

文章编号:1004-4116(2023)01-0076-11

基于拟静力法的不同地震工况斜坡单元危险性评价方法研究

简 鹏^{1,2},李文彦^{1,2},郭红东^{1,2},李 松^{1,2},党发宁³,张治家^{1,2}

(1. 甘肃省地矿局第二地质矿产勘查院,甘肃 兰州 730020;2. 甘肃水文地质工程地质勘察院有限责任公司,甘肃 兰州 730020;3. 西安理工大学 西北旱区生态水利国家重点实验室,陕西 西安 710048)

摘 要:地震造成斜坡失稳是其引起的最为显著的次生灾害,在小震频发,大震多发的现实背景下,开展不同等级地震作用条件下斜坡危险性评价对区域防灾减灾、地质灾害风险管控及国土空间规划的现实意义日渐凸显。基于拟静力法,根据斜坡所处场地类别和不同超越概率水平地震作用,对其地震动峰值加速度进行调整,确定斜坡不同等级地震作用下的综合水平地震系数,计算不同等级地震作用引起的作用于斜坡重心处的水平和竖向惯性力,以极限平衡法为理论基础,计算不同等级地震作用下斜坡稳定性系数,结合危险性指数法,计算不同等级地震作用下斜坡失稳概率和危险性指数,据此对斜坡不同等级地震作用下的危险性进行划分。结果表明斜坡稳定性系数随地震作用的增强逐渐减小,斜坡失稳概率随地震作用的增强逐渐增大,斜坡危险性指数随地震作用的增强逐渐增大,斜坡危险性亦随地震作用的增强逐渐增大。

关键词:极限平衡法;拟静力法;危险性指数法;地震作用;斜坡单元危险性

中图分类号:P694

文献标志码:A

1 引言

我国是世界上地震灾害最严重的几个国家之一,据统计,近100年来,我国平均每5年发生1次7.5级以上地震,每10年发生一次8级以上地震^[1]。地震引起的滑坡已成为地震引发的最常见、破坏力最严重的次生灾害之一^[2],它既可以随地震发生立即产生,也可以是震后一定时间发生^[3]。统计表明,地震震级大于4.0时即可触发滑坡灾害^[4],而在强震尤其是大地震活动中,地震诱发的滑坡灾害更为显著和突出^[5]。根据我国历次发生的大地震的实际情况,震区及其周边区域实际地震烈度往往比设防烈度更甚^[6],这就意味着地震产生的破坏作用往往比设防烈度大的多,存在发生比基本地震(设防地震)更为强烈的罕遇乃至极罕遇地震,因此《中国地震动参数区划图》(GB18036-2015)^[7]将传统“三级

地震作用”调整为“四级地震作用”,在传统“多遇地震(相应于50年超越概率为63%的地震动,重现期为50年)”、“基本(设计)地震(相应于50年超越概率为10%的地震动,重现期为475年)”、“罕遇地震(相应于50年超越概率为2%~3%的地震动,重现期为1600—2400年)”作用的基础上增加了“极罕遇地震作用(相应于年超越概率为10⁻⁴的地震动)”。

新一轮地质灾害调查评价中要求,在前期静态考察特定区域内多个地质灾害影响因子耦合作用下地质灾害在相对稳定的孕灾环境中发生的可能性大小的基础上,增加动态工况指标,分析地震、降雨工况下各斜坡发生灾害的失稳概率,即对各斜坡多工况危险性进行评价^[8]。不同等级地震作用会引起斜坡产生不同的地震动反应,因而使坡体在不同地震工况下的稳定性产生差异,从而使得坡体不同地震工况下的失稳概率产生差异,进而造成坡体不同地震工况下的危险性不同,最终引起斜坡单元风险性

收稿日期:2022-08-09

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51979255;51679199);水利部公益性行业科研专项基金资助项目(201501034-04);陕西省科技统筹创新工程重点实验室项目(2014SZS15-Z01)

作者简介:简鹏(1989~),男,硕士,工程师。主要从事地质灾害调查及治理工程设计方面的工作。E-mail:Jianshmily78@163.com

的差异。故开展比设防地震(基本地震)破坏作用更强的罕遇乃至极罕遇地震及比设防地震发生可能性更高的多遇地震工况下斜坡单元危险性评价,对区域地质灾害防治、风险管控及国土空间规划具有重要意义。

因此,本文以麦积区 1:50 000 地质灾害风险调查项目为依托,基于拟静力法,对多遇地震、基本地震、罕遇地震、极罕遇地震工况下常见圆弧形滑面和折线形滑面斜坡的稳定性进行计算,结合危险性指数法^[9],对斜坡不同地震工况的危险性指数进行计算,划分其不同地震工况下的危险性,以为不同地震动工况作用下,斜坡单元危险性评价提供一定的参考。

2 不同地震工况斜坡单元危险性评价体系

2.1 危险性指数法

在前期对区内每一个评价单元易发性评价划分的基础上,评价全区易发区内每一个评价单元在不同工况下的失稳概率,以危险性指数法评判评价单元危险性,危险性指数法确定评价单元危险性指数计算公式为:

$$H_i = \frac{Y_i}{Y_{\max}} \cdot P_i \quad (1)$$

式中: H_i —某种工况下第 i 评价单元危险性指数(危险性概率);

Y_i —第 i 评价单元易发性指数;

$Y_{\max}$ —最大易发性指数, $Y_{\max} = 5$;

P_i —某工况下第 i 评价单元失稳概率。

根据上式计算出的斜坡单元不同工况的危险性指数 H_i 按表 1 对其危险程度进行划分。

表 1 地质灾害危险程度划分标准表

Table 1 Risk classification of geological disasters

危险性	极高危险	高危险	中危险	低危险
危险性指数/ H_i	$0.8 < H_i \leq 1$	$0.6 < H_i \leq 0.8$	$0.4 < H_i \leq 0.6$	$0 < H_i \leq 0.4$

2.2 基于边坡稳定分析法的单元失稳概率

基于边坡稳定性分析的斜坡单元失稳概率 P_i 的确定方法,其基本步骤如下:

(1)运用极限平衡等方法,对每一斜坡单元逐坡

进行不同工况(不同重现期降雨、地震工况)的稳定性计算,得到各斜坡单元不同工况下的稳定性系数 F_{si} ;

(2)根据《滑坡防治工程勘查规范》^[10]中稳定性系数 F_s 与稳定性对应关系,按表 2 分段插值确定每一斜坡不同工况下的失稳概率 P_i 。

表 2 稳定性系数与失稳概率对应表

Table 2 Relation between stability coefficients and instability probabilities

稳定性系数/ F_s	$F_s \leq 1$	$1 \leq F_s \leq 1.05$	$1.05 \leq F_s \leq 1.15$	$F_s > 1.15$
稳定性等级	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定
失稳概率/ P_i	$P_i = 1$	$0.8 \leq P_i < 1$	$0.2 \leq P_i < 0.8$	$P_i = 0.2$

根据所求斜坡单元不同工况下的稳定系数 F_{si} ,按表 2 进行分段插值确定不同工况斜坡失稳概率 P_i 时,采用一维线性插值法(图 1),即根据表 2 已知不同区间的稳定系数及其对应的失稳概率(F_{s0}, P_0)、(F_{s1}, P_1),结合已求得的不同工况下斜坡的稳定系数 F_{si} ,按下式(2)、(3)求其在对应区间相应工况的失稳概率 P_i 。

$$\frac{P_i - P_0}{P_1 - P_0} = \frac{F_{si} - F_{s0}}{F_{s1} - F_{s0}} \quad (2)$$

$$P_i = P_0 + (P_1 - P_0) \cdot \frac{(F_{si} - F_{s0})}{(F_{s1} - F_{s0})} \quad (3)$$

式中: P_i —某种工况下第 i 评价单元失稳概率;

P_0 —不同区间起点对应的失稳概率;

P_1 —不同区间终点对应的失稳概率;

F_{si} —某种工况下第 i 评价单元稳定性系数;

F_{s0} —不同区间起点对应的稳定性系数;

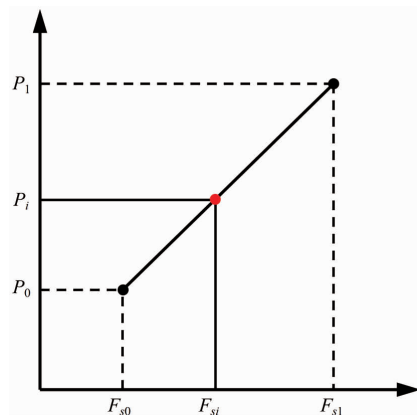


图 1 一维线性插值法示意图

Fig. 1 Schematic diagram of a one-dimensional linear interpolation method

F_{s1} —不同区间终点对应的稳定性系数。

实际计算时, 求出斜坡单元不同工况下的稳定系数 F_{si} 后, 基于式 (2)、(3), 可借助于 Excel 中的 Lookup、Index、Match 三个函数联合使用, 可实现自动搜索 F_{si} 所在区间, 快速插值, 求得其对应的失稳概率 P_i 。

2.3 基于拟静力法的地震作用计算

考虑到地震作用的复杂性, 拟静力法由于计算简便, 仍是当前地震作用下边坡稳定分析的常用方法^[11], 即将地震产生的动力作用等效为作用于坡体重心处水平方向或竖直方向的静力荷载, 将此荷载和其他所有作用于潜在滑体上的静力沿滑动面分解为抗滑力和滑动力, 采用极限平衡法计算坡体在地震作用下的稳定性^[12]。1950 年太沙基发表了《滑坡机理》^[13]一文, 将地震动作为一种外部作用, 使滑坡沿潜滑面的剪应力增加, 而抗滑力不变, 在无地震影响的静力条件下坡体抗滑稳定系数可表示为式(4), 当考虑地震作用影响时, 坡体抗滑稳定系数将降低, 可表示为式(5), 地震产生的体积力, 主要沿圆弧形滑面的中心产生惯性力矩, 其水平体积力为 $n_g W$, 力臂为 F ^[14]。

$$G_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{下滑力矩}} = \frac{siR}{EW} \tag{4}$$

$$G_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{下滑力矩}} = \frac{siR}{EW + n_g FW} \tag{5}$$

式中: G_s —边坡稳定系数;

siR —静力条件下坡体沿潜在滑面的抗滑力矩之和;

EW —静力条件下坡体沿潜在滑面的下滑力矩之和。

在太沙基的《理论土力学》^[15]一书中, 将式(5)中引入的地震作用系数 n_g 定义为地震最大水平加速度与重力加速度之比, 即常用的水平地震系数。王恭先在其所著的《滑坡学与滑坡防治技术》^[16]一书中, 将地震作用产生的作用于滑体重心的惯性力表达为式(6)所示,

$$F_D = n_c K_h W = n_c \frac{a_h}{g} W \tag{6}$$

式中: F_D —地震作用产生的作用于滑体重心的水平惯性力;

n_c —综合影响系数, 采用 0.25;

K_h —水平地震系数, 即太沙基定义的地震最大水平加速度与重力加速度之比。

a_h —地震最大水平加速度;

g —重力加速度;

W —计算滑块的滑体自重。

当前我国现行的《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2013)^[17]5.2.6 条规定, 滑体、条块或单元的地震作用可简化为一个作用于滑体、条块或单元重心处、指向坡外(滑动方向)的水平静力, 其值按下式(7)计算:

$$Q_e = \alpha_w G \tag{7-1}$$

$$Q_{ei} = \alpha_w G_i \tag{7-2}$$

式中: Q_e 、 Q_{ei} —滑体、第 i 计算条块或单元单位宽度地震力(kN/m);

G 、 G_i —滑体、第 i 计算条块或单元单位宽度自重[含坡顶建(构)筑物作用](kN/m);

α_w —边坡综合水平地震系数, 由所在地区地震基本烈度按表 3 确定。

表 3 综合水平地震系数 α_w 取值表

Table 3 Comprehensive values of horizontal seismic coefficient

地震基本烈度	7 度	8 度	9 度
地震峰值加速度 a_h	0.10 g	0.15 g	0.20 g
综合水平地震系数	0.025	0.038	0.050

表 3 中综合水平地震系数即为式(6)中综合影响系数与水平地震系数之乘积, 如下式(8)所示:

$$\alpha_w = n_c \frac{a_h}{g} \tag{8}$$

以地震基本烈度 7 度为例, 当地震峰值加速度为 0.15 g 时, 综合水平地震系数 $\alpha_w = 0.25 \times (0.15 \text{ g}/g) = 0.0375 \approx 0.038$, 经过对表 3 中不同地震烈度下不同地震峰值加速度采用式(8)进行复核后, 现行《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2013)中所列综合水平地震系数 α_w 的确定依据即为式(8), 与式(6)所列公式相一致。而综合影响系数 $n_c = 0.25$ 的取值依据来源于 1951 年前苏联的规范《地震区建筑规范》(ПСП-101-51)^[18]。但上述两式均未考虑随高度变化的加速度分布系数, 即完全无视了地震加速度时空分布的不均匀性, 且随高程的增加, 地震作用于边坡上的加速度会有所放大, Bourdeau 等^[19-20]初步研究了边坡场地的地震放大效应, 徐光兴等^[21]通过振动台试验与计算分析初步揭示了边坡地震响应随高程增大的现象。

现行《滑坡防治设计规范》(GB/T38509-2020)^[22]

6. 2. 2 条第 5 款规定地震作用可按式(9)进行计算,

$$F_{hi} = \alpha_w W_i a_i \tag{9-1}$$

$$F_{vi} = F_{hi}/3 \tag{9-2}$$

式中: F_{hi} —滑块 i 的水平向地震荷载;

α_w —综合水平地震系数, $\alpha_w = a_h/\zeta g$;

W_i —滑块 i 的重量;

a_i —滑块 i 的动态分布系数,一般取为 1~3;

F_{vi} —滑块 i 的竖向地震荷载;

a_h —设计基本地震动加速度;

ζ —折减系数,取 0.25;

g —重力加速度。

将式(4)~(9)进行对比可见,现行边坡、滑坡规范及有关教材对地震作用产生的惯性力对坡体稳定性的影响均简化为作用在滑体、第 i 计算条块或单元重心处的静力作用。与此同时,式(9)考虑了地震作用产生的竖向地震惯性力对坡体稳定性的影响,同时该式引入动态分布系数,考虑了加速度随高度变化对地震作用产生的惯性力的增大作用,使地震作用对坡体稳定的不利影响考虑的更为全面。

综上,虽然拟静力法对地震作用做了过多的简化,但作为边坡抗震设计的初步分析方法,拟静力法仍然是边坡抗震设计中最重要且使用最为广泛的方法之一,积累了大量经验并纳入相关规范。

2. 4 不同地震工况地震作用调整

由前节所述,地震引起的坡体动力反应采用式(9)所示的拟静力法进行计算确定,由式(9)可见,该法确定地震引起的作用于坡体重心处的惯性力的核心是确定其综合水平地震系数 α_w ,而引起综合水平地震系数 α_w 差异性的关键参数为坡体所在地区的设计基本地震动加速度 a_h ,而不同等级地震作用的地震动参数具有差异性。《中国地震动参数区划图》(GB18036-2015)第 6、8 两条规定,应根据不同场地条件下、不同超越概率水平对其附录 C 中所列各地区 II 类场地条件下的基本地震动参数进行调整,不同超越概率水平地震作用对应不同重现期,即前述不同等级地震作用,因而不同工况地震作用对坡体稳定性产生的影响体现在坡体据其实际场地类别及计算所需对应的不同超越概率水平地震作用调整后的相应工况的地震动峰值加速度 a_{hi} 的差异性上。

根据《中国地震动参数区划图》(GB18036-2015)第 6、第 8 条之规定,结合宣贯材料的相关论

述,确定不同场地、不同超越概率水平地震动峰值加速度时,首先应根据区划图附录 A 或附录 C 确定坡体所在地区 II 类场地条件下的基本地震动峰值加速度,其次根据该区划图 6. 2 条确定 II 类场地条件下不同超越概率水平(多遇、基本、罕遇、极罕遇)的地震动峰值加速度 a_{hII} (多遇地震动峰值加速度宜按不低于基本地震动峰值加速度的 1/3 倍确定;罕遇地震动峰值加速度宜按基本地震动峰值加速度的 1.6 ~ 2.3 倍确定;极罕遇地震动峰值加速度宜按基本地震动峰值加速度的 2.7 ~ 3.2 倍确定),最后根据该区划图 8. 1 条和附录 E 选择相应的场地地震动峰值加速度调整系数 F_a (表 4)对场地类别进行调整,最终得到各类场地不同超越概率地震动对应的峰值加速度 $a_{hi} = F_a \cdot a_{hII}$,上述调整流程如下图 2 所示。

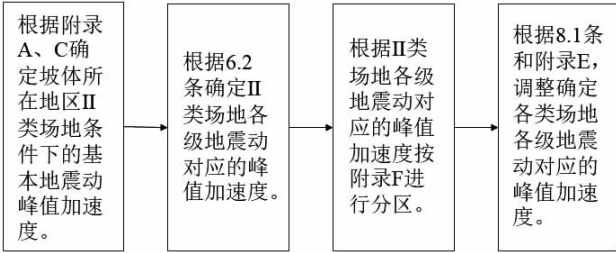


图 2 不同等级地震动峰值加速度调整流程

Fig. 2 Flowchart illustrating adjusting peak acceleration of different intensity seismic vibration

表 4 场地地震动峰值加速度调整系数 F_a

Table 4 Adjustment factors for field seismic peak acceleration

II 类场地地震动峰值 加速度值 a_{hII}	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
≤ 0.05 g	0.72	0.80	1.00	1.30	1.25
0.10 g	0.74	0.82	1.00	1.25	1.20
0.15 g	0.75	0.83	1.00	1.15	1.10
0.20 g	0.76	0.85	1.00	1.00	1.00
0.30 g	0.85	0.95	1.00	1.00	0.95
≥ 0.40 g	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90

2. 5 基于极限平衡法的不同地震工况边坡稳定性分析

极限平衡法是当前国内外应用最为广泛的边坡稳定性分析方法之一^[23],仍是堤坝、天然边坡、和其他岩土结构主要的稳定性分析方法^[24]。考虑地震作用对边坡稳定性的影响时,采用 2.3 节所述拟静力法,以极限平衡法为理论基础,将依据 2.4 节确定不同等级地震作用产生的动力作用等效为作用于坡体重心水平方向或竖直方向的静力荷载,将上述

荷载和其他所有作用于潜在滑体上的静力沿滑动面分解为抗滑力(力矩)和滑动力(力矩),采用极限平衡法计算坡体在地震作用下的稳定性。计算沿潜在滑动面的稳定性时应根据潜在滑动面形态采用平面、圆弧或折线形滑面。对于圆弧形滑面,常用方法为瑞典条分法(简化条分法)、简化 Bishop 法等,对于折线形滑面常采用不平衡推力法(传递系数法)。

对于圆弧形滑面,以简化 Bishop 法为例,条块上的作用力分别对滑动圆心 O 取矩,条间法向力 P_i 和切向力 H_i 成对出现,大小相等,方向相反,相互抵消对圆心不产生滑动力矩,滑动面上的法向反力 N_i 通过圆心也不产生力矩,只有剪力 T_{wi} 和滑动面上的

抗剪力 T_i 分别对圆心产生滑动力矩和抗滑力矩。当引入地震作用时,地震产生的作用于条块重心处的水平和竖向地震惯性力亦会对滑动圆心产生滑动力矩,此时滑动力矩 M_{si} ,抗滑力矩 M_{ri} 分别如下式(10)、(11)所示。

$$M_{si} = T_{wi}R + F_{hi}\left(R\cos\theta_i - \frac{h_i}{2} + F_{vi}R\sin\theta_i\right) \quad (10)$$

$$M_{ri} = T_iR = \frac{(c_i l_i + W_i \cos\theta_i \tan\varphi_i)R}{2} \quad (11)$$

式中 $T_{wi} = W_i \sin\theta_i$, $l_i = b_i \cos\theta_i$ 当整个滑动土体处于极限平衡状态时,滑动力矩等于抗滑力矩,则稳定系数 F_s 如下式(12)所示。

$$F_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum \frac{1}{m_{\theta i}} (c_i l_i + W_i \cos\theta_i \tan\varphi_i) R}{\sum W_i \cos\theta_i R + F_{hi}\left(R\cos\theta_i - \frac{h_i}{2}\right) + F_{vi}R\sin\theta_i}, m_{\theta i} = \cos\theta_i + \frac{\tan\varphi_i \sin\theta_i}{F_s} \quad (12)$$

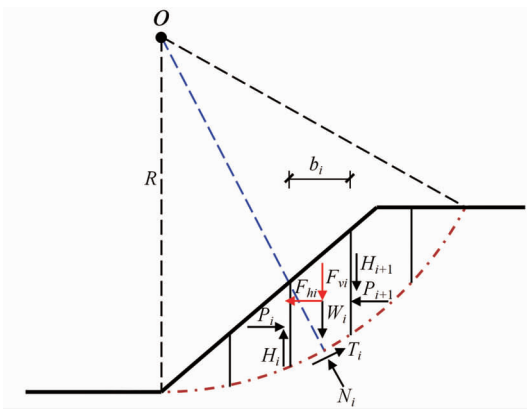


图 3 简化 Bishop 法计算简图

Fig. 3 Diagram of simplified Bishop calculation

对于折线形滑面,国内常采用不平衡推力法(传递系数法),假定条间力与上一滑块底面平行,根据力的平衡条件,逐个条块向下推求,直到最后一个条块的剩余下滑力为零。该法又分为增大下滑力安全系数的显示解法和降低抗滑力的强度折减安全系数隐式解法^[25],王卫中等^[26]对上述两方法进行对比计算,结果表明,对于折线形滑面显示解法的稳定系数较隐式解法稳定系数偏于不安全,因此本文以不平衡推力法的隐式解法为例,对考虑地震作用的边坡稳定性分析计算方法进行说明。

折线形滑面的坡体采用传递系数隐式解法时,坡体稳定性系数可按式(13)进行计算:

$$P_n = 0 \quad (13-1)$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - T_i/F_s \quad (13-2)$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \frac{\sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan\varphi_i}{F_s} \quad (13-3)$$

$$T_i = (G_i + F_{vi})\sin\theta_i + F_{hi}\cos\theta_i \quad (13-4)$$

$$R_i = c_i l_i + [(G_i + F_{vi})\cos\theta_i + F_{hi}\sin\theta_i] \tan\varphi_i \quad (13-5)$$

式中: P_n —第 n 条块单宽剩余下滑力;

P_i —第 i 计算条块与第 $i+1$ 条块单宽剩余下滑力,当 $P_i < 0$ ($i < n$) 时,取 $P_i = 0$;

T_i —第 i 条块单宽下滑力;

R_i —第 i 条块单宽抗滑力;

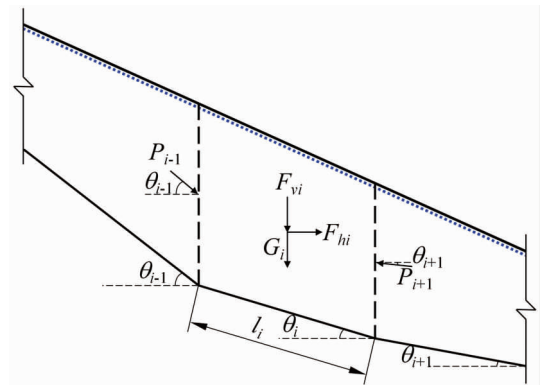


图 4 不平衡推力法(传递系数法)计算简图

Fig. 4 Diagram of unbalanced thrust method (transfer coefficient method)

ψ_{i-1} —第 $i-1$ 条块滑体剩余下滑力传至第 i 块滑体时的传递系数;

G_i —第 i 条块单宽自重;

F_{hi} —第 i 条块单宽水平地震惯性力,指向坡外为正,指向坡内为负;

F_{vi} —第 i 条块单宽竖向地震惯性力,指向下方为正,反之为负;

c_i —第 i 条块滑体土的黏聚力标准值;

φ_i —第 i 条块滑体土的内摩擦角标准值;

l_i —第 i 条块滑体沿滑面的长度。

3 基于简化 Bishop 法的圆弧形滑面不同地震工况危险性评价

3.1 单元概况

如图 5 所示,某黄土斜坡位于甘肃省天水市麦积区花牛镇,坡高 20 m,坡比为 1 : 1.75,土的重度为 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$,内摩擦角 $\varphi = 26.6^\circ$,黏聚力 $c = 14 \text{ kPa}$,场地类别为 II 类,基本地震动峰值加速度为 0.30 g。

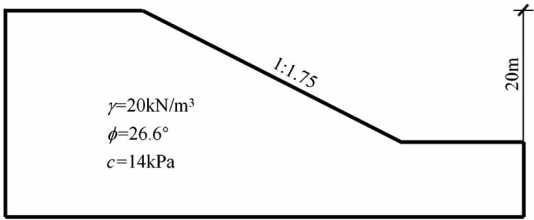


图 5 斜坡大样图
Fig. 5 Slope sketch

3.2 不同工况地震动峰值加速度调整

由 2.4 节地震动峰值加速调整流程,首先由《中国地震动参数区划图》(GB18036-2015)附录 C 查得坡体所在地区 II 类场地条件下的基本地震动峰值加速度为 0.30 g,其次根据该区划图 6.2 条确定 II 类场地条件下不同超越概率水平(多遇、基本、罕遇、极罕遇)的地震动峰值加速度 $a_{h,II}$,多遇地震动峰值加速度宜按不低于基本地震动峰值加速度的 1/3 倍确定,本文按 2/3 倍进行计算;罕遇地震动峰值加速度宜按基本地震动峰值加速度的 1.6 ~ 2.3 倍确定,本文按 1.95 倍进行计算;极罕遇地震动峰值加速度宜按基本地震动峰值加速度的 2.7 ~ 3.2 倍确定,本文按 2.95 倍进行计算,各地区可结合地区实际对调整参数进行调整,II 类场地条件不同超越

概率水平地震动峰值加速度 $a_{h,II}$ 调整结果如下表 5 所示。

表 5 II 类场地条件不同超越概率水平地震动峰值加速度
Table 5 Peak acceleration of horizontal seism force for Category II site

II 类场地不同超越概率水平地震动峰值加速度 $a_{h,II}$	工况类型			
	多遇	基本	罕遇	极罕遇
	地震动 0.200 g	地震动 0.300	地震动 0.585 g	地震动 0.885 g

在上述调整的基础上,根据该区划图 8.1 条和附录 E 选择相应的场地地震动峰值加速度调整系数 F_a (表 4)对场地类别进行调整,最终得到各类场地各级地震动对应的峰值加速度 a_{hi} ,调整结果如表 6 所示。

表 6 各类场地各级地震动对应的峰值加速度 a_{hi}
Table 6 Peak acceleration a_{hi} corresponding to seismic vibrations at various levels of various types of sites

不同工况地震动峰值加速度 a_{hi}	场地类别				
	I 0	I 1	II	III	IV
多遇地震动	0.152 g	0.170 g	0.200 g	0.200 g	0.200 g
基本地震动	0.255 g	0.285 g	0.300 g	0.300 g	0.285 g
罕遇地震动	0.527 g	0.585 g	0.585 g	0.585 g	0.556 g
极罕遇地震动	0.767 g	0.885 g	0.885 g	0.885 g	0.767 g

3.3 不同工况斜坡稳定性计算

在上述不同工况地震动峰值加速度调整的基础上,基于拟静力法,并考虑地震作用对土体抗剪强度的影响,采用式(9),计算不同地震工况地震作用,结合极限平衡法以 2.5 节简化 Bishop 法为理论基础,借助于 Geo-slope 软件计算天然和不同地震工况下斜坡稳定性系数 F_{si} ,结果见下表 7。

由表 7 和图 6 可见,当考虑地震作用时,斜坡稳定性系数逐渐降低,自天然工况至多遇地震工况,斜坡稳定性系数急剧降低,自多遇地震工况至极罕遇地震工况斜坡稳定性系数逐渐减小,且减小幅度与

表 7 不同工况斜坡稳定系数 F_{si}
Table 7 Slope stability factor F_{si} for different operating conditions

不同工况边坡稳定系数及稳定性	工况(1-5)				
	天然 工况	多遇 地震动	基本 地震动	罕遇 地震动	极罕遇 地震动
F_{si}	1.418	1.205	1.150	1.010	0.890
稳定性	稳定	稳定	基本稳定	欠稳定	不稳定

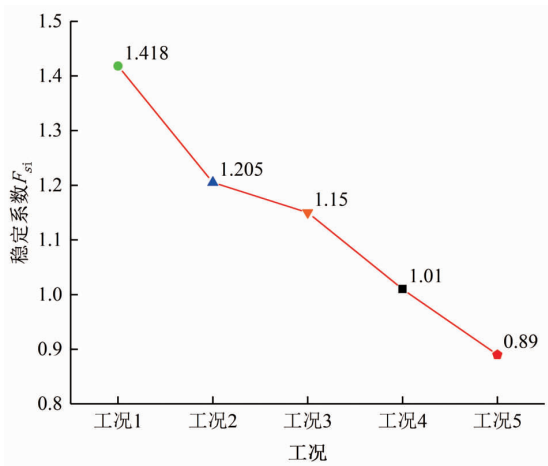


图 6 斜坡稳定系数随不同地震作用的变化
Fig. 6 Variation of slope stability coefficients with different seismic effects

不同地震作用峰值加速度调整系数成正比。

3.4 不同工况斜坡失稳概率计算

由上节计算所得不同工况边坡稳定性系数 F_{si} ，以 2.2 节为理论基础，结合表 2 所列稳定性系数与失稳概率对照表，采用分段线性插值法对不同工况下斜坡失稳概率 P_i 进行计算，结果见下表 8。

表 8 不同工况斜坡失稳概率 P_i					
Table 8 Slope instability probabilities P_i for different operating conditions					
不同工况斜坡 失稳概率	工况				
	天然 工况	多遇 地震动	基本 地震动	罕遇 地震动	极罕遇 地震动
P_i	0.20	0.20	0.21	0.96	1.00

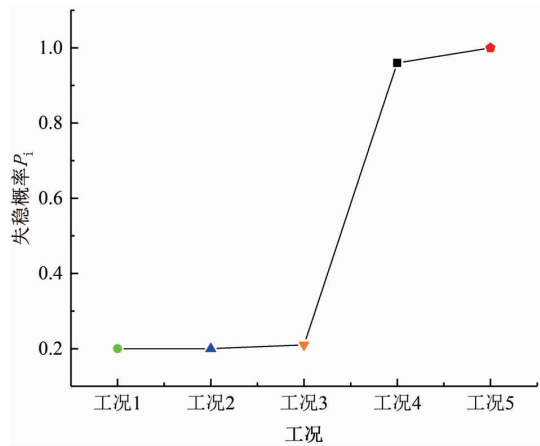


图 7 斜坡失稳概率随不同等级地震作用的变化
Fig. 7 The probability of slope instability varies with the seismic action of different grades

由表 8 和图 7 可见，随着地震作用的增强，斜坡失稳概率逐渐增长，多遇地震工况至基本地震工况，斜坡失稳概率增幅较小，而基本地震工况至罕遇地震工况斜坡失稳概率出现陡增，至极罕遇地震工况斜坡失稳概率达到 100%。

3.5 不同工况斜坡危险性指数计算

采用 2.1 节所述危险性指数法，结合 3.4 节计算所得斜坡在不同工况下的失稳概率 P_i ，假定该斜坡前期易发性评价所得易发性指数 $Y_i = 3.5$ （斜坡单元综合易发性指数采用文献 9 附录 J.1 综合指数法），采用式 2-1 计算可得该斜坡在不同工况下的危险性指数 H_i ，结果汇总于下表 9。

不同工况斜坡 危险性指数	工况				
	天然 工况	多遇 地震动	基本 地震动	罕遇 地震动	极罕遇 地震动
P_i	0.14	0.14	0.15	0.60	0.80

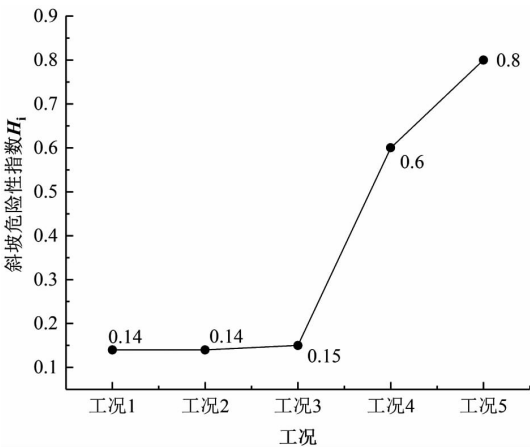


图 8 斜坡危险性指数随不同等级地震作用的变化
Fig. 8 Slope hazard index changes with seismic effects of different grades

由表 9 和图 8 可见，随着地震作用的增强，斜坡危险性指数逐渐增大，多遇地震工况至基本地震工况，斜坡危险性指数增幅较小，而基本地震工况至罕遇地震工况斜坡失稳概率出现陡增，至极罕遇地震工况斜坡危险性指数高达 0.8。

3.6 不同工况斜坡危险性评价

根据表 9 计算所得斜坡在不同工况的危险性指数 H_i ，由表 1 所列地质灾害危险程度划分标准，可

判定该斜坡在不同工况下的危险性等级,结果列于下表 10。

表 10 不同工况斜坡危险性
Table 10 Slope hazards for different operating conditions

不同工况 斜坡危 险性等级	工况				
	天然	多遇	基本	罕遇	极罕遇
	工况	地震动	地震动	地震动	地震动
	低危险	低危险	低危险	中危险	高危险

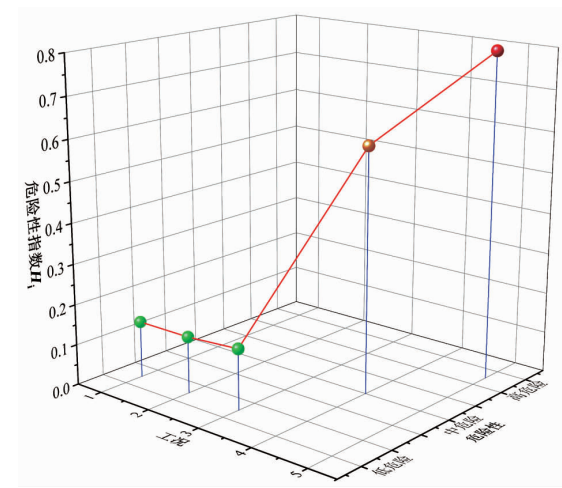


图 9 斜坡危险性随不同等级地震作用的变化
Fig. 9 Slope hazard with seismic action
of different grades

由表 10 及图 9 可见,随着地震作用的增强,斜坡危险性逐渐增大,天然工况至基本地震工况斜坡危险性均为低危险,基本地震工况至极罕遇地震工况斜坡危险性指数陡增,斜坡危险性等级呈跨级别增长的趋势,由低危险逐渐转变为中危险,直至高危险。

4 基于不平衡推力法(传递系数法)的折线形滑面不同地震工况危险性评价

4.1 单元概况

如图 10 所示,某黄土泥岩接触型斜坡位于甘肃省天水市麦积区花牛镇,坡高 58.5 m,坡面形态为折线型,上覆黄土的重度为 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 内摩擦角 $\varphi = 26.6^\circ$,黏聚力 $c = 14 \text{ kPa}$,下伏泥岩内摩擦角 $\varphi = 32^\circ$,黏聚力 $c = 60 \text{ kPa}$,二者过渡带风化层内摩擦角 $\varphi = 23^\circ$,黏聚力 $c = 12 \text{ kPa}$,场地类别为 II 类,基本地震动峰值加速度为 0.30 g 。

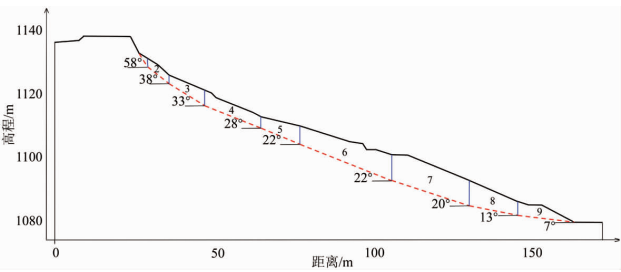


图 10 斜坡大样图

Fig. 10 Slope sketch

4.2 不同工况地震动峰值加速度调整

根据 2.4 节不同工况地震动峰值加速度调整方法,采用与 3.2 节相同的调整流程及系数,调整后不同地震工况地震动峰值加速度结果见上表 6。

4.3 不同工况斜坡稳定性计算

在上述不同工况地震动峰值加速度调整的基础上,基于拟静力法,并考虑地震作用对土体抗剪强度的影响,采用式(9),计算不同地震工况地震作用,结合极限平衡法以 2.5 节不平衡推力法(传递系数)法为理论基础,借助于 Geo5 软件计算天然和不同地震工况下斜坡稳定性系数 F_{si} ,结果见下表 11。

表 11 不同工况斜坡稳定系数 F_{si}

Table 11 Slope stability factor F_{si} for different operating conditions

不同工况边坡 稳定系数 及稳定性	工况(1-5)				
	天然 工况	多遇 地震动	基本 地震动	罕遇 地震动	极罕遇 地震动
F_{si}	1.418	1.205	1.150	1.010	0.890
稳定性	稳定	基本稳定	基本稳定	不稳定	不稳定

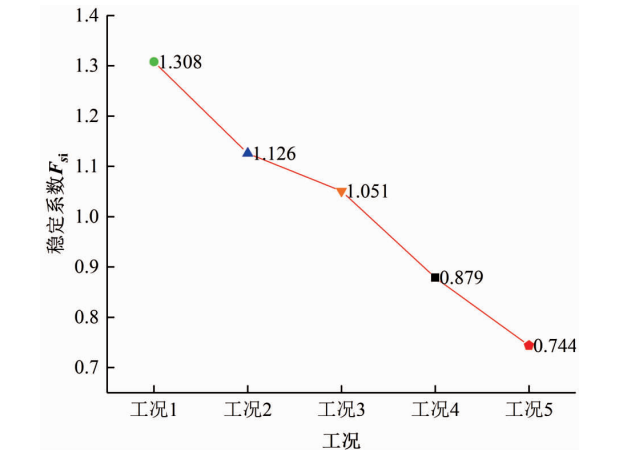


图 11 斜坡稳定系数随不同地震作用的变化

Fig. 11 The stability coefficient of the slope
with different seismic effects

由表 11 和图 11 可见,当考虑地震作用时,斜坡稳定性系数逐渐减小,且减小幅度与不同地震作用峰值加速度调整系数成正比,与 3.3 节采用简化 Bishop 法计算所得规律基本一致。

4.4 不同工况斜坡失稳概率计算

由上节计算所得不同工况边坡稳定性系数 F_{si} ,结合表 2 所列稳定性系数与失稳概率对照表,采用分段线性插值法对不同工况下斜坡失稳概率 P_i 进行计算,结果见下表 12。

表 12 不同工况斜坡失稳概率 P_i

Table 12 Slope instability probabilities P_i for different operating conditions

不同工况坡体失稳概率	工况				
	天然工况	多遇地震动	基本地震动	罕遇地震动	极罕遇地震动
P_i	0.20	0.34	0.79	1.00	1.00

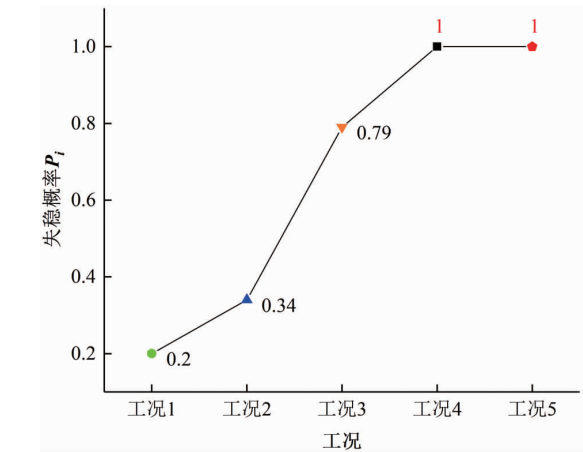


图 12 斜坡失稳概率随不同等级地震作用的变化
Fig. 12 The probability of slope instability with the seismic action of different grades

由表 12 和图 12 可见,随着地震作用的增强,斜坡失稳概率逐渐增大,多遇地震工况至基本地震工况,斜坡失稳概率陡增,而基本地震工况至罕遇地震工况斜坡失稳概率逐渐增大,高达到 100%,极罕遇地震工况斜坡失稳概率亦为 100%。

4.5 不同工况斜坡危险性指数计算

采用 2.1 节所述危险性指数法,结合 4.4 节计算所得斜坡在不同工况下的失稳概率 P_i ,假定该斜坡前期易发性评价所得易发性指数 $Y_i = 3.5$ (斜坡单元综合易发性指数采用文献 9 附录 J.1 综合指数

法),采用式 2-1 计算可得该斜坡在不同工况下的危险性指数 H_i ,结果汇总于下表 13。

表 13 不同工况斜坡危险性指数 H_i

Table 13 Slope hazard index H_i for different operating conditions

不同工况斜坡危险性指数	工况				
	天然工况	多遇地震动	基本地震动	罕遇地震动	极罕遇地震动
H_i	0.14	0.24	0.56	0.70	0.70

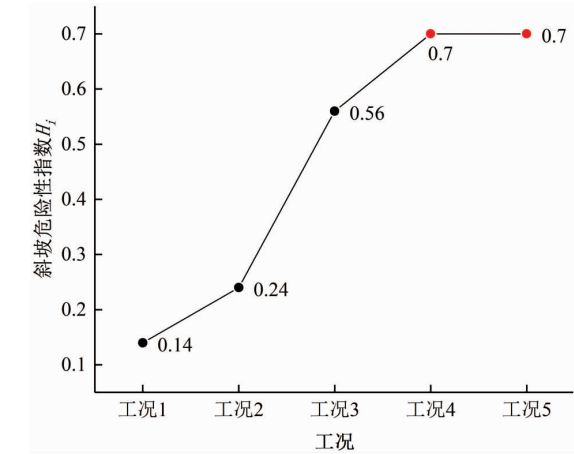


图 13 斜坡危险性指数随不同等级地震作用的变化
Fig. 13 Slope hazard index variation with seismic effects of different grades

由表 13 和图 13 可见,随着地震作用的增强,斜坡危险性指数逐渐增大,多遇地震工况至基本地震工况,斜坡危险性指数增幅较大,而基本地震工况至罕遇地震工况斜坡失稳概率增幅较小,至极罕遇地震工况斜坡危险性指数达到 0.7。

4.6 不同工况斜坡危险性评价

根据表 13 计算所得斜坡在不同工况的危险性指数 H_i ,由表 1 所列地质灾害危险程度划分标准,可判定该斜坡在不同工况下的危险性等级,结果列于下表 14。

由表 14 及图 14 可见,随着地震作用的增强,

表 14 不同工况斜坡危险性

Table 14 Slope hazards under different operating conditions

不同工况斜坡危险性等级	工况				
	天然工况	多遇地震动	基本地震动	罕遇地震动	极罕遇地震动
	低危险	低危险	中危险	高危险	高危险

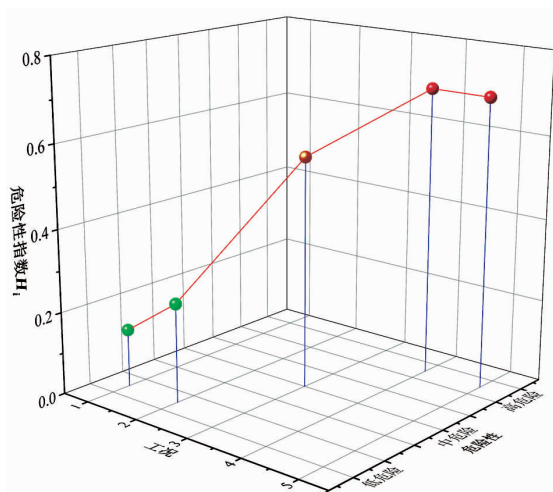


图 14 斜坡危险性随不同等级地震作用的变化

Fig. 14 Slope hazard variation with seismic action of different grades

斜坡危险性逐渐增大,天然工况至多遇地震工况斜坡危险性均为低危险。多遇地震至罕遇地震工况斜坡危险性指数陡增,斜坡危险性等级呈跨级别增长的趋势,由低危险逐渐转变为中危险,直至高危险。罕遇地震至极罕遇地震斜坡稳定性系数降低,至不稳定,达到完全失稳,斜坡危险性等级为高危险。

5 结论

以拟静力法为理论基础,对地震产生的作用于坡体重心处的惯性力进行计算,考虑斜坡所处地区场地类别和计算所需不同超越概率水平地震作用,基于极限平衡法,对不同地震工况(多遇地震、基本地震、罕遇地震、极罕遇地震)斜坡稳定性系数进行计算,结合危险性指数法,计算不同地震工况斜坡失稳概率并确定不同地震工况斜坡危险性指数,据此判断不同地震工况斜坡危险性,得出以下几点结论:

(1) 不同等级地震作用下斜坡危险性不同,基于小震频发,大震多发的现实背景,在前期开展斜坡易发性评价的基础上,开展不同地震工况下斜坡危险性评价,进而开展不同地震工况下斜坡风险评价,对区域防灾减灾、地质灾害风险管控及国土空间规划具有重要意义;

(2) 不同等级地震作用引起斜坡稳定性系数产生差异,从而造成斜坡在不同等级地震作用下的失

稳概率产生差异,进而造成其在不同等级地震作用下的危险性指数产生差异,由此引起其危险性的不同,最终引起斜坡在不同等级地震作用下风险性的差异;

(3) 不同等级地震作用对斜坡稳定性产生的影响体现在斜坡据其实际场地类别及计算所需对应的不同超越概率水平地震作用调整后的相应工况的地震动峰值加速度 a_{hi} 的差异性上,调整时应先对Ⅱ类场地条件下不同超越概率水平(多遇、基本、罕遇、极罕遇)的地震动峰值加速度进行调整,此后对斜坡所处场地类别进行调整,即遵循“先概率,后场地”的调整原则;

(4) 随着地震作用的增强,斜坡稳定性系数逐渐降低,斜坡失稳概率逐渐增大,斜坡危险性指数逐渐增大,斜坡危险性逐渐增强,即斜坡稳定系数与地震作用负相关,斜坡失稳概率、斜坡危险性指数、斜坡危险性与地震作用正相关。

参 考 文 献

- [1] 高孟潭. 新一代国家地震区划图与国家社会经济发展 [J]. 城市与减灾, 2016(03):1-5
- [2] 张江伟, 李小军. 地震作用下边坡稳定性分析方法 [J]. 地震学报, 2015, 37(01):180-191+205
- [3] 李树德, 任秀生, 岳升阳, 等. 地震滑坡研究 [J]. 水土保持研究, 2001(02):24-25
- [4] Keefer D K. Landslides caused by earthquakes [J]. Geological Society of America Bulletin, 1984, 95(4):406-421
- [5] 张铎, 吴中海, 李家存, 等. 国内外地震滑坡研究综述 [J]. 地质力学学报, 2013, 19(03):225-241
- [6] 汤保新, 叶列平, 陆新征. 丙类与乙类设防 RC 框架结构抗地震倒塌能力对比 [J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10):30-38.
- [7] 中国地震动参数区划图:GB18036-2015[S]. 北京:中国国家标准化管理委员会, 2015
- [8] 地质灾害风险调查评价技术要求(1:50 000 试行)[S]. 北京:中华人民共和国自然资源部, 2020
- [9] 甘肃省地质灾害精细调查技术要求(试行)[S]. 兰州:甘肃省自然资源厅, 2021
- [10] 滑坡防治工程勘查规范:GB/T32864-2016[S]. 北京:中国国家标准化管理委员会, 2016
- [11] 胡成, 卢坤林, 朱大勇, 等. 三维边坡拟静力抗震稳定性分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(S1):2904-2912
- [12] 郑文荣, 程小久. 核电站边坡地震影响系数研究 [J]. 华南地震, 2010, 30(S1):36-44
- [13] Terzaghi, K. Mechanisms of landslide [J]. Geological Society of America, Engineering Geology (Berkey) Volume. 1950, 83-123
- [14] 殷跃平, 王文沛. 论滑坡地震力 [J]. 工程地质学报, 2014, 22(04):586-600

- [15] Terzaghi, K. Theoretical soil mechanics [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943, 474–476
- [16] 王恭先, 徐峻龄, 刘光代, 等. 滑坡学与滑坡防治技术[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2007
- [17] 建筑边坡工程技术规范: GB50330–2013[S]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2013.
- [18] 苏联重工企业建筑部. 赵丽敏译. 地震区建筑规范 (ПСП-101–51)[S]. 北京: 纺织工业出版社, 1954
- [19] BOURDEAU C, HAVEN ITH H B. Site effects modeling applied to the slope affected by the Suusamyr earthquake (Kyrgyzstan, 1992) [J]. Engineering Geology, 2008, 97:126–145
- [20] LI Yang, LI Tong chun, ZHAO Lan hao. Study on distribution of seismic coefficient for rock slopes [J]. Earth and Space, 2012: 1003–1014
- [21] 徐光兴, 姚令侃, 李朝红, 等. 边坡地震动力响应规律及地震动参数影响研究[J]. 岩土工程学报, 2008(06): 918–923
- [22] 滑坡防治设计规范: GB/T38509–2020[S]. 北京: 中国国家标准化管理委员会, 2020
- [23] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010
- [24] 张伯艳, 王璨, 李德玉, 等. 地震作用下水利水电工程边坡稳定分析研究进展 [J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(03): 168–178
- [25] 赵尚毅, 郑颖人, 散贵勇. 考虑桩反作用力和设计安全系数的滑坡推力计算方法——传递系数隐式解法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(08): 1668–1676
- [26] 王卫中, 田浩. 某堆积体折线滑动显式解与隐式解法的对比分析[J]. 中国水运(下半月), 2015, 15(06): 313–314+317

RISK ASSESSMENT METHOD OF SLOPE UNIT IN GENERAL SURVEY AREAS OF DIFFERENT SEISMIC CONDITIONS BASED ON QUASI-STATIC METHOD

JIAN Peng^{1,2}, LI Wen-yan^{1,2}, GUO Hong-dong^{1,2}, LI Song^{1,2},
DANG Fa-ning³, ZHANG Zhi-jia^{1,2}

(1. The Second Institute of Geology and Mineral Exploration, Gansu Provincial Bureau of Geology and Mineral
Exploration and Development, Lanzhou, 730020, China;

2. Gansu Hydrogeological and Engineering Geology Investigation Institute, Lanzhou 730020, China;

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

Abstract: The slope instability caused by earthquakes is the most significant secondary disaster caused by earthquakes. Under the realistic background of frequent small earthquakes and frequent large earthquakes, the practical significance of slope risk assessment under different earthquake action conditions for regional disaster prevention and mitigation, geological disaster risk control and territorial space planning has become increasingly prominent. Based on the pseudo-static method, according to the slope site category and exceeding probability of different seismic action, to adjust the peak ground motion acceleration, determination of slope under seismic action of different levels, a comprehensive coefficient of horizontal seismic calculation of different level earthquake effect caused by the horizontal and vertical inertial force ACTS on the slope of center of gravity, based on the theory of limit equilibrium method, The slope stability coefficient under the action of earthquake of different grades was calculated, and the slope instability probability and risk index under the action of earthquake of different grades were calculated based on the risk index method. The results show that the slope stability coefficient decreases with the increase of earthquake, the slope instability probability increases with the increase of earthquake, the slope risk index increases with the increase of earthquake, and the slope risk increases with the increase of earthquake.

Key words: limit equilibrium method; quasi-static method; hazard index method; different levels of earthquake action; slope element hazard