

# 矾头水电站大坝的地震反应分析\*

施景勋 林建华

(华侨大学土木工程系, 泉州 362011)

**摘要** 采用坝-水-地基系统动力耦合的边界单元法, 计算在基底地震加速度情况下的矾头水电站大坝的地震反应. 对坝体系统的动力特性、坝面动水压力、坝顶动力放大系数进行分析和计算, 并对大坝的动力稳定性进行校核.

**关键词** 地震, 重力坝, 边界元法, 地基

**分类号** TV 698.13

福建省虽然水力资源丰富并建有许多大、中型水力发电站, 但却属于多地震地区, 因而水坝的结构抗震问题特别突出. 许多水库和大坝于 60~70 年代建成, 受当时条件的限制(如计算技术落后), 在水库设计中对其大坝抗震分析的深度不够. 近年来, 随着电子计算机的普遍使用和新的计算方法的出现, 混凝土坝的地震动研究也得到很大的发展. 本文研究并采用“重力坝-水-地基耦合系统地震反应时域分析”边界元法的计算程序, 分析福建矾头水电站大坝地震动力反应以及在地震作用下坝体的动力稳定性等问题.

## 1 工程概况

矾头水电站位于福建省上杭县境内, 坝址地质为石英砂岩. 其集水面积 1 287 km<sup>2</sup>, 库容 3 240×10<sup>4</sup> m<sup>3</sup>. 坝高 52 m, 坝长 150 m, 坝底最大宽度 45 m. 70 年代初期建成, 是当时福建省最高的混凝土重力坝.

## 2 坝-水-地基系统的动力边界元法

考虑图 1 所示的坝-水-地基动力耦合系统, 对于坝体可建立动力边界元方程组

$$M_d \ddot{U}_d + K_d U_d = G_d T_d + A_d. \quad (1)$$

对于地基, 可建立动力边界元方程组

$$M_f \ddot{U}_f + K_f U_f = G_f T_f + A_f. \quad (2)$$

考虑水为不可压, 可建立水的边界元方程组

$$H, P = G, q. \quad (3)$$

式 (1) ~ (3) 中

\* 本文 1993-07-09 收到, 福建省自然科学基金资助项目

$$\begin{aligned}
 U_d &= [U_1^d, U_2^d, U_3^d]^T, & T_d &= [T_1^d, T_2^d, T_3^d]^T, \\
 U_f &= [U_4^f, U_2^f, U_6^f, U_7^f]^T, & T_f &= [T_4^f, T_2^f, T_6^f, T_7^f]^T, \\
 P &= [P_4, P_1, P_5]^T, & q &= [q_4, q_1, q_3]^T,
 \end{aligned}$$

$A_d, A_f$  是和地震加速度有关的量. 引入坝和地基的接触条件

$$U_2^d = U_2^f, \quad \dot{U}_2^d = \dot{U}_2^f, \quad T_2^d = -T_2^f; \quad (4)$$

坝和水的耦合条件

$$q_1 = -\rho(\ddot{U}_1 + \ddot{X}_g)_{n_1}, \quad T_1 = N_1 P_1, \quad (5)$$

其中,  $n$  为固体的外法线方向,  $N$  为外法线向量方向余弦矩阵,  $\rho$  为水的质量密度, 地基和水的耦合条件

$$q_4 = -\rho(\ddot{U}_4 + \ddot{X}_g)_{n_1}, \quad T_4^f = N_4 P_4. \quad (6)$$

利用上述连接条件, 对方程 (1), (2), (3) 进行

合并, 引入边界条件  $\dot{U}_7 = 0, U_7 = 0, P_5 = 0$ , 并消去未知力, 可得到总体耦合方程

$$M \ddot{U} + K U = R. \quad (7)$$

若需要考虑系统的阻尼, 则可近似地采用动力学方法, 引入 Rayleigh 阻尼矩阵

$$C = \alpha M + \beta K, \quad (8)$$

式中  $\alpha = \lambda \omega_0$ ,  $\beta = \lambda / \omega_0$ .  $\lambda$  为阻尼比, 一般可取为 0.05~0.1;  $\omega_0$  为系统的基频. 这样可得到近似考虑阻尼影响的系统动力方程

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = R. \quad (9)$$

式 (7), (9) 是典型的结构动力方程式, 其中  $U = \{U_1, U_2, U_3, U_4, U_6\}^T$ , 是坝体、地基上各边界点相对基底 ( $U_7 = 0, x, y \in \Gamma_7$ ) 的相对位移. 它们分别代表基底以地震加速度  $\ddot{X}_g(t)$  运动时, 坝-水-地基系统的无阻尼和有阻尼的动力方程. 当已知地震加速度时程时, 可在时域中方便地采用各种逐步积分法进行计算. 本文采用 Willson- $\theta$  法求解.

### 3 坝头大坝地震反应分析

#### 3.1 计算模型选取

文 [1] 指出, 在强震作用下, 单个坝段的振动是近乎独立的. 为此, 可取坝头大坝非溢流坝的单个坝段作为平面结构进行分析. 坝体混砂土动弹模取  $E_d = 3 \times 10^4$  MPa, 动力泊桑比  $\nu = 0.2$ , 质量密度  $\rho_d = 2.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$ . 坝基石英砂岩的动力弹模取  $E_f = 9 \times 10^4$  MPa, 动力泊桑比  $\nu = 0.2$ . 地基范围取 8 倍坝高, 深为 2 倍坝高, 不考虑地基质量, 以避免产生无穷大的地基惯性. 水体质量密度  $\rho_s = 1 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$ , 长取 4 倍坝高.

#### 3.2 自振圆频率

按上述耦合方法, 计算了坝头大坝非溢流坝段的自振圆频率, 计算分空库和满库两种情况. 表 1 给出前四阶圆频率. 显然, 库水的作用减少了体系的自振圆频率, 分别为: 11.7%, 9.5%, 0.5%, 7.8%. 第三阶圆频率相差不大, 这主要是第三阶的竖向自由振动分量占较大部分, 由于结构沿竖向刚度较大, 动水压力所产生的影响较弱所致. 另一个趋势是随着振型

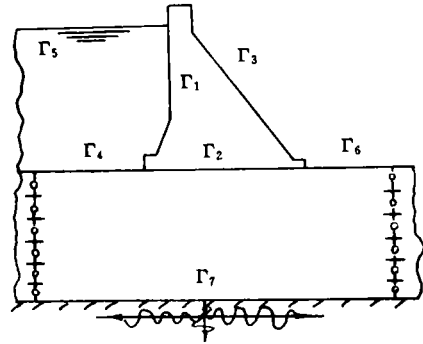


图 1 坝-水-地基动力耦合系统

阶数的提高，动水压力对结构系统的自振圆频率影响下降。

表 1 硃头大坝非溢流坝段自振圆频率 (rad · s<sup>-1</sup>)

项 目	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$
空 库	59.645 5	133.950 2	161.495 4	243.756 3
满 库	52.675 5	121.160 4	160.618 6	224.649 6
相对误差 (%)	11.7	9.5	0.5	7.8

3.3 地震反应时程分析

对坝-水-地基体系，从基底水平输入 EL-Centro (NE) 地震加速度前 8 s 时间 ( $T_i$ ) 记录和一条人工设计地震波记录，地震记录参数见表 2。其最大峰值调整到按烈度 7° 抗震设防所对应的地震运动加速度峰值 ( $A$ )，进峰值到时 ( $A_i$ )，卓越周期 ( $T_g$ )。输入地震时程曲线 (图略)，得到两条地震记录作用下的坝顶加速度、放大系数，坝底总剪力和坝面 ( $h=0.5H$ ) 动水压力反应的时程曲线 (图均略)，因而得出坝体上部在地震时加速度放大较大，反应较为剧烈。坝底的动剪力和 ( $P_x$ ) 与静剪力和 ( $P_{x_0}$ ) 之比的最大值分别达 0.13 和 0.12，这说明在坝体抗滑稳定设计时，即使象硃头水电站这种 50 m 左右的中、小型坝，其动剪力的影响也是十分可观的。

表 2 输入地震记录参数

波 名	$T_i/s$	$A/cm \cdot s^{-2}$	$A_i/s$	$T_g/s$
EL-Centro (NE)	8	25. 0	2. 16	0. 9
人工设计地震波	20. 48	25. 56	3. 16	0. 1~0. 23

3.4 动水压力分析

图 2 给出在两种地震波分别作用下，迎水坝面的动水压力系数  $P/rH$  沿坝高变化的曲线。各曲线取值时刻为坝底剪力取最大值的时刻  $t_m$ 。图中：曲线 1 是设计地震波，弹基， $t_m=3.24$  s 的情况；曲线 2 是 EL-Centro (NE) 波，弹基， $t_m=2.66$  s 的情况；曲线 3 是 EL-Centro (NE) 波，刚基， $t_m=2.64$  s 的情况。从图中可以看出，接近坝踵处的折坡坝面和地基弹性可以削弱坝踵处的动水压力。但在坝体上部，弹基比刚基的动水压力大。这主要是坝上部的加速度值突然放大，导致动水压力随着增大，这个增大趋势，弹性地基的情况大于刚性地基的情况。

3.5 加速度放大系数

图 3 给出坝面动力放大系数在坝顶的加速度最大时刻沿坝高的分布曲线。图中：曲线 1 是设计地震波， $\lambda=0$ ，满库， $t_m=3.24$  s 的情况；曲线 2 是 EL-Centro 波， $\lambda=0$ ，满库， $t_m=2.66$  s 的情况；曲线 3 是设计地震波， $\lambda=0$ ，空库， $t_m=3.24$  s 的情况；曲线 4 是设计地震波， $\lambda=0.05$ ，满库， $t_m=3.24$  s 的情况；曲线 5 是设计地震波， $\lambda=0.05$ ，空库， $t_m=3.24$  s 的情况；曲线 6 是 EL-Centro 波， $\lambda=0$ ，空库， $t_m=2.62$  s 的情况，曲线 7 是表示文 [2] 中给出的坝高在 30~70 m 之间坝体加速度放大系数变化值，以作比较。由于硃头大坝非溢流坝段的中、上部的截面收缩较大 (图 1)，因而造成中、上部的放大系数大于规范中的数值。

值得注意的是, 库水的作用会增大动力放大系数. 在考虑系统阻尼 ( $\lambda=0.05$ ) 时, 从空库和满库的动力放大系数的变化情况, 不难看出增加阻尼对于减少动力放大系数是明显的.

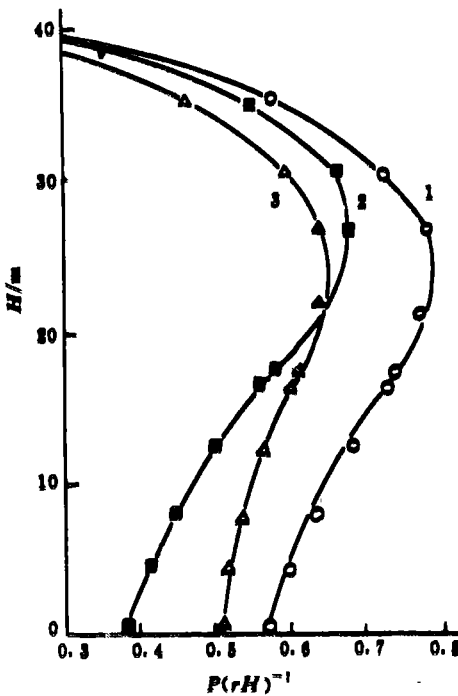


图 2 迎水面面动水压力系数分布曲线

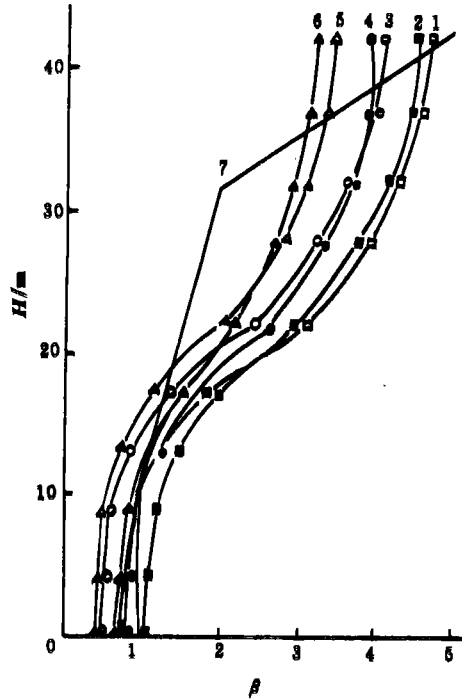


图 3 坝面动力放大系数分布曲线

### 4 坝体抗滑稳定性分析

对于重力坝来说, 最重要的问题, 是估计在所有荷载作用下坝体的稳定性. 按照抗震设计规范 (SDJ10-78) 的规定, 坝体抗震稳定安全系数的计算可采用仅考虑摩擦力的公式

$$K = fP_y/P_x, \tag{10}$$

其中,  $f$  为坝底和地基的摩擦系数,  $P_y$  和  $P_x$  为坝底水平方向和竖直方向向下的总荷载. 在边界元法计算模型中的  $P_y$  和  $P_x$ , 可由任意时刻接触面  $\Gamma_s$  上的动面力值积分, 并与静力值按稳定的最不利方式组合得到. 即

$$P_x(t) = \left| \int_{\Gamma_s} T_x(t) dx \right| + P_{x_0}, \tag{11}$$

$$P_y(t) = - \left| \int_{\Gamma_s} T_y(t) dx \right| + P_{y_0}, \tag{12}$$

式中,  $P_{x_0}$  为静水压力产生的水平推力,  $P_{y_0}$  为竖直 (向下) 的静荷载. 因此, 大坝抗滑稳定性的最不利情况为

$$K = \min_{(t)} \frac{fP_y(t)}{P_x(t)}. \tag{13}$$

在给定 7° 设防烈度下, 输入上述两条地震波后, 经计算, 可得出码头大坝的抗滑稳定安全系

数(计算中取  $f=0.55$ )，EL-Centro 为 1.23 (当  $\lambda=0$ ) 和 1.27 (当  $\lambda=0.05$ )，人工设计波为 1.26 (当  $\lambda=0$ ) 和 1.28 (当  $\lambda=0.05$ )。由此可见，在不同地震波作用下，坝体的安全系数相差不大，其平均值在不考虑阻尼时为 1.245，考虑阻尼时为 1.275。这说明矶头大坝的抗滑稳定性较好，在 7°抗震设防标准下是安全的。

## 5 结束语

本文利用坝-水-地基系统的动力耦合边界单元法，对矶头水电站大坝的地震反应进行研究，得到一些有用的结果，填补早期大坝抗震设计中，无法进行坝-水-地基系统总体动力分析的空白。同时，从进行大坝稳定性校核的结果，说明矶头大坝具有较好的抗震稳定性。

## 参 考 文 献

- 1 王良琛. 提砂土坝地震动力分析. 北京: 地震出版社, 1981. 142~173
- 2 水电部. SDJ 10-78 水工建筑物抗震设计规范. 北京: 水利电力出版社, 1979. 5~6

## Earthquake Response Analysis of the Dam in Jitou Hydroelectric Station

Shi Jingxun Lin Jianhua

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou)

**Abstract** The earthquake response of the dam in Jitou hydroelectric station is calculated under earthquake acceleration of the foundation. It is calculated by boundary element method which is applicable to the dynamic coupling of gravity dam-water reservoir-foundation system. An analysis and a calculation are made on dynamic performance of dam body system, dynamic water pressure against dam face, and dynamic amplification of dam crest, and a check is made on dynamic stability of the dam.

**Keywords** earthquake response, gravity dam, boundary element method, foundation