

## 重力坝抗震问题研究(一)\*

郭漢彦 金恂叔

(中国科学院力学研究所)

### 引 言

在地震区内修建巨型水电站时,必须对水电站的主要结构物——拦河坝进行抗震问题的研究。

通过模型试验,计算了重力坝在地震作用下的振动、应力及位移。假设地震时,地基是作为整体来运动的,并且只考虑了地震时地面的水平运动,略去了地面的垂直运动的影响。选用美国1940年5月18日在El Centro(加利福尼亚州)的地震加速度记录(最大加速度为 $0.33g$ )<sup>[1]</sup>,和一系列的地震振谱<sup>[2]</sup>作为地震的原始资料。

模型试验是在冲击台上进行的;冲击持续时间控制在第二个自振周期的 $1/14$ 左右,因而对第一和第二个自由振动,可以将这个冲击作为理想脉冲(冲击时间极小)来考虑。

我们测量了模型坝面上各点在顺水流方向(简称纵向)冲击作用下的应力及位移,冲击的大小可以由冲击台的位移得出。这样便得出在单位脉冲作用下模型上各点的应力 $K(t)$ ,由于阻尼的作用, $K(t)$ 是随时间衰减的。

根据模型律换算,可以得出单位脉冲作用下实际水坝的应力。

在弹性范围内,如地震时地面运动的纵向加速度为 $\ddot{Z}(t)$ ,则实际水坝上各点相应的应力 $\sigma$ 为

$$\sigma = \int_0^t K(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau. \quad (1)$$

利用上述地震的原始资料,就可以算出地震作用下水坝的应力。

由于冲击的时间很短, $K(t)$ 事实上可以看成是由几个各自独立的自由振动所组成,因此 $K(t)$ 可以分解为

$$K(t) = K_1(t) + K_2(t) + \dots, \quad (2)$$

其中

$$K_i = C_i e^{-n_i \omega_i t} \sin \omega_i \sqrt{1 - n_i^2} t \quad i = 1, 2, 3, \dots; \quad (3)$$

$n_i$ 为第 $i$ 个自由振动的临界阻尼比; $\omega_i$ 为第 $i$ 个自由振动的圆频率; $C_i$ 为第 $i$ 个自由振动的标志应力“幅度”的值,它随测量点的位置改变。

这样就得到 $\sigma$ 的另一个表示式:

$$\sigma = \int_0^t K_1(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau + \int_0^t K_2(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau + \dots. \quad (4)$$

这个式子使我们有可能进行以下两项工作:

\* 1959年1月29日收到。

(1) 进行阻尼系数的修正: 由于模型材料的阻尼系数与水坝材料并不相同, 需要进行修正(后面详细介绍)。计算实际水坝的应力时, 就是利用修正后的结果。

(2) 估计坝内应力  $\sigma$  的最大值: 对于一系列的强震, 豪斯纳(G. W. Housner)曾给出“地震振谱”<sup>[2]</sup>。所谓一个地震的加速度谱, 就是下面积分的最大值:

$$R_i(\omega_i, n_i) = \left| \frac{\omega_i}{\sqrt{1-n_i^2}} \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-n_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_i \sqrt{1-n_i^2}(t-\tau) d\tau \right|_{\max}, \quad (5)$$

也就是在给定的地面运动时单自由度体系的最大加速度。显然对于同一地震,  $R$  值随  $\omega$ 、 $n$  而改变。

利用振谱的概念, 从(4)式得到:

$$|\sigma|_{\max} \leq \frac{|C_1|R}{\omega_1} \sqrt{1-n_1^2} + \frac{|C_2|R}{\omega_2} \sqrt{1-n_2^2} + \dots, \quad (6)$$

其中

$$R_1 = R_1(\omega_1, n_1); \quad R_2 = R_2(\omega_2, n_2).$$

在具体进行计算时, 忽略了包括  $C_3$  以上的高次项。

根据测得的单位脉冲作用下模型的位移, 用同样方法计算了地震作用下实际水坝的最大位移。

## 实 验 方 法

### (一) 实验简述

在模型试验时, 考虑到实际重力坝常用缝分成许多各自独立的坝段, 因此是将坝作为二维问题来处理的。模型的地基是作为刚性的。我们用动弹性系数  $E=86.5$  千克/厘米<sup>2</sup> 的橡皮制成了重力坝标准坝段的模型。模型是用胶粘在悬空吊着而刚性很大的冲击台面上(见图1)。这样, 水坝模型的地基可以视为刚性的。

模型受到冲击时, 产生的应变是用电阻应变丝来测量的, 坝面各点的位移是用电感式位移拾振器来测量的。我们测量了纵向振动时的应变及位移。在测量纵向振动时, 坝身左右两侧的测点位置都是互相对应的, 每个测点都贴上水平、垂直及倾角  $45^\circ$  三个方向的电阻应变丝, 并将坝身两侧对应点的电阻应变丝串连, 以保证测得的应变仅为纵向振动产生的应变。

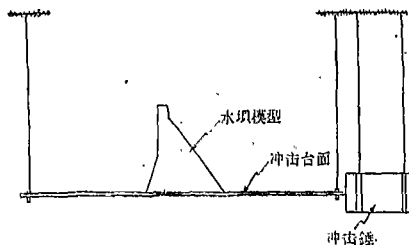


图1 冲击台构造示意图

冲击是用一个圆柱形冲击锤对冲击台作水平碰撞来产生的, 撞击时间为  $1/960$  秒; 它与模型的第一、第二自振周期以及地震的主要周期(经过模型律折算之后)相比要短得多, 因此将它看作是个脉冲是合理的, 而且用来计算地震的影响也是比较准确的。冲击是可以准确地控制的。这里忽略了冲击台的摆动作用, 因为它的摆动周期是比较长的, 而且受冲击后的自由摆动只有不大的加速度, 不足以影响所测量的应变。

进行模型试验需要考虑的几个主要问题就是相似律问题, 在橡胶模型上贴电阻应变丝的影响问题和阻尼系数的修正问题。现分别讨论如下:

## (二)相似律問題

位移形式的运动方程——拉梅 (G. Lamé) 方程:

$$\left. \begin{aligned} (\lambda + G) \frac{\partial}{\partial x} \theta + G \nabla^2 u + \rho X &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \\ (\lambda + G) \frac{\partial}{\partial y} \theta + G \nabla^2 v + \rho Y &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}, \\ (\lambda + G) \frac{\partial}{\partial z} \theta + G \nabla^2 w + \rho Z &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中  $\theta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ ;  $u, v, w$  为水坝对地基的相对位移;  $\rho X, \rho Y, \rho Z$  为包括地

基牵连运动在内的质量力;  $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ ;  $\lambda = \frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$  (拉梅常数);

$\mu$  为泊松比.

引入

$$\begin{aligned} u &= Lu', & v &= Lv', & w &= Lw', \\ x &= Lx', & y &= Ly', & z &= Lz', & t &= Tt', \end{aligned}$$

得无量纲形式的运动方程, 两边除以  $\frac{\lambda + G}{L}$ , 得

$$\frac{\partial \theta'}{\partial t'} + \frac{G}{\lambda + G} \nabla'^2 u' + \frac{\rho L}{\lambda + G} X = \frac{\rho L^3}{(\lambda + G) T^2} \frac{\partial^2 u'}{\partial t'^2},$$

其中  $L$  为实际水坝的特征长度;  $T$  为特征时间, 可以取为自由振动的任一周期.

对于模型有

$$\frac{\partial \theta'_m}{\partial t'_m} + \frac{G_m}{\lambda_m + G_m} \nabla'^2 u'_m + \frac{\rho_m L_m}{\lambda_m + G_m} X_m = \frac{\rho_m L_m^3}{(\lambda_m + G_m) T_m^2} \frac{\partial^2 u'_m}{\partial t_m'^2},$$

式中下标  $m$  是指模型的量.

在相似边界条件和相似起始条件下, 相似律要求满足下列条件:

- (1) 几何相似
- (2) 物理相似

$$\frac{G}{\lambda + G} = \frac{G_m}{\lambda_m + G_m}; \quad (8)$$

- (3) 运动相似

$$\frac{\rho L^2}{(\lambda + G) T^2} = \frac{\rho_m L_m^2}{(\lambda_m + G_m) T_m^2}; \quad (9)$$

- (4) 体力相似

$$\frac{L \rho X}{\lambda + G} = C \frac{L_m \rho_m X_m}{\lambda_m + G_m}. \quad (10)$$

其中条件(2)要求模型材料与水坝材料的泊松比相等, 即  $\mu = \mu_m$ , 这样由条件(3)可以得出

$$\frac{\rho L^2}{T^2 E} = \frac{\rho_m L_m^2}{T_m^2 E_m}.$$

模型与实际水坝的时间比:

$$\frac{T}{T_m} = \frac{L}{L_m} \sqrt{\frac{\rho E_m}{\rho_m E}} \quad (11)$$

由条件(4)得

$$\left. \begin{aligned} u' &= cu'_m, & v' &= cv'_m, & w' &= cw'_m, \\ \varepsilon &= c\varepsilon_m, & \sigma &= c\sigma_m \frac{E}{E_m}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

假设模型及实际水坝单位质量上,在对应时刻,受到相同的单位速度跳跃,也就是

$$\int_0^{\Delta t'} X dt' = \int_0^{\Delta t'} X_m dt' = 1 \quad \Delta t' \rightarrow 0.$$

对条件(4)积分,可以求出

$$C = \frac{L\rho}{L_m\rho_m} \frac{\lambda_m + G_m}{\lambda + G} = \frac{L\rho}{L_m\rho_m} \frac{E_m}{E} \quad (13)$$

这样就得出换算关系.

### (三)模型上贴电阻应变丝的影响

由于橡胶的弹性系数比较小,贴上电阻应变丝后会产生局部“刚化”的现象. 这样,通过电阻应变丝所测出的应变并不能直接代表橡胶模型真实的应变. 但是在应力梯度不大而电阻应变丝的尺寸相对于模型来说是比较小的情况下,有理由认为这两种应变之间存在有一定的比例关系. 我们用橡胶作悬臂梁试件来做动力实验. 在梁上不同位置的许多点贴了电阻应变丝,使梁受到冲量为已知的撞击时,测出各点的应变(并且由应变时程线求出悬臂梁的自振频率和阻尼). 利用索罗金(Сорокин)考虑阻尼的方法来解悬臂梁横向振动微分方程,由它可以求出已知冲量时各点的真实应变. 结果表明:两种应变之间是存在着一定的比例关系,对于我们所采用的橡胶和电阻应变丝片来说,比例系数是11.4. 利用这个比例系数就可以将电阻应变丝片的应变换算成真实的应变. 自然,如果采用了不同的橡胶或不同的电阻应变丝片,比例将等于另外的数值.

### (四)阻尼系数的修正

使模型和实物具有同样的阻尼系数是很难的. 因此严格地说,冲击作用下,在模型上测得的应力时程线  $K(t)$  (也就是模型受到冲击后,做衰减振动时,坝体上的应力变化曲线)与实际水坝的  $K(t)$  是不完全相似的,必须加以修正.

前面已经提到,当冲击时间很短时,冲击作用下模型上某点的应力  $K(t)$ ,事实上可以看成是由几个各自独立的自由振动所组成. 由此得到公式(2)及(3):

$$K(t) \cong K_1(t) + K_2(t) \quad (2)$$

$$K_i = \sigma_i^0 e^{-n_i \omega_i t} \sin \omega_i \sqrt{1 - n_i^2} t. \quad (3')$$

这里所采取的修正办法是将模型实验测得的应力时程线按(2)式分解,得出  $\sigma_1^0$  及  $\sigma_2^0$  值,然后再将应力时程线方程  $K_i(t)$  中模型的临界阻尼比、模型的自振频率换为实际水坝的临界阻尼比及自振频率. 得到了冲击作用下实际水坝的应力时程线:

$$\sigma = \sigma_1^0 e^{-n_1 \omega_1 t} \sin \omega_1 \sqrt{1 - n_1^2} t + \sigma_2^0 e^{-n_2 \omega_2 t} \sin \omega_2 \sqrt{1 - n_2^2} t. \quad (14)$$

这样,临界阻尼比不同的影响就消除了.

## 实验结果分析及计算

通过模型试验,测得了水坝模型纵向振动时坝体的应变和坝面的位移。坝体振动曲线如图 2。

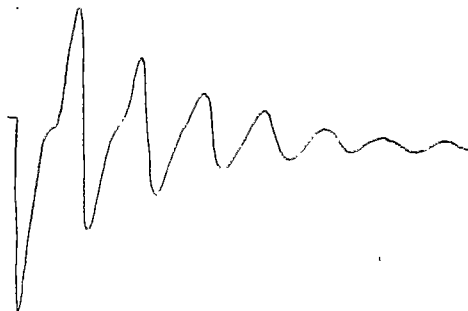


图 2 坝体振动曲线(实验记录放大)

表 1

|           | 第一振型 <sup>a)</sup> | 第二振型 |
|-----------|--------------------|------|
| 模型频率(周/秒) | 33.4               | 67.0 |

<sup>a)</sup> 这里的实验结果与理论计算结果是非常接近的。

曲线图 2。曲线的一段是规则的衰减曲线,而前一段则比较不规则;这说明在冲击作用下,除出现第一振动形式,还有较高的振动型式。由实验可以确定:模型的第一及第二自振频率,利用模型律可以换算出实际水坝的自振频率值。模型的自振频率值见表 1。

实验结果表明,在 1/960 秒的撞击作用下,水坝模型同时出现第一振型和第二振型的振动,用我们所使用的设备,更高振型的影响是不容易察觉的。根据坝体振动曲线可以准确地分解出第一振型的应力和位移,但是第二振型的振动就不容易分了,因为它们是在第一振型之上的;对于第二振型只分出了坝面的位移及铅直方向的应变(用来近似地计算出  $\sigma_y$ )。单位冲量作用下,坝体应力及坝面位移分布图见图 3—8。

利用单位冲量作用下的实验结果,根据地震加速度记录,计算了地震作用下,水坝第一振型及第二振型的应力及位移,得出了地震作用下坝体的最大应力(同时包含两个振型),并且和利用振谱估算的结果进行比较。

冲击作用下坝体的应力时程线是(只考虑两个振型)

$$\sigma \cong \sigma_1^0 e^{-n_1 \omega_1 t} \sin \omega_1 \sqrt{1 - n_1^2} t + \sigma_2^0 e^{-n_2 \omega_2 t} \sin \omega_2 \sqrt{1 - n_2^2} t,$$

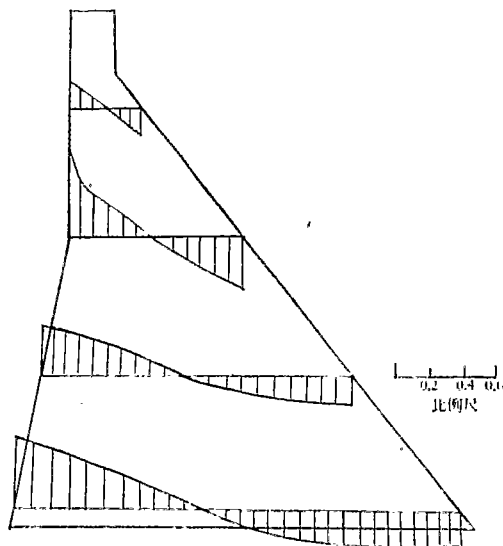


图 3 单位冲量作用下坝体纵向应力  $\sigma_y$  分布图(第一振型)

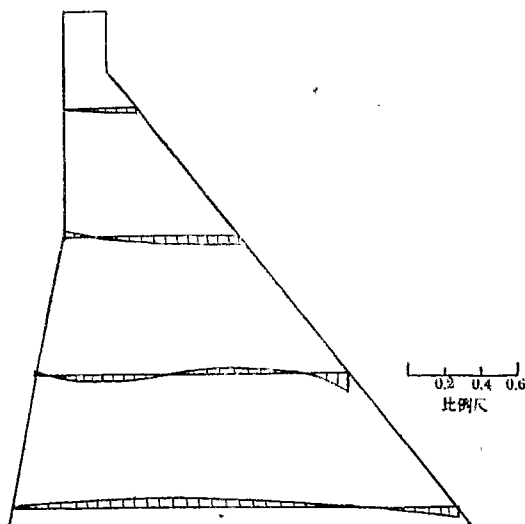


图 4 单位冲量作用下坝体纵向应力  $\sigma_x$  分布图(第一振型)

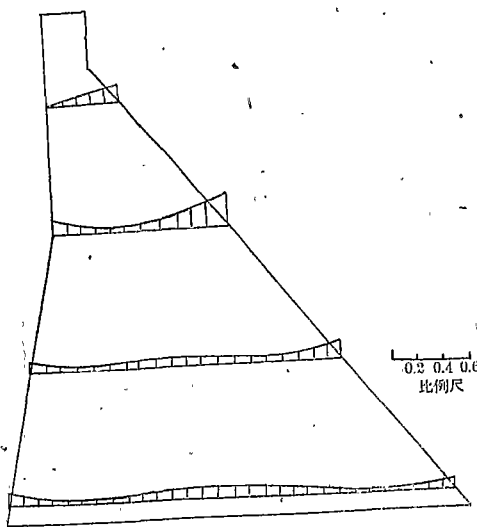


图5 单位冲量作用下坝体应力  $\tau_{xy}$  分布图(第一振型)

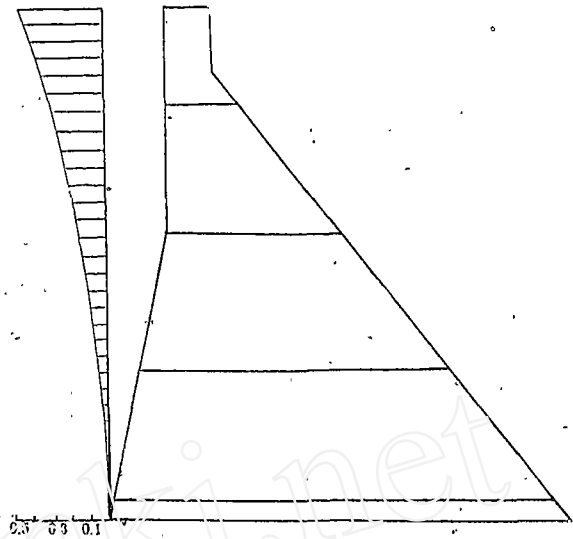


图6 单位冲量作用下坝面纵向位移图(第一振型)

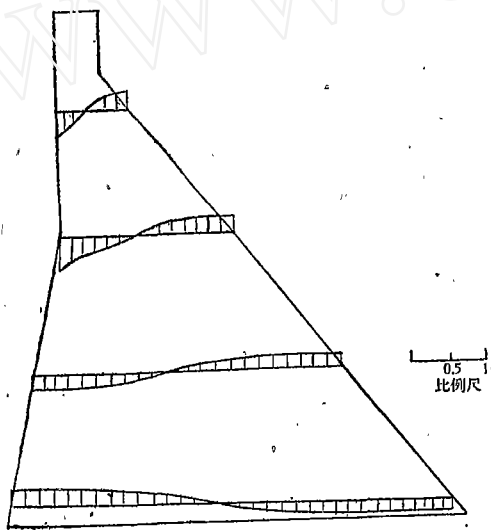


图7 单位冲量作用下坝体纵向应力  $\sigma_y$  分布图(第二振型)

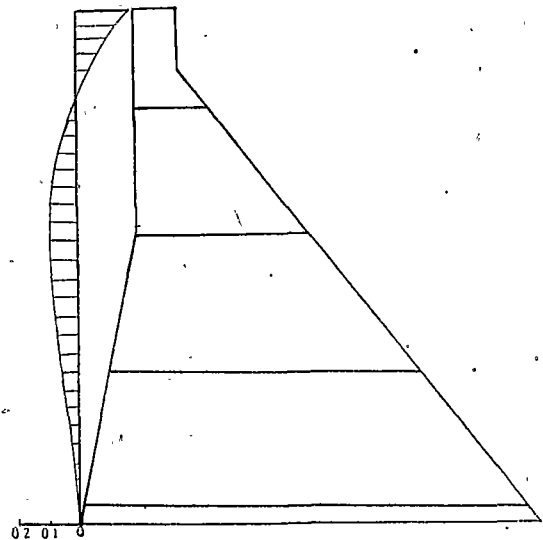


图8 单位冲量作用下坝面纵向位移图(第二振型)

其中  $n_i$  为实际水坝的临界阻尼比, 计算时是根据经验数据采用了  $n = 0.042$ ;  $\sigma_1^0, \sigma_2^0$  是实验测出的第一振型和第二振型的标志应力“幅度”, 经过阻尼系数修正后, 利用模型律换算出的值。

首先, 根据美国加利福尼亚州 El Centro 1940 年 5 月 18 日的加速度记录, 计算了地震作用下坝体的应力, 设地震加速度为  $\ddot{Z}(t)$ , 则地震作用下的应力为

$$\begin{aligned} \sigma = & \sigma_1^0 \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-n_1 \omega_1 (t-\tau)} \sin \omega_1 \sqrt{1-n_1^2} (t-\tau) d\tau + \\ & + \sigma_2^0 \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-n_2 \omega_2 (t-\tau)} \sin \omega_2 \sqrt{1-n_2^2} (t-\tau) d\tau \end{aligned} \quad (15)$$

用求和来代替积分,将  $\ddot{Z}(t)$  分成许多脉冲,每个脉冲持续时间分别为第一振型及第二振型自振周期的 1/10. 由于同振型坝体各个测点的各个应力分量的衰减形式都是相同的,所以只需先对两个振型分别求出当  $\sigma_1^0$  及  $\sigma_2^0$  等于 1 千克/厘米<sup>2</sup> 时的积分:

$$1 \cdot \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-n_1 \omega_1 (t-\tau)} \sin \omega_1 \sqrt{1-n_1^2} (t-\tau) d\tau, \quad (16)$$

然后乘上相应各点的  $\sigma_1^0, \sigma_2^0$ , 这样,我们就得到了各点的  $\sigma_{1x}, \sigma_{2x}, \sigma_{1y}, \sigma_{2y}, \tau_{1xy}, \tau_{2xy}$ .

积分得出的单位时程线见图 9, 由图可以看出,在开始时两条曲线分别出现了高峯.

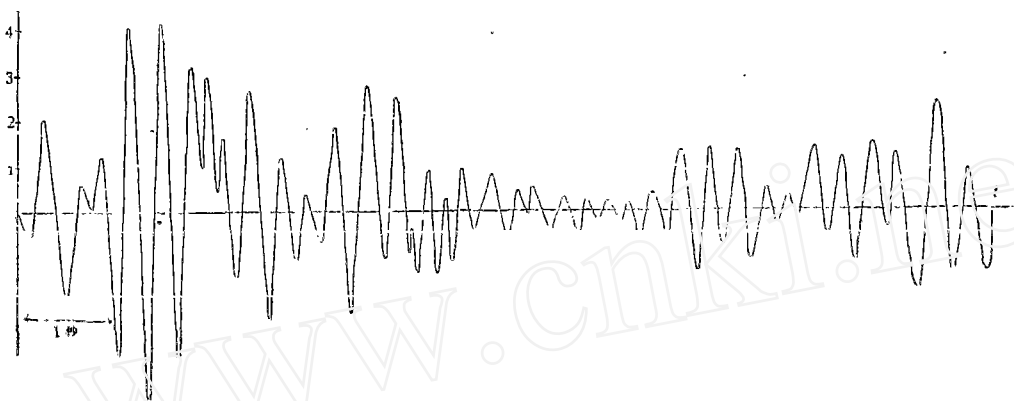


图 9(a) 坝体在纵向地震作用下单位时程线(第一振型)

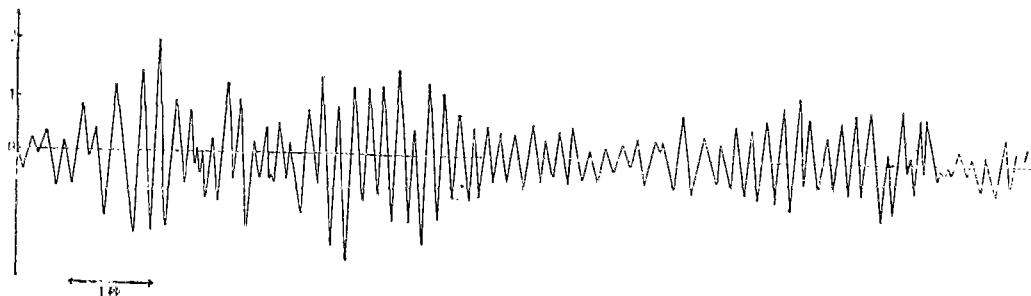


图 9(b) 坝体在纵向地震作用下单位时程线(第二振型).

显然这是由于地震时较大的地面运动加速度所引起的. 此后曲线就随着地面运动变化. 在两条时程线上都没有出现共振现象. 把两条曲线对比一下可以看出, 相应于第一振型的曲线的最大值比第二振型大很多, 并且第一振型与第二振型的最大值并不同时出现. 当第一振型达到最大值时, 第二振型之值仅为其最大值之半, 此时坝将发生最大的振动.

用同样方法计算了位移.

其次, 我们利用同一地震的振谱来估计地震时坝体的应力. 单位脉冲作用下第一振型的应力是

$$\sigma_1(t) = \sigma_1^0 e^{-n_1 \omega_1 (t-\tau)} \sin \omega_1 \sqrt{1-n_1^2} t;$$

第二振型的应力为

$$\sigma_2(t) = \sigma_2^0 e^{-n_2 \omega_2 (t-\tau)} \sin \omega_2 \sqrt{1-n_2^2} t.$$

在地震加速度  $\ddot{Z}(t)$  的作用下,

$$\begin{aligned}
|\sigma(t)|_{\max} &\leq \left| \int_0^t \sigma_1(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau \right|_{\max} + \left| \int_0^t \sigma_2(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau \right|_{\max} = \\
&= \left| \int_0^t \sigma_1^0 \ddot{Z}(\tau) e^{-n_1 \omega_1(t-\tau)} \sin \omega_1 \sqrt{1-n_1^2} (t-\tau) d\tau \right|_{\max} + \\
&+ \left| \int_0^t \sigma_2^0 \ddot{Z}(\tau) e^{-n_2 \omega_2(t-\tau)} \sin \omega_2 \sqrt{1-n_2^2} (t-\tau) d\tau \right|_{\max} = \\
&= \frac{|\sigma_1^0| \sqrt{1-n_1^2}}{\omega_1} \left| \frac{\omega_1}{\sqrt{1-n_1^2}} \int_0^t e^{-n_1 \omega_1(t-\tau)} \ddot{Z}(\tau) \sin \omega_1 \sqrt{1-n_1^2} (t-\tau) d\tau \right|_{\max} + \\
&+ \frac{|\sigma_2^0| \sqrt{1-n_2^2}}{\omega_2} \left| \frac{\omega_2}{\sqrt{1-n_2^2}} \int_0^t e^{-n_2 \omega_2(t-\tau)} \ddot{Z}(\tau) \sin \omega_2 \sqrt{1-n_2^2} (t-\tau) d\tau \right|_{\max} = \\
&= \frac{|\sigma_1^0| \sqrt{1-n_1^2}}{\omega_1} |R_1| + \frac{|\sigma_2^0| \sqrt{1-n_2^2}}{\omega_2} |R_2|.
\end{aligned}$$

$|R_1|$  是对应于一定的周期及阻尼值的振谱数值, 它可以由豪斯纳等的振谱上定出, 为便于查表, 在利用振谱计算时, 取临界阻尼比  $n_c$  为 0.02.

将两种计算方法所得结果相比, 可以看出, 当单独考虑第一或第二振型时, 它们相差还是比较多的; 考虑了临界阻尼比的修正后, 两者就比较接近了. 若同时考虑第一及第二振型, 则由于振谱无法决定两个振型间的相位差, 因此得出的数值将是偏大的.

## 結 論 及 展 望

通过模型试验, 计算了重力坝标准坝段, 定库时, 在相当于 1940 年 5 月 18 日 El Centro 发生的地震作用下, 坝体的最大拉应力值及坝面位移值见表 2.

表 2

|                            | 第一振型(最大值)  | 第二振型(最大值)   | 第一及第二振型之和<br>(当第一振型为最大值时) |
|----------------------------|------------|-------------|---------------------------|
| 纵向地震作用下坝体最大拉应力, $\sigma_y$ | 100 (13 点) | 39.8 (13 点) | 81                        |
| 纵向地震作用下坝面最大位移              | 100 (7' 点) | -12 (7' 点)  | 94 (7' 点)                 |

计算结果表明, 对于高大的重力坝必须考虑第二振型的影响.

我们采用的方法, 虽然在理论上是较为满意的, 但此次研究尚系初次尝试. 通过此次实验与分析, 我们觉得还需要进一步研究.

1. 在推导相似律的过程中, 为了简化, 曾假设模型材料的泊松比  $\mu$  相等, 这将影响到把模型试验结果折合到实际水坝时, 计算结果的准确程度. 为此, 应进一步对动力模型相似律进行研究.

2. 在计算过程中所采用的混凝土阻尼系数看来是偏小的, 而阻尼对于在地震作用下, 坝体各点的应力及位移值产生影响. 因此前面得出的数值可能是偏大的. 实际水坝的阻尼系数需要进一步作试验, 最好是通过观测现有建成的水坝来确定.

3. 模型试验时是将坝的地基作为刚性固结的, 而实际水坝地基的弹性系数常与坝体材料的弹性系数相近 (这种情况下需要考虑地基的弹性), 这样将对坝身的振动特性产生



影响。地震时,地基的弹性对水坝振动特性的影响,有待进一步深入研究。

4. 现有的地震记录都是建坝以前的。水坝建成后,地震时地面运动将发生变化,这一点也待进一步探讨。

5. 本文仅考虑了水坝最低的两个振型,更高次振型对水坝的影响尚待深入研究。

6. 这里仅对一个地震记录进行了计算,显然,这是很不够的。我们很希望能有一些地震烈度比较准确的地震记录来进行计算,以便与按现行规范计算的结果进行比较。

7. 试验时假设坝基是作整体运动的,因此需要进一步研究坝基各点运动有相角差时,对坝体振动的影响。

本报告是本所抗震组研究工作的一部分,是在郑哲敏先生和董铁宝先生指导下进行的。在进行本报告所涉及的实验工作过程中,中国科学院土建所罗学海、徐祥文两位同志,清华大学第一届力学研究班振动专题小组,力学所的张正穆及韩良弼同志以及抗震组的其他同志们曾分别地参加了实验及讨论工作,并提出了许多宝贵意见,谨在这里表示谢意。

### 参 考 文 献

- [1] D. E. Hudson, L. L. Alford and G. W. Housner, Measured response of a structure to an explosive-generated ground shock, B.S.S.A. 1954.
- [2] G. W. Housner, Spectrum analysis of strong-motion earthquakes, B.S.S.A. 1953, p. 97.

## EFFECT OF EARTHQUAKES ON DAMS (1)

KUO HAN-YEN KIN SUN-SHU

(Institute of Mechanics, Academia Sinica)

### ABSTRACT

The results of a model investigation of the effects of earthquakes on dams are presented.

The experimentation consists of measuring the strains and displacements at various points on the surface of the model when the latter is suddenly set into vibration by a horizontal impulse applied to the base of the dam. The model is fixed to a rigid table hung on cables, and the impulse is applied by a heavy pendulum. The magnitude of the impulse is calibrated so that a known amount of momentum is transferred to the table by impact of the pendulum. The duration of impact is made much shorter than the second natural period of vibration of the model. The swing of the table after impact, being of very low frequency, does not cause any appreciable additional distortion to the model and can be neglected.

In so far as the model may be regarded as a linear elastic system, if we denote the stress (or displacement) measured at any point by  $K(t)$ , then for arbitrary ground acceleration  $\ddot{Z}(t)$ , such as produced by an earthquake, the stress (or displacement) at the same point may be evaluated by means of Duhamel integral, i.e.

$$\sigma(t) = \int_0^t K(t-\tau) \ddot{Z}(\tau) d\tau.$$

The model is made of rubber. Bonded resistance wire gauges are used for the measurement of strain. The strain gauges, because of their large rigidity in comparison with that of rubber, alter in a significant way the local strain distribution of the model, so that the apparent strain readings taken by the ordinary method do not give the actual strains which would be produced when no strain gauges were used.

However, it is found, by our experiment, that a definite ratio exists between the apparent and actual strains.

The results of our experiment are given in Figs. 3, 4, 5, 6, 7, 8.

$K(t)$  can be decomposed into various components of free vibration, each component being of the type  $e^{-n_i \omega_i t} \sin \sqrt{1 - n_i^2} \omega_i t$ . Conversion of the results of model experiment to the prototype is straight forward, provided one makes certain modifications to account for the differences in damping coefficients and neglects the difference in Poisson's ratios. Making use of this fact, the stresses are computed by means of Duhamel integrals, for which an actual acceleration seismogram is used. Similarly, use is made of the published strong motion earthquake spectra to find the upper bounds of stresses which may possibly occur during strong earthquakes.

WWW.CNKI.NET