

渗流作用下软基心墙坝稳定性分析

陈晓平, 吴起星

(暨南大学 力学与土木工程系, 广州 510632)

摘 要: 基于心墙坝的渗流特性建立了渗流分析模型和坝坡渗透稳定分析模型, 并进一步考虑坝下软土地基的压缩特性提出了与当前应力状态有关的软土层渗流分析模型, 将所建模型应用于某水利枢纽主土坝典型软基断面不同运行工况的计算, 详细分析了心墙的防渗作用和软土层变形对渗透稳定的不良影响。

关 键 词: 渗流分析; 整体稳定; 心墙坝

中图分类号: TV 139.14

文献标识码: A

Stability analysis of core dam on soft foundation under seepage action

CHEN Xiao-ping, WU Qi-xing

(Department of Mechanics and Civil Engineering, Ji'nan University, Guangzhou 510632, China)

Abstract: Based on seepage characteristics of core dams, seepage analysis model and dam slope permeability stability analysis model are established. And more, according to compression characteristics of soft ground under dam, the model of seepage analysis related to current stress state is also put forward. For different water level operating modes, the models are applied to calculation of typical earth dam section on soft foundation of a hydro-project. The effect of seepage prevention of core wall and the influence on seepage stability of soft clay layer are analyzed in detail.

Key words: seepage analysis; global stability; core dam

1 前 言

在我国中小型水利水电工程中, 心墙黏土坝或心墙土石坝是常见的坝型, 该类大坝的渗流分析和坝坡稳定复核是安全鉴定工作中的重要内容之一, 其目的在于判别坝体不同区域、坝基不同土层之间的渗透稳定及渗漏流量。当坝基是软土地基时, 由于软土的低强度和大变形亦可能成为控制大坝稳定的重要因素, 所以, 对于这一类大坝的安全评估必须将坝体和坝基视为整体, 以全面分析各种工况下大坝在自重和渗流的耦合作用下的渗透稳定性。

广东飞来峡水利枢纽位于北江干流中游, 主要由泄水和挡水坝段、船闸、主土坝和副坝等组成。其中右岸主土坝全长 1 778 m, 坝顶高程 34.8 m, 最大坝高 18 m, 坝顶宽为 8 m。该主坝跨越不同的地质结构, 大约有 400 m 长的坝段基于软黏土和淤泥质黏土, 施工时分别采用开挖换土和砂井排水固

结的方法进行了地基处理, 坝体填筑时采用控制填土速率、加设反压平台的方法保证其稳定。

由于该坝段在施工过程中曾由于软基沉降产生过坝体裂缝、在运行过程中也发现坝体有不同程度的沉陷趋势, 为对大坝的安全性作出总体评价, 本文根据大坝实际运行的上下游水位和坝体应力状态, 选定了多种工况作为计算内容对该主土坝典型断面进行了渗透稳定分析。

2 分析模型

2.1 渗流分析模型

稳定渗流微分方程为^[1]

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (1)$$

式中: k_x 、 k_z 分别为土体水平、铅直方向的渗透系数; h 为土体中任一点的水头高度。结合式 (2) 所示的边界条件, 即可求出式 (1) 的定解。

$$\text{边界条件: } \begin{cases} \text{水头边界} & h|_{\Gamma_1} = f_1(x, y, z, t) \\ \text{流量边界} & k_n \frac{\partial h^*}{\partial n} \Big|_{\Gamma_2} = 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: h^* 为自由面边界上的水头, 为保证式 (1) 的解具有唯一性, 应满足:

$$h^* = Z \quad (3)$$

式 (1) 所示的渗流微分方程对于复杂的边界条件和非均质介质较难求得解析解, 故在实际运用中往往采用数值解。根据变分原理和泛函求极值的方法可得到上述渗流微分方程的有限元计算公式为^[2]

$$[K]\{h\} = \{f\} \quad (4)$$

式中: $[K]$ 为与渗透系数 k_x 、 k_z 有关的矩阵; $\{f\}$ 为已知常数项, 由已知水头结点得出。

2.2 稳定分析模型

渗流作用下, 土坝的破坏原因可分为两种: 一种是因出逸坡降导致的土体渗透变形 (管涌或流土); 另一种是因渗流场存在的孔隙水压力导致的土体的滑动, 所导致的后果有局部失稳定和整体失稳。

如果定义 M_s 为抗滑力矩, M_r 为滑动力矩, 则根据塑性极限平衡原理, 可得土体稳定安全系数 η (包括局部稳定和整体稳定) 的定义式为

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} \quad (5)$$

依据圆弧滑动和条分法思路, 可推导出考虑渗流作用力的坝坡稳定有限元计算公式为^[2]

$$\eta = \frac{R \left\{ \sum c' l + \sum [(\gamma + \gamma_w J_z) \cos \alpha' - \gamma_w J_x \sin \alpha'] \Delta \tan \varphi' \right\}}{\sum [(\gamma + \gamma_w J_z) r \sin \alpha + \gamma_w J_x (2r \cos \alpha - R \cos \alpha')] \Delta} \quad (6)$$

式中: c' 、 φ' 为土体有效应力指标; l 为土条底部弧长; Δ 为所划分的单元面积 (具体计算时采用了三角形单元); γ 为土体重度, 浸润线以下取有效重度; J_z 和 J_x 分别为单元在 z 、 x 方向的渗透坡降, 其定义式如式 (7) 所示, 也可用其结点的坐标和水头值表示。

其余几何符号的意义见图 1。

$$\left. \begin{aligned} J_z &= -\frac{\partial h}{\partial z} \\ J_x &= -\frac{\partial h}{\partial x} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

采用式 (6) 进行坝坡稳定分析实际是根据渗

流分析结果, 将作用于各结点的压力水头值换算成各单元渗透力 (图 1 中的 T 或 F_x 和 F_z , $T = \gamma_w J$), 分析中不再计算边坡外所受的静水压力, 也不计算各单元体接触边界上的孔隙水压力。

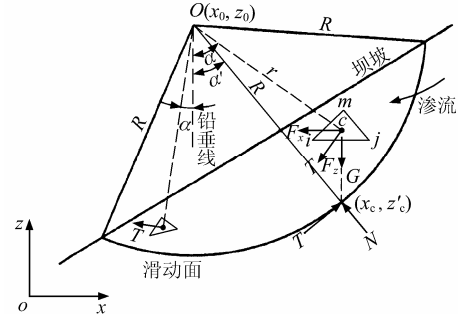


图 1 式 (6) 中几何符号的意义

Fig.1 Meaning of geometric symbols in equation (6)

2.3 考虑软土层渗透特性变化的渗流分析模型

式 (1) 所示的渗流方程中渗透系数被假定为常数, 不随固结过程发生变化, 这对于软土、特别是压缩特性比较明显的软土来说是有较大误差的。如果考虑压缩性对渗流场的影响, 可将式 (1) 改写为^[3]

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(\sigma_{ij}) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\sigma_{ij}) \frac{\partial h}{\partial z} \right] = 0 \quad (8)$$

式中: $k_x(\sigma_{ij})$ 、 $k_z(\sigma_{ij})$ 分别为土体水平、铅直方向的渗透系数, 与压缩应力 σ 有关。

根据现有研究, 可采用下述经验关系描述渗透系数随孔隙率变化的规律^[4]:

$$k = k_0 \exp(\alpha e) = k_0 \exp \left(\alpha \frac{n}{1-n} \right) \quad (9)$$

式中: k_0 为初始渗透系数; α 为试验常数, 对于软黏土, 可取 $\alpha = 4.0 \sim 6.0$; e 为孔隙比; n 为孔隙率。

假设土体的体积应变全部产生于孔隙体积应变 (饱和土体), 有:

$$n = n_0 + \varepsilon_v \quad (10)$$

则式 (9) 可表示为

$$k = k_0 \exp(\alpha e) = k_0 \left[\exp \left(\alpha \frac{n_0 + \varepsilon_v}{1 - n_0 - \varepsilon_v} \right) \right] \quad (11)$$

由于 ε_v 与应力有唯一的关系, 所以, 式 (11) 所示的渗透系数最终可以表示为应力的函数, 即 $k = k(\sigma_{ij})$ 。将式 (11) 代入式 (4), 即可进行考虑软土层渗透特性变化的心墙坝渗流分析。

3 计算工况及计算参数

3.1 计算工况

根据大坝的设计标准和实际运行情况选定了 13 种计算工况，各工况对应的上下游水位见表 1。

表 1 各计算工况对应的上下游水位
Table 1 Upriver and downriver water levels of different calculation regimes

工况 编号	上游水位 /m	下游水位 /m	工况 编号	上游水位 /m	下游水位 /m
1	24.0	10.0	8	30.0	19.8
2	25.17	22.8	9	34.2	16.3
3	28.65	22.0	10	32.7	19.8
4	31.17	23.2	11	34.5	23.2
5	30.2	16.3	12	34.5	22.0
6	27.8	19.8	13	33.5	23.2
7	32.1	16.3			

注：下游水位低于地面时，取下游水位与下游地面齐平

3.2 计算参数

软基上心墙坝的典型断面见图 2（主土坝 B2+330）^[5]，根据不同的土层将断面划分为 18 个区域，各区域土性指标通过原状土的室内试验获得，参见表 2。

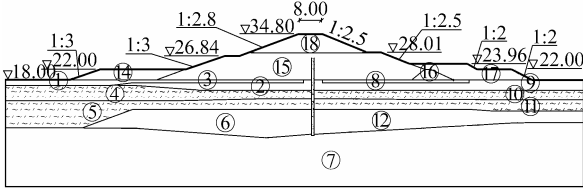


图 2 主土坝典型断面
Fig.2 Typical section of main earth dam

表 2 坝体和坝基各区域土性参数

Table 2 Parameters of soil characteristic of dam body and dam ground

区域、序号	k_z /m·d ⁻¹	γ /kN·m ⁻³	γ_{sat} /kN·m ⁻³	e	c /kPa	ϕ /(°)
① 河床砂	111.45	20.4	20.4		15	37.5
② 砂壤土	0.051 1	18.3	18.84		24	28.1
③ 砂垫层	111.45	20.4	20.4		15	37.5
④ 淤泥质黏土	0.001 99	16.5	16.95	1.377	7	31.8
⑤ 含腐木淤泥质土	0.000 54	14.6	15.28	1.514	18	29.4
⑥ 黏土	0.000 12	18.2	18.51		21	32
⑦ 全风化花岗岩	0.000 86	19.6	20.4		4	35
⑧ 砂垫层	111.45	20.4	20.4		15	37.5
⑨ 砂壤土	0.051 1	18.3	18.84		24	28.1
⑩ 淤泥质黏土	0.001 99	16.5	16.95	1.377	7	31.8
⑪ 含腐木淤泥质土	0.000 54	14.6	15.28	1.514	18	29.4
⑫ 黏土	0.000 12	18.2	18.51		21	32
⑬ 防渗墙	0.000 01	22.0	22.0		8500.0	0.0
⑭ 上游压载	0.063 9	18.7	19.89		19	28.9
⑮ 坝体	0.064	18.7	19.89	0.469	19	28.9
⑯ 排水棱体	86.4	20.0	20.0		0.5	30.0
⑰ 下游压载	0.063 9	18.7	19.89		19	28.9
⑱ 坝体	0.064	18.7	19.89	0.469	19	28.9

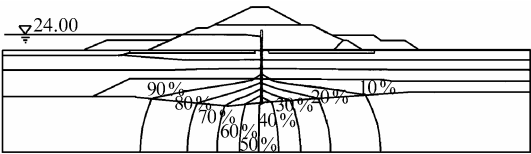
4 计算成果分析

4.1 渗流计算成果及分析

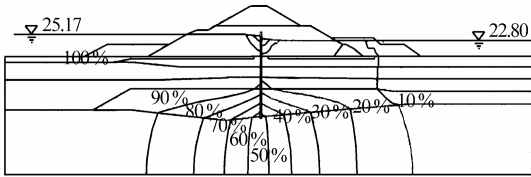
假设土体的水平渗透系数 k_x 与表 2 中 k_z 相等，计算各种工况下心墙坝典型断面的渗流特性（图 3），可以发现心墙的防渗效果与上下游水位有关：

（1）当上游水位低于心墙高程时，在工况 1 所示的低水位时（图 3(a)），心墙下游逸出位势接近 0，表明心墙几乎削减了全部水头；随着水位的增加，心墙下游逸出位势逐渐增大，在工况 2 所示的水位时（图 3(b)）削减水头约为 70 %；

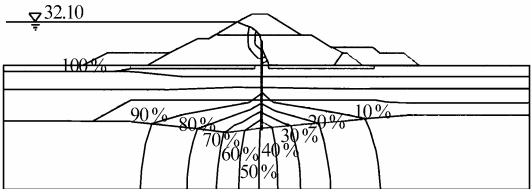
（2）当上游水位高于心墙高程时，心墙下游逸出位势一般在 30 %~60 %，同等情况下防渗效果随着下游水位的增高而降低（图 3(c)和(d)）。



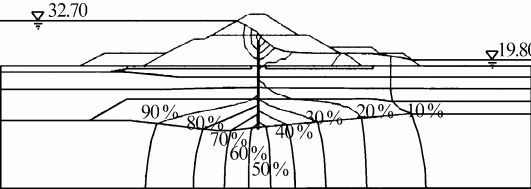
(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 7



(d) 工况 10

图 3 不同工况下大坝浸润线及等势线
Fig.3 Saturation line and equipotential lines of dam under different regimes

另外，渗流计算结果还表明，虽然坝基下表层设有一薄层砂垫层导水，但由于坝基浅层分布有较厚的淤泥质土层，渗透性较差，故在上游水位较高（接近坝顶高程），且下游水位接近或高于下游压载

顶面高程时, 坝身下游坡面会产生顺坡面出流, 如图 4 所示。

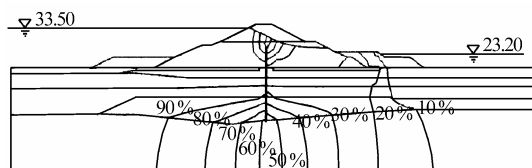


图 4 高水位下的渗流自由面及等势线图

Fig.4 Free surface of seepage and equipotential line under high water level

4.2 稳定计算成果及分析

根据《碾压式土石坝设计规范》(SDJ218—84)^[6]及修改和补充规定, 坝坡抗滑稳定允许最小安全系数 $[F_s]$ 如表 3 所示。进行坝坡稳定分析时, 当计算所得的最小安全系数 $F_{smin} > [F_s]$ 时, 可以认为坝坡是稳定的。

表 3 坝坡抗滑稳定最小安全系数 (瑞典圆弧法)

Table 3 Minimal safety factor of slide-resistant stability of dam slope

运用条件	工程等级			
	1	2	3	4、5
正常运用条件	1.30	1.25	1.20	1.15
非常运用条件	1.20	1.15	1.10	1.05

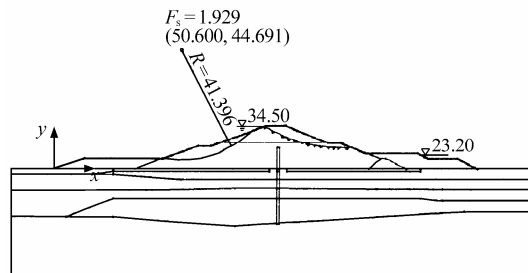
根据前述渗流稳定计算方法对表 1 中 1~11 种工况的上下游坝坡进行了整体稳定分析 (其中稳定渗流期的大坝下游坝坡为验算控制因素), 计算结果汇总于表 4, 作为示意, 图 5 仅给出了对应于工况 11 的上下游坝坡最危险滑弧位置。

表 4 稳定渗流期坝坡稳定计算结果表 (瑞典圆弧法)

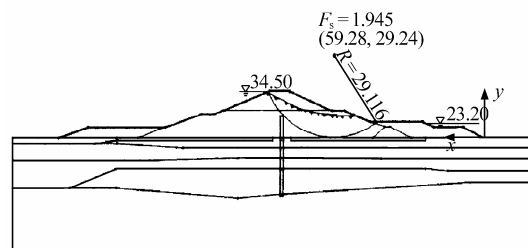
Table 4 Calculation results of dam slope stability during stable seepage period (Sweden arc method)

工况 编号	上游 下游		上游坝坡				下游坝坡			
	水位 /m	水位 /m	X /m	Y /m	R /m	F_{smin}	X /m	Y /m	R /m	F_{smin}
1	24.00	17.99	58.00	22.00	32.97	1.975	26.00	51.56	68.97	2.569
2	25.17	22.80	56.80	25.67	35.74	1.997	23.36	56.20	73.735	2.095
3	28.65	22.00	58.72	34.64	34.43	2.047	24.12	54.76	72.40	2.067
4	31.17	23.20	57.63	27.32	33.51	2.052	28.16	66.16	77.16	2.099
5	30.20	17.99	59.28	23.56	30.91	2.040	26.24	49.88	67.74	2.528
6	27.80	19.80	60.24	23.80	31.12	1.984	25.04	53.36	70.86	2.213
7	32.10	17.99	58.25	35.28	34.80	2.066	26.00	50.00	67.96	2.516
8	30.00	19.80	59.04	35.28	35.156	2.055	25.00	54.00	71.30	2.196
9	34.20	17.99	52.60	40.72	37.96	1.969	26.50	48.50	66.68	2.425
10	32.70	19.80	58.25	34.04	33.69	2.050	25.20	52.56	70.23	2.159
11	34.50	23.20	50.60	44.69	41.40	1.929	59.28	29.24	29.12	1.945

注: 坐标系原点取上游 (下游) 反压平台坡线与地面的交点, X、Y 指横纵坐标值, R 指危险圆弧半径。



(a) 对应工况 11 的上游坝坡最危险滑弧



(b) 对应工况 11 的下游坝坡最危险滑弧

图 5 最危险滑弧示意

Fig.5 Sketch map of the most dangerous slip arc surface

图 5 及表 4 结果表明, 所计算的各种工况下大坝上下游边坡的最小安全系数均大于允许最小安全系数 $[F_s]$, 表明所计算断面具有足够的整体稳定性。

4.3 考虑软土地基渗透特性变化对渗流场的影响

根据式 (4) 所示的有限元计算公式, 可进行应力场影响下的渗流场分析。当考虑压缩应力对坝基中软土层渗流特性的影响时, 可以发现渗流稳定性有明显的降低, 特别是在高水位的情况下。图 6 为叠加渗流场和应力场后, 由式 (11) 确定新的渗透系数后的等势线计算结果 (对应工况 10), 将其与图 3(d)相比可见, 防渗墙下游等势线明显加密, 水力坡降也有明显增大, 防渗墙对压力水头的削减不到 30%, 相应的稳定安全系数 (下游) 也有明显下降。由此可见, 当心墙坝位于软土地基上时, 软土层的压缩特性将进一步加大坝体渗流场的非均匀性, 对于坝坡的渗透稳定会产生非常不利的影响。

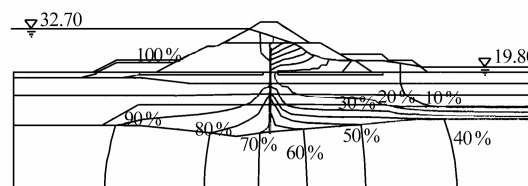


图 6 考虑软土地基渗透特性变化后的
大坝浸润线及等势线

Fig.6 Saturation line and equipotential lines of dam considering seepage characteristics of soft clay ground

5 结 语

心墙坝是一种可以削减压力水头的挡水坝型,但削减幅度与上下游水位有关,当上游水位低于心墙坝时,其防渗作用随着水位的增高而降低;当上游水位高于心墙坝时,防渗作用明显降低,且同等情况下防渗效果随着下游水位的增高而降低。另外,对于所计算的典型断面,当上游水位接近坝顶高程、下游水位接近或高于下游压载顶面高程时,坝身下游坡面会产生顺坡面出流。

位于软土地基上的心墙坝不能忽视软土的固结特性对渗透特性的影响,进行渗透稳定性分析时必须将坝体和坝基作为一相互作用的整体,充分考虑软土坝基对坝体渗流场的不利影响,以对大坝的整体安全作出符合客观实际的评价。

参 考 文 献

- [1] 顾慰慈编著. 渗流计算原理及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [2] 毛昶熙, 段祥宝, 李祖貽. 渗流数值计算与程序应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1999.
- [3] 陈晓平, 茜平一, 梁志松, 等. 非均质土坝稳定性的渗流场和应力场耦合分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(6): 860—864.
CHEN Xiao-ping, QIAN Ping-yi, LIANG Zi-song, et al. Coupling analysis of heterogeneous earth dam stability of seepage field and stress field[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(6): 860—864.
- [4] 薛兴度, 魏道堃. 上海软黏土固结参数变化分析及非线性固结计算[A]. 第二届华东地区岩土力学学术会议论文集[C]. 浙江: 浙江大学出版社, 1992. 133—138.
- [5] 广东省飞来峡水利工程建设总指挥部编. 飞来峡水利枢纽建设文集[C]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [6] SL274—2001, 碾压式土石坝设计规范[S].
- [7] JIA Yong-gang, SHI Wen-jun, SHAN Hong-xian, et al. In-situ test study on silt strength's loss and recovery due to vibration load in the Yellow River mouth[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(3): 351—358.
- [6] Putnam J A. Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom[J]. **Transaction. American. Geophysical Union**, 1949, 30(30): 349—346.
- [7] Moshagen H, Torum A. Wave induced pressures in permeable seabed[J]. **Journal of Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE**, 1975, 101(1): 49—57.
- [8] Yamaoto T. Wave-induced pore pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations[J]. **Ocean Engineering**, 1981, 8(1): 1—16.
- [9] Jeng D S, Lee T L. Dynamic response of porous seabed to ocean waves[J]. **Computers and Geotechnics**, 2001, 28: 99—128.
- [10] Jeng D S, Lin Y S. Finite element modeling for water waves-soil interaction[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 1996, 15(5): 283—300.
- [11] 栾茂田, 张晨明, 王栋, 等. 波浪作用下海床孔隙水压力发展过程与液化的数值分析[J]. 水利学报, 2004, (2): 94—100.
LUAN Mao-tian, ZHANG Chen-ming, WANG Dong, et al. Numerical analysis of residual porewater pressure development and evaluation of liquefaction potential of seabed under wave loading[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2004, (2): 94—100.
- [12] 杨少丽, 沈谓谔, 杨作升. 波浪作用下海底粉砂液化的机制分析[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(4): 28—37.
YANG Shao-li, SHEN Wei-quan, YANG Zuo-shen. The mechanism analysis of seafloor silt liquefaction under wave loads[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1995, 17(4): 28—37.

上接第 1375 页