

DOI: 10.16285/j.rsm.2020.1792

基于结构面参数概率分布更新的 节理岩质边坡可靠性分析

蒋水华^{1,2}, 欧阳苏¹, 冯泽文¹, 康 青¹, 黄劲松¹, 杨志刚¹

(1. 南昌大学 建筑工程学院, 江西 南昌 330031; 2. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 岩质边坡节理裂隙通常十分复杂且其分布具有较大的随机性, 准确地模拟岩体随机裂隙网络对边坡稳定性分析至关重要, 然而目前的模拟方法不能较好融合结构面露头实测数据。提出基于贝叶斯更新方法优化结构面几何和抗剪强度参数概率分布, 修正边坡岩体随机裂隙网络模型, 其中将融合的结构面现场实测数据表征为样本分布。在此基础上, 同时考虑结构面几何参数(倾角、迹长)和抗剪强度参数(内摩擦角、黏聚力)的不确定性, 采用非侵入式随机有限元法进行节理岩质边坡可靠度分析。以小湾水电站左岸 4 号山梁边坡模型为例说明提出方法的有效性。结果表明: 贝叶斯更新方法和解析解获得的结构面参数后验概率分布几乎一致, 前者能够有效地融合现场实测数据降低对结构面参数不确定性的估计和优化参数概率分布, 进而生成更贴近工程实际的边坡岩体裂隙网络模型和获得更客观的边坡可靠性分析结果。采用结构面参数后验信息生成边坡岩体裂隙网络模型和进行边坡可靠性分析, 获得的后验失效概率显著低于边坡先验失效概率。

关 键 词: 节理岩质边坡; 结构面; 几何参数; 随机裂隙网络; 贝叶斯更新; 可靠性分析

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2021)09-2589-11

Reliability analysis of jointed rock slopes using updated probability distributions of structural plane parameters

JIANG Shui-hua^{1,2}, OUYANG Su¹, FENG Ze-wen¹, KANG Qing¹, HUANG Jin-song¹, YANG Zhi-gang¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Nanchang University, Nanchang, Jiangxi 330031, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: Due to the complexity and obvious random distribution features of joints and fractures in the rock slope, accurately simulating the random fracture network is crucial for slope stability evaluation. However, the current methods cannot effectively make full use of the measured data of structural outcrops. This paper adopts a Bayesian updating approach to optimize the probability distributions of geometric and shear strength parameters of structural planes and correct the random fracture network of rock mass by using field measured data. The field measured data of structural planes are characterized as sample distributions. Based on these, a non-intrusive stochastic finite element method is employed to conduct reliability analysis of jointed rock slopes considering the uncertainties of geometric parameters (e.g., dip and trace length) and shear strength parameters (e.g., friction angle and cohesion) of structural planes at the same time. Finally, a simplified slope model selected from the left bank of Xiaowan hydropower station is adopted to validate the effectiveness of the proposed method. The results indicate that the probability distributions of structural plane parameters inferred from the Bayesian updating approach agree well with the corresponding analytical solutions. The Bayesian updating approach can effectively reduce the estimation of uncertainties and optimize the probability distributions of the structural plane parameters by incorporating the field measured data. Furthermore, more realistic fracture network models and reliability analysis results of the slope can be obtained. When the posterior information of structural plane parameters is used to generate a fracture network model and conduct slope reliability analysis, the estimated posterior probability of slope failure will be greatly smaller than the prior probability of slope failure.

Keywords: jointed rock slope; structural plane; geometric parameter; random fracture network; Bayesian updating; reliability analysis

收稿日期: 2020-11-30

修回日期: 2021-05-08

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.41867036, No.41972280, No.52179103, No.U1765207); 岩土力学与工程国家重点实验室资助课题 (No.Z019019); 江西省自然科学基金项目 (No.20192BBG70078)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(41867036, 41972280, 52179103, U1765207), the Open Research Fund of State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering(Z019019) and Jiangxi Provincial Natural Science Foundation(20192BBG70078).

第一作者简介: 蒋水华, 男, 1987 年生, 博士, 副教授, 主要从事岩土工程可靠度与风险分析方面的研究工作。E-mail: sjiaangaa@ncu.edu.cn

通讯作者: 杨志刚, 男, 1972 年生, 博士, 副教授, 主要从事水工结构可靠度分析方面的研究工作。E-mail: yzghm@163.com

1 引言

岩质边坡广泛发育大量的不连续面,包括断层、断裂、节理、层理和板理等,使得岩体不仅具有非均质性,而且岩体力学性质呈现强烈的各向异性。这些不连续面组合可能构成边坡潜在滑裂面,对边坡稳定性具有重要的影响。层面、断层和断裂等大型结构面因其在某一工程区内发育程度有限,可以直接采用传统确定性方法予以描述。相比之下,成千上万条难以准确量测和定位的节理裂隙面,因其空间随机分布特征,确定性方法通常无能为力。因此,在合理模拟岩体裂隙网络分布的基础上进行节理岩质边坡可靠性评价具有重要的工程价值,已成为岩土工程领域研究的重点。

为了合理表征节理岩体裂隙空间随机分布特征及其对岩质边坡可靠性的影响,基于概率统计的结构面几何参数不确定性表征方法和随机裂隙网络模拟技术日益被边坡工程领域所接受^[1-2]。但是,有限实测资料条件下岩体随机裂隙网络模拟,以及同时考虑结构面几何参数和力学参数不确定性的节理岩质边坡可靠性问题目前仍没有得到较好解决。为了生成尽可能贴近工程实际的节理随机裂隙网络模型,国内外学者开展了大量有益的研究。如 Shamekhi 等^[3]建立考虑几何参数变异性的边坡岩体裂隙网络模型,量化了每个几何参数的贡献,进而预测边坡失效概率。刘刚等^[4]研究发现节理裂隙的存在会降低岩体强度,并且节理密度越大岩体力学性能越差。Alghalandis^[2]开发了可用于模拟随机裂隙网络的开源软件 ADFNE。常峻岭^[5]在采用蒙特卡罗模拟(Monte Carlo simulation,简称 MCS)和离散元软件 UDEC 模拟岩体随机裂隙网络的基础上,研究了结构面几何参数和力学参数对边坡稳定性的影响。李泽荃^[6]通过现场地质调查和室内试验对结构面参数进行统计分析,进而生成结构面随机裂隙网络,再基于可靠度理论进行节理岩体开挖概率计算。严春风等^[7]基于三峡工程永久船闸节理岩体的 3 373 条结构面实测数据,采用改进贝叶斯统计方法推断结构面倾向的概率分布。陈剑平等^[1]利用野外不连续面现场地质调查获得的样本数据,建立结构面几何参数概率统计模型。

合理表征节理几何参数不确定性及其概率分布是随机裂隙网络模拟的关键一步。虽然目前节理岩质边坡岩体随机裂隙网络模拟取得了可喜的进展,但是受结构面野外调查成本、难度和场地的限制,进行大量的结构面野外调查非常困难,需要耗

费大量的人力物力,同时一些现场环境条件并不适合开展结构面几何参数调查。一般情况下只能获得少量的结构面露头实测数据样本。因此,结构面几何参数概率分布通常是基于这些少量的实测数据推断得到或者通过经验确定^[7]。然而,这样直接基于这些少量的实测数据难以推断出一个符合客观实际的结构面参数概率分布。相反,贝叶斯更新方法通过构建似然函数或样本分布,能够充分利用现场结构面露头量测、钻孔摄像和近景摄影测量等获得的少量实测数据样本的信息,并可有效兼顾参数先验信息的作用,较好地更新优化结构面几何参数概率分布^[8]。在此基础上,采用 MCS 等方法模拟的岩体随机裂隙网络也更切合工程实际。

此外,目前节理岩质边坡可靠性分析大多只局限于考虑岩体抗剪强度参数的影响,却忽略了几何参数不确定性的影响。大量研究表明,岩体几何参数不确定性对边坡稳定性也具有重要的影响^[9-15]。如于莉^[9]通过蒙特卡罗模拟和拉丁超立方抽样方法生成结构面几何参数样本,构建可靠度分析的极限状态函数,提出了一种基于可靠度理论的节理岩质边坡稳定性评价方法。张瑞新等^[10]以关键块体理论为基础,提出了考虑节理几何参数和力学参数随机性的边坡可靠性分析方法,给出了块体失效概率评价模型。孙树林等^[11]调查了块体结构面几何形状和力学参数的不确定性对岩质边坡可靠性的影响。Zheng 等^[12-14]采用概率块体方法探讨了不连续面产状以及抗剪强度参数不确定性对岩质边坡可靠性的影响。Roy 等^[15]基于中心复合设计和有限元强度折减法调查了结构面抗剪强度和几何参数变异性对边坡稳定性的影响。

本文以节理岩质边坡为研究对象,提出了基于贝叶斯更新方法利用现场实测样本更新结构面几何参数(倾角、迹长)概率分布,修正边坡岩体随机裂隙网络,进而获得贴近工程实际的结构面参数概率分布和边坡岩体裂隙网络。最后,依托小湾水电站左岸边坡模型,同时考虑结构面几何参数和抗剪强度参数(黏聚力、内摩擦角)不确定性的影响,采用非侵入式随机有限元法进行节理岩质边坡可靠性分析。

2 贝叶斯更新方法

借助贝叶斯更新方法可以有效融合试验数据、监测数据、观测信息和工程经验等场地信息降低对岩土体参数不确定性的估计^[16]。贝叶斯更新方法是一种系统的多源信息融合方法。求解符合目标概率

分布的后验概率密度函数是贝叶斯更新的关键。根据贝叶斯理论,某结构面参数的后验概率密度函数计算表达式为^[16]

$$f'_x(x) = a \cdot L(x) \cdot f'_x(x) \quad (1)$$

式中: $f'_x(x)$ 为参数 x 的先验概率密度函数; $f''_x(x)$ 为参数 x 的后验概率密度函数; a 为比例常数, $a = 1 / \int_{-\infty}^{\infty} L(x) \cdot f'_x(x) dx$, 确保对式(1)的积分结果为1; $L(x)$ 为似然函数, 表示当不确定性参数 X 取某一特定实现值 x 时与某一场地信息事件发生的概率成正比。本文根据测窗法、测线法、钻孔摄像、近景摄影测量等方法获取的结构面露头实测数据样本构建似然函数。

当且仅当先验概率分布和似然函数满足共轭关系时, 式(1)才有解析解^[16-17], 大多数情况下式(1)需要通过数值求解。幸运的是, Straub 等^[18]于2015年提出了一种基于子集模拟的贝叶斯更新方法, 该方法通过定义一个场地信息事件 Ω_Y , 将对参数后验概率分布的推断问题转换为一个等效的结构可靠度问题:

$$\Omega_Y = \{u - C \cdot L(x) \leq 0\} \quad (2)$$

式中: u 为[0, 1]均匀分布随机变量的模拟值; C 为似然函数乘子。为了保证获得的随机样本服从目标后验概率分布, C 对于所有的 x 需要满足以下条件:

$$C \cdot L(x) \leq 1.0 \quad (3)$$

接着, 采用子集模拟方法^[19]求解该等效的结构可靠度问题, 子集模拟的驱动变量 Y 定义为

$$Y = u - C \cdot L(x) \quad (4)$$

据此一个较小的场地信息事件 Ω_Y 发生的概率可表示为一系列较大的中间失效事件条件概率的乘积, Ω_Y 发生的概率即为接受概率 P_A , 计算公式为

$$P_A = P(\Omega_Y) = P(Y < 0) = P(\Omega_{Y_1}) \prod_{i=2}^m P(\Omega_{Y_i} | \Omega_{Y_{i-1}}) \quad (5)$$

式中: $\Omega_{Y_i} = \{Y < b_i\}$ 为中间事件, b_i 为阈值, $i = 1, 2, \dots, m$, 其中 m 为子集模拟为达到 Ω_Y 所需模拟的层数; $P(\Omega_{Y_1})$ 为 Y_1 发生的概率; $P(\Omega_{Y_i} | \Omega_{Y_{i-1}})$ 为在 $\Omega_{Y_{i-1}}$ 发生的条件下 Ω_{Y_i} 发生的概率。不难发现, 通过子集模拟求解该等效的结构可靠度问题获得的失效样本一定服从参数目标后验概率分布 $f''_x(x)$ 。最后, 基于后验失效样本推断结构面参数的后验概率密度函数及统计特征(包括均值、标准差等)。需要说明的是, 为了平衡贝叶斯更新方法的计算精度

和效率, 每层子集模拟计算中的 C 值应取满足式(3)条件的最大值, 即第 i 层子集模拟中 C_i 值的计算表达式^[16]为

$$C_i = \frac{1}{\max \left[C_{i-1}^{-1}, \left\{ L(x_{i,k}), k = 1, 2, \dots, N_i \right\} \right]} \quad (6)$$

式中: N_i 为子集模拟每层样本数目。可见每层子集模拟获得的 C 值满足以下关系: $C_1 \geq C_2 \geq \dots \geq C_m$ 。

3 节理岩质边坡可靠性分析

通常考虑结构面几何和抗剪强度参数的变异性, 需要生成多个边坡岩体裂隙网络模型, 再进行节理岩质边坡可靠性分析, 计算量非常大。为提高计算效率, 本文采用非侵入式随机有限元法^[20]进行节理岩质边坡可靠性计算, 首先需要借助随机多项式展开提前建立边坡安全系数代理模型^[21], 即边坡安全系数与结构面几何和抗剪强度参数之间的显式函数关系。本文采用含交叉项的二阶多项式展开, 建立安全系数 FS 与原始空间随机向量 $\mathbf{x}$ 之间的响应面函数表达式如下:

$$FS = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i x_i + \sum_{i=1}^n \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \beta_{ij} x_i x_j \quad (7)$$

式中: $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$, n 为随机变量数目; β_0 、 β_i 、 β_{ii} 和 β_{ij} 为多项式展开系数, 展开系数的数目为 $(n+2)(n+1)/2$ 。一般来说, 需要考虑的随机变量数目越多, 则式(7)的响应面函数越复杂。为此, 采用方差分析方法^[1, 15]进行参数敏感性分析, 将那些对边坡稳定性影响不显著的因素视作确定性量, 将那些对边坡稳定性具有显著影响的因素考虑为随机变量, 进而通过式(7)构建响应面函数。方差分析中一般根据检验水平 P 值来判断随机参数是否具有显著性影响, 选用显著性水平 $\gamma = 0.05$ ^[1, 15]。也就是说, P 值小于 0.05, 则该参数对边坡稳定性将具有显著性影响。另外, 采用显著性差异水平 F 值描述整个拟合函数的显著程度^[1, 15]。一般 F 值越大, 拟合程度越好, 表示该因素对边坡稳定性的影响越大。

为了求解式(7)多项式展开的待定系数, 本文采用中心复合设计(CCD)方法^[1, 15]产生训练样本, 在因子设计基础上加上中心点和阶乘点, 作为输入样本。需要说明的是, 通过中心复合设计得到的是独立标准正态空间的多组随机样本点组合, 为获得原始空间随机样本点组合。本文采用 Nataf 变换方法^[20]将原始空间非正态随机变量表示为独立

标准正态随机变量的函数。一旦确定了式(7)安全系数的响应面函数,便可建立边坡可靠性分析的极限状态函数,再采用直接 MCS 方法计算边坡失效概率。

4 案例分析

小湾水电站位于云南省大理州的澜沧江中游河段,是一座高拱坝,坝高为 292 m^[22]。对于拱坝来说,两岸坝肩边坡的稳定性对坝体的稳定性至关重要。两岸边坡较高且岩体结构较为复杂,其中左岸边坡高达 1 600 m 且坡度较陡,边坡开挖扰动极易诱发山体滑坡,一旦边坡发生严重变形甚至失稳,将会直接危及坝体安全,因此对该边坡进行可靠性分析十分必要。本文采用一个简化的小湾水电站左岸 4 号山梁边坡模型^[23],如图 1 所示。

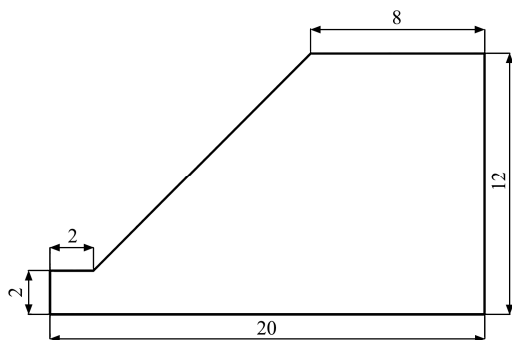


图 1 边坡几何模型(单位: m)

Fig.1 Geometrical model of slope(unit: m)

该山梁边坡岩体节理裂隙分布较为复杂,本文将其简化为包含 2 组不同产状的结构面,间距分别为 0.25 m 和 0.31 m,相关岩体结构面物理力学参数取值见表 1。

表 1 岩体结构面物理力学参数取值^[23]

Table 1 Values of physical and mechanics parameters of structural planes^[23]

物理力学参数	重度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	体积模量 (GPa)	剪切模量 (GPa)	黏聚力 (kPa)	内摩擦角 ($^{\circ}$)	结构面法向刚度 ($\text{Pa} \cdot \text{m}^{-1}$)	结构面切向刚度 ($\text{Pa} \cdot \text{m}^{-1}$)
参数取值	20	1	0.3	200	50	2×10^{10}	2×10^9

4.1 随机参数先验概率分布

为说明提出方法的有效性,对该边坡进行可靠性分析时共考虑 6 个结构面随机参数,分别是 4 个几何参数和 2 个抗剪强度参数。具体如下:节理 J_1 的倾角 D_1 和迹长 T_1 、节理 J_2 的倾角 D_2 和迹长 T_2 、节理 J_1 和 J_2 的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 。根据文献

[24-25],初步确定这 6 个随机参数的先验概率分布及统计特征如表 2 所示。

表 2 随机参数的先验概率分布及统计特征

Table 2 Prior distributions and statistics of random parameters

随机参数	分布	均值	标准差
$D_1/(^{\circ})$	对数正态分布	101.140	9.860 0
T_1/m	均匀分布	1.360	0.370 0
$D_2/(^{\circ})$	正态分布	16.660	9.450 0
T_2/m	正态分布	3.790	0.330 0
c/MPa	正态分布	0.005	0.001 5
$\varphi/(^{\circ})$	正态分布	35.000	7.000 0

4.2 随机参数样本分布

为了获得贴近工程实际的结构面几何参数概率分布,通常需要利用测窗法、测线法、钻孔摄像、近景摄影测量等方法获得结构面露头数据进行推断。为验证提出方法的有效性,本文进行了广泛的文献调研,从一些文献[5, 24-25]中搜集到了与小湾水电站边坡相关的岩体结构面露头实测数据,据此推断得到结构面随机参数的样本分布,如表 3 所示。需要指出的是,这些样本分布可以直接近似作为式(1)贝叶斯更新分析中的似然函数 $L(x)$ 。

表 3 随机参数的样本分布及统计特征

Table 3 Sample distributions and statistics of random parameters

随机参数	分布	均值	标准差
$D_1/(^{\circ})$	对数正态分布	80.500	6.320
T_1/m	对数正态分布	1.720	1.350
$D_2/(^{\circ})$	正态分布	39.100	8.470
T_2/m	负指数分布	2.480	1.700
c/MPa	正态分布	0.015	0.002
$\varphi/(^{\circ})$	正态分布	29.400	3.600

4.3 随机参数后验概率分布

节理岩质边坡岩体裂隙网络通常十分复杂、随机性较大,为了生成贴近工程实际的节理岩体裂隙网络模型,进而获得真实的边坡可靠性分析结果。采用 4.2 节获得的随机参数样本分布对结构面参数概率分布进行更新优化十分必要。

如果结构面几何参数和抗剪强度参数的先验概率密度函数和似然函数满足共轭关系,则可以通过解析表达式得到后验概率密度函数^[17]。其中, D_2 、 c 、 φ 的先验概率分布和样本分布均为正态分布,满足共轭关系,故 D_2 、 c 、 φ 的后验概率分布同样是正态分布,后验概率分布的统计特征(均值和标准

差)有解析解,计算表达式^[1,17]为

$$\mu'' = \frac{\mu\sigma'^2 + \mu'\sigma^2}{\sigma^2 + \sigma'^2} \quad (8)$$

$$\sigma''^2 = \frac{(\sigma'\sigma)^2}{\sigma^2 + \sigma'^2} \quad (9)$$

式中: μ' 和 σ' 分别为先验概率分布的均值和标准差; μ 和 σ 分别为样本分布的均值和标准差; μ'' 和 σ'' 分别为后验概率分布的均值和标准差。此外,对数正态分布是正态分布的共轭分布,贝塔分布是二项分布的共轭分布,伽马分布是指数分布的共轭分布。因篇幅限制,其他共轭分布后验概率密度函数的解析计算表达式不一列出,详见文献[17]。

然而,在实际工程中参数先验概率分布和似然函数大多不满足共轭关系,因此无法采用解析式直接计算参数后验概率密度函数,需要借助数值方法求解。本文采用贝叶斯更新方法对参数 D_1 、 T_1 、 T_2 的概率分布进行优化。下面以 D_1 为例,说明采用贝叶斯更新方法求解其后验概率密度函数的详细步骤,对应的计算流程图如图2所示:

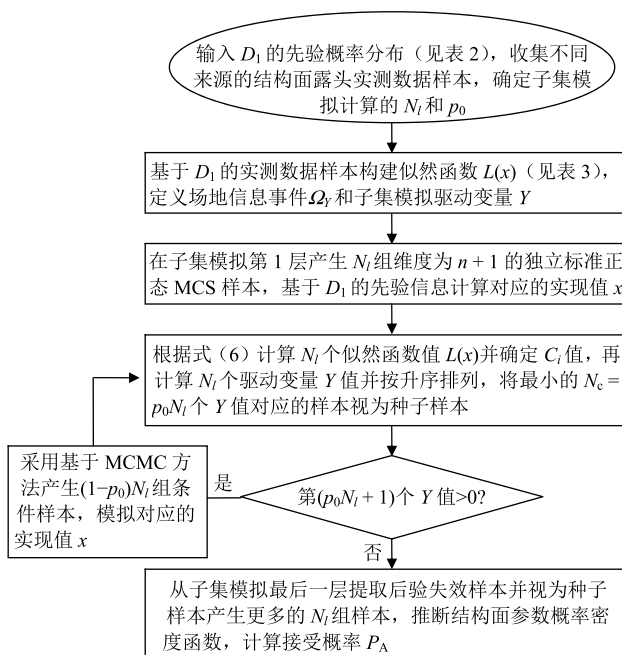


图2 贝叶斯更新方法的计算流程图

Fig.2 Flow chart of Bayesian updating method

(1) 输入 D_1 的先验概率分布 (见表 2), 收集不同来源的 D_1 的实测数据样本构建似然函数 $L(x)$ (本文将表 3 中 D_1 的样本分布选作似然函数)。

(2) 在第 1 层产生 N_l 组 $(n+1)$ 维 MCS 样本点, 并采用 Nataf 变换方法, 基于 D_1 的先验信息计算 N_l 组原始空间实现值 x , 根据式 (6) 计算似然函数乘

子 C_1 , 计算得到对应的 N_l 个驱动变量 Y 值。然后将 N_l 个 Y 值按照升序排列, 并把第 $(p_0 N_l + 1)$ 个 Y 值取作 b_1 , 其中 p_0 为条件概率。这样有 $P\{Y < b_1\}$ 等于条件概率 p_0 。

(3) 提取 Y 值小于 b_1 的 $N_c = p_0 N_l$ 组随机样本视作种子样本, 采用马尔科夫链蒙特卡洛 (Markov Chain Monte Carlo, 简称 MCMC) 方法产生另外 $(1-p_0)N_l$ 组条件样本, 并同样计算这 $(1-p_0)N_l$ 组随机样本对应的原始空间实现值, 计算似然函数乘子 C_2 及对应的驱动变量 Y 值, 并将这 $(1-p_0)N_l$ 个 Y 值与 N_c 组种子样本对应的 Y 值放在一起, 再按照升序排列, 同样将第 $(p_0 N_l + 1)$ 个 Y 值取作阈值 b_2 , 有 $P(\Omega_{Y_2} | \Omega_{Y_1}) = P\{Y < b_2 | Y < b_1\} = p_0$, 也提取 Y 值小于 b_2 的 N_c 组随机样本并视作种子样本, 同样产生另外 $(1-p_0)N_l$ 组条件样本。

(4) 类似地将步骤 (3) 重复 $m-2$ 次, 依次根据式 (6) 确定似然函数乘子 $C_3, \dots, C_m$ 和阈值 $b_3, \dots, b_m$, 并定义事件 $\Omega_{Y_3}, \dots, \Omega_{Y_m}$, 一旦随机样本抽样空间在第 m 层达到 Ω_Y , 子集模拟计算终止。将位于 Ω_{Y_m} 中的 N_l 组样本对应的 Y 值也按升序排列, 取第 $(p_0 N_l + 1)$ 个 Y 值为阈值 b_m , 与前 $m-1$ 个阈值均大于 0 不同, 此时有 $b_m \leq 0$ 。

(5) 将第 m 层中 $Y < 0$ 的 $N_f (\geq N_c)$ 组后验失效样本视作种子样本产生更多的 N_l 组样本, 再采用数理统计方法推断 D_1 的后验概率密度函数。

(6) 将 $P(\Omega_{Y_1}) = p_0$, $P(\Omega_{Y_i} | \Omega_{Y_{i-1}}) = p_0$, $i = 2, 3, \dots, m-1$, $P(\Omega_{Y_m} | \Omega_{Y_{m-1}}) = N_f / N_l$ 依次代入式 (5), 便可得到接受概率为 $P_A = p_0^{m-1} N_f / N_l$ 。

图 3~8 比较了通过贝叶斯更新方法和解析解获得的结构面 6 个随机参数后验概率分布, 对应的参数先验概率分布和样本分布也列入图中用于对比。由图 3~8 可知, 参数后验概率分布有效兼顾了先验概率分布和样本分布的作用, 其离散性比先验概率分布小, 曲线型式更加高瘦。

另外, D_2 、 c 、 ϕ 这 3 个参数的后验概率分布有解析解。由图 5、7 和 8 可知, 采用贝叶斯更新方法和解析解推断的 D_2 、 c 、 ϕ 的后验概率分布非常吻合, 说明了贝叶斯更新方法能够有效地融合现场实测数据, 更新优化结构面参数概率分布。结构面这 6 个参数更新之后的后验统计特征如表 4 所示。与表 2 相比, 后验标准差均小于先验标准差。

4.4 基于先验信息的边坡可靠性分析

采用 Phase2 软件基于结构面参数先验信息模拟边坡随机裂隙网络并进行稳定性分析。Phase2 是一款应用广泛、操作简便、功能强大的二维有限元

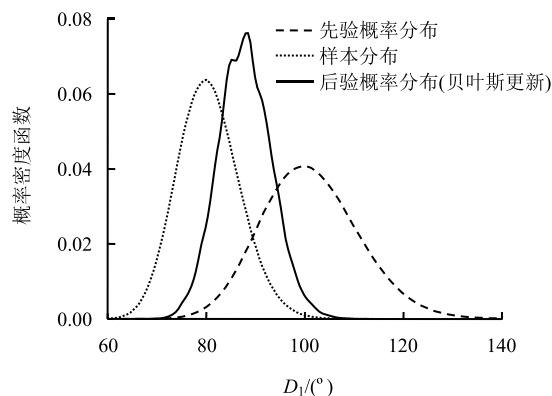


图3 D_1 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.3 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of D_1

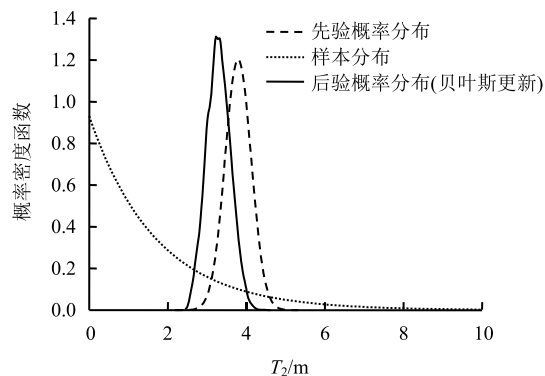


图6 T_2 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.6 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of T_2

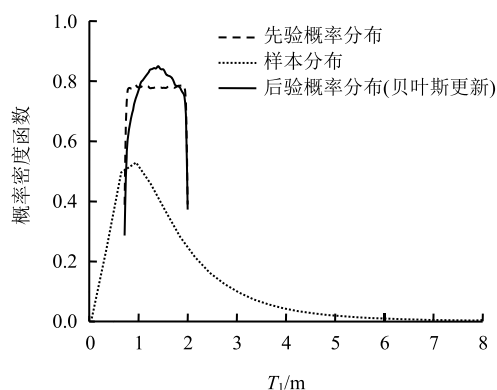


图4 T_1 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.4 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of T_1

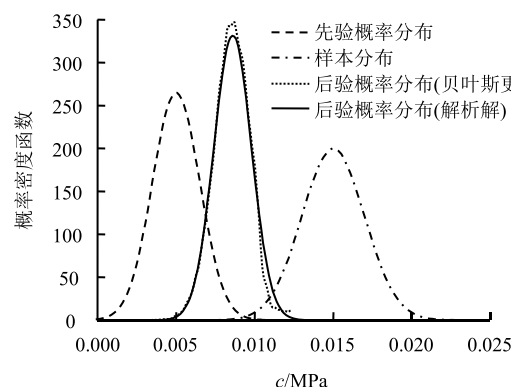


图7 c 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.7 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of c

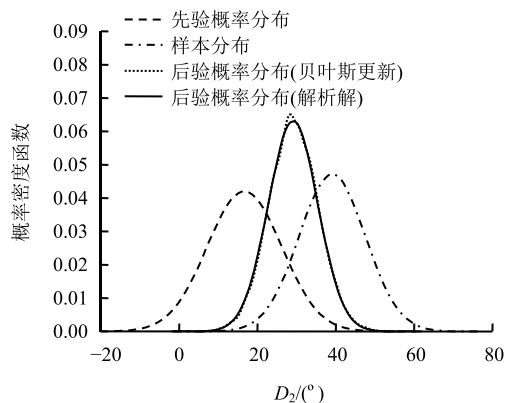


图5 D_2 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.5 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of D_2

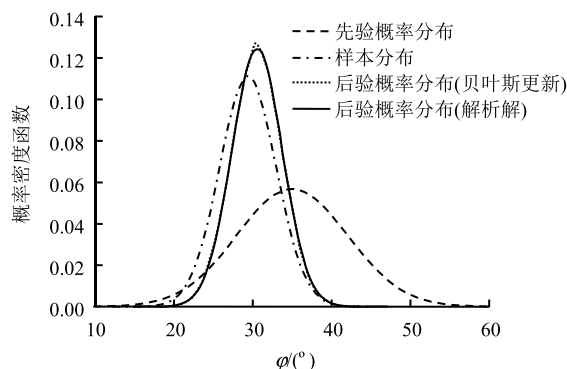


图8 φ 先验概率分布、样本分布及后验概率分布的比较
Fig.8 Comparison of prior probability distribution, sample distribution and posterior probability distribution of φ

分析软件^[26]。计算流程如下:

(1) 绘制二维边坡剖面图, 建立边坡模型。

(2) 确定节理组数 (2 组) 及间距 (分别为 0.25 m 和 0.31 m), 根据裂隙几何参数的先验概率分布及其统计特征 (见表 2), 基于平行确定性节理模型添加随机裂隙, 构建边坡随机裂隙网络模型。

(3) 对边坡进行有限元单元离散, 自动划分有限元网格, 确定边坡破坏准则 (摩尔-库仑准则),

表4 随机参数的后验概率分布及统计特征

Table 4 Posterior probability distributions and statistics of random parameters

随机参数	分布类型	均值	标准差
$D_1/(^\circ)$	特殊型式概率分布	87.880 0	5.340 0
T_1/m	特殊型式概率分布	1.370 0	0.350 0
$D_2/(^\circ)$	正态分布	29.210 0	6.280 0
T_2/m	特殊型式概率分布	3.290 0	0.300 0
c/MPa	正态分布	0.008 6	0.001 2
$\varphi/(^\circ)$	正态分布	30.540 0	3.120 0

进行有限元强度折减计算，并对计算结果进行云图分析与后处理。

需要说明的是，采用 Phase2 软件模拟岩体随机裂隙网络，节理几何参数的概率分布只能选择正态分布、均匀分布、对数正态分布等单变量分布。另外，工程实际中节理的倾角和倾向之间以及迹长和开度之间具有一定的相关性，对此 Phase2 软件无法处理。针对文中结构面 6 个随机参数进行边坡可靠性分析，采用全因子设计共可生成 2^6 (64) 组样本点组合，每组样本点组合均描述一种不同的边坡岩体裂隙网络模型。基于 64 组随机样本点组合进行数值模拟，计算过程较为耗时。为提高计算效率，采用半因子设计构建安全系数响应面函数，只需要进行 32 次数值计算。图 9(a) 和 9(b) 给出了基于参数先验信息产生的 2 组典型样本点组合模拟的边坡裂隙网络模型及对应的总位移云图和安全系数。图 9(a) 中第 1 组随机裂隙共有 405 条，第 2 组随机裂隙共有 103 条。图 9(b) 中第 1 组随机裂隙共有 416 条，第 2 组随机裂隙共有 99 条。

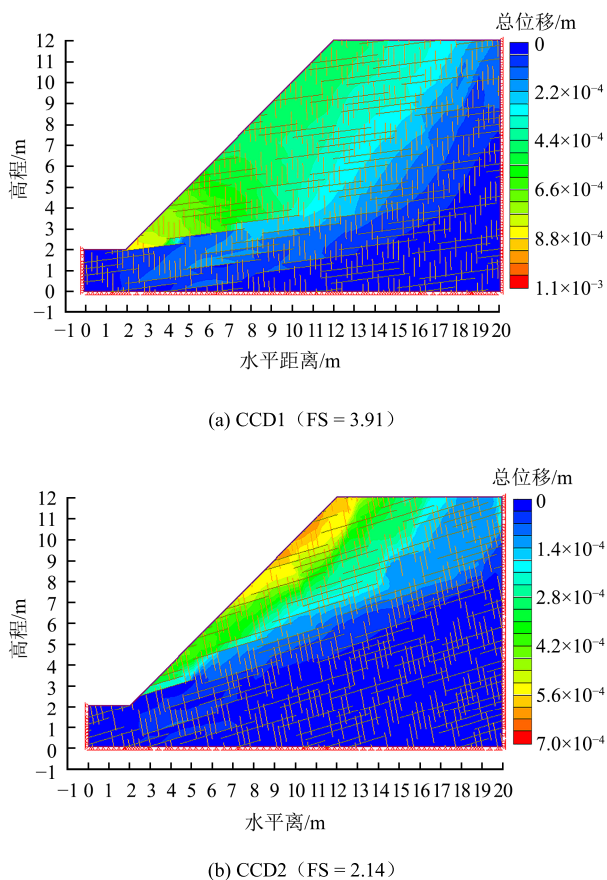


图 9 2 组典型边坡裂隙网络模型和总位移云图
Fig.9 Two typical fracture network models and corresponding contours of total displacement

为了识别对边坡稳定性具有重要影响的结构

面随机参数，采用半因子设计产生的样本点计算边坡安全系数，再基于获得的安全系数进行方差分析，结果如表 5 所示。由表 5 可知， T_2 的 P 值较大 ($P > 0.0500$)，表示其对边坡稳定性的影响并不显著，在后续可靠性计算中可将 T_2 视作确定量，只针对其他有重要影响的 5 个随机参数 (D_1 、 T_1 、 D_2 、 c 和 φ) 进行边坡可靠性分析。

表 5 方差分析结果
Table 5 Variance analysis results

因素	影响估计值	平方和	贡献比	F 值	P 值
D_1	-0.85	5.83	10.94	90.81	< 0.000 1
T_1	-0.29	0.68	1.28	10.66	0.008 5
D_2	-1.99	31.64	59.38	492.74	< 0.000 1
T_2	-0.05	0.02	0.04	0.34	0.570 9
c	0.23	0.44	0.82	6.81	0.026 1
φ	0.90	6.43	12.06	100.07	< 0.000 1

通过方差分析共识别了 5 个有显著影响的随机参数，再采用中心复合设计共可获得 2^5 (32) 个阶乘点、 2×5 (10) 个轴点和 2×5 (10) 个中心点 (等于平均值)。其中，轴向距离 α 根据关系式 $\alpha = \sqrt[4]{2^N}$ 计算^[3]， N 表示具有重要影响的参数数目 (本例 $N = 5$)。可知，本例 $\alpha = 2.378$ 。表 6 给出了通过中心复合设计获得的输入参数样本点组合及采用有限元强度折减法计算的相应安全系数。其中，-1 和 +1 表示阶乘点， α 表示轴向点，0 表示参数均值对应的中心点，组合在一起是随机参数 D_1 、 T_1 、 D_2 、 c 和 φ 的独立标准正态空间样本值。

基于中心复合设计生成的 52 组随机样本点组合和采用有限元强度折减法计算的 52 个边坡安全系数 FS，可以根据式 (7) 建立线性代数方程组求得响应面函数展开系数，进而可得基于参数先验信息的边坡安全系数响应面函数为

$$\begin{aligned}
 FS = & 11.619 - 0.084D_1 + 1.616T_1 - 0.647D_2 - \\
 & 32.468c + 0.047\varphi + 0.00008D_1^2 + 0.454T_1^2 + \\
 & 0.002D_2^2 + 1924.437c^2 + 0.001\varphi^2 - 0.032D_1T_1 + \\
 & 0.005D_1D_2 + 1.109D_1c - 0.0002D_1\varphi + 0.030T_1D_2 + \\
 & 12.857T_1c - 0.012T_1\varphi + 0.198D_2c - 0.001D_2\varphi - \\
 & 0.923c\varphi
 \end{aligned} \quad (10)$$

为了验证式 (10) 响应面函数的有效性，基于 MCS 另外随机产生了 30 组随机样本，分别用 Phase2 软件和式 (10) 响应面函数各计算了 30 个安全系数。图 10 比较了采用这两种方式计算的安全系数。由图可知，通过这两种方式计算的安全系数均贴近 45°

表 6 样本点组合及对应的安全系数
Table 6 Combinations of sample points and the corresponding factors of safety

样本点	独立标准正态样本点值					FS
	D_1	T_1	D_2	c	φ	
CCD1	-1	-1	-1	-1	-1	3.91
CCD2	0	0	0	$-\alpha$	0	2.14
CCD3	-1	1	-1	1	-1	4.40
CCD4	1	1	-1	-1	1	2.57
CCD5	1	-1	-1	-1	-1	2.80
CCD6	-1	1	1	-1	1	2.13
CCD7	-1	-1	-1	1	1	5.22
CCD8	1	-1	1	1	-1	1.68
CCD9	1	1	1	-1	-1	1.44
CCD10	-1	-1	-1	1	-1	4.27
CCD11	0	0	$-\alpha$	0	0	4.92
CCD12	0	α	0	0	0	2.44
CCD13	-1	-1	1	-1	-1	1.38
CCD14	-1	-1	-1	-1	1	5.18
CCD15	0	0	0	0	0	2.57
CCD16	1	1	-1	-1	-1	1.95
CCD17	0	0	0	0	0	2.57
CCD18	0	0	0	0	0	2.57
CCD19	0	0	0	0	α	4.10
CCD20	0	0	0	0	0	2.57
CCD21	0	0	0	0	0	2.57
CCD22	1	1	1	-1	1	2.18
CCD23	0	$-\alpha$	0	0	0	2.58
CCD24	0	0	0	0	0	2.57
CCD25	-1	-1	1	1	1	2.39
CCD26	$-\alpha$	0	0	0	0	2.64
CCD27	-1	1	-1	1	1	5.21
CCD28	1	-1	-1	-1	1	3.98
CCD29	1	-1	1	1	1	2.45
CCD30	0	0	0	0	0	2.57
CCD31	-1	1	1	1	-1	1.60
CCD32	1	-1	1	-1	1	2.17
CCD33	0	0	α	0	0	1.94
CCD34	1	1	-1	1	1	3.07
CCD35	-1	1	1	1	1	2.39
CCD36	-1	-1	1	1	-1	1.62
CCD37	0	0	0	0	0	2.57
CCD38	1	-1	1	-1	-1	1.42
CCD39	-1	1	-1	-1	1	5.11
CCD40	1	1	-1	1	-1	2.23
CCD41	1	-1	-1	1	-1	3.09
CCD42	1	1	1	1	-1	1.70
CCD43	0	0	0	α	0	2.83
CCD44	1	-1	-1	1	1	4.12
CCD45	0	0	0	0	0	2.57
CCD46	0	0	0	0	$-\alpha$	1.40
CCD47	1	1	1	1	1	2.45
CCD48	-1	-1	1	-1	1	2.12
CCD49	0	0	0	0	0	2.57
CCD50	-1	1	-1	-1	-1	4.14
CCD51	α	0	0	0	0	2.00
CCD52	-1	1	1	-1	-1	1.38

线,证明了式(10)响应面函数的合理性。同时,通过这两种方式计算的安全系数之间的相关系数 $R^2 = 0.96$,与 1.0 非常接近,进一步说明式(10)响应面函数的拟合度较高。在式(10)的基础上,采用 10 万次 MCS 方法计算的边坡先验失效概率为 1.767×10^{-2} 。

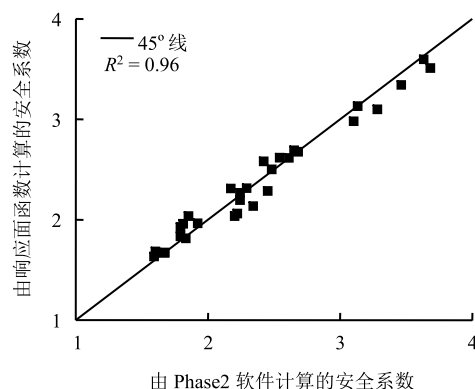


图 10 Phase2 软件和响应面函数计算的安全系数的比较
Fig.10 Comparison of the factors of safety calculated using Phase2 software and response surface function

4.5 基于后验信息的边坡可靠度分析

基于参数后验信息模拟边坡岩体裂隙网络进而进行边坡可靠性分析,计算步骤与 4.4 节大体相同。基于参数后验概率分布,采用半因子设计产生的样本点组合进行有限元强度折减计算安全系数,再基于获得的安全系数结果进行方差分析,结果如表 7 所示。同理, $P < 0.050$ 表示该随机参数对边坡稳定性的影响显著。由表 7 可知, T_1 、 D_2 、 T_2 、 c 和 φ 这 5 个参数对边坡稳定性具有重要的影响,而在边坡可靠性分析中 D_1 可视作确定量。需要指出的是,基于参数先验信息的方差分析得出 T_2 对边坡稳定性影响较小, D_1 对边坡稳定性影响较大,而基于参数后验信息的方差分析却得出 T_2 对边坡稳定性影响较大, D_1 对边坡稳定性影响较小。

表 7 方差分析结果
Table 7 Variance analysis results

因素	影响估计值	平方和	贡献比	F 值	P 值
D_1	-0.02	0.01	0.55	3.65	0.090 0
T_1	-0.06	0.10	5.66	37.67	<0.000 1
D_2	0.03	0.03	1.41	9.42	0.010 0
T_2	-0.08	0.18	10.06	66.98	<0.000 1
c	0.10	0.30	16.56	110.31	<0.000 1
φ	0.17	0.97	54.36	362.05	<0.000 1

针对方差分析获得的 5 个重要结构面随机参数,采用中心复合设计产生了 52 组随机样本点组

合，再基于二阶含交叉项的多项式展开构建边坡安全系数响应面函数，计算表达式为

$$\begin{aligned} FS = & -3.610 - 0.417T_1 - 0.069D_2 + 2.358T_2 + \\ & 253.273c + 0.083\varphi + 0.169T_2^2 + 0.004D_2^2 - \\ & 0.212T_2^2 - 8\,793.420c^2 - 0.000\,3\varphi^2 - \\ & 0.014D_2T_1 + 0.123T_1T_2 - 0.620T_1c - 0.003T_1\varphi - \\ & 0.043T_2D_2 + 2.270T_2c - 0.000\,4T_2\varphi - 30.111D_2c + \\ & 0.002D_2\varphi + 0.407c\varphi \end{aligned} \quad (11)$$

基于蒙特卡洛模拟另外随机生成了 30 组参数样本点，分别采用 Phase2 软件和式 (11) 响应面函数计算了 30 组安全系数。图 11 比较了由这两种方式计算的 30 组安全系数。由图可见，通过这两种方式计算的边坡安全系数同样也与 45° 线拟合较好。安全系数之间的相关系数 R^2 也为 0.96，进一步说明了式 (11) 响应面函数的合理性。与图 10 不同的是，图 11 基于参数后验信息计算的边坡安全系数更为集中，这是因为融合现场实测数据有效降低了对结构面参数不确定性的估计，进而获得的边坡安全系数的离散性也随之减小。

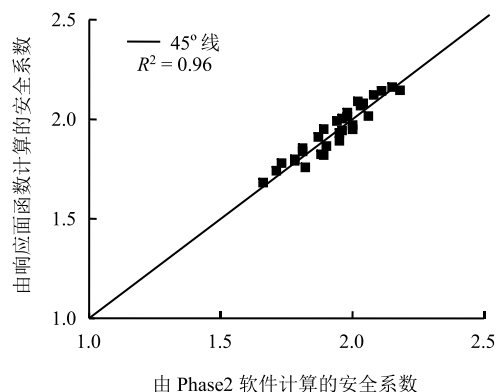


图 11 Phase2 软件和响应面函数计算的安全系数的比较
Fig.11 Comparison of the factors of safety calculated using Phase2 software and response surface function

同样，在式 (11) 基础上采用 10 万次 MCS 方法计算的边坡后验失效概率为 1.5×10^{-4} 。与先验失效概率 (1.767×10^{-2}) 相比，基于参数后验信息获得的后验失效概率降低了两个数量级。融合利用实测数据更新优化结构面参数概率分布，不仅边坡安全系数离散性有所下降，失效概率显著减小，边坡安全水平增加，而且结构面参数变异系数明显减小（见表 8）。如 D_1 的变异系数由 0.10 降低为 0.06， φ 的变异系数由 0.20 降低为 0.10，即参数后验概率

分布更为集中，离散性更小。表明采用贝叶斯更新方法融合利用现场实测数据可以有效降低对结构面参数不确定性的估计和优化参数概率分布，进而获得更贴近工程实际的岩体裂隙网络和更加客观的边坡可靠性分析结果。

表 8 随机参数先验和后验变异系数的比较

Table 8 Comparison of prior and posterior coefficients of variation of random parameters

随机参数	先验变异系数	后验变异系数
D_1	0.10	0.06
T_1	0.27	0.26
D_2	0.57	0.21
T_2	0.09	0.09
c	0.30	0.14
φ	0.20	0.10

需要说明的是，对于文中边坡模型利用 Phase2 软件进行一次有限元强度折减计算，在配置内存为 8 GB、处理器为 Intel i7 和主频为 3.60 GHz 的台式计算机上，大概需要耗时 10~15 min。在此基础上采用 10 万次 MCS 方法评价边坡失效概率，共需耗时 22 000 h，而本文采用的非侵入随机有限元法通过先构建响应面函数，再计算边坡失效概率，只需要耗时 15.25 h。说明本文计算框架在解决复杂边坡可靠性问题中具有明显的计算效率优势。

5 结 论

本文以节理岩质边坡为研究对象，提出采用贝叶斯更新方法优化结构面参数概率分布，实现融合实测数据更新几何参数概率分布和修正边坡岩体随机裂隙网络模型。在此基础上，同时考虑结构面几何参数和抗剪强度参数不确定性进行边坡可靠性分析。主要结论如下：

(1) 贝叶斯更新方法和解析解获得的结构面参数后验概率分布基本一致。贝叶斯更新方法可以有效融合现场实测数据降低对结构面参数不确定性的估计，更新优化参数概率分布，进而获得更贴近工程实际的岩体裂隙网络和更加客观的边坡可靠性分析结果。

(2) 基于参数先验信息和后验信息进行参数方差分析，获得的对边坡稳定性有显著性影响的参数会发生变化。与基于参数先验信息的边坡可靠性分析相比，基于参数后验信息进行边坡可靠性分析，不仅获得的边坡安全系数离散性有所下降，失效概率显著减小（文中降低了 2 个数量级），边坡安全水

平增加, 而且结构面参数的变异系数也明显减小。

(3) 本文因收集的小湾水电站左岸高边坡结构面现场露头实测数据较少, 为验证提出方法的有效性, 调研了大量的相关文献, 选用基于结构面露头实测数据推断随机参数样本分布, 来更新优化参数概率分布, 修正边坡岩体随机裂隙网络模型, 以反映现场实测数据对结构面参数概率分布推断及边坡可靠性分析的影响。下一步需要直接利用钻孔摄像、近景摄影测量的结构面露头数据构建似然函数, 更新优化参数概率分布, 进而修正边坡岩体裂隙网络模型和进行边坡可靠性分析。

参考文献

- [1] 陈剑平, 卢波, 谷宪民, 等. 节理岩体三维综合抗剪强度数值模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(7): 1463-1468.
CHEN Jian-ping, LU Bo, GU Xian-min, et al. Numerical simulation study on 3d comprehensive shear strength of fractured rock mass[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(7): 1463-1468.
- [2] ALGHALANDIS Y F. ADFNE: Open source software for discrete fracture network engineering, two and three dimensional applications[J]. **Computers and Geosciences**, 2017, 102: 1-11.
- [3] SHAMEKHI E, TANNANT D D. Probabilistic assessment of rock slope stability using response surfaces determined from finite element models of geometric realizations[J]. **Computers and Geotechnics**, 2015, 69: 70-81.
- [4] 刘刚, 赵坚, 宋宏伟, 等. 节理密度对围岩变形及破坏影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1737-1741.
LIU Gang, ZHAO Jian, SONG Hong-wei, et al. Physical modelling of effect of joint density on deformation and failure of surrounding rocks[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(11): 1737-1741.
- [5] 常峻岭. 基于随机裂隙的岩质边坡稳定性参数分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
CHANG Jun-ling. Parameter analysis based on random fractured rock slope stability[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.
- [6] 李泽荃. 基于关键块体理论的节理岩体开挖概率稳定分析研究[D]. 北京: 中国矿业大学(北京), 2014.
LI Ze-quan. Probabilistic stability assessment of key blocks in jointed rock excavation[D]. Beijing: China University of Mining and Technology, 2014.
- [7] 严春风, 宋建波, 朱可善. 岩体结构面倾向参数概率分布函数改进的 Bayes 推断方法[J]. 工程地质学报, 1999, 7(4): 349-354.
YAN Chun-feng, SONG Jian-bo, ZHU Ke-shan. Use of advanced bayes method to infer probability distribution of structural face dip parameters in rock mass for permanent shiplock of three-gorges project[J]. **Journal of Engineering Geology**, 1999, 7(4): 349-354.
- [8] ZHOU X, CHEN J P, CHEN Y, et al. Bayesian-based probabilistic kinematic analysis of discontinuity-controlled rock slope instabilities[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2016, 76(4): 1249-1262.
- [9] 于莉. 基于可靠度的裂隙岩质边坡稳定性评价[D]. 长春: 吉林大学, 2011.
YU Li. The stability of fractured rock slope based on reliability[D]. Changchun: Jilin University, 2011.
- [10] 张瑞新, 李泽荃, 赵红泽, 等. 节理岩体关键块体稳定的概率分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1399-1405.
ZHANG Rui-xin, LI Ze-quan, ZHAO Hong-ze, et al. A probabilistic analysis of key block stability in jointed rock masses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(5): 1399-1405.
- [11] 孙树林, 朱杰. 节理化岩质边坡的关键块体可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(1): 131-136.
SUN Shu-lin, ZHU Jie. Reliability analysis of key block for a jointed rock slope[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(1): 131-136.
- [12] ZHENG J, KULATILAKE P, SHU B, et al. Probabilistic block theory analysis for a rock slope at an open pit mine in USA[J]. **Computers and Geotechnics**, 2014, 61: 254-265.
- [13] ZHENG J, KULATILAKE P, DENG J. Development of a probabilistic block theory analysis procedure and its application to a rock slope at a hydropower station in China[J]. **Engineering Geology**, 2015, 188: 110-125.
- [14] ZHENG J, KULATILAKE P, SHU B. Improved probabilistic kinematic analysis procedure based on finite size discontinuities and its application to a rock slope at open pit mine in US[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2016, 17(2): 04016052.
- [15] ROY N, SARKAR R, BHARTI S D. Relative influence of strength and geometric parameters on the behavior of jointed rock slopes[J]. **Arabian Journal of Geosciences**,

- 2019, 12(20): 640.
- [16] 蒋水华, 冯泽文, 刘贤, 等. 基于自适应贝叶斯更新方法的岩土参数概率分布推断[J]. 岩土力学, 2020, 41(1): 325-335.
- JIANG Shui-hua, FENG Ze-wen, LIU Xian, et al. Inference of probability distributions of geotechnical parameters using adaptive Bayesian updating approach[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(1): 325-335.
- [17] ANG A H S, TANG W H. Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering (2nd edition). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2007.
- [18] STRAUB D, PAPAIOANNOU I. Bayesian updating with structural reliability methods[J]. **Journal of Engineering Mechanics**, 2015, 141(3): 04014134.
- [19] AU S K, BECK J L. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation[J]. **Probabilistic Engineering Mechanics**, 2001, 16(4): 263-277.
- [20] 蒋水华. 水电工程边坡可靠度非侵入式随机分析方法[D]. 武汉: 武汉大学, 2014.
- JIANG Shui-hua. A non-intrusive stochastic method for slope reliability in hydroelectricity engineering[D]. Wuhan: Wuhan University, 2014.
- [21] BOX G E P, WILSON K B. On the experimental attainment of optimum conditions[J]. **Journal of the Royal Statistical Society**, 1951, 13(1): 1-45.
- [22] 胡秀宏, 伍法权. 岩体结构面间距的双参数负指数分布研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2353-2358.
- HU Xiu-hong, WU Fa-quan. Research on two-parameter negative exponential distribution of discontinuity spacings in rock mass[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(8): 2353-2358.
- [23] HOEK E, BRAY J. Rock slope engineering[M]. New York: Spon Press, 1981.
- [24] 陈力. 复杂节理岩体离散块体建模及其工程应用[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2014.
- CHEN Li. Generation of block analysis model of complex jointed rock mass and its engineering application[D]. Changsha: Changsha University of Science and Technology, 2014.
- [25] 郑达. 澜沧江小湾水电站 IIIA 区边坡节理岩体连通特性及高边坡稳定性研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2004.
- ZHENG Da. A study on persistence of jointed rock mass and high-slope stability analysis in the IIIA-area slope of Xiaowan hydropower station in the Lancang river[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2004.
- [26] 苏利军. 基于极限平衡法和有限元法的土质边坡稳定分析研究[D]. 成都: 西华大学, 2012.
- SU Li-jun. Study of earth slope stability based on limit equilibrium method and finite element method[D]. Chengdu: Xihua University, 2012.

(上接第 2588 页)

《岩土力学》2020 年第 10 期被 EI 收录论文 (33 篇, 收录率 100%) (2)

序号	论文题名	作者	页码
21	地震序列作用下干砂与饱和砂地基动力响应离心模拟试验	吴小锋, 汪玉冰, 朱 斌	3385—3394
22	机场高填方蠕变沉降的数值反演预测	姚仰平, 黄 建, 张 奎, 等	3395—3404
23	基于简化力学模型的隧道锚极限承载力估值公式	王东英, 汤 华, 尹小涛, 等	3405—3414
24	基于统计分析的地下厂房边墙最大收敛变形多指标预测方法	骆顺天, 杨凡杰, 周 辉, 等	3415—3424
25	沉管隧道卵石与碎石垫层力学变形特性对比研究	王 勇, 穆清君, 过 超, 等	3425—3431
26	高速铁路—涵过渡段路基动力响应特性及长期动力稳定性研究	屈畅姿, 康 凯, 魏丽敏, 等	3432—3442
27	四川省盐源玻璃村特大型玄武岩古滑坡复活机制	何 坤, 胡卸文, 马国涛, 等	3443—3455
28	陡倾软硬互层顺向坡强震裂隙发育特征及边际谱熵值响应规律	李龙起, 何 川, 王 滔, 等	3456—3464
29	应力球量不变应力跌落方式下非均质岩样破坏过程数值模拟	舒 芹, 王学滨, 赵扬锋, 等	3465—3472
30	三维数值流形法块体切割技术研究	柯锦福, 王水林	3473—3480
31	用于隧道变形监测的分布式光纤定点式布设监测误差测定研究	侯公羽, 李子祥, 胡 涛, 等	3481—3490
32	中美欧自平衡静载试验标准若干问题探讨	朱建民, 殷开成, 龚维明, 等	3491—3499
33	单桩承载力的一种直接动测法	蒋万里, 朱国甫, 张 杰	3500—3508