

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.02.017

描述循环荷载作用下黏土累积变形的改进模型

臧 濛, 孔令伟, 曹 勇

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要:软土地基在长期循环荷载作用下的变形特性十分重要, 经验模型是动荷载引起的土体变形预测的实用方法, 虽拟合方法众多, 仍存在一定的局限性。根据典型结构性黏土的动力变形的曲线形态演化规律, 通过引入指数型函数 $a(\delta^N - 1)$ 与指数双曲线函数 $bN^m / (1 + cN^m)$ 的叠加融合, 提出了一种能更好描述在循环荷载作用下黏土累积变形的改进模型, 该模型既适用于具有应变极限值的“稳定型”应变曲线, 也能拟合不同应力水平下的“破坏型”应变曲线。不仅如此, 该改进模型对呈脆性破坏特征的强结构性黏土变形特性表征也具有明显的优越性, 对于不同结构性土体与应力水平下土体的动力变形响应性态均能较好描述, 具有很好的普适性。改进模型可近似计算土体的临界动应力, 针对动荷载下的结构性黏土破坏突然且破坏前的轴向应变较小, 认为宜用应变-振次曲线拐点对应的应变值来确定相应土体应变破坏标准。

关键词:黏土; 循环荷载; 累积变形; 改进模型

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2017) 02 - 0435 - 08

An improved model for cumulative deformations of clay subjected to cyclic loading

ZANG Meng, KONG Ling-wei, CAO Yong

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071 China)

Abstract: The deformation characteristics of soft foundation subjected to long-term cyclic loading is significant. Various models have been developed for predicting cumulative plastic strain in clay under repeated loading. The most commonly used is empirical model, but it has some limitations. Based on the dynamic deformation curve of typical structured clay, an improved model is proposed to describe the cumulative deformations of clay subjected to cyclic loading, by adding exponential function of $a(\delta^N - 1)$ to the exponential hyperbola model of $bN^m / (1 + cN^m)$. This model applies to both stable strain curve with the strain limit and destructive strain curve under different stress levels. As for brittle failure of strong structured clay, the model has obvious advantages, and it also shows good universality of dynamic deformations of different structured clays under different stress levels. What is more, the improved model can be used to calculate the critical dynamic stress approximately. Since the behavior of structured clay is damaged promptly under dynamic loads when cumulative plastic strain is relatively small, the inflection point of strain-cyclic number curve is proposed to determine the failure criteria of strain.

Keywords: clay; cyclic loading; cumulative deformations; improved model

1 引 言

我国沿海地区广泛分布着深厚的软土, 软土地基在轨道交通、高层建筑及机场等工程设施下会受到不同形式的循环荷载作用, 由于软土具有天然含水率高、孔隙比大、渗透性低、具有一定的灵敏性等特点, 软土地基在长期循环荷载作用下产生的过

大沉降会引发不同程度的工程危害。上海地铁 1 号线的长期沉降监测资料表明, 地铁 1 号线尚未通车时, 2 a 内沉降量发展很小, 而自试运营以后, 沉降急剧加大, 交通荷载引起的软土地基的累积变形是地基工后沉降的主要组成部分^[1]。湛江一区码头在施工及运用期间, 由于码头前平台下部的地基受到较大的扰动, 土的力学特性急剧恶化, 致使码头发

收稿日期: 2016-02-14

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 51179186); 中国科学院科技服务网络计划项目 (No. KFJ-EW-STS-122)

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51179186) and the Science and Technology Service Network Initiative, Chinese Academy of Sciences (KFJ-EW-STS-122).

第一作者简介: 臧濛, 女, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事结构性土动力响应方面的研究工作。E-mail: zangmeng@163.com

通讯作者: 孔令伟, 男, 1967 年生, 博士, 研究员, 博士生导师, 主要从事特殊土的力学特性与灾害防治技术研究。E-mail: lwkong@whrsm.ac.cn

生持续变形^[2]。因此,在软土地基上构建建筑物或基础设施时,必须充分考虑土体是否会因交通荷载、冲击荷载等形式的循环荷载作用导致大变形而失稳,否则势必危及基础设施的安全,故循环荷载作用下软土累积变形的发展和破坏机制是工程中关注的问题。

循环荷载作用下,软黏土的塑性变形会随着循环荷载重复作用而累积增加,根据其变形规律也建立了大量的累积应变模型。目前预测循环加载条件下土体变形特性的模型主要分为两种:一种是建立较为复杂的本构模型,描述每一个循环加载时应力-应变滞回圈,Prevost^[3]基于塑性硬化模量场理论,针对黏性土提出了适用于不排水条件的套叠屈服面模型。程星磊等^[4]利用硬化模量插值方法及映射中心移动方法,建立了一个总应力形式的增量弹塑性界面模型,然而这种方法对于长期循环加载计算较为复杂,工程应用受到一定的限制;另一种是基于试验研究的应变累积模型,即常用的是经验拟合法,建立土体残余变形与土的应力状态和应力水平及振次关系的拟合曲线。Parr^[5]通过对伦敦黏土的循环三轴试验,研究了累积应变速率与循环周次的相互关系。Monismith等^[6]提出的指数模型,得出软黏土的累积应变与循环次数的关系,其参数包含了土体的应力和物理状态对应变的影响。张勇等^[7]通过指数模型改进,提出了具有累积塑性应变极限的应变与振次的关系式。Chai和Miura^[8]在指数模型基础上进一步考虑了初始静偏应力、动偏应力以及破坏强度的影响。黄茂松等^[9]引入了相对偏应力水平,建立了基于临界状态土力学理论的饱和软黏土累积塑性应变模型。Wichtmann等^[10]通过石英砂的循环试验对累积应变速率与应变幅值的相关常数进行修正,得到改进的累积变形模型。

经验拟合预测累积变形方法虽较多,仍存在一定问题,模型往往只能应用于某一类土或某一应力水平,适用性有限,因此,有必要进一步发展适用性更为广泛的预测模型。本文以湛江强结构性黏土在不同静偏应力下的动三轴试验结果^[11]作为切入点,并结合天津结构性软土在不同循环荷载波形作用下的动力响应数据资料^[12],论证循环荷载下黏土的不排水循环累积变形特性,建立了一种描述黏土循环累积变形的经验模型。

2 改进模型的提出

2.1 模型基础

随着循环荷载次数的不断增加,在土体中也会

产生累积塑性变形,最常用的拟合模型是 Monismith^[6]提出的指数模型:

$$\varepsilon = bN^m \quad (1)$$

式中: ε 为应变; m 、 b 为与动应力水平和土的性质有关的拟合参数; N 为循环次数, $N=1$ 时, $\varepsilon=b$ 。由于应变随振次增长,故 $m>0$, $b>0$ 。根据式(1)确定的 ε 对 N 的一阶导数表述为 $d\varepsilon/dN = bmN^{m-1}$,一阶导数恒大于0,累积塑性应变随循环次数无限增加。

若采用式(1)的指数模型,则稳定型曲线的累积塑性应变也随循环周次的无限增加,这与稳定型曲线的变形特征趋于稳定相左。张勇等^[7]提出的具有累积塑性应变极限的应变与振次的关系式为

$$\varepsilon = \frac{bN^m}{1+cN^m} \quad (2)$$

式中: b 、 c 、 m 为与应力条件和土的性质有关的参数, b/c 具有累积塑性应变极限值的物理意义, m 可反映累积塑性应变曲线形状,并在一定情况下可定义为常数。因此,对于稳定型累积塑性应变,式(2)中 c 应大于0。

图1为式(2)取 $b=0.5$ 、 $m=0.2$, c 值不同的应变-振次曲线。对一般黏土来说, $c>0$ 时,式(2)为稳定型的塑性累积应变公式,动应力比越小,累积塑性应变极限值 b/c 越小,应变增长随循环次数逐渐趋缓,稳定型应变曲线中应变率衰减,而应变率函数为 $d\varepsilon/dN = bmN^{m-1}/(1+cN^m)^2$,所以 m 的取值范围为 $0<m<1$ 。若 $c<0$,式(2)可在一定范围内描述破坏型的累积塑性应变,但其应变极限为负值,而实际应变 ε 理应恒大于0,一般难以用式(2)拟合并反映破坏型应变曲线变化规律。 $c=0$ 时,式(2)退化为式(1),此时累积塑性应变不会趋于稳定。综上可知, c 的取值范围为 $c \geq 0$ 。

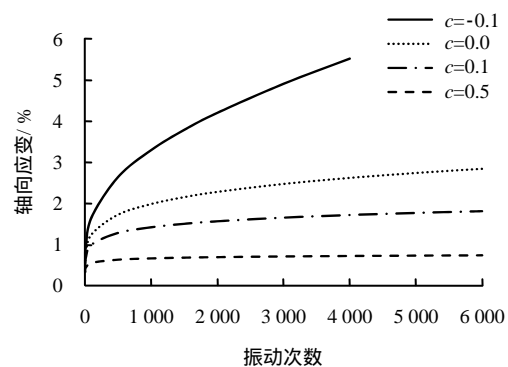


图1 不同 c 值的应变-振次曲线
Fig.1 Curves of strain and cyclic number with different values of c

文献[11]针对湛江结构性黏土在不同静偏应力下动三轴试验，以此为基础，分析循环荷载下结构性土的不排水循环累积变形特性，试验采用正弦波循环加载，围压 $\sigma_3 = 100$ kPa，循环动应力比 $\eta_d = \sigma_d / \sigma_3$ ，其中 σ_d 为循环动应力。将式 (1)、(2) 对动应力比 $\eta_d = 0.9$ 的应变与循环次数的试验数据拟合曲线绘于图 2，可以看出，结构性黏土因结构损伤突然剪切破坏，从而导致累积应变陡升，而现有公式对具有脆性破坏特征的累积塑性应变曲线的拟合效果均不理想，鉴于以上公式对结构性土体的局限性，需要提出一种具有普适性的描述黏土循环累积变形的改进模型。

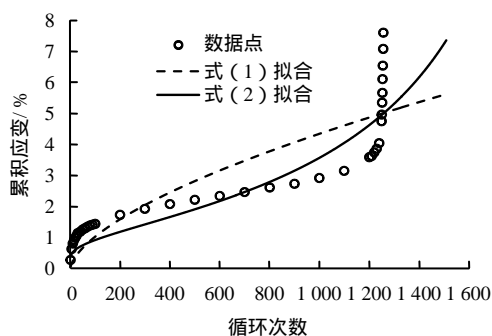


图 2 湛江结构性黏土的应变与振次拟合曲线
Fig.2 Fitting curves of strain and cyclic number of Zhanjiang structured clay

2.2 改进模型

结构性黏土的应变发展形态主要有“稳定型”和“破坏型”，应变-振次曲线呈现明显的分段特性，由于振动频率恒定，故应变-振次曲线也是应变随时间的变化规律曲线。图 3 为等压固结（围压 $\sigma_3 = 100$ kPa）湛江原状土不同动荷载下的累积应变与循环次数试验数据曲线^[11]，可以看出，当动应力幅值小于临界动应力时，土体应变较小，试样应变曲线为“稳定型”，振动初始应变迅速增长，但随着振动次数的增大，应变率衰减并逐渐趋于 0，应变最终将趋于稳定。而当动应力幅值大于临界动应力，应变曲线则为“破坏型”，与稳定型曲线的差别在于，破坏型应变曲线的应变率在经历一定程度的衰减后，曲线会出现一个拐点，即为衰减阶段和加速破坏阶段的分界点，此后应变率再次逐渐增大，应变随振动次数的增加而迅速增长，应变-振次曲线出现陡升段，土体结构破坏形成明显剪切带，呈脆性破坏。

基于结构性黏土的动力变形的曲线形态演化规律，引入指数函数 δ^N ， $\delta > 1$ 时，指数函数的曲

线形态与结构性土的应变与振次曲线的后半段曲线极为相似，当 $N = 0$ 时， $\varepsilon = 0$ ，故取应变 $\varepsilon = \delta^N - 1$ ，选择几种不同的参数 δ 所计算出的应变如图 4 所示，可见 δ 的取值大小与应变曲线的转折点密切相关。 $\delta > 1$ 时，函数为单调增函数， δ 越大，振动破坏次数越少； $\delta = 1$ 时 $\varepsilon = 0$ ； $0 < \delta < 1$ 时，该函数收敛，具有稳定值。为了全面反映不同应力水平下的累积变形特性，覆盖稳定型和破坏型变形演化特征，通过叠加指数型函数 $a(\delta^N - 1)$ 与文献[7]中指数双曲线模型 $bN^m / (1 + cN^m)$ 式 (2)，提出如下改进累积变形模型：

$$\varepsilon = a(\delta^N - 1) + \frac{bN^m}{1 + cN^m} \quad (3)$$

式中： ε 为累积应变； a 、 b 、 c 、 m 、 δ 为与应力条件和土性有关的参数。 a 为应变曲线形状因子， $a > 0$ ； δ 为引入的状态参数， $\delta \geq 1$ ，上式为增长型应变曲线， $0 < \delta < 1$ ，为稳定型应变曲线。

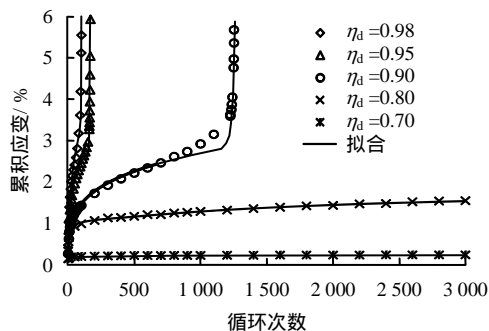


图 3 湛江原状土的应变与振次拟合曲线
Fig.3 Fitting curves of strain and cyclic number of Zhanjiang intact clay

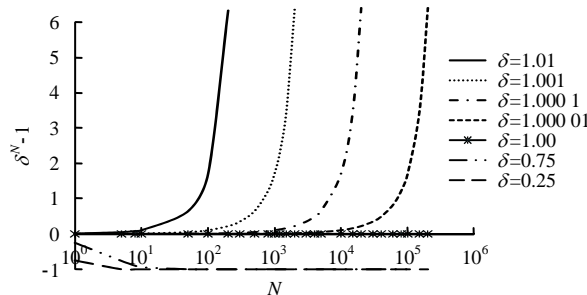


图 4 不同 δ 值的指数函数 $\delta^N - 1$ 曲线
Fig.4 Curves of exponential function $\delta^N - 1$ with different values of δ

采用式 (3) 对等压固结 ($\sigma_3 = 100$ kPa) 的湛江结构性黏土的累积应变与循环周次进行拟合，效果也列于图 3。由图 3 不同动应力比 η_d 的拟合曲线

可以看出,此改进模型既适用于具有应变极限值的“稳定型”应变曲线,也能拟合不同应力水平下的“破坏型”应变曲线,根据式(3)得到的累积应变曲线的拟合参数值见表1(静偏应力比 $\eta_s=0$),对于强结构性黏土的破坏型曲线,动偏应力水平越高, a 值及 δ 值越大, δ 可作应变类型判别, a 与脆性变形发展的起点有关。相关系数 R^2 均大于0.95,拟合效果较好。

表1 湛江原状土累积应变的拟合参数值($\eta_s=0$)

Table 1 Fitting parameters of cumulative deformation of Zhanjiang intact clay ($\eta_s=0$)

动应力比 η_d	a	b	c	m	δ	R^2
0.70	1.274×10^{-2}	0.276 6	0.872 10	0.201 5	0.897 9	0.999 8
0.80	4.624×10^{-1}	0.453 9	0.145 90	0.314 9	0.995 6	0.994 2
0.90	2.758×10^{-26}	0.423 7	0.021 20	0.288 9	1.049 0	0.962 6
0.95	7.568×10^{-10}	0.301 4	0.104 30	0.792 4	1.140 0	0.962 7
0.98	1.333×10^{-7}	0.554 0	0.035 23	0.433 1	1.180 0	0.998 6

改进模型是指数函数与指数双曲线模型的叠加,以图3中 $\eta_d=0.9$ 的应变与振次拟合曲线为例,拟合曲线中两部分在不同阶段的计算值如图5所示,对于破坏型应变-振次曲线,在拐点以前主要是指数双曲线模型 $bN^m/(1+cN^m)$ 的计算值,此时指数函数 $a(\delta^N-1)$ 对应的值很小,应变曲线形态表现为双曲线,拐点后指数函数占优势,对曲线形态起主导作用,应变迅速增长。

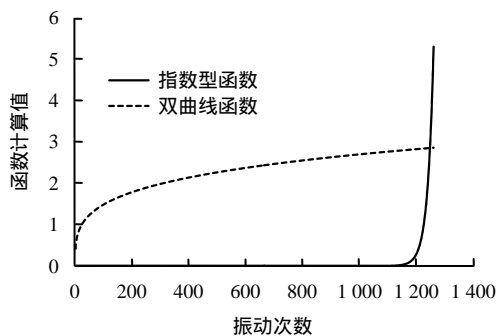


图5 拟合曲线中不同函数的计算值
Fig.5 Values of fitting curves calculated by different functions

式(2)中已提到, $c>0$ 时为稳定型的塑性累积应变公式, $c=0$ 退化为式(1),为增长型的塑性累积应变公式,而在式(3)中,进一步分析参数 c 取值的可能性。

为此,选取更具代表性即转折应变小且振动次数较多的试验数据点(静偏应力比 $\eta_s=1.5$,动应力

比 $\eta_d=0.65$, $\eta_s=\sigma_s/\sigma_3$, σ_3 为静偏应力)^[11]和不同取值范围的 c 值进行拟合后的拟合曲线如图6所示,可见 $c=0$ 时的拟合曲线和实测数据吻合较好,其拟合效果好于 $c>0$ 的拟合曲线。究其原因, $c>0$ 时,指数双曲线模型 $bN^m/(1+cN^m)$ 对应的应变在指数函数 $a(\delta^N-1)$ 对应的应变起作用前逐渐趋于稳定,图6中 $c>0$ 的拟合曲线在应变转折前有一平稳段;而当 $c=0$ 时, bN^m 恒为增函数,可处于缓慢增长状态至指数函数起主导作用,结合实际应变情况,建议取 $c=0$ 。

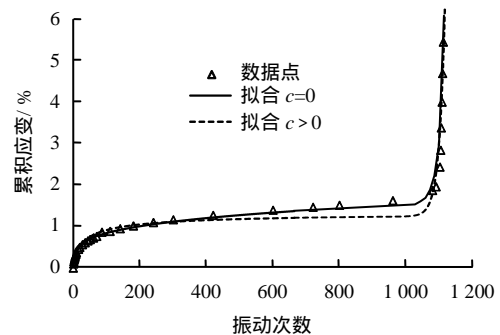


图6 不同c值的应变与振次拟合曲线
Fig.6 Fitting curves of strain and cyclic number with different values of c

综上所述,当 $\delta=1$ 、 $c=0$ 时,变形曲线为破坏型, ε 随 N 为增函数,且不收敛,此时取 $c=0$ 较好; $0<\delta<1$ 、 $c>0$ 时,变形曲线为稳定型,且 $\delta<1$ 时,为了拟合简便,仍可采用式(2)进行稳定型应变曲线的拟合; $a=0$ 或 $\delta=1$ 时,式(3)就退化为式(2)三参数应变模型。

3 改进模型的适宜性分析

3.1 不同结构性土的适宜性分析

为了验证式(3)对不同结构性土的适宜性,对比分析强结构性湛江原状土与无结构性重塑湛江土^[11]以及弱结构性天津软土^[12]等压固结条件下经历不同动循环荷载作用的应变-振次拟合曲线,试验设置条件一致,围压 $\sigma_3=100$ kPa,振动频率为1 Hz。

湛江原状土为固定活塞的薄壁取土器钻取的高质量天然土,与湛江重塑土、天津软土在结构上存在着较大差别:湛江原状土为强结构性灵敏性土,为絮凝结构,基本单元体之间成架空形式,循环荷载下呈突然脆性破坏;重塑土是揉搓法备样,将较大的结构单元破碎,土体内部大多为排列无序的较小土颗粒单元;天津软土结构性较弱,颗粒间联结力较低,容易发生错动和移动。比较图3和图7(a)、

7(b)可知，不同结构性土体的应变曲线形态也不一致，湛江原状土应变曲线在达到一定的应变后呈快速破坏型，应变转折明显，而天津软土和重塑土的应变发展则呈现逐步增长直至破坏。

依据循环荷载形式不同，图 7(b)、7(c)、7(d)为天津海积软土在正弦波、方形波与三角形波这 3 种波形下的动力变形特征，从图中拟合效果可以看

出，改进模型同样适宜用来描述不同波形的黏土动力变形响应特征。

表 2 列出了黏土累积应变曲线的拟合参数，由图 7 和表 2 不难看出，本文提出的模型不仅对呈脆性破坏特征的强结构性黏土的应变拟合具有明显的优越性，而对不同结构性土体以及不同波形加载的轴向累积变形曲线也有较好的拟合效果。

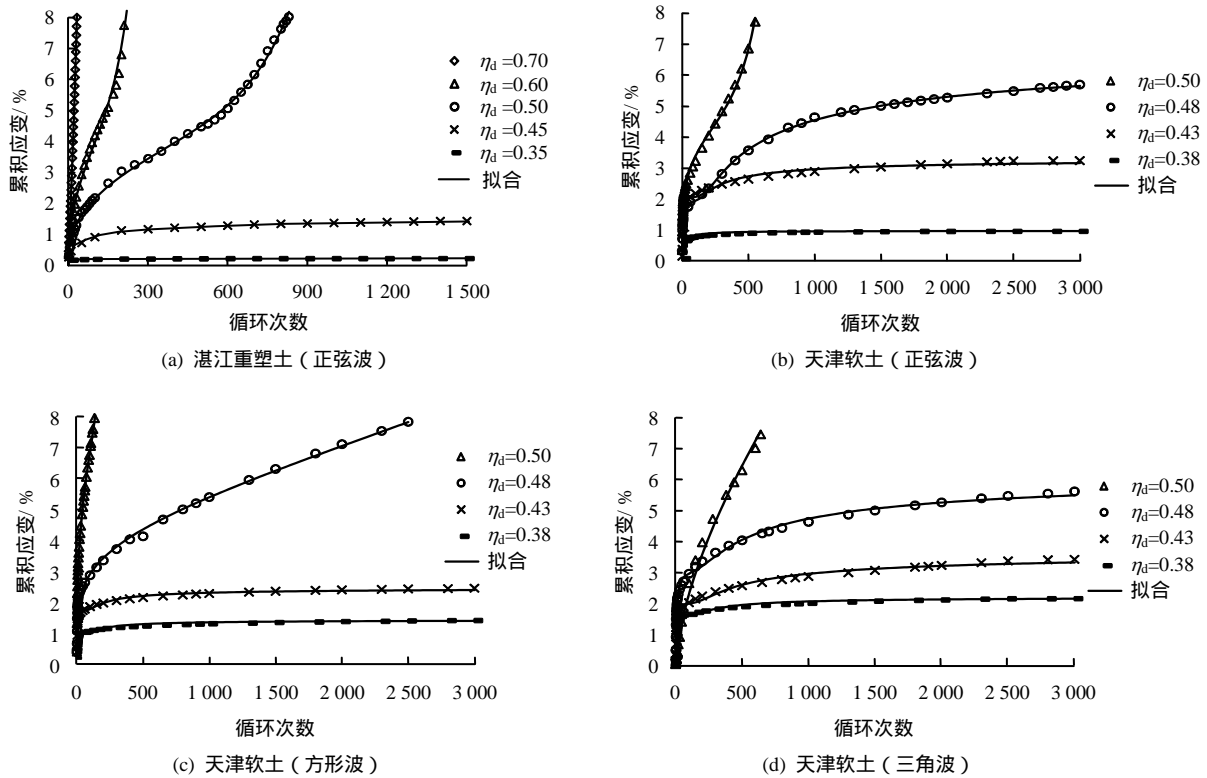


图 7 不同结构性土的应变与振次拟合曲线

Fig.7 Fitting curves of strain and cyclic number of different structured clays

表 2 黏土累积应变的拟合参数值

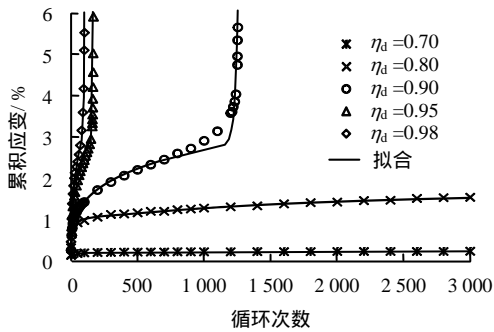
Table 2 Fitting parameters of cumulative deformation of clay

土样	动应力比 η_d	a	b	c	m	δ	R^2
湛江重塑土 (正弦波)	0.35	3.578×10^{-2}	0.450 2	1.446 00	0.254 8	0.815 3	0.999 5
	0.45	3.726×10^{-1}	0.336 6	0.160 50	0.493 2	0.893 0	0.998 9
	0.50	3.104×10^{-2}	0.338 9	0.000 00	0.398 2	1.006 0	0.999 0
	0.60	1.490×10^{-5}	0.370 6	0.000 00	0.522 7	1.056 0	0.999 2
	0.70	1.733×10^{-1}	0.270 6	0.000 00	0.899 0	1.082 0	0.998 6
天津软土 (正弦波)	0.38	9.976×10^{-1}	0.304 8	0.154 00	0.930 1	0.949 2	0.981 0
	0.43	3.475	0.529 2	0.078 07	0.792 8	0.979 9	0.986 5
	0.48	4.743	0.657 9	0.055 40	0.603 6	0.984 9	0.998 8
天津软土 (方形波)	0.50	1.336×10^{-1}	1.134 0	0.000 00	0.228 8	1.006 0	0.989 1
	0.38	1.232	0.329 3	0.122 80	0.803 2	0.974 3	0.988 1
	0.43	1.987	0.640 9	0.143 60	0.761 3	0.969 8	0.992 3
	0.48	1.750	1.106 0	0.000 00	0.208 3	1.000 3	0.986 3
天津软土 (三角形波)	0.50	3.748×10^{-3}	1.402 0	0.000 00	0.341 4	1.037 0	0.991 2
	0.38	2.061	0.254 6	0.059 80	0.895 0	0.982 6	0.986 5
	0.43	2.694	0.513 5	0.080 16	0.655 5	0.986 6	0.986 1
	0.48	3.791	0.684 5	0.067 19	0.627 8	0.988 3	0.991 9
	0.50	1.414×10^{-5}	0.118 4	0.000 00	0.643 4	1.002 0	0.992 5

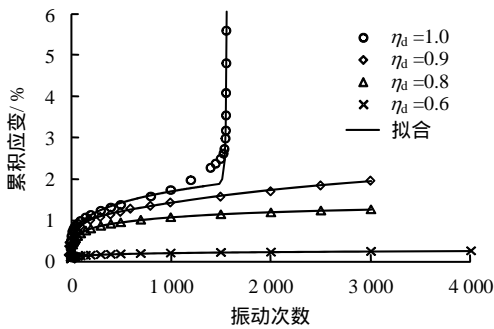
3.2 不同应力水平的适宜性分析

为了验证不同应力水平下经验模型的适宜性，选取了不同初始静偏应力比 $\eta_s = 0, 0.4, 0.7, 1.1, 1.5$ 的湛江结构性黏土循环三轴试验结果^[11]。图 8 给出了不同静偏应力水平对应的不同动应力幅值的应变-振次数据点及拟合曲线，当静偏应力比 η_s 增大时，土体的破坏应变也逐渐减小，静偏应力比 $\eta_s = 0$ 时，土体振动破坏的转折应变较大，约为 3% ~ 4%，而当静偏应力水平较高时，结构性土体破坏的转折应变仅为 2% 左右，静偏应力越大，转折应变越小，脆性破坏越显著。

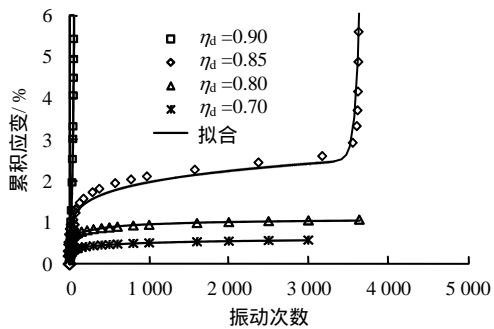
由不同应力水平的拟合曲线可以看出，即使 $\eta_s = 1.5$ ，转折应变较小时，式 (3) 对不同动应力比 η_d 的应变-振次关系曲线也有较好的拟合效果，表 3 为 $\eta_s = 1.5$ 的湛江结构性黏土累积应变的拟合参数值，可见此改进模型对不同应力水平的土体具有良好的适用性。



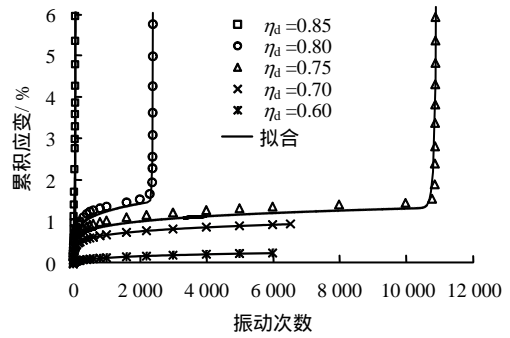
(a) $\eta_s = 0$



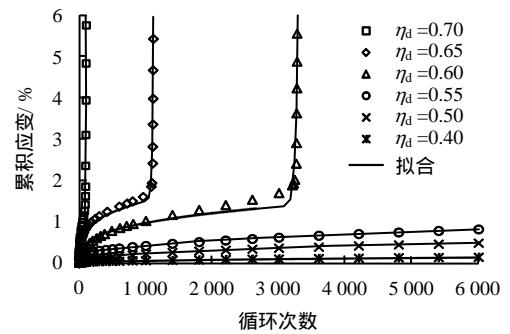
(b) $\eta_s = 0.4$



(c) $\eta_s = 0.7$



(d) $\eta_s = 1.1$



(e) $\eta_s = 1.5$

图 8 结构性土在静偏应力下应变与振次拟合曲线
Fig.8 Fitting curves of strain and cyclic number of structured clay under static deviator stress

表 3 湛江原状土累积应变的拟合参数值($\eta_s=1.5$)

Table 3 Fitting parameters of cumulative deformation of Zhanjiang intact clay($\eta_s=1.5$)

动应力比 η_d	a	b	c	m	δ	R^2
0.50	8.596×10^{-3}	0.010 67	4.054×10^{-3}	0.466 9	0.981 8	1.000 0
0.55	3.593×10^{-1}	0.073 03	2.501×10^{-2}	0.382 5	0.996 8	0.992 9
0.60	1.249×10^{-36}	0.119 10	0	0.307 0	1.026 0	0.961 0
0.65	7.696×10^{-28}	0.241 20	0	0.265 1	1.059 0	0.977 9
0.70	1.367×10^{-6}	0.161 70	0	0.390 4	1.150 0	0.991 4

3.3 基于改进模型的临界动应力与应变破坏标准判识

一般而言，土体变形介于“稳定”与“破坏”的中间状态对应的动应力为临界动应力 σ_{cr} ，由表 1 与式 (3) 可见，参数 δ 与动应力幅值 σ_d 有关。 $\delta < 1$ ，应变曲线为稳定型， $\sigma_d < \sigma_{cr}$ ；当 $\delta = 1$ ，应变曲线为破坏型， $\sigma_d = \sigma_{cr}$ ， σ_d 越接近 σ_{cr} ， δ 值越接近于 1。图 9 给出了湛江结构性黏土在不同静偏应力下 $\sigma_d - \delta$ 关系曲线， σ_s 一定时， δ 与动应力幅值呈线性相关， σ_d 越大，应变曲线的破坏次数 N 越少， δ 越大。对不同静偏应力下的 $\sigma_d - \delta$ 进行线性拟合， $\sigma_d = A\delta + B$ ，拟合参数 A 、 B 值如表 4 所示。

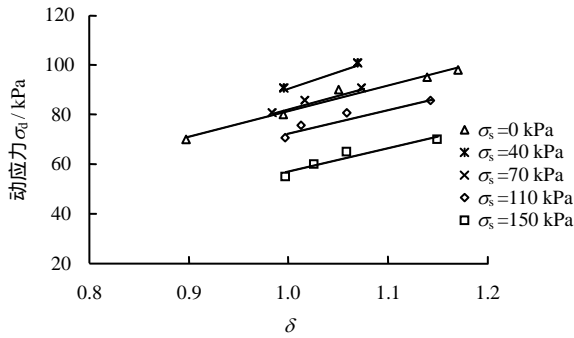


图 9 结构性土不同静偏应力下 σ_d - δ 关系曲线
Fig.9 Relationships between σ_d and δ of structured clay under different static deviator stresses

表 4 不同静偏应力下 σ_d - δ 的拟合参数值
Table 4 Fitting parameters of σ_d - δ under different static deviator stresses

σ_s / kPa	A	B	σ_s / kPa	A	B
0	102.88	-21.54	110	93.98	-21.65
40	134.41	-44.09	150	93.23	-36.14
70	108.73	-26.67			

令 $\delta = 1$ 、 $\sigma_d = \sigma_{cr}$ ，由 σ_d 与 δ 的关系可近似计算出不同静偏应力下的临界动应力值分别为 81.3、90.3、82.1、72.3、57.1 kPa，由图 10 可知，临界动应力并非单调变化，而是随静偏应力增长呈现先增大后减小的变化规律。

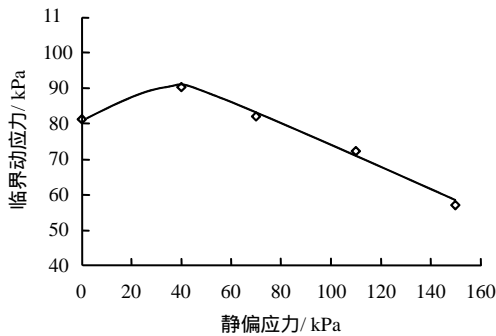


图 10 结构性黏土在不同静偏应力下的临界动应力
Fig.10 Critical dynamic stress of structured clay under different static deviator stresses

由此可见，针对湛江强结构性黏土，当静偏应力水平较低时，静偏应力对土体的压密作用提高了土体的临界动应力，随着静偏应力的加大，土体结构逐渐损伤，动荷载下的临界动应力呈现下降趋势。

为了求出湛江结构性黏土应变-振次曲线的拐点，即应变曲线衰减和破坏阶段的分界点，考虑累积应变速率和循环加载次数的关系，由一阶导数式 (4) 可以看出，应变率 ε' 恒大于 0，式 (3) 的应变曲线为单调增函数。由数学函数可知， $\varepsilon'' = 0$ 对

应的点为应变曲线中凹和凸曲线的分界点，即为拐点， $\varepsilon'' < 0$ 时应变增长速率减缓，拐点后 ($\varepsilon'' > 0$) 应变发展加速，直至试样最终破坏。故对式 (4) 求得二阶导数式 (5)， $\varepsilon'' = 0$ 对应的点，即为应变曲线的拐点，此时 $N = N_f$ ，由于 $\varepsilon'' = 0$ 难以直接求得解析解，故利用牛顿迭代法近似求解方程得 N_f 。

$$\frac{d\varepsilon}{dN} = a\delta^N (\ln \delta) + \frac{bmN^{m-1}}{(1+cN^m)^2} \quad (4)$$

$$\frac{d^2\varepsilon}{dN^2} = a\delta^N (\ln \delta)^2 + \frac{bm(m-1)N^{m-2}}{(1+cN^m)^2} - \frac{2bcm^2N^{2m-2}}{(1+cN^m)^3} \quad (5)$$

图 11 为静偏应力比 $\eta_s = 1.5$ 、动应力比 $\eta_d = 0.65$ 湛江黏土应变-振次拟合曲线的一阶导数和二阶导数。一阶导数即应变率函数呈先减小后增大的变化规律，对应图 8(e)中累积应变曲线的增长趋势，表现为增长先趋缓后加速性状，此时，二阶导数随振次的增加由负转正，与横轴的交点即为 $\varepsilon'' = 0$ 的解，图 11 中的实心点即为此应力条件下应变-振次曲线的拐点。

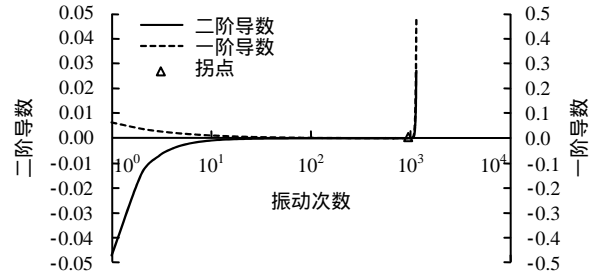


图 11 应变-振次拟合曲线的一阶和二阶导数
Fig.11 First and second derivatives of fitting curve of strain and cyclic number

应变曲线的发展与土体结构的变化是密切相关的，应变曲线的转折点对应着结构即将坍塌，土体振动剪切破坏。拐点前应变增长速率逐渐减缓，拐点后则快速增大，即对应土体破坏点，此拐点可作为应变加速发展的起点，对于结构性黏土而言，可考虑将应变-振次曲线的拐点作为应变转折点，由拐点对应的应变值 ε_f 来确定相应的土体应变破坏标准，如静偏应力 $\sigma_s = 0$ kPa 时应变转折点处的应变值 $\varepsilon_f = 2.776$ ，而 $\sigma_s = 150$ kPa 时应变值 $\varepsilon_f = 1.478$ 。一般在较小的动应力幅值下，需要长期循环荷载作用才会引起土体结构破坏，变形急剧增大，尤其是承受一定附加应力的结构性土体，破坏前的轴向应变 ε 均较小且没有明显的先兆，呈突然性脆性破坏。

可见,实际工程中,控制不同应力水平下土体变形小于相应的应变破坏标准,可有效避免因土体结构破坏导致严重的工程事故。

4 结 论

(1) 通过叠加指数型函数 $a(\delta^N - 1)$ 与指数双曲线函数 $bN^m / (1 + cN^m)$, 提出了一种能更好地描述在循环荷载作用下黏土累积变形的改进模型, 改进模型既适用于具有应变极限值的“稳定型”应变曲线, 也能拟合不同应力水平下的“破坏型”应变曲线。

(2) 改进模型对呈脆性破坏特征的强结构性黏土的变形特性表征具有明显的优越性, 对于不同结构性土体与应力水平下土体的动力变形响应性状均能较好描述, 具有很好的普适性。

(3) 改进模型可近似计算土体的临界动应力, 针对动荷载下的结构性黏土破坏突然且破坏前的轴向应变较小, 宜用应变-振次曲线的拐点对应的应变值 ε_f 来确定相应土体应变破坏标准。

本文结合工程典型结构性黏土的动三轴试验第一手资料对改进模型的适宜性与模型参数的物理意义进行了分析, 但对模型参数的演化规律尚未开展深入探讨, 有待于做进一步研究工作。

参 考 文 献

- [1] 王常晶. 列车移动荷载作用下地基的动应力及饱和软黏土特性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2006.
WANG Chang-jing. Study on the dynamic stress in ground induced by train moving load and cyclic properties of soft saturated clay[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006.
- [2] 张诚厚. 结构性黏土对湛江一区域码头变形的影响[J]. 水利水运科学研究, 1985, (3): 123 - 132.
ZHANG Cheng-hou. The effect of structural clay on the displacement of Zhanjiang No.1 quay[J]. **Hydro-Science and Engineering**, 1985, (3): 123 - 132.
- [3] PRÉVOST J H. Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1977, 1(2): 195 - 216.
- [4] 程星磊, 王建华, 李书兆. 软黏土不排水循环应力应变响应的弹塑性模拟[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 933 - 941.
CHENG Xing-lei, WANG Jian-hua, LI Shu-zhao. Elastoplastic simulation for undrained cyclic stress-strain responses of soft clays[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(5): 933 - 941.
- [5] PARR G B. Some aspects of the behaviour of London clay under repeated loading[D]. Nottingham: University of Nottingham, 1972.
- [6] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. **Transportation Research Record**, 1975, 537: 1 - 17.
- [7] 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.
ZHANG Yong, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Cumulative plastic strain of saturated soft clay under cyclic loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(6): 1542 - 1548.
- [8] CHAI J C, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 2002, 128(11): 907 - 916.
- [9] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软黏土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7): 891 - 895.
HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(7): 891 - 895.
- [10] WICHTMANN T, NIEMUNIS A, TRIANTAFYLIDIS T. Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2015, 70: 118 - 132.
- [11] 臧濛, 孔令伟, 郭爱国. 静偏应力下湛江结构性黏土的动力特性[J]. 岩土力学, 2017, 38(1): 33 - 40.
ZANG Meng, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo. Effects of static deviatoric stress on dynamic characteristics of Zhanjiang structured clay[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(1): 33 - 40.
- [12] 曹勇. 结构性软土动力特性的荷载波形效应与损伤性状研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2013.
CAO Yong. Study on load waveform effect of dynamic characteristics and on damage properties of structure soft soil[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2013.