

K_0 固结软黏土的应变率效应研究

但汉波, 王立忠

(浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310027)

摘要: 在已建立的 K_0 固结软土弹黏塑性本构模型基础上, 推导了一维先期固结压力和三轴不排水抗剪强度的计算式, 并着重分析了应变率对两者的影响, 分别用各自的应变率参数表征。强度应变率参数 ρ 仅取决于次固结系数与压缩指数的比值, 与土体固结应力、固结历史及试验类型均无关; 先期固结压力应变率参数 ρ_p 则与该比值及压缩参数 λ 都有关, 且一般有 $\rho_p > \rho$ 。对于无机质软黏土, 应变率增大 10 倍时, 先期固结压力增长 8%~21.2%, 不排水强度增长 7.2%~12.2%, 与试验结果较吻合。考虑到室内试验与原位的应变率差异, 建议先将试验所得先期固结压力及不排水抗剪强度按本文规律进行应变率修正, 再应用于原位情况。OCR 越大, 不排水强度比随应变率增长越快。

关键词: 软黏土; K_0 固结; 先期固结压力; 三轴不排水抗剪强度; 应变率; 各向异性

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)05-0718-08

作者简介: 但汉波(1983-), 男, 湖北潜江人, 博士研究生, 主要从事软土黏性及本构方面的研究。E-mail: dan_zju@163.com。

Strain-rate dependent behaviors of K_0 consolidated clays

DAN Han-bo, WANG Li-zhong

(Institute of Geotechnical and Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

Abstract: Based on the newly developed anisotropic elastic visco-plastic constitutive model for K_0 consolidated clays, the expressions of preconsolidation pressure and undrained triaxial shear strength were presented, and their strain-rate dependencies were investigated. The strain rate parameter of undrained shear strength was a constant which just depends on the ratio of the consolidation coefficient to the secondary compression index, but the corresponding parameter of preconsolidation pressure was dependent on this ratio as well as the compression parameter λ . For most inorganic clays, the preconsolidation pressure and undrained strength would increase by 8%~21.2% and 7.2%~12.2% respectively with a tenfold increase in the strain rate. Considering the differences of strain rate between the laboratory test and the field condition, it is suggested that the measured preconsolidation pressure and undrained strength should be modified before applied to the in-situ condition. As OCR increases, the increasing rate of the strength ratio with strain rate becomes faster.

Key words: clays; K_0 consolidation; preconsolidation pressure; triaxial undrained shear strength; strain rate; anisotropy

0 引言

先期固结压力和不排水抗剪强度是研究软黏土变形和稳定的两个基本要素, 且均与时间或应变率密切相关。先期固结压力由一维多级加载或等应变率加载试验得到, 不排水抗剪强度则由三轴固结不排水剪切试验得到, 采用不同轴向应变率 $\dot{\epsilon}_a$ 将得到不同试验值。另外原位实际的加载速率与室内试验速率范围不同, 应用时须考虑到加载速率的影响。

Leroueil^[1]总结了加拿大东部多种黏土不同类型的一维压缩试验后, 指出土体的先期固结压力(屈服应力) σ'_p 随 $\dot{\epsilon}_a$ 增大而增大, 在双对数坐标下两者有较好的线性关系; 应力用 σ'_p 归一化后, 不同 $\dot{\epsilon}_a$ 对应的压缩曲线都集中在压缩平面上较小范围内。另外很多三

轴试验结果表明, σ'_p 的这种应变率效应可扩展至整个初始屈服面, $\dot{\epsilon}_a$ 越大, 初始屈服面也越大^[2]。

对于黏土不排水抗剪强度的应变率效应, 已有很多针对性的试验^[3-8], 结果都表明: $\dot{\epsilon}_a$ 越大, 土体的不排水抗剪强度 S_u 越大。Graham^[3]总结了 15 种软黏土的试验结果, 发现当 $\dot{\epsilon}_a$ 增大 10 倍时, S_u 增长 10%~20%。其后大部分无机质软黏土的试验结果显示, S_u 随 $\lg \dot{\epsilon}_a$ 的增长率为 8%~12%, 平均 10%^[4-8]。

另外, 天然土体还具有各向异性, 影响其变形及

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50479045); 国家自然科学基金资助项目(50779061)

收稿日期: 2007-05-22

强度。按成因土体的各向异性可分为：原生各向异性（inherent anisotropy）和次生各向异性（induced anisotropy）。前者由土骨架的结构各向异性产生，效应难以量化；后者由原位土体固结过程中的不等向应力状态引起，可采用倾斜屈服面的手段加以考虑^[9-12]。本文主要讨论黏土的应变率效应，因此仅考虑土体 K_0 固结历史产生的初始次生各向异性的影响。

本文在已建立的弹黏塑性本构模型^[10]基础上，结合一维和三轴不排水的条件，分别得到先期固结压力 σ'_p 及其应变率参数 ρ_n 、三轴不排水抗剪强度 S_u 及其应变率参数 ρ 的计算式。通过与各试验结果的对比，对 σ'_p 和 ρ_n 、 S_u 和 ρ 的大小以及 OCR 对强度应变率效应的影响进行了探讨，得出规律性结论。

1 K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型

K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型详见文献^[10]，在此仅作简要叙述。

土体总变形分为可恢复且瞬时发生的弹性部分以及不可恢复且需时间发展的黏塑性部分。总应变率

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}, \quad (1)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = 1/(3K) \cdot \dot{p}' \delta_{ij} + 1/(2G) \cdot \dot{s}_{ij}, \quad (2)$$

式中， p' 和 s_{ij} 分别为土体当前平均有效应力及偏应力， K 和 G 分别为土体的体积压缩模量和剪切模量。

至于黏塑性部分，建模时借鉴过应力思想，假定应力空间中存在两个形状相似的面：①加载面 f ，此面过土体当前应力点，大小与当前应变率相关；②参考面 $\bar{f}$ ，此面经过土体在当前应力作用时间 $\bar{t} = T = 24$ h 后达到的屈服应力点。土体蠕变时间或应变率不同， f 可在 $\bar{f}$ 之内、之外或重合。由应力比 η 相同来定义应力点 (p', q) 的参考应力 $(\bar{p}', \bar{q})$ ，如图 1 所示。

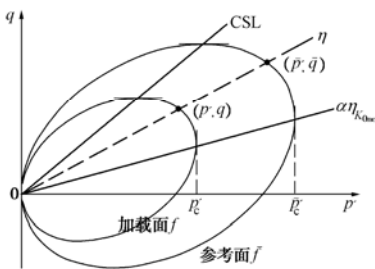


图 1 加载面和参考面示意图

Fig. 1 Dynamic loading and reference surfaces

结合相关联流动法则， $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 可表达为

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \phi \cdot \partial f / \partial \sigma'_{ij}. \quad (3)$$

流动函数 ϕ 表征 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的大小，仅取决于 f 和 $\bar{f}$ 的相对位置，当 f 在 $\bar{f}$ 之内或重合时，有 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \leq \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp, 24h}$ ，但 $\phi \neq 0$ ，土体仍会发生黏塑性变形。

考虑软土次生各向异性^[11]， f 和 $\bar{f}$ 为倾斜椭圆，

$$f = \frac{M^2 - (\alpha \eta_{K_{0nc}})^2 + \eta^{*2}}{M^2 - (\alpha \eta_{K_{0nc}})^2} p' = p'_c, \quad (4)$$

式中， M 为临界状态时的应力比， $\eta^* = \eta - \alpha \eta_{K_{0nc}}$ ， $\eta_{K_{0nc}}$ 为正常 K_0 固结土的初始应力比， p'_c 表征椭圆的大小。 α 表征椭圆倾斜度，本文着重研究黏土的应变率效应，故不考虑次生各向异性的演化， $\alpha = \alpha_0$ 为一定值。由一维压缩时 $\dot{\varepsilon}_v^{vp} / \dot{\varepsilon}_s^{vp} \doteq 3/2$ 的条件可得^[11]

$$\alpha_0 = (\eta_{K_{0nc}}^2 + 3\eta_{K_{0nc}} - M^2) / 3\eta_{K_{0nc}}, \quad (5)$$

式中， $K_{0nc} = 1 - \sin \phi'$ ， $\eta_{K_{0nc}} = 3(1 - K_{0nc}) / (1 + 2K_{0nc})$ 。

$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的大小仅取决于 f 和 $\bar{f}$ 的相对位置，同一 f 上每点的 ϕ 均应相同，因此 ϕ 可在一维压缩条件（用下标“n”表征）下直接求得。一维情况下，采用绝对时间线体系考虑土体黏性效应，如图 2 所示。绝对时间的零点是土体正常固结状态的加载开始时刻，因此常规 24 h 的正常固结线（NCL，图 2 中的粗线）对应的绝对时间为 $T = 24$ h，前述参考面 $\bar{f}$ 此时即对应此线。

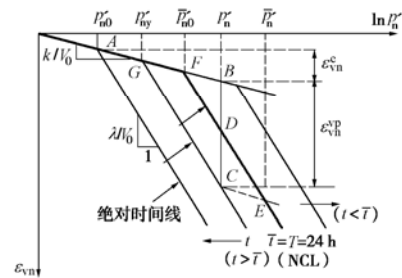


图 2 一维情况下蠕变效应示意图

Fig. 2 Influence of creep on the location of the compression curves

如图 2，土体由初始状态 A 经任意加载路径至 C 点，落在绝对时间为 t 的时间线上， E 点为其参考应力点。 AB 和 BC 分别为此过程的弹性和黏塑性体积应变， DC 为从 D 点到 C 点的次固结，根据几何关系，可得 C 点所在时间线对应的绝对时间为

$$t = T \cdot (\bar{p}'_n / p'_n)^{(\lambda - \kappa) / \psi}. \quad (6)$$

因此， C 点的黏塑性体积应变率

$$\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp} = \frac{\psi}{V_0} \frac{1}{t} = \frac{\psi}{V_0 T} (p'_n / \bar{p}'_n)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}}, \quad (7)$$

式中， $\kappa = C_s / \ln 10$ ， $\lambda = C_c / \ln 10$ ， $\psi = C_\alpha / \ln 10$ ， C_s ， C_c 和 C_α 分别为回弹指数、压缩指数和次固结系数。

$\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}$ 与绝对时间 t 一一对应，同一时间线上各点的 $\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}$ 相等，等绝对时间线即为等蠕变速率线。

将式 (7) 代入式 (3)，可得一维情况的 ϕ ：

$$\phi = \frac{\dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}}{(\partial f / \partial p')_n} = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{p'_n}{\bar{p}'_n} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\psi}} \cdot \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2}. \quad (8)$$

在 $p'-q$ 空间上考虑三维应力情况, 如图 3 所示。假设土体从初始点 I ($\sigma'_{h0}/\sigma'_{v0} = K_0$) 经一定应力路径到达当前应力点 J (参考应力点为 K)。由于加载面 f 与参考面 $\bar{f}$ 相似且应力点与其参考点的 η 相同, 式 (8) 中的 $p'_n/\bar{p}'_n$ 满足:

$$p'_n/\bar{p}'_n = p'_c/\bar{p}'_c \quad (9)$$

结合硬化条件 $\bar{p}'_c = \bar{p}'_{c0} \exp[\varepsilon_v^{vp}/((\lambda-\kappa)/V_0)]$, 可得三维应力情况的流动函数

$$\phi = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \frac{p'}{\bar{p}'_{c0}} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\psi}} \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^{vp}}{\psi/V_0}\right) \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2} \quad (10)$$

式中, $\bar{p}'_{c0}$ 表征 F 点所在初始参考面的大小, 初始参考面的物理意义与弹性力学中的初始屈服面类似。

将式 (10) 代入式 (3), 即得到一般应力条件下黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 的表达。

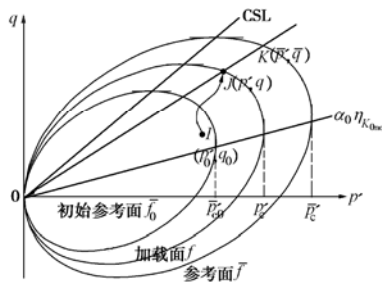


图 3 $p'-q$ 平面内屈服面及各应力状态点示意图

Fig. 3 Yield surfaces and stress states in $p'-q$ space

2 一维先期固结压力及其应变率效应

2.1 一维先期固结压力

土体屈服后有 $\dot{\varepsilon}_a \approx \dot{\varepsilon}_{vn}^{vp}$, 因此绝对时间线体系与等应变率线^[1-2]是一致的, 图 2 中 G 点为应变率 $\dot{\varepsilon}_a$ 时对应的初始屈服点。将 $p'_n/\bar{p}'_n = p'_{ny}/\bar{p}'_{n0} = \sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$ (图中 $CE \parallel GF$) 代入式 (7) 可得

$$\sigma'_p/\sigma'_{p,24h} = (\dot{\varepsilon}_a/\dot{\varepsilon}_{a,24h})^{\frac{\psi/\lambda}{\Lambda}} \quad (11)$$

式中, $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$, $\sigma'_{p,24h}$ 为常规 24 h 压缩试验的先期固结压力, 由式 (7) 得 $\dot{\varepsilon}_{a,24h} \approx \psi/(V_0 T)$ 。由上式可知, 先期固结压力 σ'_p 与 $\dot{\varepsilon}_a$ 相关, 在双对数坐标下呈斜率为 $(\psi/\lambda)/\Lambda$ 的线性关系。

2.2 先期固结压力的应变率参数

由式 (11) 可知, 对于两不同的 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 和 $\dot{\varepsilon}_{a2}$ 的一维等应变率加载试验, 所得的先期固结压力满足

$$\sigma'_{p2}/\sigma'_{p1} = (\dot{\varepsilon}_{a2}/\dot{\varepsilon}_{a1})^{(\psi/\lambda)/\Lambda} \quad (12)$$

定义参数 ρ_n 来定量地描述 σ'_p 的应变率效应^[6]:

$$\rho_n = (\Delta\sigma'_p/\sigma'_{p1})/\Delta \lg \dot{\varepsilon}_a \quad (13)$$

式中, $\Delta\sigma'_p$ 为应变率增大引起的先期固结压力的增长量, σ'_{p1} 为应变率 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 下的先期固结压力。

当 $\dot{\varepsilon}_{a2}/\dot{\varepsilon}_{a1} = 10$ 时, 由式 (12) 和式 (13) 可得 ρ_n 的表达式

$$\rho_n = 10^{(\psi/\lambda)/\Lambda} - 1 = 10^{(C_u/C_c)/\Lambda} - 1 \quad (14)$$

且与基准应变率 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 取值无关。

3 三轴不排水抗剪强度及应变率效应

3.1 三轴不排水抗剪强度

土体屈服后变形以黏塑性为主, 将不排水条件 $\varepsilon_v = 0$ 代入式 (10) 后, 由式 (3) 可得剪切应变率

$$\dot{\varepsilon}_s \doteq \dot{\varepsilon}_a^{vp} = \frac{\psi}{V_0 T} \left(\frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \right)^{\frac{\lambda-\kappa}{\psi}} \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} (\beta \cdot \text{OCR})^{-\frac{\lambda-\kappa}{\psi}} \cdot \frac{2(\eta - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})}{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2} \quad (15)$$

式中, $\beta \cdot \text{OCR} = \bar{p}'_{c0}/p'_0$, OCR 为常规 24 h 试验、以 σ'_v 定义的超固结比。无量纲参数 β 取决于土体初始应力状态 (图 3 的 I 点) 及初始屈服面方程式 (4),

$$\beta = \frac{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2 + (\eta_{K_{0nc}} - \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2}{M^2 - (\alpha_0 \eta_{K_{0nc}})^2} \frac{1 + 2K_{0nc}}{1 + 2K_0} \quad (16)$$

最后, 土体达到临界状态而破坏, $\dot{\varepsilon}_v^{vp}/\dot{\varepsilon}_s^{vp} = 0$, 由式 (3) 可得此时应力状态满足: $\eta_{\text{CSL}} = M_c$ 或 $-M_c$ 。通过总结前人多种三轴试验结果发现: 对于大多数 K_0 固结软黏土, 三轴拉伸试验所得的有效内摩擦角 ϕ'_c 要大于三轴压缩试验的 ϕ'_c , M_c 与 M_c 近似相等^[12]。因此本文采用应力空间中由压缩临界状态线张成的圆锥面作为破坏面, $M = M_c = M_c$ 。

将破坏条件代入式 (15), 可得不排水抗剪强度

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{c,c} = \frac{1 + 2K_0}{3} \frac{M}{2} \cdot \left(\frac{M \pm \alpha_0 \eta_{K_{0nc}} \beta \cdot \text{OCR}}{M} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \left(\frac{\dot{\varepsilon}_a}{\psi/(V_0 T)} \frac{M^2 - \eta_{K_{0nc}}^2}{2(M \mp \alpha_0 \eta_{K_{0nc}})} \right)^{\frac{\psi/\lambda}{\psi}} \quad (17)$$

与文献[8]相比, 上式不包含破坏时间 t_f 等不确定量, 便于应用。不考虑土体各向异性及黏性时, $S_u/\sigma'_{v0} = M/2^{\Lambda+1} \cdot (\text{OCR})^{\Lambda}$, 与 Wood 等^[13]的结果一致。

3.2 不排水抗剪强度的应变率参数

由上式可知, 对于不同的 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 和 $\dot{\varepsilon}_{a2}$, 压缩或拉伸的不排水抗剪强度均满足

$$S_{u2}/S_{u1} = (\dot{\varepsilon}_{a2}/\dot{\varepsilon}_{a1})^{\psi/\lambda} \quad (18)$$

定义参数 ρ 来定量地描述 S_u 的应变率效应^[4]:

$$\rho = (\Delta S_u/S_{u1})/\Delta \lg \dot{\varepsilon}_a \quad (19)$$

式中, ΔS_u 为应变率增大引起的不排水强度的增长量, S_{ui} 为应变率 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 下的不排水抗剪强度。

当 $\dot{\varepsilon}_{a2}/\dot{\varepsilon}_{a1}=10$ 时, 由式 (18) 和式 (19) 可得 ρ 的表达式

$$\rho=10^{\rho/\lambda}-1=10^{C_a/C_c}-1 \quad , \quad (20)$$

且与基准应变率 $\dot{\varepsilon}_{a1}$ 取值无关。

4 计算与试验结果对比及讨论

4.1 一维先期固结压力 σ'_p

图 4 为代表性黏土 $\sigma'_p-\dot{\varepsilon}_a$ 关系的试验值与计算曲线的比较。图 4 (a) 针对加拿大 Champlain 地区 12 种性状相近的黏土, 图中各试验点取自文献[15], 不同的点标识代表不同土种, 与该文献严格对应, 图中的先期固结压力用 $\dot{\varepsilon}_a=4\times 10^{-6}s^{-1}$ 时的 σ'_p 归一化。计算时, C_α/C_c 取 0.04^[1-2]; 由于缺少多数土的 A 值, 取 Louiseville 黏土为代表, C_s 和 C_c 由文献[18]的压缩曲线得到, A 约 0.85, 由于此区域天然土都有一定的结构性, A 值比一般重塑土的大。对比可知, 除少数点外, 试验点基本均匀在计算曲线 $\pm 7\%$ 范围内, 考虑到土性的差异及不均匀性, 离散程度可以接受, 计算曲线较好地反映了 σ'_p 随 $\dot{\varepsilon}_a$ 增加而增大的规律。

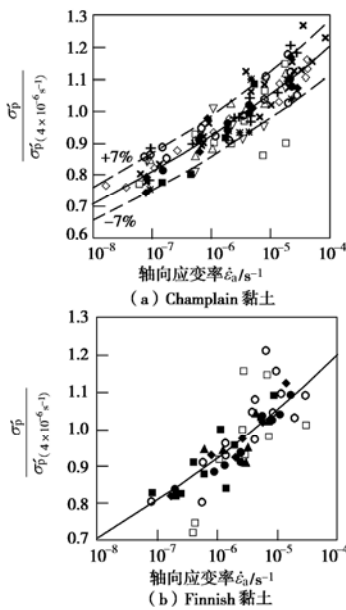


图 4 先期固结压力的应变率效应实测与计算结果比
Fig. 4 Measured and calculated strain rate effects on preconsolidation pressure

图 4 (b) 针对 Paakkunainen 等芬兰各区域黏土, 实验点取自文献[16], 不同土种的标识与文献严格对应。由于这些土性质基本与加拿大黏土相似, 故计算时参数仍按上述取值。对比可知, 计算曲线与大多数

试验点符合较好, 反映了 σ'_p 随 $\dot{\varepsilon}_a$ 变化的规律。

对于 Champlain 地区黏土, 常规 24 h 压缩试验的 $\dot{\varepsilon}_{a,24h}$ 约为 $10^{-7}s^{-1}$, 而 $\dot{\varepsilon}_a=4\times 10^{-6}s^{-1}$ 对应的实测 $\sigma'_p=1.25\sigma'_{p,24h}$ ^[15]。当计算参数按上述取值时, 按式 (11) 计算的 $\sigma'_p=1.22\sigma'_{p,24h}$, 与实测值很接近。图 5 为 $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$ 随 $\dot{\varepsilon}_a$ 变化的计算曲线与试验点的对比, 尽管试验点较为离散, 但基本均匀分布在计算曲线两侧, 计算曲线较好地反映了 $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$ 随 $\dot{\varepsilon}_a$ 的变化规律。

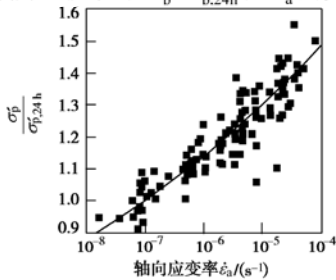


图 5 $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}-\dot{\varepsilon}_a$ 实测关系与计算结果比较

Fig. 5 Measured and calculated relationship between $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$ and $\dot{\varepsilon}_a$

本文还收集了其他黏土的 $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$ 试验结果, 如表 1 所示, 各试验的 $\dot{\varepsilon}_a$ 在 $(0.36\sim 1.44\%) / h$ 范围内。一般正常固结的无机质黏土, $C_\alpha/C_c=0.03\sim 0.05$ ^[14], $A=0.6\sim 0.9$, 计算可知 $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}=1.08\sim 1.36$, 表 1 中绝大部分试验结果均在此范围内。一般原位情况的应变率约为 $10^{-3}\%/min$, 与常规 24 h 压缩试验的 $\dot{\varepsilon}_a$ 接近, 原则上 $\sigma'_{p,24h}$ 可直接应用于原位分析, 其它试验所得的 σ'_p 则应先应变率修正。

表 1 常规 24 h 及等应变率加载试验的 σ'_p 比较

Table 1 Comparison between preconsolidation pressures measured in conventional and constant strain rate tests

数据来源	土样来源	$\sigma'_p/\sigma'_{p,24h}$
Leroueil 等 (1983)	Quebec, 加拿大	1.28
Kolisoja 等 (1989)	芬兰	1.16
Hanzawa 等 (1990)	Osaka, 日本	1.3~1.5
Burghignoli 等 (1991)	Fucina, 意大利	1.20
Hanzawa 等 (1991)	Ariake、Kuwana, 日本	1.3~1.4
Okumura 和 Suzuki (1991)	Yokohama, 日本	1.25
Hoikkala (1991)	芬兰, 三区域	1.30
Mizukami 和 Motoyashiki (1992)	日本	1.18
Nash 等 (1992)	Bothkennar, 英国	1.33
Cheng 和 Yin (2005)	香港, 三区域	1.14~1.36

4.2 三轴不排水抗剪强度 S_u

(1) 正常固结土的不排水抗剪强度

图 6 为正常固结香港天然海相黏土 (表 2 中序号

表 2 试验软土的计算参数

Table 2 Summary of model parameters of the test clays													
土样名称	编号	试验类型	κ/V_0	λ/V_0	ϖ/V_0	e_0	$\varphi_c'/(^\circ)$	M_c	K_0	α_0	OCR	$\dot{\epsilon}_a$ /(%·h ⁻¹)	数据来源
香港海相黏土	1	CK ₀ UC,E	0.018	0.079	0.0035	1.514	31.0	1.243	0.51	0.604	1.0	0.2~20	文献 7
	2	CIUC,E	0.018	0.08	0.0032	1.50	31.5	1.265	1.0	0.601	1~8	0.15~15	文献 5
Bothkennar 黏土	3	CK ₀ UC	0.02	0.145	0.0058	1.883	30.0	1.20	0.5	0.61	1.1	6.0	文献 17
Drammen 黏土	4	CK ₀ UC	0.007	0.12	0.005*	1.203	30.7	1.23	0.5	0.606	1.18	6.0	文献 17
Louisville 黏土	5						(30.7°)						
Louisville 黏土	5	CK ₀ UC	0.033	0.225	0.009	2.155	32.7	1.32	0.5	0.582	2.2	6.0	文献 18
Yamashita 黏土	6	CK ₀ UC	0.013	0.142	0.006*	2.632	43.5	1.786	0.5	0.588	1.8	6.0	文献 18
Singapore 黏土	7	CK ₀ UC	0.027	0.162	0.0069	1.844	22.0	0.856	0.63	0.677	1.1	6.0	文献 19
Bangkok 黏土	8	CK ₀ UC	0.013	0.175	0.007*	1.732	37.0	1.505	0.40	0.583	1.3	6.0	文献 19
温州黏土	9	CK ₀ UC,E	0.018	0.12	0.006	1.916	28.8	1.15	0.55	0.61	1.6	2.5	文献 12
Boston blue 黏土	10	CK ₀ UC	0.022	0.164	0.0072	1.12	33.4	1.348	—	0.593	1~8	0.05~50	文献 4

注：“*”表示由于缺乏可靠的试验结果， ψ 按文献[14]总结的 $C_u/C_c=0.04$ 规律计算得到；10 号土的 K_0 按文献[4]中实际卸载路径取值。

1) 在不同围压下 K_0 固结后的三轴不排水等应变率压缩和拉伸试验的试验结果^[7]与计算结果的对比，计算参数见表 2。图 6 (a) 对应三轴压缩，图 6 (b) 对应三轴拉伸，图中“C50”表示围压为 50 kPa 的三轴压缩情况，“E”对应拉伸情况，依此类推。

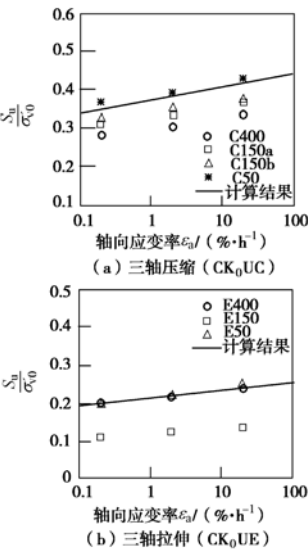


图 6 香港自然海相黏土不排水强度的试验与计算结果比较
Fig. 6 Calculated and measured normalized shear strengths versus strain rates of natural Hong Kong marine clay

由式 (17) 可知，正常固结土的 S_u/σ'_{v0} 与固结应力无关，不论围压如何，计算所得 $S_u/\sigma'_{v0} \sim \dot{\epsilon}_a$ 关系曲线唯一。然而实际所得同一 $\dot{\epsilon}_a$ 时各围压下的试验点并不重合，考虑到试验本身的离散性，本文计算结果在压缩和拉伸情况与试验结果都还是比较吻合的，计算曲线能反应 S_u/σ'_{v0} 随 $\dot{\epsilon}_a$ 增加而增大的规律。个别（如 E150）与计算值偏差较大，可能是由于此组试样

性质与计算时所取参数相差较远造成的。
图 7 为几种代表性黏土（表 2 中序号 3~9）的 K_0 固结三轴不排水压缩和拉伸试验结果与本文计算结果的对比，计算参数见表 2。对比可知，压缩时计算结果略偏大；拉伸时，除 7 和 8 号黏土外，其它均符合较好。因此，采用式 (17) 计算正常固结软土的压缩和拉伸情况的强度 S_u 均可行。

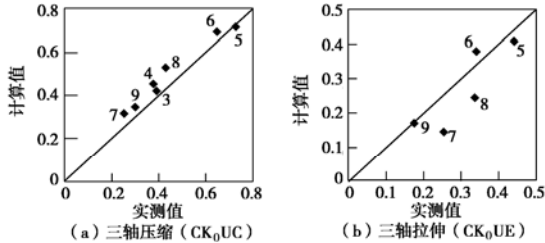


图 7 S_u/σ'_{v0} 的计算值与实测值比较
Fig. 7 Calculated and measured values of S_u/σ'_{v0}

常规三轴不排水试验的 $\dot{\epsilon}_a$ 一般为 0.05%/min，而原位土体失稳破坏时的 $\dot{\epsilon}_a$ 约为 $10^{-3}\%$ /min，计算得原位的 $(S_u)_{field}=0.82\sim 0.89(S_u)_{test}$ 。因此，常规三轴试验强度应先进行 0.82~0.89 倍的应变率修正再用于原位稳定分析，与文献[20]提出的修正系数 0.85 较吻合。

(2) OCR 对强度及其应变率效应的影响

由式 (17) 可知，OCR 以指数为 1 的幂函数形式影响着强度 S_u 的大小。对于压缩和拉伸情况，应变率 $\dot{\epsilon}_a$ 一定时，OCR 越大，不排水强度 S_u 均越大；另外 OCR 越大， S_u 随 $\dot{\epsilon}_a$ 增大而增长得越快。

图 8 和图 9 为代表性黏土在不同 OCR 时 $S_u - \dot{\epsilon}_a$ 关系的试验值与计算曲线的比较。图 8 针对重塑的 K_0 固结 Boston blue 黏土的压缩试验；图 9 针对重塑的等向固结香港海相黏土的压缩和拉伸试验。

比较可知, 计算曲线总体上与试验值较为吻合, 只是在 OCR 较大 (OCR=8) 时压缩情况的计算结果偏大, 这是因为 OCR 越大, 弹性变形所占比例增大, 加剧计算式中用 $\dot{\epsilon}_a$ 替代 $\dot{\epsilon}_a^p$ 的误差, 而 OCR 又以幂函数将偏大误差放大, 特别在压缩时表现得尤为显著。

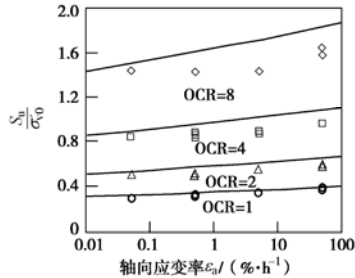


图 8 Boston blue clay 不同 OCR 下 CAUC 试验与计算

Fig. 8 Calculated and measured shear strength ratios versus strain rates of Boston blue clay with different OCR

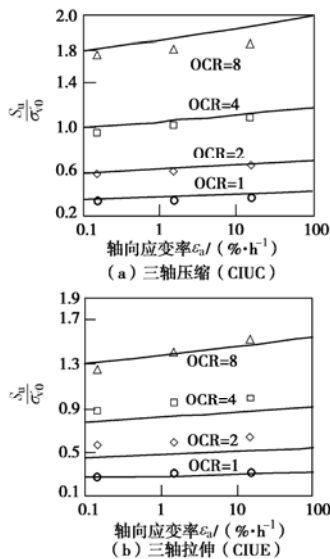


图 9 香港海相黏土不同 OCR 计算与试验强度 - 应变率关系

Fig. 9 Calculated and measured shear strength ratios versus strain rates of Hongkong marine clay with different OCR

(3) 拉伸强度和压缩强度比

由式 (17), 对于土体从同一初始状态开始、应变率相同的三轴拉伸和压缩试验, 其强度间满足

$$\frac{S_{u,e}}{S_{u,c}} = \left(\frac{M - \alpha_0 \eta K_{onc}}{M + \alpha_0 \eta K_{onc}} \right)^{(A + \psi/\lambda)}, \quad (21)$$

式中, M 和 $\alpha_0 \eta K_{onc}$ 仅与 ϕ' 有关, $S_{u,e}/S_{u,c}$ 是 ϕ' , A 及 ψ/λ 的函数, 与具体的试验速率无关。一般黏土的 $\phi' = 20^\circ \sim 30^\circ$, $A = 0.6 \sim 0.9$, $\psi/\lambda = 0.03 \sim 0.05$, 计算可知 $(M - \alpha_0 \eta K_{onc}) / (M + \alpha_0 \eta K_{onc}) = 0.43 \sim 0.45$, $S_{u,e}/S_{u,c} = 0.45 \sim 0.6$, 符合多数文献报导的试验结果。可见采用倾斜的椭圆屈服面及圆锥破坏面, 能较好反

映 K_0 固结土 $S_{u,e}$ 和 $S_{u,c}$ 的差异。

5 应变率参数 ρ_n 和 ρ 的对比及讨论

如前文所述, 应变率参数 ρ_n 和 ρ 能简单定量地描述 σ_p' 和 S_u 的应变率效应, 如式 (14) 和式 (20)。比较两式可知, ρ_n 和 ρ 互有异同。

两者的相同点在于: 两者的表达式相似, 都与土体的 C_α/C_c 值有关, 其中 ρ 仅取决于此比值。根据 Mesri 等^[14]总结的试验规律, 对于同一种土 C_α/C_c 基本恒定; 另外模型假定 C_α 为常数, 对同一种土, 压缩参数 $A = 1 - \kappa/\lambda$ 也基本不变, 因此应变率参数 ρ_n 和 ρ 对某一种黏土均为一恒定值。

两者的不同点在于: ρ_n 除与 C_α/C_c 有关外, 还取决于压缩参数 A , 一般 A 小于 1, 因此本文的 $\rho_n > \rho$ 。Leroueil 等^[2]总结了大量软土的一维试验后, 曾提出 $\lg \sigma_p'$ 与 $\lg \dot{\epsilon}_a$ 近似满足斜率为 C_α/C_c 的线性关系; Graham 等^[3]也曾得出过 ρ_n 只与 C_α/C_c 有关的结论; 这实际上隐含了“土样在不同应变率情况下达到屈服时的应变相同”的假定, 与实际试验曲线有一定出入。本文采用等时间线体系来描述一维土体的黏性效应 (图 2), 考虑了应变率不同时应力从 σ'_{v0} 增加至 σ_p' 过程中弹性应变的差异, 不同应变率时土体屈服时的应变不同, 因此 ρ_n 的表达更为准确, 有较为严密的黏塑性力学理论基础。实际上, 殷建华等对香港海相黏土的多组试验均有 $\rho_n > \rho$ 的规律^[6]。

对于一般无机质黏土, $C_\alpha/C_c = 0.03 \sim 0.05$, $A = 0.6 \sim 0.9$, 可得 $\rho_n = 8\% \sim 21.2\%$, $\rho = 7.2\% \sim 12.2\%$, ρ_n 比 ρ 大 $10\% \sim 80\%$, 两者差异取决于土体的压缩参数 A 值。对于结构性较强的土体, A 很大接近于 1, 因此 ρ_n 也与 ρ 很接近。

另外, 强度应变率参数 ρ 与土体固结状态 (K_0 或等向固结)、固结应力及试验类型 (拉伸或压缩) 均无关, 这也与大多数试验结果及文献总结规律一致。

表 3 和表 4 分别统计了不同土体的应变率参数 ρ_n 和 ρ 的试验结果。结果表明, 不论是 ρ_n 还是 ρ , 绝大部分试验结果符合本文范围。

特别地, 表 3 中香港 Tung Chung 和 Tsing Yi 两区域黏土的 ρ_n 试验值超出本文计算范围, 这主要是由于对这两种土采用的是多级连续变应变率加载试验, 再根据间断的等应变率压缩曲线外延或内插求 σ_p' , 有一定误差; 另外也可能此两区域土的黏性较强, C_α/C_c 值超出了本文计算时采用的范围。

由于本文采用了“ C_α 为常数”的假定, 因而强度应变率参数 ρ 不随 OCR 而变化, 不能反映前述“OCR 越大, S_u 随 $\dot{\epsilon}_a$ 的增大而增长越快”规律, 这主要是由

于 OCR 对 ρ 的定义中的 ΔS_u 及 S_{u1} 都有影响, 增加了 OCR 对 ρ 影响的不确定性。建议定义参数 ρ_q 来描述不同 OCR 下土体 S_u 随 $\dot{\epsilon}_a$ 的变化程度:

$$\rho_q = \frac{\Delta(S_u/\sigma'_{v0})}{\Delta \lg \dot{\epsilon}_a} = \rho \cdot \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{nc,0} \cdot (OCR)^A, \quad (22)$$

式中, $(S_u/\sigma'_{v0})_{nc,0}$ 为正常固结土在应变率 $\dot{\epsilon}_{a0}$ 时的不排水抗剪强度比, $\dot{\epsilon}_{a0}$ 固定时, 其值恒定。

表 3 不同土体先期固结压力应变率参数 ρ_n 统计

Table 3 Summary of the strain-rate parameter of preconsolidation pressure ρ_n for different soils

数据来源	土样名称	$\rho_n/\%$
Leroueil 等 (1985,96)	Champlain 黏土	7~15
Graham 等 (1983)	Ottawa 黏土	16
	Belfast 黏土	20
	Winnipeg 黏土	10
Nash 等 (1992)	Bothkennar 黏土	8~16.5
Cheng 和 Yin (2005)	Aldrich Bay 黏土	13.6
	Tung Chung 黏土	24~57.2
	Tsing Yi 黏土	38.6~43.2

注: 土样均为原状土。

ρ_q 为 $S_u/\sigma'_{v0} - \lg \dot{\epsilon}_a$ 曲线的斜率, OCR 越大, ρ_q 越大, S_u/σ'_{v0} 随 $\dot{\epsilon}_a$ 变化得越快, 与前文规律吻合。

6 结 论

(1) 先期固结压力 σ'_p 及三轴不排水抗剪强度 S_u 均与试验轴向应变率 $\dot{\epsilon}_a$ 密切相关其随 $\dot{\epsilon}_a$ 增加而增大的程度可分别用应变率参数 ρ_n 和 ρ 来表达。 ρ_n 和 ρ 的表达式相似, 其中 ρ_n 与 C_α/C_c 和参数 A 均有关, 而 ρ 只与 C_α/C_c 有关, 且与土体的初始固结状态、固结应力、试验类型及 OCR 均无关。一般 $\rho_n > \rho$, 两者的差异取决于 A 值。对于无机质软黏土, $C_\alpha/C_c = 0.03 \sim 0.05$, $A = 0.6 \sim 0.9$, 计算得 $\rho_n = 8\% \sim 21.2\%$, $\rho = 7.2\% \sim 12.2\%$, 与现有大多数试验结果一致。

(2) $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_a$ 关系式较好地反映了试验中 σ'_p 随 $\dot{\epsilon}_a$ 的变化规律。当 C_α/C_c 和 A 在上述范围内取值时, 对于 $\dot{\epsilon}_a = 0.36 \sim 1.44\%/h$ 的等应变率加载试验, $\sigma'_p/\sigma'_{p,24h} = 1.1 \sim 1.36$, 与多数试验结果相符。常规 24 h 压缩试验所得的 $\sigma'_{p,24h}$ 原则上可应用到原位分析, 但其它试验所得 σ'_p 则须先应变率修正后再予以应用。

(3) S_u/σ'_{v0} 表达式对三轴压缩和拉伸情况下 S_u/σ'_{v0} 随 $\dot{\epsilon}_a$ 的变化规律均能较好地反映。将常规三

表 4 不同黏土不同试验得到的三轴不排水抗剪强度应变率参数 ρ 值统计

Table 4 Summary of strain-rate parameter ρ of triaxial undrained shear strength for different soils and test types						
数据来源	土样名称	试验类型	OCR	$\dot{\epsilon}_a /(\% \cdot h^{-1})$	ρ (压缩)	ρ (拉伸)
Bjerrum 等 (1958)	Formebu 黏土 (N)	CIUC	1.0	0.0036~10	$\rho_{0.5}=13\%$	
Richardson and Whitman(1963)	Mississippi Valley alluvial 黏土(RS)	CIUC	1.0	0.12~60	$\rho_{0.5}=3.5\%$	
Ladd 等 (1972)	Atchafalaya 黏土(N)	CIUC	1.0	0.5~60	$\rho_{0.5}=10\%$	
Alberro 和 Santoyo (1973)	Mexico 黏土(N)	CIUC	1.0	0.045~94	$\rho_{0.5}=9\%$	
Berre 和 Bjerrum (1973)	Drammen 黏土(N)	CAUC	1.0	0.0014~35	$\rho_{0.5}=13\%$	
Vaid 和 Campanella (1977)	Haney 黏土(N)	CIUC	1.0	0.01~670	$\rho_{0.5}=8\%$	
Hight (1983)	Lower 黏土(RS)	CAUC	1.0	0.04, 15	$\rho_{0.04}=9\%$	
Graham 等 (1983)	Belfast 黏土(N)	CAUC	1.0	0.05~5.0	$\rho_{0.1}=9.3\%$	
Graham 等 (1983)	Mastemvr 黏土(N)	CAUC, CAUE	1.0	0.003~0.4	$\rho_{0.1}=9.4\%$	$\rho_{0.1}=9.4\%$
Lefbvre 和 LeBoeuf (1987)	Various 黏土(N)	CIUC,CAUC	1.0	0.05~32	$\rho_{0.5}\approx 10\%$	
Kulhawy 和 Mayne (1990)	Marine 黏土	CIUC	1.0		$\rho_{0.1}=10\%$	
Nakase 和 Kamei (1986)	Kawasaki 黏土	CIUC, CIUE	1.0		$\rho_{0.5}=9.0\%$	$\rho_{0.1}=9.0\%$
Yin 等 (2006)	香港海相黏土 (N)	CK ₀ UC, CK ₀ UE	1.0	0.2~20	$\rho_{0.2}=8.5\%$	$\rho_{0.2}=12.1\%$
Bjerrum 等 (1958)	Formebu 黏土(N)	CIUC	2.0	0.0036~10	$\rho_{0.5}=10\%$	
Richardson 和 Whitman(1963)	Mississippi Valley alluvial 黏土(RS)	CIUC	16	0.12~60	$\rho_{0.5}=6\%$	
Berre 和 Bjerrum (1973)	Drammen 黏土(N)	CAUC	1.5	0.0014~35	$\rho_{0.5}=13\%$	
Hight (1983)	Lower 黏土(RS)	CAUC	4, 7	0.04~470	$\rho_{0.04}=6\%$	
Sheahan 等 (1996)	Boston blue 黏土(RS)	CK ₀ UC	1~8	0.05~50	$\rho_{0.5}=9.0\%$	
Zhu 等 (2000)	香港海相黏土(RS)	CIUC, CIUE	1~8	0.15~15	$\rho_{0.15}=5.5\%$	$\rho_{0.1}=8.4\%$

注: 1. N 代表原状土, RS 代表重塑土; 2. CIUC, CIUE 代表等向固结不排水压缩和拉伸试验; CAUC, CAUE 代表 K_0 固结不排水压缩和拉伸试验。

轴试验所得 S_u 用于原位稳定分析时, 应对试验 S_u 进行应变率修正, 修正系数为 0.82~0.89。

(4) $\dot{\epsilon}_a$ 相同时, 土体 OCR 越大, 所得 S_u 越大。 $\dot{\epsilon}_a$ 不同时, OCR 越大, S_u 随 $\dot{\epsilon}_a$ 变化越快, 参数 ρ_q 比 ρ 能更准确地反映 OCR 对土体强度速率效应的影响。

(5) 同一 $\dot{\epsilon}_a$ 下, 土体拉伸与压缩强度比值与 ϕ' , λ 及 C_α/C_c 有关, 与 $\dot{\epsilon}_a$ 大小无关。对于一般 K_0 固结黏土, $\phi'=20^\circ \sim 30^\circ$, 在 C_α/C_c 和 λ 按前述取值时, 有 $S_{u,e}/S_{u,c}=0.45 \sim 0.6$, 与试验结果基本符合。

参考文献:

- [1] LEROUÉIL S, KABBAJ M, TAVENAS F, BOUCHARD R. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays[J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(2): 159 - 180.
- [2] LEROUÉIL S, MARQUES M E S. Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering[M]// Measuring and modeling time dependent soil behavior, Geotechnical Special Publication No. 61. New York: Sheahan T C, 1996: 1 - 60.
- [3] GRAHAM J, CROOKS J H A, BELL A L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays[J]. *Geotechnique*, 1983, **33**(3): 327 - 340.
- [4] SHEAHAN T C, LADD C C, GERMAINE J T. Rate-dependent undrained shear behavior of a resedimented clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **22**(2): 99 - 108.
- [5] ZHU J G, YIN J H. Strain-rate dependent stress-strain behaviour of overconsolidated Hong Kong marine clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, **37**(6): 1272 - 1282.
- [6] 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 and Geotechnology*, 2005, **23**: 61 - 92.
- [7] YIN J H, CHENG C M. 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 and Geotechnology*, 2006, **24**: 119 - 147.
- [8] 高彦斌, 汪中为. 应变速率对黏土不排水抗剪强度的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, **24**(2): 5779 - 5783. (GAO Yan-bin, WANG Zhong-wei. Effect of strain rate on undrained shear strength of clays[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(2): 5779 - 5783. (in Chinese))
- [9] 王立忠, 叶盛华, 沈恺伦, 等. K_0 固结软土不排水抗剪强度[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(8): 970 - 977. (WANG Li-zhong, YE Sheng-hua, SHEN Kai-lun, et al. Undrained shear strength of K_0 consolidated soft soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(8): 970 - 977. (in Chinese))
- [10] 王立忠, 但汉波. K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(9): 1344 - 1354. (WANG Li-zhong, DAN Han-bo. Elastic viscoplastic constitutive model for k_0 consolidated soft clays[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(9): 1344 - 1354. (in Chinese))
- [11] WHEELER S J, NÄÄTÄNEN A. An anisotropic elastoplastic model for soft clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(2): 403 - 418.
- [12] 沈恺伦. 软黏土结构性、塑性各向异性及其演化[D]. 杭州: 浙江大学, 2006. (SHEN Kai-lun. Degradation of soil structure and anisotropic plastic evolution of natural clay[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [13] WOOD D M. Soil behavior and critical state soil mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [14] MESRI G, CASTRO A. C_α/C_c concept and K_0 during secondary compression[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1987, **113**(3): 230 - 247.
- [15] LEROUÉIL S, TAVENAS F. Preconsolidation pressure of Champlain clays, Part II: Laboratory determination[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1983, **20**(4): 803 - 816.
- [16] LEROUÉIL S. Compressibility of clays: fundamental and practical aspects[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **122**(7): 534 - 543.
- [17] TANAKA H. Sample quality of cohesive soils: Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen[J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(4): 57 - 74.
- [18] TANAKA H, SHIWAKOTI D R. Comparison of mechanical behavior of two overconsolidated clays: Yamashita and Louisville clays[J]. *Soils and Foundations*, 2001, **41**(4): 73 - 87.
- [19] TANAKA H, LOCAT J, SHIBUYA S. Characterization of Singapore, Bangkok, and Ariake clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, **38**(2): 378 - 400.
- [20] HANZAWA H, TANAKA H. Normalized undrained strength of clay in the normally consolidated state and in the field[J]. *Soils and Foundations*, 1992, **32**(1): 132 - 148.