

混凝土心墙堆石坝加固施工模拟

江守燕¹, 谢庆明², 杜成斌¹, 孙立国¹

(1. 河海大学力学与材料实验中心, 江苏 南京 210098; 2. 云南省水利水电勘测设计研究院, 云南 昆明 650021)

摘要 : 针对某在建的混凝土心墙堆石坝, 基于 ABAQUS 平台开发了模拟堆石体非线性关系的邓肯-张 $E-B$ 和 $E-\nu$ 子程序, 用于模拟混凝土心墙堆石坝加固施工过程。通过 3 种计算方案对该心墙堆石坝加固填筑及蓄水全过程进行三维仿真模拟。结果表明, 防渗体造孔部分的施工质量对现浇防渗体的应力~变形性状影响较大, 应尽可能提高防渗体造孔部分的施工质量。防渗墙弹性模量采用上限值或采用下限值计算得出的结果都与防渗墙实测值比较接近, 说明采用上限值及下限值计算出的结果范围可以合理预测防渗墙的真实变形。所得结论为该心墙堆石坝的加固施工效果评价及后期监测方案的优化提供了依据。

关键词 : 混凝土心墙; 堆石坝; 分级加载

中图分类号 : TV641.4⁺1

文献标识码 : B

文章编号 : 1006-7647(2011)02-0057-06

Simulation of reinforcing construction of concrete core wall rock-fill dams // JIANG Shou-yan¹, XIE Qing-ming², DU Cheng-bin¹, SUN Li-guo¹ (1. *Mechanics and Materials Experiment Center, Hohai University, Nanjing 210098, China*; 2. *Yunnan Provincial Investigation, Design and Research Institute of Water Conservancy and Electric Power, Kunming 650021, China*)

Abstract : For a core wall rock-fill dam under construction, based on the commercial FEM code ABAQUS, the subprograms of Duncan-Chang $E-B$ and $E-\nu$ models to reflect the nonlinear relations of the rock-fill body were developed to simulate the process of its reinforcing construction. The 3D simulations of the whole process of filling and water storage of the core wall rock-fill dam were conducted by means of three schemes. The results show that the construction quality of hole-making cutoff walls has a great effect on the deformation and stress of the cast-in-place cutoff walls. The construction quality of the hole-making cutoff walls should be greatly improved. The calculated results for the elastic modulus of the cutoff walls by use of the upper or lower limit values are close to the observed ones, indicating that the actual deformation can be rationally estimated based on the results using the upper or lower limit values. The above conclusions provide the basis for the evaluation of reinforcing construction effectiveness of the concrete core wall rock-fill dam and the optimization of its later monitoring schemes.

Key words : concrete core wall; rock-fill dam; step loading

土石坝具有选材容易、工程造价低、能适应各种不同的地形地质条件等优点而成为最为广泛和最有发展前景的一种坝型^[1]。心墙堆石坝是土石坝的主要坝型之一, 心墙材料可为黏土、沥青混凝土以及普通混凝土^[2]等。土石坝应力~变形分析的主要目的是分析防渗结构(如心墙)的应力~变形情况, 找出防渗结构的薄弱部位以及评判防渗结构是否会破坏, 为实际工程设计和施工提供参考。诸多学者^[3-5]对我国已建或在建的土石坝工程进行了专门的分析研究, 包括高坝的应力~变形规律、变形控制措施等, 为实际工程的最终设计方案、施工方案提供有力的支撑, 也作为坝体建后安全性评价的依据。

笔者针对实际工程的需要, 基于 ABAQUS 平台开发了邓肯-张本构模型, 开发的程序可以在 1 个模型中同时包含 2 种不同的本构模型——邓肯-张 $E-B$ 和 $E-\nu$, 既可用于二维问题计算, 也可用于三维问题计算。运用开发的程序模拟某心墙堆石坝施工加固过程, 得到一些有价值的结论, 为该心墙堆石坝的加固施工效果评价及后期监测方案的优化提供依据。通过三维数值计算结果与现场实测结果的对比分析, 验证了数值计算方法的可靠性。

1 工程概况

某心墙堆石坝是一座以灌溉为主、兼顾人畜饮

水中型水利枢纽。水库总库容1260.2万m³,正常蓄水位2010.92m,设计洪水位2017.06m,校核洪水位2019.37m,最大坝高85.2m,坝顶宽8m,设计混凝土心墙厚度为80cm,兴利库容489.2万m³,灌溉面积约0.139万hm²(2.081万亩)。

该大坝为1978年定向爆破形成的堆石坝,目前工程存在以下问题:①坝体渗漏严重;②枢纽建筑物中缺泄洪设施;③已建输水隧洞闸门竖井井壁漏水;④左右坝肩爆破区岩体松动,影响枢纽及建筑物的安全;⑤水库库区泥沙淤积严重。由于存在以上问题,水库至今只能空库运行,不能发挥效益。因此,该大坝的除险加固处理工作势在必行。

大坝加固工程设计坝轴线在原爆破设计坝轴线下游82m的堆体上,为直线布置,在下游堆石体上开挖至防渗墙施工高程1980.00m位置,进行造孔防渗墙施工(堆石体造孔深度为40m,河床砂卵石造孔深度为5m,最后实施的最大造孔深度为48m),高程1980.00~2019.40m采取现浇混凝土防渗墙施工,施工时先砌上下游各0.5m厚的M7.5浆砌石,槽宽为84cm,上下游侧各用2cm厚的砂浆抹面,每次砌墙高3m左右,再浇筑80cm厚的混凝土心墙,上下游浆砌石与坝体之间设有1层宽2m的砂石混合水平过渡层,坝体填筑按1m厚考虑。

鉴于加固后的水库大坝最大坝高达80余m,防渗墙最大作用水头80余m,有必要针对防渗墙施工参数在高水头作用下的应力和变形开展数值理论计算分析,研究防渗墙在施工及竣工后墙体的应力和变形情况,判断墙体设计是否安全。

2 计算模型及参数

坝体材料采用邓肯-张非线性弹性本构模型^[6]模拟,碾压堆石体、浆砌石和砂石采用邓肯-张E-ν本构模型模拟,爆破堆石体、砂卵石夹块石和淤泥冲击层采用邓肯-张E-B本构模型模拟。坝体材料分区见图1。

加载时,邓肯-张E-B模型的切线模量为

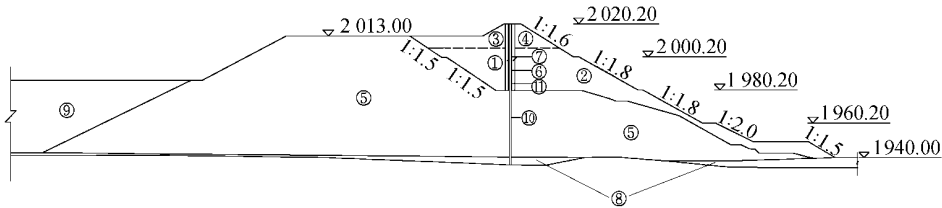
$$E_t = k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \tag{1}$$


图1 坝体材料分区(单位:m)

①~④碾压堆石体;⑤爆破堆石体;⑥浆砌石;⑦砂石;⑧砂卵石夹块石;⑨淤泥冲击层;⑩造孔防渗墙;⑪现浇防渗墙

切线体积变形模量为

$$B = k_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_b} \tag{2}$$

式中: k 为弹性模量系数; p_a 为大气压力; σ_1 为大主应力; σ_3 为小主应力; n 为弹性模量指数; R_f 为破坏比; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; k_b 为体积模量系数; n_b 为体积模量指数。

当偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 小于历史上曾经达到的最大偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$,且应力水平 s 小于历史上最大应力水平 $s_{\max}$ 时,回弹模量表示如下:

$$E_{ur} = k_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \tag{3}$$

式中: k_{ur} 为系数。

对于E-ν模型,加、卸载时的切线模量与E-B模型相同,而切线泊松比为

$$\nu_t = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{(1 - A)^2} \tag{4}$$

其中

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi} \right]^2}$$

表1给出了坝体材料的计算参数,其中碾压堆石体材料参数为该坝石料室内三轴试验结果(设计院提供),其他材料参数参照类似工程拟定。

基岩和现浇混凝土心墙材料采用线弹性模型。造孔墙混凝土材料根据不同的计算方案拟订为线弹性本构或邓肯-张E-ν本构。根据现场混凝土取样试验结果,现浇防渗墙弹性模量取值为12.1~18.5GPa,造孔防渗墙弹性模量取值为13.5~21.7GPa,泊松比均取为0.167,密度均取为2150kg/m³。基岩质量密度为2500kg/m³,弹性模量为20GPa,泊松比为0.3。在心墙与堆石体之间设置了成对接触点,以模拟混凝土心墙与堆石体之间的接触。接触本构关系为^[7]:切向采用Mohr-Coulumb摩擦模型,摩擦系数取为0.3,法向考虑为刚性接触,不允许心墙与堆石体之间相互嵌入。

大坝的加固施工数值模拟研究主要基于ABAQUS平台及其二次开发功能,ABAQUS软件内部

表 1 坝体材料计算参数

材料 编号	材料部位 名称	密度 $\rho/$ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量中的 无因次系数		破坏比 R_f	有效应力 强度参数		体积模量中 的无因次系数		侧向变形系数		
			k	n		c/MPa	$\varphi/(\circ)$	k_b	m	G	F	D
①	碾压堆石体	1900	926.4	0.290	0.770 0	0.096 0	40.2			0.540	0.28	2.700
②	碾压堆石体	1890	1 106.4	0.200	0.834 4	0.128 3	38.5			0.450	0.21	0.020
③	碾压堆石体	1970	398.3	0.840	0.780 0	0.100 6	39.1			0.406	0.12	3.740
④	碾压堆石体	1915	293.2	1.110	0.770 0	0.104 6	39.6			0.380	0.07	3.106
⑤	爆破堆石体	2160	848.0	0.220	0.830 0	0	33.4	826	-0.81			
⑥	浆砌石层	2260	1 545.0	0.367	0.903 0	0.085 0	43.0			0.355	0.20	0.112
⑦	砂 石 层	2260	1 545.0	0.367	0.903 0	0.050 0	43.0			0.355	0.20	0.112
⑧	砂卵石石夹块石层	2180	1 328.0	0.330	0.850 0	0.030 0	40.0	602	0.09			
⑨	冲 积 层	1990	550.0	0.500	0.800 0	0.050 0	15.0	310	0.35			
⑩	造 孔 墙	2150	6 800.0	0.001	0.950 0	0.540 0	34.5			0.390	0.11	2.100

材料库包含了众多的岩土工程材料本构模型,但尚缺少国内外土工数值分析中广泛采用的邓肯-张本构模型。针对这一缺憾,在 ABAQUS 中利用 UMAT 子程序接口开发邓肯-张材料本构模型,开发的程序可在 1 个模型中同时包含邓肯-张 $E-B$ 和 $E-\nu$ 2 种不同的本构模型,既可用于二维问题计算,也可用于三维问题计算。通过式(1)~(4)可推导出 UMAT 子程序与 ABAQUS 主程序之间的接口传递变量,即材料模型的雅可比矩阵 $\frac{\partial \Delta \sigma^{[8]}}{\partial \Delta \epsilon}$ 。

3 三维有限元仿真计算

3.1 三维有限元模型

大坝的三维有限元计算网格如图 2 所示,在三维有限元分析中绝大多数单元为 8 节点六面体单元,模拟中考虑了心墙在左坝头的转折变化,为适应坝体形状变化及协调材料分区,在边界处布置了少量的楔形体单元和四面体单元。由于防渗墙厚 80 cm 相对于整个坝体而言其尺寸很小,故防渗墙厚度方向仅剖分 1 个单元。坝体和地基系统共有 36 701 个结点、34 036 个单元,其中坝体包括 8 948 个单元、9 003 个结点。

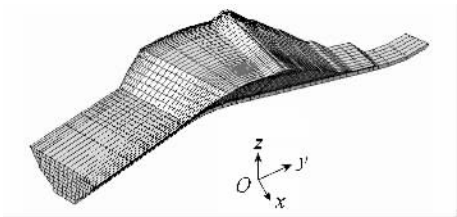


图 2 坝体有限元网格

3.2 大坝的加固施工过程模拟

采用分级加载的方式模拟了大坝新加高坝体的填筑过程以及蓄水过程,第 1 级施加原坝体部分的自重荷载得到初始应力场,第 2 级输入初始应力场并施加原坝体部分自重,第 3~14 级为新坝填筑过程模拟,同时进行蓄水、填筑加载,其中第 3 级为造

孔防渗墙施工模拟,第 12~14 级为蓄水过程模拟,第 12 级蓄水至正常蓄水位 2 010.92 m 高程,第 13 级蓄水至设计洪水位 2 017.03 m,第 14 级蓄水至校核洪水位 2 019.37 m。

3.3 计算结果及分析

依据防渗体不同的本构模型以及材料参数拟定了 3 种计算方案:计算方案 1 考虑造孔防渗墙的施工质量受人为因素影响较大,施工质量存在一定的随机性,质量较差,造孔部分的混凝土材料特性接近散粒体,因此该方案造孔部分的材料本构仍沿用土体本构,现浇部分采用线弹性本构,弹性模量取平均值为 15 700 MPa,泊松比为 0.167;此外,鉴于现场监测的造孔部分和现浇部分混凝土弹性模量为一范围值,计算方案 2 和计算方案 3 防渗体本构均采用线弹性本构模型,计算方案 2 弹性模量取下限值(现浇防渗墙为 12.1 GPa,造孔防渗墙为 13.5 GPa),泊松比为 0.167,计算方案 3 弹性模量取上限值(现浇防渗墙为 18.5 GPa,造孔防渗墙为 21.7 GPa),泊松比为 0.167。

3.3.1 坝体变形

有限元计算结果按竣工期和蓄水期进行成果整理(下同),竣工期上游死水位高程为 1 995.60 m,蓄水期为第 11 级蓄水至正常蓄水位 2 010.92 m 的工况,竣工期与蓄水期水位相差较小。表 2 给出了各方案下坝横 0+063.00 m 断面(顺河向最大断面)水平向下游位移和竖向位移的最大值。图 3 给出了计算方案 2 时坝体竣工期的位移等值线,从中可以看出坝体位移分布规律。

表 2 坝体位移最大值 cm

计算 方案	竣工期		蓄水期	
	水平向 下游位移	竖向位移	水平向 下游位移	竖向位移
1	10.88	-17.18	10.96	-17.18
2	10.77	-15.21	10.86	-15.23
3	10.73	-15.03	10.82	-15.05

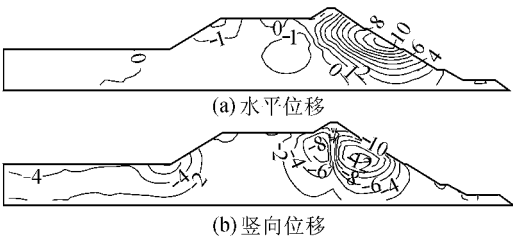


图3 蓄水期坝横0+063.00m断面
位移等值线(单位:cm)

坝体水平位移以及竖向位移的最大值均发生在坝高的1/2~2/3处,各计算方案下坝体的沉降量最大值分别为17.18 cm、15.23 cm和15.05 cm,小于坝高(85.2 m)的1%,符合土石坝的变形规律。在坝体竣工期,坝体的沉降量以及水平向下游位移完成了90%以上。随着水位上升,由外荷载对坝体施加的顺河向压力增大,使得坝体水平位移向下游发展,即向下游的变形增大,竖向位移也有增大趋势,但增加的幅度很小。当造孔部分施工质量较差(计算方案1),其特性接近散粒体材料时坝体的沉降量明显增大,但对水平变形影响较小,因此应尽可能保证造孔部分的施工质量。计算方案2和计算方案3主要比较了防渗体弹性模量取值对坝体位移响应的影响。从表2中可以看出,当防渗体的弹性模量较大时坝体的水平位移和沉降量有一定幅度的减小。

3.3.2 防渗体变形

大坝防渗墙体1980.00 m高程以下为造孔防渗墙,以上为现浇防渗墙。表3列出了各方案下墙体的水平位移最大值。图4、图5分别给出了计算方案2蓄水期现浇防渗墙墙体和造孔防渗墙墙体的位移等值线,其余方案及工况下的位移等值线与其规律类似,只是数值略有差异,限于篇幅这里不再给出。

表3 防渗体位移最大值 cm

部位	计算方案	竣工期		蓄水期	
		水平向 下游位移	竖向 位移	水平向 下游位移	竖向 位移
现浇 部位	1	4.29	-14.33	4.44	-14.31
	2	3.96	-4.25	4.13	-4.24
	3	3.90	-2.99	4.07	-2.99
造孔 部位	1	2.18	-14.21	2.23	-14.19
	2	1.36	-3.93	1.48	-3.94
	3	1.31	-2.76	1.44	-2.76

当造孔防渗墙施工质量较差时,计算得出的造孔防渗墙最大沉降量达到14.21 cm,下部造孔防渗墙墙体的沉降会带动上部现浇防渗墙墙体沉降,导致现浇防渗墙最大沉降量达到14.33 cm;当造孔防渗墙材料施工质量较好时,墙体沉降量大幅度减小,最大沉降量只有4.25 cm。此外,由于墙体的材料(混凝土)与坝体的土体材料相比刚性较大,墙体的水平向下游位移大幅度减小,各计算方案下最大沉

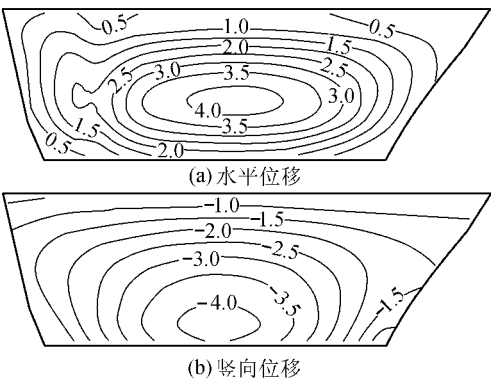


图4 蓄水期现浇防渗墙位移等值线(单位:cm)

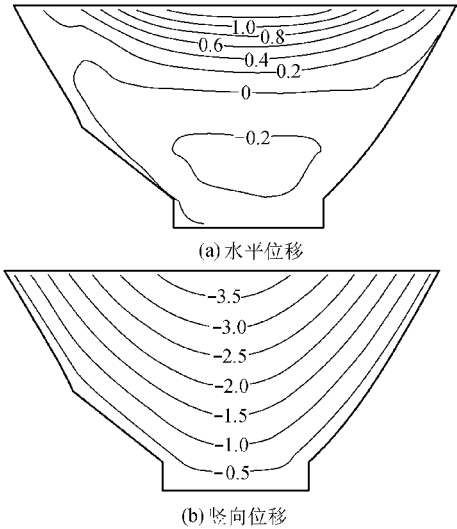


图5 蓄水期造孔防渗墙位移等值线(单位:cm)

降量只有4.44 cm。从等值线图(图4、图5)可以看出,墙体的最大沉降量发生在现浇防渗墙的施工平台(1980.00 m高程)处。从防渗体的变形性状看,也得出同样的结论,即应保证造孔的施工质量,从而减小现浇墙体和造孔墙体的位移响应。

3.3.3 防渗体应力

蓄水期防渗墙应力极值见表4。限于篇幅,文中仅给出方案2时蓄水期防渗体的应力等值线图(图6、图7)。

表4 蓄水期防渗体应力最大值 MPa

计算方案	现浇部位		造孔部位	
	主拉应力	主压应力	主拉应力	主压应力
1	1.58	-15.60	-0.23	-3.42
2	1.05	-10.31	1.33	-14.22
3	0.94	-11.04	1.43	-13.82

现浇防渗墙墙体大部分区域拉应力较小,小于1 MPa,主要在一些边角附近由于应力集中或其他原因导致墙体拉应力较大,但影响的区域较小,拉应力最大值为1.58 MPa(计算方案1结果)。如图6(a)所示,现浇部分应力较大部位有2处,其中右下角部分是由于应力集中引起的,而左边部分是由于左坝头

与现场实测结果比较,此时上游面水位高程为 1994.6 m 即选取的结果为 2009 年 9 月 16 日实测的,数值模拟的水位工况与之相同。

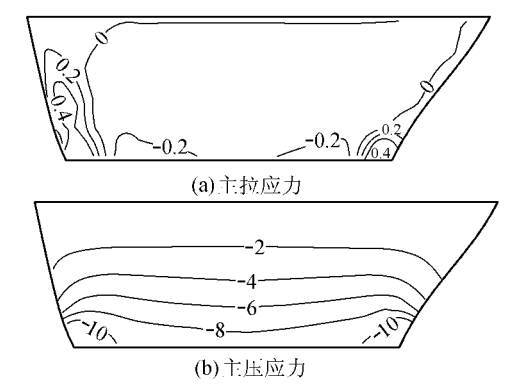


图 6 蓄水期现浇防渗墙应力等值线 (单位: MPa)

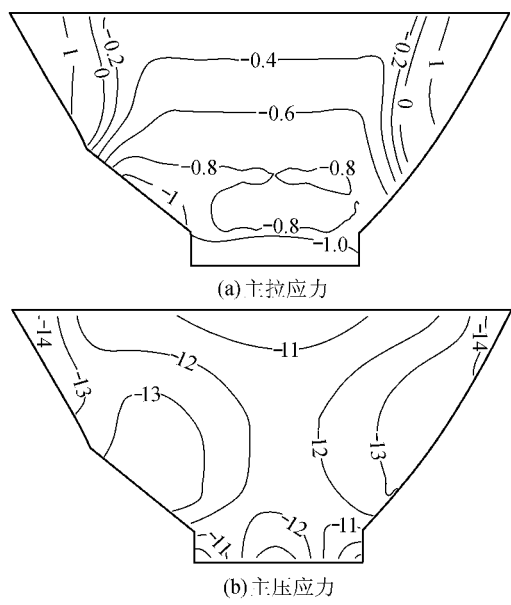


图 7 蓄水期造孔防渗墙应力等值线 (单位: MPa)

附近防渗墙轴线偏向下游,使得上游面土体向下游方向挤压墙体的作用力变大,因此应力也较大。当造孔防渗墙部分施工质量较差时,造孔防渗墙采用土体的邓肯-张本构模型计算,由于程序中已假定土体不可受拉,计算方案 1 计算的造孔墙无拉应力,压应力最大值小于 10 MPa。从计算结果看,造孔部分墙体的施工质量对上部现浇墙体的应力状态影响较大,因此应尽量提高造孔墙体的施工质量。

3.4 计算方案验证

为了监测大坝的运行状况,该坝防渗墙共埋设 28 支 VWS-10 型振弦式应变计,上、下游面各 14 支(见图 8),由此提供了大量实测数据,为验证数值计算结果的可靠性提供了很好的依据。

该坝于 2009 年 7 月完成了新加坝体的填筑工作,在 2009 年 8 月 26 日以及 9 月 2 日、9 日、16 日、24 日分别进行了 5 次有关数据的实测,水位高程分别为 1992.50 m,1993.90 m,1994.00 m,1994.60 m 以及 1998.00 m。为了验证三维仿真数值计算结果的可靠性以及比选更接近工程实际的方案种类,图 9 给出了各方案下防渗体上、下游面的竖向应变变量,并

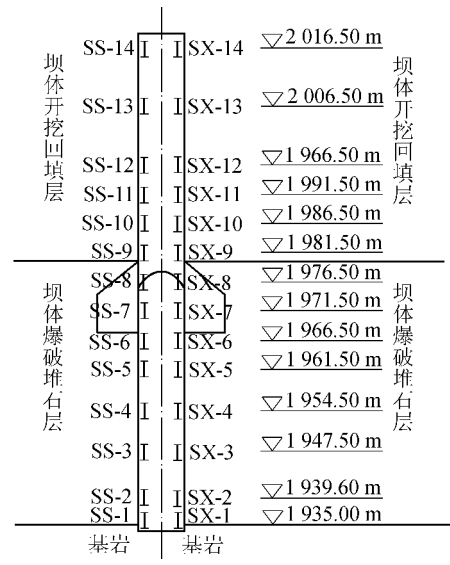


图 8 仪器布置示意图

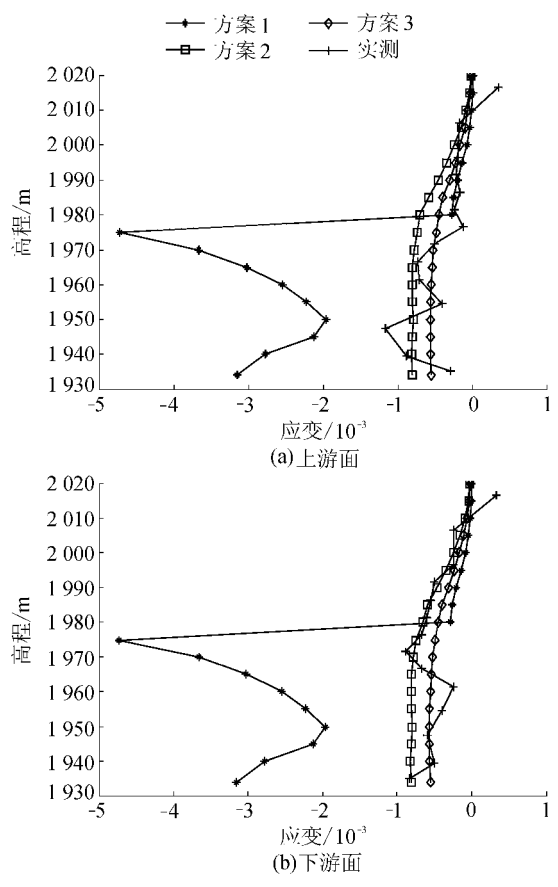


图 9 防渗墙竖向应变量

从以上结果看,在 1980 m 高程以下(造孔部位),计算方案 1 的数值结果与实测结果相差较大,而 1980 m 高程以上(现浇部分)两者吻合较好。计算方案 2、计算方案 3 的计算应变变量与实测结果比较,在数值和变化规律上均一致,验证了三维计算模型的合理性。

4 结 语

基于 ABAQUS 软件平台及 UMAT 子程序接口 , 开发了土体材料的邓肯-张本构模型 , 开发的程序可在 1 个模型中同时包含邓肯-张 $E-B$ 和 $E-\nu$ 2 种不同的本构模型 , 既可用于二维问题计算 , 也可用于三维问题计算。运用开发的程序模拟某心墙堆石坝施工加固过程 , 得出以下结论 : ①该坝水平位移以及竖向位移的最大值均发生在坝高的 $1/2 \sim 2/3$ 处 , 坝体的沉降量最大值为 15 cm 左右 , 小于坝高的 1% , 符合土石坝的变形规律 ; ②防渗体造孔部分的施工质量对坝体、现浇防渗体的应力~变形性状影响较大 , 应尽可能提高防渗体造孔部分的施工质量 , 造孔部分质量较好时 , 可降低坝体以及防渗体的位移响应 , 也使上部现浇部分的应力大幅度降低 , 有利于防渗体的安全稳定 ; ③该心墙堆石坝在左坝头附近防渗墙轴线偏向下游 , 使上游面土体向下游方向挤压墙体的作用力变大 , 该部位的应力也较大 ; ④防渗墙弹性模量采用上限值(现浇防渗墙 18.5 GPa , 造孔防渗墙 21.7 GPa)或采用下限值(现浇防渗墙 12.1 GPa , 造孔防渗墙 13.5 GPa)计算得出的结果与防渗墙实测

值都是比较接近的 , 说明采用上限值及下限值计算出的结果范围可以合理预测防渗墙的真实变形。

参考文献 :

[1] 王柏乐 , 刘瑛珍 , 吴鹤鹤 . 中国土石坝工程建设新进展 [J]. 水力发电 , 2005 3(1) : 63-65 .
[2] 哈秋龄 , 包承纲 , 饶冠生 , 等 . 长江三峡工程关键技术研究 [M]. 广州 : 广东科技出版社 , 2002 .
[3] 孙大伟 , 邓海峰 , 田斌 , 等 . 大河水电站深覆盖层上面板堆石坝变形和应力性状分析 [J]. 岩土工程学报 , 2008 , 30(3) : 434-439 .
[4] 杨泽艳 , 蒋国澄 . 洪家渡 200 m 级高面板堆石坝变形控制技术 [J]. 岩土工程学报 , 2008 30(8) : 1241-1247 .
[5] 郦能惠 , 孙大伟 , 李登华 , 等 . 300m 级超高面板堆石坝变形规律的研究 [J]. 岩土工程学报 , 2009 31(2) : 155-160 .
[6] DUNCAN J M , CHANG C Y . Nonlinear analysis of stress and strain in soils [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division , ASCE , 1970 96(5) : 1629-1653 .
[7] 费康 , 张建伟 . ABAQUS 在岩土工程中的应用 [M]. 北京 : 中国水利水电出版社 , 2010 94-110 .
[8] 王金昌 , 陈页开 . ABAQUS 在土木工程中的应用 [M]. 浙江 : 浙江大学出版社 , 2006 60-67 .

(收稿日期 2010-06-03 编辑 : 高建群)

(上接第 52 页)

c. 维持保护地土壤 pH 值种植前后稳定的水肥措施如下 : 灌水定额为 $170.71 \text{ m}^3 / (\text{hm}^2 \cdot \text{次})$, 施氮量为 $235.98 \text{ kg} / \text{hm}^2$, 施 P_2O_5 为 $239.38 \text{ kg} / \text{hm}^2$ 。

参考文献 :

[1] 穆兴民 . 水肥耦合效应与协同管理 [M]. 北京 : 中国林业出版社 , 1999 18-19 , 38 .
[2] 赵兰坡 . 土壤学 [M]. 北京 : 北京农业大学出版社 , 1993 : 73 .
[3] GUO Jing-hui , LIU Xue-jun , ZHANG Yan , et al . Significant acidification in major Chinese cropland [J]. Science , 2010 , 327 : 1008-1010 .
[4] 范庆锋 , 张玉龙 , 陈重 . 保护地蔬菜栽培对土壤盐分积累及 pH 值的影响 [J]. 水土保持学报 , 2009 23(1) : 103-106 .
[5] 范庆锋 , 张玉龙 , 陈重 , 等 . 保护地土壤盐分积累及其离子组成对土壤 pH 值的影响 [J]. 干旱地区农业研究 , 2009 27(1) : 16-20 .
[6] 李粉茹 , 于群英 , 邹长明 . 设施菜地土壤 pH 值、酶活性和氮磷养分含量的变化 [J]. 农业工程学报 , 2009 , 25(1) : 217-222 .
[7] 邓玉龙 , 张乃明 . 设施土壤 pH 值与有机质演变特征研究 [J]. 生态环境 , 2006 15(2) : 367-370 .
[8] 易小琳 , 李酉开 , 韩琅丰 . 紫外分光光度法测定土壤硝态氮 [J]. 土壤通报 , 1983(6) : 35-40 .

[9] 鲍士旦 . 土壤农化分析 [M]. 北京 : 中国农业出版社 , 2000 54-56 .
[10] 南京农业大学编写组 . 土壤农化分析 [M]. 北京 : 农业出版社 , 1990 29-109 .
[11] 中国科学院南京土壤研究所编写组 . 土壤理化分析 [M]. 上海 : 上海科学技术出版社 , 1980 62-156 .
[12] 王兴仁 . 现代肥料试验设计 [M]. 北京 : 农业出版社 , 1996 164-190 .
[13] 王丽娜 , 张玉龙 , 范庆锋 , 等 . 淋洗状态下保护地土壤 pH 与盐分含量及其组成关系的研究 [J]. 节水灌溉 , 2009 , (6) : 8-11 , 15 .

(收稿日期 2010-03-24 编辑 : 方宇彤)

