高塑性粘土设置区域对土石坝混凝土结构应力变形影响

张坤勇

（河海大学岩土工程研究所，江苏 南京 210098）

摘 要：在土石坝中混凝土结构周围设置一定范围的高塑土可以控制防渗墙可以改善应力集中，控制可能发生的裂缝。通过对设置不同高塑土区域心墙堆石坝进行有限元计算分析比较，结果表明：在廊道和主防渗墙顶局部设置高塑土，比沿心墙底部通长布置更能改善混凝土结构应力。心墙底高塑土区域设置过大，会使得原来局部设置高塑土分散的坝体荷载重新调整，反而导致廊道和主防渗墙的应力增加。

关键词：高塑性粘土；土石坝；混凝土结构；有限元

作者简介：张坤勇(1975－)，男，讲师，博士，主要从事土体基本特性方面的研究。

0 前 言

土石坝工程中，混凝土结构和坝体材料结合部应力集中区域，一般需设置一定范围的高塑性粘土，高塑性粘土具有较强塑性变形能力，可以通过变形释放应力，减少应力集中的产生，可以控制防渗墙可能发生的裂缝[1-3]。因为高塑土是高参数敏感性材料，能否合理确定高塑土的范围对坝体的应力变形，尤其是混凝土结构的应力变形影响很大。

本文对通过对某心墙堆石坝进行平面静力有限元应力变形计算分析。对高塑性粘土分布范围不同的两种方案有限元计算结果分析比较，研究不同高塑土区域变化对坝体及防渗墙及廊道应力变形的影响。

1 工程概况

某大型水电站拦河大坝采用砾石土心墙堆石坝，坝高186 m，坝顶长573 m，上游坝坡1∶2和1∶2.25，下游坝坡1∶2，坝顶宽度14 m。坝体断面分为四个区，即：砾石土心墙、反滤层、过渡层和堆石区。坝址区河谷狭窄，坝基覆盖层深厚，且分层较多，最大厚度约70 m，坝基覆盖层以漂卵砾石等粗颗粒为主，透水性强。

大坝心墙顶高程顶宽6 m，上、下游坡度均为1∶0.25，底宽98.0 m；心墙上、下游侧各设二层反滤层，上游层厚分别为4.0 m和6.0 m，下游为6.0 m和9.0 m。心墙底部在坝基防渗墙下游设厚度各3.0 m二层反滤料与心墙下游反滤层连接。反滤层与坝壳堆石间设过渡层，与坝壳堆石接触面坡度为1∶0.5。大坝的典型横剖面图见图1。①防渗墙与心墙采用廊道式连接，廊道座落在两道防渗墙的顶部，混凝土廊道和基座总高10.5 m，廊道两侧及顶部填筑高塑性粘土。防渗墙分成主、副两道，两墙净距12.8 m，墙厚均为1.2 m插入基岩2 m。主防渗墙置于坝轴线，与心墙及基岩防渗帷幕构成主防渗平面，主防渗墙与心墙通过廊道连接，副墙置于主墙上游侧。廊道周围，防渗墙顶部及两侧填筑高塑性粘土，防渗墙上、下游两侧的心墙底部铺筑5 m厚的高塑性粘土。为防止坝体开裂，在心墙顶部填筑厚10 m的高塑性粘土；②心墙与两岸基岩接触面上铺设2～3 m厚的高塑性粘土，两岸坝肩顶部粘土范围适当扩大，以防心墙在坝轴向的不均匀沉降引起心墙顶部开裂；③防渗墙和廊道周围、心墙底部均铺设高塑性粘土，心墙底部铺设厚度5 m，廊道顶部2 m。

通过二维有限元计算分析研究，比较廊道下原来心墙范围内的心墙料改为高塑土二种方案的计算比较，了解防渗墙、廊道混凝土结构的应力应变随高塑性粘土区域大小变化。

2 计算程序

平面有限元静力计算采用的是河海大学岩土工程研究所研制的BCF平面有限元比奥固结程序。该程序曾应用于多座土石坝工程，以及包括沪宁高速公路、英国Stanstead Abotts路堤、美国Colorado大学试验挡土墙在内的数十个其它岩土工程的计算分析。经过多年的验证与改进，程序应用比较成熟。

3 计算模型及参数

土石料应力应变关系表现为非线性，模型采用邓肯－张E-ν非线性弹性模型[4]；坝壳粗堆石、过渡料、反滤料和心墙砾石土、地基覆盖层等材料的邓肯－张模型参数见表1。

混凝土达到破坏强度前，线性关系较好，防渗墙、廊道作为线弹性材料考虑，其弹性模量和泊松比等参数列于表2。

防渗墙底部与基岩之间可能会由于施工时底部基岩石渣挖掘不尽产生一定的沉降，因此，在防渗墙底与基岩之间设置残渣单元。在混凝土防渗墙与地基覆盖层之间、廊道与高塑性粘土之间、廊道与地基覆盖层之间设置接触面单元。同时为了模拟廊道和副墙顶部材料的错动变形，

收稿日期：2006－07－30

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

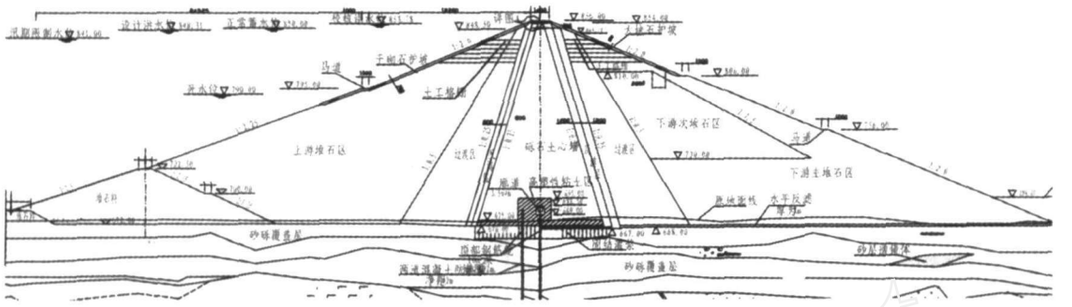


图 1 坝体典型剖面图

在廊道和副墙顶的高塑性土内均设置接触单元以模拟这种变形。接触面模型采用 Goodman 接触面单元。接触面单元的计算参数列于表 3。

表 1 坝体非线性材料 E-ν 模型参数

名称	R_f	K	n	G	F	D	φ/(°)	c/kPa	ρ/(g·cm^3)
覆盖层	0.64	780	0.42	0.32	0.06	7	48	0	1.47
高塑土	0.86	125	0.7	0.38	0.02	2	15	5	2
心墙料 1	0.76	550	0.42	0.39	0.01	7.5	35	1.2	2.3
心墙料 2	0.6	560	0.5	0.38	0.005	6	36	1	2.3
反滤料	0.65	700	0.54	0.35	0.08	7	48	0	2.2
反滤料(湿)	0.65	630	0.54	0.35	0.08	7	46	0	2.2
过渡层	0.68	800	0.52	0.33	0.08	7	50	0	2.2
过渡层(湿)	0.68	720	0.52	0.33	0.08	7	48	0	2.2
上游堆石体	0.68	1000	0.52	0.32	0.06	5	54	0	2.3
上游堆石体(湿)	0.68	900	0.52	0.32	0.06	5	52	0	2.3
下游主堆石体	0.68	1000	0.52	0.32	0.06	5	54	0	2.3
下游次堆石体	0.7	800	0.5	0.32	0.06	5	51	0	2.2
下游盖重	0.68	700	0.52	0.32	0.06	5	54	0	2.3

表 2 混凝土材料线弹性材料参数

名称	弹模/GPa	泊松比	密度/(g·cm^{-3})
混凝土防渗墙	30	0.17	2.4
混凝土廊道	30	0.17	2.4

表 3 接触面模型参数

	R_f	K	n	K_n	δ/(°)	c/kPa
防渗墙底残渣接触面	0.86	1400	0.66	30000	30	0
防渗墙与覆盖层接触面	0.86	1400	0.66	990000	11	20
防渗墙与高塑土接触面	0.86	1400	0.66	990000	12	15
廊道与高塑土接触面	0.86	1400	0.66	990000	12	15

大坝断面有限元网格划分如图 2 所示。

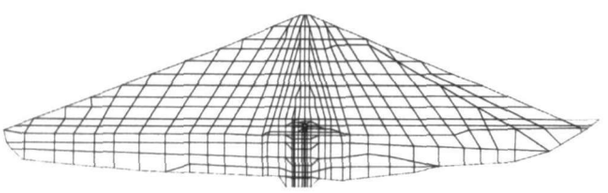
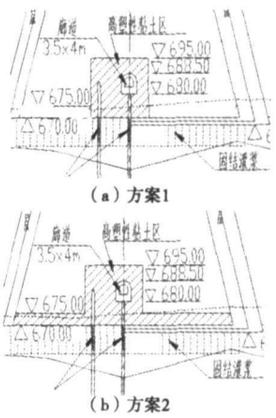


图 2 坝体平面有限元网格划分

两种方案的主要区别在于：心墙底部的高程 670～675 m 内，上游防渗墙上侧和下游防渗墙下侧部分材料的不同，方案 1 采用的是心墙料，方案 2 在此处设置为高塑土。如图 3 所示：

计算中采用分级加荷对大坝施工加荷过程进行模拟，蓄水荷载也分若干级施加。报告中竣工期指施工到坝顶高程，此时大坝尚未开始蓄水；然后蓄水至正常蓄水位，此时称为蓄水期。逐级加荷过程分 14 级，具体为 1～10 级坝体施工，11～14 级蓄水至正常高水位。



(a) 方案1

(b) 方案2

图 3 高塑土分布区域示意图

4 计算结果及分析

因为两种方案计算得到坝体应力和变形规律基本一致，仅在具体量值上有所不同，所以本文仅给出方案 1 的应力变形等值线图。

4.1 坝体应力

图 4 和图 5 给出了方案 1 竣工期及蓄水后坝体大主应力等值线。图中显示，大主应力受拱效应的影响，心墙内大主应力比过渡层的应力降低。

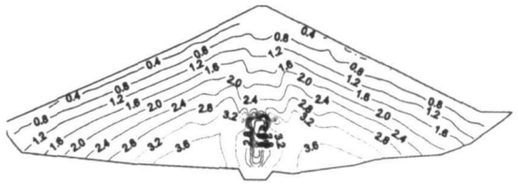


图 4 方案 1 竣工期坝体大主应力（MPa）

图 6 和图 7 给出了竣工期及蓄水后坝体最大横断面上小主应力等值线。从等值线图上看，心墙应力没有出现拉

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

应力，心墙不会产生拉裂缝。

蓄水后，由于心墙在水压力作用下向下游位移使得上游坝壳的小主应力显著减小。

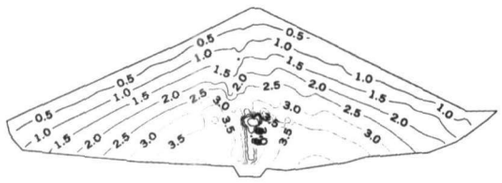


图 5 方案 1 蓄水期坝体大主应力（MPa）

各种方案的坝体的应力相差不明显，心墙内竖向应力或小主应力均没有出现拉应力区，说明心墙出现拉裂缝的可能性不大。

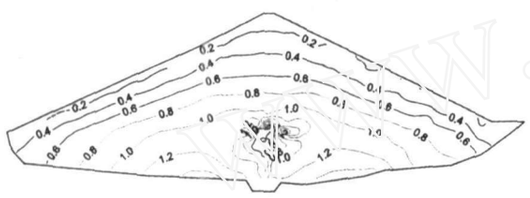


图 6 方案 1 竣工期坝体小主应力（MPa）

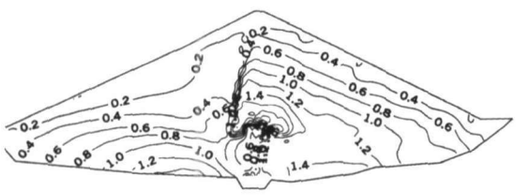


图 7 方案 1 蓄水期坝体小主应力（MPa）

4.2 坝体水平位移

图 8 和图 9 分别给出了方案 1 的坝体竣工期及蓄水后水平位移等值线。

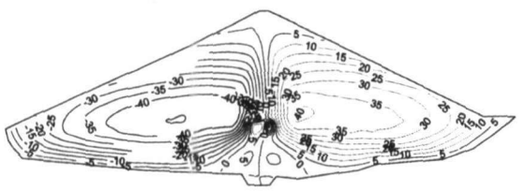


图 8 方案 1 竣工期坝体水平位移（cm）

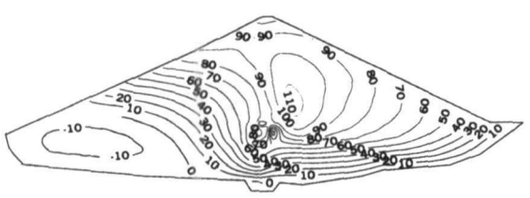


图 9 方案 1 蓄水期坝体水平位移（cm）

竣工期位移基本对称于坝轴线，上游位移略大，主要是上游覆盖层稍厚。从图 8 可以看出，水平位移最大值发生在地面附近，说明地基和坝体是一个整体，而且地基相对较软，其变形较大。蓄水后，坝体向下游的位移明显增大，而且覆盖层的等值线较密，说明其变形较大。

各方案蓄水期由于上游水荷载作用，坝体整体向下游位移较大。

4.3 坝体沉降

图 10 和图 11 分别给出了方案 1 的竣工期及蓄水后坝体沉降等值线。可以看出，较大沉降集中在高塑土顶部很小的范围内，对于坝体其他大部分位置，最大沉降要低。

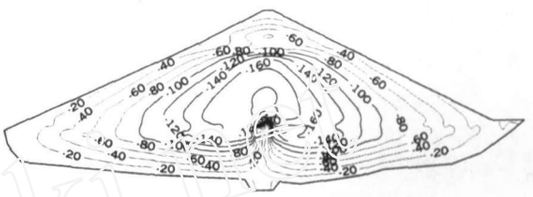


图 10 方案 1 竣工期坝体沉降（cm）

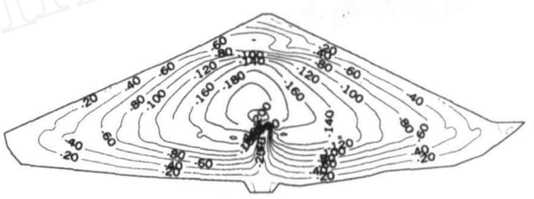


图 11 方案 1 蓄水期坝体沉降（cm）

两种方案平面有限元计算应力变形结果分别列于表 4、表 5。

表 4 坝体及混凝土结构计算变形（cm）

		方案 1		方案 2	
		竣工期	蓄水期	竣工期	蓄水期
坝体	最大沉降	-213.67	-229.34	-253.77	-275.83
	最大水平位移 向上游	-45.00	-13.12	-43.82	-13.29
	向下游	40.91	121.47	39.55	126.33
廊道	最大沉降	-22.62	-24.26	-24.45	-26.98
	最大水平位移 向上游				
	向下游	8.02	91.38	9.66	94.22
上游防渗墙	最大沉降	-15.12	-14.39	-14.08	-12.85
	最大水平位移 向上游			-0.39	-3.04
	向下游	9.32	102.90	7.73	96.37
下游防渗墙	最大沉降	-21.66	-22.49	-22.80	-24.03
	最大水平位移 向上游			-3.30	-1.86
	向下游	5.87	87.47	6.17	88.42

注：本文坐标系选定为：x 表示水平向右（即指向下游），y 表示竖直向上。正应力以压为“+”，拉为“-”；水平位移“-”表示向上游位移（与 x 正向相反，若为正表示向下游），沉降“-”表示向下（与 y 正向相反）。

表 5 混凝土结构计算应力（MPa）

		方案 1		方案 2	
	应力极值	竣工期	蓄水期	竣工期	蓄水期
廊道	大主应力	17.40	19.21	20.22	21.84
	小主应力	-6.90	-7.10	-8.33	-8.70
	剪应力	5.59	6.33	6.82	7.06
上游防渗墙	大主应力	40.49	41.82	38.22	38.64
	小主应力	-0.32	-3.56	-0.51	-3.58
	剪应力	1.70	10.99	2.32	10.38
下游防渗墙	大主应力	50.75	54.56	52.68	56.74
	小主应力	-0.07	-2.78	-0.19	-2.40
	剪应力	2.30	11.59	2.31	11.49

4.4 变形分析

从结果可见，两种方案计算的坝体变形，尤其是沉降

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

相差较大，上、下游防渗墙应力差别较大。方案1心墙竣工期的最大沉降是-213.67 cm；蓄水期是-229.34 cm；方案2因为扩大了高塑土区域，坝体竣工期最大沉降为-253.77，为最大坝高的1.36%；蓄水期最大沉降为-275.83 cm，为最大坝高的1.48%。方案2的最大沉降相对方案1增加了19%。

两种方案的蓄水前后水平位移最大值规律相近，蓄水期均略大于竣工期，说明高塑土范围大小对坝体水平位移的影响不大。

廊道附近高塑土区域的变化，主要对坝体的竖向变形，即沉降的影响更大。

廊道及两道防渗墙的变形受高塑土区域的影响没有坝体沉降明显：方案1竣工期廊道水平位移是向下游方向的，最大值为8.02 cm，沉降最大值为22.62 cm；蓄水期水平位移指向下游，最大值为91.38 cm，沉降最大值为24.26 cm。方案2廊道的最大水平位移和沉降规律比方案1略大，沉降蓄水前后分别为24.45和26.98 cm，水平位移分别为9.66和94.22 cm。

主防渗墙（下游防渗墙）的沉降和水平位移比方案1略大，而副墙（上游防渗墙）沉降和变形比方案1的小，这是因为廊道和主墙在大坝轴线上，坝体主要荷载直接作用其上，所以廊道和主墙的变形规律和坝体变形规律是一致的，即随高塑土范围的扩大，坝体和结构的变形量略有增加。

4.5 应力分析

方案1的廊道竣工期大主应力最大值为17.4 MPa，小主应力出现拉应力，最大拉应力为6.9 MPa；最大剪应力为5.6 MPa。蓄水期大主应力最大值为19.2 MPa；小主应力最小值为7.1 MPa；最大剪应力为6.3 MPa。方案2廊道大主应力、小主应力和剪应力极值都比方案1有所增加，平均增加1～3 MPa。

竣工期方案1的上游防渗墙大主应力最大值为40.49 MPa；小主应力拉应力为0.3 MPa；蓄水期大主应力最大值为41.82 MPa；小主应力-3.56 MPa；方案2上游防渗墙的大主应力比方案1有所降低，小主应力和剪应力变化不明显。

方案1的竣工期主墙（下游墙）最大压应力为50.75 MPa，蓄水后由于受侧向水荷载作用，应力状态有所改变，压应力达到54.56 MPa；拉应力最大达2.78 MPa；方案2的下游墙大主应力比方案1增加2 MPa左右，但小主应力和剪应力变化不明显。

5 结 论

本文对高塑土设置区域的相对大小对坝体及混凝土结构的影响作了简单的平面有限元分析比较，不能考虑岸坡段的约束等三维效应，计算结果的具体量值，如坝体变形和混凝土结构应力可能偏大，但也能从一定程度上反映高塑土区域变化对坝体混凝土结构物的应力变形影响。高塑土的设置区域应适当，设置区域过大，并不能更有效地减少主防渗墙所承担的坝体荷载的作用，在主防渗墙和廊道顶局部设置高塑土比沿心墙下通长设置更合理。

高塑土是高参数敏感性材料[5-6]，其材料参数的影响对其功能作用的效果影响也非常显著，如何合理确定其材料参数，对于正确使用高塑土也很重要。另外，高塑土的范围还要足够小，以避免心墙（坝体）的变形过大，降低心墙内应力，导致抗水力劈裂能力的下降；要全面把握高塑土对土石坝应力变形规律的影响，需要对高塑土的参数敏感性，对坝体及混凝土结构应力变形规律影响以及对心墙水力劈裂能力的影响作全面的三维有限元分析。

参考文献：

[1] 碾压式土石坝设计规范(SL274—2001)[S]. 北京：中国水利水电出版社，2002.

[2] 陈明文，金来赟. 堆石坝设计[M]. 北京：水利出版社，1982

[3] 高钟璞，等. 大坝基础防渗墙[M]. 北京：中国电力出版社，2000:20－21.

[4] 钱家欢，殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京：水利电力出版社，1996.

[5] 郭庆国，张 云，付恩怀，刘益平. 土石坝高塑性区的作用及控制条件[J]. 西北水电，2003，2:8－11.

[6] XU J R, CHE H Y. Design of concrete diaphragm wall under earth-rock fill dam[C]// Proceedings of International Symposium on High Earth-Rock Fill Dams. Nanjing: Hohai University, 1993.

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net