

深埋软岩隧洞围岩变形控制方法

张传庆^{1,2} 张洋³ 周辉^{1,2} 杨凡杰^{1,2} 刘宁³

(1 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071; 2 中国科学院大学, 北京 100049; 3 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 杭州 310014)

摘要 变形控制是软岩隧洞稳定性调控的主要手段,规范和现有文献均给出了变形和变形速率控制指标或方法,但绝大部分成果是依据浅埋隧洞经验总结而得,不能很好地适用深埋隧洞围岩变形压力大的情况,且仅侧重变形收敛判断,无法据此起到施工过程及时调控或者将其作为调控依据的作用。文章针对此问题,在对深埋绿泥石片岩隧洞挤压变形洞段围岩变形特征分析的基础上,建立了多变形指标围岩稳定控制方法,并以变形量和变形速率为主要指标,辅以变形和变形速率模式分析,可考虑施工过程中围岩变形的时空效应,对围岩稳定性进行及时调控,避免了深埋软岩隧洞围岩挤压变形问题的出现。研究成果可为深埋软岩隧洞施工开挖过程中围岩稳定调控提供有效技术手段。

关键词 深埋软岩隧洞 变形控制 变形速率 挤压 时空效应 围岩稳定性

中图分类号:U451[·]2; TV672[·]1 **文献标识码**:A

1 引言

深埋软岩隧洞工程开挖过程中围岩响应以变形为主,变形发展阶段、变形程度及变形稳定性直接反映了隧洞围岩的稳定状态,故大部分软岩隧洞施工中均采用变形方法调控围岩稳定状态。现有文献给出的围岩稳定性变形监控指标主要为相对变形、变形速率和变形加速度。

《GB50086-2001 锚杆喷射混凝土技术规范》^[1]中规定:二次衬砌的施作时机同时按三项标准控制,即收敛速率、收敛速率变化趋势和变形完成比例。当然,同时还要看支护外力和内力大小及变化情况。《JTGF60-2009 公路隧道施工技术规范》^[2]和《TB10003-2005 铁路隧道设计规范》^[3]中的规定也与之类似。李世辉等^[4]认为国内外有关规范中,围岩稳定性判据均以变形值或变形速率为主,而用于软弱围岩往往效果不佳,围岩稳定判据应以变形加

速度为主,辅以变形值(趋于常量)或变形速率(趋于零),进而提出了变形速率比值法。朱永全^[5]认为隧道围岩稳定监控指标除极限变形外,还应考虑变形速率和变形速率的变化率。

这些指标本质上已经涵盖了现有文献所提出和应用的大部分变形指标,仅仅在表达方式上略有差异,且在不同工程中取值不同^[6-12]。然而,大部分指标系作为围岩稳定的判断标准使用,即判断围岩在什么条件下稳定,而非管理或调控标准,即估计围岩在何时可能或接近失稳,以便及时采取措施。因此,在施工过程中无法应用这些标准对围岩稳定状态进行实时判断与调控,原因是它们未与围岩实际开挖过程中的时空效应和支护情况联系起来,尚缺乏基于这些指标的围岩稳定性调控方法。

本文以锦屏二级水电站深埋引水隧洞西端绿泥石片岩洞段挤压变形问题为典型案例,在分析围岩

修改稿返回日期:2016-09-16

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51279201,51404240);中国科学院科研仪器设备研制项目(YZ201344)。

作者简介:张传庆(1977-),男,研究员,博士生导师,主要从事深部地下工程灾害防护机理与新技术方面的研究工作,E-mail:cqzhang@whrsm.ac.cn.

变形时空特征及其与围岩稳定性关系的基础上,综合采用收敛变形大小、变形速率、变形模式和变形速率模式三项标准,建立了深埋软岩隧洞围岩变形控制方法,并求取了各指标的控制标准值,为类似工程施工过程中围岩稳定性调控提供参考。

2 深埋绿泥石片岩隧洞概况

锦屏二级水电站深埋引水隧洞群包括4条引水隧洞,由北向南依次为1#、2#、3#和4#引水隧洞,如图1所示^[13,14]。全洞线80%洞段埋深在1 500 m以上。引水隧洞西端采用钻爆法开挖,为四心马蹄形断面,隧洞开挖直径13~13.8 m,部分绿泥石片岩洞段开挖高度为14.3 m。施工工序分上下两层开挖,上层先开挖8.5~8.9 m,然后下层开挖4.5~4.9 m。

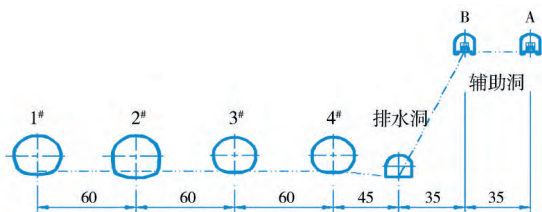


图1 锦屏二级水电站隧洞群布置示意(单位:m)

Fig.1 Layout of tunnels at the Jinping II hydropower station (Unit: m)

1#和2#引水隧洞开挖过程中分别揭露出绿泥石片岩(以下简称绿片岩)地层。该洞段埋深在1 550~1 850 m之间,自重应力约为41~50 MPa,而绿片岩单轴抗压强度均值为38.8 MPa,饱和时为19.47 MPa。由强度应力比可知,该洞段属极高应力区。同时,绿片岩强度和弹性模量低,遇水软化效应突出,高应力下围岩以塑性剪切破坏为主,现场表现为以塑性变形为主的挤压大变形。

由于强度应力比低,上层开挖支护后出现了严重挤压变形问题。为保证围岩稳定、下层顺利开挖及运行期衬砌的安全性,进行了上断面二次扩挖和支护加固。而下层开挖支护时围岩能否稳定、变形能否得以控制、何时施工衬砌等问题亟需解决。

3 围岩变形曲线特征

3.1 围岩变形曲线一般特征

在无时效变形的稳定地层开挖隧洞的过程中,随掌子面前进,围岩一般位移曲线呈S形^[15],如图2

所示。掌子面前1倍洞径处围岩开始受到掌子面开挖扰动而出现变形,并随掌子面推进而增大,在掌子面到达监测断面时,围岩已完成总位移的20%~30%,掌子面经过监测断面1倍洞径时,围岩完成总位移的60%~80%,经过2倍洞径时,围岩完成总位移的90%以上,4倍洞径时围岩基本收敛。

图2所示为较为理想的稳定围岩变形发展全过程曲线。然而,除特别设置超前监测断面外,大多数隧洞在掌子面后设置监测断面,此时监测到的仅仅是开挖之后围岩或支护加固围岩的变形。深埋软岩隧洞开挖过程中围岩响应非常复杂,并非全部按图2所示的渐趋稳定,常常由于围岩不稳定而需及时进行支护。若处理得当,则围岩变形将渐趋收敛,如图3中的曲线③和⑤;若处理不当,则可能导致变形迅速增大或位移随时间持续增大,如图3中的曲线①、②和④。

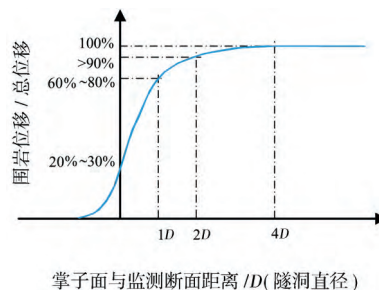


图2 稳定地层隧洞开挖过程中围岩位移曲线

Fig.2 Displacement curve of surrounding rock mass during tunnel excavation in stable ground

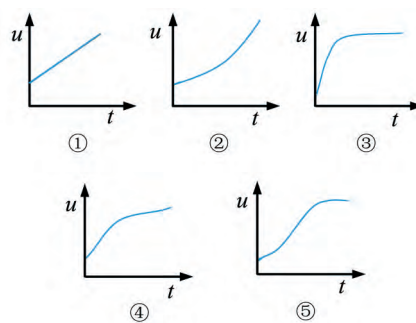


图3 隧洞围岩典型变形曲线^[6]

Fig.3 Typical deformation curves of tunnel surrounding rock^[6]

3.2 锦屏深埋绿片岩隧洞围岩变形曲线特征

在建立适用于施工过程的围岩变形控制方法之前,需掌握开挖过程中围岩变形曲线类型或特征。

锦屏二级水电站深埋引水隧洞绿泥石片岩洞段上层开挖过程中的收敛监测断面有32个,本文仅取两个代表性断面进行分析,即引(1)1+655和引(1)1+780断面,其收敛变形如图4和图5所示,可见,二者均表现为曲线③的形式。

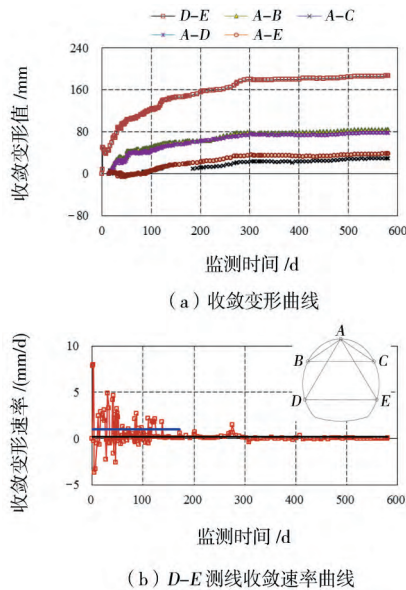


图4 引(1)1+655断面的收敛变形和收敛速率时程曲线
Fig.4 Time-history curves of convergence and convergence rate at the 1+655 section of the No.1 diversion tunnel

引(1)1+655断面收敛变形和收敛速率时程曲线如图4所示。可见,刚开始监测时,收敛速率较大,最大达到了7.85 mm/d,系统支护后围岩收敛速率逐渐降低,开始监测44 d后降至1 mm/d以下,并在此速率左右持续变形,至86 d后降至0.2 mm/d。虽然曲线趋于收敛,且满足规范中0.2 mm/d的规定,但之后变形仍在低速持续发展。该断面加固之前,围岩收敛变形增量达到39 mm。断面激光扫描结果表明,该断面出现了明显的挤压变形问题,最大变形达0.8 m,属于极严重挤压变形洞段^[6]。

该断面现场实施的支护参数为:全断面系统锚杆支护,其直径为32 mm,长度为9 m,间排距为1.0 m×1.0 m,喷CF30硅粉钢纤维混凝土,厚20 cm,格栅拱架间距1.0 m。变形监测结果表明,此支护参数仍然无法保证围岩稳定,若按规范规定的变形速率值进行衬砌施工,则衬砌将无法承受围岩的变形压力。

图5为引(1)1+780断面收敛变形和收敛速率时程曲线,该断面测线布置与图4相同。可见,监测伊

始收敛速率就不高,仅4.22 mm/d,随后收敛速率降低缓慢,一直保持在1 mm/d左右,故图5(a)所示曲线近似呈直线状。至1年后最大收敛变形达到了300 mm以上,激光扫描结果表明围岩最大变形达0.67 m,比引(1)1+655断面略小,但也属于极严重挤压变形情况。

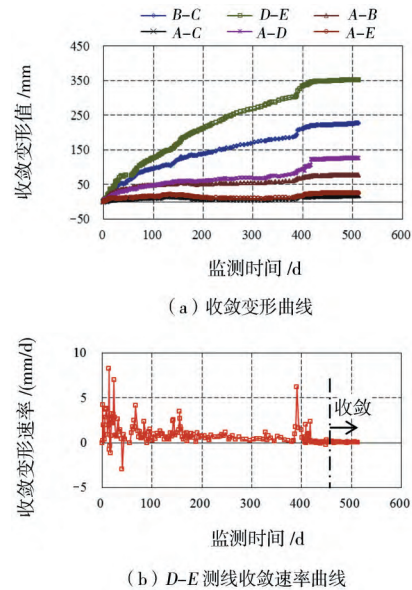


图5 引(1)1+780断面的收敛变形和收敛速率时程曲线
Fig.5 Time-history curves of convergence and convergence rate at the 1+780 section of the No.1 diversion tunnel

由图4和图5可见,在对上层断面的拱肩部位进行了预应力锚杆加固、拱脚部位进行了预应力锚杆和锚筋桩锁脚处理后,变形速率迅速降到了0.1 mm/d以下,围岩变形得以控制,并进行了衬砌施工。1#引水隧洞运行3年后,该洞段未出现衬砌破坏问题。

上述收敛监测数据分析可知:

(1) 围岩存在明显的时效变形,变形速率在1 mm/d以上可能趋于不收敛。

(2) 在深埋高应力条件下,按规范中0.2 mm/d的收敛速率判断围岩收敛的方法并不适用,在小于此值后围岩变形仍持续增长。

(3) 采用收敛速率为0.1 mm/d的标准判断围岩变形稳定和衬砌施作时机可能更加适合锦屏深埋绿泥石片岩隧洞的情况。

4 围岩变形控制指标

围岩变形控制指标无外乎变形、变形速率和变形及变形速率模式三种。然而,由于各工程的地质

条件、岩体力学特性和开挖支护情况等存在诸多差异。因此,各工程变形和变形速率的控制标准差异很大。而本文是在上层开挖已经获得该洞段变形曲线的情况下研究下层开挖的变形控制问题,因此,可充分利用已有监测曲线来研究下层开挖的围岩变形控制指标取值问题。

4.1 变形大小

对于极严重挤压变形洞段,上层扩挖后对围岩进行了加固处理,在拱肩部位增加了一排长度为9 m的预应力锚杆,预应力为150 kN,在拱腰部位增加了一排预应力锚索,预应力为1 000 kN,拱脚部位布置了一排锚筋桩。此时进行下层开挖计算,得到图6所示的计算结果。可见,上层围岩最大变形为5 cm,收敛变形为10 cm,可将此值设定下层开挖中上层围岩收敛变形控制值。

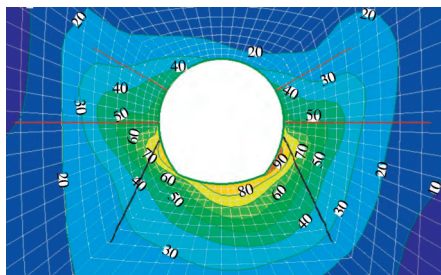


图6 支护加固后下层开挖导致围岩变形云图

Fig.6 Contour of surrounding rock deformation induced by lower tunnel excavation after support reinforcement

4.2 变形速率

工程中常用的收敛速率指标包括最大收敛速率、短期收敛速率、收敛速率控制值三个标准。最大收敛速率一般发生在监测断面刚开挖支护后但支护尚未充分发挥作用之前,若监测结果超过此值,则意味着围岩有失稳的可能。

趋于收敛的围岩变形曲线一般有两种形式,如图7(a)和图8(a)所示。前者为滞后掌子面布设监测断面获得的变形曲线(L_1),后者则为预置监测断面获得的变形曲线(L_2)。

L_1 可用式(1)近似表达为:

$$u=a(1-e^{-bt}) \quad (1)$$

式中: t 为变形监测时间; a 和 b 为常数。

其收敛速率 v 为:

$$v=abe^{-bt} \quad (2)$$

式(2)对应的曲线如图7(b)所示,可见,其最大收敛速率即为初始值。

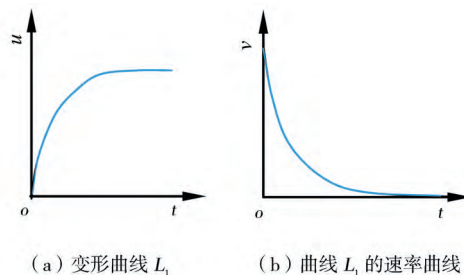


图7 变形曲线 L_1 及其速率曲线

Fig.7 The deformation curve L_1 and deformation rate curve

由于下层开挖前,上层已经开挖支护完成,且变形监测断面已经提前设置完成,故有的洞段整个下层开挖期间的变形都可监测到,因此,不排除发生图8(a)所示曲线的可能,其表达式为:

$$u=a(1+e^{-b(t-c)})^{-1.7} \quad (3)$$

式中: a 、 b 和 c 为常数。其对应的收敛速率表达式为:

$$v=1.7abe^{-b(t-c)}(1+e^{-b(t-c)})^{-2.7} \quad (4)$$

相应收敛速率曲线如图8(b)所示。可见,其最大值发生在掌子面开挖至监测断面时。

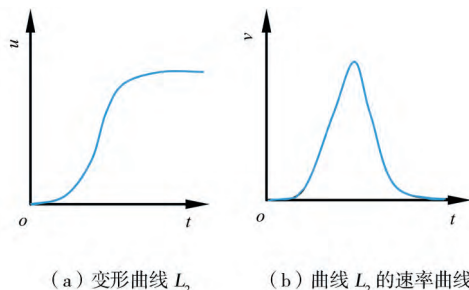


图8 变形曲线 L_2 及其速率曲线

Fig.8 The deformation curve L_2 and deformation rate curve

为保证围岩稳定性,必须规定最大收敛速率的标准。其取值可从其他工程类比,但更重要的是要结合相应工程的自身特点,从工程自身监测曲线的特征出发才能具有更好的适用性。

锦屏二级水电站绿泥石片岩洞段上层监测曲线多是在上层开挖支护后才布设的,对应于支护后的变形响应。下层开挖阶段的变形监测点则是在上层

已完成扩挖后布置的,且此时支护已进一步加强,就上下层开挖两个阶段总变形量而言,下层开挖时上层围岩的响应肯定比之前低,故依据上层围岩的最大收敛速率来控制下层开挖阶段上层围岩的稳定性,可保证不会带来围岩瞬时失稳问题。

经过详细分析扩挖前挤压变形断面的收敛曲线及收敛速率曲线,发现挤压变形断面监测所得最大收敛速率平均值为 8.82 mm/d,最大为 15.36 mm/d,见表 1。考虑各洞段地质条件的差异性,按最大值控制可能偏危险。因此,取其平均值,建议开挖支护过程中最大收敛速率为 8.82 mm/d。

表 1 绿泥石片岩洞段最大收敛速率
Table 1 Maximum convergence rates of the tunnel section in chlorite schist

桩号	最大收敛速率/(mm/d)
引(1)1+655	7.85
引(1)1+675	9.63
引(1)1+725	13.88
引(1)1+760	5.61
引(1)1+780	3.84
引(2)1+665	15.36
引(2)1+673	6.52
引(2)1+680	1.92
引(2)1+691	14.46
引(2)1+703	9.10

所谓短期收敛速率指的是在持续的施工开挖过程中,支护充分发挥作用时的收敛速率。若支护很好地控制了围岩稳定并限制了时效变形,则此时围岩变形将基本收敛。若未能,则此后的时效变形可能会最终收敛,也可能导致围岩变形量持续增大,不会收敛,如图 5 所示。若此时通过一个收敛速率标准作为调控指标,超过此标准则预示该断面的时效变形可能不收敛,需要采取加固措施,则可有效提前控制围岩变形发展,避免再次发生挤压问题。根据第 3 节该工程围岩变形特征分析可知,若短期收敛速率超过 1 mm/d,则可能趋于不收敛,故本文短期收敛速率指标取为 1 mm/d。

收敛速率控制值则为判定变形是否收敛、围岩是否稳定、是否可以施作衬砌的标准。深埋隧洞工程在高地应力导致高变形压力的条件下,采用适用于浅部隧洞工程 0.2 mm/d 的标准偏于危险。根据第 3 节分析,本文的收敛速率控制值取为 0.1 mm/d。

4.3 变形模式和变形速率模式

变形模式和变形速率模式的综合是判断变形是否收敛的重要方式。图 7(a)和图 8(a)所示曲线即为变形模式,曲线 L_1 和 L_2 为趋于收敛的变形模式,图 7(b)和图 8(b)的峰后段为典型趋于收敛的变形速率模式,即变形速率呈迅速下降态势。

5 多变形指标围岩稳定控制方法

基于以上分析,本节提出了考虑深埋绿片岩洞段围岩开挖时空效应、基于多变形指标的围岩稳定控制方法。由于实测变形存在波动性,其每天变形速率波动性非常大,难以据此发出预警。根据监测数据分析的经验,建议在连续 3 d 最大变形速率超标的情况下发出预警,若监测频率超过 3 d 直接取平均值。

该控制方法的具体操作步骤如下:

(1) 计算当天最大收敛速率(结合前两日的数值;若监测频率超过 3 d,直接取平均值),若连续 3 d 超过 8.82 mm/d,发出预警。

(2) 区分变形曲线类型,确定是否为曲线 L_1 或者 L_2 。

(3) 若掌子面通过监测断面 2 倍洞径,且围岩已经及时进行系统支护,而收敛速率仍无递减趋势,则发出预警。

(4) 掌子面通过监测断面 4 倍洞径后,依据监测曲线拟合 L_1 或 L_2 曲线的参数,预测最终收敛量,即参数 a 值。若 L_2 曲线无法较好地拟合监测数据,则采用 L_1 曲线拟合 1 倍洞径之后的数据。若其未超过控制收敛量,且此时收敛速率递减,仅仅关注即可。

(5) 若监测收敛量超过控制值,即 10 cm,停止掘进,加固围岩。

(6) 根据现场施工情况预估支护充分发挥作用时间,若此时监测收敛量未超过控制值,但收敛速率大于 1 mm/d,则停止掘进,加固围岩;若收敛速率小于 1 mm/d 而大于 0.1 mm/d,且仍无明显衰减趋势,则加固围岩。

(7) 预测最终收敛量,若超过控制变形量,则加固围岩。

(8) 若收敛速率小于 0.1 mm/d,可认为围岩变形已经收敛,可施作衬砌混凝土。

本文提出的方法主要依据的是收敛变形监测数据,在应用中可灵活扩展利用其他变形监测方式的数据,在此不再赘述。

6 现场后续开挖围岩变形曲线

锦屏二级水电站引水隧洞绿泥石片岩挤压洞段落底开挖之前,1#隧洞和2#隧洞中上断面原来设置的收敛观测断面均被二次扩挖损毁。二次扩挖之后,分别改成了多点位移计监测方式,图9和图10为1#隧洞和2#隧洞典型断面洞壁多点位移计监测成果,多点位移计编号分别为M1-1+760-3和M2-1+692-2。由于上节变形控制方法中的指标取值均是依据前期收敛变形监测数据分析获得,为应用上述方法,本节将多点位移计洞壁测点的变形量转化为等效收敛量,即变形量乘以2。

从图9(a)和图10(a)可见,这两个典型洞段总收敛量均未超过控制值,开挖过程中最大收敛速率未超过控制值,略高于1 mm/d,且开挖过后收敛速率迅速下降,短期收敛速率均小于1 mm/d。从图9(b)和图10(b)的等效收敛速率可见,除开挖期间收敛速率大于0.2 mm/d外,几乎整个开挖过程围岩收敛速率均小于此值。若依据规范控制值则可作出围岩变形已经收敛的结论,但实际现场变形仍在不断增长。自监测开始213 d后,此值稳定在0.1 mm/d以下,如图9(b)所示,判定围岩已经稳定,变形收敛,可

进行衬砌支护。衬砌支护后一直到充水发电,围岩变形未继续发展。

现场应用效果表明,本文建议的多变形指标围岩稳定控制方法符合现场围岩开挖力学响应特征,对现场开挖支护中围岩稳定控制起到关键性作用,特别是,现场据此方法判定了衬砌施作时机,衬砌施工后一直到充水发电围岩均无变形发展。

7 结论

本文通过分析深埋绿泥石片岩挤压变形洞段围岩变形特征,给出了收敛量、收敛速率、即时变形速率、变形模式和变形速率模式的控制指标值,建立了考虑围岩开挖时空效应、基于多变形指标的围岩稳定控制方法,并建议了具体操作步骤。

该方法重视围岩变形发展与开挖支护过程中时间和空间效应的关系,重视其与支护效果和围岩时效变形的关系。其操作方法更加贴近工程实际,可操作性强,能够及时调控开挖过程中围岩稳定性,有效避免挤压变形的产生。

本研究成果应用于锦屏二级水电站深埋引水隧洞绿泥石片岩挤压洞段落底开挖过程中,对控制围

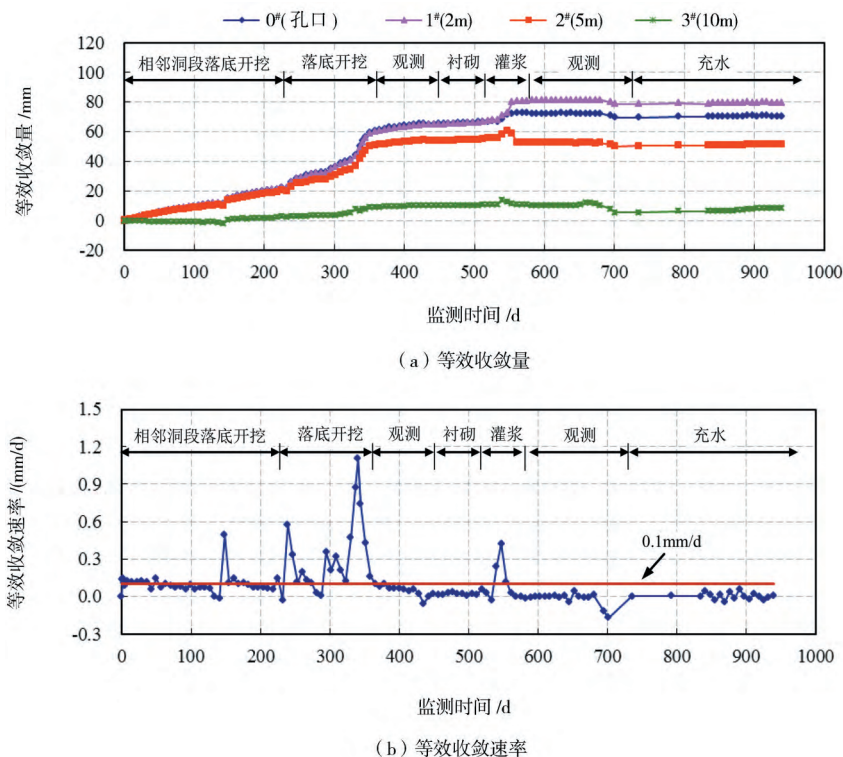


图9 1#引水隧洞实测变形及变形速率曲线(IV类围岩)

Fig.9 Curves of measured deformations and deformation rates of the No.1 diversion tunnel (IV grade rock)

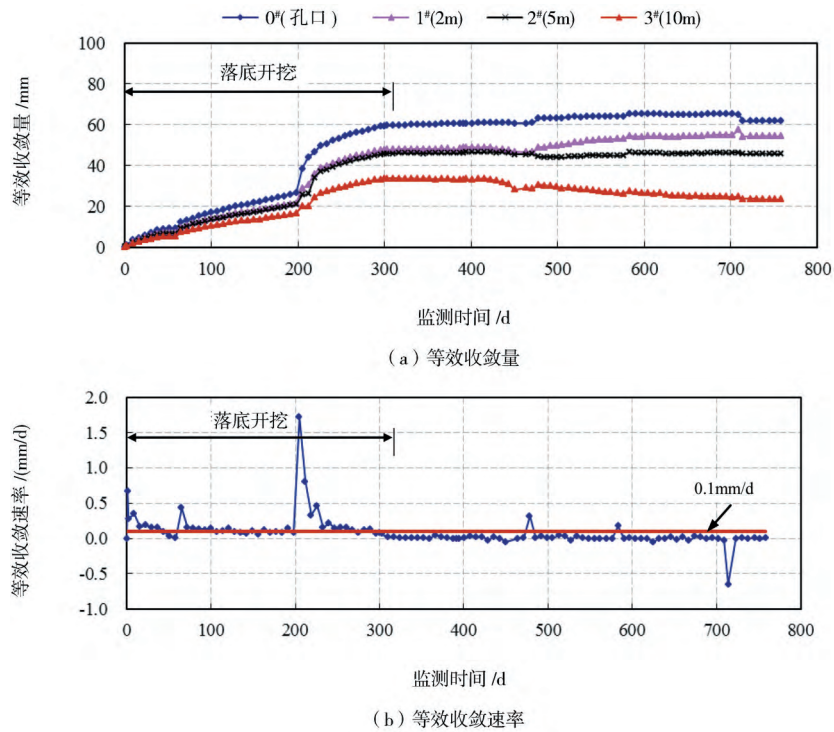


图10 2#引水隧洞实测变形和变形速率曲线(IV类围岩)

Fig.10 Curves of measured deformations and deformation ratios of the No.2 diversion tunnel (IV grade rock)

岩变形、判定围岩稳定和衬砌施作时机起到了关键作用。且此方法可方便应用于类似工程围岩稳定调控设计中。

致谢

本研究得到中国科学院青年创新促进会的资助,在此表示感谢!

参考文献

References

- [1] 中华人民共和国建设部. 锚杆喷射混凝土支护技术规范:GB50086-2001[S]. 北京:中国计划出版社,2001.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Specifications for Bolt-shotcrete Support: GB50086-2001[S]. Beijing: China Planning Press, 2001.
- [2] 中华人民共和国交通运输部. 公路隧道施工技术规范: JTG F60-2009[S]. 北京: 人民交通出版社, 2009
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Technical Specifications for Construction of Highway Tunnel: JTG F60-2009 [S]. Beijing: China Communications Press, 2009.
- [3] 中华人民共和国行业标准. 铁路隧道设计规范: TB10003-2005[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
The Professional Standards of the People's Republic of China. Code for Design on Tunnel Railway: TB10003-2005 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2005.
- [4] 李世辉, 宋军. 变形速率比值判据与猫山隧道工程验证[J]. 中国工程科学, 2002, 4 (6): 85-91.
LI Shihui, SONG Jun. Deformation Rate Ratio Criterion(DRRC) and Its Verification in Maoshan Tunnel Excavation[J]. Engineering Science, 2002, 4 (6): 85-91.
- [5] 朱永全. 隧道稳定性位移判别准则[J]. 中国铁道科学, 2001, 22 (6): 80-83.
ZHU Yongquan. The Criterion of Predicting Tunnel Stability by Displacement [J]. China Railway Science, 2001, 22 (6): 80-83.
- [6] 张勇, 张子新, 华安增. 高速公路隧道的围岩变形特性[J]. 中南公路工程, 2001, 26 (3): 12-14.
ZHANG Yong, ZHANG Zixin, HUA Anzeng. Deformation Property of Tunnel's Surrounding Rock in Freeway[J]. Central South Highway Engineering, 2001, 26 (3): 12-14.

- [7] 刘从明. 崇遵高速公路凉风垭隧道严重变形分析[J]. 现代隧道技术, 2004, 41 (2): 58-62.
LIU Congming. Analysis of the Serious Deformation of Liangfengya Tunnel on Chongzun Expressway[J]. Modern Tunnelling Technology, 2004, 41 (2): 58-62.
- [8] 黄宏伟, 徐凌. 大风垭口岩石公路隧道围岩及初期支护变形与内力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (1): 44-52.
HUANG Hongwei, XU Ling. Study on Deformation and Internal Force of Surrounding Rocks and Initial Support in Dafengyakou Rock Road Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23 (1): 44-52.
- [9] 陶波, 伍法权, 郭启良, 等. 高地应力作用下乌鞘岭深埋长隧道软弱围岩流变规律研究[J]. 地球与环境, 2005, 33 (S): 304-308.
TAO Bo, WU Faquan, GUO Qiliang, et al. Research on Rheology Rule of Deep-buried Long Tunnel of Wushaoling under High Crust Stress[J]. Earth and Environment, 2005, 33 (S): 304-308.
- [10] 代高飞, 应松, 夏才初, 等. 高速公路隧道新奥法施工监控量测[J]. 重庆大学学报, 2004, 27 (2): 132-135.
DAI Gaofei, YING Song, XIA Caichu, et al. The Monitor Measuring of Highway Tunnel in NATM[J]. Journal of Chongqing University, 2004, 27 (2): 132-135.
- [11] 张梅, 何志军, 张民庆, 等. 高地应力软岩隧道变形控制设计与施工技术[J]. 现代隧道技术, 2012, 49 (6): 13-22.
ZHANG Mei, HE Zhijun, ZHANG Mingqing, et al. Design and Construction Technologies to Control the Deformation of a Soft Rock Tunnel with High Ground Stress[J]. Modern Tunnelling Technology, 2012, 49 (6): 13-22.
- [12] 孙绍峰. 兰渝铁路软岩隧道特征及大变形控制技术[J]. 现代隧道技术, 2012, 49 (3): 125-130.
SUN Shaofeng. Characteristics of Soft Rock Tunnels and Large Deformation Control Technology in the Lanzhou-Chongqing Railway [J]. Modern Tunnelling Technology, 2012, 49 (3): 125-130.
- [13] ZHANG C, ZHOU H, FENG XT. An Index for Estimating the Stability of Brittle Surrounding Rock Mass-FAI and Its Engineering Application[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, (44): 401-414
- [14] ZHANG Chuanqing, FENG Xiating, HUI Zhou, et al. Case Histories of Four Extremely Intense Rockbursts in Deep Tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, (45): 275-288.
- [15] 张传庆, 冯夏庭, 周辉, 等. 隧洞围岩收敛损失位移的求取方法及应用[J]. 岩土力学, 2009, 30 (4): 997-1003+1012.
ZHANG Chuanqing, FENG Xiating, ZHOU Hui, et al. Method of Obtaining Loss Convergence Displacement and Its Application of Tunnel Engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30 (4): 997-1003+1012.
- [16] HOEK E, MARINOS P. Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses-Part 1: Estimating Rock Mass Strength[J]. Tunnels and Tunnelling International, 2000, (11): 45-51.

Surrounding Rock Deformation Control for Deep-Buried Soft-Rock Tunnels

ZHANG Chuanqing^{1,2} ZHANG Yang³ ZHOU Hui^{1,2} YANG Fanjie^{1,2} LIU Ning³

(1 State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071; 2 University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049; 3 Power China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310041)

Abstract Deformation control is a main measure for controlling the stability of soft-rock tunnels. Control indexes and methods for deformation and deformation rate are proposed in relevant specifications and literatures, but most of them focus only on convergence identification and are summarized based on construction experience in shallow tunnels, which makes them less appropriate as a basis of adjustment and control of stability during construction and not very suitable for deep-buried tunnels with high rock deformation pressure. Based on an analysis of the rock mass deformation characteristics of the squeezing section of a deep-buried chlorite schist tunnel, a multi-index rock stability control method that considers the indices and modes of deformation and deformation rate is proposed, and timely adjustment measures for rock mass stability are available in light of the time-space effect during construction, eliminating squeezing deformation of the surrounding rock in the deep-buried soft rock tunnel.

Keywords Deep soft-rock tunnel; Deformation control; Deformation rate; Squeezing; Time-space effect; Rock mass stability