

DOI :10.3880/j.issn.1006-7647.2010.05.016

粉煤灰坝动力稳定性有限元分析

张爱军 刘宏泰 郭敏霞

(西北农林科技大学水利与建筑工程学院 陕西 杨凌 712100)

摘要 :以粉煤灰坝工程为研究对象 ,采用二维动力有限元分析和坝坡极限平衡分析相结合的方法 ,研究在地震作用下粉煤灰坝的液化特性及动力稳定性。研究表明 :目前粉煤灰子坝宜按照坡比 1:3 左右、单级子坝坝高不超过 5 m 进行设计 ;在子坝有必要的防渗和排水设施、初期坝排水设施比较完善的情况下 ,需在运行期给灰库上游再留 50 m 左右的干滩 ;粉煤灰子坝在地震作用下不会发生液化 ,只是在上游灰库表面 1.0 ~ 2.0 m 深度内的粉煤灰会发生液化 ,不至于引起坝体失稳 ,坝体安全有保证。

关键词 粉煤灰坝 动力稳定性 ;有限元分析 ;Geostudio

中图分类号 :TV641 文献标识码 :A 文章编号 :1006-7647(2010)05-0061-04

Finite element analysis for dynamic stability of fly-ash dams//ZHANG Ai-jun ,LIU Hong-tai ,GUO Min-xia(College of Water Resources and Architectural Engineering ,Northwest A & F University ,Yangling 712100 ,China)

Abstract :The liquefaction and dynamic stability of the foundation of a fly-ash dam under seismic load were studied by combining the two-dimensional dynamic finite element analysis with the limit equilibrium analysis of dam slope method. The research results show that according to the slope ratio of 1:3 for the current fly-ash sub-dams ,the height of single-stage sub-dam is not designed more than 5 m. When the sub-dam has necessary impervious elements and drainage facilities and the starter dam has good drainage facilities ,dry sands about 50 m in length are designed at the upper reaches of fly-ash silo during the operating period. Liquefaction does not occur in the fly-ash sub-dam under seismic load ,but it only occurs within the range of 1.0 ~ 2.0 m in depth at the upper reaches of fly-ash silo. Accordingly ,it does not cause dam instability so as to ensure the dam safety.

Key words :fly-ash dam ;dynamic stability ;finite element analysis ;Geostudio

近年来分期加高的灰坝逐渐增多 ,为了节省投资 利用粉煤灰本身堆筑成为子坝已经成为大型火电厂储灰场的发展趋向。而粉煤灰在地震作用下其孔隙水压力上升极易引起液化 ,从而丧失其强度 ,对坝体安全极为不利^[1-2]。因此 ,研究灰坝坝体在地震作用下的液化特性和动力稳定性是粉煤灰坝需要解决的关键技术问题。笔者结合工程实例 ,采用二维动力有限元分析方法研究坝体在地震作用下的液化特性及动力稳定性 ,得到一些有意义的结论。

1 计算方法原理

1.1 有限元动力计算原理

动力反应分析的实质是求解动力方程^[3-6] :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = R(t) \tag{1}$$

式中 : M 、 C 、 K 分别为总体质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵 ; $R(t)$ 为地震动力荷载 ; $\ddot{u}$ 、 $\dot{u}$ 、 u 分别为节点

相对于基岩的加速度向量、速度向量和位移向量。

质量矩阵就是各单元质量矩阵的集合 ,这里认为单元加速度分布相同 ,各单元的 4 个节点各承担 1/4 份单元质量 ,即采用集中质量法计算 :

$$M^e = \int_{\Omega^e} \rho \psi^T \psi d\Omega \tag{2}$$

式中 : ψ 是函数 ψ_i 的矩阵 ,而 ψ_i 在分配节点 i 区域内为 1、区域外为 0 ; ρ 为单元密度 ; Ω^e 为单元的体积域。

总体阻尼矩阵采用瑞利阻尼矩阵 :

$$C = \lambda \omega M + \frac{\lambda}{\omega} K \tag{3}$$

式中 : λ 为单元阻尼比 ; ω 为坝体的基频。

刚度矩阵 K 的计算与静力计算公式一致 ,只是在计算单元弹性矩阵时用剪切模量 G 代替弹性模量 E 。荷载向量 $R(t)$ 采用式(4)计算 :

$$R(t) = -E_x \ddot{\delta}_{gx}(t) - E_y \ddot{\delta}_{gy}(t) \quad (4)$$

$$\text{其中 } E_x = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & 0 & & & \\ & & m_2 & & \\ & & & \dots & \\ & & & & m_n \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

$$E_y = \begin{bmatrix} 0 & & & & \\ & m_1 & & & \\ & & 0 & & \\ & & & \dots & \\ & & & & 0 \\ & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

式中 $\ddot{\delta}_{gx}(t)$ 、 $\ddot{\delta}_{gy}(t)$ 分别为作用于基岩的水平和垂直方向的地震加速度(本次计算只考虑水平方向的地震加速度); E_x 、 E_y 为节点的集中质量矩阵; m_1 、 m_2 、 $\dots$ 、 m_n 为节点的集中质量。

1.1.1 材料的本构关系

动力计算中,采用哈丁-德聂维契(Hardin-Drnevich)等效黏弹性模型反映土体的动力特性,认为动剪切模量与剪应变之间存在双曲线关系,计算式如下:

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5)$$

$$D = \frac{D_{\max} \gamma}{\gamma + \gamma_r} \quad (6)$$

其中 $G_{\max} = k_2 (\sigma'_m)_{\gamma_r}^2$ $\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$

式中: G 、 D 分别为动剪切模量和阻尼比; $G_{\max}$ 为初始剪切模量; σ'_m 为平均有效应力; $D_{\max}$ 、 k_2 、 n_2 为试验参数; γ 为动剪应变; γ_r 为参考动剪应变。

1.1.2 动孔隙水压力的计算方法^[4]

根据动力试验结果,振动过程中动孔隙水压力的增长符合以下规律:

$$\frac{u_d}{u_{df}} = \frac{N}{N_f} \quad (7)$$

式中: u_d 为振动孔压; u_{df} 为破坏孔压; N_f 为破坏振次; N 为振动次数。

破坏振次根据土体的强度曲线确定。根据动力试验资料,对于土体的动力强度曲线,可以有以下计算公式:

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_{3c}} = AN_f^{-B} \quad (8)$$

式中: τ_d 、 σ'_{3c} 分别为动剪切应力和初始静力情况下的有效小主应力; A 、 B 为试验常数。 τ_d/σ'_{3c} 也称为动剪应力比。

1.1.3 坝体自振频率的确定

坝体的自振频率可以由坝体结构特征方程得到:

$$K\delta_0 = \bar{\omega}^2 M\delta_0 \quad (9)$$

式中: $\bar{\omega}$ 为坝体的自振频率; δ_0 为结点振幅列阵。

1.2 动力整体方程的解法

采用 Wilson θ 隐式积分的方法对以上方程进行非线性迭代计算。

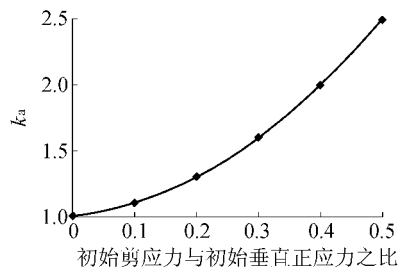
1.3 塑性区和破坏区标准的选择

研究表明,在水平地基上用孔压水平判别液化是较为合适的,但是对于像本文斜坡地基而言,由于初始剪切力的影响,需要对其进行一定的修正。本文按照 Seed 等^[7]的方法对动剪切应力比进行修正,从而实现液化判别标准的修正。修正式如下:

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{3c}} \right)_{\text{修正}} = k_a k_s \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{3c}} \right)_{\text{室内试验}} \quad (10)$$

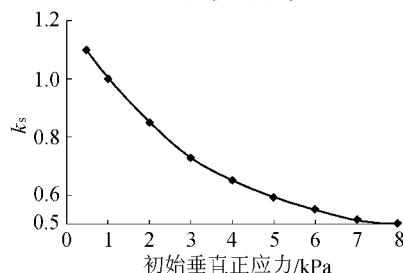
式中: k_s 、 k_a 为修正系数。 k_a 是初始水平剪应力与初始垂直正应力之比的函数, k_s 为初始垂直正应力的函数。

k_s 、 k_a 修正系数变化曲线见图 1。



初始剪应力与初始垂直正应力之比

(a) k_a 修正曲线



(b) k_s 修正曲线

图 1 k_s 、 k_a 修正系数变化曲线

经过对剪切应力比进行修正后,可以按照动孔

压与初始静小主应力之比判断土体是否液化, $\frac{u_d}{\sigma'_{3c}} \geq 1.0$ 表示土体发生液化,否则即认为不发生液化。

1.4 边坡动力稳定性分析

本文采用 Seed 在 Newmark 提出的方法基础上的改进方法进行坝坡的稳定性分析,其计算原理如下:

滑动面上的抗剪力为

$$\sum \tau_{fi} l_i = \sum c'_{di} l_i + \sum (\sigma_n + \sigma_d - u) l_i \tan \varphi'_{di} \quad (11)$$

滑动面上的滑动力为

∑τ_il_i = ∑(τ_s + τ_d)l_i (12)

边坡的动力抗滑稳定安全系数为

k_d = (∑τ_{ti}l_i) / (∑τ_{si}l_i) (13)

式中:c'_{di},φ'_{di}分别为各单元土体的动力有效黏聚力及动力有效内摩擦角;σ_n,σ_d,u 分别为法向静应力、法向动应力和超孔隙水压力;l_i为滑动面通过各单元的长度;τ_i,τ_s,τ_d分别为滑动面上各滑弧段上的滑动剪应力、静切向剪应力和动切向剪应力。

根据抗滑稳定性安全系数的公式定义可知,若k_d≤1.0,表明边坡将可能失稳。

2 算例分析

2.1 工程概况及计算参数的选取

算例粉煤灰坝位于山谷中,初期坝为土石坝,最大坝高12m,坝顶宽5m,上游面坡度1:2.25,下游面坡度为1:2.25。主坝坐落在泥质砂岩或角砾上。工程初期灰场拟在灰面达到设计标高时加高一级子坝,作为本期工程初期灰场。子坝坝高初拟为4.0m,上下游边坡均初拟为1:3.5。子坝拟采用水力冲填法,冲填材料为库内的沉积灰渣,材料计算参数均由现场取样后在室内进行动力试验得出(表1)。根据单向排水水力冲填粉煤灰模型试验,采用50cm冲填厚度作为施工控制标准,粉煤灰相对密度D_r=0.75(干密度为1.28g/cm³),灰料的动强度曲线见图2(k_c=1.5,综合应变ε_{df}=5%)。

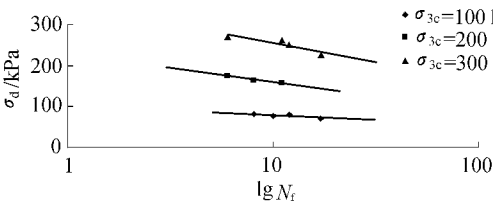


图2 灰料的动强度曲线

基坝材料的阻尼比与剪应变的关系曲线较为复杂,无法用公式拟合,计算中以样条曲线代替,曲线形式如图3所示。

本区地质构造稳定性良好,地区地震基本烈度

按8度考虑。计算中将唐山迁安强余震实测的基岩地震加速度曲线作为本工程计算基岩地震加速度曲线的样板。采用seed提出的方法^[8-9],确定其最大地震加速度为0.2g,地震持续时间为10.0s。计算中假定地震惯性力沿水平垂直于坝轴线方向作用于基岩上,地震波从基岩向坝体传播,计算地震加速度变化曲线如图4所示。

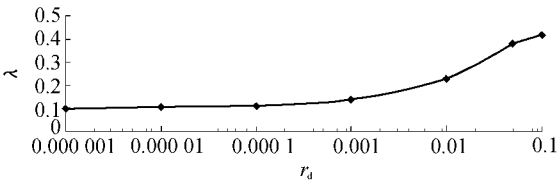


图3 基坝材料阻尼比随剪应变变化曲线

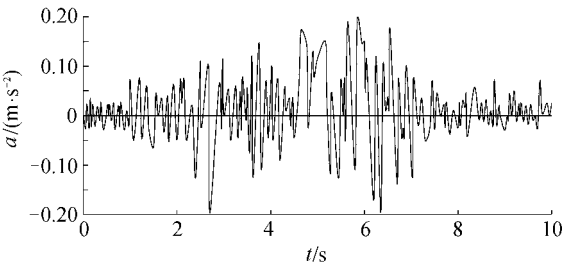


图4 计算基岩地震加速度反应曲线

2.2 动力计算结果分析

计算分析了灰坝上游有0m和50m干滩情况下2种工况坝体的动力反应。

图5列出了最大加速度发生时刻(即地震持续时间为5.65s的时刻,0m干滩)坝体加速度等值线。结果表明,在加速度最大值发生时刻,坝体水平加速度随着坝高的增加而逐渐增加,基坝内部加速度反应较为均匀,坝体水平加速度由初期坝到各级子坝逐渐增大,并且上游库区和二级子坝坝顶加速度为最大,说明坝体发生地震惯性力最大之处位于上坝顶。

经计算,最大水平动位移发生于地震持续时间为6.025s时。此时坝体的水平动位移由坝基到坝顶逐步增大,在坝顶处达到最大值。但是,坝体动水平位移幅值不大,并且为弹性变形,在地震结束后得到恢复,说明坝体是稳定的。

以上均为浸润线按0m干滩时的计算结果。在有50m干滩情况下,若在沉积灰表层一定深度内按照固结比1.0选取动力参数时,各坝段的水平加速

表1 坝体动力计算参数

序号	材料类型	密度/(kg·m ⁻³)	k ₂	n ₂	λ _{max}	μ	θ	m	A	B
1	子坝冲填灰	1750	176	0.97	0.217	0.38	1.65	0.402	-0.068	0.561
2	沉积灰	1690	169	0.88	0.258	0.4	1.25	0.306	-0.059	0.425
3	基坝(初期坝)	2170	711	0.50	0.420	0.28		0.806	0.217	
4	垫层和棱体	2250			0.100	0.22				
5	坝基	2230	1701	0.57	0.210	0.26				

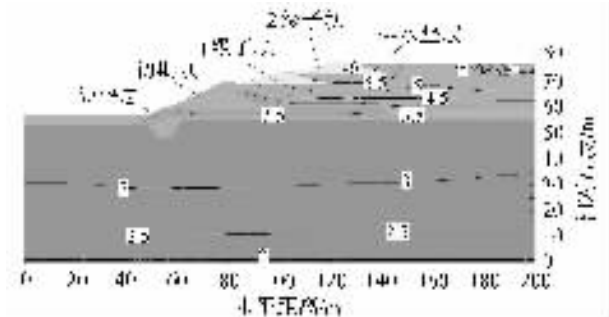


图5 地震持续 5.65s 时(最大加速度发生时)
加速度反应等值线(单位 m/s^2)

度和水平位移等变化规律与 0m 干滩的基本一致。

动孔隙水压力计算结果(图 6)表明:浸润线按 0m 干滩计算时上游库区沉积灰内的动孔压由顶部到底部逐渐增大,最大孔压值为 80 kPa,发生在沉积灰底部,初期坝和各级子坝由于有防渗和排水措施处于非饱和状态,动孔压几乎为零。在有 50m 干滩的情况下,由于坝前 50m 范围内有大片的非饱和区,动孔压主要分布在上游沉积灰内部,孔压分布也是从沉积灰顶部到底部逐渐增大,最大值在 80 kPa 左右。由计算得到的超孔压值与初始应力比,按照式(10)判断得出 2 种情况下沉积灰表层饱和区 1.0m 深度内有局部液化区存在,但是由于距离坝基与坝坡较远,不至于引起坝坡失稳。

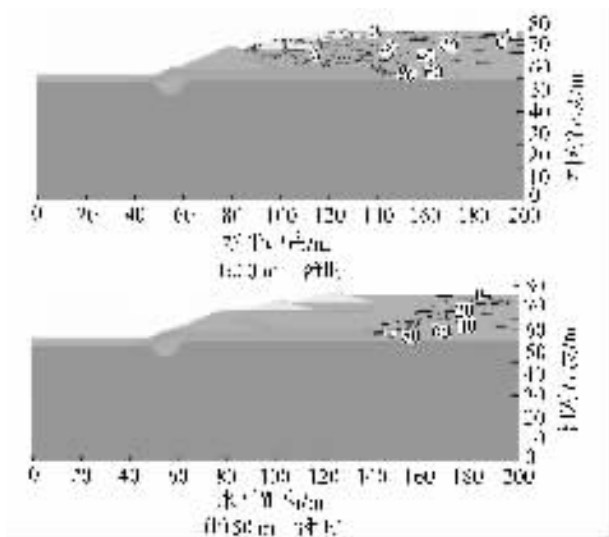


图6 超孔隙水压力分布等值线(单位 kPa)

2.3 动力稳定性分析

由第 2 节提出的方法计算坝体动力稳定性安全系数随着地震持续时间的变化,结果表明:两坝段在地震作用下,各个时刻的抗滑稳定安全系数均在 2.0 左右,大于 1.0。相应的危险滑弧位置如图 7 所示,最危险滑弧均集中在基坝之中,说明坝坡是安全的。

3 结 论

a. 有限元动力反应与边坡极限平衡稳定性分



图7 10s 时最小安全系数对应的滑弧位置
析相结合的方法,是研究粉煤灰坝在地震情况下安全性的的重要手段。通过现场取样室内动力试验得出的相关参数可以作为坝体动力安全分析的依据。

b. 粉煤灰本身具有动力液化的特性,粉煤灰填筑的子坝直接坐落在上游饱和沉积灰上面,而库区上游沉积灰的沉积密度完全依靠自然沉积作用形成,其均匀性极差。这些因素对粉煤灰子坝的安全极为不利。因此,对上游沉积粉煤灰进行原位密度试验和地质勘察,并进行动力数值分析是非常必要的。

c. 本文计算结果表明:在子坝有必要的防渗和排水设施、初期坝的排水设施也较完善的情况下,运行期给灰库上游再留 50m 左右的干滩,粉煤灰子坝在地震作用下不会发生液化,只是在上游灰库表面 1.0~2.0m 深度内的粉煤灰会发生液化,不至于引起坝体失稳,坝体安全有保证。类似工程分析也支持本文的结论。

参考文献:

- [1] 周健,董鹏,戚佩江.灰渣坝抗震稳定性的三维有效应力动力分析[J].工业建筑,2000,30(6):45-56.
- [2] 郭秀兰,宿辉.石门沟贮灰坝动力稳定性分析[J].河北水利水电技术,2003(5):27-28.
- [3] 朱百里,沈珠江.计算土力学[M].上海:上海科学技术出版社,1990.
- [4] 谢定义.土动力学[M].西安:西安交大出版社,1988.
- [5] 严祖文,杨建民.坝基地震液化特性及动力稳定性分析[J].世界地震工程,2008,24(3):140-145.
- [6] 李永乐,陈宇,彭成山,等.地震作用下的灰坝液化特征及其动力稳定性分析[J].地质科技情报,2002,21(1):83-86.
- [7] SEED H B, IDRISS I M. Influence of soil conditions on ground motions during earthquake[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1969, 95:125-133.
- [8] 张锐,迟世春,林皋,等.地震加速度动态分布及对高土石坝坝坡抗震稳定的影响[J].岩土力学,2008,29(4):1072-1076.
- [9] SEED H B, MARTIN G R. The seismic coefficient in earth dam design[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1966, 92:25-58.

(收稿日期 2009-12-15 编辑:高建群)