心墙坝三维有限元实例分析

艾英钵，张坤勇

（河海大学岩土工程研究所，江苏 南京 210098）

摘　要：考虑坝壳在蓄水期湿化变形影响，对某高心墙堆石坝采用邓肯 *E-ν* 模型进行三维静力有限元计算分析。分析了坝体及混凝土廊道、防渗墙在竣工期、蓄水期的应力变形特性，心墙拱效应及应力应变规律；并对心墙抗水力劈裂的能力进行了评估。

关键词：土石坝；*E-ν* 模型；有限元；应力变形分析

作者简介：艾英钵(1965－)，男，讲师，硕士，主要从事软基处理及基础工程方面的工作。

1　工程概况

某电站采用高坝引水式开发，拟定坝型为碎石土心墙堆石坝，设计建基面高程 1991m，坝顶高程为 2138 m，坝高 147 m，坝顶长 513.77 m，顶宽 12.0 m，坝体顺河长约 640 m。坝体典型横断面如图 1 所示，坝体沿坝轴线剖面如图 2 所示。

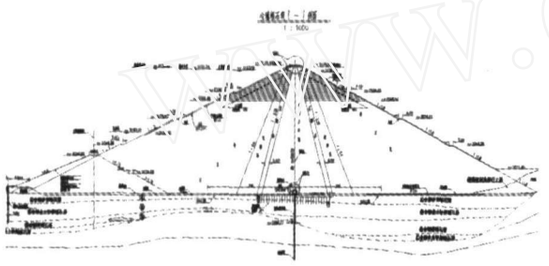


图 1 典型横断面

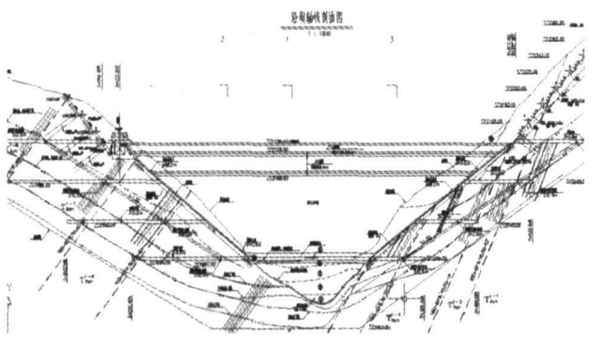


图 2 沿坝轴线剖面图

2　计算模型

土石料本构模型采用邓肯－张*E-ν*非线性弹性模型[1]。混凝土作为线弹性材料。考虑到在心墙底部的混凝土盖板和粘性土之间可能有不协调的错动位移发生，在此处设置了Goodman接触面单元。

计算采用河海大学岩土工程研究所研制的 TDAD 三维有限元程序。该程序备有多种本构模型供计算时选择使用，包括邓肯 *E-ν*，*E-B* 模型、*K-G* 非线性弹性模型、椭圆-抛物双屈服面模型等。对材料力学性质相差很大的情况，两种材料之间的接触面可能会产生相对滑移，程序设置相应的接触面单元对此进行模拟。

对单元发生破坏后，相应的应力修正方法是[2]：假定大主应力σ_1不变，改变小主应力σ_3使其与σ_1构成的应力摩尔圆与抗剪强度包络线相切。中主应力σ_2则根据修正前后的应力洛德参数不变来确定，即

$$\sigma_2' = \sigma_3' + \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}\left(\sigma_1' - \sigma_3'\right) \quad , \qquad (1)$$

式中，σ_1、σ_2、σ_3、为修正前的三个主应力，σ_1'、σ_2'、σ_3'是修正后的三个主应力。在根据修正前后的主应力方向不变的原则，求出修正后的 6 个应力分量。

3　计算参数与方案

坝壳堆石和过渡料、反滤料、心墙以及地基覆盖层等材料的邓肯－张模型参数如表 1 所示。计算考虑了上游坝壳、过渡料和反滤料等由于水库蓄水而产生的湿化变形，湿化变形的考虑方法见参考文献[2]，表中带*号的为湿化参数。湿化后土石料参数确定原则是：将摩擦角减小 2°，参数 *K* 减小 10%。混凝土弹性模量为 30 GPa，泊松比 0.17，密度 2.4 g/cm^3。

表 1 三维有限元计算采用邓肯－张模型参数

	R_f	K	N	G	F	D	K_{ur}	φ	c	γ
覆盖层	0.65	700	0.25	0.33	0.03	3	1400	35	0	1.2
接触粘土	0.86	125	0.7	0.38	0.02	2	300	15	50	2
心墙料	0.75	450	0.4	0.38	0.01	2.5	900	29	30	2.1
反滤层	0.75	600	0.3	0.32	0.01	5	1500	43	0	2.15
反滤层*	0.75	675	0.3	0.32	0.01	5	1350	38	0	2.25
过渡层	0.80	1000	0.32	0.30	0.02	5.2	1700	49	0	2.16
过渡层*	0.73	765	0.23	0.30	0.02	5.2	1430	43	0	2.26
堆石体	0.8	1000	0.3	0.29	0.03	5.4	2000	50	0	2.2
堆石体*	0.8	900	0.3	0.29	0.03	5.4	1800	48	0	2.2

在混凝土与粘性土之间设置了一层 Goodman 接触面

收稿日期：2006－07－30

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

单元。接触面单元模型的参数如表2所示。

表2 三维有限元计算采用的接触面模型参数

δ(°)	c/kPa	R_f	K_1	n	K_n
15	5	0.86	2000	0.6	990000

大坝沿坝轴向共划分了30个剖面，共有10123个结点、10817个单元。单元网格划分时，对土石料、混凝土等单元，大部分为8结点6面体单元，少数用6结点5面体、4结点4面体等单元过渡。计算采用分级加荷对施工逐级加荷及蓄水过程进行模拟。计算中，整个加荷过程共分为14级，其中考虑筑坝施工过程10级，按高程2026.5、2062.0、2097.5和2133.00分4级蓄水至正常蓄水位。三维有限元网格如图3所示，大坝典型纵、横剖面分见图4和5。

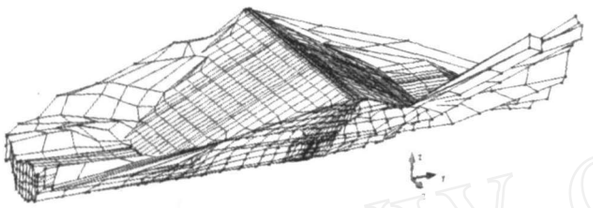


图3 三维有限元网格

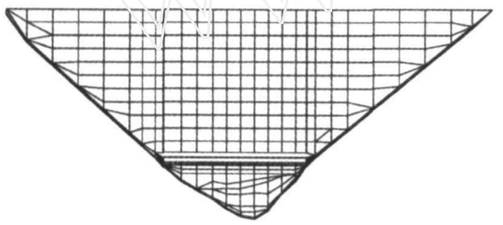


图4 坝轴线纵剖面

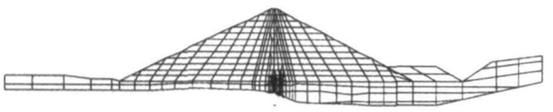


图5 典型横断面有限元网格

4 三维计算成果及分析

根据计算结果，整理出大坝变形的最大值，列于表3。表中，$\sigma_z/\gamma h$为1/3～2/3坝高范围内，河谷段心墙各单元的竖向应力与自重应力之比值的平均值。该值大小能在一定程度上反映由于拱效应影响而导致心墙竖向应力降低的程度，即反映拱效应的强烈程度。

4.1 水平位移

因为上、下游堆石材料计算参数一致，竣工期坝体顺河向水平位移基本关于坝轴线呈对称分布，向上游的水平位移最大值为41.4 cm，向下游的水平位移最大值为41.9 cm。

蓄水后上游坝体有向下游位移趋势，坝体向上游的水平位移最大值明显减小，向下游的水平位移最大值增大。向上游的水平位移最大值为35.2 cm，向下游的水平位移最大值为75.3 cm。

表3 主要应力变形值（cm）

	坝体		心墙特征值				河谷中心段廊道		
	向上游最大水平位移/cm	向下游最大水平位移/cm	最大沉降/cm	大主应力极大值/MPa	小主应力极小值/MPa	应力水平极大值	大主应力极大值/MPa	小主应力极小值/MPa	
竣工	-41.4	41.9	163.5	2.01	0.10	0.73	12.0	-1.7	0.668
蓄水	-35.2	75.3	168.0	2.19	0.07	0.37	23.8	-2.0	0.770

	防渗墙				
	墙顶最大水平位移/cm	墙顶最大沉降/cm	大主应力最大值/MPa	小主应力最小值/MPa	残渣单元最大压缩量/cm
竣工	8.2	-26.9	24.0	-0.8	9.9
蓄水	54.8	-27.3	31.3	-1.4	9.8

其中左岸典型断面（桩号0+95.0）的包含了建基面下基岩部分。受岸坡约束作用，岸坡段断面的位移比河谷段要小，但整体规律比较一致。

坝轴向位移以河谷为中心从岸坡向中心对称分布，竣工期顺河向位移很小，最大仅5.5 cm左右，蓄水后位移整体向下游，最大超过了45 cm。

4.2 坝体沉降

沉降最大值均发生在心墙底部的高塑性土顶部。

沉降分布基本沿河谷中心对称。竣工期沉降最大值为163.5 cm，占最大坝高（包括覆盖层36.5 m）的0.85%；蓄水期由于考虑湿化作用，沉降略有增加，最大值为168.0 cm。

4.3 坝体应力

竣工期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明显降低，蓄水后拱效应有所削弱。

河谷段心墙内竣工期大主应力最大值为2.01 MPa，蓄水后为2.19 MPa；心墙大主应力极大值分布在心墙底部；心墙的小主应力最小值分别0.10 MPa和0.07 MPa，分布在心墙顶部；应力水平分别为0.73和0.37；各单元的竖向应力与自重应力(γh)之比值$\sigma_z/\gamma h$竣工期为0.668，蓄水后为0.770。

竣工期小主应力大致关于心墙对称分布，蓄水后上游坝壳内小主应力因为水荷载作用急剧减少，而心墙内小主应力有所增大。

竣工期的坝体应力水平总体都不高，相比之下，心墙中下部和高塑土的应力水平要大于坝壳的应力水平。竣工期，心墙上的最大应力水平在0.7附近，分布在心墙的中

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

下部位；靠近岸坡高塑土心墙区域应力水平较大，实际上是因为高塑土的影响。心墙和高塑性土的应力水平最大值均小于 1.0，表明没有发生剪切破坏。竣工期，心墙应力水平较大的区域主要分布在河谷段坝体中下部位和沿岸坡段高塑土区域相邻的局部单元。蓄水后，河谷段心墙内应力水平明显减少，但上游坝壳内应力水平由于心墙受水压力作用向下游发生较大顺河向位移，坝体整体向下游位移，导致上游坝壳内小主应力急剧减小，应力水平显著增加。应该指出，上游坝壳内的这种较大应力水平并不会导致上游坝壳的失稳，因为心墙和下游坝壳内的应力水平较小，对上游坝壳的变形有约束作用，只要心墙和下游坝壳稳定，上游坝壳就是稳定的。

蓄水后，受水荷载影响，水荷载是从小主应力方向施加到心墙上游面，心墙内小主应力有所增大，从而导致心墙内的应力水平有所降低，

竣工期心墙坝轴线位置的大主应力最大值为 2.01 MPa，小主应力最小值为 0.10 MPa，应力水平最大为 0.73；蓄水后对应特征值分别是 2.19 MPa，0.07 MPa 和 0.37。

心墙小主应力最小值出现在坝体顶部左右岸坝肩处。而在心墙大面积部分均较大，等值线几乎水平，且为压应力，心墙应力没有出现拉应力，心墙不会产生拉裂缝。

4.5　防渗墙应力变形

防渗墙竣工期的大主应力主要受来自于上部坝体荷载的控制，蓄水期主要受水荷载引起的变形控制，防渗墙竣工期主要承受坝体荷重，由于在墙顶受廊道限制，墙底约束，在水荷载作用下，类似受弯压组合荷载作用，所以在竣工期墙体上、下游面的应力分布基本一致，蓄水后墙体上游面压应力增加，拉应力有所减少，下游面压应力减少，拉应力有所增加。

大主应力应力较大值分布在河谷段墙体的中下位置，竣工期在 22 MPa 左右，最大达到 24.0 MPa；河谷段墙顶大主应力在 12～17 MPa 左右；防渗墙的上、下游面前的应力大小和分布规律接近。蓄水后，由于墙体上部和下部均约束，在水荷载作用下，墙体类似受弯压组合荷载，防渗墙上游面大主应力大于下游面，墙体上游面中下部的大主应力有较大增加，达到 26 MPa 左右，最大达到 31.3 MPa。

防渗墙大部分区域的小主应力为正值，即为压应力，由于墙底约束，墙顶和廊道之间为刚性连接，以及靠近岸坡段的约束作用，在这些部位有个别单元出现拉应力，但拉应力值均很小，除岸坡段个别单元外，拉应力均小 1.0 MPa。蓄水后，墙体小主应力有所增加，防渗墙下游面的小主应力增加较上游面明显，但总体增幅有限，表 6 给出了拉应力的最大值，竣工期为 0.8 MPa，蓄水期为 1.4 MPa。

坝轴向水平位移分布有向左岸位移趋势，但量值很小，最大值不过 3 cm 左右。

顺河向水平位移分布均匀，墙体位移基本都向下游方向，最大位移发生在墙体上部，因为靠近岸坡的约束作用，整个上游墙从坝轴线方向看，呈中部挠曲形态。表 6 给出了顺河向墙顶水平位移的最大值为 8.2 cm；蓄水后防渗墙在其上游面水压力的作用下，位移总体向下游方向发展，最大值为 54.8 cm，发生在河谷中心段的墙顶位置。

防渗墙沉降等值线比较均匀，并且在墙体同一高程位置以河谷段沉降较大。沉降最大值位于河谷段防渗墙顶部位置。河谷段墙顶沉降最大为 26.9 cm，并且向两边岸坡段逐渐递减。蓄水后沉降变化不明显，分布规律和竣工期基本一致。残渣压缩也以河谷中心段为最大，其中竣工期为 9.9 cm，蓄水后由于水荷载作用，略为减少，最大压缩量为 9.8 cm。

4.6　廊道应力

坝轴向正应力均为压应力，以河谷段最大，达到 12.0 MPa；廊道底板中心位置上缘的顺河向正应力出现了部分拉应力，且以河谷中心段最大，达到 1.7 MPa；竖直向正应力均为压应力，河谷段最大达到 11.8 MPa；廊道剪应力也以河谷中心段最大，达 2.5 MPa。

廊道蓄水后三个方向的正应力和剪应力，基本规律和竣工期基本一致，最大应力特征值分布在河谷段廊道，其中压应力增加较明显，最大达到 23.8 MPa，最大拉应力增至 2.0 MPa，最大剪应力增至 3.6MPa。

4.7　高塑土应力水平

坝坡两岸高塑土在竣工期和蓄水期的应力水平，图中显示，大部分高塑土单元的应力水平较高，但均小于 1.0，表明高塑土没有发生剪切破坏，目前对高塑土的设计是合理的。

4.8　心墙抗水力劈裂

工程中常以上游水压力与心墙竖向应力比值小于 1.0 作为不发生水力劈裂的控制标准[3-5]，也有用上游水压力与大主应力比较来判定水力劈裂发生的[6]。但有限元计算结果表明，一般情况下心墙内竖向应力接近大主应力，而坝轴向应力接近中主应力。理论上讲，如果中主应力小于水压力，这时，心墙可能沿中主应力面劈开，而且，这种劈裂面有可能是贯通心墙的。因此，从偏安全的角度，可将水压力与中主应力（或坝轴向应力）比较来判定水力劈裂发生的可能，同时，应考虑心墙土抗拉强度。本文整理了 $u/(\sigma_2+\sigma_t)$（u 为心墙上游面水压力，σ_2 对应高程处心墙单元的中主应力，c 为粘聚力，σ_t 为心墙土的抗拉强度，这里近似取为粘聚力），用以判定是否存在发生水力劈裂的可能性。

上游水压力与心墙中主应力比值的 $u/(\sigma_2+\sigma_t)$ 等值线。一般均在 0.9 以下，可以认为，只要材料选用得当，同时

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

保证施工质量，心墙抗水力劈裂的能力是有保证的。

5 结 论

通过计算分析，可得到以下结论与建议：

(1) 心墙内没有出现拉应力，出现水平拉裂缝和坝肩处的竖向拉裂缝的可能性不大；

(2) 防渗墙边角位置小范围出现了拉应力，主要是由于剪切变形引起；廊道底板出现拉应力，混凝土结构的拉应力数值均较小；

(3) 心墙抗水力劈裂的能力是可以保证的；

(4) 在所研究的坝体材料参数变化范围内，参数变化对心墙的应力变形规律有较大影响。提高坝壳填筑质量，减少坝体变形，可改善心墙内应力状态，保证其抗水力劈裂能力。

参考文献：

[1] DUNCAN J M, CHANG C Y. Non-linear analysis of stresses and strain in soils[C]// Proc ASCE JSMFD, 1970, 96 (SM5).

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

[3] 陈愈炯，孔凡玲. 压实粘性土的水力劈裂试验[C]//科学研究论文集第23集(结构材料、岩土工程、抗震与爆破). 北京：水利电力出版社，1984.

[4] 沈珠江，易进栋，左元明. 土坝水力劈裂的离心模型试验及其分析[J]. 水利学报，1994,9 :67－78.

[5] 曾开华，殷宗泽. 土质心墙坝水力劈裂影响因素的研究[J]. 河海大学学报，2000.

[6] 陈明文，金来鎏. 堆石坝设计[M]. 北京：水利出版社，1982.

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