

DOI: 10.11779/CJGE201710020

基于时效变形的脆性围岩最优支护时机研究

张建海¹, 王仁坤², 周 钟², 郑 路³, 张 茹¹, 王 璐¹, 谢和平¹

(1. 四川大学水利水电学院水力学及山区河流开发与保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072; 3. 四川大学灾后重建与管理学院, 四川 成都 610065)

摘 要: 现代地下工程支护结构设计的基本指导思想是按照“新奥法”原理, 强调通过适时加固围岩, 使得围岩成为承载结构的主体。但是对于支护时机的掌握, 目前仍然缺乏可靠的理论和公式的指导, 只能根据现场监测信息和经验判断来确定。提出脆性围岩的“适时支护”, 是指在围岩达到弹性极限应变而破坏之前进行支护, 即在时效变形作用下, 围岩应力处于本构关系弹性段后段, 但是还没有进入软化的非稳定段。基于这一思想以及地下工程时效变形特征, 提出了最优支护时机的近似计算公式。研究表明: 最优支护时机与围岩收敛时间、围岩强度应力比、开挖后应力以及支护围压相关。由于围岩应力处处不同, 可以由公式计算得到顶拱、边墙等不同部位的最优支护时机, 从而指导支护设计。研究对长期困扰地下工程界的脆性围岩最优支护时机问题提出了一种理论方法。

关键词: 最优支护时机; 新奥法; 地下工程; 时效变形

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1908-07

作者简介: 张建海(1968-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程和地下工程的理论和计算分析研究工作。E-mail: z3257@263.com。

Optimum support time of brittle underground cavern based on time-dependent deformation

ZHANG Jian-hai¹, WANG Ren-kun², ZHOU Zhong², ZHENG Lu³, ZHANG Ru¹, WANG Lu¹, XIE He-ping¹

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River and Protection, College of Water Resources & Hydropower, Sichuan

University, Chengdu 610065, China; 2. China Hydropower Engineering Consulting Group Chengdu Design & Research Institute, Chengdu

610072, China; 3. Institute for Disaster Management and Reconstruction, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: As the basic principle used in modern underground engineering, the New Austrian Tunneling Method focuses on providing timely and optimized safe support to develop the maximum self-supporting capacity of the rock or soil itself for the stability of the underground opening. But up to now, no reliable formula and theoretical guidance for timely support have been established. The support time can only be empirically determined based on the in-situ monitoring measurements. The timely and optimized support which uses adequate self-bearing capability of surrounding rock means that the rock stress is in the final stage of elastic deformation, but before brittle failure occurs when reaching the critical elastic strain limit. Based on this idea and the characteristics of time-dependent deformation of underground engineering, an approximation formula to calculate the optimum support time is proposed. The study shows that the optimum support time is related to the deformation convergence time, ratio of rock strength to geo-stress, stress after excavation and anchorage pressure. The optimum support time for top arch and side walls can be determined according to the stresses of surrounding rock from point to point. This study may provide a theoretical method to determine the optimum support time which is a critical problem of underground engineering for a long time.

Key words: optimum support time; New Austrian Tunneling Method; underground engineering; time-dependent deformation

0 引 言

现代地下工程支护设计的基本指导思想是按照“新奥法”原理^[1], 充分发挥围岩自身承载能力, 采用喷混凝土、锚杆、锚索等柔性结构作为主要支护形式, 通过适时加固围岩, 控制围岩变形来充分发挥围

岩的过早支护, 支护结构要承受很大的变形压力, 很不经济; 支护过迟, 围岩会过度变形而导致松弛失稳。

为此, 国内外研究人员利用现场监测、理论推导、

收稿日期: 2016-06-30

*通讯作者 (E-mail: zhengl@scu.edu.cn)

数值模拟等多种手段对“最佳支护时机”问题进行了大量研究,并取得了积极的进展。根据最佳支护时机的判据不同,可以分为变形量和应力释放系数两类。

通过现场监测、数值模拟等手段,可以获知围岩变形量和变形趋势,从而确定最佳支护时机。例如,de Farias 等^[2]采用三维数值模拟研究了新奥法开挖隧道的位移控制问题。Bizjak 等^[3]计算隧道中的应力衰弱区和周围应力区,采用有限差分数值模型反演,得出基于使用反向传播神经网络的隧道位移和演化的预测模型。王祥秋等^[4]采用蠕变损伤模型,认为必须控制围岩蠕变不会发展到加速蠕变阶段,从而由蠕变参数反推合理支护时间。王小平^[5]采用 Bingham 硬化模型,揭示巷道围岩变形随时间的变化规律,确定了巷道的合理支护时间。Choih 等^[6]根据新奥法原理,通过理论分析研究和模拟计算,确定出软弱岩体中隧道开挖的最佳支护时机。刘志春等^[7]以乌鞘岭隧道为工程背景,通过现场量测数据相互关系综合分析,提出了以隧道极限位移为基础、现场量测日变形量和总位移为依托的工程可操作判别指标,对软岩大变形隧道二次衬砌施作时机进行了探讨。王中文等^[8]按照流变力学原理对考虑围岩蠕变特性的隧道变形进行解析,并利用现场实测数据对公式中的参数进行拟合并进而确定了流变参数,提出了用现场监测数据确定围岩流变参数的方法,以变形量为判据确定二衬的合理支护时机。吴梦军等^[9]基于现场测试,对位移历时曲线进行了拟合,研究以隧道位移释放比为基础指标的支护时机确定方法,选取内部应力最小为最佳施作时机。Guan 等^[10]、周先齐等^[11]分别基于实际工程,采用伯格黏弹塑性流变本构模型,以变形量和变形速率为判据,得到了日本长崎县嬉野隧道和向家坝大型地下厂房典型断面的最佳支护时间。陆银龙等^[12]在对破裂软岩注浆加固后的力学特性分析的基础上,利用 FLAC2D 软件的应变软化本构模型,对软岩巷道最佳锚固支护时机进行数值模拟优化分析,以巷道变形量为判据,提出一种定量的确定巷道最佳的锚注支护时机的方法。

另外,应力释放系数也可用于确定最佳支护时机。例如,荣耀^[13]依据巷道掘进过程中各类围岩应变能的释放时间,定性地给出了围岩级别与支护合理时间;汪波等^[14]分析现场监控量测资料后,通过数值模拟方法分析了不同应力释放系数时的洞周应力值,以应力释放系数为判据,对苍岭隧道的岩爆预测和初期支护时期进行了探讨。朱泽奇等^[15]基于坚硬围岩的应力释放特征研究,以应力释放系数为判据,对某水电站地下厂房洞室群的初期支护时间进行了二维数值分析研究。周勇等^[16]理论推导了考虑围岩流变特性时衬砌位

移及围岩的位移的表达式,采用应力释放系数为判据,研究了广梧高速公路牛车顶隧道的合理支护时机。

尽管对于最优支护时机的确定,已有较多文献研究,但是对该问题的理论分析和机理研究仍然十分欠缺,所提出的判据往往难以直接给出最优支护时间,难以为工程人员使用。目前,如何合理准确地确定最优支护时机,做到“适时支护”,还缺乏可靠的理论和公式的指导,只能根据现场监测信息或大量的数值模拟试验来确定。

1 基于时效变形推导最优支护时机

传统忽略围岩时效作用的地下工程研究中,在给定的地应力荷载下,围岩变形是唯一的。这与实际地下工程开挖后,围岩变形在一定时间内随时间增长的实际情况不相符合。特别是高地应力环境和中等强度围岩的组合条件下,围岩变形常常需要数月甚至更长的时间才趋于收敛。例如,锦屏一级地下厂房主厂房在第 X 级开挖完成后,主厂房和主变室的多点位移计经过约 8 个月才完全收敛。

可见,对于高地应力地下厂房,围岩在开挖后,其围岩变位并非立即完成,而是需要一定的时间。一般来说,完整性好、围岩硬度大、强度高的围岩需要的地应力释放时间较短,而裂隙发育程度高,地应力又高的锦屏一级地下厂房、猴子岩地下厂房围岩在开挖后,将产生临近开挖面的围岩裂隙松弛张开现象,要经过一段时间的变形调整才能稳定收敛。

1.1 围岩时效变形荷载

洞室开挖爆破完成后,总的地应力释放力 σ_0 中的一部分立即得到释放,但剩余时效部分则需要经过一定时间才能完全释放。从锦屏、猴子岩等地下厂房围岩变形发展时效响应来看,围岩变形发展及位移收敛有时效性,例如图 1 所示多点位移计时效变形规律具有典型的指数函数特性。因此不妨设剩余时效释放力 $\sigma_r(t)$ 为总的地应力释放力的 α 倍 ($0 < \alpha < 1$),且为时间的指数函数:

$$\sigma_r(t) = \alpha(1 - e^{\beta t})\sigma_n, \quad (1)$$

式中, α 为时效变形荷载系数, β 为时效变形指数, $\sigma_r(t)$ 为时效释放应力, σ_n 为开挖面法向上的释放地应力荷载。 σ_n 可以通过该点地应力张量 σ_0 和开挖面法向 \vec{n} 计算:

$$\sigma_n = -\vec{n}^T \sigma_0 \vec{n} \quad (2)$$

由图 2 可见,时效变形指数 β 的绝对值越小,时效释放荷载趋于稳定所需的时间越长。设时效释放荷载 $\sigma_r(t)$ 达到 0.99 倍时效荷载最终值 $\alpha\sigma_n$ 的时间为稳定收敛时间 T_c ,则达到稳定收敛时有

$$\frac{\sigma_r}{\alpha\sigma_n} = 1 - e^{-\beta T_c} = 0.99, \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\ln 0.01}{T_c} = \frac{-4.605}{T_c}。 \quad (4)$$

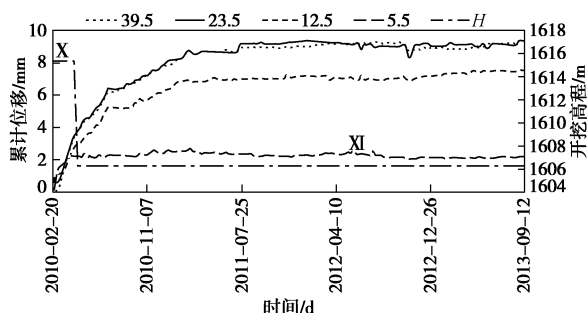


图1 锦屏主厂房下游边墙多点位移计M4ZCF-XZ4时间位移过程曲线(X:第10级开挖;XI:第11级开挖)

Fig. 1 Displacement-time histories of displacement gauge M4ZCF-XZ4 on downstream wall of Jinping underground power house (X: 10th stage excavation; XI: 11th stage excavation)

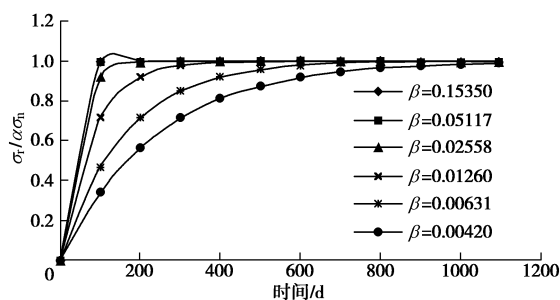


图2 不同系数 β 对应的时效释放荷载历时曲线

Fig. 2 Load-time histories under different values of β

由式(4)可以计算不同变形收敛时间 T_c 对应的时效变形指数 β 值。可见,式(1)中系数 α 控制着时效释放荷载 $\sigma_r(t)$ 相对于总地应力释放荷载 σ_0 的大小,而 β 控制着时效释放荷载随时间变化的快慢。

1.2 洞壁低围压下的应力应变关系

图3所示岩石三轴应力应变全过程实验表明,岩石的应力应变和破坏与围压关系密切。随着围压的增大,岩石从弹性-软化为特征的脆性破坏,逐步演变成弹性-塑性硬化的塑性破坏特征,并且岩石所能承受的极限应变也随围压而增大。洞室开挖后,由于地应力释放,洞壁附近围岩近似处于解除侧向力的单轴受力状态,此时岩石本构关系一般表现为图3中无围压时的弹性-软化模式,在破坏模式上一般表现为弹脆性破坏。

实际高地应力地下厂房案例,例如锦屏地下厂房顶拱右半拱、锦屏导流洞右拱座以及白鹤滩地下厂房左顶拱出现的破裂表现为表层片帮、剥落、劈裂、外鼓,这些现象都有明显受压破坏的破坏特征,而这些地方又正是周向应力最大,径向应力很小的地方。考虑到洞室轴线方向较长,为便于推导,本文将洞室看

成平面问题,只考虑洞室截面内的应力作用,另外基于以上实际破裂现象,洞壁低围压区以单轴抗压强度作为评判岩体是否破坏的依据。

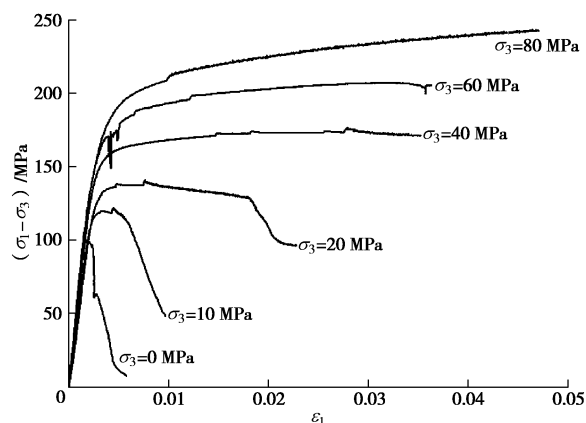


图3 锦屏大理岩三轴应力应变全过程曲线。

Fig. 3 Triaxial complete stress-strain curves of Jinping marble

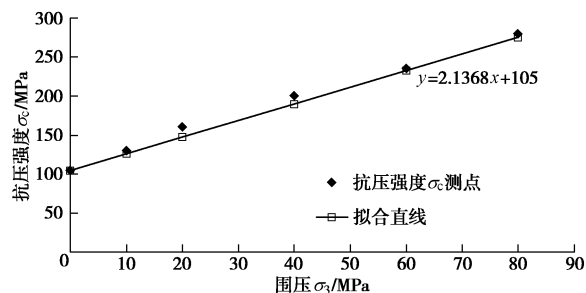


图4 抗压强度与围压拟合关系曲线

Fig. 4 Fitting curve of compressive strength and confining pressure

通过对多种岩石全过程应力应变关系的研究,发现弹性极限强度 σ_c 与围压 P (或 σ_3)存在较好的线性相关关系。例如由图3可以整理得到图4的强度与围压关系,可以表达为

$$\sigma'_c = \sigma_c + \lambda P。 \quad (5)$$

式中 σ_c 为单轴抗压强度; P 为围压; λ 为强度增长常数; σ'_c 为围压 P 作用下的抗压强度。

将洞室简化为平面问题,只考虑洞室截面内的应力作用,忽略沿洞轴向的应力作用,则围压 P 的计算可以由锚杆或者锚索提供的侧向压力得到,例如对于锚杆、锚索支护:

$$P = \frac{\sigma_t \cdot A_g}{a_1 b_1} + \frac{N_s}{a_2 b_2}。 \quad (6)$$

式中 σ_t 为锚杆抗拉强度; A_g 为截面积; N_s 为锚索吨位, a_1 , b_1 为锚杆间排距; a_2 , b_2 为锚索间排距。

由图5所示低围压下的弹性-软化模型可见,洞壁附近随着周向应变 ϵ 的增加,围岩应力在经历弹性阶段(OA段)到达弹性极限应力后便进入应力急剧下降的非稳定软化区(AB段)。显然,围岩应变一旦超

过弹性区极限应变, 围岩就处于失稳状态。而增加了锚杆、锚索后, 对围岩产生了侧向压力, 据式 (5) 可知, 围岩抗压强度将在围压作用下有所提高, 从而将弹性段延伸至 OA' 段, 弹性极限应变也由单轴弹性极限应变 ε_c 增大至 ε'_c 。

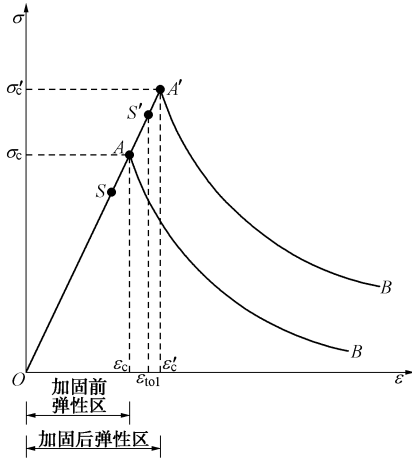


图 5 低围压下岩体应力应变关系模型

Fig. 5 Rock stress-strain model under low side pressure

对于脆性围岩, 本文认为所谓“适时支护”, 是指让围岩充分发挥自承能力: 在开挖后, 以及围岩时效变形过程中, 围岩应力最终处于弹性末端之前, 围岩应变最多达到稳定和失稳软化区分界应变 ε'_c 。对实际工程而言, 要求围岩应变始终处于弹性极限应变 ε'_c 以内, 故而定义允许弹性应变为 ε_{tol} 。且有

$$\varepsilon_{tol} = \frac{\varepsilon'_c}{K}, \quad (7)$$

其中应变裕度 $K \geq 1$, 显然有 $\varepsilon_c < \varepsilon_{tol} \leq \varepsilon'_c$ 。

如图 5 所示, 在时效变形作用下, 一点应力由 S 移动至由 S' , 但是仍然处于弹性稳定区, 该点仍然处于可以承载的状态。

依据这一思想, 假设开挖后围岩周向应力 σ_1 已经达到单轴抗压强度 σ_c 的 r 倍 ($0 \leq r \leq 1$), 若无支护措施, 后续时效变形使得该点应变最多到达 ε_c ; 但是考虑支护作用后, 后续时效变形使得该点应变则可以达到允许弹性极限应变 ε_{tol} , 故而, 在支护作用下, 时效松弛荷载所产生的最大侧向应变增量为

$$\Delta \varepsilon_{rm} = \mu \left(\varepsilon_{tol} - r \frac{\sigma_c}{E} \right) = \nu \left(\frac{\varepsilon'_c}{K} - r \frac{\sigma_c}{E} \right), \quad (8)$$

式中, E 为岩体弹性模量, ν 为泊松比。

根据式 (1), 支护完成后时间 t 至围岩稳定收敛时间 T_c , 围岩径向时效释放应力荷载增量为

$$\Delta \sigma_r(t_i) = \sigma_r(T_c) - \sigma_r(t) = \alpha(e^{\beta t} - e^{\beta T_c}) \sigma_n. \quad (9)$$

本文定义最优支护时机 T_x 是在支护措施作用下, 围岩周向应变在时效荷载作用下达到变形收敛时, 刚好达到允许弹性极限应变 ε_{tol} , 此时应力仍然处于弹性

稳定变形段。围岩应变已经处于稳定到非稳定的临界点, 但是围岩仍然承担荷载。在最优支护时机 T_x , 地下厂房围岩锚杆、锚索支护完成, 并开始发挥作用。在开挖后, 围岩周向应力 σ_1 基本稳定, 即在后续时效变形作用下, 周向应力增量 $\Delta \sigma_1$ 可以忽略, 而径向应变的增量主要由径向时效释放荷载增量 $\Delta \sigma_r$ 产生, 由本构关系 $\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \mu \sigma_1)$, 故有 $\Delta \varepsilon_r = \frac{1}{E}(\Delta \sigma_r - \mu \Delta \sigma_1)$, 由于 $\Delta \sigma_1 \approx 0$, 故 $\Delta \varepsilon_r \approx \frac{1}{E} \Delta \sigma_r$ 。带入式 (9), 从最优支护时机 T_x 至围岩稳定收敛时间 T_c 对应的围岩松弛释放荷载增量导致的侧向应变增量近似为

$$\Delta \varepsilon_r = \alpha(e^{\beta T_x} - e^{\beta T_c}) \frac{\sigma_n}{E}. \quad (10)$$

考虑到式 (8) 与 (10) 等量, 可得

$$\alpha(e^{\beta T_x} - e^{\beta T_c}) \frac{\sigma_n}{E} = \mu \left(\frac{\varepsilon'_c}{K} - r \frac{\sigma_c}{E} \right). \quad (11)$$

由 $\varepsilon'_c = \frac{\sigma'_c}{E}$, 结合式 (5), 则上式化为

$$e^{\beta T_x} - e^{\beta T_c} = \frac{\mu \sigma_c}{\alpha K \sigma_n} \left(1 + \lambda \frac{P}{\sigma_c} - rK \right). \quad (12)$$

引入强度应力比 $k_\sigma = \frac{\sigma_c}{\sigma_{1max}}$, 其中 σ_{1max} 为洞室初始地应力极值。

定义释放力系数 γ 为释放应力 σ_n 与洞室地应力极值 σ_{1max} 之比, 则有

$$\sigma_n = \gamma \sigma_{1max}. \quad (13)$$

则式 (12) 变化为

$$e^{\beta T_x} = e^{\beta T_c} + \frac{\mu k_\sigma}{\alpha \gamma K} \left(1 + \lambda \frac{P}{\sigma_c} - rK \right). \quad (14)$$

从而, 可知最优支护时机:

$$T_x = \frac{1}{|\beta|} \ln \left[e^{\beta T_c} + \frac{\mu k_\sigma}{\alpha \gamma K} \left(1 + \lambda \frac{P}{\sigma_c} - rK \right) \right] \quad (0 \leq T_x \leq T_c). \quad (15)$$

依据式 (4), 上式中 $e^{\beta T_c}$ 可取为 0.01。考虑到 $e^{\beta T_c}$ 很小, 可以略去该项。最优支护时机 T_x (单位: d) 可以进一步简化为

$$T_x = \frac{T_c}{4.605} \left[\ln \left(\frac{\mu}{\alpha} \right) + \ln \left(\frac{k_\sigma}{\gamma K} \right) + \ln \left(1 + \lambda \frac{P}{\sigma_c} - rK \right) \right] \quad (0 \leq T_x \leq T_c). \quad (16)$$

式 (16) 表明, 最优支护时机是围岩变形收敛时间 T_c , 强度应力比 k_σ , 应变裕度 K , 开挖后围岩第一主应力 σ_1 与单轴抗压强度 σ_c 之比 r , 支护围压 P , 以及时效变形荷载系数 α 的函数。

由于式 (15) 的推导是基于脆性岩体开挖面附近无侧限单轴受力状态的一个点的应力应变状态而推导

的, 而实际上距离洞壁稍远, 围岩便处于有围压状态。故而, 式(16)是一个近似公式。可以通过对洞室围岩变位监测、破裂现象发生的情况, 确定几个主要参数, 例如时效荷载系数 α , 释放力系数 γ 等, 才能得到符合具体工程的最优支护时机。

2 最优支护时机敏感性分析

参照锦屏一级水电站地下厂房参数反演计算成果, 由取时效荷载系数 $\alpha=0.15$, 泊松比 $\nu=0.25$, 释放力系数 $\gamma=1.0$, 岩体单轴压缩强度 $\sigma_c=70\text{ MPa}$, 应变裕度 $K=1.0$, 锚索支护参数为 $N_s=2500\text{ kN}$, 间排距 $4.5\text{ m}\times 4.5\text{ m}$, 由式(6)可得支护围压 $P=0.123\text{ MPa}$, 由图3可推知强度增长常数为 $\lambda=2.1368$ 。分别假设开挖后围岩周向应力达到单轴抗压强度 σ_c 的30%, 即 $r=0.3$, 以及达到单轴抗压强度的60%, 即 $r=0.6$, 则对于稳定收敛时间 T_c 分别为90 d, 180 d, 365 d的最优支护时机可由式(16)得到表1和图6。

表1 最优支护时机 T_x 与强度应力比 k_σ 和收敛时间 T_c 的关系

强度应力比 k_σ	Table 1 Relationship among optimum support time T_x , k_σ and T_c					
	$T_c=90\text{ d}$		$T_c=180\text{ d}$		$T_c=365\text{ d}$	
	$r=0.3$	$r=0.6$	$r=0.3$	$r=0.6$	$r=0.3$	$r=0.6$
1	3.12	0	6.2	0	12.6	0
2	16.6	5.8	33.3	11.6	67.5	23.5
3	24.5	13.7	49.1	27.4	99.7	55.6
4	30.2	19.3	60.4	38.7	122.5	78.4
5	34.5	23.7	69.1	47.4	140.2	96.1
6	38.1	27.2	76.2	54.5	154.6	110.6
7	41.1	30.2	82.3	60.5	166.8	122.8
8	43.7	32.9	87.5	65.8	177.4	133.4
9	46.0	35.2	92.1	70.4	186.8	142.7
10	48.1	37.2	96.2	74.5	195.1	151.1

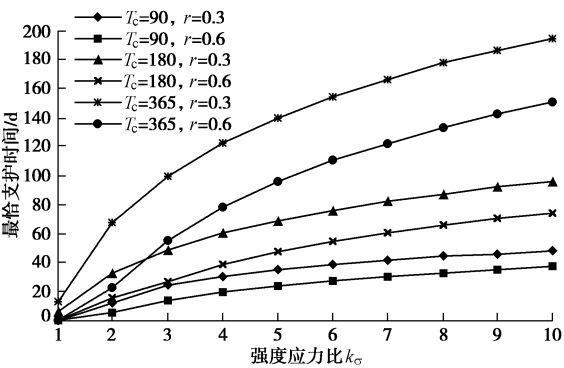


图6 最优支护时机 T_x 与强度应力比 k_σ 和收敛时间 T_c 的关系
Fig. 6 Relationship among optimum support time T_x (day), k_σ and T_c

由表1, 图6可见:

(1) 最优支护时机与强度应力比相关, 强度应力比越大, 围岩稳定性好, 最优支护时机也越大; 强度应力比越小(围岩趋于不稳定), 最优支护时机则越早。

(2) 同一强度应力比下, 若稳定收敛时间增大, 围岩时效变形越明显, 则最优支护时机也随之后延。

(3) 开挖后应力越大, 则应力比 r 越大, 围岩稳定性变差, 故而最优支护时机减小。

3 工程实例分析

由于围岩第一主应力 σ_1 与单轴抗压强度 σ_c 比值处处不同, 是一个空间分布的函数。应力分析得到了 r 值的分布范围, 可以计算出地下工程不同部位最优支护时机。

对锦屏6个机组段多点位移计的收敛分析表明, 在主厂房第X级开挖完成后, 主厂房和主变室的多点位移计平均需要约 $T_c=252\text{ d}$ 才能完全收敛。根据表2给出的锦屏地下厂房围岩基本参数, 可知围岩强度应力比为 $k_\sigma=\sigma_c/\sigma_{1\max}=1.96$ 。锚索支护参数为 $N_s=2500\text{ kN}$, 间排距 $4.5\text{ m}\times 4.5\text{ m}$, 由式(6)可得支护围压 $P=0.123\text{ MPa}$ 。为确定锦屏#5机组三大洞室洞周最佳支护时间, 首先可以对洞室开挖过程进行有限元计算分析, 得到图7所示的洞周主应力分布。从图7可以计算洞周每个节点的应力比 $r=\sigma_1/\sigma_c$ 。由于洞周不同点的主压应力 σ_1 各不相同, 各点的 r 值也不同, 从而导致各处的最优支护时机随之变化。

表2 锦屏地下厂房围岩力学参数

Table 2 Mechanical parameters of Jinping-I underground power house				
泊松比 ν	单轴抗压强度 σ_c/MPa	地应力极值 $\sigma_{1\max}/\text{MPa}$	支护围压 P/MPa	强度增长系数 λ
0.25	70.0	35.7	0.123	2.136

依据锦屏监测反馈成果, 取时效变形系数时效荷载系数 $\alpha=0.15$, 释放力系数 $\gamma=1.0$, 应变裕度 $K=1.0$, 可得锦屏地下厂房#5机组三大洞室顶拱和边墙的最优支护时机如图7所示。

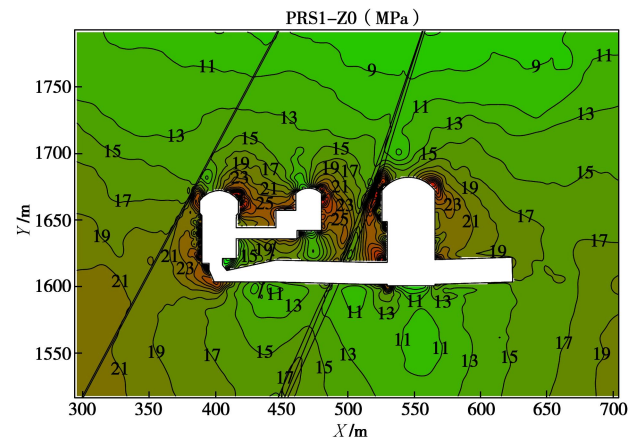


图7 #5机组段开挖完成后第一主应力 σ_1 (MPa)分布图
Fig. 7 Distribution of 1st principal stress after excavation of power house No. 5

如图可见, 由于主厂房右上角主应力极值达到 42.5 MPa, 图 8 表明该处最优支护时机为 16.13 d, 超过这一时间, 则围岩可能在该处产生破坏现象。事实上, 由于该处未能及时施做锚索等加固措施, 导致该处出现了压溃式的向内鼓出弯折破坏, 如图 9 照片所示。相对的, 主厂房左上角最优支护时机则长达 47.54 至 60.19 d, 支护紧迫性明显弱于右上角。岩锚梁以上的边墙最优支护时机在 32.24 到 48.30 d 左右, 而岩锚梁以下高边墙最优支护时机在 49.25 d 至 72.69 d 不等, 按照小值控制原则, 边墙支护应在 1 个月左右完成。这与文献^[17]推荐的锦屏地下厂房支护时间相符。

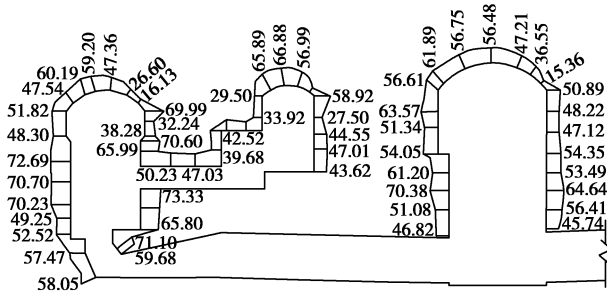


图 8 锦屏地下厂房#5 机组最优支护时机 T_x 分布

Fig. 8 Distribution of optimum support time T_x of Jinping power house No. 5



图 9 锦屏地下厂房下游拱腰围岩变形破坏照片

Fig. 9 Break failure of surrounding rock in downstream arch of Jinping underground power house

4 结 论

本文基于新奥法充分发挥围岩自稳能力的思想, 认为脆性围岩最优支护时机 T_x 为围岩周向应变在时效荷载作用下达到变形收敛时, 刚好达到允许弹性极限应变 ε_{tol} , 此时应力仍然处于弹性稳定变形段, 围岩可以正常承载。据此, 对洞周无围压应力点开展时效荷载作用下的应变状态分析, 推导得到了最优支护时机的近似计算公式。该公式明确阐明了最优支护时机与围岩变形收敛时间 T_c , 强度应力比 k_σ , 支护围压 P , 应变裕度 K , 围岩周向应力 σ_1 , 以及时效变形荷载系

数 α 的关, 为定量确定地下工程支护时间提供了理论依据, 完善了新奥法支理论。该公式表明:

(1) 最优支护时机与强度应力比相关, 强度应力比越大, 围岩稳定性好, 最优支护时机也越大; 强度应力比越小, 最优支护时机则越早。

(2) 同一强度应力比下, 若稳定收敛时间增大, 围岩时效变形越明显, 则最优支护时机也随之后延。

(3) 开挖后应力越大, 则应力比 r 越大, 围岩稳定性变差, 故而最优支护时机减小。

(4) 对锦屏一级地下厂房#5 机组段的最优支护时机分析表明, 所得支护时间与工程现象相吻合, 表明该公式在实际地下工程中有适用性。

由于公式中涉及时效荷载系数 α 和围岩稳定收敛时间 T_c , 其取值需要在开展监测反馈后才能确定, 而这些系数对最优支护时机有显著影响, 有待进一步搜集类似工程观测资料, 并开展相关研究工作。

参考文献:

- [1] 韩瑞庚. 地下工程新奥法[M]. 北京: 科学出版社, 1987. (HAN Rui-geng. New Austrian tunneling method in underground engineering[M]. Beijing: Science Press, 1987. (in Chinese))
- [2] DE FARIAS M M, MORAES J A H, DE ASSIS A P. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2004, 19: 283 - 293.
- [3] BIZJAK K F, PETKOVSEK B. Displacement analysis of tunnel support in soft rock around a shallow highway tunnel at Golovec[J]. Engineering Geology, 2004, 75(1): 89 - 106.
- [4] 王祥秋, 杨林德, 高文华. 软弱围岩蠕变损伤机理及合理支护时间的反演分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(5): 793 - 796. (WANG Xiang-qiu, YANG Lin-de, GAO Wen-hua. Creep damage mechanism and back analysis of optimum support time for soften rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(5): 793 - 796. (in Chinese))
- [5] 王小平. 软岩巷道合理支护时间模拟研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2006, 23(1): 103 - 106. (WANG Xiao-ping. Time simulation of rational support for soft rock roadway[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2006, 23(1): 103 - 106. (in Chinese))
- [6] CHOI Sung-Oong, SHIN Hee-Soon. Stability analysis of a tunnel excavated in a weak rock mass and the optimal supporting system design[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, 41(3): 876 - 881.

- [7] 刘志春, 李文江, 朱永全, 等. 软岩大变形隧道二次衬砌施工时机探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(3): 580 - 588. (LIU Zhi-chun, LI Wen-jiang, ZHU Yong-quan, et al. Research on construction time of secondary lining in soft rock of large-deformation tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(3): 580 - 588. (in Chinese))
- [8] 王中文, 方建勤, 夏才初, 等. 考虑围岩蠕变特性的隧道二衬合理支护时机确定方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 1): 3241 - 3246. (WANG Zhong-wen, FANG Jian-qin, XIA Cai-chu, et al. Determination method of supporting time for secondary lining in tunnel considering rock creep behaviors[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 3241 - 3246. (in Chinese))
- [9] 吴梦军, 张永兴, 刘新荣, 等. 基于现场测试的大跨扁平连拱隧道最佳支护时机研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, **39**(1): 53 - 57. (WU Meng-jun, ZHANG Yong-xing, LIU Xin-rong, et al. A study of the optimal supporting time of large span and falt multi-arch tunnel based on site monitoring[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, **39**(1): 53 - 57. (in Chinese))
- [10] GUAN Zhen-chang, JIANG Yu-jing, YOSHIHIKO T, et al. A new rheological model and its application in mountain tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**: 292 - 299.
- [11] 周先齐, 王伟. 向家坝大型地下厂房长期稳定性研究[J]. 地下空间与工程学报, 2012, **8**(5): 1026 - 1033, 1047. (ZHOU Xian-qi, WANG Wei. Study on the long-term stability of large-scale underground plant of Xiangjiaba hydropower station[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, **8**(5): 1026 - 1033. (in Chinese))
- [12] 陆银龙, 王连国, 张蓓, 等. 软岩巷道锚注支护时机优化研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(5): 1395 - 1401. (LU Yin-long, WANG Lian-guo, ZHNG Bei, et al. Optimization of bolt-grouting time for soft rock roadway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(5): 1395 - 1401. (in Chinese))
- [13] 荣耀. 巷道围岩支护时间与围岩级别关系的研究[J]. 矿山压力顶板管理, 2003, **20**(4): 11 - 13. (RONG Yao. The study of the relation of pudding time of tunnel's country rock support and the class of the country rock[J]. Ground Pressure and Strata Control, 2003, **20**(4): 11 - 13. (in Chinese))
- [14] 汪波, 何川, 俞涛. 苍岭隧道岩爆预测的数值分析及初期支护时机探讨[J]. 岩土力学, 2007, **28**(6): 1181 - 1186. (WANG Bo, HE Chuan, YU Tao. Study on numerical analysis of rockburst and primary support time on Cangling Tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(6): 1181 - 1186. (in Chinese))
- [15] 朱泽奇, 盛谦, 刘继国, 等. 坚硬围岩初期支护合理时机研究[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(6): 1240 - 1245. (ZHU Ze-qi, SHENG Qian, LIU Ji-guo, et al. Study on primary supporting time for hard surrounding rockmass[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(6): 1240 - 1245. (in Chinese))
- [16] 周勇, 柳建新, 方建勤, 等. 岩体流变情况下隧道合理支护时机的数值模拟[J]. 岩土力学, 2012, **33**(1): 268 - 272, 279. (ZHOU Yong, LIU Jian-xin, FANG Jian-qin, et al. Numerical simulation for appropriate lining time of tunnel considering rock mass rheological conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(1): 268 - 272, 279. (in Chinese))
- [17] 程良奎, 张培文, 王帆. 岩土锚固工程的若干力学概念问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(4): 668 - 682. (CHENG Liang-kui, ZHANG Pei-wen, WANG Fan. Several mechanical concepts for anchored structures in rock and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(4): 668 - 682. (in Chinese))