

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2017.01.012

# 金安金沙江悬索桥隧道式锚碇变形破坏机制研究

赵栋琪<sup>1</sup>, 王东英<sup>2,3</sup>, 秦雨樵<sup>2,3</sup>, 邓琴<sup>2</sup>, 尹小涛<sup>2</sup>

(1. 云南省公路开发投资有限责任公司, 云南 昆明 650200;

2. 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, 湖北 武汉 430071;

3. 中国科学院大学, 北京 100000)

**摘要:** 隧道式锚碇的变形破坏机制涉及到结构与围岩的协同作用问题。以华丽高速公路金安金沙江悬索桥两岸隧道锚变形破坏机制为研究对象, 利用工程类比法评价了其稳定性控制要素, 设计了超载数值试验。根据塑性区的扩展过程确定了施工安全监测和需要采取预加固的重点部位, 确定了隧道锚围岩的破坏模式。根据锚面监测点位移由 mm 到 cm 量级突变确定的两岸锚岩系统极限荷载均为 6~8 倍设计缆力, 则锚岩系统的设计承载力取 3 倍设计缆力下变形安全是有保障的。丽江岸塑性区在 10 P 下贯通; 华坪岸塑性区在 14 P 下贯通。设计缆力作用下, 丽江岸锚碇最大位移 1.5 mm、围岩 1.2 mm、地表 0.5 mm; 华坪岸锚碇最大位移 1.7 mm、围岩 1.5 mm、地表 0.7 mm, 其响应顺序为后锚面监测点 > 前锚面监测点 > 锚碇中间岩体 > 地表点, 可作为后期结构及围岩安全监测布点和预警的参考, 也证明当前设计缆力下变形和强度均是安全的。

**关键词:** 隧道式锚碇; 变形机制; 破坏模式; 锚岩系统设计承载力

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2017)01-0060-07

## Deformation Mechanism of Tunnel Anchorage of Huali Highway Jinan Jinsha River Suspension Bridge

ZHAO Dongqi<sup>1</sup>, WANG Dongying<sup>2,3</sup>, QIN Yuqiao<sup>2,3</sup>, DENG Qin<sup>2</sup>, YIN Xiaotao<sup>2</sup>

(1. Yunnan Highway Development & Investment Co., Ltd., Kunming, Yunnan 650200, China;

2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,

Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 3. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100000, China)

**Abstract:** Deformation mechanism of tunnel anchorage relates to synergistic effect of anchorage structure and surrounding rock. The deformation mechanism of both sides' tunnel anchorage of Huali highway Jinan Jinsha river suspension bridge was studied in this paper. Engineering analog method was adopted to estimate its key influence factors of stability. Based on these, the overload numerical simulation is designed. According to propagation of plastic zone, key parts of monitoring and pre-reinforcement and fail mode of tunnel anchorage and rock are determined. According to displacement change from mm to cm of anchorage surface monitoring point, limit bearing capacity of anchorage-rock system of Lijiang side or Huaping side are all 6~8 times of initial design cable force. So their deformation stability under 3 times of design cable force loading condition is sure. Plastic zone of Lijiang side is cut-through by 10 times of design cable force loading, that of Huaping side being 14 times of design cable force. Displacement maximum of anchorage structure, surrounding rock and earth surface on Lijiangside are 1.5 mm, 1.2 mm and 0.5 mm respectively, those of Huaping side are 1.7 mm, 1.5 mm and 0.7 mm. Responding sequence from high to low is bottom anchor surface, front anchor surface, surrounding rock, earth surface, which can be consulted by monitoring and early warning of construction safety and prove deformation and strength are all safe under current design cable force.

**Keywords:** tunnel anchorage; deformation mechanism; fail mode; design bearing capacity of tunnel anchorage and rock system

收稿日期: 2016-10-18

修稿日期: 2016-11-19

基金项目: 云南省交通科技项目(云交科 2011(LH)12-a)

作者简介: 赵栋琪(1968-), 男, 云南洱源人, 主要从事公路建设和管理工作。E-mail: 472691518@qq.com

隧道式锚碇由于其充分利用围岩自身强度、节省工程造价而逐渐被大量应用于我国西南山区大跨径悬索桥的桥基<sup>[1-2]</sup>。但是由于山区地质条件一般相对复杂,如何准确评价隧道锚-围岩系统的变形破坏机制,一直是大家关注的重要问题。

当前对于隧道锚变形破坏机制问题的研究,主要集中在以下几个方面:(1) 基于工程类比的变形破坏机制初评<sup>[3-4]</sup>; (2) 基于现场载荷试验的变形破坏机制研究<sup>[5]</sup>; (3) 基于数值仿真的变形破坏机制研究<sup>[6-11]</sup>; (4) 基于安全监控的变形破坏机制研究<sup>[12-13]</sup>。

本文以华丽高速公路金安金沙江悬索桥华坪岸和丽江岸隧道锚变形破坏机制为研究对象,在工程地质评价的基础上,利用数值超载试验,研究隧道锚与围岩系统的破坏模式和变形机制。并在此基础上建议工程安全控制措施。

## 1 工程概况

华坪至丽江高速公路金安金沙江大桥以东-西走向近垂直的角度跨越金沙江,拟采用单跨钢桁架悬索桥。大桥主墩和锚碇分别置于金沙江两岸的斜坡中部和中上部,主墩荷载约 12 万 t,采用群桩承台基础,桩长约 73 m;锚碇初步定为隧道锚,估算荷载 30 万 t~40 万 t。

金安金沙江大桥处于玄武岩及多层凝灰岩软弱夹层地层区,丽江岸为逆向坡,2 000 m 高程以下较陡,存在局部失稳条件,需要评估反倾凝灰岩软弱夹层对锚碇结构安全的影响。华坪岸为顺向坡,岸坡上陡崖多呈三面临空姿态,需要评估顺层凝灰岩软弱夹层对锚碇结构安全的影响(见图 1)。

别建立华坪岸和丽江岸隧道锚三维力学模型,华坪岸隧道锚:指向丽江岸方向为  $x$  轴正向,215 m;横向  $y$  轴方向宽度 200 m;竖向为  $z$  轴正向,锚碇底部往下 55 m。丽江岸隧道锚:华坪岸方向为  $x$  轴正向,225 m;横向  $y$  轴方向宽度 200 m;竖向为  $z$  轴正向,锚碇底部往下 54 m。前锚室长 36 m,锚碇长度 40 m,入射角  $42^\circ$ 。详见图 2。

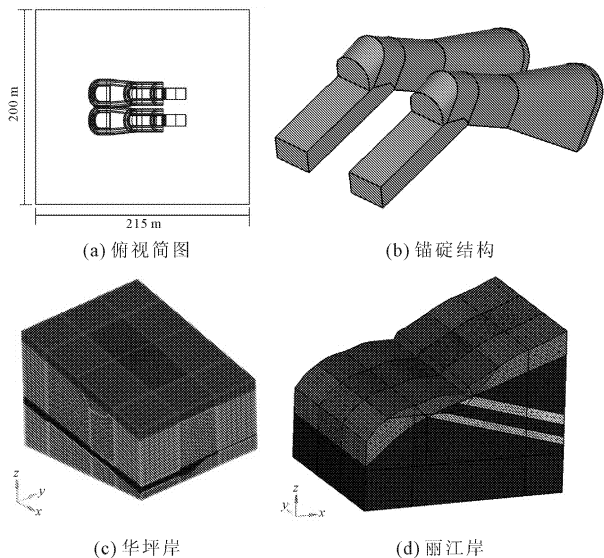


图 2 数值仿真模型

采用四面体和五面体网格进行剖分,华坪岸共计 37 915 个单元和 123 100 个节点;丽江岸共计 287 520 个单元和 73 309 个节点。底面固定约束,侧面法向约束,地表自由。

计算平台为 FLAC<sup>3D</sup>,选用考虑拉破坏的摩尔-库仑模型。模型计算中锚碇与岩基接触关系采用薄层单元进行模拟,参数为混凝土岩抗剪断试验结果。华坪岸混凝土岩接触面抗剪断强度,  $f' = 0.84$ ;  $c' = 1\ 100$  kPa;丽江岸  $f' = 0.7$ ;  $c' = 900$  kPa。

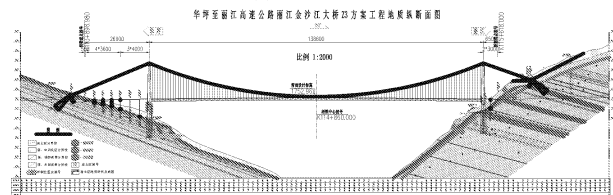
### 2.2 计算参数及工况

不同地层岩体及材料的物理力学参数建议值由设计和勘察提供,具体计算参数见表 1。 $q\_n$  锚杆指凝灰岩前锚室拱部及墙部锚杆等效材料参数,  $q\_x$  锚杆指玄武岩前锚室拱部及墙部锚杆等效材料参数,  $m\_n$  锚杆指凝灰岩锚塞体拱部及墙部锚杆等效材料参数,  $m\_x$  锚杆指玄武岩锚塞体拱部及墙部锚杆等效材料参数。华坪岸混凝土岩接触面抗剪断强度最小值  $f' = 0.84$ ,  $c' = 1.1$  MPa;丽江岸  $f' = 0.7$ ;  $c' = 0.9$  MPa。

根据勘察和设计部门提供的资料,对三维锚碇系统按以下步骤进行计算:(1) 初始地应力平衡;(2) 基坑开挖;(3) 锚碇浇筑;(4) 施加预应力;(5) 设计缆力。预应力施加量为 449 735 kN,以面力的



(a) 桥位示意图



(b) 桥位轴线工程地质纵剖面图

图 1 桥位概貌及工程地质剖面图

## 2 工程荷载作用下的隧道锚数值仿真

### 2.1 计算模型及条件

根据金安金沙江大桥桥址工程地质纵断面图分

形式施加在前后锚面。华坪岸设计缆力为 310 000 kN, 丽江岸为 306 100 kN, 最终加载到 20 倍的设计荷载终止, 每步施加均计算平衡。

表 1 计算参数表

地层	重度 ( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	内摩擦角 / $(^\circ)$	黏聚力 $c$ /MPa	弹性模量 $E$ /GPa	泊松比 $\mu$	抗拉强度 /MPa
强风化	2650	30	0.35	0.5	0.28	0.30
中风化	2650	40	0.70	4.5	0.22	0.65
凝灰岩	2650	35	0.20	0.3	0.28	0.15
超前支护	2650	45	1.00	6.0	0.25	—
q_n 锚杆	2650	40	0.28	1.7	0.28	0.23
q_x 锚杆	2650	45	0.78	5.8	0.22	0.73
m_n 锚杆	2650	40	0.24	1.7	0.28	0.19
m_x 锚杆	2650	45	0.74	5.8	0.22	0.69

### 3 两岸锚碇变形破坏机制研究

#### 3.1 丽江岸隧道锚

##### 3.1.1 总位移云图揭示的变形机制

工程荷载作用下, 隧道式锚碇和围岩之间存在一个变形协调且一起联合变形承载的过程, 将不同加载条件下的变形总位移云图整理成图 3。监测点统计结果列于表 2。

表 2 丽江岸隧道锚前锚面和后锚面中心点位移统计表

$n$ 倍数 设计缆力	前锚面中心 点位移/mm	后锚面中心 点位移/mm
0.2	0.95	0.97
0.5	0.42	1.05
0.8	0.12	1.32
1.0	0.46	1.50
2.0	1.76	2.62
4.0	3.57	5.31
6.0	5.52	8.16
8.0	7.68	11.25
10.0	9.65	14.03
15.0	19.46	26.80
20.0	38.71	49.40

从图 3 可知, 预应力的作用使得锚碇周边围岩位移呈现马鞍形分布, 锚碇与围岩紧密接触, 联合承载。随着荷载的增加, 在锚碇中性线铅直截面内, 位移等值线从锚碇的后端面向临坡面侧呈喇叭形分布特征。垂直主缆拉力方向斜截面内, 位移等值线近似的以锚碇的中墙的中心呈椭圆分布, 同时在两锚碇附近, 又各自以两锚碇为中心呈椭圆分布, 两锚碇

附近的围岩的位移分布相差不大, 以两锚碇的中墙中心近似的呈对称分布, 说明两锚碇附近的围岩呈现出一致变形特征。

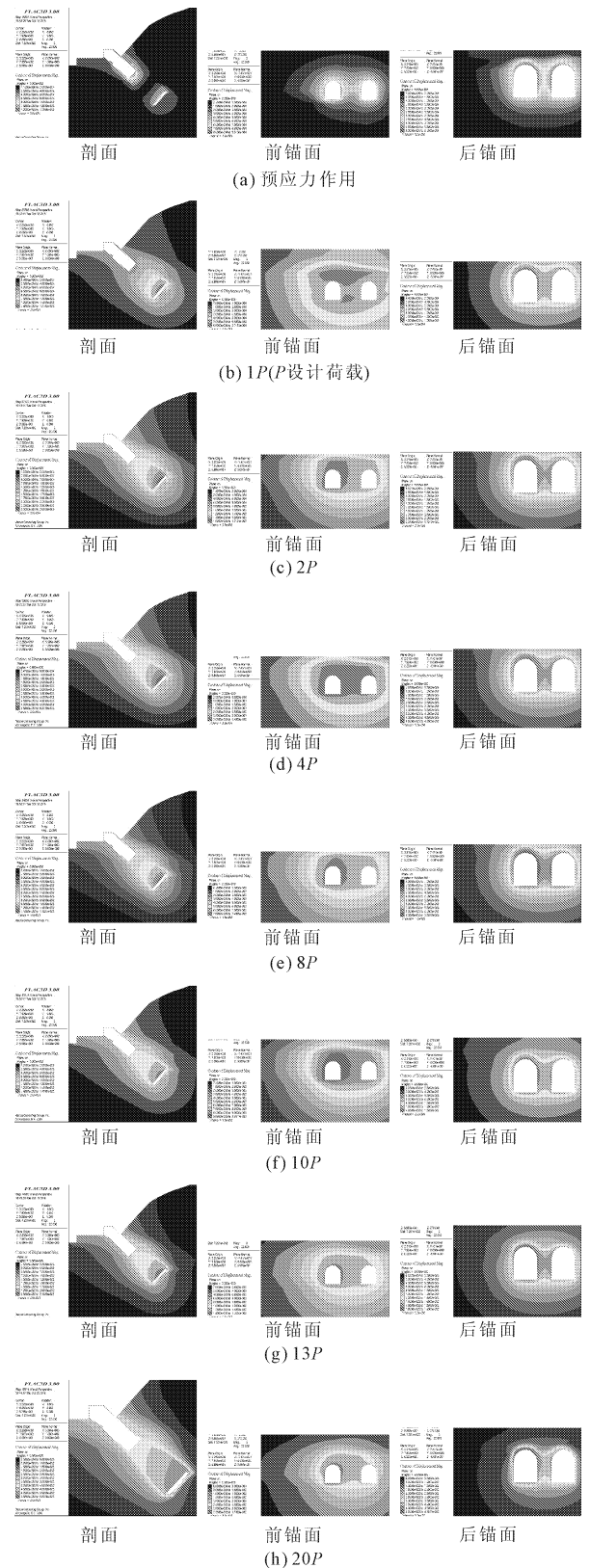


图 3 丽江岸隧道锚总位移云图

根据位移扩展趋势,后锚面位移一直持续增长,前锚面由于预应力的作用,其初始位移是朝向锚碇内部发展的。后锚面中心点位移在设计缆力为 6~8 倍之间位移发生量级突变;前锚面在 10~15 倍设计缆力之间发生位移量级突变。之前其位移随着加载的增长关系均呈现线性增加,之后变形速率明显增加。随着荷载的持续增加,整个锚碇的位移指向坡表。

基于保守的原则,可以认为位移揭示的极限承载力为 6 倍设计缆力,则锚碇-围岩承载力可以取 3 倍设计缆力,基于此的隧道锚抗拔安全系数为 3.0,即强度和变形均可控的隧道锚抗拔安全系数为 3.0。

### 3.1.2 工程荷载作用下锚与岩系统变形稳定性评价

为了观察设计荷载作用下,锚碇与围岩的位移响应,选取锚碇结构、附近围岩和地表 6 个监测点,详见图 4。统计其加载过程中的位移变化情况,监测点统计结果列于表 3。

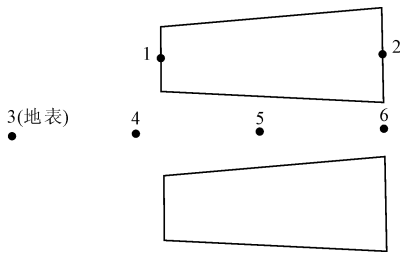


图 4 监测点位置示意图

表 3 设计荷载下锚与岩监测点位移统计表

荷载 /P	不同测点位移/mm					
	测点 1	测点 2	测点 6	测点 5	测点 4	测点 3
0.2	0.95	0.97	0.53	0.47	0.20	0.38
0.5	0.42	1.05	0.75	0.73	0.16	0.54
0.8	0.12	1.32	0.97	1.00	0.48	0.28
1.0	0.46	1.50	1.12	1.18	0.70	0.49

从表 3 中可以看出,监测点的位移均在 mm 级,且响应顺序为:后锚面监测点 > 前锚面监测点 > 锚碇中间岩体 > 地表点。工程荷载即设计缆力下,锚碇的最大位移为 1.5 mm,周边围岩最大位移为 1.2 mm。此刻塑性区仅在锚碇周边围岩少量分布,且后锚面附近仅有少量岩体进入塑形,前锚面沿着锚碇周边环状分布。大量塑形区还是由于锚室开挖引起的。

这些敏感部位的位移监测信息,间接证明了当前设计缆力下,结构和围岩均是安全的,当前设计缆力是合理的,有足够的变形和强度储备。

### 3.1.3 塑性区揭示的破坏模式

隧道锚加载至计算不收敛状态时,塑性区云图如图 5 所示。

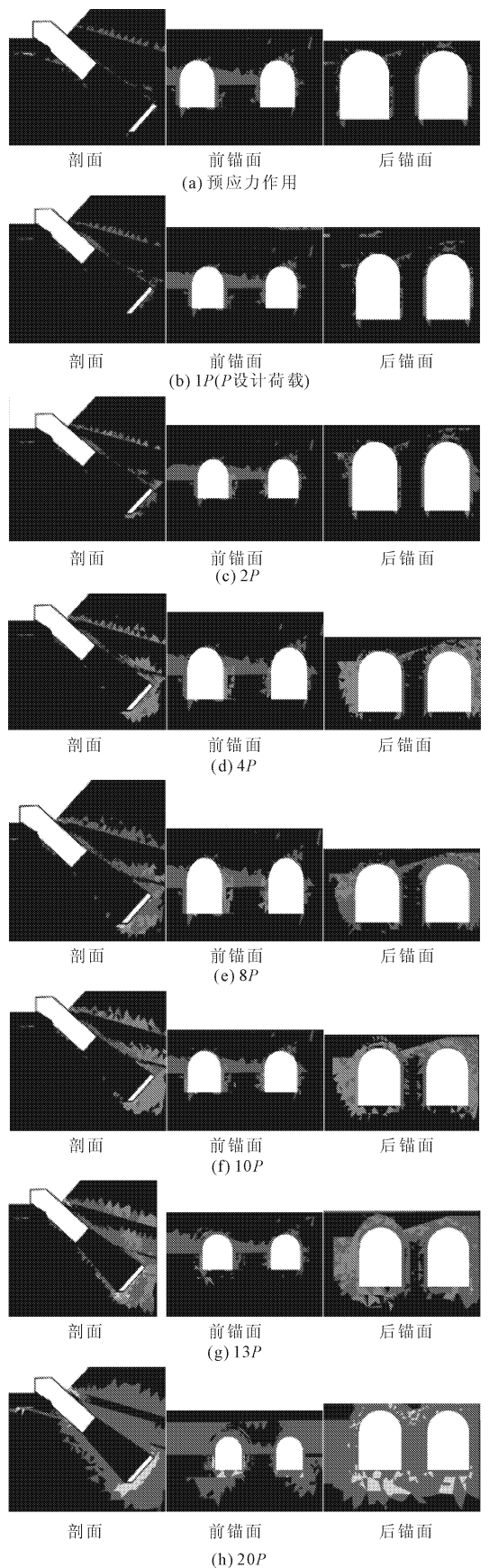


图 5 丽江岸隧道锚塑性区云图

从图 5 可知,塑性区最先产生于前锚面附近围岩、后锚面附近围岩和上部软弱结构面位置。随着作用荷载的增加,锚碇围岩塑性区从锚碇后端面逐步向前部发展,且塑性区同时沿锚洞环向扩展。10 倍设计缆力时,前后锚面横截面的环向塑性区均贯通,但是纵断面仅是上部贯通,下部零星出现,没有贯通。13 倍设计缆力时,除前后截面横向贯通外,纵向上下界面基本贯通,说明 13 倍设计缆力代表了一种极限承载的情况。后续,20 倍设计缆力的塑性区范围逐步扩展增加,代表了破坏范围的增大,并逐步和上部软弱结构面联通,存在整体失稳可能。

综上,根据塑性区的扩展过程,可以取 10 倍设计缆力为锚碇-围岩联合承载的极限工况和极限值。由此可以认定,5.0 倍设计缆力是有安全保障的,可以作为该区锚碇-围岩联合承载的设计值,可以认为根据塑性区确定的锚碇-围岩系统提供的隧道锚抗拔安全系数为 5.0。

## 3.2 华坪岸隧道锚

### 3.2.1 总位移云图揭示的变形机制

华坪岸隧道锚总位移云图见图 6,监测点位移见表 4。从图 6 可以看出,预应力和工程荷载作用下华坪岸的总位移云图变化规律与丽江岸类似,区别在于具体位移值和不同地层及软弱结构面的响应存在差异。

根据位移扩展趋势,后锚面位移一直持续增长,前锚面由于开始预应力的作用,其位移是朝向锚碇内部发展的。前后锚面中心点位移一直持续增长,并没有出现突变点。后锚面加载至 6~8 倍设计缆力时,位移发生量级变化;前锚面加载至 8~10 倍设计缆力时,发生量级变化。基于保守考虑,可以认为锚碇结构与围岩系统的极限承载力为 6 倍设计缆力,其可提供的设计承载力约为 3 倍设计缆力,这时位移和强度均可控。

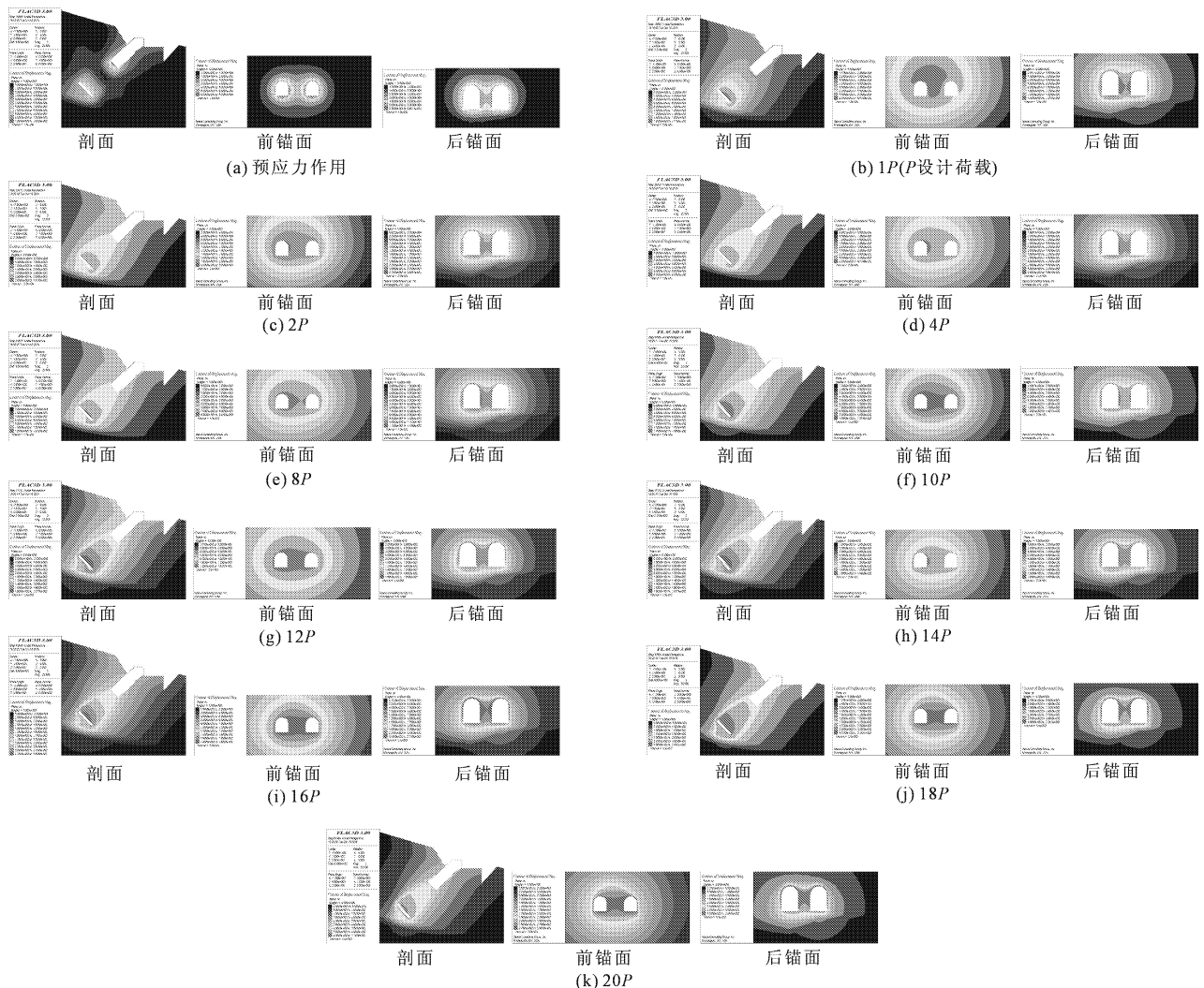


图 6 华坪岸隧道锚总位移云图

表 4 华坪岸隧道锚前锚面和后锚面中心点位移统计表

n 倍数 设计缆力	前锚面中心 点位移/mm	后锚面中心 点位移/mm
0.2	0.73	0.91
0.5	0.24	1.20
0.8	0.36	1.51
1.0	0.71	1.72
2.0	2.07	3.01
4.0	4.19	6.06
6.0	6.34	9.17
8.0	8.56	12.41
10.0	10.94	15.90
12.0	13.64	19.81
14.0	16.83	24.29
16.0	20.40	29.17
15.0	24.64	34.77
20.0	27.14	37.98

3.2.2 工程荷载作用下锚与岩系统变形稳定性评价  
设计荷载作用下,华坪岸隧道锚围岩系统的监测点选取见图 7,各监测点位移变化情况见表 5。

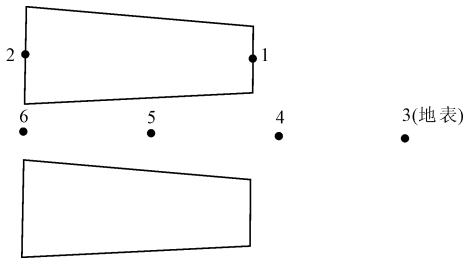


图 7 监测点位置示意图

表 5 工程荷载作用下锚与岩监测点位移统计表

荷载 /P	不同测点位移/mm					
	测点 1	测点 2	测点 6	测点 5	测点 4	测点 3
0.2	0.73	0.91	0.68	0.27	0.19	0.21
0.5	0.24	1.20	0.98	0.61	0.20	0.12
0.8	0.36	1.51	1.28	0.94	0.58	0.46
1.0	0.71	1.72	1.48	1.18	0.85	0.70

从表中可以看出,监测点的位移均在 mm 级,且响应顺序为:后锚面监测点 > 前锚面监测点 > 锚碇中间岩体 > 地表点。设计荷载作用下,锚碇的最大位移为 1.7 mm,周边围岩最大位移为 1.5 mm。仅锚碇周边围岩少量进入塑性,前锚面附近有少量岩体进入塑形,后锚面沿着锚碇周边环状分布。

这些敏感部位监测点的位移值揭示,在当前设计缆力下,锚碇结构与围岩系统是安全的,变形安全和强度安全均满足要求。当前设计是安全可靠的。

3.2.3 塑性区揭示的破坏模式

随着工程荷载的增加,隧道锚 - 围岩系统塑性

区逐步贯通,将不同加载工况下的塑性区云图整理成图 8,并依据塑性区贯通作为极限荷载的判据。

从图 8 可知,华坪岸塑性区扩展规律与丽江岸基本类似,区别在于软弱结构面的发育位置和影响不同。14 倍设计缆力时,前后锚面的横断面环向塑性区均贯通,但是纵断面仅是上部贯通,下部零星出现,没有贯通。18 倍设计缆力时,除前后截面横向贯通外,纵向上下界面基本贯通,说明 18 倍设计缆力代表了一种极限承载的情况。后续,20 倍设计缆力的塑性区范围逐步扩展增加,并逐步和上部结构面联通,存在整体失稳的趋势。

综上,根据塑性区的扩展过程,可以确定 14 倍设计缆力为锚碇 - 围岩联合承载的极限承载力,则 7 倍设计缆力是安全容许的,可以作为该区锚碇 - 围岩联合承载的设计值,当前设计缆力有足够的储备,可以认为塑性区贯通确定的围岩稳定安全系数为 7.0。

4 结 论

基于华丽高速公路金安金沙江大桥华坪和丽江岸隧道式锚碇在工程荷载作用下的超载数值仿真及分析,所得主要结论如下:

(1) 设计荷载作用下,丽江岸:锚碇最大位移 1.5 mm、围岩 1.2 mm 和地表 0.5 mm。华坪岸:锚碇最大位移 1.7 mm、围岩 1.5 mm 和地表 0.7 mm,均在毫米级,其响应顺序为后锚面监测点 > 前锚面监测点 > 锚碇中间岩体 > 地表点。位移响应的次序,反映了荷载响应的敏感性和显著性,可以作为后期结构安全和围岩安全监测布点和安全预警的参考值。当前设计缆力下,隧道锚变形和强度均是安全的。

(2) 根据锚面监测点位移由 mm 到 cm 量级的突变确定的两岸锚岩系统极限荷载均为 6 ~ 8 倍设计缆力,则锚岩系统的设计承载力取 3 倍设计缆力下变形安全是有保障的,当前设计缆力有待优化。

(3) 加载造成的隧道锚整体滑移过程如下:塑性区最先产生于前锚面附近和后锚面附近的围岩。随着主缆荷载增大,锚碇围岩塑性区从锚碇后端面逐步向锚碇前部发展,且塑性区同时沿锚碇洞的环向扩展。丽江岸塑性区在 10P 下贯通;华坪岸塑性区在 14P 下贯通。

(4) 锚室在开挖过程会引起上部凝灰岩软弱夹层局部进入塑性,虽然不会产生贯通崩落危险,但需要在施工过程中预先关注该部位,可对其采取一定的安全监测或者预先注浆加固处理措施,以保证施工安全。

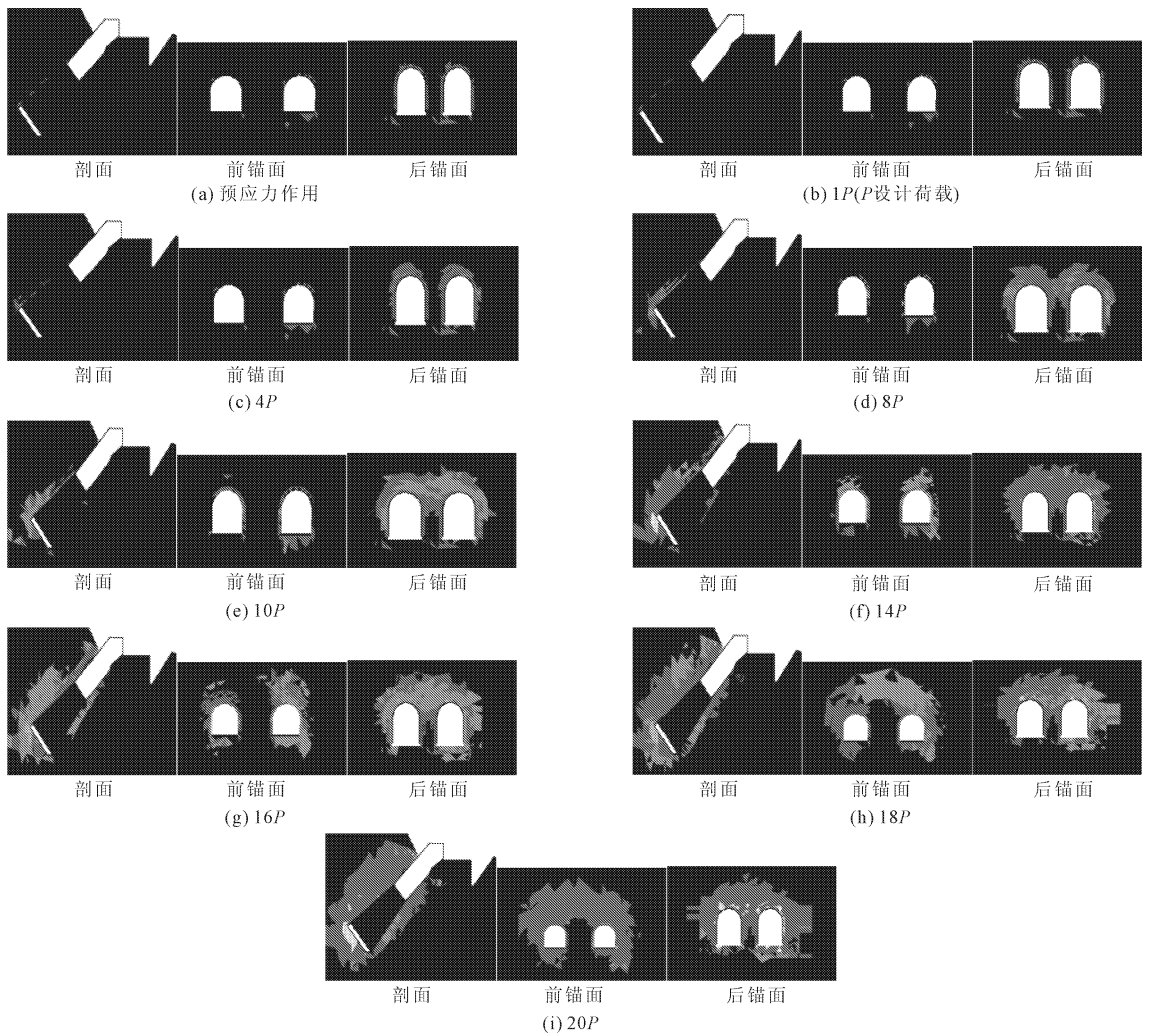


图 8 华坪岸塑性区云图

## 参考文献:

- [1] 钱冬生,陈仁福.大跨悬索桥的设计与施工[M].成都:西南交通大学出版社,1999.
- [2] 中交公路规划设计院.公路悬索桥设计规范(报批稿)[S].北京:人民交通出版社,2002.
- [3] 罗莉娅,卫军.岩体蠕变对悬索桥隧道锚围岩稳定性的影响分析[J].中南公路工程,2007,32(3):133-136.
- [4] 游晓敏,黄宏伟.悬索桥锚碇剪切滑移的机理及试验初探[J].岩土力学,2007,28(2):336-342.
- [5] 庞正江,孙豪杰,赖其波,等.1:10 隧道锚缩尺模型的变形及应力特性[J].岩石力学与工程学报,2015,34(S2):3972-3978.
- [6] 朱玉,卫军,李昊,等.大跨径悬索桥隧道锚变位分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(19):3588-3593.
- [7] 黎高辉.基于变位规律的锚碇隧道围岩损伤度安全阈值研究[D].长沙:长沙理工大学,2009.
- [8] 胡波,曾钱帮,饶旦,等.锚碇围岩系统在拉剪复合应力条件下的变形规律及破坏机制研究——以坝陵河特大岩锚悬索桥为例[J].岩石力学工程学报,2007,26(4):712-719.
- [9] 胡波,曾钱帮,彭运动,等.隧道锚围岩稳定分析及破坏模式研究[J].中国科学院研究生院学报,2008,25(4):487-492.
- [10] 胡波,曾钱帮,饶旦,等.锚碇围岩系统在拉剪复合应力条件下的变形规律及破坏机制研究——以坝陵河特大岩锚悬索桥为例[J].岩石力学工程学报,2007,26(4):712-719.
- [11] 黄东.山区公路悬索桥隧道锚碇作用机制及应用研究[D].重庆:重庆交通大学,2010.
- [12] 陈志坚,周世忠,卓家寿.大跨径悬索桥地基基础安全监控模型的研究思路及技术路线[J].中国工程科学,2002,4(6):20-24.
- [13] 周磊.悬索桥锚碇结构长期安全监测合理测点布置技术研究[D].重庆:重庆交通大学,2012.