

# 饱和软粘土的再固结性状研究

## The study on reconsolidation characteristics of saturated soft clay

白 冰

武汉交通科技大学土建系, 武汉, 430063)

刘祖德

武汉水利电力大学水利系, 武汉, 430072)

文 摘 围绕“动静结合排水固结法”课题,通过室内试验研究饱和软粘土在冲击荷载作用下的再固结性状,重点分析排水条件对土体固结和再固结的影响,指出孔隙压力升高与再固结体应变之间的唯一性关系。提出再固结体体积压缩系数和再固结压缩指数的概念并给出其确定方法。对冲击荷载作用后软土地基沉降计算方法进行讨论,包括多遍冲击和部分排水条件的情形,并给出试验验证。

关键词 冲击荷载,饱和软粘土,再固结体应变,孔隙水压力,沉降

中图法分类号 TU 411

作者简介 白 冰,男,1966 年生,1988 年毕业于合肥工业大学土木工程系,1998 年在武汉水利电力大学获岩土工程博士学位,现为武汉交通科技大学副教授。从事软基加固方面的研究。

*Bai Bing*

Dept. of Civil Engineering, Wuhan Transportation University, Wuhan, 430063)

*Liu Zude*

Dept. of Hydraulic Engineering, Wuhan University of Hydraulic and Electric Engineering, Wuhan, 430072)

**Abstract** For the subject on drainage consolidation method of combining static and dynamic loading, the reconsolidation characteristics of saturated soft clay under impact loading are studied by laboratory tests, and particularly, the influence of drainage condition on consolidation and reconsolidation of soft clay are analysed. Based on test results, the uniqueness of the relationship between pore pressure and reconsolidation volumetric strain is pointed out. The methods for determining coefficient of reconsolidation volume compressibility and reconsolidation index are given. Finally, a model for predicting the settlement of soft clay foundation after impact loading is suggested, which fits well with test results.

**Key words** impact loading, saturated soft clay, reconsolidation volumetric strain, pore water pressure, settlement

## 1 引 言

动荷载作用下地基土的变形特性早已引起学者们的重视。K. Yasuhara 等研究了软基上低路堤在交通荷载作用下引起的固结变形量,根据大量室内试验提出了相应的预测模式<sup>[1]</sup>。H. Fujiwara 进一步在试验基础上针对一油罐地基在反复加卸荷条件下的沉降量进行了计算<sup>[2]</sup>。S. Ohara<sup>[3]</sup>在研究周期剪切引起的饱和粘土层的沉降时指出,即使是超固结粘土层承受周期剪切,仍然会产生超孔隙水压力和沉降,其大小比次固结产生的沉降大得多。K. Yasuhara 等研究了循环单剪试验引起孔隙水压力的消散过程并与卸荷回弹再压缩过程进行了比较,得出十分有意义的结论<sup>[4]</sup>。

由于软粘土地基渗透性差,动荷载作用下引起的孔隙水压力很难在短时间内消散,再固结变形量的研究并未引起足够的重视,以往大多数文献集中在动荷载作用下剪切变形及动强度的研究。近年来,通过改善地基的排水条件(如打设垂直向塑料排水板和铺设水平向排水砂垫层),并将填土预压法和强夯法相结合(本文称“动静结合排水固结法”)加固软粘土地基已取

得良好的效果<sup>[5]</sup>。其实质是,将动荷载和静荷载相结合,利用动荷载较大的冲击能激发较高的孔隙水压力,在静荷载下孔隙压力得以消散,土体再固结变形,强度进而提高。这里,静荷载作用下排水固结的份额是基本的,动荷载作用下的再固结变形份额是附加的,但经过合适的夯击,地基土强度会大大提高。围绕这一课题,本文研究软粘土在冲击荷载作用下的再固结变形性状,重点分析排水条件对土体固结和再固结的影响。

## 2 试验装置、试验方法和方案说明

### 2.1 试验装置

试验装置详见文献[6],这里简单说明如下:将常规三轴试验仪加以改进,通过一带有导杆的底盘与轴向压力杆相连,导杆内可套有不同重量的重锤并配合不同高度落距来施加不同的冲击荷载。

### 2.2 试样制备

选用武昌长江岸边基坑开挖所得的软粘土。经风干、碾散、过 0.5 mm 筛制备扰动土样。基本物理性质

到稿日期:1998-07-03

指标如下:塑限  $w_p = 16.4\%$ ,液限  $w_L = 36.9\%$ ,塑性指数  $I_p = 20.5$ 。试样尺寸为  $\phi = 3.91 \text{ cm}$ ,  $h = 8 \text{ cm}$ ,制备含水量为  $37.4\%$ ,干重度  $\gamma_d = 13.3 \text{ kN/m}^3$ ,饱和度  $S_r > 90\%$ ,初始孔隙比  $e_0 = 1.04$ 。另外,为改善试样排水条件,大部分试样在中部轴线处设置一直径为  $2 \text{ mm}$  的高透水性纸质排水蕊(或称排水井),并与试样上下面滤纸相接。少数试样在与中部轴线平行处均匀设置  $2 \sim 3$  根排水井。试样周边一般贴有滤纸条。排水井的设置是在试样制备成型后通过一直径也为  $2 \text{ mm}$  的钢针在规定位置进行穿引而成的。排水井为自行特制而成,有一定柔韧度而在常规压力作用下又变形较小,因此可望有较小的涂抹作用。超固结土样制备时,试样

先在较高等向压力下固结,然后卸荷至同一围压  $\sigma'_{3c} = 50 \text{ kPa}$  (试样允许吸水膨胀),形成不同超固结比土样。

### 2.3 试验方法和试验方案

试样在某一周围压力作用下完成主固结,然后在不排水条件下施加数次轴向冲击荷载。冲击荷载周期为  $1 \text{ min}$ 。每次冲击后待孔隙压力稳定至下一次冲击前测记孔隙压力值和相应轴向应变。当孔隙水压力累计达一定值后让试样在排水条件下固结稳定(约需  $120 \text{ min}$ ),再进行下一遍冲击,最后进行 CU 剪切试验。几个典型试样的试验方案见表 1,方案拟定主要考虑了周围压力、排水条件和冲击能大小对试验结果的影响。

表 1 试验方案说明

Table 1 Typical testing scheme

试样编号	周围压力 $\sigma'_{3c}/\text{kPa}$	排水条件	方 案 说 明
B-7	50	有滤纸,1根井	第1遍冲击 $2 \text{ N} \times 3 \text{ cm}$ ,5次; $2 \text{ N} \times 5 \text{ cm}$ ,5次。第2,3,4,5,6和7遍冲击能分别是 $2 \text{ N} \times 20 \text{ cm}$ , $2 \text{ N} \times 30 \text{ cm}$ , $2 \text{ N} \times 40 \text{ cm}$ , $2 \text{ N} \times 50 \text{ cm}$ , $2 \text{ N} \times 60 \text{ cm}$ 和 $2 \text{ N} \times 10 \text{ cm}$ ,每遍冲击6次
B-8	50	有滤纸,1根井	第1遍冲击 $2 \text{ N} \times 20 \text{ cm}$ ,第2遍冲击 $2 \text{ N} \times 30 \text{ cm}$ ,第3遍冲击 $2 \text{ N} \times 40 \text{ cm}$ ,每遍冲击6次
B-9	50	有滤纸,1根井	第1遍冲击 $2 \text{ N} \times 30 \text{ cm}$ ,第2遍冲击 $2 \text{ N} \times 40 \text{ cm}$ ,第3遍冲击 $2 \text{ N} \times 50 \text{ cm}$ ,每遍冲击6次
B-10	50	无滤纸,无井	第1遍冲击 $2 \text{ N} \times 20 \text{ cm}$ ,第2遍冲击 $2 \text{ N} \times 30 \text{ cm}$ ,第3遍冲击 $2 \text{ N} \times 40 \text{ cm}$ ,每遍冲击6次
B-19	150	有滤纸,1根井	第1遍冲击 $2 \text{ N} \times 10 \text{ cm}$ ,6次;第2遍冲击 $4 \text{ N} \times 20 \text{ cm}$ ,9次;第3遍冲击 $4 \text{ N} \times 30 \text{ cm}$ ,13次
B-24	50	无滤纸,1根井	冲击 $2 \text{ N} \times 20 \text{ cm}$ ,6次

注:表中周围压力为初始固结压力,遍与遍之间允许完全排水固结。

## 3 再固结变形分析

天然沉积的软粘土通常均具有较低的渗透系数(如小于  $1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ )。实践表明,利用动静结合排水固结法的关键在于改善地基的排水条件。作为室内试验,通过在试样周边贴滤纸条和试样轴线处设置透水性高的排水井及其不同组合来模拟不同的排水条件。

图 1 为典型试验的固结和再固结过程线。曲线 1 为试样无滤纸和排水井时的固结过程,曲线 2 为试样有滤纸及排水井时的固结过程及多遍冲击后的再固结过程,曲线 3 为较大固结围压下的固结过程(排水条件同 B-7)。这表明,改善排水条件后试样的固结过程明显加快,冲击后再固结比初始固结过程要快,后一遍冲击再固结比前一遍冲击再固结也有增快的趋势。经过多遍冲击和再固结,总体应变  $\epsilon_v = 13.6\%$ ,体应变增加  $25\%$  以上。曲线 2,3 比较说明,在较小围压下经过多遍冲击和再固结,效果相当于较大的超载预压。

不改善排水条件情况下(试样 B-10),当试样经  $2040 \text{ min}$  固结基本稳定后,同样进行了 3 遍冲击再固结试验(图 2)。结果发现,每遍冲击后也要经较长时间再固结才能达到稳定,且固结量小于改善排水条件的情况。如第 1 遍冲击后经  $720 \text{ min}$  固结稳定,体应变增量  $\Delta\epsilon_v = 0.8\%$ ,经 3 遍冲击体应变增量  $\Delta\epsilon_v = 1.8\%$ ,所需时间  $2100 \text{ min}$ ,此时总体应变  $\epsilon_v = 11.3\%$ 。

排水条件的改善不仅表现在固结过程中量的增大和速率的增快,也表现在冲击荷载作用后再固结量的增大和速率的增快。排水条件改善后,土体较快完成主固结,次固结系数也小得多<sup>[7]</sup>。且冲击后再固结过程也较快进入稳定阶段(图 3)。由图 3 和图 4 可看出,冲击荷载作用后的再固结过程也大致分为主固结阶段和次固结阶段,且这一过程比之初始固结过程( $\sigma'_{3c}$  作用下固结)要快得多,后续的冲击再固结过程比前面的再固结过程也要快。经过合适的冲击和再固结,土将固结得更彻底,土体的次固结变形量将减小。这一现象与地基在承受较大超载预压后次固结系数减小的情形<sup>[8,9]</sup>有类似的规律。

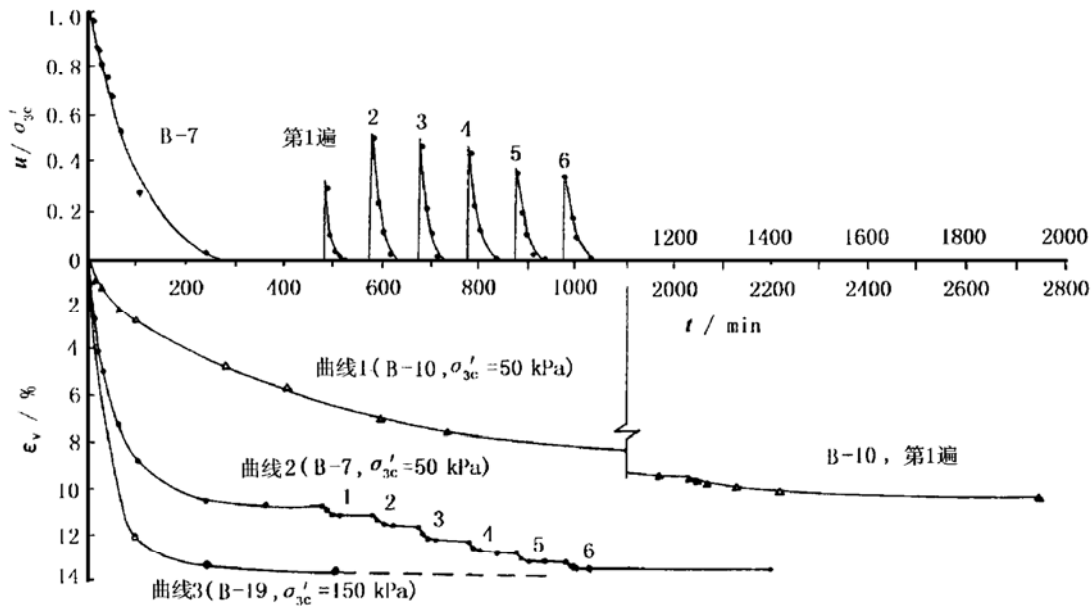


图1 土体固结及再固结过程  
Fig.1 Processes of consolidation and reconsolidation

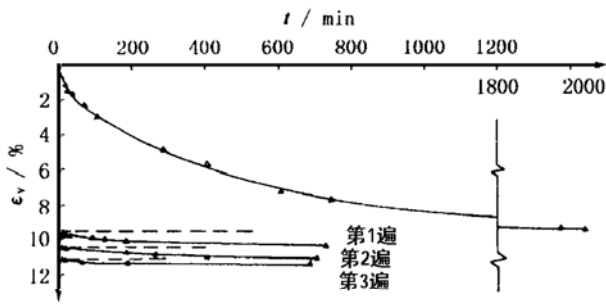


图2 试样 B-10 固结和再固结过程

Fig.2 Processes of consolidation and reconsolidation for sample B-10

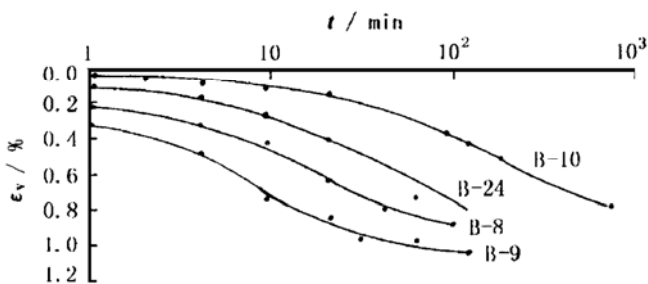


图3 不同排水条件下第1遍冲击再固结过程

Fig.3 Processes of reconsolidation after the first stage of impacting under various drainage condition

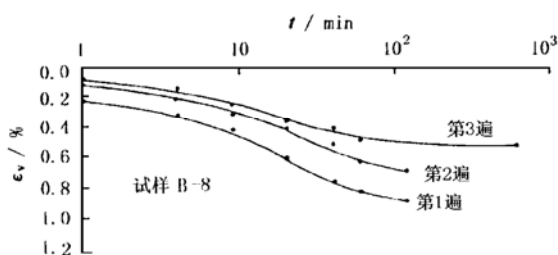


图4 多遍冲击再固结过程

Fig.4 Processes of reconsolidation under various stages of impacting

#### 4 孔隙压力升高与再固结体应变之间的唯一性关系

在大量室内试验的基础上给出饱和软粘土再固结体应变 (为简便记,仍用符号  $\epsilon_v$ ) 和孔隙水压力  $u$  的关系曲线,并给出  $\epsilon_v$  和  $u/\sigma'_{3c}$  的归一化曲线。图5和图6分别是土样经第1遍冲击后相应的关系曲线。

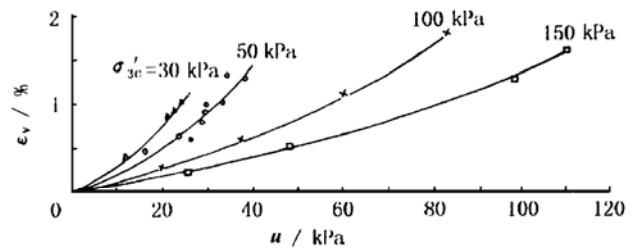


图5 第1遍冲击后  $\epsilon_v - u$  关系曲线

Fig.5 Relation between  $\epsilon_v$  and  $u$  after the first stage of impacting

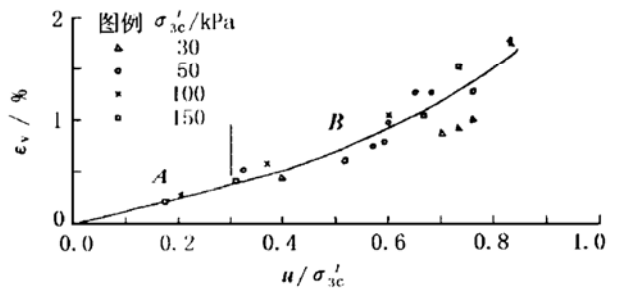


图6 第1遍冲击后  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系曲线

Fig.6 Relation between  $\epsilon_v$  and  $u/\sigma'_{3c}$  after the first stage of impacting

由图5,6中可以看出,不同围压下  $\epsilon_v$  随  $u$  的变化趋势是一致的,但再固结体应变  $\epsilon_v$  受围压  $\sigma'_{3c}$  的影响较大,当  $u$  不变时,  $\sigma'_{3c}$  愈大,  $\epsilon_v$  愈小。试验表明,无论土体在多大的冲击能下作用和经过多少次冲击,其

孔隙压力升高值与再固结体应变之间有良好的相关性,并可由  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系来归一。图 7 为由  $\epsilon'_v$  和  $u/\sigma'_{3c}$  得到的归一化曲线(这里定义  $\epsilon'_v = \Delta V'/\Delta V_c$ , 其中  $\Delta V'$  为再固结体变,  $\Delta V_c$  为  $\sigma'_{3c}$  作用下固结体变)。可见  $\epsilon'_v - u/\sigma'_{3c}$  关系比  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系有更好的归一性。

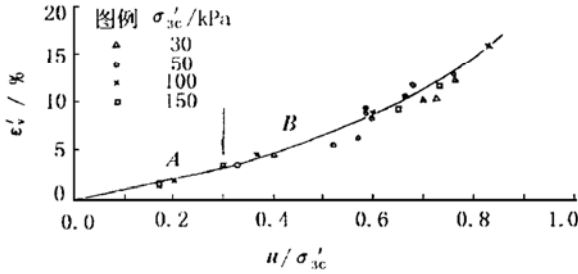


图 7 第 1 遍冲击后  $\epsilon'_v - u/\sigma'_{3c}$  关系曲线

Fig.7 Relation between  $\epsilon'_v$  and  $u/\sigma'_{3c}$  after the first stage of impacting

为应用方便起见,仍以图 6 给出的归一化曲线加以讨论。可以看出,当  $u/\sigma'_{3c} \leq 0.3$  时,曲线可近似看作直线(A段);当  $u/\sigma'_{3c} > 0.3$  时,可视为二次抛物线(B段)。拟合曲线的一般表达式为

$$\begin{aligned} \epsilon_v &= a (u/\sigma'_{3c}) \quad (u/\sigma'_{3c} \leq u_l/\sigma'_{3c}) \quad (1) \\ \epsilon_v &= b (u/\sigma'_{3c})^2 + c (u/\sigma'_{3c}) + d \quad (u/\sigma'_{3c} > u_l/\sigma'_{3c}) \quad (2) \end{aligned}$$

式中  $a, b, c$  和  $d$  均为试验参数;  $u_l/\sigma'_{3c}$  是表征归一化曲线特征的参数。对于本试验结果有  $a = 1.34, b = 1.72, c = 0.31, d = 0.15, u_l/\sigma'_{3c} = 0.3$ 。

第 2,3 遍甚至更多遍的冲击再固结,其  $\epsilon_v - u$  关系和  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系曲线仍可由第 1 遍冲击再固结相应的函数关系加以描述,见图 8 和图 9。即  $\epsilon_v$  和  $u/\sigma'_{3c}$  之间存在着唯一性的关系,它与冲击遍数无关。这一规律为软土地基经多遍冲击后的再固结变形计算提供了可能和方便,如可根据实测的孔隙压力上升值预测地基的附加沉降量,从而可避开复杂的动力荷载作用本构模式,便于信息化施工。

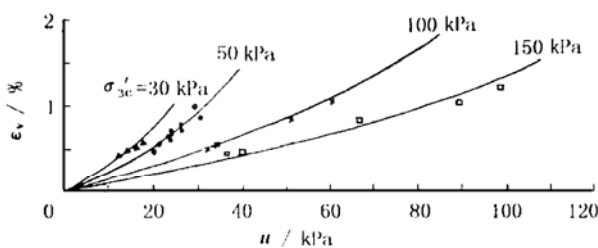


图 8 第 2,3 遍冲击后  $\epsilon_v - u$  关系  
注:个别点为第 4,5 遍冲击再固结结果)

Fig.8 Relation between  $\epsilon_v$  and  $u$  after the second and third stages of impacting

对 4 种不同超固结比土样 ( $OCR = 1, 2, 4, 8$ ) 的冲击荷载试验表明,  $\epsilon_v$  和  $u/\sigma'_{3c}$  关系仍可用同样的函数关系描述<sup>[7]</sup>。换言之,  $\epsilon_v$  和  $u/\sigma'_{3c}$  之间的唯一性关系可推广到承受过预压荷载的超固结土。这有两方面的意义,其一是超固结土在冲击荷载作用下的固结变形量可利用正常固结土所得的关系加以求解,其二是经受过较大超载预压的软土可承受较大的动荷载作用,亦即超固结比愈大,动荷载作用下孔隙压力愈小,相应固结变形量也愈小。

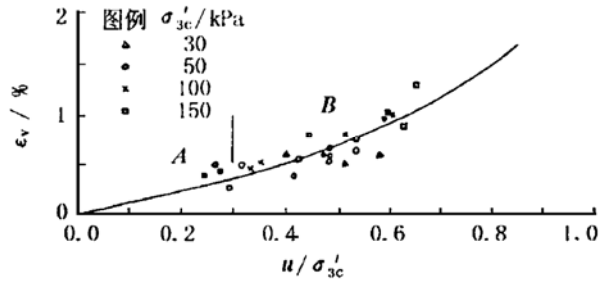


图 9 第 2,3 遍冲击后  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系曲线  
注:个别点为第 4,5 遍冲击再固结结果)

Fig.9 Relation between  $\epsilon_v$  and  $u/\sigma'_{3c}$  after the second and third stages of impacting

### 5 再固结体积压缩系数的确定

研究饱和软粘土地基在动荷载(如地震荷载、冲击荷载、交通荷载)作用下孔隙水压力的增长和消散时,常将太沙基渗透固结理论与孔隙水压力的增长模式加以耦合<sup>[7]</sup>。其中,再固结体积压缩系数  $m_r$  的确定是土体再固结变形计算的一项重要内容(定义  $m_r = d\epsilon_v/du$ )。本文从实用的目的出发,给出饱和软粘土  $m_r$  的确定方法。

由上述分析可知,图 6 中 A 段的  $m_r$  为常数(此时令  $m_r = m_{r0}$ ), B 段的  $m_r$  遵循线性变化规律。于是

$$\begin{aligned} m_{r0} &= 1.34 \times 10^{-2} / \sigma'_{3c} \text{ kPa}^{-1} \quad (u/\sigma'_{3c} \leq 0.3) \quad (3) \\ m_r / m_{r0} &= 2.57 (u/\sigma'_{3c}) + 0.23 \quad (u/\sigma'_{3c} > 0.3) \quad (4) \end{aligned}$$

这里,  $m_{r0}$  为初始再固结体积压缩系数,是表征土体再固结性能的一个重要参数。

图 10 给出几种典型土类在各种试验条件下的  $\epsilon_v - u/p'_c$  关系曲线,所引用的有关资料说明见表 2。结合文献 [10] 对饱和砂土再固结性能的研究可知,各种土的  $m_{r0}$  值变化范围很大。对于砂性土,颗粒大小和相对密度对  $m_{r0}$  有较大影响。文献 [10] 的研究进一步指出,相对密度对砂性土  $m_{r0}$  的影响因土类而异。对于粘性土,塑性指数  $I_p$  和初始含水量对  $m_{r0}$  有较大影响。根据图 10 和表 2 十分有限的资料,可给出  $m_{r0}$  随  $I_p$  的变化趋势如图 11 所示 ( $m_{r0}$  值系笔者根据所给资料求算的)。由

此可知,  $m_{r0}$  随  $I_p$  有较好的线性关系。但由于所用资料试验条件各不相同, 这一关系是否有普遍意义有待于深入研究。现给出以下的拟合关系供参考:

$$m_{r0} = (0.23 + 0.055I_p) \times 10^{-2} / p'_c \quad \text{kPa}^{-1} \quad (5)$$

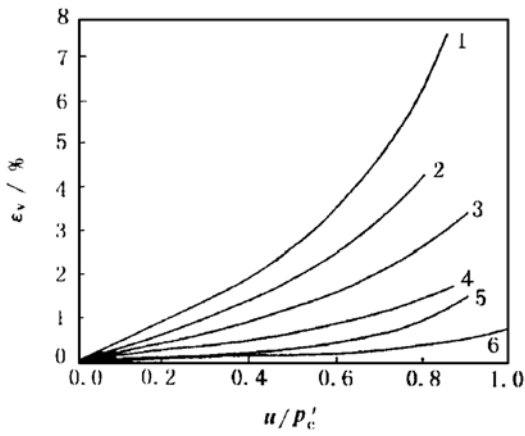


图 10 典型试验土类  $\epsilon_v - u/p'_c$  关系曲线

Fig. 10 Relation between  $\epsilon_v$  and  $u/p'_c$  for some typical testing soils

表 2 典型试验土类及试验条件

Table 2 Typical testing soils and testing condition

编号	土 名	$I_p$ ( $D_r$ )	试验说明	引自文献
1	原状或重塑海质 Itsukaichi 粘土	72.8	应力控制 循环三轴试验	[1]
2	重塑 Ariake 粘土	69	循环三轴试验	[2]
3	原状 Drammen 粘土	27	应力控制循环单剪	[5]
4	重塑武昌粘土	20.5	三轴冲击荷载	本文试验
5	上海细砂	0.5	应力控制三轴试验	[10]
6	Monterey 砂	0.5	应力控制三轴试验	[1]
7	山西轻亚粘土	7	应力控制三轴试验	[10]

注: 试验 1 中孔隙压力  $u$  为峰值孔隙压力。

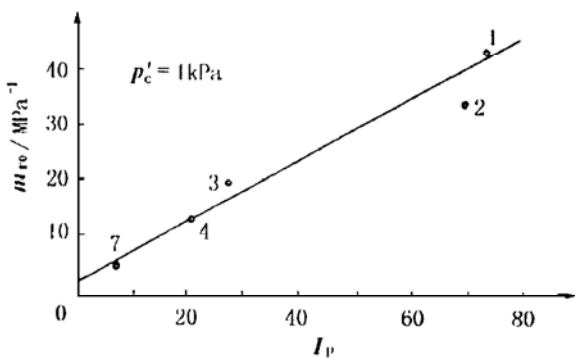


图 11  $m_{r0}$  随  $I_p$  变化关系

Fig. 11 Linear relation between  $m_{r0}$  and  $I_p$

## 6 再固结指标及沉降计算方法

### 6.1 再固结压缩指数

可定义一表征残余孔隙压力消散引起土体再压缩(再固结)性能的指数<sup>[7]</sup>, 即再固结压缩指数  $C_{rc}$  (reconsolidation index), 即

$$C_{rc} = -de/d [\log (\sigma'_{3c} - u)] \quad (6)$$

它表征再固结压缩过程中, 在对数坐标上, 有效应力变

化增量引起的孔隙比变化。整理式 (6), 可得

$$C_{rc} = 2.3 (\sigma'_{3c} - u) de/du \\ = 2.3 (1 + e_0) (\sigma'_{3c} - u) m_r \quad (7)$$

当  $u/\sigma'_{3c} \leq 0.3$  时

$$C_{rc} = 3.08 (1 + e_0) (1 - u/\sigma'_{3c}) \times 10^{-2} \quad (8)$$

当  $u/\sigma'_{3c} > 0.3$  时

$$C_{rc} = (1 + e_0) [7.91 (u/\sigma'_{3c}) + 0.71] (1 - u/\sigma'_{3c}) \times 10^{-2} \quad (9)$$

现定义一再固结压缩指数平均值  $\bar{C}_{rc}$ , 它表征残余孔隙压力完全消散后的平均再固结压缩指数<sup>[7]</sup>

$$\bar{C}_{rc} = \frac{-\Delta e}{\log \sigma'_{3c} - \log (\sigma'_{3c} - u)} = \frac{\Delta e}{\log \left( 1 - \frac{u}{\sigma'_{3c}} \right)} \quad (10)$$

式中  $u$  为残余孔隙压力;  $\sigma'_{3c}$  为有效周围固结压力;  $\Delta e$  为残余孔隙压力完全消散后的孔隙比变化;  $\Delta e$  可按式 (6) 关于  $C_{rc}$  的定义通过积分计算, 即有

$$\Delta e = \int_0^{u/\sigma'_{3c}} C_{rc} d [\log (\sigma'_{3c} - u)] \\ = \int_0^{u/\sigma'_{3c}} \frac{C_{rc}}{\ln 10 \cdot \left( 1 - \frac{u}{\sigma'_{3c}} \right)} d \left( \frac{u}{\sigma'_{3c}} \right) \quad (11)$$

关于  $C_{rc}$  的具体表达式已由式 (8) 和式 (9) 给出, 于是可相应求得  $\Delta e$  的具体表达式, 进而可求得  $\bar{C}_{rc}$  随  $u/\sigma'_{3c}$  的变化, 如图 12 所示 (A 线)。

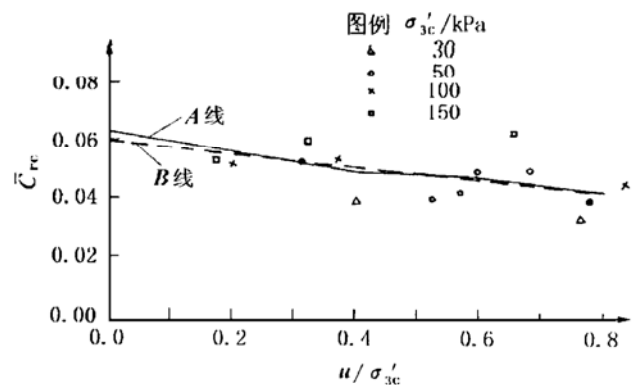


图 12  $\bar{C}_{rc} - u/\sigma'_{3c}$  关系曲线

Fig. 12 Relation between  $\bar{C}_{rc}$  and  $u/\sigma'_{3c}$

由图 12 可知,  $\bar{C}_{rc}$  随  $u/\sigma'_{3c}$  的增加而减小 (A 线), 并基本上可看作是线性递减关系 (B 线),  $\bar{C}_{rc}$  的范围在  $4.4 \times 10^{-2} \sim 6.3 \times 10^{-2}$  之间, 平均值为  $5.3 \times 10^{-2}$ 。另外, 当  $u/\sigma'_{3c} > 0.3$  时,  $\bar{C}_{rc}$  变化比较平缓, 可看作是常数, 由本文试验可取  $\bar{C}_{rc} = 5 \times 10^{-2}$ 。B 线的线性方程可写为

$$\bar{C}_{rc} = 6 - 2 (u/\sigma'_{3c}) \quad (\times 10^{-2}) \quad (12)$$

图 12 还给出由若干典型试验直接求得的  $\bar{C}_{rc}$  试验点, 包括不同的周围固结压力。

利用再固结压缩指数  $\bar{C}_{rc}$  可计算冲击荷载作用后

土样的再固结变形量。再固结体应变可表达为

$$\epsilon_v = - \Delta e / (1 + e_0) \quad (3)$$

再利用式 (10) 则有

$$\epsilon_v = [ - \bar{C}_{rc} / (1 + e_0) ] \log (1 - u / \sigma'_{3c}) \quad (4)$$

这里,  $\bar{C}_{rc}$  由关系式 (2) 求解。

### 6.2 再固结压缩指数 $\bar{C}_{rc}$ 与回弹再压缩指数 $C_r$ 的比较

经典土力学理论指出, 正常固结土在经压缩、回弹和再压缩过程中存在一回环曲线, 并定义一回弹指数  $C_s$  表征卸荷回弹量的大小。本文中定义一再压缩指数  $C_r$ , 它表征再压缩至卸荷前的应力水平时的再压缩变形量的大小, 并且有  $C_r > C_s$ 。  $C_r$  与前面定义的  $\bar{C}_{rc}$  意义有所不同,  $\bar{C}_{rc}$  表征总应力不变而残余孔隙压力不断消散时的再固结变形量。

Yasuhara 通过循环单剪试验指出<sup>[5]</sup>, 常规回弹-再压缩曲线与循环剪切荷载作用后孔隙压力消散引起的再固结曲线有类似的形态, 但数量上有差异。在文献 [5] 中比较了两者的差异并认为对 Drammen 粘土有  $\bar{C}_{rc} = \alpha C_r$ ,  $\alpha = 1.5$ 。 S. Ohara 等<sup>[6]</sup> 通过类似的试验得出, 对重塑高岭土  $\bar{C}_{rc}$  在  $C_r$  和  $C_c$  之间, 与上述结论类似。本文只进行了少量的回弹再压缩试验, 得出  $C_r = 0.038$ , 若取  $\bar{C}_{rc} = 0.050$  (图 12) 则有  $\alpha = \bar{C}_{rc} / C_r = 1.32$ 。以上分析表明, 一般有  $\alpha > 1$ , 具体数值可能与粘性土的性状, 特别是塑性指数  $I_p$  和土的结构性有关。上述讨论表明

$$\bar{C}_{rc} > C_r > C_s \quad (5)$$

若定义  $\beta = \bar{C}_{rc} / C_s$ , 显然  $\beta > \alpha$ , 本文试验得出  $\beta = 2$ 。应该注意, 在计算冲击荷载作用后的再固结沉降量时应采用  $\bar{C}_{rc}$  而非  $C_r$  或  $C_s$ 。

### 6.3 多遍冲击荷载作用下土体沉降计算

现考虑多遍冲击、部分排水条件下的土体沉降计算方法。如图 13, 试样每遍冲击后, 当孔隙压力消散率为  $\alpha_j$  ( $j = 1, 2, 3, \dots$ ) 时即进行下一遍冲击, 孔隙压力消散率定义为本遍冲击荷载作用下消散的孔隙压力与消散前总孔隙压力之比。

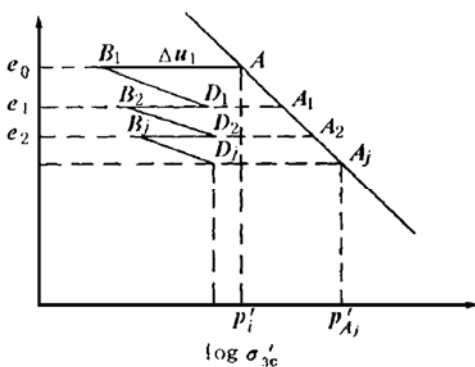


图 13 多遍冲击部分排水条件沉降计算

Fig. 13 The calculation of settlement under several stages impact

loading and partially drained condition

第 1 遍冲击荷载作用后, 当孔隙压力消散率为  $\alpha_1$  时孔隙比变化为

$$\Delta e_{B_1 D_1} = \bar{C}_{rc1} \{ \log [ p'_i - (1 - \alpha_1) \Delta u_1 ] -$$

$$\log [ p'_i - \Delta u_1 ] \} = \bar{C}_{rc1} \log \left[ \frac{1 - (1 - \alpha_1) \frac{\Delta u_1}{p'_i}}{1 - \frac{\Delta u_1}{p'_i}} \right] \quad (6)$$

由式 (3) 可知体应变增量为

$$\epsilon_{v1} = - \frac{\bar{C}_{rc1}}{1 + e_0} \log \left[ \frac{1 - (1 - \alpha_1) \frac{\Delta u_1}{p'_i}}{1 - \frac{\Delta u_1}{p'_i}} \right] \quad (7)$$

第  $j$  遍冲击荷载作用后, 当孔隙压力消散率为  $\alpha_j$  时孔隙比变化为

$$\Delta e_{B_j D_j} = \bar{C}_{rcj} \log \left[ \frac{1 - (1 - \alpha_j) \frac{\Delta u_j}{p'_i}}{1 - \frac{\Delta u_j}{p'_i}} \right] \quad (8)$$

式中  $\bar{C}_{rcj}$  为第  $j$  遍冲击后的再固结压缩指数;  $\Delta u_j$  为第  $j$  遍冲击后总孔隙水压力。由式 (3) 可知, 第  $j$  遍冲击再固结后体应变增量为

$$\epsilon_{vj} = - \frac{\bar{C}_{rcj}}{1 + e_0} \log \left[ \frac{1 - (1 - \alpha_j) \frac{\Delta u_j}{p'_i}}{1 - \frac{\Delta u_j}{p'_i}} \right] \quad (9)$$

经  $j$  遍冲击再固结后总体应变为

$$\epsilon_v = \sum_{k=1}^j \epsilon_{vk} = - \frac{1}{1 + e_0} \sum_{k=1}^j \bar{C}_{rc k} \log \left[ \frac{1 - (1 - \alpha_k) \frac{\Delta u_k}{p'_i}}{1 - \frac{\Delta u_k}{p'_i}} \right] \quad (10)$$

显然, 当  $\alpha_k$  ( $k = 1, 2, \dots, j$ ) = 1 时, 由式 (10) 可知多遍冲击完全排水条件下再固结总体应变为

$$\epsilon_v = \frac{1}{1 + e_0} \sum_{k=1}^j \bar{C}_{rc k} \log \left( 1 - \frac{\Delta u_k}{p'_i} \right) \quad (11)$$

$\bar{C}_{rc k}$  由式 (2) 确定, 即只要预知每遍冲击作用后的总孔隙水压力  $\Delta u_j$ , 即可求出相应的再固结体应变。

作为示例, 表 3 给出若干典型试样再固结体应变试验值与由式 (11) 所得计算值。各试样均为完全排水条件的情形。由表 3 可知, 由于所有试样包括  $\sigma'_{3c} = 30, 50, 100, 150$  kPa 4 种不同围压及不同冲击遍数和每遍不同冲击次数, 故预测值与试验值有一定误差, 但一般均在 15% 以内。

表3 多遍冲击完全排水条件试样变形试验值与预测值

Table 3 Comparison of predicted reconsolidation volumetric strain with tested one under several stages impact loading and drained condition

试样编号	固结围压 $\sigma'_{3c}/\text{kPa}$	$\epsilon_v/\%$		相对误差/ $\%$
		试验值	预测值	
B-2	50	1.7	2.2	29.4
B-7	50	2.8	3.4	21.4
B-8	50	2.1	2.2	4.8
B-9	50	2.2	2.4	9.1
B-11	50	2.6	2.6	0
B-22	50	2.6	2.6	7.7
B-21	30	2.1	2.5	19.0
B-3	100	1.6	1.5	-6.3
B-20	100	3.6	3.3	-8.3
B-4	150	1.4	1.2	-14.3
B-19	150	2.5	2.2	-12.0

注:以上试验中排水条件相同,即试样周边贴滤纸条,轴线处设一排水井。

## 7 结 论

①分析了排水条件对土体固结和再固结变形量的影响。指出排水条件改善后试样的固结过程明显加快,冲击后再固结比之初始固结过程要快,后一遍冲击再固结比前一遍冲击再固结也有增快的趋势。经过多遍冲击和再固结,总体应变可增加 25% 以上,效果相当于较大的超载预压。

②指出孔隙压力升高与再固结体应变之间的唯一性关系。即再固结体应变  $\epsilon_v$  与残余孔隙压力  $u$  之间可由  $\epsilon_v - u/\sigma'_{3c}$  关系来归一,它与冲击能大小、冲击次数、周围压力、冲击遍数和超固结状态无关,给出了描述这一关系的经验表达式。

③给出再固结体体积压缩系数的确定方法。提出初始再固结体体积压缩系数的概念,它是表征土体再固结性能的一个重要参数。对粘性土,它与  $I_p$  之间可建

立较好的线性关系。

④定义了再固结压缩指数的概念,指出再固结压缩指数、回弹再压缩指数和回弹指数在数量上的差异。

⑤提出用再固结压缩指数计算地基沉降量的计算方法,包括多遍冲击和部分排水条件的情形,并对试验结果进行了验证分析,可望能较好地用于工程计算。

## 参 考 文 献

- 1 Lee K L, et al. Earthquake induced settlements in saturated sands. ASCE, 1974, **100** (GT4): 387 ~ 405
- 2 Yasuhara K. Approximate prediction of soil deformation under drained-repeated loading. Soils and Foundations, 1983, **23** (2): 13 ~ 25
- 3 Fujiwara H, et al. Consolidation of alluvial clay under repeated loading. Soils and Foundations, 1985, **25** (3): 19 ~ 30
- 4 Ohara S, et al. Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear. Soils and Foundations, 1988, **28** (3): 103 ~ 113
- 5 Yasuhara K, et al. Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. Soils and Foundations, 1991, **31** (1): 83 ~ 94
- 6 丘建金等. 动力排水固结法在软基加固工程中的应用. 工程勘察, 1995 (6): 7 ~ 10
- 7 白冰. 饱和软粘土在冲击荷载作用下的性状研究及其应用: [博士学位论文]. 武汉: 武汉水利电力大学水利系, 1998
- 8 潘秋元等. 关于砂井地基超载预压的若干问题. 岩土工程学报, 1991, **13** (2): 1 ~ 11
- 9 Fujiwara H, et al. Effect of preloading on post-construction consolidation settlement of soft clay subjected to repeated loading. Soils and Foundations, 1990, **30** (1): 76 ~ 86
- 10 石兆吉等. 饱和砂土振后再固结体应变的变化规律. 岩土工程学报, 1989, **11** (1): 55 ~ 61
- 11 Hyodo M, Yamamoto Y, Sugiyama M. Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress. Soils and Foundations, 1994, **34** (4): 1 ~ 11
- 12 Hyodo M, Yasuhara K, Hirao K. Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests. Soils and Foundations, 1992, **32** (4): 117 ~ 127