

岩溶地区隐伏溶洞顶板稳定性及变形分析

符策简

(广东省水利电力职业技术学院, 广州 510635)

摘 要: 溶洞顶板以及溶洞本身的变形是评价含隐伏溶洞岩溶地基稳定性最为直观的技术指标, 在岩土自重和桩基的外附荷载作用下, 确定桥基隐伏溶洞顶板安全厚度为 8.0 m 能够满足稳定性要求, 突破了设计规范中对溶洞厚跨比必须大于 0.8 的要求。利用有限元计算, 预测了桥基下溶洞及顶板的变形规律, 采用钻孔多点位移计实现了在施工荷载施加过程中对溶洞及顶板岩体的变形的实时监测, 有效验证了数值计算结果的合理性。监测结果表明: 溶洞顶板不同岩层及溶洞本身的变形在荷载施加初期发展较快, 相同施工荷载作用下洞体本身的应变最大, 而顶板表层的应变又高于洞体上部岩层应变。

关 键 词: 溶洞顶板; 变形; 数值分析; 多点位移计; 监测

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

Analysis on roof stability and deformation of concealed cave in karst regions

FU Ce-jian

(Guangdong Technical College of Water Resources and Electric Engineering, Guangzhou 510635, China)

Abstract: The deformation of karst cave and its roof are the audio-visual qualification to evaluate the stability of karst cave foundation. The thickness of karst cave roof more than 8.0 m was determined which can ensure stability of karst cave roof under roof rock weight and pile foundation loading. It breaks the survey and design code about that the ratio of thickness to span of karst cave should be larger than 0.8. Based on finite element analysis, the deformation characteristic of the karst cave and its roof were forecasted. The multiple-point borehole extensometer was inbuilt in karst rock, so deformation of karst cave and cave roof rock mass under construction loading were monitored on-site. The results of monitoring show that 8.0 m thickness of karst cave roof is safe, and rationality of comprehensive evaluation was confirmed. The monitoring results show that the deformation of the karst cave and its roof are faster at the begin of construction loading application. The strain of the karst cave is larger than that of the superficial rock, and the strain of the cave roof rock mass is the smallest.

Key words: karst cave roof; deformation; numerical analysis; the multiple-point borehole extensometer; monitoring

1 引 言

喀斯特地区隐伏溶洞构成的岩溶地基常常引起地基承载力不足、不均匀沉降、地基滑动和塌陷等地基变形问题。含隐伏溶洞的岩溶地基稳定问题更是成为工程建设中的突出问题, 其对交通设施的影响和破坏力很大。施工过程中, 溶洞顶板以及溶洞本身的变形是评价含隐伏溶洞岩溶地基稳定性最为直观的技术指标, 是溶洞顶板上构筑物安全施工的关键之所在。

以往对顶板的安全厚度的评价应用比较广泛的

是定性或半定量的方法, 表现为对桩端岩体临空面稳定性以及桥基岩体溶洞顶板稳定性进行分析^[1-4]。定量分析则主要采用三维有限单元法对桩基础下的溶洞顶板进行应力分析计算, 或采用多级模糊评判理论与系统层次分析方法, 以及近似计算方法等^[5-9]。而真正涉及施工荷载条件下溶洞顶板及洞体本身的变形研究还很少。本文利用数值模拟方法对贵州青溪大桥桥基荷载作用下溶洞顶板的变形进行了预测, 采用中国科学院武汉岩土力学研究所研制的 WRM-3 型多点位移计, 对桥梁施工荷载作用下岩溶洞穴及顶板变形进行现场监测, 同时综合分析

不同施工阶段荷载条件下溶洞本身及其顶板围岩的变形规律,有效确保了桥梁施工的安全性和洞穴稳定性。

2 桥基地质条件

青溪大桥位于贵州玉屏—三穗高速公路 K37+957 m~K38+095 m 段的贵州省镇远县境内,桥区内喀斯特地貌发育。大桥桥墩基础为钻孔桩基础,上部结构采用预应力混凝土 T 型梁,下部结构为钢筋混凝土圆形双柱式墩,设计桩径为 1.5 m,单桩设计荷载为 7 000 kN。

桥址地层出露自上到下依次为:第四系残坡积层(Q^{el+dl})黏土(厚 0.3~11.6 m)、块石土(厚 0.5~7.5 m)、下寒武系统清虚洞组(ϵ_{li})强风化层状角砾状灰岩(岩溶作用强烈,厚 0.8~12.8 m)和中风化角砾状灰岩(岩质坚硬,作基础持力层)。

大桥左幅 4 号墩左侧下伏溶洞,经过 8 个钻孔勘探揭露,主要溶洞分上下两层:上层埋深为 11.9~21.0 m,下层埋深为 19.3~41.2 m,上下两层溶洞间隔为 2.0~9.3 m 厚角砾状白云质灰岩,成串珠状。溶洞顶板为角砾状白云质灰岩,节理裂隙极发育,岩体破碎,结构面疏松,厚度为 12.5 m,对桥基稳定性构成较大的威胁。若采用桩基础,桩长至少应达到 44 m 以上。

3 数值模拟变形分析

3.1 确定顶板安全厚度

由于大桥桥基所处岩溶较为发育,工程地质及水文地质条件复杂,4[#]墩溶洞直径最大处为 11.7 m,按照岩土工程勘察规范规定,洞体为微风化岩石,厚跨比大于或等于 1 时,对安全等级为 2 级及以下的建筑物可不考虑岩溶稳定性的不利影响。鉴于桥区顶板岩性为强风化角砾灰岩,最为保守的溶洞顶板厚度应大于 12 m,才不需考虑对溶洞顶板的稳定性的影响。

结合实际工况条件,通过定性分析、近似结构力学的半定量分析和三维弹塑性非线性有限元法的定量计算分析^[10-13],对桥梁荷载作用下溶洞顶板稳定性进行综合评价,大桥 4[#]墩所在位置的溶洞顶板在岩土自重和桩基的外荷载作用下,确保顶板安全厚度大于 8.0 m,施工荷载分级施加,溶洞顶板处于稳定状态。此结果对规范有所突破,经设计院同意,将原设计钻孔桩处理方案变更为明挖扩大基础,由于明挖扩大基础是将溶洞上部顶板大约 8 m 左右厚度的松散覆土清除后进行的,因此,这样既减小

了上部顶板围岩的自重荷载,科学合理地界定了溶洞顶板的最小安全厚度,又节省了溶洞的处理费用和工期。

3.2 数值模拟变形预测

为了在施工前对溶洞顶板和洞体变形有一个较为准确的预测,利用编制的 BAHSKA 系统参数折减分析法对实体位移进行了计算分析。模型单元为 200×200,网格单元自动划分,模拟尺寸为 60 m×60 m。溶洞围岩的重度为 26.4 kN/m³,凝聚力为 3.8 MPa,内摩擦角为 55°,详细参数见表 1。风化带岩体均匀程度较好,服从 Mohr-Coulomb 强度准则。采用侧向位移约束,位移增量为 0;无加载,采用强度折减计算,凝聚力每步按照 0.02 倍向下折减,内摩擦角每步按照 0.01 倍向下折减,计算模型如图 1 所示。

表 1 岩石力学参数
Table 1 Mechanical parameters of rock

弹性模量 / GPa	泊松比	密度 /(g/cm ³)	单轴抗压强度 / MPa	内摩擦角 /(°)	凝聚力 / MPa
10	0.26	2.64	33.15	55	3.8

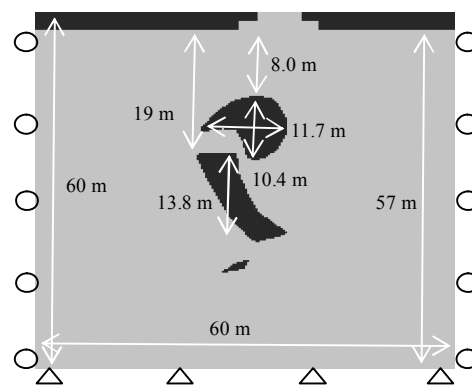


图 1 计算模型

Fig.1 Model for calculation

模型在计算到 28 步时发生了大面积的失稳破坏,此时的强度为 1.67 MPa。根据极限状态下的凝聚力值可得出该处的安全储备系数为 2.3。不同折减情况下最大剪切应变分布,当凝聚力降到 1.67 MPa(极限状态下)时,在下面溶洞右底部和上溶洞左侧出现奇异剪切应变带,并向上扩展到桥墩两侧,位移沉降主要集中在桥墩附近。

从图 2 中可以看出,初始状态下的溶洞顶板上各点沉降变形较为均匀。在极限情况下离桥墩越远的位置位移变化量就越小,而桥墩右侧的沉降要大于左侧的沉降,总体沉降不超过 6 mm。

如图 3 所示,在桥墩中部,极限状态下溶洞上部应力减小,同时两溶洞之间的区域应力明显增大;在桥墩右侧也是上部应力减小,随深度没有太大增加,但到达第一个溶洞下部时应力有明显的突跳增加;而在桥墩左侧,在两溶洞之间的位置应力有明显的集中,其值甚至远远大于最底部的应力值。

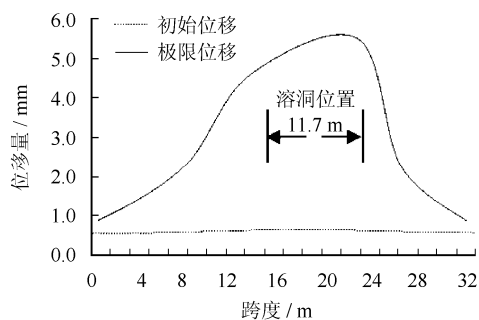


图 2 溶洞顶板上地表位移变化曲线
Fig 2 Deformation curve of karst cave roof

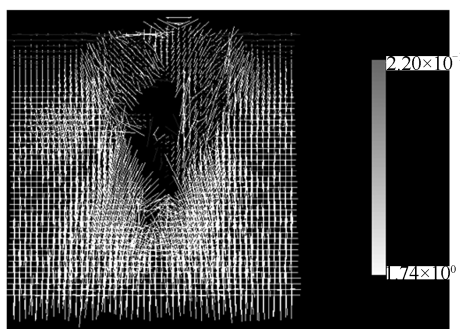


图 3 极限状态应力矢量图(单位 MPa)
Fig.3 Stress vector diagram under limit state

4 溶洞及顶板变形监测

为了信息化指导施工,确保施工和运营过程中大桥的稳定性和安全性,在青溪大桥 4#墩施工前预埋了中国科学院武汉岩土力学研究所自行研制的钻孔多点位移计,用以监测施工荷载施加过程中引起的溶洞顶板、洞体的变形。在溶洞上方钻孔预埋两组多点位移计 I 号和 II 号,多点位移计底端位于两溶洞之间的隔板上,视为固定端。两组多点位移计各测点埋设位置见图 4。

桥梁施工及荷载施加情况见表 2。

图 5 中 0~5.80 m、5.80~9.60 m 和溶洞变形为图 4 中 II 号孔口多点位移计不同测点之间控制的岩土层厚度及溶洞本身的变形,图 6 曲线 1~3 为图 4 中 II 号孔口多点位移计直接监测的结果。从图中曲线可见,随着荷载的施加,各测点变形逐渐增大,每级荷载增大的初期,溶洞本身及顶板变形速率最快,然后迅速减小,直至施加下一级工程荷载。在

盖梁施工之前,洞体及溶洞变形的速率较快,当盖梁完成后,在铺筑桥面的过程中地基的变形趋于平缓,并最终达到稳定状态。II 号测点溶洞顶板和洞体本身总体变形量为 4.22 mm,其中 9.80 m 厚顶板岩层变形为 2.14 mm,6.70 m 岩溶洞体本身变形为 2.08 mm。

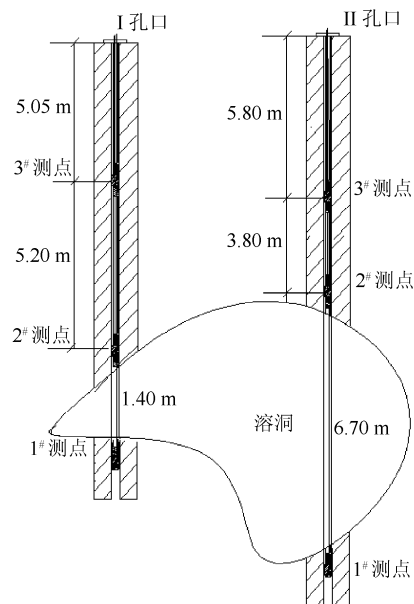


图 4 溶洞顶板多点位移计测点布置图
Fig.4 Layout at karst cave roof of multipoint extensometers

表 2 桥台、桥墩施工及荷载施加时间表
Table 2 Timetable of bridge loading

时间 / d	加荷项目	荷重/kN
8	混凝土承台	2 034
50	两侧桥墩	2 872
250	T 型梁盖梁	4 827
400	桥面	4 267

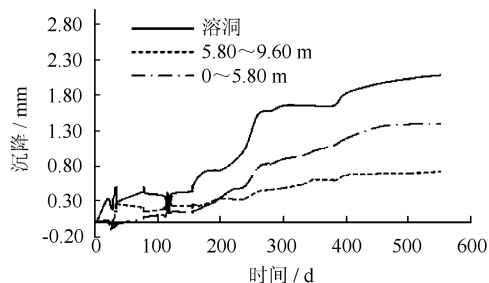


图 5 II 孔多点位移计各测点变形曲线
Fig.5 Deformation curves of No. II multipoint extensometers

表 3 是多点位移计各测点控制的岩层及洞体变形量以及应变值。由表 3 结果可知:溶洞顶板及洞体本身在桥梁施工荷载作用下的最大应变只有 0.31‰,对于施工控制和桥基稳定性是安全的。在

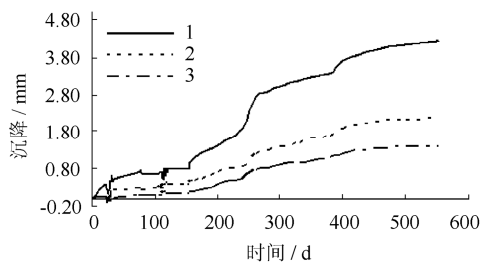


图 6 II 孔多点位移计溶洞及顶板变形曲线
Fig.6 Deformation curves of multipoint extensometers at different control layer

相同施工荷载下，洞体本身的应变高于桥基表层岩层的应变，而受风化程度和岩体完整性的影响，表层岩层的应变又高于溶洞顶板的应变。可见，在保证溶洞顶板安全厚度的前提下，将表层土挖除可以大大减小建筑物施工及运营过程中地基的变形。目前，该大桥已提前建成通车，运营状况良好，安全性得到了有效保障。

表 3 岩层及溶洞在施工荷载下的变形
Table 3 strain of terrane and cave under bridge loading

位置	层厚/ m	变形/ mm	应变/ %
洞顶表层	5.80	1.41	0.24
洞体上部	4.20	0.73	0.17
溶洞	6.70	2.08	0.31

5 结 论

(1) 确定了青溪大桥 4[#] 墩所在位置的溶洞顶板在岩土自重和外荷载作用下，保证顶板稳定安全厚度为 8.0 m，突破了勘察设计规范对溶洞厚跨比大于 0.8 的要求，对于相似地质条件下溶洞顶板稳定性分析具有借鉴意义。

(2) 利用多点位移计能够有效地监测施工荷载作用下溶洞顶板不同岩层及溶洞本身的变形情况，监测结果可及时反馈，有利于信息化指导施工。

(3) 溶洞顶板不同岩层及溶洞本身的变形在荷载施加初期发展较快，在相同施工荷载下洞体本身的应变高于桥基表层岩层的应变，而表层岩层的应变又高于溶洞顶板的应变。

参 考 文 献

[1] 李炳行, 肖尚惠, 莫孙庆. 岩溶地区嵌岩桩端岩体临空面稳定性初步探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 633—635.

LI Bing-xing, XIAO Shang-hui, MO Sun-qing. Discussion about the stability of rock mass free face on the tip of rock-socketed pile in karst region[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(4): 633—635.

[2] 牟春梅. 岩溶区地基岩体溶洞顶板稳定性评价[J]. 西部探矿工程, 2002, (4): 33—35.

MOU Chun-mei. Evaluation on stability of cave roofs in karst areas[J]. *West-Chinese Exploration Engineering*, 2002, (4): 33—35.

[3] 黎斌, 范秋雁, 秦凤荣. 岩溶地区溶洞顶板稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 532—536.

LI Bin, FAN Qiu-yan, QIN Feng-rong. Analysis of roof stability of karst cave in karst areas[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002, 21(4): 532—536.

[4] 袁腾方, 曹文贵, 赵明华, 等. 岩溶区高速公路路基下岩溶顶板稳定性的模糊评价方法[J]. 中南公路工程, 2003, 28(1): 8—11.

YUAN Teng-fang, CAO Wen-gui, ZHAO Ming-hua, et al. Fuzzy evaluation method of stability of cavity ceiling board beneath highway roadbed in karst regions[J]. *Central South Highway Engineering*, 2003, 28(1): 8—11.

[5] SAATY T L. A scaling method for priorities in hierarchies structure[J]. *Journal of mathematical Psychology*, 1977, 15(3), 234—281.

[6] 汪稔, 孟庆山, 罗强, 等. 桥基岩溶洞穴顶板稳定性综合评价[J]. 公路交通科技. 2005, 22(6): 76—80.

WANG Ren, MENG Qing-shan, LUO Qiang, et al. The comprehensive evaluation on roof stability of karst cave under bridge foundation[J]. *Journal of Highway and Transportation Reaearch and Development*, 2005, 22(6): 76—80.

[7] 康厚荣, 雷明堂, 张谢东, 等. 贵州省公路工程岩溶环境区划[J]. 岩土力学, 2009, 30(10): 3032—3036.

KANG Hou-rong, LEI Ming-tang, ZHANG Xie-dong, et al. Karst environment zoning for highway engineering of Guizhou Province[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(10): 3032—3036.