

文章编号: 0253 - 9993 (2007) 12 - 1244 - 09

深井软岩巷道围岩流变与应力场演变规律

高延法¹, 曲祖俊², 牛学良³, 王 波¹, 范庆忠⁴, 高兆利²

(1. 中国矿业大学 (北京) 力学与建筑工程学院, 北京 100083; 2. 龙口矿业集团公司 北皂煤矿, 山东 龙口 265700; 3. 山东科技大学 资源与环境工程学院, 山东 泰安 271019; 4. 山东农业大学 水利土木工程学院, 山东 泰安 271019)

摘 要: 实测了海域巷道流变规律, 进行了岩石流变性能、水理性质、矿物结构和现场地应力测量; 分析了海域巷道流变机理; 提出了岩石强度极限邻域的概念; 探讨了巷道围岩应力场的演变规律; 最后提出了针对龙口矿区煤系地层结构特点的巷道支护对策。

关键词: 软岩巷道; 围岩应力场演变; 西原流变模型; 强度极限邻域

中图分类号: TD322 **文献标识码:** A

Rheological law for softrock tunnel and evolution law for stress field in deep mine

GAO Yan-fa¹, QU Zu-jun², NIU Xue-liang³, WANG Bo¹, FAN Qing-zhong⁴, GAO Zhao-li²

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining & Technology (Beijing), Beijing 100083, China; 2. Beizao Coal Mine, Longkou Mining Group Co. Ltd., Longkou 265700, China; 3. College of Resource and Environment Engineering, Shandong University of Science & Technology, Tai'an 271019, China; 4. College of Water Conservancy and Civil Engineering, Shandong Agricultural University, Tai'an 271019, China)

Abstract: The rheological law for the sea areas tunnel was obtained by in-situ test, and the rheological characteristics of rock, water-physical properties, mineral structure and in-situ stress were also analyzed. The tunnel rheological mechanism for the sea areas was further studied. The concept of the vicinity of the rock ultimate strength was suggested. And the evolution law of surrounding rock stress field in the tunnel was discussed. Finally, the tunnel support strategy with the features of coal-bearing series at Longkou Mine was proposed.

Key words: soft rock tunnel; the evolution of surrounding rock stress field; the viscoelasto-plastic model; vicinity of ultimate strength

软岩巷道变形量大, 变形速率快, 持续时间长, 流变性突出; 软岩巷道对抗动作用十分敏感, 采掘扰动作用会引起软岩巷道变形速率激增。软岩巷道支护是困扰煤矿生产的技术难题, 软岩流变机理是岩石力学重要的理论问题。许多学者与工程技术人员进行了大量的软岩巷道支护技术与理论研究^[1~4]。

1 北皂海域软岩巷道变形观测

龙口矿业集团于 2005 年 6 月开始海下采煤, 这在我国还是首次。龙口北皂煤矿海域首采工作面 (H2101) 走向长 430 m, 倾斜长 150 m, 开采煤层为煤 2, 平均厚度 4.5 m, 倾角 0~4.6°, 工作面煤层标高 -355.0 ~ -371.4 m。工作面对应上方海域海水深度为 3.0~5.5 m。煤系地层第四系底界标高为 -126.5 ~ -131.5 m, 2 煤顶板上至第四系地层底界距离 (基岩厚度) 为 227.0~236.9 m。

收稿日期: 2006-11-17 责任编辑: 柴海涛

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50474029); 国家重点基础研究发展计划 (973) 基金资助项目 (2006CB202200)

作者简介: 高延法 (1962-), 男, 山东滕州人, 教授, 博士生导师。E-mail: gyfd@263.net

1.1 北皂海域首采工作面运输巷的支护方案

海域首采工作面运输巷破煤 2 底板施工，巷道支护采用锚杆挂网作为临时支护，锚杆采用 $\phi 16\text{ mm} \times 1\ 850\text{ mm}$ 的圆钢锚杆，间排距为 $0.6\text{ m} \times 0.6\text{ m}$ ，金属网采用 $\phi 16\text{ mm}$ （主筋）与 $\phi 12\text{ mm}$ （副筋）圆钢点焊成 $800\text{ mm} \times 420\text{ mm}$ 钢筋网，网目为 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ ；U36 钢架和架后充填厚 300 mm 混凝土作为永久支护，即形成“先柔后刚”的支护形式。巷道断面为圆形，直径 4.5 m ，采用 U36 支护，如图 1 所示。

1.2 壁后充填后的支护效果

架设支架并进行壁后充填后，在原初观测断面重新设点观测充填后的支护效果，观测成果：两帮平均移近速率降为 1.9 mm/h ，是充填前平均移近速率的 21% ；顶板平均下沉速率降为 3 mm/h ，是充填前平均下沉速率的 19% 。可见 U36 支架壁后充填混凝土后，围岩的剧烈变形得到有效遏止，在围岩变形的早期，支架就能及时提供支承力和抑制变形。

1.3 巷道变形观测

在运输巷共进行了 22 个断面的巷道变形监测。图 2 为观测断面 N 实测的巷道流变曲线。巷道变形观测综合结果见表 1。在顶煤厚度小于 1 m 的巷道段，巷道前 10 d 变形速率：两帮收敛速率最大值 5.6 mm/d ，顶板下沉速率最大值 53 mm/d ； 120 d 之内两帮的最大收敛变形值为 346 mm ，顶板最大下沉值为 716 mm 。

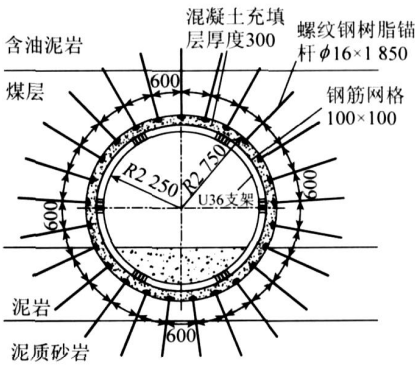


图 1 运输巷永久支护断面

Fig. 1 The permanent support section of carrying roadway

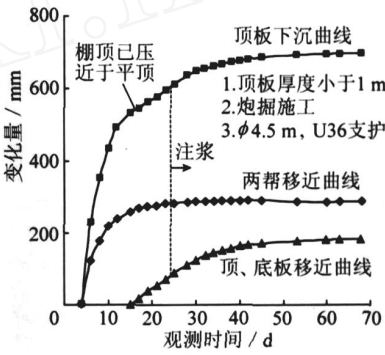


图 2 观测断面 N 巷道收敛变形曲线

Fig. 2 The deformation curves of observation section for convergence of N tunnel

表 1 巷道支护变形观测综合结果 (顶煤厚度小于 1 m)

Table 1 The observation results of its distortion for tunnel support (The thickness of top coal is less than 1 m)

项 目	1 ~ 10 d		11 ~ 20 d		21 ~ 30 d		90 d 累计
	s/mm	v/mm · d ⁻¹	s/mm	v/mm · d ⁻¹	s/mm	v/mm · d ⁻¹	
两帮收敛平均值	191	19.1	20	2.0	8	0.8	240
顶板下沉平均值	330	33.0	67	6.7	42	4.2	492
顶、底板平均值	-	-	87	8.7	34	3.4	-
两帮收敛最大值	258	2.6	38	3.8	10	1.0	346
顶板下沉最大值	530	53.0	91	9.1	56	5.6	716
顶、底板最大值	-	-	113	11.3	46	4.6	-

2 岩石物理力学性能参数测试

2.1 岩石力学参数与水理性能测试

岩石力学参数测试使用 MTS815 刚性伺服材料试验机。岩石膨胀率测试使用 WZ - 2 型膨胀仪，结果见表 2、3。由表 2、3 可知：油页岩的抗压强度为 $34.0 \sim 43.0\text{ MPa}$ ，平均 38.5 MPa 吸水率 $22.2\% \sim 53.8\%$ ，膨胀率 $9.7\% \sim 15.1\%$ ；含油泥岩的抗压强度为 $5.7 \sim 12.5\text{ MPa}$ ，平均 8.6 MPa 吸水率 $28.7\% \sim 42.6\%$ ，膨胀率 $12.9\% \sim 14.9\%$ ；泥岩砂岩互层的抗压强度为 $3.15 \sim 10.39\text{ MPa}$ 平均 6.7 MPa

表 2 煤 2 顶、底板岩石力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of rock

岩层名称	深度 /m	弹性模量 /MPa	泊松比	单轴抗压强度 /MPa	极限应变 /%
油页岩	274.05	2 294	0.34	34.0	4.49
	274.36	2 407	0.25	43.0	4.32
	283.95	1 431		12.5	1.12
含油泥岩	285.57	1 041	0.21	5.7	0.80
	293.58	993	0.36	10.7	0.97
	293.73	1 441	0.25	5.7	0.76
煤 2	298.23	2 910	0.30	14.9	0.35
	299.39	1 958	0.37	10.4	0.64
泥岩砂岩互层	299.63	753	0.27	3.2	0.59
	300.23	1 871	0.20	6.6	0.54

表 3 岩石水理参数测试结果

Table 3 The test results of rock water-physical parameters

岩层名称	深度 /m	密度 /g·cm ⁻³	含水率 /%	饱和质量 /%	吸水率 /%	膨胀率 /%
油页岩	276.80	2.14	16.0	205	53.8	15.1
	278.25	2.17	10.8	204	22.2	9.7
	285.95	2.23	11.2	251	42.6	14.2
含油泥岩	287.53	2.19	11.8	222	28.7	12.9
	291.84	2.17	10.1	215	31.3	14.9
	292.97	2.09	10.0	256	34.4	15.4

2.2 岩石微观结构与矿物成分

岩石微观结构测试使用 LEO - 435VP 型

扫描电子显微镜，测试结果如图 3 和图 4 所示。岩石矿物成分测试使用 XRD 型 X 射线衍射仪，测试结果见表 4。

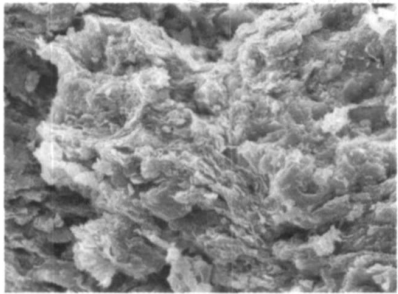


图 3 油页岩层间片絮状 I/S 混层 (5 630 倍)
Fig. 3 The I/S mutil-layer of sheet and flocculent in oil shale (5 630 times)

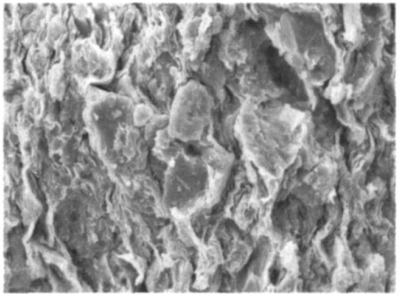


图 4 含油泥岩泥质间粒状钠长石颗粒 (3 860 倍)
Fig. 4 The granule of albite in oil mudstone (3 860 times)

表 4 岩石与黏土矿物成分含量

Table 4 The content of rock and clay mineral ingredient

岩 性	矿物含量 /%					黏土矿物总量 /%	黏土矿物相对含量 /%						混层比 /%	
	石英	斜长石	方解石	方英石	黄铁矿		S	I/S	I	K	C	C/S	I/S	C/S
油页岩	21.2	2.4	33.1	11.7	3.2	28.4	91	0	9	0	0	0	100	0
含油泥岩	16.6	3.3	13.8	7.2	1.5	57.6	87	0	6	7	0	0	95	0
含油泥岩	36.2	4.7	0	0	0	59.1	66	0	8	26	0	0	95	0

注：S为蒙脱石；I/S为伊利石与蒙脱石混层；I为伊利石；K为高岭石；C为绿泥石；C/S为绿泥石与蒙脱石混层。

由表 4 可知：油页岩中黏土矿物含量为 28.4%，其中蒙脱石含量为 91%；含油泥岩中黏土矿物含量为 57.6% ~ 59.1%，其中蒙脱石含量为 87% ~ 66%。

3 岩石流变测试与流变模型分析

3.1 岩石流变测试方法

实验试样：共 2 组，一组岩芯取自井下的海域地应力测量钻孔；另一组取自地面钻孔观 5 孔。

实验仪器：实验仪器为自行研制的“岩石流变扰动效应三轴实验仪”和 MTS815 刚性伺服材料试验机。该“岩石流变扰动效应三轴实验仪”具有 3 个特点：重力加载，扩力比为 60 倍；可进行岩石

三轴流变测试; 可进行岩石流变扰动效应测试. 重力加载可实现任意长时间的恒载实验, 是长期蠕变实验的理想设备.

实验方法: 从每组试件中随机取出一件, 测出其单轴抗压强度和极限应变, 作为蠕变试验分级加载的依据. 蠕变试验分级加载, 每级荷载的加载速率取为 $0.5 \sim 1.0 \text{ MPa/s}$, 每级荷载的流变测试时间为 2 d . 每级加载完成后, 立即读取应变数; 第 1 h 内, 按 $5, 10, 15, 30 \text{ min}$ 间隔读数; 而后按 $1, 2, 4, 8 \text{ h}$ 读数. 随时观察蠕变曲线的形态, 调整荷载级别, 直至试件破坏.

3.2 岩石流变测试成果

岩石流变测试共进行了 7 块, 其中煤 2 顶板 4 号 - 2 岩样的蠕变曲线及分级荷载蠕变曲线如图 5 所示. 其它岩石试件的测试结果与之类似.

由图 5 可以看出: 前 3 级荷载 ($1.2, 2.4, 4.8 \text{ MPa}$) 下的蠕变曲线呈上翘形态, 并没有趋于稳定

值. 但从其应变值来看, 远不到破坏区, 因此判断为压密阶段. 继续增加荷载 (4.8 MPa) 后变形趋于稳定. 当荷载增加到 6.0 MPa 时, 出现第 2 阶段流变, 蠕变速率基本为常量 ($6.0, 7.2$). 荷载继续加大 (8.4) 后, 出现加速蠕变, 并在短时间内破坏. 结合曲线形态, 可确定该岩样的长期强度在 $4.8 \sim 6.0 \text{ MPa}$ 之间. 以 5.3 MPa 为长期强度对试验曲线进行非线性分析, 拟合曲线吻合较好.

3.3 岩石流变曲线拟合分析^[5]

选取西原模型对试验曲线进行非线性分析. 西原模型由胡克体、开尔文体和理想黏塑性体串联而成, 力学模型如图 6 所示. 西原模型的本构方程为

$$\begin{cases} \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right] & (0 \leq t \leq t_s), \\ \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right] + \frac{\sigma - \sigma_s}{\eta_3} t & (t > t_s), \end{cases}$$

式中, E_1, E_2 为弹性模量, MPa ; η_2, η_3 为黏性系数, $\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$; σ_s 为屈服极限, MPa ; t_0, ϵ_0 分别为外荷载与应变.

西原模型反映当应力水平较低时, 开始变形较快, 一段时间后逐渐趋于稳定, 此时相当于广义开尔文模型, 又称为标准线性体模型; 当应力水平等于或大于某一临界值后, 逐渐转化为不稳定, 此时相当于伯格斯模型. 它能反映岩石蠕变的 2 种状态, 能最全面反映岩石的弹-黏弹-黏塑性特性, 特别适用于反映软岩的流变特征. 非线性分析采用基于 Matlab 的非线性优化程序. 已知输入向量 (时间 t) 和输出向量 (应变 ϵ), 并且知道 t 和 ϵ 的函数关系为 $\epsilon = F(x, t)$, 此处的函数 F 即为西原模型, 但不知道系数向量 x

现进行非线性优化分析, 求 x 使得下式成立 $\min_x \frac{1}{2} \|F(x, t) - \epsilon\|_2^2 = \frac{1}{2} \sum_i [F(x, t_i) - \epsilon_i]^2$.

选取西原模型对试验曲线进行非线性优化分析, 结果如下.

(1) 轴向应力为 4.8 MPa 时, 只有第 1 阶段蠕变, 本构方程为 $\epsilon = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right]$, 将试验

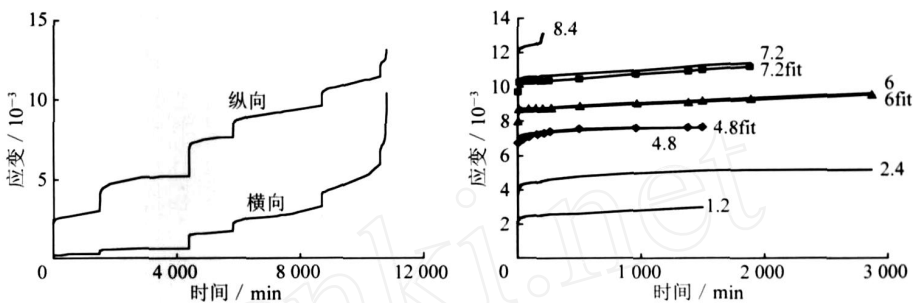


图 5 煤 2 顶板 4 号 - 2 岩石流变与分级流变曲线

Fig. 5 The No. 4 - 2 rock rheology and classified rheology curves in 2 top coal

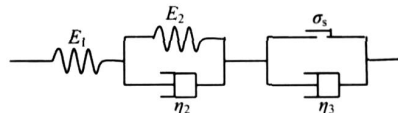


图 6 西原流变模型

Fig. 6 The viscoelastic-plastic model

数据带入进行非线性优化分析得： $E_1 = 717 \text{ MPa}$ ， $E_2 = 5\,278 \text{ MPa}$ ， $\tau_2 = 64 \text{ TPa} \cdot \text{s}$ 残差平方和 $R = 3.237\,8$ 将拟合所得参数带入本构方程得应变与时间关系式为 $\epsilon = 0.007\,6 - 0.000\,91 \exp(-0.004\,95t)$ 。

(2) 轴向应力为 6.0 MPa 时，有第 2 阶段蠕变，本构方程为
$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\tau_2} t\right) \right] + \frac{\sigma_0}{\tau_3} t$$

将试验数据带入进行非线性优化分析得： $E_1 = 700 \text{ MPa}$ ， $E_2 = 7\,900 \text{ MPa}$ ， $\tau_2 = 0.18 \text{ TPa} \cdot \text{s}$ ， $\tau_3 = 97 \text{ TPa} \cdot \text{s}$ ，残差平方和 $R = 0.119\,0$ 将拟合所得参数带入本构方程得应变与时间的关系式为 $\epsilon = 0.009\,33 - 0.000\,76 \exp(-0.043\,9t) + 4.330 \times 10^{-7} t$

(3) 轴向应力为 7.2 MPa 时，前段为第 2 阶段蠕变，本构方程为
$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\tau_2} t\right) \right] + \frac{\sigma_0}{\tau_3} t$$
 将试验数据带入进行非线性优化分析得： $E_1 = 700 \text{ MPa}$ ， $E_2 = 13\,500 \text{ MPa}$ ， $\tau_2 = 0.42 \text{ TPa} \cdot \text{s}$ ， $\tau_3 = 220 \text{ TPa} \cdot \text{s}$ ，残差平方和 $R = 0.080\,7$ 。将拟合所得参数带入本构方程得应变与时间的关系式为 $\epsilon = 0.010\,82 - 0.000\,53 \exp(-0.032\,14t) + 5.182 \times 10^{-7} t$ 以优化系数向量带入西原模型，所得分级蠕变拟合曲线吻合良好，如图 7 所示。

3.4 岩石流变测试与分析成果

煤 2 顶板含油泥岩的岩石强度 $\sigma_b = 10.06 \sim 15.05 \text{ MPa}$ ，岩石长期强度 $\sigma_s = 5.3 \sim 8.5 \text{ MPa}$ ，长期强度与单轴抗压强度比 $\sigma_s / \sigma_b = 52.7\% \sim 64.9\%$ 。岩石流变曲线的形态特征与西原流变模型相似，拟合计算表明曲线吻合效果良好。基于西原流变模型，求出了岩石的流变参数，测试结果见表 5。

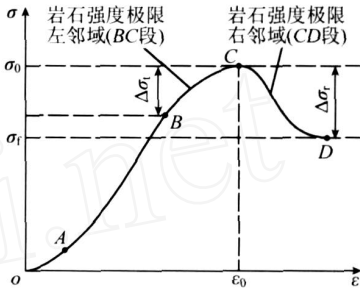


图 7 单轴压缩时的岩石强度极限邻域

Fig. 7 The vicinity of rock ultimate strength in uniaxial compress

σ_0 ——岩石强度极限； σ_r ——岩石残余强度； ϵ_0 ——岩石强度极限邻域

表 5 岩石流变测试结果

Table 5 The test results of rock rheology

岩石名称	单轴抗压强度 σ_b / MPa	弹 - 黏弹			弹 - 黏弹 - 黏塑			长期强度 σ_s (σ_s / σ_b)	
		E_1 / MPa	E_2 / MPa	$\tau_3 / \text{TPa} \cdot \text{s}$	E_1 / MPa	E_2 / MPa	$\tau_3 / \text{TPa} \cdot \text{s}$	MPa	$\%$
含油泥岩 1	15.1	470	5 800	414	510	2 610	60	8.5	56.5
含油泥岩 2	11.6	560	8 500	210	565	4 200	81	7.5	64.9
含油泥岩 3	10.5	422	6 200	230	516	2 200	99	6.3	60.2
含油泥岩 4	10.1	580	5 100	252	690	4 102	58	7.2	71.6
含油泥岩 5	10.1	717	5 278	64	700	7 900	97	5.3	52.7
泥岩砂岩互层	8.2	1 043	3 295	18 400	890	12 500	127	4.7	57.1
泥岩砂岩互层	8.2	690	10 700	230	740	7 600	101	6.3	76.5

注：煤 2 顶板为含油泥岩，厚度 16 m，煤 2 底板为泥岩砂岩互层，厚度 13 m。

4 北皂海域采区地应力测试

地应力测量采用空心包体应力计 (KX - 81 - 1 型)，其测量原理是钻孔空壁应力解除法，该方法能够一次测量出三维应力场的各个应力分量，从而求出三向主应力值和方向。在龙口北皂海域选择了 3 个位置，进行了现场地应力测量，实测结果见表 6。由表 6 可以得出如下结论：

- (1) - 350 大巷处，最大主应力 σ_1 的方向是北偏东 33.96° ； $\sigma_1 = 11.37 \text{ MPa}$
- (2) 三带观测巷处，最大主应力 σ_1 的方向是北偏东 42.59° ； $\sigma_1 = 11.65 \text{ MPa}$
- (3) 二采回风巷处，最大主应力 σ_1 的方向是北偏东 56.88° ； $\sigma_1 = 10.86 \text{ MPa}$

表 6 地应力测试结果
Table 6 The test results of in-situ stress

测点位置 与深度	主应力			垂向应力 /MPa
	大小 /MPa	方位角 /(°)	倾角 /(°)	
- 350大巷	1	11. 37	213. 96	32. 88
2号测点	2	8. 09	- 53. 54	3. 84
深 354. 6 m	3	6. 25	222. 38	- 56. 80
“三带”观测	1	11. 80	212. 80	33. 14
巷 1号测点	2	8. 40	- 53. 42	5. 78
深 351. 8m	3	6. 43	225. 30	- 56. 22
“三带”观测	1	11. 50	232. 37	36. 06
巷 2号测点	2	7. 07	- 14. 62	28. 22
深 351. 8 m	3	5. 34	103. 15	40. 97
二采回风	1	11. 14	236. 89	21. 11
巷 1号测点	2	7. 09	- 20. 86	28. 79
深 335. 0 m	3	5. 08	116. 02	53. 03
二采回风	1	10. 58	236. 87	21. 11
巷 2号测点	2	6. 72	- 20. 86	28. 83
深 335. 0 m	3	4. 82	116. 06	52. 99

5 巷道围岩应力场演变规律分析

在深井软岩条件下，巷道围岩流变性突出，塑性区较大。在塑性区内，围岩会因大变形而发生结构损伤，围岩的力学性能也会随巷道变形而发生劣化。所以，巷道围岩应力场，特别是塑性区内的应力场，会随着巷道围岩的流变而发生演变。实验证明，当岩石的应力状态远离其强度极限时，岩石不会发生流变。而当岩石的应力状态接近其强度极限时，岩石就会产生流变。岩石流变性强弱是岩石应力状态与其强度极限接近程度的函数。为此，提出了岩石强度极限邻域和极限接近度的概念。

5.1 岩石强度极限邻域和极限接近度

岩石强度极限邻域指在应力空间中，岩石会产生流变变形的所有应力状态的区域。岩石强度极限邻域的范围，即邻域宽度，用 σ_0 表示。岩石强度极限邻域内和邻域外的区别是：应力状态处于强度极限邻域内的岩石会产生

生流变，还会在外部扰动荷载作用下产生相应的扰动变形。应力状态处于强度极限邻域外的岩石则不会产生流变和扰动变形。在简单（单轴压、拉、剪）应力状态下，岩石具有一个强度极限值 σ_0 ，对于某一应力 σ_1 而言，如果当应力 σ_1 满足： $|\sigma_0 - \sigma_1| \leq \sigma_0$ 时，岩石就会产生流变，则称应力 σ_1 处于强度极限邻域内，将 σ_0 称之应力强度极限邻域的宽度，简称为邻域宽度。 σ_0 代表了岩石强度极限邻域的范围。在一般应力状态下（ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ），如果岩石处于强度极限邻域之内，则其表达式为

$$(\sigma_0)^2 = (\sigma_1)^2 + (\sigma_2)^2 + (\sigma_3)^2 - (\sigma_0)^2.$$

岩石强度极限邻域还应该进一步区分为左邻域和右邻域。如果应力状态尚未达到强度极限，称为处于强度极限的左邻域，左邻域宽度用 σ_{0L} 表示。如果应力状态已经达到强度极限，变形超过了弹性极限变形，则其应力状态处于强度极限的右邻域，右邻域宽度用 σ_{0R} 表示。岩石在左右 2 个区域内的流变特性是不同的。岩石强度极限邻域宽度 σ_{0L} 和 σ_{0R} 可以由实验确定。单轴压缩时的岩石强度极限邻域如图 7 所示。岩石极限接近度则定义为岩石应力状态接近强度极限的程度，岩石极限接近度用 J 表示，则有 $J = (\sigma_0 - \sigma) / \sigma_0$ 。岩石强度极限接近度 J 反应了岩石应力状态与岩石强度极限的接近程度。 J 的取值范围为 0~1，当 $J=0$ 时，说明岩石处在强度极限邻域的边缘，岩石不会发生流变。当 $0 < J < 1$ ，说明岩石的应力状态处于强度极限邻域之内，岩石会产生流变，还会产生扰动变形。

5.2 巷道围岩应力场的演变过程

巷道围岩应力场演变的力学机理是：围岩应力场接近或达到了岩石极限强度，岩石的应力状态处于岩石强度极限邻域内，岩石强度极限接近度 J 为 $0 < J < 1$ ；因此岩石产生流变，岩石的流变大变形，使岩石结构发生损伤劣化；岩石流变和岩石结构损伤劣化 2 个因素导致巷道围岩应力场不断演变，进一步加剧巷道围岩的持续流变。就一般深井软岩巷道的支护过程来说（例如龙口海域首采工作面运输巷），巷道围岩应力场的演变要经历 4 个状态点：巷道开挖完成；锚喷支护完成；巷道支架与充填层开始承载；

巷道围岩流变速率趋于 0 后的稳定状态，如图 8 所示。同时巷道围岩的流变过程也就相应地被分为 3 个阶段：无支护阶段；临时支护阶段；永久支护阶段。

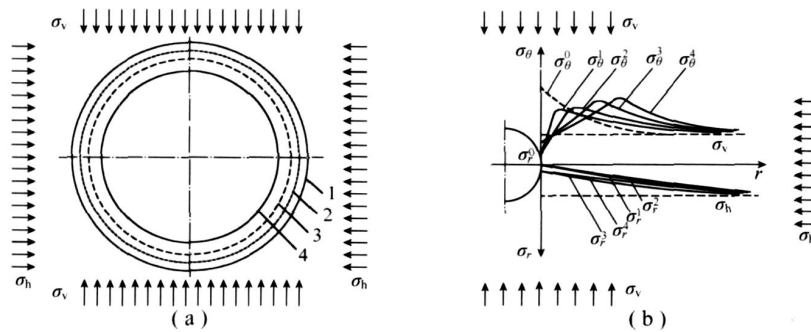


图 8 围岩应力场演变 4 个状态点对应的巷道收敛变形与围岩应力分布曲线

Fig. 8 The convergence deformation and stress distribution curves of four status points in the evolution of surrounding rock stress field
1~4 为巷道对应于 4 个状态点的 4 个断面形态; σ_θ^0 为弹性应力状态下的切向应力曲线; σ_h 和 σ_v 分别为水平地应力与垂向地应力;

σ_θ^i ($i=1\sim4$) 为对应于 4 个应力状态点的切向正应力曲线; σ_r^i ($i=1\sim4$) 为对应于 4 个应力状态点的径向正应力曲线

5.3 巷道围岩应力场演变分析

在图 8 (b) 中, 因为巷道围岩石强度较小, 巷道围岩切向应力曲线没有形成纯弹性状态下的 σ_θ^0 曲线, 而是直接形成了弹塑性状态下的 σ_θ^1 曲线. 切向正应力曲线 σ_θ^1 的极值点位置 $(r_m, \sigma_{\theta m})$ 可按如下方法求得.

(1) 巷道围岩的强度判据, 可按库伦强度准则, 即 $\tau = C + \sigma \tan \phi$, 其中, τ 为剪切应力, MPa; σ 为正应力, MPa; C 为材料常数 (黏聚力), MPa; ϕ 为材料常数, 内摩擦角.

库伦强度准则的主应力 $\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$, $\sigma_3 = \sigma_1 - \frac{2C \cos \phi}{1 + \sin \phi}$, 其中, σ_0 为岩石的单轴抗压强度, MPa; σ_1 为最大主应力, MPa; σ_3 为最小主应力, MPa

(2) 当原始应力场的测压系数为 1 (即 $\sigma_v = \sigma_h$) 时, 巷道围岩径向正应力 σ_r 的函数表达式为

$$\sigma_r = \left[1 - \frac{\sigma_0^2}{(r + r_0)^2} \right] \sigma_h \quad (0 \leq r \leq r_m). \quad (1)$$

由于原始地应力的 σ_v 和 σ_h 的值一般差别较小, 所以巷道周边的 σ_r 很小, 可以忽略. 为了分析方便, 可以假定切向正应力 σ_θ 和径向正应力 σ_r 就是 σ_1 和 σ_3 , 根据式 (1) 则有

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \sigma_r (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi). \quad (2)$$

将式 (1) 带入式 (2) 得

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \left[1 - \frac{\sigma_0^2}{(r + r_0)^2} \right] \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (0 \leq r \leq r_m). \quad (3)$$

式 (3) 就是 应力分布曲线函数极值点左侧曲线段的函数表达式. 当 $r = r_m$ 时, 由式 (3) 可得

$$\sigma_{\theta m} = \sigma_0 + \left[1 - \frac{\sigma_0^2}{(r_m + r_0)^2} \right] \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}.$$

应力分布曲线函数过极值点之后逐渐减少, 最后趋近于原始垂向地应力的 σ_v . 极值点右侧的应力分布曲线函数可以近似运用原始应力场的测压系数为 1 时的 σ_θ 分布函数予以表达, 即

$$\sigma_\theta = \sigma_v + \frac{\sigma_0^2 (\sigma_{\theta m} - \sigma_v)}{(r - r_m + r_0)^2} \quad (r_m \leq r \leq r_0 + n r_0). \quad (4)$$

(3) 如图 9 所示, 根据力的平衡原理, 在过巷道中心点的水平横断面上, 巷道围岩中 σ_θ 与开挖前的原始垂向地应力 σ_v 之差的积分和应该等于巷道半径与原始垂向

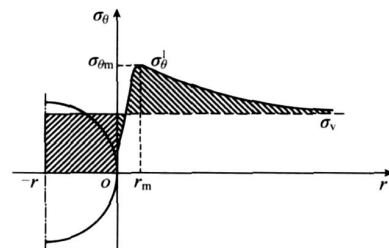


图 9 巷道围岩切向正应力计算

Fig. 9 The calculation schematic diagram of tangent stress in the tunnel surrounding rock

地应力, 即

$$\int_0^l (\sigma_r - \sigma_v) dr = \sigma_0 - \sigma_v, \quad (5)$$

式中, l 为 σ_r 的分布范围, l 可取为 $n r_0$, m ; r_0 为巷道的半径, m .

(4) 应力极值点为 (r_m, σ_m) . 将式 (3), (4) 带入式 (5) 左边得

$$\int_0^l (\sigma_r - \sigma_v) dr = \int_0^{r_m} \left[\sigma_0 + k \left[1 - \frac{r_0^2}{(r + r_0)^2} \right] \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} - \sigma_v \right] dr + \int_{r_m}^{n r_0} \frac{\sigma_m}{(r - r_m + r_0)^2} (r_m - \sigma_v) dr$$

先求出上式的积分结果, 再令 n 趋向无穷大, 最后带入式 (5), 化简得

$$a r_m^3 + b r_m^2 + c r_m + d = 0, \quad (6)$$

式中, $a = \sigma_0 + k \sin \alpha - \sigma_v$; $b = 3 \sigma_0 r_0 + 2k \sin \alpha - 4 \sigma_v r_0$; $c = 3 \sigma_0 r_0^2 + 2k \sin \alpha r_0^2 - 5 \sigma_v r_0^2$; $d = \sigma_0 r_0^3 - 2 \sigma_v r_0^3$; $k = (1 + \sin \alpha) / (1 - \sin \alpha)$.

5.4 北皂海域首采工作面运输巷围岩应力场计算

根据上述分析和公式, 计算龙口海域首采工作面运输巷开挖后, 无支护条件下的巷道围岩应力场分布. 假定巷道围岩全部是泥岩砂岩互层, 已知 $\sigma_0 =$

6.72 MPa, $\alpha = 20^\circ$; $c = 2.35$, $r_0 = 2.75$ m, $\sigma_v =$

9.27 MPa, $\sigma_h = 8.91$ MPa

首先由式 (6) 求出其切向正应力极值点为 $r_m =$

1.37 m; $\sigma_m = 16.79$ MPa 再根据式 (3), (4) 求出巷

道围岩应力分布如图 10 所示. 同理, 只要知道了巷道围岩的损伤演变规律, 就可以分别求出 σ_i ($i = 2, 3, 4$).

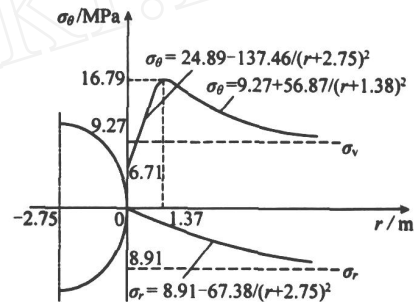


图 10 巷道围岩应力分布

Fig. 10 The distribution of tunnel surrounding rock stress

5.5 深井软岩巷道围岩应力场演变的 3 条规律

规律 1 处于强度极限邻域内的巷道围岩应力场, 在流变和外部扰动作用下, 会由极限强度这一非稳定状态, 向长期强度这种稳定状态逐步演变.

规律 2 在巷道围岩应力场演变过程中, 在过巷道中心点的水平断面上, 围岩切向正应力满足平衡方程 $\int_0^l (\sigma_r - \sigma_v) dr = \sigma_0 - \sigma_v$, l 可取为 $n r_0$.

规律 3 围岩切向正应力曲线函数, 可以用下列两式近似表达, 即

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_0 + k \left[1 - \frac{r_0^2}{(r + r_0)^2} \right] \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} \quad (0 \leq r \leq r_m), \\ \sigma_r &= \sigma_v + \frac{\sigma_m}{r_0} \left(\frac{r_m - r}{r - r_m + r_0} \right)^2 \quad (r_m \leq r \leq n r_0). \end{aligned}$$

6 北皂海域软岩巷道变形分析

6.1 运输巷变形特征

(1) 开挖后临时支护条件下, 巷道的变形速率较大: 两帮最大移近速率为 99.6 mm/h, 顶板最大下沉速率为 126 mm/h

(2) 永久支护后, 巷道的变形速率显著降低: 两帮平均移近速率是永久支护前的 21%, 顶板平均下沉速率是永久支护前的 19%.

(3) 巷道变形总量较大: 120 d 内的观测期内两帮最大收敛变形值为 346 mm, 顶板最大下沉值为 716 mm. 顶板下沉量是两帮收敛变形的 2.1 倍.

6.2 巷道顶板大变形分析

龙口海域首采工作面运输巷, 在 120 d 的观测期内, 顶板最大下沉值达 716 mm. 顶板下沉量大的主

要原因是:顶板围岩软弱破碎,巷道顶煤厚度小于 1 m,由于巷道宽度为 4.5 m,尽管是圆形断面,顶煤也没有足够的变形刚度,特别是在顶板有了一定变形后,脆性的顶煤就会丧失其结构的完整性。煤层顶板是厚度为 16 m 的含油泥岩,现场钻孔探测表明,含油泥岩底部破碎,钻孔都难以成型,整体强度很差。顶板变形量主要由 4 部分构成:顶板岩层的整体弯曲变形;顶板岩层的弹性体积变形;巷道两侧对应上方顶板挤压到巷道正上方的塑性流动变形;岩石吸水膨胀变形。

6.3 巷道变形过程分析

(1) 无支护阶段:巷道开挖完成后,围岩应力大于岩石弹性极限,会形成塑性区。随围岩变形的发展,塑性区内的岩体性能逐步劣化,塑性区范围随之逐步扩展。由于没有巷道径向支护载荷为 0,所以无支护阶段巷道变形速率最大。

(2) 临时支护阶段:巷道围岩塑性区实施了锚喷支护,巷道表层围岩强度得到一定提高,减缓了塑性区的扩展速度和巷道的变形速率。由于巷道围岩塑性区范围较大,锚喷支护对巷道流变的抑制作用有限,不足以使巷道稳定。

(3) 永久支护阶段:由于开始巷道围岩流变速率较快,所以支架能很快达到极限荷载。U36型钢的螺母扭矩为 300~350 N·m,对应的滑动阻力为 240~300 kN,平均 270 kN。海域首采工作面运输巷 U36型钢支架每个接头使用 3 组卡缆,所以支架各节之间的滑动阻力即支架的极限荷载 $P=810$ kN。运输巷支架的排距为 0.7 m,巷道直径为 4.5 m,支架对巷道围岩上的支护强度 $\sigma_r=0.257$ MPa。由于 U 型钢支架具有恒载可缩性,能够一边对围岩施加恒定的支护反力,一边逐渐收缩变形。随着巷道围岩流变的发展,巷道周边围岩因变形而产生结构损伤,岩石的 C 和 $\tan \phi$ 值逐渐减小,切向正应力的分布范围随之逐渐扩大,极值点向围岩深部转移(图 8(b)),由 σ_3 向 σ_4 演变。巷道围压内各点的应力状态,随之由极限强度这一非稳定状态,向长期强度这种稳定状态逐步演变。

7 北皂海域软岩巷道支护对策

龙口北皂海域现有的支护方式是:锚喷临时支护,U36型钢支护,支架壁后加钢筋网充填混凝土。支护成本较高,施工工程量大,顶板下沉依然难以控制。根据地应力测量、岩石流变性能参数测试和巷道围岩流变规律分析,北皂海域回采巷道支护可以考虑如下措施:根据地应力的主方向布置巷道,以岩石长期强度为巷道支护设计依据,及时实施围岩封闭支护,坚持巷道变形监测,控制巷道开挖宽度,采用全断面支护,使用可缩性高强度支架,支架壁后充填层更换为可缩柔性层。

参考文献:

- [1] 何满潮,景海河,孙晓明. 软岩工程力学 [M]. 北京:科学出版社,2002
- [2] 王连国,李明远,王学知. 深部高应力极软岩巷道锚注支护技术研究 [J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(16): 2 889~2 893.
- [3] 姜耀东,赵毅鑫,刘文岗,等. 深部开采中巷道底臃问题的研究 [J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(14): 2 396~2 401.
- [4] 华心祝,吕凡任,谢广祥. 锚注软岩巷道流变研究 [J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(2): 297~303.
- [5] 范庆忠,高延法. 分级加载条件下岩石流变特性的试验研究 [J]. 岩土工程学报,2005,27(11): 1 273~1 276.

本刊讯 根据中国科学技术信息研究所 2006 年度中国科技论文与引文数据库 (CSTPCD2006) 统计结果,《煤炭学报》第 2 次荣获 2006 年 (第 6 届) “百种中国杰出学术期刊”称号。