

文章编号: 1001-4888(2018)04-0634-07

变围压条件下粉质黏土动孔压特性试验研究^{*}

刘家顺^{1,2}, 王来贵², 张向东¹, 赖鹏安¹, 李天隆¹

(1. 辽宁工程技术大学 土木工程学院, 阜新 123000; 2. 辽宁工程技术大学 力学与工程学院, 阜新 123000)

摘要: 为研究变围压条件下粉质黏土的孔压发展规律及强度特性, 利用 GDS 振动三轴试验系统开展了不排水和部分排水时粉质黏土变围压循环三轴试验, 研究了变围压应力路径对粉质黏土动孔压变化的影响规律。结果表明: 变围压条件下, 粉质黏土孔压主要由弹性孔压和残余孔压两部分组成。不排水条件时, 粉质黏土最大孔压比随应力路径斜率和循环动应力比增加而增大, 最小孔压受循环围压影响较小; 部分排水试验时, 最大孔压比曲线($r_u^{\max} \sim N$)和最小孔压比曲线($r_u^{\min} \sim N$)表现为先升后降; 当振动次数 $N > 2500$ 次后, 孔压变化逐渐趋于平稳。最大(小)孔压比均随着循环动应力比的增大而增大, 但循环围压幅值对孔压比的影响却不同。最大孔压比 $r_u^{\max}$ 的稳定值随着循环围压幅值的增大而增大, 最小孔压比 $r_u^{\min}$ 的稳定值随着循环围压幅值的增大而减小。上述研究成果可为交通循环荷载作用下粉质黏土的强度特性理论研究提供科学依据, 为地基灾变控制研究提供技术支撑。

关键词: 变围压; 循环偏应力; 粉质黏土; 孔压比; GDS

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-17-073

0 引言

交通循环荷载作用将引起土体单元竖向和水平动应力的连续循环变化, 加速土体孔压的累积、增大土体的塑性变形, 进而诱发路基土体沉降, 影响行车安全^[1]。因此, 开展变围压应力路径下土体力学特性试验, 将有助于研究循环围压和循环偏应力耦合作用对土体动力学特性的影响, 更加真实地模拟交通循环荷载作用诱发的路基土体沉降, 为土力学理论研究或者路基工程设计提供更加可靠的科学数据。

早期由于试验设备的限制, 只能进行单向循环偏应力或单向循环水平应力的土体力学特性的测试。近些年随着试验设备的进步, 使得试验过程中能够同时考虑循环围压和循环偏应力共同作用对土体力学性能的影响。早期开展的循环围压研究主要针对砂土、粗颗粒材料和岩石材料等^[2]。Sivahayan 等^[6]开展了循环围压变化条件下砂土的动力特性试验。陈存礼等^[7]进行了排水条件下饱和砂土变围压三轴试验。Rascol^[8]对饱和砂土进行了相位不同的变围压三轴试验, 认为循环围压将影响饱和砂土的应变、液化强度和孔压等参数。Grabe^[9]利用空心圆柱扭剪试验系统, 研究了围压循环变化时软土孔压的变化规律。谷川等^[10,11]应用 GDS 变围压动三轴试验仪, 研究了循环围压 σ_{sc}^{cyc} 和循环偏应力 q^{cyc} 耦合作用对饱和软黏土动孔压比 r_u 的影响。

综上所述, 循环围压和循环偏应力耦合作用引起的饱和砂土和饱和软黏土的动力特性已经取得了一系列成果, 但对于广泛分布于我国东北、内蒙古和西北地区的风积相粉质黏土的强度特性研究尚未见

^{*} 收稿日期: 2017-03-24; 修回日期: 2017-05-15

基金项目: 国家自然科学基金项目(No:50978131); 高等学校博士学科点专项科研基金(20112121110004)资助

通讯作者: 刘家顺(1986—), 男, 博士, 讲师, 主要从事土动力学与地基基础方面的教学与科研工作。Email: liujiashun000@163.com

文献报道。基于此,本文以锦阜高速公路义县附近地基粉质黏土为研究对象,利用 GDS 振动三轴仪,同时控制竖向动偏应力和围压的循环变化,真实地模拟交通循环荷载的应力路径,开展围压循环变化应力路径下 K_0 固结饱和粉质黏土变围压循环三轴试验,重点研究循环围压和循环偏应力耦合作用引起的风积相粉质黏土孔压特性的变化规律,为交通循环荷载作用下粉质黏土强度特性的理论研究和地基灾变控制研究提供科学依据。

1 变围压循环三轴试验方案

1.1 土样条件

试验所用土样取自锦阜高速公路义县附近,物理力学指标如表 1 所示,颗粒分析结果如图 1 所示。

表 1 土性参数

Tab. 1 Physical-mechanical properties of silty clay

干密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e	塑性指数 I_P	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
1.55	16.8	0.73	12.3	24.5	26.8

颗粒分析结果表明,所取土样粉粒($d < 0.075\text{mm}$)含量 74.8%,黏粒($d < 0.005\text{mm}$)含量 12.6%,塑性指数 $I_P = 12.3$,属粉质黏土。将所取土样制备成高 $h = 200\text{mm}$,直径 $\varphi = 100\text{mm}$ 的圆柱形试样。

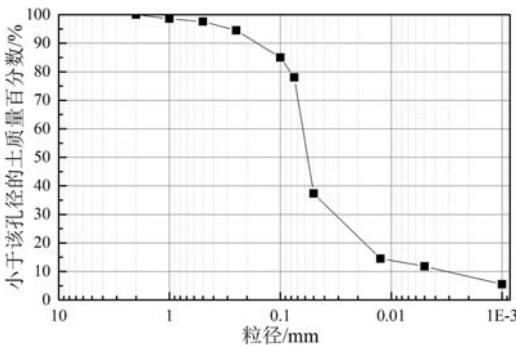


图 1 颗粒级配曲线

Fig. 1 Grading curve of silty clay



图 2 GDS 双向振动三轴试验系统

Fig. 2 GDS dynamic test system

1.2 加载方案

试验所用仪器为英国 GDS 双向振动三轴试验系统,如图 2 所示。

利用 GDS 振动三轴仪动力加载试验模块进行变围压循环三轴试验。首先对饱和粉质黏土试样进行 K_0 固结。经 K_0 固结后,土样的轴向应力 $\sigma_1^0 = 91.5\text{kPa}$, $\sigma_3^0 = 47.6\text{kPa}$,则 $p-q$ 平面上的初始平均主应力 p_0 和初始平均偏应力 q_0 分别为:

$$p_0 = (\sigma_1^0 + 2\sigma_3^0)/3 = (91.5 + 2 \times 47.6)/3 = 62.2\text{kPa} \quad (1)$$

$$q_0 = \sigma_1^0 - \sigma_3^0 = 91.5 - 47.6 = 43.9\text{kPa} \quad (2)$$

在变围压循环三轴试验中,轴向应力和围压需同时循环变化。按式(3)定义平均有效主应力振幅 p^{ampl} 和偏应力振幅 q^{ampl} 之比为 η^{ampl} 。

$$\eta^{\text{ampl}} = p^{\text{ampl}}/q^{\text{ampl}} = 1/3 + \sigma_3^{\text{ampl}}/q^{\text{ampl}} \quad (3)$$

式中, σ_1^{ampl} 为轴向动应力幅值; σ_3^{ampl} 为循环围压幅值。

由式(3)可知,常三轴试验条件下,围压为恒定值, $\eta^{\text{ampl}} = 1/3$ 。而当进行变围压循环三轴试验时,围压不再为恒定值而是变化的。当 $\eta^{\text{ampl}} > 1/3$ 时,为围压增大的应力路径控制试验;当 $\eta^{\text{ampl}} < 1/3$ 时,为围压减小的应力路径控制试验,本文取 $\eta^{\text{ampl}} = 0, 0.33, 1$ 和 1.42 。

为表征循环偏应力水平,按式(4)定义循环动应力比。

$$\text{CDSR} = q^{\text{ampl}}/2\sigma_3^0 \quad (4)$$

式中, σ_3^0 为初始围压, kPa ; CDSR 为循环动应力比,加载波形如图 3 所示。

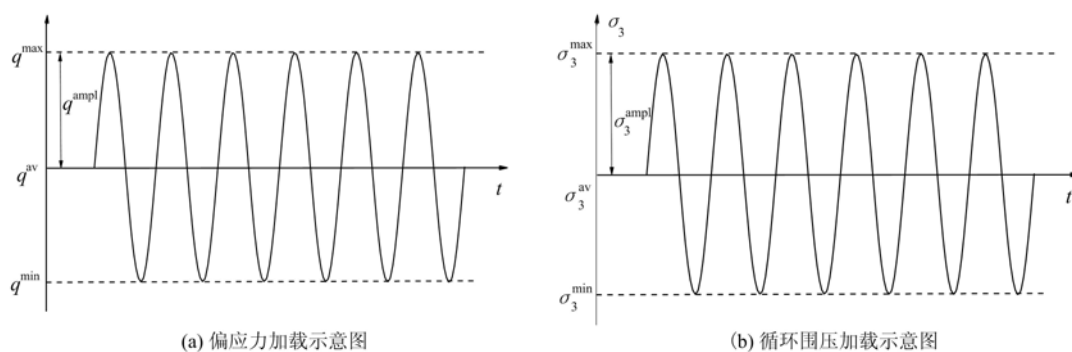


图 3 应力加载示意图

Fig. 3 Sketch of stress loading

本文试验循环应力比控制为 $CDSR=0.105, 0.157$ 和 0.210 。初始固结有效围压为 47.6 kPa , 设定应力路径斜率 $\eta^{\text{ampl}}=0, 0.33, 1$ 和 1.42 , 振动频率 $f=1\text{ Hz}$, 加载波形为正弦波, 振动次数为 10000 次。通过循环围压三轴试验, 研究围压循环变化对粉质黏土孔压比 r_u 的影响。

对于饱和土样, 其体积变化与试样排(吸)水体积相等, 可采用体应变增量与轴向应变增量的比值 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ 表示试样的排水程度。部分排水条件通过控制反压控制器和轴压控制器实现。设定试样的排水体积速率为 $60\text{ mm}^3/\text{min}$, 轴向加载速率为 0.2 mm/min , 经计算得 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1 \approx 0.25$ 。

2 加载应力路径

不同应力路径和 $CDSR$ 条件下, 轴向动偏应力幅值 q^{ampl} 和围压循环动应力幅值 σ_3^{ampl} 按式(5)计算。

$$\sigma_3^{\text{ampl}} = q^{\text{ampl}} \left(\eta^{\text{ampl}} - \frac{1}{3} \right) \quad (5)$$

根据设定的 $CDSR=0.105, 0.157$ 和 0.210 以及初始围压值 $\sigma_3^0=47.6\text{ kPa}$, 利用式(4)可分别计算对应的轴向动偏应力幅值 q^{ampl} 。将 q^{ampl} 值代入式(5)即可得到不同应力路径条件时, 围压循环动应力幅值 σ_3^{ampl} , 见表 2。

轴向循环动应力 q^{cyc} 按式(6)计算。

$$q^{\text{cyc}} = 43.9 + q^{\text{ampl}} \sin(2\pi t) \quad (6)$$

循环围压 σ_3^{cyc} 按式(7)计算。

$$\sigma_3^{\text{cyc}} = 47.6 + \sigma_3^{\text{ampl}} \sin(2\pi t) \quad (7)$$

3 超孔压比

循环荷载作用将导致土体超静孔隙水压力的循环变化, 进而影响土体的有效应力, 造成土体强度的变化, 参照文献[11]按式(8)定义超孔压比 r_u 。

$$r_u = \Delta u / p'_0 \quad (8)$$

式中, r_u 为超孔压比; Δu 为超孔隙水压力, kPa ; p'_0 为初始有效固结围压, kPa 。

已有研究^[10,11]认为循环围压作用会引起饱和土体产生相应的弹性孔压, 循环偏应力作用将引起残余孔压变化。循环偏应力和循环围压耦合作用产生的最大孔压可按式(9)计算^[12]。

$$r_u^{\text{max}} = r_u^q + r_u^p \quad (9)$$

式中, r_u^q 为残余孔压比, 由循环偏应力引起; r_u^p 为弹性孔压比, 由循环平均主应力引起, $r_u^p = B \cdot p^{\text{ampl}} / p'_0$ 。

将 r_u^p 带入式(9)则有

$$r_u^{\text{max}} = r_u^q + B \cdot p^{\text{ampl}} / p'_0 \quad (10)$$

表 2 不同循环动应力下的循环围压 (单位: kPa)Tab. 2 Cyclic confining pressure under different cyclic dynamic ratio (unit: kPa)

q^{ampl} σ_3^{ampl} η^{ampl}	10	15	20
0	−3.33	−5.00	−6.67
1/3	0.00	0.00	0.00
1	6.67	10.00	13.33
1.42	10.87	16.30	21.73

又因 $p^{\text{ampl}} = \eta^{\text{ampl}} \cdot q^{\text{ampl}}$, 故

$$r_u^{\text{max}} = r_u^q + B \cdot \eta^{\text{ampl}} \cdot q^{\text{ampl}} / p'_0 \quad (11)$$

由式(11)可以清楚地表示 r_u^{max} 与应力路径斜率 η^{ampl} 的关系。

同理, 对于最小孔压比 r_u^{min} , 可按照式(12)计算。

$$r_u^{\text{min}} = r_u^{\text{max}} - r_u^p = r_u^{\text{max}} - B \cdot \eta^{\text{ampl}} \cdot q^{\text{ampl}} / p'_0 \quad (12)$$

采用公式(11)和(12)可近似计算饱和粉质黏土的最大动孔压比 r_u^{max} 和最小动孔压比 r_u^{min} 的值及其变化规律。

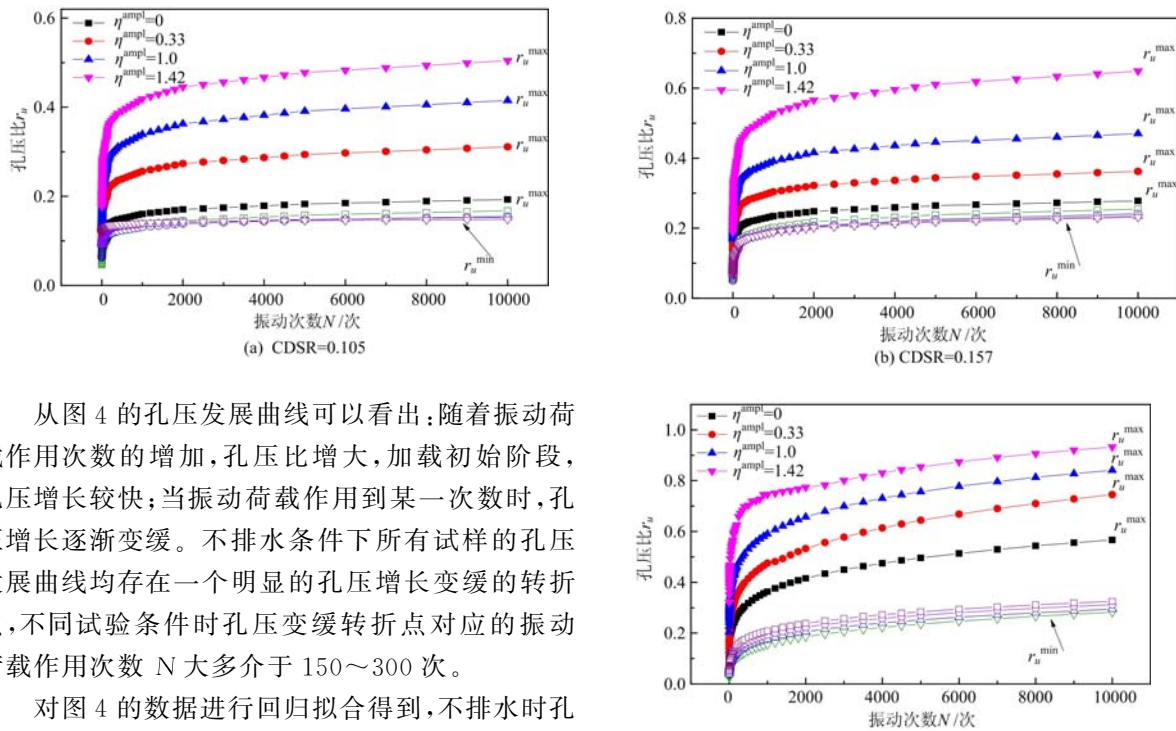
将式(4)代入式(11), 有

$$r_u^{\text{max}} = r_u^q + 2B \cdot \eta^{\text{ampl}} \cdot \text{CDSR} \quad (13)$$

4 试验结果

4.1 不排水应力路径下粉质黏土孔压发展规律

图4为不排水应力路径下粉质黏土超孔压比与振动次数的关系曲线。



从图4的孔压发展曲线可以看出:随着振动荷载作用次数的增加,孔压比增大,加载初始阶段,孔压增长较快;当振动荷载作用到某一次数时,孔压增长逐渐变缓。不排水条件下所有试样的孔压发展曲线均存在一个明显的孔压增长变缓的转折点,不同试验条件时孔压变缓转折点对应的振动荷载作用次数 N 大多介于150~300次。

对图4的数据进行回归拟合得到,不排水时孔压比 r_u 与振动次数 N 呈式(14)所示的对数关系。

$$r_u = A \ln(N) + B \quad (14)$$

式中, A 、 B 为与试验条件有关的拟合参数。经回归分析得,当采用式(14)描述最大动孔压比曲线时, A 、 B 与 η^{ampl} 和 CDSR 具有如式(15)和式(16)所示的关系。

$$A = -0.021 + 0.323\text{CDSR} + 0.017\eta^{\text{ampl}} \quad (15)$$

$$B = 0.022 + 0.200\text{CDSR} + 0.086\eta^{\text{ampl}} \quad (16)$$

对比图4(a)、(b)和(c)可知,随着 CDSR 和 η^{ampl} 的增大, $r_u^{\text{max}} \sim N$ 曲线上移,孔压数值增大,最大动孔压比 r_u^{max} 增大,这与上述拟合公式得到的结论一致。

与最大孔压比曲线发展规律不同,最小孔压比 $r_u^{\text{min}} \sim N$ 曲线受围压循环变化影响较小; r_u^{min} 随循环围压幅值 σ_3^{ampl} 增加而略有减小,这主要是由于不同应力路径斜率 η^{ampl} 条件时,粉质黏土应变发展速率不同造成的,因此本文认为最小孔压比不受试验条件的影响,式(14)可近似退化为:

$$r_u^{\text{min}} = 0.008 \ln(N) + 0.073 \quad (17)$$

图4 不排水条件下粉质黏土动孔压比
Fig. 4 Development law of dynamic pore pressure ratio
development of silty clay under undrained conditions

4.2 部分排水应力路径下粉质黏土孔压发展规律

部分排水条件下粉质黏土 $r_u^{\max}$ 和 $r_u^{\min}$ 发展规律曲线如图 5 所示。

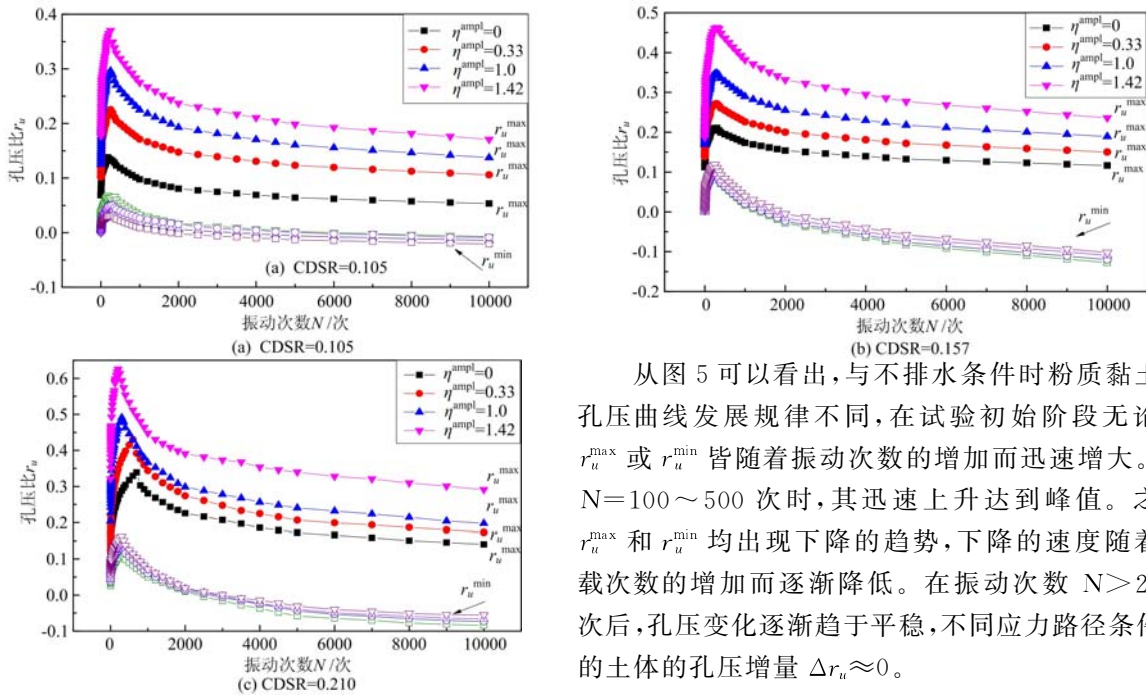


图 5 部分排水条件下粉质黏土动孔压比发展规律

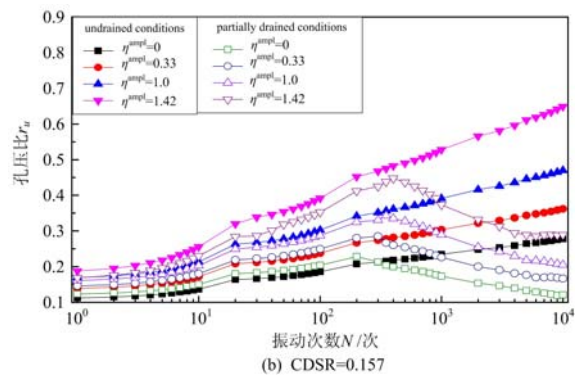
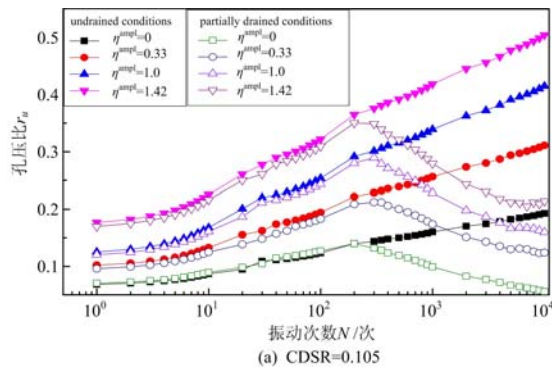
Fig. 5 Development law of dynamic pore pressure ratio of silty clay under partially drained conditions

降速率均随循环围压幅值 σ_3^{amp} 的增大而增大,但 $r_u^{\max}$ 的稳定值随着 σ_3^{amp} 的增大而增大,而 $r_u^{\min}$ 的稳定值随着 σ_3^{amp} 的增大却有所减小。在稳定段, $r_u^{\max}$ 随 σ_3^{amp} 的增大而增大,说明循环围压对 $r_u^{\max}$ 影响较大。而所有的 $r_u^{\min}$ 曲线几乎重叠,说明循环围压对 $r_u^{\min}$ 影响较小,这与不排水试验结果相同。且在试验的最后阶段, $r_u^{\min}$ 会下降为负值, CDSR 和 η^{amp} 均对其无太大影响。

4.3 排水条件对孔压的影响分析

部分排水条件时,粉质黏土的 $r_u^{\max}$ 和 $r_u^{\min}$ 曲线发展规律比不排水条件时更加复杂。应力路径斜率 η^{amp} 同时影响了最大孔压和最小孔压的峰值。但对于 $r_u^{\min}$ 在试验后期出现负值的现象,以及 CDSR 和 η^{amp} 等试验条件对其影响较小的事实却很难从孔压发展机理上来阐释,这可能与所取试样的结构性相关。亦即由于循环荷载的作用,土体的结构性发生了破坏,导致试样出现结构性损伤,其内部形成多路径的排水通道有关。

图 6 为不排水条件和部分排水条件时 K_0 固结饱和粉质黏土的 $r_u^{\max} \sim N$ 曲线。由图 6 可知,在加载初期,无论是否排水, $r_u^{\max}$ 均随着振动作用次数的增加而增长。但部分排水条件时的 $r_u^{\max}$ 要比不排水条件时的 $r_u^{\max}$ 略小一些。当循环荷载作用次数大于 200~450 次后,不排水条件下粉质黏土的 $r_u^{\max}$ 持续上升,而部分排水条件时粉质黏土的 $r_u^{\max}$ 却开始下降。循环围压向弹性孔压的转化在外部荷载刚开始作用时就已基本完成,由循环围压引起的弹性孔压增长逐渐减小。同时循环围压幅值 σ_3^{amp} 越大,弹性孔压越大,最大动孔压比 $r_u^{\max}$ 越大。 $r_u^{\max}$ 的发展几乎全部由残余孔压贡献,不同应力路径下的 $r_u^{\max}$ 变得几乎平行增长。式(13)也表明当 η^{amp} 和 CDSR 增加时,虽然变围压三轴循环试验引起的残余孔压保持不变,但平均循环主应力产生的弹性孔压却随着 η^{amp} 和 CDSR 增加而增加,最终导致最大孔压比 $r_u^{\max}$ 增大,这是最大孔压比 $r_u^{\max}$ 随 η^{amp} 和 CDSR 增加的根本原因。综上可知部分排水时,孔隙水的排出同时影响了残余孔压和弹性孔压的发展规律,导致了孔隙压力先上升后下降的变化趋势。



5 结论

(1) 不排水试验时, K_0 固结饱和粉质黏土最大孔压比随 η^{mpl} 和 CDSR 增大而增大; 最小孔压比 $r_u^{min} \sim N$ 曲线受变围压影响较小。不排水条件下, K_0 固结饱和粉质黏土孔压与振动次数成对数关系。

(2) 部分排水试验时, K_0 固结饱和粉质黏土最大(小)孔压比曲线均表现为先升后降的形态。当 $N > 2500$ 次后, 孔压变化逐渐趋于平稳, 不同应力路径条件下的孔压增量几乎保持不变。

(3) K_0 固结饱和粉质黏土孔压比随循环围压幅值的增大而增大。但最大孔压比的稳定值随循环围压幅值的增大而增大, 最小孔压比则反之。

(4) 循环围压向弹性孔压的转化在加载初期就已基本完成, 当试验条件为部分排水时, 孔隙水的排出同时影响了残余孔压和弹性孔压的发展, 使得排水条件下 K_0 固结饱和粉质黏土 $r_u^{max} \sim N$ 表现为先上升后下降的形式。

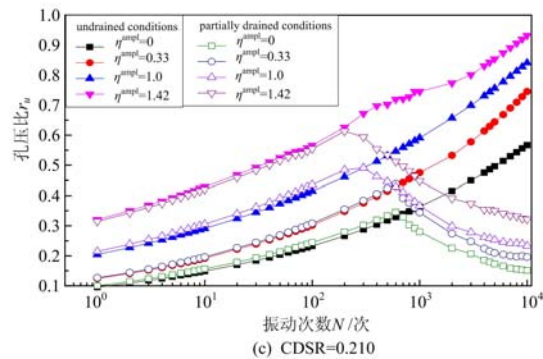


图6 不排水与部分排水条件下土样最大孔压比发展规律

Fig. 6 Development law of the maximum dynamic pore pressure ratio of samples under undrained and partially drained conditions

参考文献:

- [1] 李校兵, 谷川, 蔡袁强. 循环偏应力和循环围压耦合应力路径下饱和软黏土动模量衰减规律研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7):1218—1226 (LI Xiaobing, GU Chuan, CAI Yuanqiang. Dynamic modulus degradation for soft saturated clay under coupling stress paths of cyclic deviatoric stress and cyclic confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(7):1218—1226 (in Chinese))
- [2] Pyke R M, Seed H B, Chan C K. Settlement of sands under multidirectional shaking[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, 101(4):370—398.
- [3] Seed H B, Pyke R M, Martin G R. Effect of multi-directional shaking on pore water development in sands[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 104(1):27—44.
- [4] Ishihara K, Yamazaki F. Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading[J]. Soils and Foundations, 1980, 20(1):45—59.
- [5] Wichtmann T, Niemunis A, Triantafyllidis T. On the influence of the polarization and the shape of the strain loop on strain accumulation in sand under high-cyclic loading [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(1):14—28.
- [6] Sivathayakan S, Vhid Y P. Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002(39): 63—76.
- [7] 陈存礼, 谢定义, 高鹏. 球应力往返作用下饱和砂土变形特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3):513—520 (CHEN Cunli, XIE Dingyi, GAO Peng. Testing study on deformation characteristics of saturated

- sand under repeated spherical stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(3):513—520 (in Chinese))
- [8] Rascol E. Cyclic properties of sand; dynamic behavior for seismic applications[D]. Lausanne: Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, 2009.
- [9] Grabe P J. Effects of principal stress rotation on permanent deformation in rail track foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(4): 555—565.
- [10] 谷川, 蔡袁强, 王军. 地震 P 波和 S 波耦合的变围压动三轴试验模拟[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(10):1903—1909 (GU Chuan, CAI Yuanqiang, WANG Jun. Coupling effects of P-waves and S-waves based on cyclic triaxial tests with cyclic confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(10):1903—1909 (in Chinese))
- [11] 谷川, 王军, 蔡袁强, 等. 考虑变围压因素的饱和软黏土循环纯压动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(7):1307—1315 (GU Chuan, WANG Jun, CAI Yuanqiang, et al. Undrained dynamic behaviors of saturated clays under compressive stress paths considering cyclic confining pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(7):1307—1315 (in Chinese))
- [12] Simonsen E, Isacsson U. Soil behavior during freezing and thawing using variable and constant confining pressure triaxial tests[J]. Can Geotechnical, 2001, 38(4):863—875.

Experimental study on dynamic pore pressure characteristics of silty clay subjected to variable confining pressure

LIU Jia-shun^{1,2}, WANG Lai-gui², ZHANG Xiang-dong¹, LAI Peng-an¹, LI Tian-long¹

(1. College of Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, Liaoning, China;

2. College of Mechanics and Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, Liaoning, China)

Abstract: In order to study the pore pressure development pattern and strength characteristics of silty clay subjected to variable confining pressure, using GDS three axis vibration experimental system, cyclic three shaft experiment was carried out for silty clay under condition of undrained and partial drainage to study the influence of variable confining pressure stress path on dynamic pore pressure variation of silty clay. Results show that under the condition of variable confining pressure, the pore pressure of silty clay mainly consists of two parts, that is the elastic pore pressure and residual pore pressure. In the case of undrained silty clay, the maximum pore pressure ratio increases with the increase of the stress path slope and cyclic dynamic stress ratio, and the minimum pore pressure is less affected by cyclic confining pressure. In the case of partially drained silty clay, the maximum pore pressure ratio curves ($r_u^{\max} \sim N$) and the minimum pore pressure ratio curves ($r_u^{\min} \sim N$) rises first and then falls. When vibration times $N > 2500$, the pore pressure variation tends to be stable. The maximum (minimum) pore pressure ratio increases with the increase of cyclic dynamic stress ratio, but the influence of cyclic confining pressure amplitude on pore pressure ratio is different. Stable value of $r_u^{\max}$ increases with the increase of cyclic confining pressure amplitude, but stable value of $r_u^{\min}$ decreases with the increase of cyclic confining pressure amplitude. Above results may provide scientific evidence for the study of silty clay strength characteristics under traffic cyclic loading, and provide key technical support for study of ground catastrophic control.

Keywords: variable confining pressure; cyclic deviatoric stress; silty clay; pore pressure ratio; global digital system (GDS)