

太平湖大桥铜陵岸工程边坡稳定性分析

张九灵, 王运生, 段海澎, 苏 欧

(成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室, 成都 610059)

摘 要: 太平湖大桥铜陵岸结构面发育, 边坡开挖后是否稳定倍受关注。在现场原型调查的基础上, 运用 3D-FLAC 软件对边坡开挖及支护后的变形情况进行了数值模拟。结果表明: 边坡开挖后变形较为明显, 采取支护措施后变形明显收敛并趋于稳定。模拟结果与实际监测资料基本吻合, 说明现场所采用的支护措施是可行的。

关键词: 边坡; 开挖; 支护; 稳定性分析; 数值模拟

中图分类号: P642.2; TU413.62

文献标识码: A

文章编号: 1005-3409(2007)01-0167-03

The Stability Analysis of the Engineering Slope on Tongling Bank of Taipinghu Bridge

ZHANG Jiu-ling, WANG Yun-sheng, DUAN Hai-peng, SU Ou

(College of Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: The structural surfaces are well developed in the slope on Tongling bank of Taiping lake, its stabilization after excavating is much concerned. Based on the field investigation, 3D-FLAC is applied to simulate and analyze the deformation of the slope after it was excavated and retained. The result shows that its deformation after excavating is obvious, but the deformation is convergent and will be stable when the slope has been retained. The simulation and the monitor data of the scene matches well. Therefore, the retaining measure is feasible.

Key words: slope; excavation; retaining system; stability analysis; numerical simulation

1 前 言

铜汤高速公路太平湖大桥位于安徽省黄山市黄山区, 距 S103 省道舒溪河太平湖大桥上段约 150~200 m, 该区为皖南低山丘陵, 地势起伏不大, 地面标高 90~216 m。拟建的太平湖大桥轴向近南东-北西向, 跨度较大。铜陵岸发育有一系列次级侵蚀沟谷, 北东、北西向结构面发育, 且岩体风化卸荷影响严重。修路、建桥开挖边坡后, 边坡可能产生崩塌变形。边坡一旦产生变形, 将严重影响铜汤高速公路以及大桥拱座和大桥本身的安全, 因此系统地研究铜陵岸桥基后边坡开挖及支护后的稳定性非常重要。本文利用 3D-FLAC 对铜陵岸桥基后缘边坡开挖及支护后的变形进行了分析计算。

2 铜陵岸边坡岩体结构特征

铜陵岸拱座位于杉木梁南东侧的山咀处, 杉木梁由霞乡组上段灰色厚层-块状粉砂岩、含泥质粉砂岩夹粉砂质泥岩及泥质粉砂岩薄层组成。山咀处主要由粉砂岩组成。为单斜构造, 地层倾向内, 产状 $N25^{\circ}E/NW \angle 50^{\circ}$ 。

铜陵岸坡体岩质较硬, 属中等强度岩石。拱座部位岩体由表及里划分成强风化(埋深 0~15 m, 个别可达 16 m, 下限一般埋深 13 m 左右)、弱风化(埋深 15~23 m)及微风化(埋深 23 m 以下)三类岩体。强风化粉砂岩较软, 易碎, 抗压强度较低, 完整性差, 是整个坡体内最薄弱部位。

从边坡结构上来看, 岩体中结构面发育, 主要有以下几

组: 北西向张性结构面: $N55^{\circ}W/NE \angle 72^{\circ} \sim 88^{\circ}$; 层面: $N25^{\circ}E/NW \angle 50^{\circ}$; 倾向坡外的缓倾结构面: $N25^{\circ} \sim 30^{\circ}E/SE \angle 15^{\circ} \sim 25^{\circ}$ 。其中 Ⅱ组结构面延伸几米至几十米, 破碎带宽几厘米至 20 cm, 破碎带被钙质紧密胶结, 强度虽比完整岩体低, 但仍具有一定的内聚力; 此外, Ⅲ组结构面也较为发育, 该组结构面延伸长度一般在几米至十余米, 贯通性好, 平直, 微张或闭合, 一般无胶结; Ⅰ组结构面长几十厘米至 1 m 余, 贯通性相对较差, 波状起伏, 多闭合。

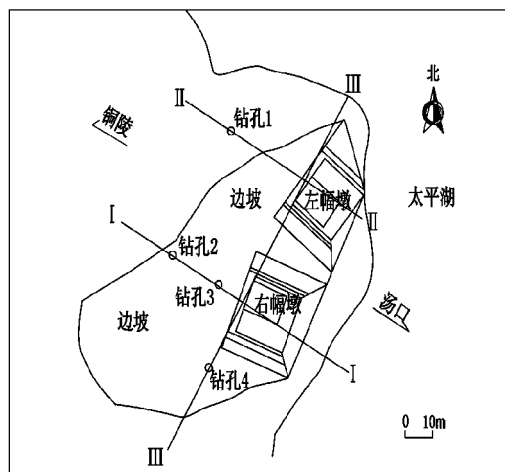


图 1 剖面位置分布图

* 收稿日期: 2006-03-16

基金项目:“中国西部深切河谷谷底松弛带形成机理及其工程效应”资助(40472143/D0214)

作者简介: 张九灵(1980-), 女, 成都理工大学硕士研究生, 专业方向地质环境评价与保护。

根据该边坡岩性、岩体坚硬程度、完整程度,按照“工程岩体分级标准”(GB50218-94),围岩质量主要为 III、III-IV 级岩体,结合开挖工程的规模考虑,围岩基本处于稳定状态。

上述结构面与开挖坡面组合,可以出现潜在不稳定块体,但由于结构面密集,不稳定块体规模均不大。

3 铜陵岸边坡开挖情况

铜陵岸拱座基坑开挖后将形成平行、垂直线路的边坡。右幅拱座垂直线路的高边坡走向为 N20° E,坡高 56 m,坡长 60 m,计算时以实地调研资料及施工设计图中的 I-I 剖面(剖面位置分布情况见图 1)为依据;平行线路的边坡走向为 S70° E,坡高 40 m,坡长 30 m,计算时以 III-III 剖面为依据。左幅拱座垂直线路的边坡走向为 N40° E,坡高 24 m,坡长 40 m,计算时以 II-II 剖面为依据;平行线路的边坡由于边坡高度低,故不作考虑。各个剖面坡体开挖的具体情况见表 1。

表 1 边坡开挖基本数据

剖面	坡高/m	坡比	马道宽/m
- 剖面	1 级边坡	10 1: 0.25	
	2 级边坡	8 1: 0.6	2
	3 级边坡	8 1: 0.6	2
	4 级边坡	8 1: 0.6	2
	5 级边坡	8 1: 0.75	2
- 剖面	1 级边坡	10 1: 0.25	
	2 级边坡	8 1: 0.6	2
	3 级边坡	8 1: 0.6	2
	4 级边坡	1: 1	2
- 剖面	1 级边坡	7 1: 0.5	
	2 级边坡	8 1: 0.6	2
	3 级边坡	8 1: 0.6	2
	4 级边坡	8 1: 1	2
	5 级边坡	1: 1	2

4 模型建立及参数取值

用 3D-FLAC 软件分别建立了三个剖面坡体的模型,并对其开挖及支护后的稳定性进行分析计算,计算过程主要包括:(1)对开挖后的坡体变形进行分析;(2)采用锚杆锚索对边坡加固后,计算边坡的位移变化趋势。分析范围内主要是由粉砂岩组成,按其风化程度及其物理力学特性差异,以及模型开挖顺序的先后,可以划分为强风化粉砂岩、弱风化粉砂岩、微风化粉砂岩共 3 个岩组,8 个单元(见图 2 中 I-I 剖面坡体计算模型)。考虑到坡体内应力的影响,能够真实地模拟各点的位移值,按实际尺寸建模,并且为了减少岩体在自重作用下所产生的变形对计算结果的影响,在模型进行开挖前,已经将岩体自重所产生的变形消除。

边界条件:由于地应力水平量级低,且支沟切割深,不考虑水平应力场的影响,所以只对其底部和两侧进行了面约束。

5 计算结果分析

从开挖后的位移图(图 3)可以得出,坡体的最大位移集中在开挖台阶上,坡体内的变形主要表现在竖直方向上,水平方向的变形只存在于坡体表层。图 3 揭示了 - 剖面坡体开挖后的总位移情况,坡体总位移主要集中在中部第三级马道前缘部位,最大位移量达 7.76 mm,整个边坡变形影响的最大深度达坡内 12 m,该深度以内变形量均大于 1 mm。1、2 和 3 单元为强风化粉砂岩;4、5 和 6 单元为弱风化粉砂岩;7 和 8 单元为微风化岩体;其中,2、3 单元为将要挖除的强风化粉砂岩;5、6 单元为将要挖除的弱风化粉砂岩;8 单元为将要挖除的微风化粉砂岩;3、6、8 单元将浇注混凝土桥墩

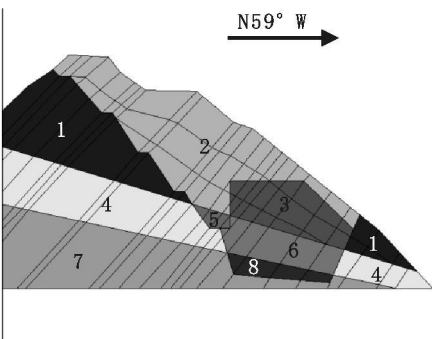


图 2 - 剖面坡体计算模型

根据实际情况,坡体可以分为三个岩组,即强风化粉砂岩、弱风化粉砂岩、微风化粉砂岩。各岩组物理力学参数由大量实测实验数据综合分析而得(见表 2)。

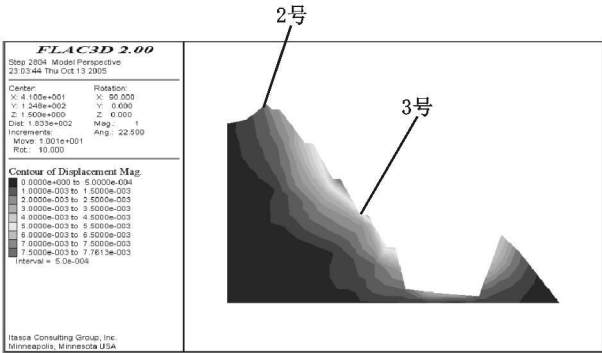


图 3 - 剖面坡体开挖后的总位移

为了确保开挖边坡在大桥运行过程中的安全,对边坡采取了支护措施,边坡支护包括锚杆和锚索以及框架梁护坡处理。由图 4 可以看到,随着锚杆和预应力锚索的作用,坡体内部位移值逐渐趋于稳定,表面部分变形范围增大,总的变形区域缩小。最大位移出现在第三级马道和第四级马道前缘,并且从 7.7 mm 增至 10.4 mm 后变形收敛。

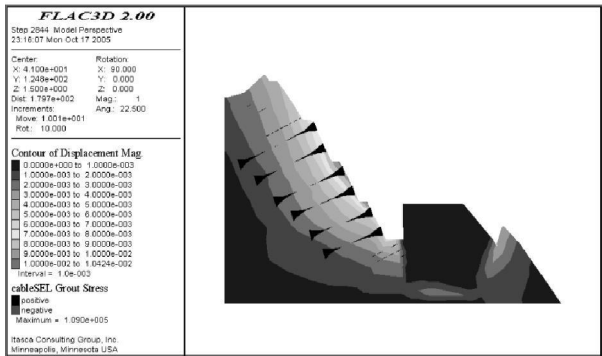


图 4 - 剖面坡体支护后的总位移

- 、 - 剖面坡体开挖后的变形情况与 - 剖面类似,最大位移基本上都集中在开挖后边坡中部台阶的表层,加固后虽然变形量也有一个小范围的上升,但最终变形收敛并趋于稳定。

- 剖面坡体开挖后变形影响范围较深,约 13 m,此深度以内变形量均大于 1 mm,第 2 级马道外角点位移较大且较集中,位移达 5.2 mm;边坡加固后整体趋于稳定,最大变形量仍然出现在第 2 级马道前缘,总位移最大值收敛于 6.89 mm。 - 剖面坡体的位移以右幅墩南西侧边坡表层及基坑底部变形较大,达 6.5 mm,两拱座之间的未开挖坡体两侧坡面中上部表层也有较明显的变形,达 5.5 mm。边坡支护后右幅墩南西侧边坡表层变形由原来的 6.5 mm 达到 8 mm 后趋于稳定,两拱座之间的未开挖坡体两侧坡面中

上部表层有较明显的变形达 10 mm, 向下变形逐渐减弱至 5 mm, 综合考虑边坡支护后的变形在设计允许的范围内, 边坡整体稳定。

表 2 各岩组参数取值一览表

岩 组	E/MPa	C/MPa	f/MPa	$\gamma/(\text{MN}\cdot\text{m}^{-3})$	T/MPa	K/MPa	G/MPa
强风化粉砂岩	7000	0.30	0.1	35	0.025	0.2	2692
弱风化粉砂岩	10000	0.26	0.6	40	0.026	0.7	3968
微风化粉砂岩	16000	0.23	1.3	43	0.026	1.5	6504

从 I-I 剖面坡体上钻孔 2 孔口点实际位移变化曲线(图 5)与计算位移追踪曲线(图 6)对比可以看出, 由于开挖的影响, 形变量比较大, 中部锚杆及锚索的施工特别是预应力锚索的施工使得位移有较大的回缩, 经过一个自适应的过程, 最终趋于稳定。从监测资料来看, 由于目前主体锚固工作已经结束, 而边坡表面 2 号监测孔实际位移最大值于 10 mm 开始已趋于收敛, 与图 6 中 2 号孔位置变形量收敛为 7~8 mm 基本符合。3 号孔实际位移变化情况与 2 号孔有所不同, 未发生明显的变形回缩现象, 其追踪曲线显示变形收敛于 12 mm 左右, 与实际 13 mm 相符。

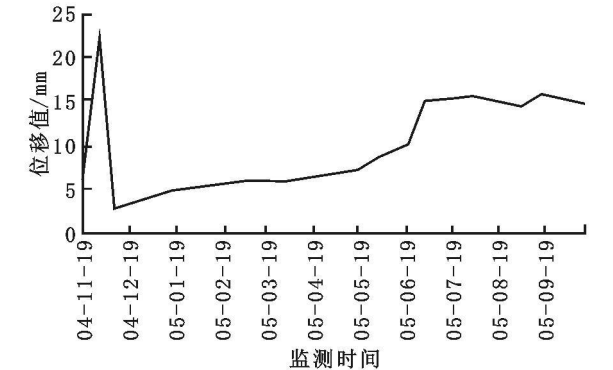


图 5 2 号测孔孔口点实际位移随时

参考文献:

[1] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理(第二版)[M]. 北京: 地质出版社, 1994.
[2] 陈祥军, 汤劲松. 用 FLAC3D 进行马崖高边坡稳定性分析[J]. 石家庄铁道学院学报, 2002, 15(3): 76- 79.
[3] 林忠明, 王家臣, 陈忠辉, 等. 眼前山铁矿采场南帮边坡稳定性的 FLAC 模拟分析[J]. 中国矿业, 2003, 12(2): 41- 44.
[4] 魏继红, 吴继敏, 孙少锐. FLAC3D 在边坡稳定性分析中的应用[J]. 勘察科学技术, 2005, (2): 27- 30.
[5] 寇晓东, 周维垣, 杨若琼, 等. FLAC3D 进行三峡船闸高边坡稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 6- 1.
[6] FLAC- 3D(Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), Version 2. 0, User's Manual[S]. USA: Itasca Consulting Group, Inc, 1997.
[7] 宋修广, 张思峰, 李英勇. 路堑高边坡开挖、锚固数值模拟及稳定性分析[J]. 公路交通科技, 2005, 22(4): 38- 40.

(上接第 166 页)

3 结 语

湖南生态环境的变化既有自然原因, 也有历史原因, 但主要是人为因素所致。人口大幅度增长和经济的非持续发展方式是其直接原因。生态保护与生态建设的总体形势依然严峻, 生态环境保护面临的任务十分艰巨。要坚定不移地参考文献:

[1] 湖南省水利厅. 湖南省水资源保护规划报告[R]. 2001.
[2] 湖南省水利厅. 湖南省水资源开发利用现状分析报告[R]. 1999.
[3] 湖南省政协经济科技委员会. 三峡工程与洞庭湖关系研究[M]. 长沙: 湖南科学技术出版社, 2002.
[4] 湖南省农业厅. 湖南省生态环境现状调查资料[R]. 2002.
[5] 湖南省统计局. 湖南统计年鉴(2004)[Z]. 北京: 中国统计出版社, 2004.
[6] 熊鹰, 王克林, 吕辉红. 湖南省农业生态安全与可持续发展初探[J]. 长江流域资源与环境, 2003, 12(5): 433- 439.

II-II 剖面坡体上钻孔 1 孔口点实际位移曲线与位移追踪曲线基本吻合, 但由于模型的锚固过程为一次性的整体锚固, 施工过程中的变形量未计, 并且监测点位于开挖后的坡面表层, 实际中局部的表层滑动使得监测曲线位移较大, 因此模型变形收敛于 7 mm 与实际的 4 mm 有些出入。II-I-III 剖面边坡钻孔 4 孔口计算位移与实际位移也基本相符, 位移量不大, 并且由监测资料来看已经趋于收敛。

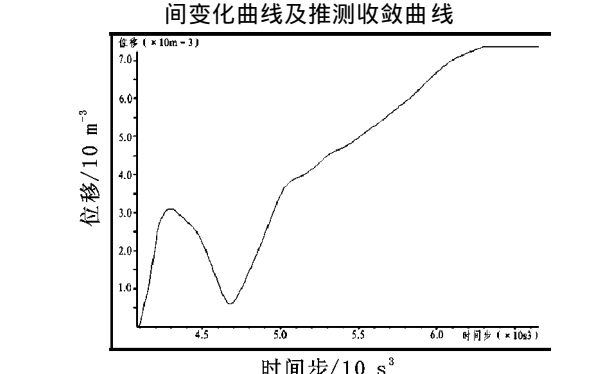


图 6 FLAC 模型中 2 号测孔孔口位置点位移追踪

6 结 论

(1) 边坡开挖后左幅墩后缘及其北东侧开挖后的总位移不大; 右幅墩后缘边坡中部变形较大, 最大值达 7.76 mm; 南西侧边坡表层及基坑底部变形量达 6.5 mm; 两拱座之间的未开挖坡体两侧坡面中上部表层也有较明显的变形, 达 5.5 mm。拱座浇注和边坡支护后变形收敛, 坡体内部位移值逐渐趋于稳定, 变形量级均在 10 mm 以下, 而且局限在坡体表层。
(2) 计算位移与实际监测位移相比较, 变形收敛误差范围在 1~ 3 mm 左右, 表明目前采取的边坡支护措施是可行的, 边坡整体稳定。