

引用本文:苏臣宏,安楠楠,王志丰.公路隧道喷射混凝土套拱加固结构力学特性[J].建筑科学与工程学报,2020,37(5):203-213.

SU Chen-hong, AN Nan-nan, WANG Zhi-feng. Mechanical Characteristics of Shotcrete Arch Reinforcement Structure in Highway Tunnel [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(5): 203-213.

DOI:10.19815/j.jace.2020.08029

公路隧道喷射混凝土套拱加固结构力学特性

苏臣宏¹, 安楠楠², 王志丰²

(1. 西安公路研究院, 陕西 西安 710065; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要:为研究喷射混凝土套拱加固前后二次衬砌与混凝土套拱的受力状况,依托陕西汉中至留坝段八里关隧道,运用有限元软件建立隧道混凝土结构套拱加固分析模型,并通过现场监测获取二次衬砌与套拱间的接触压力、套拱格栅拱架钢筋应力、套拱混凝土应力,将数值模拟结果与现场测试结果相结合,得出套拱结构的一般受力变化规律。结果表明:套拱加固前衬砌结构的最不利荷载位置位于施工缝附近的拱顶、拱肩与拱脚处;由于衬砌局部变形与温度应力的影响,套拱混凝土应力变化呈现反复“上升—下降—上升”最后趋于稳定的特点;套拱的作用是控制二次衬砌的进一步变形,套拱施作后所承受荷载较小,套拱反作用力远小于围岩作用于衬砌的应力,在应力计算中不应将衬砌与套拱作为整体计算;套拱结构数值模拟所得的结果与现场测试套拱结构内力(轴力、弯矩)的大小及分布相似度高,但在衬砌裂损严重部位,数值模拟所得结果误差较大,应以现场测试结果为准。

关键词:公路隧道;喷射混凝土套拱;应力分析;数值模拟;现场测试

中图分类号: TU311

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2020)05-0203-11

Mechanical Characteristics of Shotcrete Arch Reinforcement Structure in Highway Tunnel

SU Chen-hong¹, AN Nan-nan², WANG Zhi-feng²

(1. Xi'an Highway Research Institute, Xi'an 710065, Shaanxi, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: In order to understand the stress state of secondary lining and concrete arch before and after shotcrete arch reinforcement, based on the Baliguan tunnel from Hanzhong to Liuba in Shaanxi Province, the analysis model of the concrete structure of the tunnel concrete structure arch reinforcement was established by using the finite element software. Through field monitoring, the contact pressure between the secondary lining and the arch sleeve, the steel bar stress of the grid arch frame and the concrete stress of the arch were obtained. Combining the numerical simulation results with the field test results, the general stress variation law of the arch structure was obtained. The results show that the most disadvantageous load position of lining structure is located at the vault, arch shoulder and arch foot near the construction joint. Due to the influence of local deformation of lining and temperature stress, the change of arch stress presents the characteristics of “rise-drop-rise” and finally tends to be stable. The function of the

收稿日期:2020-08-16

基金项目:国家自然科学基金项目(41702287)

作者简介:苏臣宏(1976-),男,陕西蓝田人,高级工程师,工学硕士,E-mail:342790173@qq.com。

arch sleeve is to control the further deformation of the secondary lining, and the load on the arch after construction is small. The reaction force of arch is far less than the stress of surrounding rock acting on lining, so the lining and arch should not be considered as a whole in stress calculation. The results of numerical simulation are similar to the distribution of the internal forces (axial force and bending moment) of the structure. The results of numerical simulation have a large error in the parts with serious lining cracks, so the field test results should be taken as the criterion.

Key words: highway tunnel; shotcrete arch; stress analysis; numerical simulation; field test

0 引言

受外力、环境因素、材料劣化以及早期设计施工因素的影响,公路隧道在投入运营后会出现衬砌裂损、渗漏水、掉块等病害^[1]。在中国 5 000 多个现役隧道统计调查后发现,有 3 502 个隧道出现了不同程度的渗漏水、衬砌裂损现象,由此造成结构承载力降低、混凝土块剥落,会严重影响隧道后期运营安全^[2]。因此,合理加固衬砌显得尤为重要。目前常见的衬砌加固方法包括刻槽嵌钢、粘贴钢板、粘贴碳纤维布、喷射混凝土套拱等。喷射混凝土套拱(以下简称套拱)因其造价低、施工周期短,不影响正常运营以及不扰动围岩等优点而被广泛地应用于衬砌加固中^[3-4]。

近年来,许多专家学者围绕套拱的施工方法、变形规律、破坏模式、安全评价等问题进行了大量研究,取得了很大进展。刘学增等^[5]基于套拱加固受力特性与刚度等效原则,对二次衬砌和套拱加固结构截面特征参数进行了组合修正,并探讨了组合截面梁单元的内力分配方法,结合实际工程进行有限元模拟分析,验证了修正后参数的准确性;邓彬等^[6]假定二次衬砌与套拱共同处于弹性变形状态,且只受径向作用力,给出了套拱加固下的二次衬砌等效厚度计算公式,一定程度上指导了套拱的加固设计;索然绪等^[7]为了解套拱受力状况,对长安坝隧道套拱与原二衬之间的法向应力、套拱混凝土内力做长期监测,基于监测数据分析总结了套拱结构的受力变化规律;俞文生等^[8]以 1:10 的套拱结构做室内模型试验,模拟研究了套拱加固后的二次衬砌变形规律及对原有承载力的提高幅度。

现有的套拱受力特性研究多为室内模型研究,缺乏现场测试与直观的有限元模型计算数据。本文以陕西汉中至留坝段八里关隧道段为例,在搜集查明工程地质条件的基础上,采用有限元软件对套拱加固前后进行数值模拟,并对套拱与衬砌间压力、套

拱内力做长期监测,通过数值模拟结果与现场测试结果对比分析,探讨套拱加固前后衬砌与套拱的受力变化规律。本文的研究结论也可为同类型隧道科研和设计人员提供借鉴。

1 工程概况

陕西汉中至留坝段八里关隧道为单向两车道,隧道全长 82 m(K2 235+405~K2 235+487),属于短隧道。洞身支护为曲墙式。隧道净宽 10.5 m,净高 5.0 m。隧道于 2001 年建成,迄今已运营 19 年。隧道病害检查结果表明:衬砌混凝土存在 8 条环向裂缝、21 条纵向裂缝及 4 处渗水,环向裂缝最长 12 m,最大宽度 4 cm,累计长度 40 m;纵向裂缝最长 10 m,最大宽度 4 mm,累计长度 58 m;衬砌横向、环向裂缝、渗水点较多,施工缝全部开裂;衬砌背后存在多处空洞及不密实现象。

隧道穿越地层为强风化砂岩,纵断面沿线分布围岩为 V 级、IV 级 2 类。隧道进口段为在浅埋偏压段,自稳能力较差。F2 断层位于隧道东侧 5~15 m,属于小规模逆断层。该断层切割隧道,导致洞身范围内围岩破碎,节理裂隙发育。衬砌质量检测结果显示:衬砌厚度不足之处有 22 处,总长 46.3 m。因此对全隧道施作套拱,套拱规格为厚度 16 cm 的 C25 混凝土。

2 喷射混凝土套拱结构力学模型

2.1 计算模型

隧道围岩采用 3D 实体类型划分网格,材料所赋予的模型类型为各向同性-修正莫尔-库仑,共划分了 135 542 个节点和 230 247 个单元。隧道衬砌采用 3D 实体单元类型划分网格,材料所赋予的模型类型为各向同性-弹性,共划分了 2 724 个节点和 2 758 个单元。隧道初支采用 2D 板单元划分网格,材料赋予的类型为各向同性-弹性,共划分了 2 890 个节点和 2 788 个单元。隧道喷射混凝土套拱采用

2D 板单元划分网格,材料赋予的类型为各向同性-弹性,共划分了 2 784 个节点和 2 685 个单元。锚杆采用 1D 植入桁架单元划分网格,材料赋予的模型类型为各向同性-弹性,共划分了 2 916 个节点和 1 458 个单元。假设喷射混凝土套拱完好。图 1 为模型三维网格划分。

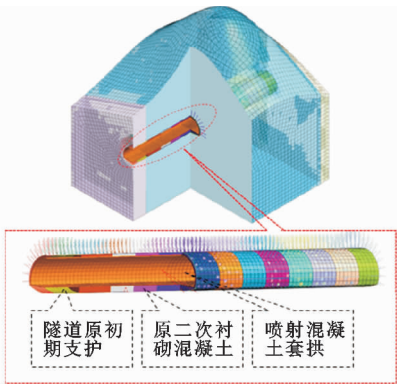


图 1 模型网格
Fig. 1 Model Grid

2.2 计算参数

喷射混凝土的施作相当于在原有衬砌的基础上在做 1 层初支,对原衬砌进行加固处理。在实际计算时,厚度和转动惯量不变,将钢筋、格栅拱架和混凝土的弹性模量进行统一转化,具体的计算方法如下式

$$EA=E_1A_1+E_2A_2$$
 (1)

式中: E 为钢筋与混凝土换算后的弹性模量; E_1 为钢筋的弹性模量; E_2 为混凝土的弹性模量; A 为混凝土与钢筋的总面积; A_1 为钢筋及格栅拱架的面积; A_2 为混凝土的面积。

由八里关隧道喷射混凝土套拱设计图纸可得,每延米喷射混凝土用量为 4.84 m^3 ,套拱中每延米所用钢筋的质量及长度如表 1 所示。

表 1 每延米钢筋用量

Tab. 1 Amount of Reinforcement Per Linear Meter

规格	质量/kg	长度/m
φ16	216.78	137.20
φ10	61.70	100.00
φ8	21.05	53.28

由于喷射混凝土套拱厚度 $h=16\text{ cm}$,喷射混凝土套拱的拱长 $l=2\text{ 060 cm}$,即喷射混凝土套拱和钢筋的总面积 $A=3.29\text{ m}^2$;由每延米钢筋用量可得钢筋及格栅拱架的面积 $A_1=0.041\text{ m}^2$;每延米喷射混凝土的面积 $A_2=3.25\text{ m}^2$;由《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2015)^[9]可得为钢筋弹性模量 $E_1=$

$2.1\times10^5\text{ MPa}$,C25 混凝土的弹性模量 $E_2=2.8\times10^4\text{ MPa}$;把 A,A_1,A_2,E_1,E_2 代入式(1)得钢筋与混凝土换算后的弹性模量 $E=3.4\times10^4\text{ MPa}$ 。

截取长 40 cm 的 φ16 钢筋当做锚固钢筋,以环向 100 cm、纵向 90 cm 的间距,向衬砌内打入锚固钢筋(打入长度为 32 cm),留出 8 cm,图 2 为锚固钢筋细部图。套拱结构计算参数如表 2 所示。

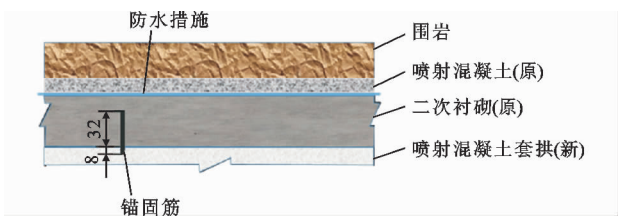


图 2 锚固钢筋细部图(单位:cm)

Fig. 2 Anchor Reinforcement Detail Drawing (Unit:cm)

表 2 套拱结构基本参数

Tab. 2 Basic Parameters of Arch Structure

结构	弹性模量/GPa	泊松比/ μ	重度/ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
锚固筋	210	0.26	78.5
套拱	34	0.20	25.0

2.3 计算结果分析

2.3.1 衬砌受力分析

图 3 为套拱加固前二次衬砌的最大剪应力云图。计算结果表明:由于地下水及岩性的影响,衬砌最大剪应力出现在洞口段的仰拱处,最大剪应力为 6.75 MPa;除仰拱外二次衬砌的最大剪应力出现在施工缝附近的拱脚处和施工缝附近的拱顶处,最大值分别为 6.18、6.21 MPa,可见施工缝处的拱脚、拱顶处是长期以来衬砌受力的薄弱部位,也是最容易出现病害的部位;K2 235+460~K2 235+487 段围岩自稳能力强,衬砌所受剪应力最大为 0.68 MPa,剪应力相对分布均匀且未出现局部应力集中现象。

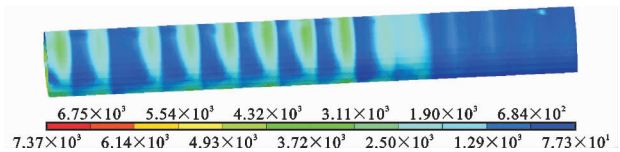


图 3 加固前二次衬砌最大剪应力云图(单位:kPa)

Fig. 3 Nephogram of Maximum Shear Stress of Secondary Lining Before Reinforcement (Unit:kPa)

图 4 为套拱加固后二次衬砌的最大剪应力云图。计算结果表明:加固维修后二次衬砌施工缝附近的拱脚、拱肩处的剪应力最大值分别为 6.41、6.19 MPa。加固后除仰拱外衬砌的剪应力局部变化不大。

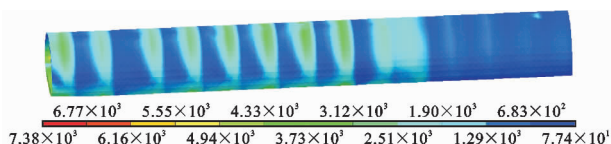
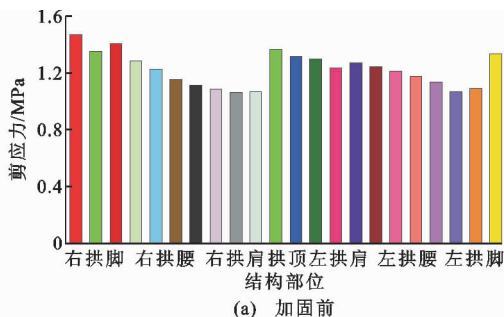


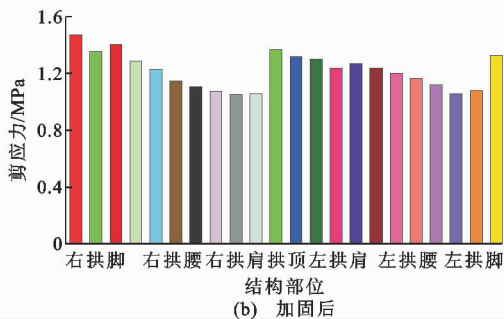
图4 加固后二次衬砌最大剪应力云图(单位:kPa)

Fig. 4 Nephogram of Maximum Shear Stress of Secondary Lining After Reinforcement (Unit:kPa)

从衬砌模型上取断面 K2 235+453(二次衬砌裂损严重)各单元最大剪应力值,并根据数值绘制各衬砌单元加固前后最大剪应力图,如图 5 所示。



(a) 加固前



(b) 加固后

图5 加固前后二次衬砌最大剪应力对比

Fig. 5 Maximum Shear Stress Comparison of Secondary Lining Before and After Reinforcement

由各单元加固后与加固前的应力进行对比可知:隧道衬砌局部(除仰拱外)剪应力有些许的增大(增量在 0~10 kPa 之间),但也有局部衬砌单元的剪应力有些许减小(增量在 0~-10 kPa 之间),这一现象说明喷射混凝土套拱的加固承担了一部分围岩的压力,阻止了隧道原衬砌的进一步变形。由于套拱是一个整体性受力结构,而且与已变形的原衬砌密切相接,因此套拱所受到的外力直接由原衬砌对套拱施加。然而原衬砌由于变形的不均匀性,对套拱所施加的外力大小也就各有差异,外力大的地方使得原衬砌和套拱共同变形,进而内力有所增大。不同的是由于原衬砌有些部位原先就比较完好,又由于套拱是整体性受力,因此会使衬砌局部内力有所减小。套拱在此起到的主要作用还是控制原衬砌的进一步变形,从而改善衬砌的变形与受力情况。

图 6,7 分别为套拱加固前后二次衬砌的最大主应力云图。计算结果表明:除仰拱外二次衬砌的最大主应力出现在施工缝附近的拱脚、施工缝附近的拱肩处,最大值分别为 4.93,3.34 MPa;受洞口浅埋偏压段(K2 235+405~K2 235+417)的影响,衬砌主应力在拱顶两侧表现出明显差异。拱顶左侧衬砌结构出现了拉应力,最大拉应力为-2.26 MPa;加固维修后二次衬砌施工缝附近的拱脚、拱肩处的主应力最大值分别为 4.37,3.71 MPa,洞口段的衬砌结构最大拉应力减小至-2.21 MPa,套拱的施作使得衬砌最大主应力产生微弱变化,但受力状态并未改变。

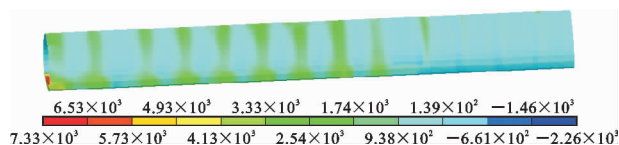


图6 加固前二次衬砌最大主应力云图(单位:kPa)

Fig. 6 Nephogram of Maximum Principal Stress of Secondary Lining Before Reinforcement (Unit:kPa)

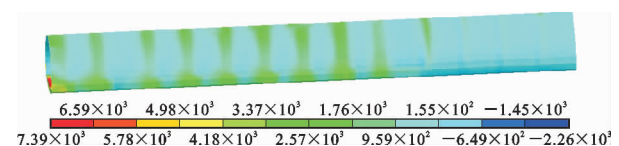


图7 加固后二次衬砌最大主应力云图(单位:kPa)

Fig. 7 Nephogram of Maximum Principal Stress of Secondary Lining After Reinforcement (Unit:kPa)

从衬砌模型上取断面 K2 235+453 各单元最大主应力绘制各衬砌单元加固前后最大主应力图,如图 8 所示。

由加固前后二次衬砌最大主应力柱状图对比可知:隧道衬砌(除仰拱外)各部所受的主应力大小不同,左右拱脚处出现了应力集中现象,从而使得衬砌局部产生变形差。加固后由于衬砌与套拱组成共同受力体,对衬砌变形进行了相应的约束,从而影响了主应力,使得加固后衬砌最大主应力在右拱脚和左拱腰处产生微弱增大,右拱肩和左拱肩产生微弱减小,但变化幅度微小,最大主应力仍然出现在施工缝附近的拱脚与拱肩处。

2.3.2 套拱受力分析

由于喷射混凝土套拱是整体承受外力,因此将喷射混凝土套拱当做一个整体来进行数值模拟。图 9 为套拱最大主应力云图。计算结果表明:相对于二次衬砌的受力情况来看,喷射混凝土套拱的受力情况呈现整体性承重,在施工缝处、拱脚处、拱腰处

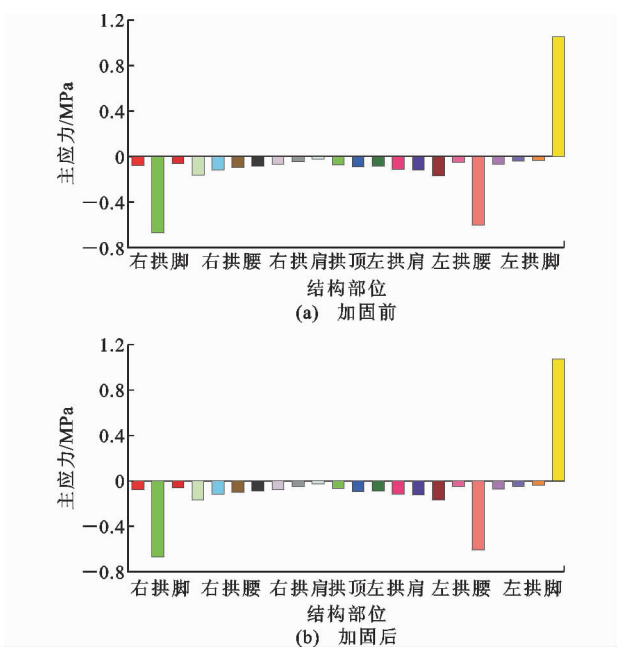


图 8 加固前后二次衬砌最大主应力对比

Fig. 8 Maximum Principal Stress Comparison of Secondary Lining Before and After Reinforcement

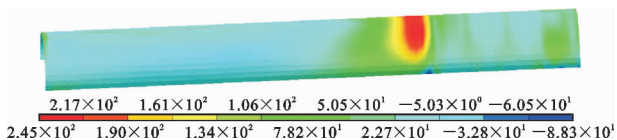


图 9 套拱最大主应力云图(单位:kPa)

Fig. 9 Nephogram of Maximum Principal Stress of Sleeve Arch (Unit:kPa)

尽可能减小集中力,使得力分散在套拱上;最大主应力出现在 K2 235+453 断面附近拱顶处,为 0.24 MPa,表明该断面在套拱施作后二次衬砌继续变形幅度较大,使得套拱最大主应力增加。部分断面出现了拉应力,均是由于二次衬砌不均匀变形所造成的。

图 10 为套拱最大剪应力云图。最大主应力出现在 K2 235+453 断面附近拱腰处,最大剪应力为 0.19 MPa;隧道出口段拱顶处剪应力增大,表明该段围岩变形大;隧道进口段至 K2 235+453 断面处,未出现明显应力集中现象,且拱腰处剪应力大于拱顶处剪应力。

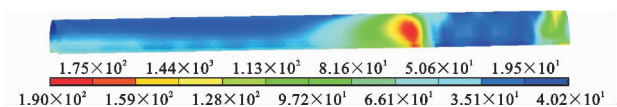


图 10 套拱最大剪应力云图(单位:kPa)

Fig. 10 Nephogram of Maximum Shear Stress of Sleeve Arch (Unit:kPa)

2.3.3 计算结果分析

由上述分析可知:套拱结构属于二次受力,原衬砌在被加固之前由于长久受力,已经具有了较高的应力值和应变值,对承载能力不足的原衬砌结构进行加固是在既有应力与应变的基础上进行的。然而,当加固之后套拱结构并不能立即发挥其承载性能,并对原衬砌的受力状态进行改变,只有在原衬砌继续变形的情况下,套拱结构才开始受力。这种状态下,由于原衬砌结构已经存在一定的应变,后续原衬砌和套拱结构在围岩作用下共同变形,套拱结构的应变将始终落后于原衬砌的应变,所以在后续的受力中套拱结构的性能不能够得到充分利用。

喷射混凝土套拱加固裂损衬砌后,原衬砌结构加固前后内力变化值与喷射混凝土套拱加固结构内力值基本相同,两者数值较小,所以喷射混凝土套拱加固结构主要作用是改善原衬砌的受力状态。对比加固前后的最大主应力、剪应力云图可知:喷射混凝土套拱的最大主应力、剪应力不再出现在施工缝附近,证明套拱受力情况较均匀,基本呈现整体分布,整体受力。

3 结构受力现场测试分析

3.1 现场数据采集

3.1.1 测试内容与目的

对现场测试与数值模拟所得喷射混凝土套拱受力情况进行对比,得出喷射混凝土套拱的受力特点。测试内容包括^[10-11]:

(1)使用智能弦式压力盒测量衬砌与喷射混凝土套拱之间的接触压力。

(2)使用钢筋应力计测量格栅拱架中环向主钢筋的应力大小。

(3)将埋入式应变计直接安装于喷射混凝土套拱中,测量喷射混凝土内部应力。

结合八里关隧道实际地质状况,现场测试元件包括 JMZX-50XXA 智能弦式压力盒、JMZX-416A 钢筋应力计、JMZX-215A 埋入式应变计、JMZX-3001 综合测试仪。本次测试所用元件的工作原理为将其振动频率转化为相应的应力与应变。

3.1.2 传感器的布设

为与数值模拟结果相对比,现场测试所选用的量测断面为 K2 235+453。

(1)智能弦式压力盒的布设

分别在断面的两拱肩、两拱腰、两拱脚处布设智能弦式压力盒,面对断面从左拱脚绕拱一圈到右拱

脚依次编号为 T1~T6,具体的布置位置如图 11 所示。

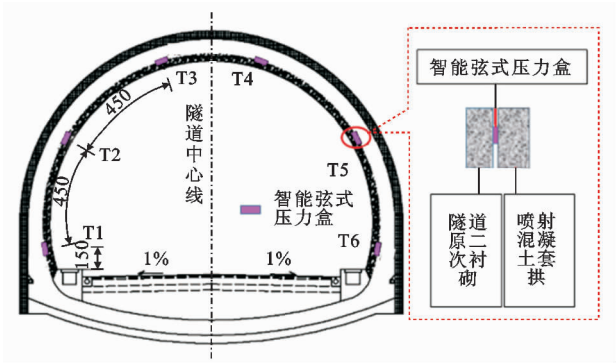


图 11 弦式压力盒断面布设(单位:cm)
Fig. 11 Cross-section Layout of String Pressure Box (Unit:cm)

(2)钢筋应力计的埋设

钢筋应力计(钢筋应力计应与主筋直径相当)应焊接在格栅拱架主筋的适当位置,安装时按照钢筋应力计的长度将格栅拱架的主筋截开一段,然后将其焊接上去。分别在断面的两拱肩、两拱腰、两拱脚处布设钢筋应力计,从进口方向面对断面从左拱脚绕拱一圈到右拱脚依次编号为 GN1~GN6,GW1~GW6,具体的布置位置如图 12 所示。

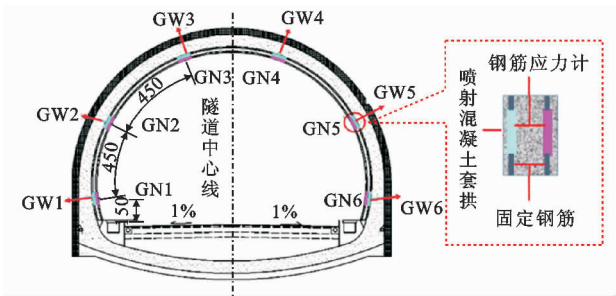


图 12 钢筋应力计断面布设(单位:cm)
Fig. 12 Cross-section Layout of Reinforcement Stress Gauge (Unit:cm)

(3)埋入式应变计的布设

量测时将应变计埋入混凝土层内,通过综合测试仪可直接测出应变大小,然后再转求相应应力,且应在喷射混凝土套拱的内外两侧进行安装。埋入式应变计的布设情况为分别在断面的两拱肩、两拱腰、两拱脚处布设埋入式应变计,从进口方向面对断面从左拱脚绕拱一圈到右拱脚,内侧依次编号为 NN1,NN2,NN3,NN4,NN5,NN6;外侧依次编号为 NW1,NW2,NW3,NW4,NW5,NW6,埋入式应变计的布设位置如图 13 所示。

3.1.3 现场数据采集

采用综合测试仪对现场埋设元件进行采集,对

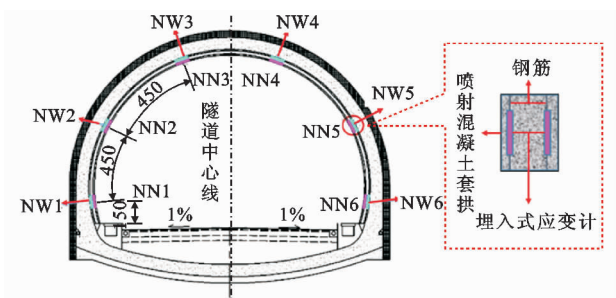


图 13 埋入式应变计断面布设(单位:cm)
Fig. 13 Cross-section Layout of Embedded Strain Gauge (Unit:cm)

每次采集的数据当天进行整理归类,并观察各测点数据的发展趋势,对变化较大部位的元件进行标记,下次现场采集时对该部位元件进行重点监测。

3.2 现场测试结果分析

3.2.1 二次衬砌与套拱间压力测试结果分析

对安装好的压力盒读取初始数据,可得断面 K2 235+453 二次衬砌与喷射混凝土套拱间的应力统计表,以此分别绘制出应力时程曲线图和套拱断面应力分布图,如图 14,15 所示,正为压应力,负为拉应力。

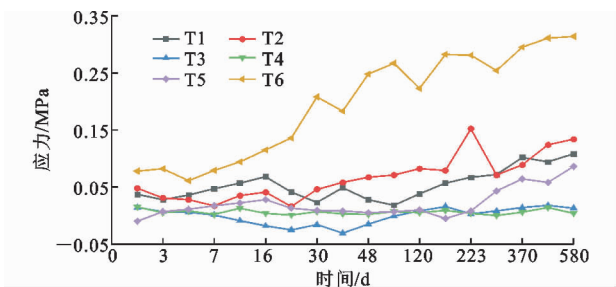


图 14 二次衬砌与喷射混凝土套拱间的应力时程曲线
Fig. 14 Stress Time-history Curves Between Secondary Lining and Shotcrete Sleeve Arch

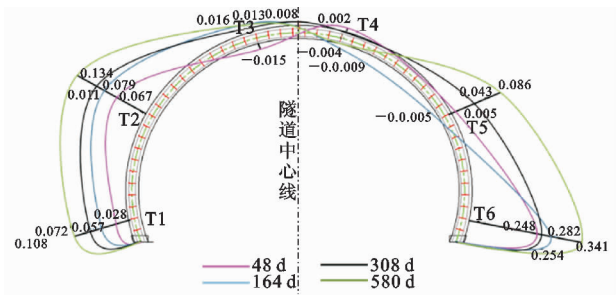


图 15 二次衬砌与喷射混凝土套拱间的应力分布
(单位:MPa)

Fig. 15 Stress Distribution Between Secondary Lining and Shotcrete Sleeve Arch (Unit MPa)

由图 14 可知^[12]:

(1)接触压力值的大小随时间变化而变化,说明

压力盒的布设位置不存在空洞现象,二次衬砌与喷射混凝土套拱间是紧密相接的,测试结果能反映出实际客观情况。

(2)二次衬砌与套拱间压力均小,最大压应力为 1.3 MPa,出现在拱顶环向偏右 2.1 m 处,表明套拱与二次衬砌之间压力较小。

(3)所测的接触压力值出现负值现象,说明该处的二次衬砌与喷射混凝土套拱间不存在压力情况,二次衬砌对喷射混凝土套拱无作用力,也可能由于传输线进水及喷射混凝土收缩膨胀引起。

(4)二次衬砌与套拱接触压力随时间变化较为缓慢,接触压力在前 3 个月缓慢增长,3~12 个月缓慢减小,12 个月后逐渐稳定。

(5)套拱由于二次衬砌的继续变形产生应力,二次衬砌临空面受套拱的反作用力改变了原有受力状态,但二次衬砌所受围岩荷载远大于套拱反作用力。因此,在实际计算中,不应将混凝土套拱与二次衬砌作为整体计算,计算模型应考虑应力分配问题。

从二次衬砌和喷射混凝土套拱之间的应力断面分布可知:

(1)左右套拱基底的接触压力数值较小,且变化幅度不大,表明套拱自重应力并非由两侧基底承担,两侧基底仅承受比例较低的竖向荷载。

(2)受力最大部位位于右拱脚、右拱腰和左拱脚、左拱腰处,受力基本呈对称分布,左右拱肩受力较小,变化不明显。

(3)断面受力情况与原衬砌裂损状况有关,衬砌裂损越严重,该部位的接触压力就越大,如图 16 所示。

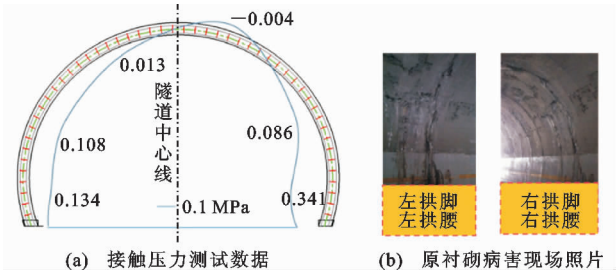


图 16 测试数据与现场照片对比 (单位:MPa)
Fig. 16 Comparison of Test Data and On-site Photo (Unit:MPa)

3.2.2 套拱、格栅拱架钢筋应力测试结果分析

由钢筋应力计可得套拱、格栅钢架内外侧钢筋应力数据,并绘制时程曲线与钢筋应力环向分布图,如图 17~20 所示^[13]。

(1)格栅拱架增加了喷射混凝土套拱的强度与

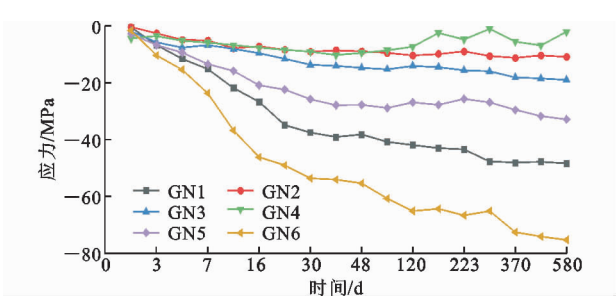


图 17 各测点内环钢筋应力时程曲线
Fig. 17 Stress Time-history Curves of Inner Ring Reinforcement at Each Measuring Point

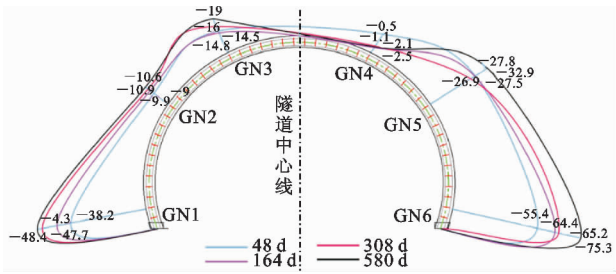


图 18 各测点内环钢筋应力分布 (单位:MPa)
Fig. 18 Stress Distribution of Inner Ring Reinforcement at Each Measuring Point (Unit:MPa)

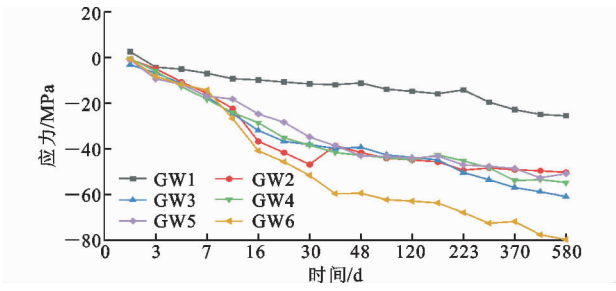


图 19 各测点外环钢筋应力时程曲线
Fig. 19 Stress Time-history Curves of Outer Ring Reinforcement at Each Measuring Point

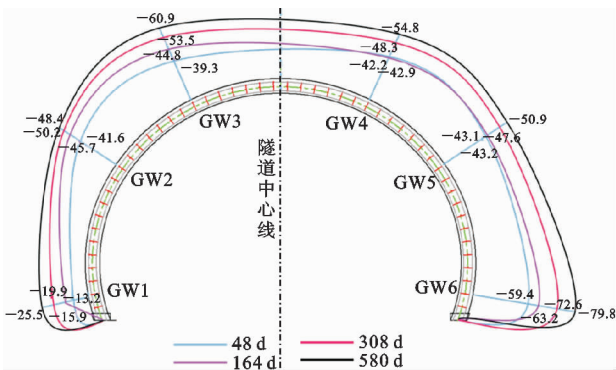


图 20 各测点外环钢筋应力分布 (单位:MPa)
Fig. 20 Stress Distribution of Outer Ring Reinforcement at Each Measuring Point (Unit:MPa)

刚度,承受了围岩与二次衬砌共同的作用力,控制了

二次衬砌的进一步变形。

(2) 格栅拱架的主筋只承受压应力, 不承受拉应力, 格栅拱架的内环主筋应力最大值位于右拱脚 GN6 处, 为 -75.3 MPa ; 外环主筋应力最大值位于右拱脚 GW6 处, 为 -79.8 MPa , 均远小于 HRB400 钢筋屈服强度标准值 400 MPa 。

(3) 格栅拱脚各测点钢筋应力值变化基本呈现逐渐增大趋势, 且增大趋势逐渐减小, 最后趋于稳定。接触压力 1 个月内增幅较大, 1~12 个月缓慢增大, 12 个月后逐渐稳定。

(4) 比较内外环主筋受力情况可发现右拱脚 (GN6, GW6)、左拱肩 (GN3, GW3)、右拱肩 (GN4, GW4) 受力性质和时态变化形式基本相同。其余部位受力性质和时态变化形式则不尽相同, 这种不同主要反映了围岩体与二次衬砌的变形不均匀导致格栅拱架的受力复杂化。

3.2.3 喷射混凝土套拱内力测试结果分析

由埋入式应变计可得混凝土套拱内外侧内力变化数据, 并绘制时程曲线与应力环向分布图, 如图 21~24 所示^[14-15]。

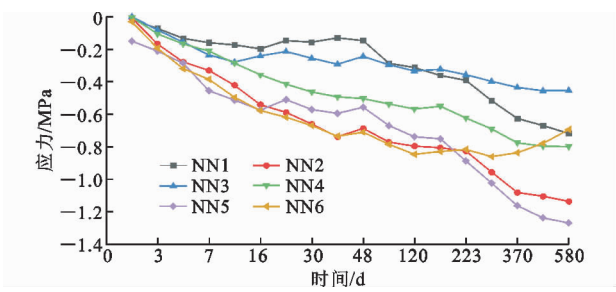


图 21 套拱内侧应力时程曲线

Fig. 21 Inner Stress Time-history Curves of Sleeve Arch

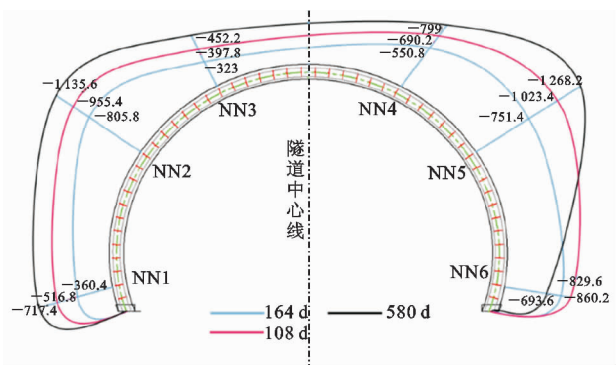


图 22 套拱内侧应力环向分布 (单位: MPa)

Fig. 22 Inner Stress Circumferential Distribution of Sleeve Arch (Unit: MPa)

由图 21~24 可知:

(1) 各测点的应力值均为负值, 均以压应力为主; 喷射混凝土套拱应力绝对值随时间变化而逐渐

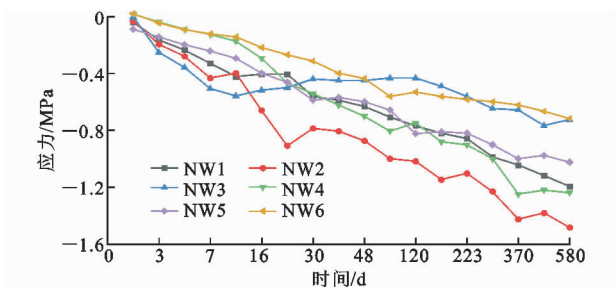


图 23 套拱外侧应力时程曲线

Fig. 23 Outside Stress Time-history Curves of Sleeve Arch

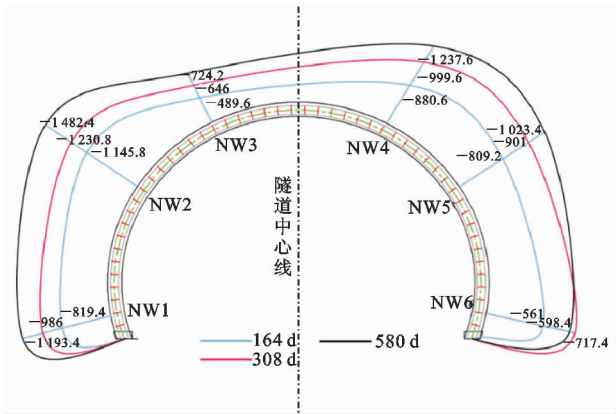


图 24 套拱外侧应力分布 (单位: MPa)

Fig. 24 Outside Stress Distribution of Sleeve Arch (Unit: MPa)

增加, 但应力绝对值的增加速率随时间而减小^[16-18]。

(2) 套拱混凝土所受应力较小, 最大值为 1.48 MPa , 远小于混凝土轴心抗压强度标准值。套拱混凝土各部位受力均匀, 外侧最大应力差为 0.68 MPa , 内侧最大应力差为 0.80 MPa 。

(3) 各测点混凝土应力总体趋势是不断上升, 逐渐趋于稳定, 但均经历了不同程度的应力“上升一下降一再上升”的过程。这是由于二次衬砌局部衬砌裂损导致的变形会在套拱形成局部应力, 而套拱为整体受力结构, 局部应力会逐渐被整体结构承担, 局部应力先增大后减小。套拱结构为静定结构, 温度变化也会引起混凝土应力变化, 应力变化特征表现为夏季压应力减小, 冬季压应力增加。

(4) 对比图 22 与图 24 套拱混凝土内外两侧应力, 其变化趋势几乎相同, 应力大小却有所差异, 外侧偏大, 内侧偏小, 表明套拱自身承载能力没有完全发挥出来。

(5) 套拱混凝土两侧应力不对称, 拱顶右侧应力明显大于左侧, 表明右侧衬砌裂损较左侧严重。在现场衬砌质量检测中, 断面 K2 235+453 右侧衬砌纵向、环向裂缝较多, 现场测试数据验证了衬砌质量

检查结果。

4 实测结果与力学模型计算结果对比分析

由现场测试结果与数值模拟结果可分别得到套拱内力,如表 3、4 所示。

表 3 套拱各测点内力现场测试结果

Tab.3 Field Test Results of Internal Force of Each Measuring Point of Sleeve Arch

测点	应变/ 10^{-6}	应力/kPa	轴力/kN	弯矩/(kN·m)
NN1	-211	-717.4	-15.3	-0.041
NW1	-351	-1 193.4		
NN2	-334	-1 135.6	-20.9	-0.056
NW2	-436	-1 482.4		
NN3	-133	-452.2	-9.4	-0.025
NW3	-213	-724.2		
NN4	-235	-799.0	-16.3	-0.043
NW4	-364	-1 237.6		
NN5	-373	-1 268.2	-18.3	-0.049
NW5	-301	-1 023.4		
NN6	-204	-693.6	-13.2	-0.035
NW6	-281	-955.4		

表 4 数值模拟套拱各测点内力

Tab.4 Numerical Simulation Results of Internal Force of Each Measuring Point of Sleeve Arch

单元	轴力/kN	弯矩/(kN·m)
1	-16.65	-0.110
2	-19.84	-0.200
3	-20.03	-0.180
4	-17.62	-0.150
5	-13.51	-0.100
6	-8.60	-0.045
7	-3.80	0.019
8	0.27	0.062
9	3.41	0.123
10	4.90	0.088
11	5.01	0.097
12	3.76	0.127
13	2.23	0.081
14	-0.89	0.058
15	-4.81	-0.001
16	-9.29	-0.053
17	-13.79	-0.110
18	-17.59	-0.160
19	-19.85	-0.180
20	-19.50	-0.200
21	-15.72	-0.100

轴力与弯矩对比如图 25、26 所示。在实际研究中,现场数据测试结果可以修正数值模拟结果,数值模拟结果可以验证现场测试结果^[19]。为探讨现场测试结果与数值模拟结果的异同性,可对 2 种方法所得结果进行对比。通过对比可知:套拱结构数值模拟所得的结果与现场测试套拱结构内力(轴力、弯矩)的大小及分布相似度高;在衬砌裂损严重的部位,如左右拱肩处,现场测试结果轴力大于数值模拟结果,弯矩方向会发生改变;现场测试结果更能反映实际受力情况,但测点过少会使拟合所得未测点数据误差大,数值模拟数据全面,但过于理想化,数据精度不够,只可作为现场测试数据参考。

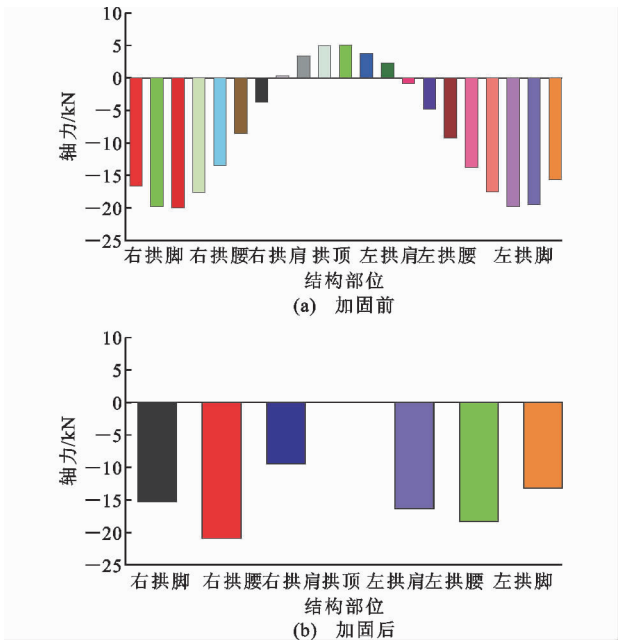


图 25 数值模拟与现场测试轴力对比
Fig. 25 Comparison of Axial Force Between Numerical Simulation and Field Test

5 结 语

(1)对套拱加固前的衬砌受力进行数值模拟,计算结果表明:衬砌的最不利荷载位置位于施工缝附近的拱脚、拱肩、拱顶处;衬砌应力在洞口浅埋偏压段两侧出现明显差异,拱顶左侧衬砌出现了拉应力,最大拉应力为 2.26 MPa;隧道 K2 235+460~K2 235+487段应力较小,且应力分布均匀,可不设套拱。

(2)衬砌加固前自身变形已趋于一定状态,喷射混凝土套拱加固后衬砌自身内力变化很小,其最大轴力和弯矩远小于喷射混凝土套拱的极限承载力,说明加固后衬砌变形很小,套拱的作用不能增大原

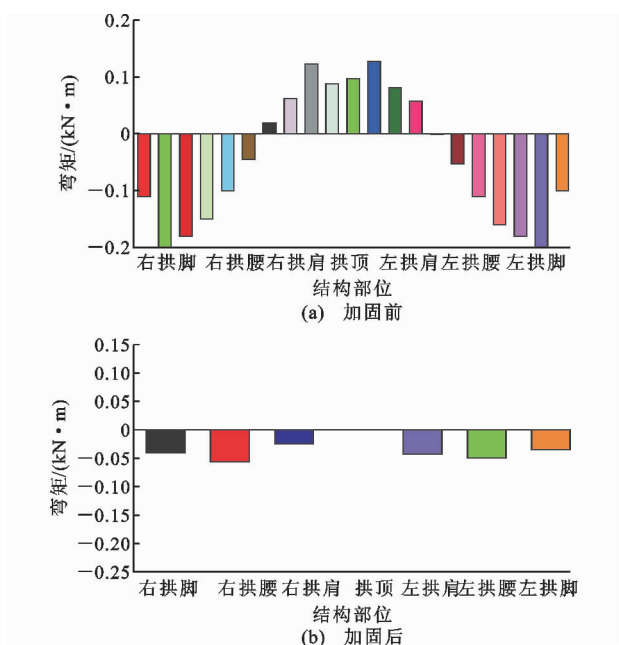


图 26 数值模拟与现场测试弯矩对比

Fig. 26 Comparison of Bending Moment Between Numerical Simulation and Field Test

衬砌的承载能力,但可以阻止原衬砌的进一步变形;与原衬砌主应力、剪应力云图对比,喷射混凝土套拱的最大主应力、剪应力不再出现在施工缝附近,说明套拱受力情况较均匀,基本呈现整体分布,整体受力。

(3)衬砌与套拱间的接触压力随时间变化较为缓慢,接触压力在前3个月缓慢增长,3~12个月缓慢减小,12个月后逐渐稳定。环向分布受力不均,即衬砌裂损严重的部位接触应力大,局部出现负值(拉应力),分析认为是由仪器进水或由于局部混凝土的收缩膨胀引起的。

(4)格栅拱架主筋只承受拉应力,最大拉应力为79.8 MPa,远小于钢筋屈服强度400 MPa;套拱混凝土应力表现出“上升—下降—上升”的特点,是由于衬砌局部变形与温度应力引起的变化;对比内外侧混凝土的应力,其变化趋势接近,但外侧应力大于内侧应力,表明套拱自身承载内力并未完全发挥出来;二次衬砌所受围岩应力远大于套拱反作用力,套拱所受应力较小,在实际计算中不可将两者作为整体计算。

(5)套拱结构数值模拟所得的结果与现场测试套拱结构内力(轴力、弯矩)的大小及分布相似度高;在衬砌裂损严重的部位,现场测试结果更能反映实际受力情况,数值模拟结果只可作为现场测试数据参考。

参考文献:

References:

- [1] 姚中正,杨春平. 高速公路现役营运隧道渗漏水病害整治措施[J]. 交通科技, 2014(2): 112-115.
YAO Zhong-zheng, YANG Chun-ping. Treatment Measures for Leakage Diseases of Existing Service Tunnels of Expressway[J]. Transportation Science & Technology, 2014(2): 112-115.
- [2] 邹育麟,何川,周艺,等. 重庆高速公路现役营运隧道渗漏水病害统计及成因分析[J]. 公路交通科技, 2013, 30(1): 86-93, 101.
ZOU Yu-lin, HE Chuan, ZHOU Yi, et al. Statistics and Cause Analysis of Leakage Diseases in Operating Expressway Tunnels in Chongqing [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2013, 30(1): 86-93, 101.
- [3] 徐林生. 隧道工程衬砌结构补强加固技术研究[J]. 中外公路, 2017, 37(5): 203-206.
XU Lin-sheng. Research on Reinforcement and Strengthening Technology of Tunnel Engineering Lining Structure [J]. Journal of China & Foreign Highway, 2017, 37(5): 203-206.
- [4] 徐林生,陈扬勇,王知远,等. 公路隧道路面工程病害实用处治技术研究[J]. 中外公路, 2016, 36(6): 66-68.
XU Lin-sheng, CHEN Yang-yong, WANG Zhi-yuan, et al. Research on Practical Disposal Technology of Highway Tunnel Pavement Engineering Diseases [J]. Journal of China & Foreign Highway, 2016, 36(6): 66-68.
- [5] 刘学增,桑运龙,包浩衫. 叠合式套拱加固带裂缝隧道衬砌受力机理分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(10): 127-134.
LIU Xue-zeng, SANG Yun-long, BAO Hao-shan. Analysis of Bearing Mechanism of Cracked Tunnel Lining Reinforced with Stacked Umbrella Arch [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(10): 127-134.
- [6] 邓彬,苏臣宏,索然绪. 公路隧道钢筋混凝土套拱衬砌等效厚度研究[J]. 现代交通技术, 2018, 15(4): 34-36, 51.
DENG Bin, SU Chen-hong, SUO Ran-xu. Study on Equivalent Thickness of Reinforced Concrete Arch and Secondary Lining for Highway Tunnel [J]. Modern Transportation Technology, 2018, 15(4): 34-36, 51.
- [7] 索然绪,苏臣宏,邓彬. 公路隧道钢筋混凝土套拱加固结构受力监控量测与分析[J]. 四川建筑, 2018, 38

- (1):74-76.
- SUO Ran-xu, SU Chen-hong, DENG Bin. Measurement and Analysis of Force Monitoring of Strengthened Concrete Sleeve Reinforced Structure of Highway Tunnel[J]. Sichuan Architecture, 2018, 38(1): 74-76.
- [8] 俞文生, 桑运龙. 叠合式套拱加固带裂缝衬砌的变形规律试验研究[J]. 现代隧道技术, 2014, 51(6): 116-122, 135.
- YU Wen-sheng, SANG Yun-long. Experimental Study on the Deformation Law of a Cracked Lining Reinforced by a Superimposed Cover Arch[J]. Modern Tunnelling Technology, 2014, 51(6): 116-122, 135.
- [9] GB 50010—2015, 混凝土结构设计规范[S].
- GB 50010—2015, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [10] 陈建勋, 杨 忠. 秦岭终南山特长公路隧道东线施工监控量测[J]. 公路, 2006(7): 205-208.
- CHEN Jian-xun, YANG Zhong. Qinling Zhongnanshan Super Long Highway Tunnel East Line Construction Monitoring and Measurement[J]. Highway, 2006(7): 205-208.
- [11] 陈建勋, 杨 忠, 袁雪戡. 秦岭终南山特长公路隧道大埋深段施工监测及分析[J]. 建筑工程与科技学报, 2006, 23(3): 71-75.
- CHEN Jian-xun, YANG Zhong, YUAN Xue-kan. Construction Monitoring and Measuring in Segments of Large Embedded Depth in Qinling Zhongnanshan Super Long Highway Tunnel[J]. Journal Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(3): 71-75.
- [12] 秦 洲, 田 正, 刘燕鹏. 六盘山隧道维修加固方案研究[J]. 筑路机械与施工机械化, 2017(5): 82-88.
- QIN Zhou, TIAN Zheng, LIU Yan-peng. Maintenance and Reinforcement Scheme for Liupanshan Tunnel [J]. Road Machinery & Construction Mechanization, 2017(5): 82-88.
- [13] 何 川, 唐志成, 汪 波, 等. 内表面补强对缺陷病害隧道结构承载力影响的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(2): 406-412.
- HE Chuan, TANG Zhi-cheng, WANG Bo, et al. Research on Effect of Inner Surface Reinforcing on Structure Bearing Capacity by Model Test in Defective Tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(2): 406-412.
- [14] 王志杰, 徐海岩, 周 平, 等. 高速公路隧道衬砌结构病害整治技术研究[J]. 铁道标准设计, 2017, 61(10): 125-132.
- WANG Zhi-jie, XU Hai-yan, ZHOU Ping, et al. Study on the Treatment of Lining Defects of Highway Tunnel[J]. Railway Standard Design, 2017, 61(10): 125-132.
- [15] 于 玲, 陈 录, 包龙生. 山岭隧道衬砌裂损分析及加固研究[J]. 公路交通科技: 应用技术版, 2016(2): 161-164.
- YU Ling, CHEN Lu, BAO Long-sheng. Lining Crack Analysis and Reinforcement Study of Mountain Tunnel[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development: Application Technology Edition, 2016(2): 161-164.
- [16] 张素磊. 隧道衬砌结构健康诊断及技术状况评定研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2012.
- ZHANG Su-lei. Study on Health Diagnosis and Technical Condition Assessment for Tunnel Lining Structure[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2012.
- [17] 周 念. 赚宝隧道病害处治措施的研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2013.
- ZHOU Nian. Study of Zhuanbao Tunnel Disease Treatment[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2013.
- [18] 兰 宇. 高速公路隧道维护加固对策的模型试验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2005.
- LAN Yu. Model Test of Expressway Tunnel for Maintenance and Reinforcement Strategies[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2005.
- [19] Japan Society of Civil Engineers. The Present State of Construction and Maintenance of Mountain Tunnel Lining[M]. Tokyo: Maruzen Publishing Co., Ltd, 2002.