

doi: 10.3969/j.issn.1002-0268.2017.04.008

逐级加载条件下低液限饱和黏土的渗透试验

李又云, 张玉伟, 刘保健

(长安大学 特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710064)

摘要: 为研究饱和黏土不同荷载下的渗透特性, 利用改制的 K_0 固结仪进行逐级加载条件下的变水头渗透试验, 考虑饱和黏性土的有效孔隙比概念, 分析了逐级荷载条件下起始水头、有效孔隙比、渗透系数和有效渗透系数的变化规律。结果表明: 原状土的起始水头变化可以分为快速增加和缓慢增加两个阶段; 重塑土起始水头与总水头变化速率有一定关联; 原状土样的有效孔隙随着固结压力的增加逐渐减小; 重塑土无效孔隙比的变化规律类似于原状土; 当土样的结构逐渐破坏, 其结构差异性趋于一致, 有效孔隙比大的土样, 其有效渗透系数较大; 黏性土的渗透系数不仅与土体结构相关, 土样在固结过程中对应的初始孔隙比、有效孔隙比的变化规律、水头高度及水头高度变化速率也对其有重要影响。

关键词: 道路工程; 渗透试验; K_0 固结仪; 饱和黏土; 有效孔隙比; 有效渗透系数

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1002-0268(2017)04-0050-08

Study on Permeability Characteristics of Saturated Clay under Stepwise Loading Condition

LI You-yun, ZHANG Yu-wei, LIU Bao-jian

(Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an Shaanxi 710064, China)

Abstract: To study the permeability of saturated clay under different loads, the variable head permeability test under stepwise loads is conducted by using modified K_0 oedometer. The change laws of initial water head, effective void ratio, permeability coefficient and effective permeability coefficient under stepwise loads are analyzed considering the concept of efficient pore ratio of saturated clay. The result shows that (1) the change of initial water head of undisturbed soil can be divided into rapidly increasing stage and slowly increasing stage; (2) the change rate of initial water head of disturbed soil has certain relevance with the change rate of total water head; (3) the efficient void of undisturbed soil decreases with the increase of consolidation pressure; (4) the change law of uneffective void ratio of disturbed soil is similar to that of undisturbed soil; (5) when the structure of soil tend to failure, the structural differences tend to be consistent, if the effective void ratio of the soil sample is large, its permeability coefficient is large too; (6) the permeability coefficient of clay is not only related to soil structure, but also major affected by the change laws of initial void ratio and efficient void ratio, water head and its change rate in the progress of consolidation.

Key words: road engineering; permeability test; K_0 oedometer; saturated clay; effective void ratio; effective permeability coefficient

收稿日期: 2016-07-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378004)

作者简介: 李又云(1973-), 男, 山东聊城人, 博士, 副教授. (liyuyun2006@163.com)

0 引言

路堤土体沉降一直是路基研究着力解决的问题,土体渗透性是影响固结沉降的重要因素^[1]。黏性土渗透性与孔隙结构密切相关,黏性土由于其电荷吸附水作用,导致孔隙水并不能完全自由流动,为准确描述黏土的孔隙结构,研究人员提出了有效孔隙比的概念,并针对黏性土渗透特性做了大量工作^[2-14]。冯晓腊^[15]等根据土中孔隙水的类型、作用及其相互关系,解释了不同压密状态土体的渗透规律;齐添^[16]等研究了渗流速度与水力梯度的非线性关系,并总结出4种非达西渗流模型;党发宁^[5]等提出了黏性土有效孔隙比概念,并以此提出了适用于黏性土的渗透系数经验公式;梁建伟^[17]等基于试验结果发现土体渗流的两个重要特性:一是渗透系数随着孔隙液离子浓度的增大而增大,二是随着水力梯度的降低,对于不同离子浓度的孔隙液体,试样的渗透系数出现增大或者减小的“异常”现象;梁健伟与房莒光^[18]等还在常水头渗透试验的基础上,探讨了极细颗粒黏土的渗流特性,推求了等效渗透系数的表达式。可以看出,结合理论与试验,许多学者对黏性土渗透特性做了很多前沿性的探索。路堤在逐级荷载条件下,黏性土孔隙结构必然发生变化,渗透特性也会相应变化,但目前取得的研究成果多未考虑逐级加载的情况,应用于逐级填筑的路基分析时会有一定的局限性,因此在逐级加载条件下针对黏性土的渗透特性研究尚显不足,有待进一步深化。

本文以饱和黏土为研究对象,考虑饱和黏土存在起始水头的特性,借助变水头渗透试验的渗透系数迭代计算方法,得到了起始水头的计算公式,引入饱和黏性土的有效孔隙比概念推导有效孔隙比的计算公式。并采用修正的太沙基渗透系数公式,给出了有效渗透系数公式,利用改制的 K_0 固结仪,开展逐级加载条件下黏性土变水头渗透试验,并分析得到了逐级荷载条件下起始水头梯度、有效孔隙比与渗透特性等变化规律,为深入分析路基逐级填筑的固结沉降问题提供借鉴。

1 起始水头梯度与有效孔隙比

1.1 起始水头梯度

黏土中的达西定律表示为^[14]:

$$v = k(i - i_0) = k\left(\frac{H}{L} - \frac{H_0}{L}\right) = k\left(\frac{\Delta H}{L}\right), \quad (1)$$

式中, v 为渗流速度; i 为水头梯度; i_0 为起始水头梯度; k 为渗透系数; L 为土样高度; H 为水头高度; H_0 为起始水头高度,即自由水流动克服阻力所需水头; ΔH 为自由水受到的实际水头高度。

土颗粒的结合水膜堵塞了颗粒之间的部分孔隙,制约了水在黏性土中的流动,只有水力梯度大于起始水头梯度时,孔隙水才会发生流动,所以变水头渗透试验渗透系数的计算公式可修正如下^[9]:

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \lg \frac{H_1 - H_0}{H_2 - H_0}, \quad (2)$$

式中, a 为储水管横截面面积; H_1 为 t_1 时刻实际水头高度; H_2 为 t_2 时刻实际水头高度; A 为土样横截面面积; Δt 为 t_1 时刻与 t_2 时刻的时间差。

假定土样在每级荷载作用下土样固结完成时,渗透系数是常数,渗透试验过程中取两个时间段,分别为 Δt_1 与 Δt_2 ,其起始时刻对应的实际水头高度分别为 H_1 和 H'_1 ,其终止时刻对应的实际水头高度分别为 H_2 和 H'_2 。可得到两时间段内的土样渗透系数分别为:

$$k_1 = 2.3 \frac{aL}{A\Delta t_1} \lg \frac{H_1 - H_0}{H_2 - H_0}, \quad (3)$$

$$k_2 = 2.3 \frac{aL}{A\Delta t_2} \lg \frac{H'_1 - H_0}{H'_2 - H_0}. \quad (4)$$

因式(3)与式(4)满足相等关系,可得土样起始水头的表达式为:

$$H_0 = H_1 - \left(\frac{H'_1 - H_0}{H'_2 - H_0}\right)^{\frac{\Delta t_1}{\Delta t_2}} (H_2 - H_0). \quad (5)$$

该式为 H_0 的隐函数,可通过迭代的方法,最终确定 H_0 的取值,进而可得到起始水头梯度 i_0 。

1.2 有效孔隙比

基于黏性土中无效孔隙比与有效孔隙比的定义,假定黏性土结合水占据的无效孔隙比用 e_0 表示,那么土中自由水占据的有效孔隙比 e_u 为总孔隙比 e 与无效孔隙比的差值,即^[4]:

$$e_u = e - e_0. \quad (6)$$

用有效孔隙比进行替代,代入到粗粒土渗透系数经验公式,修正后得公式将会适应黏性土渗透系数的计算,党发宁^[5]对太沙基渗透系数经验公式进行了修正,得到了基于有效孔隙比条件下的渗透系数修正公式,具体如下:

$$k^* = 2e_u^2 d_{10}^2 = 2(e - e_0)^2 d_{10}^2, \quad (7)$$

式中, d_{10} 为土颗粒的有效粒径,是粒径分布曲线上纵坐标为10%时所对应的土颗粒粒径; k^* 为黏性土的渗透系数。

假定饱和黏土中结合水占据的孔隙为无效孔隙,且不产生渗流,可将其并入固体,土样有效孔隙内的自由水流动在变水头条件下的渗透规律与无黏性土一致:

$$v = k^* \cdot i_0 \quad (8)$$

结合式(1)与式(8),可得到自由水在黏性土有效孔隙中渗流渗透系数的表达式为:

$$k^* = k(1 - i_0/i) \quad (9)$$

借助太沙基经验公式及式(7)与式(9)满足相等关系,可得有效孔隙比计算公式如下:

$$e_u = e(1 - i_0/i)^{1/2} \quad (10)$$

以上方法将有效孔隙比与起始水头梯度联系起来,因此在起始水头梯度确定的条件下,便可确定黏性土的有效渗透系数及其有效孔隙比。

2 试验设备与方案

2.1 试验设备

K_0 固结仪的基本结构类似一维固结仪,主要包括固结室、传感器及百分表等,与一维固结仪的主要区别是:该仪器底部有管道与土样底部连通,渗透试验时土样孔隙水自下而上流动;仪器腔体侧壁周边为水囊与压力传感器连接,可获得侧压力变化;土样底部的排水条件可人为控制,同时利用压力传感器可测试土样固结过程中孔隙水压力的变化,固结试验时,可获得土样的侧向压力与孔隙水压力,该设备的结构简图如图1所示。

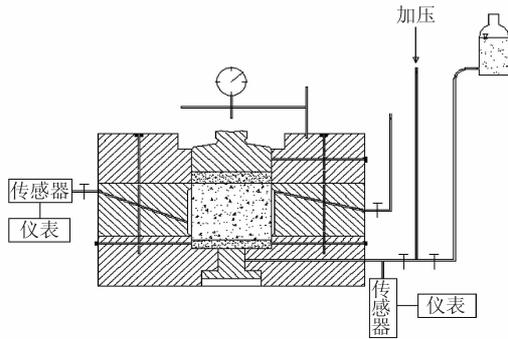


图1 试验仪器结构

Fig.1 Structure of test instrument

2.2 试验材料

试验用土为四川达渝高速公路地基软黏土,属于低液限黏土。试验土样为原状土和重塑土两种,重塑土由原状土制得。试验前首先对土样进行真空抽气饱和,饱和度不低于0.95,目的是对原状土与重塑土的渗透性进行对比,试验土样的物理力学指标见表1。由表1可知,原状土的起始孔隙比为

0.597,较为密实,重塑土的起始孔隙比为0.91,孔隙体积较大。

表1 土样物理指标

Tab.1 Physical indexes of soil sample

土样类别	密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	孔隙比 e_0	含水量 $\omega/\%$	液限 $\omega_l/\%$	I_p	I_L	饱和度 S_r
原状	2.06	0.597	21.83	46.8	24.9	0.22	0.97
重塑	1.92	0.910	35.84	47.0	25.5	0.29	0.99

2.3 试验方案

试验土样起始高度为4 cm,土样断面面积为30 cm^2 ,土样加载等级为12.5, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800 kPa,其中在12.5, 50, 100, 200, 300, 400 kPa的固结压力下进行了渗透试验,具体方案见表2。渗透试验是在每级压力作用下,土样固结变形稳定后,进行变水头渗透试验,待土样内出水量达到稳定后,开始记录水头高度的变化及其所需的时间,其中试验数据的采集是土样水头高度每降低10 cm时,记录所需时间,且每级荷载下渗透数据的记录不低于3个时段,土样固结变形时的试验操作步骤及其试验数据的记录按照现行《公路土工试验规程》(JTG - E40—2007)要求进行。因不同温度条件下,孔隙水黏滞系数不同,对渗透系数有较大影响,渗透试验时,需记录室内环境温度的变化情况,并进行修正。

表2 试验工况

Tab.2 Test conditions

荷载/kPa	12.5	50	100	200	300	400	500	600	700	800
固结	固结	固结	固结	固结	固结	固结	固结	固结	固结	固结
试验工况	渗透	渗透	渗透	渗透	渗透	渗透	—	—	—	—

3 试验结果分析

3.1 土样压缩特性

结合上述试验方案,分别得到两种土在连续逐级加载条件下的固结变形随时间发展的规律及在各级荷载作用下的孔隙比随固结压力的变化状况,具体如图2与图3所示。

由图2可知,原状土样的变形量比重塑土样的小,原状土在第一级荷载12.5 kPa下的压缩变形量为0.014 cm,而重塑土变形量达到0.052 4 cm;当荷载为400 kPa时,原状土压缩变形量为0.077 cm,重塑土变形量为0.129 cm,约为原状土样变形量的1.76倍。由图3可以看出,在固结压力12.5 kPa作用下,原状土样稳定后的孔隙比为0.589,400 kPa

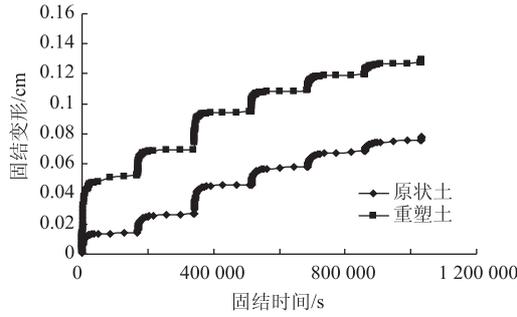


图2 土样一维固结压缩变形曲线

Fig. 2 One-dimensional consolidation compression deformation curves of soil sample

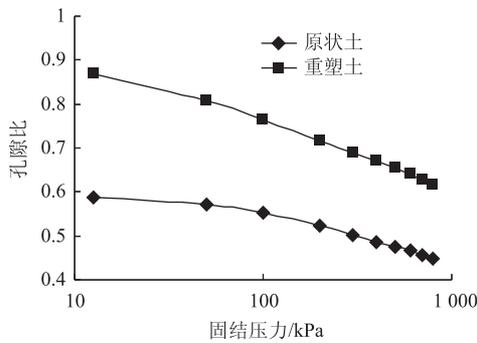


图3 土样一维固结 e-p 曲线

Fig. 3 One-dimensional consolidation e-p curves of soil sample

固结压力作用下土样稳定后的孔隙比为 0.487, 固结压力为 800 kPa 时, 孔隙比减小到 0.449; 重塑土在 12.5 kPa 下的孔隙比为 0.881, 固结压力为 400 kPa 时, 孔隙比减小到 0.670, 当固结压力为 800 kPa 时的孔隙比最终稳定在 0.618, 该值比原状土样的初始孔隙比还大, 为原状土样初始孔隙比的 1.04 倍, 同时结合图 3, 对原状土样的先期固结压力进行了分析, 该值约为 100 kPa。

3.2 起始水头变化规律分析

表 3 与表 4 分别为原状土与重塑土变水头试验结果。每级压力下, 选取其中两个时间段对应的水头高度变化, 因在不同的温度下水的黏滞系数不同, 自由水流动速率将发生变化, 为便于比较, 将不同温度条件下的渗透时间统一修正到温度为 10 °C 时的对应时间, 最后对每级荷载下渗透系数 k_{10} 及其对应的起始水头高度 H_0 进行计算。

如表 3 和表 4 所示, 由于各种因素的影响, 每级荷载作用下, 土样的渗透系数在不同时间段发生或大或小的变化, 这主要是由试验误差或次固结效应影响引起的, 但是渗透系数变化的幅度相对

表 3 原状土变水头渗透试验结果

Tab. 3 Variable water head permeability test result of undisturbed soil

固结压力/kPa	起始水头 h_1 /cm	终止水头 h_2 /cm	时间间隔 Δt /s	水温/°C	$k_{10}/(m \cdot s^{-1})$	修正时间间隔 $\Delta t/s$	H_0/cm	i_0
12.5	717.12	707.12	1 415	9.5	1.73×10^{-7}	1 396	122.1	28.1
	677.12	667.12	1 499	10.0	1.71×10^{-7}	1 499		
50	717.12	707.12	3 561	13.8	6.11×10^{-8}	3 956	186.0	47.41
	687.12	677.26	3 719	13.1	6.22×10^{-8}	4 134		
100	727.12	717.12	4 107	18.8	4.46×10^{-8}	5 199	336.1	94.43
	707.12	697.12	4 332	18.8	4.35×10^{-8}	5 483		
200	747.12	737.12	6 247	13.5	3.25×10^{-8}	6 865	386.9	100.71
	727.12	717.12	6 619	13.5	3.16×10^{-8}	7 274		
300	747.12	737.12	6 871	18.5	2.60×10^{-8}	8 589	470.6	124.08
	737.12	727.12	6 894	20.0	2.51×10^{-8}	8 918		
400	737.12	727.12	7 635	20.0	2.13×10^{-8}	9 877	506.9	134.80
	727.12	717.12	7 958	21.0	2.13×10^{-8}	10 540		

表 4 重塑土变水头渗透试验结果

Tab. 4 Variable water head permeability test result of disturbed soil

固结压力/kPa	起始水头 h_1 /cm	终止水头 h_2 /cm	时间间隔 Δt /s	水温/°C	$k_{10}/(m \cdot s^{-1})$	修正时间间隔 $\Delta t/s$	H_0/cm	i_0
12.5	281.36	271.36	1 235	18.7	3.9×10^{-7}	1 544	143.6	37.30
	251.36	241.36	1 595	18.7	3.38×10^{-7}	1 994		
50	484.00	474.00	5 212	18.8	4.99×10^{-8}	6 597	293.9	80.38
	464.00	454.00	5 838	18.8	4.65×10^{-8}	7 390		
100	765.12	755.12	4 338	19.9	3.62×10^{-8}	5 612	204.9	57.12
	725.12	715.12	4 656	20.3	3.55×10^{-8}	6 046		
200	765.12	755.12	5 882	21.8	2.48×10^{-8}	8 036	271.6	77.97
	725.12	715.12	6 260	22.1	2.44×10^{-8}	8 752		
300	745.12	735.12	7 171	22.4	2.09×10^{-8}	9 851	345.3	100.68
	735.12	725.12	7 345	22.5	2.02×10^{-8}	10 117		
400	765.12	755.12	8 330	23.0	1.66×10^{-8}	11 569	379.7	112.24
	755.12	745.12	8 467	23.0	1.66×10^{-8}	11 760		

较小, 最大差值 $0.11 \times 10^{-8} m/s$, 变化幅度小于 2.5%, 因此认为渗透系数在每级荷载固结完成后为常量。

起始水头随固结压力的变化规律如图 4 所示。由图 4 可知, 随固结压力的增加, 原状土的起始水头逐渐增大, 这主要是土样压密过程中, 原始结构遭到破坏, 有效孔隙比减小所致。在起始受压阶段, 固结压力小于先期固结压力, 土样变形以弹性变形

为主,土样的结构形态基本未变化;当固结压力大于先期固结压力时,土样结构逐渐破坏,土样孔隙连通性遭到破坏导致起始水头增加,因此,原状土起始水头的变化可划分为快速增加和缓慢增加两个阶段。整体上看,重塑土起始水头随固结压力增加而增加,此外还发现土样总水头高度在100 kPa时发生突变,出现起始水头降低现象,这表明土样起始水头大小不仅与固结压力引起的变形等因素有关,还与土样受到的总水头高度的变化速率有着密切联系。

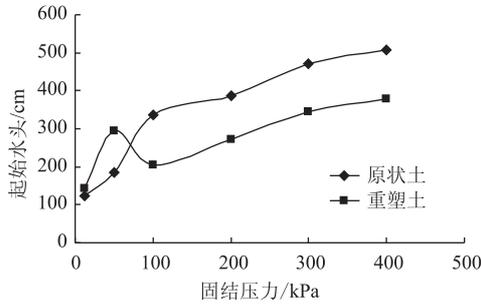


图4 起始水头与固结压力关系

Fig. 4 Relationship between initial water head and consolidation pressure

另外,固结压力小于100 kPa时,原状土的起始水头高度小于重塑土,当固结压力大于100 kPa后,原状土的起始水头均大于重塑土对应的起始水头,表3与表4对比发现,第一级荷载作用下土样固结变形稳定后,重塑土的孔隙比远大于原状土的孔隙比,其渗透系数比原状土的大;在其余级别荷载作用下,虽然原状土的孔隙相对较小,但测试得到的渗透系数相对较大,表明渗透阻力大小不仅与土样孔隙体积大小相关,还与土样内孔隙连通状态(即土样结构状态)有密切关系。

3.3 有效与无效孔隙比分析

由有效孔隙比式(10)计算得到试验土样有效孔隙比 e_u ,结合一维固结试验数据得到土样总孔隙比 e ,进而通过式(6)得到土样的无效孔隙比 e_0 ,具体如表5所示。

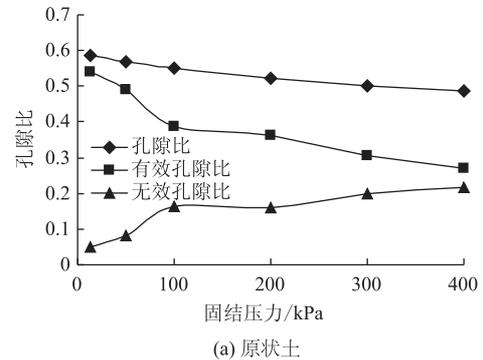
由表5可以看出,原状土有效孔隙比随着固结压力的增加逐渐减小,以100 kPa为临界值,当固结压力小于该值时,有效孔隙比减小较快,大于该值时,有效孔隙比减小较慢;反之,土样的无效孔隙比则随着固结压力的增加逐渐增加。当固结压力为12.5 kPa时,无效孔隙比占到整个孔隙比的8.17%,固结压力增加到400 kPa时无效孔隙比占到整个孔隙比的44.6%,具体见图5(a)。重塑土有效孔隙比随固结压力增加,呈先减小后增加继而减小的趋势,

表5 土样有效孔隙比与无效孔隙比

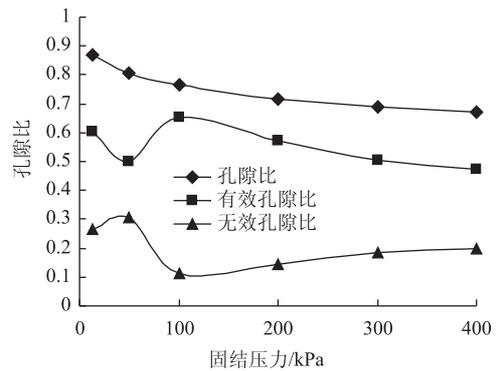
Tab. 5 Effective void ratio and uneffective void ratio of soil sample

固结压力/kPa	12.5	50	100	200	300	400
原状土						
e	0.587	0.570	0.552	0.523	0.502	0.487
e_u	0.539	0.490	0.388	0.362	0.304	0.270
e_0	0.048	0.080	0.164	0.161	0.198	0.217
重塑土						
e	0.869	0.808	0.765	0.716	0.690	0.670
e_u	0.602	0.502	0.654	0.574	0.504	0.474
e_0	0.267	0.306	0.111	0.142	0.186	0.196

固结压力增加的同时水头高度突然增加,有效孔隙比将出现不降反增的现象。此后,当固结压力增加,虽然水头高度有小幅变化,无效孔隙比逐渐增加,有效孔隙比逐渐减小。无效孔隙比在第一级固结压力下相对较大,这主要由重塑土中结合水膜的厚度及土样结构决定的孔隙连通好坏等综合因素决定的。随着固结压力的增加无效孔隙比迅速减小,继而增加,超过100 kPa后与原状土样变化规律类似,具体见图5(b)。



(a) 原状土



(b) 重塑土

图5 土样固结压力与孔隙比关系曲线

Fig. 5 Relationship between consolidation pressure and void ratio of soil sample

基于有效孔隙比的定义,在固结压力增大的过程中,土体间的孔隙不断被压缩,土颗粒之间距离会减小,部分弱结合水逐渐转化成强结合水,因此

无效孔隙比占据的比例增加, 导致有效孔隙比的减小。但对于重塑土, 渗流过程中由于固结压力增加导致水力梯度突变增大时, 土中发生无效孔隙比减小、有效孔隙比增大的现象, 说明重塑土经过扰动破坏, 土颗粒吸附作用也受到扰动, 初始不能移动的弱结合水由于水力梯度的突然增加开始流动, 体现为有效孔隙比增加, 最终导致重塑土渗透系数随固结压力增加而先增加再减小的现象。

3.4 渗透特性分析

表 6 为不同固结压力下原状土和重塑土的渗透系数与有效孔隙比对应的渗透系数 (即有效渗透系数), 有效渗透系数由式 (9) 计算获得, 水头梯度随固结压力变化见图 6, 渗透系数随固结压力变化见图 7。

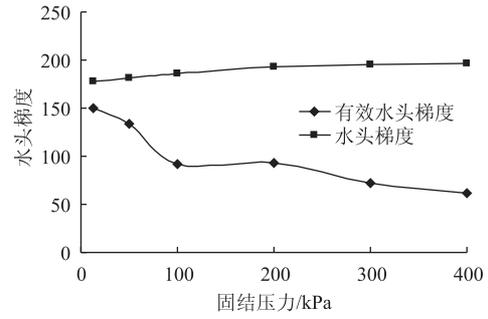
表 6 土样渗透系数与有效渗透系数

Tab. 6 Permeability coefficient and effective permeability coefficient of soil sample

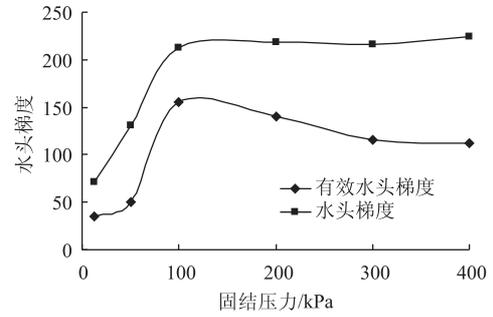
	固结压力/kPa					
	12.5	50	100	200	300	400
原状土						
i	178.48	181.53	186.27	193.17	195.67	196.7
Δi	150.38	134.12	91.84	92.46	71.59	61.9
$k (\times 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})$	17.3	6.11	4.46	3.25	2.6	2.13
$k^* (\times 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})$	14.5	4.51	2.2	1.56	0.874	0.657
重塑土						
i	71.78	131.01	212.24	218.21	215.8	224.69
Δi	34.48	50.63	155.12	140.24	115.12	112.45
$k (\times 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})$	39	4.99	3.62	2.48	2.09	1.66
$k^* (\times 10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})$	18.7	1.93	2.65	1.59	1.11	0.83

注: 有效水头梯度 $\Delta i = i - i_0$ 。

图 6 表明, 原状土水头梯度随固结压力增加而增加, 但原状土起始水头梯度较大, 后期增加缓慢, 有效水头梯度随固结压力增加而逐渐减小, 且以 100 kPa 为临界值。当固结压力小于该值时, 水头梯度减小较快; 固结压力大于该值时, 水头梯度减小较慢。重塑土水头梯度随固结压力增加而增加, 固结压力小于 100 kPa 时增加较快, 后期较慢, 有效水头梯度随固结压力增加呈先增加后减小趋势, 固结压力小于 100 kPa 时迅速增加; 大于 100 kPa 时, 逐渐减小。图 7 表明, 原状土渗透系数和有效渗透系数均随固结压力增加而减小, 且在土样初期受压阶段降低迅速, 后期降低较为缓慢, 呈现明显的非线性; 重塑土渗透系数的变化规律与原状土样类似, 而重塑土有效渗透系数随固结压力增加, 呈先减小



(a) 原状土



(b) 重塑土

图 6 水头梯度随固结压力变化关系

Fig. 6 Water head gradient varying with consolidation pressure

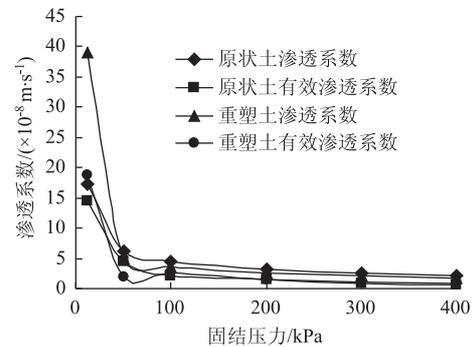


图 7 渗透系数随固结压力的变化关系

Fig. 7 Relationship between permeability coefficient and consolidation pressure

后增加再减小规律, 该变化趋势与有效孔隙比的变化规律密切相关。

由固结试验可知, 固结过程中, 重塑土的孔隙比始终大于原状土。由表 5 可看出: 试验过程中重塑土的有效孔隙比也始终大于原状土样的有效孔隙比, 如果假定两种土的结构一致, 那么可以得出重塑土的有效渗透系数 k^* 比原状土的有效渗透系数大。如果基于孔隙比的大小判定渗透系数 k 的大小, 也会得到重塑土的渗透系数 k 比原状土的渗透系数 k 大。然而试验结果 (见表 6) 表明: 除固结压力为 12.5 kPa 时, 重塑土渗透系数 k 大于原状土外, 其

余各级固结压力下, 重塑土渗透系数 k 均比原状土小。对于有效渗透系数 k^* 而言, 第一级固结压力下, 虽然重塑土的有效水头梯度较小, 但其有效渗透系数大于原状土有效渗透系数, 说明有效孔隙比的影响起到主导作用; 在第二级固结压力作用下, 虽然重塑土的有效孔隙比较原状土大, 但其有效水头梯度相对较小, 最终导致有效渗透系数较小, 这说明有效水头梯度的影响起主导作用。在其余固结压力作用下, 由于各种因素的综合作用, 重塑土的有效渗透系数 k^* 相对较大。当原状土受到固结压力 ≥ 100 kPa 时, 即固结压力超过原状土的先期固结压力时, 由于土样的结构逐渐破坏, 致使两种土样的结构差异性趋于减小, 当两种土样的结构基本一致的情况下, 有效孔隙比大的土样有效渗透系数较大。通过上述分析, 黏性土的渗透特性不仅与土体结构的差异性有关, 同时也与土样在固结过程中对应的有效孔隙比的大小及其有效水头梯度的大小密切相关。

4 结论

(1) 原状土起始水头的变化以土样先期固结压力为界, 划分为快速增加和缓慢增加两个阶段; 重塑土起始水头随着固结压力增加, 呈先增加后减小再增加趋势。

(2) 原状土有效孔隙比随着固结压力增加呈减小趋势, 无效孔隙比则随着固结压力的增加逐渐增加; 重塑土有效孔隙比随固结压力增加呈现先减小后增加再减小趋势, 无效孔隙比随固结压力增加呈现先增加后减小再增加趋势, 总水头变化对重塑土有效孔隙比的大小有影响。

(3) 原状土渗透系数和有效渗透系数均随固结压力增加而减小, 土样前期受压阶段降低较快, 后期降低缓慢, 呈现明显的非线性特征; 重塑土渗透系数变化规律与原状土样类似, 而重塑土有效渗透系数随固结压力增加呈先减小后增加再减小趋势。

(4) 黏性土的渗透特性不仅与土体结构的差异性有关, 同时也与土样在固结过程中初始孔隙比的大小、有效孔隙比变化规律、水头高度的大小、水头高度变化速率及有效水头梯度的大小密切相关。

参考文献:

References:

[1] 谢新宇, 刘育民, 潘秋元. 渗透系数变化对一维大变形固结性状的影响 [J]. 岩土工程学报, 2000, 22

(4): 509 - 511.

XIE Xin-yu, LIU Yu-min, PAN Qiu-yuan. Effects of Variable Permeability on One-dimensional Large Deformation Consolidation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22 (4): 509 - 511.

[2] 曾玲玲, 洪振舜, 陈福全. 压缩过程中重塑黏土渗透系数的变化规律 [J]. 岩土力学, 2012, 33 (5): 1286 - 1292.

ZENG Ling-ling, HONG Zhen-shun, CHEN Fu-quan. A Law of Change in Permeability Coefficient during Compression of Remolded Clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33 (5): 1286 - 1292.

[3] 洪振舜, 刘志方, 郭海轮, 等. 天然沉积饱和有明黏性土的 Burland 孔隙指数与归一化含水率的关系 [J]. 岩土力学, 2004, 25 (11): 1698 - 1701.

HONG Zhen-shun, LIU Zhi-fang, GUO Hai-lun, et al. Relationship between Void Index and Normalized Water Content for Natural Sedimentary Ariake Clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25 (11): 1698 - 1701.

[4] 吴小锋, 李光范, 王晓亮. 基于有效应力原理的水土统一算法 [J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33 (增1): 2950 - 2956.

WU Xiao-feng, LI Guang-fan, WANG Xiao-liang. A Unified Algorithm for Water and Earth Pressures Based on Principle of Effective Stress [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33 (S1): 2950 - 2956.

[5] 党发宁, 刘海伟, 王学武, 等. 基于有效孔隙比的黏性土渗透系数经验公式研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34 (9): 1909 - 1917.

DANG Fa-ning, LIU Hai-wei, WANG Xue-wu, et al. Empirical Formulas of Permeability of Clay Based on Effective Pore Ratio [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34 (9): 1909 - 1917.

[6] REDDI L N, THANGAVADIVELU S. Representation of Compacted Clay Minifabric Using Random Networks [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122 (11): 906 - 913.

[7] TANAKA H, SHIWAKOTI D R, OMUKAI N, et al. Pore Size Distribution of Clayey Soils Measured by Mercury Intrusion Porosimetry and Its Relation to Hydraulic Conductivity [J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundation, 2003, 43 (6): 63 - 73.

[8] 杨俊, 邹林, 狄先均. 天然砂砾改良红黏土的力学指标试验及数学模型预估 [J]. 公路交通科技, 2015, 32 (9): 41 - 48.

YANG Jun, ZOU Lin, DI Xian-jun, et al. Experiment

- on Mechanical Indexes of Natural Gravel Improved Red Clay and Forecasting by Mathematical Model [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2015, 32 (9): 41-48.
- [9] 王秀艳,刘长礼. 深层黏性土渗透释水规律的探讨 [J]. 岩土工程学报, 2003, 25 (3): 308-312.
WANG Xiu-yan, LIU Chang-li. Discussion on Permeability of Deep Clayey Soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25 (3): 308-312.
- [10] 何俊,施建勇. 膨润土中饱和和渗透系数的计算 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26 (增2): 3920-3925.
HE Jun, SHI Jian-yong. Calculation of Saturated Permeability Coefficient of Bentonite [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (S2): 3920-3925.
- [11] PROST R, KOUTIT T, BENCHARA A, et al. State and Location of Water Adsorbed on Clay Minerals; Consequences of the Hydration and Swelling-shrinkage Phenomena [J]. Clays and Clay Minerals, 1998, 46 (2): 117-131.
- [12] BURLAND J B. On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays [J]. Geotechnique, 1990, 40 (3): 329-378.
- [13] SIVAKUMAR BABU G L, PANDIAN N S, NAGARAJ T S. A Reexamination of the Permeability Index of Clays [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, 30 (1): 187-191.
- [14] 刘海伟,党发宁,王学武. 利用稠度指标估算黏土渗透系数的方法研究 [J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2015, 47 (增1): 48-52.
LIU Hai-wei, DANG Fa-ning, WANG Xue-wu. Method of Using Consistency Index Estimating the Permeability Coefficient of Clay [J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science Edition, 2015, 47 (S1): 48-52.
- [15] 冯晓腊,沈孝宇. 饱和黏性土渗透固结特性及其微观机制的研究 [J]. 水文地质工程地质, 1991, 18 (1): 6-12.
FENG Xiao-la, SHEN Xiao-yu. Permeability Consolidation Characteristics of Saturated Conesive Soil and Its Micromechanics [J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 1991, 18 (1): 6-12.
- [16] 齐添,谢康和,胡安峰,等. 萧山黏土非达西渗流性状的试验研究 [J]. 浙江大学学报: 工学版, 2007, 41 (6): 1023-1028.
QI Tian, XIE Kang-he, HU An-feng, et al. Laboratorial Study on Non-darcy Seepage in Xiaoshan Clay [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science Edition, 2007, 41 (6): 1023-1028.
- [17] 梁健伟,房莹光,谷任国. 极细颗粒黏土渗流的微电场效应分析 [J]. 岩土力学, 2010, 31 (10): 3043-3050.
LIANG Jian-wei, FANG Ying-guang, GU Ren-guo. Analysis of Microelectric Field Effect of Seepage in Tiny-particle Clay [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31 (10): 3043-3050.
- [18] 梁健伟,房莹光. 极细颗粒黏土渗流特性试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29 (6): 1222-1230.
LIANG Jian-wei, FANG Ying-guang. Analysis of Microelectric Field Effect of Seepage in Tiny-particle Clay [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29 (6): 1222-1230.
-
- (上接第24页)
- [20] 张磊,黄卫,王斌,等. 考虑温度与荷载耦合作用的连续配筋混凝土复合式路面损伤分析 [J]. 土木工程学报, 2011, 44 (1): 108-114.
ZHANG Lei, HUANG Wei, WANG Bin, et al. Analysis of the Damage of CRCP + AC Composite Pavement under Thermal-mechanical Coupling Conditions by FEM [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44 (1): 108-114.
- [21] JTG D40—2002, 公路水泥混凝土路面设计规范 [S]. JTG D40—2002, Specifications for Design of Highway Cement Concrete Pavement [S].
- [22] 杨慧. 连续配筋混凝土路面结构受力机理研究 [D]. 重庆: 重庆交通大学, 2010.
YANG Hui. Study on Mechanism of Continuously Reinforced Concrete Pavement CRCP [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2010.
- [23] 王衍辉,张洪亮,徐士翠. 连续配筋混凝土路面裂缝间距的主动控制 [J]. 公路交通科技, 2012, 29 (9): 24-29.
WANG Yan-hui, ZHANG Hong-liang, XU Shi-cui. Active Crack Spacing Control for Continuously Reinforced Concrete Pavement [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2012, 29 (9): 24-29.