

土堤的变形和破坏分析

胡艳杰 李莎莎 杜少磊 丛 苹

(工程设计院)

[摘要] 对室内试验的数据进行整理分析,得到不同土层的初始状态、强度参数和变形参数。采用 ABAQUS 建立二维流固耦合计算模型,基于摩尔库伦本构模型和有效应力进行计算,根据现场开挖、抽水和充水的过程设定分析步,施加荷载和边界条件,完整地模拟整个试验过程。试验过程中监测了土堤的孔压和侧向位移,将有限元计算的结果与监测数据进行对比,结果表明,土堤失稳破坏可能发生在第三次开挖的第一次抽水阶段,计算得到的孔压值与监测值整体趋势一致,数值上相差不大,说明计算的渗流比较符合实际情况。计算得到的侧向位移与监测值变化趋势一致,但在具体数值上相差较大,计算得到的滑裂面与监测数据反映的滑裂面在土堤部位也有差异。推测造成这种差异的原因有两个:一是摩尔库伦本构不能很好地反映软土的性质,二是没有考虑土体的空间差异性。

[关键词] 流固耦合 摩尔库伦 有效应力 现场监测 空间差异性

1 引言

软土在我国分布广泛,尤其是东南沿海地区,软土含水量高、强度低、压缩性高、渗透性差,在此类土基上修建建筑物和构筑物,需要考虑承载力和变形问题^[1-2]。土是一种由土颗粒、水、气三相组成的物质,土颗粒构成骨架,水和气填充土颗粒之间的孔隙。水对于土的性质至关重要,一方面,水的存在使土的强度降低,另一方面,渗流产生的渗流力作用于土颗粒上,不利于土体的稳定。

土堤是一种常见的水工建筑物,河道两边的大堤,围湖造田的堤防,甚至高度不超过 10 m 的土坝,都可以看成是土堤。土堤两侧常常是一侧挡水,一侧无水,两侧存在水头差,往往存在渗流场。在渗流力的作用下,堤防下游侧边坡易发生渗流失稳。此外,除了堆土能形成边坡,基坑开挖也能形成边坡。基坑开挖使得土体失去侧向支撑,导致应力场发生变化,降水过程中基坑内外水头差使渗流场发生变化,实质上基坑开挖是一个渗流场与应力场相互作用的过程^[3]。

软土边坡的失稳是一个复杂的问题。软土本身性质就及其特殊,软土的流变特性^[4-5]、非线性^[6]等,饱和土和非饱和土同样存在较大差异^[7-10],如何

选用合适的能够反映土体性质的本构模型^[11-12],并且需要考虑参数是否能够获得,再考虑渗流场与应力场相互作用,往往会使得问题变得非常复杂难解。在实际工程应用中,往往需要对复杂问题加以简化,考虑主要矛盾,忽略次要矛盾,允许解答存在一定的误差,能满足工程使用即可。

本次计算源于中国大坝工程学会数值模拟专委会第一届数值分析研讨会主题 C。主题 C 以荷兰莱登北面的一个围湖造田区域所进行的土堤的破坏试验为原型,进行软土地基上土堤的变形和破坏分析。试验通过在堤后分期开挖和分期抽水使土堤破坏。现场监测了土堤的侧向位移、孔压等,将计算结果与监测数据进行对比,以校核计算方法的合理性和准确性。土堤计算模型的几何尺寸、试验过程、初始状态、监测数据等已经给出。本文主要内容包括试验数据整理、建模过程和结果分析三部分。

2 试验数据整理

专委会提供了试验地区的原位孔压静力触探数据,地层的初始状态,部分土样的三轴固结不排水剪、直剪、单向固结压缩数据,整理以上数据,可以推算计算所需的参数;同时专委会还提供了现场孔压和侧向位移监测数据,用以对比计算结果。

作者简介:胡艳杰(1993—),男,河南省郑州人,助理工程师,硕士,从事水利水电工程设计工作。

2.1 试验区地层分界和初始参数

孔压静力触探给出了不同点不同深度的锥阻力、摩阻力、摩阻比、孔压数据,据此可以判断地层分界和每层土的类别。专委会同时提供了堤顶部位和堤脚部位不同深度土的重度、孔压、孔隙比和超固结比。据此可以确定计算断面的地层分界和初始参数,如图 1 所示。

2.2 室内试验

对室内试验数据进行处理,室内试验有三轴固结不排水剪(TxCU)、直剪(DSS)、单向固结压缩(OED)

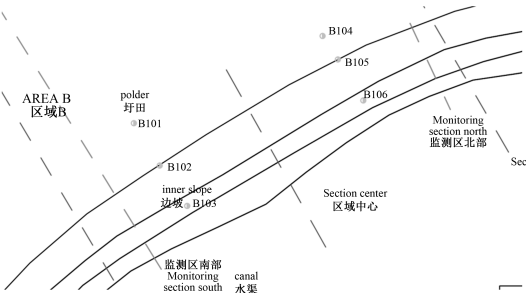


图 2 试样分布平面图

2.2.1 三轴固结不排水剪

在整理三轴试验成果时,按照陈祖煜^[13]在《土质边坡稳定分析》一书中提出的方法:将试验成果绘在 $p'-q$ 坐标上。其中 $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$,然后用直线拟合,如果直线的截距和斜率分别为 a 和 $\tan\alpha$,则有以下关系:

$$\varphi' = \sin^{-1}(\tan\alpha) \tag{1}$$

$$c' = a/\cos\varphi' \tag{2}$$

2.2.2 直剪

按照《土工试验规程》上的方法,绘制 $q-\varepsilon$ 曲线,计算每个试样在竖向压力下的峰值强度和

(其中 IL 指分级加载,CRS 指等应变加载)。试样分布的平面位置和纵断面位置分别见图 2 和图 3。

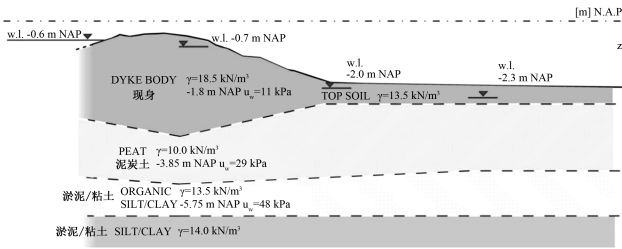


图 1 地层分界及初始参数

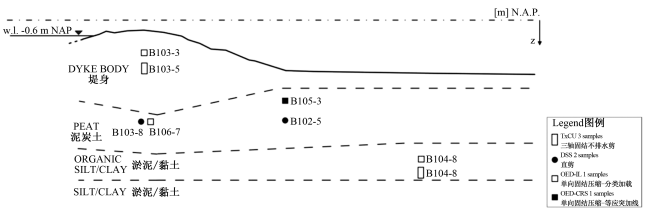


图 3 试样分布纵断面图

0.2%应变时的强度,绘制 $q-\sigma$ 曲线,计算强度指标。

2.2.3 单向固结压缩

按照《土工试验规程》上的方法,计算每个试样在各级压力下的压缩系数(a_v)、压缩模量(E_s)和体积压缩系数(m_v)。不同压力下土的压缩性不同,压力越大,土越密实,压缩模量越大,为了便于统一比较,习惯上采用 100kPa 和 200kPa 范围的压缩模量来衡量土的压缩性的高低。

采用以上方法得到不同试样的参数,见表 1。

表 1 剪切和固结试验结果

土层	试样	试验类型	强度参数		变形参数
			$c'(\text{kPa})$	$\varphi'(^{\circ})$	$E_s(\text{MPa})$
Dyke	B103-5	TxCU	1.2	29.7	/
	B103-6	Oed-IL	/	/	2.3
Peat	B103-8	DSS	10.59(11.08)	14.1(12.2)	/
	B106-7	Oed-IL	/	/	0.6
	B102-5	DSS	7.48(5.4)	12.1(13.5)	/
	B105-3	Oed-CRS	/	/	0.3
Organic caly	B104-8	TxCU	11.1	19.61	/
	B104-8	Oed-IL	/	/	1.3

备注:括号中的值是取 0.2%应变时所得到的指标

3 建模过程

3.1 模型范围

本文采用 Abaqus 有限元软件进行建模计算。模型以图 1 给出的地层和范围为基础,可以预测发生破坏的部位位于堤防和开挖区域之间 ($0 < X <$

$20, -6 < Z < 0$)。有文献指出,为了尽可能减少边界的影响,模型宽度至少为关注区域的 3 倍,深度至少为 2 倍。据此,在图 1 的基础上左延 10 m,右延 20 m,深度方向取 12 m,建立二维模型,如图 4。将土层分为 4 层,从上而下依次为 dyke material、peat、silt、clay。

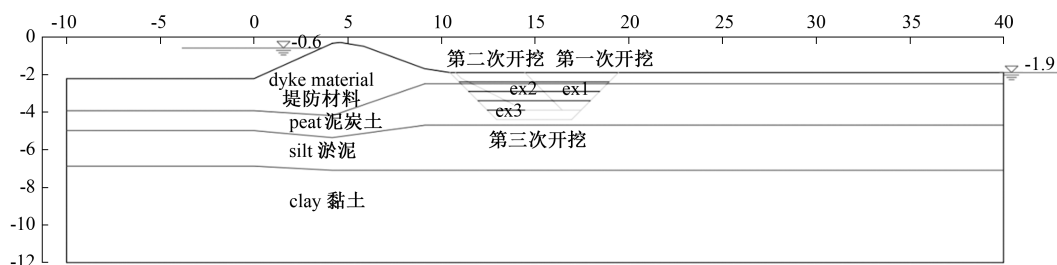


图 4 模型断面

该模型没有考虑土层的空间差异性,包括水平方向上和竖直方向上的差异性。最重要的原因是实验室给出的试验结果太少,没有办法得到整个试验区土层性质的分布情况,故而将同一土层的参数概化成一个值,这将对计算的准确性产生较大的影响。

3.2 材料参数

采用摩尔库伦本构进行计算,土层参数以试验结果为基础,将试验数据经过一些转换变成计算需要的参数。有两点需要说明:一是杨氏模量的取值,查阅相关文献,发现科研工作者和工程技术人员对

杨氏模量的取值上争议较大,有文献^[14]指出在数值计算中杨氏模量取值为 3~5 倍的压缩模量,需要不断试算才能确定。二是泊松比的确定,已给的实验中不能确定泊松比,因此泊松比的取值依据土的类型,在范围内给出一近似值。

3.3 分析步

将整个试验过程梳理,把试验中每一次开挖、抽水、充水、静置等过程单独建立分析步,计算出每一分析步的开始时刻和时长,单位以小时计。试验中从堤顶注水到第三次开挖第三次抽水持续时间 616 个小时,共 26 个分析步,具体见表 3。

表 2 计算参数

土层	干密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	初始孔隙 比 e	杨氏模量 $E (\text{MPa})$	泊松比 μ	粘聚力 $c' (\text{kPa})$	内摩擦角 $\varphi' (^{\circ})$	渗透系数 $k (\text{m/h})$
Dyke	1.52	0.68	6.9(3Es)	0.3	1.2	29.7	10^{-5}
Peat	0.09	8.55	1.5(2.5Es)	0.45	6.44	12.4	10^{-5}
Silt	0.68	2.57	3.9(3Es)	0.3	11.1	19.6	10^{-5}
Clay	0.73	2.5	3.9(3Es)	0.3	11.1	19.6	10^{-5}

表 3 分析步设定

Step	Name	分析步类型	时长 (h)	开始时刻	结束时刻
1	Geo	Geostatic	1	0	1
2	Wet	Soils(Transient)	161.917	1	162.917
3	Ex-1 start	Soils(Transient)	6.917	162.917	169.834
4	Ex-1 finish	Soils(Transient)	41.083	169.834	210.917
5	Ex-1 cs1 start	Soils(Transient)	1	210.917	211.917
6	Ex-1 cs1 finish	Soils(Transient)	1	211.917	212.917
7	Ex-1 cs2 start	Soils(Transient)	0.667	212.917	213.584
8	Ex-1 cs2 finish	Soils(Transient)	24.75	213.584	238.334
9	Ex-1 chongshui start	Soils(Transient)	1.25	238.334	239.584
10	Ex-1 chongshui finish	Soils(Transient)	90	239.584	329.584

续表3 分析步设定

Step	Name	分析步类型	时长(h)	开始时刻	结束时刻
11	Ex-2 start	Soils(Transient)	9.5	329.584	339.084
12	Ex-2 finish	Soils(Transient)	39.583	339.084	378.667
13	Ex-2 cs1 start	Soils(Transient)	2	378.667	380.667
14	Ex-2 cs1 finish	Soils(Transient)	1	380.667	381.667
15	Ex-2 cs2 start	Soils(Transient)	1.25	381.667	382.917
16	Ex-2 cs2 finish	Soils(Transient)	18.667	382.917	401.584
17	Ex-2 chongshui start	Soils(Transient)	2.083	401.584	403.667
18	Ex-2 chongshui finish	Soils(Transient)	21.917	403.667	425.584
19	fangzhishadai	Soils(Transient)	71.333	425.584	496.917
20	Ex-3 start	Soils(Transient)	9.417	496.917	506.334
21	Ex-3 finish	Soils(Transient)	31.883	506.334	538.217
22	Ex-3 cs1 start	Soils(Transient)	2	538.217	540.217
23	Ex-3 cs1 finish	Soils(Transient)	1	540.217	541.217
24	Ex-3 cs2 start	Soils(Transient)	1.25	541.217	542.467
25	Ex-3 cs2 finish	Soils(Transient)	1	542.467	543.467
26	Ex-3 cs3 start	Soils(Transient)	1	543.467	544.467
27	Ex-3 cs3 finish	Soils(Transient)	72	544.467	616.467

3.4 荷载及边界条件

第一步为地应力平衡,在这一步中,给模型添加相应的位移边界条件:底部约束两个方向的位移,左右约束水平方向的位移;孔压边界条件:上游水位为-0.6 m,下游水位为-1.9 m,水压力和孔压沿深度线性增加;模型整体施加重力,使其达到试验开始时的应力场和渗流场(此时位移要接近零)。

第二是为了模拟试验过程中在堤顶不断地注水,可以参考降雨入渗的模拟方法,当降雨强度小于土体的入渗容量时,地表径流不会发生,降雨将全部入渗,当降雨强度大于土体的入渗容量时,部分降雨并不入渗,形成地表径流。本次计算考虑第一种情况,故而设置的流量不能太大,应与渗透系数相匹配,设为 2×10^{-6} m/h。

之后就是分步开挖、抽水、充水等步骤。开挖采用生死单元将开挖区域杀死,抽水和补水需要改变开挖边界的孔压边界和水压力分布,具体操作不再赘述。

3.5 网格划分

单元类型采用一阶流体/应力四边形单元(CPE4P),网格尺寸0.25 m,共8616个单元,见图5。

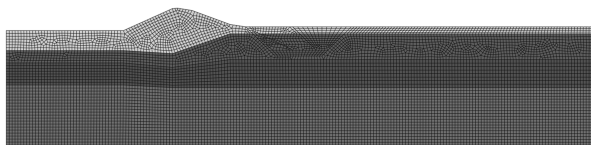


图5 模型网格

4 结果分析

4.1 失稳破坏

图6是第三次开挖后,抽水0.5 m结束时刻的塑性区云图,此时塑性区贯通,形成连续的滑裂面,表明在第三次开挖的第一次降水阶段土堤发生了破坏。

4.2 与监测结果对比

4.2.1 孔压

图7是PtC2、PtC3和PmC5三个点孔压值的对比图,PtC2、PtC3计算值比监测值大2~4 kPa,PmC5计算值比监测值小3~4 kPa,整体变化趋势基本一致,认为模型的渗流计算比较符合现场实际情况。

4.2.2 侧向位移

图8、图9分别为堤脚和堤顶某个深度土体侧向位移随时间的变化曲线。分析有以下几点结论:

①整体上看,在第三次开挖的第一次抽水阶段,侧向位移突急剧增大,说明此时土堤发生失稳破坏;

②开挖和抽水时位移变大,充水时位移减小,说明开挖和降水对土堤的稳定不利,充水对土堤的稳定有利。

③对比计算值和监测值,可以看出计算值的整体变化趋势与监测值一致,但是在数值上相差较大,大多数点都存在一定的偏差,只有个别点比较接近,例如堤脚部位 $z = -3.9$ m,除了在第一次开挖后、抽水前的阶段差别较大,其余过程计算值与监测值还是比较吻合。

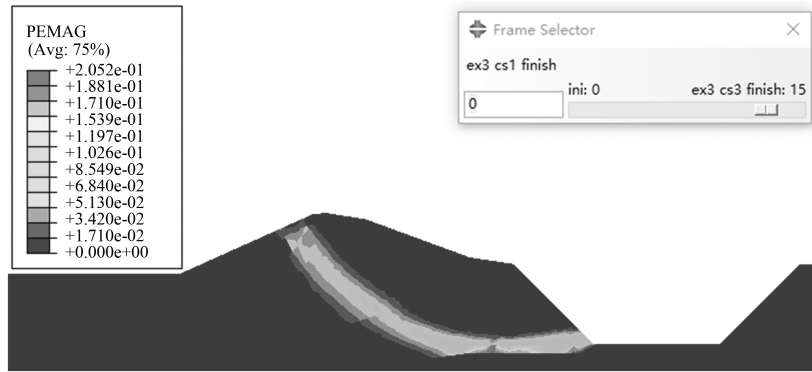


图6 塑性区云图(第三次开挖,抽水0.5 m后)

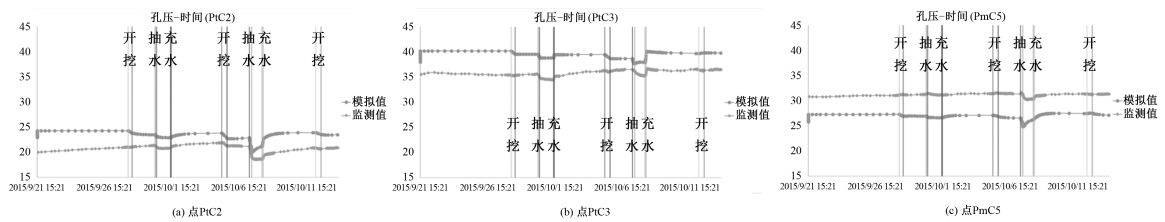


图7 孔压随时间变化曲线(单位:kPa)

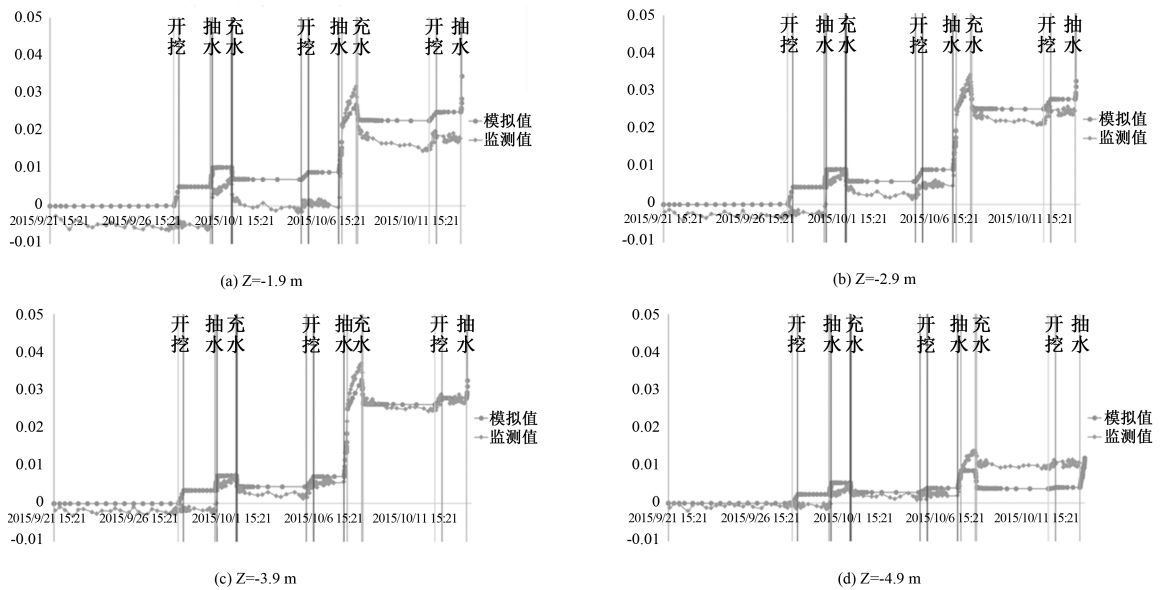


图8 堤脚部位侧向位移随时间变化曲线(单位:m)

④计算值的变化曲线呈“折线形”,这是因为选用摩尔库伦本构不能模拟土的流变。从已给资料可以看出,试验区域土层属于软土,渗透系数很小,在每次开挖、抽水和充水完成后都会有一段“静置”时间,在这些时间段内,虽然荷载和边界条件没有改变,但此时土体内部还没有达到稳定渗流的状态,渗流和变形一直处于变化当中。

图10为2015年10月13日23:00这一时刻(第三次开挖后、抽水前)侧向位移沿深度变化曲线。从图中可以看出,堤顶部位侧向位移无论从曲

线形态还是数值上都相差较大,虽然堤脚部位吻合得相对较好,但是在-4.5m左右有一突变点。分析最主要的原因可能是在建模时,没有考虑材料的空间差异性。实际上,同一层土体在水平方向上是存在差异的,土堤下部土体在历史上由于填筑堤防,要比坡脚部位的土体更加密实,强度也更高;在竖直方向上,同一地层下部土体承受更大的压力,其密实性比上部土体要好,强度也更好,同时地层之间并不存在明显的分界线,应该是在两层之间存在一过渡层,使土的性质有一个逐渐变化的过程。

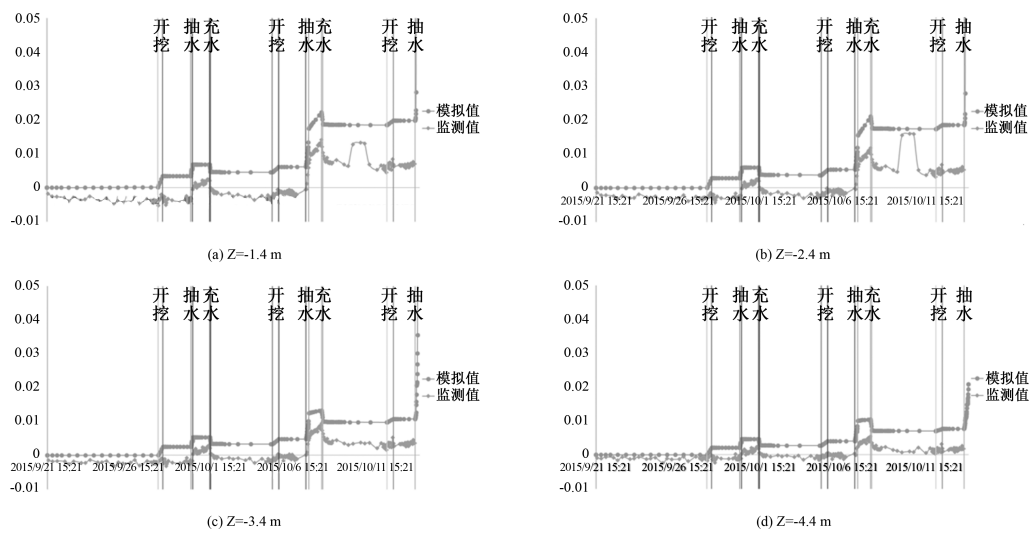


图9 堤顶部位侧向位移随时间变化曲线(单位:m)

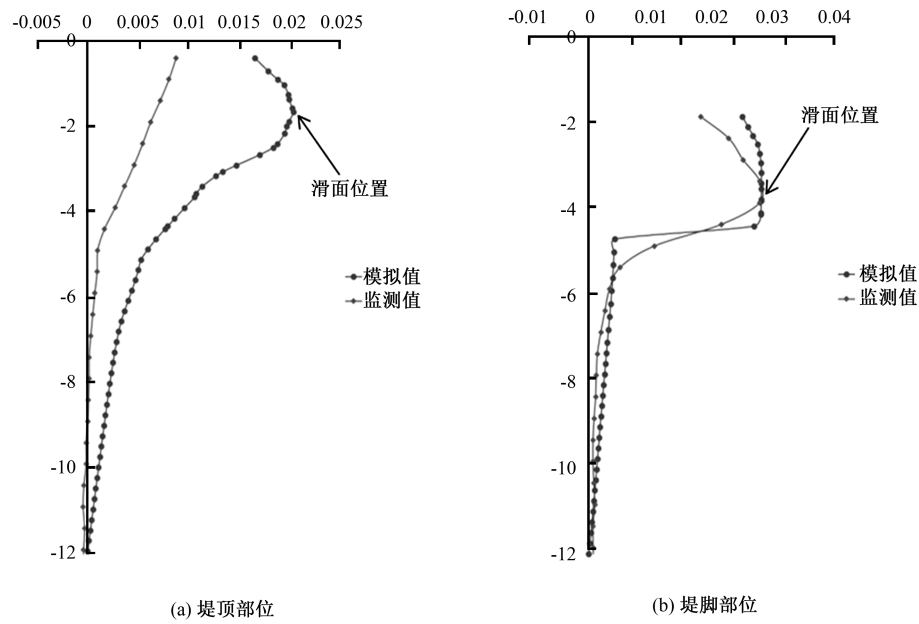


图10 2015年10月13日23:00时侧向位移随深度变化曲线(单位:m)

4.3 滑裂面

滑裂面的位置除了可以从塑性区云图或者水平位移云图上较为直观地看出,也可以从监测的侧向位移数据中反应出来。如图10,在水平位移沿深度变化曲线上,位移最大的点对应的深度,即为该处潜在滑裂面的深度。如果沿剖面有一系列测斜管,将每根测斜管对应的位移最大的点连起来,就是滑裂面的位置,如图11所示。

对比计算得到滑裂面和监测得到的滑裂面,发现滑裂面在堤顶出现较大的偏差,这也是由于对地层过渡简化造成的。

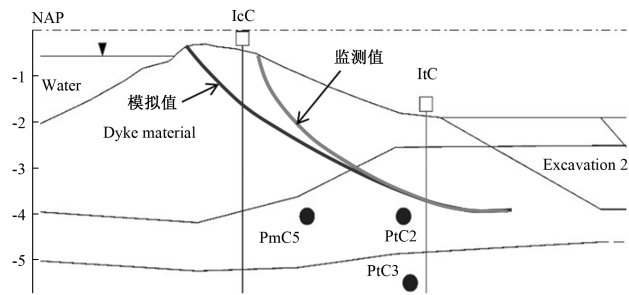


图11 滑裂面

5 结论

通过以上计算与分析,土堤失稳破坏可能发生在第三次开挖的第一次抽水阶段,计算得到的孔压值与监测值整体趋势一致,数值上相差不大,说明计算的渗流比较符合实际情况。计算得到的侧向位移与监测值变化趋势一致,但在具体数值上相差较大,计算得到的滑裂面与监测数据反映的滑裂面在土堤部位也有差异。推测造成这种差异的原因有两个:一是选取的本构不能很好地反映土的性质。摩尔库伦本构是理想的弹塑性模型,在弹性范围内,应力与应变呈线性关系,在塑性范围内,应力不变但应变增大,软土具有流变性和非线性,摩尔库伦本构不能模拟流变性和非线性。二是没有考虑土体的空间差异性。土体性质在空间上存在差异,水平方向上,堤防下土体因填筑荷载相比未填筑区域更密实,强度高,变形小;垂直方向上,同一土层下部土体承受的自重应力比上部大,故土体更密实,强度高,变形小。为了能够更准确地模拟软基上土堤变形破坏,应充分考虑软土的性质,选用更适合其性质的本构,同时应有地层不同位置土体的参数,充分反映地层的空间差异性,并依此做到精细化建模。

参考文献

[1] HANSBO S. Consolidation of fine grained soil by prefabricated drains [C]// Proc of 10th ICSMFE (Vol 3). 1981:677-682.

[2] ZENG G X, XIE K H. New development of the vertical

drains theories [C]// Proc of 12th ICSMFE (Vol 2). 1989: 1435-1438.

[3] 杨春山,何娜,张雅宁. 考虑渗流-应力耦合基坑开挖降水数值分析[J]. 广东工业大学学报, 2013, 30 (4): 43-48.

[4] 何仕娟,王志良,瞿嘉安等. 昆明泥炭土直剪蠕变特性及长期强度试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52 (S1): 16-22.

[5] 詹美礼,钱家欢,陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 54-62.

[6] 秦红军,陈松. 软黏土地基流固耦合非线性力学行为的有限元数值分析[J]. 岩土工程学报, 2017, 39 (S1):256-260.

[7] 赵俊明. 沿河路堤饱和和非饱和渗流数值模拟分析[J]. 地下空间与工程学报, 2004, 10: 1767-1770.

[8] 刘文化,杨庆,唐小微等. 不排水条件下非饱和土水力-力学耦合特性数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(3): 486-494.

[9] 徐晗,朱以文,蔡元奇等. 降雨入渗条件下非饱和土边坡稳定分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(12): 1957-1962.

[10] 朱伟,程南军,陈学东等. 浅谈非饱和渗流的几个基本问题[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 235-240.

[11] 陈建峰,孙红,石振明. 修正剑桥渗流耦合模型参数的估计[J]. 同济大学学报,2003, 31(5):544-548.

[12] 张小伟,姚笑青. 基坑工程变形的渗流应力耦合有限元分析[J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(2): 339-344.

[13] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析—原理·方法·程序 [M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.

[14] 郭焱,曹瑞钠. 关于土的几种模量的讨论[J]. 同煤科技, 2010(04): 16-18.



公司荣获第十四届中国钢结构金奖

近日,中国建筑金属结构协会发布中建金协[2021]13号文件,由公司代建的河南省科技馆新馆建设项目荣获第十四届“中国钢结构金奖”。

河南省科技馆新馆是全国在建最大的科技馆项目、河南省重点民生工程,是展现河南文化实力、传播河南历史文化的窗口,是郑州市地标性建筑。项目钢结构包括折面网壳幕墙支撑结构、直径 28 米的单层空间网壳球幕影院、跨度 89 米的空间桁架中庭钢结构连廊、悬挑 21 米的钢框架等,总用钢量 1.5 万吨。项目钢结构造型不规则,结构复杂,加工制作精度高,安装吊装施工难度大。公司作为代建单位,结合项目特点,与各参建单位密切配合,全程采用 BIM 技术指导钢结构深化设计、加工制作、安装各个环节,通过设计的深化优化、加工厂的严格考察、重要材料的把关、施工方案的论证模拟、样板引路等手段,保证了项目钢结构施工质量一次成优,完美诠释了建筑设计理念。

中国钢结构金奖是中国建筑钢结构行业工程质量最高荣誉奖,工程质量代表了中国国内领先水平。

摘自《黄河设计院内部信息网》