水　利　学　报
2020年5月　SHUILI　XUEBAO　第51卷　第5期

文章编号:0559-9350(2020)05-0580-09

沥青混凝土心墙堆石坝地震变形评价方法及其可靠度分析

李炎隆，唐　旺，温立峰，吴海波
（西安理工大学 省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室，陕西 西安　710048）

摘要：沥青混凝土心墙堆石坝可就地取材，工程造价低，在我国西部强震区被广泛应用。因其工作条件复杂，且筑坝材料具有非线性特性，故其地震安全评价问题一直受到工程界的关注。因此开展地震作用下沥青混凝土心墙堆石坝的可靠度分析具有理论意义和工程应用价值。本文以坝体裂缝作为坝体地震变形破坏的判断依据，将坝体地震变形倾度作为地震安全的控制指标，建立了基于倾度法和中心点法的沥青混凝土心墙堆石坝地震变形可靠度分析方法。以某98 m高的沥青混凝土心墙堆石坝为例，进行了地震变形的可靠度分析。结果表明：基于本文沥青混凝土心墙堆石坝地震变形可靠度分析方法，获得的大坝设计基准期内的年计地震变形失效概率p_f=2.156×10^{-6}，对应的可靠指标β=4.6，满足规范要求；采用倾度法和中心点法相结合，可以考虑坝体材料分区的影响，获得较为准确的土石坝地震变形失效概率结果，对土石坝具有普遍适用性。本文提出的土石坝坝体地震变形可靠度分析方法，可为沥青混凝土心墙堆石坝抗震设计、地震风险分析以及风险等级的建立提供依据。

关键词：沥青混凝土心墙堆石坝；坝体变形；倾度法；中心点法；地震可靠度
中图分类号：TV641.4　　**文献标识码：**A　　**doi：**10.13243/j.cnki.slxb.20200012

1　研究背景

沥青混凝土心墙堆石坝具有适应变形能力强、防渗性能好、可就地取材、工程造价低等优点，在我国地震频发的西部地区得到了广泛应用[1-3]，然而大坝一旦失事，将会造成不可估量的损失[4]，因此，开展沥青混凝土心墙堆石坝的抗震安全评价研究十分重要。国内外试验结果与实际的地震经历表明，坝体变形破坏是土石坝主要震害形式之一[4-5]。大坝的变形值过大，坝体将会出现明显的不均匀沉降从而产生裂缝，这会直接影响大坝的安全运行[6-7]。因此，考虑坝体的变形，将坝体裂缝作为坝体地震变形破坏的判断依据，来分析土石坝的地震失效概率，是土石坝安全评价的一种新思路。

土石坝地震安全评价一直是工程界最为关注的问题之一，国内外许多学者围绕这个问题开展了研究。赵剑明等[8]从坝坡稳定、地震永久变形以及防渗体安全的角度对高心墙坝进行了极限抗震能力研究。邵磊等[9]基于地震作用下土石坝的变形，提出了高心墙坝极限抗震能力和破坏过程的分析方法，初步建立了大坝抗震极限判别标准。庞锐等[10]基于MSA法(多条带分析法)，对高心墙坝进行了地震易损性分析，研究了适用于高心墙坝地震破坏等级的划分标准。徐斌等[11]将坝顶震陷率和坝坡累积滑移量作为抗震安全评价指标，在不同地震荷载作用下对高心墙坝进行易损性分析。Pang等[12]采用广义概率密度演化方法，从随机性的角度有效地评价了高土石坝的抗震安全性。吕小龙和迟世春[13]将坝顶震陷率作为地震安全评价指标，考虑了坝体材料属性和地震作用的不确定性，结合蒙特卡罗法提出了高土石坝地震可靠度分析方法。陈玺等[14]提出了洪水及地震共同作用

收稿日期：2020-01-06；网络首发时间：2020-05-06
网络出版地址：http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20200506.1630.001.html
基金项目：国家自然科学基金优秀青年科学基金项目(51722907)，国家自然科学基金项目(51979224，51909215)
作者简介：李炎隆(1980-)，博士，教授，主要从事水利工程安全评价与风险预警研究。E-mail：liyanlong@xaut.edu.cn

下土石坝坝坡稳定分析方法，为极端工况下坝坡风险分析提供了思路。已有研究成果建立了若干土石坝抗震安全评价指标，并初步用于评价土石坝的地震安全性及失效概率，为土石坝的建设提供了技术支撑。然而，目前将坝体裂缝作为坝体地震变形破坏的判断依据而开展土石坝地震变形失效概率的研究较少。

针对沥青混凝土心墙堆石坝的特点，本文以坝体裂缝作为判断坝体地震变形破坏的依据，将坝体地震变形倾度作为抗震安全控制指标，建立基于倾度法和中心点法的沥青混凝土心墙堆石坝地震变形可靠度分析方法。基于该方法对某沥青混凝土心墙堆石坝实例进行地震变形的可靠度分析，获得该坝设计基准期内的地震变形失效概率。本文研究内容对沥青混凝土心墙堆石坝的抗震设计和地震风险分析有重要的意义。

2　土石坝坝体地震变形评价及其可靠度分析方法

2.1　坝体地震变形评价方法　由于坝体材料属性以及坝体可压缩土层厚度的不确定性，地震会促使土石坝坝体不同区域产生不均匀沉降，进而可能导致坝体在竖直方向产生错动。当错动量达到临界状态时，坝体就会沿位移方向形成破坏面。然而坝体在水平方向也会产生位移，这将使得破坏面变成裂缝[15]。目前，倾度法(又称为不均匀沉降斜率法)常被用来进行坝体变形分析[15-17]，该方法能够通过坝体地震变形资料来评价坝体地震变形，具体思路如下：

选取土石坝在同一高程处的两个观测点A、B，如图1所示。假设两点间的水平距离为Δy，A、B处测得的震后沉降量为S_a、S_b，定义震后A'、B'两点间的倾度γ如下[15]：

$$\gamma \approx \tan\alpha = \frac{\Delta S}{\Delta y} \times 100\% = \frac{|S_a - S_b|}{\Delta y} \times 100\% \tag{1}$$

式中：ΔS为S_a、S_b差值的绝对值。

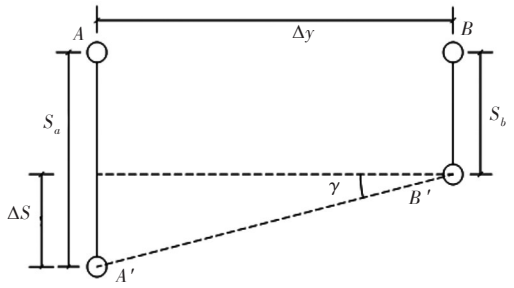


图1　倾度示意图

从式(1)可以看出，倾度法是考虑两点间变形差的问题，其实质是反映水平土层遭受竖直变形差异的程度。假设震后A'、B'两点间临界破坏倾度为γ_c，则坝体变形破坏状态可以按下式判别：

$$\begin{cases} \gamma_c < \gamma，\text{发生破坏} \\ \gamma_c = \gamma，\text{极限状态} \\ \gamma_c > \gamma，\text{不发生破坏} \end{cases} \tag{2}$$

临界破坏倾度由土料性质、变形条件等多个因素决定。其取值一般可以通过现场测量某一坝段的裂缝来确定，也可以通过土梁挠曲试验获得大坝土料的临界破坏倾度。目前，临界破坏倾度的取值主要通过经验数据确定，李君纯[16]对国内若干产生裂缝的土石坝进行分析，认为临界破坏倾度一般取1%左右是合适的。

2.2　坝体地震变形可靠度分析　坝体变形的可靠性可以理解为在一定的外部条件作用下，坝体结构保持稳定的可能性。本文采用中心点法对坝体地震变形的可靠度进行分析，其优点在于可不必知道基本变量的真实概率分布，可以直接用结构功能函数的统计参数表示可靠指标。

假设结构的功能函数为Z：

$$Z=\gamma_c-\gamma=g\left(x_1,\ x_2,\ \cdots,\ x_n\right) \tag{3}$$

极限状态可表示为：

$$Z=g\left(x_1,\ x_2,\ \cdots,\ x_n\right)=0 \tag{4}$$

其中功能函数的基本变量为$X_i=(x_1,\ x_2,\ \cdots,\ x_n)$，$x_1,\ x_2,\ \cdots,\ x_n$可以是$\gamma_c$，$\Delta y$，$\Delta S$等。在不同时刻不同点，均可获得一组$X_i$，假设其统计参数中的均值和标准差分别为$\mu_{xi}$和$\sigma_{xi}$。将功能函数$Z$在中心点$M$处按照Taylor级数展开，为获得其线性方程，近似地可只取到一次项：

$$Z=g\left(\mu_{x1},\ \mu_{x2},\ \cdots,\ \mu_{xn}\right)+\sum_{i=1}^{n}\left(X_i-\mu_{xi}\right)\frac{\partial g}{\partial X_i}\bigg|_M \tag{5}$$

此时，结构功能函数Z的统计参数为：

$$\begin{cases}\mu_Z=g\left(\mu_{x1},\ \mu_{x2},\ \cdots,\ \mu_{xn}\right)\\ \sigma_Z=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\sigma_{xi}\dfrac{\partial g}{\partial X_i}\bigg|_M\right)^2}\end{cases} \tag{6}$$

则可靠指标β可表示为：

$$\beta=\frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{7}$$

3　土石坝地震变形失效概率的计算方法

在计算土石坝地震失效概率时，受地震作用不确定性的影响，还应考虑坝址处相应地震烈度的发生概率。地震工程领域中，50年内地震烈度的极大值分布一般符合极值Ⅲ型。因此，t年内地震烈度的概率分布函数可近似地表示为[18-19]：

$$F_t(I)=\exp\left[-\frac{t}{50}\left(\frac{\omega-I}{\omega-\varepsilon}\right)^K\right] \tag{8}$$

式中，ω为地震烈度上限值12；I为发生的地震烈度；ε为众值烈度；K为形状参数，可采用分位值法确定，目前由于K的取值方法并不完善，考虑到现行的抗震设计规范，本文采用设计基准期内50年超越概率10%的地震烈度来计算K值[18-19]，后文实例中工程场地50年超越概率10%对应的地震烈度为6.1度，则K=8.612。

坝址处相应地震烈度的发生概率$P(I)$可用下式表示[20]：

$$P\left(I\right)=F_t(I+1)-F_t(I)=1-F_t(I) \tag{9}$$

计算出土石坝坝体地震变形可靠指标后，其失效概率p_f可根据《水利工程结构可靠性统一设计标准(GB50199-2013)》中“可靠指标与失效概率对照表”查得，也可通过公式$P_f=\Phi(-\beta)$计算[20]，式中Φ为标准正态分布函数。综上，最终土石坝地震变形失效概率P_f可以通过下式计算：

$$P_f=P\left(I\right)\cdot p_f \tag{10}$$

4　工程实例

4.1　工程概况　某沥青混凝土心墙堆石坝最大坝高98 m，坝顶宽度10 m，坝顶高程411 m，坝顶上设有防浪墙，坝轴线全长365 m。大坝坝体与上游围堰结合，坝体上游坝坡高程369.5 m以上坡比为1∶2.75，以下坡比为1∶2.5。坝体下游坡比为1∶1.8。心墙厚度不等，顶端厚60 cm，横断面呈梯形，在心墙上下游两侧设置360 cm厚的过渡料，底端设置混凝土基座。大坝正常蓄水位为407 m。该坝最大横剖面如图2所示。该大坝属于Ⅱ等大(2)型工程，工程场地50年超越概率10%的基岩水平峰值加速

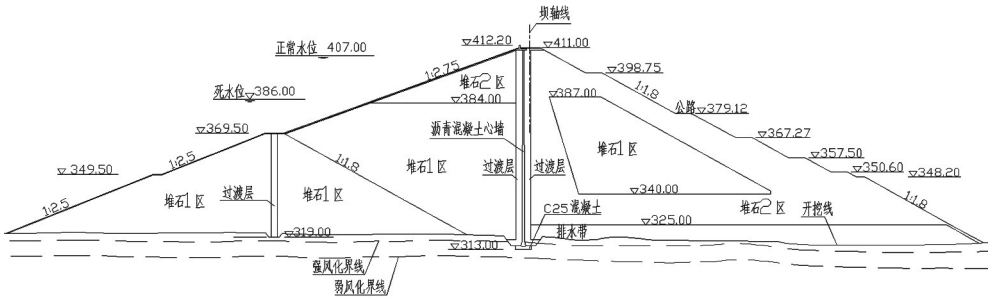


图2　沥青混凝土心墙堆石坝最大横剖面（单位：m）

度值为0.55 m/s^2，对应地震烈度为6.1度，100年超越概率2%的基岩水平峰值加速度值为1.29 m/s^2，区域构造稳定性好。

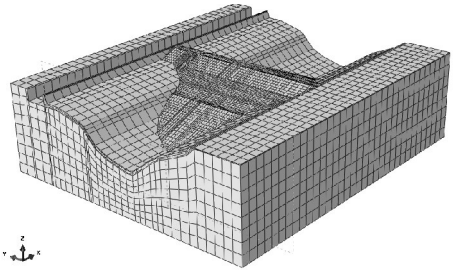


图3　沥青混凝土心墙堆石坝三维计算模型

4.2　计算模型　根据该工程的剖面图与平面布置图建立三维有限元计算模型，如图3所示。模型大部分采用六面体八节点单元进行剖分，少数突变处采用四面体四节点单元剖分，模型共计99158个节点，83854个单元。模型地基底部设置为全约束，四周设置为法向约束。其中坐标系以顺河向为X轴，向下游为正；以坝轴线方向为Y轴，向左岸为正；以竖直向为Z轴，向上为正。

模型分32个分析步进行模拟，第1步模拟生成地基、岸坡及溢洪道；第2步—第9步模拟围堰分层浇筑至堰顶；第10步模拟堰前蓄水；第11步消除围堰自身位移；第12步—第29步模拟坝体分层浇筑至坝顶；第30步—32步模拟水位由堰前蓄水位升至正常蓄水位。首先进行静力计算，为动力计算提供初始条件；然后将地震产生的动水压力与坝体质量叠加进行动力分析。动水压力采用等效附加质量M_0来表示，按式(11)计算[21]。

$$M_0=\frac{7}{8}\rho\sqrt{H_0 z} \tag{11}$$

式中：ρ为水的密度；H_0为坝前库水水深；z为计算点水深。

该坝最大坝高为98 m，根据《水工建筑物抗震设计标准(GB51247-2018)》，达到提级标准，按Ⅰ级建筑物设计。提高其设计烈度至7度，采用100年超越概率为2%的基岩水平峰值加速度1.29 m/s^{2}进行抗震计算。本文采用时程分析法对大坝进行三维动力有限元分析，动力输入采用无质量弹性地基，地震波根据规范(GB51247-2018)给出的标准设计反应谱曲线人工生成，从X、Y和Z三个方向同时输入。计算地震总时长为20 s，时间间隔为0.01 s。三组地震波的时程曲线如图4所示。

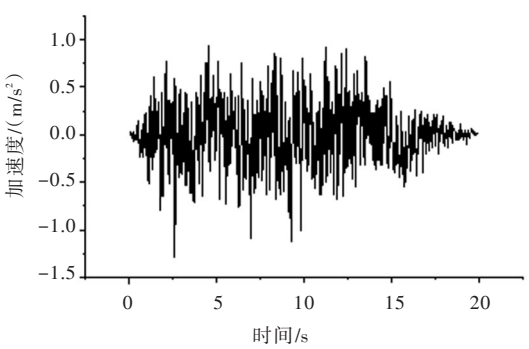
4.3　本构模型及计算参数　本文静力计算采用在土石坝中应用广泛的邓肯-张E-B弹性非线性模型[22]，模型中材料参数取值由试验获得，如表1所示。动力计算采用等效线性黏弹性模型[23]，主要参数取值如表2所示。

本文地震永久变形分析采用沈珠江模型和等效节点力法模拟[24]。沈珠江模型中，残余体应变$\Delta\varepsilon_v$和残余剪应变$\Delta\gamma_s$的增量形式表示为：

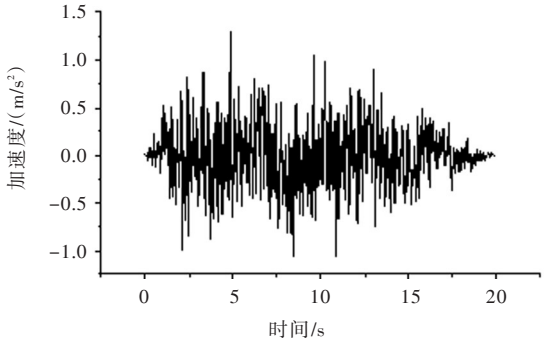
$$\Delta\varepsilon_v=c_1(\gamma_d)^{c_2}\exp\left(-c_3 S_1^{\,2}\right)\frac{\Delta N_L}{1+N_L} \tag{12}$$

$$\Delta\gamma_s=c_4(\gamma_d)^{c_5}S_1^{\,2}\frac{\Delta N_L}{1+N_L} \tag{13}$$

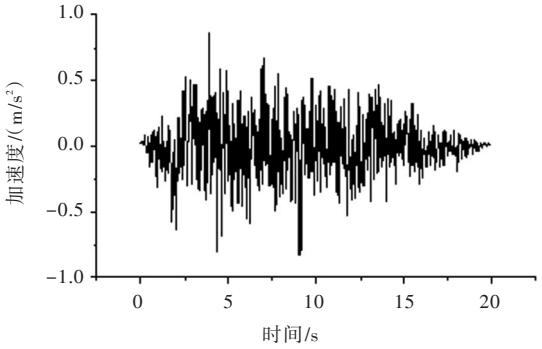
式中：N_L、ΔN_L为振动总次数和时段增量；c_1、c_2、c_3、c_4、c_5为5个动力残余变形试验参数，具



（a）顺河向地震动加速度时程



（b）坝轴线方向地震动加速度时程



（c）竖直向地震动加速度时程

图4　人工合成地震动加速度时程

表1　坝体材料静力计算参数

筑坝料	ρ/(kg/m^3)	K	n	R_f	c/kPa	φ/(°)	K_b	m	K_{ur}
堆石1区	2050	600	0.65	0.85	10	30	300	0.1	1200
堆石2区	2150	750	0.6	0.78	0	36	450	0.05	1500
排水带	2100	1000	0.55	0.8	0	42	650	0.05	2000
过渡层	2200	1000	0.55	0.8	0	42	700	0.1	2000
沥青混凝土心墙	2400	320	0.3	0.84	100	30	2134	0.29	2800

注：K是弹性模量系数；n是弹性模量指数；R_f是破坏比；c是凝聚力；φ是内摩擦角；K_b是体积模量系数；m是体积模量指数；K_{ur}是回弹模量系数。

表2　坝体材料动力计算参数及动力残余变形试验参数

筑坝料	ρ/(kg/m^3)	k_1	k_2	n	λ_{max}	c_1/%	c_2	c_3	c_4/%	c_5
堆石1区	2100	18.80	2336	0.268	0.19	0.74	0.43	0	9.55	0.38
堆石2区	2050	17.95	2270	0.273	0.22	0.72	0.96	0	9.34	0.37
排水带	2100	23.5	2700	0.375	0.22	0.56	0.42	0	8.25	0.40
过渡层	2200	23.5	2700	0.375	0.22	0.56	0.42	0	8.25	0.40
沥青混凝土心墙	2400	15.70	3000	0.08	0.30	0.04	0.17	0	18.9	1.02

注：k_1、k_2、n是试验确定的材料参数；λ_{max}是最大阻尼比。

体取值如表2所示。沥青混凝土心墙堆石坝的动力响应分析不能直接计算出坝体震后残余变形，应将残余应变转换成直角坐标系下的应变，并保证其主轴方向与静力状态的应力主轴方向一致，再把该应变转换为单元的等效静结点力作为外荷载施加于坝体，按静力方法计算坝体残余变形[24]。

4.4　坝体地震变形可靠度分析　数值计算模拟实际的施工过程，将坝体整体划分成17层。为便于分析，本文选取3个控制断面，分别为坝体最大坝高剖面（坝0+162.71），坝体左岸岸坡剖面

(坝0+247.84)以及坝体右岸岸坡剖面(坝0+110.77)进行分析。根据4.3节的计算方法对该坝进行永久变形计算，然后通过倾度法和中心点法对该坝进行坝体地震变形可靠度分析。由于该坝为心墙坝，每层土层需要从心墙上、下游两侧分别进行分析。在同一侧同一土层中，选取多组连续结点A、B，尽量保证每组结点的水平距离Δy一致。本文选取的结点即为模型有限元网格上的结点，在对模型进行网格剖分时，尽量使同一水平上的网格结点间距一致。根据每组结点的水平距离Δy和A、B结点的沉降量S_a、S_b，基于式(1)计算出每组的倾度。然后根据中心点法，得到该土层的坝体地震变形可靠指标。坝体地震变形倾度计算示意图，如图5所示。其它土层以同样的方法进行坝体地震变形可靠指标计算，各土层变形可靠度指标计算结果如表3所示。

表3　某沥青混凝土心墙堆石坝坝体地震变形可靠指标计算结果

土层编号	坝0+247.84		坝0+162.71		坝0+110.77	
	上游侧	下游侧	上游侧	下游侧	上游侧	下游侧
1			60.01	76.90		
2			87.21	20.08		
3			49.88	19.31		
4			14.39	26.27		
5	88.06	25.70	16.76	14.93		
6	18.78	15.46	13.10	26.59		
7	15.40	28.40	10.29	27.52	19.70	14.73
8	10.92	14.40	7.67	17.83	15.48	6.86
9	9.18	14.21	6.60	12.23	11.50	13.36
10	7.65	15.13	5.58	7.76	8.88	22.32
11	5.92	10.55	4.98	6.58	6.60	14.36
12	4.69	11.01	4.02	11.31	5.33	12.24
13	3.05	6.16	3.38	6.25	4.64	7.99
14	3.21	4.19	5.13	5.83	3.80	8.77
15	12.73	10.91	5.13	14.71	3.33	7.17
16	5.46	6.92	34.29	4.13	7.83	4.56
17	8.73		18.26		18.41	

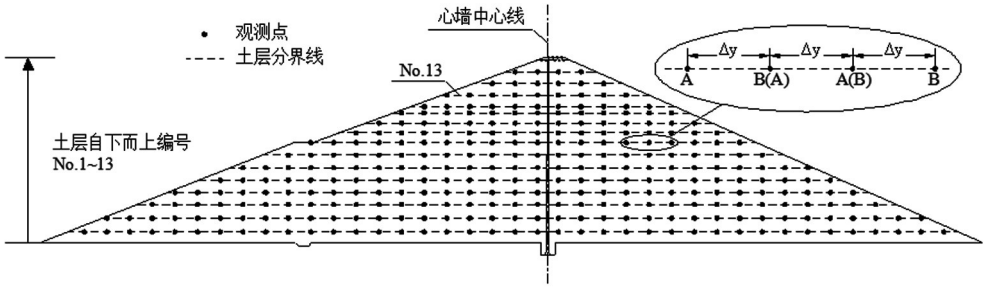


图5　坝体变形倾度计算示意图

由表3可知：坝体地震变形可靠指标的最小值为3.05，说明此处失效风险最大。由图2、图5可以看出，最小可靠度指标位置位于坝体左岸岸坡剖面(坝0+247.84)上游侧第13号土层靠近坝顶及筑坝材料堆石1、2区分界的位置。受不同材料差异的影响，该处变形(竖直与水平)相对坝体其他区域较大，容易产生坝体变形破坏，影响大坝安全。最终该坝坝体地震变形的可靠指标为3.05。

4.5　地震变形失效概率计算　在水利工程规范中，以年计失效概率推导的允许可靠指标，作为结

构承载能力控制标准被广泛接受。陈祖煜[25]建议，由于大部分的岩土工程建造年代久远，其工程寿命应比设计基准年大，可以假定工程寿命T等于其设计基准年N_d，则年计失效概率P_y可表示为：

$$P_y = \frac{P_f}{T}\frac{N_d}{T} = \frac{P_f}{N_d} \tag{14}$$

由4.4节分析可知，实例的坝体地震变形可靠指标为β=3.05，其失效概率可通过公式$P_f=\Phi(-\beta)$或者规范(GB50199-2013)中“可靠指标与失效概率对照表”获得；根据规范(GB50199-2013)规定，I级主要建筑的设计寿命为100年，则坝址处发生该坝基本设计烈度地震的概率$P(I)$可由式(9)计算；进而地震变形失效概率P_f可根据式(10)计算；最终该坝设计基准期内的年计地震变形失效概率P_y可根据式(14)计算，计算结果如表4所示。

表4　沥青混凝土心墙堆石坝的地震变形失效概率

地震烈度	$P(I)$	P_f	P_f	P_y
7	0.1885	1.144×10^{-3}	2.156×10^{-4}	2.156×10^{-6}

结构稳定的可靠性应以可靠指标表示，可按公式$\beta=\Phi^{-1}(1-P_y)$计算设计基准期内的地震变形可靠指标，式中Φ^{-1}为标准正态分布的反函数，根据上式获得该坝地震变形可靠指标β=4.6。规范(GB50199-2013)规定可靠指标应满足$\beta\geq\beta_t$，β_t为结构承载力极限状态的目标可靠指标，如表5所示。从表5可以看出本文计算得到的实例可靠指标4.6大于I级水工建筑物一、二类破坏的目标可靠指标3.7和4.2。此外，规范(GB50199-2013)也规定偶然状况的目标可靠指标可低于设计状况的目标可靠指标。根据以上分析可知，从坝体地震裂缝的角度考虑，该坝基本满足规范的设计要求，工程偏于安全。

表5　结构持久设计状况承载能力极限状态的目标可靠指标β_t

结构安全级别	破坏类型	
	一类破坏	二类破坏
Ⅰ级	3.7	4.2
Ⅱ级	3.2	3.7
Ⅲ级	2.7	3.2

5　结论

本文以坝体出现裂缝作为判断坝体变形破坏的依据，将坝体地震变形倾度作为地震安全控制指标，建立了基于中心点法和倾度法的沥青混凝土心墙堆石坝地震可靠度分析方法。该方法可同时考虑坝体材料的复杂因素和地震作用的不确定性。通过对98 m高的某沥青混凝土心墙堆石坝进行分析，验证了该方法的可行性，结果表明：

结合中心点法和倾度法计算地震变形可靠度指标，不仅可以考虑坝体材料分区的影响，而且在计算可靠指标时可不必知道基本变量的真实概率分布。此外，坝体地震变形等数据较容易在地震记录中获取。因此本文的可靠度分析方法简单易行，便于实际工程应用。

某沥青混凝土心墙堆石坝在上游侧靠近坝顶处的地震变形失效风险最大。基于本文提出的土石坝地震变形可靠度分析方法，计算获得某沥青混凝土心墙堆石坝设计基准期内的年计地震变形失效概率$P_y=2.156\times10^{-6}$，对应的可靠指标β=4.6，满足规范的设计要求，说明坝体整体结构稳定。

地震作用下沥青混凝土心墙堆石坝还有坝坡失稳、渗漏破坏、砂土液化、心墙破坏等震害形式，单一的评价指标很难准确地进行地震风险评价。因此，后续研究中有必要考虑更多的评价指

标，进一步完善沥青混凝土心墙堆石坝地震可靠度分析方法，为沥青混凝土心墙堆石坝的抗震设计、地震风险分析以及风险等级的建立提供依据。

参 考 文 献：

[1] 张应波，王为标，兰晓，等．土石坝沥青混凝土心墙酸性砂砾石料的适用性研究[J]．水利学报，2012，43(4)：460-466．

[2] 张伟，黄斌，张本蛟．水工室温沥青混凝土工程特性试验研究[J]．水利学报，2015，46(S1)：27-33．

[3] 郝巨涛，刘增宏，汪正兴．我国沥青混凝土防渗工程技术的发展与展望[J]．水利学报，2018，49(9)：1137-1147．

[4] 孔宪京，邹德高，刘京茂．高土石坝抗震安全评价与抗震措施研究进展[J]．水力发电学报，2016，35(7)：1-14．

[5] 孔宪京．混凝土面板堆石坝抗震性能[M]．北京：科学出版社，2015．

[6] 朱晟．土石坝震害与抗震安全[J]．水力发电学报，2011，30(6)：40-51．

[7] 梁海安．土石坝震害预测及快速评估方法研究[D]．哈尔滨：中国地震局工程力学研究所，2012．

[8] 赵剑明，刘小生，陈宁，等．高心墙堆石坝的极限抗震能力研究[J]．水力发电学报，2009，28(5)：97-102．

[9] 邵磊，迟世春，李红军，等．高心墙堆石坝极限抗震能力初探[J]．岩土力学，2011，32(12)：3827-3832．

[10] 庞锐，孔宪京，邹德高，等．基于MSA法的高心墙堆石坝地震沉降易损性分析[J]．水利学报，2017，48(7)：866-873．

[11] 徐斌，张旭，庞锐，等．基于变形和稳定的高心墙堆石坝抗震性能分析[J]．水力发电学报，2018，37(10)：31-38．

[12] PANG R，XU B，KONG X J，et al．Seismic performance evaluation of high CFRD slopes subjected to near-fault ground motions based on generalized probability density evolution method[J]．Engineering Geology，2018，246：391-401．

[13] 吕小龙，迟世春．基于变形控制标准的高土石坝地震可靠度分析[J]．岩土工程学报，2019(3)：519-525．

[14] 陈玺，孙平，李守义，等．考虑地震与溃坝洪水共同作用的土石坝坝坡稳定分析方法[J]．水利学报，2017，48(12)：1499-1505．

[15] 水利电力部，交通部，南京水利科学研究所，等．土坝裂缝及其观测分析[M]．北京：水利电力出版社，1979．

[16] 李君纯．土坝裂缝的简捷估算方法[J]．水利水运科学研究，1983(3)：1-11．

[17] 李辉波．基于可靠性的弃渣库坝体稳定性分析方法研究[D]．成都：西南交通大学，2007．

[18] 高小旺，鲍霭斌．地震作用的概率模型及其统计参数[J]．地震工程与工程振动，1985(1)：13-22．

[19] 沈华，戴靠山，翁大根．风电塔结构抗震设计的地震作用取值研究[J]．地震工程与工程振动，2016，36(3)：84-91．

[20] 吴世伟．结构可靠度分析[M]．北京：人民交通出版社，1990．

[21] 汪旭，康飞，李俊杰．土石坝地震永久变形参数反演方法研究[J]．岩土力学，2014，35(1)：279-286．

[22] DUNCAN J M，CHANG C Y．Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]．Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division．1970，96(5)：1629-1653．

[23] 费康，刘汉龙．ABAQUS的二次开发及在土石坝静、动力分析中的应用[J]．岩土力学，2010，31(3)：881-890．

[24] 孔宪京，邹德高．紫坪铺面板堆石坝震害分析与数值模拟[M]．北京：科学出版社，2014．

[25] 陈祖煜．建立在相对安全率准则基础上的岩土工程可靠度分析与安全判据[J]．岩石力学与工程学报，2018，37(3)：521-544

Dam seismic deformation evaluation method of asphalt concrete core rockfill dam and its reliability analysis

LI Yanlong, TANG Wang, WEN Lifeng, WU Haibo

(*State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region, Xi'an University of Technology, Xi'an* 710048, *China*)

Abstract: Asphalt concrete core rockfill dam are widely used in the meizoseismal area of Western China because of the merits such as using local materials and low construction cost. Due to its complicated working conditions and the non-linear characteristics of dam building materials, the issue of seismic safety assessment has always attracted the attention of engineering circles. The research on reliability analysis of asphalt concrete core rockfill dam under earthquake has theoretical significance and engineering application value. In this paper, dam cracks are used as the basis for judging dam seismic deformation failure, and dam seismic inclination is used as seismic safety index. A seismic deformation reliability analysis method for asphalt concrete core rockfill dams was established on the basis of the inclination method and the center point method. The proposed method is employed to calculate the seismic failure probability of a certain 98m-high asphalt concrete core rockfill dam. The results show that the seismic deformation annualized failure probability of the dam is 2.156×10^{-6}, and the corresponding reliability index is 4.6. The result meets the standard requirements. The inclination method and the center point method were used to obtain accurate seismic deformation failure probability of earth-rock dams without being affected by dam material subzone, which has universal applicability for earth-rock dams. The seismic deformation reliability analysis method proposed in this paper can provide reference for seismic design, risk analysis and establishment of risk level of asphalt concrete core rockfill dam.

Keywords: asphalt concrete core rockfill dam; dam deformation; inclination method; center point method; seismic reliability

(责任编辑：祁 伟)

(上接第579页)

Design and application of model parameters for centrifugal test of overlying soil rupture caused by fault

SHEN Chao[1,2], BO Jingshan[2,1], ZHANG Xuedong[3], HUANG Jingyi[2], LIANG Jianhui[2]

(1. *Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin* 150080, *China*;
2. *Institute of Disaster Prevention, Key Laboratory of Building Collapse Mechanism and Disaster Prevention, China Earthquake Administration, Sanhe* 065201, *China*;
3. *State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing* 100038, *China*)

Abstract: The surface rupture and soil deformation caused by strong earthquakes is one of the most concerned issues in construction projects. In this paper, the geotechnical centrifuge test was used to successfully simulate the fault process of the reverse fault at 100g through the self-developed device. The surface deformation evolution process and characteristics are obtained with the thickness of 40m and a water content of 6% are studied. The results show that there is a short overall uplift stage before the surface begins to produce uplift deformation with the increase of bedrock dislocation. There are two fracture surfaces in the soil, and both of them bend towards the footwall while expanding upward, finally, it is the second fracture plane that outcropped to the ground surface, and the second fracture plane started at the bottom of the hanging wall. In addition, combining with the high precision data obtained by the linear laser displacement sensor, the evolution law of surface deformation, the critical dislocation when the surface begins to uplift, the affected region of surface deformation and the translational law of surface scarp are analyzed. The above research results can provide some references for further understanding of the deformation law of the thicker soil layer under reverse fault movement.

Keywords: centrifuge model test; reverse fault; overlaying soil; surface rupture

(责任编辑：耿庆斋)