

文章编号: 1673-3363-(2014)06-0938-07

深部“三软”煤巷棚-索强化控制机理研究

荆升国^{1,2}, 王其洲¹, 陈杰¹

(1. 中国矿业大学矿业工程学院, 深部煤炭资源开采教育部重点实验室, 江苏 徐州 221116;

2. 郑州煤炭工业(集团)公司博士后研发基地, 河南 郑州 450007)

摘要 针对郑州矿区深部“三软”煤巷变形严重, 服务期间屡次扩修仍无法稳定的问题, 分析了“三软”煤层赋存特点、深部应力环境及巷道失稳原因; 提出棚-索强化控制理念, 利用锚索提供的支护阻力提高支架的结构稳定性和承载能力, 通过支架提供高支护阻力控制蠕变煤体剪胀变形和发挥深部稳定煤体的承载性能, 实现支架-锚索-围岩协同承载; 并根据力学计算结果指出支架结构的主、次关键强化部位及锚索预应力的合理确定。棚-索强化控制技术在超化煤矿31041运输巷进行应用后, 工作面回采影响期间, 巷道两帮和顶底板移近量分别控制在300 mm和400 mm以内, 有效控制了深部“三软”煤巷围岩变形。

关键词 深部; 三软; 巷道; 稳定性

中图分类号 TD 353

文献标志码 A

Study on strengthening control mechanism with support and cable for roadway in “three-soft” coal seam during deep mining

JING Shengguo^{1,2}, WANG Qizhou¹, CHEN Jie¹

(1. School of Mines, Key Laboratory of Deep Coal Resource Mining, Ministry of Education, China University of Mining & Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China; 2. Post Doctoral Research Base, Zhengzhou Coal Industry (Group) Corporation Limited Liability Company, Zhengzhou, Henan 450007, China)

Abstract In response to the problem of the instability of the “three-soft” coal roadways caused by serious deformation despite the repeated reinforcement of it in Zhengzhou mining area, the characteristics of “three-soft” coal seam occurrence, stress environment and the causes of the instability have been analyzed. On this basis, the strengthening control mechanism with support and cable has been proposed. In this supporting system, on one hand, the bearing capacity and stability of support are improved by the supporting resistance from the cable. On the other hand, the shear deformation of creep coal seam is effectively controlled by higher supporting resistance of support. In addition, the bearing capability of coal seam is also developed, which makes the collaborative bearing of the support, cable and surrounding rock possible, and according to the mechanical calculation, the primary and secondary parts to be strengthened and the reasonable determination of the cable prestress are indicated. After the application of support and cable strengthening technology in 31041 haulage roadway of Chaohua mine, convergence of two sides in the roadway are controlled less than 300 mm during the impact of working face mining, and convergence between roof and floor are controlled less than 400 mm, which can control

收稿日期: 2013-11-11

基金项目: 江苏省高校优势学科建设工程项目

作者简介: 荆升国(1981—), 男, 山西省阳泉市人, 博士, 讲师, 从事煤矿软岩巷道围岩控制方面的研究。

E-mail: pobo@163.com

Tel: 13685179369

effectively the deformation of deep “three-soft” coal roadway.

Key words deep mining; three-soft; roadway; stability

近年基于“先柔后刚、先抗后让、柔让适度、稳定支护”基本思想,在高压软岩巷道围岩控制技术研究领域重点发展了高预应力、高强度、高刚度锚杆支护技术^[1-2],恒阻让压大变形锚杆支护技术^[3],大刚度、高强度二次锚网支护技术^[4]及高阻可缩U型钢支架壁后充填支护技术^[5]和高强度钢管混凝土支架支护技术^[6]。虽然通过大幅提高支护强度和刚度成功解决了大量软岩巷道支护难题,但随着深部巷道围岩应力水平不断增高,由于支护承载结构局部损伤、变形导致的巷道失稳、破坏时有发生,支护承载结构稳定性的重要性才逐步得到关注。

樊克恭等认为岩性、几何和应力(弱结构)对巷道围岩破坏区域发育形态,以及结构变形、破坏的演变过程和稳定性具有重大影响,并提出弱结构巷道围岩破坏主控性和非均称控制机理^[7]。孙晓明等认为巷道围岩与支护体应在强度、刚度及结构上相耦合,提出控制巷道“关键部位”变形的锚网索耦合支护技术^[8]。对于破碎围岩条件下的架棚巷道,则针对棚式支架结构稳定性差的特点,发展了U型钢棚“锁腿”支护技术^[9]、U型钢棚和锚索联合支护技术^[10]及结构补偿技术^[11],并在工程实践中得到成功应用。但锚杆、锚索与棚式支架分属主、被动支护体系,棚式支架与锚索之间的协同作用机理较为复杂,在工程实践中支架强化部位的选择主要依据巷道变形特征和变形量,缺乏科学的判定依据。由于强化参数不合理,造成支架与锚索(锚杆)难以协同作用而致使巷道失稳、破坏的案例也较为常见。本文根据郑州矿区“三软”煤层赋存特点,建立力学模型分析棚式支架应力、变形分布的规律,综合确定支架的关键强化部位及锚索的合理参数,从而实现棚式支架与锚索在强度、刚度和结构上耦合,促使二者协同作用,有效控制深部“三软”煤巷围岩变形。

1 郑州矿区“三软”煤层赋存特点及煤巷失稳原因分析

郑州矿区位于河南省西南部,由新密煤田、登封煤田、荥巩煤田及偃龙煤田组成,区内主要开采二叠系山西组二₁煤层。该煤层赋存厚度在0~37.8 m之间,不仅煤层厚度变化大,且受滑动构造影响煤层结构疏松,煤体风化后强度仅为0.1~0.2 MPa。同

时煤层伪顶、直接顶及直接底为低强度的炭质泥岩、泥岩和砂质泥岩,为典型的“三软”不稳定煤层。虽然二₁煤层顶、底板均为强度不高的泥质软岩,但基本顶、基本底为强度很高的大占砂岩和L₇₋₈灰岩,这样自上而下在空间上就形成了类似“擀面团”时的“强-弱-强”结构,夹在坚硬岩石中间的松软煤体极易成为变形破坏的突破口。尤其进入深部开采后,在高应力作用下松软煤体往往像“面团”一样向巷道内挤压,巷道掘进期间围岩最快位移速度达60 mm/d,10~12 d后巷道断面收缩近30%,致使巷道在服务期间需至少大面积扩修2~3次。

长期以来,受“三软”煤层赋存条件制约及滑动地质构造影响,郑州矿区煤巷支护一直以被动支护为主。根据超化煤矿31采区原岩应力探测结果(测点埋深677 m),测点铅垂应力分量 $p_y=18.095$ MPa,水平应力分量 $p_z=26.961$ MPa。这表明受滑动地质构造影响,原岩应力场以水平应力为主,侧压系数 $\lambda \approx 1.5$ 。由图1所示的深部煤岩体钻孔窥视结果可见,二₁煤层钻孔孔壁非常完整且致密,并未出现岩石钻孔内的离层、破裂现象。

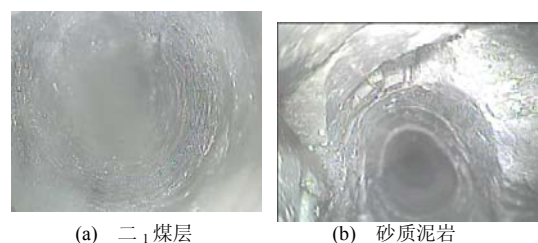


图1 煤岩层离层状况

Fig.1 Status of bed separation in coal and rock

这主要是由于二₁煤层结构疏松并具有蠕变特性,在高应力作用下松软煤体剪胀、扩容效应明显,因而煤体内产生的离层、裂隙能够被膨胀煤体迅速充填并挤压密实,也正是如此煤体始终在膨胀和压缩状态间交替变化直至巷道变形趋于稳定。在这种变形压力下,一方面掘进初期支架壁后的不均匀空隙很快被充填密实,支架与围岩作用关系尚可,基本能够实现整体承载,但难以提供足够的支护阻力控制蠕变煤体变形;而另一方面,现有的直腿半圆拱形支架抗侧压能力较差,在实际承载过程中巷道两帮极易成为变形破坏的突破口,而且在支架两帮强烈内移的同时促使顶梁加速下滑,最终导致支架失稳、破坏。因此,如何提高支架结构稳定性和承

载能力是控制蠕变煤体的强烈变形的关键所在。

2 棚-索强化控制作用机理

2.1 直腿半圆拱形棚式支架力学计算

如图 2 所示,对直腿半圆拱形支架作适当简化后,可将支架抽象为一次超静定的固定铰支座模型。假设模型中支架柱腿高度为 h , 顶梁曲率半径为 r , 支架顶梁承受的载荷为 q , 侧压系数为 λ , 并忽略轴力和剪力影响。

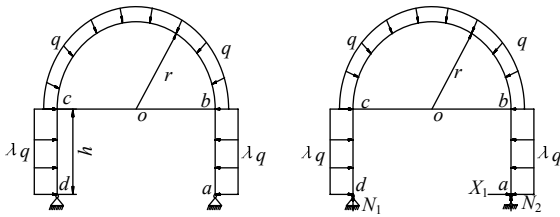


图 2 U 型钢支架力学计算模型

Fig.2 Mechanical model for U-steel support

对该一次超静定问题采用力法求解,将支座 a 中水平约束解除,以水平反力 X_1 代替,并将式(1)作为变形协调条件:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0 \quad (1)$$

式中: X_1 为水平约束解除后替代的未知反力, Δ_{1p} 为载荷作用时支座 a 沿 X_1 作用方向的位移; δ_{11} 为 $X_1=1$ 单独作用时支座 a 沿 X_1 作用方向的位移。

$$\delta_{11} = \int_{ab} \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds + \int_{bc} \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds + \int_{cd} \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds \quad (2)$$

$$\Delta_{1p} = \int_{ab} \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} ds + \int_{bc} \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} ds + \int_{cd} \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI} ds \quad (3)$$

式中: \bar{M}_1 为 $X_1=1$ 单独作用下的弯矩; M_p 为荷载单独作用下的弯矩; s 为支架长度; E 为弹性模量; I

$$\begin{aligned} \Delta_L = & \frac{1}{EI} \left\{ \left(-\frac{1}{3} X_1 y^3 + \frac{1}{8} \lambda q y^4 \right) + V_2 r \left[-\frac{1}{3} \lambda q (h^3 - y^3) + X_1 (h^2 - y^2) \right] + V_2 r^2 \left[-\lambda q h \left(\frac{1}{2} \pi h + 2r \right) + X_1 (\pi h + 2r) \right] \right\} \\ \Delta_\beta = & \frac{1}{EI} \left\{ \lambda q h r \cos \beta \left(\frac{1}{2} h^2 \beta - \frac{3}{2} r h \cos \beta - \frac{1}{2} r^2 \cos \beta \sin \beta + \frac{1}{2} r^2 + \frac{3}{2} r h \right) - X_1 r \cos \beta \cdot \right. \\ & \left(h^2 \beta - 2 h r \cos \beta - \frac{1}{2} r^2 \cos \beta \sin \beta + \frac{1}{2} r^2 \beta + 2 h r \right) - \lambda q h r^2 V_1 \left(\frac{1}{2} h \beta - r \cos \beta - \frac{1}{2} h \sin \beta + \frac{1}{2} r \cos^2 \beta + \frac{1}{2} r \right) - \\ & \cos \beta \left(\frac{1}{3} X_1 h^3 - \frac{1}{8} \lambda q h^4 \right) + X_1 r^2 V_1 \left(h \beta - r \cos \beta - h \sin \beta + \frac{1}{2} r \cos^2 \beta + \frac{1}{2} r \right) - \lambda q h r^2 V_2 \cdot \\ & \left. \left(\frac{1}{2} \pi h + \frac{1}{2} r - \frac{1}{2} h \beta + r \cos \beta - \frac{1}{2} h \sin \beta + \frac{1}{2} r \cos^2 \beta \right) + X_1 r^2 V_2 \left(\pi h + \frac{1}{2} r - h \beta + r \cos \beta - h \sin \beta + \frac{1}{2} r \cos^2 \beta \right) \right\} \end{aligned}$$

式中 V_1 , V_2 分别为单位载荷作用下支座 d 和 a 的垂直反力。

代入相关参数,得到支架柱腿和顶梁弯曲应力极值点及极值分别为:

为惯性矩。

弯曲应力正负号规定: 支架内侧受拉为正, 受压为负。经计算 δ_{11} 和 Δ_{1p} 分别为:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left(\frac{2}{3} h^3 + \pi h^2 r + 4 h r^2 + \frac{1}{2} \pi r^3 \right)$$

$$\Delta_{1p} = -\frac{\lambda q}{EI} \left(\frac{1}{4} h^4 + \frac{1}{2} \pi r h^3 + 3 r^2 h^2 + \frac{1}{2} \pi h r^3 \right)$$

$$\text{令 } A = \frac{1}{EI} \left(\frac{1}{4} h^4 + \frac{1}{2} \pi r h^3 + 3 r^2 h^2 + \frac{1}{2} \pi h r^3 \right), \text{ 则}$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\lambda q A}{\delta_{11}}$$

求得支座水平反力 X_1 后, 支架柱腿和顶梁承受的弯矩分别为:

$$M_{ab} = M_{cd} = -\frac{1}{2} \lambda q y^2 + X_1 y \quad (4)$$

$$M_{bc} = -\frac{1}{2} \lambda q h^2 - \lambda q h r \sin \beta + X_1 (h + r \sin \beta) \quad (5)$$

支架承受的弯曲应力 σ 可由式(6)计算得到:

$$\sigma = M / W \quad (6)$$

式中: M 为支架承受的弯矩; W 为抗弯截面模量。

支架柱腿和顶梁处任意一点弯曲变形量可由单位载荷法计算(见图 3)得到:

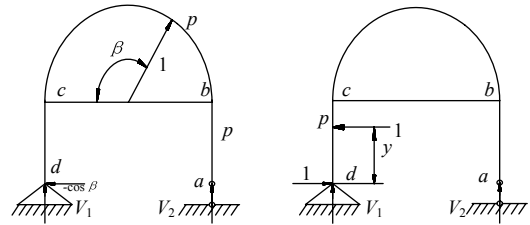


图 3 单位载荷法计算简图

Fig.3 Calculation diagram of unit load method

$$y_{\max, ab} = y_{\max, cd} = \frac{A}{\delta_{11}}, \quad \beta_{\max, bc} = \frac{\pi}{2}$$

$$\sigma_{\max, ab} = \sigma_{\max, cd} = \frac{\lambda q A^2}{2 W \delta_{11}^2}$$

$$\sigma_{\max, bc} = \frac{\lambda q \left[\frac{A}{\delta_{11}} (h+r) - h \left(\frac{1}{2} h+r \right) \right]}{W}$$

当支架中 $\sigma_{\max} \leq [\sigma]$ 时, 支架保持稳定, 则支架顶梁所能承受的屈服载荷集度 $q_{\max} = \min \{q_{\max, ab}, q_{\max, bc}\}$, 同理可得到支架弯曲变形极值及其位置。

$$q_{\max, ab} = \frac{2[\sigma]W\delta_{11}^2}{\lambda A^2}$$

$$q_{\max, bc} = \frac{[\sigma]W}{\lambda \left[\frac{A}{\delta_{11}} (h+r) - h \left(\frac{1}{2} h+r \right) \right]}$$

根据以上计算结果, 在载荷形式不变的前提下, 支架弯曲应力和弯曲变形极值点仅与支架几何参数相关, 支架所能承受的屈服载荷集度与侧压系数成反比, 与支架型材的抗弯截面模量、屈服强度成正比。而当支架几何参数确定时, 支架承受的弯曲应力与侧压系数成正比, 与型钢抗弯截面模量成反比; 支架弯曲变形量与侧压系数成正比, 与型钢的弹性模量、惯性矩成反比。

以郑州矿区煤巷道常用的 16 m² 直腿半圆拱形 36U 型钢支架为例, 支架几何参数 $r=2.5$ m, $h=1.2$ m。根据《矿山巷道支护用热轧 U 型钢》(GB/T 4697—2008), 36U 型钢理论质量为 35.87 kg/m, 惯性矩 $I=928.65$ cm⁴, 抗弯截面模量 $W=141.22$ cm³, 型材屈服强度 $[\sigma]=520$ MPa, 弹性模量 $E=200$ GPa, 巷道侧压系数 $\lambda=1.5$ 。将上述参数代入得到: 支座水平反力 $X_1=154.4$ kN, 支架顶梁承受的屈服载荷集度 $q=108.1$ kN/m, 支架正弯曲应力极值为 520 MPa ($y=0.95$ m), 负弯曲应力极值为 -229.1 MPa ($\beta=90^\circ$), 正弯曲变形极值为 38.10 mm ($\beta=90^\circ$), 负弯曲变形极值为 -37.07 mm ($\beta=5.1^\circ$), 支架弯曲应力和弯曲变形分布曲线见图 4, 5。

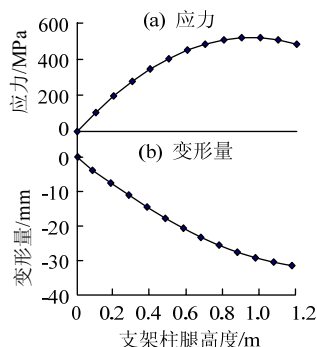


图4 支架柱腿弯曲应力和弯曲变形分布曲线

Fig.4 Distribution of bending stress and deformation in support-leg

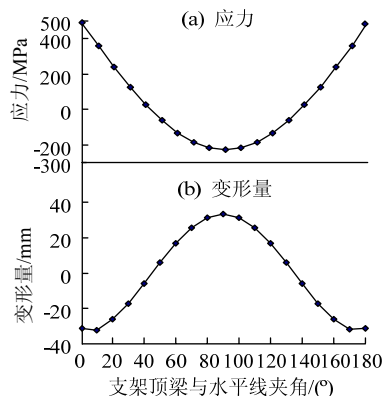


图5 支架顶梁弯曲应力和弯曲变形分布曲线

Fig.5 Distribution of bending stress and deformation in support-arc

在深部“三软”煤巷中, U 型钢支架承载能力的高低对巷道维护状况影响很大。在支架几何参数、承受载荷条件不变时, 提高支架承载能力主要有 2 种途径: 1) 加大型钢型号; 2) 改变支架承受的应力, 间接提高其承受的屈服载荷集度。采用第 1 种途径, 当型钢型号加大至 40U 时, 型钢理论质量为 40.05 kg/m, 型钢惯性矩为 1 064.07 cm⁴, 抗弯截面模量为 141.6 cm³, 相对 36U 型钢分别提高约 11.7%, 14.6%和 0.3%。经计算得到: 40U 支架负弯曲变形极值为 -32.35 mm, 相对 36U 型钢降低约 12.7%; 正弯曲变形极值为 33.27 mm, 相对 36U 型钢降低约 12.7%; 支架承受的屈服载荷集度 $q=108.4$ kN/m, 相对 36U 型钢提高约 0.3%。由于支架承受的屈服载荷集度与抗弯截面模量成正比, 而与 U 型钢惯性矩无关; 因此, 单纯加大型钢型号后, 虽然支架刚度和抗变形能力虽有所提高, 但对支架承载能力的帮助很小。

2.2 棚-索强化控制力学模型建立

在理论上通过施加外力对支架结构进行强化, 能够改变支架承受的应力。虽然煤矿常用的锚杆、锚索都具备这种强化控制特性, 但深部“三软”煤巷围岩松动圈发育范围大、煤体变形强烈, 一方面锚杆和 U 型钢支架难以在强度和刚度上匹配, 在承载过程中极易各个击破; 另一方面, 锚杆所能提供的预紧力较低, 强化作用有限。目前煤矿使用的 1 860 MPa 级别 $\Phi 17.8$ mm 钢绞线最小破断力能够达到 353.2 kN, 其承载力接近单架 U 型钢支架理论承载力的 1/3。当棚式支架与锚索协同作用时, 既能发挥棚式支架护表性能强、支护阻力高的优点, 控制松软煤体产生的剪胀变形; 又能利用锚索提供的支护阻力降低支架承受的应力, 并发挥深部稳定

岩体的承载性能。因此,对深部“三软”煤巷而言,锚索是较为理想的强化控制工具。

在工程实践中,当采用锚索对棚式支架进行强化控制时,从降低支护成本和减小支架损伤角度出发,一般情况下锚索通过托梁将控制力传递给支架。如图 6 所示,假设锚索通过托梁在支架上作用有 $n-1$ 个强化控制力 $X_2 \sim X_n$,显然该问题为 n 次超静定问题,需建立方程组求解未知力 $X_1 \sim X_n$ 。已有研究表明^[12]:受井下使用环境影响,不仅锚索实际破断载荷比国标钢绞线最小破断载荷低约 15%,普遍低于国标钢绞线延伸率达到 1% 时的最小载荷 P_{\min} ,而且延伸率也仅为国标钢绞线延伸率的 51%。因此,针对工程问题可将锚索载荷与索体伸长量视为线性关系,从而建立锚索载荷与锚索预应力、支架强化部位变形量之间变形协调关系。

$$F = T + Ks \quad (7)$$

式中: F 为锚索载荷, kN; T 为锚索预应力; K 为刚度系数, $K = P_{\min} \times 100 / L$, kN/m, L 为锚索长度, m; s 为克服支架变形所产生的索体伸长量, m。

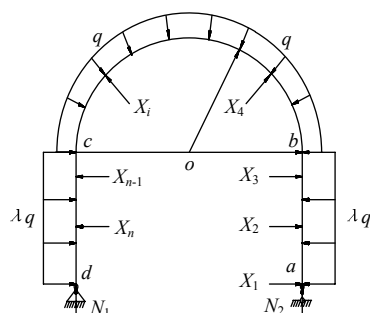


图 6 棚-索强化控制力学模型

Fig.6 Mechanical model for U-steel support strengthening by cable

将式(7)作为变形协调条件,并假设单根锚索通过托梁将强化控制力平均传递给 2 棚支架,则得到式(8)的 n 次超静定问题力法方程组。显然在该方程组中只需确定锚索补强位置及锚索参数后,即可求得模型中的未知力 $X_1 \sim X_n$ 。

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \cdots + \delta_{1n}X_n + \Delta_{1p} = 0$$

$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \cdots + \delta_{2n}X_n + \Delta_{2p} = -\frac{2X_2 - T}{K}$$

$$\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \cdots + \delta_{3n}X_n + \Delta_{3p} = -\frac{2X_3 - T}{K} \quad (8)$$

...

$$\delta_{n1}X_1 + \delta_{n2}X_2 + \delta_{n3}X_3 + \cdots + \delta_{nn}X_n + \Delta_{np} = -\frac{2X_n - T}{K}$$

2.3 支架关键强化部位确定

由于对锚索和支架之间的协同作用机理缺乏认识,在工程实践中当支架出现大变形时,大多是针对支架变形强烈的部位采用锚索进行强化,这种处理方式虽然简单易操作,但往往仅能改善支架局部的受力状况,难以从根本上保证支架稳定。实际上根据图 4, 5 中支架弯曲应力及弯曲变形分布曲线,从充分发挥锚索承载性能方面考虑,支架理想强化范围应限定在零弯曲变形点至负弯曲变形极值点之间。基于已有计算分析结果,即当支架几何参数不变时,支架正弯曲应力和负弯曲变形都存在固定的极值点,且处于理想强化区域内,以下将对对比分析在上述 2 个位置进行强化时支架弯曲应力的分布状况。仍以 16 m^2 直腿半圆拱形 36U 型钢支架为例,支架顶梁承受的载荷 $q=108.1 \text{ kN/m}$,结合郑州矿区“三软”煤巷煤层钻孔窥视结果,锚索采用 $\Phi 17.8 \text{ mm} \times L 6000 \text{ mm}$ 钢绞线, $P_{\min}=318.0 \text{ kN}$,矿用破断载荷 $P=300.1 \text{ kN}$,锚索刚度系数 $K=5300 \text{ kN/m}$,锚索预紧力 $T=70 \text{ kN}$ 。代入相关参数可得 2 种不同强化部位下的水平反力、强化控制力和锚索载荷。

由表 1 可见:当强化部位为正弯曲应力极值点 ($y=0.95 \text{ m}$) 时,支座水平反力 X_1 由强化前的 154.4 kN 降低至 105.6 kN ,减小约 31.6%。在工程实践中,一方面支架柱窝深度一般在 $200 \sim 400 \text{ mm}$ 之间,回填的破碎矸石对柱腿的约束力较低;另一方面,在高水平应力作用下“三软”煤巷底鼓量普遍较大,模型中的固定铰支座实际为可动铰支座。因此,锚索强化后支座水平反力降低,这意味着为保持底角稳定所需的底板约束力降低,支架底角的稳定性得到提高。而强化部位为负弯曲变形极值点 ($\beta=5.1^\circ$) 时,支座水平反力相对强化前降低约 22.7%,显然选择正弯曲应力极值点进行强化控制时,更有利于支架底角的稳定。

表 1 计算结果(1)

Table 1 Calculation results (1)						
强化部位	水平反力/kN	强化控制力/kN	锚索载荷/kN	支架正弯曲应力极值/MPa	支架屈服载荷集度 $q/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	锚索载荷与矿用破断载荷之比
$y=0.95 \text{ m}$	105.6	72.5	145	241.9	204.5	0.48
$\beta=5.1^\circ$	119.4	67.8	135.6	310.3	171.4	0.45

从支架结构强化后的弯曲应力分布情况看(图 7):强化部位为 $y=0.95 \text{ m}$ 处时,强化后的支架正弯曲应力极值为 241.9 MPa ,相对强化前降低 53.5%,支架顶梁承受的屈服载荷集度由强化前的 108.1

kN/m 提高至 204.5 kN/m, 提高约 89.2%, 支架承载能力大幅提高; 而强化部位为 $\beta=5.1^\circ$ 处时, 强化后支架弯曲应力极值为 310.3 MPa, 相对强化前降低约 40.3%, 支架顶梁承受的屈服载荷集度为 171.4 kN/m, 相对强化前提高约 58.6%。而二者补强锚索载荷分别为 145 kN 和 135.6 kN, 相差仅 9.4 kN, 但支架能够承受的屈服载荷集度却相差 33.1 kN/m。结合图 7 所示的支架弯曲应力分布曲线可见: 选择正弯曲应力极值点作为关键强化部位时, 支架柱腿弯曲应力降低幅度最大, 虽然顶梁弯曲应力整体降低水平不如后者, 但支架顶梁负弯曲应力极值也仅 -95.4 MPa, 对支架结构稳定性影响很小。因此, 可将正弯曲应力极值点作为主关键强化部位。同时, 在一些底鼓强烈的巷道, 为保持支架底角稳定, 可将支架两帮底角位置作为次关键强化部位。

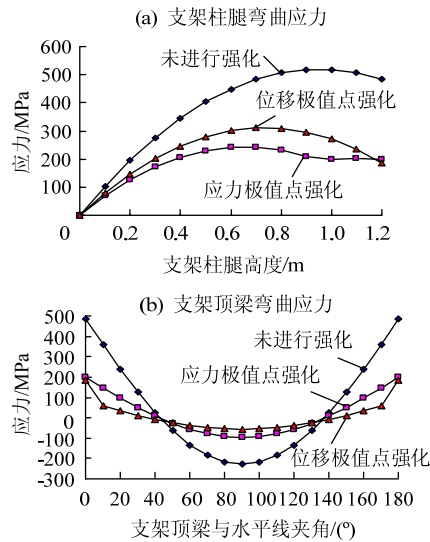


图 7 支架弯曲应力分布曲线
Fig.7 Distribution of bending stress in U-steel support

2.4 棚-索力学参数匹配性能影响分析

由表 2 可见, 虽然选择合理的强化部位能够有效提高支架的承载能力, 但锚索承载性能却未能得到充分发挥。在理想条件下锚索与棚式支架在参数上应具有一定的匹配关系, 使棚-索强化控制体系中锚索和棚式支架能够同时达到屈服极限, 从而充分发挥二者的承载性能。由式(7), (8)可见: 除强化控制部位外锚索直径、长度和预应力都对支架应力分布具有一定影响, 而上述 3 个因素中, 锚索长度往往受巷道围岩赋存条件和松动圈发育范围制约。因此, 在棚-索强化控制体系中锚索长度为非主控因素, 以下针对锚索直径和预应力这 2 个主控因素展开分析。

表 2 计算结果(2)
Table 2 Calculation results (2)

锚索直径/ mm	$P_{\min}/$ kN	矿用 破断 载荷/ kN	预应 力/ kN	锚索 载荷/ kN	屈服 载荷 集度 $q/$ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$)	预应力 与矿用 破断载荷 之比	棚-索 强化控制 体系承载 状态
15.24	234	221.0	97	220.8	198.5	0.44	棚、索均 处于临界 屈服
17.80	318	300.1	138	300.0	228.5	0.46	
21.60	477	450.5	235	450.2	280.0	0.52	

目前我国煤矿主要使用的国标 1 860 MPa 级别钢绞线, 锚索直径有 15.24, 17.8, 21.6 mm 等 3 种规格。仍以相同条件的 36U 型钢支架为例, 锚索长度保持不变。对比表 1, 2 数据可见: 当 $\Phi 17.8$ mm 锚索预应力 $T=70$ kN 时, 支架顶梁承受的屈服载荷集度为 204.5 kN/m, 此时支架柱腿产生屈服破坏, 而锚索载荷仅为 145 kN, 与矿用锚索破断载荷之比仅为 0.48, 锚索承载性能并未得到充分发挥; 当预应力达到 138 kN 时, 支架顶梁承受的屈服载荷集度为 228.0 kN/m, 相对前者提高约 11.5%, 此时锚索和支架均处于临界屈服状态, 支护体承载性能均得到充分发挥; 而当预应力超过 138 kN 时, 锚索将首先发生破断。此外, 由表 2 数据可见: 对于相同支架若使棚-索同时处于临界屈服状态, 随着锚索直径加大, 锚索预应力也应相应增大, 锚索预应力与矿用破断载荷之比在 0.44~0.52 之间。考虑到安全、经济等因素, 在棚-索强化控制体系中锚索预应力与矿用破断载荷之比可按 0.4 考虑。

3 “三软”煤巷棚-索强化控制技术

郑煤集团超化煤矿属煤与瓦斯突出矿井, 煤巷掘进过程中掘进迎头必须执行消突措施, 巷道掘进速度慢, 工作面两巷开始掘进至报废一般需 3~5 a 时间。超化煤矿 31041 工作面煤层厚度在 3.0~7.5 m 之间, 煤层结构疏松, 伪顶不发育; 直接顶为深灰色, 泥质结构, 具镜面、擦痕的砂质泥岩, 厚 3.45 m, 岩性松散、软弱; 基本顶为灰色、深灰色细粒砂岩, 细粒结构, 成分以石英为主, 裂隙发育。煤层直接底为 8.85 m 厚的砂质泥岩, 深灰色, 粉砂泥质结构, 松散、易碎; 基本底为石炭系太原组地层 L₇₋₈ 灰岩, 结构稳定。

31041 工作面运输巷为实体煤巷道平均埋深约 650 m, 巷道设计净断面为 5.0 m×3.7 m, 采用直腿半圆拱形 36U 型钢支护, 棚距 500 mm。巷道掘进期间两帮内移和底鼓十分明显, 巷道下宽由 5 m 缩至 3.3 m, 同时设计向外 5° 扎角的棚腿全部变成内

扎角,且支架搭接部位大量出现低阻滑移,顶梁和柱腿相对滑移量普遍达到 1 m 以上。为保障巷道正常使用,巷道掘进期间就需多次进行扩修,受工作面超前支承压力影响后,工作面上、下端头及超前支护段维护困难,巷道变形严重,替棚难度很大,不仅工作面推进速度慢,而且大量 U 型钢支架不得不遗弃到采空区。

由于郑州矿区“三软”煤层极为软弱,因此煤体塑性区发育范围较大;但从郑煤集团所辖的超化、裴沟、告成、赵家寨等矿井的煤巷钻孔窥视结果看,除孔口附近煤体较为松散、破碎外,钻孔煤体完整性均较高,不存在明显的离层、破裂现象。结合 31 采区原岩应力和钻孔窥视探测结果,并根据棚-索强化控制理论计算结果,针对原有 36U 型钢支架,强化锚索规格为 $\Phi 17.8 \text{ mm} \times L6000 \text{ mm}$,锚索强化部位分别位于巷道两帮距底板 0.3 m 和 0.95 m 处,并视支架变形情况决定是否进行进一步强化。强化锚索排距 1.0 m,锚索预应力确定为 120 kN。此外,结合以往郑州矿区煤巷锚网索支护失败经验,为保障锚索锚固效果,现场实施过程中采用小直径麻花钻杆钻孔,并配合使用 Z2850 树脂锚固剂,实测锚索预紧力全部能够达到 100 kN 以上。

现场工业性试验段共施工 100 m,测站距 31041 工作面切巷 200 m。由图 8 所示的巷道围岩表面位移曲线可见,工作面回采初期巷道围岩变形并不明显,当推进至距测点 160 m 附近时,巷道围岩开始处于加速变形阶段,但由于棚-索强化控制体系结构稳定,承载能力很高,巷道两帮内移量基本控制在 300 mm 以内,顶底板移近量相对较大,主要是由于巷道底鼓造成的。此外,从工作面煤壁处剥离的锚索内锚固端看,锚固体均匀、完整,锚固长度约为设计长度的 2/3,锚索锚固性能得到有效保障。由于巷道维护状况较好,在超前工作 30 m 范围内便可提前进行替棚工作,在加快替棚速度、提高工作面推进速度的同时,保障了矿井安全高效生产。

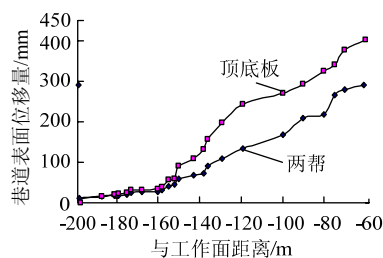


图 8 巷道围岩表面位移曲线

Fig.8 Surface displacement of roadway surrounding rock

4 结 论

1) 分析了郑州矿区“三软”煤层赋存特点和围岩变形破坏机制,指出在蠕变煤体膨胀压力作用下,原有支架结构稳定性差,承载能力低,支架与围岩难以协同承载是导致巷道失稳、破坏的原因。

2) 棚-索强化控制实质是利用锚索提供的支护阻力,降低支架承受的应力,提高支架的承载能力并发挥深部稳定围岩的承载性能,使支架-锚索-围岩协同承载;并指出支架主关键强化部位为正弯曲应力极值点,次关键部位为支架底角。

3) 理想条件下棚-索控制体系中,支架与锚索应能够同时达到屈服极限,从而充分发挥二者的承载性能。在锚索长度不变的前提下,锚索直径增大,锚索预应力也应增大。棚-索强化控制体系中锚索预应力与矿用破断载荷之比取 0.4 较为合理。

4) 棚-索强化控制技术在超化煤矿 31041 工作面运输巷工业性试验取得成功,并为同类型巷道支护设计提供参考。

参考文献:

- [1] 康红普,林健,吴拥政.全断面高预应力强力锚索支护技术及其在动压巷道中的应用[J].煤炭学报,2009,34(9): 1153-1159.
KANG Hongpu, LIN Jian, WU Yongzheng. High pretension stress and intensive cable bolting technology set in full section and application in entry affected by dynamic pressure[J]. Journal of China Coal Society, 2009, 34(9): 1153-1159.
- [2] 张璨,张农,许兴亮,等.高应力破碎软岩巷道强化控制技术研究[J].采矿与安全工程学报,2010,27(1): 13-18.
ZHANG Can, ZHANG Nong, XU Xingliang, et al. Support technique intensifying soft broken roadway with high ground stress[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2010, 27(1): 13-18.
- [3] 张国锋,于世波,李国峰,等.巨厚煤层三软回采巷道恒阻让压互补支护研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(8): 1619-1626.
ZHANG Guofeng, YU Shibo, LI Guofeng, et al. Research on complementary supporting system of constant resistance with load release for three-soft mining roadways in extremely thick coal seam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(8): 1619-1626.
- [4] 李大伟,侯朝炯,柏建彪.大刚度高强度二次支护巷道控制机理与应用[J].岩土工程学报,2008,30(7): 1072-1078.

(下转第 949 页)