

上海黏土一维压缩特性的试验研究

吴宏伟¹, 李青¹, 刘国彬²

(1. 香港科技大学土木及环境工程系, 香港 中国; 2. 同济大学地下建筑及工程系, 上海 200092)

摘要: 虽然上海黏土的压缩特性已得到了广泛研究, 但是关于上海黏土的压缩特性特别是其长期压缩特性与国际上其他天然黏土的比较相对较少。采用取自上海浦西某基坑不同深度的原状土样进行一系列常规及长达 70 d 的长期一维压缩试验。主要目的是为了研究上海黏土的压缩特性尤其是其次压缩特性, 并与国际上其他典型黏土进行比较。试验结果表明: 上海黏土的压缩指数 C_c 相对较小, 分布在 0.43~0.50 的范围之内。研究发现固结压力小于或接近前期固结压力时, 次压缩系数 C_{α} 基本不变, 然而当固结压力大于前期固结压力时, 次压缩系数 C_{α} 随时间急剧减小。与其他典型黏土相比, 上海黏土的 C_{α}/C_c 值略大于无机质黏土及粉土的下限值。按照 Mesri (1973) 提出的以次压缩系数为基础的土体划分标准, 可以将上海黏土划分为低至中等次压缩性土体。

关键词: 上海黏土; 一维压缩特性; 次压缩系数

中图分类号: TU442

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2011)04-0630-07

作者简介: 吴宏伟 (1962 -), 男, 剑桥大学土力学及岩土工程专业博士后, 香港科技大学教授及土工离心机实验室主任, 英国、美国、香港土木工程师学会资深会员, 2002 年获茅以升土力学及基础工程青年奖第一名, 2005 年当选为剑桥大学丘吉尔学院海外院士, 2010 年当选长江学者讲座教授。主要从事土基与建筑物的相互作用 (包括桩土相互作用, 深基坑及隧道开挖对周围环境的影响)、土工离心模型试验、非饱和土及边坡稳定方面的研究工作。E-mail: cecwwng@ust.hk。

Characteristics of one-dimensional compressibility of Shanghai clay

NG C W W¹, LI Qing¹, LIU Guo-bin²

(1. Department of Civil and Environmental Engineering, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, China; 2.

Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Although the compressibility of Shanghai clay has been widely investigated over the years, few attempts have been made to compare the characteristics of the clay with those of other natural clays worldwide, in particular its long-term behaviours. A number of series of conventional and long-term consolidation tests up to 70 days on natural undisturbed samples are described and reported. These samples are taken from different soil layers in a basement excavation in Puxi area in Shanghai. The main objectives of these tests are to investigate the compressibility, especially the secondary compression of Shanghai clay and to compare the measured results with those of other typical natural clays worldwide. Experimental results reveal that the compression index C_c of Shanghai clay is relatively small ranging from 0.43 to 0.50. The coefficient of the secondary compression C_{α} is found to be almost constant when the vertical consolidation pressure is smaller than or close to the preconsolidation pressure, while C_{α} decreases significantly with time when the consolidation pressure is beyond the preconsolidation pressure. By comparing the measured C_{α}/C_c ratios of Shanghai clay with those of other typical natural soils worldwide, the ratio is found to fall within the lower range of those for inorganic clay and silt. Based on the classifications by the coefficient of the secondary compression suggested by Mesri (1973), Shanghai clay can be classified as a soil with low to medium secondary compressibility.

Key words: Shanghai clay; one-dimensional compressibility; coefficient of secondary compression

0 引言

饱和黏土的一维压缩主要由主固结和次固结两部分组成。主固结是指随着孔隙水压力的消散, 土体中有效应力增量引起的土体骨架的压缩; 次固结 (又称

次压缩) 通常是指孔隙水压力完全消散后, 在恒定有效应力作用下, 土中结合水以黏滞流动形态缓慢移动

基金项目: 香港研究资助局 (RGC) 项目 (GRF-618006)

收稿日期: 2009-12-01

引起的土颗粒的相对移动。Bjerrum (1967)^[1]和 Murakami(1988)^[2]指出土体受荷后次压缩便会立即发生, 而不是仅仅出现孔隙水压力完全消散后的次压缩阶段。根据 Taylor and Merchant (1940)^[3]提出的在土体单元压缩过程中土的孔隙比与土体有效应力和时间有关的观点, Mesri (2003)^[4]用下式表示压缩过程中土体孔隙比的变化速率 de/dt :

$$\frac{de}{dt} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \frac{d\sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} \quad (1)$$

式中 e 为土体孔隙比; σ'_v 为竖向有效应力; t 为计算时间。上式中 $(\partial e/\partial \sigma'_v)_t$ 表示任意时刻 t 随竖向有效应力增加的土体压缩性; 而 $(\partial e/\partial t)_{\sigma'_v}$ 则表示任意竖向有效应力 σ'_v 作用下随着时间变化的土体压缩性。主固结发生后 $(\partial e/\partial \sigma'_v)_t$ 和 $(\partial e/\partial t)_{\sigma'_v}$ 同时作用影响土体压缩, 而在次压缩阶段由于 $d\sigma'_v/dt=0$ 仅仅 $(\partial e/\partial t)_{\sigma'_v}$ 影响土体压缩。由于目前很难将主固结阶段 $(\partial e/\partial \sigma'_v)_t$ 及 $(\partial e/\partial t)_{\sigma'_v}$ 对土体固结的影响区分开来, 所以本文中次压缩特指孔隙水压力完全消散后土体在恒定竖向有效应力作用下的变形。

黏土蠕变是引起基坑周围土体时效变形的因素之一, 很多学者在其文献中均描述了这种蠕变变形^[5-7]。Liu, Ng and Wang (2005)^[8]通过对上海地区某多支撑深基坑监测结果的分析发现: 在中板养护期内持续增加的地表沉降是由孔隙水压力消散引起的, 并指出该基坑施工过程中蠕变对沉降的影响并不明显。准确预测基坑周围土体变形对于基坑施工至关重要, 因此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。

高彦斌等^[9]采用上海地区重塑土进行室内一维压缩试验, 研究了应力历史、加载比以及加载时间对次压缩系数的影响。徐珊等^[10]基于上海地区原状软土一维固结试验, 讨论了不同荷载比、加载速率及超预压情况下软土的蠕变特性。本文通过对上海原状土的一维固结试验, 分析了上海黏土的压缩性状, 着重研究了其次压缩特性, 并与国际上其他典型黏性土进行了比较。

1 试验方案

上海地区在 3~20 m 深度范围内普遍分布第③、④淤泥质黏土层^[11]。试验采用盒状取土法的原状土样, 取自于上海浦西地区某基坑。试验选取第③层淤泥质粉质黏土以及第④₁ 层淤泥质黏土, 取土深度为 8.0~16.0 m。文中上海黏土特指这一地区此深度范围内的黏土层。室内试验得出的土体参数如表 1 所示。仪器采用英国 WF 型压缩仪, 土样面积为 38.5 cm²,

高度为 1.9 cm。环刀内壁涂有硅脂以减少土样和环刀之间的摩擦力。整个试验过程在恒温实验室中进行, 温度控制在 24℃±1℃。共进行了 2 组共 6 个土样的试验, A 组为常规压缩试验, 包括 6 级加载和 3 级卸载, 每级荷载维持 24 h; B 组为长期压缩试验, 加卸载步骤和 A 组相同, 每级荷载维持 7 d。为了更好的研究上海黏土的次压缩特性, B 组 4 个土样在如表 2 黑体所示竖向荷载下持续 70 d。

表 1 土样的基本物理性质

Table 1 Physical properties of test samples

试验土样	I	II
土层名称	淤泥质粉质黏土	淤泥质黏土
取土深度 H	8.5 m	15.5 m
天然重度 γ	17.6 kN/m ³	18.6 kN/m ³
比重 G_s	2.64	2.70
孔隙比 e	1.30	1.15
含水率 w_n	47.4%	41.5%
液限 w_L	51.0%	44.6%
塑限 w_p	26.4%	26.5%
塑性指数 I_p	24.6%	17.8%
黏粒含量	33%	32%
粉粒含量	67%	68%

2 试验结果分析

2.1 一维压缩曲线

图 1 为深度分别为 8.5 m 和 15.5 m 的土样的压缩曲线。图 1 同时包含了土体卸载曲线, 因为由卸载过程得出的剑桥模型中的 κ 值可以反映土体刚度的大小, 可以为工程和有限元中预测土体变形提供参考。根据 Cassagrande(1936)^[5]提出的经验作图法, 8.5 m 及 15.5 m 处土样的前期固结压力分别为 85 kPa 和 160 kPa。而估算出 8.5 m 及 15.5 m 处的现场有效应力分别为 70 kPa 及 120 kPa, 因此这两个深度处土样的超固结比分别为 1.2 和 1.3, 属于轻度超固结土。固结压力小于前期固结压力时, 压缩曲线相互平行, 但由于 8.5 m 处土样具有较大的初始孔隙比, 因此压缩曲线略高于 15.5 m 处的土样。固结压力超过前期固结压力后, 两压缩曲线几乎重合, 并呈现上凹的趋势, 但因为最大的固结压力仅为 800 kPa, 因此这一现象并不明显。

图 2 为压缩指数 C_c 随固结压力的变化曲线。压缩指数随固结压力增大而不断增大, 达到最大值后随之减小, 最大值位置分别为 2.4 倍的前期固结压力约为 200 kPa(A- I -1)及 1.9 倍的前期固结压力约为 300 kPa (A- II -1)处。Mesri and Choi (1977)^[12]指出土体结构的破坏会同时引起土体压缩指数及次压缩系数的增大, 从图中最大压缩指数的位置可以预估最大次压缩系数的发生位置, 有助于预测土体次压缩变形。从图 2 可

表 2 一维固结试验方案

Table 2 Conditions of one-dimensional consolidation tests					
固结试验	试验编号	土样深度	加卸载等级/kPa	加荷比	固结时间
常规固结试验	A- I -1	8.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25	1	24 h
	A- II -1	15.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25		
长期固结试验	B- I -2	8.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25	1	7 d
	B- II -2	15.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25		
	B- I -3	8.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25	1	7 d
	B- II -3	15.5 m	25-50-100-200-400-800-400-100-25		

注：B 组 4 个土样在黑体所示荷载等级处维持 70 d。

以看出，固结压力较大时压缩指数并不是恒定常数，而是随固结压力增大而减小，这与图 1 压缩曲线后段向上凹起的现象相吻合。Mesri et al (1975)^[6], Nash et al (1992)^[7]及 Tanaka et al (2000)^[13]在其文献中也描述了类似的现象。

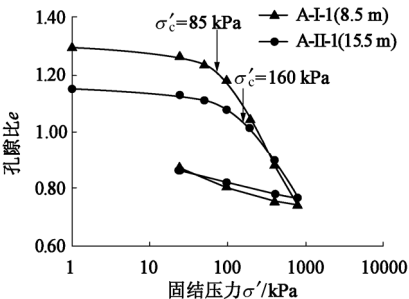


图 1 上海黏土的典型压缩曲线

Fig. 1 Typical one-dimensional consolidation behaviours for Shanghai clay

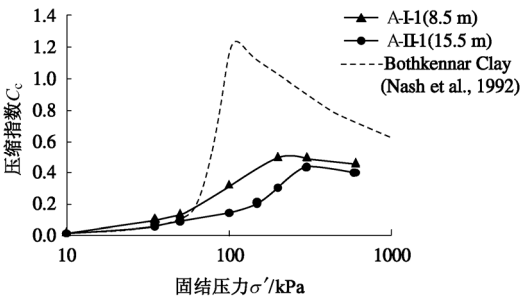


图 2 固结压力与压缩指数关系曲线

Fig. 2 Relationship between consolidation pressure and compression index for Shanghai clay

图 3 为土样最大压缩指数与天然含水率的关系曲线，同时列举了其他 7 种不同的黏土作为比较。土体结构及土的矿物组成决定了土的天然含水率，而土的压缩指数又与其天然含水率有关，从图中可以看出，具有较大天然含水率的 Bangkok Marine Clay 的压缩指数较大，而天然含水率较小的 London Clay 的压缩指数则较小。究其原因是因为两者的应力历史不同，Bangkok Marine Clay 为正常固结土，压缩性较大；而

London Clay 为超固结土，压缩指数相对较小。根据图 3 的经验关系通过土样的天然含水率可以推断出土体的压缩指数大小。如图 3 所示土样 A- I -1 和 A- II -1 的压缩指数最大值分别为 0.50 和 0.43，明显小于多数黏土的压缩指数。相比含水率相似的新加坡黏土及墨西哥城黏土，上海黏土的压缩指数也相对较小。

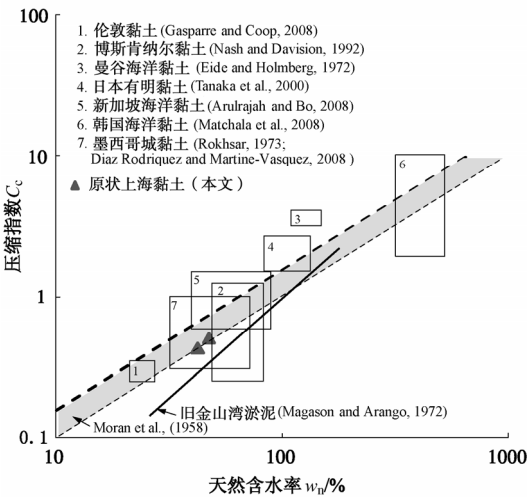


图 3 上海黏土与其他黏土的压缩指数对比曲线

Fig. 3 Comparison of compression indices between Shanghai clay and other soils

2.2 次压缩系数 C_{α}

图 4 为 A- I -1 土样在竖向荷载下的 $e - \lg t$ 曲线。本文 6 组试验，在各级荷载作用下 $e - \lg t$ 曲线都有明显的拐点（为了清晰起见，图 4 只列出 A- I -1 土样在 400 kPa 和 800 kPa 的竖向荷载下的 $e - \lg t$ 曲线作为代表）。这与高彦斌等^[9]在上海黏土的一维压缩试验中所观察到的 $e - \lg t$ 曲线没有明显观点的现象有所不同，原因可能与其试验所用土样为重塑土有关。根据 Cassagrande 方法可以明确地定义出主固结和次压缩的分界点（本文中以 EOP 来代表该分界点），相对应的时间和孔隙比分别被称为 t_p 和 e_p 。主固结完成后 $e - \lg t$ 曲线的斜率被称为次压缩系数 C_{α} ，即 $C_{\alpha} = de/d\lg t$ 。图 5 为次压缩系数随固结压力变化的关系曲线。

固结压力较小时,次压缩系数随着固结压力的增加而显著增大;固结压力较大时,次压缩系数随固结压力增大而减小,深度较小的 A-I-1 土样减小趋势较为明显。固结压力约为 200 kPa 时, A-I-1 土样次压缩系数达到最大值,该值与图 2 中压缩指数最大值发生位置较为一致。次压缩系数最大值与开放的土体结构在前期固结压力附近发生破坏有关;而当固结压力较大时,多数颗粒间的联结已经被破坏,因此土颗粒之间的联结发生进一步破坏的数量和速率明显减慢,从而导致了次压缩系数的下降^[22]。

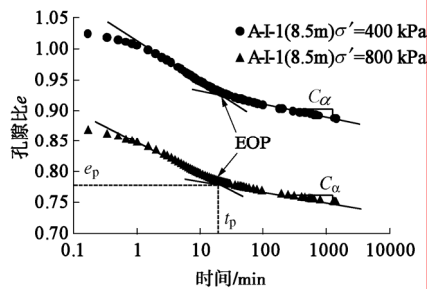
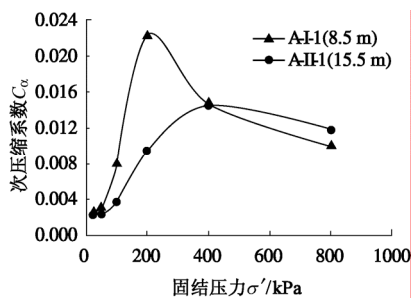
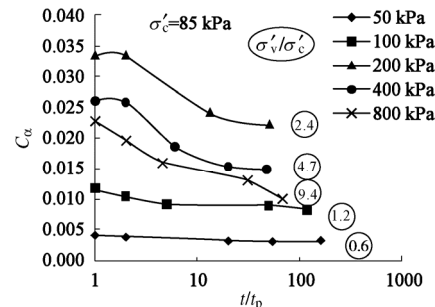
图4 上海黏土的 $e - \lg t$ 曲线Fig. 4 $e - \lg t$ curves for Shanghai clay

图5 上海黏土次压缩系数与固结压力的关系曲线

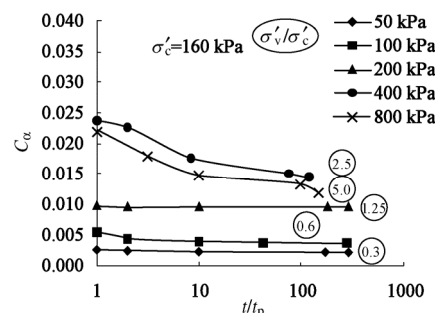
Fig. 5 Relationship between secondary compression index and consolidation pressure for Shanghai clay

图 6 为土样 A-I-1 及 A-II-1 在各级荷载作用下次压缩系数随时间的变化曲线。如图所示:对于土样 A-I-1,当 $\sigma'_v/\sigma'_c < 1.2$;对于土样 A-II-1,当 < 1.25 时,恒定竖向有效应力作用下次压缩系数 C_α 仅在次压缩阶段初期有轻微减少,后基本保持不变。当荷载继续增大时,在每级荷载作用下,次压缩系数 C_α 随时间显著减小。因此,次压缩系数 C_α 不仅仅与竖向有效应力大小有关,还与时间密切相关。值得注意的是再压缩阶段 ($\sigma'_v/\sigma'_c \leq 1.0$) 的次压缩系数明显小于压缩阶段 $\sigma'_v/\sigma'_c > 1.0$,这种现象在很大程度上和土的结构性有关。Mesri and Choi (1977)^[12]指出:对于天然软黏土,固结压力从 $0.7\sigma'_c$ 到 $2.0\sigma'_c$ 的范围内,土体的结构会发生破坏,压缩指数及次压缩系数都会相应增加。如图 6 (a) 中 σ'_v/σ'_c 从 0.6 增加到 1.2 直到 2.4,次压

缩系数都随竖向有效应力的增大而增大,因此 $0.6\sigma'_c \sim 2.4\sigma'_c$ 可视为该土样结构发生破坏的应力范围。而对于土样 A-II-1,结构破坏的应力范围为 $0.6\sigma'_c \sim 2.5\sigma'_c$ 。



(a) 土样 A-I-1 (8.5 m)



(b) 土样 A-II-1 (15.5 m)

图6 各级荷载下次压缩系数随时间的变化曲线

Fig. 6 Variation of secondary compression index with time under different vertical effective stresses

2.3 上海黏土的 C_α/C_c 值

Mesri and Godlewski (1977)^[23]提出的 C_α/C_c 概念指出:任何土体在其次压缩阶段, C_α 与其相对应的 C_c 的比值为—常数。这一概念已被广泛用于解释和预测土体的次压缩变形。引起主固结和次压缩阶段体积变化的机理相同,次压缩可以看成是主固结在次压缩阶段的延续^[24],因此较大的压缩指数往往伴随着较大的次压缩系数。

表 3 为不同岩土材料的 C_α/C_c 值,这些值分布在 0.01~0.07 的范围之内。从表 3 可以看出,压缩性越大的材料对应的 C_α/C_c 也越大,泥炭及泥岩沼泽的 C_α/C_c 明显大于粒状土。图 7 为上海黏土和其他岩土材料的 $C_\alpha - C_c$ 关系图。如图所示,利用常规压缩试验及长期压缩试验 C_α 及相应的 C_c 进行拟合得出 $C_\alpha/C_c = 0.033$ (相关系数 $R^2 = 0.97$),说明了上海黏土 C_α 及相应 C_c 之间唯一的线性关系。与其他岩土材料相比,上海黏土的 C_α/C_c 值相对较小— $C_\alpha/C_c = 0.033$,略高于表 3 所示无机质黏土及粉土 C_α/C_c 的下限值。因为 C_α/C_c 值能够在一定程度上反映土体压缩性大小,所以如图 7 所示相对于其他岩土材料,上海黏土的压缩性相对较小,这与从上海黏土与其他黏土压缩指数的对比得出的结论一致^[25-27]。

表 3 不同岩土材料的 C_α / C_c 值^[27]

材料	C_α / C_c
粒状土 (包括堆石)	0.02 ± 0.01
页岩及泥岩	0.03 ± 0.01
无机质黏土及粉土	0.04 ± 0.01
有机质黏土及粉土	0.05 ± 0.01
泥炭及泥岩沼泽	0.06 ± 0.01

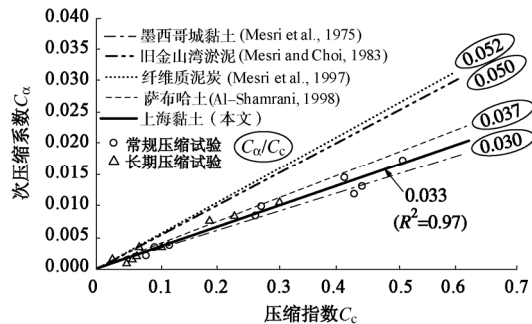


图 7 上海黏土及其他岩土材料的 $C_\alpha - C_c$ 关系图

Fig. 7 Comparison of $C_\alpha - C_c$ relationships between Shanghai clay and other geotechnical materials

2.4 上海黏土次压缩特性的评价

次压缩系数被广泛应用于评价土体次压缩特性。

次压缩系数可以定义为 $\varepsilon_\alpha = \frac{C_\alpha}{1+e} = \frac{\Delta e / \Delta \lg t}{1+e} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \lg t}$ ，其中 e 为孔隙比； t 为时间^[24]。

图 8 为基于一维常规压缩试验及长期压缩试验的上海黏土次压缩系数与天然含水率的关系曲线。与其他 11 种天然土体相比，上海黏土的次压缩系数相对较小。固结压力小于前期固结压力时，次压缩系数小于 0.2%，固结压力大于前期固结压力时上海黏土的次压缩系数，主要分布在 0.3%~0.8%^[28-36]。

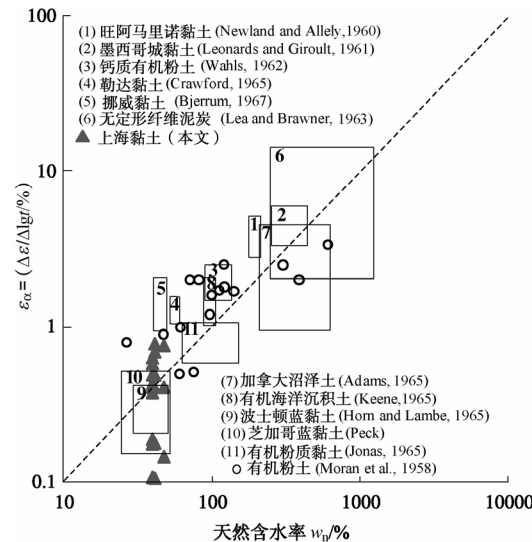


图 8 上海黏土与其他天然土的次压缩系数对比曲线

Fig. 8 Comparison of coefficients of secondary compression between Shanghai clay and other natural soil deposits

Mesri (1973)^[24]根据土的次压缩系数将土体按照次压缩特性进行了分类(表 4)。根据表 4，固结压力小于前期固结压力时，次压缩系数小于 0.2%，土体次压缩性很低；固结压力超过前期固结压力后，次压缩系数主要分布在 0.3%~0.8%，土体次压缩性处于低至中压缩性范围内。因此，上海黏土属于低至中等次压缩性土。

表 4 按次压缩特性的土体分类^[24]

次压缩系数 $\varepsilon_\alpha / \%$	次压缩性
< 0.2	很低
0.4	低
0.8	中等
1.6	高
3.2	很高
> 6.4	极高

3 结 论

本文基于对取自上海浦西地区某基坑的原状土样的一维压缩试验，通过与国际上其他典型黏土的比较，得出以下结论：

(1) 较之其他黏土，土样的压缩指数较小，分布在 0.43~0.50 范围内。

(2) 固结压力小于或接近前期固结压力时，次压缩系数 C_α 随时间基本不变，然而当固结压力大于前期固结压力时，次压缩系数 C_α 随时间急剧减小。 C_α / C_c 概念适用于上海黏土， C_α / C_c 值约为 0.033 位于无机质黏土及粉土的范围。

(3) 按照 Mesri (1973) 提出的土体按次压缩系数分类的标准，上海黏土可划分为低至中等压缩性土体。

由于本次试验土样全部来自上海浦西地区，因此本文得出的结论只是适用于该地区的软弱黏土层。对于上海其他地区的软弱黏土层的压缩特性，本文结论只提供参考作用。

参考文献:

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

[2] MURAKAMI Y. Secondary compression in the stage of primary consolidation[J]. Soils and Foundations, 1988, 28(3): 169 - 174.

[3] TAYLOR D W, MERCHANT W. (1940). A theory of clay consolidation accounting for secondary compression[J]. Journal of Mathematics and Physics, 1940, 19(3): 167 - 185.

- [4] MESRI G. Primary and secondary compression[J]. Geotechnical Special Publication, 2003, **119**: 122 - 166.
- [5] CASAGRANDE A. The determination of pre-consolidation load and its practical significance[C]// Proc of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, England, 1936, **3**: 60 - 64.
- [6] MESRI G. ROKHSAR A. BOHOR B F. Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay [J]. Géotechnique, 1975, **25**(3): 527 - 554.
- [7] NASH D F T. SILLS G C. DAVISION L R. One-dimension consolidation testing of soft clay from Bothkennar[J]. Géotechnique, 1992, **42**(2): 241 - 256.
- [8] 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.
- [9] 高彦斌, 朱合华, 叶观宝, 徐超. 饱和软黏土一维次压缩系数 C_{α} 值的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 459 - 463. (GAO Yan-bin, ZHU He-hua, YE Guan-bao, XU Chao. The investigation of the coefficient of secondary compression C_{α} in oedometer tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 459 - 463. (in Chinese))
- [10] 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研究[J]. 工程地质学报, **16**(4): 495 - 501. (XU Shan, CHEN You-liang ZHAO Chong-xing. One-dimensional consolidation tests of creep deformation and secondary consolidation characteristics of soft soils in Shanghai area[J]. Journal of Engineering Geology, **16**(4): 495 - 501. (in Chinese))
- [11] 上海岩土工程勘察设计研究院. DGJ08-37-2002 上海市岩土工程勘察规范[S]. 上海, 2002. (Shanghai Geotechnical Investigation and Design institution Co., Ltd. DGJ08-37-2002 Code for investigation of geotechnical engineering in Shanghai [S]. Shanghai, 2002. (in Chinese))
- [12] MESRI G. CHOI Y K. Discussion of "Time effects on the stress-strain behaviours of natural soft clays" [J]. Géotechnique, 1984, **34**(3): 439 - 442.
- [13] TANAKA H. LOCAT J. SHIBUYA S. SOON T T. SHIWAKOTI D R. Characterization of Singapore, Bangkok, and Ariake clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, **38**: 378 - 400.
- [14] GASPARRE A. COOP M R. Quantification of the effects of structures on the compression of a stiff clay [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**: 1324 - 1334.
- [15] EIDE O. HOLMBERG S. Test fills to failure on the soft Bangkok Clay[C]// Proceedings, ASCE Specially Conference on Soil Mechanics and Foundations, Lafayette, Ind., 1972: 159 - 180.
- [16] ARULRAJAH A. BO M W. Characteristics of Singapore marine clay at changgi [J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2008, **26**(4): 431 - 441.
- [17] MATCHALA S. LEE K P. JONG C I. Compressibility characteristics of Korean Marine clay[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2008, **26**: 111 - 127.
- [18] ROKHSAR A. A theoretical and experimental study of one-dimensional consolidation of clays[D]. University of Illinois, 1973.
- [19] DIAZ-RODRIGUEZ J A. MARTINEZ-VASQUIEZ J J. One-dimensional consolidation testing of lacustrine soil from Mexico City[C]// Proceedings of the Fourth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials. Atlanta, USA, 2008.
- [20] MARGASON E. ARANGO I. Sand drain performance on a San Francisco Bay Mud site[C]// Proceedings, ASCE Specially Conference on Soil Mechanics and Foundation, 1972, **1**: 181 - 200.
- [21] MORAN D E. et al. Study of deep soil stabilization by vertical sand drains[R]. OTS report, PB151692, Bureau of yards and docks, Dept of the Navy, Washington D C, 1958.
- [22] QUIGLEY R M. OGUNBADEJO T A. Clay layer fabric and oedometer consolidation of a soft varved clay [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, **9**: 165 - 175.
- [23] MESRI G. GODLEWSKI P M. Time- and stress-compressibility interrelationship[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1974, **103**(5): 417 - 430.
- [24] MESRI G. Coefficient of secondary compression[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division-ASCE, 1973, **99**(SM1): 123 - 137.
- [25] MESRI G. STARK T D. AJLOUNI M A. CHEN C S. Secondary compression of peat with or without surcharging [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(5): 411 - 420.
- [26] AL-SHAMRANI M A. Application of the C_{α}/C_c concept to secondary compression of sabkha soils[J]. Canadian

- Geotechnical Journal, 1998, **35**: 15 - 26.
- [27] TERZAGHI K. PECK R B. MESRI G. Soil mechanics in engineering practice[M]. John Wiley and Sons Publication, 1996.
- [28] NEWLAND P L. ALLELY B H. A study of the consolidation characteristics of a clay [J]. Géotechnique, 1960, **10**: 62 - 74.
- [29] LEONARDS G A. GIROULT P. A study of the one-dimensional consolidation test[C]// Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, 1: 213 - 218.
- [30] WAHLS H E. Analysis of primary and secondary consolidation[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division- ASCE, 1962, **88**(SM6): 207 - 222.
- [31] CRAWFORD C B. Resistance of soil structure to consolidation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1965, **11**: 97 - 99.
- [32] LEA N D. BRAWNER C O. Highway design and construction over peat deposits in lower British Columbia[R]. Highway Research Record, 1963.
- [33] ADAM J. The engineering behaviour of a Canadian Muskeg [C]// Proceedings, Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1965, 1: 3 - 7.
- [34] KEENE P. Discussion of "Design of foundation for control of settlement"[C]// Proceedings-ASCE, Evanston, 1964.
- [35] HORN H M. LAMBE T W. Settlement of buildings on the MIT campus[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division- ASCE, 1964, **90**(SM5): 181 - 196.
- [36] JONAS E. Subsurface stabilization of organic silt-clay by precompression[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1964, **90**(SM5): 363 - 376.

《土的本构关系》介绍

土的本构关系是岩土工程学科的重要基础理论，罗汀、姚仰平和侯伟共同编著了《土的本构关系》。本书著者及其合作者（在日本名古屋工业大学的合作者及在北京航空航天大学的学生）长期从事土的本构理论研究，取得的成果已经在国内外著名刊物（例如 *Geotechnique*、*岩土工程学报* 等）上发表，形成了自己的研究特色，书中的主要内容为他们近年研究成果的总结，主要涉及广义非线性强度准则、UH（统一硬化）模型和考虑渐近状态特性的本构模型等。本书在介绍剑桥模型之后，系统介绍了著者等在本构模型研究方面的发展：

（1）通过把变换应力引入剑桥模型，实现了在不增加土性参数的条件下使剑桥模型三维化。剑桥模型是基于三轴压缩试验规律建立的，通过使用广义 *Mises* 准则使其三维化，因此就没有考虑应力洛德角对变形和临界状态特性的影响。通过引入变换应力张量，可实现剑桥模型与 *SMP* 准则、*Lade-Duncan* 准则和广义非线性强度准则等的简单、方便结合，保证了从屈服到临界状态的合理三维化。这种三维化方法也可简单地用于其它本构模型。

（2）通过把统一硬化参数引入到剑桥模型，使扩展的剑桥模型能描述完整的剪胀性（含剪缩和剪胀），也称为土的统一

硬化模型。剑桥模型使用塑性体积应变作硬化参数，只能反映剪胀性中的剪缩，不能反映剪胀，即能反映剪胀性中的一半。常见密度的砂和超固结土都会存在剪胀，采用统一硬化参数代替塑性体积应变作硬化参数，可统一考虑剪胀性中的剪缩和剪胀，并能退化为只考虑剪缩的剑桥模型。

（3）实际的土体单元可能会在某种变形约束（某种体应变增量与剪应变增量比）下达到极限状态，称这种极限状态为渐近状态，临界状态是其特例（体应变增量与剪应变增量比为 0）。通过建立渐近状态准则，并把其引入到土的统一硬化模型，把该模型扩展成能考虑渐近状态特性的弹塑性本构模型，简称为土的渐近状态本构模型。

（4）通过把超固结土不排水的伏斯列夫（*Hvorslev*）强度包线引入到土的统一硬化模型，计算超固结土的潜在破坏应力比，建立了超固结土的统一硬化模型。使用该本构模型实现了统一描述剪缩、剪胀、硬化、软化和临界状态特性，也使超固结土本构模型与正常固结土本构模型达到了统一。

新书《土的本构关系》是目前国内岩土工程学科中具有特色的关于土的基本理论的专著，相信广大读者一定能从中获益。

（岩土工程学报编辑部）