

文章编号: 1000-7598-(2006)增刊-1112-07

岩石高边坡弹塑性平面离散元分析研究

陈晓斌¹, 张家生¹, 安关峰², 刘学鹏³

(1. 中南大学 土木建筑学院, 长沙, 410075; 2. 清华大学土木工程系, 北京, 100084; 3. 中南水电勘测设计研究院, 长沙, 410014)

摘 要: 为了更有效指导边坡设计与施工, 基于弹塑性平面离散元 (DEM) 模型, 对龙滩水电站航道 1+016~1+080 段岩石高边坡的开挖支护过程进行了计算分析, 分析了边坡在有支护结构对应力场、位移场、整体稳定性和边坡锚索轴力随开挖步骤变化情的影响, 同时分析了地下水位升降对边坡变形和整体稳定性变化情况。计算分析结果表明, 边坡支护前后, 应力场、变形场, 塑性屈服区分布情况有明显差别, 支护结构可以减小边坡位移, 提高边坡整体稳定性, 地下水位升降对边坡变形和整体稳定性影响较大。另外, 对边坡开挖过程中的坡顶位移和锚杆轴力进行了监测, 监测结果与计算结果进行了比较。

关 键 词: 离散元; 岩石高边坡; 边坡稳定性分析

中图分类号: TU 472.3

文献标识码: A

Two dimensional elastoplastic distinct element analysis of high rock slope

CHEN Xiao-bin¹, ZHANG Jia-sheng¹, AN Guan-feng², LIU Xue-peng³

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Central South Design & Research Institute of Hydroelectric Projects, Changsha 410014, China)

Abstract: In order to analyze the anchors supporting structure's effects, the 1+016-1+080 navigation route bank high rock slope in Longtan Hydropower Station were respectively computed under the supported and un-supported conditions by two-dimensional plane elastoplastic distinct element method (DEM). In the computation, the stress field, deformation field, plastic yielded zones distribution and stability were respectively calculated under supported and un-supported conditions. At the same time, the anchors axial forces during the excavation steps and the groundwater level effects on the slope deformation are also calculated. The analytical results show that there are obvious differences between the supported and un-supported conditions; and the anchors supporting structure can diminish slope deformation and improve the slope stability. Meanwhile, the ground water level of the slope has the obvious effects on the slope's deformation and stability. The slope top deformation and the anchors' inner force are measured during the excavation step and there was a good agreement between the DEM computation values and the surveyed values; for example, the max calculated slope top deformation is 9.48cm while the measured values is 7.55cm; and it is shown that the 2D elastoplastic distinct element method is suitable to calculate the high rock slope problems.

Key words: distinct element method; high rock slope; slope stability analysis

1 引 言

自从 1970 年初 Cundall^[1]首次提出离散单元 DEM (Distinct Element Method) 模型以来, 这一方法已在数值模拟理论与工程应用方面取得了长足的进展。该方法的基本特征在于允许各离散块体发生平动或转动, 甚至相互分离, 弥补了有限单元法或边界元法的介质连续和小变形的限制, 因而特别适合块裂介质的较大变形及破坏问题的分析^[1]。

在传统的数值方法如 FEM 中, 介质中的变形或应力基本上是连续的, 或被离散为通过普通的节点相连在一起的单元, 以满足位移法的变形一致性条件和应力法的应力一致性条件^[2]。然而, DEM 是基于块体之间的非连续性假设的, 它强调的是接触面的解决方法和多个块体之间的影响。DEM 中, 把岩体表示为离散的块体的组合, 把节理表示为块体之间的接触, 即把节理处理为模型中的一个边界条件而不是一个特殊的单元 (图 1)。每一个块体与周

收稿日期: 2006-03-20

基金项目: 国家电力公司资助项目 (2003G005)

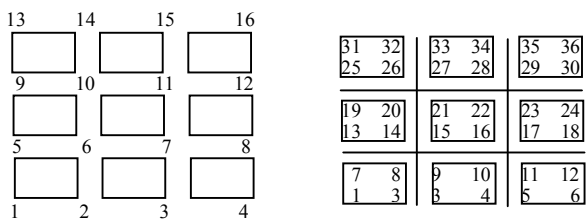
作者简介: 陈晓斌, 男, 1979 年生, 中南大学土木建筑学院道路与铁道工程专业博士研究生, 从事道路与铁道工程方面研究工作, Email: cxb528@163.com。

围的块体通过可以作为随时间发生变化的边界接触而发生作用。图2示出FEM和DEM中节点的编号的差别^[3, 4]。



图1 离散元中的岩体

Fig.1 Rock mass in DEM



(a) 有限元网格和节点

(b) 离散元网格和节点

图2 有限元与离散元节点编号

Fig.2 Nodes of the FEM and DEM

水工工程实践中, 离散元数值分析方法的成功应用已比较多见。甘肃河西昌马水库枢纽工程由于右岸排沙泄洪洞的塌方造成了右岸山体构造的变动和应力的重新分布, 可能出现山体的失稳。清华大学张丙印等人(2002年)应用离散元法对右岸山体WH5典型剖面施工期和蓄水期的稳定性进行了静力和动力计算, 重新分析了稳定性和加固方案, 为实际工程处理方案的确定提供了可靠的依据^[5, 6]。清华大学王洪涛(2000年)运用裂隙岩体渗流模型与离散元力学模型耦合分析了充水岩质高边坡的稳定性^[7]。成都理工大学金仁祥等(2000年)在考虑地下水的影响下, 用离散元法对重庆麻柳嘴滑坡的成因机制进行了数值模拟, 模拟结果与实际位移量基本一致, 表明离散元法很适用于节理边坡岩体变形和破坏机制的研究^[8]。中科院力学所李世海等人(2002年)采用面一面接触的三维离散元刚性块体模型, 按照倾向、倾角和节理间距将三峡永久船闸未开挖的区域划分为 10^5 个散体单元, 通过施加力边界条件, 给出了与实测初始地应力场接近的数值模拟结果, 然后分4个步骤模拟了永久船闸边坡的开挖过程^[9]。中科院武汉岩土所张玉军等人(1999年)使用平面离散元法和有限元对小湾水电站左岸坝前堆积体在自然状态下的稳定性初步进行了二维数值计算和分析, 得到了该堆积体应力和变形状态的定量结果^[10]。空军工程设计局周立新等人(2003

年)以黄河黑山峡大柳树坝址为例, 概化了坝址区岩体卸荷松动变形模式, 同时建立了地质模型, 利用2D-Block离散元程序进行数值模拟, 展示了坝址区岩体卸荷松动过程, 为坝址松动岩体的利用和改良提供了科学的依据^[11]。以上一些典型的离散元法应用实例说明, 离散元法在分析不连续非线性岩体边坡方面拥有其独特的优势, 是一种非常有效、能最大限度反映工程实际的数值模拟方法^[12]。

龙滩水电站最大坝高为216.5 m, 装机容量5400 MW, 是国内在建的仅次于长江三峡的特大型水电工程。受地形条件限制, 其右岸通航建筑物沿线形成了多处人工开挖高边坡。该段边坡2001年8月开挖, 同时进行相应的支护, 为实时掌握边坡在后续开挖支护过程中的稳定状况, 本文利用平面离散元法对边坡在开挖及支护过程中应力分布、位移分布、塑性区发展、支护效应等进行了数值模拟研究。

2 离散元的基本原理

离散单元法是求解块体集合体在外力作用下, 块体间的相互作用以及运动过程的有效方法。离散单元法遵循以下基本假定: (1) 计算中认为块体是理想刚性, 各个块体在力系的作用下, 只发生空间位置的平动和转动, 而其本身形状大小不变; (2) 块体间的接触简化为角-边接触的形式, 块体间的边-边接触可分解为由两个角-边接触组成。

模型认为, 块体间不存在拉力, 当切向力 F_s 达到某一最大值时, 就会发生塑性剪切滑移, 由Mohor-Columb准则可知, 最大切向应力:

$$|F_s| \leq F_n \tan \phi + c = (F_s)_{\max} \quad (1)$$

式中 $|F_s|$ 为允许的最大切向力; F_n 为法向力; $(F_s)_{\max}$ 为最大切向力。

F_n 与法向“叠合”位移 u_n 成正比, 即

$$F_n = k_n u_n \quad (2)$$

F_s 与运动状态和加载历史有关, 用增量的形式可表达为

$$\Delta F_s = k_s \Delta u_s \quad (3)$$

式中 k_n , k_s 分别为接触面上法向和切向刚度系数; u_n 为总的法向位移叠合量; Δu_s 为剪切位移增量; c 为接触点的黏结力; ϕ 为接触点的摩擦角。每个块体的运动由作用在其上的不平衡力系及合力矩所决定, 可用牛顿第二运动方程描述。

3 边坡概况

龙滩水电站位于广西天峨县境内红水河, 受地形条件限制, 右岸通航建筑物沿线形成了多处人工高边坡。航道 1+016~1+080 开挖边坡为第 2 级升船机塔楼基础开挖南侧坡和上游侧坡, 位于 110 kV 变电站和②号公路下部。边坡开口线高程约 347 m, 设计最大边坡高度 67 m, 高程 330 m 以上设计坡比 1: 1.25; 高程 330~315 m 为 1:1, 高程 315~280 m 为 1:0.8, 高程 280~260 m 为 1:0.6。选取航道 1+016~1+080 段边坡纵剖面 (图 3) 进行计算。

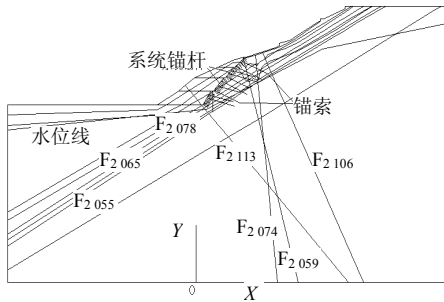


图 3 边坡剖面图

Fig.3 Profile of the rock slope

分析时考虑了断层、地层和节理组合: ①断层: F_{2093} 、 F_{2055} 、 F_{2059} 、 F_{2074} 、 F_{2106} 、 F_{2113} 、 F_{2078} 、 F_{2085} 断层; ②地层: 第四纪残积土、全风化、强风化、弱风化和微新岩层等地层; ③3组节理组合: 第1组: 产状 $N5^{\circ}\sim 25^{\circ}W/NE \angle 50^{\circ}\sim 85^{\circ}$, 在弱风化岩体内多闭合或微张, 连通率约 37~50%; 第2组: 产状 $N75^{\circ}\sim 85^{\circ}W/SW \angle 70^{\circ}\sim 89^{\circ}$, 在弱风化岩体内多闭合或微张, 连通率约 30~50%; 第3组: 产状为 $N5^{\circ}\sim 30^{\circ}E/NW$, 在弱风化及其以下岩体内多闭合或微张, 连通率约 44%。

4 边坡离散元模型

建立了航道 1+016~1+080 剖面边坡平面离散元计算模型 (图 4), 边坡模型计算范围宽度 600 m, 高度 400 m, 计算域底部采用铰支约束, 两侧均采用法向约束。UDEC3.0 对边坡模型进行了块体单元划分, 计算模型共划分了 6 621 个离散单元, 对弱结构面附近、边坡脚和顶面进行了间距较小的离散单元划分, 计算模型单元网格划分如图 4。

离散元模型所考虑的节理组合如表 1 所示, 按开挖步骤相对应的卸载方式进行加载, 计算过程中不考虑地应力影响, 只考虑自重应力, 边坡开挖步骤如表 2。

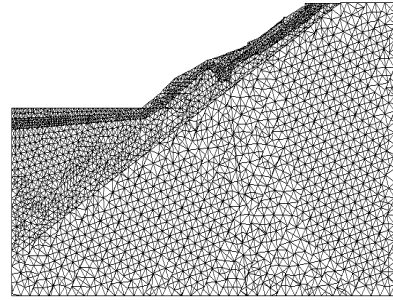


图 4 边坡模型的离散元单元网格

Fig.4 DEM mesh of the slope computation model

表 1 离散元模型节理组合属性

Table 1 Rock joints properties in the DEM model

	倾角 / (°)	长度 / m	间距 / m	连通 / %
节理组 1	60	40	30	45
节理组 2	85	30	60	40
节理组 3	150	30	60	50

表 2 边坡开挖与支护步骤

Table 2 Steps of the slope excavation and supporting

步骤	高程 / m
1	315~330
2	300~315
3	280~300
4	260~280
5	修整支护
6	修整支护

其中锚索支护结构位置见图 5。

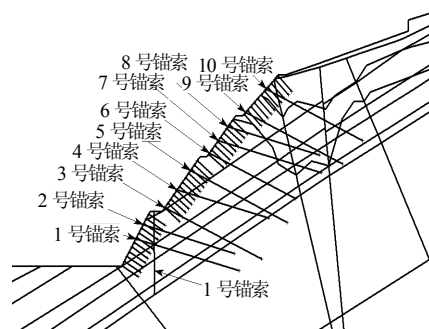


图 5 锚索支护结构示意图

Fig.5 Profile of anchor supporting structure arrangement

模拟计算所采用的力学参数, 均通过室内外试验测试后所得, 计算所需的岩体力学参数见表 3 所示, 锚索支护结构参数见表 4。

5 支护结构影响分析

在离散元 UDEC 计算结果中应力约定: 拉正压

表3 岩体(结构面)物理力学参数

Table 3 Physico-mechanical parameters of rock masses and structural planes

岩体或结构面		密度 / $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	变形模量 E_0/GPa	泊松比 / ν	凝聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(\text{ }^\circ)$
岩体	残积土	2.1	0.015	0.34	50	26.6°
	全风化	2.3	0.035	0.34	62.5	29.4°
	强风化	2.55	0.5	0.34	187.5	32°
	弱风化	2.65	4	0.28	156	26.6°
	新岩体	2.68	18	0.26	1500	61.9°
结构面		K_n/GPa	K_s/GPa	—	—	—
	断层	2.5	1.0	—	37.5	17.4°
	复合层面	3.5	1.5	—	60	24.2°
	节理层面	3.5	1.5	—	50	21.8°

表4 锚索支护结构参数

Table 4 Parameters of anchor cables

支护类型	抗拉极限/MN	钻孔直径/mm	预应力/MN	间距/m
锚索1	1.0	150	0.2	1.5
锚索2	1.0	150	0.2	2
锚索3	1.0	150	0.2	4
锚索4	1.0	150	0.2	4
锚索5	1.5	150	0.3	4
锚索6	1.5	150	0.3	4
锚索7	1.5	150	0.3	4
锚索8	2.0	150	0.4	4
锚索9	2.0	150	0.4	4
锚索10	2.0	150	0.4	4

负, 单位 MPa, 位移的正负号约定与坐标轴方向一致, 单位为 mm。为研究支护结构对边坡的整体稳定性和变形特征的影响, 共设计了 2 种计算方案, 见表 5:

表5 边坡计算方案

Table 5 Computation schemes of the slope

方案	自重	水作用	支护作用
方案1	✓	✓ (正常水位)	✓
方案2	✓	✓ (正常水位)	

5.1 应力场分析

计算方案中各开挖步主应力、位移极值和破坏单元数量计算结果见表 6, 表 7。

表 6, 表 7 计算结果说明, 随着开挖进程各方案的最大和最小主应力值变化不大, 但是坡顶最大位移和节理最大位移值变化很快, 它们随着开挖进程变大, 相应地拉伸破坏和屈服破坏的单元数目也随着开挖进程增大。其中, 方案 2 比方案 1 的变化幅度大, 如图 6, 7 所示。

表6 边坡各开挖步位移应力极值(方案1)

Table 6 Ultimate strain and stress during excavation steps (scheme1)

开挖步	最大主应力 / MPa	最小主应力 / MPa	坡顶位移 / mm	节理最大剪切位移 / mm	拉伸破坏单元数	屈服破坏单元数
开挖前	0.697	-17.69	0	0	10	277
第1步	0.681	-17.68	0.251	0.782	6	291
第2步	0.652	-17.67	3.424	2.898	18	423
第3步	0.643	-17.66	7.968	4.263	12	436
第4步	0.639	-17.67	10.11	4.79	22	453

表7 边坡各开挖步位移应力极值(方案2)

Table 7 Ultimate strain and stress during excavation steps (scheme2)

开挖步	最大主应力 / MPa	最小主应力 / MPa	坡顶位移 / mm	节理最大剪切位移 / mm	拉伸破坏单元数	屈服破坏单元数
开挖前	0.697	-17.69	0	0	3	277
第1步	0.681	-17.68	0.95	0.782	6	291
第2步	0.657	-17.67	6.57	0.803	6	291
第3步	0.63	-17.67	16.98	1.577	12	418
第4步	0.593	-17.65	33.23	17.21	23	587

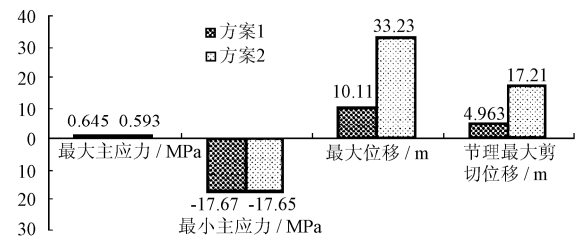


图6 方案1与方案2开挖支护后主应力及位移对比
Fig.6 Principal stresses and displacements contrast between the computation schemes No.1 and No.2

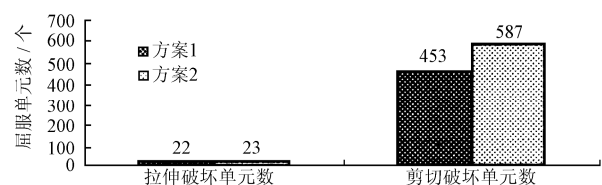


图7 方案1与方案2开挖支护后屈服单元对比
Fig.7 Yield element amounts contrast between the computation schemes No.1 and No.2

图 6, 7 说明了有效支护在控制边坡变形方面的作用。在边坡开挖过程中对坡顶位移进行观测, 方案 1 坡顶位移计算值与观测值比较接近, 如图 8。图 8 显示, 方案 2 坡顶位移计算值随着开挖步骤增大很快, 呈不收敛的破坏趋势。方案 2 坡顶位移计算值与实测值比较相近, 随着开挖和支护系统的进

行, 坡顶位移呈收敛趋势, 说明了有效支护系统控制边坡变形方面的作用显著。

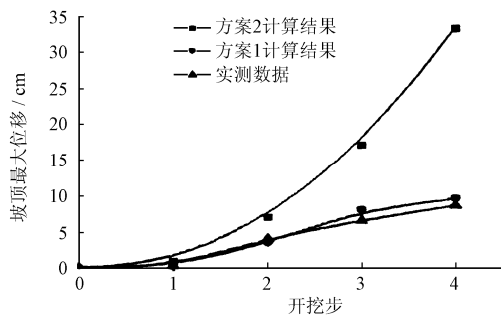


图 8 开挖坡顶最大位移计算值与实测值对比

Fig.8 Max deformation contrast between computation and surveyed values during the excavation steps of slope top

5.2 变形场分析

边坡开挖支护前后变形矢量场计算结果如图 9, 10 所示。图 9, 10 表明开挖支护前, 在 315 台阶以上, 由于断层 F_{2075} 、 F_{2059} 切割, 边坡出现掉块、整体下错, 边坡沿着断层 F_{2068} 、 F_{2075} 等弱面下滑。支护后能有效地控制边坡的变形, 使边坡的变形量减小, 同时剪切位移减小, 并且剪切破坏区域面积也减小, 屈服区位置向坡顶靠近。计算结果说明开挖后支护能有效降低边坡变形量和改善整个边坡变形状况。

以整个滑面长度 S 除以产生屈服的滑面长度

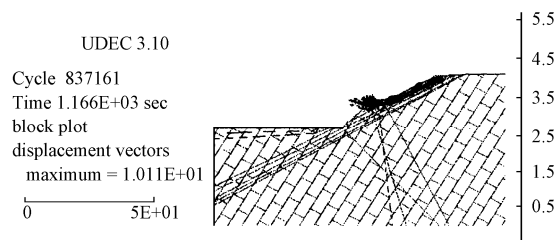


图 9 未支护的边坡变形矢量图(方案 2)

Fig.9 Not supported slope deformation vector diagram (schemeNo.2)

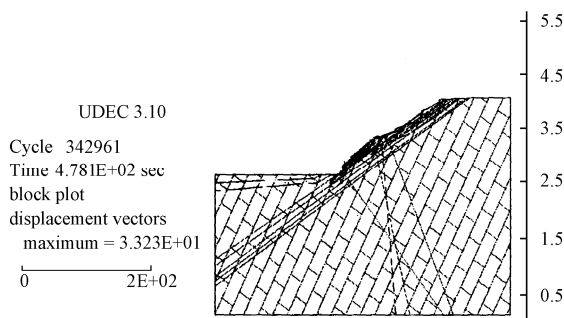


图 10 已支护的边坡变形矢量图(方案 1)

Fig.10 Supported slope deformation vector diagram(schemeNo.1)

ΣS_i 来定义滑面的安全度 K , 则:

$$K = S / \Sigma S_i \quad (4)$$

式中 S 为整个滑面长度 (m); S_i 为各个屈服区滑面长度总和 (m)。

支护前塑性屈服区分布广, 面积大, 滑面的安全度 $K = S / \Sigma S_i \approx 0.85$, 边坡不安全; 支护完成后, 屈服部位沿滑面呈间隔分布, 且主要出现在滑面上部, 滑面的安全度 K , 则 $K = S / \Sigma S_i \approx 2.5$, 边坡整体稳定。

5.3 锚索内力分析

假定锚索支护模型锚索与岩体完全结合, 在岩体发生变形时由锚索通过充填物与岩体间的剪切力来抵抗岩体变形。在数值计算中, 锚索看作一个具有 2 个节点的线性单元, 并只在受拉条件下发生变形和起作用, 计算时锚索采用杆单元模拟, 各开挖步锚索轴力计算结果如表 8 所示。

表 8 边坡各开挖步锚索轴力(单位: MN)
Table 8 Anchors' axial forces during excavation steps
(Unit: MN)

开挖步	1# 锚索	2# 锚索	3# 锚索	4# 锚索	5# 锚索	6# 锚索	7# 锚索	8# 锚索	9# 锚索	10# 锚索
第 1 步	—	—	—	—	—	—	—	—	0.42	0.35
实测值	—	—	—	—	—	—	—	—	0.356	0.312
第 2 步	—	—	—	—	—	0.291	0.349	0.409	0.82	0.75
实测值	—	—	—	—	—	0.25	0.321	0.356	0.762	0.623
第 3 步	—	—	0.398	0.394	0.40	0.586	0.592	0.637	0.977	0.87
实测值	—	—	0.302	0.289	0.296	0.432	0.502	0.597	0.886	0.716
第 4 步	0.3967	0.3898	0.618	0.639	0.646	0.694	0.724	0.767	1.00	0.90
实测值	0.265	0.212	0.563	0.578	0.532	0.602	0.647	0.693	0.89	0.72

表结果说明, 随着开挖步的推进锚索轴力增长, 说明锚索起到了有效地支护作用, 其中边坡顶部的锚索轴力值增加较快, 达到一定值后便趋于稳定。开挖过程中对锚索轴力进行了监测, 计算值与监测值误差不大, 说明计算结果可靠。其中 9# 和 10# 锚索轴力随开挖步骤变化情况如图 11 所示。

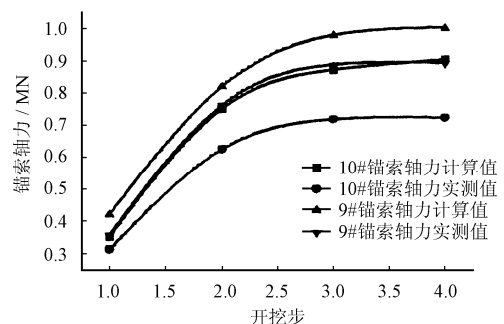


图 11 锚索轴力随开挖进度变化

Fig.11 Anchor's axial forces during the excavation steps

图 11 显示锚索内力计算值和实测值都呈现出同样的规律,随着开挖的进展,刚开始轴力增加很快,到开挖基本完成时,轴力变化趋于平缓,最终稳定不变。

6 水位影响分析

为分析研究地下水位张落对边坡的整体稳定性和变形特征的影响,共对比计算了 6 种方案(表 9)。

表 9 边坡计算方案

Table 9 Computation schemes of rock slopes

方案	自重	水作用/m	支护作用
方案 5	√	√ (正常水位)	√
方案 6	√	√ (水位上升 10)	√
方案 7	√	√ (水位上升 5)	√
方案 8	√	√ (水位下降 5)	√
方案 9	√	√ (水位下降 10)	√
方案 10	√	√ (水位下降 15)	√

为方便分析,选取边坡各台阶的 5 个外侧点作为监测点(图 12)。图 13~18 列出了方案 4~方案 10 中各监测点位移随开挖变化的曲线。图 19 列出了各监测点开挖位移随水位升降变化曲线,图 19, 20 表明:水位升降及支护作用对边坡开挖位移影响显著。

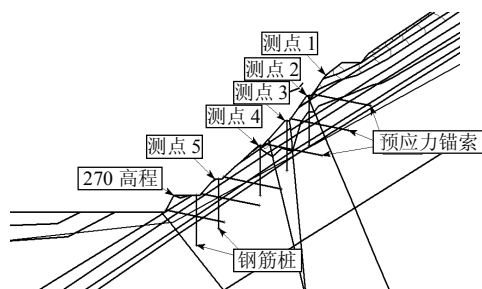


图 12 边坡监测点位置

Fig.12 Surveying points' arrangement in the rock slope

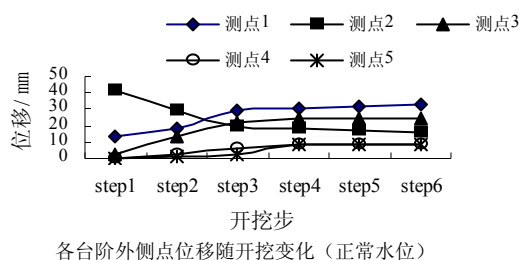


图 13 方案 5 各监测点位移随开挖变化

Fig.13 Displacements of the surveying points in scheme 5

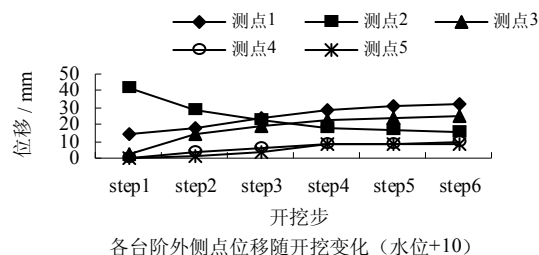


图 14 方案 6 各监测点位移随开挖变化

Fig.14 Displacements of surveying points in scheme No.6

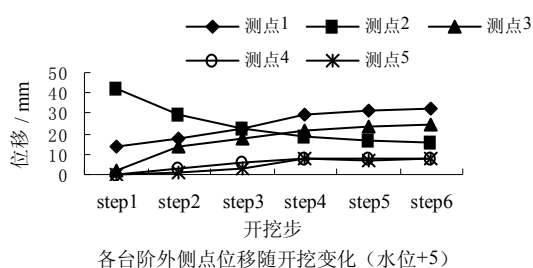


图 15 方案 7 各监测点位移随开挖变化

Fig.15 Displacements of surveying points in scheme No.7

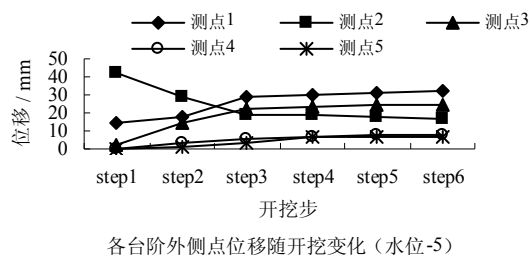


图 16 方案 8 各监测点位移随开挖变化

Fig.16 Displacements of surveying points in scheme No.8

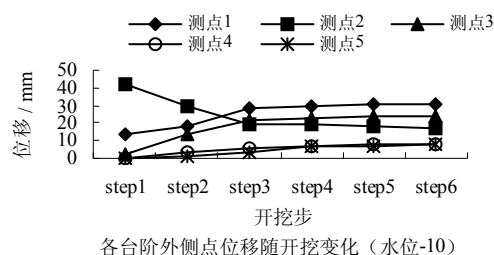


图 17 方案 9 各监测点位移随开挖变化

Fig.17 Displacements of surveying points in scheme No.9

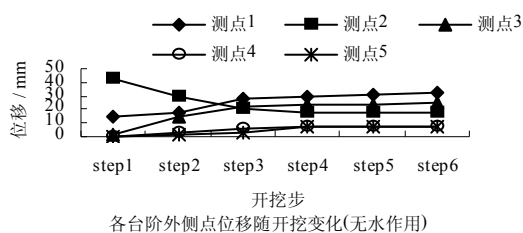


图 18 方案 10 各监测点位移随开挖变化

Fig.18 Displacements of surveying points in scheme No.10

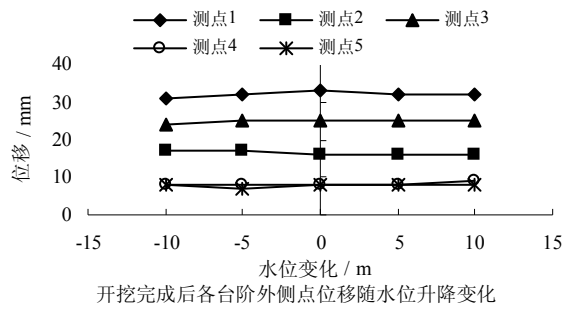


图 19 各监测点开挖位移随水位升降变化

Fig.19 Displacements of surveying points and water level changing

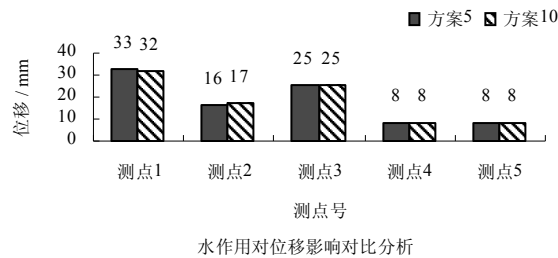


图 20 方案 5 与方案 10 开挖完成后位移对比

Fig.20 Displacements of the surveying points between the scheme No.5 and scheme No.10

7 结 论

本文基于弹塑性平面离散元 (DEM) 模型, 对龙滩水电站航道 1+016~1+080 段边坡在开挖处理过程进行了分析计算, 分析了边坡开挖过程中的应力场、位移场、塑性屈服区及支护效应, 可得如下结论。

(1) 模拟结果表明, 边坡支护前后, 在应力场、变形场, 塑性屈服区分布有比较明显的差别, 支护前边坡整体处于不稳定状态。

(2) 边坡在开挖过程中存在连续变形, 塑性区主要存在于边坡上部, 有效支护可以减小边坡塑性变形范围和边坡位移值。

(3) 龙滩水电站航道岩石高边坡离散元分析表明, 在开挖后没有支护情况下边坡塑性变形大, 整体稳定性小, 进行有效支护后边坡塑性变形减小, 整体稳定性有保障。

(4) 地下水位升降对边坡影响较大, 但边坡整体仍处于稳定状态, 开挖过程中有效的支护措施对改善边坡的稳定性至关重要。

参 考 文 献

- [1] 张家生等. 红水河龙滩水电站航道1+016~1+080段边坡平面离散元分析研究[R]. 长沙: 中南大学, 2004.
- [2] Cundall P A. A computer model for simulating progressive large scale movement in blocky systems. In Proc. Symp[J]. *Int Soci. Rock Mech.*, 1971, 1:1-8.
- [3] Hart R, Cundall P A.& Lemos J. Formulation of three-dimensional distinct element model. Part I,

Mechanical calculation of a system composed of many polyhedral block[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech..Abstr.*,1988, 25(3): 107-116.

- [4] Hart R, Cundall P A.& Lemos J. Formulation of three-dimensional distinct element model. Part II, Mechanical calculation of a system composed of many polyhedral block[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech..Abstr.*,1988, 25(3): 117-125.
- [5] 王泳嘉, 刘连峰. 三维离散单元法软件系统TRUDEC的研制. 岩石力学与工程学报[J]. 1996, 15 (3): 201-210. WANG Yong-jia, LIU Lian-feng. Three-dimensional discrete element method dynamic relaxation numerical methods[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1996, 15(3): 201-210.
- [6] Shi G. H. & Goodman R.E. Generalization of two-dimensional discontinuous deformation analysis for forward modeling[J]. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*,1989, 13, 359-380.
- [7] Ghaboussi J. & Barbosa R. Three-dimensional discrete element method for granular materials[J]. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 1990, 14: 451-472.
- [8] Lorig L J ,Brady B H. & Cundall P A. Hydrid distinct element-boundary element analysis of jointed rock[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.Abstr.*,1986, 23(4): 303-312.
- [9] 王光纶, 张楚汉, 彭岗, 等. 刚块动力试验与离散元法动力分析参数选择的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1994, 13(2): 124-133. WANG Guang-lun, ZHANG Chu-han. Dynamic test of rigid blocks and parameter study in-dynamic analysis of distinct elements[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1994, 13(2): 124-133.
- [10] 张玉军, 朱维申. 小湾水电站左岸坝前堆积体在自然状态下稳定性的平面离散元与有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18 (5): 538-541. ZHANG Yu-jun, ZHU Wei-shen. 2D DEM and FEM analysis on stability of deposit body in front of dam on the left bank of Xiaowan Hydropower Station[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1999, 18(5): 538-541.
- [11] 熊传治,徐诚.富家坞露天矿边坡稳定性的二维离散元分析[J]. 矿冶工程, 1999, 19(1): 14-17. XIONG Chuan-zhi, XU Cheng. Two-dimension discrete element analysis of slope stability of Fujiawu open pit[J]. *Mine and Metallurgical Engineering*, 1999, 19(1): 14-17.
- [12] 许延春, 张玉卓. 应用离散元法分析采矿引起厚松散层变形的特征[J]. 煤炭学报, 2002 27(3): 268-272. XU Yan-chun, ZHANG Yu-zhuo. UDEC thick unconsolidated layer deformation characteristics[J]. *Journal of Coal Engineering*, 2002, 27(3): 268-272.
- [13] Jing L. Block system construction for three-dimensional discrete element models of fractured rocks[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 2000; 37(4): 645-59.