

深厚软基上海堤工程现场试验及有限元反分析

彭吉力,刘汉龙

(河海大学岩土工程研究所,江苏南京 210098)

摘要:对打设了塑料排水板的深厚软基上的漩门二期蓄淡围垦工程试验段海堤施工过程进行了监测,并在现有砂井地基数值计算方法的基础上,改进了砂井向砂墙的转变方法.介绍了复合型法在土体参数反分析中的应用理论,并根据现场工程实测沉降资料对计算参数进行了反分析,再将反分析得到的参数应用有限元法进行计算.计算结果表明,结合现场测试结果进行反分析,能较好地估计地基本构模型参数,与砂井地基表面沉降、孔压的计算结果和实测值吻合较好.

关键词:深厚软基;海堤;现场试验;有限元法;反分析

中图分类号:TV871 文献标识码:A 文章编号:1006-764X(2005)06-0037-04

Field experiment and FEM back analysis of sea walls on soft and thick foundation//PENG Jie, LIU Han-long (Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The construction process of the sea wall on soft and thick foundation of the experimental section of the Xuanmen second-stage freshwater-storage reclamation project with prefabricated vertical drain was monitored. The conversion method of sand drains to sand walls was improved based on the existing numerical calculation method for sand drain foundation. The back analysis method was introduced and applied to calculation of soil parameters according to the settlement data from field measurement, and FEM was used for further calculation. The calculated results of foundation surface settlement and pore water pressure are in good agreement with the measured data showing that the present method can well predict the parameters of the constitutive model of foundations.

Key words: soft and thick foundation; sea wall; field experiment; FEM; back analysis

漩门二期蓄淡围垦工程位于浙江省温州市乐清湾玉环岛北面的漩门港,是一项以供水、灌溉为主,并结合海涂土地资源开发的具有多项开发价值与运作功能的中型重点工程,坐落在高压缩性、低强度、排水固结条件差的深厚软基上,工程条件十分不利.为了研究在深厚软基上建造海堤软基处理方法的效果,以及对二期堵坝和海堤的设计、施工提供参数,在二期海堤正式建造前设立了试验段并对软基性状进行了监测.二期海堤建在软黏土基础上,其范围内地基淤泥与淤泥质土总厚度在 25 m 左右.现根据监测的结果,应用有限元反分析对该工程进行了计算.根据反演出的土体参数及二期堵坝的实际加载情况对二期堵坝的沉降进行探讨.

1 工程概况及监测结果

1.1 工程概况

试验段的地质情况如下:第一层为淤泥,厚 4.0~4.5 m,灰褐、青灰色,饱和,流塑;第二层为淤泥质黏土,厚 2.5~4.0 m,灰、青灰色,流塑,饱和;第三层

为淤泥,厚度大于 18 m,灰、青灰色,饱和、流塑含贝壳碎屑.地质剖面如图 1 所示.

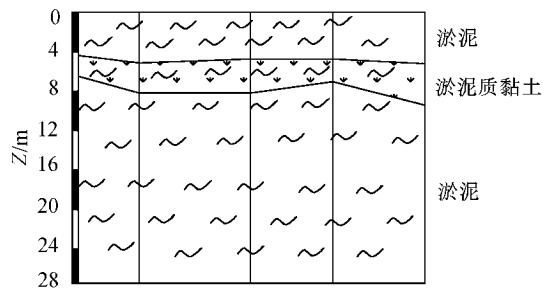


图 1 地质剖面

先将 20 m 长的塑料排水板按照正方形布置、间距 1.3 m 打入加固区内.在加固范围内先后铺设 100 cm 碎石垫层,之后开始抛石施工,加载过程见图 2.

1.2 监测结果

a. 表面沉降.表面沉降的观测结果如图 3 所示.随着荷载的施加,地基沉降迅速增加,由于荷载很大,并且加荷速率较快,因此在堆载完毕后很长时间内,沉降仍然继续发展,其中海堤中心处的沉降最大.到堆载完成后 1 年即 2000 年 5 月,其沉降值已

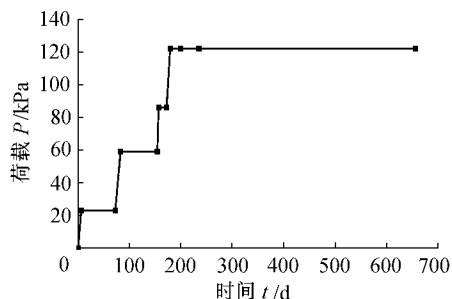


图2 加载曲线

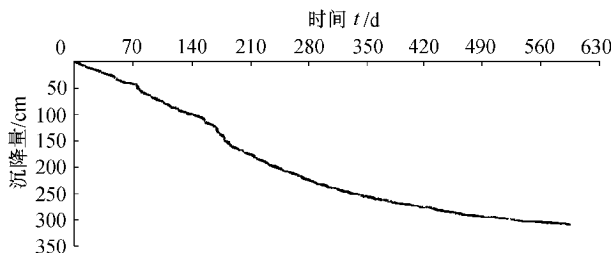


图3 T553处表面沉降曲线

达到 320 cm,海堤左侧及右侧沉降也分别达到210 cm和 254 cm.

b. 孔隙水压力(孔压).孔压在施工初期增加很大,从孔压可见荷载填筑时间很短,荷载填筑完毕时的孔压达到最大值,随后逐渐消散,到施工结束1年左右,其孔压已经达到初始值左右,说明该地基的主固结已基本完成,如图4所示.

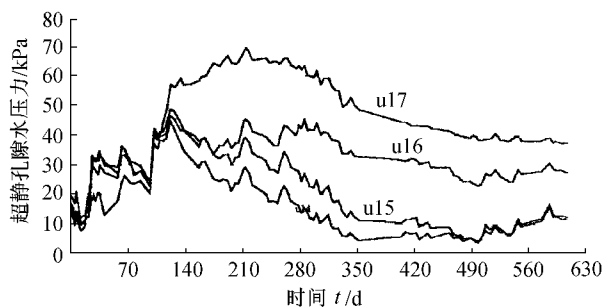


图4 孔压测量值

c. 水平位移.位于海堤断面左侧的水平位移曲线如图5所示.图5表明堆载预压将导致地基产生很大的向外的挤出变形,水平位移达到了500 mm左右.

2 有限元反分析方法

2.1 砂井等效转换

在天然地基中打设塑料排水板,即形成塑料排水板地基,其固结理论及设计方法同属于砂井地基,因此一般将两者统称为砂井地基.塑料排水板的渗透系数一般远大于黏土,这正是塑料排水板能够加速软黏土固结的原因所在.因为砂井地基的变形和渗流都是三维空间问题,最合适的砂井地基分析计算方法应该是三维的,但是三维分析的工作量巨大,因此一般将其转换为二维的平面应变问题或者只分

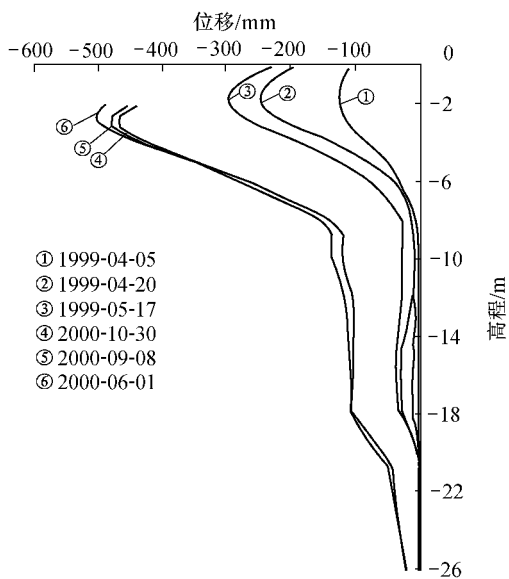


图5 水平位移曲线

析一根砂井即单井理论.如何将砂井地基这样一个三维问题转化为二维问题,有不少学者进行了探讨.Indraratna等^[1]研究了单井向单位长度的砂墙转换的方法,即根据单井和平面砂墙在深度 z 、时刻 t 的平均固结度相等而得出转换方法,转换时可对砂墙的渗透系数和砂墙间距进行调整.该方法考虑了堆载情况下的井阻、涂抹作用,但仅考虑了垂直向的等应变情况,因此对地基变形存在的侧向变形无法反映.此外,其推导过程也没有考虑竖向渗流的影响.曾国熙等^[2]、Sanchez等^[3]、Hird等^[4]也根据水平固结度相等的假定给出了类似的转换方法.Hird等的方法未考虑涂抹作用、侧向变形及竖向渗流.Sanchez等的公式应用起来很不方便,且未考虑固结度随时间、深度的变化,使结果不够准确.此外还有赵维炳等^[5]、Chai等^[6]、Bergado等^[7]分别提出了转换的方法^[3].本文在考虑三维情况和平面应变情况下固结度相等的基础上,还将两者的强度考虑为相等.

对于单井而言,如图6所示,在等应变条件下,由假定砂井和砂墙在深度 z 处的径向固结度相等,可得到砂井等效转换为砂墙的公式:

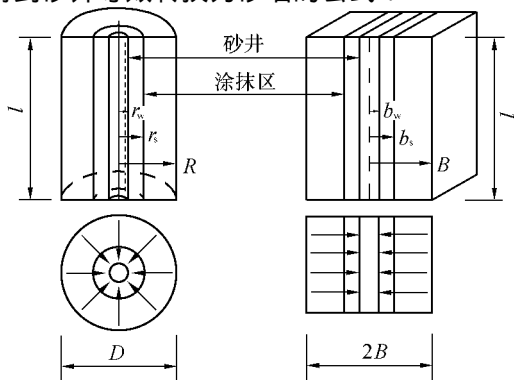


图6 砂井向砂墙转换示意图

$$\frac{T_{hp}}{T_h} = \frac{k_{hp}}{k_h} \frac{R^2}{B^2} = \frac{\mu_p}{\mu} \quad (1)$$

式中: T_h, T_{hp} 分别为砂井和砂墙问题中的时间因子; μ, μ_p 为两种情况下考虑涂抹作用和井阻影响的系数; k_h, k_{hp} 分别为两种情况下的水平渗透系数; R 为砂井影响区的半径; B 为砂墙宽度的一半。

除了保持变换前后的水平固结度一致外, 还需要考虑砂墙置换引起的整个地基的强度变化。本文用修正剑桥模型模拟砂墙的力学性能, 考虑其弹性变形阶段的影响, 则有

$$\frac{4A_{3D}}{\kappa_{3D}\pi D^2} = \frac{A_{2D}}{\kappa_{2D}2BD} \quad (2)$$

式中: A_{3D}, A_{2D} 为砂井和砂墙的面积, 可通过控制砂墙宽度 b 使其相等; κ_{3D}, κ_{2D} 分别为三维和二维平面应变下的剑桥模型参数。一般有 $\kappa_{3D} = \kappa_{2D}$ 因此可得

$$B = \pi R/4 \quad (3)$$

由上述公式即可求得等效的平面应变计算方法。

2.2 反分析方法

20 世纪 70 年代以来, 反分析方法迅速发展, 并逐渐在工程中得到了广泛应用^[8]。反分析方法是利用施工中量测的位移和(或)孔隙水压力反算出土体参数, 再利用这些参数预测未来土体位移和孔隙水压力。在岩土工程中, 反分析方法可归纳为两条途径: ①基于稳定性数据的确定性反分析; ②基于随机数据的非确定性反分析。确定性反分析又可分为逆反分析法和直接法。本文应用直接法进行反分析, 采用的优化计算方法为复合形法。

2.3 有限元反分析程序的编制

a. 目标函数。根据固结有限元的实际计算情况, 本文的目标函数以位移增量表示。

b. 参数取值范围。根据已有的工程经验适当选取反演参数的可行范围, 可以加快反演速度, 避免解的不惟一性, 出现不合理的结果。在实际反演时, 可根据土类选取本构模型参数的可行范围。本文拟对修正剑桥模型进行反演, 取参数 λ, k_h 的可行范围为

$$\begin{cases} 0.02 < \lambda < 0.99 \\ 20 \times 10^{-8} < k_h < 20 \times 10^{-4} \end{cases}$$

参数 λ 为 $e-\ln p'$ 平面上等向压缩曲线的坡度; k_h 为水平渗透系数, cm/s。

c. 程序编制。比奥固结理论有限元反分析程序流程图见图 7。各子程序或模块的功能如下: Main 为主程序, 输入观测资料及反演参数的初值; Bcpol 为复合形法优化子程序, 可根据目标函数的值不断优化各参数, 当各参数达到精度要求时, 迭代结束; Fcn 为目标函数子程序, 求目标函数的值; Femb 为比奥

固结有限元正分析子程序。

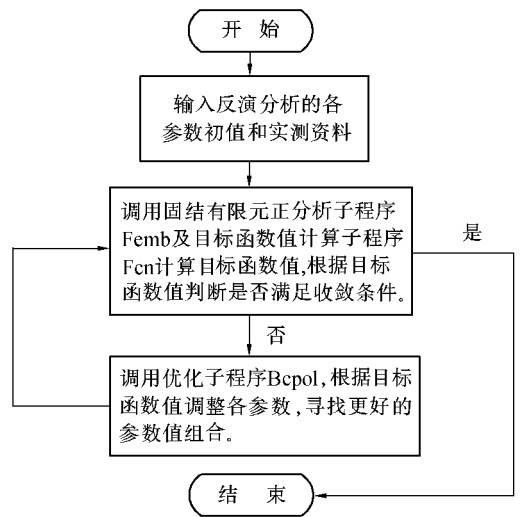


图 7 反分析程序流程

采用复合形优化方法, 在参数可行范围内的各个初始点都可以收敛至最优解。实际上, 在非线性问题的反分析中, 复合形法和其他优化方法相比, 性能稳定、可靠, 而且编程也比较方便。采用复合形法可最大程度避免在土体非线性反分析中出现反演结果不收敛的情况。

3 反分析工程实例

3.1 土体本构模型

本文土体本构模型采用修正剑桥模型(Modified Cam Clay), 其屈服函数表达式为

$$q^2 - M^2 p'(p'_c - p') = 0 \quad (4)$$

式中: q, p' 分别为偏应力和平均应力; M 为修正剑桥模型参数; p'_c 是硬化参数, 定义为当前椭圆屈服面和 p' 轴的交点, p'_c 的计算式为

$$p'_c = p_0' \exp\left(\frac{q_0}{Mp_0'}\right) \quad (5)$$

式中: p_0', q_0 分别为土的原位平均应力、偏应力。

修正剑桥模型的参数有 5 个^[9]: λ 为 $e-\ln p'$ 平面上等向压缩曲线的坡度; κ 为 $e-\ln p'$ 平面上回弹曲线的坡度; e_{cs} 为临界状态线当 $p' = 1$ 时的孔隙比; M 为 $q-p'$ 平面上临界状态线的坡度; G 或 γ 为弹性剪切模量或泊松比, 可任取一个。此外, 固结计算还需要土的渗透系数 k 、孔隙流体(水)密度 ρ_w 以及土体中的现场原位应力。

3.2 有限元计算

根据《浙江省温州市漩门二期海堤地质勘察报告》, 可以确定本工程的部分有限元计算参数的取值及取值范围, 如表 1 所示。其中的排水板参数已经根据式(1)及式(3)调整。计算网格如图 8 所示, 加载曲线见图 2。用于目标函数的实测沉降值如表 2 所示。

表 1 有限元计算参数

土层或排水板	土体指标					
	λ	κ	e_{cs}	M	$k_h/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	$k_v/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
淤泥 I		0.038	1.66	1.09		$k_h/2$
淤泥质黏土	0.20	0.036	1.79	1.04	5.0×10^{-8}	3.2×10^{-8}
淤泥 II		0.046	1.66	1.09		$k_h/2$
塑料排水板	0.10	0.050	1.79	2.00	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}

注 淤泥 I 和淤泥 II 的 λ 和 k_h 值通过反分析得到.

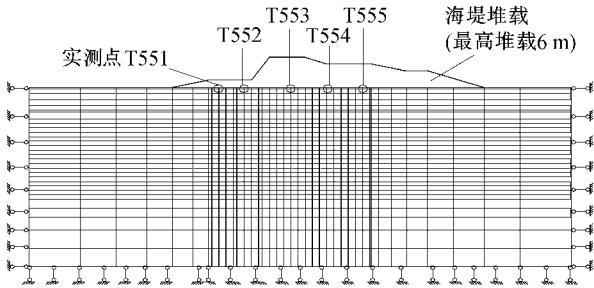


图 8 有限元网格

表 2 用于目标函数中的 T553 的实测值

时间 t/d	沉降/cm	时间 t/d	沉降/cm	时间 t/d	沉降/cm
0	0	110	80.5	325	245.0
50	32.0	152	105.9	390	268.0
60	39.1	191	162.1	520	300.0
80	57.4	250	204.8	715	320.0

根据反演的参数进行有限元计算,部分计算结果与实测值的对比见图 9 至图 11.从图中可以看出,本文的沉降计算结果与工程实测值比较吻合,可以较好地反映工程实际情况.但孔压的计算结果与实测值之间仍存在着一定的误差.产生这种误差的

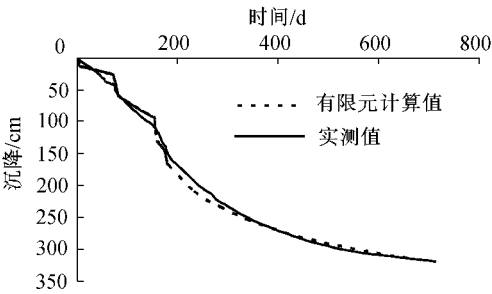


图 9 T533 沉降计算值与实测值比较

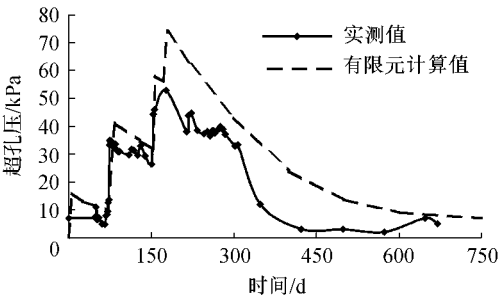


图 10 孔压计算值与实测值比较

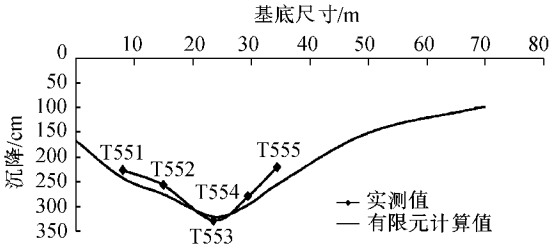


图 11 基底沉降计算值与实测值比较

原因有如下几个方面:①对于一个实际工程,它的施工加载过程、地层分布等常常是很复杂的,在计算过程中不可能完全真实反映这些情况,只能对其作必要的简化后进行分析计算;②本文的计算模型是平面应变模型,与实际的三维情况并不完全相符;③实际工程中,孔压受潮汐的影响较大,计算中没有反映此情况;④孔压的测量结果不一定是孔压的峰值,且存在一定的测量误差.另外,土的工程性质非常复杂,笔者所选取的本构模型也不可能完全反映出土的工程性质,这也是引起误差的一个原因.总的来说,计算结果还是比较好的.

由前述有限元反演程序计算,根据表 3 所示的参数范围,可求得满足目标函数约束条件的土体参数如表 4 所示.

表 3 反演分析时参数约束范围

土 层	λ	水平渗透系数 $k_h/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
淤泥 I 上限	0.99	20×10^{-4}
淤泥 I 下限	0.02	20×10^{-9}
淤泥 II 上限	0.99	20×10^{-4}
淤泥 II 下限	0.02	20×10^{-9}

表 4 反演分析得到的参数

土 层	λ	水平渗透系数 $k_h/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
淤泥 I	0.23	7.0×10^{-8}
淤泥 II	0.25	7.5×10^{-8}

4 结 论

本文根据璇门二期海堤工程试验段的现场监测资料,用反分析方法对砂井地基计算方法进行了研究.在前人的基础上,提出了一种更为合理的砂井转换方法.在 Biot 固结理论反分析中,采用了修正剑桥模型,从而考虑了土体的弹塑性,使土体的反演分析更为合理.对海堤工程试验段进行了反分析计算,并根据反分析的结果,对堵坝段进行了计算,证明了本文方法具有一定的合理性和实用性.由此可得到以下几点结论:

a. 对应用塑料排水板处理的深厚软基上的海堤施工过程进行监测,监测结果表明该处理方法可以有效地加速沉降的消除,同时增加地基的稳定性.

(下转第 45 页)

范围之内.但从上述数据可见,西航道在大风浪作用下的回淤比东航道要大得多,在航道选线时必须考虑这一因素.

5 结 语

本文用当地实测资料统计水沙关系,从悬移质不平衡输沙方程出发,导得了估算挖槽回淤的计算公式;由实测资料和潮流数值计算得到了其中主要参数.根据1990年崖门试挖槽回淤资料决定公式中待定的综合系数.然后,按照工程需要分别计算了大风浪、台风加大潮、台风大潮大汛3种工况引起的骤淤.

崖门出海航道及其所在水域目前基本上处于平衡微淤的状态,潮流是使其得以维持的主要动力因素.悬沙是该水域泥沙的主要运动形式并对挖槽回淤起主要作用.大风浪作用下航道骤淤估算表明,在“三碰头”极端条件下,航道有较大的淤积,但在工程措施可以承受的范围之内.“二碰头”的骤淤淤积量要小一些.由于黄茅海的强风向SE向与东航道一致,而与西航道有45°的交角,大风浪将造成较大的淤积.再加上西航道要穿越广阔的中滩,该处流速和水深均较小,西航道骤淤淤积量明显大于东航道.对台风重现期的分析和对1995年东航道全线浚深后挖槽实测回淤的校核计算表明,用计及一次8级风

作用的常年淤强和常年回淤量作为挖槽年回淤的预估值是恰当的.东航道的常年回淤量各方案至少比西航道小 $23 \times 10^4 \text{ m}^3$,多年来,其走向和长期稳定的东槽基本一致.

参考文献:

[1] JTJ213-98,海港水文规范[S].
[2] 龚国仁.潮汐水流中的悬沙运动和冲淤计算[J].水利学报,1963(4):5—11.
[3] 李瑞杰,严以新,宋志尧.太平水道悬移质输运数学模型[J].泥沙研究,2003(4):46—51.
[4] 李瑞杰,褚裕良,郑金海.虎门太平水道航道整治工程潮流数模计算[J].水运工程,2003(3):38—42.
[5] 陈界仁,陈国祥.赣江航道整治工程泥沙数学模型[J].河海大学学报(自然科学版),2003,31(2):224—228.
[6] 谭亚,郑军田,谢永玉.引航道出口形态对泥沙淤积影响的数学模型研究[J].河海大学学报(自然科学版),2003,31(4):456—543.
[7] 陈惠珍.崖门出海航道整治技术研究[A].交通部水运司.内河航道整治工程技术交流大会文集[C].北京:人民交通出版社,1998.23—26.
[8] 罗肇森,等.珠江崖门口拦门沙航道开发模型试验研究[A].交通部水运司.内河航道整治工程技术交流大会文集[C].北京:人民交通出版社,1998.12—17.

(收稿日期:2005-04-22 编辑:马敏峰)

(上接第40页)

b. 砂井地基中,如何考虑砂井是一个很重要的问题.本文提出的砂井转换为砂墙的方法,结合二维平面应变方法计算,能较好地模拟其沉降性状.

c. 由于种种原因,对塑料排水板预压地基的数值计算参数选取不能令人满意,应用反分析的方法可以较好地解决这个问题.优化方法中的复合形法由于不要求求导,收敛性较好,应用较简单,因此应用中取得了较满意的效果.

参考文献:

[1] Indraratna B, Redana I W. Numerical modeling of vertical drain with smear and well resistance installed in soft clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000(1):132—145.
[2] 曾国熙.砂井地基的若干问题[J].岩土工程学报,1981(3):74—81.
[3] Sanchez J M, Sagaseta C. Analysis of staged construction of embankments on soft soil[A]. In: Proc 2nd European Speciality Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering [C]. Santander, 1990. 457—471.
[4] Hird C C, Pyrah I C, Russel D. Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground[J]. Geotechnique, 1993(4):499—511.

[5] 赵维炳,陈永辉,龚友平.平面应变有限元分析中砂井的处理方法[J].水利学报,1998(6):53—57.
[6] Chai J C, Miura N, Bergado D T. Behavior of vertical drain improved subsoil under embankment loading[J]. Soils and Foundations, 1995(4):49—61.
[7] Bergado D T. Prefabricated vertical drains(PVDs) in soft Bangkok Clay: a case study of the new Bangkok international airport project[J]. Can Geotech J, 2003(2):304—315.
[8] 杨林德.岩土工程问题反演理论与工程实践[M].北京:科学技术出版社,1996.5—28.
[9] 龚晓南.土塑性力学[M].杭州:浙江大学出版社,1999.173—179.

(收稿日期:2005-03-29 编辑:马敏峰)

