

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2019.04.010

# 川北地区龙马溪组页岩深层滑坡抗震稳定性及 整治工程效果评价

张卢明, 周 勇, 岳建国, 金 斌

(核工业西南勘察设计院有限公司, 四川 成都 610061)

**摘 要:** 飞凤山低中放固体废物处置场2#滑坡属多层滑坡, 深层滑带位于龙马溪组强风化页岩中, 自2013年至2014年间历经数次整治均未达到预期效果, 2014年下半年坡体再次发生局部变形, 不得已2015年再次进行了综合整治, 整治工程采用的地震动水平峰值加速度为0.15g。之后鉴于场地的重要性, 中国地震局将该场地的地震动水平峰值加速度由0.15g提高到0.33g, 整治工程存在抗震稳定性风险。针对现行规范对核安全边坡抗震稳定性评价方法难以满足工程需要的情况。采用有限差分时段动力分析法对整治后的高边坡进行抗震稳定性评价, 同时结合现场监测对边坡进行安全评估, 研究结果表明: 高边坡在0.33g的地震作用下整体稳定, 加固效果良好, 为边坡安全评估提供了依据。其研究成果丰富了核安全高边坡抗震加固理论, 可为类似工程提供借鉴。

**关键词:** 龙马溪组页岩; 有限差分法; 抗震稳定性; 永久位移; 动力响应; 工程监测

中图分类号: P642.22

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)04-0059-06

## Seismic Stability of Deep Landslide in Longmaxi Formation Shale and Evaluation of Regulation Engineering Effect in North Sichuan Area

ZHANG Luming, ZHOU Yong, YUE Jianguo, JIN BIN

(Nuclear Industry Southwest Survey & Design Institute Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610061, China)

**Abstract:** Landslide No. 2 of Feifengshan Low and Medium Level Solid Waste disposal site is a multi-layer landslide. The deep sliding zone is located in the strong weathered shale of Longmaxi Formation. After several renovations from 2013 to 2014, the expected results have not been achieved. The local deformation of the slope occurred again in later 2014, and comprehensive renovation was carried out in 2015. The peak acceleration of the horizontal ground motion adopted in the renovation project is 0.15g. Then, due to the importance of the site, China Seismological Bureau increased the peak acceleration of the ground motion from 0.15g to 0.33g, however, there still is a risk of seismic stability in the renovation project. Due to the fact that the evaluation method of seismic stability of nuclear safety slope in current codes is difficult to meet the needs of engineering, the finite difference time history dynamic analysis method is used to evaluate the seismic stability of the treated high slope, and the safety assessment of the slope is carried out in combination with field monitoring. The results show that the high slope is stable under 0.33g earthquake, and the reinforcement effect is good, which can provide a basis for slope safety assessment. The research results enriched the seismic reinforcement theory of nuclear safety high slope, and can provide reference for similar projects.

**Keywords:** shale of Longmaxi formation; finite difference method; seismic stability; permanent displacement; dynamic response; project monitoring

飞凤山低中放固体废物处置场位于四川省广元市三堆镇, 是我国西南地区唯一的极为重要的低中

放固体废物处置场。处置场场平标高为 606.00 m, 场平后将在场址南侧形成高边坡。边坡于 2013 年初开始开挖, 5 月份边坡即产生变形, 形成了 1#、2# 滑坡。受 7 月 18 日强降雨的影响, 1#、2# 滑坡变形再次加剧, 7 月 19 日 1# 滑坡北侧发生滑动解体, 坡体原有治理工程大部破坏, 滑坡体积约 30 余万  $\text{m}^3$ ; 7 月 21 日 2# 滑坡北侧侧墙破坏, 坡面发育大量拉裂缝, 滑坡体积约  $48 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 原有支护措施多处失效。

飞凤山处置场处于龙门山断裂带, 地质环境复杂, 鉴于场地的极端重要性, 近期中国地震局对该场地的地震安全性进行重新评价, 设计基准地震动水平峰值加速度由原来  $0.15g$  提高到  $0.33g$ , 远大于之前边坡稳定性评价所采用的地震动水平峰值加速度 ( $0.15g$ ), 加固后的边坡存在抗震稳定性风险, 一旦失稳, 其后果不堪设想。

目前针对地震作用下边坡稳定性评价一般以拟静力法和静力有限元法为主<sup>[1-6]</sup>, 由于拟静力法没有考虑地震的特性, 如振动频率、次数和地震历时等因素, 同时也没有考虑岩土介质的动力性质和阻尼性质等, 因此, 该法具有一定的局限性。

采用动力分析方法来和工程监测来分析评价加固后边坡的稳定性和加固效果尚不多见<sup>[7-11]</sup>, 对多级框架锚索与双排抗滑桩组合结构的动力响应性能的评价也报道较少<sup>[12-14]</sup>。本文以 2# 滑坡为例, 采用有限差分动力分析法对处置场加固后的高边坡病害进行抗震稳定性评价, 同时结合现场监测对边坡的抗震稳定性进行安全评估, 其研究成果可丰富核安全边坡抗震加固理论, 同时可为类似工程提供借鉴。

## 1 滑坡概况

滑坡区地层主要有: 人工填土 ( $Q_4^{ml}$ )、滑坡堆积层 ( $Q_4^{del}$ )、崩坡积层 ( $Q_4^{col+dl}$ ), 志留系下统龙马溪组 ( $S_1lm^4$ ) 泥质页岩、粉砂质页岩<sup>[15-16]</sup>。岩层产状为  $310^\circ \angle 72^\circ$ 。

2# 滑坡具有多级滑动特点, 主要分为三级滑动形式。如典型工程地质剖面图 (见图 1): 两级浅层滑面为基覆界面, 深层滑面为强风化软弱破碎带。

一级滑坡后缘位于 714 m ~ 735 m 区域, 前缘剪出口位于滑坡中后部, 高程 706 m ~ 707 m, 后缘相对较厚, 前缘较薄; 滑体纵长约 80 m, 横宽约 160 m, 面积约  $1.28 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 主滑方向  $11^\circ$ 。

二级滑坡的后缘高程 706 m ~ 707 m, 前缘剪出口位于滑坡前部, 高程 668 m ~ 670 m, 后缘相对较

厚, 前缘较薄; 滑体纵长约 105 m, 横宽约 165 m, 面积约  $1.73 \times 10^4 \text{ m}^2$ , 主滑方向与一级相同。

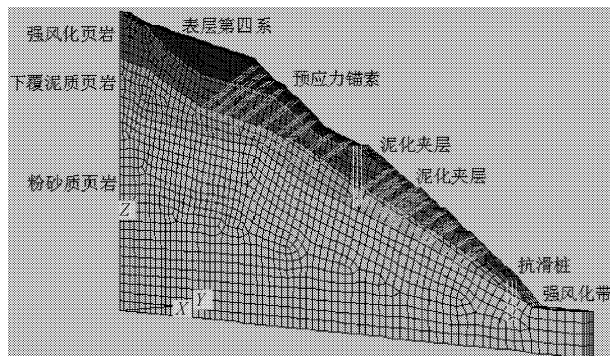


图 1 数值分析模型

深层滑坡的后缘高程 714 m ~ 735 m, 前缘剪出口高程 641 m ~ 676 m, 呈中部厚两头较薄的特点; 滑体纵长约 215 m, 横宽约 160 m, 滑体最大厚度约 22 m, 主滑方向与一级相同。

据现场勘察揭露, 2# 滑坡浅层滑带物质为含角砾粉质粘土, 揉皱现象较为明显。由于 2# 滑坡紧邻向斜, 受构造影响强烈, 岩体破碎, 层间错动发育, 据钻孔揭露, 前期边坡开挖后相对高差较大 (约 120 m), 坡度较大 (约  $35^\circ$ ), 受此影响边坡卸荷强烈, 原有结构面逐步张开, 强风化层面软弱带连接贯通, 发展成为深层滑带。

滑坡整治方案为: 矩形 (人字形) 格构锚索 (杆) + 双排抗滑桩 + 截排水沟 + 坡面绿化 (见图 2), 其中锚索设计抗拔力 400 kN, 抗滑桩截面为  $2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ 。

## 2 动力稳定性数值分析

### 2.1 数值模型的建立

受 FLAC<sup>3D</sup> 建模的缺点, 本次通过将 CAD 图形导入到 ANSYS, 利用 ANSYS 建立边坡模型, 再导入到 FLAC<sup>3D</sup> 软件中。输入波形的频率成分和土体的波速特性会影响土体中波传播的数值精度, 通常网格尺寸应小于输入波形最高频率对应的波长的  $1/10 \sim 1/8$ 。经计算得到模型的网格尺寸不能大于 35.2 m, 具体模拟过程中, 选取单元最大尺寸为 10 m, 以保证数值分析的精度 (见图 1)<sup>[17]</sup>。

边坡动力计算采用理想弹塑性本构模型, 屈服准则采用 Mohr - Coulomb 强度准则。屈服条件为:

$$\sqrt{J_2} \left( \cos \theta_\alpha - \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}} \sin \theta_\alpha \right) + \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (1)$$

式中:  $\theta_\alpha$  为洛得应力角;  $I_1$  为应力张量的第一个不变量;  $J_2$  为偏应力张量的第二个不变量<sup>[18]</sup>。

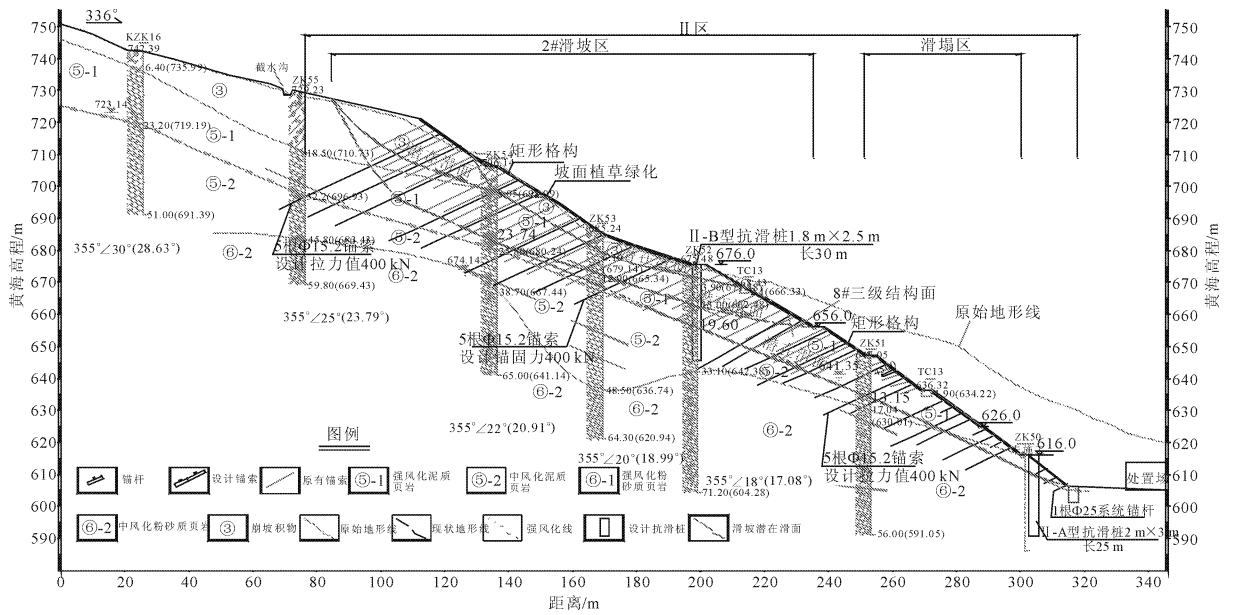


图 2 高边坡病害加固设计方案

预应力锚索、抗滑桩和格构梁分别采用锚索单元、桩单元和梁单元。边坡土层和支护结构的材料参数如表 1 所示。

表 1 材料参数

材料	重度 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	弹性模 量/GPa	泊松 比	黏聚力 /kPa	摩擦角 /( $^\circ$ )
表层第四系	19.5	0.04	0.30	55	15
强风化泥质页岩	21.5	0.40	0.30	55	15
下覆泥质页岩	25.2	1.60	0.25	500	39
粉砂质页岩	25.2	2.00	0.25	800	42
泥化夹层	19.8	0.02	0.37	22	22
强风花带	20.6	0.02	0.37	35	18
锚索	79.0	195.00	0.25	—	—
抗滑桩	25.5	40.00	0.22	7000	40

通过在模型底部  $x$  和  $z$  方向输入 EL 波的加速度时程,模拟地震荷载下边坡的动力响应,其中加速度时程曲线在输入之前借助 SeismoSignal 进行基线

矫正(见图 3)。为了减少模型边界上波的反射,通过在模型四周生成二维和一维网格的方法来设置自由场边界,这种边界通过阻尼器将主体网格和自由场网格进行耦合,把自由场网格的不平衡力施加到主体网格边界上,这样就既可保持边界不反射波,又可以对外传递的波适当地吸收。模型中采用局部阻尼。

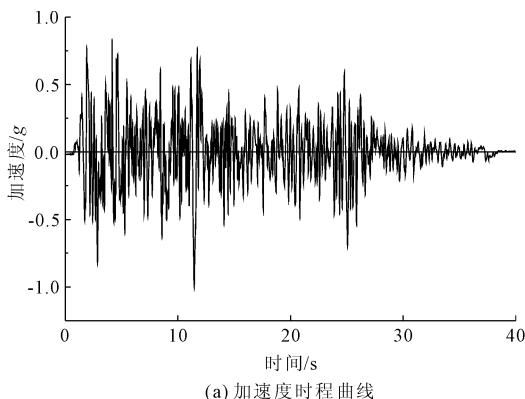
## 2.2 模型的验证

跟踪模型底部附近的加速度时程,对比输入波和模型底部附近的加速度时程曲线,见图 4,由图 4 可发现两者吻合良好,说明地震波准确无误地输入到模型底部。

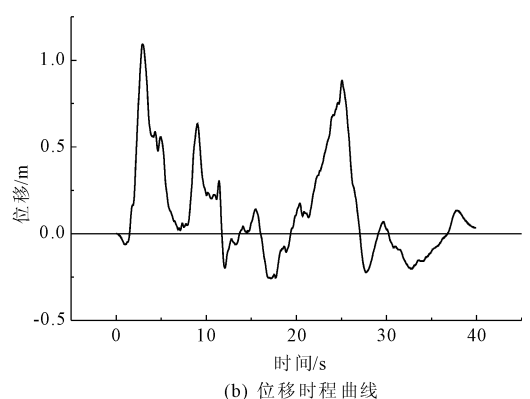
## 2.3 在 0.33gEL 作用下的稳定性分析

### 2.3.1 位移响应

选取地震过程中 15 s、30 s 和 40 s 三个时间点的动位移云图,以此分析地震过程中边坡位移的整体分布,如图 5 所示。



(a) 加速度时程曲线



(b) 位移时程曲线

图 3 时程曲线

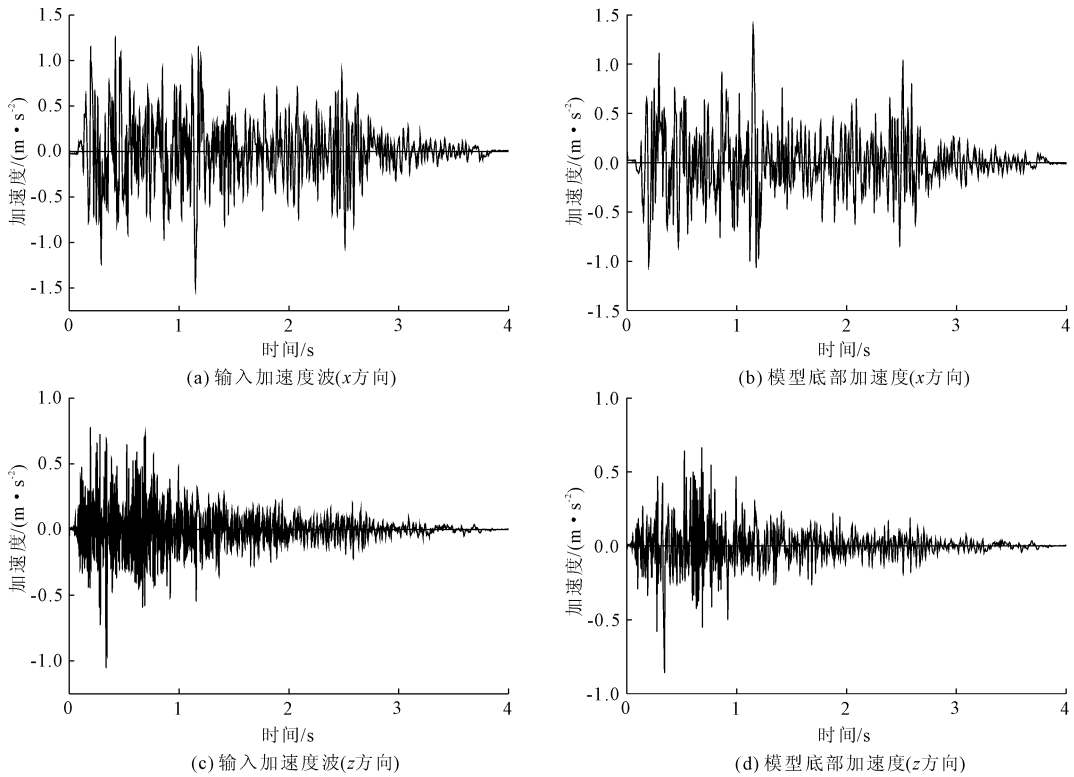


图 4 验证地震波的输入

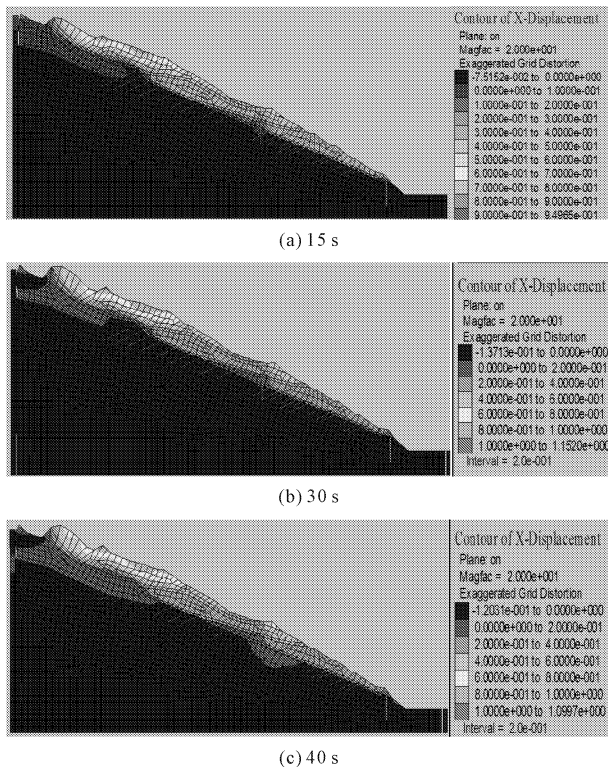


图 5 边坡绝对位移云图(单位:m)

由图 5 可知,边坡位移主要产生于滑带之上,最大位移产生于泥化夹层顶部出口和坡顶拐点之间,也即最顶部锚索之上区域。

具体对位移进行分析,采用如下步骤,先由绝对

动位移减去山体位移,得出边坡的相对动位移,利用最小二乘法原理编制 MATLAB 程序的滑动平均法程序,分离出动态位移的永久位移和可恢复位移<sup>[19]</sup>。

永久位移反映了滑坡体位移的积累,为了分析其变化过程,作图 6 坡面测点永久位移时程曲线。由图 6 可知,永久位移在地震振动的前 5 s 迅速增大,在 5 s ~ 10 s 内增大速率减小,随后在 10 s ~ 15 s 又开始迅速增大,15 s 以后永久位移基本趋于稳定。位移增大的区间基本包含输入加速度较大幅值点  $t = 3 \text{ s}, 11 \text{ s}$ 。坡顶部测点 13 稳定后的位移较大,约为 88 cm。

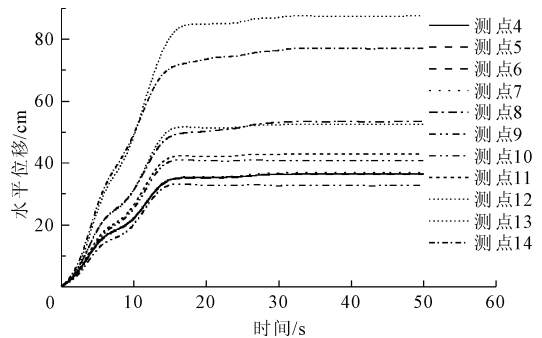


图 6 边坡永久位移

分析得出的永久位移与 Newmark 法得出的永久位移变化规律较为一致,永久位移呈阶梯状增大,位移增大的区域基本包含输入加速度的较大幅值

点。

### 2.3.2 稳定性分析

采用强度折减法计算加固边坡的安全系数。图 7 是强度折减法所得加固边坡的破坏临界位移场。从图 7 中可以看出,同样由于加固结构的施加,边坡滑体发生改变,即边坡可能会在顶部未加固区域发生浅层滑出破坏,但原潜在滑动面不会发生整体失稳破坏。此时,边坡整体所得到的安全系数为 2.01。

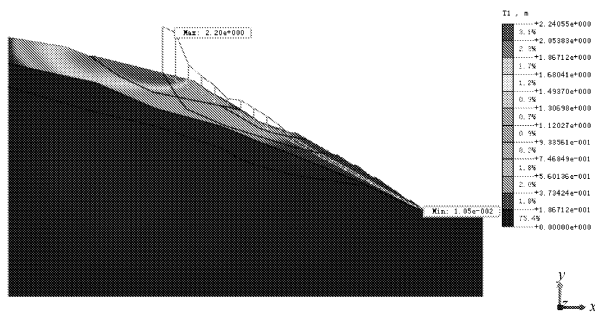
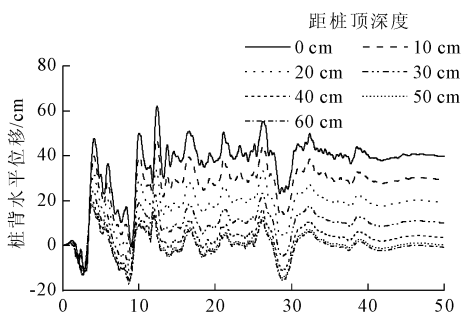


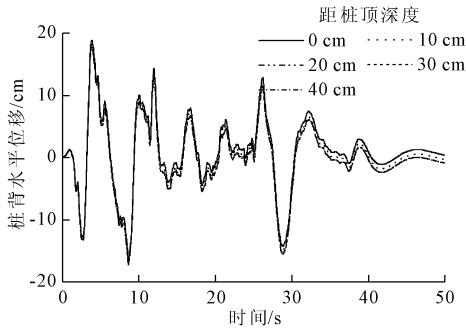
图 7 强度折减法所得边坡位移场(单位:m)

### 2.3.3 抗滑桩动力响应

监测桩背水平位移响应,作不同测点的桩背水平位移时程曲线,如图 8 所示。由上排桩背位移响应图可知,桩背水平位移由桩顶往下依次减小,这可能是因为桩顶部附近的阻抗力较小,在地震过程中,由于土体推力,抗滑桩往临空面方向旋转。



(a) 上排抗滑桩



(b) 下排抗滑桩

图 8 桩背水平位移

由下排抗滑桩背水平位移响应图可知,下排抗滑桩身不同位置的位移较为一致,这说明在地震过程中桩体发生整体位移;在地震结束后,桩体位移基

本为零。

### 2.3.4 锚索动力响应

由锚索轴力时程曲线可知,锚索轴力在 5 s ~ 35 s 内的响应值较大,在 30 s 后轴力略有减小并基本趋于稳定。由图 9 地震前后锚索轴力沿高程的分布图可知,震前锚索轴力基本沿高程增大,坡顶部锚索达到了 350 kN;震后坡顶部附近锚索轴力较小,坡底部附近锚索轴力较大,在 345 kN ~ 370 kN 之间,未超过锚索设计抗拔力。

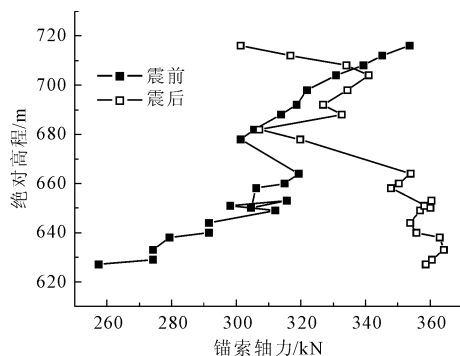


图 9 锚索轴力分布图

## 3 监测效果分析

整治工程于 2015 年 10 月竣工,工程效果监测自 2015 年 10 月底开始,至 2018 年底结束,历时共 3 年。以 2016 年监测效果为例,重点论述深部位移和支护结构应力监测。

### 3.1 深部位移监测效果分析

主剖面 2-2' 上高程由高到低分布有 7#、8#、9#、10#、11#、12#、13#,共 7 个深部位移监测孔位用来反映加固后边坡的稳定状况。

正常监测曲线应在预警值(50 mm)范围内左右摆动。统计出 7# 监测孔年度最大累积偏移量为 27.74 mm(2016-07-01),且较大的偏移量出现在 6 月—10 月雨量较大的月份,全年数据较稳定,未出现明显的波峰波谷型位移值,且所有累积偏移量均小于预警值。8# 监测孔年度最大累积偏移量为 43.84 mm(2016-03-18),小于预警值 50 mm,较大的位移值平均出现在各个月份之中,无数据异常和突变,可反映 8# 孔所在边坡区域处于稳定状态。

9# 监测孔全年最大位移值为 35 mm,小于预警值,且其余位移值均为个位数,可反映该监测孔所在边坡区域无变形。10# 监测孔年度最大累积偏移量为 35.62 mm(2016-08-28),小于预警值 50 mm,较大的位移值更多出现于雨季,数据整体无异常和突变,可反映坡体中部区域处于稳定状态。

其余监测孔最大累计偏移量位于 20.8 mm ~ 48.0 mm 之间,无突变和异常,数据保持稳定且均小

于预警值,可反映坡体中下部区域处于稳定状态。

以上 7 个监测孔位的年度数据分别反映出边坡的上部、中部和下部区域都处于稳定状态。

### 3.2 锚索应力监测

1 月—4 月份锚索锁定值走势继续呈微降趋势,钢绞线出现正常松弛现象,总体降幅不大,约 5% ~ 10%。进入 5 月份以后,锚索应力值开始保持平稳,并出现微小上下波动,振幅不大。进入雨季后,锚索应力有微增现象,部分应力计应力监测值变大,但增幅亦很小,就总体而言,以平稳走势为主。

### 3.3 抗滑桩应力监测

自 4 月份开始,抗滑桩钢筋出现应力调整现象,具体表现为受荷段应力微减,嵌固段应力微增现象。一般受荷段应力减小大于嵌固段应力增大值。究其原因因为桩后岩土体开始缓慢固结,力学性质好转。进入雨季后,抗滑桩应力大体维持平衡,应力调整不明显,仅局部桩位的局部段位有增大趋势,尤期是 7 月份下旬,雨季结束后应力值微降,又恢复稳定状态。

## 4 结 论

(1) 边坡加固后在泥化夹层出口附近与坡面之间极薄的区域由于锚索的加固作用,其水平位移明显减小。文中对位移进行分解分析,先由绝对动位移减去山体位移,得出边坡的相对动位移,再根据已编制的滑动平均法程序,将相对动位移分离出可恢复位移和永久位移。其中可恢复位移在零附近上下波动,在地震结束后,位移值基本为零;永久位移先随时间增大,最后基本趋于稳定。

(2) 随着加固结构的施加,边坡滑体发生改变,即边坡可能会在顶部未加固区域发生浅层滑出破坏,原潜在滑动面不会发生整体失稳破坏。此时,边坡整体所得到的安全系数为 2.01。

(3) 锚索轴力在 5 s ~ 35 s 内的响应值较大,在 30 s 后轴力略有减小并基本趋于稳定。由地震前后锚索轴力沿高程的分布图可知,震前锚索轴力基本沿高程增大,坡顶部锚索达到了 350 kN;震后坡顶部附近锚索轴力较小,坡底部附近锚索轴力较大,在 345 kN ~ 370 kN 之间,未超过锚索设计抗拔力。

(4) 通过监测可知,边坡深部位移、锚索应力和抗滑桩钢筋应力均在规范规定范围内,边坡整体稳定,治理效果良好。

### 参考文献:

[1] 李承亮,冯 春,刘晓宇.拟静力方法适用范围及地震力计算[J]. 济南大学学报(自然科学版),2011,25(4):431-433.

- [2] 中华人民共和国国家标准编写小组. 建筑边坡工程技术规范:GB 50030—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [3] 中华人民共和国国家标准编写小组. 核电厂抗震设计规范:GB 50267—97[S]. 北京:中国计划出版社,1997.
- [4] 郑颖人,叶海林,黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(8):1714-1723.
- [5] 陈建峰,孙立川,石振明,等. 浙江三门人工高边坡稳定性评价[J]. 岩土力学,2005,26(S2):15-21.
- [6] 庄 云,万 波,谷晓曦,等. 吉林核电站厂址边坡稳定性分析[J]. 辽宁师范大学学报(自然科学版),2001,24(2):196-198.
- [7] 郑文棠. 高边坡抗震验算和加固设计[J]. 岩石力学与工程学报,2013,32(S2):3962-3970.
- [8] 李玉瑞,吴红刚,冯 军,等. 四川攀枝花机场 12#滑坡动力响应数值模拟分析[J]. 中国地质灾害与防治学报,2018,29(5):27-30.
- [9] 武龙云,郑百录. 垃圾处理场滑坡变形破坏机制研究[J]. 煤炭工程,2016,48(7):100-103.
- [10] 周 炜,李海波,李亚群,等. 地震作用下顺层岩质边坡锚固特性的拟动力分析[J]. 岩石力学与工程学报,2016,35(S2):3571-3575.
- [11] 刘丽平,王思长. 地震作用下高边坡边坡稳定性验算及监测分析[J]. 水利与建筑工程学报,2015,13(1):60-64.
- [12] 付 晓,张建经,周立荣. 多级框架锚索和抗滑桩联合作用下边坡抗震性能的振动台试验研究[J]. 岩土力学,2017,38(2):463-469.
- [13] 赖 杰,郑颖人,刘 云,等. 抗滑桩和锚杆联合支护下边坡抗震性能振动台试验研究[J]. 土木工程学报,2015,48(9):96-103.
- [14] 向远华. 锚杆框架梁-双排抗滑桩支护膨胀土边坡工作特性分析[J]. 铁道科学与工程学报,2013,10(3):62-67.
- [15] 四川省地质矿产局. 四川省区域地质志[M]. 北京:地质出版社,1991.
- [16] 四川省地质矿产局. 四川省岩石地层[M]. 武汉:中国地质大学出版社,1997.
- [17] 李永亮,余成华,马佐成,等. 网格划分对边坡稳定有限元分析的影响[J]. 水利与建筑工程学报,2014,12(6):133-136.
- [18] 张 宏. 应用弹塑性理论[M]. 西安:西北工业大学出版社,2011.
- [19] Jonathan D. Bray, Thaleia Travararou. Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2009,135(9):1336-1340.