

土样扰动影响的评价及其 先期固结压力的确定

李 涛 钱寿易

(中国科学院力学研究所, 北京)

提 要

本文在引进扰动特征量的基础上, 建议一种评价受扰动土样的性质的分析方法。根据土样扰动对土的 $e-\log p$ 压缩曲线的影响, 提出了一个能描述受到不同程度扰动土的压缩曲线的数学模型, 并据此建立了利用扰动和重塑样压缩试验的结果来估算“不扰动土”(即理想土样)先期固结压力 p_c 的方法。通过四个场地土的试验结果验证, 它对于大多数粘性土是适用的, 估算的 p_c 值及修正后的压缩曲线可以为分析其它土工问题提供有用的数据。

一、引 言

对于受到较大扰动的粘性土样, 我们很难再通过室内压缩试验来测定它们的先期固结压力, 原因是扰动破坏了土的原有结构和状态。土样扰动对粘性土固结性质的影响尽管很早就有人做过研究, 其中如卡萨格兰德(Casagrande)^[1]、拉特里奇(Rutledge)^[2]、冯·泽尔斯特(Van Zelst)³、薛迈特曼(Schmertmann)^[4]、卡尔胡恩(Calhoon)^[5]等, 但由于扰动影响的机理很复杂, 这个问题现仍未得到满意的解决。对于陆地取样, 我们可以通过诸如挖坑和使用薄壁取样器等方法来获得扰动较小的土样, 而对海洋土, 由于环境和工作条件限制, 取出的土样不仅数量少而且扰动严重。因此, 如何利用扰动土的压缩试验来找出它的先期固结压力, 在工程实践上有重要意义。

二、土样扰动问题的定量评价方法

(一) 土样的扰动状态

土样扰动是指由于钻探、取样、外界环境改变、运输、贮藏及制备等因素的影响, 其内部结构和应力状态发生了变化。为分析问题方便, 可按扰动状态的不同把土样分为四种:

1. 原位土 指处于地下原始位置的土, 它没有受到过任何扰动。
2. 理想土样⁶ 从地下取出后只是应力解除而不受其它扰动的土样。
3. 重塑土样 原始结构受机械或人为扰动已完全破坏的土样。如果它的 $e-\log p$ 压缩曲线趋于直线, 可定义为理想重塑样。这是因为一般重塑样的压缩曲线不一定是直线。

4. 重构土样 在室内按一定条件和方法制备的土样。

(二) 土样的扰动特征量

一般地讲,凡是受扰动影响后发生变化的物理、力学性质都可用来判别土样的扰动。然而,并非任何指标都能较好地反映这种变化,这是因为有些量的变化不完全以扰动作为主要影响因素,故有必要提出扰动特征量的概念。扰动特征量是指能直接反映出扰动对土样性质影响的某种物理、力学指标。它一般应尽量满足以下要求:①对扰动的影晌较敏感,且容易被量测;②有明确的物理意义;③原位值(实际值)可以测定或推算。根据扰动特征量的变化就可以定义各种形式的扰动度,然后算出扰动对土性影响的大小。扰动度的比较标准应尽量能取扰动特征量的实际值,如德内维奇(Drnevich)和马萨斯基(Massasch)⁷¹用现场测定的初始剪切模量,而莱德(Ladd)和拉姆(Lambe)⁸用理想土样的有效应力。

(三) 定量评价土样扰动的影响

评价土样的扰动不仅是确定扰动对土样性质影响的大小,而且还应设法在测定的结果中消除它们。评价的步骤包括先选择适宜的扰动特征量,按选定的比较标准算出扰动的程度,然后对测定的指标作出修正。

三、用扰动样确定土的先期固结压力

(一) 土样的扰动度

土样受到扰动后,由沉积环境、加载历史等因素形成的内部结构会发生扭曲甚至破坏,从而导致土的压缩性增加, $e-\log p$ 压缩曲线的位置下移,并失去了明显的转折点(图1)。

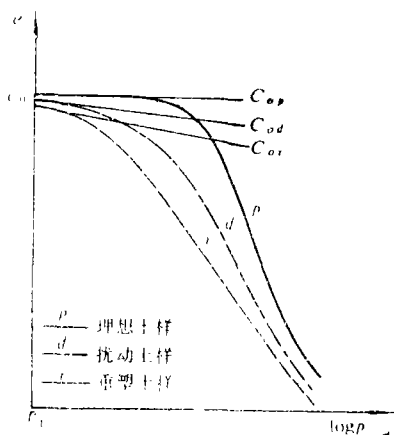


图1 土样扰动对压缩曲线的影响
动的标准,从而扰动度定义为

$$D_d = \bar{C}_0 / C_r \quad (1)$$

对应理想土样、扰动土及理想重塑土的压缩曲线, \bar{C}_0 分别为 $\bar{C}_{0,p}$ 、 $\bar{C}_{0,d}$ 和 C_r 。

这样,用常规方法已不可能从这些曲线上确定土的先期固结压力 p_c 。

大量的试验和研究表明:土的模量,特别是初始切线模量可以直接反映扰动对土样内部微结构的影响^[8,9]。因此,选择土的初始压缩模量为扰动特征量,在 $e-\log p$ 坐标系中与之对应的是初始压缩指数 C_0 (图1)。为使问题简化和分析方便,我们用从初始压力 p_1 到有效上覆压力 p_0 范围内的割线压缩指数 \bar{C}_0 代替 C_0 (图2)。假想把原位土在不改变其状态的情况下进行压缩,它的压缩曲线应从原位状态点B开始。因此可把 $\bar{C}_0 = 0$ 定为土样不扰

从图2知,

$$\bar{C}_{0d} = (e_0 - e_d) / \log\left(\frac{p_0}{p_1}\right) \quad (2)$$

$$C_r = (e_0 - e_r) / \log\left(\frac{p_0}{p_1}\right) \quad (3)$$

代入式(1)得计算扰动度的另一表达式

$$D_d = \frac{e_0 - e_d}{e_0 - e_r} \quad (4)$$

式中 e_d, e_r ——分别为扰动和理想重塑土样压缩曲线上对应 p_0 的孔隙比。

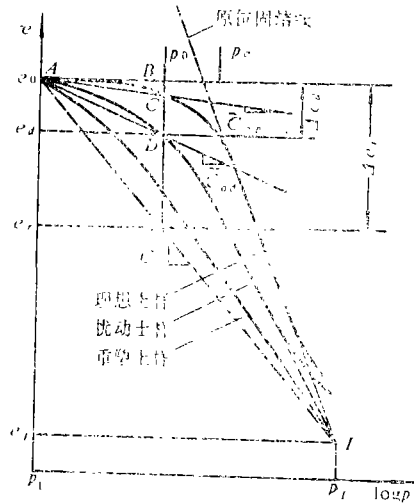


图2 土样扰动度的确定

(二) 扰动土压缩曲线的数学模型

如上所述, 土样在压力作用下内部微结构逐渐破坏, 土颗粒被压密。显然, 只要试样的初始含水量和容重相同, 即使它们受到了不同程度的扰动, 但在压力增加到足够大时其压缩曲线也会逐渐趋近一个不受原有结构影响的点 I (图2)。薛迈特曼认为交点的孔隙比为 $0.42e_0$ 是一个较好的估计^[4]。

根据前述土样压缩曲线随扰动变化的主要特征, 并应用曲线拟合法, 我们可以用指数模型来描述这些曲线, 其表达式为

$$e = e_1 - C_0 \log\left(\frac{p}{p_1}\right) - C_t \left[\log\left(\frac{p_1}{p_1}\right) \right]^{1-\frac{1}{m}} \left[\log\left(\frac{p}{p_1}\right) \right]^{\frac{1}{m}} \quad (5)$$

式中 p_1 ——选定的起始压力, 一般可取为 0.981 kPa ; e_1 ——对应 p_1 的孔隙比, 在 p_1 取 0.981 kPa 时, 可用土的初始孔隙比 e_0 代替; C_0 ——扰动土压缩曲线在 p_1 处的斜率; C_r ——理想重塑样压缩线的斜率; p_1 ——交点 I 对应的压力值; C_t ——参数; m ——扰动指数, 它反映了扰动土压缩曲线的一般特征。

参数 C_t 用下式计算:

$$C_t = C_r - C_0 \quad (6)$$

若对式(5)求导, 并以 p_1 代换 p 后可得

$$m = \frac{C_r - C_0}{C_t - C_0} \quad (0 < m \leq 1) \quad (7)$$

式中 C_t ——扰动土压缩曲线在交点 I 处的斜率(图3)。

可以看出, m 的值越小, 表示扰动的影响也越小。若 $m = 1.0$, 式(5)变为理想重塑土压缩线的方程

$$e = e_1 - C_r \log\left(\frac{p}{p_1}\right) \quad (8)$$

(三) 确定最低的扰动限度

假设某种扰动土压缩曲线的初始压缩指数 C_{0d} 为已知, 并已确定 I 点的位置和相应的扰动指数 m_d , 则曲线在有效上覆压力 p_0 处的孔隙比

$$e_d = e_0 - C_{0d} \log \left(\frac{p_0}{p_1} \right) - C_{td} \left[\log \left(\frac{p_1}{p_1} \right) \right]^{1 - \frac{1}{m_d}} \times \left[\log \left(\frac{p_0}{p_1} \right) \right]^{\frac{1}{m_d}} \quad (9)$$

式中 $C_{td} = C_r - C_{0d}$; $p_1 = 0.981 \text{ kPa}$

令 $\alpha = \log \left(\frac{p_0}{p_1} \right)$, $\beta = \log \left(\frac{p_1}{p_1} \right)$, 和式(9)一起代入式(4)可得

$$D_d = \frac{\alpha \cdot C_{0d} + \beta \cdot C_{td} \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^{\frac{1}{m_d}}}{e_0 - e_r} \quad (10)$$

这就是 D_d 和 m_d 的关系式。从两者的作用上说, D_d 是反映扰动对土样压缩曲线初始段的影响, 而 m 则描述整个曲线的变化。

如图4所示, 如果忽略机械扰动对初始孔隙比 e_0 的影响, 且认为土样的内部结构并不因应力解除而破坏, 那么取样将使土的压缩状态从 E 变到 A ; 而在重新加压超过 p_c 后, 其压缩曲线应和原位主固结线重合。然而土样如果还受到了应力解除以外的扰动, 则这两条曲线就不再会重合。因此可认为理想土样是所能取到的扰动最小的土样, 亦即它的压缩曲线有最小的扰动指数 m_b 。在这种曲线上用常规方法(如卡萨格兰德法, 简称卡氏法)已能求出较可靠的 p_c 值。

从已往的试验知, 对扰动甚微的土样, 若 p_1 取得很小, 其压缩曲线的初始斜率几乎接近水平, 故可假设 $C_{0b} = 0$ 。把 C_{0b} 和 m_b 分别替换式(10)中的 C_{0d} 和 m_d 即得理想土样的扰动度

$$D_{d \min} = \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^{\frac{1}{m_b} - 1} \quad (11)$$

因而
$$m_b = \frac{1}{1 + \frac{\log D_{d \min}}{\log \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)}} \quad (12)$$

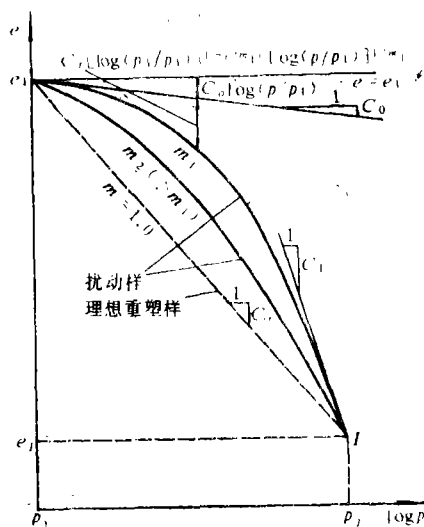


图3 反映扰动影响的压缩曲线模型

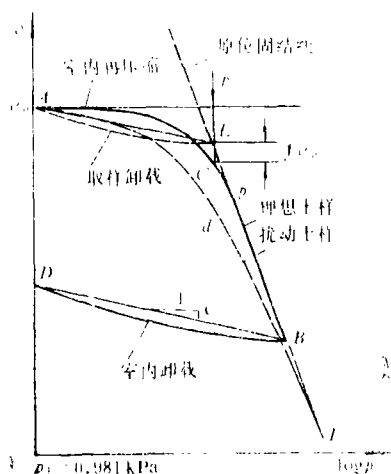


图4 理想土样的压缩曲线

(四)修正扰动样的压缩曲线

粘性土回弹与再压缩曲线的平均斜率 C_s 一般被认为受扰动的影响很小^[2,4], 我们可以利用它来修正扰动土的压缩曲线。由于 C_s 值的确定与试验方法有关, 本文专门对土的回弹与再压缩曲线做了试验研究, 结果表明它们有如下特征:

1. 在压力小于 p_c 的范围卸载, 所有加卸荷回滞圈基本上相互平行; 而超过 p_c 后卸载, 回弹线坡度则随着卸载前所加压力的增大而增加。

2. 一次卸载到零的回弹线坡度大于分级卸载的坡度。

3. 塑性体积变形 Δe_p (图4) 随卸载点压力 p_r 的增加而增大。

基于上述特征和压缩曲线的模型, 本文提出一种用扰动土来估算 p_c 的方法。由于正常固结与超固结粘土在 p_0 处有不同的压缩特性, 试验时的卸加载循环应分别在 p_0 前后完成(图5), 且卸载点尽量接近 p_0 以便能用扰动土的 Δe_p 近似替代理想土样的 Δe_p (图5(b)), 下面是推算 p_c 的步骤和方法。

1. 用室内压缩试验分别测出扰动土和重塑土样的两组压缩曲线(图5中的 d 和 r 线)。回弹时的卸载要一次完成, 但再压缩仍按不同的荷载等级进行。

2. 对 $p_0 < p_r$ 的一组曲线(图5(a)), 先求出 d 线和 r 线的交点(若试验曲线不相交, 可延长各自的直线部分), 然后计算参数 C_r , α 和 β 。

3. 过 A 点作直线 DG 的平行线 AE (图5(a)), 求出它的斜率代入式(1)得到 D_{dmin} , 然后从式(12)算出 m_p , 最后将 $C_{ob} (= 0)$, C_r 和 m_p 代入式(5)可算出理想土样的压缩曲线(图5(a)中的 p 线)。

4. 用卡氏法或其它合适的方法在 p 线上确定 p_c 的值。

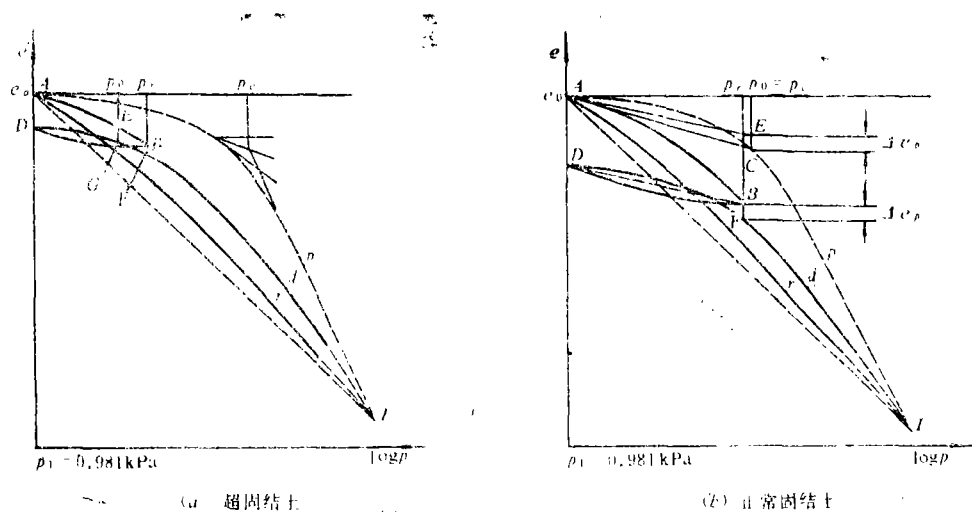


图5 从修正的压缩曲线上估算 p_c

如果求出的 p_c 比已知的 p_0 大, 说明这是超固结土的正确 p_c 值, 因为超固结土的压缩曲线要通过 E 点(图5(a))。若它与 p_0 相近, 则试样可能是正常固结, 由于塑性变形 Δe_p 的影响, 正常固结土的压缩曲线应该通过 C 点而不是 E 点(图5(b))。这样第一次推算的曲线位置偏高, 所估算的 p_c 值也就偏大, 故需进行第二次推算。

对 p_0 、 p_r 的另一组试验曲线(图5(b)),先算出相应的 C_r 和 β ;在图上平行室内回弹线 DB 作直线 AE 来代替土样的现场回弹线,然后沿 E 点垂直下移 $\Delta e_p (=BF)$ 得 C 点,再用 AC 线的斜率重新计算 D_{dmin} ; p_c 值的最后确定与前述相同。

四、土样和试验

试验用土取自四个场地。其中,除厦门粉质粘土为试坑法采取外,其余均为钻探取样。试坑内土用薄壁铁筒以迅速、连续的推进方式取样。表1给出了这些饱和土样的一般性质。

表1 试验用土的一般土性指标

取土地点	土的分类	深度 (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	w_0 (%)	γ_0 (kN/m ³)	G_s	活动度 A_c	q_u	S_t
渤海	粉质粘土	28.0~30.0	43.7	22.8	20.9	33.5	19.2	2.72	0.451	151.1	4.8
	粘土	26.0~28.0	57.8	23.0	34.8	36.7	18.8	2.74	0.682	167.8	7.8
南海	粉质粘土	0.0~0.80	36.4	20.2	16.2	43.1	17.8	2.69	0.696	—	—
	砂质粉土	8.0~9.0	—	—	—	26.5	19.7	2.67	—	—	—
厦门 (两个场地)	粉质(1*)	2.0	61.6	29.7	31.9	67.0	19.1	2.70	0.662	37.3	2.9
	粘土(2*)	3.0	8.8	26.0	22.8	68.0	19.0	2.73	0.556	18.6	5.9
上海	粘土	20.0~21.0	37.5	24.0	13.5	31.0	19.4	2.72	0.267	125.6	3.9

本文把直接取自钻孔和试坑的土样称为“原状”土,试验时重塑土的容重与含水量应尽可能与“原状”样相同。扰动样的制备方法包括:

- 1.把“原状”土和重塑土按不同的厚度比配合来模拟具有不同扰动程度的土样。
- 2.把密封在铁皮筒内的“原状”样从1.0m高的地方自由下落到铺有橡皮垫的地板上以模拟土样运输过程中的冲击影响。
- 3.把“原状”样或重构样放入钢筒,然后把环刀硬行压入其中以模拟“压入取样”的影响。

为避免讨论荷载率、加载历时等因素影响,本文的试验均按常规方法进行(如加卸荷稳定标准为24小时,荷重率为2.0)。

五、结果和讨论

(一)模型的适用性

用数学模型来描述扰动土的压缩曲线要满足两方面的要求,即既要和试验曲线相吻合,又要能反映扰动的影晌。

图6是该模型的几个拟合结果。从中可以看出,除结构性较强的厦门粘土外(图6(a)),其它土的曲线都能较好地吻合,对具有不同扰动度的土,拟合曲线也是令人满意的(图7)。

通过以上比较可看出该模型与试验曲线能较好地吻合,因而它能反映相同土样的压缩特性。

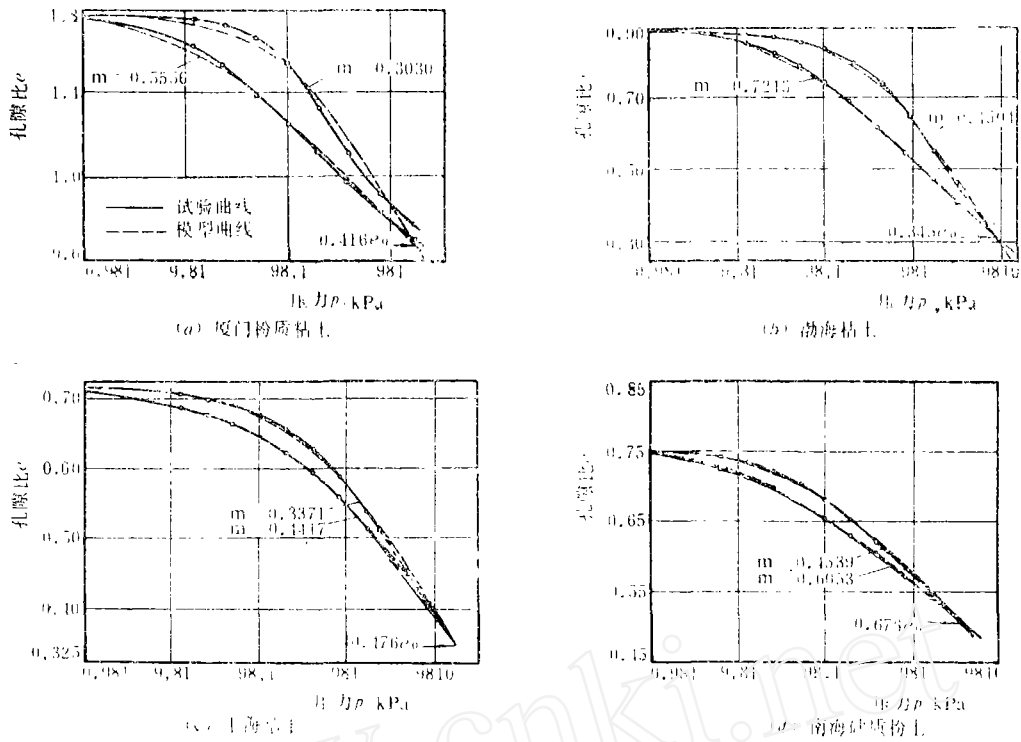


图6 “原状”和重塑土试验曲线与模型拟合曲线的比较

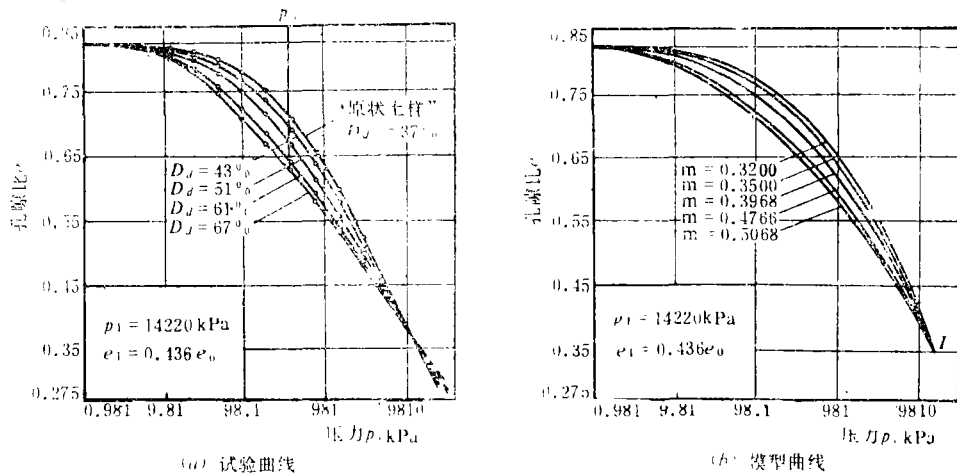


图7 上海粘土不同程度扰动样试验与模型拟合曲线的比较

(二)估算结果及比较

上海粘土由于钻探和贮藏的影响，“原状”样的扰动度 D_d 已达37% (图8(a))，用卡氏法求出的 p_c 为313.9kPa；在推算的理想土样压缩曲线上由同样方法得到的 p_c 为382.6kPa (图8(a))，而这种正常固结粘土^[10]的有效上覆压力是368.9kPa。另外，还对上海粘土的重构样(预加压力为392.4kPa)做了压入取样的模拟，结果使 D_d 增加到54%，用卡氏法求出

的 p_c 值减少22.5%。为此,用本文方法推算了理想土样的压缩曲线(图8(b)),再由卡氏法确定的 p_c 为402.2kPa,它和 p_c 的已知值392.4kPa很接近。

考虑到厦门“原状”土的取样质量较高($D_a=12\%$),可认为在压缩曲线上得到的 p_c (=79.5kPa)比较可靠。图9表示受到五次冲击后厦门“原状”土和重塑样的压缩曲线,用本文方

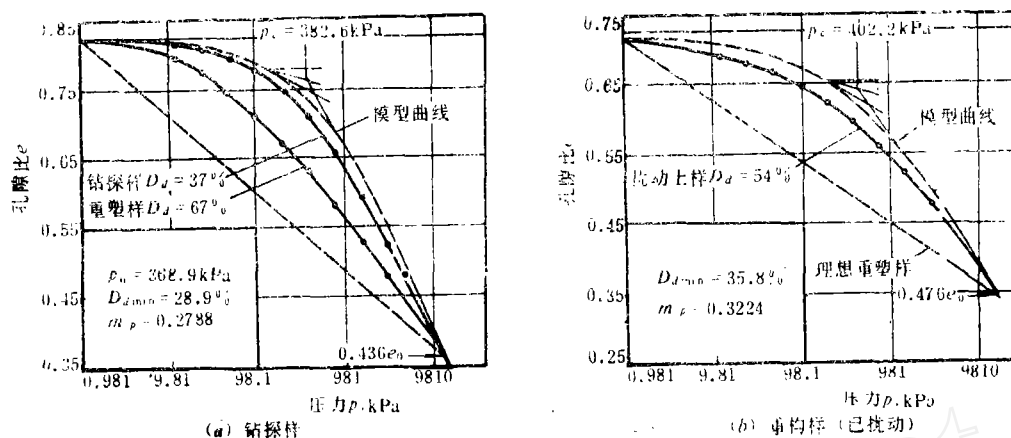


图8 在推算的上海粘土压缩曲线上求 p_c

法与薛迈特曼的方法⁴(简称薛氏法)求出的 p_c 分别为77.5kPa和83.4kPa,它们和“原状”样的值是相当吻合的。可见,尽管这两种方法都是从扰动样的压缩曲线推算土的 p_c 值,但薛氏法不仅作图上较繁琐,而且在理论上也缺少依据,它对不同类型的土只用一个固定的交点也值得商榷的。

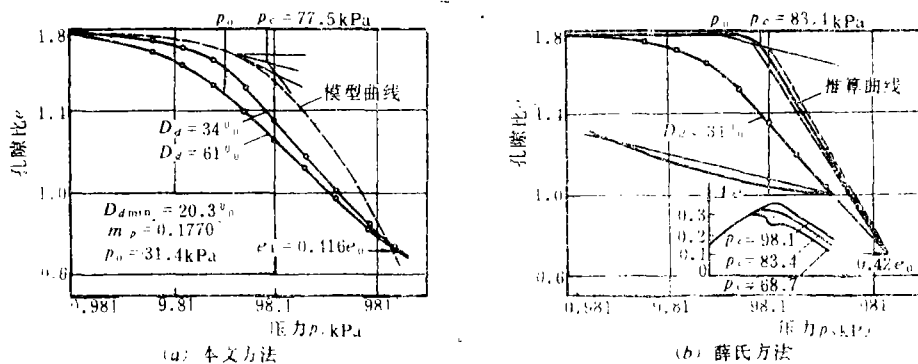


图9 两种方法确定厦门土(1*)的 p_c 值

六、结论

1. 用数学模型描述受到不同程度扰动的土的压缩曲线是期望减少或消除扰动的影响,初步的试验结果表明这种方法是可行的;此外,该模型还可用于基础的沉降分析。
2. 提出扰动特征量的概念有助于定量评价土样扰动的影响,要对扰动影响问题作出全面

分析,就需要针对具体问题选择不同的扰动特征量。

3.把“理想土样”作为不扰动土的标准、对确定可靠的 p_c 值有重要意义,其目的是把卸载影响和其它的扰动影响分开来考虑。

4.本文所提出的通过扰动土样的压缩试验来确定 p_c 的方法是建立在理论探讨和一些试验研究之上的,它除了某些粒间胶结作用较强的灵敏粘土外,对一般粘性土可认为是适用的。当然,这种方法仍有待于得到进一步的研究和验证。

本文试验所用的土样和设备是由中国科学院武汉岩土力学研究所提供的,作者对此表示衷心的感谢。

参 考 文 献

- [1] Casagrande, A., The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, Proc. of 1st ICSMFE, Vol. 3, 1936, pp.60~64.
- [2] Rutledge, P.C., Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing, Trans., ASCE, Vol. 109, 1944, p.1164.
- [3] Van Zelst, T. W., An Investigation of the Factors Affecting Laboratory Consolidation of Clay, Proc. of 2nd ICSMFE, Vol. 7, 1948, pp. 52~61.
- [4] Schmertmann, J. H., The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay, Trans., ASCE, Vol.120, 1955, pp. 1201~1227.
- [5] Calhoon, M. L., Effect of Sample Disturbance on the Strength of a Clay, Trans., ASCE, Vol. 121, 1956, pp. 925~954.
- [6] Ladd, R. S. and Lambe, T. W., The Shear Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, in Lab. Shear Testing of Soil, STP. 391, ASTM, 1963, pp. 342~371.
- [7] Drnevich, V. P. and Massasch, K.R., Effects of Sample Disturbance on Stress-Strain Behavior of Cohesive Soils, ASCE, Spec. Sess.on Soil Sampling and Its Importance in Dynamic Laboratory Testing, 1978, III.
- [8] Atkinson, J. H. and Kubbu, L. M., Some Effects of Disturbance on Soft Clay, Proc. of 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, 1981, pp. 423~426.
- [9] Brooms, B. B., Soil Sampling in Europe, State-of-the-Art, Proc. of ASCE, Vol. 106, GT1, 1980, pp.65~98.
- [10] 魏道操, 胡中雄, 上海浅层地基上的前期固结压力及有关压缩性参数的试验研究, 岩土工程学报, 第2卷, 第4期, 1980年, 第13~22页。

Evaluation of Soil Sample Disturbance and Determination of Its Preconsolidation Pressure

Li Tao and Tsien Shou-I

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing)

Abstract

By introducing a "Disturbed Characteristic Parameter", a method is suggested to analyze effects of sample disturbance on soil properties in this paper. Based on this

method, a mathematical model is presented to describe e - $\log p$ curves of test sample with various degrees of disturbance. By using the model, a e - $\log p$ curve of a perfect sample can then be computed from the test results of disturbed and remolded samples. Finally, preconsolidation pressure p_c of the test sample can be estimated from the computed e - $\log p$ curve. It is shown that the method proposed herein is applicable to most of the clayey soil samples taken from the four sites and that the estimated p_c values and corrected compression curves may further provide useful data for analyzing other types of soil problems.

www.cnki.net