

由孔压圆锥消散试验测定固结系数的方法

张 诚 厚

Gert Greeuw

(南京水利科学研究所)

(Delft 土工所, 荷兰)

提 要

为了检验孔压圆锥贯入试验测定固结系数的适用性, 选择了五个现场进行试验与分析。文中介绍了整理资料的方法, 并给出五个场地的试验结果。试验表明, 现场测定的固结系数较室内试验的结果高1—2个数量级。文章讨论了造成这种差别的原因及其合理性。

一、试验方法及其原理

(一)概述

固结系数是软土地基变形分析与加固设计的一个关键参数, 但是, 在室内准确的测定此参数是有不少困难的。对结构性强的细粒土, 室内测定的固结系数可能比现场值低几个数量级。所以, 土工工程师做了大量的努力来发展现场测试技术, 以求得较准确的结果。

自1960年以来, 发展一种孔压计探头在现场测孔隙压力及其消散, 80年代将孔隙压力传感器与电测式圆锥贯入仪结合起来, 命名为“孔压圆锥贯入仪”。此仪器的重要特点是在测出土类、强度的同时, 也能测定固结系数。由于使用方便、可靠, 在国际上得到迅速的推广。

消散试验的基本原理是, 在圆锥停止贯入后, 在贯入过程中所产生的超孔隙压力逐渐消散, 由消散速率可求固结系数。

本文是笔者在荷兰Delft土工所的研究成果。

(二)孔隙压力的消散主要是水平方向的。

过去的研究已经证明^[1], 当孔隙压力测量点与圆锥底部的距离大于 $10R$ (R 为圆锥半径)时, 固结系数受水平方向控制。但是, 大多数孔压圆锥贯入仪的孔隙压力透水石位于紧靠圆锥的后部。在这种条件下, 所测的固结系数是否还是水平方向起控制作用呢?

为此, Gillespie及Campanella(1981)^[2]曾做过两组消散试验, 一组是采用标准的位置(透水石紧靠圆锥后部), 另一组的透水石位于圆锥以上25cm处。试验结果表明, 标准圆锥的消散速率只比后者稍快一些。

此外, Levadoux及Baligh(1986)^[3]以数值模型研究了各向异性对圆锥四周土体固结的影响。他们比较了在各向同性土(水平向固结系数 C_h = 垂直向固结系数 C_v)及各向异性土(C_v).

$= 0.1C_h$)内,圆锥贯入时产生的超孔隙压力等值线。发现在时间因数 $T = 0$ 及 $T = 0.1$ 时超孔隙压力等值线是相同的,只是在 $T = 10$ 时稍有差别。这个结果说明,即使在垂直向固结系数为水平向的十分之一时,水平向仍起控制作用,特别是在固结的初期阶段尤其如此。

如上所述,我们可以在紧靠圆锥后部测孔隙压力消散,以此求得水平向固结系数。

(三)圆锥四周的超孔隙压力的起始分布

研究者们不同土类内测得圆锥四周的起始超孔隙压力分布,如图1所示。

在硬的强超固结粘土及紧密细砂土内,探头周围的孔隙压力梯度较大^[4],对正常固结粘土及粉土,在圆锥面上所测的孔隙压力比紧靠圆锥后部测定值大15%。

Baligh等人^[5]发现在圆锥四周的超孔隙压力的起始分布对消散过程有明显的影响。如在紧靠圆锥后部测孔隙压力,正常压密软粘土及轻度超压密粘土的消散资料是很一致的。他们依据图2所示的超孔隙压力分布提出一种理论分析方法。

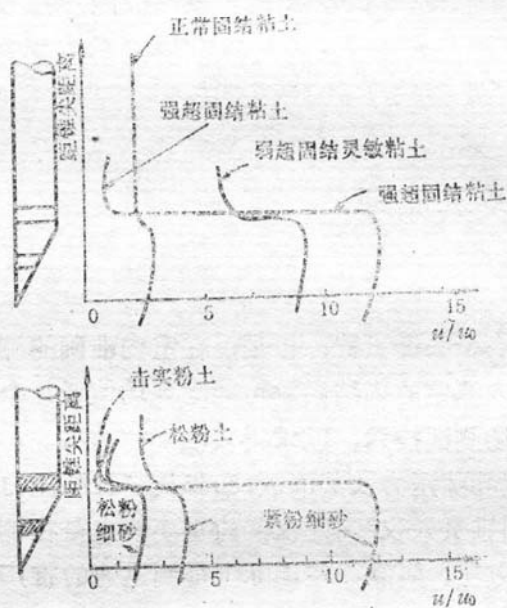


图1

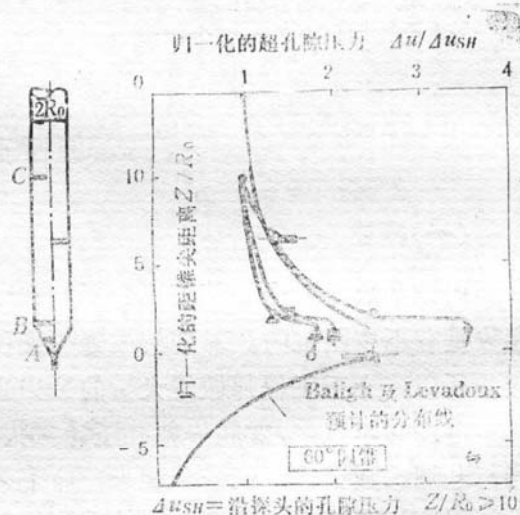


图2

到目前为止,由消散试验求固结系数的方法只适用于正常压密及轻度超压密粘土以及松的粉质土。对强超压密土还没有解决办法。

(四)贯入后土状态的变化及其对消散过程的影响

孔压圆锥贯入后,在探头四周的粘土内会产生挤压及重塑作用,距探头越近扰动的程度也越大。Massarch等人^[6]曾在加拿大粘土内测定桩尖周围的孔隙压力分布,他发现孔隙压力的影响范围超过8倍的桩径。按照这篇文章的介绍,在消散期间,在圆锥四周近处土的体积会减小(再压缩),而在此区域以外会发生膨胀。消散主要受再压缩区域内土特性的影响,此区域以外的土的特性影响较小。

笔者曾研究了重塑对固结系数的影响^[7],试验结果表明未扰动土的固结系数比重塑土的高一个数量级。

所以,即使是现场试验,也会受土扰动的影响。

(五)估算固结系数的方法

很多研究人员曾研究过这个问题,并提出几种解答^[1,3,8]。这些方法采用了一些共同的假定,起始孔隙压力分布主要是由扩孔原理计算,固结时固结系数为常数,消散为球形的和

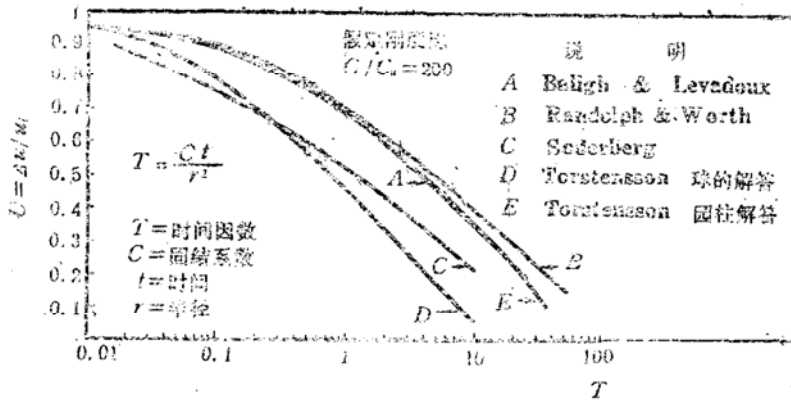


图3

圆柱形的。但是,各家采用的固结分析方法稍有不同; Baligh及Levadoux采用双向数值分析法, Randolph及Wroth采用单向解答,而Torstensson采用有限元法。为了比较这些成果,以同样的方法进行归一化,结果示于图3^[2]。

由此图可以看出 Randolph(曲线B), Torstensson(曲线E)及 Baligh(曲线A)有相似的结果。由于前二法的消散曲线的范围较大,较Baligh法好。但是,此二方法都要了解土的刚度指数 $I_r (= G/C_u)$,其中 G 为剪切模量, C_u 为不排水抗剪强度。

(六)刚度指数对理论曲线的影响

Houlsby 及 Teh(1987)^[9]的研究表明,由于起始孔隙压力分布取决于 I_r ,消散曲线($\bar{U}-\log T$)不是唯一的。他们发现,如果时间因数定义为 $T^* = C_{ht}/R^2 \sqrt{I_r}$,当 I_r 变化在50—500范围内,理论消散曲线是唯一的,见图4^[9]。在本文中,我们考虑这一研究成果。

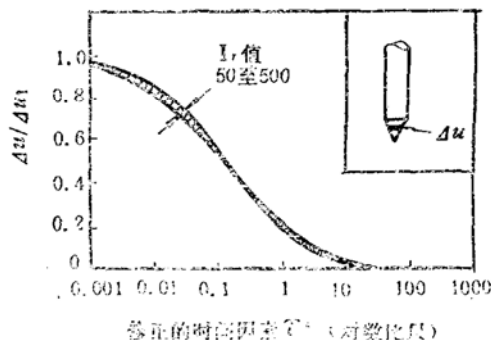


图4

二、固结系数 C_h 的计算方法

(一)选择资料

一份理想的消散资料应该是孔隙压力随着时间而逐渐降低。但是,可能由于孔隙压力系统未充满水等原因,会使超孔隙压力有明显的时间延滞甚至变化很小,或者是在相当长时间

内(如15—20s)读数有所增长,之后才逐渐消散,如图5所示。这样的资料是难以应用的,应予剔除。因此,在计算固结系数之前,首先要进行资料选择。

(二)理论消散曲线的绘制

为了拟合实测曲线与理论曲线,要选用不同的时间因数比尺绘制理论消散曲线。时间因数比尺定义为时间因数相差一个数量级时的间距,如时间因数比尺为50mm,即时间因数相差一个数量级的间距为50mm。我们

分别采用20, 30, 40, 50, 60, 70mm等比尺,绘出Randolph法及Torstensson法的理论消散曲线,见图6及图7。为简洁起见,图上的横座标只绘出了时间因数比尺为50mm的情况;

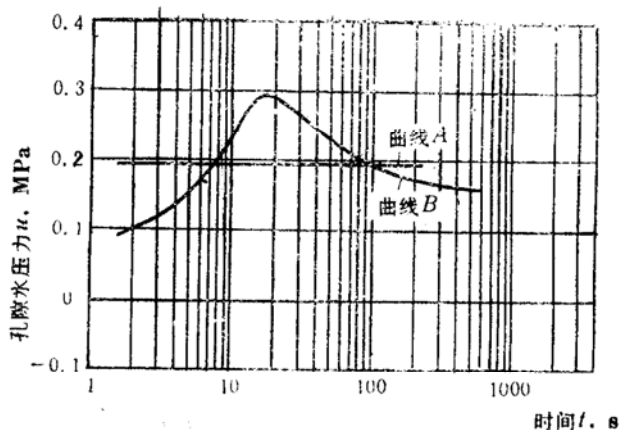


图5

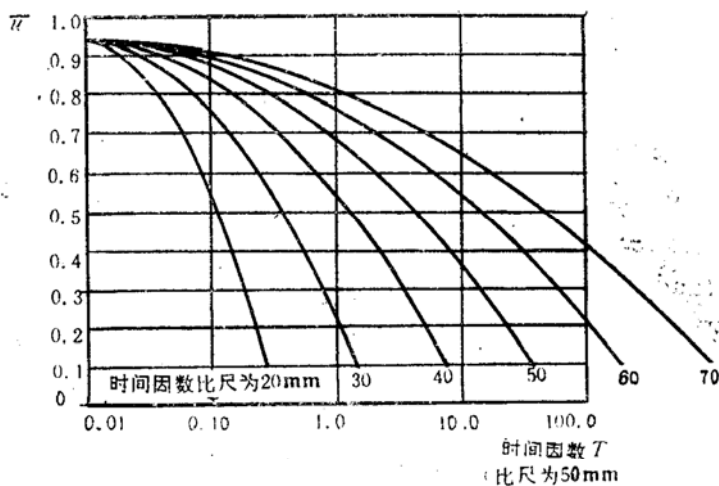


图6

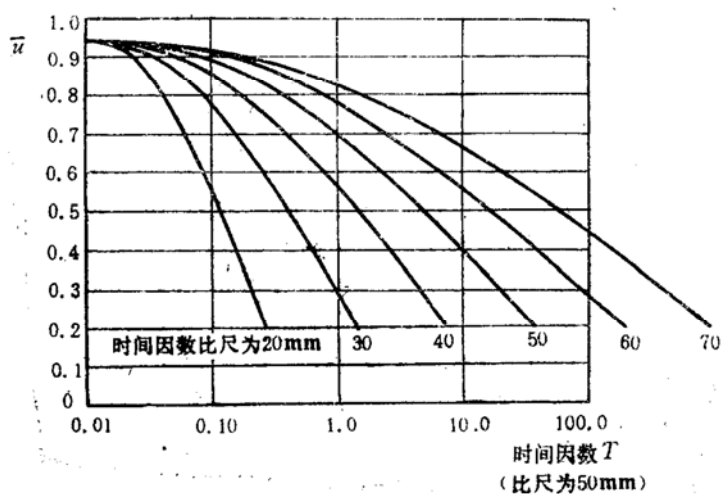


图7

实际使用时, 如选用其余时间因数比尺的 $\bar{U}-T$ 曲线, 则应采用相应的比尺做为横座标。此二组曲线只适用于孔隙压力的透水石位于紧靠圆锥后部以及 $I_r = 200$ 的条件。

(三) 实测消散资料的归一化

为比较实测曲线与理论曲线, 消散资料要归一化为超孔隙压力水平 $\bar{u}$, $\bar{u}$ 的定义为

$$\bar{u} = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (1)$$

式中 u_t , u_i 及 u_0 相应于某时的, 起始的及静的孔隙压力。固结度的定义为

$$S = (1 - \bar{u}) \times 100\% \quad (2)$$

之后, 绘出归一化的超孔隙压力与时间对数关系线。

应该指出, 有时起始孔隙压力 u_i 值是难以确定的。此时, 我们可借助于理论曲线(如图3所示)的起始值 $\bar{u} = 0.94$ 来反算 u_i 。对 u_0 的取值可由试验场地附近的井水位, 或由砂层中的静水压力, 或由土层中负孔隙压力与正孔隙压力的转折点来确定。

(四) 观测曲线与理论曲线相比较

所观测的归一化曲线要与理论曲线拟合, 使其尽可能的与某一条理论曲线相吻合。一般来讲, 在起始段拟合的并不很好, 在末端理论曲线在观测曲线的下面。所以, 主要考虑 $\bar{u} = 0.3-0.8$ 一段。对某一条消散曲线, 按上述要求与理论曲线相拟合, 由此可确定各种消散水平的实际时间 t 及相应的时间因数 T , 见示意图8。

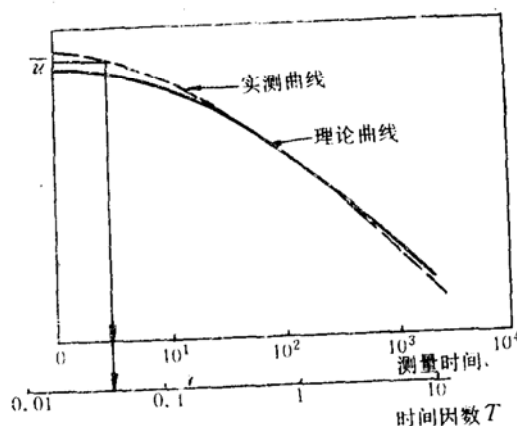


图8

(五) 固结系数 C_h 的计算

由测量的时间 t 及相应的时间因数 T 就可计算任意消散水平的固结系数, 计算公式如下

$$C_h = R^2 T / t \sqrt{\frac{200}{I_r}} \quad (3)$$

式中 R 为圆锥半径; T 为对给定的圆锥几何形状, 透水石位置及土刚度指数 I_r 的时间因数; t 为达到给定的孔隙压力水平的测量时间; 200 为参考的刚度指数; I_r 为土的实际刚度指数。

(六) 分析结果的判断

首先, 要判断所采用的方法是否合用, 其方法是检验各种消散水平的固结系数值是否相差不大, 如差别过大则说明此方法不合适。其次, 经验是非常重要的, 固结系数值要和土类及其他物理力学特性指标相适应。

三、现场试验

为了研究消散试验的适用性,我们选了五个现场进行检验,四个在荷兰,一个在英国。在荷兰的四个现场位于Streefkerk, Maassluis, Amsterdam, Lochem等地。

Streefkerk位于荷兰的中部。过去,为了加固该处的堤坝,Delft土工所曾做过大量的研究工作^[10]。1988年9月份又在此地进行了孔压圆锥贯入试验、消散试验及十字板剪切试验。该处主要土层为冰积正常固结软粘土、泥炭土,底部为砂层,见图9。泥炭及粘土层分

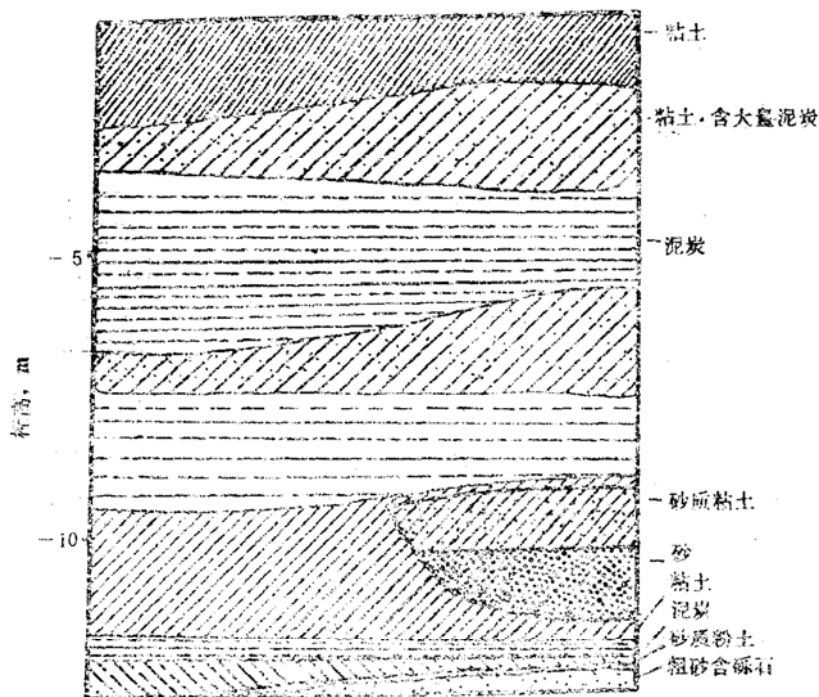


图9

界面的标高变化较大,为了准确的测出土层剖面,以便选定消散试验的标高,我们在消散试验近处先做孔压圆锥贯入试验。实践证明,在夹层较多的情况下,这是保证消散试验质量的一种好方法。

在荷兰的西部,特别是西南部,有多层泥炭土及粘土。Maassluis在标高-20m以上主要是粘土及泥炭。

在Amsterdam及Lochem主要是泥炭及砂层。

英国的一个现场选在Devonport附近的一个废料堆场。孔压圆锥贯入试验表明,此处有20m厚的粘土层,此土层是很均匀的,无夹砂层存在。

这里仅给出Streefkerk的圆锥贯入试验的成果,示于图10。

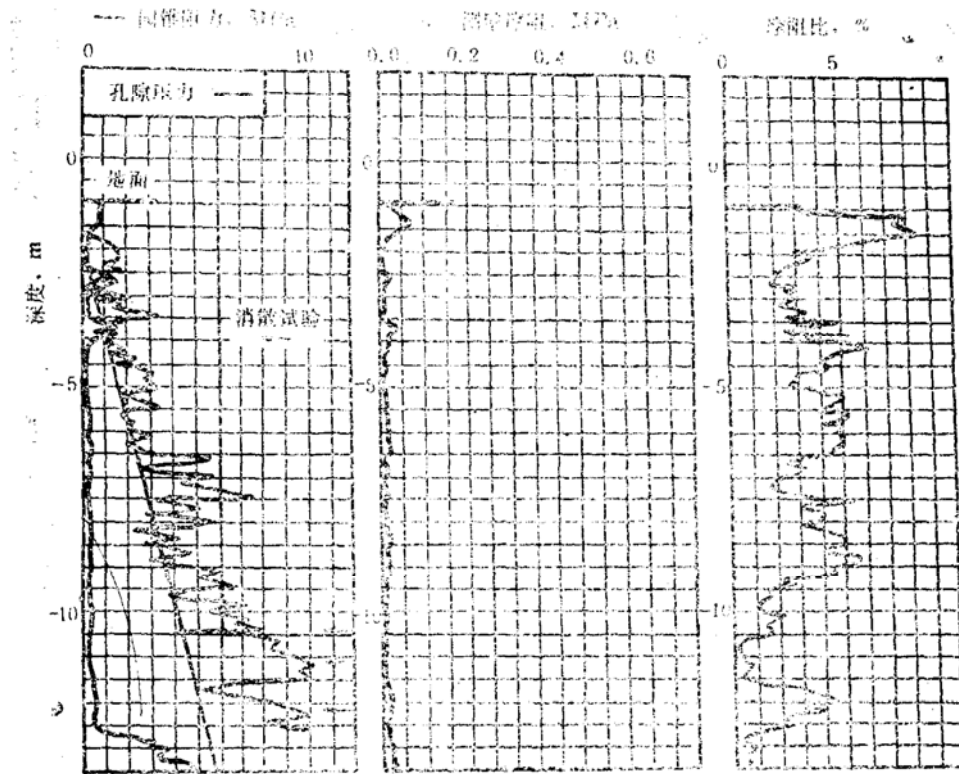


图10

四、算 例

本节以Streefkerk的-12.05m处泥炭土的消散试验为例介绍计算方法。

(一) 消散试验的归一化

该处的消散试验记录示于图11。

由图10的孔隙压力剖面可知, 此高程的静孔隙压力等于0.1MPa。由图11, 当 $t = 1s$ 时, $u_t = 0.26MPa$, 则归一化数值 $\bar{u}$ 为

$$\bar{u} = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0}$$

$$0.94 = \frac{0.16}{u_i - 0.1}$$

$$\therefore u_i = 0.27MPa$$

按上述各值将记录的曲线换算为归一化曲线($\bar{u} - \log t$), 见图12。

(二) 比较实测的及理论的曲线

将实测的归一化曲线与Randolph及Wroth法理论曲线相拟合。当实测曲线纵坐标位于理论曲线纵坐标右侧8mm时, 实测曲线与时间因数比尺为40mm的理论曲线拟合得最好。

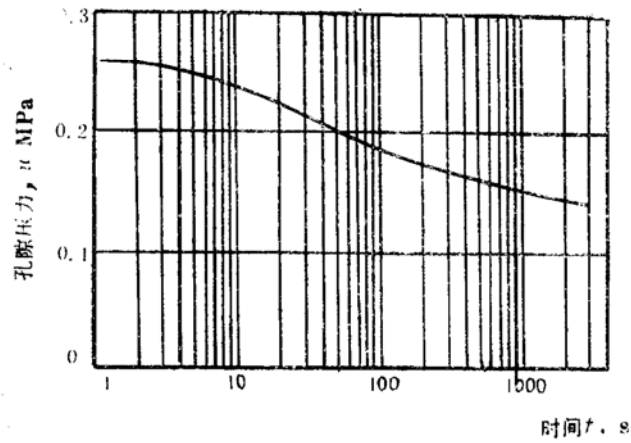


图11

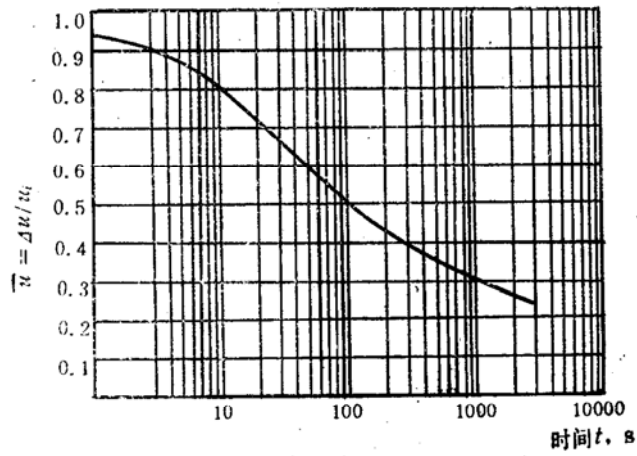


图12

由此可得出各种消散水平的 T 及 t ，见表 1。

表 1 Randolph 及 Wroth 法 算 得 的 C_h 值

$\bar{u} \%$	T	$t (s)$	$C_h (cm^2/s)$	
			$I_r = 200$	$I_r = 50$
90	0.065	3	0.07	0.14
80	0.28	10	0.09	0.18
70	0.77	22.9	0.11	0.22
60	2.0	50	0.13	0.26
50	5.31	110	0.16	0.32
40	17.8	288	0.20	0.40

(三) 计算固结系数

依据上述已定的 T 及 t , 由公式(3)可求得 $I_r = 200$ 及 $I_r = 50$ 的固结系数值, 见表1。实用上, 我们常取 $\bar{u} = 50\%$ 所相应的 C_h 值, 做为设计值。

同理对 Torstensson 法也可得相似的结果, 见表2。

表2 Torstensson 法 算 得 的 C_h 值

$\bar{u} \%$	T	$t(s)$	$C_h(\text{cm}^2/\text{s})$	
			$I_r = 200$	$I_r = 50$
90	0.105	3	0.11	0.22
80	0.35	10	0.11	0.22
70	0.76	22.9	0.11	0.22
60	1.66	50	0.11	0.22
50	3.47	110	0.10	0.20
40	9.55	288	0.11	0.22

(四) 对结果的判断

由这两张表可以看出, 对各种消散水平的 C_h 值差别是不大的, 说明这两种方法是适用的。此数值与其他物理力学性指标是相适应的。

五、成 果 与 讨 论

主要成果列于表3(粘土)及表4(泥炭土)。由此可以看出:

1. 对绝大多数土层而言, 不同消散水平 $\bar{u}$ 的 C_h 值是很接近的;
2. 对同一种土类而言, 固结系数是相近的。在消散水平为50%时, 粘土的 C_h 值变化于 1×10^{-1} 至 $2 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$, 对泥炭土为 $2 \times 10^{-1} \text{cm}^2/\text{s}$ 至 $5 \times 10^{-1} \text{cm}^2/\text{s}$;
3. 两种土类的 t_{50} 的差别是明显的: 泥炭土 $t_{50} < 150\text{s}$, 粘土的 $t_{50} > 500-1000\text{s}$;
4. Streefkerk 粘土及英国粘土的结果表明, 固结系数值随深度的增大而降低;
5. 比较 Streefkerk 的现场测量与室内试验值的成果(见表5), 现场测量值比室内试验值高几十至一百倍。

在这里, 我们着重讨论现场测量值、室内试验值与土层真实数值的关系。从实用观点来看, 这是我们感兴趣的问题。

我们认为影响三者差异的主要因素包括: 水平向夹层的存在, 土的扰动及孔隙压力的再分布。

室内的小试样并不能代表大范围的天然土层情况, 特别是有夹砂层的情况下更是如此, 而现场试验能反映出较大范围土体及夹层的情况。在土的扰动程度方面, 室内试样经历了取样、运输、放置、制样等过程, 受到较大的扰动; 现场试验虽然在圆锥贯入过程中的挤压及剪切也产生扰动, 但由于测试范围较大, 也包括了扰动程度较轻的土体, 相比之下, 可能是现场扰动的影响较室内的小一些。至于孔隙压力再分布的问题, 对室内试验, 在加荷时土样内的孔隙压力分布是均匀的, 在消散过程中孔隙压力最大值逐渐降至零, 不存在孔隙压力再

表3 粘土 ($l_r=50$) 的 C_u 值 (cm^2/s)

位 置	深度 m	Randolph & Wroth 法 $\bar{u}$								Torstensson 法 $\bar{u}$								s
		0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3		
Streefkerk	7.05	0.08	0.06	0.05	0.044	0.042	0.030			0.06	0.043	0.042	0.036	0.034	0.024		700	
	7.54	0.052	0.052	0.066	0.082	0.098	0.116			0.046	0.045	0.06	0.074	0.088	0.104		331	
	10.50	0.06	0.06	0.054	0.054	0.056	0.056	0.056		0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.048	589	
	11.24	0.10	0.06	0.05	0.046	0.042	0.04	0.038		0.08	0.056	0.038	0.038	0.034	0.032	0.03	700	
	12.24	0.10	0.06	0.04	0.02	0.018	0.014			0.08	0.06	0.04	0.02	0.016	0.012		2000	
England	7.86		0.04	0.06	0.09	0.12	0.16			0.2	0.04	0.04	0.07	0.10	0.14	0.20	263	
	16.89	0.04	0.06	0.08	0.10	0.10	0.12	0.16		0.4	0.06	0.08	0.10	0.10	0.12	0.14	309	
	19.80	0.03	0.032	0.03	0.032	0.032	0.03	0.03		0.26	0.026	0.024	0.026	0.026	0.026	0.026	1000	
	22.80		0.034	0.046	0.05	0.058	0.063	0.08			0.03	0.038	0.042	0.05	0.058	0.068	525	
	25.80		0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02			0.02	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	1369	
	27.50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02			0.019	0.018	0.013	0.018	0.018	0.018		1400	
Maassluis	12.65	0.016	0.016	0.016	0.016					0.008	0.012	0.014	0.016				>1000	
	17.65	0.022	0.02	0.022	0.022	0.032				0.02	0.016	0.018	0.018	0.018			>1000	

表4 泥炭土 ($l_r=50$) 的 C_u 值 (cm^2/s)

位置	深度 m	Randolph & Wroth 法 $\bar{u}$								Torstensson 法 $\bar{u}$								t_{50}
		0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	
Streefkerk	3.54	0.04	0.03	0.116	0.152	0.32	0.30	0.06				0.10	0.10	0.12	0.12	0.13	0.28	135
	12.05	0.14	0.18	0.22	0.26	0.32	0.40	0.22				0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	110
Amsterdam	9.5		0.04	0.03	0.12	0.22	0.40	0.04				0.04	0.03	0.12	0.12	0.22	0.36	130
Lochem	1.71		0.10	0.20	0.32	0.52	0.76	0.10				0.10	0.20	0.32	0.52	0.76	0.76	56

表5 室内试验与现场试验的固结系数的比较

土 类	室内试验 $C_v(\text{cm}^2/\text{s})$	现场试验 $C_v(\text{cm}^2/\text{s})$
粘 土	$2.7 \times 10^{-2} - 6.3 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-1} - 5 \times 10^{-2}$
泥 炭	$1.6 - 2 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-1} - 5 \times 10^{-1}$

分布的问题,在现场试验中,起始孔隙压力分布是不均匀的,在圆锥端部孔隙压力最大,后部的孔隙压力较小,孔隙压力会由压力较大处向压力较低处传递,这就是孔隙压力的再分布。在紧靠圆锥后部测孔隙压力时,消散与压力的传递互为消长,致使消散速率有所降低。所幸,对正常压密粘土,在紧靠圆锥后的孔隙压力较圆锥端部仅相差15%。

综上所述,由于在三个影响因素中前二者的影响程度更大,所以室内测定的固结系数较现场测定的低,而现场测定的仍低于实际存在的数值。Streefkerk的结果证明了这一点。在其他国家的近十处工程实例,利用由沉降观测反算出的现场固结系数(我们可近似的认为这是实际存在的数值)与室内试验值之间的比值,也证实了这个结论^[11]。

六、结 论

1. 试验表明孔压圆锥贯入试验是一种快速、有效的测定固结系数的方法。
2. 现场测定的固结系数较室内试验的高得很多,更接近实际的数值。
3. Randolph和Wroth法以及Torstensson法的解答都是适用的。
4. 孔隙压力传感器的灵敏性及孔隙压力系统的刚度以及充满液体的饱和程度是决定试验成败的关键。

参 考 文 献

- [1] Campanella, R.G., Robertson, P.K., (1988). Current Status of the Piezocone Test, Proc. ISOPT-1, 1988, Vol. 1, pp.93—116.
- [2] Gillespie D., Campanella, R.G., (1987). Consolidation Characteristics from Pore Pressure Dissipation after Piezometer Cone Penetrations, Soil Mechanics Series No. 47, Dept of Civil Eng. The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- [3] Levadoux, J., Baligh, M.M., (1986), Consolidation after Undrained Piezocone Penetration I: Prediction, Journ. of Geotechnical Engineering ASCE, 112 (GT7) pp.707—726.
- [4] Campanella, R.G., (1987), Recent Developments in In-Situ Testings of Soils, Proc. of the XI ICSMFE. Vol.2, pp.849—854.
- [5] Baligh, M.M., Vivatrat, V., Ladd, C.C., (1980), Cone Penetration in Soil Profiling, Journal ASCE, Vol. 106, GT 4, April, pp. 447—461.
- [6] Massarch, K.R., Broms, B.B., (1982), Pile Driving in Clay Slopes, Proc. of the X ICSMFE. Vol.3, pp.469—474.

- [7] Zhang Cheng Hou, (1986), The Effect of Structural Clay on the Displacement of Zhanjiang guay No. 1, Nanjing Hydraulic Research Institute, China.
- [8] Baligh, M.M., Levadoux, J., (1986), Consolidation after Undrained Piezocone Penetration, Journ. of Geotechnical Engineering ASCE, pp.727—745.
- [9] Houlsby, G.T., Teh, C.I., Analysis of the Piezocone in Clay, Proc. ISOPT-1, 1988, Vol. 2, pp.777—783.
- [10] Dekker, J., (1988), Evaluation of the Failure of An Important Dike in The Netherlands, Proc. Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering 1988. pp.547—554.
- [11] Serge Leroueil, (1988), Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, 1988, pp.85—107.

Coefficient of Consolidation Determined From Piezocone Dissipation Tests

Zhang Chenghou

(Nanjing Hydraulic Research Institute)

Gert Greeuw

(Delft Geotechnics, Holland)

Abstract

Five sites were selected to examine the application of dissipation tests for determination of the in situ consolidation coefficient. The C_h values of field tests are higher than those of comparable laboratory tests. Possible causes of this difference are discussed in this paper. Finally, some suggestions are given on the procedure to perform a dissipation test in the field.