

饱和砂土液化后再固结体变特性研究

周云东¹,刘汉龙¹,丁晓峰²,胡五星³

(1.河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098;2.南京市政设计院,江苏 南京 210008
3.北京勘测设计研究院,北京 100024)

摘要 通过对饱水砂土动加载后的再固结体变特性试验研究,发现动加载后的再固结体变不仅与动加载引起的超孔隙水压力、动加载引起的土体最大剪应变有较好的相关性,而且试样的初始有效固结压力对它也有较大的影响.基于试验结果提出了一个可考虑围压影响的再固结体变计算公式.

关键词 永久变形 饱和砂土 再固结体变

中图分类号 :TU470 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2003)04-0403-04

地震引起的土体密实是造成地表沉降的重要原因,对这一问题可通过饱水砂土的震后再固结试验进行研究,前人对此也进行了一些研究.1974 年 Lee 通过对饱和砂土的震后再固结试验,指出饱和砂土的再固结体变取决于孔压值的大小,与动荷载的特性无关,主要影响因素是粒径,初始固结压力和相对密实度只有当孔压比大于 0.6 时才起明显的影响.石兆吉等^[1]、么印凡等^[2]、Nagase 等^[3]以及其他学者均对此进行过研究,他们的研究成果和 Lee 研究的结果是一致的.在 Nagase 试验结果的基础上,Ishihara 等^[4]提出了一个地震导致地表沉降的预测方法,Shamoto^[5]指出再固结体变和动加载引起的最大剪应变有较好的相关性.在这些研究中有关固结压力影响的研究较少,本文通过试验着重就固结压力的影响进行分析.

1 试验方法及试样制备

试验是在全自动多功能三轴仪上进行的^[6],采用的是实心圆柱状试样的常规动三轴试验方法,试样尺寸为 $\varnothing 61.8\text{ mm}\times 150\text{ mm}$,在饱水及固结操作完成之后再在不排水条件下施加一垂直向的动荷载,当试样的液化程度或最大超孔隙水压力达到预定值时停止施加动荷载,打开试样上的排水阀,测出排出水的体积,计算试样的体积应变.该体积应变即为再固结体变.

试验所采用砂样最大及最小孔隙比分别为 0.974 和 0.568,平均粒径 $D_{50}=0.35\text{ mm}$,不均匀系数 $C_u=3.13$.试样用空中砂雨法制备,饱和采用二氧化碳冲洗法,二氧化碳的通入时间约为 30 min,通气完成之后再向试样中通入无气水,通水时间也为 30 min.在此之后进行孔压系数 B 值测试,若饱和度达不到要求,则再向试样施加一个反压,以确保 B 值大于 0.95,然后再将试样在预定的围压下固结.在当前的研究中作者拟对可能影响砂土再固结体变的各种影响因素进行研究,因此采用了两种不同的波形来分析动荷载的可能影响.分别称这两种波为 Wave 1 和 Wave 2.其中 Wave 1 是标准正弦波,频率为 1 Hz;Wave 2 也是正弦波,但其中有若干周的波幅被放大,其频率为 0.5 Hz,相当于不规则地震波.

2 试验结果分析

试验采用了 3 种不同的相对密实度,装样相对密实度分别为 30%,50%,70%.当固结压力为 100 kPa 时固结之后的相对密实度分别变为 32.99%,52.56% 及 71.57%.为了弄清固结压力的影响,对相对密实度为 50%的试样采用了 100 kPa,200 kPa,400 kPa 3 种固结压力,对于每一固结压力都用上述两种波形进行试验,试验过程中测记的物理量有轴向应力、应变及超孔隙水压力.下面对试验结果进行详细讨论.

Ishihara 等^[4]指出,如果在试验过程中控制试验为不排水条件,则实心样的轴向应变可以转换为剪应变.

收稿日期 2002-12-30

基金项目 国家自然科学基金资助项目(59809004)

作者简介 周云东(1975—),男,江苏姜堰人,博士研究生,主要从事土动力学与地基基础工程方面的研究.

在本文试验中均用下式进行了转换：

$$\gamma = 1.5\varepsilon \tag{1}$$

随着动荷载的施加,试样中的超孔隙水压力将不断上升,动荷载停止时试样中的超孔隙水压力叫做残余超孔隙水压力 u_r . 图 1 给出了试样再固结体变 ε_{vr} 和残余超孔隙水压力比 u_r/σ'_{30} 的关系. 可以看出再固结体变和试样残余超孔隙水压力比之间的相关性较好,随着残余超孔隙水压力比的增加,再固结体变有增加的趋势,但是这个关系只是当 u_r/σ'_{300} 小于 1.0 时是有效的,当 u_r/σ'_{30} 达到 1.0 时这一关系不再有效. 试样液化后如果再继续施加动荷载,则随着动荷载的施加试样的轴向应变将逐渐增加,因此试样所经受的最大双幅轴向应变 $\varepsilon_{\max}$ (可由式(1)转化为剪应变 $\gamma_{\max}$) 可以看成是砂样结构遭受破坏程度的一个指标. 初始液化后尽管试样的残余孔压比保持为 1.0,但是随着动荷载的施加,试样结构的破坏程度将加剧. 在这种条件下可以将再固结体变和动加载引起的最大剪应变 $\gamma_{\max}$ 之间建立起较好的关系,图 2 为再固结体变 ε_{vr} 和最大剪应变 $\gamma_{\max}$ 之间的关系,这一关系不受残余超孔隙水压力比的影响. 这一结论验证了 Nagase 及 Ishihara 的研究成果,略有不同的是在本文中 $\gamma_{\max}$ 是动加载导致的最大双幅剪应变,这是因为在动加载过程中试样的轴向应变并不绝对对称,只有双幅应变才能较好地反映试样结构所受的扰动. 从图 2 还可以看出动荷载的波形及其频率对这一关系并不构成影响,不同动荷载波形的试验结果大致位于同一试验曲线上.

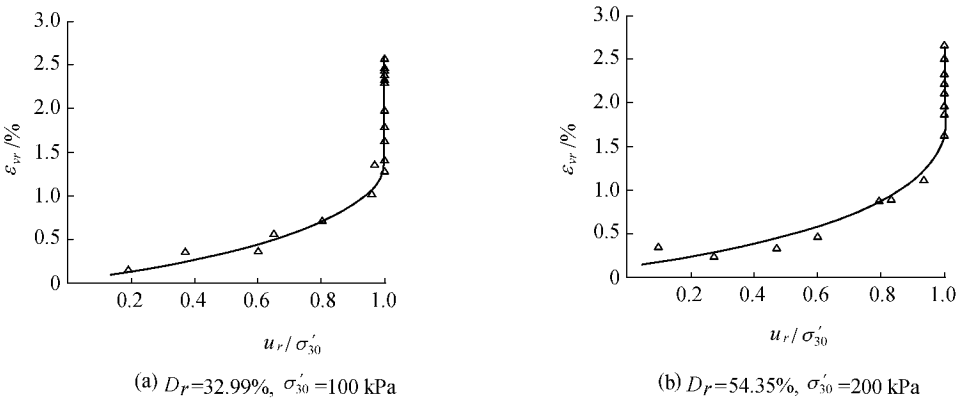


图 1 $\varepsilon_{vr} \sim u_r/\sigma'_{30}$ 关系

Fig.1 Relationship between ε_{vr} and u_r/σ'_{30}

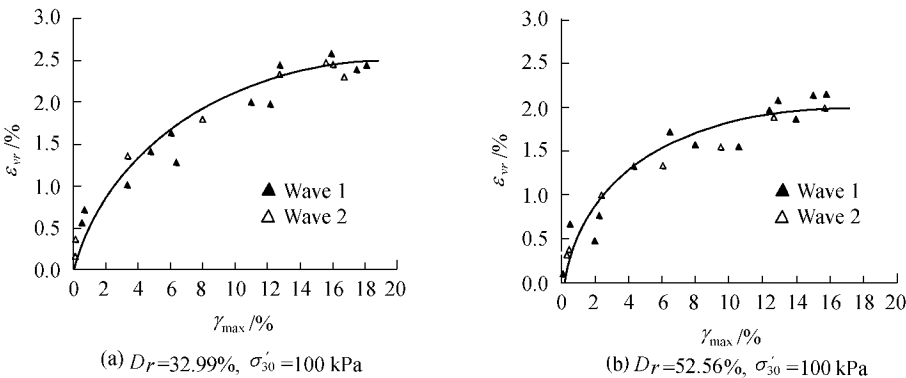


图 2 $\varepsilon_{vr} \sim \gamma_{\max}$ 关系

Fig.2 Relationship between ε_{vr} and $\gamma_{\max}$

图 3、图 4 用 50% 相对密度试样对围压对再固结体变的影响进行了归纳. 图 3 是再固结体变和残余超孔隙水压力比之间的关系,可以看出在液化之前围压的影响不明显,当 u_r/σ'_0 小于 0.5 时似乎不构成影响,当 u_r/σ'_{30} 大于 0.6 时影响开始变大,这和 Lee 的研究结论较一致. 在图 4 中,当 $\gamma_{\max}$ 小于 4% 左右时影响可以被忽略,但是当 $\gamma_{\max}$ 大于 5% ~ 6% 时影响较大,而且随着 $\gamma_{\max}$ 的增大,围压的影响将加剧,如果将固结导致的试

样体积减小考虑进去则围压的影响还要增大. 根据 Shamoto 等^①定义的相对压缩指数 R_C (R_C 可以用式(2)表示)和 $\gamma_{\max}$ 之间的关系在双对数坐标系中为直线关系,可以用式(3)表示, A 和 B 为与砂样的颗粒结构特征及围压等有关的试验参数.

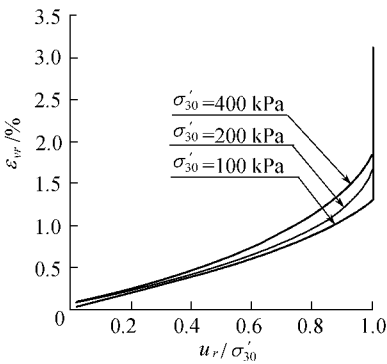


图 3 $\varepsilon_{vr} \sim u_r/\sigma'_{30}$ 关系

Fig.3 Relationship between ε_{vr} and u_r/σ'_{30}

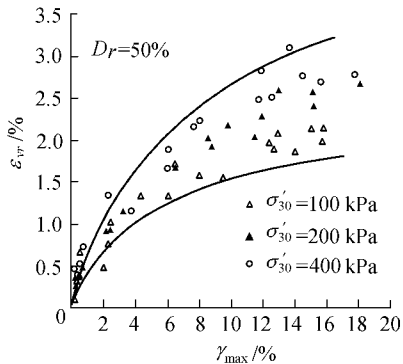


图 4 $\varepsilon_{vr} \sim \gamma_{\max}$ 关系

Fig.4 Relationship between ε_{vr} and $\gamma_{\max}$

$$R_C = \Delta e / (e_i - e_{\min}) \tag{2}$$

$$\lg R_C = A + B \lg \gamma_{\max} \tag{3}$$

式中: Δe ——孔隙比的改变量; e_i ——初始孔隙比; $e_{\min}$ ——最小孔隙比.

因为在当前的研究中当 $\gamma_{\max} \leq 4\%$ 时围压的影响不明显,故只将 $\gamma_{\max} > 4\%$ 的数据选出来研究这种影响. 图 5 表示 R_C 与 $\gamma_{\max}$ 的关系,在该图中同时给出了各个不同围压下 R_C 和 $\gamma_{\max}$ 关系的拟合曲线及其方程. 图 6 为参数 A, B 随围压变化的关系,从图中可以看出在双对数坐标系中参数 A, B 和有效围压之间的关系也是线性的,图中也给出了该关系的表达式.

从图 6 中可以看出在影响饱水砂土震后再固结体变的两个参数中,参数 A 几乎不受围压影响,参数 B 受围压影响较大.

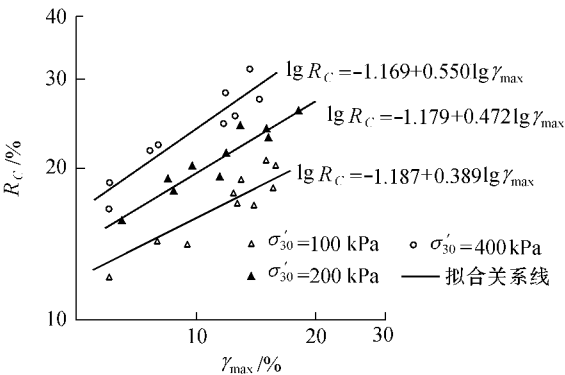


图 5 $R_C \sim \gamma_{\max}$ 关系

Fig.5 Relationship between R_C and $\gamma_{\max}$

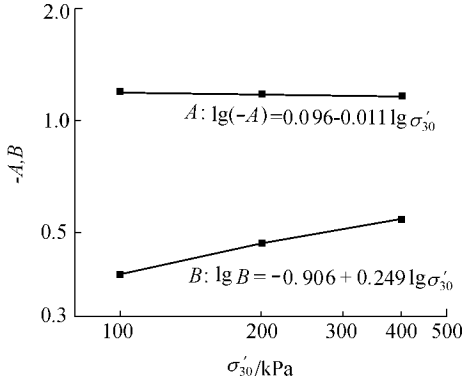


图 6 $A, B \sim \sigma'_{30}$ 关系

Fig.6 Relationship between A, B and σ'_{30}

参数 A, B 可以表示为

$$A = -10^{0.096 \sigma'_{30} - 0.011} = -1.246 \sigma'_{30}^{-0.011} \tag{4}$$

$$B = 10^{-0.906 \sigma'_{30} + 0.249} = 0.124 \sigma'_{30}^{0.249} \tag{5}$$

将式(4)(5)代入式(3)得

$$R_C = 10^{A \gamma_{\max}^B} = 0.057 \sigma'_{30}^{-0.011} \gamma_{\max}^{0.124 \sigma'_{30}^{0.249}} \tag{6}$$

① SHAMOTO Y, SATO M, ZHANG Jian-min. Liquefaction-induced settlements in sand deposits. Proceedings of Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995. 215—220.

对于当前试验所采用的砂样,参数 A 的值为 -1.179 ,故式(6)可以转化为

$$R_C = 10^A \gamma_{\max}^B = 0.066 \gamma_{\max}^{0.124 \sigma_{30}'^{0.249}} \quad (7)$$

根据上面的推导,再固结体变可以用下式表示:

$$\epsilon_{vr} = \frac{\Delta e}{1 + e_i} = R_C (e_i - e_{\min}) / (1 + e_i) = \frac{0.066 \gamma_{\max}^{0.124 \sigma_{30}'^{0.249}} (e_i - e_{\min})}{(1 + e_i)} \quad (8)$$

3 结 论

地震会使得饱水砂土地基产生沉降及不均匀沉降,这种沉降主要是由砂土的压密引起的.本文对饱水砂土震后再固结体变特性进行了一系列的室内试验研究,发现动加载导致试样的最大双幅轴向应变可以看成是试样遭受破坏程度的一个指标,并且和砂样再固结体变之间有良好的相关性,这种相关性与试样是否液化无关.研究还发现初始固结压力对再固结体变的影响不可忽略,特别是在振动导致试样的破坏达到一定程度之后这种影响较大.笔者在试验的基础上对这一影响进行了定量分析,提出了一个可考虑围压影响的再固结体变计算公式.

参考文献:

- [1] 石兆吉,丰万玲,郁寿松.饱和砂土震后再固结体应变的变化规律[J].岩土工程学报,1989,13(11):43—51.
- [2] 么印凡,谢定义,王士凤.饱和砂土震后再固结变形规律的试验研究[J].工程抗震,1995(4):32—34.
- [3] NAGASE H,ISHIHARA K. Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes[J]. Soils and Foundations,1988,28(1):65—76.
- [4] ISHIHARA K,YOSHIMINE M. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes[J]. Soils and Foundations,1992,32(1):173—188.
- [5] SHAMOTO Y,SATO M,ZHANG Jian-Min. Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits[J]. Soils and Foundations,1996,36(1):152—163.
- [6] 刘汉龙,周云东,高玉峰,等.多功能静动三轴仪研制及其在液化后大变形中的应用[J].大坝观测与土工测试,2001,25(5):48—51.

Reconsolidation volumetric behavior of saturated sand soil after liquefaction

ZHOU Yun-dong¹, LIU Han-long¹, DING Xiao-feng², HU Wu-xing³

(1. Geotechnical Research Institute, Hohai Univ., Nanjing 210098, China;

2. Nanjing Municipal Design Institute, Nanjing 210008, China;

3. Beijing Hydro-electric Investigation and Design Institute, Beijing 100024, China)

Abstract An experimental study on the reconsolidation volumetric behavior of saturated sand soil after dynamic loading shows that good correlativity exists between the reconsolidation volumetric strain, the excess pore water pressure, and the maximal shear strain induced by dynamic loading, and that the initial effective consolidation pressure has a great effect on the reconsolidation volumetric strain. Based on the experimental results, a calculating formula is proposed for the reconsolidation volumetric strain, which takes the effect of confining pressure into account.

Key words permanent deformation; saturated sand soil; reconsolidation volumetric strain