

文章编号: 1000-7598-(2013) 增 1-0379-07

桥梁荷载下跨谷拱桥岩质桥基岸坡稳定性分析

田洪铭¹, 陈卫忠^{1,2}, 郑鹏强¹, 于建新¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071; 2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 济南 250061)

摘 要: 桥梁荷载作用下跨谷岩质岸坡稳定性是保证桥梁安全运营的关键。芙蓉江大桥道真侧高陡岸坡基岩为中风化灰岩, 节理裂隙发育, 桥梁荷载下岸坡稳定性评价至关重要。通过基岩力学特性试验研究, 得到基岩力学参数和拱座-基岩胶结面接触模型, 在考虑岸坡顺层节理和垂直卸荷节理的情况下, 采用强度折减法对桥梁荷载作用前后岸坡的稳定性进行三维分析, 研究成果表明, 受节理裂隙张开破坏的影响, 岸坡将产生典型的折线型滑动面, 岸坡在桥梁荷载作用下拱座底部塑性区与坡脚向上发展的塑性区首先贯通, 在拱座底部产生局部破坏区, 对岸坡稳定性不利, 建议对拱座后部基岩进行局部加固处理, 提高其稳定性。

关 键 词: 岩质岸坡稳定性分析; 跨谷拱桥; 芙蓉江大桥; 强度折减法

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

Stability analysis of rocky slope for arch bridge foundation in gorge area

TIAN Hong-ming¹, CHEN Wei-zhong^{1,2}, ZHENG Peng-qiang¹, YU Jian-xin¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. Research Center of Geotechnical & Structural Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: The stability of bank is very important for safety of bridge which is constructed on it. Therefore, the stability analysis of rock bank with masses of joints and faults under bridge load should be carried out for Furongjiang bridge. Based on the laboratory tests results, the mechanical parameters of bed rock and cement face between skewback and bed rock are obtained. Considering effect of bedding and vertical joints, the analysis of stability of bank is done with strength reduction method. And according to the calculation results, the slide surface is a typical polygonal line because of failure of joints and faults. After the construction of bridge, a practical slide surface would form under skewback due to huge bridge load; and it is very harmful to the stability of whole bank slope. Therefore, it is necessary to reinforce the bed rock behind the skewback.

Key words: stability analysis on rocky slope; arch bridge in gorge area; Furongjiang bridge; strength reduction method

1 引 言

随着西部高速公路的大规模建设, 受山区地形的限制, 大跨度的拱桥建设越来越多。桥梁运营过程中, 巨大的桥梁荷载由拱座传递至下部基岩, 会对岸坡的稳定性产生不利影响。拟建的芙蓉江特大拱桥, 岸坡高达 115 m, 基岩为中风化灰岩, 顺层节理和垂直卸荷节理裂隙较发育, 其在桥梁荷载作用下的稳定性评价至关重要。

桥梁荷载下岸坡稳定性评价过程中要考虑桥梁荷载对岸坡滑动面形状和位置改变的影响, 目前这方面的研究开展相对较少。李法旭等^[1]、詹志峰

等^[2]、孙书伟^[3]采用工程地质方法对峡谷区高陡边坡在桥梁荷载下的稳定性进行了分析。王初生等^[4]采用极限二维块体理论对桥梁岸坡稳定性进行了评价分析。随着有限元的不断发展, 越来越多的学者开始采用强度折减法对岸坡稳定性进行分析。任新红等^[5]采用有限元强度折减法对澜沧江大桥桥基岸坡稳定性进行了分析, 得到了岸坡承载前后的张拉破坏区。邓宗伟等^[6]对采用桩基础加固的跨谷岸坡进行了三维稳定性分析, 根据强度折减法计算结果提出了合理的加固方案, 但上述有限元分析过程中岩体采用均质材料模型, 没有考虑节理裂隙的影

收稿日期: 2012-05-13

基金项目: 国家杰出青年基金资助 (No. 51225902); 国家重点基础研究发展计划 (973) 资助 (No. 2013CB036006); 国家青年科学基金资助 (No. 51004097)。

第一作者简介: 田洪铭, 男, 1985 年生, 博士研究生。主要从事岩土工程数值模拟研究工作。E-mail: tianhongming1111@163.com

响,而实际工程中岸坡内部的节理和裂隙的产状和接触状态会对岩质边坡稳定性产生重要影响^[7-10]。

本文依托拟建的芙蓉江大桥高陡岸坡,在基岩力学特性试验研究基础上,得到了基岩力学参数和拱座-基岩胶结面接触模型。在考虑岸坡顺层节理和垂直卸荷节理的情况下,应用有限元计算软件 ABAQUS,采用强度折减法对桥梁荷载作用前后岩质岸坡的稳定性进行分析,得到了桥梁荷载对岸坡滑动面形状和位置的影响规律,研究成果对拱座下

部岸坡稳定评价和提出相应的加固方案具有指导意义。

2 工程概况

拟建的芙蓉江大桥位于贵州省遵义市正安县,设计桥长 225 m,桥面宽 24 m,上部结构采用拱桥、预应力混凝土 T 梁结构,下部结构道真岸采用三级台阶拱座,瓮安侧采用桩基础,如图 1 所示。

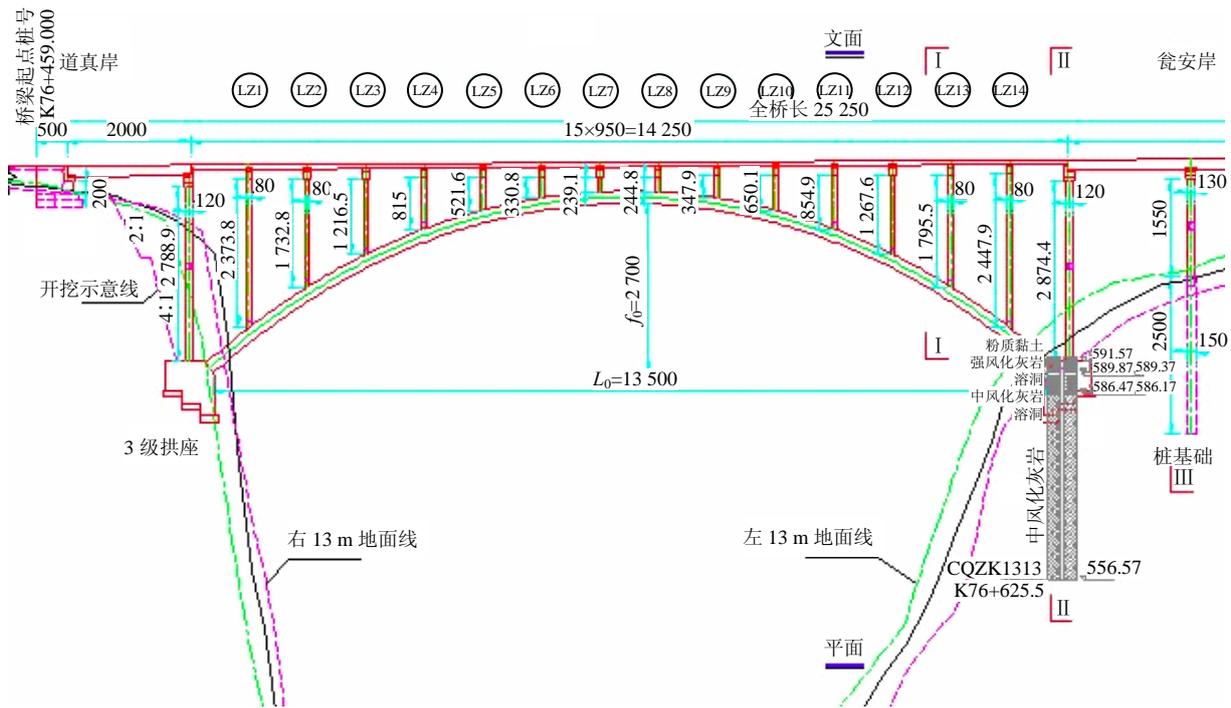


图 1 芙蓉江大桥桥型布置
Fig.1 Sketch of Furongjiang bridge

从地形地貌看,桥位沿斜坡、U 型河谷展布,其中道真岸岸坡近于直立,深达 115 m,瓮安侧岸坡相对较缓,见图 2。

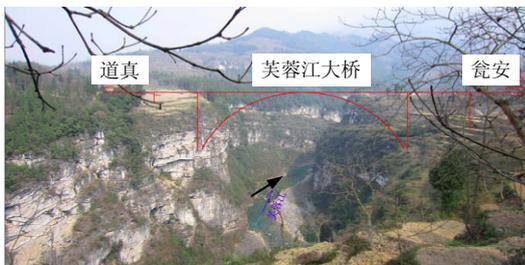


图 2 芙蓉江大桥岸坡地貌
Fig.2 Landform of Furongjiang bridge bank

地质勘查资料表明,道真岸坡为顺层边坡,瓮安岸为逆层边坡,本次分析主要针对道真岸顺层边

坡进行分析。道真岸顺层岸坡,岩层倾角为 30°,对岸坡稳定不利。此外,岩体卸荷节理裂隙发育,代表性节理产状为 95°∠90°、80°∠45°、215°∠90°、350°∠90°和 30°∠90°,也会对岸坡稳定产生不利影响。

桥梁运营过程中,拱座受到 4 个拱肋传递的桥梁荷载作用,每一拱肋传递的水平推力为 50 030 kN,竖向推力为 53 000 kN,会对岸坡稳定性产生不利影响,为保证桥梁的安全运营,需要对岸坡的稳定性进行分析。

3 岸坡稳定性计算

3.1 计算模型

结合地形地质情况,建立的三维有限元计算模型见图 3。计算范围取顺桥向 176 m,横桥向宽 84

m, 高 200 m。模型中岩体和拱座均采用六面体单元, 为了更好地模拟基岩与拱座的相互作用, 基岩-拱座之间采用接触模型。

3.2 岩体材料模型及参数选取

从地勘资料分析可知, 岩体中的不利层理分布会对道真岸坡稳定性产生影响, 本次分析过程中岩体采用 ABAQUS 中的节理材料进行模拟^[11]。假设模型中的节理相对与整个模型而言厚度相对较小, 且相互贯通。节理岩体的力学行为由岩块和节理力学行为共同构成, 岩块体的弹塑性行为采用 Mohr-Coulomb 准则进行描述。

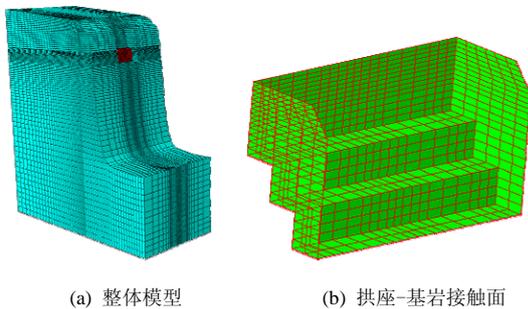


图 3 芙蓉江道真岸有限元计算模型
Fig.3 Numerical model for Daozhen bank of Furongjiang bridge

节理受力后存在闭合和张开两种状态, 即当垂直于节理面的压应力 $p_a \leq 0$ 时, 节理张开, 节理面上没有弹性刚度, 只有法向应变; 当节理面压应力 $p_a > 0$ 时, 节理裂隙处于闭合状态, 岩体作为各向同性材料参与计算分析, 节理的滑动摩擦破坏满足:

$$f_a = \tau_a - p_a \tan \varphi_a - c_a = 0 \quad (1)$$

式中: τ_a 为剪应力在节理面上的分量; p_a 为作用在节理面的垂直压力; φ_a 为节理体系的内摩擦角; c_a 为黏聚力。计算考虑了基岩层理和竖向节理的影响, 在 ABAQUS 建模过程中只需输入节理角度, 不需单独划分节理网格。

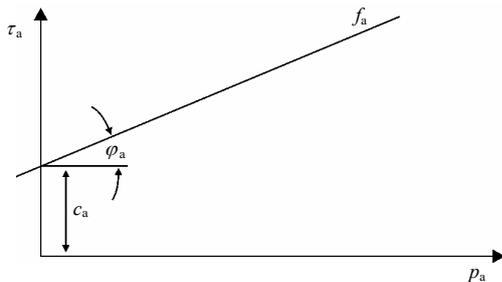


图 4 节理体系滑动破坏面
Fig.4 Failure plane of joint material

节理材料中岩块的力学参数可以通过三轴试验

结果进行估算。取自道真岸的中风化灰岩的三轴试验结果如图 5 所示。由图可以看出, 现场完整灰岩的强度较高, 最终确定的岩块的弹塑性参数见表 1。节理面的力学参数很难通过室内试验直接得到, 根据地勘资料中节理两侧岩体坚硬程度及节理面结合程度的描述, 结合工程岩体分级标准^[12], 最终确定的节理面摩擦破坏参数 (见表 1)。

3.3 拱座-基岩接触模型及参数选取

三维情况下拱座-基岩接触面之间存在着粘结和切向滑动两种状态: 当 $\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} < \tau_{crit}$ 时, 拱座-基岩处于黏结状态, 无滑动; 当 $\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} = \tau_{crit}$ 时, 拱座-基岩处于滑动状态。其中: τ_i 为拱座-基岩之间切向应力分量; τ_{crit} 为拱座-基岩抗剪强度:

$$\tau_{crit} = \tau_0 + F \tan \varphi \quad (2)$$

式中: τ_0 为法向力为 0 时的初始抗剪强度; φ 为拱座-基岩的摩擦角; F 为拱座-基岩的接触压力。

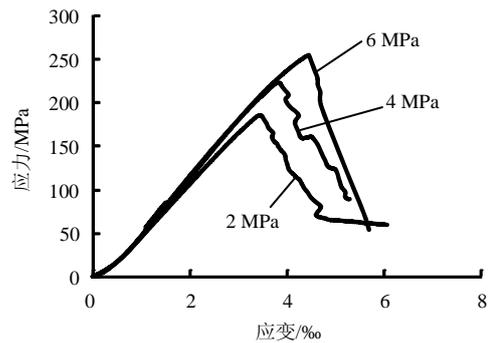


图 5 灰岩三轴试验结果
Fig.5 Triaxial test results of limestone under different confining pressures

表 1 节理岩体参数
Table 1 Mechincal parameters of joint materials

材料	弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)
岩块体	6.40	0.30	1.10	51
节理材料			0.22	37

为了得到拱座-基岩初始抗剪强度 τ_0 和摩擦角 φ , 进行了不同法向力下拱座-基岩胶结面的剪切试验研究, 见图 6^[13]。图中, 混凝土采用与拱座混凝土相同的配合比, 下部基岩为取自道真岸的中风化灰岩, 试验过程中保持法向力 F 不变, 逐渐增加切向力 τ , 直至胶结面发生破坏。不同法向力下胶结面的峰值剪切应力如图 7 所示, 对试验数据拟合得到拱座-基岩的接触关系力学参数 $\tau_0 = 1.037$ MPa, $\varphi = 45^\circ$ 。

3.4 计算工况

根据芙蓉江大桥道真岸边坡地质情况，计算过程中主要考虑了岸坡顺层节理和垂直卸荷节理对岸坡稳定性的影响。岸坡稳定性分析方法采用常用的有限元强度折减法，计算过程中同时对节理材料和岩块材料的力学参数进行折减。分析过程中主要考虑两种不同的计算工况：(1) 岸坡自然状态下稳定性分析；(2) 拱座承担桥梁荷载后岸坡稳定性分析。

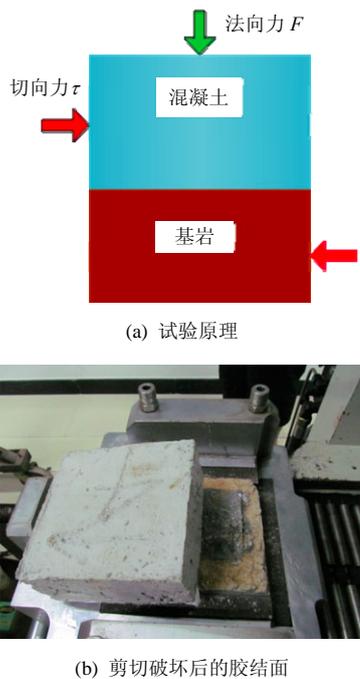


图6 拱座-基岩胶结面剪切试验
Fig.6 Shear test for cement face between skewback and bedrock

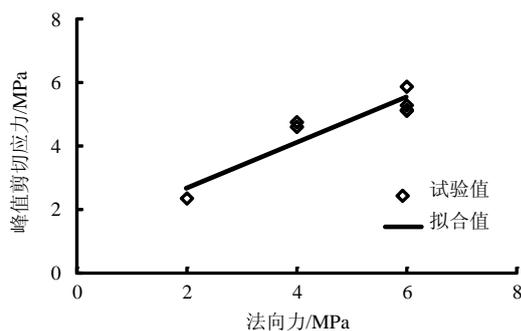


图7 拱座-基岩剪切试验结果
Fig.7 Test results of shear test for cement face between skewback and bed rock

4 计算结果分析

4.1 自然岸坡稳定性分析结果

考虑节理影响时，强度折减过程中岩质边坡其塑性区的发展规律不同与均质土质边坡，见图8。

由图8可以看出，在形成贯通塑性破坏区之

前，除了在应力较为集中的坡脚首先产生明显的塑性区外，受垂直卸荷节理张开破坏的影响，在边坡顶也出现了明显的塑性区。节理材料的屈服破坏，导致潜在滑动面上岩块体的应力集中和屈服破坏，并与节理的塑性区连接贯通，最终形成如图9所示的整体塑性贯通区。从图中可以看出，节理材料的影响下岩体产生的潜在滑动面为折线型，而不是圆弧形滑动面。极限状态下道真岸坡的位移场分布如图10所示，可见其滑移区表现为明显的折线型。

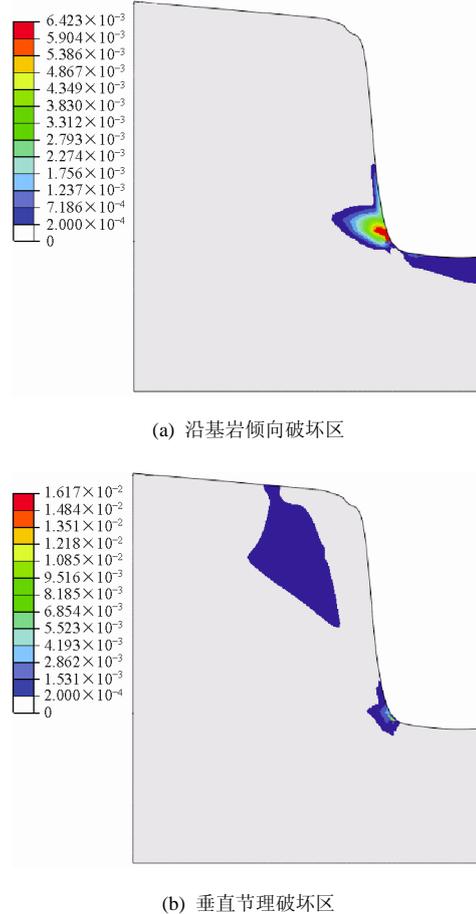


图8 自然岸坡强度折减过程中节理破坏区分布
Fig.8 Distribution of plastic zone of joint for Daozhen bank without bridge load

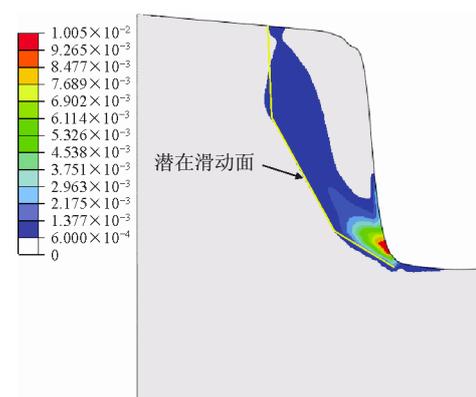


图9 自然状态下岸坡塑性贯通区
Fig.9 Slide surface of Daozhen bank without bridge load

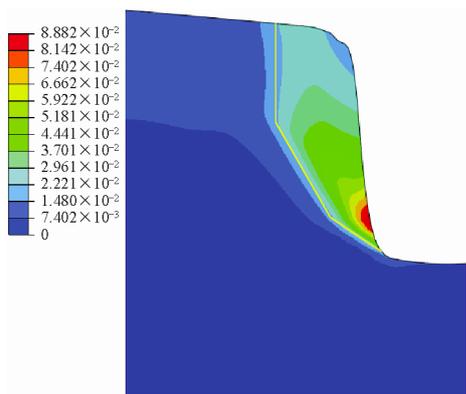


图 10 极限状态下岸坡位移场分布

Fig.10 Deformation distribution of Daozhen bank without bridge load

强度折减过程中坡脚的位移和等效塑性应变随折减系数的变化规律，如图 11 所示。从图中可以看出，位移和等效塑性应变随折减系数的变化规律基本一致，折减系数达到 2.47 时，坡脚位移和塑性应变迅速增大，最终确定岸坡自然状态下的安全系数为 2.47。

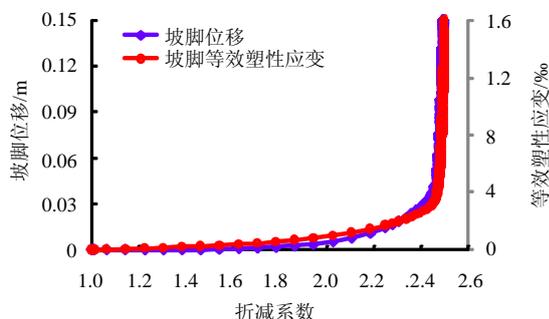


图 11 坡脚位移及等效塑性应变随折减系数变化规律

Fig.11 Evolution of plastic strains and deformations of slope toe with reduction factors without bridge load

4.2 桥梁荷载下岸坡稳定性分析结果

(1) 拱座-基岩胶结面稳定性分析

桥梁运营过程中，拱座会受到由拱肋传递而来的巨大水平和竖向荷载作用，桥梁荷载作用下拱座-基岩胶结面基本处于受压状态，其法向应力分布见图 12。从图中可以看出，在拱座后部以及第一级台阶底拱座-基岩接触力较大，最大值达到了 2.997 MPa，较大的接触压力有利于胶结面的稳定。桥梁荷载作用还会导致拱座-基岩胶结面上剪应力集中，其中顺桥方向上剪应力分布见图 13(a)。

从图 13 可以看出，顺桥方向最大剪应力在第一级台阶底部较大，其最大值为 0.69 MPa；重力方

向上剪应力分布见图 13(b)。从图中可以看出，其最大剪应力主要集中在胶结面两侧，最大值为 0.1 MPa，拱座-基岩的剪应力小于其抗剪强度，拱座-基岩基本处于黏结状态见图 14。图中，红色区域为处于黏结稳定状态，(1) 在荷载作用下胶结面基本仍处于黏结状态没有产生滑动，只是在拱座拐角位置出现少量滑动和张开，整个拱座-基岩胶结面处于稳定状态；(2) 岸坡稳定性分析桥梁荷载通过拱座最后传递到基岩之上，必然导致拱座后部基岩应力的增加。桥梁荷载作用下，拱座后部基岩的最小和最大主应力分布见图 15。

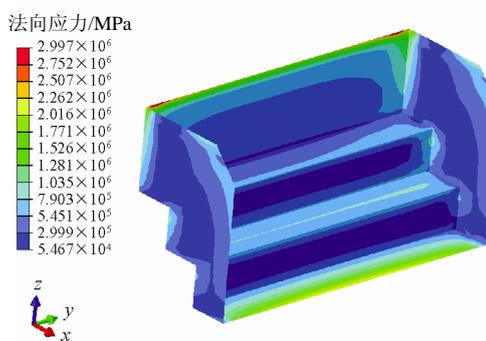
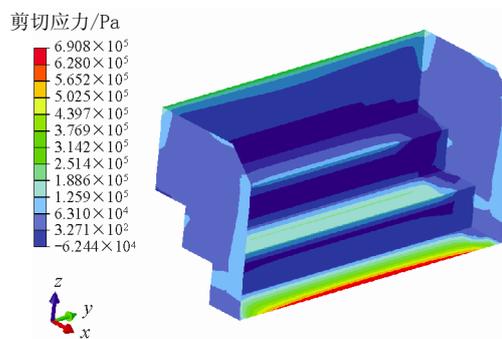
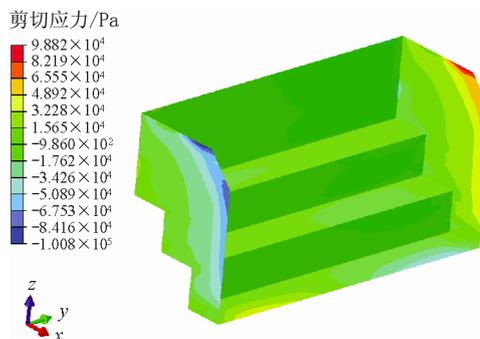


图 12 拱座-基岩胶结面法向力分布

Fig.12 Distribution of normal force on cement face between skewback and bedrock



(a) 顺桥方向



(b) 重力方向

图 13 拱座-基岩胶结面剪应力分布

Fig.13 Distribution of shear force on cement face between skewback and bedrock

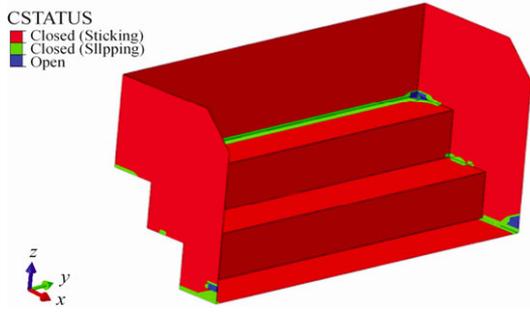
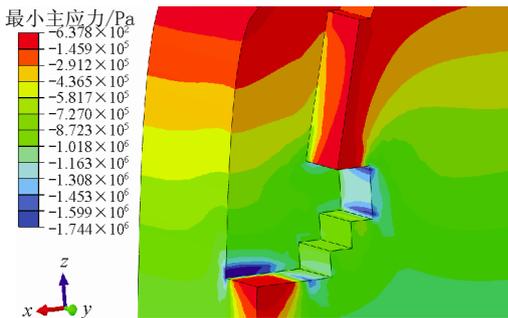
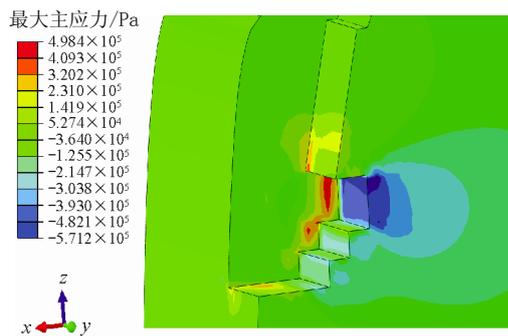


图 14 拱座-基岩胶结面胶结状态

Fig.14 Contact condition of cement face between skewback and bedrock



(a) 最大主应力分布



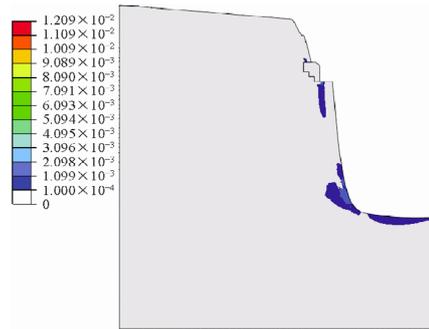
(b) 最小主应力分布

图 15 桥梁荷载作用下拱座基岩主应力分布

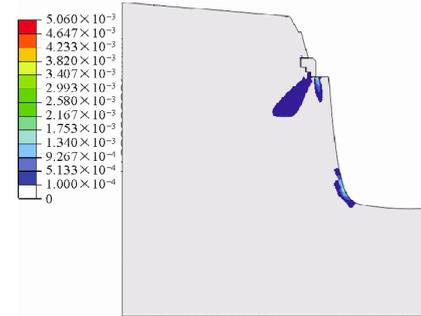
Fig.15 Stress distribution of bed rock under bridge load

从图 15(a)可以看出, 由于桥梁荷载的作用, 在拱座基础转角处出现了明显的压应力集中, 最大值达到了 2.06 MPa。从图 15(b)可以看出, 在拱座侧边围岩出现了明显的拉应力集中, 最大拉应力达到了 0.50 MPa, 这会导致基岩节理的张开和破坏, 对岸坡稳定产生不利影响。

桥梁荷载作用下, 强度折减过程中节理材料的破坏首先在拉应力较为集中的拱座底部基岩产生, 并不断的向岩体内部转移, 见图 16。随着折减系数的增大, 拱座底部围岩塑性区最终与坡脚发展上来的塑性区贯通区, 形成新的潜在滑动面, 该滑动面的产生会导致拱座下部基岩的局部破坏, 对岸坡的稳定极为不利。荷载作用下, 岸坡极限状态位移场的分布见图 18。可见拱座下部塑性贯通区内的基岩位移较大。



(a) 30°节理破坏区



(b) 90°节理破坏区

图 16 强度折减过程中节理破坏区分布

Fig.16 Distribution of plastic zone of joints under bridge load

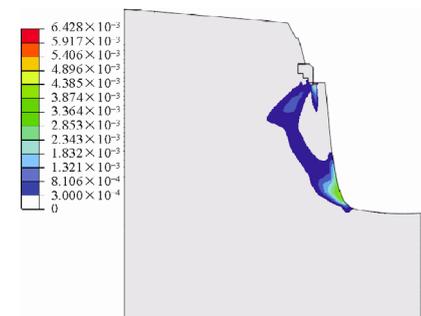


图 17 桥梁荷载下岸坡塑性贯通区图

Fig.17 Slide surface of Daozhen bank under bridge load

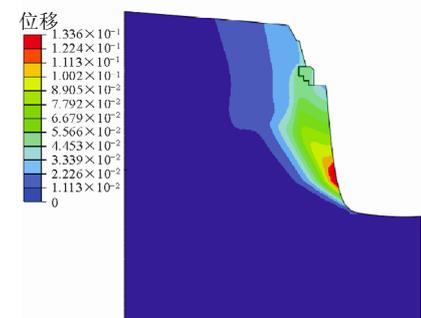


图 18 桥梁荷载下极限状态位移场分布 (单位: m)

Fig.18 Deformation distribution of bank under bridge load (unit: m)

桥梁荷载下, 强度折减过程中坡脚的位移和等效塑性应变随折减系数的变化规律见图 19。由图可以看出, 拱座下部基岩塑性区的局部贯通, 使得岸坡的整体稳定性有所降低, 此时岸坡的安全系数为 2.31。

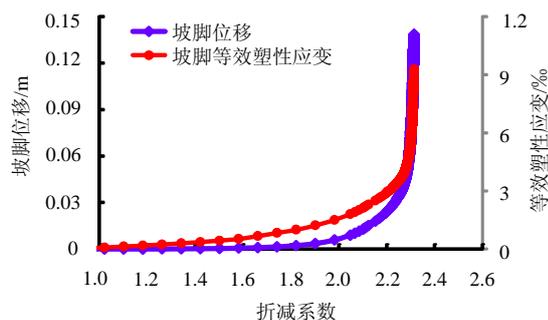


图 19 桥梁荷载下坡脚位移及等效塑性应变随折减系数变化规律

Fig.19 Evolution of plastic strains and deformations of slope toe with reduction factors under bridge load

5 结 论

(1) 强度折减过程中, 道真岸自然岸坡除了在应力较为集中的坡脚首先产生明显的塑性区外, 受垂直卸荷节理张开破坏的影响, 在边坡顶也出现了明显的塑性区, 最终形成折线型潜在滑动面, 岸坡的整体安全系数为 2.47。

(2) 桥梁荷载作用导致拱座底部基岩应力集中, 强度折减过程中拱座底部塑性区与坡脚向上发展的塑性区产生贯通, 在拱座底部形成局部破坏区, 对岸坡稳定性不利。

(3) 为防止拱座底部基岩因应力集中产生局部破坏区, 并提高岸坡的整体性, 建议对拱座后部基岩采用中空锚杆进行注浆加固。

参 考 文 献

- [1] 李发旭, 匀振铎. 下涝溪大桥宜昌端拱座下岩石岸坡稳定性分析及加固处理[J]. 铁道建筑技术, 1998, (3): 17—19.
- [2] 詹志峰, 谢强, 赵文. 峡谷区岩质桥基岸坡稳定性系统分析方法研究[J]. 四川大学学报, 2003, 35(6): 31—35. ZHAN Zhi-feng, XIE Qiang, ZHAO Wen. Analysis method research on rocky slope stability of bridge foundation in gorge area[J]. *Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition)*, 2003, 35(6): 31—35.
- [3] 孙书伟. 太平湖大桥铜陵端桥台岸坡的稳定性分析[J]. 路基工程, 2006, 124(1): 43—44.
- [4] 王初生, 晏鄂川, 刘佑荣. 北盘江大桥岩体工程地质评价[J]. 地质科技情报, 2002, 21(3): 97—104. WANG Chu-sheng, YAN E-chuan, LIU You-rong. Study on engineering geology for rock mass of Beipangjiang bridge[J]. *Geological Science and Technology Information*, 2002, 21(3): 97—104.
- [5] 邓宗伟, 冷伍明, 饶杨安, 等. 高速公路桥基岸坡稳定性计算分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(3): 752—758. DENG Zong-wei, LENG Wu-ming, RAO Yang-an, et al. Computational analysis of stability of bridge foundation slope for expressway[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, 29(3): 752—758.
- [6] 任新红, 荆志东, 唐宇. 澜沧江大桥桥基岸坡稳定性分析[J]. 路基工程, 2009, 144(3): 120—122.
- [7] 郑颖人, 赵尚毅, 邓卫东. 岩质边坡破坏机制有限元数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 1943—1952. ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, DENG Wei-dong. Numerical simulation on failure mechanism of rock slope by strength reduction FEM[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(12): 1943—1952.
- [8] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3381—3388. ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(19): 3381—3388.
- [9] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 基于遍布节理模型的边坡稳定性强度折减法分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 537—542. WU Shun-chuan, JIN Ai-bing, GAO Yong-tao. Slope stability analysis by strength reduction method based on ubiquitous-joint model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(4): 537—542.
- [10] 王家臣, 常来山, 陈亚军. 节理岩体边坡概率损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(7): 1396—1401. WANG Jia-chen, CHANG Lai-shan, CHEN Ya-jun. Study on probability damage evolutionary rule of jointed rock mass slope[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2006, 25(7): 1396—1401.
- [11] Abaqus Compay. QUS user documentation[M]. USA: Abaqus Compay, 2007
- [12] 水利部长江科学院. GB 50218-94 工程岩体分级标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 1994.
- [13] 杨建平, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 大宁河特大拱桥拱座—基岩长期稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(8): 1178—1184. YANG Jian-ping, CHEN Wei-zhong, YU Hong-dan, et al. Long-term stability of arch support and bedrock of Daning River Bridge[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, 33(8): 1178—1184.