



(12) 发明专利申请

(10) 申请公布号 CN 114297767 A

(43) 申请公布日 2022.04.08

(21) 申请号 202210166354.8

G06F 119/14 (2020.01)

(22) 申请日 2022.02.23

(71) 申请人 青岛理工大学

地址 266000 山东省青岛市经济技术开发区嘉陵江东路777号

(72) 发明人 贺可强 孟凡迪 郭璐 王旭春

(74) 专利代理机构 青岛汇智海纳知识产权代理有限公司 37335

代理人 王丹丹

(51) Int. Cl.

G06F 30/13 (2020.01)

G06F 30/20 (2020.01)

E02D 17/20 (2006.01)

E02D 5/74 (2006.01)

E02D 33/00 (2006.01)

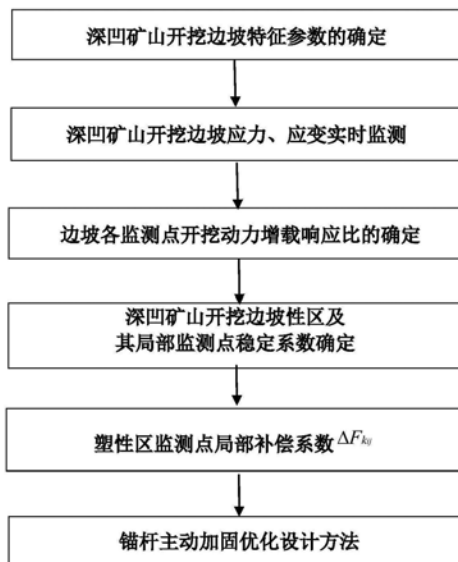
权利要求书5页 说明书17页 附图3页

(54) 发明名称

深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法

(57) 摘要

本发明涉及岩质边坡稳定性评价及边坡加固与防治领域,特别是一种深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法。包括以下步骤:S1确定深凹矿山开挖边坡的特征参数;S2实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变;S3确定边坡各监测点的开挖动力增载响应比;S4确定深凹矿山开挖边坡的局部稳定性系数及其塑性区;S5确定塑性区局部补偿系数 $\Delta F_{ki}$ 及设计补偿系数 $\Delta \bar{F}_i$ ;S6对锚杆主动加固参数进行优化设计。不仅可以准确的设计出锚杆加固密度、点位、入射角度及锚固长度,并且使工程更为经济、合理与安全。



1. 一种深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其特征在于,包括以下步骤:

S1确定深凹矿山开挖边坡的特征参数:

对矿山开挖边坡进行岩土工程勘查与现场原位试验,获取边坡滑动体的岩块内摩擦角标准值 $\varphi$ 、边坡坡角 $\beta$ 、岩体重度 $\gamma$ 、粘聚力 $c$ 、坡高 $H$ ,并根据矿山边坡的动态开挖特点,分析边坡的范围和尺寸,确定边坡开挖台阶数量 $m$ 、各开挖台阶高度 $h_i$ ;

S2实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变:

随着矿山边坡开挖,在每开挖到一个台阶时则在新的台阶开挖临空面拐角及每隔3m处各布设一个应力、应变监测孔 $i$ ,在勘探孔内,每隔 $h$ 米设置一个监测点 $j$ ,监测点记为 $k_{i,j}$ ,每个监测点处分别设置应变片和应力计,对各监测点 $k_{i,j}$ 在开挖过程中的应力 $\sigma$ 、应变 $\varepsilon$ 进行记录;

S3确定边坡各监测点的开挖动力增载响应比:

以弹塑性力学、岩土力学原理中的边坡受力变形规律为依据,将深凹矿山边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第1步开挖完成时的初始应力增量 $\Delta\sigma_1^{kj}$ 作为初始滑移动力增载量,初始开挖引起的应变增量 $\Delta\varepsilon_1^{kj}$ 作为初始位移响应量,根据式(7)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第1步开挖完成时的初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ :

$$\lambda_1^{kj} = \frac{\Delta\varepsilon_1^{kj}}{\Delta\sigma_1^{kj}} \quad (7)$$

将边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的应力增量 $\Delta\sigma_m^{kj}$ 作为该开挖步的滑移动力增载量,边坡开挖引起的对应应变增量 $\Delta\varepsilon_m^{kj}$ 作为该开挖步的位移响应量,根据式(8)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ :

$$\lambda_m^{kj} = \frac{\Delta\varepsilon_m^{kj}}{\Delta\sigma_m^{kj}} \quad (8)$$

设监测点 $k_{i,j}$ 的动力增载位移响应比评价参数 $\eta_m^{kj}$ 为矿山边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ 与初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ 之比:

$$\eta_m^{kj} = \frac{\lambda_m^{kj}}{\lambda_1^{kj}} = \frac{\Delta\varepsilon_m^{kj}}{\Delta\sigma_m^{kj}} \bigg/ \frac{\Delta\varepsilon_1^{kj}}{\Delta\sigma_1^{kj}} \quad (9)$$

S4确定深凹矿山开挖边坡的局部稳定性系数及其塑性区:

矿山开挖边坡监测点局部稳定性系数 $F_m^{kj}$ 与动力增载位移响应比 $\eta_m^{kj}$ 的定量关系如下:

$$F_m^{kj} = \frac{\eta_m^{kj}}{\eta_m^{kj} - 1} \quad (18)$$

根据边坡监测点局部稳定系数 $F_m^{kj}$ 与稳定性安全系数 $K$ 的关系,判定边坡监测点所在位置是否会出现塑性区:当边坡监测点局部稳定性系数 $F_m^{kj}$ 小于稳定性安全系数 $K$ 时,则判定该监测点所在区域范围出现塑性区,确定该区域为需要加固的范围,需要进行下一步针对性的防治;反之,则判定该范围内为稳定区,无塑性区出现,不需防治,安全系数 $K$ 根据《建筑

边坡工程技术规范》GB50330-2013确定；

S5确定塑性区局部补偿系数 $\Delta F_{k_{ij}}$ 及设计补偿系数 $\Delta \bar{F}_i$ ：

针对边坡监测点局部稳定性系数 $F_{k_{ij}}$ 小于稳定性安全系数 $K$ 的塑性区，设边坡塑性区监测点稳定性补偿系数 $\Delta F_{k_{ij}}$ 为边坡安全系数 $K$ 与边坡监测点局部稳定性系数 $F_{k_{ij}}$ 的差值：

$$\Delta F_{k_{ij}} = K - F_{k_{ij}} \quad (19)$$

对于出现塑性区的开挖层，分别确定每根光纤勘探孔内监测点动力增载位移响应比的极值点；将各根勘探孔内出现动力增载位移响应比极值点的位置依次用平滑曲线进行连线，所得到的曲线便为边坡临界滑移面；

设每层设有 $e$ 根光纤，根据式(19)依次求出出现塑性区的开挖层每勘探孔动力增载位移响应比极值点对应的塑性区监测点局部补偿系数 $\Delta F_{k_{ij}}$ ，再根据式(20)取其平均值得到设计补偿系数 $\Delta \bar{F}_i$ ，

$$\Delta \bar{F}_i = \frac{\Delta F_{k_{i1 \min}} + \Delta F_{k_{i2 \min}} + \dots + \Delta F_{k_{ie \min}}}{e} \quad (20)$$

S6对锚杆主动加固参数进行优化设计。

2. 根据权利要求1所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法，其特征在于，步骤S2包括以下具体步骤：

S2.1选取深凹矿山边坡开挖应力、应变监测点，安装仪器设备；

在边坡台阶上打下钻孔后，将光纤安置在测斜管内，之后将测斜管放入钻孔，达到预定深度，一个边坡的光纤布设好后，将其进出端光纤接入接线盒中，与传输光缆进行连接，接入现场的数据采集箱，数据采集箱通过自身的无线发射装置，将实时采集的数据传入服务器；

S2.2实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变：

对深凹矿山边坡开挖过程中引起的应力、应变进行实时监测，通过监测设备的无线电采集装置将各监测点 $k_{i,j}$  ( $i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,n$ ) 的监测数据传输到主机，然后对监测数据进行预处理，并将各监测点 $k_{i,j}$ 在开挖过程中的应力 $\sigma$ 、应变 $\varepsilon$ 进行记录。

3. 根据权利要求1所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法，其特征在于，步骤S3中，将材料的应变变化 $\Delta \varepsilon$ 与相应应力 $\Delta \sigma$ 变化的比值定义为动力增载位移响应率 $\lambda$ ，即：

$$\lambda = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} \quad (6)$$

根据式(7)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第1步开挖完成时的初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{k_{ij}}$ ：

$$\lambda_1^{k_{ij}} = \frac{\Delta \varepsilon_1^{k_{ij}}}{\Delta \sigma_1^{k_{ij}}} \quad (7)$$

根据式(8)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{k_{ij}}$ ：

$$\lambda_m^{k_{ij}} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{k_{ij}}}{\Delta \sigma_m^{k_{ij}}} \quad (8)$$

设动力增载位移响应比 $\eta_m^{k_{ij}}$ 为任意开挖阶段 $m$ 的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{k_{ij}}$ 与初始加载阶

段的动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kij}$ 之比:

$$\eta_m^{kij} = \frac{\lambda_m^{kij}}{\lambda_1^{kij}} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kij}}{\Delta \sigma_m^{kij}} / \frac{\Delta \varepsilon_1^{kij}}{\Delta \sigma_1^{kij}} \quad (10)$$

根据弹性模量的定义,边坡岩土体的弹性模量 $E$ ,是产生单位弹性变形所需的应力:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (11)$$

设动力增载位移响应比 $\eta_m^{kij}$ 的倒数为 $\xi_m^{kij}$ ,则:

$$\xi_m^{kij} = \frac{1}{\eta_m^{kij}} = \frac{\Delta \sigma_m^{kij}}{\Delta \varepsilon_m^{kij}} / \frac{\Delta \sigma_1^{kij}}{\Delta \varepsilon_1^{kij}} = \frac{E_m^{kij}}{E_1^{kij}} \quad (12)$$

由材料的弹性模量表示综合损伤变量定义式,即:

$$D_m^{kij} = 1 - \frac{E_m^{kij}}{E_1^{kij}} \quad (13)$$

综合损伤变量定义式(13)和弹性模量 $E_m^{kij}$ 与动力增载位移响应比倒数 $\xi_m^{kij}$ 的关系,将损伤模量表示为:

$$D_m^{kij} = 1 - \xi_m^{kij} \quad (14)$$

根据公式(13)和公式(14)得到动力增载位移响应比 $\eta_m^{kij}$ 和损伤变量 $D_m^{kij}$ 的关系:

$$\eta_m^{kij} = \frac{1}{1 - D_m^{kij}} \quad (15)$$

在整个损伤破坏的过程中,边坡稳定性系数 $F_m^{kij}$ 表示为

$$F_m^{kij} = \frac{1}{D_m^{kij}} \quad (16)$$

根据公式(15)和公式(16)得到边坡稳定性系数与动力增载位移响应比的关系如下式所示:

$$\eta_m^{kij} = \frac{F_m^{kij}}{F_m^{kij} - 1} \quad (17)$$

对式(17)进行公式恒等变换得到矿山开挖边坡监测点局部稳定性系数 $F_m^{kij}$ 与动力增载位移响应比 $\eta_m^{kij}$ 的定量关系如式(18)所示:

$$F_m^{kij} = \frac{\eta_m^{kij}}{\eta_m^{kij} - 1} \quad (18)。$$

4. 根据权利要求1所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其特征在于,步骤S6中,锚杆主动加固参数包括边坡锚杆布设点位及排数、岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值、岩体边坡预应力锚杆最优入射角、预应力锚杆最优设计长度。

5. 根据权利要求4所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其特征在于,在确定边坡锚杆布设点位及排数时,根据现行《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013中10.3的规定,锚杆采用行列式排列;锚杆水平间距不小于1.5m,锚杆竖向间距不小于2.0m。设滑坡

体的宽度为 $L_b$ ,预应力锚杆横向间距为 $b$ ,则每排锚杆数量 $n_H$ 为:

$$n_H = \frac{L_b - b}{b} + 1 \quad (21)$$

根据《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013,第一排锚杆距坡顶距离在1.5m~2.0m处,设锚杆竖向间距为 $h_m$ ,塑性区滑坡体坡高为 $H$ ,第一排锚杆距离坡顶距离为 $h_1$ ,则塑性区坡体布设锚杆排数 $n_k$ 为:

$$n_k = \frac{H / \sin \beta - h_1}{h_v} + 1 \quad (22)。$$

6. 根据权利要求4所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其特征在于,在确定岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值时,对岩体塑性区边坡坡体进行垂直条分,设单根锚杆的有效作用范围取本锚杆与相邻锚杆之间范围的均分之,所以锚杆承担岩体产生的下滑力是有效作用范围内潜在滑动面上方的岩体重力所产生的,因此岩体边坡各预应力锚杆所需加固抗滑力值 $\Delta R_{Nm}$ :

$$\Delta R_{Nm} = \Delta \bar{F}_i \times \frac{W_{Nm}^2 \sin \theta_k}{\sum W_{Nm}} \quad (23)$$

式中: $W_{Nm}$ —为滑坡体第 $N$ 排 $m$ 根锚杆所承担的土体重力( $N=1, 2, \dots, n; m=1, 2, \dots, n$ );  
 $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角;

设岩体中打入的锚杆入射角度为 $\alpha$ ,根据公式(24)确定其加固预应力值:

$$\Delta r_{Nm} = \frac{\Delta R_{Nm}}{\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)} \quad (24)。$$

确定岩体边坡预应力锚杆的最优入射角时,对公式(24)中的 $\alpha$ 求导得如下公式:

$$\frac{d\Delta r_{Nm}}{d\alpha} = \frac{\Delta R_{Nm} [\cos(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' - \sin(\alpha + \theta_k)]}{[\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)]^2} \quad (25)$$

式中: $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角; $\alpha$ —锚杆入射角;

令公式(25)等于零,通过极值分析得:当 $\alpha = \varphi' - \theta$ 时, $\Delta r_{Nm}$ 取得最大值;根据《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)规定,边坡锚杆加固入射角度不应与水平面成 $-10^\circ \sim +10^\circ$ ,所以边坡锚杆加固最优入射角度的确定如下:

- ①当 $\varphi' - \theta \geq 10^\circ$ 时,边坡锚杆加固最优入射角度为 $\alpha = \varphi' - \theta$ ;
- ②当 $\varphi' - \theta < 10^\circ$ 时,边坡锚杆加固最优入射角度为 $\alpha = 10^\circ$ 。

7. 根据权利要求4所述的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其特征在于,确定预应力锚杆的最优设计总长度时,

第一步,确定预应力锚杆的合理锚固长度:

根据《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015),根据公式(26)计算得锚杆的合理锚固长度 $\Delta l_{Nm}$ :

$$\Delta \hat{l}_{Nm} = 2.55 \sqrt{\frac{K' \Delta r_{Nm} \sqrt{\frac{(1+\nu_s) E_b}{E_s}}}{5.1s\pi\delta q_r \psi}} \quad (26)$$

式中： $K'$ —锚固体与周围岩体间的粘结抗拔安全系数，按上述规范取值； $\nu_s$ —为锚固体周围岩体的泊松比，通过实验测定； $E_b/E_s$ —为锚固体与周围岩体刚度比，通过实验测定； $q_r$ —锚固体表面与周围岩体之间的极限粘结强度 (MPa)，按上述规范取值； $s$ —钢筋或钢绞线的根数； $\delta$ —界面的粘结强度降低系数，取0.70~0.85； $\psi$ —锚固长度对粘结强度的影响系数，按上述规范取值；

第二步，根据公式 (27) 确定各锚杆施工处岩体边坡坡面到锚杆与潜在滑移面交点之间的距离作为锚杆自由段长度  $\Delta L_{Nm}$ ：

$$\Delta L_{Nm} = \frac{H_{Nm} - h_{Nm}}{\sin \alpha} \quad (27)$$

第三步，锚杆的最优设计总长度  $l_{Nm}$  根据式 (28) 确定：

$$l_{Nm} = \Delta L_{Nm} + \Delta \hat{l}_{Nm} \quad (28)$$

式中： $\alpha$ —为滑坡体布设锚杆的最优入射角； $H_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆与岩体坡面交点处的坡高； $h_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆与滑移面交点处的高度。

## 深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法

### 技术领域

[0001] 本发明涉及岩质边坡稳定性评价及边坡加固与防治领域,特别是一种深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法。

### 背景技术

[0002] 随着人类社会的发展和科技水平的日益提高,对矿产资源的需求正在迅速增长。在国内外开采矿山过程中,不断加高加陡的矿山边坡,导致滑坡事故频繁发生,给我国带来巨大的经济财产损失,且对建筑工程与人民生命安全造成严重威胁。因此,如何对岩质边坡的卸荷失稳过程进行有效监测预警并积极主动防治将其造成的损失降低到最低程度,既是我国矿山防灾减灾目标的重要组成部分,也是灾害预警与防治领域的当务之急。

[0003] 预应力锚杆支护是针对岩质边坡加固最为常用和有效的一种加固支护方法,其加固机理在该类边坡静力设计中已经比较成熟,并且其施工较为简单,支护形式多样,故在岩体边坡支护中得到了越来越广泛的应用。然而,目前在常规的矿山边坡治理中通常运用极限平衡法来对预应力锚杆进行设计,按照锚固经验统一设计入射角来进行预应力锚杆的整体布设。这无疑不是最优的加固设计方案,因为在边坡的不同位置所产生的应力、应变不同,导致所需的锚杆锚固力和入射角是不同的,即使是同一坡体的坡顶、坡中、坡脚所需的锚固力都是有所区别的,而按照最大锚固需求统一布置锚杆,这无疑会造成人力和财力的浪费。而且由于极限平衡法是一种整体静态的评价模型,而边坡的应力和应变会随着开挖发生变化,故该方法并不能准确表述出边坡各部分随着土体开挖应力应变关系产生的变化,固存在着一定的局限性。因此,建立和确定一种有效的边坡锚杆加固优化设计方法,克服上述设计方法的局限与不足,在岩体边坡支护领域具有重要的应用价值。

### 发明内容

[0004] 本发明的目的在于克服现有技术存在的上述缺陷,提出了一种深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,该方法基于边坡开挖过程中应力应变监测数据,确定岩质边坡局部塑性区及其补偿系数,并依此为依据确定预应力锚杆加固数量、点位、入射角度及锚固长度等锚杆主动加固参数,不仅可以准确的设计出锚杆加固密度、点位、入射角度及锚固长度,并且会使工程更为经济、合理与安全。

[0005] 本发明的技术方案是:一种深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法,其中,包括以下步骤:

[0006] S1确定深凹矿山开挖边坡的特征参数:

[0007] 对矿山开挖边坡进行岩土工程勘查与现场原位试验,获取边坡滑动体的岩块内摩擦角标准值 $\varphi$ 、边坡坡角 $\beta$ 、岩体重度 $\gamma$ 、粘聚力 $c$ 、坡高 $H$ ,并根据矿山边坡的动态开挖特点,分析边坡的范围和尺寸,确定边坡开挖台阶数量 $m$ 、各开挖台阶高度 $h_i$ ;

[0008] S2实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变:

[0009] 随着矿山边坡开挖,在每开挖到一个台阶时则在新的台阶开挖临空面拐角及每隔

3m处各布设一个应力、应变监测孔*i*，在勘探孔内，每隔*h*米设置一个监测点*j*，监测点记为*k<sub>i,j</sub>*，每个监测点处分别设置应变片和应力计，对各监测点*k<sub>i,j</sub>*在开挖过程中的应力σ、应变ε进行记录；

[0010] S3确定边坡各监测点的开挖动力增载响应比：

[0011] 以弹塑性力学、岩土力学原理中的边坡受力变形规律为依据，将深凹矿山边坡监测点*k<sub>i,j</sub>*布设后第1步开挖完成时的初始应力增量 $\Delta\sigma_1^{kj}$ 作为初始滑移动力增载量，初始开挖引起的应变增量 $\Delta\varepsilon_1^{kj}$ 作为初始位移响应量，根据式(7)计算边坡监测点*k<sub>i,j</sub>*布设后第1步开挖完成时的初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ ：

$$[0012] \quad \lambda_1^{kj} = \frac{\Delta\varepsilon_1^{kj}}{\Delta\sigma_1^{kj}} \quad (7)$$

[0013] 将边坡监测点*k<sub>i,j</sub>*布设后第*m*步开挖完成时的应力增量 $\Delta\sigma_m^{kj}$ 作为该开挖步的滑移动力增载量，边坡开挖引起的对应应变增量 $\Delta\varepsilon_m^{kj}$ 作为该开挖步的位移响应量，根据式(8)计算边坡监测点*k<sub>i,j</sub>*布设后第*m*步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ ：

$$[0014] \quad \lambda_m^{kj} = \frac{\Delta\varepsilon_m^{kj}}{\Delta\sigma_m^{kj}} \quad (8)$$

[0015] 设监测点*k<sub>i,j</sub>*的动力增载位移响应比评价参数 $\eta_m^{kj}$ 为矿山边坡监测点*k<sub>i,j</sub>*布设后第*m*步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ 与初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ 之比：

$$[0016] \quad \eta_m^{kj} = \frac{\lambda_m^{kj}}{\lambda_1^{kj}} = \frac{\Delta\varepsilon_m^{kj}}{\Delta\sigma_m^{kj}} \bigg/ \frac{\Delta\varepsilon_1^{kj}}{\Delta\sigma_1^{kj}} \quad (9)$$

[0017] S4确定深凹矿山开挖边坡的局部稳定性系数及其塑性区：

[0018] 矿山开挖边坡监测点局部稳定性系数 $F_m^{kj}$ 与动力增载位移响应比 $\eta_m^{kj}$ 的定量关系如下：

$$[0019] \quad F_m^{kj} = \frac{\eta_m^{kj}}{\eta_m^{kj} - 1} \quad (18)$$

[0020] 根据边坡监测点局部稳定系数 $F_m^{kj}$ 与稳定性安全系数*K*的关系，判定边坡监测点所在位置是否会出现塑性区：当边坡监测点局部稳定性系数 $F_m^{kj}$ 小于稳定性安全系数*K*时，则判定该监测点所在区域范围出现塑性区，确定该区域为需要加固的范围，需要进行下一步针对性的防治；反之，则判定该范围内为稳定区，无塑性区出现，不需防治，安全系数*K*根据《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013确定；

[0021] S5确定塑性区局部补偿系数 $\Delta F_{kij}$ 及设计补偿系数 $\Delta\bar{F}_i$ ：

[0022] 针对边坡监测点局部稳定性系数 $F_{kij}$ 小于稳定性安全系数*K*的塑性区，设边坡塑性区监测点稳定性补偿系数 $\Delta F_{kij}$ 为边坡安全系数*K*与边坡监测点局部稳定性系数 $F_{kij}$ 的差值：

$$[0023] \quad \Delta F_{kij} = K - F_{kij} \quad (19)$$



[0024] 对于出现塑性区的开挖层,分别确定每根光纤勘探孔内监测点动力增载位移响应比的极值点;将各根勘探孔内出现动力增载位移响应比极值点的位置依次用平滑曲线进行连线,所得到的曲线便为边坡临界滑移面;

[0025] 设每层有 $e$ 根光纤,根据式(19)依次求出出现塑性区的开挖层每勘探孔动力增载位移响应比极值点对应的塑性区监测点局部补偿系数 $\Delta F_{ki,j}$ ,再根据式(20)取其平均值得到设计补偿系数 $\Delta \bar{F}_i$ ,

$$[0026] \quad \Delta \bar{F}_i = \frac{\Delta F_{ki1,mm} + \Delta F_{ki2,mm} + \dots + \Delta F_{kie,mm}}{e} \quad (20)$$

[0027] S6对锚杆主动加固参数进行优化设计。

[0028] 本发明中,步骤S2包括以下具体步骤:

[0029] S2.1选取深凹矿山边坡开挖应力、应变监测点,安装仪器设备;

[0030] 在边坡台阶上打下钻孔后,将光纤安置在测斜管内,之后将测斜管放入钻孔,达到预定深度,一个边坡的光纤布设好后,将其进出端光纤接入接线盒中,与传输光缆进行连接,接入现场的数据采集箱,数据采集箱通过自身的无线发射装置,将实时采集的数据传入服务器;

[0031] S2.2实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变:

[0032] 对深凹矿山边坡开挖过程中引起的应力、应变进行实时监测,通过监测设备的无线电采集装置将各监测点 $k_{i,j}$  ( $i=1,2,\dots,m; j=1,2,\dots,m$ )的监测数据传输到主机,然后对监测数据进行预处理,并将各监测点 $k_{i,j}$ 在开挖过程中的应力 $\sigma$ 、应变 $\varepsilon$ 进行记录。

[0033] 步骤S3中,将材料的应变变化 $\Delta \varepsilon$ 与相应应力 $\Delta \sigma$ 变化的比值定义为动力增载位移响应率 $\lambda$ ,即:

$$[0034] \quad \lambda = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} \quad (6)$$

[0035] 根据式(7)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第1步开挖完成时的初始动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ :

$$[0036] \quad \lambda_1^{kj} = \frac{\Delta \varepsilon_1^{kj}}{\Delta \sigma_1^{kj}} \quad (7)$$

[0037] 根据式(8)计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ :

$$[0038] \quad \lambda_m^{kj} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kj}}{\Delta \sigma_m^{kj}} \quad (8)$$

[0039] 设动力增载位移响应比 $\eta_m^{kj}$ 为任意开挖阶段 $m$ 的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ 与初始加载阶段的动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kj}$ 之比:

$$[0040] \quad \eta_m^{kj} = \frac{\lambda_m^{kj}}{\lambda_1^{kj}} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kj}}{\Delta \sigma_m^{kj}} \bigg/ \frac{\Delta \varepsilon_1^{kj}}{\Delta \sigma_1^{kj}} \quad (10)$$

[0041] 根据弹性模量的定义,边坡岩土体的弹性模量 $E$ ,是产生单位弹性变形所需的应力:

[0042] 
$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (11)$$

[0043] 设动力增载位移响应比  $\eta_m^{kij}$  的倒数为  $\xi_m^{kij}$ , 则:

[0044] 
$$\xi_m^{kij} = \frac{l}{\eta_m^{kij}} = \frac{\Delta\sigma_m^{kij}}{\Delta\varepsilon_m^{kij}} / \frac{\Delta\sigma_l^{kij}}{\Delta\varepsilon_l^{kij}} = \frac{E_m^{kij}}{E_l^{kij}} \quad (12)$$

[0045] 由材料的弹性模量表示综合损伤变量定义式, 即:

[0046] 
$$D_m^{kij} = 1 - \frac{E_m^{kij}}{E_l^{kij}} \quad (13)$$

[0047] 综合损伤变量定义式 (13) 和弹性模量  $E_m^{kij}$  与动力增载位移响应比倒数  $\xi_m^{kij}$  的关系, 将损伤模量表示为:

[0048] 
$$D_m^{kij} = 1 - \xi_m^{kij} \quad (14)$$

[0049] 根据公式 (13) 和公式 (14) 得到动力增载位移响应比  $\eta_m^{kij}$  和损伤变量  $D_m^{kij}$  的关系:

[0050] 
$$\eta_m^{kij} = \frac{l}{1 - D_m^{kij}} \quad (15)$$

[0051] 在整个损伤破坏的过程中, 边坡稳定性系数  $F_m^{kij}$  表示为

[0052] 
$$F_m^{kij} = \frac{l}{D_m^{kij}} \quad (16)$$

[0053] 根据公式 (15) 和公式 (16) 得到边坡稳定性系数与动力增载位移响应比的关系如下式所示:

[0054] 
$$\eta_m^{kij} = \frac{F_m^{kij}}{F_m^{kij} - l} \quad (17)$$

[0055] 对式 (17) 进行公式恒等变换得到矿山开挖边坡监测点局部稳定性系数  $F_m^{kij}$  与动力增载位移响应比  $\eta_m^{kij}$  的定量关系如式 (18) 所示:

[0056] 
$$F_m^{kij} = \frac{\eta_m^{kij}}{\eta_m^{kij} - l} \quad (18)$$

[0057] 步骤S6中, 锚杆主动加固参数包括边坡锚杆布设点位及排数、岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值、岩体边坡预应力锚杆最优入射角、预应力锚杆最优设计长度。

[0058] 在确定边坡锚杆布设点位及排数时, 根据现行《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013中10.3的规定, 锚杆采用行列式排列; 锚杆水平间距不小于1.5m, 锚杆竖向间距不小于2.0m。设滑坡体的宽度为  $L_b$ , 预应力锚杆横向间距为  $b$ , 则每排锚杆数量  $n_H$  为:

[0059] 
$$n_H = \frac{L_b - b}{b} + 1 \quad (21)$$

[0060] 根据《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013, 第一排锚杆距坡顶距离在1.5m~2.0m处, 设锚杆竖向间距为  $h_m$ , 塑性区滑坡体坡高为  $H$ , 第一排锚杆距坡顶距离为  $h_1$ , 则塑性区坡体布设锚杆排数  $n_k$  为:

$$[0061] \quad n_k = \frac{H / \sin \beta - h_1}{h_v} + 1 \quad (22)。$$

[0062] 在确定岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值时,对岩体塑性区边坡坡体进行垂直条分,设单根锚杆的有效作用范围取本锚杆与相邻锚杆之间范围的均分之,所以锚杆承担岩体产生的下滑力是有效作用范围内潜在滑移面上方的岩体重力所产生的,因此岩体边坡各预应力锚杆所需加固抗滑力值  $\Delta R_{Nm}$  :

$$[0063] \quad \Delta R_{Nm} = \Delta \bar{F}_{kj} \times \frac{W_{Nm}^2 \sin \theta_k}{\sum W_{Nm}} \quad (23)$$

[0064] 式中: $W_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆所承担的土体重力( $N=1,2,\dots,n;m=1,2,\dots,n$ ); $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角;

[0065] 设岩体中打入的锚杆入射角度为 $\alpha$ ,根据公式(24)确定其加固预应力值:

$$[0066] \quad \Delta r_{Nm} = \frac{\Delta R_{Nm}}{\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)} \quad (24)。$$

[0067] 确定岩体边坡预应力锚杆的最优入射角时,对公式(24)中的 $\alpha$ 求导得如下公式:

$$[0068] \quad \frac{d\Delta r_{Nm}}{d\alpha} = \frac{\Delta R_{Nm} [\cos(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' - \sin(\alpha + \theta_k)]}{[\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)]^2} \quad (25)$$

[0069] 式中: $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角; $\alpha$ —锚杆入射角;

[0070] 令公式(25)等于零,通过极值分析得:当 $\alpha = \varphi' - \theta$ 时, $\Delta r_{Nm}$ 取得最大值;根据《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)规定,边坡锚杆加固入射角度不应与水平面成 $-10^\circ \sim +10^\circ$ ,所以边坡锚杆加固最优入射角度的确定如下:

[0071] ①当 $\varphi' - \theta \geq 10^\circ$ 时,边坡锚杆加固最优入射角度为 $\alpha = \varphi' - \theta$ ;

[0072] ②当 $\varphi' - \theta < 10^\circ$ 时,边坡锚杆加固最优入射角度为 $\alpha = 10^\circ$ 。

[0073] 确定预应力锚杆的最优设计总长度时,

[0074] 第一步,确定预应力锚杆的合理锚固长度:

[0075] 根据《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015),根据公式(26)

计算得锚杆的合理锚固长度 $\Delta \hat{l}_{Nm}$  :

$$[0076] \quad \Delta \hat{l}_{Nm} = 2.55 \sqrt{\frac{K' \Delta r_{Nm} \sqrt{\frac{(1 + \nu_s) E_b}{E_s}}}{5.1 s \pi \delta q_s \psi}} \quad (26)$$

[0077] 式中: $K'$ —锚固体与周围岩体间的粘结抗拔安全系数,按上述规范取值; $\nu_s$ —为锚固体周围岩体的泊松比,通过实验测定; $E_b/E_s$ —为锚固体与周围岩体刚度比,通过实验测定; $q_s$ —锚固体表面与周围岩体之间的极限粘结强度(MPa),按上述规范取值; $s$ —钢筋或钢筋绞线的根数; $\delta$ —界面的粘结强度降低系数,取 $0.70 \sim 0.85$ ; $\psi$ —锚固长度对粘结强度的影响系数,按上述规范取值;

[0078] 第二步,根据公式(27)确定各锚杆施工处岩体边坡坡面到锚杆与潜在滑移面交点之间的距离作为锚杆自由段长度 $\Delta L_{Nm}$  :

$$[0079] \quad \Delta L_{Nm} = \frac{H_{Nm} - h_{Nm}}{\sin \alpha} \quad (27)$$

[0080] 第三步,锚杆的最优设计总长度 $l_{Nm}$ 根据式(28)确定:

$$[0081] \quad l_{Nm} = \Delta L_{Nm} + \hat{\Delta} l_{Nm} \quad (28)$$

[0082] 式中: $\alpha$ —为滑坡体布设锚杆的最优入射角; $H_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆与岩体坡面交点处的坡高; $h_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆与滑移面交点处的高度。

[0083] 本发明的有益效果是:

[0084] 本发明鉴于现有深凹矿山边坡运用传统锚杆加固设计方法所导致的加固工程成本高、施工工期长等缺陷,根据边坡的失稳动力灾变机理,以矿山边坡开挖引起的应力作为动力增载量,以开挖引起的应变作为对应的响应量,确定边坡动力增载位移响应比评价参数,并将其作为矿山边坡开挖过程中边坡局部稳定性的评价参数;

[0085] 同时,基于损伤变量和动力增载位移响应比的关系,计算岩体边坡局部监测点稳定性系数 $F_{kij}$ ,并结合安全系数确定滑坡塑性区范围及其补偿系数 $\Delta F_{kij}$ ,以 $\Delta F_{kij}$ 为依据确定塑性区锚杆布设间距及单根锚杆所承担的加固抗滑力,并在此基础上,对岩体边坡潜在滑移面上的锚杆加固参数进行了优化设计,以达到在保证岩质边坡安全稳定的前提下更节省工程成本与施工工期的目的。

## 附图说明

[0086] 图1是本申请的工艺流程图;

[0087] 图2是应力应变检测仪器的布设图;

[0088] 图3是边坡开挖示意图;

[0089] 图4是边坡开挖条块受力分析图;

[0090] 图5是岩土体应力-应变曲线图。

## 具体实施方式

[0091] 为了使本发明的上述目的、特征和优点能够更加明显易懂,下面结合附图对本发明的具体实施方式做详细的说明。

[0092] 在以下描述中阐述了具体细节以便于充分理解本发明。但是本发明能够以多种不同于在此描述的其它方式来实施,本领域技术人员可以在不违背本发明内涵的情况下做类似推广。因此本发明不受下面公开的具体实施方式的限制。

[0093] 为了更好地阐述本发明,结合某具体深凹矿山边坡工程中预应力锚杆主动加固来详细论述其可行性,以说明其实际意义和价值。具体包括以下实施步骤。

[0094] 步骤一,确定深凹矿山开挖边坡的特征参数。

[0095] 根据现行《岩土工程勘察规范》(GB50021-2018),对矿山开挖边坡进行岩土工程勘察与现场原位试验,可获取边坡滑动体的岩块内摩擦角 $\varphi$ 为 $40^\circ$ 、边坡坡角 $\beta$ 为 $60^\circ$ 、岩体重度 $\gamma$ 为 $20\text{kN/m}^3$ 、粘聚力 $c$ 为 $26\text{KPa}$ 、坡高 $H$ 为 $110\text{m}$ 。并根据矿山边坡的动态开挖特点,分析边坡的范围和尺寸,确定边坡开挖台阶数量 $m=6$ ,各开挖台阶高度 $h_i=12\text{m}$ ( $i=1,2\cdots 6$ )。

[0096] 步骤二,实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变。主要包括以下具体步骤。

[0097] (一)选取深凹矿山边坡开挖应力、应变监测点,安装仪器设备。

[0098] 随着矿山边坡开挖,在每开挖到一个台阶时则在新的台阶开挖临空面拐角及每隔3m处各布设一个应力、应变监测孔*i* ( $i=1,2,\dots,18$ ),在勘探孔内,每隔4米设置一个监测点*j* ( $j=1,2,3$ ),监测点记为 $k_{i,j}$ ,每个监测点处分别设置应变片和应力计,监测仪器布设如图2所示。

[0099] 通过使用专业的超前钻孔设备并采用搭接法进行仪器埋设孔位的钻孔工作。在边坡台阶上打下钻孔后,将光纤安置在测斜管内,之后将测斜管放入钻孔,达到预定深度,一个边坡的光纤布设好后,将其进出端光纤接入接线盒中,与传输光缆进行连接,接入现场的数据采集箱,数据采集箱通过自身的无线发射装置,将实时采集的数据传入服务器,避免人工采集的弊端,达到安全且高效的监测效果。

[0100] (二) 实时监测深凹矿山开挖边坡的应力、应变。

[0101] 根据施工方案,对深凹矿山边坡开挖过程中引起的应力、应变进行实时监测,各监测点 $k_{i,j}$  ( $i=1,2,\dots,18; j=1,2,3$ ) 在开挖过程中的应力 $\sigma$ 、应变 $\varepsilon$ 如表1。

[0102] 表1各监测点 $k_{i,j}$ 在开挖过程中的应力 $\sigma$  (KN)、应变 $\varepsilon$  (m)

[0103]

监测点	$k_{1,1}$	$k_{1,2}$	$k_{1,3}$	$k_{2,1}$	$k_{2,2}$	$k_{2,3}$	$k_{3,1}$	$k_{3,2}$	$k_{3,3}$	$k_{4,1}$	$k_{4,2}$	$k_{4,3}$
应力 $\sigma$	50	52	54	52	54	55	50	54	55	80	84	85
应变 $\varepsilon$	0.013	0.015	0.022	0.014	0.021	0.022	0.013	0.022	0.031	0.013	0.015	0.016
监测点	$k_{5,1}$	$k_{5,2}$	$k_{5,3}$	$k_{6,1}$	$k_{6,2}$	$k_{6,3}$	$k_{7,1}$	$k_{7,2}$	$k_{7,3}$	$k_{8,1}$	$k_{8,2}$	$k_{8,3}$
应力 $\sigma$	80	85	85	80	82	85	150	152	155	150	154	155
应变 $\varepsilon$	0.013	0.015	0.016	0.042	0.047	0.048	0.043	0.045	0.047	0.043	0.046	0.048
监测点	$k_{9,1}$	$k_{9,2}$	$k_{9,3}$	$k_{10,1}$	$k_{10,2}$	$k_{10,3}$	$k_{11,1}$	$k_{11,2}$	$k_{11,3}$	$k_{12,1}$	$k_{12,2}$	$k_{12,3}$
应力 $\sigma$	152	154	155	200	210	220	205	210	220	210	220	225
应变 $\varepsilon$	0.043	0.046	0.048	0.054	0.058	0.061	0.052	0.062	0.063	0.053	0.058	0.064
监测点	$k_{13,1}$	$k_{13,2}$	$k_{13,3}$	$k_{14,1}$	$k_{14,2}$	$k_{14,3}$	$k_{15,1}$	$k_{15,2}$	$k_{15,3}$	$k_{16,1}$	$k_{16,2}$	$k_{16,3}$
应力 $\sigma$	250	250	255	255	260	260	255	260	265	310	315	320
应变 $\varepsilon$	0.059	0.062	0.063	0.063	0.065	0.068	0.063	0.065	0.068	0.077	0.079	0.089
监测点	$k_{17,1}$	$k_{17,2}$	$k_{17,3}$	$k_{18,1}$	$k_{18,2}$	$k_{18,3}$						
应力 $\sigma$	300	310	315	300	305	305						
应变 $\varepsilon$	0.078	0.082	0.082	0.082	0.088	0.091						

[0104] 步骤三,确定边坡各监测点的开挖动力增载响应比。

[0105] 边坡开挖时,在卸荷及其他外界扰动等复杂作用因素的影响下,边坡的孕育演化过程变得非常复杂。但边坡开挖时易发生滑坡灾变的物理实质是在外动力作用下坡体材料的初始应力平衡状态被打破;同时随着开挖的进行,坡体临空面增大,边坡高度增加,导致下滑动力增大。边坡开挖引起下滑动力增大的理论依据如下:

[0106] 假设边坡为均质岩土体且各向同性,坡体厚度均一变化,选取边坡潜在滑动土体中土骨架条块作为研究对象,其边坡模型及在开挖过程中条块受力情况如图4所示。

[0107] 由图4可以看出,下滑力和抗滑力为滑块重力分量,下滑力用T表示,抗滑力用R表示,则开挖前后下滑力和抗滑力分别用以下公式表示:

[0108] 开挖前下滑力:

$$T_1 = G_1 \sin\theta = \gamma H_1 \sin\theta \quad (1)$$

[0110] 开挖后下滑力:

$$[0111] \quad T_2 = G_2 \sin \theta = \gamma H_2 \sin \theta \quad (2)$$

[0112] 开挖前抗滑力:

$$[0113] \quad R_1 = G_1 \cos \theta \tan \varphi + cl = \gamma H_1 \cos \theta \tan \varphi + cl \quad (3)$$

[0114] 开挖后抗滑力:

$$[0115] \quad R_2 = G_2 \cos \theta \tan \varphi + cl = \gamma H_2 \cos \theta \tan \varphi + cl \quad (4)$$

[0116] 式中:  $c$  为滑面粘聚力;  $\varphi$  为滑面内摩擦角;  $l$  为条块底面宽度;  $\gamma$  为土体天然重度。所以, 开挖引起的边坡下滑动力增量为:

$$[0117] \quad \Delta P = P_2 - P_1 = (T_2 - T_1) - (R_2 - R_1) = (H_2 - H_1)(\gamma \sin \theta - \gamma \cos \theta \tan \varphi) \quad (5)$$

[0118] 由式(5)可以看出, 对于特定的边坡,  $\gamma \sin \theta - \gamma \cos \theta \tan \varphi$  为定值, 而  $H_2 - H_1$  为开挖引起的滑块高度增加量, 即条块之后的滑体条块高度增加。所以当边坡向下进行开挖时, 使得边坡潜在滑动土体体积增大。因此, 可以认为边坡每次开挖卸荷与对应引起的剩余下滑动力增量具有一一对应关系。

[0119] 边坡开挖卸荷除了使坡体临空面增大, 进而导致下滑动力变大, 临空面附近的介质也会受到损伤, 从而引起位移变形与边坡失稳。因此, 开挖型边坡的稳定性演化过程是边坡的应力场环境变化与坡体结构动力响应的耦合作用结果。在本质上可以依据弹塑性原理和岩土力学原理进行分析, 原理如下。

[0120] 在三轴应力条件下, 一般岩土体材料的应力应变关系及其破坏规律如图5所示, 从图5中可以看出, 材料在OA阶段处于压缩变形阶段, 此阶段的应力  $\sigma$  与应变  $\varepsilon$  虽呈非线性关系, 但该阶段材料经过加载和卸载后变形可以恢复, 其变形过程可逆; AB和BC阶段分别为材料的弹性变形和接近弹性变形阶段, 这两个阶段内的应力  $\sigma$  与应变  $\varepsilon$  成线性关系, 材料经过加、卸载后变形能完全恢复, 即变形可逆, 且此阶段内的应变变化  $\Delta \varepsilon$  与应力变化  $\Delta \sigma$  的比值为定值。从C点开始, 材料开始进入塑性变形阶段, 此时材料的应力  $\sigma$  与应变  $\varepsilon$  成非线性关系, 且应变变化  $\Delta \varepsilon$  与应力变化  $\Delta \sigma$  的比值不再是一个定值, 而是呈非线性增大; 当材料完全破坏时, 即材料的峰值强度达到D以后, 材料应变变化  $\Delta \varepsilon$  与应力变化  $\Delta \sigma$  的比值发生突变, 并趋向于无穷大。由上述岩土体材料的变形与破坏规律可知, 材料应变变化  $\Delta \varepsilon$  与应力变化  $\Delta \sigma$  的比值可以作为非线性系统稳定性状态变化与失稳的定量参数表征。

[0121] 将材料的应变变化  $\Delta \varepsilon$  与相应应力  $\Delta \sigma$  变化的比值定义为动力增载位移响应率  $\lambda$ , 即:

$$[0122] \quad \lambda = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} \quad (6)$$

[0123] 根据式(7)计算边坡监测点  $k_{i,j}$  布设后第1步开挖完成时的初始动力增载位移响应率  $\lambda_1^{kj}$ , 如表2所示:

$$[0124] \quad \lambda_1^{kj} = \frac{\Delta \varepsilon_1^{kj}}{\Delta \sigma_1^{kj}} \quad (7)$$

[0125] 表2初始动力增载位移响应率  $\lambda_1^{kj}$

[0126]

$\lambda_1^{kj}$	$\lambda_1^{k1,1}$	$\lambda_1^{k1,2}$	$\lambda_1^{k1,3}$	$\lambda_1^{k2,1}$	$\lambda_1^{k2,2}$	$\lambda_1^{k2,3}$	$\lambda_1^{k3,1}$	$\lambda_1^{k3,2}$	$\lambda_1^{k3,3}$
	3846	3467	2455	3714	2571	2500	3846	2454	1774

[0127] 根据式 (8) 计算边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ ,如

[0128] 表3所示:

[0129] 
$$\lambda_m^{kj} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kj}}{\Delta \sigma_m^{kj}} \quad (8)$$

[0130] 表3动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$

[0131]

$\lambda_m^{kj}$	$\lambda_2^{k4,1}$	$\lambda_2^{k4,2}$	$\lambda_2^{k4,3}$	$\lambda_2^{k5,1}$	$\lambda_2^{k5,2}$	$\lambda_2^{k5,3}$	$\lambda_2^{k6,1}$	$\lambda_2^{k6,1}$	$\lambda_2^{k6,1}$
	8000	5600	5312	6154	5667	5313	1905	1745	1771
$\lambda_m^{kj}$	$\lambda_3^{k7,1}$	$\lambda_3^{k7,2}$	$\lambda_3^{k7,3}$	$\lambda_3^{k8,1}$	$\lambda_3^{k8,2}$	$\lambda_3^{k8,3}$	$\lambda_3^{k9,1}$	$\lambda_3^{k9,2}$	$\lambda_3^{k9,3}$
	3488	3378	3298	3488	3348	3229	3535	3348	3229
$\lambda_m^{kj}$	$\lambda_4^{k10,1}$	$\lambda_4^{k10,2}$	$\lambda_4^{k10,3}$	$\lambda_4^{k11,1}$	$\lambda_4^{k11,2}$	$\lambda_4^{k11,3}$	$\lambda_4^{k12,1}$	$\lambda_4^{k12,2}$	$\lambda_4^{k12,3}$
	3704	3620	3606	3942	3387	3492	3962	3793	3515
$\lambda_m^{kj}$	$\lambda_5^{k13,1}$	$\lambda_5^{k13,2}$	$\lambda_5^{k13,3}$	$\lambda_5^{k14,1}$	$\lambda_5^{k14,2}$	$\lambda_5^{k14,3}$	$\lambda_5^{k15,1}$	$\lambda_5^{k15,2}$	$\lambda_5^{k15,3}$
	4237	4032	4047	4047	4000	3823	4047	4000	3897
$\lambda_m^{kj}$	$\lambda_6^{k16,1}$	$\lambda_6^{k16,2}$	$\lambda_6^{k16,3}$	$\lambda_6^{k17,1}$	$\lambda_6^{k17,2}$	$\lambda_6^{k17,3}$	$\lambda_6^{k18,1}$	$\lambda_6^{k18,2}$	$\lambda_6^{k18,3}$
	4026	3987	3595	3846	3780	3841	3658	3465	3351

[0132] 根据公式 (7) 及公式 (8) 的计算结果,将矿山边坡监测点 $k_{i,j}$ 布设后第 $m$ 步开挖完成时的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kj}$ 与初始动力增载位移响应率 $\lambda_j^{kj}$ 之比定义为监测点 $k_{i,j}$ 的动力增载位移响应比,由此建立矿山边坡开挖动力增载位移响应比评价参数 $\eta_m^{kj}$ ,如表4所示,即:

[0133] 
$$\eta_m^{kj} = \frac{\lambda_m^{kj}}{\lambda_j^{kj}} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kj}}{\Delta \sigma_m^{kj}} \bigg/ \frac{\Delta \varepsilon_j^{kj}}{\Delta \sigma_j^{kj}} \quad (9)$$

[0134] 将深凹矿山边坡开挖动力增载位移响应比作为评价参数,并将此参数应用到边坡稳定性判定,由此对边坡进行动态稳定性评价与主动加固设计。

[0135] 表4开挖动力增载位移响应比评价参数 $\eta_m^{kj}$

[0136]

评价参数	$\eta_2^{k4,1}$	$\eta_2^{k4,2}$	$\eta_2^{k4,3}$	$\eta_2^{k5,1}$	$\eta_2^{k5,2}$	$\eta_2^{k5,3}$	$\eta_2^{k6,1}$	$\eta_2^{k6,1}$	$\eta_2^{k6,1}$
	3.22	3.222	3.86	3.22	3.5	4.33	3.222	3.5	4.33
评价参数	$\eta_3^{k7,1}$	$\eta_3^{k7,2}$	$\eta_3^{k7,3}$	$\eta_3^{k8,1}$	$\eta_3^{k8,2}$	$\eta_3^{k8,3}$	$\eta_3^{k9,1}$	$\eta_3^{k9,2}$	$\eta_3^{k9,3}$
	4.33	6	21	3.86	5	11	3.86	7.67	11
评价参数	$\eta_4^{k10,1}$	$\eta_4^{k10,2}$	$\eta_4^{k10,3}$	$\eta_4^{k11,1}$	$\eta_4^{k11,2}$	$\eta_4^{k11,3}$	$\eta_4^{k12,1}$	$\eta_4^{k12,2}$	$\eta_4^{k12,3}$
	4.33	5	11	4.33	11	17.67	11	21	21
评价参数	$\eta_5^{k13,1}$	$\eta_5^{k13,2}$	$\eta_5^{k13,3}$	$\eta_5^{k14,1}$	$\eta_5^{k14,2}$	$\eta_5^{k14,3}$	$\eta_5^{k15,1}$	$\eta_5^{k15,2}$	$\eta_5^{k15,3}$
	11	15.29	21	11	15.29	21	11	13.5	17.67
评价参数	$\eta_6^{k16,1}$	$\eta_6^{k16,2}$	$\eta_6^{k16,3}$	$\eta_6^{k17,1}$	$\eta_6^{k17,2}$	$\eta_6^{k17,3}$	$\eta_6^{k18,1}$	$\eta_6^{k18,2}$	$\eta_6^{k18,3}$
	13.5	21	26	13.5	34.1	34.3	11	13.5	21

[0137] 步骤四,确定深凹矿山开挖边坡的局部稳定性系数及其塑性区。

[0138] 为了将动力增载位移响应率更加方便的应用于实际工程中,提出将任意开挖阶段m的动力增载位移响应率 $\lambda_m^{kij}$ 与初始加载阶段的动力增载位移响应率 $\lambda_1^{kij}$ 之比定义为动力增载位移响应比 $\eta_m^{kij}$ ,即:

$$[0139] \quad \eta_m^{kij} = \frac{\lambda_m^{kij}}{\lambda_1^{kij}} = \frac{\Delta \varepsilon_m^{kij}}{\Delta \sigma_m^{kij}} \bigg/ \frac{\Delta \varepsilon_1^{kij}}{\Delta \sigma_1^{kij}} \quad (10)$$

[0140] 边坡岩土体的弹性模量E,是表征边坡损伤破坏机制的重要参数,根据弹性模量的定义,即产生单位弹性变形所需的应力,即:

$$[0141] \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (11)$$

[0142] 设动力增载位移响应比 $\eta_m^{kij}$ 的倒数为 $\xi_m^{kij}$ ,则可将其表示为:

$$[0143] \quad \xi_m^{kij} = \frac{1}{\eta_m^{kij}} = \frac{\Delta \sigma_m^{kij}}{\Delta \varepsilon_m^{kij}} \bigg/ \frac{\Delta \sigma_1^{kij}}{\Delta \varepsilon_1^{kij}} = \frac{E_m^{kij}}{E_1^{kij}} \quad (12)$$

[0144] 根据损伤力学基本原理,可由材料的弹性模量表示综合损伤变量定义式,即:

$$[0145] \quad D_m^{kij} = 1 - \frac{E_m^{kij}}{E_1^{kij}} \quad (13)$$

[0146] 综合损伤变量定义式(13)和弹性模量 $E_m^{kij}$ 与动力增载位移响应比倒数 $\xi_m^{kij}$ 的关系,可将损伤模量表示为:



[0147] 
$$D_m^{kij} = 1 - \xi_m^{kij} \quad (14)$$

[0148] 再根据公式 (13) 和公式 (14) 可得动力增载位移响应比  $\eta_m^{kij}$  和损伤变量  $D_m^{kij}$  的关系, 即:

[0149] 
$$\eta_m^{kij} = \frac{1}{1 - D_m^{kij}} \quad (15)$$

[0150] 从岩土体强度破坏意义出发, 定义损伤变量D参数, 为边坡潜在滑动面上岩土体的剪切应力大于抗剪强度时的破坏概率。在边坡工程中, 目前公认的边坡稳定判据是边坡稳定性系数, 然后用边坡实际稳定性系数与安全系数的关系为依据, 以此判别边坡的稳定程度。在整个损伤破坏的过程中, 边坡稳定性系数  $F_m^{kij}$  可表示为

[0151] 
$$F_m^{kij} = \frac{1}{D_m^{kij}} \quad (16)$$

[0152] 根据公式 (15) 和公式 (16) 可得边坡稳定性系数与动力增载位移响应比的关系如下式所示:

[0153] 
$$\eta_m^{kij} = \frac{F_m^{kij}}{F_m^{kij} - 1} \quad (17)$$

[0154] 对式 (17) 进行公式恒等变换可得到矿山开挖边坡监测点局部稳定性系数  $F_m^{kij}$  与动力增载位移响应比  $\eta_m^{kij}$  的定量关系如式 (18), 则  $F_m^{kij}$  如表5所示:

[0155] 
$$F_m^{kij} = \frac{\eta_m^{kij}}{\eta_m^{kij} - 1} \quad (18)$$

[0156] 表5监测点局部稳定性系数

[0157]

局部稳定性系数	$F_2^{k4,1}$	$F_2^{k4,2}$	$F_2^{k4,3}$	$F_2^{k5,1}$	$F_2^{k5,2}$	$F_2^{k5,3}$	$F_2^{k6,1}$	$F_2^{k6,1}$	$F_2^{k6,1}$
	1.45	1.45	1.35	1.45	1.4	1.3	1.45	1.4	1.3
局部稳定性系数	$F_3^{k7,1}$	$F_3^{k7,2}$	$F_3^{k7,3}$	$F_3^{k8,1}$	$F_3^{k8,2}$	$F_3^{k8,3}$	$F_3^{k9,1}$	$F_3^{k9,2}$	$F_3^{k9,3}$
	1.3	1.2	1.05	1.35	1.25	1.1	1.35	1.15	1.1
局部稳定性系数	$F_4^{k10,1}$	$F_4^{k10,2}$	$F_4^{k10,3}$	$F_4^{k11,1}$	$F_4^{k11,2}$	$F_4^{k11,3}$	$F_4^{k12,1}$	$F_4^{k12,2}$	$F_4^{k12,3}$
	1.3	1.25	1.1	1.3	1.1	1.06	1.1	1.05	1.05
局部稳定性系数	$F_5^{k13,1}$	$F_5^{k13,2}$	$F_5^{k13,3}$	$F_5^{k14,1}$	$F_5^{k14,2}$	$F_5^{k14,3}$	$F_5^{k15,1}$	$F_5^{k15,2}$	$F_5^{k15,3}$
	1.1	1.07	1.05	1.1	1.07	1.05	1.1	1.08	1.06
局部稳定性系数	$F_6^{k16,1}$	$F_6^{k16,2}$	$F_6^{k16,3}$	$F_6^{k17,1}$	$F_6^{k17,2}$	$F_6^{k17,3}$	$F_6^{k18,1}$	$F_6^{k18,2}$	$F_6^{k18,3}$
	1.08	1.05	1.04	1.08	1.03	1.03	1.1	1.08	1.05

[0158] 根据边坡监测点局部稳定系数 $F_m^{kij}$ 即表5与稳定性安全系数 $K=1.15$  (安全系数 $K$ 根据《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013确定)的关系,可判定边坡监测点 $K_{7,3}$ 、 $K_{8,3}$ 、 $K_{9,3}$ ;  $K_{10,3}$ 、 $K_{11,2}$ 、 $K_{12,1}$ 的连线范围及第五步及第六步开挖处会出现塑性区,即开挖第三步、第四步、第五步和第六步会出现塑性区。

[0159] 步骤五,确定塑性区局部补偿系数 $\Delta F_{kij}$ 及设计补偿系数 $\Delta \bar{F}_i$ 。

[0160] 针对边坡监测点局部稳定性系数 $F_{kij}$ 小于滑坡安全系数 $K$ 的塑性区,即为边坡需要主动加固的关键区域。为了使边坡主动加固发挥最大效果,同时使预应力锚杆治理后的边坡达到规范要求。为此,定义边坡塑性区监测点稳定性补偿系数 $\Delta F_{kij}$ 为边坡安全系数 $K$ 与边坡监测点局部稳定性系数 $F_{kij}$ 的差值,如表6:

$$[0161] \quad \Delta F_{kij} = K - F_{kij} \tag{19}$$

表6稳定性补偿系数

[0162]	稳定性 补偿系 数	$\Delta F_{k7,3}$	$\Delta F_{k8,3}$	$\Delta F_{k9,3}$	$\Delta F_{k10,3}$	$\Delta F_{k11,2}$	$\Delta F_{k11,3}$	$\Delta F_{k12,1}$	$\Delta F_{k12,2}$	$\Delta F_{k12,3}$
		0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.09	0.05	0.1	0.1
	稳定性 补偿系 数	$\Delta F_{k13,1}$	$\Delta F_{k13,2}$	$\Delta F_{k13,3}$	$\Delta F_{k14,1}$	$\Delta F_{k14,2}$	$\Delta F_{k14,3}$	$\Delta F_{k15,1}$	$\Delta F_{k15,2}$	$\Delta F_{k15,3}$
		0.05	0.08	0.1	0.05	0.08	0.1	0.05	0.07	0.09
[0162]	稳定性 补偿系 数	$\Delta F_{k16,1}$	$\Delta F_{k16,2}$	$\Delta F_{k16,3}$	$\Delta F_{k17,1}$	$\Delta F_{k17,2}$	$\Delta F_{k17,3}$	$\Delta F_{k18,1}$	$\Delta F_{k18,2}$	$\Delta F_{k18,3}$
		0.07	0.1	0.11	0.07	0.12	0.12	0.05	0.07	0.1

[0163] 对于出现塑性区的开挖层,分别确定每根光纤勘探孔内监测点动力增载位移响应的极值点;将各根光纤勘探孔内出现动力增载位移响应比极值点的位置依次用平滑曲线进行连线,所得到的曲线便为边坡临界滑移面。本实施例中,每层采用三根监测光纤,根据前述步骤依次求出出现塑性区的开挖层每勘探孔动力增载位移响应比极值点对应的塑性区监测点局部补偿系数  $\Delta F_{ki,j}$ ,也就是说,取每根光纤监测到的塑性区监测点局部补偿系数  $\Delta F_{ki,j}$  的最小值,再根据式 (6) 取三个光纤监测到的  $\Delta F_{ki,j}$  的最小值的平均值为设计补偿系数  $\Delta \bar{F}_i$ ,如表7所示。

[0164] 
$$\Delta \bar{F}_i = \frac{\Delta F_{ki1\ min} + \Delta F_{ki2\ min} + \Delta F_{ki3\ min}}{3} \quad (20)$$

[0165] 表7设计补偿系数

[0166]	设计补偿 系数	$\Delta \bar{F}_7$	$\Delta \bar{F}_8$	$\Delta \bar{F}_9$	$\Delta \bar{F}_{10}$	$\Delta \bar{F}_{11}$	$\Delta \bar{F}_{12}$
		0.1	0.05	0.05	0.05	0.07	0.08
	设计补偿 系数	$\Delta \bar{F}_{13}$	$\Delta \bar{F}_{14}$	$\Delta \bar{F}_{15}$	$\Delta \bar{F}_{16}$	$\Delta \bar{F}_{17}$	$\Delta \bar{F}_{18}$
		0.08	0.08	0.07	0.09	0.1	0.07

[0167] 步骤六,对锚杆主动加固参数进行优化设计。本申请中,锚杆主动加固参数包括边坡锚杆布设点位及排数、岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值、岩体边坡预应力锚杆最优入射角、预应力锚杆最优设计长度。

[0168] (1) 确定边坡锚杆布设点位及排数。

[0169] 在步骤五中所确定的塑性区临界面之下进行预应力锚杆的布设。根据现行《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013中10.3的规定,锚杆宜采用行列式排列;锚杆水平间距不宜小于1.5m,锚杆竖向间距不宜小于2.0m。设滑坡体的宽度为  $L_p$ ,预应力锚杆横向间距为  $b=2m$ ,则每排锚杆数量  $n_H$  为:

$$[0170] \quad n_H = \frac{L_b - b}{b} + 1 \quad (21)$$

[0171] 根据公式(21),  $n_H = \frac{9-2}{2} + 1 = 4.5 \approx 5$ 根

[0172] 根据《建筑边坡工程技术规范》GB50030-2013,第一排锚杆距坡顶距离一般在1.5m~2.0m处,设锚杆竖向间距为 $h_m$ ,塑性区滑坡体坡高为H,第一排锚杆距离坡顶距离为 $h_1$ ,则塑性区坡体布设锚杆排数 $n_k$ 为:

$$[0173] \quad n_k = \frac{H / \sin \beta - h_1}{h_v} + 1 \quad (22)$$

[0174] 根据公式(22),  $n_k = \frac{12 / \sin 60^\circ - 10}{2.5} + 1 = 2.54 \approx 3$ 排

[0175] (2) 确定岩体边坡各预应力锚杆加固预应力值。

[0176] 对岩体塑性区边坡坡体进行垂直条分,设单根锚杆的有效作用范围取本锚杆与相邻锚杆之间范围的均分之,所以锚杆承担岩体产生的下滑力是有效作用范围内潜在滑移面上方的岩体重力所产生的,故可求得岩体边坡各预应力锚杆所需加固抗滑力值  $\Delta R_{Nm}$ :

$$[0177] \quad \Delta R_{Nm} = \Delta \bar{F}_i \times \frac{W_{Nm}^2 \sin \theta_k}{\sum W_{Nm}} \quad (23)$$

[0178] 式中: $W_{Nm}$ —为滑坡体第N排m根锚杆所承担的土体重力( $N=1, 2, \dots, n; m=1, 2, \dots, n$ ); $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角。

[0179] 设岩体中打入的锚杆入射角度为 $\alpha$ ,根据公式(24)确定其加固预应力值:

$$[0180] \quad \Delta r_{Nm} = \frac{\Delta R_{Nm}}{\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)} \quad (24)$$

[0181] 表8各排锚杆所承担的土体重力、所需加固抗滑力值及加固预应力值

[0182]	第 N 排	1	2	3	4	5	6
	$W_{Nm}$ (kN)	1323.35	1385.53	1433.22	1438.23	1486	1532.33
	$\Delta R_{Nm}$ (kN)	125.63	130.56	140.25	138.20	152.36	162.32
	$\Delta r_{Nm}$ (kN)	130.34	142.35	160.22	150.22	162.35	182.25
	第 N 排	7	8	9	10	11	12
	$W_{Nm}$ (kN)	1622.53	1634.20	1649.70	1711.30	1725.69	1769
	$\Delta R_{Nm}$ (kN)	179.70	180.24	183.68	197.65	203.26	256.89
	$\Delta r_{Nm}$ (kN)	192.53	193.81	197.50	212.53	235.34	300.38

[0183] (3) 确定岩体边坡预应力锚杆的最优入射角。

[0184] 对公式 (24) 中的  $\alpha$  求导得如下公式：

$$[0185] \quad \frac{d\Delta r_{Nm}}{d\alpha} = \frac{\Delta R_{Nm} [\cos(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' - \sin(\alpha + \theta_k)]}{[\sin(\alpha + \theta_k) \tan \varphi' + \cos(\alpha + \theta_k)]^2} \quad (25)$$

[0186] 式中： $\theta_k$ —为局部滑坡体破坏潜在滑动面倾角； $\alpha$ —锚杆入射角。

[0187] 令公式 (25) 等于零，通过极值分析得：当  $\alpha = \varphi' - \theta$  时， $\Delta r_{Nm}$  取得最大值。根据《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015) 第4.6.5条规定，边坡锚杆加固入射角度宜避开与水平面成  $-10^\circ \sim +10^\circ$ ，所以边坡锚杆加固最优入射角度的确定如下：

[0188] ①当  $\varphi' - \theta \geq 10^\circ$  时，边坡锚杆加固最优入射角度为  $\alpha = \varphi' - \theta$ ；

[0189] ②当  $\varphi' - \theta < 10^\circ$  时，边坡锚杆加固最优入射角度为  $\alpha = 10^\circ$ 。

[0190] 根据上述分析得下表：

[0191] 表9最优入射角度  $\alpha$

[0192] 开挖步数	3	4	5	6
$\alpha$	$\alpha = 20^\circ$	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 10^\circ$

[0193] (4) 确定预应力锚杆的最优设计总长度。

[0194] 首先，确定预应力锚杆的合理锚固长度。

[0195] 根据《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)，可根据公式 (26) 计算得锚杆的合理锚固长度  $\hat{\Delta l}_{Nm}$ ：

$$[0196] \quad \Delta \hat{l}_{Nm} = 2.55 \sqrt{\frac{K' \Delta r_{Nm} \sqrt{\frac{(1+\nu_s) E_b}{E_s}}}{5.1s\pi\delta q_r \psi}} \quad (26)$$

[0197] 式中： $K'$ —锚固体与周围岩体间的粘结抗拔安全系数，按上述规范取值； $\nu_s$ —为锚固体周围岩体的泊松比，通过实验测定； $E_b/E_s$ —为锚固体与周围岩体刚度比，通过实验测定； $q_r$ —锚固体表面与周围岩体之间的极限粘结强度 (MPa)，按上述规范取值； $s$ —钢筋或钢绞线的根数； $\delta$ —界面的粘结强度降低系数，取0.70~0.85； $\psi$ —锚固长度对粘结强度的影响系数，按上述规范取值。

[0198] 取杆体为直径为16mm螺纹钢，则锚杆的合理锚固长度如下表所示。

[0199] 表10锚杆的合理锚固长度  $\Delta \hat{l}_{Nm}$

[0200]	第 $N$ 排 锚固长度	1	2	3	4	5	6
	$\Delta \hat{l}_{Nm}$	3.68	3.85	4.08	3.95	4.11	4.35
	第 $N$ 排 锚固长度	7	8	9	10	11	12
	$\Delta \hat{l}_{Nm}$	4.48	4.50	4.53	4.70	4.95	5.59

[0201] 其次，根据公式 (27) 确定各锚杆施工处岩体边坡坡面到锚杆与潜在滑移面交点之间的距离作为锚杆自由段长度  $\Delta L_{Nm}$ ：

$$[0202] \quad \Delta L_{Nm} = \frac{H_{Nm} - h_{Nm}}{\sin \alpha} \quad (27)$$

[0203] 表11锚杆自由段长度  $\Delta L_{Nm}$

[0204]	第 $N$ 排 自由段长度	1	2	3	4	5	6
	$\Delta L_{Nm}$	10.65	13.53	14.56	11.76	14.71	17.65
	第 $N$ 排 自由段长度	7	8	9	10	11	12
	$\Delta L_{Nm}$	11.76	14.71	17.65	11.76	14.71	17.65

[0205] 第三步，锚杆的最优设计总长度  $l_{Nm}$  根据式 (28) 确定：

$$[0206] \quad l_{Nm} = \Delta L_{Nm} + \Delta \hat{l}_{Nm} \quad (28)$$

[0207] 式中： $\alpha$ —为滑坡体布设锚杆的最优入射角； $H_{Nm}$ —为滑坡体第  $N$  排  $m$  根锚杆与岩体坡面交点处的坡高； $h_{Nm}$ —为滑坡体第  $N$  排  $m$  根锚杆与滑移面交点处的高度。

[0208] 表12锚杆的最优设计总长度  $l_{Nm}$

[0209]	第 $N$ 排 总长度	1	2	3	4	5	6
	$l_{Nm}$	14.33	17.38	18.64	15.71	18.82	22.00
	第 $N$ 排 总长度	7	8	9	10	11	12
	$l_{Nm}$	16.24	19.20	22.18	16.46	19.65	23.24

[0210] 以上对本发明所提供的深凹矿山开挖边坡主动锚固优化设计方法进行了详细介绍。本文中应用了具体个例对本发明的原理及实施方式进行了阐述，以上实施例的说明只是用于帮助理解本发明的方法及其核心思想。应当指出，对于本技术领域的普通技术人员来说，在不脱离本发明原理的前提下，还可以对本发明进行若干改进和修饰，这些改进和修饰也落入本发明权利要求的保护范围内。对所公开的实施例的上述说明，使本领域专业技术人员能够实现或使用本发明。对这些实施例的多种修改对本领域的专业技术人员来说将是显而易见的，本文中所定义的一般原理可以在不脱离本发明的精神或范围的情况下，在其它实施例中实现。因此，本发明将不会被限制于本文所示的这些实施例，而是要符合与本文所公开的原理和新颖特点相一致的最宽的范围。

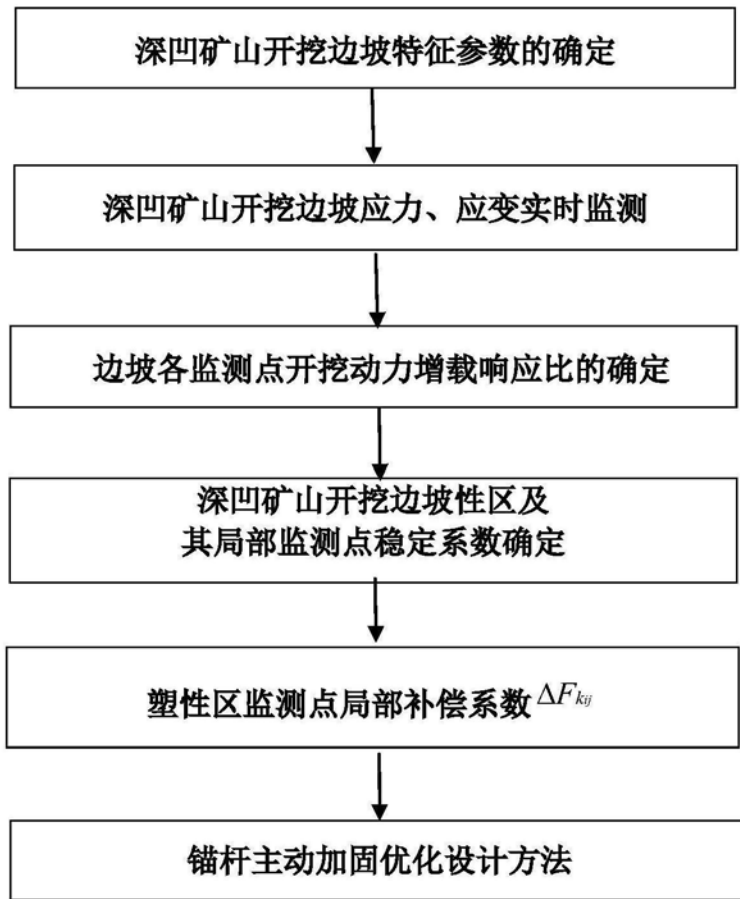


图1



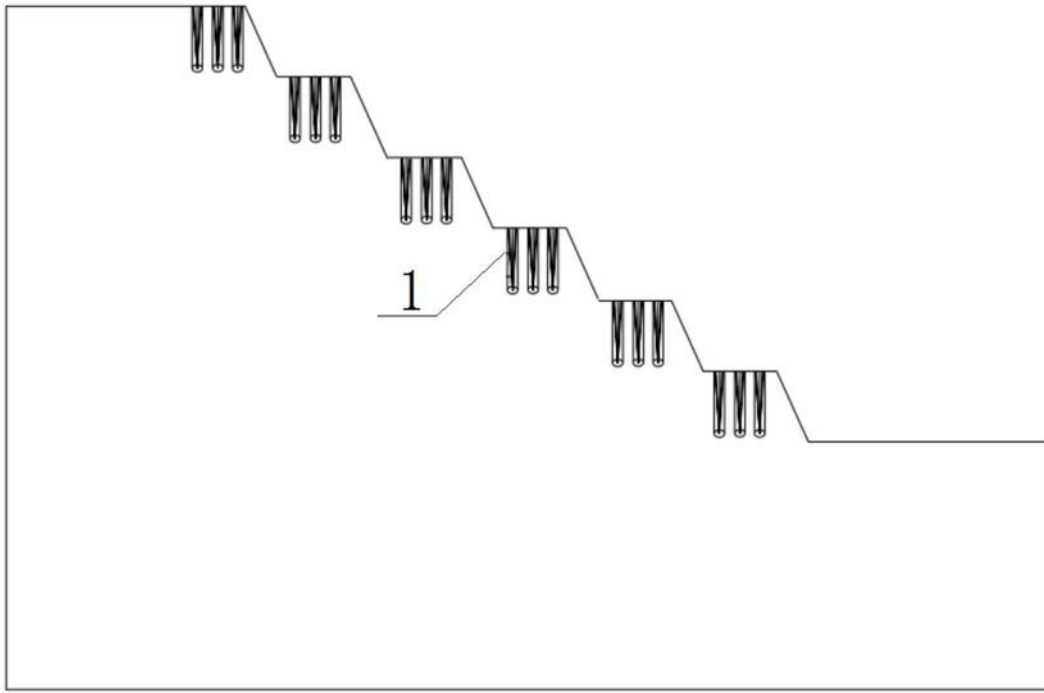


图2

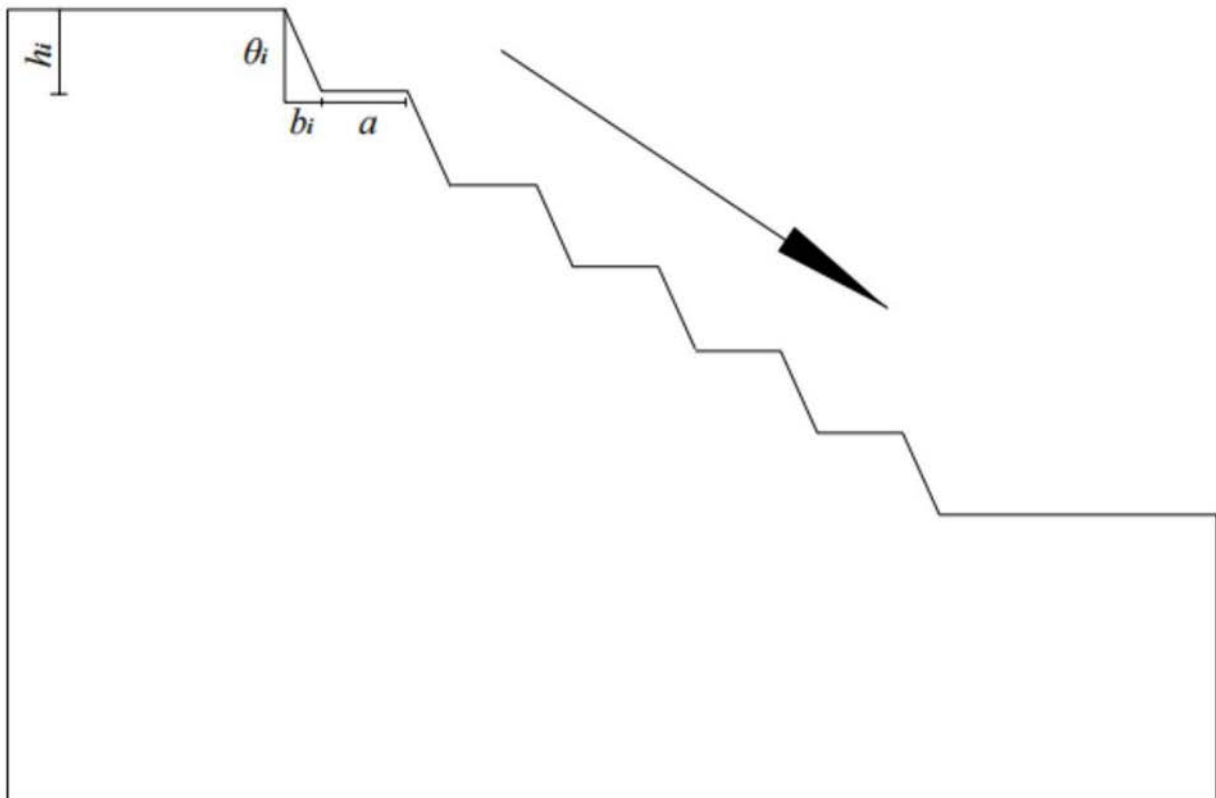


图3

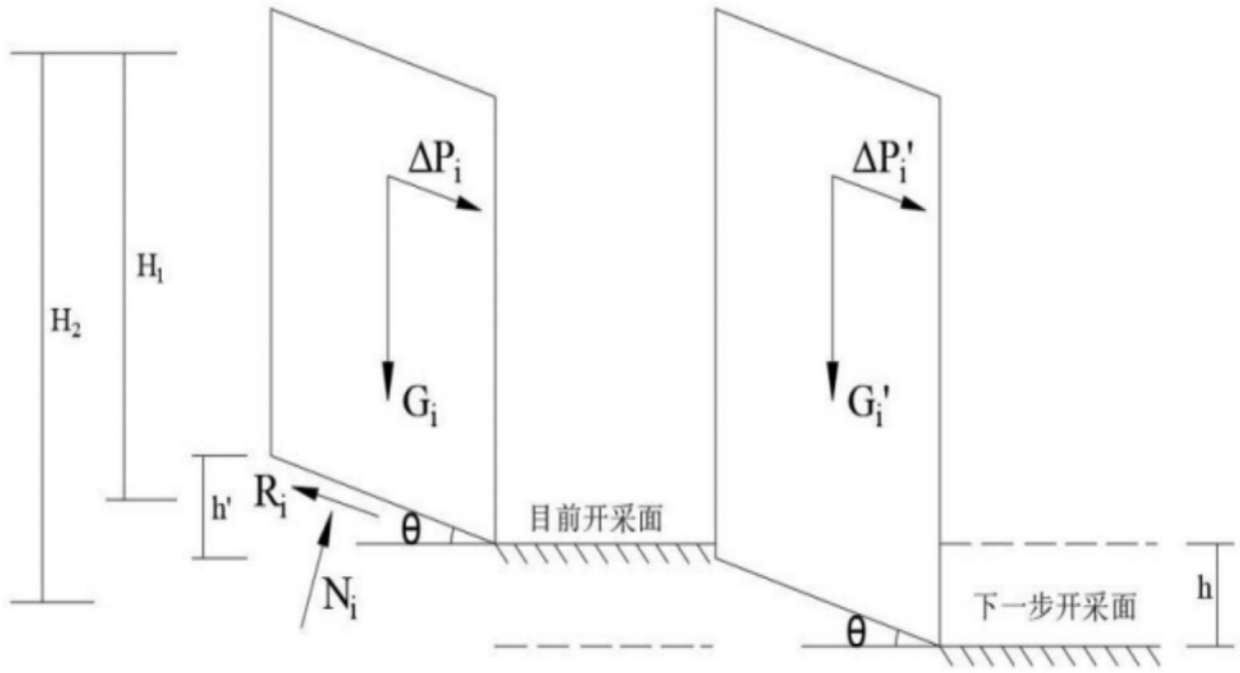


图4

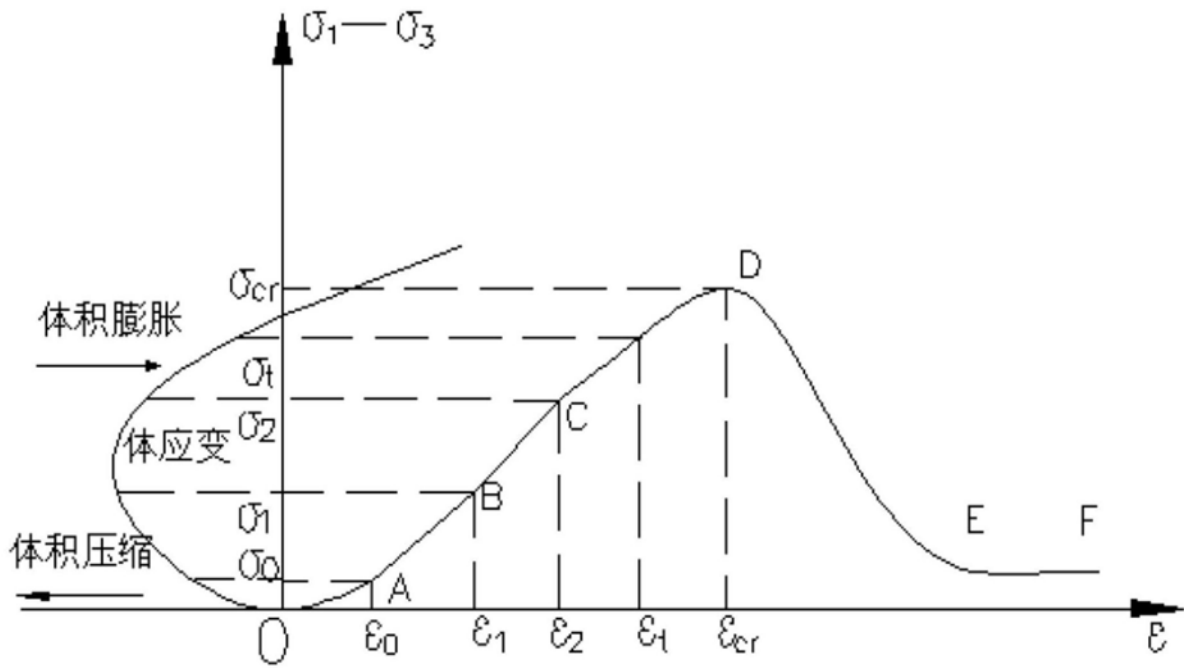


图5