

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2019.02.002

杨敏, 李宁, 李宏儒, 等. 锚索应力增量法评价边坡稳定性[J]. 水利水运工程学报, 2019(2): 8-15. (YANG Min, LI Ning, LI Hongru, et al. Evaluation of stability of toppling slope by increment method of anchoring cable stress[J]. Hydro-Science and Engineering, 2019(2): 8-15. (in Chinese))

# 锚索应力增量法评价边坡稳定性

杨敏, 李宁, 李宏儒, 李国锋

(西安理工大学 岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

**摘要:** 预应力锚索加固后, 边坡岩体的力学性能得到改善, 从而使其受力状态发生变化, 此时如仍按一般边坡稳定性评价方法评价并不是很合理。因此, 提出采用支护结构的受力特性来表征加固后边坡的稳定性, 具体是指用预应力锚索在各工况下产生变形所引起的应力增量与允许应力增量的差值, 将该差值与允许应力增量的比值来表示边坡的稳定性。某水电站左岸坝轴线边坡天然岸坡高、自然坡角大、片麻理陡倾岸外, 与片麻理垂直的陡倾裂隙和平缓裂隙是控制边坡稳定性的主要因素, 结合现场地质资料和监测数据, 利用离散化有限元软件 FINAL 建立左岸边坡开挖变形分析模型。对比研究 3 种工况下不同预应力锚索加固设计方案的边坡稳定性, 得出暴雨工况为最危险工况, 然后分析了最危险工况下不同加固方案时的变形、位移及应力, 所得结果与边坡稳定系数法得到的边坡稳定性状况一致。研究结果对该电站左岸坝轴线边坡后续加固有一定的参考作用。

**关键词:** 反倾边坡; 稳定性; 预应力锚索

**中图分类号:** TU45; P642.22 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2019)02-0008-08

预应力加固技术是预应力混凝土技术在岩土工程领域的延伸与发展, 是现代岩土工程中的一个重要分支。目前, 预应力加固技术主要有预应力锚杆和预应力锚索。在 1964 年安徽省梅山水库在坝基岩体的加固中, 首次成功使用了预应力锚索。预应力锚索加固岩体边坡的优势在于能为节理岩体边坡、断层、软弱带等提供一种强有力的“主动”支护, 是所有传统非预应力的“被动”支护无法达到的。由于其预应力吨位大 (30 ~ 1 500 t), 长度长 (5 ~ 80 m), 具有其他锚固手段不具备的优点<sup>[1-4]</sup>。从国内外研究现状来看, 针对预应力锚索支护的作用机理、设计及施工方法等方面的研究已有很多, 尤其在我国, 预应力锚索支护被广泛应用, 对该方面的研究也获得了很大进展。吴茂明等<sup>[5]</sup>以某一公路的滑坡治理为实例, 详细介绍了预应力锚索在路堑边坡和地质条件复杂下的应用。叶海林等<sup>[6]</sup>采用振动台研究了预应力锚索轴力和预应力损失在地震作用下的动力特性、边坡在锚索支护下的整体稳定性。郑文博等<sup>[7]</sup>以西部某水电岩石高边坡为背景, 应用有限元软件计算地震作用下的锚索内力分布、边坡位移及在最不利结构面组合下的边坡整体稳定性安全系数。赵炼恒等<sup>[8]</sup>基于岩土塑性极限分析上限理论的基本原理, 考虑了预应力锚索的加固效应, 分析了单、多预应力锚索加固措施条件下边坡的稳定性研究。Amini 等<sup>[9]</sup>开发了一个可以进行块-弯曲倾倒稳定性评价的计算软件。但对边坡预应力锚索锚固的稳定性评价研究非常少。

反倾层状岩质边坡为倾倒型破坏, 没有明确的滑动面, 用传统方法来计算其安全系数是不合理的。因此, 本文基于数值仿真试验的研究, 以边坡的锚索加固为主要研究对象, 提出预应力锚索加固后的稳定性评价方法, 然后结合某水电站左岸倾倒边坡的加固设计, 并通过较为全面的数值仿真试验来研究不同锚索加固方案下倾倒边坡的稳定性, 从而对大型水电岩质边坡的倾倒变形及预应力加固治理有更深刻的认识。

收稿日期: 2018-06-26

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (11572246, 51678484)

作者简介: 杨敏 (1988—), 女, 陕西宝鸡人, 博士研究生, 主要从事岩土工程数值仿真研究。

E-mail: yangmin0069@126.com

## 1 边坡预应力锚索稳定性评价方法

预应力锚索的模拟采用 FINAL 分析系统中经过一些特殊处理后的特殊锚索单元,该单元可以分别模拟自由段、锚固段以及反映锚索与围岩相互作用。单元由 4 个节点构成<sup>[10]</sup>(见图 1),其中节点 1 和 2 为孔壁上两角点,节点 3 和 4 在锚索体上,为锚索两个端点,节点 1 与 3,2 与 4 分别具有相同的坐标。在生成有限元网格时,节点 1-3,2-4 代表锚索单元与岩体的实体单元相连。

模拟预应力锚索施加过程如下:预应力锚索施加时,激活预应力锚索单元,使锚固段处锚索单元的节点与实体单元的节点位移相耦合,在锚头处对锚索施加张拉力,同时预应力锚索锁定后,锚墩对坡体的压力通过对坡体施加反向压力来实现。在边坡的后续开挖过程中,再将锚头处锚索单元的节点与实体单元节点耦合锁定。采用这种方法来模拟预应力锚索,充分考虑了预应力锚索在实际工程中的施工过程,真实地模拟了预应力锚索的锚固段、自由段和锚墩,充分反映了锚索的预应力和刚度对边坡应力场、位移场的影响。

李宁等<sup>[10]</sup>对预应力锚索的自由段模拟仍采用集中力模型,即在锚索自由段两端节点上加一对等值反向的作用力(或锚头处采用均布力反压)。根据开挖台阶不断下切,预应力锚索的刚度作用采用应力补偿方法实现,即后续补偿力通过数值仿真分析出围岩锚固后在外荷载下的变形,然后再利用这一变形反算出补偿力增量,在下一次边坡开挖中用“附加预应力”来模拟。基本假定预应力锚索对围岩刚度影响忽略不计,则后续开挖后,锚索处的新增变形引起的锚索预应力增加  $\Delta\sigma$  :

$$\Delta\sigma = (\Delta L/L)EA_0 \quad (1)$$

式中: $\Delta L$  为锚索两端的位移差; $\Delta\sigma$  为各工况下锚索的变形量  $\Delta L$  引起的锚固应力增量; $A_0$  为锚索的有效横截面面积; $E$  为锚索的弹性模量; $L$  为锚索的原长度。

在考虑了预应力锚索的作用后,边坡岩体的力学性能得到改善,从而引起边坡的受力状态发生变化,此时如仍按一般边坡稳定性评价方法评价并不合理。现有预应力锚索支护边坡设计方法中,或不考虑预应力,或提高岩质边坡的  $c, \varphi$  值,这些处理方法都不够合理<sup>[11-12]</sup>。由于岩体应力、变形状况往往缺乏明确的安全标准,因此预应力锚索安全状况对判断整个加固岩体的安全性起着至关重要的作用。本文在李宁等<sup>[10]</sup>提出的后续张拉补偿法的基础上,提出采用支护结构的受力特性来表征边坡体的稳定性,即用预应力锚索在各工况下产生变形所引起的应力增量与允许应力增量的差值,将该差值与允许应力增量的比值称为稳定系数,该稳定系数  $K$  可描述如下:

$$K = 1 - \frac{\Delta\sigma - 0.15\sigma}{0.15\sigma} \quad (2)$$

式中: $\sigma$  为预应力锚索的设计张拉应力。

## 2 某水电站左岸坝轴线边坡锚索加固稳定性分析

### 2.1 工程概况

某水电站左岸边坡片麻理层间可见云母条纹和长石、石英细脉的起伏弯折和定向排列。片麻理属于一种不连续结构面,当黑色矿物(云母和角闪石)沿片麻理局部富集,极易在岩石中产生蚀变带,从而影响坝址区周围岩体的质量。片麻理的产状为:走向  $NE3^\circ \sim 24^\circ$ ,倾向  $NW$ (个别  $SE$ ),倾角  $\angle 72^\circ \sim 85^\circ$ ,垂直坝轴线陡倾右岸(河道)。从现场钻孔的勘探岩心鉴定来看,深部发现有断层带物质存在,岩心破碎成细粒到中粒砂,这种迹象不能排除存在陡倾角断层的可能;岩体中主要发育两组构造裂隙:一组缓倾裂隙,产状  $NW340^\circ$ ,倾向  $NE$ ,倾角  $\angle 9^\circ$ ;另一组陡倾裂隙,产状  $NW285^\circ \sim 290^\circ$ ,倾向  $NE$  或者  $SW$ ,倾角  $\angle 70^\circ \sim 81^\circ$ 。裂隙宽度多在



图1 锚索单元几何模型<sup>[10]</sup>

Fig. 1 Sketch map of geometric model of anchor cable element<sup>[10]</sup>

1~3 mm 之间,少量钙质充填,发育间距大,密度小,裂面平直粗糙或起伏粗糙,可见延伸长度 10~15 m。偶尔可见一些其他方向的随机节理(或裂隙)。这些软弱结构面与片麻理组合,可能在坝基开挖过程中相互切割形成局部不稳定块体,应注意加强支护。因此,该边坡天然岸坡高(大于 80 m)、自然坡角大(大于 50°)、片麻理陡倾岸外(倾角大于 81°),加上与片麻理垂直的陡倾裂隙和平缓裂隙,是导致该部位岩体产生卸荷、倾倒和坍塌而形成崩积体的主要原因。

## 2.2 有限元分析模型建立

根据地质分析,边坡地质模型可概化为:残积土、强风化、中风化和微风化共 4 种岩土体,由于离散化有限元 FINAL 中结构面单元的局限性,因此建立结构面分布合理的二维数值分析概化模型如图 2 所示。二维地质模型范围平行于滑体主轴方向为 120 m ( $X$  轴方向),边坡后缘垂直于滑体主轴方向为 105 m ( $Y$  轴方向)。坐标系为水平向由左岸向右岸为正,垂直向上为正。边界条件下部为位移全约束,左、右两侧施加法向位移约束,上部为自由边界。该区域构造应力场较小,不予考虑,只计算重力场。坡面在自然状态下为自由边界。分析中有限元模型包括围岩单元(LST 单元)、开挖单元(LST 单元)及软弱夹层单元(COJO 单元),数值试验中岩体(围岩和开挖部分)采用 Mohr-Columb 强度准则。

根据岸坡边坡内岩体的倾倒、挤压破碎的产状,运用非线性摩擦型界面接触单元(COJO 单元)来模拟岩体倾倒的层面性状;运用非线性摩擦型界面接触单元(COJO 单元)包裹实体单元(LST 单元)来模拟岩体的破碎性状,该方法既能反映岩组合体与倾倒岩层的变形特征,又能反映破碎块体的滑移特性。

为了更加清楚地对岸坡的变形及稳定性进行分析,在岸坡坡表从上至下选取了 15 个关键点,坡表关键点布置如图 2 所示。

## 2.3 岩体及结构面计算参数

依据室内试验资料,综合分析岩石物理力学指标试验值及物探波速测试成果,并类比参考其他工程岩体力学试验成果,在岩体质量分级的基础上,提出不同岩土体及工程区结构面的力学参数。

由于本工程地质条件复杂,边坡的相关力学参数不易确定,根据相关设计院所提供的基本参数范围和工程现场多点位移计测值进行相关参数确定,所得岩土体及边坡结构面力学参数如表 1 和 2 所示。

表 1 边坡岩体参数

Tab.1 Slope rock mass parameters

岩土类别	弹性模量/ GPa	泊松比	抗剪(断)参数		重度 $\gamma$ / ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	岩土类别	弹性模量/ GPa	泊松比	抗剪(断)参数		重度 $\gamma$ / ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )
			$c$ /kPa	$\varphi$ /°					$c$ /kPa	$\varphi$ /°	
微风化(水位以上)	18.000	0.26	1 040	34	26.90	中风化(水位以下)	5.760	0.29	512	29	26.90
微风化(水位以下)	14.400	0.27	832	32	26.90	强风化	3.600	0.30	320	25	26.90
中风化(水位以上)	7.200	0.28	640	30	26.90	残积土	0.045	0.35	12	14	16.68

表 2 结构面参数

Tab.2 Structural plane parameters

结构面	黏聚力 $c$ /kPa	摩擦角 $\varphi$ /°	结构面	黏聚力 $c$ /kPa	摩擦角 $\varphi$ /°
蚀变带(强风化以上)	27	14	片麻理裂隙组(强风化)	60	17
蚀变带(强风化)	36	17	片麻理裂隙组(强风化以下)	80	19
蚀变带(强风化以下)	45	20	倾向岸外缓倾角裂隙组	75	16
片麻理裂隙组(强风化以上)	40	15			

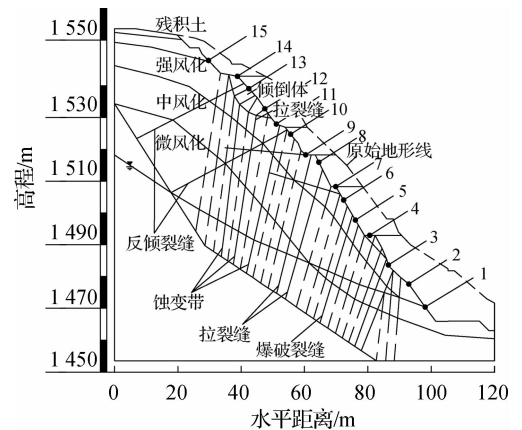


图 2 数值分析概化模型及坡表关键点

Fig.2 Generalization model of numerical analysis and key points of slope table

### 2.4 影响因素数值模拟加载方式

在进行数值模拟时,根据设计院提供的参数,最大可信地震加速度(MCE)为0.280g,基本运行期地震(OBE)为0.175g。计算中水平地震加速度取为峰值加速度的2/3(即MCE水平地震加速度取为0.187g,OBE水平地震加速度取为0.117g),竖向地震加速度取为水平向地震加速度的2/3。地震作用力用拟静力法模拟。施加方式采用体积力的方式进行施加。拟静力体积力按计算,其中 $\rho$ 为岩土体密度, $V$ 为体积, $a$ 为地震水平加速度。

对于暴雨工况的模拟,考虑到边坡在遭遇连续7天以上强降雨时,边坡表层岩体由非饱和态转为饱和状态,所以取重度为饱和重度;在降雨作用下,坡体部分岩体软化,从而造成裂隙面上岩体或充填物抗剪强度降低,本文从简化和安全的角度考虑,认为坡体浸润线以下的岩体强度为上部岩体的80%。由于暴雨使得裂隙快速饱和,考虑到裂隙从上到下被水充满且对裂隙产生压力,对此不利工况的边坡稳定性进行分析。

### 2.5 预应力锚索设计加固方案

根据坡体的环境条件,拟定了3种计算工况,分别为自然工况、降雨工况和地震工况。不同计算工况下,对边坡采用3种不同锚索设计加固方案进行稳定性分析,不同方案所采用的锚索根数、间距及方向有所不同。加固方案针对坝基处采用锚杆加固,对坝基以上即1493m高程以上岩体采用预应力锚索加固,单根锚索的锚固力均为1000kN,每根锚索长度均为60m,不同预应力锚索加固方案如图3所示。

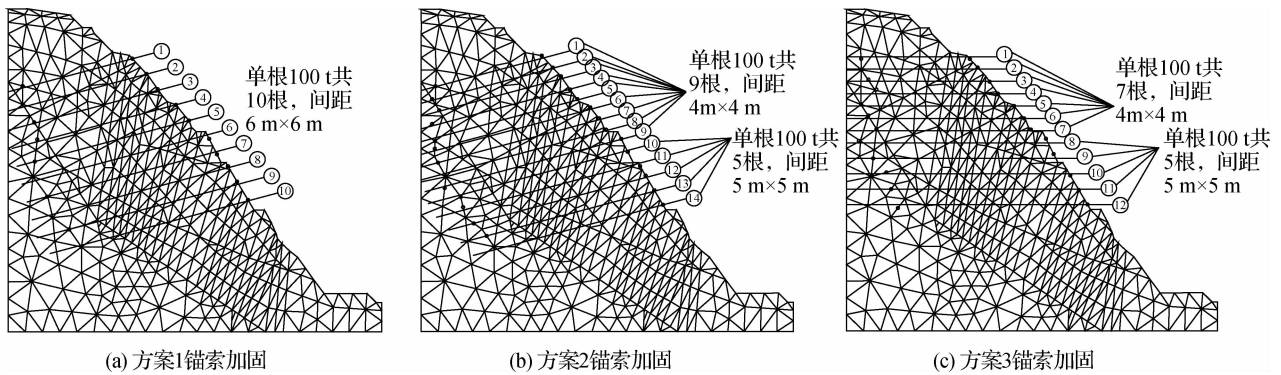


图3 各锚索加固方案

Fig.3 Schematic diagram of anchorage for various schemes

### 2.6 各工况各设计加固方案变形分析

不同设计加固方案时各工况下边坡坡表关键点的水平位移见图4。

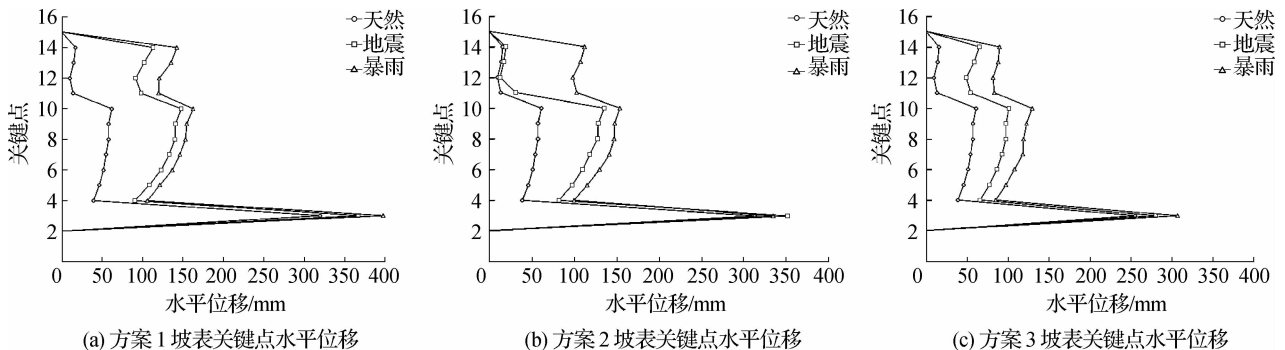


图4 各方案坡表关键点水平位移曲线

Fig.4 Horizontal displacement curve at key points of each scheme

从图 4 可以看出:各方案坡表关键点的位移变形规律大体一致。坡表关键点的位移在天然工况下最小,在暴雨工况下最大。从整体上来看方案 3 坡表关键点的位移规律性较好,位移量也较小。各方案下坡表上关键点 3 的位移最大,这是由于关键点 3 处于结构面交互软弱部位,有剥落的可能。此外,边坡中高程关键点 10 和上部关键点 14 的位移也较大。总体而言,边坡中高程点的位移相对较大,这是由于该边坡是反倾层状岩质边坡所致。

## 2.7 加固方案稳定系数分析

根据本文提出的边坡稳定系数计算式计算各工况下不同设计加固方案时边坡的稳定系数,计算中采用锚固力  $F$  为 1 000 kN,弹性模量  $E$  为 195 000 MPa,抗拉强度为 1 860 MPa 级预应力锚索。3 种方案下各种工况每根锚索的稳定系数见表 3。

表 3 各工况下锚索的稳定系数

Tab. 3 Stability coefficient of each anchor cable in various working conditions

锚索编号	方案 1			方案 2			方案 3		
	天然	地震	暴雨	天然	地震	暴雨	天然	地震	暴雨
1	2.00	0.99	0.61	2.00	1.96	0.94	2.00	1.45	1.14
2	2.00	1.10	0.71	2.00	1.96	0.97	2.00	1.48	1.14
3	2.00	1.15	0.82	2.00	1.97	1.00	2.00	1.52	1.15
4	2.00	1.08	0.89	2.00	1.97	1.02	2.00	1.56	1.16
5	2.00	1.11	0.95	2.00	1.97	1.05	2.00	1.56	1.19
6	2.00	1.12	0.97	2.00	1.97	1.06	2.00	1.53	1.21
7	2.00	1.17	1.03	2.00	1.22	1.03	2.00	1.54	1.23
8	2.00	1.22	1.08	2.00	1.21	1.01	2.00	1.54	1.29
9	2.00	1.32	1.18	2.00	1.27	1.05	2.00	1.56	1.26
10	2.00	1.40	1.25	2.00	1.28	1.07	2.00	1.58	1.33
11	—	—	—	2.00	1.31	1.08	2.00	1.62	1.38
12	—	—	—	2.00	1.36	1.13	2.00	1.67	1.43
13	—	—	—	2.00	1.44	1.25	—	—	—
14	—	—	—	2.00	1.50	1.33	—	—	—
平均	2.00	1.17	0.95	2.00	1.60	1.07	2.00	1.55	1.24

从表 3 可以看出,方案 1 在边坡中高程部位设置了 10 根锚索进行锚固,天然工况下每根锚索的稳定系数均为 2.0,说明在天然工况下边坡是稳定的;暴雨工况下,1~6 号锚索的稳定系数都小于 1.0,且稳定性最小的为锚索 1,这 10 根锚索的平均稳定系数为 0.95,说明在这种工况下,边坡处于危险状态;地震工况下,除第 1 号锚索的稳定系数小于 1.0 外,其余锚索的稳定系数都大于 1.0,这 10 根锚索的平均稳定系数为 1.17,可见在这种工况下,边坡相对稳定。综合考虑认为,采用方案 1 加固时边坡处于不利稳定状态。

方案 2 在边坡中高程部位设置了 14 根锚索进行锚固,锚索间距作了调整。从表 3 可以看出,天然工况下每根锚索的稳定系数均为 2.0,说明在天然工况下边坡是稳定的;暴雨工况下,1~2 号锚索的稳定系数都小于 1.0,且稳定性最小的为锚索 1,平均稳定系数为 1.07,可见该工况下边坡处于临界破坏状态;地震工况下,这 14 根锚索的平均稳定系数为 1.56,稳定性最小的锚索为 8,其值为 1.21,稳定性最大的是锚索 5,其值为 1.96,可见该种工况下边坡相对稳定。综合考虑认为,采用方案 2 加固时边坡处于临界破坏状态。

方案 3 中锚索的角度作了调整,均为水平方向加固,锚索间距和方案 2 相同,采用了 12 根锚索。从表 3 可以看出,各工况下所有锚索的稳定系数均大于 1.0。说明采用方案 3 加固时边坡处于稳定状态。对于反倾层状岩质边坡而言,锚索水平加固对边坡的稳定最有利。

## 2.8 最危险工况各加固方案分析

根据以上关键点位移及边坡稳定系数计算的结果,可知暴雨工况最危险,故对各方案在暴雨工况下进行变形分析(图5~7)。

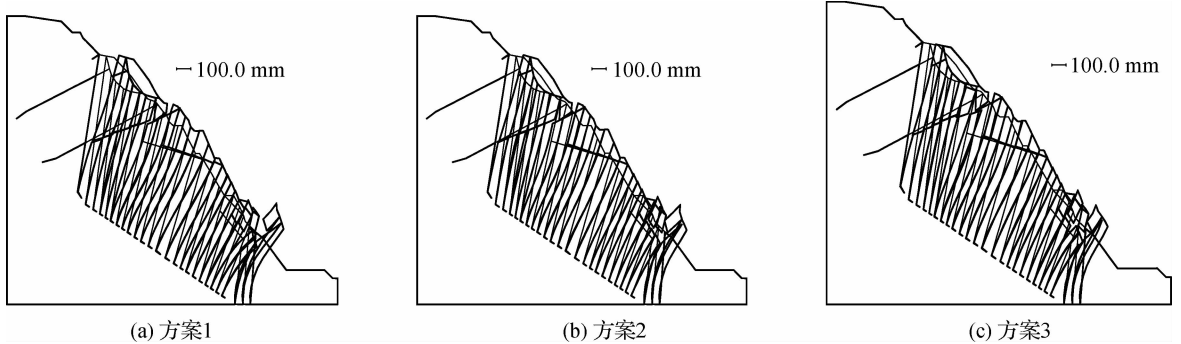


图5 各方案暴雨工况的变形

Fig. 5 Deformation field of various schemes of rainstorm

从图5可以看出,各个方案的变形有明显的倾倒趋势,方案1的变形最大,且有破坏的趋势,这与边坡稳定系数的计算结果相一致。方案2和方案3的变形大致相同,第1条裂缝为拉裂,中高程坡表岩体有倾倒趋势,各条拉裂缝出现不同程度的拉开,坡脚处拉裂缝出现弯折剥落现象。

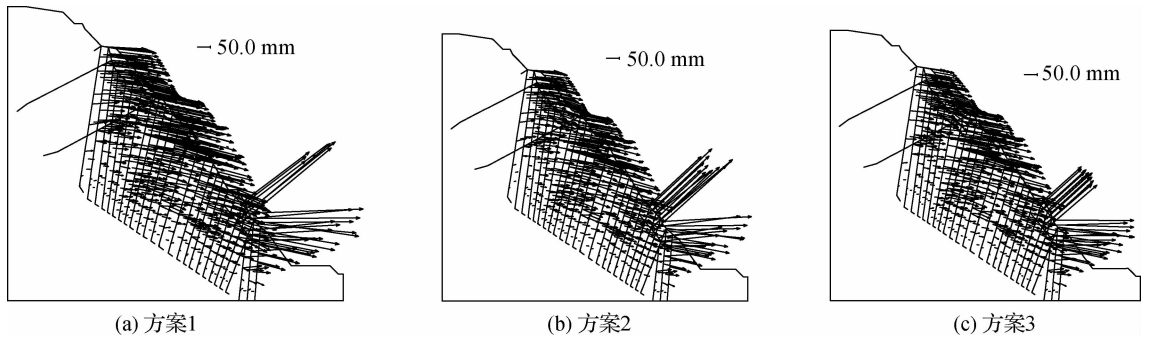


图6 各方案暴雨工况的位移

Fig. 6 Displacement field of various schemes of rainstorm

从图6可以看出,方案2到方案3的位移量逐渐减小,与前文关键点的位移规律大致相同,在坡角优势结构面处的位移最大,方案3中高高程最大位移约为90 mm,中高程最大位移约为120 mm,坡脚处的最大位移约为310 mm。

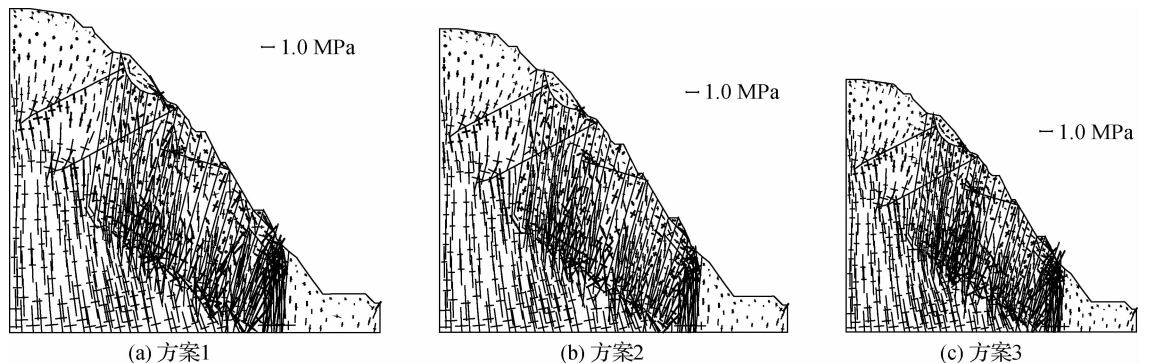


图7 各方案暴雨工况的应力

Fig. 7 Stress field of various schemes of rainstorm

从图7可以看出,方案1的拉应力分布范围较广,坡角和裂缝底部出现大范围的应力集中现象。3种方案的应力场都是在坡脚处出现应力集中,拉应力分布范围较大;在后缘两条反倾裂隙处均出现部分拉应力;在中高程裂缝集中的部位有多处拉应力。方案3中后缘反倾裂隙处的最大拉应力为0.55 MPa,坡表最大的拉应力为0.2 MPa,拉裂缝集中部位的最大拉应力为1.1 MPa,坡脚处的最大应力为1.3 MPa。由此来看,暴雨工况下边坡的稳定性比较差。

通过对3种设计加固方案下边坡稳定性的对比分析,建议采用第3种加固方案,即下5根间距 $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ 和上7根间距 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ ,单根100 t,长度60 m预应力锚索组进行水平向加固。

### 3 结 语

预应力锚固效果直接关系到倾倒边坡的稳定性,采用离散化的有限元方法对锚索加固工程进行了数值模拟分析研究。首先,提出采用支护结构的受力特性来表征预应力锚索加固后边坡的稳定性,具体是指用预应力锚索在各工况下产生变形所引起的应力增量与允许应力增量的差值,将该差值与允许应力增量的比值来表示边坡稳定性。其次,通过对某水电站左岸坝轴线边坡锚索加固稳定性数值模拟分析得出:通过本文提出的边坡稳定系数计算方法所得到的边坡稳定性状况与边坡的应力场、位移场及变形场的结果一致;从3种预应力锚索加固方案的对比来看,锚索水平向加固对反倾层状岩质边坡的稳定性最有利。

### 参 考 文 献:

- [1] 何满潮,景海河,孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京:科学出版社,2002. (HE Manchao, JING Haihe, SUN Xiaoming. Soft rock engineering mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [2] 程良奎. 岩土锚固的现状与发展[J]. 土木工程学报, 2001, 34(3): 7-12, 34. (CHENG Liankui. Present status and development of ground anchorages[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 34(3): 7-12, 34. (in Chinese))
- [3] 张晗旭. 关于预应力锚索加固效应研究的几点看法[J]. 河海大学学报, 1999, 27(4): 93-96. (ZHANG Hanxu. Comments on the study of reinforcing effect of prestressed anchored steel rope[J]. Journal of Hohai University, 1999, 27(4): 93-96. (in Chinese))
- [4] 徐年丰,陈胜宏. 我国岩土预应力锚索加固技术的发展与存在的问题[J]. 水利水电快报, 2001, 22(10): 20-23. (XU Nianfeng, CHEN Shenghong. The development and existing problems of reinforcement technology of geotechnical prestressed anchorage cable in China[J]. Express Water Resources and Hydropower Information, 2001, 22(10): 20-23. (in Chinese))
- [5] 吴茂明,阮含婷,刘鹭. 预应力锚索在岩土边坡工程治理中的应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊1): 324-326. (WU Maoming, RUAN Hanting, LIU Lu. Application of prestressed anchor cables in treatment of geotechnical slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(Suppl1): 324-326. (in Chinese))
- [6] 叶海林,郑颖人,李安洪,等. 地震作用下边坡预应力锚索振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(增刊1): 2847-2854. (YE Hailin, ZHENG Yingren, LI Anhong, et al. Shaking table test studies of prestressed anchor cable of slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(Suppl1): 2847-2854. (in Chinese))
- [7] 郑文博,庄晓莹,蔡永昌,等. 地震作用下预应力锚索对岩石边坡稳定性影响的模拟方法及锚索优化研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(9): 1668-1676. (ZHENG Wenbo, ZHUANG Xiaoying, CAI Yongchang, et al. Modeling of prestressed anchors in rock slope under earthquake and optimization of anchor arrangement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(9): 1668-1676. (in Chinese))
- [8] 赵炼恒,罗强,李亮,等. 基于失稳状态耗能最小原理的预应力锚索加固边坡稳定性上限解析[J]. 岩土力学, 2013, 34(2): 426-432. (ZHAO Lianheng, LUO Qiang, LI Liang, et al. Energy analysis method for slopes reinforcing with prestressed anchor cables based on minimum energy principle of instability state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(2): 426-432. (in Chinese))
- [9] AMINI M, MAJIDI A, VESHADI M A. Stability analysis of rock slopes against block-flexure toppling failure[J]. Rock Mechanics

and Rock Engineering, 2012, 45(4): 519-532.

- [10] 李宁, 张鹏, 于冲. 边坡预应力锚索加固的数值模拟方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 254-261. (LI Ning, ZHANG Peng, YU Chong. Research on method of numerical simulation of prestressed anchor cable in slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(2): 254-261. (in Chinese))
- [11] 庄晓莹, 蔡永昌, 朱合华. 锚固边坡稳定性分析有限元模型及锚固效应的探讨[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 1099-1104. (ZHUANG Xiaoying, CAI Yongchang, ZHU Hehua. FEM modeling method for anchored slope stability analysis and discussions on anchoring effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(7): 1099-1104. (in Chinese))
- [12] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835-840.

## Evaluation of stability of toppling slope by increment method of anchoring cable stress

YANG Min, LI Ning, LI Hongru, LI Guofeng

(*Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China*)

**Abstract:** After the pre-stressed anchor cable is reinforced, the mechanical property of slope rock mass is improved so as to lead to change of stress state. It will not be very reasonable if evaluation is made according to the normal stability of slope at this moment. Hence, in this paper, the mechanical properties of supporting structure are proposed and adopted to represent the stability of slope after reinforcement. Specifically, the difference value between the stress increment and the permissible stress increment caused by deformation of pre-stressed anchor cable under various working conditions is used, that is, the stability of slope can be indicated with the specific value of the difference value and permissible stress increment. The slope of axis of dam on the left bank of a certain hydropower station has features of high natural bank, large natural angle of repose and gneissic schistosity steep dip off the shore. Also, the steep dip crack and the flat crack perpendicular to gneissic schistosity are the main factors controlling the stability of slope. In this paper, the deformation analysis model of excavation of slope on the left bank is built through combination of site geological data, monitoring data and investigation conditions and utilization of discretization finite element software FINAL. A comparative study is made on the stability of slope of different design schemes of pre-stressed anchor cable reinforcement under three types of working conditions. The stability coefficient of slope is calculated by using the safety stability coefficient equation proposed in this paper to come to a conclusion that the working conditions of storm rainfall are the most dangerous working conditions. Then the deformation field, displacement field and stress field under the most dangerous working conditions are analyzed. The research findings have some reference value for subsequent reinforcement of the slope of the dam axis of the left bank.

**Key words:** counter-tilt slopes; stability; pre-stressed anchor cable