

长期循环荷载下粉细砂的累积变形特性

姚兆明^{1,2}, 黄茂松^{1,3}, 张宏博⁴

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 安徽理工大学 土木建筑学院, 安徽 淮南 232001;
3. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 4. 山东大学 土建与水利学院, 山东 济南 250061)

摘要: 在分析循环荷载下粉细砂轴向塑性累积变形受初始孔隙比、有效固结压力及动应力比等因素影响规律基础上, 考虑动偏应力水平及初始固结压力影响, 建立了一种参数具有明确物理意义的计算粉细砂在循环荷载作用下轴向塑性累积变形的显式模型. 通过对上海地区粉细砂非等向固结排水循环三轴试验结果进行模拟, 得到了相关参数, 验证了模型的有效性和合理性.

关键词: 动偏应力水平; 长期循环荷载; 塑性累积应变

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Key words: dynamic deviator stress level; long term cyclic loading; plastic accumulative strain

Character for Cumulative Deformation of Silty Sands Under Long Term Cyclic Loading

YAO Zhaoming^{1,2}, HUANG Maosong^{1,3}, ZHANG Hongbo⁴

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. School of Civil Engineering, Shandong University, Ji'nan 250061, China)

Abstract: Based on an analysis of effect of the initial pore ratio, effective consolidation pressure and dynamic stress ratio on the axial plastic cumulative deformation of the silty sand and a consideration of the effect of the dynamic partial stress level and the initial consolidation pressure of the silty sand, an explicit model of which parameters were of physical significance was build up to calculate the axial plastic accumulative strain of silty sands under cyclic loading. Parameters of the explicit model were determined by undrained cyclic triaxial tests on anisotropically consolidated Shanghai silty sands and validity of the model was verified by the cyclic tested data.

交通工程对其承受长期循环荷载的地基沉降要求很严格, 预测这类地基在长期循环荷载下的沉降愈发重要. 为解释土体在长期往复荷载作用下复杂的变形机理, 许多研究者进行了大量的室内及现场试验研究, 建立了很多有效的累积变形计算模型, 这些模型可分为隐式模型和显式模型.

隐式模型如套叠屈服面模型和边界模型^[1-2]可考虑土体复杂的循环变形特性, 能较真实反映土体变形特征, 模拟效果较好, 但由于采用传统的小步长积分方法来模拟每一个循环加载过程, 不仅计算代价大而且误差随循环次数的增大累积很快, 这对于高达百万次以上往复加载计算显然不合适. 文献^[3-4]基于安定性理论并通过参考文献^[5-7]中只考虑循环加载最大塑性变形包络线及计算时可采用较大积分步长的特点提出铁路道碴双硬化型式的循环荷载作用下的沉降计算等效模型. 因等效模型可任意选取积分步长而显著提高计算效率, 因此适于实际工程的有限元计算, 应用价值很高^[8-9], 但此模型不能模拟循环荷载下道碴变形的刺轮效应.

显式模型指在试验或实测资料的基础上建立土体长期累积变形和累积孔压与其主要影响因素如土的初始特性、土的应力状态、循环次数以及动应力水平等有关经验拟合曲线. 已有显式模型大致分为2类, 一类为基于第1次循环塑性变形的计算模型. 文献^[10]提出的指数模型应用最广泛, 它主要考虑到变形与循环次数的指数关系, 但参数包含了诸多因素, 物理意义很不明确, 很难确定. 此后, 文献^{[11-}

收稿日期: 2009-11-10

基金项目: 国家自然科学基金(50778132); 国家“八六三”高技术研究发展计划(2007AA11Z117); 上海市自然科学基金项目(08ZR1420100)

第一作者: 姚兆明(1975—), 男, 副教授, 博士生, 主要研究方向为土体本构理论和岩土数值分析. E-mail: cxmxcxm4163@126.com

12]考虑初始静偏应力、动偏应力的影响以及静破坏偏应力的影响将指数模型作进一步改进.为合理考虑应力历史对循环加载特性的影响及反映初始静偏应力水平、动偏应力水平和峰值循环动应力水平的变化对循环加载特性的影响,黄茂松等^[13]基于临界状态土力学原理提出动偏应力水平的概念,进而建立新的循环累积塑性变形模型.另一类为基于循环破坏概念的循环累积变形模型,如 Hyodo 等^[14],这些模型关键是引入达到所定义破坏标准时的循环应力比并建立累积孔压与循环应力比及循环加载次数之间的指数关系.这2类显式模型主要针对粘土在循环荷载下的轴向塑性累积变形,对砂土并不适用.

循环累积变形的显式模型是比较实用的预测长期交通荷载作用下地基沉降方法,但一般显式模型参数完全由拟合得到而物理意义不明确.笔者在分析粉细砂循环荷载作用下的轴向塑性累积变形受初始孔隙比、有效固结压力及动应力比等因素的影响规律基础上,考虑粉细砂动偏应力水平及初始固结压力影响,建立模型参数具有一定物理意义的计算粉细砂在循环荷载作用下轴向塑性累积变形的显式模型.

1 粉细砂静力、循环三轴试验

1.1 粉细砂静力三轴试验及固结排水强度

试验土样取自上海长兴岛造船基地吹填砂,该类砂料广泛分布于长江入海口流域,用作地基填筑材料.砂样级配范围 0.025~0.100 mm,不均匀系数 C_u 为 0.15,颗粒比重取 2.65,最大、最小干密度分别为 15.70, 12.50 $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$.通过动密实度试验确定该类材料的最大、最小孔隙比分别为 1.12, 0.69.其筛分曲线如图 1 所示,由图可以看出该类粉细砂颗粒非常均匀,级配程度较差.

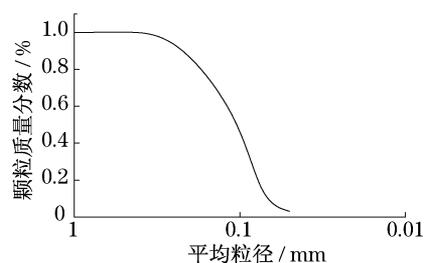


图1 粉细砂颗粒级配曲线

Fig.1 Grain distribution curve

上海粉细砂静力三轴固结排水试验分别为不同初始孔隙比($e_0 = 0.948, 0.862, 0.776$)、不同初始有

效围压($\sigma'_{3c} = 100, 200$ kPa)及等向、非等向固结的组合,试验时将土样按《土工试验规程》制备成试样,试样直径为 38 mm,高为 76 mm.试验在英国 GDS 多功能三轴仪中进行.

固结排水条件下粉细砂的应力路径 q 可表示为

$$q = 3p - 3p_0 + q_{s0} \quad (1)$$

式中: p 为应力; p_0 为初始平均固结应力; q_{s0} 为初始静偏应力.

由于排水极限强度 q_{ult} 是排水应力路径和破坏线的交点剪应力值,将 $q = M_p p$ 代入(1)可以得到

$$q_{ult} = \frac{M_p}{3 - M_p} (3p_0 - q_{s0}) = \frac{M_p \sigma'_{3c}}{3 - M_p} \quad (2)$$

式中, $M_p = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$, ϕ 为粉细砂静力三轴剪切破坏时的摩擦角.

由表 1 可见,推导的粉细砂静力三轴固结排水极限强度公式计算结果和试验值比较接近.事实上对于相同的围压 σ'_{3c} 等向固结与非等向固结三轴排水试验理论上应该具有相同的极限强度值.

表 1 粉细砂静力三轴排水强度

Tab.1 Silty sands drained shear strength of tri-axial tests

固结方式	围压 $\sigma'_{3c}/$ kPa	轴向应力 $\sigma'_{1c}/$ kPa	初始 孔隙比	q_{ult}/kPa	
				计算值	试验值
非等向 固结(固结 系数为 0.5)	100	200	0.948	234.82	234.25
			0.862	258.74	270.08
			0.776	286.48	301.31
	200	400	0.948	469.64	451.32
			0.862	517.48	509.69
			0.776	572.95	557.63
等向 固结	100	100	0.948	234.82	247.38
			0.862	258.74	265.71
			0.776	286.48	295.03
	200	200	0.948	469.64	464.92
			0.862	517.48	490.05
			0.776	572.95	543.46

1.2 粉细砂循环荷载下轴向变形特性

1.2.1 粉细砂循环三轴试验

上海粉细砂循环三轴试验分别为不同初始孔隙比($e_0 = 0.948, 0.862, 0.776$)、不同初始有效围压($\sigma'_{3c} = 100, 200$ kPa)及不同循环应力比($\eta_d = 0.1, 0.2, \eta_d = q_d / \sigma'_{3c}$, q_d 为循环动应力峰值)的组合,非等向固结时,固结系数 $K_0 = 0.5$,加载次数为 5 000 次,加载频率为 1 Hz,加载波形为半正弦形^[15].

1.2.2 不同动应力比对砂土累积应变的影响

如图 2 所示,动应力水平对砂土循环变形特性的影响非常显著,对于具有同一密实度的试样在相

同固结应力作用下,其动应力比越大,累积塑性变形越大.对于松砂($e_0 = 0.948$)来说, $\eta_d = 0.2$ 时的轴向累积塑性应变约为 $\eta_d = 0.1$ 时的 4 倍,对于密砂($e_0 = 0.776$)也接近 2 倍.同时,无论对于松砂还是密砂,其主要变形阶段均发生在初始阶段,一般来说,前 100 次循环累积变形约为 5 000 次总变形的 50%.随加载次数增多,其塑性应变增长速率越来越小.

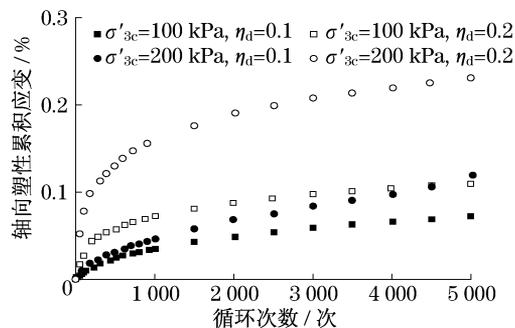


图 2 $e_0 = 0.776$ 时轴向累积应变与循环次数关系
Fig.2 Axial strain and numbers of cycle
when $e_0 = 0.776$

1.2.3 不同初始密实度对累积变形的影响

如图 3 所示,在同样应力水平下,孔隙比越大,轴向累积塑性应变越大.随着动应力水平的提高,这种差别更为显著,当 $\eta_d = 0.2$ 时,松砂在 5 000 次时的轴向累积塑性应变约为密砂的 2 倍左右.密砂的硬化速度较快,在较少的加载次数范围内累积塑性应变增长率即趋于平稳.

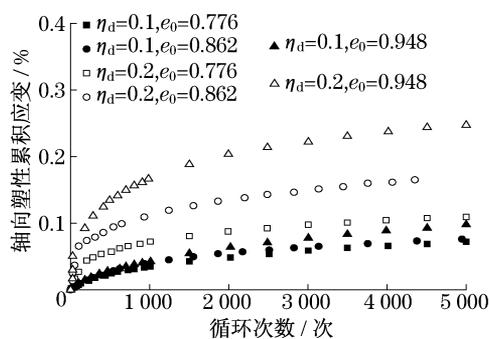


图 3 $\sigma'_{3c} = 100$ kPa 时轴向累积应变与循环次数关系
Fig.3 Axial strain and numbers of cycle
when $\sigma'_{3c} = 100$ kPa

1.2.4 不同固结应力对累积变形的影响

如图 4 所示,在相同动应力作用下,同一密实度砂土在不同初始有效平均应力 p_0 作用下累积塑性变形差别较大. p_0 越大,累积塑性变形越小,但随着密实度的提高,二者的差别也随之减小.

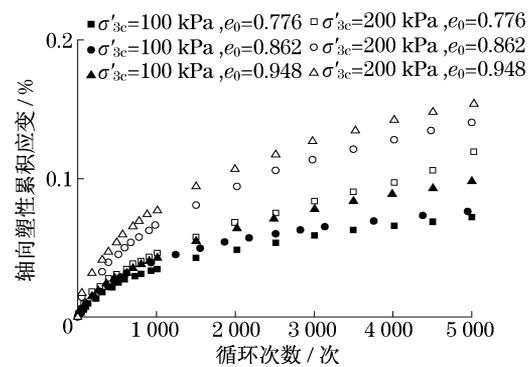


图 4 $\eta_d = 0.1$ 时轴向累积应变与循环次数关系
Fig.4 Axial strain and numbers of cycle
when $\eta_d = 0.1$

2 长期循环荷载下粉细砂轴向累积变形模型

2.1 循环累积模型

砂土循环累积变形受众多因素影响,在建立循环累积变形计算模型时不仅要考虑循环荷载的作用次数、土的种类及土的物理性质因素的影响,更要考虑循环动应力水平及固结压力的影响.文献[13]提出的饱和软粘土循环累积塑性变形模型考虑了动静偏应力的耦合效应,但此模型并不适用于粉细砂,为建立适合于粉细砂的显式模型,参考文献[16]的处理方法,粉细砂的循环累积塑性应变率 $\dot{\epsilon}$ 可表示为

$$\dot{\epsilon} = f_p f_D f_N \quad (3)$$

式中: f_p 为初始固结压力函数; f_D 为动偏应力水平函数; f_N 为循环加载次数函数.

为考虑不同动应力比对砂土累积应变的影响,这里采用文献[13]提出的动偏应力水平概念

$$D_d = q_d / q_{ult} \quad (4)$$

式中: D_d 为动偏应力水平; $q_d = \eta_d \sigma'_{3c}$.

f_p 与初始固结压力关系为

$$f_p = (p_0 / p_a)^{C_p} \quad (5)$$

式中: p_0 为初始平均固结应力; $p_a = 101$ kPa. C_p 为参数, C_p 确定方法:利用相同初始孔隙比粉细砂不同初始平均固结压力在相同动应力比下对应的循环次数的轴向塑性累积应变 ϵ_{pi} 和 ϵ_{pj} 的比值得

$$(p_{0i} / p_{0j})^{C_p} = \epsilon_{pi} / \epsilon_{pj} \quad i \neq j \quad (6)$$

$$C_p = \lg(\epsilon_{pi} / \epsilon_{pj}) / [\lg(p_{0i} / p_{0j})]^{-1} \quad (7)$$

然后取 C_p 的平均值.

f_D 与动偏应力水平 D_d 的关系可采用

$$f_D = (D_d)^{C_D} \quad (8)$$

式中, C_D 为参数. C_D 确定方法: 由相同初始孔隙比粉细砂相同初始平均固结压力在不同动应力比下对应的循环次数的轴向塑性累积应变 ϵ_{Di} 和 ϵ_{Dj} 之比得

$$(D_{di}/D_{dj})^{C_D} = \epsilon_{Di}/\epsilon_{Dj} \quad i \neq j \quad (9)$$

$$C_D = \lg(\epsilon_{Di}/\epsilon_{Dj}) \cdot (D_{di}/D_{dj})^{-1} \quad i \neq j \quad (10)$$

然后取 C_D 的平均值.

f_N 与循环次数 N 的关系采用

$$f_N = C_{N1} (\ln(N + 1))^{C_{N2}} \quad (11)$$

式中, C_{N1} 和 C_{N2} 为模型参数, 由试验曲线拟合得到.

由式(3), (5), (8) 及(11) 得粉细砂循环荷载下轴向塑性累积应变增量 $\Delta\epsilon_p$

$$\Delta\epsilon_p = \left(\frac{p_0}{p_a}\right)^{C_p} \frac{(D_d)^{C_D} C_{N1} (\ln(N + 1))^{C_{N2} - 1}}{(N + 1)} dN \quad (12)$$

2.2 模型验证

由图 5a 可见, 在相同初始孔隙比粉细砂在相同动应力比、围压为 100, 200 kPa 时, $\epsilon_{pi}/\epsilon_{pj}$ 随循环次数变化不显著. 由图 5b 可见, 在相同初始孔隙比粉细砂在相同初始平均固结压力、动应力比 η_d 为 0.1, 0.2 时, $\epsilon_{Di}/\epsilon_{Di}$ 随循环次数变化不显著.

参数 C_{N1} , C_{N2} 由循环荷载试验曲线拟合得到, 模型参数见表 2.

粉细砂循环三轴试验值和模型预测曲线见图 6, 图中离散点为循环三轴试验轴向塑性累积应变值, 实线为模型计算得到的轴向塑性累积应变值. 由图 6 可知, 轴向累积应变数值模拟结果与试验结果接近,

表明模型可以很好地计算粉细砂在循环荷载作用下的轴向累积塑性变形.

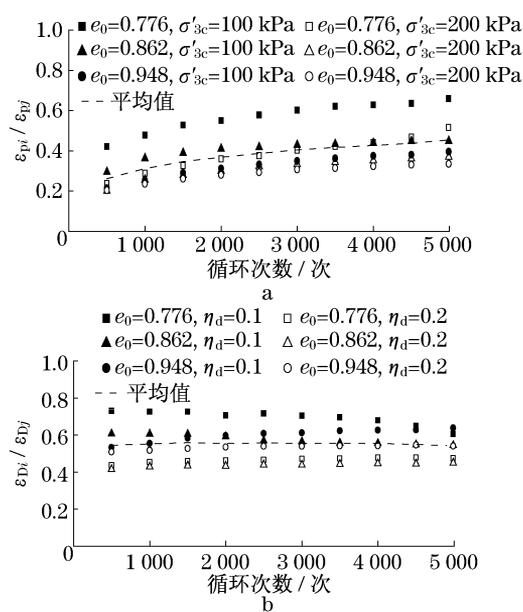


图 5 轴向累积应变比值与循环次数关系

Fig.5 Axial strain ratio and numbers of cycle under dynamics stress ratio

表 2 模型参数

Tab.2 Parameter of model

e_0	C_{N1}	C_{N2}	C_p	C_D
0.776	0.000 680	1.962	0.858	1.388
0.862	0.000 936	1.962	0.858	1.388
0.948	0.001 020	1.962	0.858	1.388

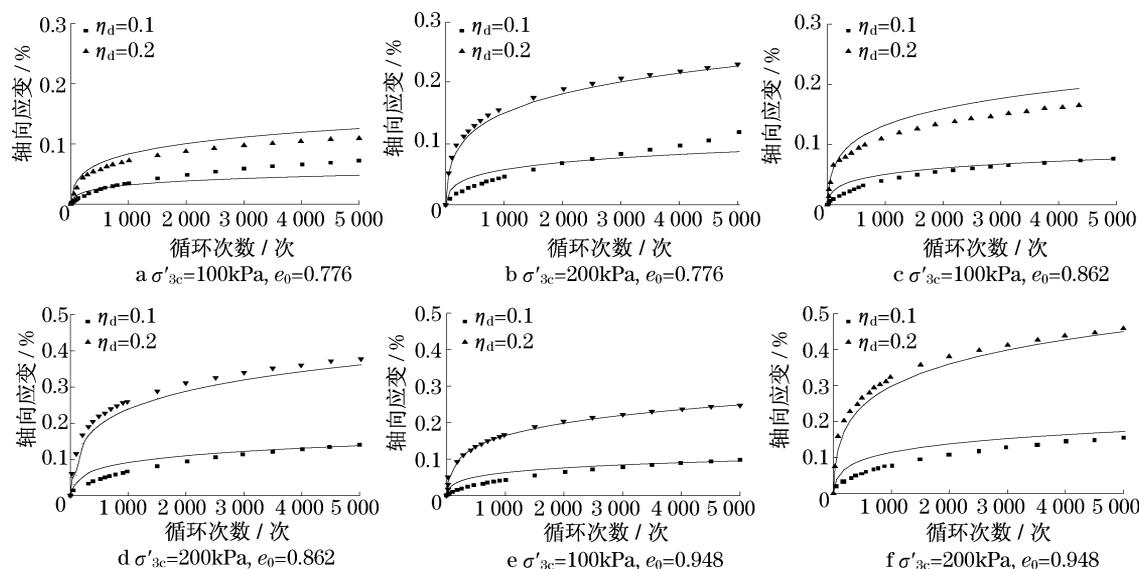


图 6 轴向累积应变与循环次数关系

Fig.6 Axial strain ratio and numbers of cycle

3 结论

基于粉细砂循环三轴试验基础上提出的计算循环荷载下粉细砂轴向累积变形显式模型综合考虑了粉细砂在循环荷载作用下动偏应力水平及初始固结压力的影响,模型有以下特点:

(1) 动偏应力水平的引入使模型能更好地考虑循环加载中动应力对粉细砂循环作用下的轴向塑性累积变形的影响.

(2) 有别于传统显式模型参数完全由拟合得到及物理意义不明确的特点,本文显式模型参数基本都能通过试验数据确定且具有明确的物理意义,同时模型参数较少,易于确定,便于模型的实际运用.

(3) 模型计算步长可以任意选取,对长达数百万次循环加载能大幅减少计算时间.

参考文献:

- [1] Mroz 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.
- [2] Manzari M T, Dafalias Y F. A critical state two-surface plasticity model for sands [J]. Geotechnique, 1997, 47(2): 255.
- [3] Suiker A S J. The mechanical behavior of ballasted railway tracks[D]. Delft: University of Delft, 2002.
- [4] Suiker A S J, de Borst R. A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks[J]. International Journal for Numerical Methods In Engineering, 2003, 57(4): 441.
- [5] Lemaitre J, Chaboche J L. Mechanics of solid materials[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [6] Peelings R H J, Brekelmans W A M, de Borst R, et al. Gradient-enhanced damage modeling of high-cycle fatigue[J]. International Journal for Numerical Methods Engineering, 2000, 49(12): 1547.
- [7] Alloul F, Chazallon C, Hornych P. A numerical model for flexible pavements rut depth evolution with time [J]. International Journal Numerical and Analytical Methods Geomechanics, 2007, 31(26): 1.
- [8] Habilallah T, Chazallon C. An elastoplastic model based on the shakedown concept for flexible pavements unbound granular materials[J]. International Journal Numerical and Analytical Methods Geomechanics, 2005, 29(5): 577.
- [9] Ge Y N. Cyclic constitutive modeling of granular materials[D]. Boulder: The University of Colorado, 2003.
- [10] Monismith C L, Ogawa N, Freeme C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. Washington D C: [s. n.], 1975: 1-17.
- [11] Li D, Selig E T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12): 1006.
- [12] Chai J C, Miura N. Traffic-load induced permanent deformation of road on soft subsoil [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11): 907.
- [13] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7): 891.
- HUANG Maosong, LI Jinjun, LI Xingzhao. Cumulative deformation behavior of soft clay in cyclic undrained tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(7): 891.
- [14] Hyodo M, Yamamoto Y, Sugiyama M. Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress[J]. Soils and Foundations, 1994, 34(4): 1.
- [15] 张宏博. 长期往复荷载作用下无粘性材料累积变形研究[D]. 上海: 同济大学, 2006.
- ZHANG Hongbo. Long term cumulative deformation of cohesionless material induced by repeated loading [D]. Shanghai: Tongji University, 2006.
- [16] Niemunis A, Wichtmann T, Triantafyllidis T. A high-cycle accumulation model for sand[J]. Computer and Geotechnics, 2005, 32(4): 245.