

## 结构性软黏土的循环累积应变特性研究

丁智<sup>1,2</sup>,虞健刚<sup>1,2</sup>,孙苗苗<sup>2\*</sup>,王嘉伟<sup>2</sup>,叶科<sup>2</sup>

(1.绍兴文理学院 土木工程系,浙江 绍兴 312000;2.浙大城市学院 土木工程系,浙江 杭州 310015)

**摘要:**天然软黏土由于具有结构性,在交通等循环荷载作用下易产生较大的累积变形,从而对工程产生较大的影响。针对动力作用下软黏土结构性破坏造成的变形问题,采用动三轴仪对杭州某公路附近地区的原状软黏土进行循环加载动力特性试验,研究 $K_0$ (静止土压力系数)固结条件下不同有效固结围压、振动频率和动应力比时饱和原状软黏土的动力特性。研究结果表明:相同试验条件下,轴向应变在低有效固结围压、较低振动频率和较高动应力比作用下发展速率更快。综合考虑了有效固结围压、振动频率以及动应力比的影响,得出能够描述土样轴向累积应变的表达关系式。该式可为结构性软黏土在交通等动力荷载作用下的变形计算和预测提供依据。

**关键词:**结构性;循环荷载;动应力比;振动频率;累积应变

**中图分类号:**U414

**文献标志码:**A

### 0 引言

随着经济建设的不断发展,交通网络在生活中的作用越来越大,需求也日益明显。由此带来的汽车、地铁、列车等动力荷载则具有一定的循环周期,这些短时的动力加载对土体产生的影响有限,而长期循环加载则会对土体产生较大的影响,土体累积一定的应变最终导致较大的塑性变形,直至发展成较大的位移。以甬台温高速公路平苍段为例,通车13个月时,总沉降量达45 cm,月均沉降速度为3.46 cm/月;沪杭高速公路建成通车后不久,工程沉降多达2 m,并以每年48 mm的速度继续发展。因此,有必要针对长期交通循环荷载作用下饱和软黏土累积塑性变形计算和预测进行深入研究。

长期交通荷载作用下软黏土累积变形的计算方法主要有两种:一种是基于理论本构模型的有限元分析法<sup>[1-5]</sup>。该方法对于循环次数达到几百万次时,计算精度不易控制,且计算量巨大,难以应用于工程上;另一种是先根据试验结果建立土体动力特性与累积应变、循环次数的关系,然后再应用有限元进行计算的半经

验法<sup>[6-11]</sup>。这种方法首先将长期沉降分为塑性变形引起的累积沉降以及孔压消散引起的固结沉降,再结合经验公式得到累积塑性应变模型和累积孔压模型,最后利用分层总和法计算长期沉降。该方法计算精度较高,计算过程相对简便,因此广泛应用于各种工程中。

综上所述,针对循环荷载作用下软黏土的累积塑性应变问题已得到广泛研究,但研究对象主要集中在重塑土上,对于原状软黏土的研究相对较少。而与重塑土相比,原状土具有一定的结构性,且强度比同等条件下的重塑土要高,一旦受到扰动,其絮状结构将遭到破坏,从而导致土体的强度显著降低,若忽略这一问题,在具体工程应用中就会出现变形计算结果与实际值存在较大误差的情况<sup>[12]</sup>。研究表明:原状软黏土与相应的重塑土存在不同的力学性质,这将会给工程设计和应用带来一系列问题<sup>[13]</sup>。因此,本文对原状软黏土进行动力循环荷载作用下的室内试验,并基于试验结果,综合考虑有效固结围压、振动频率以及动应力比的影响,建立能够描述长期循环荷载作用下结构性软黏土累积变形的轴向累积应变模型,以便为东南沿海地区软土地基的长期沉降预测和计算提供理论基础。

收稿日期:2021-12-19(修改稿)

基金项目:浙江省自然科学基金资助项目(编号:LY18E080024,LY18E080026,LHZ20E080001);浙江省重点研发计划项目(编号:2020C01102)

作者简介:丁智,男,博士,教授.E-mail:dingz@zucc.edu.cn

\*通信作者:孙苗苗,女,博士,副教授.E-mail:sunmm@zucc.edu.cn

## 1 试验设计

### 1.1 试验制备

土体均取自杭州某公路附近地区,土样的基本物理特性指标如表1所示,土样经过取土、切削并采用真空饱和24 h,操作过程严格按照《土工试验规程》(SL 237—1999)的规定进行,土样高10 cm,直径5 cm。

表1 原状土样指标性质

土的类型	含水率/%	干重度/( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	相对密度	孔隙比	饱和度/%	液限/%	塑性指数
淤泥质黏土	47.00	11.60	2.74	1.34	96.50	37.60	17.56

### 1.2 试验方案

为了得到结构性饱和软黏土的动力特性,采用GDS动三轴仪对杭州某公路附近地区原状软黏土进行循环加载试验研究,主要考查有效固结围压、振动频率以及动应力比对累积应变发展规律的影响。根据交通、潮汐等动力荷载特性,选取0.1 Hz、0.5 Hz、1 Hz 3个不同的频率进行正弦波循环加载,同时为了与土体实际状态保持一致,采用 $K_0$ 固结的方式,有效围压50 kPa、100 kPa下的 $K_0$ 值分别为0.45和0.52,同时设置固结时间为96 h,并选取阶梯形动应力比加载方式,具体试验方案如表2所示。定义动应力比 $R_{\text{CSR}} = \tau_d / C_u$ ,其中 $\tau_d = \sigma_d / 2$ , $\sigma_d$ 为轴向循环动应力, $C_u$ 为土体不排水强度。

表2 试验方案

试样编号	固结方式	有效固结围压 $p'_0/\text{kPa}$	试验波形	动应力比 $R_{\text{CSR}}$	频率 $f/\text{Hz}$
A-1	$K_0$ 固结	50	正弦波	0.3~0.6	0.1
A-2	$K_0$ 固结	50	正弦波	0.3~0.6	0.5
A-3	$K_0$ 固结	50	正弦波	0.3~0.6	1.0
B-1	$K_0$ 固结	100	正弦波	0.3~0.6	0.1
B-2	$K_0$ 固结	100	正弦波	0.3~0.6~0.8	0.5
B-3	$K_0$ 固结	100	正弦波	0.3~0.6	1.0

## 2 循环累积应变特性

### 2.1 压缩试验结果分析

研究表明,天然黏土具有较强的结构性,在受到外部荷载作用会表现出结构损伤,从而导致土体产

生刚度软化的现象。本文通过曹勇等<sup>[14]</sup>的试验结果来分析结构性软土与重塑土受压后的不同力学性质(图1)。

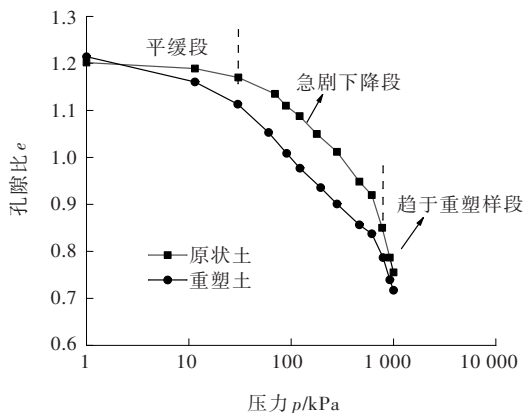


图1 压缩曲线

从图1可以看出:① 原状土压缩曲线始终高于重塑土,表现出明显的结构性特征,即曲线分为平缓段、急剧下降段和趋于重塑样段3个阶段,并且曲线具有明显的拐点;② 当竖向压力<结构屈服应力(135 kPa)时,原状土样 $e-p$ 曲线较重塑样更加平缓,当竖向压力>135 kPa时,原状土样压缩曲线陡然增加,宏观上表现为原状土样的变形急剧增大,最后曲线逐渐与重塑样趋近。

### 2.2 GDS三轴试验结果分析

在试验中,通常可以将轴向累积应变随振动次数变化的曲线分为3种类型:稳定型、临界型和破坏型,这3种类型的曲线一般通过轴向累积应变的增长速率来描述。其中稳定型曲线的累积轴向应变增长速率随振次的增大而逐渐减小;临界型曲线初始轴向累积应变增长规律与稳定型一致,该阶段被称为减速阶段,后进入等速阶段,即应变增长速率减小至一特定值后保持不随循环次数的增加而发生变化,接着到达某一振次时应变增长速率突然急剧增大,此时,土体因产生过大累积轴向应变而破坏,该阶段为破坏阶段;破坏型曲线则在初始阶段保持较高的应变增长速率,当达到一定循环次数后,轴向累积应变增长速率突增直至土体破坏。

#### 2.2.1 有效围压的影响

图2为软黏土在不同有效围压下轴向累积应变的变化曲线图。其中 $N$ 为振动次数, $\epsilon_1$ 为轴向累积应变。根据前述分类,图2(c)、(d)和(e)皆为稳定型曲线,随着 $N$ 增加, $\epsilon_1$ 整体呈上升的趋势,且应变增长速

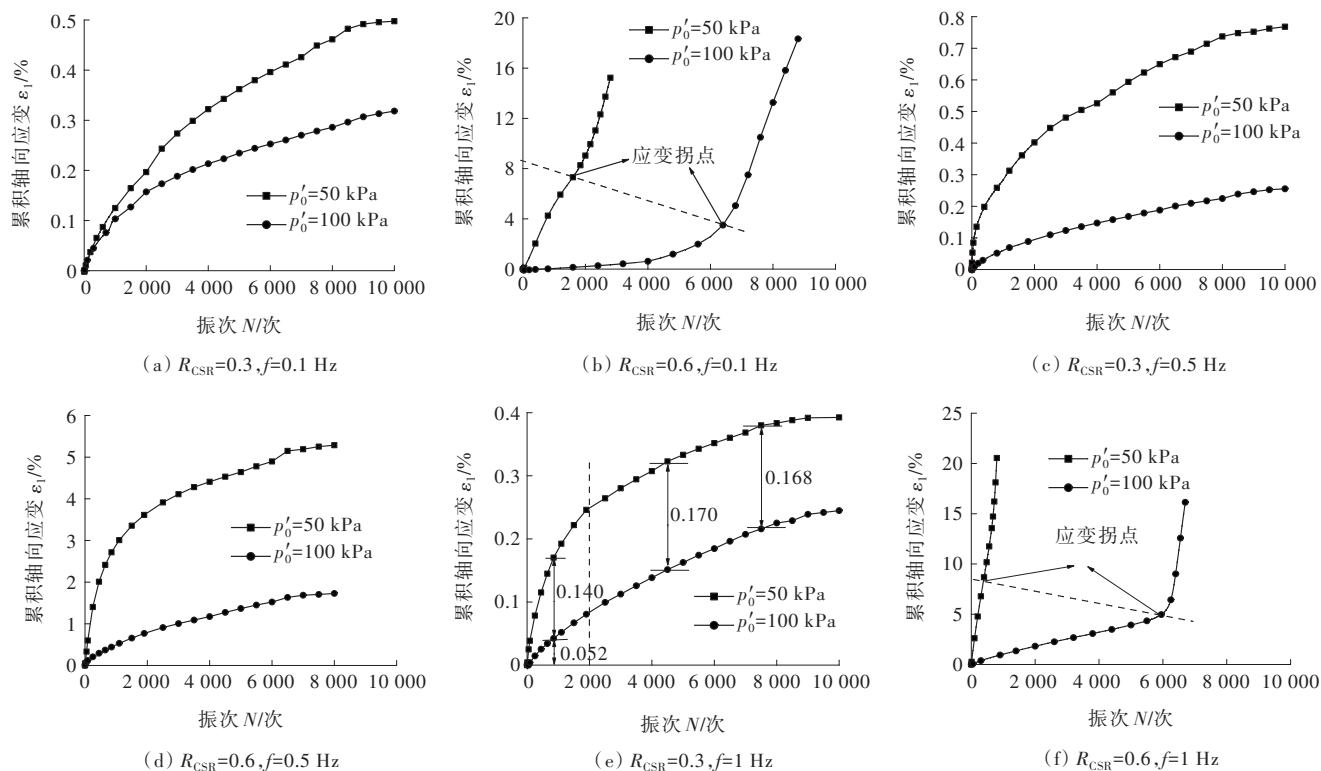


图2 不同有效围压下的轴向累积应变曲线

率也随 $N$ 的增加而逐渐减小,并最终趋于稳定。从曲线的发展趋势还可以发现,土体在有效围压100 kPa下产生的轴向应变增长速率始终小于50 kPa下土体的应变增长速率,且存在 $N$ 在2 000次前增长速率差距逐渐扩大,2 000次后增长速率差距逐渐趋稳的规律,以图2(e)为例, $N=1\ 000$ 次时,50 kPa有效围压下的 $\varepsilon_1$ 约为100 kPa的3.7倍,而当 $N>2\ 000$ 次时维持在1.7倍左右不变。

由图2(b)、(f)可知:当有效围压从50 kPa增至100 kPa时,曲线的应变拐点发生了变化。以图2(b)为例,曲线在50 kPa有效围压下应变拐点出现在 $N=2\ 000$ 附近,而当有效围压增至100 kPa,曲线的应变拐点发生在 $N$ 为6 500次左右,这表明有效围压对于土体的累积轴向变形有显著影响,增大有效围压可以有效减小土体累积轴向应变的发展速率。

## 2.2.2 加载频率的影响

到目前为止,岩土学界就振动频率对软黏土力学特性的影响还未形成较为一致的结论<sup>[15-16]</sup>,Yasuhara等<sup>[17]</sup>认为振动频率对软黏土的动力特性影响甚微;周建等<sup>[18]</sup>认为振动频率越高,轴向应变发展速率也就更快,土体的软化程度则越低。图3为软黏土在不同振动频率下循环加载得到的轴向累积应变发展曲线。

从图3可以看出:①随着振动频率的增大,轴向累积应变的发展速度经历了先减小后增大的趋势;②如图3(b)所示,当振动频率 $f=0.1$  Hz时,土样在较小的振次就发生破坏,此时应变拐点对应的振次仅为1 200次左右。当振动频率 $f=0.5$  Hz时,曲线为典型的稳定型,直至试验结束也没有出现应变拐点,应变增长速度十分缓慢。而当频率为1 Hz时的曲线应变拐点则出现在6 000次附近,应变增长速度较慢;③从图3(d)可知,随着振动频率的增大,曲线性质也发生了明显的改变,先是破坏型,后随着频率的增加转变为稳定型,并随着频率增加应变进一步加大,曲线又呈现出临界型的发展规律。这表明:振动频率 $f$ 越小,土样在循环荷载下产生的累积效应越明显,从而累积应变也就越大;而振动频率越大,累积效应则越弱。但当频率超过一定值时( $f=0.5$  Hz,王鑫等<sup>[19]</sup>为 $f=1.5$  Hz),其累积效应会显著提高,这是因为尽管振动速度加快,土体每一次吸收的能量减小了,相同时间内土体吸收的能量将比低频下一次振动的要多。

为了更好地对比研究不同频率振动对土体轴向累积应变发展的影响,将不同频率( $f=0.1$  Hz、0.5 Hz、1 Hz)下振次 $N=10\ 000$ 次时土体产生的累积轴

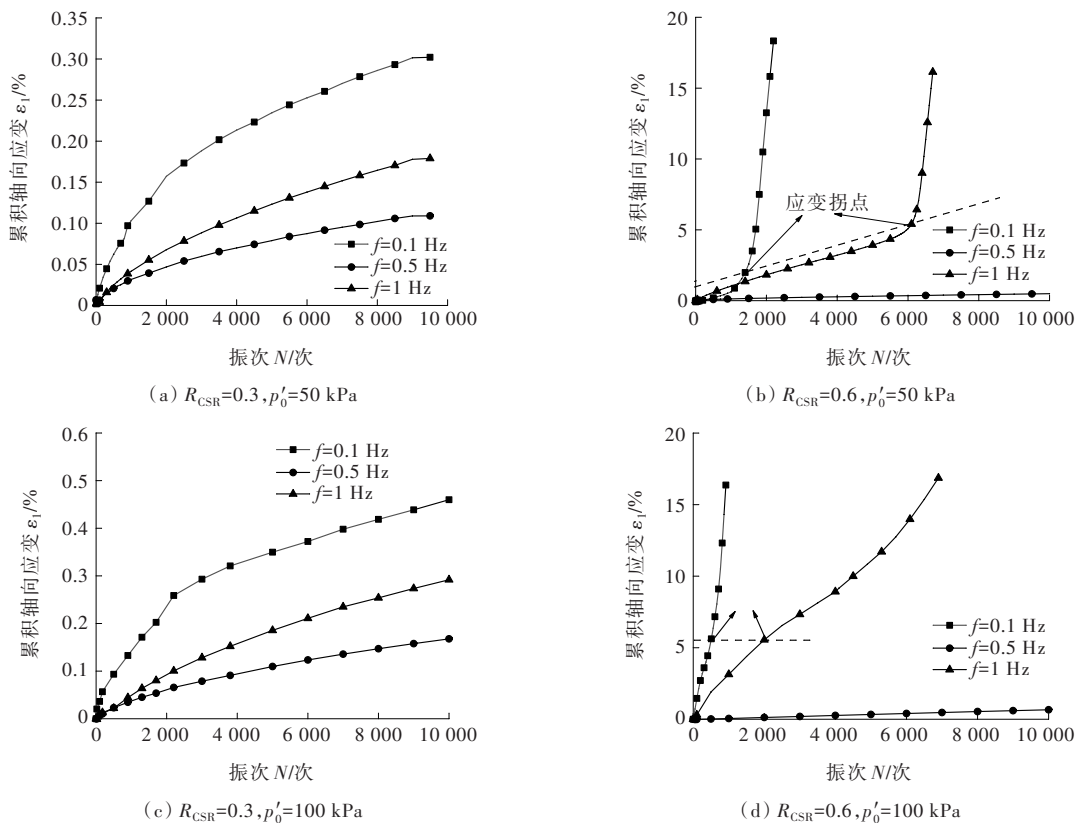
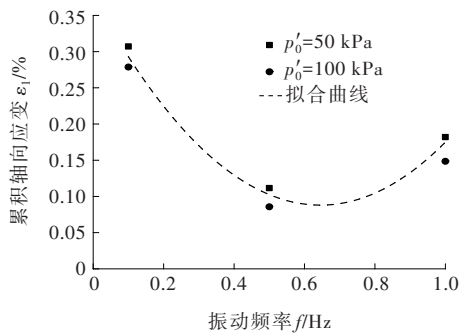


图 3 不同频率下的轴向累积应变曲线

向应变进行归一化处理,结果如图 4 所示。

图 4 归一化累积轴向应变与加载频率的关系( $N=10\,000$  次)

从图 4 可知:轴向累积应变与加载频率呈非线性关系(黄珏皓等<sup>[7]</sup>认为是线性关系),其拟合曲线可表示为:

$$\epsilon_1 = 0.7f^2 - 0.909f + 0.391 \quad (1)$$

由式(1)可知:振动频率  $f$  对土体累积轴向应变发展具有一定的影响。

### 2.2.3 动应力比的影响

图 5 为软黏土在不同动应力比  $R_{CSR}$  下进行循环加载得到的轴向累积应变曲线。

从图 5 可以看出:① 所有曲线的发展规律基本类似,即随着  $R_{CSR}$  的增大,土样的轴向累积应变增长速率加快,其随循环次数的发展趋势很大程度上依

赖于动应力水平。当动应力比处于较低水平时( $R_{CSR}=0.3$ ),试样的累积轴向变形随振次的增大逐渐增大,并最终趋于稳定。当动应力比处于较高水平时( $R_{CSR}=0.6$ ),在循环加载达到一定振次后,试样的轴向累积应变发展速率将陡然增加,并迅速发展直至试样破坏。此时的动应力比也被称为临界动应力比(王军等<sup>[20]</sup>为 0.499),如图 5(a)、(c)、(d)、(f)所示;② 由图 5(e)可知,当  $R_{CSR}=0.6$  时,曲线为典型的稳定型而非临界型,此时的循环应力比不能称之为临界动应力比,考虑这是因为实际振动过程中振动结果的影响,因此,增加了循环应力比为 0.8 的试样进行进一步的分析。当  $R_{CSR}>0.6(0.8)$ ,即动应力比大于临界动应力比时,轴向累积应变随振次增长急速增长,试样在较少的振次( $N=300$  次)加载时即发生破坏,此时曲线为破坏型而非临界型,这表明在一定条件下,破坏型本质上就是一种特殊的临界型,区别在于应变拐点出现时对应的振动次数不同。

## 3 累积轴向应变模型

目前关于土体在高振次循环加载下产生的累积



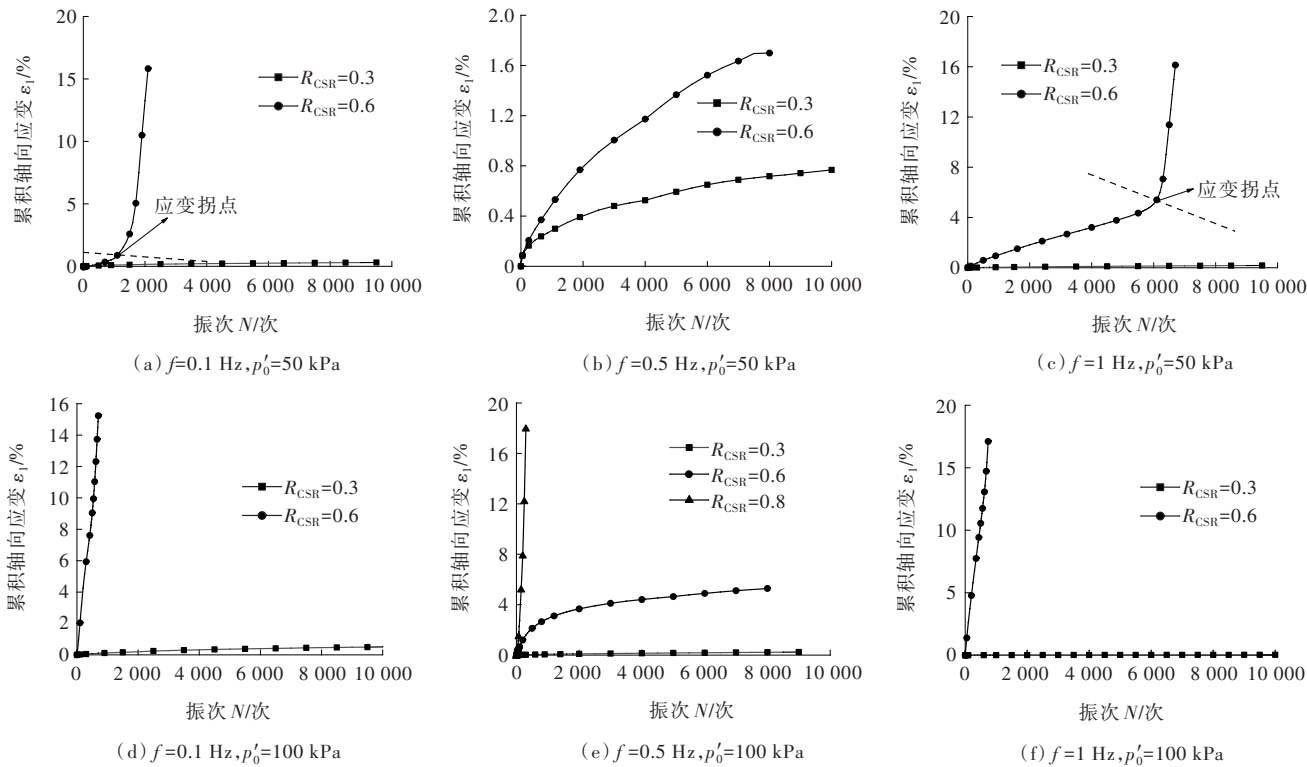


图5 不同动应力比下的轴向累积应变曲线

应变计算模型主要是通过建立经验公式的方法,其中影响力较大的是 Monismith 等<sup>[21]</sup>提出的累积轴向应变与振动次数的关系表达式:

$$\epsilon_p = cN^d \tag{2}$$

式中: $N$ 为循环振动次数; $c$ 、 $d$ 为与土体性质以及动应力水平相关的试验参数。

从式(2)可以看出:当 $N=1$ 时,累积轴向应变 $\epsilon_p=c$ ,由于随着振动次数 $N$ 的增大,累积轴向应变 $\epsilon_p$ 也会不断增大,故 $c>0, d>0$ 。对上式左右两边进行 $N$ 的一阶求导,可得 $d\epsilon_p/dN = dcN^{d-1}$ 恒大于0,累积轴向应变 $\epsilon_p$ 随振动次数的增加而无限增加,这与稳定型应变曲线的变形特征不符。因此,本文在张勇等<sup>[22]</sup>研究的基础上考虑频率的影响,提出如下轴向累积应变与振动次数的关系:

$$\epsilon_p = \frac{aN^m}{1 + fbN^m} \tag{3}$$

式中: $a$ 、 $m$ 、 $b$ 为与土体性质以及动应力水平相关的试验参数; $f$ 为振动频率; $N$ 为循环振动次数。

应用式(3)对动应力比 $R_{CSR}=0.3, p'_0=100$  kPa的稳定型曲线进行拟合,得到的实测值与计算值对比见图6。

从图6可以看出:采用该式对软黏土累积轴向塑性应变发展的模拟是可行的。式(3)中试验参数

见表3。

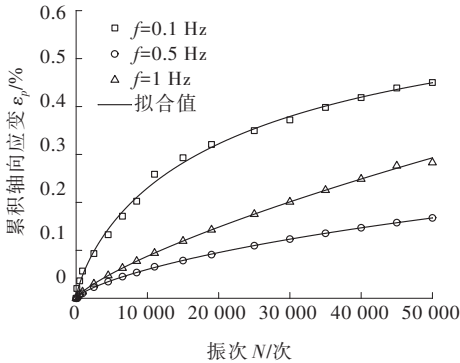


图6 实测值与计算值对比曲线

表3 试验参数

试样编号	$f/\text{Hz}$	$R_{CSR}$	$a$	$b$	$m$
B-1	0.1	0.3	$2.403 \times 10^{-4}$	$3.341 \times 10^{-3}$	0.787
B-2	0.5	0.3	$7.356 \times 10^{-5}$	$1.882 \times 10^{-4}$	0.736
B-3	1.0	0.3	$6.822 \times 10^{-5}$	$1.513 \times 10^{-5}$	0.779

4 结论

为了得到饱和软黏土的动力特性,采用GDS动三轴仪对杭州某公路附近地区原状软黏土进行循环加载试验,研究有效固结围压、振动频率以及动应力比对轴向累积应变发展规律的影响,得到以下结论:

(1) 在不同频率加载条件下,轴向应变随着围压变化的发展规律基本类似,整体上呈现增加的趋势。当频率一定时,随着围压的增大,曲线的应变拐点发生变化。这表明有效围压对于土体的累积轴向变形有显著的影响,增大有效围压可以有效减小土体累积轴向应变的发展速率。

(2) 随着振动频率的增大,累积轴向应变的发展速度先是减小,而当振动频率 $f > 0.5$  Hz后,应变增长速率反而会随频率的增大而增大。这表明:振动频率越小,土样在循环荷载下产生的累积效应越明显,从而累积变形也就越大;而振动频率越大,累积效应则越弱。

(3) 存在一个临界动应力比( $R_{CSR}=0.6$ ),当动应力比小于临界动应力比时,累积轴向应变随振次逐渐增长并趋向于某个最大值;当动应力比大于临界动应力比时,累积轴向应变随振次增长急速增长,在较少的振次内就可以达到最大轴向应变值;当动应力比接近临界应力比时,轴向应变表现出不同的发展趋势,先随振次缓慢发展,然后在某个振次下陡然快速发展直至破坏。

(4) 通过对循环次数 $N=10\ 000$ 次时土体产生的累积轴向应变进行归一化处理,得到了累积轴向应变与频率的关系表达式。综合考虑了有效固结围压、振动频率以及动应力比的影响,建立了能够描述长期循环荷载作用下结构性软黏土累积变形的表达式: $\epsilon_p = aN^m / (1 + fbN^m)$ 。采用该式对软黏土累积轴向应变的发展进行模拟,结果表明:该式可为软黏土在动力荷载作用下的变形计算以及预测提供理论依据。

#### 参考文献:

- [1] MRŐZ Z, NORRIS V A, ZIENKIEWICZ O C. An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1978, 2(3): 203-221.
- [2] 胡存. 适用于饱和黏土循环动力分析的边界面塑性模型及应用[D]. 天津: 天津大学, 2012.
- [3] ABDELKRIM M, BONNET G, DE BUHAN P. A computational procedure for predicting the long term residual settlement of a platform induced by repeated traffic loading[J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(6): 463-476.
- [4] 葛世平, 姚湘静, 叶斌, 等. 列车振动荷载作用下隧道周边软黏土长期沉降分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(11): 2359-2368.
- [5] 刘明. 饱和软黏土动力本构模型研究与地铁隧道长期振陷分析[D]. 上海: 同济大学, 2006.
- [6] 黄茂松, 姚兆明. 循环荷载下饱和软黏土的累积变形显式模型[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 325-331.
- [7] 黄珏皓, 陈健, 孔令智, 等. 考虑循环围压与振动频率影响的饱和软黏土动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 180-189.
- [8] CUI X Z, ZHANG N, ZHANG J, et al. In situ tests simulating traffic-load-induced settlement of alluvial silt subsoil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 58: 10-20.
- [9] 吕玺琳, 方航, 张甲峰. 循环交通荷载下软土路基长期沉降理论解[J]. 岩土力学, 2016, 37(S1): 435-440.
- [10] 马霄, 钱建固, 韩黎明, 等. 交通动载下路基长期运营沉降等效有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(S2): 910-913.
- [11] 贺林林, 王元战. 饱和软黏土循环累积变形简化计算方法研究[J]. 水利学报, 2015, 46(S1): 183-187.
- [12] 陈云敏, 边学成. 高速交通引起的振动和沉降[C]//第七届全国土动力学学术会议论文集, 2006: 3-13.
- [13] 孙德安, 许志良. 结构性软土渗透特性研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, 39(1): 36-41.
- [14] 曹勇, 孔令伟, 杨爱武. 海积结构性软土动力性状的循环荷载波形效应与刚度软化特征[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 583-589.
- [15] 白冰, 周健. 周期荷载作用下粘性土变形及强度特性述评[J]. 岩土力学, 1999, 20(3): 84-90.
- [16] 郑刚, 霍海峰, 雷华阳, 等. 振动频率对饱和软黏土动力特性的影响[J]. 天津大学学报, 2013, 46(1): 38-43.
- [17] YASUHARA K, HIRAO K, HYDE A F L. Effect of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 100-116.
- [18] 周建, 龚晓南. 循环荷载作用下饱和软黏土应变软化研究[J]. 土木工程学报, 2000, 33(5): 75-78, 82.
- [19] 王鑫, 沈扬, 王保光, 等. 列车荷载下考虑频率影响的软黏土破坏标准研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(S1): 32-37.
- [20] 王军, 蔡袁强, 徐长节, 等. 循环荷载作用下饱和软黏土应变软化模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1713-1719.
- [21] MONISMITH C L, OGAWA N, FREENE C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soil due to repeated loading[J]. Transportation Research Record, 1975, 537: 1-17.
- [22] 张勇, 孔令伟, 郭爱国, 等. 循环荷载下饱和软黏土的累积塑性应变试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1542-1548.