

# 随机地震作用下地基及土石坝 永久变形分析

刘汉龙

(河海大学地质与岩土工程系, 南京, 210024)

**文 摘** 地基及土石坝在地震作用下的永久变形分析方法可分为确定性分析和随机性分析两大类。本文基于等价结点力模型, 将地震地面运动模拟为平稳高斯过滤白噪声过程, 通过随机地震反应分析, 建立了一种地基及土石坝在随机地震作用下的永久变形分析和永久变形危险性分析方法。该法不仅能预测永久变形的平均幅值, 而且能给出不同控制变形的破坏概率。本文最后对瀑布沟土石坝进行了数值分析, 并给出相关结论。

**关键词** 地基, 土石坝, 随机地震, 永久变形, 平均幅值。

## 1 引 言

地震产生的永久变形逐步成为评价土石坝抗震性能的一个重要依据。自60年代以来, 国内外学者已建立了不少研究方法<sup>[1]</sup>, 但绝大部分是针对某一条或几条已知的地震加速度历时曲线, 进行确定性数值积分。然而现有的研究结果表明, 土石坝的地震反应及永久变形与输入的地震波形有密切关系, 即使控制参数完全等效, 波形不同的数条地震波引起同一坝体的永久变形也有数倍之差<sup>[2]</sup>。而在实际工程中, 对某一建筑场地要想准确地估算出今后可能遭遇到的具体地震波形是不大可能的。因此, 合理的途径应当是考虑地震动过程的随机性, 经过场地地震危险性分析, 从统计概率角度对地基及土石坝的抗震性能进行评价。

关于随机地震作用的永久变形研究目前尚处于起步阶段。吴再光等基于软化模量模型建立了一种随机地震作用下平均永久变形计算方法<sup>[3]</sup>, 笔者等基于等价结点力模型也建立了一种随机地震永久变形平均算法<sup>[4]</sup>。但是, 土体随机地震反应分析的目的是为了评价或判断系统的安全程度, 从统计概率的角度对土体的安全度进行定量评价。因此, 仅仅计算平均永久变形还不能达到进行动力危险性分析的目的。本文在文献<sup>[5]</sup>的确定性分析基础上, 通过随机地震反应分析, 建立了随机地震作用下地基及土石坝永久变形分析方法和永久变形危险性分析方法, 然后对一工程实例进行了数值分析。

## 2 确定性分析的基本思路

文献<sup>[5]</sup>中的确定性永久变形计算方法是在 Serff 等价结点力法和 Taniguchi 等价惯性力法基础上经综合改进形成的, 其基本思路如下:

首先计算等价结点力。地震作用一般以水平剪切为主,因此按 Serff 假设可以将水平面近似作为最大剪应力作用面,地震永久变形就是在这些水平动剪应力作用下,沿着初始静剪应力方向积累的。按有限元概念,这组水平动剪应力作用可用等价结点力代替。由于动剪应力随时间变化,可用某一时段均匀等价应力  $\tau_{av} = 0.65\tau_{max}$  和等效循环周数  $N_{eq}$  来表示,则相应于  $\tau_{av}$  的等价结点力(图 1)为

$$F_h = \frac{1}{2} \tau_{av} (x_i - x_{i+1}) \quad (1)$$

$$F_v = \frac{1}{2} \tau_{av} (y_i - y_{i-1}) \quad (2)$$

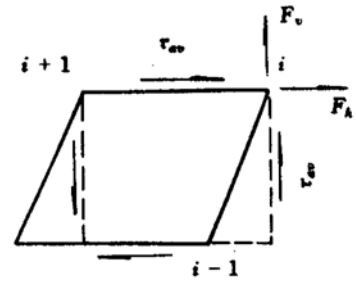


图 1 等价结点力

将每个结点周围单元的结点力叠加,可求得总的等价结点力。

计算出等价结点力后,以静力计算迭代结束时的模量为初始模量,采用如下 Taniguchi 给出的动应力与残余应变关系:

$$\frac{q_d}{p_0} = \frac{\gamma_R}{a + b\gamma_R} \quad (3)$$

式中  $q_d = \tau_d = \sigma_d/2$ ;  $p_0 = (\sigma_{10} + \sigma_{30})/2$ ;  $\sigma_{10}, \sigma_{30}$  为初始大小主应力;  $\sigma_d$  为试验施加的动应力幅值;  $a, b$  是由试验确定的常数,分别与主应力比  $K_c$  和循环周数  $N$  有关。将等价结点力作用到坝体单元的各结点上,所求得的变形就是地震产生的永久变形。由于剪切模量  $G$  与残余应变  $\gamma_R$  有关,故计算需迭代进行。

### 3 地基及土石坝随机地震反应分析

随机地震永久变形分析是在静力分析和随机地震反应分析基础上进行的。静力分析的目的一方面是了解土体内应力和位移分布,同时通过单元的应力水平分布检验坝体是否静力稳定;另一方面是确定坝体各单元的初始静围压,为随机地震分析提供计算条件。为了模拟土体非线性特性,本文采用邓肯-张模型。

对于高阻尼的土工建筑物,一般可假设随机地震输入为平稳过程,土体的随机反应也近似为平稳过程。因此,在确定基岩地震输入时,本文假定为平稳高斯过滤白噪声过程,其谱密度用金井清谱表示,即

$$S(\omega) = \frac{1 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (4)$$

式中  $\omega_g, \lambda_g$  分别为土层过滤器的圆频率和阻尼比,由地震烈度和场地条件确定;  $S_0$  为白噪声功率谱强度,与峰值地震加速度  $a_m$  有关,即

$$S_0 = \frac{4\lambda_g^2 a_m^2}{\pi \gamma_p^2 \omega_g (1 + 4\lambda_g^2)} \quad (5)$$

式中  $\gamma_p$  为峰值因子,通常  $\gamma_p = 3$ 。

根据场地地震危险性分析,确定坝基输入地震动过程中若干模型参数,并从土体动力试验

和现场波速测试中,确定各类土的等价线性动应力和应变模型参数,然后按文献[6]中土体平稳随机地震反应分析方法,可以方便地求出土石坝单元的随机地震响应及统计特性。对于随机永久变形分析来说,最关心的是动剪应力响应的功率谱密度。因此,随机地震分析结束后,对某一频率离散点  $\omega_j$ ,输出动剪应力响应的幅值  $H_{\tau_j}$ ,自乘一次即可得到动剪应力响应的功率谱密度为

$$G_{\tau}(\omega_j) = H_{\tau_j}^2 \quad (6)$$

对所有地震谱频率离散点进行计算,便可得到动剪应力响应的功率谱密度曲线,由此可进一步求出过程的各阶谱矩,平均穿零率和峰值概率密度等。

#### 4 永久变形随机反应分析

在实际工程中,由于人们不能准确预测场地今后若干年具体的地震波形,因此,也不可能准确预测今后若干年地震永久变形的大小,故永久变形也是一个随机变量。笔者认为,随机地震永久变形是由于随机的等价结点力作用下产生的。根据随机地震反应分析可知,当基岩地震输入是随机过程时,其各种变量的响应也是随机过程,则坝体内任意一点的动剪应力是随机变量。根据等价结点力概念,可求得相应于随机动剪应力的随机等价结点力为

$$\{F\} = [L]\{\tau\} \quad (7)$$

式中  $[L]$  为与坐标位置有关的矩阵。因此,问题归结为在动剪应力功率谱密度激励下计算永久变形的随机响应。

根据文献[6]随机地震反应分析的基本思路,功率谱密度的运动可以看作是由无穷多个不同频率的简谐振动组成,而每一个简谐振动(圆频率为  $\omega$ )的振幅的平方与功率谱  $G_{\tau}(\omega)$  成正比,因此将输入功率谱在频域上进行离散,形成一系列离散点  $\omega_j$  处的离散值  $G_{\tau}(\omega_j)$ 。对第  $j$  个频率离散点,假定输入量是以  $\omega_j$  为频率,  $\sqrt{G_{\tau}(\omega_j)}$  为幅值的谐振动,即

$$\tau = \sqrt{G_{\tau}(\omega_j)} \exp(i\omega_j t) = \tau_j \exp(i\omega_j t) \quad (8)$$

在计算等价结点力谱密度时,先由  $H_{\tau_j} \exp(i\omega_j t)$ ,通过式(7)的线性变换便可求出等价结点力响应  $H_{F_j} \exp(i\omega_j t)$ 。实际上,只需将剪应力的幅值  $H_{\tau_j}$  代入式(7),按常规方法求出等价结点力响应的幅值  $H_{F_j}$ ,然后将幅值  $H_{F_j}$  平方便可求得等价结点力的功率谱密度。同样,将等价结点力幅值加于坝体各单元结点上,利用下列位移平衡方程、几何方程和本构方程:

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (9)$$

$$\{\epsilon\} = [B]\{\delta\} \quad (10)$$

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (11)$$

可分别求出位移响应的幅值、应变响应的幅值和应力响应的幅值。将各种反应量的幅值各自平方,便得到各反应量的功率谱密度。对所有频率离散点进行计算,求得各反应量的功率谱密度曲线。

由于坝料的剪切模量依赖于所施加的剪应变幅值大小,因此必须确定与剪应变过程  $\gamma(t)$  相协调的剪切模量。根据式(10)计算的剪应变功率谱密度曲线可求出剪应变的零阶谱矩、二阶谱矩和四阶谱矩为

$$\sigma_{\dot{\gamma}}^2 = \int_0^{\infty} G_{\dot{\gamma}}(\omega) d\omega \quad (12)$$

$$\sigma_{\dot{\gamma}}^2 = \int_0^{\infty} \omega^2 G_{\dot{\gamma}}(\omega) d\omega \quad (13)$$

$$\sigma_{\dot{\gamma}}^2 = \int_0^{\infty} \omega^4 G_{\dot{\gamma}}(\omega) d\omega \quad (14)$$

又由剪应变峰值分布推求出剪应变峰值概率密度函数<sup>[7]</sup>为

$$p(\gamma_p) = \sqrt{\frac{1-\alpha^2}{2\pi\sigma_{\dot{\gamma}}^2}} \exp\left[-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2(1-\alpha^2)}\right] + \frac{\alpha\gamma_p}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2} \left[1 + \operatorname{erf}\left(\frac{\gamma_p}{\sigma_{\dot{\gamma}}\sqrt{2\alpha^{-2}-2}}\right)\right] \exp\left(-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2}\right) \quad (15)$$

式中  $\alpha = \frac{\sigma_{\dot{\gamma}}}{\sigma_{\gamma}}$  为带宽参数。由式(15)可见,该分布受带宽参数  $\alpha$  控制,当  $\alpha \rightarrow 1$  时,  $p(\gamma_p)$  退化为瑞利分布,即

$$p(\gamma_p) = \frac{\gamma_p}{\sigma_{\dot{\gamma}}^2} \exp\left(-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2}\right) \quad (16)$$

其均值大小为

$$E[\gamma_p]_2 = \int_0^{\infty} \gamma_p \frac{\gamma_p}{\sigma_{\dot{\gamma}}^2} \exp\left[-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2}\right] d\gamma_p = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \sigma_{\dot{\gamma}} \quad (17)$$

当  $\alpha \rightarrow 0$  时,  $p(\gamma_p)$  退化为高斯分布,即

$$p(\gamma_p) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\dot{\gamma}}} \exp\left(-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2}\right) \quad (18)$$

其均值大小为

$$E[\gamma_p]_1 = \int_{-\infty}^{\infty} |\gamma_p| \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\dot{\gamma}}} \exp\left[-\frac{\gamma_p^2}{2\sigma_{\dot{\gamma}}^2}\right] d\gamma_p = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \sigma_{\dot{\gamma}} \quad (19)$$

而实际土体反应则介于以上两种分布之间,即带宽参数  $\alpha$  介于 0 和 1 之间,因此可用如下方法确定土体的等价剪应变  $\gamma_{eq}$ <sup>[8]</sup>:

$$\gamma_{eq} = E[\gamma_p]_1 + \alpha(E[\gamma_p]_2 - E[\gamma_p]_1) \quad (20)$$

由此计算的  $\gamma_{eq}$  反应了剪应变过程响应的平均振动幅值,由  $\gamma_{eq}$  再根据式(3)动应力与残余应变关系求出新的剪切模量。考虑到材料非线性特性,求出新的剪切模量后,应与前一次模量进行比较,如不满足迭代控制条件,则继续迭代,本文迭代控制条件定为相对误差不超过 5%。

迭代结束后,输出永久变形响应的幅值  $H_{\delta_j}$ ,自乘一次得到永久变形响应的功率谱密度  $G_{\delta}(\omega_j)$ 。对每个离散的频率点计算,可求出永久变形功率谱密度曲线,由此可求得永久变形的零阶谱矩、二阶谱矩和四阶谱矩,即

$$\sigma_{\delta}^2 = \int_0^{\infty} G_{\delta}(\omega) d\omega \quad (21)$$

$$\sigma_{\delta}^2 = \int_0^{\infty} \omega^2 G_{\delta}(\omega) d\omega \quad (22)$$

$$\sigma_{\delta}^2 = \int_0^{\infty} \omega^4 G_{\delta}(\omega) d\omega \quad (23)$$

$t$  时刻永久变形响应过程  $\delta(t)$  的平均穿零率为

$$V_0^+(t) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_\delta}{\sigma_\delta^2} \quad (24)$$

穿越某界限值  $b$  的单位时间次数为

$$V_b^+(t) = V_0^+(t) \exp\left(-\frac{b^2}{2\sigma_\delta^2}\right) \quad (25)$$

当界限值  $b$  较高时,  $\delta(t)$  穿越  $b$  的次数近似服从 Poisson 分布, 因此可以推出在  $[0, T]$  时段内不超过界限  $b$  的概率, 即  $\delta_m$  的概率分布函数为

$$F_{\delta_m}(b) = P(\delta_m \leq b) = 1 - \exp\left[-2 \int_0^T V_b(t) dt\right] \quad (26)$$

相应地在  $[0, T]$  时段内首次超越  $b$  的概率, 即首次破坏概率为

$$P(\delta_m \geq b) = 1 - F_{\delta_m}(b) \quad (27)$$

根据式(26), 可推出永久变形响应最大值  $\delta_m$  的均值和标准差为

$$E[\delta_m] = \left[ \sqrt{2 \ln(V_0 T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(V_0 T)}} \right] \sigma_\delta \quad (28)$$

$$\sigma[\delta_m] = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\sqrt{2 \ln(V_0 T)}} \sigma_\delta \quad (29)$$

通过式(28)可以了解到在整个地震时段内可能出现的最大反应值的平均大小。由式(29)可知最大反应的离散程度, 进一步可以确定具有任何累积概率的最大反应。显然, 这种给出反应量的大小及其相应的概率, 比单独给出某一条确定的地震波作用下的单值反应更合理和全面。这也是随机性分析和确定性分析的区别所在。

## 5 永久变形危险性分析

以上进行了永久变形随机反应分析, 但这种分析是针对某一确定的地震强度  $A = a$  时由于地震波细节的随机性而引起的永久变形条件概率分布, 即  $F_\delta(b|A = a)$ , 而实际上地震强度本身也是不可预见的随机变量。通过场地危险性分析可得出  $A$  的概率分布为  $F_A(a)$ , 因此, 要完整地计算永久变形  $\delta$  超过某一值  $b_0$  的概率, 则需进行全概率分析。

假定已从地震危险分析中确定出今后数年内场地地震加速度  $A$  的超越概率  $P(A > a) = 1 - F_A(a)$  和概率密度  $f_A(a)$ , 而任一地震强度  $A = a$  作用下土体永久变形的概率分布由  $P(\delta > b_0|a) = 1 - F_\delta(b_0|a)$  也可以按前述的方法求出, 则按全概率法则, 永久变形  $\delta > b_0$  的危险性为

$$P(\delta > b_0) = \int_0^{a_m} P(\delta > b_0|a) f_A(a) da = \int_0^{a_m} [1 - F_\delta(b_0|a)] f_A(a) da \quad (30)$$

式中  $a_m$  为今后数年内地面最大加速度的上限值。如果地震危险性分析只给出离散化的地面加速度超越概率数值  $P(A > a_i)$ , 则式(30)积分可简化为

$$P(\delta > b_0) = \sum_{i=1}^n [1 - F_\delta(b_0|\frac{a_i + a_{i+1}}{2})] [P(A > a_i) - P(A > a_{i+1})] \quad (31)$$

式中  $n$  为离散点总数。通过式(31)则可确定土工建筑物在今后若干年内永久变形  $\delta$  超越任何界限值  $b_0$  的概率。

对以上的方法,本文进行了程序实施,它与地基及土石坝静力计算和随机地震反应分析程序结合在一起成为一个可以同时静力分析、随机地震反应分析和永久变形随机分析的计算程序,因篇幅所限框图从略。

## 6 实例分析

瀑布沟土石坝位于大渡河中游四川省汉源县境内,坝顶高程 858m,最大坝高 188m,坝基覆盖层最厚达 75m,正常蓄水位 850m,总库容为 50.64 亿  $m^3$ ,是我国目前在建的大型土石坝之一。由于该坝址位于我国西南高烈度地震区,因此在强震作用下坝体及覆盖层抗震性能与地震产生的永久变形是必须研究的重要课题之一。

根据本文随机地震永久变形计算方法,取该坝典型剖面如图 2,利用有限元将坝体离散成 423 个等参单元及 439 个结点。

坝体材料的静动力计算参数按文献[9]所给的数据选取。根据瀑布沟坝址地震危险性分析,通过场地条件和地震烈度推求出金井清谱参数  $\omega_g = 19.10(1/s)$ ,  $\lambda_g = 0.32$ ,由式(5)可求得相应于峰值加速度  $a_m = 0.2g$  的  $S_0 = 0.0065m^2/s^3$ 。

6 种材料的永久变形计算参数,由动三轴试验并参考以往的试验成果求出,如表 1 所示。

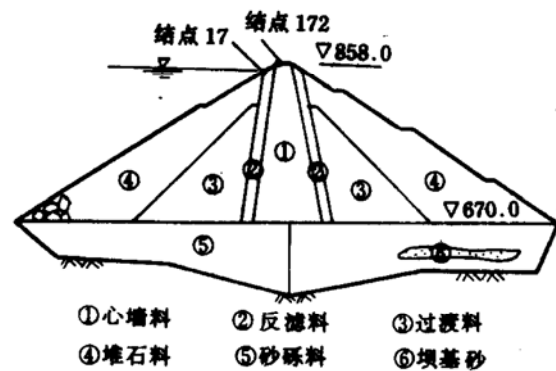


图 2 计算剖面图

表 1 永久变形计算参数

材料	$K_c$	$a$			$b$		
		5 周	10 周	20 周	5 周	10 周	20 周
坝基砂	1.5	0.052	0.061	0.069	3.380	4.290	5.230
	2.0	0.042	0.050	0.060	3.320	4.233	5.211
	2.5	0.031	0.039	0.049	3.260	4.176	5.192
反滤料	1.5	0.014	0.018	0.016	1.720	1.695	1.828
	2.0	0.043	0.043	0.050	1.612	1.738	1.707
	2.5	0.073	0.080	0.084	1.520	1.700	1.700
过渡料	1.5	0.014	0.018	0.016	1.720	1.695	1.828
	2.0	0.043	0.043	0.050	1.612	1.738	1.707
	2.5	0.073	0.080	0.084	1.520	1.700	1.700
砂砾料	1.5	0.013	0.015	0.017	2.068	2.117	2.221
	2.0	0.011	0.012	0.014	2.057	2.102	2.217
	2.5	0.010	0.011	0.013	2.040	2.085	2.124
堆石料	1.5	0.012	0.014	0.016	2.065	2.113	2.190
	2.0	0.010	0.011	0.013	2.020	2.080	2.121
	2.5	0.010	0.010	0.012	2.010	2.080	2.120
心墙料	1.5	0.062	0.053	0.091	1.266	0.975	0.821
	2.0	0.062	0.132	0.181	1.580	1.200	1.010
	2.5	0.062	0.211	0.271	1.894	1.425	1.179

为了分析永久变形在今后若干年内危险性,通过对输入地震危险性分析,本文选择文献[10]中100年的超越概率曲线,将其离散为9个点,每个点的超越概率值由表2给出。

表2 输入地震加速度的超越概率

$a_i(m/s^2)$	0.25	0.75	1.25	1.75	2.25	2.75	3.25	3.75	4.25
$P(A > a_i)$	0.46	0.09	0.038	0.018	0.011	0.0069	0.0036	0.0018	0.0007

计算时首先分析  $a_m = 0.2g$  时永久变形响应的平均最大值分布和标准差分布,并与文献[9]中确定性计算结果对比。然后,将8个  $(a_i + a_{i+1})/2$  (分别为0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0  $m/s^2$ ) 换算成相应的8条基底加速度输入功率谱,选择坝顶和坝体内5个控制结点,对每个结点相应给了15个永久变形的界限值,分别求出对应于各个功率谱不同结点、不同界限值的永久变形的概率。再利用全概率方法,计算每个结点的永久变形在今后若干年内不同界限值的超越概率。

$a_m = 0.2g$  时平均最大水平向和垂直向永久变形等值线分布见图3,图中虚线为文献[9]中对符合功率谱的某一条样本曲线确定性积分的计算值。由图中可见,两者分布规律很相似,随机反应计算得到的永久变形平均最大值与一个样本确定性计算的最大值结果比较接近,这也说明了本文建立的永久变形随机性分析方法的合理性。图4是水平向和垂直向永久变形的标准差等值线,从图中可见,永久变形标准差值不大,表明永久变形最大值的离散程度较小。

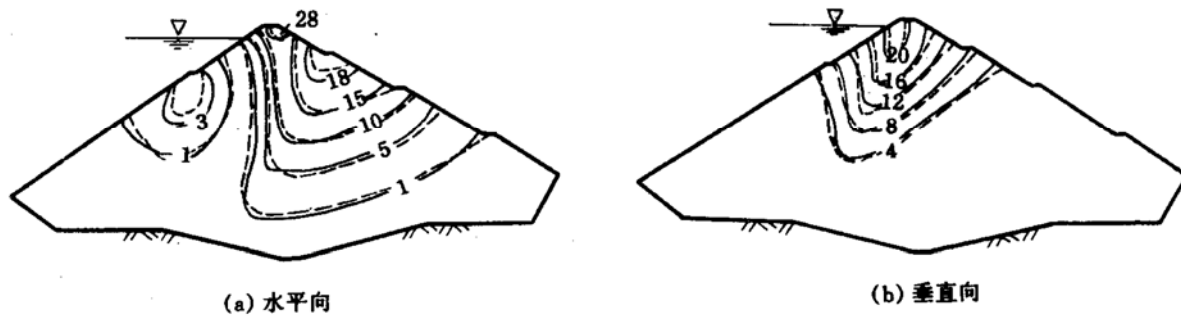


图3 永久变形最大值均值等值线(cm)

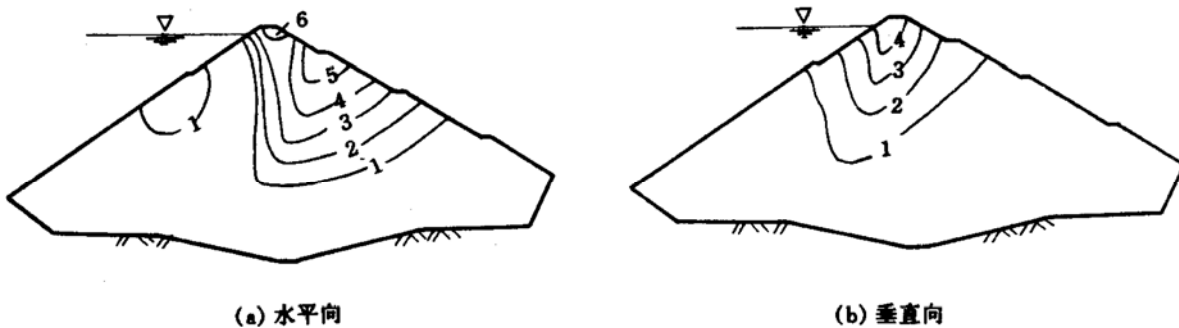


图4 永久变形最大值标准差等值线(cm)

表3为结点172水平永久变形对应不同峰值加速度和允许变形界限值的概率分布。由表中可见,由于永久变形分布离散程度不大,因此其概率分布比较集中。通过此表可查出对应某一加速度  $a_i$ ,由于地震波细节的随机性而引起的坝体永久变形的概率分布。如当  $a_m = 0.2g$  (相当于8度地震)及允许变形为35cm时,其不发生破坏的概率,即可靠性为88.31%,而当允



许变形增大为 50cm 时,相应坝体可靠性则增至 99.89%。

表 3

结点 172 水平永久变形概率分布

$\frac{p_s^*}{b_0} \backslash a_m$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.00	0.00005	0.00014	0.00026	0.00033	0.00041	0.00051	0.00060	0.00088
2.00	0.00072	0.00029	0.00036	0.00040	0.00046	0.00055	0.00064	0.00092
5.00	1.88467	0.00825	0.00186	0.00102	0.00083	0.00084	0.00086	0.00115
10.00	92.2836	4.20969	0.13658	0.01736	0.00564	0.00327	0.00236	0.00252
15.00	99.98795	59.64702	5.73747	0.44993	0.07021	0.02256	0.01048	0.00829
20.00	100.0000	96.00115	41.21508	6.12511	0.83585	0.18641	0.06003	0.03514
25.00	100.0000	99.84407	82.14151	30.26240	6.09196	1.31596	0.35058	0.16319
30.00	100.0000	99.99711	96.92342	65.46658	23.39538	6.41250	1.73183	0.71694
35.00	100.0000	99.99998	99.64538	88.30808	51.20325	20.10950	6.46032	2.67208
50.00	100.0000	100.0000	99.99993	99.89865	96.84756	82.33715	55.56672	34.15578
75.00	100.0000	100.0000	100.0000	99.99999	99.99814	99.88992	98.65903	94.68552
90.00	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	99.99999	99.99817	99.93203	99.48545
120.00	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	99.99999	99.99996	99.99873
160.00	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	99.99999
200.00	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000	100.0000

\*  $P_s$  为  $P(\delta \leq b_0)$  (%)

表 4 为结点 172 水平永久变形在今后 100 年内超越概率分布,表 5 为结点 17 垂直向永久变形的超越概率分布。对结点 172,如果选择水平允许变形为 10cm,则在今后 100 年内的破坏概率为 11.56%,而如果选择水平允许变形为 25cm,则破坏概率将降至 1.85%。对于结点 17,同样如果选择竖向允许变形为 10cm,则破坏概率为 6.28%,如果允许变形增大到 20cm,则破坏概率将降至 1.28%。总之,对任一可能发生的永久变形都能查出相应的破坏概率,从而使工程设计人员能够根据大坝的重要性,从安全和经济的角度,选择不同的破坏概率或不同的永久变形作为控制标准,进行优化设计。

表 4

结点 172 水平永久变形的超越概率

$b_0$ (cm)	0.00	2.00	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	50.00	75.00	90.00	120.00
$P(\delta > b_0)$ (%)	100.00	45.929	45.232	11.563	5.715	3.066	1.853	1.212	0.838	0.234	0.018	0.008	0.001

表 5

结点 17 竖向永久变形的超越概率

$b_0$ (cm)	0.00	2.00	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	50.00	75.00	90.00	120.00
$P(\delta > b_0)$ (%)	100.00	45.929	34.469	6.282	2.340	1.284	0.709	0.364	0.162	0.009	0.003	0.001	0.000

## 7 结 语

地震的随机性导致了进行随机地震反应分析的必要性。本于基于整体分析的等价结点力模型,将地震动模拟为平稳高斯过滤白噪声过程,在随机地震反应分析基础上,建立了一种地基、土



石坝随机地震永久变形和危险性分析方法。通过随机性分析避免了在确定性分析时选择不同的地震波得出不同的永久变形的缺陷,同时还能获得各种可靠性指标。利用该法对瀑布沟土石坝进行地震永久变形分析,验证了方法的合理性,为大坝抗震和优化设计提供了依据。

本文研究工作得到了河海大学[钱家欢]、卢盛松和陆兆溱三位教授指导,在此表示衷心感谢。

### 参 考 文 献

- 1 刘汉龙. 土体地震永久变形分析述评. 水利水电科技进展, 1995, 15(4): 22~28.
- 2 Makdisi F I, Seed H B. Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake - Induced Deformations. Proc ASCE, JGED, 1978, 104(GT7): 849~867.
- 3 吴再光, 韩国城. 粉土海堤随机地震反应及振陷变形分析. 见: 首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会论文集, 浙江大学出版社, 1992, 401~406.
- 4 刘汉龙, 钱家欢. 随机地震作用下土石坝永久变形预估, 河海大学学报, 1996, 24(2).
- 5 刘汉龙, 陆兆溱, 钱家欢. 土石坝地震永久变形分析, 河海大学学报, 1996, 24(1): 91~96.
- 6 刘汉龙, 陆兆溱, 钱家欢. 土石坝非线性随机反应及动力可靠性分析. 将刊于河海大学学报, 1996, 24(3).
- 7 星谷胜. 随机振动分析. 常宝琦译. 北京: 地震出版社, 1977.
- 8 吴再光. 土层随机地震反应的一种改进算法. 振动工程学报, 1990, 3(1): 56~59.
- 9 刘汉龙. 土体地震永久变形分析[博士学位论文]. 河海大学, 1994.
- 10 陈根达, 金春山, 林皋. 拉西瓦水电站场址地震危险性分析. 大连理工大学学报, 1990, 30(1), 101~110.

## Permanent Deformation of Foundation and Embankment Dam due to Stochastic Seismic Excitation

*Liu Han-long*

(Hohai University, Nanjing, 210024)

**Abstract** The permanent deformation analysis of foundation and embankment dam due to earthquake is composed of two parts, the first is determinate analysis, the second is stochastic analysis. In the paper, the earthquake ground motion is simulated as a zero-mean stationary Gaussian process. On the basis of equivalent nodal force model and stochastic seismic response analysis, a stochastic seismic permanent deformation and dynamic risk analytical method is established, which can predict not only the average maximum value of earthquake induced deformation but also different reliabilities under different control deformations. At last, a case study on Pubugou embankment dam is made, and the related conclusions is given.

**Key words** foundation, embankment dam, stochastic seism, permanent deformation, average amplitude of vibration.