

刘洪涛,李家全.深部巷道锚网喷注协调支护时效性研究[J].煤炭学报,2015,40(10):2347-2354.doi:10.13225/j.cnki.jccs.2015.6010

Liu Hongtao, Li Jiaquan. Research on timeliness of coordination support of bolting-mesh-shotcreting-grouting in deep roadway [J]. Journal of China Coal Society, 2015, 40(10): 2347-2354. doi: 10.13225/j.cnki.jccs.2015.6010

## 深部巷道锚网喷注协调支护时效性研究

刘洪涛 李家全

(中国矿业大学(北京)资源与安全工程学院,北京 100083)

**摘要:**针对深部巷道顶板变形量大,锚杆锚索易破断、失效,不断维修耗工耗时等问题,应用流变元件建立了顶板支护结构的本构模型,结合邢东矿-980水平巷道交叉点顶板变形监测数据,分析了锚网喷-锚索-锚注支护体系在不同支护时期的变形规律与特点,得出了联合支护方案中各支护单元的合理支护时机。结果表明:合理选择补强与注浆施工时间,可有效提高围岩稳定性,支护单元的性能得到了充分发挥,并在一定程度上抑制了围岩收敛速度,试验条件下一次支护后10,17~25 d分别为补强支护与注浆加固的合理时间,支护后100 d内顶板下沉量平均减小了23%,注浆15 d进入缓慢收敛阶段,平均变形速率0.51 mm/d。

**关键词:**深部巷道;支护单元;协调支护;时效性

中图分类号:TD353

文献标志码:A

文章编号:0253-9993(2015)10-2347-08

### Research on timeliness of coordination support of bolting-mesh-shotcreting-grouting in deep roadway

LIU Hong-tao, LI Jia-quan

(Faculty of Resources and Safety Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China)

**Abstract:** In view of the problems of large deformation of deep roadway roof, easy rupture and failure of bolt and anchor cable, and constant sidewall reinforcement, this study established a constitutive model of roof support structure by using rheological element. Combining the roof deformation monitoring data of -980 horizontal roadway crossing point at Xingdong mine, the study analyzed the deformation law and characteristics of anchor net spray-anchor-grouting supporting system, and obtained the reasonable support time of supporting system. The results show that the reasonable choice of reinforcing and grouting construction time could improve the stability of surrounding rock effectively, the performance of the support unit is fully played, and the convergence rate of surrounding rock is restrained. 10 d and 17-25 d are the reasonable time of the reinforcing support and grouting reinforcement in the test conditions after first support, the average roof subsidence is reduced by 23% in 100 d after support, in the slow convergence stage after grouting 15 d, average deformation rate is 0.51 mm/d.

**Key words:** deep roadway; support unit; coordination support; timeliness

随着煤矿开采深度的增加,工程灾害日趋增多,尤其是深部巷道围岩存在变形剧烈、支护不匹配、冒

顶事故频发等问题,其稳定性控制已成为国内外岩石力学与采矿界研究的焦点<sup>[1-5]</sup>。

收稿日期:2015-08-02 责任编辑:常琛

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51234005,51434006);北京高等学校青年英才计划资助项目(YETP0928)

作者简介:刘洪涛(1981—),男,吉林怀德人,副教授,博士。E-mail: lht5004@sina.com

针对深部巷道支护问题,国内外许多专家、学者提出了“先控再让后支”的支护理念,并在此基础上对支护体系中各支护单元的支护时机进行研究,以充分发挥各支护单元的支护特点和优势,达到更佳支护效果<sup>[6-9]</sup>。在这一背景下,“深部大变形巷道变形破坏机理及稳定性控制”重点项目研究逐步展开:康红普等通过对煤巷锚杆-锚索支护的预应力协调作用分析,表明合理预应力组合的锚杆锚索联合支护系统可以有效控制围岩变形<sup>[10]</sup>;何满潮等采用锚网索耦合支护技术,成功的解决了夹河矿深部复合顶板煤巷支护的技术难题<sup>[11]</sup>;李学彬、杨仁树、高延法等以杨庄矿 III 水平南大巷为研究对象,提出了锚杆与钢管混凝土支架联合方案,并达到了合理的支护效果<sup>[12]</sup>;王卫军、袁越等以江西高坑矿底板暗斜井为研究对象,提出了锚网索+注浆+底板锚索的控制方法,有效控制了围岩的大变形<sup>[13]</sup>;严红、何富连等提出了控制大断面深井煤巷的双锚索衍架支护系统<sup>[14]</sup>;贺永年、张农等通过对巷道滞后注浆加固与滞后支架的分析,提出了确定滞后时间的设计方法<sup>[15]</sup>。针对深部巷道支护问题,本文在前人研究成果基础上以邢东矿-980 m 水平巷道交叉点顶板为研究对象,构建了锚网喷注各单元和不同时期支护系统的力学模型,重点研究锚网喷-锚索-锚注协调支护机理。

## 1 工程概况

### 1.1 顶板岩性组合

邢东矿主采煤层为 2 号煤,采深由 600 m 到接近 1 300 m,矿井分为 2 个开采水平,分别为-760 水平和-980 水平(图 1),-980 m 大巷所处位置埋深大约 1 000 m。井下开采巷道顶板质量取决于顶板岩石成分、结构和沉积构造以及沉积后早期差异压实和后期构造作用等,而顶板岩体由于沉积环境的演化,岩性岩相在横向和纵向上变化很大。为分析邢东矿巷道顶板赋存特征,采用顶板 TYGD12 型岩层钻孔探测仪,分析绘制了顶板岩层岩性、岩层组合特征情况。

顶板岩性和塑性区发展特性是支护设计的重要依据。顶板窥视显示,交叉点顶板自上而下为粉砂岩、灰岩、煤和灰岩,其中煤、深部灰岩和浅部灰岩分别出现了裂隙和破碎带,厚度分别为 2.28 和 1.56 m,如此大范围的裂隙和破碎带必然会导致顶板大变形和失稳,是顶板变形破坏的主要原因。

### 1.2 顶板围岩变形破坏监测分析

-980 m 水平交叉点采用锚网索喷支护,锚杆型号为  $\phi 22 \text{ mm} \times 3\,000 \text{ mm}$  的螺纹钢锚杆,间距和排距均为 800 mm,顶板锚索型号为  $\phi 21.8 \text{ mm} \times 8\,500 \text{ mm}$

的钢绞线锚索,帮部锚索型号为  $\phi 21.8 \text{ mm} \times 6\,500 \text{ mm}$  的钢绞线锚索,初喷与复喷的厚度均为 50 mm。但巷道的维护问题突出,围岩破坏范围较大,矿压显现明显,巷道断面变形收敛严重,支护体严重破坏,局部甚至出现断锚索、断锚杆和局部冒顶现象,需要多次扩修,影响正常生产,如图 2 所示。

岩性	柱状	层厚/m	累深/m	备注	岩层钻孔
粉砂岩		2.50	8.00	深灰色,致密,性脆,含菱铁质结核和黄铁矿,具平坦状及贝壳状断口	
灰岩		0.93	5.50	浅灰白色,细晶结构,含泥质及黄铁矿	
煤		1.65	4.57	黑色,亮煤和少量镜煤组成半亮型煤。3.02~5.30 m 处存在裂隙	
灰岩		2.92	2.92	浅灰白色,细晶结构,含泥质及黄铁矿,沿裂隙有方解石脉。0~1.56 m 处出现破碎带	

图 1 -980 m 水平巷道交叉点顶板岩层柱状

Fig. 1 Histogram of -980 m roadway intersection roof strata



图 2 锚网索喷支护围岩破坏

Fig. 2 Surrounding rock failure of bolting and shotcreting supporting

在交叉点采用深部位移监测仪对巷道顶板围岩变形规律进行监测,测站钻孔垂直布置于顶板中,测点分别位于钻孔内 1、2、4 和 8 m 处。在巷道掘进期间,对该巷道 2 处测站顶板进行了 3 个月的监测(图 3)。

由以上 2 处测站的观测数据可以看出:

(1) 顶板 0~8 m 内变形量分别为 255、260 mm;顶板变形主要发生在 0~2 m 内,变形量分别为 188 和 201 mm 左右,2~4 m 变形量分别为 41 和 34 mm,4~8 m 内变形量很小,仅占总变形量的 10% 左右,则 4 m 深的顶板相对较稳定。

(2) 顶板 0~8 m 范围内围岩在整个监测期间变形速率在第 20~40 天较小,变形速率分别为 0.95 和

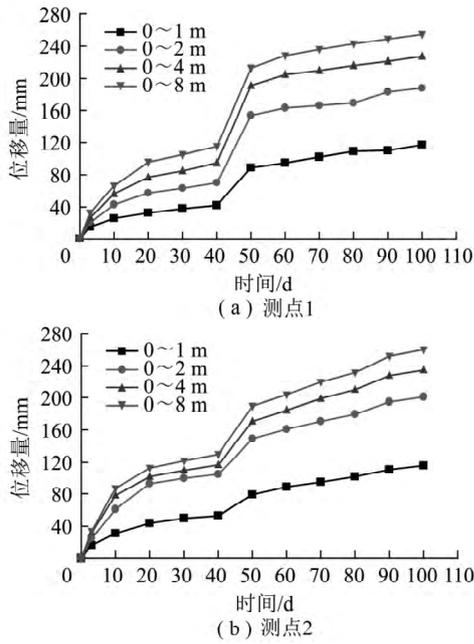


图 3 测点 1 2 顶板深基点位移曲线

Fig. 3 Displacement curves of points 1 and 2 deep basic point  
 0.85 mm/d;但在第 40 天左右变形速率增加分别为 9.8 和 7 mm/d;在第 50 天之后变形速率减小,但变形量持续增加,变形速率分别为 0.84 和 1.12 mm/d。顶板具有持续变形和大变形的特征。

1.3 顶板变形破坏规律分析

现使用的 20MnSi 螺纹钢锚杆,其理论延伸率在 13.8%~16.4%<sup>[16]</sup>。按锚杆自由长度 2.0 m 计算,其延伸量 227.6~320.8 mm。

锚索理论延伸率在 3.5%左右<sup>[16-17]</sup>,在施工过程中施加预紧力,其工程延伸量为

$$\Delta l \geq \left( 1.8 - \frac{F_y}{221} \right) \% \times L$$

式中,Δl 为锚索延伸量,mm;F<sub>y</sub> 为施加的预紧力,不低于 100 kN;L 为锚索自由段长度,δ 500 mm。

$$\Delta l = \left( 1.8 - \frac{100}{221} \right) \% \times 6\ 500 = 87.6\ \text{mm}$$

监测顶板变形量超过了锚索的延伸量,甚至超过了部分锚杆的延伸量,部分锚杆、锚索出现脱锚、断锚等失效问题,对顶板达不到预期支护效果,更达不到协调支护的作用。因此提出了锚网喷+锚索+注浆的协调支护方案,并着重分析锚网喷-锚索-注浆支护的时机选择和围岩控制效果。

2 协调支护机理分析

多种支护体的联合支护技术围岩控制的关键是充分发挥各支护方式的优势以达到良好的围岩控制效果<sup>[8,18]</sup>。锚杆-锚索-锚注支护系统中,锚杆具有

强度较小、锚固范围相对较小但延伸性好等特点,作为及时支护方式以“支”、“让”为主,来控制浅部围岩的快速变形破坏或冒落;锚索具有延伸性差但强度高、锚固范围大等特点,在围岩变形趋缓时,以“控”、“限”为主,作为加强支护方式来控制原锚杆支护范围内岩体的持续大变形和冒落;滞后锚注支护形式通过注浆将松散破碎的围岩胶结成整体,相当于提高了岩体的等效黏聚力、内摩擦角及弹性模量,使趋于恶化的围岩得到加固,同时强化原锚喷支护,进而保证了岩体强度,利用围岩本身作为支护结构的一部分,控制顶板持续变形破坏。

协调支护的关键是各支护单元支护时机的选择和把握<sup>[8,18]</sup>。巷道掘进后,围岩进入快速变形破坏阶段,且此时围岩仍具有很强的自承能力,此时采用具有“支护”、“让压”特性的锚杆进行及时支护;随后围岩进入变形趋缓阶段,且未出现大变形,变形破坏速率和总变形量较小,一般小于锚索的延伸量,采用具有“控制”、“限制”顶板持续下沉的锚索进行强化支护;后期围岩处于基本稳定状态,围岩较为破碎,自承能力低,应力较小,支护强度要求低,采用滞后注浆的方式进行支护,固结浅部围岩,提高围岩整体性和自承能力,以实现长期的维护。

3 支护体系力学模型

3.1 支护单元力学模型

支护体系整体的变形破坏由体系中各单元的力学特征决定,特别是应力、应变和应变速率,因此有必要构建支护体系本构模型,用力学模型来分析其围岩控制效果、支护时效性和协调性。背景矿区的顶板浅部围岩基本都已破坏,进入了塑性阶段或峰后阶段,主要依靠岩块间的挤压保持在非快速失稳状态,可以简化为理想黏塑性体(NIY 体);锚杆、锚索锚固后有一定的预紧力,在受力后破断前基本符合理想弹性体的力学特性,可简化为胡克体(H 体);注浆后围岩体黏结成一个整体,可以理想化为凯尔文体(HIN 体)<sup>[19-21]</sup>。各力学模型、应力-应变关系如图 4 所示。

3.2 一次支护分析

一次支护为锚网喷支护,忽略因托盘变形和孔口围岩破碎而导致的围岩支护体变形不一致,锚杆简化胡克体并联到所支护顶板简化的理想黏塑性体模型中,力学模型如图 5(a) 所示。

锚杆支护时本构方程如下:

$$\begin{aligned} \epsilon_{01} &= \epsilon_{11} = \epsilon_{41} = \epsilon_{31} \quad \sigma_{01} = \sigma_{11} + \sigma_{41} + \sigma_{31} \\ \sigma_{11} &= k_{11} \epsilon_{01} \quad \sigma_{41} = \sigma_{s1} \quad \sigma_{31} = \eta_{31} \dot{\epsilon}_{01} \quad \dot{\epsilon}_{01} = \frac{d\epsilon_{01}}{dt} \quad (1) \end{aligned}$$

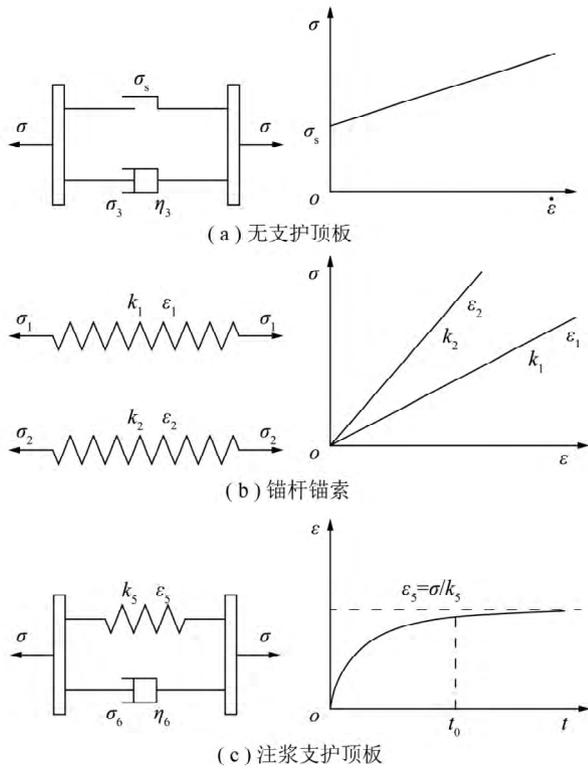


图 4 各支护单元力学模型

Fig. 4 Mechanical model of support units

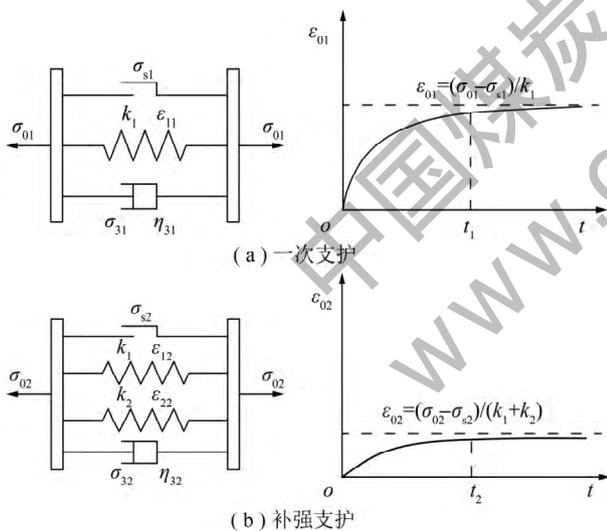


图 5 一次支护和补强支护顶板力学模型

Fig. 5 Mechanical model of roof with first support and reinforcing support

$$\sigma_{01} = k_{11}\varepsilon_{01} + \sigma_{s1} + \eta_{31} \frac{d\varepsilon_{01}}{dt} \quad (2)$$

接微分方程:  $\varepsilon_{01} = \frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{k_1} + Ae^{-\frac{k_1}{\eta_{31}}t}$

将  $t=0, \varepsilon_{01}=0$  代入上式得:  $A = -\frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{k_1}$

$$\varepsilon_{01} = \frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{k_1} (1 - e^{-\frac{k_1}{\eta_{31}}t}) \quad (3)$$

$$\varepsilon'_{01} = \frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{\eta} e^{-\frac{k_1}{\eta_{31}}t} \quad (4)$$

$\varepsilon'_{01} = \frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{\eta} e^{-\frac{k_1}{\eta_{31}}t}$  表达锚网喷支护时顶板下沉速

率随时间的变化,则可假设  $A_{01} = \frac{\sigma_{01} - \sigma_{s1}}{\eta}, B_{01} = \frac{k_1}{\eta_{31}}$

则  $\varepsilon'_{01} = A_{01}e^{-B_{01}t}$

将实测数据中  $t=1 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=20 \text{ mm/d}; t=3 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=13 \text{ mm/d}$ ; 代入式(4)求得  $A_{01}=24.8, B_{01}=0.216$ 。那么  $\varepsilon'_{01}=24.8e^{-0.216t}$ 。

将  $t=5 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=10 \text{ mm/d}; t=8 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=7.2 \text{ mm/d}$ ; 代入式(4)求得  $A_{01}=17.3, B_{01}=0.11$ 。那么  $\varepsilon'_{01}=17.3e^{-0.11t}$ 。

将  $t=15 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=5.1 \text{ mm/d}; t=20 \text{ d}, \varepsilon'_{01}=4.5 \text{ mm/d}$ ; 代入式(4)求得  $A_{01}=7.42, B_{01}=0.025$ 。那么  $\varepsilon'_{01}=7.42e^{-0.025t}$ 。

根据  $\varepsilon'_{01}=24.8e^{-0.216t}, \varepsilon'_{01}=17.3e^{-0.11t}, \varepsilon'_{01}=7.42e^{-0.025t}$  可绘制出变形速率图,如图 6(a)所示。

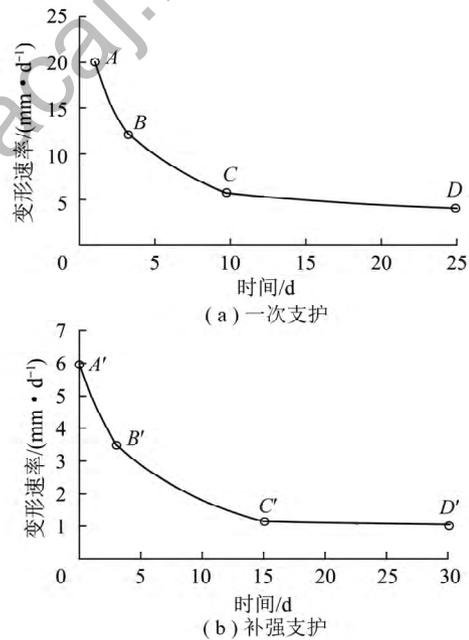


图 6 一次支护和补强支护顶板变形速率

Fig. 6 Deformation rate curve of roof with first support and reinforcing support

根据收敛速率的不同可划分为快速收敛阶段 AB、过渡阶段 BC 和等速收敛阶段 CD。第 1 和第 2 阶段以第 3.40 天为分界点,第 2 和第 3 阶段以第 9.96 天为分界点。顶板变形量仍在持续增加,第 10 天变形速率 6 mm/d,但变形速率变化趋于平稳,第 10~25 天每天减小量小于 0.2 mm,此时顶板下沉量为 117 mm。

一次支护在有效锚固期间,第 1 阶段锚固力快速

增加, 变形速率大但呈现迅速减小的趋势; 第 2 阶段变形速率减低的趋势减缓; 第 3 阶段顶板得到了较大下沉量“让压”, 围岩应力得到一定的释放, 锚固力非常大, 进入了变形速率较小但仍缓慢收敛的时期。

一次支护缓解了顶板持续大变形, 变形速率得到了一定程度的遏制; 减小了补强支护需要的支护体延伸量和强度。锚索作为一种延伸量较小但强度高、锚固范围大的支护体, 在第 10 天左右变形速率较小时进行补强, 是较为适宜的支护时机, 如果补强支护在此刻进行, 由于巷道整体收敛量有限, 断面可以满足安全生产需要, 则无需进行刷大断面, 锚杆无需重打, 锚索无需张拉, 有效节约成本, 既能够充分发挥锚索的支护特性, 又能有效控制顶板的变形。

### 3.3 补强支护分析

补强支护时, 巷道收敛量过大的部分需要进行扩修, 扩至设计断面尺寸, 将原有锚索进行张拉并重新补打锚杆, 将锚索简化胡克体并联到锚网喷和顶板围岩力学模型中, 构成力学模型如图 5(b) 所示。

#### 3.3.1 变形速率分析

锚索支护时本构方程如下:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{02} &= \varepsilon_{12} = \varepsilon_{22} = \varepsilon_{32} = \varepsilon_{42} \\ \sigma_{02} &= \sigma_{12} + \sigma_{22} + \sigma_{32} + \sigma_{42} \quad (5) \\ \sigma_{12} &= k_1 \varepsilon_{02} + k_1 \varepsilon_{01} \quad \sigma_{22} = k_2 \varepsilon_{02} \\ \sigma_{32} &= \eta_{32} \dot{\varepsilon}_{02} \quad \sigma_{42} = \sigma_{s2} \quad (6) \end{aligned}$$

$$\sigma_{02} = k_1 \varepsilon_{02} + k_1 \varepsilon_{01} + \sigma_{s2} + \eta_{32} \frac{d\varepsilon_{02}}{dt} + k_2 \varepsilon_{02} \quad (7)$$

$$\text{接微分方程: } \varepsilon_{02} = \frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{k_1 + k_2} + A e^{-\frac{k_1+k_2}{\eta_{32}} t}$$

$$t=0, \varepsilon_{02}=0 \text{ 代入上式得: } A = -\frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{k_1 + k_2}$$

$$\varepsilon_{02} = \frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{k_1 + k_2} (1 - e^{-\frac{k_1+k_2}{\eta_{32}} t}) \quad (8)$$

$$\dot{\varepsilon}_{02} = \frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{\eta_{32}} e^{-\frac{k_1+k_2}{\eta_{32}} t} \quad (9)$$

$$\dot{\varepsilon}_{02} = \frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{\eta_{32}} e^{-\frac{k_1+k_2}{\eta_{32}} t} \text{ 表达锚索支护时下沉速}$$

率的变化, 可假设  $A_{02} = \frac{\sigma_{02} - \sigma_{s2} - k_1 \varepsilon_{01}}{\eta_{32}}$ ,  $B_{02} = \frac{k_1+k_2}{\eta_{32}}$ 。则

$$\dot{\varepsilon}_{02} = A_{02} e^{-B_{02} t}$$

将实测数据中  $t=1 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 5 \text{ mm/d}$ ;  $t=3 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 3.5 \text{ mm/d}$ ; 代入式 (9) 求得  $A_{02} = 5.98$ ,  $B_{02} = 0.179$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_{02} = 5.98 e^{-0.179t}$ 。

将  $t=5 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 2.9 \text{ mm/d}$ ;  $t=8 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 2.2 \text{ mm/d}$ ; 代入式 (9) 求得  $A_{02} = 4.594$ ,  $B_{02} = 0.092$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_{02} =$

$$4.594 e^{-0.092t}$$

将  $t=20 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 1.1 \text{ mm/d}$ ;  $t=30 \text{ d}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 1 \text{ mm/d}$ ; 代入式 (9) 求得  $A_{02} = 1.331$ ,  $B_{02} = 0.00953$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_{02} = 1.331 e^{-0.00953t}$ 。

根据  $\dot{\varepsilon}_{02} = 5.98 e^{-0.179t}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 4.594 e^{-0.092t}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{02} = 1.331 e^{-0.00953t}$  可绘制变形速率图, 如图 6(b) 所示。

根据收敛速率不同划分为快速收敛阶段  $A'B'$ 、过渡阶段  $B'C'$  和等速收敛阶段  $C'D'$ 。第 1 和第 2 阶段以第 3.03 天为分界点, 第 2 和第 3 阶段以第 15.02 天为分界点。此时顶板变形量持续增加, 补强后第 15 天变形速率  $1.3 \text{ mm/d}$ , 补强阶段顶板变形量为  $40 \text{ mm}$ 。

充分发挥补强锚索的控制作用, 将变形速率控制在较小的范围内, 并使其逐渐趋于稳定; 进一步减小了长期支护的变形量和强度。锚注支护属于一种延伸量小但强度高、整体性强的刚性支护体。补强支护后第 15 天变形速率基本平稳且处于较小的水平。

深部围岩具有典型大地压、大变形的特点, 且处于给定变形状态, 支护的主要作用为遏制围岩的变形速度, 如支护参数合理, 可保证在巷道的服务期限内将围岩的变形量控制在允许的范围内。补强支护与稳定时间关系如图 7 所示。

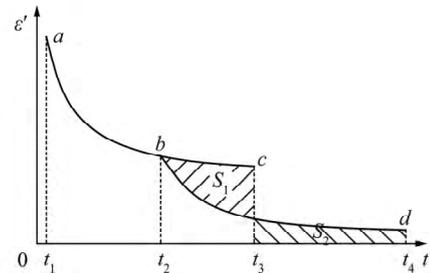


图 7 补强支护与稳定时间关系

Fig. 7 Relationship between reinforcement support and stability time

图 7 中  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ,  $t_4$  为一次支护、补强支护、无补强支护状态下失稳、补强状态下失稳时间。只采用锚杆进行一次支护后围岩变形量为  $\varepsilon_1 = \int_{t_1}^{t_3} \dot{\varepsilon}_1 dt$ 。如在  $t_2$  时刻补强支护, 则  $\varepsilon_2 = \int_{t_1}^{t_2} \dot{\varepsilon}_1 dt + \int_{t_2}^{t_4} \dot{\varepsilon}_2 dt$ , 因给定变形, 则图中阴影部分面积  $S_1$  与  $S_2$  相等, 围岩变形速率降低, 稳定时间增加  $t_4 - t_3$  即为补强后围岩稳定时间的增量。

### 3.4 塑性软化强度按双曲线衰减时的围岩应力

为了使岩体塑性软化强度更接近岩体的全应力-应变曲线的后破坏段, 可用双曲线方程拟合<sup>[8]</sup>。

$$\sigma_c^p = b_1 + \frac{1}{b_2 \varepsilon_\theta^p + b_3} \varepsilon_\theta^p = \frac{u^p}{r} \quad (10)$$

$$\text{则 } \sigma_c^p = b_1 + \frac{r}{b_2 u^p + b_3 r} \quad (11)$$

式中  $\sigma_c^{0.5}$  为岩体全应力-应变曲线上最大应变与弹性塑性交界处应变之和一半处的塑性软化应力,对应的应变为  $\frac{1}{2}(\varepsilon_\theta^{ep} + \varepsilon_\theta^a)$ ;  $\sigma_c$   $\sigma_c^p$   $\sigma_c^*$  为岩体极限抗压强度、塑性软化强度和残余强度;  $\varepsilon_\theta^{ep}$   $\varepsilon_\theta^p$   $\varepsilon_\theta^a$   $\mu^p$  为巷道围岩在弹塑性区交界处、塑性区范围内和巷道围岩周边处的切向应变,围岩径向位移。

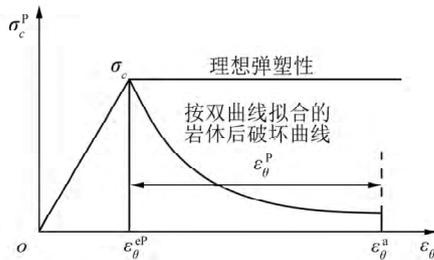


图 8 顶板塑性软化全应力-应变曲线

Fig. 8 Full stress-strain curve of plastic softening of roof

在分析的某个时间点,可假设  $b_1$   $b_2$   $b_3$   $r$  不变,  $u^p$  与变形量  $\varepsilon$  一致,  $\sigma_c^p$  与围岩应力一致。则在某一时间点,岩体塑性软化阶段应力与变形量是近似反比的关系。

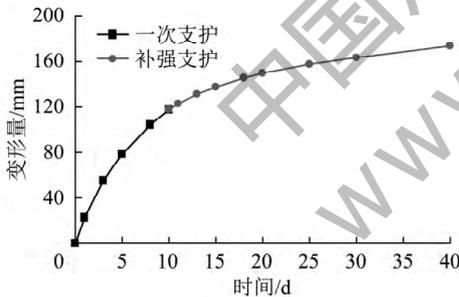


图 9 锚注支护前顶板变形曲线

Fig. 9 Deformation curve of the roof before lagging support

在 17 ~ 25 d 以后总位移量已经达到 148 ~ 157 mm,变形速率平均减小到 1.3 mm/d 以下,位移量变化斜率趋于平缓,可作为合理的锚注时机,既能充分发 挥锚注支护的支护特性,又能实现长期有效控制顶板的变形。

### 3.5 锚注分析

后期锚注支护时,锚杆、锚索简化的胡克体并联到锚注简化的凯尔文体中构成力学模型如图 10 所示。

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_5 = \varepsilon_6 \\ \sigma_c^p &= \sigma_{13} + \sigma_{23} + \sigma_5 + \sigma_6 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\sigma_{11} = k_1 \varepsilon_x \quad \sigma_{23} = k_{23} \varepsilon_x$$

$$\sigma_5 = k_5 \varepsilon_x \quad \sigma_6 = \eta_6 \dot{\varepsilon}_x \quad \dot{\varepsilon}_x = \frac{d\varepsilon_x}{dt} \quad (13)$$

$$\sigma_c^p = k_1 \varepsilon_x + \eta_6 \frac{d\varepsilon_x}{dt} + k_2 \varepsilon_x + k_5 \varepsilon_x \quad (14)$$

接微分方程:  $\varepsilon_x = \frac{\sigma_c^p}{k_1 + k_2 + k_5} + A e^{-\frac{k_1+k_2+k_5}{\eta_6} t}$

$$A = -\frac{\sigma_c^p}{k_1 + k_2 + k_5}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_c^p}{k_1 + k_2 + k_5} (1 - e^{-\frac{k_1+k_2+k_5}{\eta_6} t}) \quad (15)$$

$\dot{\varepsilon}_x = \frac{\sigma_c^p}{\eta_6} e^{-\frac{k_1+k_2+k_5}{\eta_6} t}$  表达锚注时变形速率随时间的

变化,假设  $\sigma_c^p$   $k_1$   $k_2$   $k_5$   $\eta_6$  整个支护阶段保持不变,

则可假设  $A_x = \frac{\sigma_c^p}{\eta_6}$   $B_x = \frac{k_1+k_2+k_5}{\eta_6}$  则  $\dot{\varepsilon}_x = A_x e^{-B_x t}$ 。

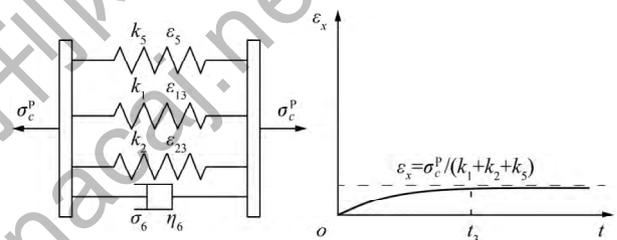


图 10 锚注滞后支护顶板力学模型

Fig. 10 Mechanical model of roof with lagging support of bolt-grouting

将实测数据中当  $t = 1$  d,  $\dot{\varepsilon}_x = 1.15$  mm/d;  $t = 3$  d,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.95$  mm/d; 代入式 (15) 求得  $A_x = 1.265$ ,  $B_x = 0.0955$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_x = 1.265 e^{-0.0955 t}$ 。

将  $t = 8$  d,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.7$  mm/d;  $t = 10$  d,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.65$  mm/d; 代入式 (15) 求得  $A_x = 0.942$ ,  $B_x = 0.0371$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_x = 0.942 e^{-0.0371 t}$ 。

将  $t = 20$  d  $t = 30$  d,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.52$  mm/d; 代入式 (15) 求得  $A_x = 0.5514$ ,  $B_x = 0.00198$ 。那么  $\dot{\varepsilon}_x = 0.5514 e^{-0.00198 t}$ 。

根据  $\dot{\varepsilon}_x = 1.265 e^{-0.0955 t}$ ,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.942 e^{-0.0371 t}$ ,  $\dot{\varepsilon}_x = 0.5514 e^{-0.00198 t}$  可绘制出变形速率图。如图 11 所示。图中顶板变形速率在第 0~4 天平均为 1.06 mm/d 左右,第 5~15 天平均为 0.65 mm/d 左右,锚注后变形量为 12 mm。

深部巷道注浆支护的主要作用为进一步遏制围岩的变形速度,保证在巷道的服务期限内将围岩的总变形量控制在允许的范围 内。注浆支护与稳定时间关系如图 12 所示。图中  $t_5$  和  $t_6$  为无注浆支护状态下失稳和注浆状态下失稳时间。只采用锚索进行补

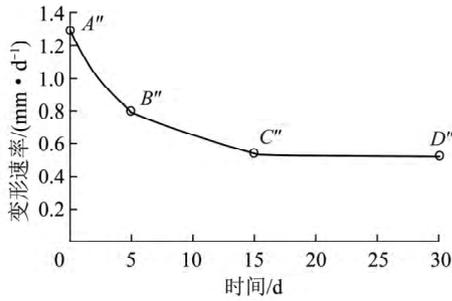


图 11 滞后锚注支护顶板变形速率

Fig. 11 Deformation rate curve of roof with lagging support of bolt-grouting

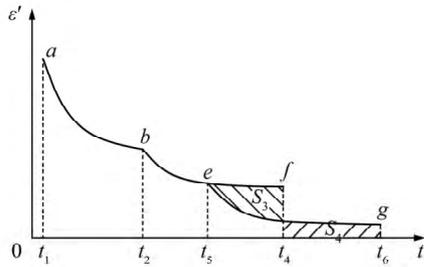


图 12 注浆支护与稳定时间关系

Fig. 12 Relationship between grouting support and stability time

强支护后围岩总变形量为  $\varepsilon_2 = \int_{t_1}^{t_2} \varepsilon_1' dt + \int_{t_2}^{t_4} \varepsilon_2' dt$ 。如在  $t_5$  时刻进行注浆支护, 则  $\varepsilon_3 = \int_{t_1}^{t_2} \varepsilon_1' dt + \int_{t_2}^{t_5} \varepsilon_2' dt + \int_{t_5}^{t_6} \varepsilon_3' dt$ , 因给定变形, 则图中阴影部分面积  $S_3$  与  $S_4$  相等, 围岩变形速率降低, 稳定时间增加,  $t_6 - t_4$  即为注浆后围岩稳定时间的增量。

#### 4 应用分析

通过对支护形式及施工进行了优化, 确定采用锚网喷+锚索+锚注进行协调支护, 支护参数如下:

锚杆型号为  $\phi 20 \text{ mm} \times 2\,400 \text{ mm}$ ; 顶部锚杆间排距  $800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$ , 帮锚杆间排距  $700 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$ , 托盘厚度  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ , 钢筋梯长度  $4\,200 \text{ mm}$ , 间排距  $800 \text{ mm}$ , 预紧力  $80 \text{ kN}$ 。锚索为  $\phi 17.8 \text{ mm} \times 8\,250 \text{ mm}$ , 间排距  $1\,300 \text{ mm} \times 1\,600 \text{ mm}$ , 锚固长度  $2\,400 \text{ mm}$ 。补强点锚索型号相同, 间距为  $1\,600 \text{ mm}$ , 锚索预紧力不低于  $25 \text{ MPa}$ 。采用双液注浆系统, 注浆压力升至设计注浆压力并维持  $5 \text{ min}$  即可结束注浆。顶板位移量如图 13 所示。

在  $100 \text{ d}$  内位移总量为  $200 \text{ mm}$  左右, 顶板变形量与同水平其他地段相比减小了  $23\%$  左右; 变形速率在第  $40$  天进入缓慢变形阶段  $0.51 \text{ mm/d}$  左右, 与原方案相比降低了  $46.9\%$  左右。围岩总收敛量以及后期的变形速率相对其他地段有大幅减小, 有效抑制

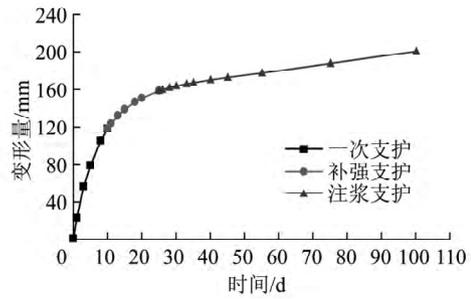


图 13 协调支护顶板变形

Fig. 13 Deformation curve of roof with coordination support

了围岩的持续大变形破坏, 同时也确保了支护系统中各单元都能充分发挥各自的支护作用和特点, 减少了由于支护配合不当导致的各支护单元被逐个击破, 支护失效甚至发生冒顶事故的概率。

#### 5 结 论

(1) 研究对象属于典型的深部大变形巷道, 具有变形量大、收敛速度快、锚杆锚索破断率高的特点, 需要多次返修。深部位移监测结果表明, 在  $100 \text{ d}$  的监测时间内, 顶板变形总量可达  $260 \text{ mm}$ , 且集中于  $4 \text{ m}$  以浅范围内, 浅部围岩仍是支护控制的重点区域。

(2) 深部大变形巷道围岩基本处于给定变形状态, 支护不能明显降低顶板变形量, 但可以有效地遏制变形速率, 保证在巷道的服务期限内将变形总量控制在允许范围内。选择合理的支护时机, 采用锚网喷注联合支护方式可抑制围岩收敛速率。

(3) 在研究巷道的工程条件下, 一次支护后  $10 \text{ d}$  进行补强支护,  $17 \sim 25 \text{ d}$  进行注浆加固支护较为合理。与同水平其他地段相比, 支护后  $100 \text{ d}$  内顶板变形量可减少  $23\%$ , 收敛速度可减低  $46.9\%$ , 各单元协调支护, 减少了支护失效的概率。

#### 参考文献:

[1] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 等. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2083-2813.  
He Manchao, Xie Heping, Peng Suping, et al. Study on rock mechanics in deep mining engineering[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2083-2813.

[2] Kidybinski A, Dubinski J. Strata control in deep mine[M]. Rotterdam: A.A. Balkema, 1990.

[3] 孟庆彬, 韩立军, 乔卫国, 等. 赵楼矿深部软岩巷道变形破坏机理及控制技术[J]. 采矿与安全工程学报, 2013, 30(2): 165-172.  
Meng Qingbin, Han Lijun, Qiao Weiguo, et al. The deformation failure mechanism and control techniques of soft rock in deep roadways in Zhaolou mine[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2013, 30(2): 165-172.

[4] 王 猛, 柏建彪, 王襄禹, 等. 深部倾斜煤层沿空掘巷上覆结构稳

- 定与控制研究[J].采矿与安全工程学报,2015,32(3):426-432.  
Wang Meng, Bai Jianbiao, Wang Xiangyu, et al. Stability and control technology of overlying structure in gob-side entry driving roadways of deep inclined coal seam[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2015, 32(3): 426-432.
- [5] 柏建彪,侯朝炯.深部巷道围岩控制原理与应用研究[J].中国矿业大学学报,2006,35(2):145-148.  
Bai Jianbiao, Hou Chaojiong. Control principle of surrounding rocks in deep roadway and its application[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2006, 35(2): 145-148.
- [6] 张志康,王连国,单仁亮,等.深部动压巷道高阻让压支护技术研究[J].采矿与安全工程学报,2012,29(1):33-37.  
Zhang Zhikang, Wang Lianguo, Shan Renliang, et al. Support technology of high resistant and yielding property for deep roadway under dynamic pressure[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012, 29(1): 33-37.
- [7] 王飞,刘洪涛,张胜凯,等.高应力软岩巷道可接长锚杆让压支护技术[J].岩土工程学报,2014,36(9):1666-1673.  
Wang Fei, Liu Hongtao, Zhang Shengkai, et al. Yieldable technology of lengthened bolts for high-stress soft roadways[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1666-1673.
- [8] 侯朝炯团队.巷道围岩控制[M].徐州:中国矿业大学出版社,2013.
- [9] 李术才,王琦,李为腾,等.深部厚顶煤巷道让压型锚索梁支护系统现场试验对比研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(4):656-665.  
Li Shucai, Wang Qi, Li Weiteng, et al. Comparative field test study of pressure relief anchor box beam support system deep thick top coal roadway[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(4): 656-665.
- [10] 张镇,康红普,王金华.煤巷锚杆-锚索支护的预应力协调作用分析[J].煤炭学报,2010,35(6):881-886.  
Zhang Zhen, Kang Hongpu, Wang Jinhua. Pre-tensioned stress coordination function analysis of bolt-cable anchor support in coal roadway[J]. Journal of China Coal Society, 2010, 35(6): 881-886.
- [11] 何满潮,齐干,程骋,等.深部复合顶板煤巷变形破坏机制及耦合支护设计[J].岩石力学与工程学报,2007,26(5):987-993.  
He Manchao, Qi Gan, Cheng Cheng, et al. Deformation and damage mechanisms and coupling support design in deep coal roadway with compound roof[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(5): 987-993.
- [12] 李学彬,杨仁树,高延法,等.杨庄矿软岩巷道锚杆与钢管混凝土支架联合支护技术研究[J].采矿与安全工程学报,2015,32(2):285-290.  
Li Xuebin, Yang Renshu, Gao Yanfa, et al. Study on combined support technology of bolt-mesh-shotcrete and concrete filled steel tubular supports for soft rock roadway in Yangzhuang Mine[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2015, 32(2): 285-290.
- [13] 王卫军,袁越,余伟建,等.采动影响下底板暗斜井的破坏机理及其控制[J].煤炭学报,2014,39(8):1463-1472.  
Wang Weijun, Yuan Yue, Yu Weijian, et al. Failure mechanism of the subinclined shaft in floor under mining influence and its control[J]. Journal of China Coal Society, 2014, 39(8): 1463-1472.
- [14] 严红,何富连,徐腾飞.深井大断面煤巷双锚索桁架控制系统的研究与实践[J].岩石力学与工程学报,2012,31(11):2298-2307.  
Yan Hong, He Fulian, Xu Tengfei. Study of double-cable-truss controlling system for large section coal roadway of deep mine and its practice[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(11): 2298-2307.
- [15] 贺永年,张农,杨米加,等.巷道滞后注浆加固与滞后时间分析[J].煤炭学报,1996,21(3):240-244.  
He Yongnian, Zhang Nong, Yang Mijia, et al. Analysis of delayed grouting of roadway and lagging time[J]. Journal of China Coal Society, 1996, 21(3): 240-244.
- [16] 詹平.高应力破碎围岩巷道控制机理及技术研究[D].北京:中国矿业大学(北京),2012.
- [17] 赵庆彪,侯朝炯,马念杰.煤巷锚杆-锚索支护互补原理及其设计方法[J].中国矿业大学学报,2005,34(4):490-493.  
Zhao Qingbiao, Hou Chaojiong, Ma Nianjie. Supplementary principle and design method of bolt and cable anchor supporting technique[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2005, 34(4): 490-493.
- [18] 谢生荣,谢国强,何尚森,等.深部软岩巷道锚喷注强化承压拱支护机理及其应用[J].煤炭学报,2014,39(3):405-410.  
Xie Shengrong, Xie Guoqiang, He Shangsen, et al. Anchor-spray-injection strengthened bearing arch supporting mechanism of deep soft rock roadway and its application[J]. Journal of China Coal Society, 2014, 39(3): 405-410.
- [19] 蔡美峰,何满潮,刘东艳,等.岩石力学与工程[M].北京:科学出版社,2013.
- [20] 刘全林,杨敏.软弱围岩巷道锚注支护机理及其变形分析[J].岩石力学与工程学报,2002,21(8):1158-1161.  
Liu Quanlin, Yang Min. Analysis on deformation of surrounding rock masses of tunnel using bolt-grouting support and its mechanism[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(8): 1158-1161.
- [21] 卢爱国,茅献彪,彭维宏.软岩巷道的弹-粘塑性分析[J].采矿与安全工程学报,2008,25(3):313-317.  
Lu Aiguo, Mao Xianbiao, Peng Weihong. Elasto-viscoplasticity analysis of soft rock tunnel[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2008, 25(3): 313-317.