

地铁行车荷载作用下饱和黄土的累积塑性应变

吴敏哲¹, 张柯¹, 胡卫兵¹, 杨玉东², 常玉珍¹, 王鑫¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 安阳师范学院 建筑工程学院, 河南 安阳 455002)

摘要:通过应力控制式循环三轴试验, 探讨了地铁行车荷载作用下饱和黄土的累积塑性应变. 试验表明: 饱和黄土累积塑性应变存在三个典型的发展阶段, 即: 衰减阶段、稳定阶段和破坏阶段. 固结围压、循环试验中的排水条件、动应力及其循环次数、以及动应力比是影响饱和黄土累积塑性应变的重要因素. 在排水循环三轴试验中, 饱和黄土的累积塑性应变随初始固结围压的增大而减小, 随循环次数、动应力和动应力比的增大而增大. 基于试验数据, 建立了预测饱和黄土累积塑性应变的反正切函数模型. 该模型与试验数据符合良好, 且仅需三个土体参数, 应用比较方便.

关键词:饱和黄土; 地铁行车荷载; 循环三轴试验; 累积塑性应变; 动应力比

中图分类号: TU411.8

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)03-0316-07

西安地铁是我国首次在黄土区域建设的地铁线路. 地铁建成投入运营后, 隧道周围的黄土将不可避免地受到地铁行车荷载的影响. 与地震作用相比, 地铁行车荷载幅值小, 作用时间长, 具有间歇性和周期性特征. 其长期作用必然对黄土的强度和变形产生较大影响. 国内相关研究证实^[1-3], 上海地铁建成投入运营后, 列车振动引起了明显的隧道轴线沉降, 直接威胁到地铁的运行安全. 进一步的研究发现, 这种影响与地铁运行状态存在很大的相关性. 因此, 研究地铁行车荷载作用下饱和黄土累积塑性应变的发展规律, 对控制列车运行状态、保证西安地铁安全运行具有重要意义. 文章通过对不同固结状态下的饱和黄土进行应力控制式循环三轴试验, 深入研究了饱和黄土累积塑性应变的发展规律和影响因素, 建立了预测饱和黄土累积塑性应变的计算模型, 可为估算黄土地区地铁隧道及地表的沉降提供依据.

1 试验基本情况

试验采用电液伺服微机控制三轴试验机. 试验过程中, 由微机控制并同步记录施加在试样上的轴向荷载和围压, 同时记录试样的轴向变形和孔压.

试验选取西安有代表性的黏质黄土, 取土深度 7~8 m, 为第四系全新统冲积层. 所取土样呈褐黄色, 土质均匀, 结构较紧密, 孔隙发育, 含白色钙质结膜和钙质结核, 偶见蜗牛壳, 可塑, 不具湿陷性. 其主要物理力学指标为: 含水量 $w=18.4\%$, 湿密度 $\rho_c=1.594\text{ g/cm}^3$, 干密度 $\rho_d=1.346\text{ g/cm}^3$, 液限 $w_L=31.1\%$, 塑限 $w_P=24.1\%$, 塑限指数 $I_P=7.0$, 饱和度 $S_r=48.86\%$, 孔隙比 $e=1.028$, 压缩模量 $E_{1-2}=13.7\text{ MPa}$.

将所取原状土制备成直径 3.91 cm, 高 8 cm 的原状样. 用抽真空饱和法对试样进行饱和, 经检验饱和度达 90% 以上. 取固结围压分别为 50 kPa、100 kPa 和 150 kPa, 固结比为 $K_c=1.69$, 将饱和后的试样在不同围压下排水固结, 然后施加幅值为 $\pm\sigma_d/2$ 的连续正弦荷载进行循环三轴试验. 试验中, 参照张曦、唐益群等^[1,4]的研究成果, 选用频率为 $f=2\text{ Hz}$, σ_d 分别为 10 kPa、20 kPa、30 kPa 和 40 kPa 的正弦荷载, 模拟地铁行车荷载.

收稿日期: 2009-12-31 修改稿日期: 2011-04-12

基金项目: 陕西省教育厅专项科研计划项目(09JK521); 陕西省科学技术研究发展计划项目(2010K11-05-01)

作者简介: 吴敏哲(1943-), 男, 河北蠡县人, 教授, 博士生导师, 主要从事地铁和建筑结构振动研究.

2 试验数据整理和分析

2.1 饱和黄土累积塑性应变的演化规律

间歇性地铁行车荷载作用下, 粘性土体经历一个部分排水的变化过程, 其超静孔隙水压力能够逐渐消散^[5-6]. 为了研究不同排水条件下饱和黄土累积塑性应变的发展规律, 在固结围压 100 kPa, $K_c=1.69$ 的状态下, 进行不同排水条件的循环三轴试验.

2.1.1 饱和黄土累积塑性应变的发展阶段

根据试验数据作出饱和黄土累积塑性应变 ϵ_p 与循环次数 N 的关系曲线(图 1). 其中, 累积塑性应变 ϵ_p 是指动应力卸除后土体的残余应变. 循环三轴试验中, 累积塑性应变在数值上可取 $\sigma_d=0$ 时试样的应变值, 其与真实值之间的相对误差一般小于 $10\%^{[7]}$.

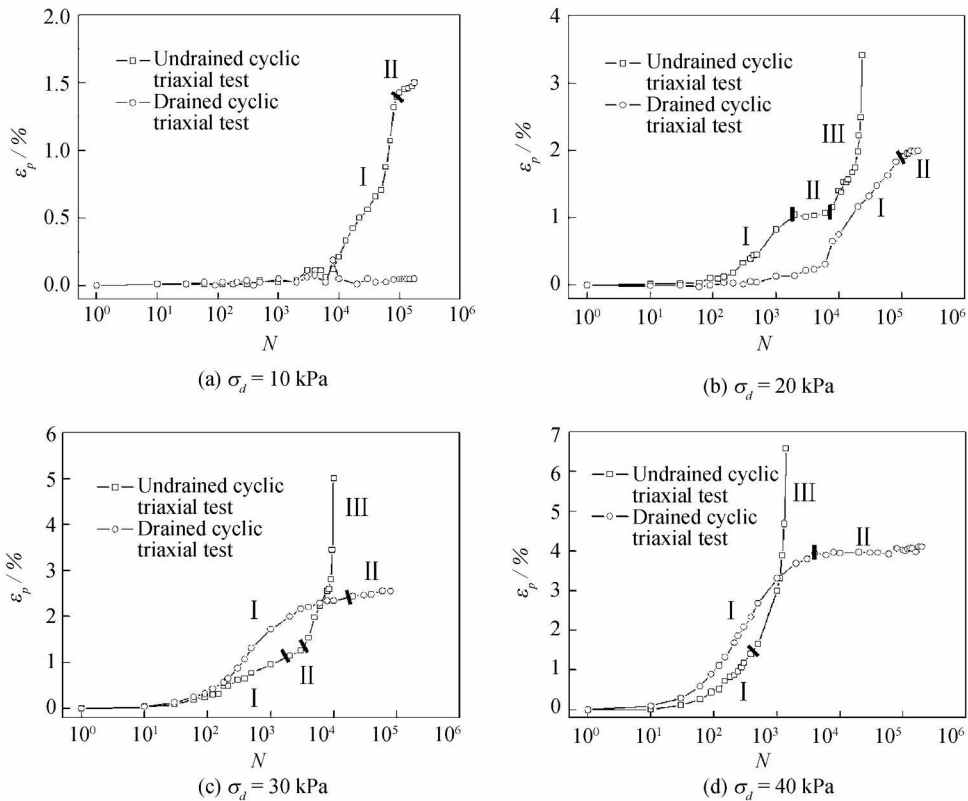


图 1 饱和黄土的累积塑性应变-循环次数曲线

Fig. 1 Residual strain-vibration times curves of saturated loess

根据饱和黄土的累积塑性应变与循环次数曲线(图 1)可知, 饱和黄土累积塑性应变的变化过程存在三个典型的发展阶段. 第一阶段(I): 衰减阶段, 随循环次数的增大, 试样在每个循环内产生的塑性应变逐渐减小; 第二阶段(II): 稳定阶段, 试样在每个循环内不产生或仅产生很小的塑性应变; 第三阶段(III): 破坏阶段, 随循环次数的增大, 试样在每个循环内产生的塑性应变逐渐增大, 直至试样破坏.

虽然可将黄土的累积塑性应变划分为衰减、稳定和破坏三个发展阶段, 但不是每个试样都表现出完整的三个阶段. 这与试样的排水条件和所受动应力大小有关.

在不排水循环三轴试验中, 当动应力为 10 kPa 时, 试样的累积塑性应变在动应力循环作用 8 000 ~ 90 000 次内逐渐增大(图 1a); 在 90 000 ~ 175 000 次内, 试样的累积塑性应变增大很慢, 表明试样处于稳定阶段. 当动应力为 20 kPa、30 kPa 时, 试样经历衰减阶段并进入稳定阶段后, 在动应力达到某一循环次数时, 试样的累积塑性应变迅速增大, 表明试样进入破坏阶段. 同时, 动应力越大, 试样的稳定阶段越短. 动应力为 20 kPa 时, 试样在动应力循环作用 2 000 ~ 8 000 次内处于稳定阶段(图 1b); 动应力为 30 kPa 时, 试样仅在动应力循环作用 2 000 ~ 3 000 次内处于短暂的稳定阶段(图 1c). 当动应力为 40

kPa 时, 试样的累积塑性应变随着循环次数的增加迅速增大, 直至试样破坏(图 1d). 试样没有出现衰减和稳定阶段.

在排水循环三轴试验中, 当动应力为 10 kPa 时, 试样的累积塑性应变没有随循环次数的增大而明显发展(图 1a). 当动应力为 20 kPa、30 kPa 和 40 kPa 时, 试样累积塑性应变的均仅出现了两个发展阶段, 即: 衰减阶段和稳定阶段(图 1b、c 和 d). 即使试样的累积塑性应变已达到 4.11%, 试样依然出现了稳定阶段(图 1d). 这与文献[8]中粘土在循环荷载作用下竖向应变随循环次数的变化规律基本一致.

综上所述, 黄土累积塑性应变存在三个典型的发展阶段, 即: 衰减阶段、稳定阶段和破坏阶段. 试样的排水条件不同、所受动应力幅值不同, 试样累积塑性应变的发展阶段亦有所不同.

2.1.2 饱和黄土试样超静孔压的变化规律

作出不同排水条件下, 循环三轴试验试样的超静孔压 Δu 与累积塑性应变 ϵ_p 的关系曲线(图 2).

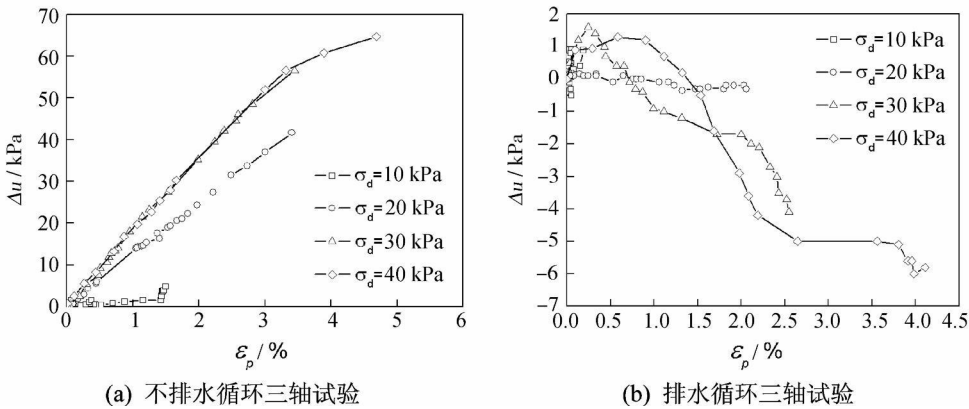


图 2 饱和黄土超静孔压-累积塑性应变曲线

Fig. 2 Excess pore water pressure-residual strain curves of saturated loess

由超静孔压与累积塑性应变的关系曲线(图 2)可知, 不同排水条件下的循环三轴试验中, 试样超静孔压的变化规律不同.

不排水循环三轴试验中, 除动应力 10 kPa 外, 试样的超静孔压均随累积塑性应变的增大而线性增大. 最大超静孔压达到 64.7 kPa, 约为实测固结围压的 60%.

排水循环三轴试验中, 试样均产生了一定的负值超静孔压, 且此超静孔压随累积塑性应变的增大而减小. 这可能是由于试样在动应力循环作用下出现了不同程度的剪胀引起的. 各试样正超静孔压的极值约为 1.3 kPa, 负超静孔压极值约为 -6.0 kPa.

文献[5]基于现场实测数据报导, 地铁振动应力作用下, 饱和粘性土体中孔隙水压力的变化幅值不大. 在距隧道 1.8 m、深度 14.0 m 处, 超静孔压的峰值仅为 1.15 kPa. 与不同排水条件下, 饱和黄土循环三轴试验结果对比可知, 不排水条件下, 试样内的超静孔压远大于实测值; 排水条件下, 试样的正超静孔压与实测值比较接近. 虽然试样内产生了一定的负超静孔压, 但量值不大.

由此可见, 采用排水循环三轴试验研究地铁行车荷载作用下饱和黄土的累积塑性应变是比较合理的.

2.1.3 饱和黄土累积塑性应变发展的特殊性

一般情况下, 土在承受逐级增大的动应力时, 可分为振动压密、振动剪切和振动破坏三个反应阶段, 以临界强度和极限强度作为三阶段的划分点^[9].

而本试验中, 饱和黄土在小幅值动应力的长期循环作用下, 出现了一个延续时间不等的稳定阶段. 在此阶段, 试样在每个循环内产生的塑性应变极小.

胡伟^[10]在结构性饱和黄土动力特性研究中亦发现, 存在一个塑性残余变形发展缓慢的稳定阶段. 在此阶段, 土体初始结构已被破坏, 并形成一种更加稳定的土体结构, 因而能在一定变形范围内抵抗动应力的循环剪切作用.

但与文献[10]相比, 本文采用的动应力较小, 对土体初始结构的破坏作用也较小. 动应力促使土粒

发生聚合、分裂与转动^[11-12]可能是黄土在小幅值动应力作用下产生累积塑性应变的内在原因. 当试样的微结构调整逐渐完成, 试样就能适应外部施加的动应力而处于一种平衡状态, 其累积塑性应变也不再增大, 表现为稳定阶段. 如果动应力作用下土粒的分裂作用较强, 那么试样的微结构将被逐渐破坏, 试样的平衡状态也将被打破, 累积塑性应变加快发展, 试样由稳定阶段过渡到破坏阶段.

2.2 影响饱和黄土累积塑性应变的重要因素

除循环次数和排水条件外, 可能对饱和黄土的累积塑性应变产生重要影响的因素还有: 动应力、固结围压和动应力比. 对不同固结围压、不同动应力的排水循环三轴试验数据进行整理, 以分析各因素之影响.

2.2.1 动应力

整理不同固结围压下排水循环三轴试验数据, 得到试样中的 ϵ_p-N 曲线(图 3). 试验发现, 以围压 50 kPa 固结的试样只能承受 10 kPa 和 20 kPa 的动应力.

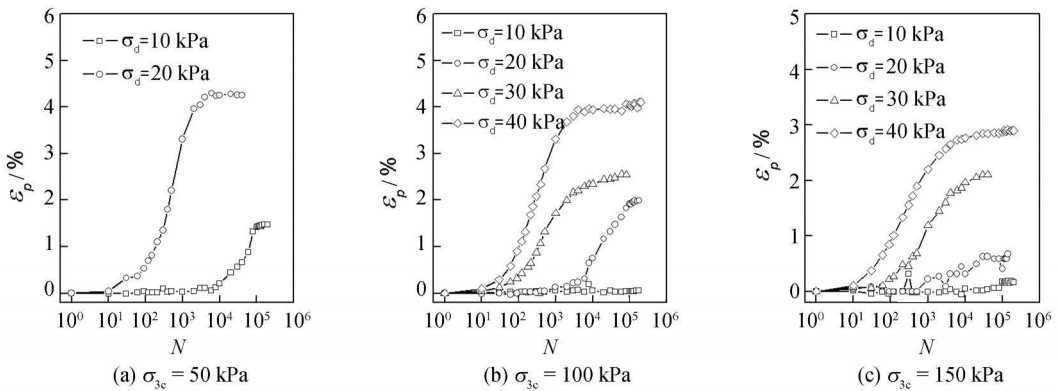


图 3 不同固结围压下饱和黄土的累积塑性应变-循环次数曲线

Fig. 3 Residual strain-vibration times curves of saturated loess under different consolidation pressure

由饱和黄土累积塑性应变-循环次数曲线(图 3)可以看出, 不同固结围压下, 试样的累积塑性应变都存在比较明显的衰减阶段和稳定阶段. 在固结围压相同时, 饱和黄土在稳定阶段的累积塑性应变, 随着动应力的增大而增大. 以固结围压 100 kPa 为例, 动应力 10 kPa、20 kPa、30 kPa 和 40 kPa 作用下, 试样达到稳定阶段的累积塑性应变依次为 0.05%、1.99%、2.55% 和 4.11%.

2.2.2 固结围压

取动应力循环作用至 10 000 次时, 各试样的累积塑性应变进行研究. 此时, 试样均处于稳定阶段. 作出各试样的累积塑性应变随固结围压的变化曲线(图 4).

由固结围压对饱和黄土累积塑性应变的影响(图 4)可知, 相同动应力作用下, 饱和黄土的累积塑性应变随固结围压的增大而减小. 以动应力 20 kPa 循环作用 10 000 次为例, 固结围压为 50 kPa、100 kPa 和 150 kPa 的试样, 其累积塑性应变分别为 4.25%、0.75% 和 0.49%.

2.2.3 动应力比

根据 2.2.1 节和 2.2.2 节的分析可知, 饱和黄土的累积塑性应变, 随动应力的增大而增大, 随固结围压的增大而减小. 因此, 基于这两种影响因素, 定义动应力比:

$$R = \sigma_d / 2\sigma'_0 \tag{1}$$

式中: σ'_0 为振前试样的有效固结围压, $\sigma'_0 = \sigma_{3c} - u_0$; σ_{3c} 为试样的固结围压; u_0 为试样的超静孔压.

计算各试样的动应力比, 并整理各试样达到稳定阶段时的累积塑性应变 ϵ_{ps} , 得到动应力比对饱和黄土累积塑性应变的影响(图 5).

由动应力比对饱和黄土累积塑性应变的影响(图 5)可知, 饱和黄土稳定阶段的累积塑性应变, 随动应力比的增大而增大.

对 ϵ_{ps} 与 R 之间的关系采用以动应力比为底的指数函数进行拟合, 即

$$\epsilon_{ps} = cR^m \tag{2}$$

式中: c 、 m 为反映饱和黄土稳定阶段累积塑性应变与动应力比关系的试验常数。
对本试验, $c=3.333 \times 10^{-1}$, $m=1.259$. 拟合结果与试验数据之间的相关系数之平方为 0.964, 说明公式可以很好地反映动应力比对饱和黄土稳定阶段累积塑性应变的影响。

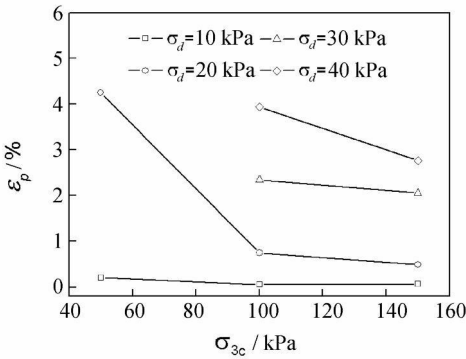


图 4 固结围压对饱和黄土累积塑性应变的影响
Fig. 4 Effect of consolidation pressure on residual strain

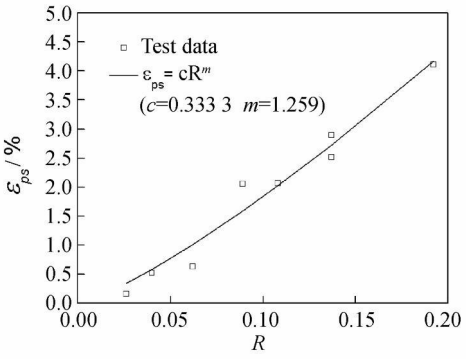


图 5 动应力比对饱和黄土累积塑性应变的影响
Fig. 5 Effect of dynamic stress ratio on residual strain

通过上述影响因素分析可知: 动应力、固结围压和动应力比都是影响饱和黄土累积塑性应变的重要因素. 饱和黄土的累积塑性应变随动应力和动应力比的增大而增大, 随固结围压的增大而减小. 同时, 饱和黄土稳定阶段的累积塑性应变与动应力比表现出一定的函数关系。

2.3 饱和黄土累积塑性应变的计算模型

2.3.1 反正切函数模型的建立

为了研究不同动应力比下, 饱和黄土累积塑性应变随循环次数的变化规律, 采用 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ 对饱和黄土的累积塑性应变进行归一化处理, 得到 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ 与循环次数 N 之间的关系(图 6)。

由 $\epsilon_p / \epsilon_{ps} - N$ 曲线(图 6)可知, 在单对数坐标系中, 不同动应力比 R 下, 饱和黄土的 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ 随循环次数 N 的变化规律都比较接近. 同时, $\epsilon_p / \epsilon_{ps} - N$ 曲线形态与反正切函数十分相似, 因此采用反正切函数来描述 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ 与 N 之间的关系, 即

$$\eta = \epsilon_p / \epsilon_{ps} = 2 \arctan (N / N_o) / \pi \tag{3}$$

式中: η 为表征饱和黄土累积塑性应变发展规律的参数; N_o 为试验常数, 反映了饱和黄土的稳定特征, 其值为饱和黄土达到稳定阶段所需循环次数的 0.5 倍. 通过对试验数据进行拟合, 得 $N_o=518$. 拟合数据与试验结果之间的相关系数之平方为 0.940, 说明式(3)与试验规律符合良好。

由式(3)得:

$$\epsilon_p = \eta \epsilon_{ps} = 2 c R^m \arctan (N / N_o) / \pi \tag{4}$$

这就是饱和黄土累积塑性应变的反正切函数模型. 该模型中包含三个参数 c 、 m 和 N_o 。

2.3.2 反正切函数模型与简单指数模型的对比

Li 和 Selig 考虑土的动偏应力和静偏应力的影响, 修正了 Monismith 简单指数模型中的参数, 得到累积塑性应变模型为^[13]:

$$\epsilon_p = a \beta^m N^b \tag{5}$$

式中: β 为土样承受的动偏应力与静破坏偏应力的比值, $\beta = q_d / q_s$; a 、 m 、 b 为土体参数, 取值参见文献[14]。

采用式(4)和(5)计算本次试验中 $\beta=0.57$, $R=0.192$ 的一个试样, 并将不同模型的计算结果与试验数据进行对比(图 7). 其中, 应用 Monismith 简单指数模型进行计算时, 取 $a=1.94$ 、 $m=2.07$ 、 $b=0.17$ 。

通过不同模型与试验数据间的对比(图 7)可知: 在半对数坐标系 $\epsilon_p - \lg N$ 中, 简单指数模型是一个随循环次数单调递增的函数. 特别是当循环次数较大(大于 80 000 次)时, 简单指数模型的计算结果迅速增大, 导致其与试验数据差异很大, 因而不能反映饱和黄土累积塑性应变的稳定阶段. 而本文建立的反正切函数模型与试验数据吻合较好, 能够比较精确地描述饱和黄土残余应变的发展过程. 同时, 反正切

函数模型仅需三个土体参数即可确定, 应用比较方便.

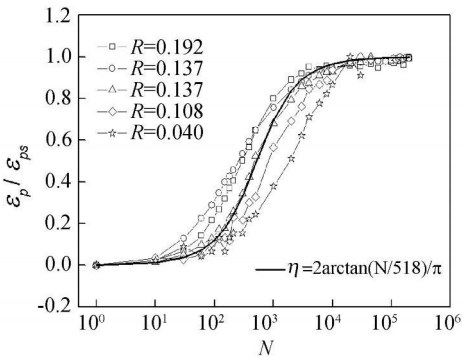


图 6 不同动应力比下的 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ - N 关系曲线

Fig. 6 $\epsilon_p / \epsilon_{ps}$ - N curves at different dynamic stress ratio

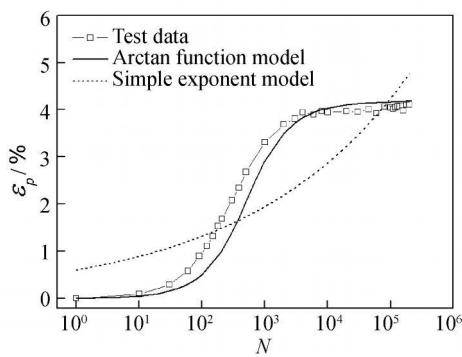


图 7 不同计算模型与试验数据的对比

Fig. 7 Comparison between different models and test data

3 结 论

(1) 小幅值地铁行车荷载长期循环作用下, 黄土累积塑形应变存在三个典型的发展阶段, 即: 衰减阶段、稳定阶段和破坏阶段. 试样的排水条件不同、所受动应力幅值不同, 试样累积塑形应变的发展阶段亦不同.

(2) 不排水循环三轴试验中, 试样都产生了较大的超静孔压, 且此超静孔压随累积塑性应变的增大而线性增大. 排水循环三轴试验中, 试样均产生了较小的负值超静孔压. 这可能是饱和黄土在循环动应力作用下出现剪胀引起的. 与相关实测数据对比发现, 采用排水循环三轴试验来研究饱和黄土的累积塑性应变是比较合理的.

(3) 动应力、固结围压和动应力比都是影响饱和黄土累积塑性应变的重要因素. 饱和黄土的累积塑性应变随动应力和动应力比的增大而增大, 随固结围压的增大而减小. 同时, 饱和黄土稳定阶段的累积塑性应变与动应力比表现出一定的函数关系.

(4) 基于反正切函数建立的计算模型, 能够反映饱和黄土累积塑性应变的稳定阶段, 与相应动应力比下的试验数据吻合较好. 该反正切函数模型仅需三个土体参数即可确定, 应用比较方便.

参考文献 References

[1] 唐益群, 王艳玲, 黄 雨, 等. 地铁行车荷载下土体动强度和动应力-应变关系[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2004, 32(6): 701-704.
TANG Yi-qun, WANG Yan-ling, HUANG Yu, et al. Dynamic Strength and Dynamic Stress-strain Relation of Silt Soil under Traffic Loading[J]. Journal of Tongji University: Natural Science Edition, 2004, 32(6): 701-704.

[2] 林永国, 廖少明, 刘国彬. 地铁隧道纵向变形影响因素的探讨[J]. 地下空间, 2000, 20(4): 264-267.
LIN, Yong-guo, LIAO Shao-ming, LIU Guo-bin. A Discussion of the Factors Effecting on Longitudinal Deformation of Subway Tunnel[J]. Underground Space, 2000, 20(4): 264-267.

[3] 边学成, 曾二贤, 陈云敏. 列车交通荷载作用下软土路基的长期沉降[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 2990-2996.
BIAN Xue-cheng, ZENG Er-xian, CHEN Yun-min. Long-term Settlement of Soft Soil Ground Induced by Train Traffic Loadings[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 2990-2996.

[4] 张 曦, 唐益群, 周念清, 等. 地铁振动应力作用下隧道周围饱和软黏土动力响应研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(2): 85-88.
ZHANG Xi, TANG Yi-qun, ZHOU Nian-qing. Dynamic Response of Saturated Soft Clay around a Subway Tunnel under Vibration Load[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(2): 85-88.

[5] 周念清, 唐益群, 王建秀, 等. 饱和粘性土体中孔隙水压力对地铁振动应力响应特征分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(12): 2149-2152.
ZHOU Nian-qing, TANG Yi-qun, WANG Jian-xiu, et al. Response Characteristics of Pore Pressure in Saturated Soft Clay to Metro Vibration Loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(12): 2149-2152.

- [6] 唐益群, 张 曦, 赵书凯, 等. 地铁振动应力下隧道周围饱和软黏土的孔压发展模型[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 82-86.
TANG Yi-qun, ZHANG Xi, ZHAO Shu-kai, et al. Model of Pore Water Pressure Development in Saturated Soft Clay around a Subway Tunnel under Vibration Load[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(4): 82-86.
- [7] 郁寿松, 石兆吉. 土壤震陷试验研究[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(4): 35-44.
YU Shou-song, SHI Zhao-ji. Experimental Investigation of Soil Settlement due to Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(4): 35-44.
- [8] 蒋 军, 陈龙珠. 长期循环荷载作用下粘土的一维沉降[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(3): 366-369.
JIANG Jun, CHEN Long-zhu. One-dimensional Settlement due to Long-term Cyclic Loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(3): 366-369.
- [9] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1988.
XIE Ding-yi. Soil Dynamics[M]. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 1988.
- [10] 胡 伟, 韩建刚. 结构性饱和黄土动力特性试验研究[J]. 工程地质学报, 2009, 17(5): 648-655.
HU Wei, HAN Jian-gang. Laboratory Testing Study of Dynamic Properties of Saturated Loess for Effect of Its Internal Structure[J]. China Journal of Engineering Geology, 2009, 17(5): 648-655.
- [11] 胡瑞林, 李焯芬, 王思敏, 等. 动应力作用下黄土的强度特征及结构变化机理研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(2): 174-181.
HU Rui-lin, LEE C F, WANG Si-jing, et al. Approach to the Strength Behaviors and Microstructural Changes of Loess under Dynamic Load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(2): 174-181.
- [12] 徐春华, 徐学燕, 沈晓东. 不等幅值循环荷载下冻土残余应变研究及其 CT 分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(4): 572-576.
XU Chun-hua, XU Xue-yan, SHEN Xiao-dong. Study on Residual Strain of Frozen Soil and CT Analysis under Cyclic Loading of Variable Amplitudes[J]. Rock and soil mechanics, 2005, 26(4): 572-576.
- [13] LI D, SELIG E T. Cumulative Plastic Deformation for Fined-Grained Subgrade Soils[J]. J Geotech Eng, 1996, 122(12): 1006-1013.
- [14] 李进军, 黄茂松, 王育德. 交通荷载作用下软土地基累积塑性变形分析[J]. 中国公路学报, 2006, 19(1): 1-5.
LI Jin-jun, HUANG Mao-song, WANG Yu-de. Analysis of Cumulative Plastic Deformation of Soft Clay Foundation under Traffic Loading[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(1): 1-5.

Cumulative plastic strain of saturated loess due to metro traffic loading

WU Min-zhe¹, ZHANG Ke¹, HU Wei-bing¹, YANG Yu-dong², CHANG Yu-zhen¹, WANG xin¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an university of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. School of Divil Engineering and Architecture, Anyang Normal University, Anyang 455002, China)

Abstract Based on the stress control cyclic triaxial tests, the cumulative plastic strain of saturated loess due to metro traffic loading has been investigated under different consolidations. The development of cumulative plastic strain can be divided into three stages i. e. attenuation, stabilization and damage. The primitive consolidation pressure, drainage condition in cyclic triaxial tests, dynamic stress and its vibration times, and dynamic stress ratio are predominant factors in the development of cumulative plastic strain of saturated loess. In drained cyclic triaxial tests, the cumulative plastic strain of saturated loess will increase with the dynamic stress, vibration times, and dynamic stress ratio, but it will decrease with primitive consolidation pressure. Finally a calculation model was established to predict the cumulative plastic strain of saturated loess. This model requires only three parameters and matches the test data well.

Key words: saturated loess; metro traffic loading; cyclic triaxial test; cumulative plastic strain; dynamic stress ratio