

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20221714

基于正交试验的反倾层状岩质边坡稳定性影响因素研究

周 恒¹, 安晓凡^{1,2}, 巨广宏¹, 王有林^{1,2}

(1. 中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司, 陕西 西安 710065;

2. 国家能源水电工程技术研发中心高边坡与地质灾害研究治理分中心, 陕西 西安 710065)

摘要: 反倾层状岩质边坡是水电工程常见的一种边坡类型,其稳定性受控于边坡形态、岩体特征和结构面性质等因素。为了揭示不同因素对此类边坡稳定性的影响程度,基于离散元数值计算模型,运用正交试验设计方法,分别以安全系数和关键点位移为目标变量,研究了坡角、坡高、岩层倾角、岩层厚度、岩体质量和结构面质量等6个主要因子对边坡稳定性影响的敏感程度,并剖析了反倾边坡典型失稳模式的变形和破坏规律。研究结果可为反倾层状岩质边坡的优化设计提供参考依据。

关键词: 反倾边坡; 正交试验; 敏感性分析; 失稳模式

中图分类号: P642

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)02-0186-05

1 引言

反倾岩质边坡是指边坡走向与岩层走向基本一致、岩层倾向与坡面倾向相反的层状边坡,其广泛分布于我国西部的深切河谷地带,已成为影响该区域水电工程建设的安全隐患之一^[1]。反倾层状岩质边坡的稳定性受控于其几何形态、岩体特征和结构面性质等因素。一般认为高陡边坡发生大规模、深层倾覆破坏的可能性较大。邱俊等^[2]基于大量实例的统计结果发现,从低到特高边坡均有可能发生倾覆变形破坏,坡度集中在 $40^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 。反倾边坡的特殊岩体特征表现在岩性和岩体结构两个方面。具有“柔性”特点的陡倾薄层状沉积岩极易发生大规模弯曲倾覆变形,具有多节理的坚硬岩体易发生脆性折断,软硬相间的层状岩体发生块体一弯曲变形的可能性较大^[3]。岩体的“柔性”与岩层厚度密切相关,蔡跃等^[4]研究表明,岩层厚度越大边坡越难以发生弯曲倾覆破坏。岩层倾角会显著影响反倾边坡的破坏模式,当倾角较小时($<40^{\circ}$)边坡的破坏一般为沿软弱结构面的拉裂、滑移;当倾角较大($>40^{\circ}$)且坡角满足一定条件,倾覆是此类边坡的主要变形破坏模式^[5]。结构面力学特性主要影响岩体的层间错动,AN XIAOFAN等^[6]对离散元模型的敏感性

分析结果显示,节理粘聚力和摩擦角均影响反倾边坡的位移和破坏荷载。分析边坡影响因素的敏感性,对于确定变形破坏主导因素,进而提供针对性的防治措施具有重要意义。现阶段的研究主要集中在单因素对反倾边坡变形或安全系数的影响^[4,7]。近些年,虽采用不同科学分析手段研究了各因素间的相对敏感性^[8],但并未系统考虑此类边坡所涉及的诸多影响因素,缺乏对破坏模式的深度分析。为此,本文建立了反倾层状岩质边坡的离散元计算模型,运用正交试验设计方法,以安全系数和坡表位移为指标,全面分析了各因素对边坡稳定影响的显著性,并揭示了岩层的变形破坏规律。

2 正交试验基本原理

正交试验设计方法根据正交性从全面试验中挑选代表性数据进行试验,并对试验结果进行统计分析^[9]。该方法解决了因素的主次、因素与指标的关系这两个关键问题。正交试验设计的核心是选择合适的正交表 $L_k(m^n)$ 开展多因素试验。其中, k 为正交试验个数; m 为每个因素水平数; n 为分析因素个数。

试验结果的处理可运用极差和方差分析两种方法。极差分析通过下式计算 K_{ij} :

收稿日期: 2022-08-18, 修回日期: 2022-10-13

作者简介: 周恒(1970-),男,正高级工程师,研究方向为水工结构、岩土工程, E-mail: 1728@nwh.cn

通讯作者: 安晓凡(1988-),男,博士、工程师,研究方向为岩石力学、工程地质, E-mail: anckham@163.com

$$K_{ij} = \frac{1}{r} \sum_{x=1}^r y_{ijx} \quad (1)$$

式中, K_{ij} 为 j 因素在 i 水平所对应试验值的平均值; r 为 j 因素在 i 水平下的试验个数; y_{ijx} 为 j 因素在 i 水平对应第 x 次试验的试验值。

由极差 R_j 的大小判断因素敏感性:

$$R_j = \max\{K_{ij}\} - \min\{K_{ij}\} \quad (2)$$

极差分析不能区分某因素各水平所对应的试验结果间的差异来源,而方差分析法有效地解决了这一问题。方差分析法首先由下式计算所有结果的平均值 \bar{y} 及总变差平方和 S :

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k y_i \quad (3)$$

$$S = \sum_{i=1}^k (y_i - \bar{y})^2 \quad (4)$$

然后,根据下式得到因素 t 计算结果的变差平方和 S_i :

$$S_i = m \sum_{j=1}^n (K_{ij} - \bar{y})^2 \quad (5)$$

最后,计算各因素自由度 $f_i = m - 1$ 和总自由度 $d_i = f_1 + f_2 + \dots + f_n$,并通过下式计算检验值 F :

$$F = \frac{S_i / f_i}{S / d_i} \quad (6)$$

通过 F 值的大小检验各因子的敏感性。

3 方案设计和模型建立

将反倾层状岩质边坡稳定性的内在影响因素归纳为三个层次,即边坡形态、岩层性质和结构面强度。其中,边坡形态用坡高和开挖坡角 2 个因子表征;岩层性质包括岩体结构和强度,用岩层倾角和厚度、岩体质量级别 3 个因子表征;结构面强度用结构面级别 1 个因子表征。需要说明的是,本文研究根据相关规范^[10]将岩体和结构面强度表示为综合的质量等级,相比于其他研究^[9]仅考虑单一物理力学参数,更具有实际的工程意义。

考虑到正交表创建的便利性并综合各因素影响范围,建立了如表 1 所示的单一水平正交表(各因素水平均为 7)。依据水电工程常涉及到的高、特高边坡^[11],其高度选取在 40~130 m 之间;坡角由缓到陡选取范围为 20°~80°;反倾岩层的倾角由水平、缓倾、陡倾到直立,分别选取 0°~90°;岩层厚度选取 2~8 m 之间每间隔 1 m。岩体和结构面力学参数参考规范中^[10]建议值同样选取 7 个水平,参数具体见表 1~3。

考虑 6 个影响因素、7 个水平变量所构造的

表 1 各影响因子参数选取

Tab. 1 Parameter selection of influencing factors

水平	坡高 /m	坡角 /(°)	岩层倾角 /(°)	岩层厚 度/m	岩体质 量级别	结构面 级别
1	40	20	0	2	Ⅱ 1	a
2	55	30	15	3	Ⅱ 2	b
3	70	40	30	4	Ⅲ 1	c
4	85	50	45	5	Ⅲ 2	d
5	100	60	60	6	Ⅳ 1	e
6	115	70	75	7	Ⅳ 2	f
7	130	80	90	8	V 1	g

表 2 岩体物理力学参数取值

Tab. 2 Physical and mechanical parameters of rock mass

岩体质 量级别	重度 (kN·m ⁻³)	摩擦角 /(°)	粘聚力 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比	抗拉强度 /MPa
Ⅱ 1	27.5	55	1.80	25.00	0.225	0.90
Ⅱ 2	26.5	50	1.50	16.00	0.250	0.80
Ⅲ 1	25.5	45	1.10	11.00	0.275	0.60
Ⅲ 2	24.5	39	0.70	6.00	0.300	0.40
Ⅳ 1	23.5	33	0.45	3.65	0.325	0.22
Ⅳ 2	22.5	27	0.20	1.30	0.350	0.10
V 1	21.5	25	0.17	1.00	0.375	0.08

表 3 结构面抗剪强度参数取值

Tab. 3 Shear strength parameters of structural plane

结构面 质量级别	摩擦角 /(°)	粘聚力 /MPa	结构面 质量级别	摩擦角 /(°)	粘聚力 /MPa
a	16	0.06	e	24	0.10
b	18	0.07	f	26	0.11
c	20	0.08	g	28	0.12
d	22	0.09			

反倾边坡正交试验方案 $L_{49}(7^6)$ 见表 4。若采用全面试验则需 $6^7 = 279\ 936$ 种方案,若采用正交试验则仅需 49 组方案。为减少试验误差,将各水平变量随机排列。

基于 UDEC 平台建立了包含一组控制性结构面的离散元模型,见图 1。图 1 中, H 为坡高; α 为坡角; β 为岩层倾角; b 为岩层厚度。模型左边界距离坡顶 $1.5H$,右边界距离坡脚 H ,下边界距离坡底 $0.75H$ 。在坡表不同位置共设置 7 个关键点,监测计算过程中的水平和垂直方向位移。

数值模型中岩体选用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,结构面采用 Coulomb 滑移模型模拟层间节理的力学行为。不连续面通过选用相关节理参数创建其形态,可定量说明特定几何参数影响下的节理力学特性。虽然设置较高的刚度可避免块体沿虚拟节理移动,但会使求解收敛变慢。因此,节理的法向和切向刚度 k_n, k_s 取值为相邻区域等效刚度的倍数^[12],即:

$$k_n, k_s = 10 \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{\min} \right] \quad (7)$$

式中, K, G 分别为体积和剪切模量; Δz_{\min} 为相邻

表4 正交试验方案

Tab. 4 Orthogonal test design

编号	坡高 /m	坡角 /($^{\circ}$)	岩层倾角 /($^{\circ}$)	岩层厚度 /m	岩体质量级别	结构面质量级别	编号	坡高 /m	坡角 /($^{\circ}$)	岩层倾角 /($^{\circ}$)	岩层厚度 /m	岩体质量级别	结构面质量级别
1	70	70	15	2	III1	d	26	100	60	45	3	II2	d
2	70	40	75	6	IV1	f	27	40	40	30	4	II2	b
3	100	70	60	4	IV2	a	28	130	80	15	7	IV2	b
4	130	60	90	5	IV1	a	29	130	50	75	4	III1	d
5	85	20	15	5	II2	g	30	70	50	90	7	II2	c
6	115	30	75	8	II2	a	31	130	30	45	2	V1	c
7	100	50	30	2	IV1	g	32	55	20	75	3	IV2	c
8	70	30	60	5	II1	b	33	55	60	30	7	III1	e
9	115	80	45	6	II1	g	34	40	80	90	8	III2	d
10	70	20	45	4	III2	e	35	40	50	45	5	IV2	f
11	130	70	0	6	II2	e	36	100	30	0	7	III2	f
12	55	40	0	5	V1	d	37	100	80	75	5	III1	e
13	85	80	0	4	IV1	c	38	130	40	60	3	III2	g
14	40	70	75	7	V1	g	39	70	60	0	8	IV2	g
15	40	60	60	6	III1	c	40	55	30	90	4	III1	g
16	85	50	60	8	V1	e	41	130	20	30	8	III1	f
17	55	80	60	2	II2	f	42	85	60	75	2	III2	b
18	70	80	30	3	V1	a	43	85	30	30	6	IV2	d
19	40	20	0	2	II1	a	44	85	70	90	3	III1	f
20	115	40	90	2	IV2	e	45	100	20	90	6	V1	b
21	115	20	60	7	IV1	d	46	115	70	30	5	III2	c
22	40	30	15	3	IV1	e	47	85	40	45	7	III1	a
23	115	60	15	4	V1	f	48	55	70	45	8	IV1	b
24	115	50	0	3	III1	b	49	55	50	15	6	III2	a
25	100	40	15	8	II1	c							

表5 各组试验边坡的安全系数

Tab. 5 Safety factor of slope for each test

编号	F_s	编号	F_s	编号	F_s	编号	F_s	编号	F_s
1	3.44	11	3.12	21	3.06	31	1.57	41	5.41
2	2.03	12	1.76	22	4.32	32	2.78	42	0.76
3	0.57	13	1.55	23	0.99	33	5.72	43	2.03
4	1.21	14	1.52	24	2.72	34	3.37	44	3.78
5	6.97	15	2.32	25	5.05	35	2.18	45	2.01
6	1.90	16	1.28	26	2.44	36	3.13	46	1.72
7	2.16	17	0.94	27	7.11	37	0.56	47	3.43
8	3.13	18	0.86	28	0.69	38	1.22	48	1.25
9	1.08	19	8.49	29	1.01	39	1.36	49	3.38
10	5.23	20	1.42	30	4.38	40	5.38		

两种模式具有截然不同的破坏特征,具体表现在:虽然层面的影响使岩体变形存在局部不连续,但滑动模式的破坏面总体呈圆弧型,最大水平位移和剪应变位于坡脚附近(图2),岩体抗拉强度较低时坡顶可能出现拉破坏,边坡表现为拉裂—滑移的破坏形式;倾倒边坡的破坏面近似直线型,最大水平位移出现在坡肩部位,最大剪应变位于岩层弯曲变形较大的部位,坡顶后缘沿层面形成较为明显的拉裂缝(图3)。

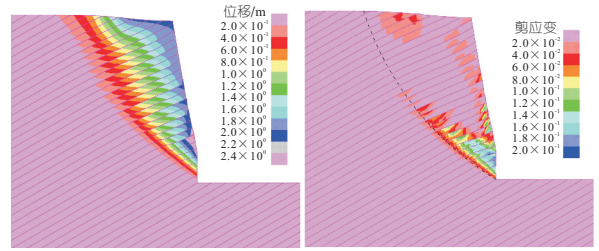


图2 反倾边坡的典型滑动破坏特征(编号18)
Fig. 2 Typical sliding characteristics of anti-dip slope (test 18)

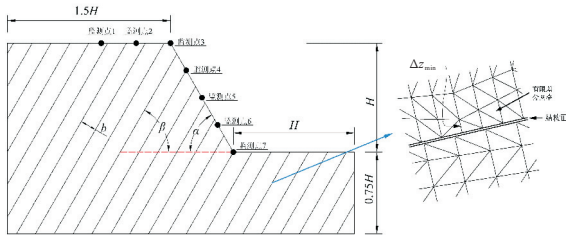


图1 数值计算模型示意图

Fig. 1 Diagram of numerical model

区域在法线方向的最小宽度。

运用强度折减法计算边坡的安全系数,模型的收敛性通过最大不平衡力容许值 10^{-5} 和最大计算步数 2×10^5 共同控制。

4 试验结果分析与讨论

表5为各组边坡的安全系数 F_s 。由表5可知,编号3、17、18、23、28、38、42的模型安全系数小于1.0,且计算无法达到收敛,说明这些参数条件下边坡已整体失稳。总体而言,缓倾角($\beta < 45^{\circ}$)、岩性较软的反倾边坡易发生滑动破坏,而反向陡倾角($\beta > 60^{\circ}$)岩质边坡的破坏模式倾向于弯曲倾倒。

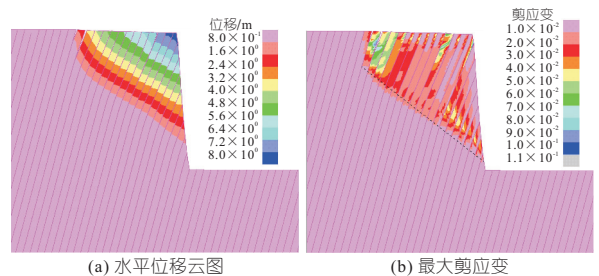


图3 反倾边坡的典型倾倒破坏特征(编号37)
Fig. 3 Typical toppling characteristics of anti-dip slope (test 37)

以安全系数为因变量进行主体间效应的检验,见表6。其中,Sig表示统计量的P值,其物理意义为若 $P < 0.05$ 说明在 $\alpha = 0.05$ 显著性水平下,该因子对因变量有显著影响;若 $P > 0.05$ 说明在相同显著性水平下,该因子对因变量无显著影响。由此可见,坡高、坡角、岩层倾角及岩体质量四个因子对安全系数的影响较为显著,可认

表 6 以安全系数为因变量的主体间效应检验

Tab. 6 Test of main effect with safety factor as dependent variable

源	Ⅲ型平方和	自由度 d_f	均方差	F	Sig	排序
校正模型	121.685	6	20.281	18.229	0.000	
截距	61.074	1	61.074	54.894	0.000	
坡高	22.488	1	22.488	20.213	0.000	3
坡角	45.120	1	45.120	40.555	0.000	1
岩层倾角	9.342	1	9.342	8.397	0.006	4
岩层厚度	0.093	1	0.093	0.084	0.774	5
岩体质量	44.583	1	44.583	40.072	0.000	2
结构面质量	0.059	1	0.059	0.053	0.818	6
误差	46.728	42	1.113			
总计	533.714	49				
校正的总计	168.413	48				

为这四个因子对反倾边坡的整体稳定性有较大影响。通过 F 值的检验可发现,四个因子的显著性排序为边坡角度>岩体质量级别>边坡高度>岩层倾角。

正交试验的目的是分析各因子对因变量影响的显著性,由于试验仅选取代表性组合且各因子随机排列,因此难以反映单一因素对计算结果的影响规律。本文试验结果中坡高、岩层倾角对安全系数影响的规律性并不明显。但将各反倾边坡的高度与岩层倾角之和展示在图 4 所示的散点图上,能够看出安全系数随坡高与岩层倾角之和的增大呈逐步降低的趋势。此外,安全系数小于 1.0 的边坡坡角与岩层倾角之和均大于 100° ,即对于反倾层状岩质边坡,当坡角与倾角之和大于 100° 时可能会发生整体失稳。

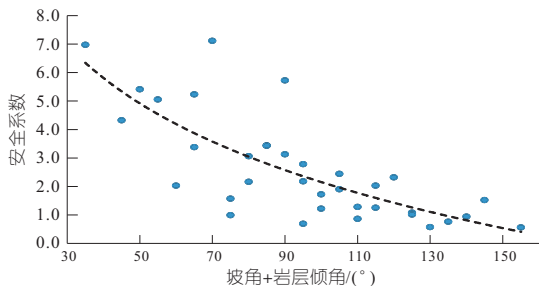


图 4 反倾边坡坡角+岩层倾角与安全系数的关系

Fig. 4 Relationship between safety factor and sum of slope angle and rock inclination angle for anti-dip slope

以模型关键点的总位移为因变量分析 6 个影响因素的敏感性。通过对各监测点位移的主体间效应检验,得到各因素的显著性排序见表 7。由表 7 可知,各因素对不同部位监测点位移的影响程度略有差异。坡顶后缘监测点 1 的各因子 P 值均小于 0.05,因此对该部位变形的影响不显著;坡顶中部监测点 2 的坡角、岩体质量、结构面质量三个因子 $P < 0.05$,敏感性排序为结构面质

表 7 各因素对关键点位移影响的显著性排序

Tab. 7 Significance of each factor on key point displacement

监测点编号	坡高	坡角	岩层倾角	岩层厚度	岩体质量	结构面质量
1	3	4	6	5	1	2
2	4	2	6	5	3	1
3	4	2	5	6	3	1
4	4	2	5	6	3	1
5	4	1	5	6	3	2
6	4	1	5	6	3	2
7	2	5	6	3	1	4

量>坡角>岩体质量;坡肩附近监测点 3、4 的坡角、结构面质量两个因子 $P < 0.05$,敏感性排序为结构面质量>坡角;坡面中部监测点 5、6 的岩体质量、坡角、结构面质量三个因子 $P < 0.05$,敏感性排序为坡角>结构面参数>岩体力学参数;坡脚监测点 7 的坡高、岩层倾角、岩体质量三个因子 $P < 0.05$,敏感性排序为岩体力学参数>坡高>岩层倾角。综上所述,对工程边坡关注的坡面关键部位变形而言,结构面质量、坡角和岩体质量为影响较显著的三个因素。

因此,对比以安全系数和位移为目标变量的分析结果可看出,坡体几何(结构)特征对反倾层状边坡的整体稳定性影响较为明显,而岩体和结构面力学性质对其变形的影响更加显著。

5 结论

a. 弯曲倾倒是易发生在反向陡倾岩质边坡中 ($\alpha > 45^\circ, \beta > 60^\circ$),其破坏特征不同于缓倾边坡的滑动模式,具体表现在倾倒边坡的破坏面近似直线型,坡顶后缘沿层面形成明显的拉裂缝,最大水平位移和最大剪应变分别位于坡肩和岩层弯曲变形较大的部位。

b. 以安全系数为因变量的主要影响因子显著性排序为坡角>岩体质量>坡高>岩层倾角>岩层厚度>结构面质量,以关键点位移为因变量的敏感性分析结果显示,结构面质量、坡角和岩体质量为影响较显著的三个因素。

c. 反倾边坡的安全系数随坡高与岩层倾角之和的增大而降低,当坡角与岩层倾角之和大于 100° 时边坡可能发生整体失稳。

d. 坡体几何(结构)特征对反倾层状边坡的整体稳定性影响较为明显,而岩体和结构面力学性质对其变形的影响更加显著。

参考文献:

[1] 姚晔,章广成,陈鸿杰,等. 反倾层状碎裂结构岩质边坡破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021,40(2): 365-381.

