

# 双洞八车道特大跨度隧道V级石质围岩开挖工法

施有志<sup>1</sup>,刘旭东<sup>2</sup>,雍金柱<sup>2</sup>

(1.厦门理工学院 土木工程与建筑学院,福建 厦门 361024;2.中铁一局集团厦门建设工程有限公司,福建 厦门 361000)

**摘要:**为减小双洞八车道特大跨度隧道洞口V级石质围岩后行导坑爆破对已完成支护结构的不利影响,该文以平潭牛寨山隧道工程为例,针对原设计双侧壁导坑法在后行的临近导坑爆破时,易将原先已施工完成的临时钢支撑震塌,提出取消临时横向支撑的变更方案1,以及带竖向支撑的上下台阶法(变更方案2),再利用有限元法计算,模拟3种不同开挖工法对隧道变形及受力的影响。计算结果表明:3种方案引起的拱顶沉降相差较小,最大相差约11.8%;变更方案2引起的围岩应力最大,但变更方案2同时取消了左右侧壁导坑的横向支撑以及左右侧壁导坑下台阶的竖向支撑,大大简化了施工工序。最后,结合监测数据进行分析,隧道结构安全稳定,变更方案2不仅合理可靠,而且加快了施工进度,节约了造价。

**关键词:**特大跨度隧道;V级石质围岩;工法优化;数值模拟;现场监测

中图分类号:U455.4

文献标志码:A

## Excavation Method for V-Grade Surrounding Rock of Double-Hole Eight-Lane Super-Long-Span Tunnel

SHI Youzhi<sup>1</sup>, LIU Xudong<sup>2</sup>, YONG Jinzhu<sup>2</sup>

(1.School of Civil Engineering & Architecture, Xiamen University of Technology, Xiamen, Fujian 361024, China;

2.China Railway First Bureau Group Xiamen Construction Engineering Co., Ltd., Xiamen, Fujian 361000, China)

**Abstract:** In order to reduce the adverse effect of back heading blasting on the completed supporting structure at the entrance of a double-hole eight-lane super-long-span tunnel with V-grade surrounding rock, the Niuzhaishan tunnel project in Pingtan was taken as an example. The original design of the double-side heading method is easy to cause the collapse of the temporary steel support that has been completed when blasting happens near the back heading. In view of this, this paper put forward scheme 1 of canceling the temporary transverse support and the up-and-down step method with vertical support (scheme 2). It then used the finite element method to calculate and simulate the influence of three different excavation methods on the deformation and stress of the tunnel. The calculation results show that the difference in crown settlement caused by the three schemes is small, and the maximum difference is about 11.8%. The surrounding rock stress caused by the second scheme is the largest, but the second scheme cancels the lateral support of the left and right side heading and the vertical support of the lower steps of the left and right side heading, which greatly simplifies the construction process. Finally, according to the monitoring data, the tunnel structure is safe and stable. It can be seen that scheme 2 is not only reasonable and reliable but also speeds up the construction progress and saves the cost.

**Keywords:** super-long-span tunnel; V-grade surrounding rock; construction method optimization; numerical simulation; field monitoring

## 0 引言

随着社会的发展及车流量的增加,公路隧道从传统的双向四车道或六车道,发展到双向八车道。双向八车道隧道属特大断面扁平隧道,其受力与传统的断面较小的隧道不同,施工风险大,围岩和支护结构受力集中,开挖工法更为复杂<sup>[1-5]</sup>。对于这类特大跨度扁平隧道,开挖工法的选择尤其重要。一般来说,针对特大跨度隧道,往往采用CRD法或双侧壁导坑法等分部开挖方法施工以提高隧道的稳定性。但由于具体采取何种开挖工法与隧道围岩存在密切的关系,不同的围岩特征将采用不同的开挖工法。目前一些专家学者在这方面的研究已经积累了不少宝贵经验,如陈孝湘等<sup>[6]</sup>结合福州长乐国际机场高速二期金鸡山隧道工程,以双侧壁导坑法为基础,分析不同的开挖与支护顺序对隧道的影响,基于此对隧道开挖工法进行优化;蒋坤等<sup>[7]</sup>依托魁岐2号特大断面小净距隧道工程,利用有限元法,分别研究双侧壁导坑法、CRD法和CD法3种施工方案下隧道的施工力学特征,以寻求最优开挖工法;张强锋等<sup>[8]</sup>结合广深沿江高速公路牛头山隧道工程,借助有限差分软件,计算模拟双洞八车道隧道七步台阶法施工过程,研究隧道结构的响应情况;张铁柱<sup>[9]</sup>基于大连大东山单洞四车道高速公路隧道工程,通过现场实测,对比分析CRD法和双侧壁导坑法不同施工步序引起的变形规律;卿伟宸等<sup>[10]</sup>以乌蒙山2号出口车站隧道为例,通过对拟定的5种开挖工法进行数值模拟,进行工法的优化,并结合现场监测展开研究。按照隧道围岩的分级方法,V级围岩可能存在土质围岩,或较为破碎或强度较低但较为完整的岩质围岩<sup>[11-13]</sup>。对于双洞八车道特大跨度隧道洞口浅埋段,为保证隧道开挖的稳定性,往往认定为V级围岩,并按双侧壁导坑法开挖,但由于石质围岩需要进行爆破施工,在特大跨度条件下分导坑开挖支护,并采用钢拱架作为临时支护,当后行的临近导坑爆破时,往往容易将原来已经施工完成的临时横向及竖向钢支撑震塌,此时仍要再次重复施加临时支护,不仅在经济上造成很大的浪费,也严重拖延工期<sup>[14-19]</sup>。因此,研究特大跨度隧道V级石质围岩的开挖工法,具有十分重要的现实意义。

基于此,本文依托牛寨山隧道工程,针对岩石围

岩条件,提出两种变更方案,并通过数值模拟分析,对比评估各种工法隧道结构的受力及变形特征,最后通过现场实测进行分析,总结出特大跨度隧道V级围岩条件下开挖工法及围岩受力、变形特征。

## 1 工程概况

### 1.1 工程简介

牛寨山隧道为平潭金井湾大道的一部分,隧道北线长868 m,南线总长829 m。V级围岩的段落为:北线NK4+335~NK4+410、NK5+140~NK5+203,南线SK4+336~SK4+398、SK5+053~SK5+165,主要由全风化花岗岩~中风化花岗岩构成。现有对围岩的分级较为粗略,按照围岩的分级方法,V级围岩可能存在土质围岩或较为破碎、或强度较低的岩石围岩,虽然同样属于V级围岩,但对不同的岩性,其开挖方法也应不同。

隧道采用复合式衬砌(PS5b)。系统锚杆采用D25中空注浆锚杆,长5 m,梅花形布置,间距为0.7 m。初期支护采用双层结构,第一层为30 cm厚C25喷射混凝土、I22工字钢纵距0.6 m;第二层采用20 cm厚C25喷射混凝土,I16工字钢间距0.6 m;初期支护与二次衬砌之间铺设EVA防水板作为防水层。二次衬砌仰拱采用C30普通钢筋混凝土;拱部边墙采用C35防水钢筋混凝土,结构如图1所示。

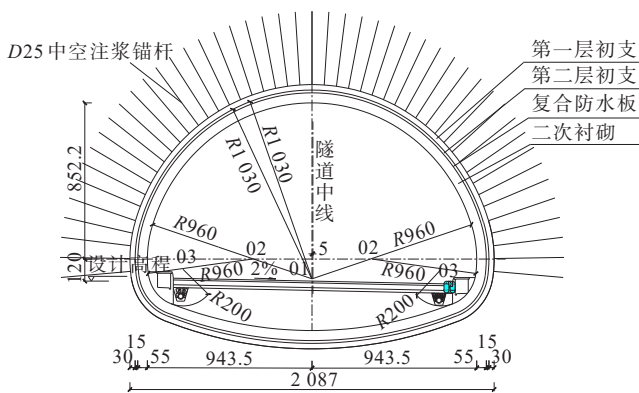


图1 V级围岩一般段支护结构(单位:cm)

Figure 1 Support structure of general section of V-grade surrounding rock (unit:cm)

### 1.2 开挖工法

#### 1.2.1 原设计开挖工法

牛寨山隧道北线进口(NK4+344.5~NK4+425.0)、北线出口(NK5+125.0~NK5+183.5)及南

线进口(SK4+345.5~SK4+413.0)围岩以石质为主,原设计采用双侧壁导坑开挖,如图2所示,共计6个小导坑。左、右侧导坑同时施工,但错开距离不应小于15 m;上、下导坑纵向间距不应小于5 m,每个小导坑采用临时钢支撑支护。V级围岩小净距段初期支护永久支护钢拱架型号为I25,临时支护钢拱架型号为I16。

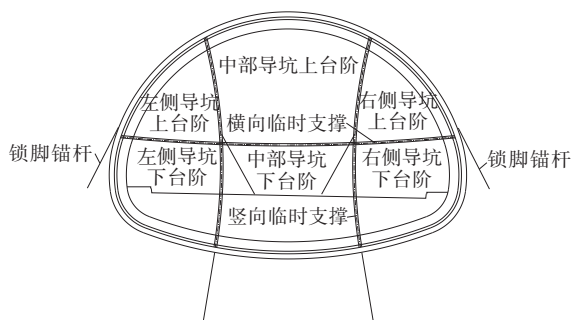


图2 原设计开挖方案

Figure 2 Original excavation scheme design

在施工过程中需采用爆破,为规避将原来已经施工完成的临时横向及竖向支撑震塌,需对工法进行局部调整,从而减少经济损失及工期延误,提出了石质V级围岩变更开挖方案1和方案2。

### 1.2.2 开挖工法变更方案1

当下部岩石较为破碎时,取消侧壁的横向支撑,上半断面和下半断面均设置竖向临时钢支撑。竖向临时支撑型号由设计I16变更为I22b,如图3所示。

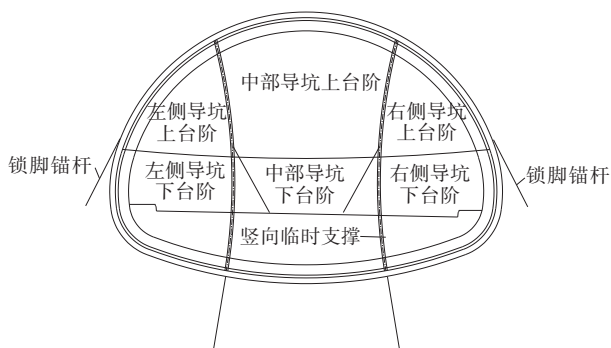


图3 石质V级围岩方案1(下半断面围岩较破碎)

Figure 3 Scheme 1 of V-grade surrounding rock (the surrounding rock of the lower half section is relatively broken)

### 1.2.3 开挖工法变更方案2

当下部岩石强度较好,完整性较好时,则直接将侧壁竖向支撑坐落在下部岩石上,取消左右侧壁导坑下台阶的竖向支撑,将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上,并加强锁脚锚杆的施作,该方

案简称为带竖向支撑的上下台阶法,如图4所示。

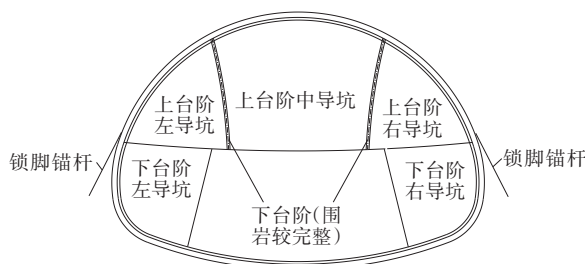


图4 石质V级围岩方案2(下半断面围岩较完整)

Figure 4 Scheme 2 of V-grade surrounding rock (the surrounding rock of the lower half section is relatively complete)

## 2 特大跨度隧道V级石质围岩开挖工法数值模型

为对比原设计开挖方案、变更开挖方案1以及变更开挖方案2对隧道变形及受力的影响,采用FLAC<sup>3D</sup>建立数值模型进行模拟分析。FLAC<sup>3D</sup>对模拟塑性破坏和塑性流动采用的是“混合离散法”。这种方法比有限元法中通常采用的“离散集成法”更为准确、合理。单元材料采用非线性本构模型,通过调整三维网格中多面体单元来拟合实际的结构,可以非常准确地模拟材料的塑性破坏和流动。

### 2.1 数值模型设计

模型Z方向为与重力相反方向,Y方向沿隧道长度方向分布,X方向沿隧道水平方向分布。模型在X方向取180 m,在Y方向取2 m,围岩在Z方向取180 m。

原设计开挖方案分14个计算工况,具体如下:①开挖右侧导坑上台阶;②施工右侧导坑上台阶初期支护、临时支护、临时仰拱、锁脚锚杆;③开挖右侧导坑下台阶;④施工右侧导坑下台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑤开挖左侧导坑上台阶;⑥施工左侧导坑上台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑦开挖左侧导坑下台阶;⑧施工左侧导坑下台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑨开挖中部导坑上台阶;⑩施工拱部第一层初期支护;⑪开挖中部导坑下台阶;⑫施工中导坑下台阶第一层初期支护;施工仰拱第二层初期支护及仰拱回填;⑬拆除临时支护;⑭浇筑二次衬砌。根据开挖步序及支护方案,建立原设计开挖方案的计算模型如图5所示。

变更开挖方案1的计算工况与原设计开挖方案相同,区别在于变更开挖方案1在上半断面和下半断



面均未设置横向临时钢支撑。

变更开挖方案2计算分14个工况,具体如下:①开挖右侧导坑上台阶;②施工右侧导坑上台阶初期支护、临时支护、临时仰拱、锁脚锚杆;③开挖左侧导坑上台阶;④施工左侧导坑上台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑤开挖中部导坑上台阶;⑥施工拱部第一层初期支护;⑦开挖右侧导坑下台阶;⑧施工右侧导坑下台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑨开挖左侧导坑下台阶;⑩施工左侧导坑下台阶初期支护、临时支护、锁脚锚杆;⑪开挖中部导坑下台阶;⑫施工中部导坑下台阶第一层初期支护;施工仰拱、第二层初期支护及仰拱回填;⑬拆除临时支护(一次拆除纵向长度不大于1 m);⑭浇筑二次衬砌。根据开挖步序及支护方案,建立变更开挖方案2的计算模型如图6所示。

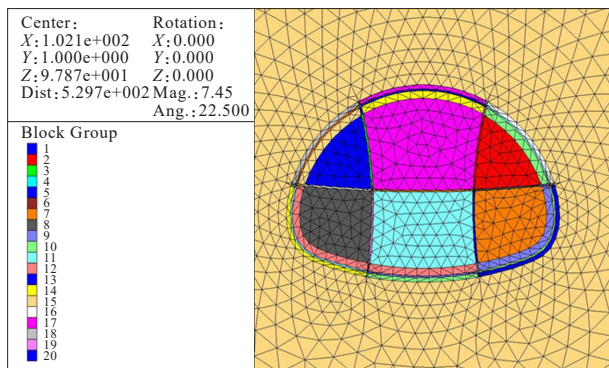


图5 原设计施工方案计算模型

Figure 5 Calculation model of original construction scheme design

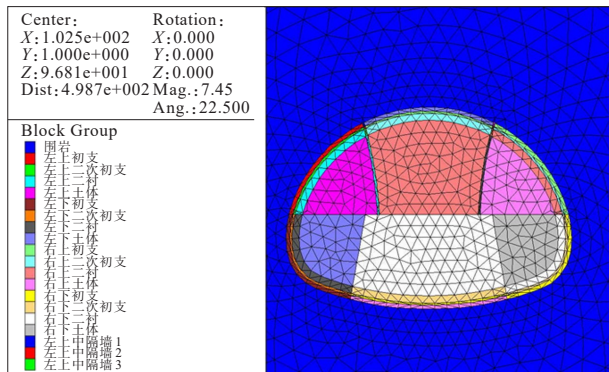


图6 变更开挖方案2计算模型

Figure 6 Calculation model of scheme 2

## 2.2 计算参数

根据工程地质水文地质勘察报告,假设围岩为单一岩层,重度为  $20 \text{ kN/m}^3$ ;弹性模量  $500 \text{ MPa}$ ;泊

松比  $0.3$ ;黏聚力  $40 \text{ kPa}$ ;内摩擦角  $35^\circ$ 。初期支护、二次衬砌和钢架均采用实体单元模拟,初期支护按  $\text{C20}$  混凝土考虑,重度为  $25 \text{ kN/m}^3$ ,弹性模量为  $25.5 \text{ MPa}$ ,泊松比为  $0.2$ ;二衬衬砌按  $\text{C35}$  混凝土考虑,重度为  $26 \text{ kN/m}^3$ ,弹性模量为  $31.5 \text{ MPa}$ ,泊松比为  $0.2$ ;钢架按  $\text{HRB335}$  考虑,重度为  $78.5 \text{ kN/m}^3$ ,弹性模量为  $200 \text{ GPa}$ ,泊松比为  $0.3$ ;锚杆按杆单元考虑,重度为  $78 \text{ kN/m}^3$ ,弹性模量为  $210 \text{ GPa}$ ,锚固剂摩擦角  $25^\circ$ ,锚固剂黏聚力  $0.2 \text{ MPa}$ 。

## 3 特大跨度隧道V级石质围岩开挖工法分析结果

### 3.1 围岩应力

#### 3.1.1 原设计开挖工法围岩应力

围岩的最小主应力(即最大拉应力)出现在隧道拱顶部位,如工况③隧道拱顶围岩最大拉应力为  $8.4 \text{ MPa}$ ,工况④增大至  $8.6 \text{ MPa}$ ,工况⑤增大至  $10.5 \text{ MPa}$ ,工况⑥增大至  $10.6 \text{ MPa}$ (图7),之后各工况围岩拉应力不再增大,可见围岩的拉应力达到其强度极限时将出现拉裂破坏,拉应力值不再随开挖步序而进一步增大。

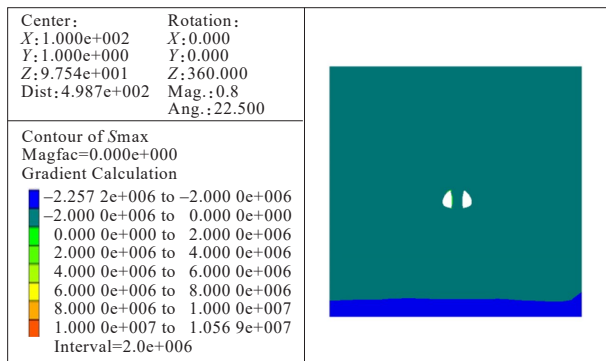


图7 工况⑥围岩最小主应力(单位:Pa)

Figure 7 Minimum principal stress of surrounding rock under working condition 6 (unit: Pa)

临时支护拆除前(工况⑫)围岩的最大主应力(最大压应力)为  $21.38 \text{ MPa}$ ,最小主应力(最大拉应力)为  $4.99 \text{ MPa}$ (图8)。

临时支护拆除后(工况⑬)围岩的最大主应力(最大压应力)为  $7.39 \text{ MPa}$ ,最小主应力(最大拉应力)为  $0.61 \text{ MPa}$ 。这主要是因为围岩在临时支护作用下洞壁表层局部围岩会出现应力集中,而临时支护拆除后,表层围岩失去临时支护的支撑作用,应力向深部围岩

转移,表层围岩应力降低。全部工序施工完成后,围岩的最大主应力(最大压应力)为9.41 MPa,最小主应力(最大拉应力)为0.61 MPa,如图9所示。

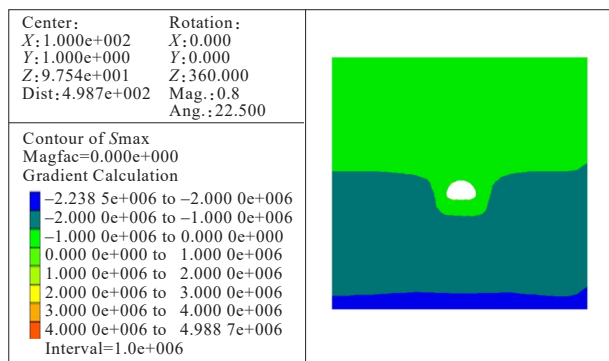
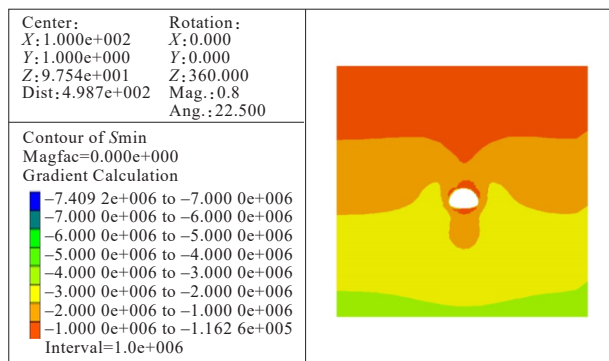
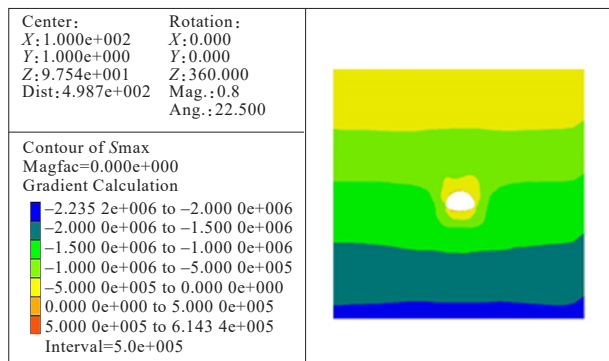


图8 工况⑫围岩最小主应力(单位:Pa)

Figure 8 Minimum principal stress of surrounding rock under working condition 12(unit:Pa)



(a) 最大主应力



(b) 最小主应力

图9 原设计开挖方案施工完成后围岩应力(单位:Pa)

Figure 9 Stress of surrounding rock after completion of original excavation scheme design (unit:Pa)

### 3.1.2 开挖工法变更方案1围岩应力

采用变更方案1时,隧道最大压应力随着工序的

进展逐步增大,工况①为3.45 MPa,工况⑥为18.07 MPa,如图10所示。

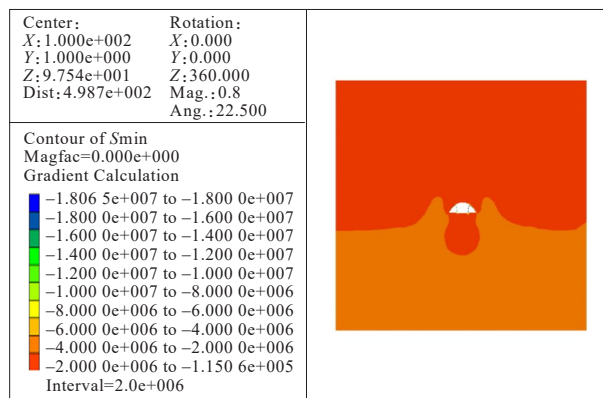


图10 工况⑥围岩最大主应力(单位:Pa)

Figure 10 Maximum principal stress of surrounding rock under working condition 6(unit:Pa)

从工况⑦开始,最大压应力逐渐减小,为13.9 MPa;隧道施工完成后,围岩最大压应力5.30 MPa。可见,隧道开挖后,隧道周边浅层围岩应力逐渐向深部围岩转移,使浅层围岩应力降低,深层围岩应力增大。工况⑫的最大压应力出现突变现象,为10.52 MPa,如图11所示。在施工中部下台阶导坑时,应防止隧道坍塌。

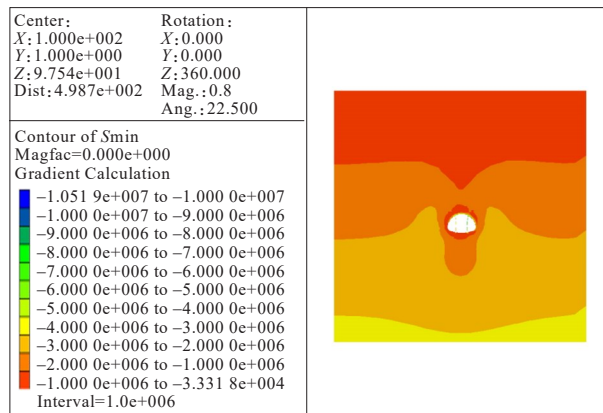


图11 工况⑫围岩最大主应力(单位:Pa)

Figure 11 Maximum principal stress of surrounding rock under working condition 12(unit:Pa)

围岩的最小主应力(即最大拉应力)出现在隧道拱顶部位,工况⑧增大至5.11 MPa,之后各工况围岩拉应力不再增大,并且逐渐减少,工况⑬为0.32 MPa,趋于稳定,可见围岩的拉应力达到其强度极限时将出现拉裂破坏,拉应力值不再随开挖步序而进一步增大;工况⑫的最大拉应力出现突变现象,为

3.6 MPa, 在施工中部下台阶导坑时, 应防止隧道坍塌。变更开挖方案 1 施工完成后围岩应力如图 12 所示。

### 3.1.3 开挖工法变更方案 2 围岩应力

开挖工法变更方案 2 开挖过程围岩应力的变化特征与方案 1 类似, 开挖后围岩应力如图 13 所示。隧道施工完成后, 围岩最大压应力 10.4 MPa, 最大拉应力为 0.23 MPa。

从上述分析可知: 3 种施工方案中, 变更开挖方案 2 最终引起的围岩应力最大, 变更开挖方案 1 的最小。这主要是因为变更开挖方案 2 不仅取消了左右侧壁导坑的横向支撑, 而且取消了左右侧壁导坑下台阶的竖向支撑, 将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上, 导致了围岩周边的应力集中现象

更加明显。

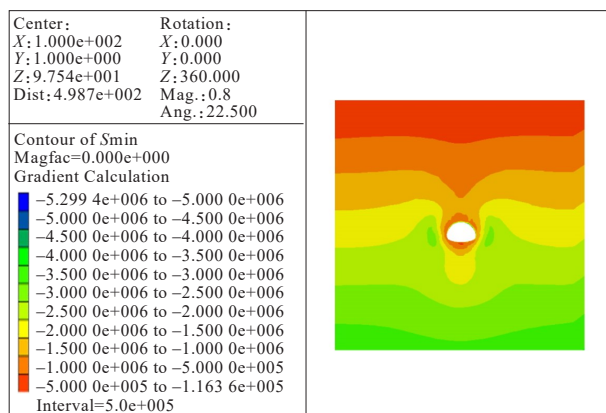
### 3.2 3 种开挖工法应力状态对比

通过对 3 种开挖工法对围岩、初期支护、二次衬砌的应力的进一步分析, 结果如表 1 所示。

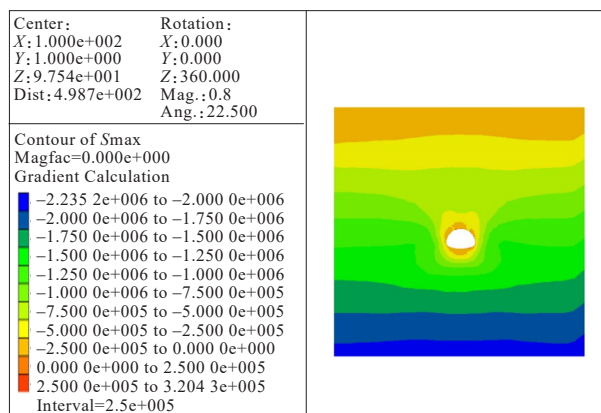
表 1 各开挖工法的隧道结构应力状态对比

Table 1 Comparison of stress states of tunnel structures of various excavation methods

方案	围岩/MPa		初支结构/MPa		二次衬砌/MPa	
	最大压应力	最大拉应力	最大压应力	最大拉应力	最大压应力	最大拉应力
原设计	9.41	0.61	15.46	9.10	7.96	8.93
变更 1	5.30	0.32	7.25	4.60	7.95	4.70
变更 2	10.40	0.23	12.00	4.87	7.91	5.00



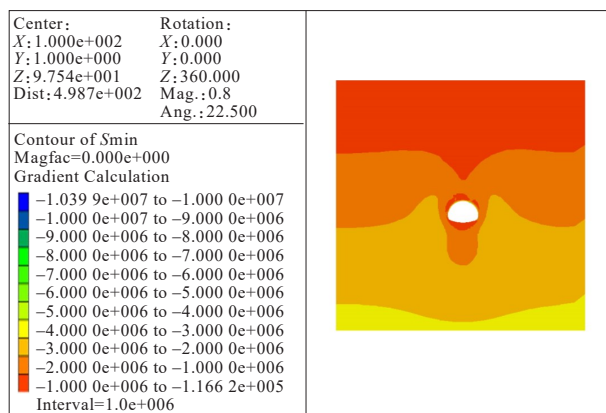
(a) 最大主应力



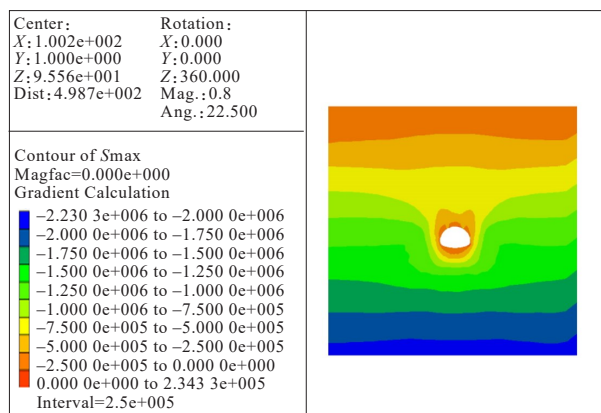
(b) 最小主应力

图 12 变更开挖方案 1 施工完成后围岩应力(单位: Pa)

Figure 12 Surrounding rock stress after construction with scheme 1(unit: Pa)



(a) 最大主应力



(b) 最小主应力

图 13 变更开挖方案 2 施工完成后围岩应力(单位: Pa)

Figure 13 Surrounding rock stress after construction with scheme 2(unit: Pa)

由表1可知:

(1) 变更方案2围岩压应力最大,原设计方案围岩的拉应力最大,相比而言,变更方案1围岩的压应力最小,其拉应力也偏小,可见变更方案1围岩的应力状态优于原设计方案和变更方案2。

(2) 原设计方案初支结构压应力和拉应力均大于变更方案1和变更方案2,其中变更方案1的压应力和拉应力最小,表明变更方案1初支结构的受力状态优于原设计方案和变更方案2。

(3) 3种设计方案2次衬砌的压应力相当,差异小于1%,变更方案1的拉应力最小,表明变更方案1的受力更好。

综上所述,变更方案1围岩、初支结构及二次衬砌受力状态均优于原设计方案和变更设计方案2。

### 3.3 隧道变形

3种开挖方案引起的拱顶沉降对比如图14~16所示。

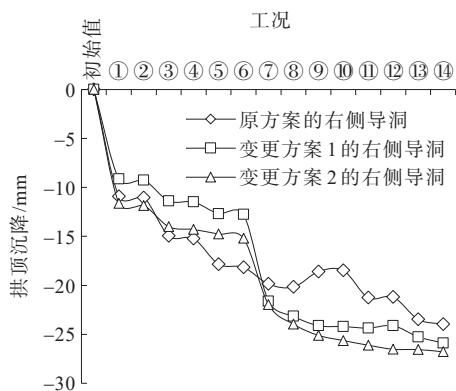


图14 3种施工方案先开挖导洞拱顶沉降对比图

Figure 14 Comparison of crown settlement of pilot heading excavated first in three construction schemes

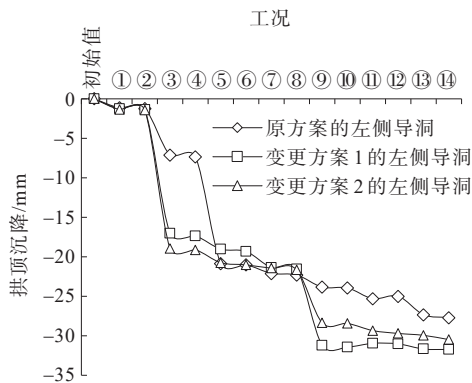


图15 3种施工方案后开挖导洞拱顶沉降对比图

Figure 15 Comparison of crown settlement of pilot heading excavated later in three construction schemes

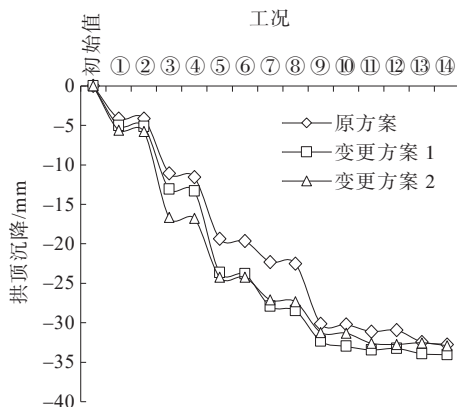


图16 3种施工方案中间导洞拱顶沉降对比图

Figure 16 Comparison of crown settlement of middle pilot heading in three construction schemes

由图14~16可知:

(1) 原设计开挖方案、变更开挖方案1、变更开挖方案2引起的先行开挖导洞的拱顶沉降分别为23.96 mm、25.88 mm、26.78 mm,3种方案引起的后开挖侧导洞的拱顶沉降分别为27.72 mm、31.73 mm、30.49 mm,3种方案引起的中间导洞的拱顶沉降分别为32.75 mm、34.04 mm、32.92 mm。原设计开挖方案引起的两侧导坑和中间导坑的拱顶沉降相比其他两种方案最小,说明原设计开挖方案对控制沉降最有利;而变更方案2引起的先行侧导洞拱顶沉降比方案1稍大,但变更方案2引起的后行侧导洞和中间导洞拱顶沉降比变更方案1稍小。

(2) 3种施工方案引起的拱顶沉降相差较小,变更开挖方案2引起的先行开挖导洞的拱顶沉降仅比原设计开挖方案引起的沉降增大2.82 mm,增大了约11.8%;变更开挖方案2引起的后开挖侧导洞的拱顶沉降比原设计开挖方案增大2.77 mm,增大了约10.0%;变更开挖方案2引起的中间导洞的拱顶沉降比原设计开挖方案增大0.17 mm,增大了约0.5%。可见:3种施工方案引起的拱顶沉降最大相差约11.8%,但变更开挖方案2不仅取消了左右侧壁导坑的横向支撑,而且取消了左右侧壁导坑下台阶的竖向支撑,将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上,大大简化了施工工序,减小了临时支撑,节省了建筑材料,施工速度快,施工成本低。

## 4 工程现场实测分析

北线出口刚开始仍是土质,掘进一段后才出



现石质围岩,但由于断面太大,仍按Ⅴ级围岩施工,则需采用爆破,结果将原来已经施工完成的临时横向及竖向支撑震塌。若仍要再次施加,不仅经济上造成很大的浪费,也严重拖延工期。为规避在Ⅴ级岩石地段爆破对初期支护的影响,对工法进行局部调整,从而提出了石质Ⅴ级围岩的方案1和方案2。

牛寨山隧道北线进口(NK4+344.5~NK4+425.0)、北线出口(NK5+125.0~NK5+183.5)及南线进口(SK4+345.5~SK4+413.0),大体以石质围岩为主,采用钻爆法施工,并提出石质Ⅴ级围岩的开挖方法,均取消侧壁的横向支撑(石质Ⅴ级围岩方案1),当下部岩石强度较好,完整性较好时,则直接将侧壁竖向支撑坐落在下部岩石上,并加强锁脚锚杆的施作(石质Ⅴ级围岩方案2)。本节主要针对以南线进口SK4+345.5~SK4+413.0或北线进口NK4+344.5~NK4+425.0为研究对象,重点分析石质围岩进洞方案,也就是石质Ⅴ级围岩施工方案,最后施工方法基本以方案2为主。

#### 4.1 监控量测控制标准

(1) 位移监测项目极限允许值如下:① 水平收敛: $0.5\% \times L$ ;② 拱顶下沉: $0.5\% \times L_1$ ;③ 拱脚下沉: $50\% \times 0.5\% \times L_1$ ;④ 地表下沉:10 cm。其中: $L$ 为两测点间距; $L_1$ 为相应导坑最大宽度。例如,在左上导坑开挖过程中,监测左上导坑拱顶下沉与拱脚下沉,相应的 $L_1$ 为左上导坑的最大宽度,上断面左、右导坑开挖完毕,开挖中上导坑过程中,相应的 $L_1$ 为上断面最大宽度。本工程左、右导坑的拱顶沉降和水平收敛按3 mm控制;中间导坑按5 mm控制。

(2) 内力监测项目控制基准如下:① 围岩压力及层间压力:50 kPa;② 钢支撑应力:160 MPa;③ 二次衬砌混凝土压应力:15 MPa;④ 锁脚锚管轴力:50 kN。

#### 4.2 拱顶、拱脚下沉及水平收敛

南线进口段Ⅴ级围岩拱顶、拱脚下沉及洞周水平收敛变形统计结果见表2。本段为Ⅴ级围岩,在上部导坑施工中每隔3 m打设一排超前小锚杆,采用钢拱架+锚网喷初期支护,从本段拱顶下沉量比较小可知:超前小锚杆和初期支护很好地控制了洞周变形。

表2 南线进口段围岩洞周变形统计结果

Table 2 Statistical results of surrounding rock deformation around entrance section of south line

测点位置	拱顶下沉/mm		水平收敛/mm	
	最大值	平均值	最大值	平均值
拱顶	2.40	0.88		
左拱腰	6.10	0.12		
右拱腰	4.20	2.64	6.13	1.57
左拱脚	1.10	0.57		
右拱脚	1.40	0.43		

南、北线进口段典型断面洞周监测点位移时程曲线如图17、18所示。

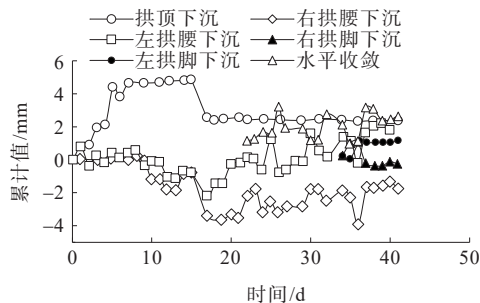


图17 SK4+360拱顶、拱脚下沉及洞周收敛时程曲线

Figure 17 Time history curve of SK4+360 crown and arch foot settlement and tunnel convergence

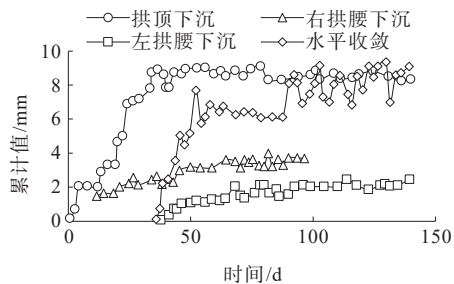


图18 NK4+380拱顶、拱脚下沉及洞周收敛时程曲线

Figure 18 Time history curve of NK4+380 crown and arch foot settlement and tunnel convergence

从图17、18可以看出:在监测期内,监测断面洞周位移,呈小幅波动状态,表明各导坑开挖及初期支护、超前支护施工对附近监测断面洞周位移有扰动,但影响不大。大部分断面现场实际施工监测到的拱顶沉降仅为2~3 mm,水平变形仅4~5 mm。受各导坑开挖多次扰动的影响,个别断面的拱顶沉降超过5 mm,累计沉降接近9 mm,比控制标准高,但总体在25~30 d之后基本趋于收敛稳定。实际监测数据比



数值模拟计算值偏小的原因主要有2个:① V级软弱围岩隧道掌子面前方的先行位移较大,而这一部分先行位移无法监测;② 监测点的设置时间较晚,由于V级围岩易出现掉块坍塌等问题,为保障监测人员安全,一般需要等到初期支护完成之后才能允许监测人员配置监测点,而此时大部分围岩变形基本完成,所以后续能够监测的变形较小,与数值计算得到的全位移相差较大。

4.3 围岩压力

SK4+400断面围岩压力监测历程最大值分布如图19所示。

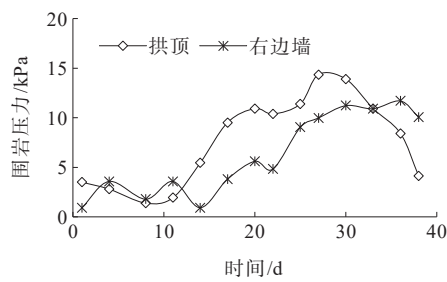


图19 SK4+400断面围岩压力时程曲线图  
Figure 19 Time history curve of surrounding rock pressure at SK4+400 section

由图19可知:通过监测断面后在中下导坑尚未继续开挖之前,层间压力小幅波动,中下导坑开挖后,由于施工扰动及进一步应力释放,层间压力持续增大,到监测结束时,层间压力逐渐稳定。

NK4+410断面围岩压力监测历程最大值分布如图20所示。

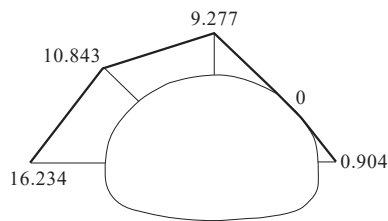


图20 围岩压力历程最大值分布图(单位:kPa)  
Figure 20 Distribution of maximum pressure history of surrounding rock(unit:kPa)

由图20可知:NK4+410断面围岩压力左侧偏大,最大值出现在左边墙处,右侧围岩压力则相对小很多。布设该断面监测测点时本段开挖已经结束,只剩仰拱与二衬尚未完成,该监测断面围岩压力时程曲线图如图21所示。

从图21可以看出:初期测点压力增长较快,大约在9d之后发展基本稳定,围岩压力的小幅波动应该是由后续仰拱和二衬施工扰动所引起。

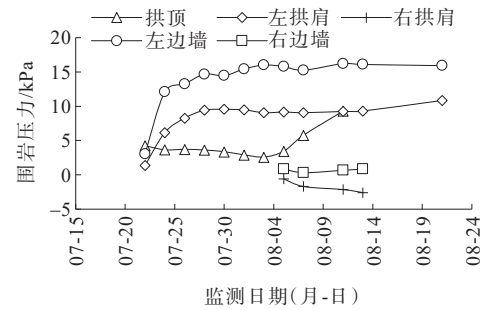


图21 NK4+410断面围岩压力时程曲线(2013年)  
Figure 21 Time history curve of surrounding rock pressure at NK4+410 section(year 2013)

4.4 钢支撑应力

南线进口V级围岩段钢支撑应力极值及出现部位统计结果见表3。

表3 南线进口段围岩钢支撑应力  
Table 3 Steel support stress of surrounding rock at entrance section of south line

测点位置	最大值/MPa	最大值部位
SK4+360	19.600	右拱腰外侧
SK4+365	17.800	右拱腰内侧
SK4+370	19.800	左拱腰外侧
SK4+375	17.200	中隔墙内侧
SK4+380	8.100	右拱腰外侧
SK4+385	8.100	中隔墙内侧
SK4+390	0.004	右临支外侧
SK4+395	10.100	中隔墙外侧
SK4+400	9.200	右拱腰内侧
SK4+405	7.800	中隔墙外侧
SK4+410	0.021	左拱肩内侧

由表3可知:总体来说,钢支撑应力均远小于允许值(160 MPa),可见设计偏保守,可以适当加大钢支撑的间距,或降低初期支护强度等;另一方面,钢支撑应力最大值主要出现在拱腰和中隔墙处。与北线出口段V级围岩钢支撑应力规律类似。

4.5 锚杆轴力

锁脚锚杆轴力最大值和最小值统计结果如表4所示。

由表4可知:锚杆轴力正值和负值均有出现,左右导坑拱脚锚杆轴力极值既有大小差异,也有正负

差异,表明各导坑陆续开挖及支护影响下,隧道支护结构受力受多重扰动,情况复杂。典型断面锚杆轴力时程曲线如图 22、23 所示。

表 4 南、北线出口偏压段 V 级围岩锁脚锚杆轴力

Table 4 Axial force of foot lock bolt in V-grade surrounding rock at bias section of south and North line exit

测点位置	左拱脚/kN		右拱脚/kN	
	最大值	最小值	最大值	最小值
NK4+360	0.267	-0.028	4.746	4.638
NK4+370	-1.395	-0.910	-0.455	-0.059
NK4+380	0.180	0.015	0.132	0.015
NK4+410	-3.866	1.466	-3.404	1.161
NK4+420	-0.804	0.015	0.957	0.220

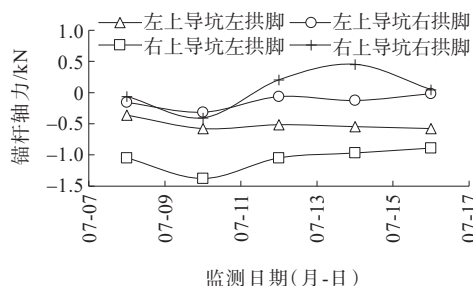


图 22 NK4+370 断面锚杆轴力监测时程曲线(2013 年)

Figure 22 Time history curve of axial force monitoring of anchor rod at NK4+370 section (year 2013)

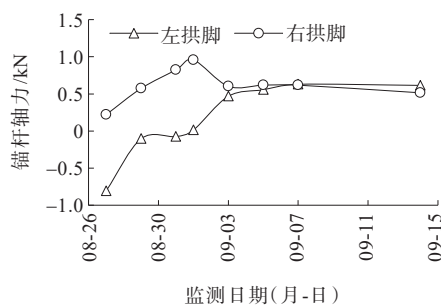


图 23 NK4+420 断面锚杆轴力监测时程曲线(2013 年)

Figure 23 Time history curve of axial force monitoring of anchor rod at NK4+420 section (year 2013)

由图 22、23 可以看出:锚杆轴力在监测期内小幅波动。以 NK4+370 断面为例,自 2013 年 7 月 8 日开始监测锚杆轴力,而此时本段开挖已经基本完成,因此锚杆轴力的变化主要由仰拱和二衬施工扰动所致。

#### 4.6 二衬内力

通过 SK4+400 断面后很快完成本段施工,监测近 40 d 后二次衬砌内力如图 24 所示,边墙和拱肩处二衬应力远大于拱顶部位的应力。

SK4+400 断面二次衬砌内力时程曲线如图 25 所示。

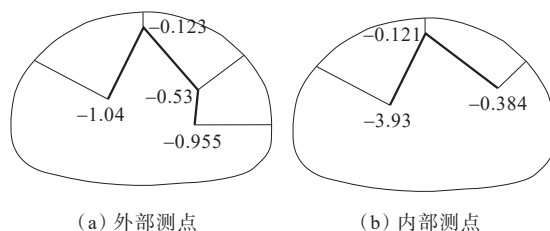


图 24 施工完毕 40 d 后二衬内力分布(单位:MPa)

Figure 24 Internal force distribution of secondary lining 40 days after construction (unit: MPa)

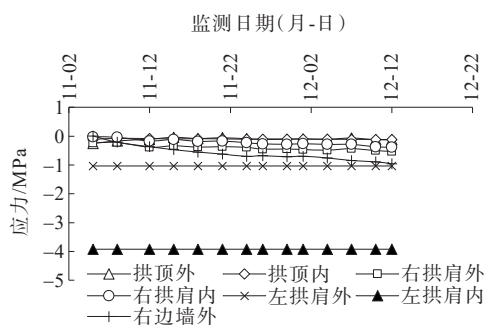


图 25 南线进口 SK4+400 断面二次衬砌内力时程曲线(2013 年)

Figure 25 Internal force time history curve of secondary lining of SK4+400 section at entrance of south line (year 2013)

由图 25 可知:由于通过本断面后施工很快结束,右边墙和右拱肩处二衬内力缓慢增加,其他部位二衬内力基本保持不变。

## 5 结论

本文结合牛寨山隧道工程,针对隧道洞口段 V 级石质围岩采用双侧壁导坑法施工存在的问题,提出变更方案 1,即取消左右侧壁导坑的横向支撑;同时提出变更方案 2,将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上,并加强锁脚锚杆的施作。结合数值模拟和现场实测研究隧道结构受力及变形特征,得到以下主要结论:

(1) 针对特大跨度隧道洞口石质围岩段采用双侧壁导坑法在施工过程中,后行导坑爆破将先行导坑临时支撑震垮的问题,提出变更方案 1,即取消左右侧壁导坑的横向支撑;变更方案 2,将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上,并加强锁脚锚杆的施作。

(2) 数值模拟分析表明:变更方案1的受力状态优于原设计开挖方案和变更方案2;原设计开挖方案引起的两侧导坑和中间导坑的拱顶沉降相比其他两种方案最小,说明原设计开挖方案对控制沉降最有利;而变更方案2引起的先行侧导洞拱顶沉降比方案1稍大,但变更方案2引起的后行侧导洞和中间导洞拱顶沉降比变更方案1稍小。3种施工方案引起的拱顶沉降最大相差约11.8%。

(3) 变更开挖方案2不仅取消了左右侧壁导坑的横向支撑,而且取消了左右侧壁导坑下台阶的竖向支撑,将侧壁导坑上台阶的竖向支撑坐落在下部岩石上,大大简化了施工工序,减小了临时支撑,节省了建筑材料,施工速度快,施工成本低。当下部围岩的整体性较好时优先采用变更方案2。

(4) 现场实测数据表明:监测断面洞周位移和锚杆轴力呈小幅波动状态,各导坑开挖及初期支护、超前支护施工对附近监测断面洞周位移有扰动,个别断面的拱顶沉降偏大,但总体上在25~30 d之后基本趋于收敛稳定;锚杆轴力变化主要由仰拱和二衬施工扰动所致;钢支撑应力最大值主要出现在拱腰和中间隔墙处,均远远小于允许值,可见设计偏保守。

(5) 变更方案2(带竖向支撑的上下台阶法的开挖工法)与V级围岩常用的双侧壁导坑法相比,节约临时支撑所用的钢材、喷射混凝土量及人工费约230万元,节约了工程造价;有利于下半断面开挖工作面的展开及机械作业,可大大简化工人的作业量,显著提高整体生产效率,比原计划提前30 d,符合目前特大跨度隧道发展的要求。

## 参考文献:

## References:

- [1] 施有志,李建锋,李汪颖,等.扁平超大断面隧道的施工力学特征及其动力稳定性分析[J].上海交通大学学报,2015,49(7):1023-1029.  
SHI Youzhi, LI Jianfeng, LI Wangying, et al. Construction mechanics of tunnel with super-large cross-section and its dynamic stability[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2015, 49(7): 1023-1029.
- [2] 李宏涛.双洞8车道特大断面隧道研究现状及展望[J].城市道桥与防洪,2015(12):174-179,19.  
LI Hongtao. Present study and expectation on eight-lane large-section twin tunnel[J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2015(12): 174-179, 19.
- [3] 施有志,柴建峰,阮建凑,等.特大跨度隧道分部开挖爆破对既有隧道结构的影响[J].中山大学学报(自然科学版),2018,57(5):72-80.  
SHI Youzhi, CHAI Jianfeng, RUAN Jiancou, et al. The influence of zonal multiple blasting of a large-span tunnel on its surrounding rock and antecedent tunnel[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2018, 57(5): 72-80.
- [4] 汪祥国.不同溶洞条件对大跨隧道开挖影响敏感性分析[J].中外公路,2021,41(4):252-255.  
Wang Xiangguo. Sensitivity analysis of effect of different cavern conditions on excavation of long-span tunnels[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2021, 41(4): 252-255.
- [5] 刘智,李欣雨,李震,等.基于Bayes-LSTM的公路隧道围岩变形预测方法研究[J].中外公路,2024,44(1):166-176.  
LIU Zhi, LI Xinyu, LI Zhen, et al. Prediction method of surrounding rock deformation of highway tunnels based on Bayes-LSTM[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2024, 44(1): 166-176.
- [6] 陈孝湘,夏才初,卞跃威,等.特大跨度连拱隧道施工工序的关键块体理论优化分析[J].岩石力学与工程学报,2011,30(S1):2979-2985.  
CHEN Xiaoxiang, XIA Caichu, BIAN Yuewei, et al. Optimization analysis by key block theory for construction procedure of extra large-span double-arch tunnel[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(S1): 2979-2985.
- [7] 蒋坤,夏才初,卞跃威.节理岩体中双向八车道小净距隧道施工方案优化分析[J].岩土力学,2012,33(3):841-847.  
JIANG Kun, XIA Caichu, BIAN Yuewei. Optimal analysis of construction schemes of small space tunnel with bidirectional eight traffic lanes in jointed rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(3): 841-847.
- [8] 张强锋,张文婷.双洞八车道小净距公路隧道七步台阶法开挖数值模拟[J].铁道标准设计,2012,56(8):91-95.  
ZHANG Qiangfeng, ZHANG Wenting. Numerical simulation of tunneling process of seven steps bench method in small clear-distance twin highway tunnel with eight lanes[J]. Railway Standard Design, 2012, 56(8): 91-95.
- [9] 张铁柱.四车道特大断面小净距公路隧道力学响应分析[J].土木工程学报,2015,48(S1):302-305.  
ZHANG Tiezhu. Mechanical response analysis of four-

- lane highway tunnel with extra-large cross-section and small clear distance[J]. China Civil Engineering Journal, 2015,48(S1):302-305.
- [10] 卿伟宸,高杨,朱勇,等.特大跨度四线深埋隧道施工工法研究:以乌蒙山2号出口车站隧道为例[J].隧道建设(中英文),2018,38(1):91-102.
- QING Weichen, GAO Yang, ZHU Yong, et al. Construction methods for ultra large-span four-track deep tunnel on Wumengshan No. 2 exit section[J]. Tunnel Construction, 2018,38(1):91-102.
- [11] 重庆交通科研设计院.公路隧道设计规范:JTG D70—2004[S].北京:人民交通出版社,2004.
- Chongqing Communications Research & Design Institute. Code for design of road tunnel: JTG D70—2004[S]. Beijing:China Communications Press, 2004.
- [12] 王明年,刘大刚,刘彪,等.公路隧道岩质围岩亚级分级方法研究[J].岩土工程学报,2009,31(10):1590-1594.
- WANG Mingnian, LIU Dagang, LIU Biao, et al. Methods for surrounding rock sub-classification of road tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009,31(10): 1590-1594.
- [13] 邓皇根,周群立.公路隧道岩质围岩亚级分级研究与应用[J].现代隧道技术,2013,50(1):98-102.
- DENG Huanggen, ZHOU Qunli. Research on and application of the sub-classification of the rock mass in a road tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013,50(1): 98-102.
- [14] 张国华,陈礼彪,夏祥,等.大断面隧道爆破开挖围岩损伤范围试验研究及数值计算[J].岩石力学与工程学报, 2009,28(8):1610-1619.
- ZHANG Guohua, CHEN Libiao, XIA Xiang, et al. Numerical simulation and experimental study of damage range of surrounding rock in large tunnel under blasting excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009,28(8):1610-1619.
- [15] 刘建国.下导洞超前施工技术在大断面山岭硬岩隧道中的应用[J].现代隧道技术,2009,46(6):102-105,112.
- LIU Jianguo. Advance bottom heading technology applied in hard rock mountain tunnels with large cross-section[J]. Modern Tunnelling Technology, 2009,46(6):102-105,112.
- [16] 代德龙,孙江.分台阶超前导洞分步开挖爆破技术在浅埋地铁施工中的应用[J].工程爆破,2012,18(4):33-37.
- DAI Delong, SUN Jiang. The application of blasting technique of sub-steps advancing pilot heading by stepwise excavation in shallow buried subway construction[J]. Engineering Blasting, 2012,18(4):33-37.
- [17] 江杰,蒲鸥,刘刚伯,等.玉象隧道爆破振动监测与分析[J].广西大学学报(自然科学版),2016,41(6):1751-1755.
- JIANG Jie, PU Ou, LIU Gangbo, et al. Monitoring and analysis of blasting vibration of Yuxiang tunnel[J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2016,41 (6):1751-1755.
- [18] 尹子豪.土层特性及注浆对盾构上穿引起既有隧道变形影响分析[J].中外公路,2022,42(2):197-203.
- YIN Zihao. Analysis of influence of soil layer characteristics and grouting on deformation of existing tunnel caused by shield tunneling[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2022,42(2):197-203.
- [19] 张俊儒,吴洁,严丛文,等.中国四车道及以上超大断面公路隧道修建技术的发展[J].中国公路学报,2020,33(1): 14-31.
- ZHANG Junru, WU Jie, YAN Congwen, et al. Construction technology of super-large section of highway tunnels with four or more lanes in China[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020,33(1):14-31.