某斜心墙堆石坝动力有限元分析

李　振,李　鹏,张爱军,骆亚生

(西北农林科技大学水利与建筑工程学院,陕西 杨凌　712100)

摘要:为了解某在建水库大坝在地震力作用下的受力及变形特性,为工程设计论证提供依据,选用哈丁-德聂维契(Hardin-Drnevich)等效黏弹性模型反映土体的动力本构关系,用徐志英孔压增长模型反映动力作用下饱和土体的孔隙水压力变化规律,用集中质量法得到质量矩阵,用瑞利法得到阻尼矩阵,以此对该坝的动力特性进行动力有限元计算,并从坝体的受力和变形方面进行分析,得出了坝体动剪应力与剪应变的分布规律,说明该坝在正常蓄水位加地震工况下是稳定的.

关键词:斜心墙堆石坝;动力特性;变形特性;数值分析;有限单元法

中图分类号:TV641.4+2/TV314　　文献标识码:A　　文章编号:1006-7647(2005)S1-0046-04

大体积水工结构的动力分析,特别是地震作用下的动力分析,是水工设计中的一个重要而复杂的问题.应用有限元法能比较合理地进行大体积水工结构的动力计算[1].斜心墙堆石坝是土石坝的一种主要类型,其主要优点是剖面小,工程量少,造价低,施工受气候的影响较小,抗震性能比土坝好,因而在地震区选用堆石坝,其稳定性比土坝优越[2].为了解斜心墙堆石坝地震作用下的动力特性,本文结合某在建水库大坝进行有限元动力特性计算分析,该工程属于大(2)型二等工程,主要建筑物为Ⅱ级.枢纽工程包括拦河大坝、导流泄洪洞、溢洪道、供水发电洞等建筑物.拟建的拦河大坝坝型为黏土斜心墙堆石坝,坝顶高程为 763.8 m,最大坝高为 72.2 m,坝顶长度为 637.0 m,正常蓄水位为 759.0 m,工程抗震设计烈度为 7 度.拦河大坝是该工程的关键性建筑物,通过动力有限元计算,分析了解斜心墙堆石坝的应力和变形状况,为设计提供指导.

1　动力有限元计算原理[2-5]

动力反应分析的实质是求解动力方程:

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

式中:M,C,K 分别为总体质量矩阵、总体阻尼矩阵、总体刚度矩阵;$R(t)$为动力荷载向量,也就是地震波;$\ddot{u}$,$\dot{u}$,u 分别为节点相对于基岩的加速度、速度和位移.

总体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 4 个节点各承担1/4份单元质量,即采用集中质量法计算,即

$$M^{e} = \int \rho \Psi^{T} \Psi \mathrm{d}\Omega^{e} \tag{2}$$

式中:M^{e} 为单元质量矩阵;Ψ 是函数 Ψ_i 的矩阵,$\psi_i = \begin{cases} 0 & \text{分配节点 } i \text{ 区域内} \\ 1 & \text{域外} \end{cases}$;$\rho$ 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:

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

式中:D 为单元阻尼比;ω 为坝体的基频.

刚度矩阵 K 的计算公式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 代替杨氏模量 E.荷载向量 $R(t)$采用下式计算:

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

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过程值;E_x,E_y 为节点的集中质量矩阵,

$$E_x = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & 0 & & & & \\ & & m_2 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & m_n & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

作者简介:李振(1969—),男,陕西华县人,工程师,硕士研究生,主要从事岩土工程试验及研究工作.

$$E_y = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & 0 & & & & \\ & & m_2 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & m_n & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

其中：$m_1, m_2, \cdots, m_n$ 为节点的集中质量.

考虑到工程等级，按照有关规范的要求只进行水平方向的地震计算[6,7]，不考虑垂直地震的影响，而且只计算垂直坝轴线方向的水平地震，不考虑平行坝轴线方向的地震影响，因为平行坝轴线方向上的地震对坝体的影响不大.

动力计算中选用哈丁-德聂维契（Hardin-Drnevich）等效黏弹性模型反映土体的动力本构关系，计算公式如下：

$$G_d = \frac{G_{d\max}}{1 + \gamma_h} \tag{5}$$

$$D_d = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} D_{d\max} \tag{6}$$

$$\gamma_h = [1 + A e^{-B\frac{\gamma_d}{\gamma_\gamma}}] \frac{\gamma_d}{\gamma_\gamma} \tag{7}$$

式中：G_d，D_d 分别为动剪切模量和动阻尼比；$G_{d\max}$ 为最大动剪切模量，$G_{d\max} = k(\sigma'_m)^n$，其中 σ'_m 为平均有效应力，k 和 n 为试验参数. 由于实际得出的应力应变曲线并不完全符合双曲线规律，因此对 γ_d/γ_γ 加以修正后用 γ_h 代替，γ_d 为动剪应变；$e = 2.718$；A，B 为双曲线修正系数，可以查表得出[5]；γ_γ 为参考应变，$\gamma_\gamma = \tau_{\max}/G_{\max}$，$\tau_{\max}$ 为最大剪应力.

用徐志英孔压增长模型反映动力作用下饱和土体的孔隙水压力变化对坝体应力的影响，用集中质量法得到质量矩阵，用瑞利法得到阻尼矩阵，以此对斜心墙堆石坝进行动力有限元计算分析[8,9].

2 计算参数的选择

2.1 计算基岩加速度反应曲线

用小浪底水利枢纽使用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模拟曲线[10]. 该加速度曲线的最大加速度为 $0.5g$，地震历时为 15.7 s. 本工程设计地震烈度为 7 度，由 GB18306-2001《中国地震动峰值加速度区划图》中图 A1 查知，本工程设计基岩地震加速度为 $0.1g$. 采用 seed 提出的方法[3]，对上述地震曲线进行折减，其加速度值统一折减到原来的 1/5，使得地震加速度最大值变成 $0.1g$，地震持续时间仍然采用 15.7 s. 折减后的加速度过程曲线作为计算加速度曲线. 计算中假定地震惯性力是沿水平方向作用于基岩上，而地震波由基岩向上传播.

2.2 材料动力参数选择

动力计算是计算正常蓄水位加地震时坝体的动力反应，因此，对于浸润面以下的土体采用浮密度，而对于水上的材料采用湿密度；动力泊松比 μ_d 参照相关工程选取；动力计算中用到的静有效应力指标值（c'，φ）均选择与静力计算一致的值.

动力试验表明，对于粗粒材料（如坝壳料、反滤料和过渡料）动剪切模量和动应力的关系如下：

$$\frac{G_d}{G_{d\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_d}{w}} \tag{8}$$

$$D_d = \frac{a\gamma_d\left(1 + \frac{\gamma_d}{b}\right)}{b} \tag{9}$$

式中：w，a，b 均为试验拟合参数（分析表明其值可以用 $\frac{\gamma_d}{\gamma_\gamma}$ 代替）；a 为试验参数（分析表明：$a = D_{d\max}$）因此，对于粗粒材料而言，公式(7)中的参数 $A = 0$，$B = 1$.

对于心墙等细粒材料，动力试验表明：

$$\frac{G_d}{G_{d\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_d}{\gamma_\gamma}} \tag{10}$$

$$\frac{D_d}{D_{d\max}} = \left(1 - \frac{G_d}{G_{d\max}}\right)^m \tag{11}$$

式(11)中动阻尼比的计算与公式(6)中不同，为了统一计算，将数据进一步按式(6)进行拟合，得到的结果表明，在计算剪应变范围内，式(11)中的拟合系数 m 值均在 0.7～0.8 之间，所以计算中近似地按照公式(6)计算.

综上所述，动力计算参数的选取值见表 1.

表 1 动力计算参数

编号	材料类型	c'/kPa	φ'/(°)	k	n	μ_d	$D_{d\max}$
1	坝壳料	30	37.8	1627.59	0.47	0.42	0.180
2	过渡料	30	38.8	1794.21	0.53	0.42	0.178
3	反滤料	30	36.7	1794.21	0.53	0.42	0.178
4	心墙土（饱和）	39	26.2	90.30	1.04	0.49	0.213
5	贴坡排水堆石	30	40.3	2000	0.50	0.42	0.180
6	卵石混合土	80	39.1	1701.29	0.57	0.45	0.206
7	Q_2 低液限黏土（饱和）	51	21.3	90.30	1.04	0.49	0.213
8	混凝土	20000	45.0	240000	0	0.42	0.050

3 静力计算结果简述

静力计算中的本构关系选用邓肯-张非线性模型[11]，用中点刚度法逐级求解. 斜心墙静力计算中垂直变形中间大两边小，在坝体上部垂直变形的等值线基本上是一条垂线，说明该部分坝壳土体本身

变形较小，基本随心墙土向下作平行移动，这充分说明上游坝壳土体是随着心墙土体的变形而变形，对心墙有压缩作用. 这种向下的压缩作用在坝顶以下、4/5 坝高以上的土体中表现得较为明显，上游坝壳对心墙的压缩作用表现显著. 斜心墙在竣工期的有效主应力 σ_1，σ_3 的分布在坝体两侧较大，而心墙内部较小，最大垂直应力发生在坝体底部，为 1.6 MPa；心墙内部的应力分布极不均匀，其值远远小于两侧的应力，其中以坝顶以下 2/3 坝高处应力与坝壳应力的差值最大. 计算竣工期坝体的变形实际上是坝体整个填筑期的总的变形量，由于坝体材料较软，计算得到的总的沉降变形量较大. 另外，由于堆石料中含有大量的风化泥岩，使得过渡料和反滤料的变形模量较堆石料的变形模量大，所以在过渡区与反滤层处坝体的变形明显小于堆石区.

4 计算范围与单元的划分

动力计算均从基岩开始进行，认为地震波从基岩向上传递，本工程坝体坐落在基岩之上，因此计算中坝基部分从基岩算起，包括坝基卵石土. 坝基软弱夹层分布于整个坝基，剪切模量较低，并且呈较强的各向异性，水平向模量和强度较垂直向的大得多，它的存在对基岩地震波有削减作用，作为安全考虑计算中不计该层对动力的影响.

用 4 节点等参有限元对坝体进行离散. 单元划分时，对于应力较为集中的心墙、过渡料区和廊道等附近进行了局部的加密，对于浸润面上下按照不同的材料考虑，剖面单元划分见图 1. 计算工况为正常蓄水位加 7 度地震.

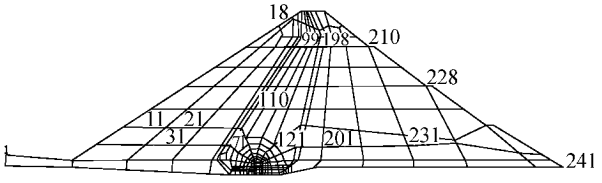


图 1　斜心墙断面网格

计算中先分 8 级进行坝体自重应力作用下的坝体应力，然后再分 8 级计算在上游蓄水情况下(正常蓄水位)的坝体静应力，以上计算得到的值就是动力计算的初始应力场. 在此初始应力场下进行地震动力反应计算，得到坝体的动力反应值.

5 计算成果分析

通过动力计算可以得到坝体各节点的水平加速度反应值和水平方向的动位移值，得到各单元的动剪应力和动剪应变反应值，以及坝体整体的自由振动频率，从而全面反映坝体在地震动力作用下的变形和应力情况，进而分析坝体在动力情况下的稳定性，了解坝底灌浆廊道在动力情况下的各种反应情况. 下面分断面对其动力反应的计算结果进行分析.

5.1 坝体加速度反应

坝顶节点 3 与心墙中部节点 112 的地震加速度反应曲线见图 2，其中 112 节点位于心墙的中心线上，各节点的加速度放大系数值见表 2. 计算表明坝体计算最大加速度放大系数为 2.18，发生在坝顶位置，从坝基到坝顶加速度放大系数由小到大分布，加速度最大值均发生在振动时间为 2.0 ~ 4.2 s 之间，这与输入地震曲线加速度变化规律一致，各节点加速度反应最大幅值较地震反应波最大幅值有滞后现象，并且这种滞后现象在坝顶处较坝底要明显. 在坝底部加速度反应曲线振动频率较高，与地震波底频率基本一致，但是随着坝高的增加振动频率就逐渐降低，振动频率降低的幅度较大.

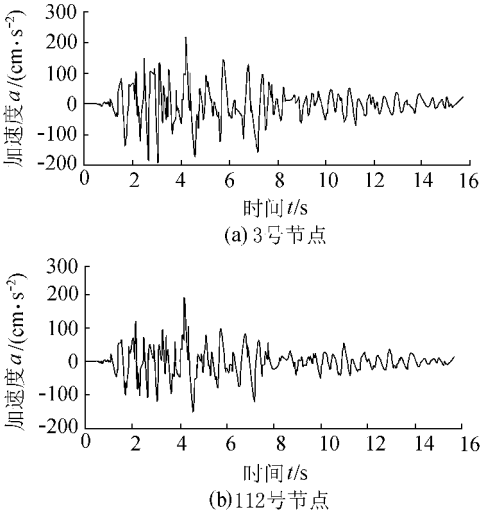


图 2　3 号和 112 号节点地震加速度反应曲线

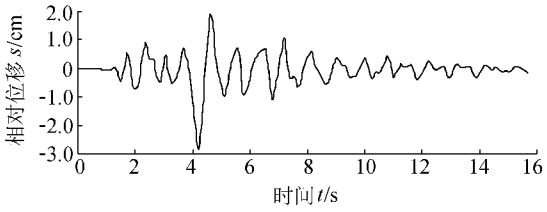
表 2　节点加速度最大反应值

节点号	最大加速度/($cm \cdot s^{-2}$)	对应的振动时间/s	加速度放大系数	位　置
3	214.32	4.211	2.18	坝顶
193	211.07	4.211	2.15	坝顶
112	191.04	4.211	1.95	心墙中部
117	127.33	2.690	1.30	心墙下部

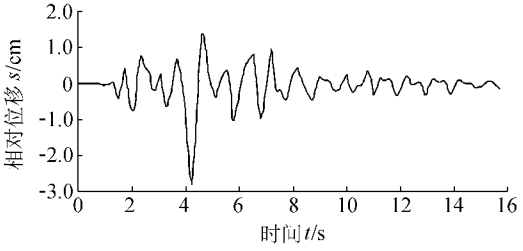
5.2 水平振动位移反应

坝顶节点 3 和心墙中部节点 112 的水平向振动位移反应曲线见图 3，各节点最大水平动位移见表 3. 由表 3 可知，动水平位移以坝顶处最大，最大水平位移为 − 2.939 cm. 坝坡表面的动水平位移较坝体内部的位移值要大，从坝基到坝顶水平位移值由小到大变化，在坝基处水平位移值几乎为零. 水平位移的变化频率较低，是输入地震加速度频率的 10 倍左右，动振动位移最大振动幅值随振动时间的持续开始逐渐增加，达到最大后又逐渐减少，最大位移

发生在 4～5 s 之间. 水平向振动位移在地震结束后迅速趋于零,说明坝体振动基本处于弹性振动状态.



(a) 3 号节点



(b) 112 号节点

图 3　3 号和 112 号节点水平向振动位移反应曲线

表 3　节点最大水平动位移

节点号	最大加速度/cm		对应的振动时间/s		位置
	正值	负值	正值	负值	
3	1.786	－2.939	4.656	4.206	坝顶
193	1.883	－2.588	4.586	4.211	坝顶
112	1.369	－2.781	4.656	4.206	心墙中部
117	0.245	－0.548	2.886	4.206	心墙下部

5.3　动剪应力与剪应变时程曲线分析

坝顶和坝体中部位置典型单元计算得到的动剪应力及对应的振动时间见表 4. 从计算得到的剪应力过程线中可以看到,剪应力值从坝顶到坝基逐渐增加,从坝体内部到坝体外部逐渐降低,最大值发生在坝基,最大值为 114.5 kPa,振动持续时间达 4.211 s,动剪应力的大小取决于地震加速度的大小,随地震加速度的增加而增加,随地震加速度的降低而降低. 坝体剪应变的最大值发生在坝体顶部,其量值较小.

表 4　单元最大动剪应力

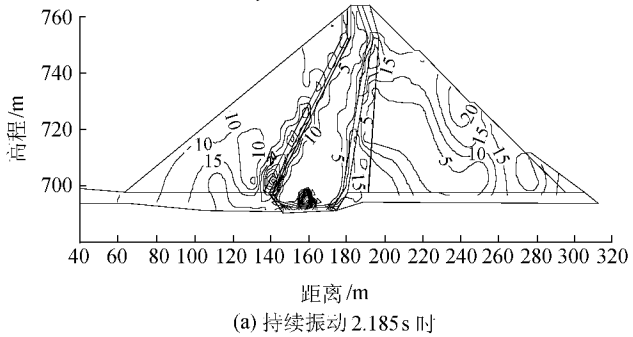
单元号	最大动剪应力/kPa	对应的振动时间/s	位置
38	－24.8	4.407	坝顶
102	9.8	6.779	坝顶
107	10.0	4.211	坝中
110	－0.6	4.784	坝中
175	114.5	4.211	坝顶

5.4　坝体动剪应力与剪应变分布规律分析

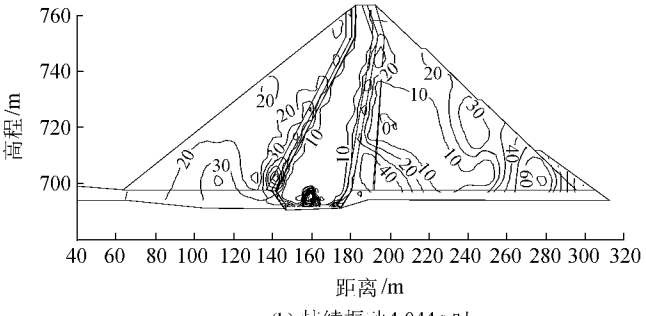
斜心墙堆石坝在地震持续时间分别为 2.185 s, 4.044 s 时坝体剪应力和剪应变等值线见图 4 和图 5. 从剪应力等值线可以看出,动剪应力最大值发生在坝基,其中,以下游坝脚、下游过渡区下部和上游过渡区下部为最大,其他地方的应力值较小,同时可以看到,在地震工况下,坝体下游水平向的剪应力较上游大,说明在地震时下游的危险性较上游大. 总的看来坝体各处动剪应力不是太大,坝体是安全的. 从坝体剪应变等值线可以看出,坝体动剪应变发生在坝顶,但剪应变较小,说明坝体稳定.

6　结　论

a. 斜心墙最大坝高断面加速度放大系数从坝基到坝顶由小到大变化,最大值出现在坝顶.

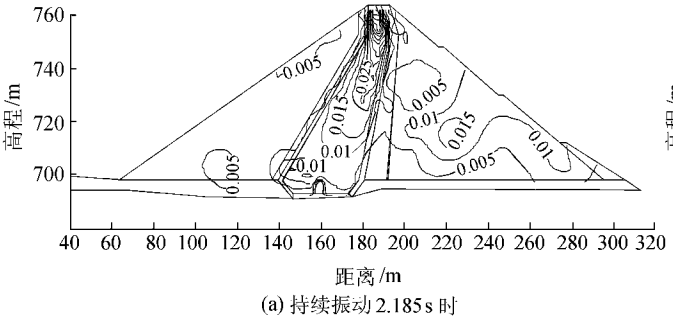


(a) 持续振动 2.185 s 时

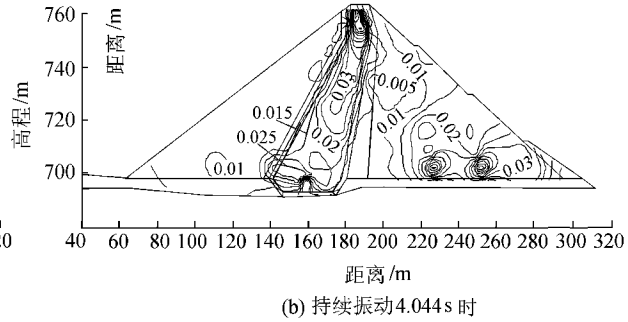


(b) 持续振动 4.044 s 时

图 4　坝体动剪应力等值线(单位:kPa)



(a) 持续振动 2.185 s 时



(b) 持续振动 4.044 s 时

图 5　坝体动剪应变等值线(单位:kPa)

(下转第 89 页)

经计算，底板内力在基本组合时 $M_{max}=186\,kN\cdot m$，特殊组合时 $M_{max}=272\,kN\cdot m$.

根据 SDJ20—78《水工钢筋混凝土结构设计规范》，素混凝土受弯构件的计算公式为

$$KM \leqslant \gamma R_1 bh^2/6 \qquad (1)$$

式中：K 为混凝土抗拉强度安全系数，对于一级建筑物，基本组合 $K=2.8$，特殊组合 $K=2.3$；M 为弯矩；γ 为受弯混凝土构件受拉区塑性影响系数，对于矩形截面，$\gamma=1.55$；R_1 为混凝土抗拉设计强度，对于除险加固后的新老混凝土取均值 $R_1=1.05\times10^6\,Pa$（C10 混凝土抗拉强度 $R_1=0.82\times10^6\,Pa$，C25 混凝土抗拉强度 $R_1=1.27\times10^6\,Pa$）；b 为截面宽度，$b=100\,cm$；h 为截面高度，$h=200\,cm$.

经计算，$KM_{max}=625.6\,kN\cdot m$，小于 $\gamma R_1 bh^2/6=1\,085\,kN\cdot m$，所以闸底板强度满足要求. 相对于除险加固之前的底板（埋石率 20% 的 C10 混凝土结构），其强度有了明显提高.

3.2 渗透稳定复核

对太浦闸除险加固后闸底板进行渗透稳定复核时，分为两种工况，见表 1.

表 1 渗透稳定复核计算

工况	闸上水位/m	闸下水位/m	上下游水头差/m
1	14.80	3.30	1.50
2	5.50	3.54	1.96

闸基土为粉质黏土，其允许渗径系数 C 取 5. 根据闸基防渗长度的基本公式 $L\geqslant C\Delta H$，经计算，工况 1 的 $C\Delta H$ 值为 7.50 m，工况 2 的 $C\Delta H$ 值为 9.80 m，均小于实际闸基渗透长度 16 m.

采用改进阻力系数法[6]进行的闸基出口段渗透稳定复核计算表明，工况 1 和工况 2 出口段渗流坡降值分别为 0.312 和 0.407，均小于允许渗流坡降值（0.5～0.6）.

上述底板的强度与渗透稳定的复核结果表明，按照方案 b 加固后的闸底板的强度和渗透稳定性完全满足规范要求.

4 结 语

根据太浦闸目前的结构性态表现，初定两种加固方案，即底板灌浆附加喷浆修补方案（方案 a）和底板灌浆附加增设上游铺盖和底板表面混凝土方案（方案 b）. 两种方案的比选结果表明，方案 b 优于方案 a. 底板的强度与渗透稳定复核结果表明，按照方案 b 加固后的闸底板完全满足规范要求. 但根据新一轮的防洪规划对太浦闸的要求，对太浦闸实施加固还是改建尚需从工程功能、技术、经济、安全性、运行管理和水利现代化及环境协调性等各方面作进一步比较.

参考文献：

[1] 张丽明. 水闸破坏症状与除险加固措施简述[J]. 大坝观测与土工测试，2001(4)：40.

[2] 李长城. 水闸的破坏与修复及法泗闸的整险加固[J]. 中国农村水利水电，2000(6)：35-38.

[3] 张艳茹，刘兵正. 三盛公水利枢纽拦河闸进水闸闸底板补强灌浆方法的探讨[J]. 内蒙古水利，2005(2)：84-85.

[4] 陈伟业. 改性灌溉水泥的性能与应用[J]. 水利水电科技进展，1999，19(3)：19.

[5] 余解民，蔡洪卿. 黄沙港闸反拱底板水下修补加固技术[J]. 水利水电科技进展，2002，22(6)：41-43.

[6] 左东启. 水工建筑物[M]. 南京：河海大学出版社，1995：429-491.

（收稿日期：2005-09-29 编辑：马敏峰）

（上接第 49 页）

b. 动剪应力最大值出现在坝基，最大为 114.5 kPa. 动剪应变最大值出现在坝体顶部，量值不大，对坝体安全不构成威胁.

c. 坝体断面在动力情况下是稳定的.

参考文献：

[1] 华东水利学院. 弹性力学问题的有限单元法[M]. 北京：水利电力出版社，1978.

[2] 顾淦臣. 土石坝地震工程[M]. 南京：河海大学出版社，1989.

[3] 谢定义. 土动力学[M]. 西安：西安交大出版社，1988.

[4] 刘祖德. 土石坝变形计算的若干问题[J]. 水利学报，1983(1)：1-13.

[5] 周健，吴世明，曾国熙. 土石坝三维二相动力分析[J]. 岩土工程学报，1991，13(5)：64-69.

[6] SL203—1997，水工建筑物抗震设计规范[S].

[7] GB5001—2001，建筑抗震设计规范[S].

[8] 徐志英，沈珠江. 尾矿高堆坝地震反应的综合分析与液化计算[J]. 水利学报，1983(5)：18-23.

[9] 高艳平，王余庆，辛鸿博. 尾矿坝地震液化简化判别法[J]. 岩土工程学报，1995，17(5)：72-79.

[10] 潘恕，沈风生. 小浪底斜心墙堆石坝的地震反应分析[J]. 人民长江，1994，25(8)：36-42.

[11] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京：水利电力出版社，1983.

（收稿日期：2004-12-25 编辑：骆超）