

文章编号:1007-2284(2016)06-0182-05

地震作用下岩质高陡边坡动力稳定性评价及加固效果分析

沈冰^{1,2}, 汤华³, 吴振君³

(1. 云南省公路局, 昆明 650000; 2. 华丽高速公路建设指挥部, 云南 丽江 674100;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 武汉 430072)

摘要:以南京牛首山佛顶宫岩质高陡边坡为研究对象, 根据边坡周围地质构造、场地工程条件, 围绕岩质高陡边坡在地震动力荷载作用下稳定性问题, 将有限元动力模拟计算与强度折减法相结合, 分析加固前后地震荷载作用下边坡的动力响应特性, 明晰影响其动力稳定性因素以及地震荷载与岩质高陡边坡失稳破坏之间的关系。分析结果表明: 地震力作用下, 边坡加固对加速度放大效应影响不大, 水平加速度在从坡底向上传递至坡顶的过程中均出现了明显的放大效应, 放大系数达到 9 倍以上, 易使边坡表面强风化岩体发生局部失稳, 引起岩块发生向坑内的倾覆崩落。但边坡加固支护措施可有效控制动荷载作用下高陡边坡的水平位移, 减小为加固前的 1/22, 地震力作用下的变形值满足正常使用极限状态的设计要求。采用位移突变作为边坡失稳判据, 确定边坡整体动力稳定安全系数, 加固前后安全系数增加, 加固稳定作用明显, 满足边坡小震作用下安全系数大于 1.2, 大震作用下安全系数大于 1.0 的要求。

关键词:岩质边坡; 地震稳定性; 动力有限元法; 强度折减法; 动力稳定安全系数

中图分类号: S27; TV3; P642 **文献标识码:** A

岩质高陡边坡包括天然边坡及人工高陡边坡, 在地震中极易发生滑坡等地质灾害, 因此在地震荷载作用下高陡边坡的稳定性分析一直是土木工程的重要研究课题, 也是岩石动力学的主要内容之一。准确恰当的岩质高陡边坡动力稳定性分析方法为后续采取加固措施以维持其稳定性提供必要的依据, 同时, 这也成为工程界亟待解决的问题^[1]。

地震作用下, 常用于评价岩体边坡动力稳定性的分析方法主要有拟静力法、滑块分析法和数值计算方法等。其中, 拟静力法是将地震作用按照一定的动力系数简化为水平和垂直方向大小不变的惯性力, 但无法反映边坡的动力响应特性^[2], 滑块分析法则计算整个地震过程中由惯性力作用而使边坡累积产生的永久位移, 但目前国内外尚未建立永久位移的标准值, 给实际工程应用造成不便^[3], 数值计算方法如动力有限元法, 则是通过有限元动力计算分析求解而得到边坡动力响应如加速度、速度、位移和内力等, 它们都是关于时间的函数, 因而能比较真实地模拟边坡在地震作用过程中的动力特征和破坏机理, 在一定程度上弥补了前 2 种方法的不足, 目前已在岩质边坡动力研究方面得到广泛应用, 并取得了满意的成果^[4,5]。

本文将动力有限元法与强度折减法相结合, 以南京罕见的陡岩质边坡为研究对象, 根据边坡周围地质构造、场地工程条件, 在室内试验和现场试验的基础上, 建立有限元数值模型。

将有限元动力模拟计算与强度折减法相结合, 对加固前后的高陡岩质边坡进行地震动荷载作用下的动力稳定性分析, 明晰边坡的动力响应特性, 分析其动力稳定性的影响因素。并将位移突变作为边坡失稳判据, 建立一种合理有效且能够反映岩质高陡边坡动力整体稳定性的评价分析方法, 求解各工况下边坡的动力稳定安全系数, 并作为边坡整体稳定的评价指标而用于指导实际工程。

1 边坡稳定因素分析

1.1 工程概况

拟建南京市牛首胜景位于南京市南郊风景区江宁区境内, 该工程是江苏省打造牛首山佛教文化圣地计划中的重点工程之一。其一期工程由天阙宫、天阙莲道、天阙塔及其附属建筑组成, 其中, 天阙宫由卧佛殿、舍利宫及两个钢结构大跨度穹顶组成, 小穹顶长 150 m、宽 100 m、高度 43 m; 大穹顶长 220 m、宽 130 m、高度 51 m。天阙宫依山势而建, 并充分利用了旧铁矿采坑, 如图 1 所示, 即位于该采坑中, 拟利用的采坑深约 30 m。天阙宫地下部分为钢筋混凝土结构, 地下 9 层, 基底埋深约 60 m, 拟采用桩基。

采坑顶部至周边山体顶部高差从 30~100 m, 采坑底部至周边山体的顶部高差从 60~130 m 不等, 坡度在 20°~45°不等, 局部直立后反倾; 天阙塔和天阙隧道西南侧及东南侧浅部堆填厚层尾矿渣, 随原始地形形成高差为 40~70 m, 坡度 10°~35°不等的斜坡。

收稿日期: 2015-09-17

作者简介: 沈冰(1972-), 男, 高级工程师, 研究方向为高速公路设计、施工、管理。E-mail: 694902137@qq.com。



图1 采石坑鸟瞰图

一般地,影响岩体边坡稳定性的场地因素为:边坡岩体自身的内在条件和边坡触发失稳的外在条件。本文通过室内及现场试验和地质环境分析调查,进行分析。

1.2 影响边坡稳定性的内在条件

边坡岩体特征主要包括岩体的工程地质岩组特性、岩体结构面发育情况、岩体赋存的地形地貌条件等。

拟建场地属低山丘陵地貌单元。拟建牛首胜境场地中央为铁矿开采后形成的矿坑,坑底最低高程在 106 m。地形呈四周高,中间低的特点,四周山坡高点至坑底的高差在 54~141.5 m。坑内有大量积水,最大水深约 30 m。矿坑的南侧 H1 边坡,为一个尾矿渣堆积体,堆积体顶平台高程在 157~163 m 之间,呈南北向长条形,平台往南地势变低,比顶平台高程低 40~70 m,坡度在 10°~35°。

本区地层区划属扬子地层区、下扬子地层分区、宁芜地层小区北部,以中生代侏罗系地层分布为主。其中牛首山地区出露地层主要为侏罗系的火山岩和第四系的坡积物,上覆第四系主要以人工填土层(Q4ml)及坡积层(Q3dl);下伏基岩 F1 断层东侧为侏罗系大王山组下段(J3d3)的凝灰质角砾岩、凝灰岩,F1 断层西侧为侏罗系龙王山组(J3l2)的蚀变安山质凝灰岩。

在勘察深度内,拟建场地岩土层可分为四大工程地质层,10 个亚层,分别为:①杂填土(Q4ml),层厚 0.30~39.80 m,湿—饱和,结构松散—稍密,局部中密,工程地质性能较差;②残坡积土(Q3dl),层厚 1.20~10.30 m,湿,主要由黏性土及安山质凝灰岩风化物组成,局部含安山质凝灰岩角砾,工程地质性能较差;③1 强风化凝灰岩(J3d3),层厚 0.30~41.40 m,上部岩芯多呈密实砂土状,下部岩芯呈密实砂土状夹碎块状,岩石强度趋下渐增,工程地质性能良好;③2 中风化凝灰岩(J3d3),层厚 2.00~67.60 m,岩体致密坚硬,较完整,裂隙节理较发育,内有石英及方解石脉穿插充填,工程地质性能良好;③2a 中风化破碎状凝灰岩(J3d3),层厚 1.80~41.00 m,岩体较完整,裂隙节理较发育,内有石英及方解石脉穿插充填,工程地质性能良好;③2b 强风化凝灰岩(J3d3),层厚 8.00~18.00 m,岩石结构大部分被破坏,矿物成分显著变化。岩芯多呈碎块状和密实砂土状,工程地质性能良好;④1 强风化蚀变安山质凝灰岩(J3l2),层厚 0.90~32.50 m,岩石结构大部分被破坏,工程地

质性能良好;④2 中风化蚀变安山质凝灰岩(J3l2),层厚 0.50~30.60 m,胶结疏松,工程地质性能良好;④2a 中风化破碎状蚀变安山质凝灰岩(J3l2),层厚 1.20~43.20 m,岩体破碎,岩芯呈碎块状为主,裂隙节理发育,工程地质性能良好;④2b 强风化安山质凝灰岩(J3l2),层厚 12.20~14.00 m,岩芯多呈碎块状和密实砂土状,碎块手捏易碎,工程地质性能良好。

近场区位于扬子准地台下扬子台褶带,属淮阳山字形反射弧之西段。对区内地质构造起主导作用的燕山运动与喜马拉雅运动。区内构造形迹主要为褶皱、断裂。区内断裂构造十分发育,以北东、北西向最为发育,其中规模较大的断裂有 5 条,规模较小的次级断裂有 4 条。按断裂走向可划分为 NE 向、NW 向、NNE 向和近 EW 向 4 组。通过对近场区破坏性地震历史及区域地震台网记录分析,表明近场区具备发生破坏性地震的构造条件,对本工程场地的地震危险性,主要来自近场区未来可能发生的破坏性地震以及中、远场强震活动的影响。

因此,根据设计和施工安全的需要,采用有限元数值分析手段,对该岩质边坡在地震力作用下的动力稳定性问题进行系统和深入的分析,如坡顶位移控制、地震加速度放大响应、滑动面位置等,并确定加固方案。尤其是获得动力稳定安全系数实现对地震作用下边坡整体稳定性的定量评价,具有很大的工程价值和应用价值。

2 动力稳定性分析原理与方法

2.1 动力有限元与强度折减法

采用动力有限元法与强度折减法相结合的方法,对边坡地震力作用下的动态响应特性及动态响应下的边坡失稳特性进行分析。选用岩质边坡材料的抗剪强度参数黏聚力 c 和摩擦角 φ 进行折减(折减系数 R),得到一组新的 c' 和 φ' 值,并作为新的材料强度参数而重新输入原模型进行动力有限元分析,直到岩质边坡达到失稳状态为止。此时,将边坡处于稳定极限状态下的 R 定义为动力稳定安全系数 F_s 。其中, c' 和 φ' 值由下式求得:

$$c' = \frac{c}{R} \quad (1)$$

$$\varphi' = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{R}\right) \quad (2)$$

且在折减过程中材料的弹性模量 E 和泊松比 λ 为常数。

2.2 边坡失稳判据

采用强度折减法进行边坡稳定性分析时,边坡失稳判据最为关键,目前,较为成熟的边坡失稳判据主要有 3 种:有限元计算不收敛;坡体或坡面的位移发生突变;潜在滑移面塑形应变区贯通^[7-8]。

在动力有限元分析计算中,控制收敛是一个极其复杂的过程,并受各种因素的影响,数值计算不收敛未必是由边坡达到临界失稳状态所引起的。位移突变判据不需要严格的收敛性控制,且位移判据可以对应动力时程的分析结果,具有应用方便、直观等优点,适用于动力响应下的稳定性分析;塑形应变区贯通判据由于缺乏客观的判断指标,更多地依赖人为的主观判断,因而,只是边坡失稳的必要条件,但可作为位移突变判据的辅助判据^[9,10]。

综上所述,本文采用坡体或坡面的位移发生突变作为边坡失稳判据,有限元计算不收敛和塑性应变区贯通作为辅助判据。

3 工程高陡边坡的模型及参数

3.1 计算模型

根据前期地质勘察结果,选取边坡可能最危险剖面 O—W、O—E、6—6'、1—18,建立有限元计算模型,模型尺寸水平方向取坡高的 3 倍长度,竖直方向取坡高的 2 倍长度。据此建立 4 个边坡的二维有限元模型,并进行有限单元网格划分。以 O—W 剖面为例,其加固前后有限元模型及其网格划分如图 2

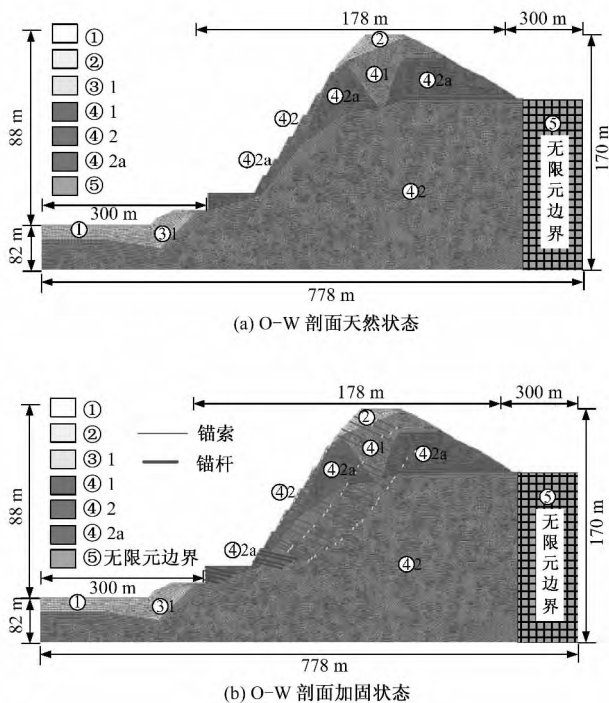


图 2 简化模型的网格划分图(O—W剖面)

表 2 岩体边坡及加固材料的力学参数

土性及加固体	$\gamma/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$E/$ GPa	ν	$E_d/$ GPa	ν_d	$c/$ kPa	$\varphi/$ ($^\circ$)	μ	$f/$ kPa	$f_{nb}/$ kPa
①杂填土	19.3	0.016	0.43	0.117	0.42	0	32	0.20	90	—
②残积土	19.9	0.717	0.43	0.117	0.42	10	30	0.28	150	—
③1 强风化凝灰岩	20.4	0.123	0.33	1.700	0.40	18	35	0.40	260	100
③2 中风化凝灰岩	24.9	5.250	0.25	3.999	0.37	600	45	0.50	4 000	260
④1 强风化安山质凝灰岩	20.5	0.158	0.34	1.838	0.39	18	35	0.40	220	100
④2 中风化安山质凝灰岩	24.8	3.999	0.24	6.911	0.38	500	44	0.50	3 800	300
③2a 中风化(破碎)凝灰岩	23.7	3.283	0.26	2.629	0.40	42	37	—	—	180
④2a 中风化(破碎)蚀变安山质凝灰岩	23.1	2.672	0.25	3.843	0.40	42	37	—	—	200
锚杆	78.0	200	0.25							
锚索	78.0	195	0.20							

3.3 动力计算工况

进行动力有限元法计算时,首先对边坡施加自重、地面超载等静力载荷,其计算结果作为模型的初始应力状态,然后在模型底部水平向施加地震力。输入的地震动为南京地区人工

所示。其中,模型内部土体采用四边形四节点平面应变单元进行划分,锚杆锚索采用二结点的梁单元模拟、应力钢筋部分简化为梁单元。剖面节点及单元总数为 26 344 和 27 752 个。

模型边界条件为:左侧坑底为轴对称边界,边坡右侧为无限元边界。动力计算中底部竖向方向固定,水平方向输入加速度时程作为地震动荷载的输入。

类似地,各边坡有限元模型基本参数如表 1 所示。

表 1 各有限元模型基本参数表

剖面	O—W	O—E	6—6'	1—18
高度/m	170	220	170	122
长度/m	778	855	860	835
坡高/m	88	110	90	62
节点数/个	26 344	23 903	32 197	26 572
单元数/个	27 752	23 798	33 690	26 531

3.2 计算参数

动力有限计算中,模型中岩土体材料本构模型均采用 DP 模型,其强度准则为 Drucker-Prager 屈服准则。有限元计算中主要考虑材料的材料的重度(γ)、弹性模量(E)、泊松比(ν)、动弹性模量(E_d)、动泊松比(ν_d)、黏聚力(c)、内摩擦角(φ)、基底摩擦系数(μ)、地基承载力特征值(f)、岩土体与锚固体黏结强度特征值(f_n)等。其中,岩体内摩擦角标准值由岩石内摩擦角标准值根据岩体完整性乘以 0.80~0.95 的折减系数确定,岩体黏聚力标准值由岩石黏聚力标准值乘以 0.20~0.30 的折减系数确定。岩体边坡材料及加固材料力学参数如表 2 所示,括号内为室内试验岩块的参数。有限元动力计算时,如 2.1 节所述,选用岩质边坡材料的抗剪强度参数黏聚力 c 和摩擦角 φ 进行折减。

预应力锚索截面积和外周长分别为 $7.85 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ 、0.314 m,预应力为 400~800 kN,锚杆周长分别为 $2.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ 、0.550 m。具体物理力学参数见表 2。

合成波,分别代表大震状态,50 a 超越概率为 2%,输入最大加速度值为 180 cm/s^2 ;中震状态,50 a 超越概率为 10%,输入最大加速度值为 103 cm/s^2 ;小震状态,50 a 超越概率为 63%,输入最大加速度值为 34 cm/s^2 。如图 3 所示。

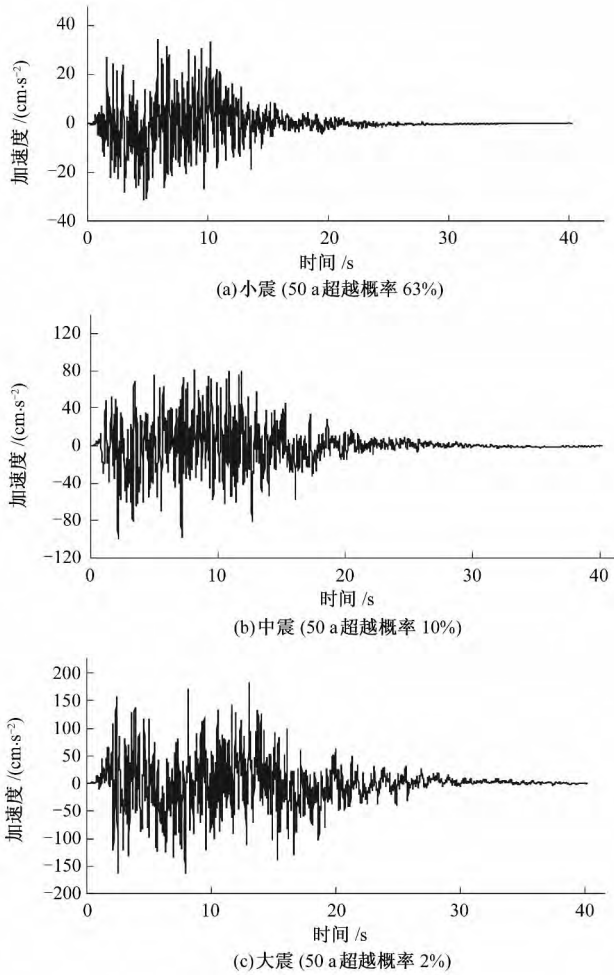


图3 地震波加速度时程曲线

将动力有限元计算与强度折减法相结合,计算天然状态下(削坡),以及支护状态下(加入锚杆锚索),各岩质高陡边坡的地震动荷载响应,包括加速度响应、位移响应、安全系数值、滑动面变化等。

3.4 整体技术路线

综上所述,南京牛首山佛顶宫岩质高陡边坡动力稳定性及加固效果评价整体技术路线如图4所示。

4 计算结果与分析

4.1 边坡动力响应分析

(1)加速度响应。根据动力有限元分析计算,以最危险剖面1-18边坡输入大震状态(50a超越概率为2%)最大加速度为例,加速度响应分布如图5所示。加速度在从坡底向上传递至坡顶的过程中出现明显的放大效应,加固前和加固后最大加速度响应值分别为17.90和16.77 m/s^2 ,位于坡顶边缘土体处,对比输入时程曲线的峰值加速度1.8 m/s^2 ,其放大系数约分别为9.94和9.32倍。

加速度放大效应将使边坡顶岩体作用较大的指向坡体的水平惯性力,在该水平惯性力的作用下,易使坡顶表面强风化岩体发生局部失稳,引起岩块发生向坑内的倾覆崩塌,甚至发生抛石等地质灾害。因此,在设计施工时,除了在坡体加入锚杆支护之外,还应对坡顶削坡,使坡度更为平坦(见图5),同

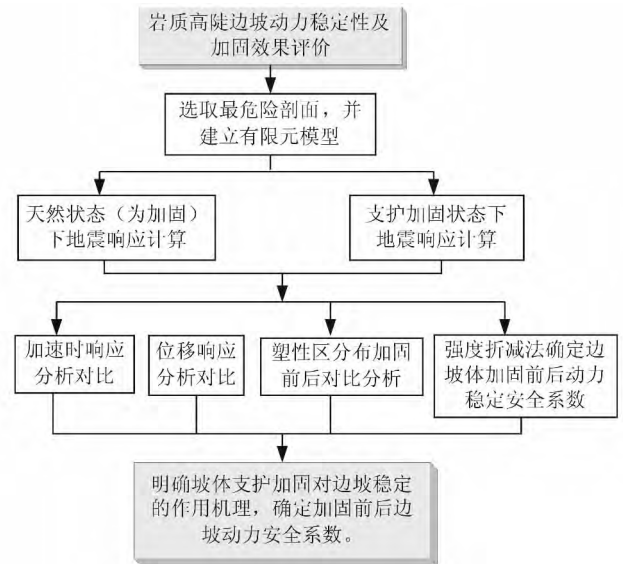
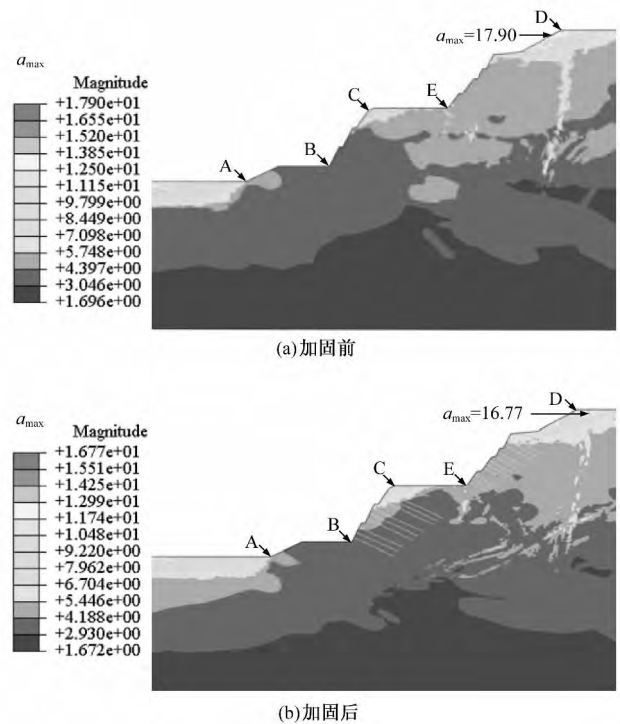


图4 整体技术路线图

图5 边坡加速度响应分布图(单位: m/s^2)

时采取必要的护坡措施。

对于其他工况下,各边坡加速度响应均有不同程度的放大,加速度放大效应明显。另外,地震作用过程中,岩体和土体的加速度响应存在明显的位相差,也就是土体和岩体间将存在拉应力效应,在主体结构设计时应考虑上述造成不利的影响,应考虑在土体和岩体之间设置适当的隔震措施。

(2)位移响应。图6所示为特征点(剖面1-18边坡顶部节点D)的位移响应。由图6可见,在动荷载作用下,加固前和加固后坡顶的最大水平位移分别为545和25mm,水平位移减小为1/22倍。在动荷载下,支护加固措施可有效得减小边坡的水平位移,保证强风化岩体局部稳定性,支护后的边坡在地震力作用下的变形值满足正常使用极限状态的设计要求。

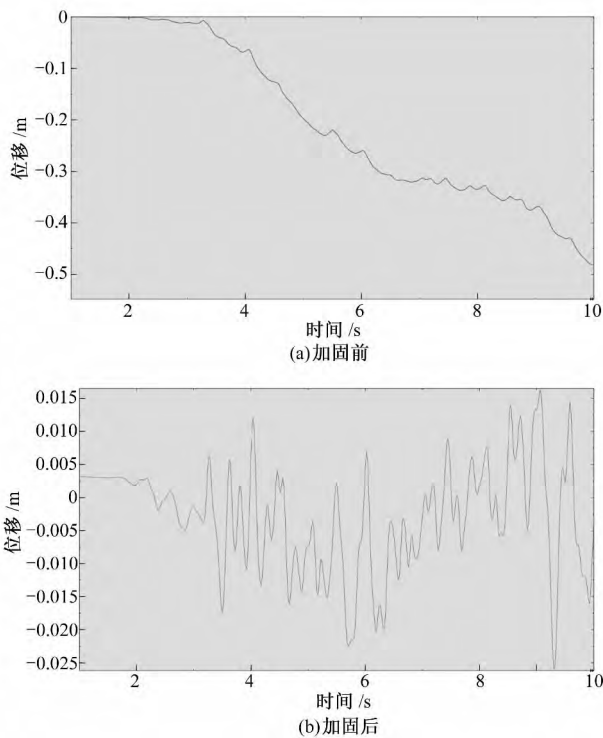


图6 坡体顶部的水平位移时程曲线

(3)塑性区分布分析。边坡在临界状态下等效塑性应变区的分布如图7所示。可以看出,动力荷载下加固前和加固后剖面1-18边坡等效塑性应变区变化明显,加固前边坡在极限状态下,广义塑性应变区集中在下部坡面杂填土①及③2层间及上部坡面①及③1层间,并在该处向上贯通,这说明地震力作用下,边坡底部表面风化较为严重的岩体发生了局部失稳,引起岩块发生向坑内的倾覆崩落。因此,对于滑动面贯穿的岩体,采取加固措施,以保证该处岩体局部稳定。加固后边坡在极限状态下,广义塑性应变区集中在下部坡面及上部①及③1层间,但未贯通。

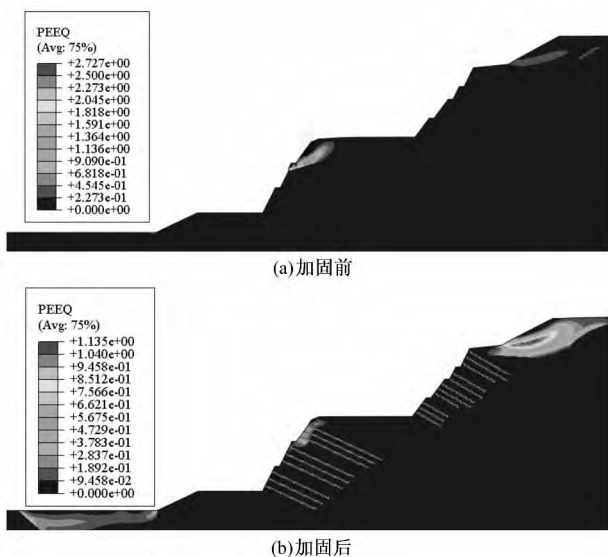


图7 动力稳定极限状态下的边坡塑性区

4.2 边坡动力整体稳定性评价

根据公式(1)和(2),将岩体边坡材料的抗剪强度同时折

减,在各折减系数 R 下进行动力有限元法计算,分析在地震荷载作用下岩质边坡的动力响应,获取边坡坡面各特征点(图5中A~E点)的最大水平位移 u_{max} 随 R 变化的规律,发现在某一折减状态前,各点的 u_{max} 随 R 变化近似呈斜率很小的线性变化趋势,当 R 达到一定值时, u_{max} 突变,曲线变陡,表明 u_{max} 的变化率明显增大,边坡达到稳定极限状态,曲线转角处的 R 可定义为临界 R 值。临界 R 可以取两端曲线的切线交点。将特征点的平均值作为边坡在地震动荷载作用下的稳定性安全系数,即 F_s 。有限元计算中,实际体现为:输入地震波计算中,当结果中,某时刻出现塑性区贯通或者局部贯通状态,或者计算不收敛时,此刻是极限稳定状态,此时的折减系数即为安全系数。

经过多次折减,动力荷载下,各剖面加固前和加固后的安全系数计算结果如表3所示。由表3可见,加固后安全系数增大,加固效果显著,支护后的边坡体满足承载力极限状态的设计要求。

表3 边坡动力分析计算结果

状态	安全系数	O-W	O-E	6-6'	1-18
加固前	小震	<0.50	0.58	0.66	0.70
	中震	<0.50	<0.50	0.64	0.65
	大震	<0.50	<0.50	<0.50	0.58
加固后	小震	1.37	1.23	1.20	1.42
	中震	1.19	1.18	1.10	1.31
	大震	1.03	1.14	1.02	1.11

5 结语

以南京牛首山文化旅游区一期工程—佛顶宫边坡为研究对象,基于动力有限元法与强度折减法,研究了静力和地震动荷载作用下4个最危险剖面边坡加固前、后的稳定性响应规律。主要结论如下。

(1)静力荷载作用下,边坡加固后各剖面水平位移、沉降、相对位移、Mises应力、塑性应变的最大值均有所减小,各剖面安全系数有所增大,说明所设计的加固方案可有效提高陡边坡的稳定性。

(2)地震力作用下,水平加速度在从坡底向上传递至坡顶的过程中出现了明显的放大效应,加固前和加固后最大加速度响应值分别为17.90和16.77 m/s^2 ,位于坡顶边缘土体处,其放大系数约分别为9.94和9.32倍。为了防止加速度放大效应产生的水平惯性力而造成的坡顶局部失稳,在设计施工时,应进行削坡,使坡顶坡度平坦,同时采取必要的护坡措施。

(3)动荷载作用下,边坡加固后坡顶的最大水平位移减小为加固前的1/22。支护加固措施可有效得减小边坡的水平位移,支护后的边坡在地震力作用下的变形值满足正常使用极限状态的设计要求。

(4)动力荷载下,加固前边坡在极限状态下,广义塑性应变区集中在下部坡面杂填土①及③2层间及上部坡面①及③1层间并贯通,表明易发生局部失稳,加固后边坡未出现明显贯通的塑性区,表明边坡局部稳定性得到针对性加强。

(5)采用与动力分析结果相对应的位移突变作为判据,并辅助塑性应变区贯通判据,边坡整体稳定性 (下转第189页)

表 2 水利工程评价指标归一化数据及运算结果

指标	年份							最佳投影向量
	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	
X ₁	0.070	0.224	0.318	0.590	0.690	0.858	1.000	0.271
X ₂	0	0.800	0.350	1.000	1.000	1.000	0.650	0.195
X ₃	0.133	0.260	0.457	0.869	0.889	0.832	1.000	0.204
X ₄	0	0	0.588	0.699	0.799	0.824	1.000	0.217
X ₅	0.118	0	0.756	0.811	0.891	0.928	1.000	0.223
X ₆	0.123	0.326	0	0.954	0.974	1.000	0.672	0.238
X ₇	0	0.498	0.808	0.904	0.984	0.947	1.000	0.155
X ₈	0	0.289	0.319	0.378	0.398	0.556	1.000	0.179
X ₉	0.474	0	0.737	0.832	0.936	0.916	1.000	0.229
X ₁₀	0	0.874	0.971	1.000	0.900	0.717	0.776	0.163
X ₁₁	0.908	0	0.378	0.579	0.599	0.684	0.687	0.149
X ₁₂	0.130	0.367	0	0.884	0.984	0.981	1.000	0.263
X ₁₃	0	0.003	0.237	0.874	0.894	0.951	1.000	0.282
X ₁₄	0.744	0.215	0	0.300	0.500	0.735	0.919	0.191
X ₁₅	0	0.229	0.617	0.678	0.698	0.897	1.000	0.256
X ₁₆	1.000	0.002	0	0.606	0.658	0	0.344	0.114
X ₁₇	0	0.848	0.972	0.953	0.971	1.000	0.972	0.166
X ₁₈	0	0.639	1.000	0.912	0.919	0.939	0.934	0.196
X ₁₉	0.890	0.022	0	0.606	0.666	0	0.544	0.137
X ₂₀	0.013	0.023	0.257	0.974	0.894	0.971	1.000	0.264
X ₂₁	0.070	0	0.598	0.799	0.699	0.854	1.000	0.238
X ₂₂	0.158	0	0.789	0.851	0.991	0.958	1.000	0.214
X ₂₃	0.223	0.526	0	0.954	0.918	1.000	0.872	0.120
投影值	0.838	1.154	2.072	3.684	3.861	3.929	4.251	

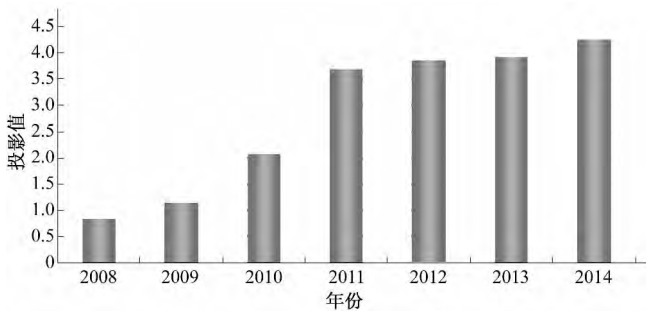


图 1 历年水利工程投资值情况变化表

(上接第 186 页) 分析结果表明,边坡支护加固后安全系数增大,加固效果显著。满足边坡小震作用下安全系数大于 1.2,大震作用下安全系数大于 1.0 的要求。 □

参考文献:

[1] 王欢,车爱兰,陈富海,等. 岩质高陡边坡动力稳定性评价方法与应用[J]. 上海交通大学学报(自然科学版),2011,45(5):706-710.
 [2] Seed H B, Martin G R. The seismic coefficient in earth dam design[J]. J Soil Mech Found Div, ASCE, 1992,(SM3): 25-58.
 [3] Kramer S, Smith D. Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997,123(7):635-644.
 [4] 连锁营,韩国城. 强度折减法研究开挖边坡的稳定性[J]. 岩石工

程学报,2001,23(4): 407-411.

根据计算结果可以看出,最佳投影向量都在[0,1]范围内,且平方和为 1,计算结果满足约束条件。
 近年来,政府为了减轻财政负担,政府与企业之间多采用 PPP 模式进行城市基础设施项目建设,包含 BOT,TOT 等多种模式,企业利润主要来自于运营阶段,而工程的建设质量直接决定了运营的收益和运行成本,作为以建设、运营为主的投资单位,工程建设质量尤其重要。由图 1 可以看出,历年水利工程投资值逐年递增,说明水利工程项目的质量管控力越来越大,质量越来越好,企业处在一个良性的发展当中。

虽然工程质量不断提高,但并不代表没有问题,建设方仍然存在一些制度、质量评定、工程验收等方面的问题,各项目公司针对自己存在问题,根据专家提出的意见,认真制定整改方案,把工程质量工作落到实处,从源头上减少质量问题的发生。

4 结 语

通过基于 GA-PP 水利工程质量评价体系研究,结论主要包含以下几方面。

(1)GA-PP 模型的建立,避免了客观赋值的干扰,而且评价结果准确合理,为质量评价体系研究提供了新的方法。

(2)最佳投影向量各分量的大小,决定了各指标对整个质量评价体系的影响程度,为质量检查提供了参考依据。

(3)工程质量评价体系指标没有一个统一的标准,关于体系指标选取的全面性、科学性和完备性,有待进一步研究。 □

参考文献:

[1] 邓雪,李家铭,曾浩健,等. 层次分析法权重计算方法分析及其应用研究[J]. 数学的实践与认识,2012,42(7):93-100.
 [2] 邓楚雄,谢炳庚,李晓青,等. 基于投影寻踪法的长株潭城市群地区耕地集约利用评价[J]. 地理研究,2013,32(11):2 000-2 008.
 [3] 高杨,黄华梅,吴志峰. 基于投影寻踪的珠江三角洲景观生态安全评价[J]. 生态学报,2010,30(21):5 894-5 903.
 [4] 魏龙亮,陈元芳,程龙,等. 投影寻踪模型在典型洪水选择中的应用[J]. 水电能源科学,2013,31(1):34-37.
 [5] 缪萍萍,董增川,李庆航,等. 投影寻踪模型在地表水环境质量后评价中的应用[J]. 水电能源科学,2010,28(5):33-35.
 [6] 万玉文. 丘陵山地雨水集蓄工程设计方案的投影寻踪优选[J]. 中国农村水利水电,2011,(12):55-57.
 [7] 马永杰,云文霞. 遗传算法研究进展[J]. 计算机应用研究,2012,29(4):1 201-1 206.
 [8] 杨永兵. 边坡岩石强度与岩体强度的工程变换[J]. 金属矿山,2004,(9):10-12.
 [9] 张彩双. 土石坝动力稳定的强度折减法研究[D]. 辽宁大连:大连理工大学,2005.
 [10] 陈远川. 有限元强度折减法计算土坡稳定安全系数的研究[D]. 重庆:重庆大学,2009.