

# 黄土斜坡地震动时程分析\*

李忠生

(长安大学地测学院 陕西 西安 710054)

摘要:应用地震危险性分析理论和地震动人工合成技术,给出 Newmark 法中所需的地震动时程,解决了斜坡稳定性分析 Newmark 法中难以选取合适地震动时程的难题。通过对黄土斜坡实例计算,给出了坡体中地震动峰值加速度与深度的关系,在计算坡体位移时,提出了等效峰值加速度的概念,对比了使用地面地震动时程和使用坡体内等效地震动时程的计算结果。

关键词:地震;时程;斜坡;安全系数;Newmark 法

中图分类号:P315.9 文献标识码:A 文章编号:1000-0844(2004)02-0126-05

## 0 引言

在地震作用下边坡稳定性分析中,为了改变拟静力法中把地震惯性力看作是一个不随时间变化恒定荷载的不合理现象,Newmark 提出了用有限滑动位移代替安全系数的思路,并提出了计算位移滑动的 Newmark 法<sup>[1]</sup>。该方法在 1979 年美国加利福尼亚州的 Coyote 湖地震( $M_L=5.7$ )中得到实际验证<sup>[2]</sup>。在 Newmark 法中,就如何确定地震动加速度时程问题,前人尝试了许多方法<sup>[3,4]</sup>,但这些方法未考虑场地附近地震构造环境影响及具体场地对地震动的反应情况。本文尝试应用地震危险性分析的方法,在充分考虑场地周围潜在震源区的性质、地震动的衰减关系、地震动的卓越周期变化(地震谱)及场地岩土体本身对地震动的反应等诸多复杂因素的基础上,给出具体场地的地震动时程,进而对斜坡稳定性进行分析。

## 1 斜坡体的地震反应

本文以陕西省宝鸡市李家窑滑坡体为实例,通过土层的地震反应计算,给出峰值加速度与土层深度的关系。李家窑滑坡是宝鸡市渭河北岸滑坡群的一古滑坡,坡体东西宽近 600 m,南北长约 700 m,见图 1。滑坡体紧临宝鸡市区中心,下方正对着繁华的中山西街和长青路。地段内工商、金融业发达,党政机关和企事业单位集中,建筑物和人口极为密集,受威胁总人口约 10 万,危及建筑总面积达 18.68 万  $m^2$ 。沿坡体轴线剖面形态见图 2。<sup>①</sup>

### 1.1 峰值加速度与土层深度的关系

根据坡体的几何形态,我们选定地震动场地反应场点在钻孔 ZK4 处,可近似认为该处符合一维土层反应模型。借用地震危险性分析和地震动人工合成技术理论<sup>[5]</sup>,对坡体进行一维土层反应计算,得到坡体内各深度处地震动峰值加速度和时程。

根据地质资料,所选剖面处土层比较均一,所以土层划分在近地表以 1~2.5 m 的厚度为一层,15 m 以下按 5 m 的厚度划分为一层,共划分为 23 层。各层剪切波速、容重、剪切模量和阻尼比等参数由实地测量或试验室给出。将基岩定义为滑动面处的上第三系顶面。基岩入射地震动加速度时程分别选用由地震危险性给出的 50 年超越概率水平为 63%、10% 和 2% 的加速度时程,每个水平选三条。计算基岩入射波

\* 收稿日期 2003-07-30

基金项目:中奥合作项目(9802)

作者简介:李忠生(1964- )男(汉族)河北秦皇岛人,博士后,主要从事物探及地质灾害研究工作

① 陕西地矿勘察开发局第二水文地质工作队,陕西省宝鸡市簸箕山滑坡治理水文地质补充勘察报告,1998.

的地震动峰值加速度分别为:超越概率 63% 时为 29 gal,超越概率 10% 时为 83 gal;超越概率 2% 时为 127 gal。由这些参数通过一维土层反应计算,得到土层各深度处的地震峰值加速度值,见图 3。可以看出,峰值加速度随土层深度的变化趋势不是线性的。为了找出其变化规律,对它们进行统计回归分析。根据图中的曲线形态,我们借用威布尔概率分布中的密度函数曲线进行回归,其表达式为

$$f(x) = \alpha\beta^{-\alpha}x^{\alpha-1}e^{-(x/\beta)^\alpha} (x \geq 0) \quad (1)$$

式中形状参数  $\alpha$  控制着曲线的形态,  $\alpha > 0$ , 比例参数  $\beta$  控制着曲线的比例  $\beta > 0$ 。

首先对式 (1) 取对数,并用  $Z$  表示深度,  $A(Z)$  表示随深度变化的地震动峰值加速度,令  $k = \ln\alpha - \alpha\ln\beta$ ,  $\lambda = (\alpha - 1)$ ,  $\mu = -\alpha/\beta$ , 则式 (1) 式变为

$$\ln A(Z) = k + \lambda \ln Z + \mu Z \quad (2)$$

由方差定义,有

$$S = \sum_{i=1}^n (\ln A_i - k - \lambda \ln Z + \mu Z_i)^2 \quad (3)$$

为了使拟合曲线与实际数据的方差为最小,分别对系数  $k$ ,  $\lambda$ ,  $\mu$  求偏导数,并令它们为零,然后将计算得到的不同深度的地震动峰值加速度数据按不同超越概率组代入,得到  $k$ 、 $\lambda$ 、 $\mu$  值,其统计回归表达式为

50 年 63% 超越概率组:

$$\ln A(Z) = 4.512 - 0.195 \ln Z + 0.00035Z \quad (4)$$

50 年 10% 超越概率组:

$$\ln A(Z) = 5.432 - 0.163 \ln Z + 0.00179Z \quad (5)$$

50 年 2% 超越概率组:

$$\ln A(Z) = 5.794 - 0.089 \ln Z + 0.00001Z \quad (6)$$

在计算场点处坡体厚 84 m,故上面 3 个公式中的最后一项所起的作用很小。忽略掉最后一项,上面 3 个公式可统一表达为

$$A = e^a Z^{-b} \quad (7)$$

式中  $a$ ,  $b$  为系数,随超越概率不同而变化。上式表明,土层中峰值加速度与深度存在着负指数的关系。根据公式 (4)~(6) 3 条拟合曲线的形态在图 3 中给出。

由 3 条拟合回归曲线可以看出,各土层中的峰值加速度在深部变化缓慢,在深度小于 15 m 时,特别是小于 10 m 时,峰值加速度变化幅度呈急剧上升趋势。

### 1.2 等效峰值加速度

地震波在土层中传播时,不同深度处的介质在某一时刻所受的地震力不仅大小不同,而且方向也可能不同。为了解决在 Newmark 法中采用同一个时程施加于整个坡体的限定,在实际计算中,采用积分平均的办法来寻求计算所用的地震动时程。考虑一个 1 m × 1 m 的土柱,在不同深度处该土柱所受的地震加速

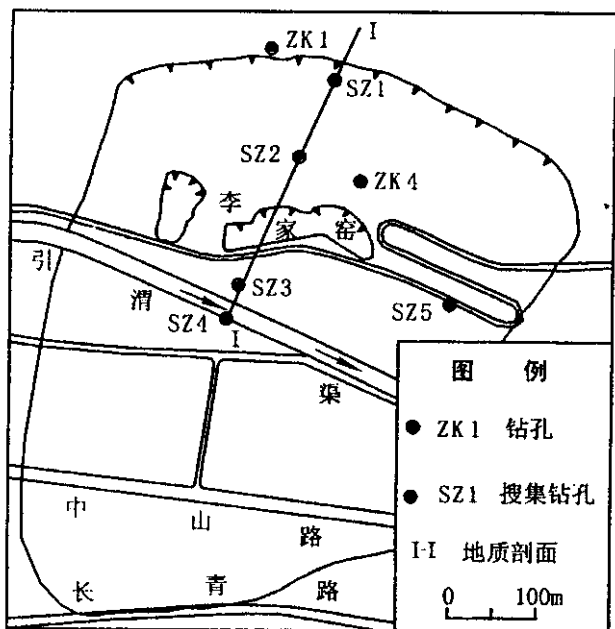


图 1 宝鸡李家窑滑坡区平面示意图

Fig. 1 The sketch map of sliding area in Lijiayao, Baoji city.

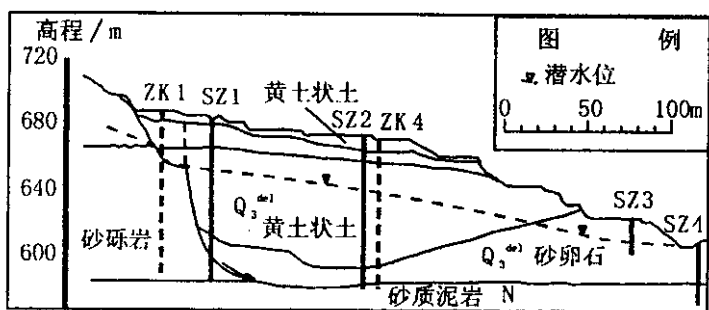


图 2 滑坡体 I-I 地质剖面图

Fig. 2 Geological profile of I-I line cross the landslide mass.

度峰值不同,但假设都指向下坡方向,见图4。由牛顿定律,整个土柱所受的峰值地震力  $P$  为

$$P = \sum_{i=1}^n A(Z_i) d_i \quad (8)$$

式中  $Z_i$  为第  $i$  层土层的深度;  $d_i$  为第  $i$  层土层的厚度;  $A(Z_i)$  为深度等于  $Z_i$  时的地震动峰值加速度。其中  $P$  可用一等效峰值加速度  $A_e$  来表示:

$$P = A_e \sum_{i=1}^n d_i \quad (9)$$

由(8)、(9)两式,等效峰值加速度  $A_e$  可表示为

$$A_e = \frac{\sum_{i=1}^n A(Z_i) d_i}{\sum_{i=1}^n d_i} \quad (10)$$

### 2 坡体稳定性计算分析

根据已掌握的工程地质和地下水资料,将坡体分为三个区: I 区位于地下水位线以上,岩性主要为黄土状土、黄土、古土壤和砂卵石; II 区位于地下水位线以下,岩性主要为严重扰动的非层状砂卵石和黄土状土及古土壤透镜体; III 区位于滑动面以下,岩性为上第三系砂砾岩及砂质泥岩。计算参数见表1。

表1 坡体计算参数表

分区	容重 $\gamma$ [ $g \cdot cm^{-3}$ ]	内聚力 $c$ /kPa	摩擦角 $\varphi$ /°
I 区	1.7	46	20
II 区	1.8	16	22

#### 2.1 地震动作用下的拟静力法稳定性计算

我们用简化 Bishop 公式来计算安全系数。以 ZK4 处 50 年超越概率 63%、10%、2% 的统计回归公式(4)~(6)为依据,得出该场地地面下 1 m 处的 3 个峰值加速度分别为 91.1 gal、228.5 gal 和 328.2 gal,把它们近似作为地面峰值加速度代入公式中,得到拟静力法的安全系数  $F_s$  分别为 1.8、1.4 和 1.2。

#### 2.2 地震动作用下的 Newmark 法稳定性计算

在上面计算的基础上,加入地震作用系数  $c_s$ ,反复改变其大小,当  $c_s = 0.178$  时,  $F_s = 1.00$ 。即斜坡在地震动作用下的临界加速度为  $a_c = 178$  gal,由于计算  $a_c$  所用的  $c, \varphi$  值为静态条件下的,故称该临界加速度为静态临界加速度。在以往的 Newmark 法计算中,由于将坡体作为刚塑体,因此并不考虑输入地震动时程的位置。这里将选用不同位置的时程进行计算并做对比,首先将输入时程选择为地面的地震动时程,其次选择为基岩的地震动时程,最后选择坡体内等效地震动时程。

##### 2.2.1 地面时程作用下的 Newmark 法稳定性计算

仍选场点 ZK4 处的地面时程为代表,按 50 年超越概率为 63%、10%、

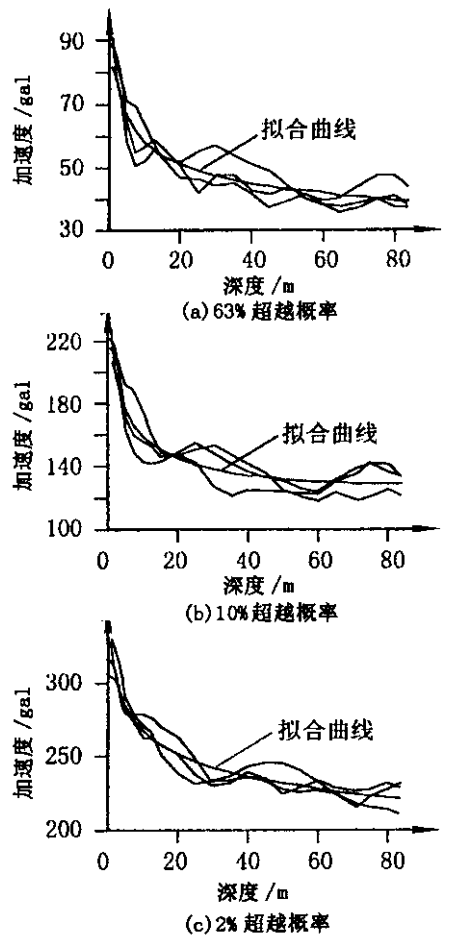


图3 峰值加速度与土层深度关系曲线  
Fig. 3 Relationship between the peak acceleration and depth of soil.

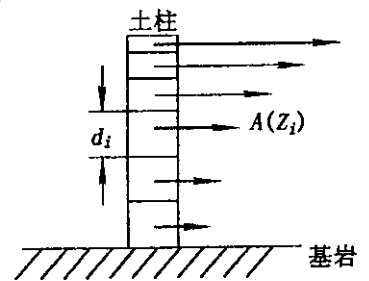


图4 土柱不同深度处峰值加速度示意图  
Fig. 4 Diagram of peak acceleration in different depth of earth column.

2%的三种不同强度的地震动分别计算,每一强度选出三组时程参与计算。为了避免时程曲线正负形态差异而引起的变化,对时程的正反两方向分别进行了计算,然后给出平均值。考虑到地震作用下岩土体的动抗剪强度与静抗剪强度的差异<sup>[6,7]</sup>,特别是一旦坡体开始滑动,滑床处的 $c$ 、 $\varphi$ 值降低的事实,计算中取动摩擦角比静摩擦角小 $4^\circ$ ,动内聚力比静内聚力小6 kPa。据此计算的滑动后坡体所要克服的 $a_c$ 为103 gal,称之为动态临界加速度。静态、动态滑动累积位移量计算结果见表2。

表2 不同强度的地表时程和等效时程作用下的滑动累积位移量

超越 概率	地表处时程			等效时程		
	峰值加速度	静态滑动	动态滑动	峰值加速度	静态滑动	动态滑动
	/gal	累积位移量/cm	累积位移量/cm	/gal	累积位移量/cm	累积位移量/cm
63%	85.5	0.00	0.00	49.0	0.00	0.00
10%	214.9	0.04	2.15	136.8	0.00	0.33
2%	316.9	10.06	245.70	233.5	3.92	220.55

\* 峰值加速度和累积位移量均为每个强度水平所选的3条时程的计算平均值

从表中可以看出,在50年超越概率2%的地震动加速度作用下,坡体将可能出现平均超过2 m的位移,如果坡体上存在各种工程或建筑物时,无疑是会造成严重后果的。

### 2.2.2 基岩时程作用下的 Newmark 法稳定性计算

与上面的计算步骤完全一样,只是将输入时程换为基岩处地震动时程。由于基岩时程的峰值加速度在50年超越概率63%、10%和2%的水准下分别为29 gal、83 gal和127 gal,均未超过静态临界加速度值178 gal,故都不能引起滑动。

### 2.2.3 等效时程作用下的 Newmark 法稳定性计算

应用公式(10),可以得出不同强度时的 $A_c$ ,将这些值与前面计算得到的不同深度处峰值加速度相对照,找出与它们相接近的值,这些值所对应的深度分别为30 m、30 m和35 m,则这些深度处的地震动时程便可选作 Newmark 法计算中的时程。

按上面方法选择时程后,按上面的计算步骤计算坡体在不同强度地震动作用下的滑动累积位移量,结果见表2。在表中,尽管采用地表时程计算得到的位移量比采用等效时程的要大一些,但在50年2%超越概率的罕遇地震作用下,二者的平均值非常接近。因此在用地表地震动时程进行计算时,尽管得到的数值有些偏于安全,但基本是合理的。

## 3 结论

通过上面的实例计算分析,我们可以得到以下结论:

(1) 将地震危险性分析方法与 Newmark 方法相结合,应用到斜坡稳定性分析中是可行的。地震危险性分析可以给出 Newmark 方法所需的地震动时程,该时程是在充分考虑了场地附近地震构造环境、地震动的衰减关系、地震动的谱周期变化以及场地本身对地震动反应情况的基础上得到的,因此,其时程更合理准确。

(2) 通过宝鸡李家窑滑坡的实例计算,可以知道坡体中地震动峰值加速度随土层深度变化有负指数关系。

(3) 本文中提出了等效峰值加速度的概念,在 Newmark 法计算中,用地表地震动时程进行计算,尽管得到的数值有些偏于安全,但基本是合理的。

本文所做的分析和得到的一些结论是基于黄土斜坡实例计算,对于其它类似的斜坡体是否也存在相同的规律,还有待于今后作更深入的研究工作。

## [ 参考文献 ]

- [ 1 ] Newmark N M. Effects of earthquakes on Dam sand Embankments [ J ]. *Geotechnique* ,1965 ,**15**( 2 ) :139 – 160.
- [ 2 ] Wilson R C , Keefer D K. Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake , California , earthquake [ J ]. *Seismological Society of America Bulletin* ,1983 ,**73**( 3 ) 863 – 877.
- [ 3 ] Jibson R W , Keefer D K. Analysis of the seismic origin of landslide : Examples from the New Madrid seismic zone [ J ]. *Geological Society of America Bulletin* ,1993 ,**105**( April ) 521 – 536.
- [ 4 ] Romeo R. Seismically induced landslide displacements : a predictive model [ J ]. *Engineering Geology , Special Issue* ,2000 ,**58**( 3 – 4 ) 337 – 351.
- [ 5 ] 胡聿贤. 地震安全性评价技术教程 [ M ]. 北京 : 地震出版社 ,1999.
- [ 6 ] 段汝文, 张振中, 李兰, 等. 黄土动力特性的进一步研究 [ J ]. *西北地震学报* ,1990 ,**12**( 3 ) 72 – 78.
- [ 7 ] 黄雅虹. 地震作用下黄土斜坡的稳定性分析预测 [ J ]. *西北地震学报* ,1998 ,**20**( 3 ) 52 – 58.

## GROUND SHAKING ACCELERATION HISTORY ANALYSIS FOR LOESS SLOPE

LI Zhong-sheng

( *Geological Engineering & Mapping Engineering Faculty , Chang'an University , Xi'an 710054 , China* )

**Abstract** : By using seismic risk analysis theory and artificial ground shaking acceleration techniques , the ground shaking acceleration history , used in Newmark method for slope stability evaluation , is created. Via a loess slope case computation , the relation between the peak acceleration in landslide and depth is deduced. In addition , a terminology , equivalent peak acceleration is put forward , and computing results by using equivalent shaking acceleration in the slope and shaking acceleration on the slope surface in Newmark method are compared.

**Key word** : Earthquake ; Acceleration history ; Slope ; Factor of safety ; Newmark method