#### DOI: 10.11779/CJGE202004008

## 高地应力深埋隧道断裂破碎带大变形控制方法现场 试验研究

王道远<sup>1,2,3</sup>,刘 佳<sup>\*1</sup>,张 逴<sup>4</sup>,袁金秀<sup>1</sup>,朱永全<sup>2,3</sup>,刘 辉<sup>5</sup>,崔光耀<sup>6</sup> (1.河北交通职业技术学院土木工程系,河北 石家庄 050091;2. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室,四川 成都 610031; 3.石家庄铁道大学土木工程学院,河北 石家庄 050043;4. 中国电建集团河北省电力勘测设计研究院有限公司,河北 石家庄 050031; 5.中铁十九局集团有限公司,北京 100176;6. 北方工业大学土木工程学院,北京 100144)

摘 要:针对新莲隧道大埋深、高地应力、大变形凸显的实际情况,开展单层支护、双层支护、刚性强支、超前导洞+ 扩挖方案下支护受力及变形控制方法现场试验研究。结果表明:①原设计方案 1 支护偏弱不足以抵抗围岩形变压力, 平导支护应力超过设计应力值率达 100%,正洞支护侵限严重,换拱率 100%;②"让抗结合"的双层支护方案 2,下 台阶与仰拱同步施作,不利于下部围岩应力释放,仰拱隆起开裂,边墙换拱率 84%;变更下台阶与仰拱分段施作后, 仰拱应力缓慢释放,大变形得以控制;③采用"刚性强支"理念的方案 3,增设了"H175型钢+大拱脚靴套+锁脚锚杆 套管",提升了拱架整体刚度,最大收敛变形速率减小 42.4%、月开挖进尺达 90 m;④采取"超前导洞+扩挖"的方案 4, 实现了应力分阶段缓释,大变形得到有效控制,但纤维混凝土的应用及超前导洞支护的拆除增加了成本和工序。建议 跨断裂破碎带段采用经济合理、工序简便、支护调整灵活的方案 3 进行施工,方案 4 可作为更大围岩变形的预备方案。 同时拱顶预留变形量可近似按边墙预留变形量的 1/2 留设。

**关键词:**高地应力;断裂破碎带;围岩大变形;大拱脚靴套;锁脚锚杆套管;控制方法;现场试验 中图分类号:TU433 **文献标识码:**A **文章编号:**1000-4548(2020)04-0658-09 作者简介:王道远(1982-),男,博士研究生,副教授,主要从事隧道与地下工程研究。E-mail:wtg-888@163.com。

# Field tests on large deformation control method for surrounding rock of deep tunnel in fault zone with high geostress

WANG Dao-yuan<sup>1, 2, 3</sup>, LIU Jia<sup>1</sup>, ZHANG Chuo<sup>4</sup>, YUAN Jin-xiu<sup>1</sup>, ZHU Yong-quan<sup>2, 3</sup>, LIU Hui<sup>5</sup>, CUI Guang-yao<sup>6</sup> (1. Department of Civil Engineering, Hebei Jiaotong Vocational and Technical College, Shijiazhuang 050091, China; 2. Key Laboratory of

Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 4. PowerChina Hebei Electric Power Design & Research Institute Co., Ltd., Shijiazhuang 050031, China; 5. China Railway 19th Bureau Group Co., Ltd., Beijing 100176, China; 6. College of Architecture and Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China)

**Abstract**: In view of the actual situation of large buried depth, high crustal stress and large deformation of Xinlian tunnel, field tests on support force and deformation control methods are carried out with single-layer support, double-layer support, rigid strong support, advanced pilot tunnel + expansion scheme. The results show that: (1) The original design scheme No.1 is not strong enough to resist the deformation pressure of surrounding rock. The stress ratio of flat guide support exceeds the design stress value by 100%, the invading limit of support is serious, and the arch replacement rate is 100%. (2) The double-layer support scheme No.2 of combining resistance with resistance is adopted. The synchronous operation of lower bench and inverted arch simplifies the operation sequence, but it is not conducive to stress release. The inverted arch is uplift crack and the rate of changing arch of side wall is 84%. When the lower bench and the inverted arch are sectioned and operated, the stress in the inverted arch is slowly released, and the large deformation is controlled. (3) Scheme No. 3 of rigid strong support by 'H175 steel+large arch boot sleeve+lock foot anchor sleeve' is adopted, the overall rigidity of the arch is improved, the maximum

convergence deformation rate is reduced by 42.4%, and the excavation per month can reach more than 90 m. (4) Scheme No. 4 of 'leading tunnel + enlarging excavation' is adopted to

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478277); 河北省重点研发计划 项目(172776471); 河北省高等学校科学研究青年基金项目(QN2019198) 收稿日期: 2019 - 04 - 22 \*通信作者(E-mail: jancho888@163.com) realize the stress release by stages, and the large deformation is effectively controlled. However, the application of fiberreinforced concrete and the demolition of leading tunnel support increase the cost and process. Scheme No.3 is recommended of for its economical rationality, simple construction procedure, and flexible support adjustment. Scheme No.4 can be as a preparation scheme for larger deformation of surrounding rock. At the same time, the reserved deformation of vault can be approximately 1/2 of the reserved deformation of side wall.

**Key words**: high geostress; fault zone; large deformation of surrounding rock; large arched boot; sleeve of locking foot bolt; control method; field test

## 0 引 言

埋深的增加常常伴随着地应力的增大,当隧道穿 越高地应力硬岩地层极易发生岩爆灾害;而当隧道跨 越断裂破碎软岩段又极易发生大变形灾害。岩爆一般 采取超前钻孔注水提前释放应力等处治方法<sup>[1]</sup>,而软岩 大变形控制理念可概况总结为:"刚性强支"、"先柔后 刚、先让后抗"、"刚柔相济",其不同理念下的围岩大 变形控制方法在特定的隧道工程中均有成功的案例<sup>[2-6]</sup>, 不可一概而论哪种处置措施是放之四海而皆准的万能 方法,而应结合具体的工程实际情况区别对待。

国内外隧道工作者针对大埋深高地应力断裂破碎 软岩大变形作用机理和控制方法进行了广泛而深入的 研究,主要有:奥地利陶恩隧道在埋深 800 m 高地应 力地质条件下,采取"TH36钢架+4m锚杆"无法有 效限制挤压大变形,后采取"伸缩钢架+纵向设缝+9m 长锚杆"补强措施洞壁侵限得以有效控制<sup>[7]</sup>;日本惠 那山隧道针对大埋深下长平泽断裂破碎大变形,采用 "H型钢支撑+120 cm 厚钢筋混凝土衬砌"强支护方 案,未能有效控制大变形而出现不同程度衬砌开裂垮塌, 被迫增设"13.5 m 长锚杆+20 cm 厚钢纤维混凝土"<sup>[8]</sup>; 北非第一隧甘塔斯隧道穿越结构变形最大逾2m的断 裂破碎带地质,按法国原单层设计方案失败,采取中 国"岩变我变,我随岩变"理念的三层支护方案(两 层锚喷+一层二村)成功穿越<sup>[9]</sup>;台湾的木栅隧道跨越 宽 75 m 的潭湾断裂,常规锚喷支护失效后,采取"17 m 拱顶预应力锚索+拱底9m 长锚杆+孔内注浆"限制 了围岩大变形的发展<sup>[10]</sup>;成兰铁路柿子园隧道穿越大 埋深高地应力软岩大变形段,构造应力造成隧道结构 受力不均,采取"初期支护刚度加强+断面优化"措 施实现了安全跨越<sup>[11]</sup>;南昆铁路家竹箐隧道刚性强支 未能有效应对围岩大变形,出现支护侵限垮塌,变换 柔性支护后成功穿越<sup>[12]</sup>;兰新铁路乌鞘岭隧道面对 F7 断层强破碎、大围压实际情况,采取"优化断面+扩 挖+多重支护+衬砌刚度补强"措施有效控制了断层大 变形[13]; 兰渝铁路木寨岭隧道穿越极高地应力 11 条 断裂破碎构造地质,采取"小导洞应力释放+三层支 护+长锚索+单层衬砌"方案成功突破了极高地应力软 岩大变形隧道施工难题<sup>[14]</sup>;穿越汶川高烈度区成兰高 铁某隧道工程,借鉴高层建筑核心筒理念设计实施了 钢格栅混凝土核心筒支护结构形式,提升了隧道的稳 定性<sup>[15]</sup>。

上述围岩大变形控制理念和方法为我国隧道安全 快速跨越大埋深高地应力断裂破碎带软岩地层提供了 很好的实践经验和工程范本,但时至今日隧道施工过 程中的大变形灾害仍屡见不鲜,其不同地层、不同地 段,尤其是跨越大埋深高地应力下褶皱、断裂等特殊 地质时,行之有效的大变形控制方法有待进一步总结 提炼,充实样本库。因此,以新莲隧道为依托,在平 导原设计方案试验基础上,开展4种正洞大变形现场 实验段试验,提出深埋隧道断裂破碎带经济合理的大 变形控制方法,为类似工程提供成功的范例,为我国 由隧道大国向隧道强国迈进提供坚实的理论和实践基 础。

## 1 工程概况

(1) 隧道所处位置

新莲隧道位于云桂铁路云南段阳宗一昆明南区间,隧道正洞进口里程 DK720+757,出口里程 DK733+600,全长12.843 km,最大埋深约456 m。采用"贯通平导+两斜井"的辅助坑道方案,平导全长12.938 km。<sup>#</sup>1、<sup>#</sup>2 斜井与正洞分别相交于 DK724+000、 DK729+085 里程,长度为1.507 km和0.875 km。位置关系如图1所示。

(2) 地质构造情况

新莲隧道地处云南山字型构造体系中的小江断裂带(图 2),具有继承性和多期复活性特点。其大变形显著段落存在大脑包正断层、小菁断层、脚步哨向斜及脚步哨断层等发育构造(表 1)。岩性以二叠系下统沧浪铺组砂岩夹泥质页岩(强风化角砾、碎石土、泥质状)为主,属复合型软岩。断层内岩体黏聚力、内摩擦角平均值分别为 0.21 MPa 和 18.3°。

利用钻孔水压致裂应力测试法和岩石单轴压缩试验获得隧址处最大水平主应力为 S<sub>max</sub> = 19.0~22.0 MPa、最小水平主应力为 S<sub>min</sub> = 6.0~9.0 MPa、岩石饱

和抗压强度  $R_{\rm C} = 6.0$  MPa, 计算  $R_{\rm C} / S_{\rm H} = 0.27 \sim 1.0$ , 依据《岩土工程勘察规范》可判定为极高地应力区。

## 2 平导设计方案实施情况

新莲隧道平导在 PDK723+330 之前里程段为Ⅲ级 围岩,尚未进入断层破碎带,按原设计掘进过程安全 快速。当进入断层破碎(原按Ⅳ级围岩设计,采用Ⅳ 级锚喷衬砌,超前支护采用 Φ42 小导管、环向间距 0.4 m、每 2.4 m 一环、每环 20 根、每根 4 m;加强支护 采用拱墙 I14 型钢拱架、间距 1.2 m)后,围岩大变形 突显,故在原设计基础上选取典型断面(PDK723+ 330、PDK723+340、PDK723+350、PDK723+360、 PDK723+370、PDK723+380)埋设钢筋应力计、混凝 土应变计和压力盒,对各断面钢支撑内力、喷混凝土 应力和围岩与初支间压力进行监测(图 3 为现场布点 情况),限于篇幅和本文研究目的,不具体展示各断面 监测曲线,仅将各断面支护受力监测结果绘制于表 2







Fig. 2 Situation of Xiaojiang fault zone

#### 表1 地质构造情况

Ta	ble	1	Cond	itions	of	geol	logical	structure
----	-----	---	------	--------	----	------	---------	-----------

名称	主要特征	对工程影响评价
大脑包正	断层与线位相交,交角约65°。为一倾NE正断层,倾角为65°,断层带宽约100m,	断层带岩体较破碎,完
	断层 NE 盘出露地层 C2-3 灰岩夹页岩; NW 盘岩层为∈1c 砂岩夹页岩。断层带岩体	整性较差,对隧道影响
则云	较破碎,灰岩多呈角砾状及砂土状,页岩层间褶曲较发育,层理变化较大。	大。
1. **	断层与线位相交, 交角约 76°。断层走向 N6°E, 倾向、倾角不明, 断层带宽约 50~	断层带岩体较破碎,完
が自	80 m,断层两盘岩层均为∈1c砂岩夹页岩。断层带岩体较破碎,页岩层间褶曲较发	整性较差,对隧道影响
则云	ind 正式 1 (1) 正式 1 (1)	大。
脚步哨逆	断层与线位相交,交角 84°。为一倾 NE 逆断层,倾角 60°。倾向南东,断层 NE	断层带岩性较杂,风化
	为∈1c 灰岩夹页岩; NW 盘岩层为 T2 白云岩及 P2β 玄武岩,岩体完整性差,地表	差异大, 富水性好, 对
四[]云	多呈碎屑状。	隧道影响大。

中(黑色加粗字体为超过极限设计值的点位所对应实 测值)。



图 3 现场传感器埋设

Fig. 3 Burying of sensors in field

从表 2 可以看出:①各测试断面钢支撑内力和喷 混凝土应力均随时间的推移而增长,无收敛趋势;② 除 PDK723+370 喷混凝土应力和 PDK723+380 钢支撑 应力小于对应材料极限强度外,其他各断面钢支撑内 力及喷混凝土应力均超过了极限强度;③各测试断面 所测围岩压力最大值在 0.81~1.10 MPa 范围内,位于 拱腰和边墙位置,且呈现水平压力大于竖向压力的分 布特征;④各测试断面钢支撑内力、喷混凝土应力不 同程度的超过极限设计强度,支护强度已不能满足工 程实际要求,需予以补强,以确保支护体系稳定和施 工安全。

## 3 大变形机理

大变形多为几种因素综合作用的结果,结合地质

构造和施工现场情况,新莲隧道大变形主要由塑性流 变和弯剪组合所致。

(1)塑性流变。新莲隧道埋深近 500 m,跨越大脑包正断层、小菁断层、脚步哨向斜及脚步哨断层等发育构造,为产生高地应力提供了先决条件。同时新莲隧道实际开挖揭露地层较原地质勘测围岩差很多, 其掌子面节理裂隙发育、岩质软弱、强度低、风化速度快、自稳性差、开挖断面轮廓成型效果差、岩体松动圈范围大。其直接结果为初支与围岩的密贴性差, 松动圈内塑性流动促使初支不足以支撑围岩,从而导致隧道喷射混凝土开裂掉块、钢架扭曲折断、局部仰 拱铺底隆起开裂、初期支护净空侵限等灾害(图4)。

(2)弯剪破坏。新莲隧道地处砂岩和泥质页岩互 夹的复合型地层,在隧道开挖卸载回弹过程中,由于 地层岩性不同而产生差异性回弹变形,进而形成层间 剪切力。泥质页岩在自重应力重分布作用下,节理逐 步张裂-连通-破解,泥质页岩近乎完全失去抗剪强度, 致使原具有组合梁效应砂岩层转化为受"弯剪"的独 立梁体,伴随变形的持续深入最终发生剪切破坏。

在 塑 性 流 变 和 弯 剪 组 合 共 同 作 用 下, PDK723+330—PDK723+380 段落已全部进行了围岩 变更,原设计Ⅳ级围岩变更为Ⅴ级围岩,变更后进行 了超前小导管等加强措施。即便如此,部分围岩变形 持续发展,仍无明显收敛趋势,现场被迫换拱。

Table 2 Monitoring results of support forces										
底里田田	钢支撑内力/MPa				喷混凝土	围岩压力/MPa				
四 - 四 - 四 - 四 - 四 - 四 - 四 - 三 - 三 -	设计值	实测值	最值位置	设计值	实测值	最值位置	实测值	最值位置		
PDK723+330	188/-260	98.2/- <b>392.6</b>	仰拱内侧/右拱脚内侧	2.0/-24.2	2.0/-24.2	右拱脚内侧/右边墙 外侧	0.839	右边墙		
PDK723+340	188/-260	410.7/-419.3	右拱腰内外两侧	2.0/-24.2	-/-46.4	右拱腰外测	0.837	左边墙		
PDK723+350	188/-260	219.6/-415.0	左拱脚内侧/左拱脚 外侧	2.0/-24.2	27.0/-27.0	左拱脚内侧/右边墙 外侧	1.087	左边墙		
PDK723+360	188/-260	-/-312.4	右拱腰内侧	2.0/-24.2	9.2/-36.0	右拱脚外侧/右边墙 内侧	0.827	右边墙		
PDK723+370	188/-260	-/-301.6	左拱脚外侧	2.0/-24.2	-/-19.4	左边墙外侧	0.819	左边墙		
PDK723+380	188/-260	-/-259.3	拱顶外侧	2.0/-24.2	8.4/-26.3	右拱腰内侧/右拱腰 内侧	0.982	右拱腰		

表 2 支护受力监测结果



图 4 平导典型大变形灾害

Fig. 4 Disaster of typical large deformation in pilot

## 4 大变形控制方法现场试验

#### 4.1 试验方案

鉴于平导所揭露断层段地层较原地质勘察围岩差 很多,且原平导设计支护方案无法有效控制围岩大变 形的实际,同时迫于工期压力,正洞于<sup>#</sup>1 斜井进入至 正洞 DK724+000 里程位置后,正洞即开始开挖掘进 穿越断层破碎段。亟需探索与本工程相适应的围岩大 变形控制方法,为后续段落施工提供理论和实践依据, 故于 DK724+010—DK724+230 开展现场试验研究。

本实验段为曲边墙带仰拱充填断面设计,全过程 为台阶法开挖,主要考虑变换不同支护设置方式4种 工况,具体试验方案见表3。

#### 表 3 试验工况

Table 3 Test schemes						
工况	试验方案	试验段落				
1	原单层设计支护方案:预留 30 cm 变形量、全环 I20b 钢拱架、纵向 Φ25 钢筋连接。	DK724+010- DK724+040				
2	让抗结合的双层支护方案:下台 阶与仰拱一次性开挖或分阶段开 挖(预留30 cm+15 cm 变形量, 格栅柔性支护与型钢拱架刚性支 护并用)。	DK724+040— DK724+120				
3	刚性强支方案:单层支护+拱架加 强+扩大拱脚及靴套+优化锁脚锚 杆套管(预留 60 cm 变形量、全 环 H175 钢拱架、纵向 I14 型钢连 接、Φ76 锁脚锚杆套管)。	DK724+120— DK724+180				
4	超前导洞+扩挖方案:超前导洞同 平导设计、正洞预留 30 cm 变形 量,全环 125b 钢拱架、拱墙 C30 喷射纤维混凝土、纵向 114 型钢连 接。	DK724+180— DK724+230				

#### 4.2 大变形控制方法效果分析

有限的变形利于围岩应力充分释放,变形过度必 然坍塌<sup>[16-18]</sup>。因此本次实验段现场试验监测不同方案 下支护设置后的拱顶沉降和水平收敛情况,重点关注 围岩变形。

(1) 方案1(原单层设计方案)

该方案实验段里程为 DK724+010—DK724+040, 隧道最大埋深约 340 m,地层以页岩、砂岩软质岩为 主,岩体节理裂隙发育且富水。在采用原设计支护措 施条件下,围岩变形随时间持续发展,无收敛趋势, 初支变形、开裂、掉块、换拱频繁,原设计方案以失 败告终。

在下台阶开挖后,变形急剧增加(超过设计预留 30 cm 变形量),增设临时辅助支撑和围岩注浆加固边 墙后,变形曲线趋于缓和;当继续掌子面开挖工序后, 水平收敛进一步增加,待仰拱一次性开挖完毕后,水 平收敛趋势有所放缓,但上下台阶收敛仍未趋于稳定, 最终拱顶累计沉降量为 34.6 cm,上台阶累计单侧收敛 为 65.8 cm,下台阶累计单侧收敛为 69.5 cm。边墙支 护侵限严重,现场被迫进行拱架更换(图 5),分析其 原因主要有两方面:一方面为 DK724+015 断面所处 地层水平地应力大于竖向地应力,促使水平收敛较拱 顶沉降显著;另一方面原设计支护偏弱或围岩应力未 得以有效释放,促使设计支护无法抵抗围岩变形所产 生的应力。



#### 图 5 换拱现场 Fig. 5 Chang of arch in site

#### (2) 方案2(让抗结合的双层支护方案)

方案2采用"让抗结合"的双层支护措施(四肢 格栅拱架柔性支护允许有限变形释放围压,全环 I25b 型钢拱架刚性支护限制围岩变形防止衬砌侵限)。

根据第一层支护监控量测结果确定第二层支护的 施作时机,当累计变形量超过 30 cm 或第一层支护钢 架有发生扭曲、弯折趋势时,应及时施作第二层支护 (套拱)。现以 DK724+050 和 DK724+90 断面监测数 据(图 6),对双层支护条件下下台阶开挖是否与仰拱 同步设置进行对比分析,其中图 6 (a)为考虑下台阶 与仰拱同步施作的工况,下台阶与仰拱同步施作可弥 补因设置双层支护所耽误的工期,图 6 (b)为下台阶 与仰拱分开施作工况。

由图 6 (a) 可知,下台阶与仰拱同步施作后,变 形曲线急剧下滑,累计变形量超过 30 cm,立即施作 套拱并进行仰拱充填,此方案基本可以控制围岩大变 形,但由于开挖断面较大,仰拱部位应力未能得到缓 释,造成仰拱纵向隆起开裂,其最大隆起量达 25.4 cm。 仰拱的隆起进一步引起边墙两侧支护侵限,其单侧最 大水平收敛达 49.3 cm,现场不得不爆破破除仰拱重新 施作,并对侵限部位进行换拱处理,试验段换拱率达 84%。





rock under double-layer support

变换下台阶与仰拱分阶段施作方案后, 套拱的施 作能有效控制围岩变形, 收敛曲线趋于缓和(图 6 (b)),最大单侧收敛为 44.5 cm,小于预留变形量(30 cm+15 cm),未发生支护侵限。其成功控制围岩大变 形的根本原因在于垂直应力小于水平应力,时空上允 许仰拱进行应力充分释放,而采取的下台阶与仰拱分 阶段开挖方案正好使得仰拱位置的应力得以分步缓 释。

但总体而言,双层支护方案施工步序较复杂,套 拱时机不易把控,每月最大进尺仅 40 m 左右,不建 议采用。

(3) 方案3(刚性强支方案)

该试验方案在方案 1 的基础之上,增大预留变形 量,提高支护的强度、刚度和整体性。具体为"全环 H175 型钢拱架(间距 0.5 m)+纵向 I14 型钢连接(环 向间距 1.0 m)+扩大拱脚靴套+Φ76 锁脚锚杆套管" 等。详细支护参数见表 4 所示,图 7 为刚性强支结构 及现场施作情况。

方案1和方案2均表明边墙水平收敛的控制是新 莲隧道成功跨越围岩大变形段的关键。故方案3(刚 性强支方案)在提高全环型钢支护刚度的前提下,进 一步优化扩大拱脚和锁脚锚杆结构,以达到控制收敛 变形的目的。扩大拱脚通过在H175钢支撑拱脚处设 置"拱架斜撑+扩大拱脚靴套"(图7(b)),增大拱脚 受力面积,提高拱脚整体性,避免发生突沉或水平位 移。锁脚锚管与钢架原设计采用电焊连接方式,易导 致初支开裂侵限。经过多次试验,确定优化后的连接 工艺为"在加工厂内螺栓连接定位钢板和焊接钻孔定 位套管、钻孔完成后焊接锁脚与定位套管",此工艺保 证了Φ76锁脚锚管与钢架连接质量(图7(c))。

表 4 刚性强支支护参数

Table 4 Parameters	of rigid	strong	support
--------------------	----------	--------	---------

	项目	支护参数
	预留变形量	60 cm
	n 本 \FT \KZ	全环喷 33 cm 厚的 C30 混凝土、拱墙采用
	呗徭殃工	纤维混凝土
	切台士拍	Φ42 小导管预注浆、长 4.5 m、环向间距 40
	超削又扩	cm、每环 38 根
÷п	<b>五</b> / 六 / 卅 - 丁	拱部ΦG32 自进式锚杆、长6m; 边墙Φ22
17月 世日	<i>示</i> 须 细 杆	砂浆锚杆、长6m、间距0.8×0.8m
刑士	锁脚锚杆	ΦG32 自进式锚杆、长6m、8根
乂	钢架	全环 H175 型钢、间距 0.5 m
护	钢筋网	$\Phi 8$ 双层钢筋网、间距 10 cm×10 cm
	纵向连接	I14型钢钢架、间距 1.0 m
		拱腰及边墙钢架接头处设置 4 排 Φ60 深孔
	甘仙壯达	注浆钢花管、纵向间距 0.6 m、每根长 8 m;
	共他佰旭	浅孔注浆管、注浆孔间距 1.2 m(环)×0.6
		m(纵)
		C35 钢筋混凝土、钢筋环向采用 Φ25@20
	二次衬砌	cm, 纵向采用 Φ14@20 cm, 箍筋采用
		Φ10@20 cm, 拱墙厚 60 cm, 仰拱厚 70 cm



(a)H175型钢





(c)优化后的锁脚锚管与钢架连接方式

#### 图 7 刚性强支现场施作情况

Fig. 7 Field conduction situation of rigid strong support

从 DK724+130 断面监测数据可以看出,下台阶 开挖后水平收敛急剧增大(最大日变形速率达 3.3 cm/d),增设优化的"扩大拱脚+锁脚锚杆"措施后, 收敛变形趋于平缓(最大日变形速率减小至 1.9 cm/d),仰拱的设置及充填进一步控制了围岩大变形并 促使收敛变形趋于稳定(最终单侧水平收敛为 54.3 cm),无需换拱,较双层支护方案 2 工效大大提高, 月开挖进尺可达 90 m。

(4) 方案4(超前导洞+扩挖方案)

方案 4 先行开挖超前导洞,利用超前导洞对围岩 应力进行一定程度的提前释放,超前导洞开挖 50 m 后用喷射纤维混凝土封闭导洞掌子面,并开始扩挖正 洞,正洞开挖至导洞掌子面里程后继续开挖超前导洞, 依次循环。

超前导洞断面参照平导断面设计,断面净空 5.0 m×5.0 m,采用曲墙带仰拱的断面型式。根据已开挖 段落的变形特征和围岩压力分布规律(拱腰和边墙最 大跨度位置围岩压力较大),故导洞布置于隧道中部偏 上位置。具体超前导洞支护设计如下:考虑到导洞支 护属于临时性支撑,同时为兼顾安全和超前导洞提前 有效释放围岩压力,导洞采用全环四肢格栅拱架(尺 寸 20 cm×20 cm、间距 1.0 m、喷 28 cm 厚的 C20 混 凝土);系统锚杆采用 Φ22 砂浆锚杆,间距 1.2 m×1.0 m,长 4.5 m,并设置双层 Φ8 钢筋网,间距 25 cm×25 cm;导洞超前支护采用 Φ42 超前小导管支护,纵环向 间距为 3 m×0.5 m, 20 根/环, 3.5 m/每根。正洞支护 设计参数如表 5 所示。

现以 DK724+190 断面扩挖后监测数据为例对方 案 4 实施效果加以说明(图 8)。

鉴于平导支护设计及实测应力结果,导洞增加了 Φ42 超前小导管和 4.5 m 系统长锚杆。导洞超前预支 护的设置改善了软弱围岩的力学性能,系统长锚杆的 设置充分发挥了其主动承载的能力,上述措施的实施 为超前导洞提前释放围压提供了充分条件,当导洞超 前正洞 50 m 后,已开挖导洞四周围岩应力得到充分 发挥,导洞最大收敛接近 40 cm,已喷射混凝土未发 生剥落、已支护拱架未发生屈曲。

#### 表 5 正洞扩挖支护参数

Table 5 Parameters of expansion excavation of tunnel

	项目	支护参数
	预留变形量	30 cm
	<b>時</b> 初版1.	全环喷 33cm 厚 C30 混凝土, 拱墙采用纤维
	呗巶烘工	混凝土
	初前古山	$\Phi$ 42 小导管预注浆、长 4.5 m、环向间距 40
	旭朋又扩	cm、每环 38 根
żп	亥纮进杠	拱部 ΦG32 自进式锚杆、长 6 m; 边墙 Φ22
切	东现铀竹	砂浆锚杆、长6m、间距0.8×0.8m
	锁脚锚杆	ΦG32 自进式锚杆、长6m、8根
火	钢架	全环 I25b 型钢、间距 0.5 m
1)-	钢筋网	$\Phi 8$ 双层钢筋网、间距 10 cm×10 cm
	纵向连接	I14 型钢钢架、间距 1.0 m
		拱腰及边墙钢架接头处设置 4 排 Φ60 深孔
	甘柏世祐	注浆钢花管、纵向间距 0.6 m、每根长 8 m;
	<u></u> 升他111加	浅孔注浆管、注浆孔间距 1.2 m(环)×0.6
		m(纵)
		C35 钢筋混凝土、钢筋环向采用 Φ25@20
	二次衬砌	cm, 纵向采用 Φ14@20 cm, 箍筋采用
		Φ10@20 cm, 拱墙厚 60 cm, 仰拱厚 70 cm
		天数/d
		● 10 13 20 23 30 35
	-100	



#### 图 8 超前导洞方案围岩变形与时间关系

Fig. 8 Relationship between deformation and time of surrounding rock conder advanced pilot

图 8 正洞扩挖过程中下台阶开挖后,水平收敛速 率达 2.9 cm/d,仰拱施作与充填后收敛速率减小至 1.3 cm/d,并趋于稳定,单侧最大水平收敛最终为 28.4 cm, 小于 30 cm 的预留变形量。"超前导洞+扩挖"方案成 功实施得益于"放抗结合、锚固主动承载与拱架被动 承载"的综合应用。但该方案纤维混凝土的大量应用 和超前导洞临时支护的拆除,增加了成本和施工工序。

#### 4.3 不同试验方案比较

为便于对比分析,将4种方案控制围岩大变形作 用效果罗列于表6中。

由表 6 对比分析可知:

表 6 试验方案对比分析

Table 6 Comparative analysis of test schemes									
试验 方案	工况	里程	预留变形 量/cm	长度 /m	换拱率 /%	日变形速率最 值/(cm·d <sup>-1</sup> )	最大累计变 形量/cm	最大拱顶 沉降/cm	月开挖 进尺/m
1	原单层设计支护方案	DK724+010- DK724+040	30	30	100	4.2	69.5	34.6	15
2	双层支护方案(下台阶 与仰拱同步施作)	DK724+040	30+15	40	84	3.8	49.5	18.9	20
	双层支护方案(下台阶 与仰拱分阶段施作)	DK724+080- DK724+120	30+15	40	0	3.4	44.5	17.8	40
3	刚性强支方案	DK724+120	60	60	0	3.2	54.3	26.2	90
4	超前导洞+扩挖	DK724+180- DK724+230	40+30	50	0	2.8	28.4	14.3	60

注:试验方案4变形数值为扩挖主洞的围岩变形值。

(1)方案1(原单层支护设计方案)在所处地层 水平地应力大于竖向地应力条件下,设计支护偏弱而 无法有效抵抗围岩应力释放所产生的巨大围岩压力, 进而造成 30 m 试验段不同程度发生支护屈曲、边墙 侵限,现场拱架被迫更换。说明可从提高支护刚度和 允许适度变形释放围压两方面对大变形控制方法予以 改进。

(2)方案2(让抗结合的双层支护方案)通过四 肢格栅拱架柔性支护释放有限围岩变形,通过I25b型 钢拱架支护控制围岩变形于适度范围。下台阶与仰拱 同步施作工况(DK724+040—DK724+080)造成仰拱 部位应力释放过快而出现不同程度的隆起、开裂;变 换下台阶与仰拱分阶段施作(DK724+080—DK724+ 120)后,仰拱围岩应力得以缓慢释放,实现了围岩大 变形的控制,但双层支护工序繁琐、二层支护施作时 机不易把握,且无法满足紧迫的工期要求。

(3)方案3(刚性强支方案)在原单层支护设计 方案1的基础上加大预留变形量和提高支护刚度,并 辅以"超前预支护+长锚杆+拱架斜撑+扩大拱脚靴套+ 优化锁脚锚杆套管"控制措施,达到围岩与支护结构 双重承载的目的,60m试验段未出现支护屈曲、边墙 侵限等灾害,实现了月90m的掘进速度。此方案适 用于工期压力大、经超前加固后地层有一定承载或抗 变形能力的软岩隧道。

(4)方案 4(超前导洞+扩挖)化大断面为小断 面,并且优化超前导洞位置,最大限度分阶段逐级缓 释围岩压力,避免了围岩应力释放过度而失稳。但纤 维混凝土的大量应用和超前导洞临时支护的拆除,增 加了成本和施工工序,同时其月开挖进尺不及方案 3。 此方案可结合预应力长锚索作为更大围岩变形预备方 案。

(5)方案1~方案4不同工况下拱顶沉降和水平 单侧收敛最终值之比约为1:2,建议拱顶实际预留变 形量可近似按边墙预留变形量的1/2 留设,中间部位 预留变形量按曲线过度设置。

## 5 结 论

(1)新莲隧道大变形地质地段,最大单侧水平收 敛约 70 cm,主要由断层、向斜等地质构造形成的高 地应力及砂岩夹泥质复合软岩所致。围岩破坏以塑性 流变和弯剪组合为主。

(2)新莲隧道原设计支护失败主要原因一方面由 于忽略构造应力下水平应力大于竖向应力的实际,造 成边墙侵限 20 cm;另一方面原设计支护偏弱不足以 抵抗围岩形变压力。

(3)"刚性强支"方案为新莲隧道现场最便捷合 理支护方案,其成功关键在于充分调动围岩主动承载 和刚性支护被动承载能力,实现了"让抗"有机结合, 月开挖进尺可达 90 m。

(4)不管采用哪种支护方案,拱顶预留变形量可 近似按边墙预留变形量的 1/2 留设,中间部位预留变 形量按曲线过度设置,实现经济与安全的平衡。

#### 参考文献:

- 江 权, 冯夏庭, 李邵均, 等. 高应力下大型硬岩地下洞室 群稳定性设计优化的裂化--抑制法及其应用[J]. 岩石力学 与工程学报, 2019, 38(6): 1081 - 1101. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, LI Shao-jun, et al. Cracking-restraint design method for large underground caverns with hard rock under high geostress condition and its practical application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(6): 1081 - 1101. (in Chinese))
- [2] 王梦恕. 中国隧道及地下工程修建技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010. (WANG Meng-shu. Tunnelling and Underground Engineering Technology in China[M]. Beijing: China Communications Press, 2010.(in Chinese))
- [3] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学

出版社, 2002. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. Engineering Mechanics of Soft Rock[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))

- [4] 关宝树,赵 勇. 软弱围岩隧道施工技术[M]. 北京: 人民 交通出版社, 2011. (GUAN Bao-shu, ZHAO Yong. Construction Technology of Tunnel in Soft Surrounding Rock[M]. Beijing: China Communications Press, 2011. (in Chinese))
- [5] 赵 勇. 隧道软弱围岩变形机制与控制技术研究究[D]. 北京:北京交通大学, 2012. (ZHAO Yong. Study on Deformation Mechanism and Control Technology of Weak Rock Surrounding Tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2012. (in Chinese))
- [6] 近藤敏达. NATM 调查·计测と施工管理の问题点[J]. 施工 技术, 1977(11): 76 - 80. (KONDO T. The management problem of measurement and control in tunnel construction with the NATM[J]. Construction Technology, 1977(11): 76 -80. (in Japanese))
- [7] ORESTEPP P. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1997, 12(3): 425 - 431.
- [8] KIMURAF, OKABAYASHIN, KAWAMOTOT. Tunneling through squeezing rock in two large fault zones of the Enasan tunnel II[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1987, 20(3): 151 - 166.
- [9] 薛兴伟. 高地应力强膨胀性泥灰质岩隧道多层拱架支护施 工应用研究[J]. 铁道建筑技术, 2017(8): 77 - 83. (XUE Xing-wei. Application research on construction of hight geostress and high-expansion marl tunnel multiple arch support[J]. Railway Construction Technology, 2017(8): 77 -83. (in Chinese))
- [10] 张德华, 刘士海, 任少强. 高地应力软岩隧道中型钢与格 栅支护适应性现场对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(11): 2258 - 2266. (ZHANG De-hua, LIU Shi-hai, RENG Shao-qiang. Research on selection of steel and steel grid for tunnel support in soft rock with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(11): 2258 - 2266. (in Chinese))
- [11] 丁远振, 谭忠盛, 马 栋. 高地应力断层带软岩隧道变形 特征与控制措施研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(增刊1): 129-134. (DING Yuan-zhen, TAN Zhong-sheng, MA Dong. Study on large deformation characteristics and control measures of soft rock tunnel in fault zone with high geostress[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(S1):

129 - 134. (in Chinese))

- [12] 张祉道. 家竹箐隧道施工中支护大变形的整治[J]. 世界隧道, 1997(1): 7 16. (ZHANG Zhi-dao. Regulation of support large deformation for Jiazhuqing tunnel in construction[J]. Modern Tunneling Technology, 1997(1): 7 16. (in Chinese))
- [13] 李国良, 朱永全. 乌鞘岭隧道高地应力软弱围岩大变形控制 技术[J]. 铁道工程学报, 2008(3): 54 - 59. (LI Guo-liang, ZHU Yong-quan. Control technology for large deformation of high land stressed weak rock in wushaoling tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008(3): 54 - 59. (in Chinese))
- [14] 刘 高,张帆宇,李新召,等. 木寨岭隧道大变形特征及 机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5521 - 5526. (LIU Gao, ZHANG Fan-yu, LI Xin-zhao, et al. Research on large deformation and its mechanism of Muzhailing tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5521 - 5526. (in Chinese))
- [15] 李术才,徐 飞,李利平,等. 隧道工程大变形研究现状、问题与对策及新型支护体系应用介绍[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(7): 1366 1376. (LI Shu-cai, XU Fei, LI Li-ping et al. State of the art: challenge and methods on large deformation in tunnel engineering and introduction of a new type supporting system[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(7): 1366 1376. (in Chinese))
- [16] 王道远, 崔光耀, 袁金秀, 等. 强震区隧道施工塌方段震 害机理及处治技术研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 353 359. (WANG Dao-yuan, CUI Guang-yao, YUAN Jin-xiu, et al. Research on seismic damage mechanism and treatment technologies of construction landslide section of the highway tunnel in highly seismic region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 353 359. (in Chinese))
- [17] 王道远, 袁金秀, 朱永全, 等. 硬塑-流塑浅埋黄土隧道变 形特性及合理预留变形量模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(10): 1 - 10. (WANG Dao-yuan, YUAN Jin-xiu, ZHU Yong-quan, et al. Model test study on deformation characteristics and reasonable reserved deformation of shallow buried loess tunnel with hard-flow plastic[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(10): 1 - 10. (in Chinese))
- [18] 王道远, 王庆磊, 袁金秀, 等. 软弱围岩隧道预衬砌法实施效果模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(增刊 1): 2790 - 2797. (WANG Dao-yuan, WANG Qing-lei, YUAN Jin-xiu, et al. Model test research on implementation effect of pre-lining method of tunnel in weak surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 39(S1): 2790 - 2797. (in Chinese))