 $t$ ,从点5开始蠕变的等效时间为

$$t_e = t_{e5} + t - t_0 = \\ = t_0 \cdot 10^{\left[\frac{(e_{z5}-e_{zp})V}{C_{ae}}\right] \left(\frac{s'_{z5}}{s'_{zp}}\right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} + t - 2t_0}, \quad (38e)$$

式中, $t$ 为本级荷载的加载时间。将 $t_e$ 用于式(38a)中,可计算处于超固结装态的总沉降为

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ = U_v s_f + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t+t_{e5}}{t_0+t_{e5}}\right) H \quad (t_e \geq 0), \quad (38f)$$

当无水压力耦合,

$$s_{\text{totalB}} = s_{\text{primary}} + s_{\text{creep}} \\ = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z5}}{s'_{z6}} H + \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg\left(\frac{t+t_{e5}}{t_0+t_{e5}}\right) H \\ = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{s'_{z5}}{s'_{z6}} H \quad (t=1 \text{ d}), \quad (38g)$$

式中沉降对应点5(点5已有1d的蠕变时间)。这是为什么用式(38e)计算等效时间 $t_e$ 的原因。

式(35a)、(36a)、(37a)、(38a)为基于假设B的简化方法,用于4种不同的加载、卸载、再加载的应力-应变状态。上面的蠕变系数 $C_{ae}$ 来自正常固结蠕变试验,但用了文献[17,18]的等效时间后,可用于其它加载和应力-应变状态。

上面的 $C_c$ 和 $C_e$ 是对应1d的蠕变压缩 $e_{24}$ 得到的,所以 $t_0=1 \text{ d}$ 。但是,如果 $C_c$ 和 $C_e$ 是对应试验室中主固结完成的时间 $t_{\text{EOP,Lab}}$ 得到。对一般的黏土, $t_{\text{EOP,Lab}}$ 只有几分钟到最多几小时。如果是这样,式(35)~(38)

中的 $t_0$ 要取 $t_0=t_{\text{EOP,Lab}}$ 。上面各式(35a)、(36a)、(37a)、(38a)中的垂直向平均固结度 $U_v$ 可由文献中的公式计算得到。笔者认为,这些公式也适合有排水板的大面积土的固结沉降计算,因为有排水板土的平均压缩是一维应变。但是所有式中 $U_v$ 要换成总平均固结度 $U$ ,其中有 $(1-U)=(1-U_v)(1-U_r)$ , $U_r$ 是排水板径向平均固结度,由文献中的公式计算得到。对多层的情况,可用叠加方法。

2.4 假设B简化计算土沉降之算例

本节介绍如何用上述的基于假设B简化方法来计算不同的加载和应力-应变状态的土的沉降。所用土的参数:

$C_e=0.07$ ,  $e_0=1$ ,  $V=1+e_0=2$ ,  $C_c=0.5$ ,  $C_v=0.488 \text{ m}^2/\text{a}$ ,  $C_{ae}=0.018$ ,  $t_0=1 \text{ d}$ 。其应力-应变状态点:  $s'_{z1}=30 \text{ kPa}$ ,  $e_{z1}=0.1\%$ ;  $s'_{z2}=40 \text{ kPa}$ ,  $e_{z2}=0.54\%$ ,  $s'_{zp}=60 \text{ kPa}$ ,  $e_{zp}=1.15\%$ ;  $s'_{z4}=120 \text{ kPa}$ ,  $e_{z4}=8.68\%$ ;  $s'_{z5}=100 \text{ kPa}$ ,  $e_{z5}=8.40\%$ ;  $s'_{z6}=50 \text{ kPa}$ ,

$e_{z6} = 7.35\%$ 。假定土层厚度为 10 m, 上下为排水面。荷载是突然施加, 然后保持不变。土的 4 种应力 - 应变状态点和 4 种不同加载情况的沉降计算结果如下所示。

(1) 加载和最终状态点在正常固结点 (加载从点 1 到点 4) 的沉降计算与结果

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{S'_{zp}}{S'_{z1}} H + \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{S'_{z4}}{S'_{zp}} H = 0.858 \text{ m},$$

$$t = 5 \text{ a}, s_{\text{creep}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t_0+t_e}{t_0} \right), H = 0.2935 \text{ m},$$

$$d = 5 \text{ m}, T_v = tC_v/d^2 = 0.0976, U_v \approx \sqrt{4T_v/\pi} = 0.3526, s_{\text{totalB}} = U_v s_f + s_{\text{creep}} = 0.596 \text{ m}。$$

(2) 加载和最终点在超固结点 (加载从点 1 到点 2) 的沉降计算与结果

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{S'_{z2}}{S'_{z1}} H = 0.0437 \text{ m},$$

$$t_{e2} = t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_{z2}-e_{sp})V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{S'_{z2}}{S'_{sp}} \right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0} = 16354 \text{ d}, t = 5 \text{ a},$$

$$s_{\text{creep}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t+t_{e2}}{t_0+t_{e2}} \right) H = 0.090 \text{ m}, d = 5 \text{ m}, T_v =$$

$$tC_v/d^2 = 0.01952, U_v = \sqrt{4T_v/\pi} = 0.1577。s_{\text{totalB}} = U_v s_f + s_{\text{creep}} = 0.097 \text{ m}。$$

(3) 卸载和最终点在超固结点 (加载从点 4 到点 6) 的沉降计算与结果

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{S'_{z6}}{S'_{z4}} H = -0.133 \text{ m},$$

$$t_{e6} = t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_{z6}-e_{sp})V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{S'_{z6}}{S'_{sp}} \right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0} = 1.226 \times 10^9 \text{ d},$$

$$t = 5 \text{ a}, s_{\text{creep}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t+t_{e6}}{t_0+t_{e6}} \right) H = 0.00 \text{ m}, d = 5 \text{ m},$$

$$T_v = tC_v/d^2 = 0.01952, U_v \approx \sqrt{4T_v/\pi} = 0.1577, s_{\text{totalB}} = U_v s_f + s_{\text{creep}} = -0.021 \text{ m}。$$

(4) 再加载和最终点在超固结点 (加载从点 6 到点 5) 的沉降计算与结果

$$s_f = \frac{C_e}{1+e_0} \lg \frac{S'_{z5}}{S'_{z6}} H = 0.1054 \text{ m},$$

$$t_{e5} = t_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e_{z5}-e_{sp})V}{C_{ae}} \right] \left( \frac{S'_{z5}}{S'_{sp}} \right)^{\frac{C_c}{C_{ae}}} - t_0} = 76.18 \text{ d}, t = 5 \text{ a},$$

$$s_{\text{creep}} = \frac{C_{ae}}{1+e_0} \lg \left( \frac{t+t_{e5}}{t_0+t_{e5}} \right) H = 0.1252 \text{ m}, d = 5 \text{ m}, T_v =$$

$$tC_v/d^2 = 0.01952, U_v \approx \sqrt{4T_v/\pi} = 0.1577, s_{\text{totalB}} = U_v s_f + s_{\text{creep}} = 0.142 \text{ m}。$$

图 7 是加载和最终状态点在正常固结点 (加载从点 1 到点 4) 的沉降用本文的新方法 (基于假设 B) 和假设 A 计算结果比较。假设 A 结果是用式 (32) 计

算得到的。其中一个问题是如何确定现场的主固结终结的时间  $t_{\text{EOP,field}}$ 。理论上  $t_{\text{EOP,field}}$  是无限大。本算例中, 确定  $U_v=0.987$  的时间  $T_v=1.668$ ,  $t=31182 \text{ d}$  为  $t_{\text{EOP,field}}$ 。用此时间算出的沉降见图 7 (假设 A 方法)。

由图 7 可见, 假设 A 低估了沉降, 假设 B 的沉降总是较大, 因为主固结期和之后都有蠕变沉降。

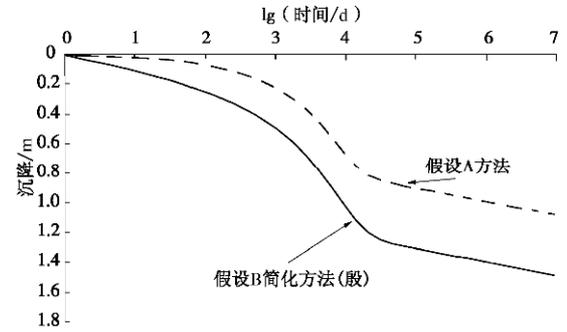


图 7 假设 B 简化方法与假设 A 方法计算结果比较

Fig. 7 Results from simplified Hypothesis B and Hypothesis A

### 3 一维应变下黏性土非线性蠕变和压缩

图 4 中的一维应变下黏性土蠕变  $\lg(t/t_{\text{EOP}})$  与  $e$  的关系通常被认为是线性的。图 6 中的一维应变下黏性土压缩  $\lg S'_z$  与  $e$  (或  $e_z$ ) 的关系也被认为是线性的。事实上不可能是线性的, 图 4 中, 当时间为无穷大时, 对应的孔隙比可能为负 (或应变为无穷大)。图 6 中, 当应力为无穷大时, 对应的孔隙比也可能为负 (或应变为无穷大)。这都与事实不符。笔者提出了一个有极限和合适描述图 4, 6 中的非线性关系的数学函数<sup>[33]</sup>。对图 4 的蠕变可用:

$$e_z^{\text{wp}} = \frac{\frac{C_{ae0}}{V} \lg \frac{t+t_0}{t_0}}{1 + \frac{C_{ae0}}{V e_{z1}^{\text{wp}}} \lg \frac{t+t_0}{t_0}}, \quad (39a)$$

文献[33]原来用自然对数表示, 式 (39a) 改为常用对数。式 (39a) 表达为

$$e_z^{\text{wp}} = \frac{\lg \frac{t+t_0}{t_0}}{\frac{V}{C_{ae0}} + \frac{1}{e_{z1}^{\text{wp}}} \lg \frac{t+t_0}{t_0}}。 \quad (39b)$$

式中  $e_z^{\text{wp}}$  蠕变应变,  $t$  是蠕变时间;  $C_{ae0}$  是初始蠕变系数,  $t_0$  是蠕变常数 (时间量纲),  $e_{z1}^{\text{wp}}$  是极限蠕变应变。式 (39) 在  $t=0$  时有意义。如果把  $\lg[(t+t_0)/t_0]$  一起当变量, 式 (39b) 是与式 (3) 一样的双曲线函数。当  $e_{z1}^{\text{wp}} = \infty$ , 式 (39a) 变为常规的对数函数关系。

对图 6 的正常固结压缩线, 可为

$$e_z = e_{sp} + \frac{\frac{C_{c0}}{V} \lg \frac{S'_z}{S'_{zp}}}{1 + \frac{C_{c0}}{V e_{z1}} \lg \frac{S'_z}{S'_{zp}}}, \quad (40)$$

文献[33]原来用自然对数表示,式(40)改为常用对数。式中,  $(s'_{sp}, e_{sp})$  是图6中的超固结点。 $e_{sl}$  极限应变,  $s'_c$  是应力,  $C_{c0}$  是初始压缩指数。文献[33]用香港海洋土的一维压缩数据验证了上面的公式。文献[27, 33]把式(39)、(40)用到各向等压的蠕变和压缩情况,并推导出一维和三维弹黏塑性模型。

### 4 三轴试验时测量非饱和土总体变之双室压力室

三轴压缩试验时测量非饱和土总体变一直是个难题<sup>[11]</sup>。殷宗泽<sup>[35]</sup>介绍在三轴室内加装上部开放的圆筒内装水,圆筒水位的高低反映非饱和土总体积变化。文献[35, 36]研究含气土时在三轴室内加装小室。但是小室与外三轴室的顶部是连在一起的,小室并不完全自平衡。文献[37~39]设计和标定了真正的自平衡的双室三轴室,用于三轴试验时测非饱和土总体变,见图8。

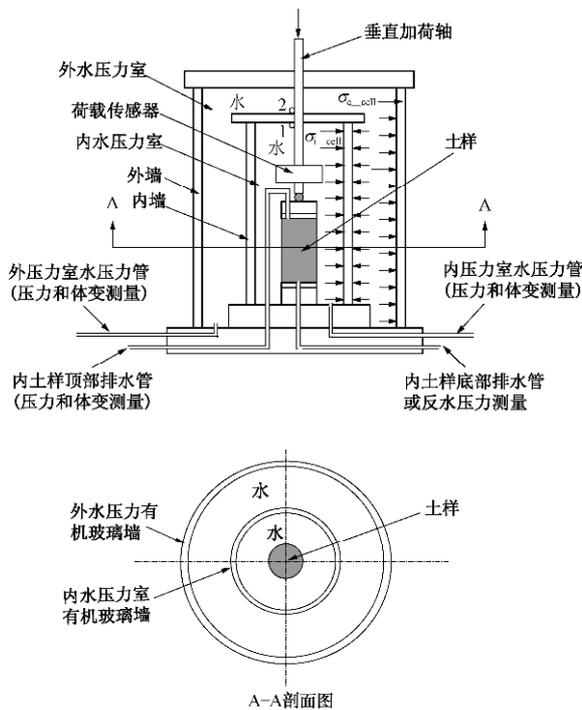


图8 真正的自平衡的双室三轴室<sup>[38-40]</sup>

Fig. 8 A true self-equilibrium double cell<sup>[38-40]</sup>

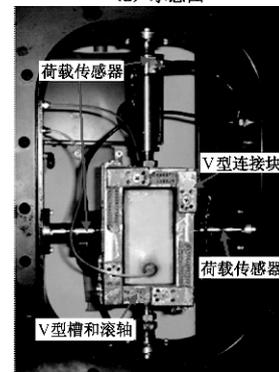
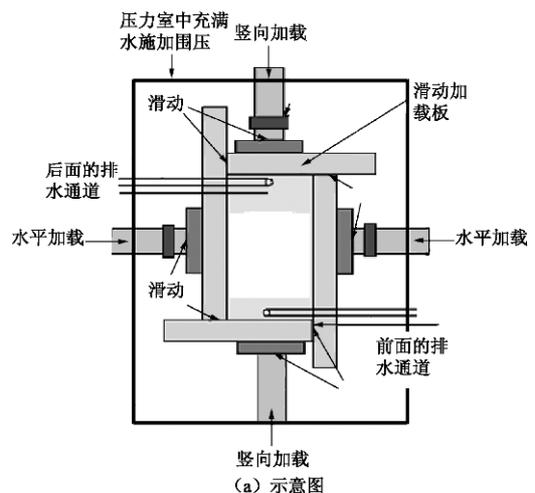
### 5 刚柔结合的真三轴加载装置

真三轴试验是将3个正交的主应力加到一个立方体(或长方体)的土样上,应力和应变要均匀。

真三轴试验的加载装置可以分为3种类型:①刚性加载方式,由6个刚性板对土样施加3个直角方向的力,其代表是“剑桥式真三轴仪”中采用的滑动的刚性板加载设计<sup>[41-43]</sup>;②柔性加载方式,由6个柔性加载囊组成,利用橡胶囊内的液体/气体对土样施加3个直角方向的力<sup>[44-46]</sup>;③混合边界加载方式,由刚性

板和柔性面组成的混合加载方式<sup>[47-49]</sup>。中国学者在真三轴仪的研制和试验方面很早开展了工作<sup>[50-53]</sup>。

笔者在前人的基础上设计出刚柔结合的真三轴加载装置<sup>[53-55]</sup>,见图9。图9中的加载装置中有4个自由滑动的不锈钢加载板,分别布置在土样的上、下、左、右表面。竖向和水平向加载板可自由滑动,并在试验过程中始终保持90°。加压活塞及荷载传感器,加载装置中设有4个加压活塞。加载板和加压活塞之间设有不锈钢连接杆。在压力室内,3个荷载传感器分别连接在上、左、右边的连接杆上,用来测量施加在土样的荷载。长方体形状的土样装在长方体橡胶膜内,放在图9中4个刚性滑板内。整个放入压力室,加水压力,所以图9中的前后面是两个柔性加载面。这个柔性面加滑动钢板的混合边界加载装置的设计巧妙解决了以往真三轴加载装置中遇到的问题。实现了水平和竖直方向的加载不会相互影响。笔者对上面的刚柔结合的真三轴加载装置中的土样的摩擦力,土样内的应力-应变均匀性作了分析,结果是摩擦力小,土样内的应力-应变比其它装置均匀性更好。Kumruzzaman等<sup>[57]</sup>报道了用图9的真三轴装置的试验结果。



(b) 试验照片

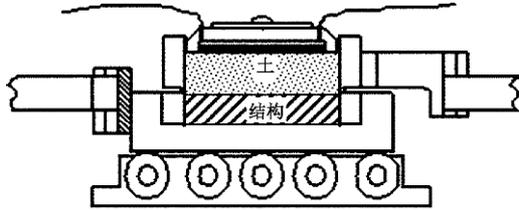
图9 新型混合边界的真三轴加载装置<sup>[54-56]</sup>

Fig. 9 A new mixed loading boundary true triaxial cell

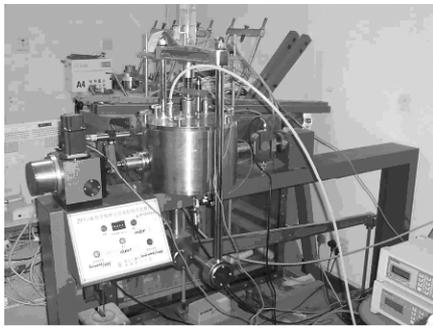
### 6 测非饱和土与结构界面强度的直剪仪

岩土结构中有很多土与结构界面的问题,例如土

和桩、土和挡土墙、土与土钉等。土可能是饱和的，也可能是非饱和的。土与结构界面的强度是设计所需要的。设计的测非饱和土与结构界面强度的直剪仪见图 10<sup>[58-59]</sup>。图 10 的测非饱和土与结构界面强度的直剪仪也可用于非饱和土和饱和土的直接剪试验。Hossain 等<sup>[58-60]</sup>报告了用图 10 的直剪仪对香港风化花岗岩的剪切试验研究。



(a) 内部土与结构和直剪盒



(b) 直剪仪外貌

图 10 测非饱和土与结构界面强度的直剪仪

Fig. 10 A direct shear box for testing interface between unsaturated soil and a structural element

### 7 土钉抗拔箱和试验研究

在全世界各地岩土工程界，土钉普遍使用，多用于加固斜坡、挡土墙、深开挖等。土钉是被动加固结构、无预应力，当土体滑动时，土钉才会有抗拔力。由于土钉的钢筋有水泥浆（或混凝土）浇注保护（有的有其它防锈保护措施），土钉在建成后是永久性的，一般不需维修。与锚杆比，土钉较便宜，容易建造，因此使用越来越广泛。

在香港斜坡加固工程中，80%由土钉加固。在土钉的设计中，土钉极限抗拔力  $T$  是最重要的参数

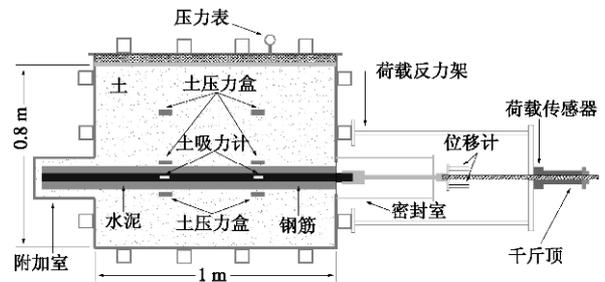
$$T = t_r L_c = (\pi D c' + 2 D s_v' \tan f') L_c \quad (41)$$

式中， $L_c$  土钉抗拔段的长度（一般是临界滑动面内的锚固段）， $t_r$  为  $L_c$  段的土钉水泥表面（或土钉的表面）与周围土体的平均抗拔摩阻力， $c'$ 、 $f'$  为周围土体的有效黏聚力和有效摩擦角， $D$  为土钉的直径，其中“ $2D$ ”是在计算摩擦力时，把土钉当成宽  $D$  的平板，其两边都有摩擦力，所以要加倍。 $s_v'$  是  $L_c$  段的平均土体的上覆土的有效垂直应力。

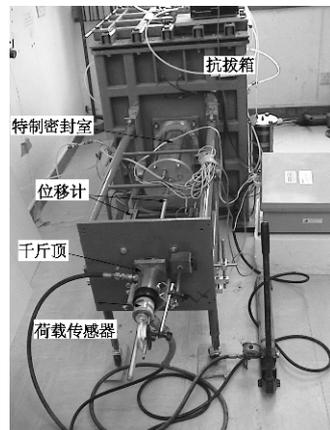
土钉的设计计算存在如下问题：①当钻孔后，土钉位的上覆应力全释放为零了，安装土钉后的土钉表

面的正应力肯定远远小于上覆应力  $s_v'$ 。这样式 (41) 的计算有问题。②土的水饱和度对土钉抗拔力的影响如何？③水泥浆的灌浆压力对土钉抗拔力的影响如何？④剪胀如何影响土钉抗拔力？⑤钻孔土表面粗糙度如何影响土钉抗拔力？

为此设计和制成了图 11 的土钉抗拔箱<sup>[61-62]</sup>，有如下特点：①抗拔箱内的纵向段是要模拟现场土钉纵向的 1 m，应力要均匀，为此在箱的尾部有“附加室”，当土钉被拔出设计位移时，尾部没空洞；②抗拔箱内的垂直向要模拟现场土钉纵向的垂直变化，上覆土压力有上盖的水压力代替，钻孔可引起土中应力释放，6 个土压力盒测土压力的变化；③加有密封室，可控制箱土中的饱和度，土吸力计可测土的吸力；④另有水泥浆灌浆压力装置，可模拟灌浆压力；⑤有全面的传感器，除图 11 中的传感器外，钢筋上布有应变片。



(a) 抗拔箱横剖面



(b) 抗拔箱

图 11 土钉抗拔箱

Fig. 11 Soil nail pullout box

利用图 11 的土钉抗拔箱对很多课题做了研究：土的水饱和度对全风化花岗岩土中土钉抗拔力的影响<sup>[63]</sup>；土的上覆压力对全风化花岗岩土中土钉抗拔力的影响<sup>[64]</sup>；水泥浆灌浆压力对非饱和和全风化花岗岩土中土钉抗拔力的影响<sup>[65]</sup>；水泥浆灌浆压力和土的上覆压力对饱和全风化花岗岩土中土钉抗拔力的影响<sup>[66]</sup>；研究和提出计算土钉抗拔力的简化数学模型<sup>[67]</sup>。对土钉的抗拔力研究还在进行之中，包括现场土钉抗拔试验研究，计算土钉抗拔力的简化计算公式等。

## 8 岩土结构监测光纤技术的研发及应用

因为岩土结构的地质条件(地表和地下),天气条件、设计方法和参数的选用有许多不确定因素,对岩土结构监测很有必要。对地质灾害的预警也需监测。最近几年,随着光纤通讯和光纤传感技术的日益发展和成熟,多种光纤传感技术已广泛用于航空,航天,军事,海洋工程和土木工程。

(1)用两种光纤技术测桩和土钉的长度与质量<sup>[68]</sup>。

a)通过在感测光纤的预定位置设置多个反射标志器,由相邻的两个反射标志器之间的感测光纤段限定一个所述传感器,来得到所述多个传感器。所述光源为宽带低相干光源,所述反射波接收装置为扫描式干涉仪,并且,所述宽带低相干光源的相干长度远远小于所述多个传感器每个的长度,所述扫描式干涉仪具有可与各个所述传感器的光路长度基本相匹配的光程差,所述多个传感器每个的长度略有不同,从而使得对应于不同传感器的干涉峰不会同时出现在所述扫描式干涉仪中的同一位置。这种测量系统称为低相干干涉仪(LCI)用于测应变。

b)在各个光纤段上设置具有互不相同的布拉格波长的光栅,来形成多个光纤布拉格(FBG)传感器测应变。计算出所述土钉或桩的应变分布、长度与质量。所得应变用于评价桩和土钉的长度与质量。洪成雨等将上面的技术用于室内模型土钉并验证其可靠性<sup>[69]</sup>。

(2)将光栅技术用到室内模型坝的内部位移,应变,裂缝的监测上长度与质量<sup>[70-71]</sup>。

(3)将光栅技术用到地基沉降、筏基应变的监测、土钉的监测和斜坡位移的监测之中<sup>[72-73]</sup>。

目前的主要科研在开发滑动式光栅测斜仪、原位式光栅测斜仪、光栅倾侧仪、光栅精密沉降静力水准仪、光栅位移计和分布式应变计等<sup>[75]</sup>。

## 9 结 论

(1)次弹性模型较合理地描述土的非线性应力-应变关系和重要的剪应力产生剪胀或剪缩和平均应力产生偏应变(或剪应变)。

(2)“等效时间”得到的蠕变率适合任何加载历史或路径。“土的蠕变率只与土的应力-应变状态点有关,与如何到达该点的过去的历史或者路径无关。”

(3)一维弹黏塑性模型是一严格推导出来的非线性流变模型,适合任何加载条件和状态。

(4)假设 A 方法低估了沉降,逻辑上是错的;假设 B 方法是对的,但用非线性流变模型的耦合固结分析不方便使用。由此笔者提出了一基于假设 B 的简

化方法,可适合各种应力-应变状态和加载-卸载-再加载情况。

(5)有极限的非线性数学函数很适合描述土的非线性蠕变和非线性压缩。

(6)第一个提出真的全自平衡的双室三轴室,可用于三轴试验时测非饱和土的总体变。

(7)刚柔结合的真三轴加载装置很好地解决了加载干扰问题和土样应力-应变不均问题。

(8)本文的直剪仪可测非饱和土与结构界面的强度参数。

(9)本文的土钉抗拔箱可控制可监测多种参数,可用于研究土钉在多种条件下的抗拔力及其机理。

(10)本文介绍的两种光纤技术有其优点,可用于岩土结构监测。

**致 谢:**感谢袁建新教授、Dr James Graham 教授给予的科研指导;感谢很多同仁的支持和贡献;感谢周万欢和洪成雨为此文整理给予的帮助;特别感谢中国科学院、加拿大 University of Manitoba、中国香港特别行政区大学教育资助委员会、香港理工大学(基金号 G-YG60)对文中研究的资助。

## 参考文献:

- [1] TRUESDELL C. Hypo-elasticity[J]. Journal of Rational Mechanics and Analysis, 1995, 4(1): 83 - 133.
- [2] TRUESDELL C. Continuum mechanics III - foundations of elasticity theory[M]. Hawthorn:Gordon and Breach Science Publishers, 1965.
- [3] COON M D, EVANS R J. Recoverable deformation of cohesionless soils[J]. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97: 375 - 391.
- [4] CHEN W F, MIZUNO E. Nonlinear analysis in soil mechanics -theory and implementation[M]. USA: Elsevier Science Publisher B V, 1990.
- [5] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. J of Soil Mech and Found Div, ASCE, 1970, 96(SM5): 1629 - 1654.
- [6] KONDRER R L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils[J]. J of Engineering Mech, ASCE, 1963, 90(SM1): 131 - 166.
- [7] 殷建华. 砂性土的增量非线性剪胀模型[D].武汉:中科院武汉岩土力学研究所. 1984. (YIN J H. An incremental nonlinear dilatative constitutive model for sand[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, the Chinese Academy of Sciences, 1984. (in Chinese))
- [8] 殷建华, 袁建新. 增量非线性模型[J]. 岩土力学, 1985(6): 5

- 14. (YIN J H, YUAN J X. Incremental nonlinear constitutive models[J]. *Journal of Rock and Soil Mechanics*, 1985(6): 5 - 14. (in Chinese))
- [9] YIN J H, SAADAT F, GRAHAM J. Constitutive modelling of a compacted sand-bentonite mixture using three-modulus hypoelasticity[J]. *Can Geotech J*, 1990, **27**: 365 - 372.
- [10] YIN J H. Generalisation of three-moduli incremental non-linear constitutive models for soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, SEAGS*, 1999, **30**(3): 183 - 199.
- [11] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京:水利电力出版社, 1983. (HUANG W X. Engineering properties and behaviour of soils[M]. Beijing: China Water Power Press, 1983. (in Chinese))
- [12] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2007. (YIN Zong-ze. Principle of soil engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 2007. (in Chinese))
- [13] 陈宗基. 固结及次时间效应的单维问题[J]. *土木工程学报*, 1958, **5**(1). (TANG Tjong-kie. One dimensional problems of consolidation and secondary time effects[J]. *China Civil Engineering Journal*, 1958, **5**(1). (in Chinese))
- [14] 钱家欢. 黏弹性理论在土力方面的应用[J]. *高等学校自然科学学报(土木建筑水利版)*, 1966. (QIAN J H. Applications of visco-elastic theories in soil mechanics[J]. *Journal of Natural Science of Higher Education (Civil, Construction and Hydraulic Engineering)*, 1966. (in Chinese))
- [15] 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, 1990. (SUN J. Rheology of goo-materials and engineering applications[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1990. (in Chinese))
- [16] BJERRUM L. Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings[J]. *Géotechnique*, 1967, **17**(2): 83 - 118.
- [17] YIN J H. Constitutive modelling of time-dependent stress-strain behaviour of soils[D]. Winnipeg: University of Manitoba, 1990: 314.
- [18] YIN J H, GRAHAM J. Viscous elastic plastic modelling of one-dimensional time dependent behaviour of clays[J]. *Can Geotech J*, 1989, **26**: 199 - 209.
- [19] YIN J H, GRAHAM J. Equivalent times and elastic visco-plastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**: 42 - 52.
- [20] PERZYNA P. The constitutive equations for working hardening and rate sensitive plastic materials[J].*Proc of Vibration Problems*, Warsaw, 1963, **4**(3): 281 - 290.
- [21] PERZYNA P. Fundamental problems in viscoplasticity, advances in applied mechanics[M]. New York: Academic Press, 1966(9): 244 - 368.
- [22] YIN J H, GRAHAM J. Elastic visco-plastic modelling of the time-dependent stress-strain behavior of soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, **36**(4): 736 - 745.
- [23] YIN J H, ZHU J G. Measured and predicted time-dependent stress-strain behavior of Hong Kong marine deposits[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, **36**(4): 760 - 766.
- [24] YIN J H, ZHU J G, GRAHAM J. A new elastic visco-plastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays -theory and verification[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**(1): 157 - 173.
- [25] YIN J H, GRAHAM J, CLARK J I, et al. Modelling unanticipated pore water pressures in soft clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**: 773 - 778.
- [26] YIN J H, CLARK J I. One-dimensional time dependent stress-strain behaviour of soils, elastic visco-plastic modelling, and consolidation analysis (part 1)[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1994, **15**(3): 65 - 80. (in Chinese).
- [27] YIN J H, CLARK J I. One-dimensional time dependent stress-strain behaviour of soils, elastic visco-plastic modelling, and consolidation analysis (part 2)[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1994, **15**(4): 65 - 75. (in Chinese).
- [28] ZHU G F, YIN J H. Finite element analysis of consolidation of layered clay soils using an elastic visco-plastic model[J]. *Int J of Num and Ana Methods in Geomechanics*, 1999, **23**: 355 - 374.
- [29] ZHU Guo-fu, YIN J H. Elastic visco-plastic finite element consolidation modelling of Berthierville test embankment[J]. *Int J of Num and Ana Methods in Geomechanics*, 2000, **24**: 491 - 508.
- [30] YIN J H, GRAHAM J. Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation[J]. *Geotechnique*, 1996, **46**(3): 515 - 527.
- [31] YIN J H, ZHU J G. Elastic visco-plastic consolidation modelling and interpretation of porewater pressure responses in clay underneath Tarsiut island[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, **36**(4): 708 - 717.
- [32] ZHU J G, YIN J H. Deformation and porewater pressure responses of elastic viscoplastic soil[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, **127**(9), 899-908.
- [33] YIN J H. Non-linear creep of soils in oedometer tests[J]. *Geotechnique*, 1999, **49**(5): 699 - 707.
- [34] ZHU Jun-gao. Experimental study and constitutive modeling of the time-dependent stress-strain behaviour of Hong Kong

- marine deposits[D]. Hong Kong: The Hong Kong Polytechnic University, 2000:319.
- [35] 殷宗泽. 土的沉降与固结[M]. 中国电力出版社, 1998.(YIN Zong-ze. Settlement and consolidation of soils[M]. Beijing: China Electric Power Press, 1998. (in Chinese))
- [36] BISHOP A W, DONALD I B. The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus[C]// Proc 5th Int Conf Soil Mech and Found Engineering, Paris, 1961, **1**: 13 - 21.
- [37] WHEELER S J. The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles[J]. *Geotechnique*, 1988, **28**(3): 399 - 413.
- [38] 殷建华. 新的双室三轴试验装置 - 用于土样在三轴试验中体积变化的连续和自动测量: 中国, ZL01230571.5[P]. 2003. (YIN J H. A double cell triaxial testing device for continuous measurement of the volume change of a soil specimen: China ZL01230571.5[P]. 2003. (in Chinese))
- [39] YIN J H. A new double cell triaxial system for continuous measurement of volume changes of an unsaturated or saturated soil specimen in triaxial test[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(5): 552 - 555. (in Chinese)
- [40] YIN J H. A double cell triaxial system for continuous measurement of volume changes of an unsaturated or saturated soil specimen in triaxial testing[J]. *Geotechnical Testing Journal (ASTM)*, 2003, **26**(3): 353 - 358.
- [41] PEARCE J A. A new triaxial apparatus[C]//Stress-Strain Behaviour of Soils, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, Henley-on-Thames. Cambridge, 1971: 330 - 339.
- [42] WOOD D M. Some aspects of the mechanical behaviour of kaolin under truly triaxial conditions of stress and strain[D]. Cambridge: University of Cambridge, 1974.
- [43] AIREY D W, WOOD D M. The Cambridge true triaxial apparatus[J]. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, 1988: 796 - 805.
- [44] BELL J M. Stress-strain characteristics of cohesionless granular materials subjected to statically applied homogeneous loads in an open system[D]. California: California Institute of Technology, 1965.
- [45] KO H Y, SCOTT R F. A new soil testing apparatus[J]. *Géotechnique*, 1967, **17**(1): 40 - 57.
- [46] STURE S, DESAI C S. Fluid cushion truly triaxial or multi-axial testing device[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1979, **2**(1): 20 - 33.
- [47] GREEN G E. Strength and compressibility of granular materials under generalized strain conditions[D]. London: University of London, 1969.
- [48] GREEN G E. Strength and deformation of sand measured in an independent stress control cell[C]//Stress-Strain Behaviour of Soils, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium. Cambridge, 1971: 285 - 323.
- [49] LADE P V, DUNCAN J M. Cubical triaxial tests on cohesionless soil[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 1973, **99**(10): 793 - 812.
- [50] 李广信. 土的三维本构关系的探讨与模型验证[D]. 北京: 清华大学, 1985. (LI Guang-xin. A study of three-dimensional constitutive relationship of soils and an examination of various models[D]. Beijing: Tsinghua University, 1985. (in Chinese))
- [51] 殷宗泽, 朱俊高. 真三轴仪的改进[C]// 第一届全国岩土本构理论研讨会. 北京, 2008. (YIN Zong-ze, ZHU Jun-gao. Improvement of true triaxial apparatus[C]// Proceedings of 1st National Conference on Geotechnical Constitutive Theory. Beijing, 2008. (in Chinese))
- [52] 朱俊高, 卢海华, 殷宗泽. 土体侧向变形性状的真三轴试验研究[J]. *河海大学学报*, 1995, **23**(6): 28 - 33. (ZHU Jun-gao, LU Hai-hua, YIN Zong-ze. Lateral deformation of soil in true triaxial test[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 1995, **23**(6): 28 - 33. (in Chinese))
- [53] 张坤勇, 殷宗泽, 徐志伟. 国内真三轴试验仪的发展及应用[J]. *岩土工程技术*, 2003, **5**: 290 - 293. (ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze, XU Zhi-wei. Development and application of true triaxial apparatus in China[J]. *Geotechnical Engineering Technique*, 2003, **5**: 290 - 293. (in Chinese))
- [54] 殷建华. 用于岩土力学性能测试的真三维测试系统: 中国, ZL 200410094697.X[P]. 2005. (YIN J H. A true triaxial testing for measuring the behavior of a soil specimen: China, ZL 200410094697.X[P]. 2005. (in Chinese))
- [55] 殷建华, 周万欢, KUMRUZZAMAN Md, 等. 新型混合边界真三轴仪加载装置及岩土材料试验结果[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(4): 493 - 499. (YIN Jian-hua, ZHOU Wan-huan, KUMRUZZAMAN Md, et al. New mixed boundary true triaxial loading device for testing study on 3-D stress-strain-strength behaviour of geomaterials[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(4): 493 - 499. (in Chinese))
- [56] YIN Jian-hua, CHENG Chun-man, KUMRUZZAMAN Md, et al. A new mixed boundary true triaxial loading device for testing study of the 3-D stress-strain-strength behaviour of

- geomaterials[J]. *Canadian Geot J*, 2010, **47**(1): 1 - 15.
- [57] KUMRUZZAMAN Md, YIN Jian-hua. Influences of principal stress direction and the intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**(2): 164 - 179.
- [58] HOSSAIN Md, AKHTAR, YIN J H. Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from suction controlled direct shear tests[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010, **136**(1): 189 - 198.
- [59] HOSSAIN M A, YIN J H. Shear strength and dilative characteristics of an unsaturated compacted completely decomposed granite soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**(10): 1112 - 1126.
- [60] HOSSAIN M A. Experimental study on the interface behavior between unsaturated completely decomposed granite soil and cement grout[D]. Hong Kong: The Hong Kong Polytechnic University, 2010:217.
- [61] 殷建华. 用于测量土钉力学性能的抗拔力测试箱: 中国, ZL 200410094639.7[P]. 2004. (YIN J H. A soil nail pullout box for measuring pullout resistance of a soil nail: China ZL 200410094639.7[P]. 2004. (in Chinese))
- [62] YIN J H, LJ Su. An innovative laboratory box for testing nail pull-out resistance in soil[J]. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 2006, **29**(6): 1 - 11.
- [63] SU Li-jun, TERENCE C F Chan, SHIU Y K, et al. Influence of degree of saturation on soil nail pull-out resistance in compacted completely decomposed granite fill[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, **44**(11): 1314 - 1328.
- [64] SU Li-jun, TERENCE C F Chan, YIN Jian-hua, et al. Influence of overburden pressure on soil nail pull-out resistance in a compacted fill[J]. *ASCE J of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, **134**(9): 1339 - 1347.
- [65] YIN Jian-hua, SU Li-jun, RAYMOND W M Cheung, et al. The influence of grouting pressure on the pullout resistance of soil nail in compacted completely decomposed granite fill[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(2): 103 - 113.
- [66] YIN Jian-hua, ZHOU Wan-huan. Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail[J]. *ASCE J of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(9): 1198 - 1208.
- [67] ZHOU Wan-huan, YIN Jian-hua. A simple mathematical model for soil nail and soil interaction analysis[J]. *Computers and Geotechnics*, 2008, **35**: 479 - 488.
- [68] 殷建华, 靳 伟. 测量土钉与桩的长度与品质的方法: 中国, ZL 200510006316.2[P]. 2005. (YIN J H, JIN W. A method for measuring the length and quality of a soil nail or pile: China ZL 200510006316.2[P]. 2005. (in Chinese))
- [69] HONG Cheng-yu, YIN Jian-hua, JIN Wei, et al. Comparative study on the elongation measurement of a soil nail using optical lower coherence interferometry method and FBG method[J]. *Advances in Structural Engineering - An International Journal*, 2010, **13**(2): 309 - 319.
- [70] 朱鸿鹄, 殷建华, 张 林, 等. 大坝模型试验的光纤传感变形监测[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, **27**(6): 1188 - 1194. (ZHU Hong-hu, YIN Jian-hua, ZHANG Lin, et al. Deformation monitoring of dam model test by optical fiber sensors[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, **27**(6): 1188 - 1194. (in Chinese))
- [71] ZHU H H, YIN J H, ZHANG L, et al. Monitoring internal displacements of a model dam using innovative FBG sensing bars[J]. *Advances in Structural Engineering - An International Journal*, 2010, **13**(2): 249 - 261.
- [72] 朱鸿鹄, 殷建华, 靳 伟, 等. 基于光纤光栅传感技术的地基基础健康监测研究[J]. *土木工程学报*, 2010, **43**(6): 109 - 115. (ZHU H H, YIN J H, JIN W. Health monitoring of a foundation using fiber Bragg grating sensor technology[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2010, **43**(6): 109 - 115. (in Chinese))
- [73] ZHU Hong-hu, YIN Jian-hua, ALBERT T, et al. Field pullout testing and performance evaluation of GFRP soil nails[J]. *J of Geotech and Geoenv Engineering*, ASCE, 2010.
- [74] 裴华富, 殷建华, 朱鸿鹄, 等. 基于光纤布拉格光栅传感技术的边坡原位测斜及稳定性评估方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(8): 1570 - 1576. (PEI Hua-fu, YIN Jian-hua, ZHU Hong-hu, et al. In-situ monitoring of displacements and stability evaluation of slope based on fiber bragg grating sensing technology[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(8): 1570 - 1576. (in Chinese))
- [75] 殷建华, 朱鸿鹄, 裴华富, 等. 特长隧道安全运营的光纤监测与预警[C]// 第八届海峡两岸通道(桥隧)工程学术讨论会文集. 福州, 2010: 140 - 147. (YIN J H, ZHU H H, PEI H F, et al. Monitoring and warning of the operation safety of a super long tunnel[C]// Proceedings of the 8th Symposium on the Cross-strait Link Study (Bridge and Tunnel). Fuzhou, 2010: 140 - 147. (in Chinese))