

DOI: 10.11779/CJGE201705010

# 交通荷载应力路径下 $K_0$ 固结软黏土变形特性试验研究

伍婷玉<sup>1</sup>, 郭林<sup>2, 3</sup>, 蔡袁强<sup>1</sup>, 王军<sup>2, 3</sup>

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 温州大学建筑工程学院, 浙江 温州 325035;

3. 温州大学浙江省软弱土地基与海涂围垦工程技术重点实验室, 浙江 温州 325035)

**摘要:** 交通荷载作用下, 软黏土路基土单元体上所受主应力的方向和大小是同时变化的, 即在剪应力幅值改变的同时主应力轴连续旋转。针对该问题, 利用 GDS 空心圆柱系统对  $K_0$  固结天然温州软黏土进行不排水大数目 (10000 次) 循环扭剪试验, 分析了  $K_0$  固结软黏土在考虑主应力轴旋转时不同动应力水平下的应变特性。试验结果表明: 主应力轴旋转的存在将使土体内产生更高的孔压, 并在轴向上产生额外变形, 且随着扭剪应力的等幅增加, 竖向应变和孔压的增加量将越来越大。考虑主应力轴旋转时不同动应力水平下  $K_0$  固结软黏土的变形发展模式有所不同, 可由安定理论进行解释。确定了考虑主应力轴旋转下  $K_0$  固结温州软黏土的临界动应力水平——即门槛循环应力比、容许循环应力比和临界循环应力比的范围。提出可将容许循环应力比作为道路工程沉降控制的准则。与三轴试验结果相比, 考虑主应力轴旋转时, 道路设计中对动应力的控制应更为严格。

**关键词:** 软黏土;  $K_0$  固结; 变形特性; 主应力轴旋转; 安定理论

**中图分类号:** TU443

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2017)05-0859-09

**作者简介:** 伍婷玉 (1992-), 博士研究生, 主要从事土动力学方面的研究工作。E-mail: wutingyuzju@163.com。

## Deformation behavior of $K_0$ -consolidated soft clay under traffic load-induced stress paths

WU Ting-yu<sup>1</sup>, GUO Lin<sup>2, 3</sup>, CAI Yuan-qiang<sup>1</sup>, WANG Jun<sup>2, 3</sup>

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering of Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Architecture and

Civil Engineering College, Wenzhou University, Wenzhou 325035, China; 3. Key Laboratory of Engineering and Technology for Soft Soil

Foundation and Tideland Reclamation of Zhejiang Province, Wenzhou University, Wenzhou 325035, China)

**Abstract:** Under traffic loads, the magnitudes and directions of the principal stresses applied in the soil elements of soft subgrade change simultaneously. Namely, as the shear stress changes in amplitudes, the principal stress axes continuously rotate. For this problem, a series of undrained long-term (10000 cycles) cyclic torsional tests on the natural Wenzhou soft clay after  $K_0$  consolidation are conducted using the GDS hollow cylinder apparatus. The deformation behavior of the  $K_0$ -consolidated natural Wenzhou soft clay under different dynamic stress levels considering the rotation of the principal stress axes thereby is analyzed. The test results show that the rotation of the principal stress axes causes a higher pore pressure in the soil and an extra strain in the vertical. Besides, with the equidifferent increase of the torsional shear stress, the increments in both vertical strain and pore pressure grow up gradually. Considering the diversity of deformation development pattern of  $K_0$ -consolidated soft clay under different dynamic stress levels considering the rotation of the principal stress axes, the shakedown theory is utilized. Thus, the scopes of the critical dynamic stress levels, namely the threshold cyclic stress ratio, the allowable cyclic stress ratio and the critical cyclic stress ratio of  $K_0$ -consolidated soft clay considering the rotation of the principal stress axes are determined. It is proposed that the allowable cyclic stress ratio should be the criterion of settlement control for road engineering. Compared with the results of triaxial tests, when considering the rotation of principal stress axes, the control of dynamic stress in road engineering should be stricter.

**Key words:** soft clay;  $K_0$  consolidation; deformation behavior; rotation of principal stress axis; shakedown theory

## 0 引言

交通荷载作用下, 路基土单元随着车轮由远处驶来再到远离, 其上所受应力的方向和大小不断发生改

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (51408441, 51478364); 浙江省自然科学基金项目 (LQ14E080011); 高等学校博士学科点专项科研基金项目 (20130101110028)

**收稿日期:** 2016-01-21

**\*通讯作者** (E-mail: lingpray@126.com)

变。在一个循环加载周期内,土单元体上竖向应力和水平应力呈现出由零到峰值再降到零的模式,而剪应力随着车轮的移动,不仅数值大小发生改变,方向也会发生反转(见图1),从而引起了主应力轴的循环旋转<sup>[1-2]</sup>。在这种应力路径的长期作用下,修建于软黏土地基上的高速公路、铁路、机场跑道等交通设施往往会产生过大的沉降。如甬台温高速公路平苍段通车13个月后,路基平均沉降量已达45 cm,平均月沉降量为3.46 cm;沪杭甬高速公路建成以来最大沉降已达2 m,现仍以4 mm/月的速率发展。为揭示交通荷载作用下软黏土地基长期沉降演化机理和准确预测运营沉降,亟需开展能考虑交通荷载引起主应力轴循环旋转的软黏土变形特性试验研究。

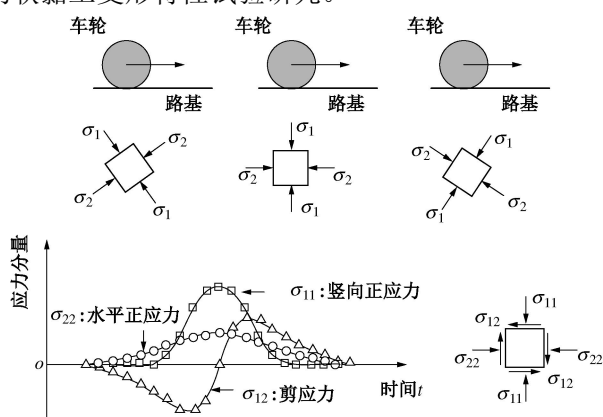


图1 交通荷载作用引起的土单元体应力分量变化图

Fig. 1 Variation of stress components of soil element induced by traffic loads

目前针对土体在循环荷载作用下的变形特性研究大都采用传统的振动三轴仪。试验过程中可以控制围压和轴向偏应力,试样的主应力方向保持在竖向或者横向,只能实现两个方向的突变而不能连续旋转。真三轴仪能够实现3个主应力大小和方向的独立控制,可用以研究中主应力系数变化下的土体变形特性<sup>[3]</sup>。然而由于主应力方向都是固定的,也不能实现主应力轴循环旋转。

空心圆柱扭剪仪可以独立施加轴力、扭矩、内围压和外围压,不仅可以改变主应力的方向,也可以控制主应力的方向,因而广泛用以研究主应力轴循环旋转下土体的变形特性。目前已有学者利用空心圆柱扭剪系统进行了主应力轴旋转下土体的变形特性试验,取得了大量宝贵的成果。Symes等<sup>[4-5]</sup>对重塑Ham River砂进行了不排水条件下空心圆柱试验的扭剪试验,发现在保持剪应力不变的情况下,主应力轴正向旋转与逆向旋转下产生孔压的特征有显著区别。Vaid等<sup>[6]</sup>的研究表明,在主应力轴旋转下,不论松砂还是密砂的体应变都是增加的。Yang等<sup>[7]</sup>利用空心扭剪系

统实现了中主应力系数保持不变下的纯主应力轴旋转试验,发现即使广义剪应力保持不变,纯主应力轴旋转也会造成孔压的累积和应变的发展,甚至会导致液化的产生。严佳佳等<sup>[8-9]</sup>利用空心圆柱扭剪仪对原状黏土开展系列主应力轴单纯连续旋转和循环旋转条件下的不排水试验,研究了主应力轴纯旋转条件下黏土弹塑性变形特性。但以上研究都是纯主应力轴旋转试验,加载过程中广义剪应力是恒定的,与交通荷载应力路径有明显的差异。

近年来,陶明安等<sup>[10]</sup>探讨了空心圆柱仪模拟列车荷载下土中应力路径能力分析,给出了HCA中实现交通荷载应力路径的方法。肖军华等<sup>[11]</sup>借助空心圆柱仪对地铁荷载作用引起的复杂应力路径进行了室内模拟和对比试验研究。钱建固等<sup>[12]</sup>则利用动态空心圆柱扭剪仪模拟交通荷载引起的心形循环加载路径,对等压固结饱和软黏土开展了试验研究。这些研究成果对于深入揭示交通荷载作用下土体的动力特性具有重要的指导意义。目前的研究都是针对各向同性固结土体进行试验的,然而天然软黏土都是出于 $K_0$ 固结状态,有关交通荷载应力路径下 $K_0$ 固结软黏土变形特性的系统研究尚不多见。

基于此,本文对 $K_0$ 固结天然温州软黏土进行不排水的大数目(10000次)循环扭剪试验,试验分为两组,第一组控制竖向循环应力比相同,以不同的扭剪应力比幅值加载,研究主应力轴旋转和扭剪应力水平对循环加载下结构性软黏土变形特征的影响,第二组对不同试样施加相同扭剪应力比不同竖向循环应力比的荷载,进一步分析了 $K_0$ 固结软黏土在不同动应力水平下的应变特性。

## 1 试验土样及方案

### 1.1 试验仪器

试验所用仪器为GDS空心圆柱动扭剪仪。该仪器由温州大学与英国GDS公司联合开发,可对空心圆柱试样独立施加轴力 $W$ ,扭矩 $M_T$ ,外围压 $p_o$ 和内围压 $p_i$ 四个加载量,从而控制土体单元的应力状态(轴向应力 $\sigma_z$ ,径向应力 $\sigma_r$ ,切向应力 $\sigma_\theta$ 和剪切应力 $\tau_{z\theta}$ ),进一步控制3个主应力的方向和大主应力方向角 $\alpha$ ,如此可实现不同大主应力方向和主应力旋转的加载,以此模拟交通荷载对土体的作用。试样单元体上的应力、应变状态如图2所示。

根据Hight等<sup>[13]</sup>的研究,土体单元所受应力分量可以表示为

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{p_o r_o^2 - p_i r_i^2}{r_o^2 - r_i^2}, \quad (1a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i}, \quad (1b)$$

$$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i}, \quad (1c)$$

$$\tau_{z\theta} = \frac{3M_T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)}. \quad (1d)$$

3 个主应力和大主应力方向角  $\alpha$  可表示为

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_z + \sigma_\theta)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2}, \quad (2a)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r, \quad (2b)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan \left( \frac{2\tau_{z\theta}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right) \pm \frac{\pi}{2}. \quad (2c)$$

平均主应力  $p$  及偏应力  $q$  定义如下:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (3a)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + (2\tau_{z\theta})^2}. \quad (3b)$$

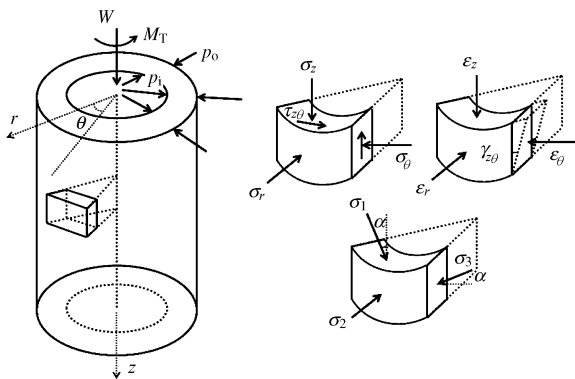


图2 空心圆柱试样中土体单元所受应力及其应变状态

Fig. 2 Stress and strain states in element of soil sample

## 1.2 试验土样

试验所用软黏土试样取自温州大学南校区地下车库工程开挖至一定深度(2~3 m)的基坑内。为获得原状土试样,将特制的薄壁管(直径150 mm,长250 mm)缓缓地插入经人工整平过的基坑底部,然后将薄壁管小心地取出,将两端密封后运回实验室,存储在恒温恒湿箱内以备试验使用。这种获取原状软黏土试样的方法已被国内外学者广泛采用(Lade等<sup>[14]</sup>)。

试验所用软黏土的基本物理力学指标如下:颗粒相对密度  $G_s = 2.66 \sim 2.69$ ,天然含水率  $w_n$  为59%~62%,液限  $w_L$  为69%,塑性指数  $I_p$  为38,初始孔隙比  $e_0$  为1.70,灵敏度  $S_t$  为5.8。

对温州天然软黏土进行侧限压缩试验,当土体压缩至原位上覆压力(约28 kPa)时,孔隙比变化量与初始孔隙比的比值  $\Delta e/e_0 = 0.04$ ,参照 Lunne 等<sup>[15]</sup> 的研

究,可知采用本文的取样方法所得温州软黏土试样的扰动程度很小,取土质量为优秀。

## 1.3 $K_0$ 固结过程

试验时,首先利用专用切样器和方法<sup>[16]</sup>将土样切成试验所用的尺寸,外径100 mm,内径60 mm,高200 mm。然后装入压力室内进行反压饱和,反压值采用290 kPa,有效围压采用10 kPa。采用  $B$  检测检验土样的饱和程度,孔压系数  $B$  值大于0.98认为土样达到饱和要求。课题组的前期研究测得温州软黏土的有效内摩擦角为  $27^\circ$ ,由此可计算  $K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.55$ ,试样饱和完成后,对其以0.05 kPa/min 速率增加竖向应力,使试样的应力达到  $K_0$  状态( $\sigma'_z = 18.2$  kPa,  $\sigma'_r = \sigma'_\theta = 10$  kPa,  $K_0 = 0.55$ )。然后沿着  $K_0$  值施加内外围压和竖向力(速率为2.5 kPa/h),使试样达到最终固结应力( $\sigma'_{z0} = 74$  kPa,  $\sigma'_{r0} = \sigma'_{\theta 0} = 41$  kPa)。考虑到路面软土层顶面为2 m的路堤和路面结构层,最终固结竖向应力选取为74 kPa<sup>[2]</sup>。最后,保持该状态对试样进行固结72 h。经72 h固结后,试样的应变发展速率可降到0.001%/h以下,认为试样达到完全固结。

固结完成后,通过测量固结过程中内外压力室和试样的体积变化,计算得试样内外径变化,发现试样在围压与轴向应力共同作用下几乎没有侧向变形,证明该方法可在HCA中实现近似  $K_0$  偏压固结。

## 1.4 加载方案

$K_0$  固结完成后,保持内外围压不变,对试样施加轴力和扭矩,加载波形如图3所示。图中  $\sigma_z^{\text{ampl}}$  为竖向动应力幅值,  $\tau_{z\theta}^{\text{ampl}}$  为扭转动应力幅值,为方便试验方案对比,定义竖向循环应力比(VCSR)和扭转动应力比例值( $\eta$ )值如下:

$$\text{VCSR} = \sigma_z^{\text{ampl}} / 2p'_0, \quad (4)$$

$$\eta = \tau_{z\theta}^{\text{ampl}} / \sigma_z^{\text{ampl}}, \quad (5)$$

式中,  $p'_0$  为有效平均主应力( $p'_0 = \sigma'_{10} + \sigma'_{20} + \sigma'_{30}$ )。

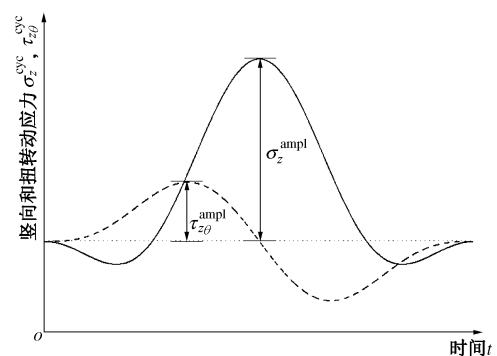


图3 试验加载波形

Fig. 3 Loading waves

本研究试验共分两组,具体加载方案如表1所示。

第一组试验共 4 个试样, VCSR 统一取 0.086,  $\eta$  值分别为 0, 1/6, 1/3, 1/2, 该组试验目的是对比主应力轴旋转和扭剪动应力幅值对软黏土试样变形特性的影响。其中  $\eta = 0$  的试验, 应力路径与动力三轴试验相同, 大主应力方向保持不变, 主应力轴不发生旋转。为避免传统动三轴仪与空心圆柱仪在加载系统、试样形态及尺寸上的差异产生的误差, 本文直接在空心圆柱仪上进行三轴循环加载, 以客观地观察对比考虑主应力轴旋转的交通荷载应力路径对土体变形特性的影响<sup>[12]</sup>。

第二组试验共 9 个试样, 按照 Powrie 等<sup>[17]</sup>的研究, 对于交通荷载引起的应力状态, 扭剪应力幅值约为竖向动应力的 1/3, 因此该组试验  $\eta$  值统一取 1/3。该组试验目的是研究交通荷载应力路径下软黏土在不同动应力水平下的变形特性及确定临界动应力水平。

表 1 扭剪试验加载方案

Table 1 Schemes of torsional shear tests					
试验 分组	试验 编号	$\sigma_z^{\text{ampl}}$ /kPa	$\tau_{z\theta}^{\text{ampl}}$ /kPa	VCSR	$\eta$
第一 组	A1	9.0	0.0	0.086	0
	A2	9.0	1.5	0.086	1/6
	A3	9.0	3.0	0.086	1/3
	A4	9.0	4.5	0.086	1/2
第二 组	B1	0.6	0.2	0.005	1/3
	B2	1.5	0.5	0.014	1/3
	B3	3.0	1.0	0.029	1/3
	B4	6.0	2.0	0.058	1/3
	B5	12.0	4.0	0.115	1/3
	B6	15.0	5.0	0.144	1/3
	B7	18.0	6.0	0.173	1/3
	B8	21.0	7.0	0.201	1/3
	B9	24.0	8.0	0.230	1/3

2 试验结果及分析

2.1 交通荷载应力路径

图 4 以试样 A1 和试样 A3 为例, 给出了实际应力路径与设计方案应力路径对比情况。试验过程中实际的应力路径如图中散点所示, 根据加载方案, 试验方案设计的应力路径用虚线表示。可以看出, 实际应力路径与设计的应力路径基本一致, 表示本文所用仪器可以很好地实现对交通荷载应力路径的模拟。

图 5 为加载过程中试样 A1 和试样 A3 在  $2\tau_{z\theta} - (\sigma_z - \sigma_\theta)$  空间中第 1000 次循环的应力路径。单个循环加载过程中,  $O$  点为应力路径的起点 (终点),  $A$  点

为应力路径上的任意一点。  $A$  点距离  $O$  点的竖向距离为  $2\tau_{z\theta}^{\text{cyc}}$ , 距离  $O$  点的水平距离为  $(\sigma_z - \sigma_\theta)^{\text{cyc}}$ , 则根据式 (3b),  $A$  点至原点  $O$  的直线距离为此时的偏应力  $q^{\text{cyc}}$ , 根据式 (2c),  $OA$  与横轴的夹角即此时大主应力方向夹角  $\alpha$  的两倍。

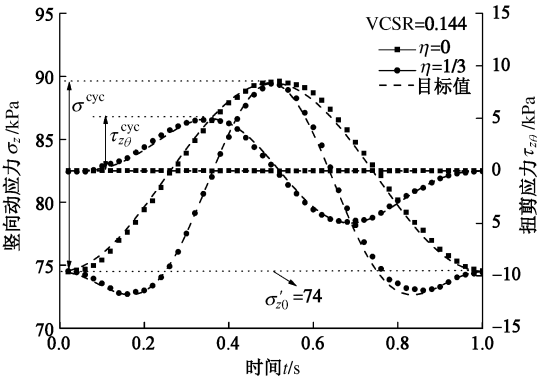


图 4 实际应力路径与设计应力路径对比

Fig. 4 Real loading paths and designed stress paths in tests

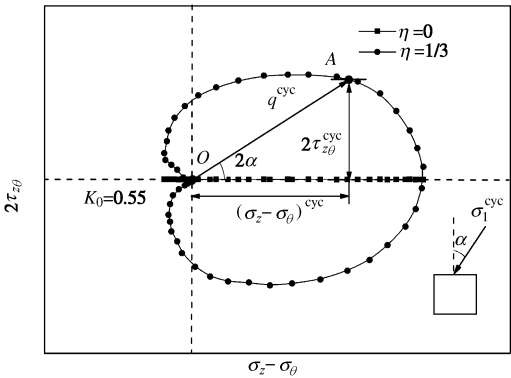


图 5 单个循环中扭剪试验与三轴试验加载应力路径

Fig. 5 Real stress paths of cyclic torsional tests and cyclic triaxial tests during one certain cycle

如图 5 所示, 试样 A3 的应力路径为心形, 是典型的交通荷载应力路径。加载过程中, 主应力轴从  $-90^\circ$  至  $90^\circ$  连续旋转, 同时偏应力从 0 增长到峰值, 又继而下降到 0。而试样 A1 的应力路径是一条直线, 即当  $\eta$  值为 0 的情况, 此时加载条件与动力三轴试验相同, 所受扭剪应力始终为 0 (见图 4), 大主应力方向夹角  $\alpha$  始终为 0, 无主应力轴旋转。

图 6 为两组试样在单个循环过程中的实际应力路径。图 6 (a) 为第一组应力路径对比, 该组试验中 VCSR 值相同, 心形路径的“胖瘦”意味着试样受到扭剪应力的大小不同。图 6 (b) 为第二组应力路径对比, 此时心形路径的形状是确定的, 仅存在路径大小的改变, 即各个试验的扭剪应力比相同, VCSR 值不同。

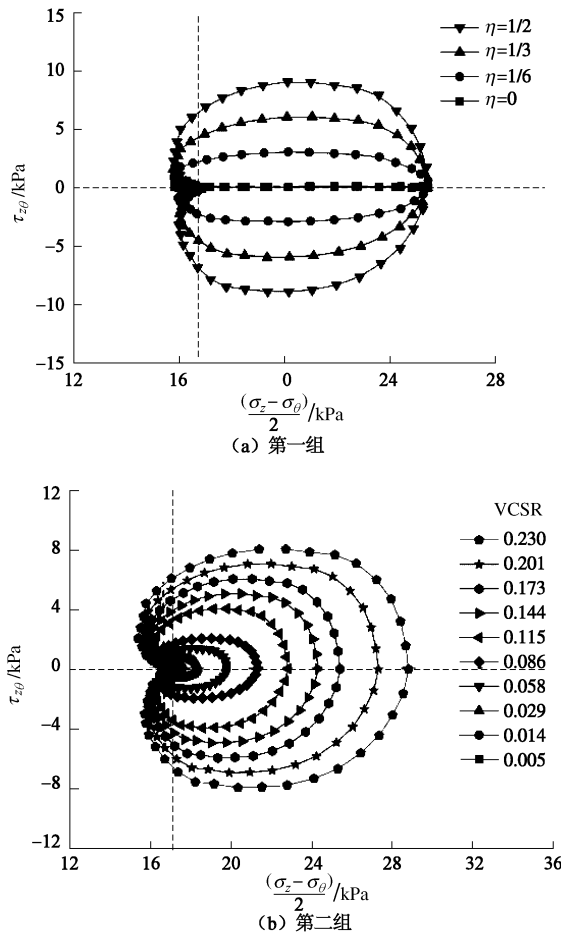


图6 单个循环过程中两组试样的实际应力路径

Fig. 6 Comparison of two series of real stress paths during one certain cycle in tests

## 2.2 扭剪动应力水平对软黏土变形特性影响

图7为第一组试样 ( $VCSR = 0.086$ ,  $\eta = 0, 1/6, 1/3, 1/2$ ) 竖向应变和孔压随循环次数的发展情况。由图可见, 竖向应变和孔压的发展规律相似, 二者在大约前 1000 个循环加载内增长显著, 而后增长逐渐缓慢。并且不论是否存在主应力轴旋转, 竖向应变和孔压的响应都遵从同样的发展模式, 区别只在于发展程度不同。相同循环次数下, 无主应力轴旋转试样 ( $A1$ ,  $\eta = 0$ ) 的应变和孔压值都是最小的。当扭剪应力幅值为竖向动应力的  $1/3$  时, 其竖向应变值将比相同竖向动应力水平下的无主应力轴旋转的试样高出 57.8%。说明主应力轴旋转的存在将使土体内产生更高的孔压, 并在轴向上产生额外变形。这一点与肖军华等<sup>[11]</sup>和钱建国等<sup>[12]</sup>的研究是一致的。在此基础上, 本文试验结果还表明同样存在主应力轴旋转的情况下, 剪应力水平对竖向应变的影响也是有明显差异的。经 10000 次循环加载后, 试样 A2 ( $\eta = 1/6$ ) 的竖向应变相比 A1 增加了 17.6%, 而试样 A4 ( $\eta = 1/2$ ) 的竖向应变相比 A1 增加了 136.3%。

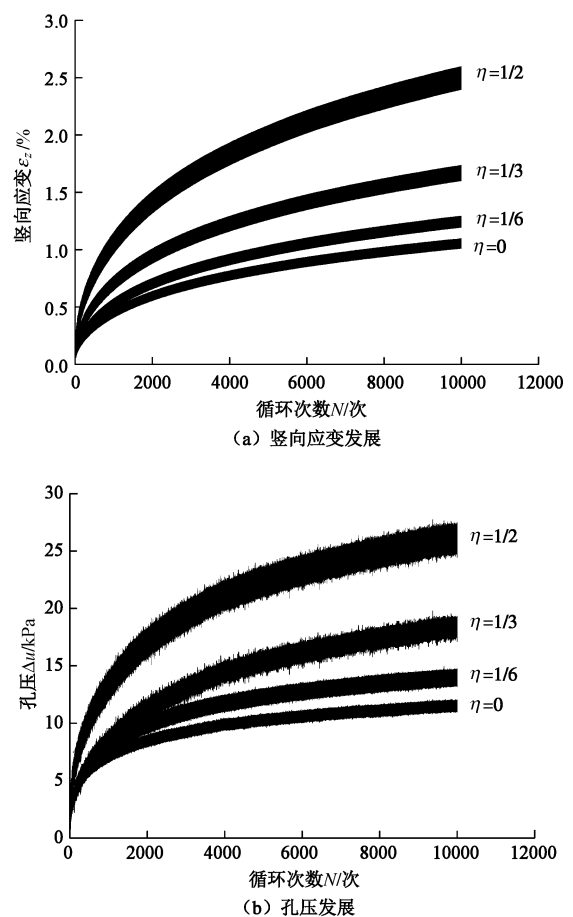
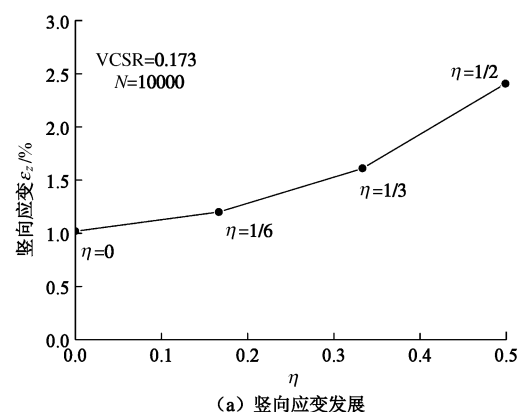


图7 不同剪应力水平下的竖向应变发展及孔压发展

Fig. 7 Axial strain responses and pore pressure responses with different values of  $\eta$

为方便描述剪应力水平对土体变形和孔压特性的影响, 图8分别绘制出经过 10000 次循环加载后最终的竖向应变和孔压与不同  $\eta$  值之间的关系。根据图中曲线, 竖向应变和孔压与  $\eta$  值均呈正相关关系, 且曲线单调递增, 也就是说随着剪应力的等幅增加, 由剪应力导致的竖向应变和孔压的增加量将越来越大。例如, 在  $\Delta\eta$  同为  $1/6$  的情况下, 试样 A2 的最终应变与 A1 相比增加了 17.6%, 而试样 A4 与 A3 相比增加了 49.7%。



(a) 竖向应变发展

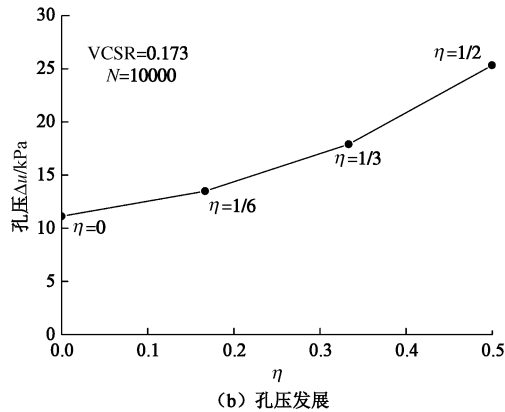


图8 最终竖向应变和孔压与不同剪应力水平的关系

Fig. 8 Axial strain and pore pressure versus  $\eta$  after 10000 cycles

### 2.3 动应力水平对软黏土变形特性影响

图9为扭剪应力比同为1/3时VCSR=0.005~0.230情况下试样的竖向应变随循环次数的发展。图9(a)为10个试样的应变发展情况,由于各个试样的应变发展程度相去甚远,其中VCSR=0.005~0.114的应变相对较小,其曲线在合适的坐标范围内由图9(b)所示。由图可知,土体竖向应变的发展是随VCSR值的增加而依次递增的。当VCSR较小时,试样的竖向应变极小,且发展极为缓慢,以试样B1为例,在VCSR=0.005的动应力作用下,早在10次循环加载后,竖向应变就已达到0.020%,而最终竖向应变也仅为0.025%。说明此时的动应力加载对试样影响极小,试样产生的变形很小且很快达到稳定。当VCSR逐渐增加时,试样的竖向应变有一定的增大,但发展较先前明显加快,以试样B6(VCSR=0.114)为例,在100个循环加载后竖向应变为0.388%,在10000个循环后,竖向应变为0.495%,增加27.6%。随着VCSR值的继续增加,试样的竖向应变在短时间内急剧增涨,说明土样已产生较大的变形,发生破坏。这些现象表明,不同动应力水平下,软黏土的应变发展模式有所不同,可由安定理论进行解释。

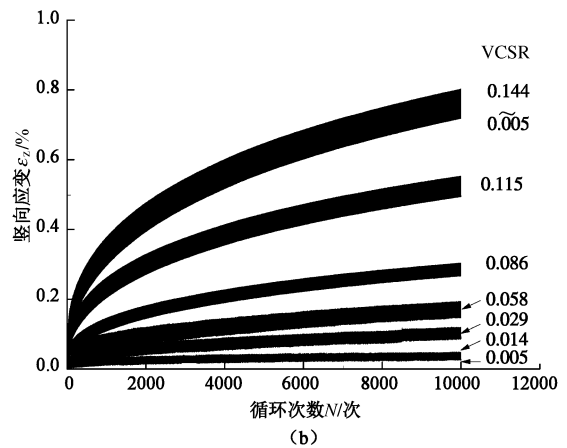
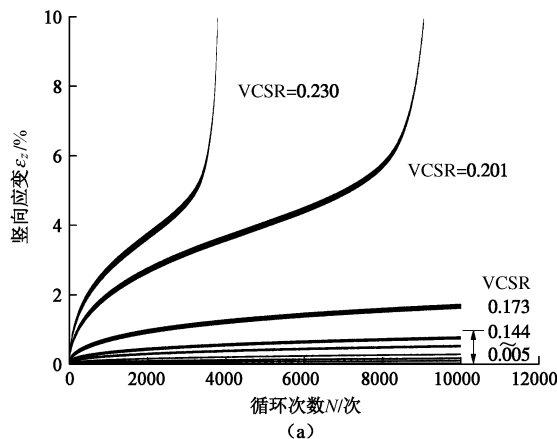


图9 不同VCSR值下的竖向应变随循环次数的发展

Fig. 9 Axial strain responses under different VCSR values

### 2.4 安定理论和临界动应力水平

安定理论最初用以描述弹塑性材料在循环荷载作用下的行为。1984年,Sharp等<sup>[18]</sup>将安定理论应用到道路工程领域。根据安定理论<sup>[18-19]</sup>,循环荷载下的土体应变行为大致可分为4个阶段:纯弹性行为(purely elastic)、弹性安定行为(elastic shakedown)、塑性安定行为(plastic shakedown)和累积破坏行为(ratchetting)。但现有对安定理论的大数目循环试验研究多以传统的动三轴仪模拟循环加载过程,较少研究考虑到交通荷载引起的扭剪应力或主应力轴旋转的影响,有关 $K_0$ 固结软黏土的相关研究亦极少。本文将从应变发展速率的角度阐述安定理论在软黏土不同动力水平下变形特性中的应用。

图10为扭剪应力比同为1/3时VCSR=0.005~0.230试样累积应变发展速率随循环次数的变化情况。由图10可知,当VCSR很小(VCSR=0.005和0.014)时,如图10(a)所示,土体只有极微小的塑性变形,累积应变速率始终保持在一个很低的水平。说明这两个试样的土体微观结构没有因循环作用发生改变,因此没有塑性变形的累积,响应是线弹性的,属于纯弹性行为。当VCSR逐渐增加(VCSR=0.029~0.172),如图10(b)所示,最初的几百个循环内,累积应变速率有所增大,说明土体开始有一定的塑性变形累积,但累积应变速率在有限个循环次数内逐渐下降,土体累积应变得以达到稳定。这一过程中有部分能量被土体吸收,但之后试样不再产生塑性变形,而呈现出弹性反应,因此在这个加载条件范围内的响应属于弹性安定和塑性安定行为。随着VCSR的继续增加(VCSR=0.201,0.228),如图10(c)所示,试样的塑性变形迅速累积,在有限循环次数的加载后,试样明显地进入屈服阶段,在累积应变速率先下降然后迅速增长,

直至发生破坏,属于累积破坏行为。经以上分析发现,安定理论同样适用于循环扭剪试验结果。如能通过试验确定四种行为的分界动应力水平,对于深入理解循环荷载作用下土体的变形特性和指导工程建设都具有一定的意义。

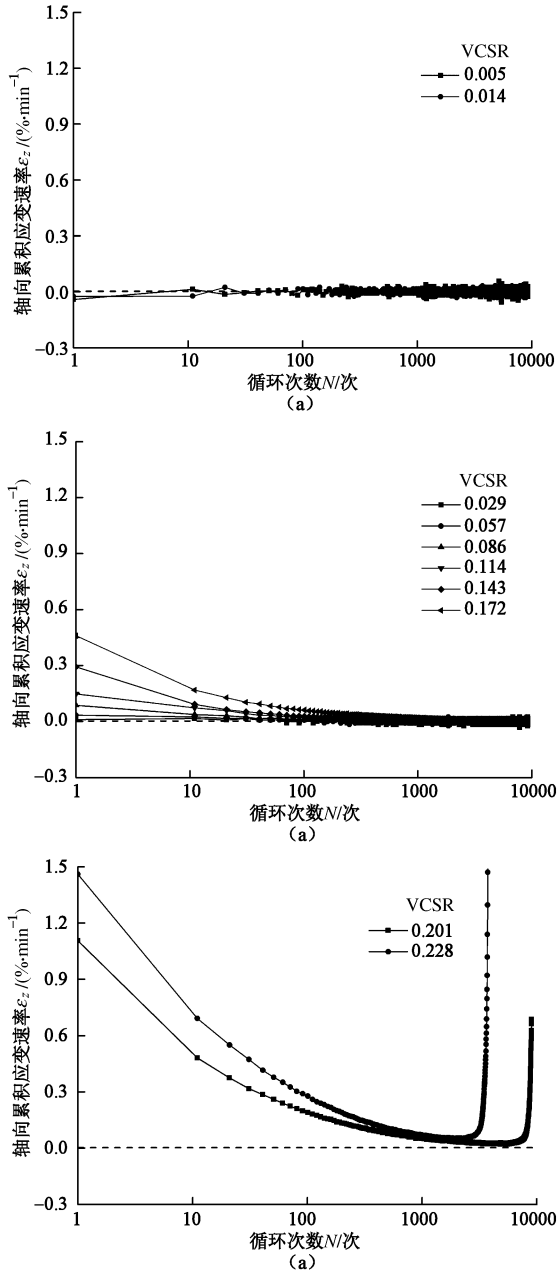


图 10 不同安定状态下的累积应变速率发展

Fig. 10 Development of permanent strain rates in different shakedown states

图 11 绘制出各组试验经过 10,000 次循环后,竖向应变与 VCSR 值之间的关系,其中试样 B8 和 B9 由于在较少的循环次数下即已破坏,并未在图中示出。 $\varepsilon_{z,10000}$  与 VCSR 值的关系是一条单调递增的曲线。当 VCSR 较小时,最终竖向应变几乎为零,且 VCSR 小幅增加时最终竖向应变的增长极小,见点 B1 和 B2。

说明二者响应基本为弹性,使土体能维持该状态的荷载水平的上限,是为门槛循环应力比<sup>[19-20]</sup>。由观察可知,该加载条件下的门槛循环应力比在 0.014~0.029 之间。随着 VCSR 值的增加,最终竖向应变逐渐增加,且增加幅度越来越大。当 VCSR 达到 0.12 左右时,竖向应变开始出现陡增。当 VCSR 值达到一定程度,即试样 B8 之后的试样,都发生了屈服破坏。使土体呈现不稳定状态的荷载水平的下限,是为临界循环应力比<sup>[19-20]</sup>。超过该界限后,结构体因产生过大的塑性变形而屈服破坏。由观察可知,该加载条件下的临界循环应力比在 0.172~0.201 之间。

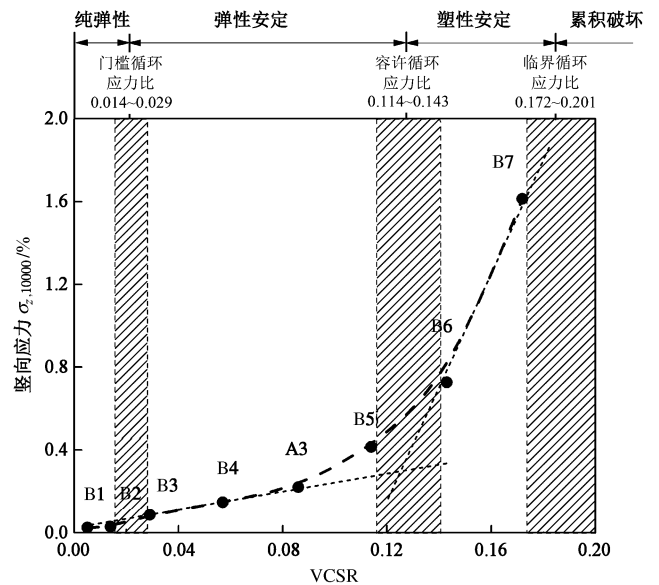


图 11 最终累积应变与 VCSR 之间的关系

Fig. 11 Permanent strains after 10000 cycles versus VCSR values

在道路工程设计中,以临界循环应力比作为设计准则显然是不够安全的,在低于此临界值的荷载下土体依然会产生大量的累积应变<sup>[21]</sup>。而以门槛循环应力比为设计准则又是过于苛刻的。若要达到该条件需将土体提高到很高的强度来保证不发生任何变形,这样的设计将不必要地提高地基处理成本。因为对于循环交通荷载下的工程结构,在不破坏的前提下,其基础允许有一定程度的沉降。

为寻找更加合适的道路工程设计准则,笔者在此前的研究中<sup>[2]</sup>提出了容许循环应力的概念,其数值介于门槛循环应力比和临界循环应力比之间,作为弹性安定行为和塑性安定行为的分界。对“容许循环应力比”的界定,主要根据  $\varepsilon_{z,10000}$  随 VCSR 变化曲线的走势情况。如图 11 所示,当 VCSR = 0.014~0.114 时,  $\varepsilon_{z,10000}$  与 VCSR 之间近似存在线性关系,此时斜率较缓;当 VCSR > 0.114 时  $\varepsilon_{z,10000}$  与 VCSR 之间也可认为是近似的线性关系,且斜率明显增大。如此,取两段

近似线段的交点（即应变值开始陡增的拐点）为分界点，容许循环应力比约为 0.114~0.143 之间。郭林<sup>[2]</sup>的研究中也以该方法确定“容许循环应力比”拐点。

当循环应力比小于容许循环应力比时，土体将发生一定的累积应变，但应变值较小（约在 0.5% 以内），可满足规范中对于沉降的要求。笔者在早期三轴试验结果分析中，也求得了温州软黏土的容许循环应力比，按照本文中循环应力比的定义，温州软黏土的容许循环应力比约为 0.227，远高于本文的容许循环应力比的范围。可见考虑主应力轴旋转时，道路设计中对动应力的控制应更为严格，目前三轴试验中只考虑竖向循环加载，将在一定程度上高估土体抵抗变形的能力。

### 3 结 论

本文利用 GDS 空心圆柱扭剪系统对  $K_0$  固结天然温州软黏土进行不排水大数目（10000 次）循环扭剪试验，试验分为两组，第一组控制竖向循环应力比相同，以 4 种不同的扭剪应力比幅值加载，研究主应力轴旋转和扭剪应力水平对循环加载下结构性软黏土变形特征的影响，第二组在相同扭剪应力比下，进一步分析  $K_0$  固结软黏土在考虑主应力轴旋转时不同动应力水平下长期循环荷载作用下的应变特性。得到了以下 3 点结论。

（1）主应力轴旋转的存在将使土体内产生更高的孔压，并在轴向上产生额外变形。并且，随着扭剪应力的等幅增加，竖向应变和孔压的增加量将越来越大。

（2）安定理论可用于解释考虑主应力轴旋转时不同动应力水平下变形发展模式。当 VCSR 很小时，土体只有极微小的塑性变形，属于纯弹性行为。当 VCSR 逐渐增加，土体开始有一定的塑性变形累积，但累积应变速率在有限个循环次数内逐渐下降，土体累积应变得以达到稳定，在这个加载条件范围内的响应属于弹性和塑性安定行为。VCSR 较大时，在有限循环次数的加载后，土体明显地进入屈服阶段，属于累积破坏行为。

（3）确定了考虑主应力轴旋转下  $K_0$  固结温州软黏土的临界动应力水平——即门槛循环应力比、容许循环应力比和临界循环应力比的范围。提出可将容许循环应力比（0.114~0.143）作为道路工程沉降控制的准则。与三轴试验结果相比，考虑主应力轴旋转时，道路设计中对动应力的控制应更为严格。

本文对于深入理解交通荷载循环加载条件下结构性软黏土的变形特性，为工程提供更准确的设计参数具有重要意义。有关研究还有待进一步的深入探索。

### 参考文献：

- [1] 蒋红光, 边学成, 徐 翔, 等. 列车移动荷载下高速铁路板式轨道路基动力性态的全比尺物理模型试验[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 354 - 362. (JIANG Hong-guang, BIAN Xue-cheng, XU Xiang, et al. Full-scale model tests on dynamic performances of ballastless high-speed railways under moving train loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 354 - 362. (in Chinese))
- [2] 郭 林. 复杂应力路径下饱和软黏土静动力特性试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (GUO Lin. Experimental study on the static and cyclic behaviour of saturated soft clay under complex stress path[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))
- [3] KIRKGARD M M, LADE P V. Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(5): 848 - 858.
- [4] SYMES M J, GENS A, HIGHT D W. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand[J]. Géotechnique, 1984, **34**(1): 11 - 27.
- [5] SYMES M J, GENS A, HIGHT D W. Drained principal stress rotation in saturated sand[J]. Géotechnique, 1984, **38**(1): 59 - 81.
- [6] VAID Y P, SAYAO A, HOU E H, et al. Generalized stress-path-dependent soil behavior with a new hollow cylinder torsional apparatus[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(5): 601 - 616.
- [7] YANG Z X, LI X S, YANG J. Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil[J]. Géotechnique, 2007, **57**(4): 371 - 384.
- [8] 严佳佳, 周 建, 刘正义, 等. 主应力轴纯旋转条件下黏土弹塑性变形特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 4350 - 4358. (YAN Jia-jia, ZHOU Jian, LIU Zheng-yi, et al. Elasto-plastic deformation behavior of intact clay subjected to principal stress rotation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 4350 - 4358. (in Chinese))
- [9] 严佳佳, 周 建, 龚晓南, 等. 主应力轴纯旋转条件下原状软黏土变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(3): 474 - 481. (YAN Jia-jia, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan, et al. Deformation behavior of intact clay under pure principal stress rotation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(3): 474 - 481. (in Chinese))
- [10] 陶明安, 沈 扬, 王 鑫, 等. 空心圆柱仪模拟列车荷载



- 下土中应力路径能力分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(11): 3166 - 3172. (TAO Ming-an, SHEN Yang, WANG Xin, et al. Ability analysis of HCA to imitate stress path of soil caused by train load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(11): 3166 - 3172. (in Chinese))
- [11] 肖军华, 许世芹, 韦凯, 等. 主应力轴旋转对地铁荷载作用下软黏土累积变形的影响[J]. 岩土力学, 2013, **34**(10): 2938 - 2945. (XIAO Jun-hua, XU Shi-qin, WEI Kai, et al. Influences of rotation of principal stress axis on accumulative deformation of soft clay under subway cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(10): 2938 - 2945. (in Chinese))
- [12] 钱建国, 王永刚, 张甲峰, 等. 交通动载下饱和软黏土累计变形的不排水循环扭剪试验[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1790 - 1798. (QIAN Jian-gu, WANG Yong-gang, ZHANG Jia-feng, et al. Undrained cyclic torsion shear tests on permanent deformation responses of soft saturated clay to traffic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1790 - 1798. (in Chinese))
- [13] HIGHT D W, GENS A, SYMES M J. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils[J]. Géotechnique, 1983, **33**(44): 355 - 383.
- [14] LADE P V, KIRKGAR D M M. Effects of stress rotation and changes of b-values on cross-anisotropic behavior of natural,  $K_0$ -consolidated soft clay[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(6): 93 - 105.
- [15] LUNNE T, BERRE T, ANDERSEN K H, et al. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, **43**: 726 - 750.
- [16] 周建, 张金良, 沈扬, 等. 原状软黏土空心圆柱试样制备研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 618 - 621. (ZHOU Jian, ZHANG Jin-liang, SHEN Yang, et al. Preparation of hollow cylindrical samples of intact soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 618 - 621. (in Chinese))
- [17] POWRIE W, YANG L A, CLAYTON C R I. Stress changes in the ground below ballasted railway track during train passage[J]. Journal of Railway and Rapid Transit, 2007, **221**(2): 247 - 262.
- [18] 郭林, 蔡袁强, 王军, 等. 长期循环荷载作用下温州结构性软黏土的应变特性研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2249 - 2254. (GUO Lin, CAI Yuan-qiang, WANG Jun, GU Chuan. Long-term cyclic strain behavior of Wenzhou structural soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2249 - 2254. (in Chinese))
- [19] SHARP R W, BOOKER J R. Shakedown of pavements under moving surface loads[J]. Journal of Transportation Engineering, ASCE, 1984, **110**(1): 1 - 14.
- [20] BOWER A F, JOHNSON K L. Shakedown, residual stress and plastic flow in repeated wheel-rail contact[M]// KALLKER J J, CANNON D F O, eds. Rail Quality and Maintenance for Modern Railway Operation. Delft: Kluwer Academic Publisher, 1993.
- [21] GUO L, WANG J, CAI Y, et al. Undrained deformation behavior of saturated soft clay under long-term cyclic loading[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2013, **50**(7): 28 - 37.