

软黏土速率势固结蠕变模型及其温度效应修正

邓岳保, 陈 菲, 刘 铨, 刘干斌

(宁波大学 岩土工程研究所, 浙江 宁波 315211)

摘要: 沿海公路和港口堤坝等工程的长期沉降与软黏土的固结蠕变特性密切相关. 速率势模型是软黏土固结蠕变特性研究的重要组成部分. 在梳理 Mesri 团队和 Leroueil 团队研究成果的基础上, 从弹性应变、微观结构和温度 3 方面探讨了速率势模型的适用性. 考虑到温度对软黏土固结蠕变特性的影响, 提出了耦合温度的软黏土速率势模型. 主要结论有: 速率势模型中的速率指不可恢复的塑性应变而不是总应变; 在以极低的应变速率进行加载时, 软黏土微观结构的恢复会对速率势模型的合理性产生影响; 速率势模型对于常温条件下的软土工程问题分析基本适用; 由于温度对软黏土固结蠕变特性产生较明显影响, 考虑温度的速率势模型具有更广泛的适用性.
关键词: 软黏土; 固结; 应变率效应; 微观结构; 温度

中图分类号: TU433

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2018) 06-0068-06

软黏土广泛分布于我国沿海和沿江等经济发达地区. 软黏土的两个突出特点是压缩性大、渗透性低, 由此引发的长期沉降问题是理论界与工程界均十分关注且富有挑战的课题. 软黏土受到荷载作用后, 其变形会随时间延续而增长, 这一现象可以用土力学中的固结与蠕变来描述. 固结与蠕变描述了饱和土体变形的 2 个不同阶段, 但统一于土体的长期变形问题. 对于大多数软土地基、边坡、海堤和软土地下工程而言, 其长期变形均与软黏土的固结蠕变有关.

关于土的固结蠕变特性研究, 目前仍有一个著名的争论, 即假设 A 和假设 B 之争^[1]. 假设 A: 蠕变仅发生在主固结完成后; 现场土体的应力—应变曲线遵循的规律与室内试验测得的小尺寸土样在主固结完成时得到的规律相同. 假设 B: 蠕变是土体黏性的表征, 因此蠕变在土体超静孔压消散期间(即主固结阶段)也存在. 根据已有研究^[1], 假设 A 和假设 B 得到的固结沉降量不同.

为了用数学函数描述土体的固结蠕变过程, 不同学者提出了不同的数学模型. 经典的 Terzaghi 固结理论用有效应力-孔隙比来描述软土的压缩特

性, 其应力—应变关系与时间或应变速率无关. Hansen^[2]提出的模型表明孔隙比是有效应力和时间的函数, 该模型的不足是起始时间不易确定. Taylor 等^[3]和 Gibson 等^[4]提出的模型认为孔隙比的变化速率是有效应力的函数. 而 Šuklje^[5]通过大量的试验研究发现, 当应变速率一定时, 土体变形和有效应力的关系可以用恒定的 $e-\sigma'_v$ 函数式来描述, 即: 在不同的应变速率条件下, 土体变形和有效应力的关系可以用一族曲线来表示, 称为速率势模型(Isotache Model). 随后, Barden^[6]和 Battelino^[7]提出了不同的函数来定义速率势模型. 近些年来, Mesri 团队和 Leroueil 团队围绕软黏土的固结蠕变模型开展了系列研究.

本文在梳理上述研究基础之上, 对考虑应变率的软黏土固结蠕变模型进行探讨, 并提出考虑温度影响的速率势模型, 进而为涉及温度场的软土地基长期变形问题(如能源桩、热排水固结法地基处理等)提供理论依据.

1 速率势模型

在固结试验中, 当土体的应变率发生改变, 那

么土体应力应变曲线会从一条等速率势线变化到另外一条等速率势线,也就是说同一有效应力下的应变会随应变速率的不同而发生改变.速率势模型的一般函数式如下^[8]:

$$R(\sigma'_v, e, \dot{e}) = 0, \quad (1)$$

式中: σ'_v 为竖向有效应力; e 为孔隙比; $\dot{e} = de/dt$, t 为时间. 该模型可描述为:

$$\sigma'_p = f(\dot{\epsilon}_v), \quad (2)$$

$$\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v) = g(\epsilon_v), \quad (3)$$

公式(2)表示先期固结压力与应变速率关系; 公式(3)表示竖向有效应力、竖向应变与应变速率的关系. 公式(2)和(3)表明压缩指数 C_c 会随孔隙比变化, 但与应变速率无关.

(1) Leroueil 团队研究成果

Leroueil 等^[9]、Kabbaj^[10]和 Boudali 等^[11]对不同地区土样进行了固结试验, 包括常规分级加载、CRS 试验、控制加载速率试验和蠕变试验. Leroueil 采用 Batiscan 黏土开展 CRS 试验^[8], 应变速率范围为 $1.7 \times 10^{-8} \sim 4.0 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. 结果发现: 应变速率越高, 试样底部超静孔压增加越大; 应变速率低于 $5.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ 时, 超静孔压出现极小值; 在给定应变情况下, 应变速率越高, 有效应力越大, 或者说在给定有效应力的情况下, 应变速率越小, 应变越大; 在低应变速率 ($1.7 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$) 情况下, 压缩曲线与其他曲线相交.

Leroueil 采用 Batiscan 黏土进行固结蠕变试验 (试验 70 d)^[8], 应变速率范围为 $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$. 试验发现土样 $\log \sigma'_p$ 和 $\log \dot{\epsilon}_v$ 呈线性关系, 斜率 $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = 0.048$; 试验数据可以较好地归一化; 除了极高和极低的应变速率情况, Batiscan 黏土在 CRS 试验中的固结压缩过程均可以用公式(2)和(3)进行描述, 即符合速率势模型.

Leroueil 等^[12]指出, 在常规固结压缩试验 (MSL24) 中, 根据 24 h 的压缩量可得低压缩性土的应变速率约为 $5 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$, 高压缩性土应变速率约为 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$. 这比在 CRS 试验中通常用到的应变速率 $1 \times 10^{-6} \sim 4 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 小得多. 由此可以推测, 在任一应变速率和孔隙比条件下, 先期固结压力和有效应力在 CRS 试验中测得的值比传统固结仪测得的值大很多. Leroueil 等^[13]针对不同国家的土样做了一系列试验, 结果发现 $\sigma'_{p\text{-CRS}} / \sigma'_{p\text{-MSL24}} = 1.25$ 最为典型.

(2) Mesri 团队研究成果

Mesri 等^[14]讨论了次固结指数 C_{ae} 与压缩指数 C_c 的关系. 后来进一步试验发现对于大部分土体, 比值 C_{ae}/C_c 接近为一个恒量^[15]: 在无机土体中, 比值在 0.04 左右; 在有机土体中比值偏大; 在颗粒状土体中, 比值偏小, 见表 1.

表 1 岩土材料的固结蠕变参数值

材料	C_{ae}/C_c	$\frac{\Delta \sigma'}{\sigma \Delta \log \dot{\epsilon}} / \%$
碎石土砂土	0.02±0.01	2.3~7.2
页岩与泥岩	0.03±0.01	4.7~9.6
粉质土	0.04±0.01	7.2~12.2
黏土	0.05±0.01	9.6~14.8
有机质土	0.06±0.01	12.2~17.5

Mesri 等^[15]对一个 500 mm 的原状土样, 从上至下截取 4 段 (厚度为 125 mm) 开展对比试验. 试验固结压力从 97 kPa 增长到 138 kPa. 结果发现: 土样距离排水表面深度不同, 主固结压缩曲线位置也不同; 接近排水边界的土样, 固结前期的应变速率非常高, 有效应力在高应变速率情况下达到较高的水平; 而离排水边界较远的土样, 应变速率小得多; 总体来说有效应力随应变速率的不同而不同. 但是, 当土样接近主固结完成时, 4 组土样的应变速率趋于一致, 而压缩曲线也相应趋于一点. 主固结完成后, 整个土样进入次固结阶段. 后来, Mesri 等^[15]针对 St-Hilaire 土样的固结蠕变测试曲线, 得到以下结论: (a) 该曲线与土样在试验中观察的性状吻合; (b) 对于应变速率在 $1.0 \times 10^{-6} \sim 3.0 \times 10^{-8} \text{ min}^{-1}$ 的试验, 主固结期间, 2 条等势线所在区间相当于次固结阶段 $C_{ae}/C_c = 0.03$ 时测得的值所在范围, 说明土样在主固结和次固结期间未发生孔压消散; (c) 当应变速率大于 $1.0 \times 10^{-6} \text{ min}^{-1}$ 时, C_{ae}/C_c 为 0.03 条件下的有效应力对数值变化量大, 这说明比值 C_{ae}/C_c 与应变速率不是一直独立的. 另外, 该试验结果表明, 土体固结过程中软黏土的压缩性状与应变速率有关.

2 速率势模型的适用性探讨

Leroueil 团队和 Mesri 团队通过对不同软黏土开展不同固结蠕变试验, 研究了土体应力-应变-应变速率之间的关系, 发现在某一应变速率范围内 (不考虑极高或极低应变速率), 土体固结压缩试验得

到的有效应力—应变关系曲线相似,均可以用速率势模型进行描述;相同土样的 $C_{\alpha e}/C_c$ 接近为一个恒量,该比值与应变率相关;不同应变率软土的固结压缩试验曲线可以较好地进行归一化处理。

2.1 弹性应变对速率势模型的影响

土体总应变由两部分组成,包括可恢复的弹性应变及不可恢复的塑性应变。有学者指出速率势模型的应变速率由弹性应变率和塑性应变率组成^[16]。速率势模型虽然可以较好地描述应变增长时的软黏土性状,但它对软黏土轴向应变保持不变时的有些行为仍然无法解释,比如应力松弛试验。根据材料学观点,纯弹性材料最终压缩量只与最终荷载有关,而与加载速率无关。因此,速率势模型中的应变速率指的是塑性应变,而不是总应变(包括了弹性应变)。要指出的是,对于软黏土而言,弹性应变部分产生的影响相对于塑性应变产生的影响较小,即弹性应变的作用通常不明显,因此速率势模型基本适用。

2.2 土体微观结构对速率势模型的影响

自然界中,土体微观结构对土体性状会造成影响。Leroueil^[17]总结了大量的软土一维固结压缩试验,发现在极低的应变率条件下,软黏土微观结构的恢复会对速率势模型的合理性产生影响。例如,Batiscan 土样在 $1.7 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ 的小应变率加载情况下,其压缩曲线与较大应变率条件下的应力—应变曲线相交,这与速率势模型相悖。Leroueil等^[12]针对不同土体进行了固结压缩试验与原位试验对比,发现原位试验(小应变率)得到的数据与室内试验(中等应变率)得到的数据结果近似一致,说明速率势模型在原位试验中适用。

实际上,在考虑土体微观结构影响时,由于土体颗粒之间的黏性,土体颗粒在一定的有效应力作用下会随时间进行重组,孔隙比下降。该过程是长时间作用的结果,应变率的大小在此进程中起决定性作用。固结试验过程中(大应变率情况),由于作用时间短,由土体颗粒发生重组引起的孔隙比变化不明显,即可以忽略。但是在极小应变率的情况下,出现了不适用情况。因此速率势模型对应变速率有一定要求。对于实际工程来说,因为所考虑的研究对象为施工期间或工后一段时间,在该较短的时间内相对于工程总体微观结构作用不明

显,故而对速率势模型的适用性不产生明显影响。

2.3 温度效应讨论

温度是自然界的一个基本物理量,研究不同温度下材料的物理力学特性是当今材料学科的一个重要方向。在岩土工程领域,场地岩土体的温度场变化幅度通常较小,软黏土弹性应变影响不大,且微观结构恢复不明显,速率势模型基本适用。但随着地热工程、核废料填埋工程、垃圾填埋工程、热相关的软基处理等大温度变化工程的兴起,研究软土的温度效应成为一个受关注的课题。

近年来,Eriksson^[18]、Tidfors等^[19]、Graham等^[20]和 Marques等^[21]分析了温度对于黏土固结压缩特性的影响。Eriksson^[18]针对不同温度下 Lulea 土体进行试验,发现随着温度升高,黏土的压缩性变大,先期固结压力减小;当温度低于 35°C 时,温度对土体先期固结压力的影响较为明显。Boudali等考虑应变速率和温度影响,利用不同软黏土^[16]进行了试验,结果表明:先期固结压力或任意孔隙比下的竖向有效应力可以用考虑应变速率和温度的函数描述;对任意温度和应变率下的有效应力归一化处理,竖向应变随着归一化有效应力的减小而减小,且最终数值落在 2 条归一化有效应力与应变关系曲线的范围内,最后趋于定值。Marques等^[21]在不同应变率和温度下开展 CRS 实验,指出当温度从 10°C 到 50°C 变化时,微观结构起着重要作用。

国内方面,刘加才等^[22]、尹铁锋^[23]通过试验发现温度(加热)对黏土的压缩系数、渗透系数等有着重要的影响。另一方面,在冻土地区亦广泛分布着软黏土,洪军^[24]通过冻土蠕变试验指出当环境温度低于 -5°C 时,在不同应力条件下,随着应力增长,应变增长速率呈现不同的趋势,温度越低趋势越不明显。Wang等^[25-27]、李海鹏等^[28]先后指出在负温条件下,温度越低,应变率的增加会使冻结黏土的应力增大,提高土体的抗压强度。且霍明等^[29]通过分析不同温度的冻土发现其应力表现出明显的温度依赖性,即随负温的增大而增大。陈有亮等^[30]通过对冻结软黏土进行试验,发现在负温条件下,应变率大小对土体应力—应变曲线影响较大,且温度、应变率不同,土体应力—应变曲线不同。

由此可见,温度荷载(包括负温)对软黏土的固结蠕变特性可产生显著影响,常温条件下建立起

来的速率势模型将出现不适用的情况. 因此, 需要进一步发展耦合温度的速率势模型.

3 耦合温度的软黏土速率势模型

Šuklje^[5]利用白垩纪时期土体开展了一系列固结实验. 图 1(a)描述了不同应变率下孔隙比和有效应力的关系. 由此可得斜率 C_β 与应变率的关系为 $C_\beta = A + \beta \lg \dot{\epsilon}$, 其中 $A=0.114$, $\beta=0.002$, 且 A 和 β 与土的类别有关.

图 1(b)为拟合曲线, 拟合曲线表达式为:

$$e_0 - e = C_\beta \lg \sigma', \quad (4)$$

根据 Šuklje 的试验结果, 式(4)中 $e_0=0.98$.

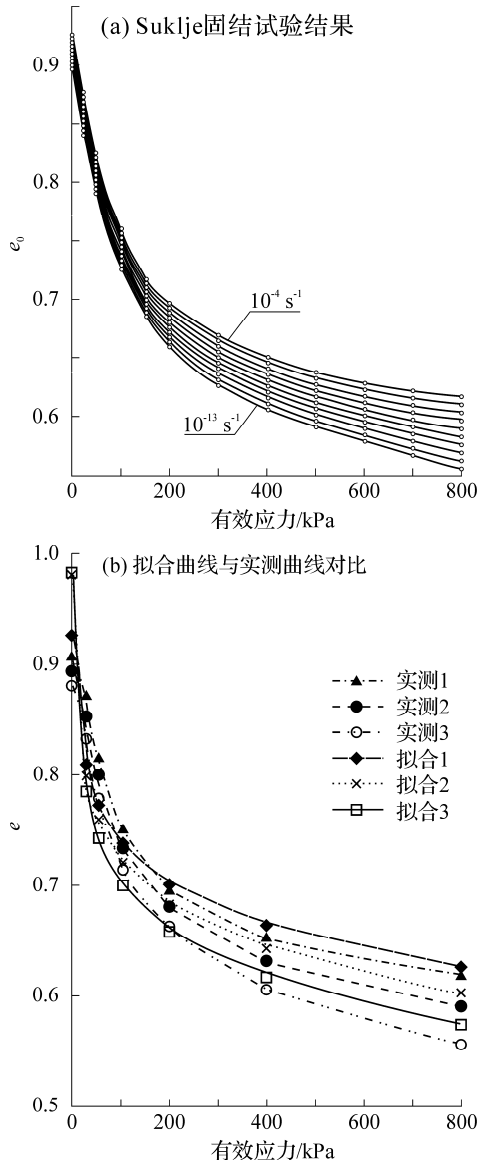


图1 不同应变率下孔隙比和有效应力的关系曲线

由图 1(a)提取相关数据并将其表示为孔隙比 e 与有效应力 σ' 的关系, 如图 2 所示.

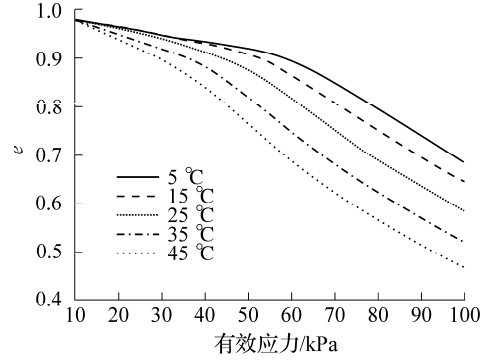


图2 不同温度下孔隙比与有效应力的关系

由图 2 可知, 随着温度升高, 压缩曲线向下移动, 压缩系数增大. 根据压缩指数的定义, 得到压缩指数与温度的关系, 得经验公式为:

$$C_c = (A + \beta \lg \dot{\epsilon}) \mu T + B, \quad (5)$$

式中: μ 为温度影响系数; T 为温度; B 为经验公式中的常量. 当取 $A=0.114$, $\beta=0.002$, 应变率为平均应变率 10^{-8} s^{-1} 时, 压缩指数与温度的拟合关系如图 3 所示.

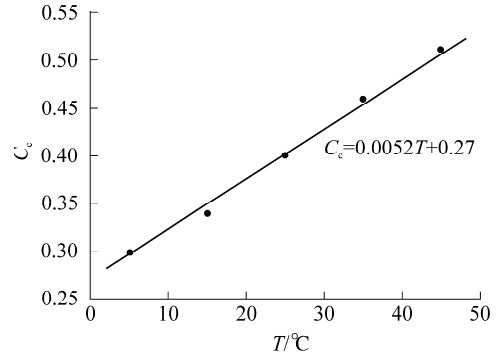


图3 压缩指数与温度关系图

根据孔隙比与有效应力的关系:

$$e = e_0 - C_c \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0}, \quad (6)$$

式中: e_0 为初始孔隙比; σ'_0 为初始有效应力.

将公式(5)代入公式(6)可得:

$$e = e_0 - ((A + \beta \lg \dot{\epsilon}) \mu T + B) \lg (\sigma' / \sigma'_0), \quad (7)$$

公式(7)即为考虑应变速率和温度的软黏土固结压缩模型. 写成一般形式:

$$R(\sigma', e, \dot{\epsilon}, T) = 0, \quad (8)$$

式中: σ' 为有效应力, kPa; e 为孔隙比; $\dot{\epsilon}$ 为应变速率, s^{-1} ; T 为温度, $^{\circ}\text{C}$. 对比公式(1), 公式(8)符合速

率势模型一般规律,即为考虑温度效应的速率势模型。温度变化时土体的压缩性发生改变,该模型在原有基础上考虑了温度对土体压缩的影响,扩大了速率势模型的适用范围。但该模型存在一定的局限性,模型中系数 A 、 B 、 μ 、 β 值的确定需要综合考虑土体各项性质,并需通过特殊试验来获得,因此有必要开展进一步的研究。

4 结论

速率势模型提出已经有 60 年,该模型被大多数研究人员所接受。本文梳理了 Lerouei 和 Mesri 两大团队的相关研究,分析了模型的适用性,并提出了考虑应变率和温度效应的软黏土固结压缩模型。主要结论如下:

(1)速率势模型表明软黏土一维固结压缩的有效应力—应变—应变率关系是一系列等势曲线;先期固结压力随着应变率的变化而变化,当用 $\log \sigma'_p$ 来描述时,图线近似线性,斜率为 C_{ae}/C_c 。

(2)总应变由弹性应变与塑性应变组成。由于弹性应变对总应变率影响较小,所以速率势模型中的速率指的是不可恢复的塑性应变而不是总应变。考虑弹性应变时,速率势模型近似适用。

(3)在极低的应变速率下,土体由于微观结构的恢复会影响速率势模型的可靠性。但在实际工程领域,由于研究时间较短,弹性应变较小,微观结构恢复不明显,速率势模型适用于实际工程。

(4)对于常温条件下的软土工程,速率势模型基本适用;但由于温度荷载对软黏土的固结蠕变特性产生显著影响,因此常温条件下建立起来的速率势模型不再适用。

(5)根据经典的固结试验结果,拟合了温度作用下压缩指数与应变率的关系,据此提出了考虑温度的软黏土速率势模型。

参考文献:

- [1] Ladd C C, Foott R, Ishihara K, et al. Stress-deformation and strength characteristics[C]. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Tokyo, 1977(2):421-494.
- [2] Hansen B A. Mathematical model for creep phenomena in clay[C]. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Mexico

City, 1969:12-18.

- [3] Taylor D W, Merchant W. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression[J]. Studies in Applied Mathematics, 1940, 19:167-185.
- [4] Gibson R E, Lo K Y. A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression[R]. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1961.
- [5] Šuklje L. The analysis of the consolidation process by the isotache method[C]. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, London, 1957:200-206.
- [6] Barden L. Consolidation of clay with non-linear viscosity [J]. Géotechnique, 1965, 15(4):345-362.
- [7] Battelino D. Oedometer testing of viscous soils[C]. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Moscow, 1973, 1(1):25-30.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] Kabbaj M. Aspects rhéologiques des argiles naturelles en consolidation[D]. Québec: Université Laval, 1985:25-35.
- [11] Boudali M, Leroueil S, Murthy B R S. Viscous behaviour of natural soft clays[C]. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, New Delhi, 1994:411-416.
- [12] Leroueil S, Kabbaj M, Tavenas F. Study of the validity of a model in situ conditions[J]. Soils & Foundations, 1988, 28(3):3-25.
- [13] Leroueil S, Marques M E S. Session on measuring and modeling time dependent soil behavior[C]. ASCE Convention, Washington, 1996:1-60.
- [14] Mesri G, Godlewski P M. Time and stress compressibility interrelationships[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1977, 103(GT5):417-430.
- [15] Mesri G, Shahien M, Feng T W. Compressibility parameters during primary consolidation[C]. Proceedings of International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, 1995:1021-1037.
- [16] Yoshikuni H, Kusakabe O, Okada M, et al. Mechanism of one-dimensional consolidation[C]. Proceedings of International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, 1995:97-504.

- [17] Leroueil S. The isotache approach—Where are we 50 years after its development by Professor Suklje?[C]. Proceedings of 13th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Slovenian, 2006: 55-88.
- [18] Eriksson L G. Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays[C]. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989, 3:2087-2090.
- [19] Tidfors M, Sällfors G. Temperature effect on the pre-consolidation pressure[J]. Geotechnical Testing, 1989, 12(1):93-97.
- [20] Graham J, Tanaka N, Grilly T, et al. Modified Cam-Clay modeling of temperature effects in clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(3):608-621.
- [21] Marques M E S, Leroueil S, Almeida M. Viscous behaviour of St-Roch-de-l'Achigan clay, Quebec[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, 41(1):25-38.
- [22] 邓凡凡, 刘加才. 温控渗透固结试验装置及试验研究[J]. 工程勘察, 2014, 42(6):16-19.
- [23] 尹铁锋. 竖井地基热固结模型试验及有限元分析[D]. 宁波: 宁波大学, 2014.
- [24] 洪军. 人工冻结条件下上海饱和软粘土的力学特性试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2008.
- [25] Wang D Y, Ma W, Wen Z, et al. Study on strength of artificially frozen soils in deep alluvium[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2008, 23(4):381-388.
- [26] Wang D Y, Ma W. Stiffness of frozen soils subjected to K0 consolidated before freezing[J]. Soil and Foundations, 2007, 47(5):991-997.
- [27] Wang D Y, Ma W, Chang X X. Study on behavior of stress-strain for frozen soil subjected to K0 consolidation by unloading triaxial shear tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(8):1252-1256.
- [28] 李海鹏, 林传年, 张俊兵, 等. 饱和冻结黏土在常应变率下的单轴抗压强度[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 105-109.
- [29] 霍明, 汪双杰, 章金钊, 等. 含水率和温度对高含冰水量冻土力学性质的影响[J]. 水利学报, 2010, 41(10): 1165-1171.
- [30] 陈有亮, 王明, 徐珊, 等. 上海人工冻结软黏土抗压抗拉强度试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 32(7):1046-1051.

Study on consolidation creep model of soft clay considering strain rate and temperature effect

DENG Yue-bao, CHEN Fei, LIU Quan, LIU Gan-bin

(Institute of Geotechnical Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: The long-term settlement of coastal highway and harbor dams are closely related to the consolidation creep characteristics of soft clay. The isotache rheological model is very important for the analysis of creep effect of soft clay or soft foundation. This paper summarizes the research results of Mesri and Leroueil's team and discusses the applicability of the isotache rheological model from three aspects, i.e., elastic strain, microstructure and temperature. Considering the effect of temperature on the creep behavior of soft clay, the thermal isotache rheological model is proposed. The main conclusions include: the rate in the model refers to the irreversible plastic strain rather than the total strain; the recovery of the microstructure of the soft clay has effect on the rationality of the model when loading at very low strain rates; the isotache rheological model is suitable for the analysis of soft soil engineering problems under normal temperature conditions; the temperature load has a significant effect on the creep behavior of soft clay, and therefore the thermal isotache rheological model has wider applicability.

Key words: clay; consolidation; strain rate effect; micro structure; temperature

(责任编辑 韩 超)