

# 隧洞围岩收敛损失位移的求取方法及应用

张传庆<sup>1</sup>, 冯夏庭<sup>1</sup>, 周 辉<sup>1</sup>, 侯 靖<sup>2</sup>, 苏国韶<sup>3</sup>

(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. 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 杭州 310014; 3. 广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004)

**摘 要:** 隧洞围岩变形监测断面设置与开挖施工工序上的先后导致了损失位移问题, 它对于判断围岩的变形状态、评价其稳定性具有重要的意义。复杂多变的围岩条件使基于收敛曲线的累积位移和增量位移参数反演方法的应用变得非常谨慎。针对这些问题, 通过对一致性问题的讨论后认为, 虽然变形演化规律上的一致性尚存在问题, 但三维计算和现场围岩的总位移之间的一致性是可以保证的。以此问题为前提, 以 Hoek 经验公式的通式为基础, 依据规范规定, 基于现场监测收敛位移曲线, 建立了损失位移的求取步骤, 并将其在锦屏 II 级水电站辅助洞 A、B 围岩变形规律分析中进行了应用, 得出了两个监测断面各测线的最终监测位移收敛值、损失位移、总收敛位移和相对收敛值等, 拟合而得的全收敛曲线与监测曲线相吻合, 能够很好地描述现场围岩随空间效应变化的演化规律, 为围岩稳定性评价和基于全位移的参数反演分析奠定了基础。

**关 键 词:** 损失位移; 收敛曲线; 现场监测; 反演分析; 一致性

中图分类号: U 459

文献标识码: A

## Method of obtaining loss convergence displacement and its application to tunnel engineering

ZHANG Chuan-qing<sup>1</sup>, FENG Xia-ting<sup>1</sup>, ZHOU Hui<sup>1</sup>, HOU Jing<sup>2</sup>, SU Guo-shao<sup>3</sup>

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. East China Investigation and Design Institute, CHECC, Hangzhou 310014, China;

3. Department of Civil and Architecture Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, China)

**Abstract:** The loss convergence displacement is induced by the constructing procedure of the monitored section and tunnel. And it is of great value to identification of the deformation state and evaluation of stability of surrounding rock mass. Application of experiential analogy method is considered lacking in reliability due to the challenging condition of surrounding rock mass. And the consistency in the evolving rule of convergence displacement obtained by the three-dimensional simulation and field monitoring is not universal. So it should be discussed before application of the mechanical parameters back analysis methods based on convergence curves. But so far the consistency in total convergence displacement can be ensured. Based on this premise, a method of obtaining loss displacement is presented, in which the Hoek experiential formula is applied and some provisions in specification are cited as the support. Finally this method was carried out in the analysis of deformation rule of surrounding rock mass in Auxiliary Tunnel A and B in Jinping II Power Station. The final monitored displacement, loss displacement, total convergence displacement and relative convergence displacement are obtained. And the good agreement of the fitting curves with the monitored ones shows that this method is rational in obtaining the evolving rule of displacement of surrounding rock mass with the space effect. Furthermore, this method is an important foundation for the evaluation of stability of surrounding rock mass and the back analysis of mechanical parameters.

**Key words:** loss convergence displacement; convergence curves; field monitoring; back analysis; consistency

## 1 前 言

损失位移是隧洞开挖过程中位移监测开始前未知的围岩已发生的位移, 如图 1 所示。由于施工顺

序的约束, 监测断面的设置一般滞后于掌子面一定距离, 从而造成监测断面设置之前围岩发生位移的遗失, 而监测所得到的位移只是掌子面继续掘进后空间效应逐步消失的过程中围岩发生的位移。需要

收稿日期: 2008-06-18

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 50709037, No. 50539090, No. 50579091); 岩土力学与工程国家重点实验室开放研究基金 (No. Z000603)。

第一作者简介: 张传庆, 男, 1977 年生, 博士, 从事隧洞工程稳定性分析理论与数值模拟方法的研究。E-mail: cqzhang@whrsm.ac.cn。

注意的是,图1中只假设了一个初期支护后位移收敛的例子,若围岩稳定性状况较差,则可能出现位移不收敛的情况<sup>[1]</sup>。损失位移受监测断面设置的时机(图1中的 $L$ )和围岩体本身变形性质的影响而在总位移中所占的比例不同,不同监测断面、不同隧洞岩层均不同。

围岩收敛位移是隧洞开挖后最直接的响应之一,是了解围岩体变形性质的基础信息,其不仅是判断围岩变形阶段、评价稳定性状态的依据,也是反演力学参数的基本依据。对于前者,得到了损失位移就可以结合监测位移判断围岩体的变形阶段和稳定性状态。对于后者,由于损失位移难于准确得到,很多研究者避开了损失位移的求取,进行参数反演方法的研究,一种是根据经验确定一个位移释放系数,然后根据地层响应线确定一个相应的应力释放系数,采用广义虚拟支撑力法<sup>[2]</sup>或者应力释放法<sup>[3]</sup>计算得到监测位移。另一种是通过三维计算模拟真实的开挖监测过程,以监测位移累计量或者增量<sup>[4]</sup>作为反演依据。但由于不同区段岩体变形性质各异,经验方法带有随意性,且由位移释放系数到应力释放系数的对应仍存在问题,而真三维开挖模拟得到的空间效应<sup>[5]</sup>的演化规律与现场情况存在一定的差异,这意味着损失位移和监测位移仍无法准确地得到,这些问题都给基于位移的参数反演带来很大的困难。

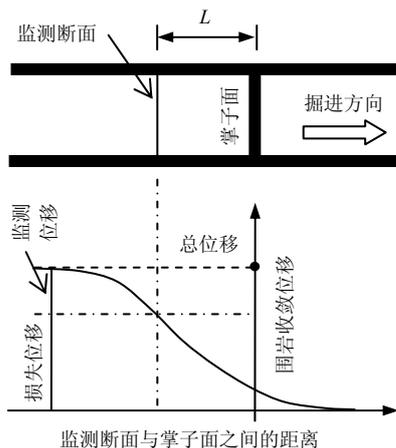


图1 洞周位移随掌子面掘进的变化规律

Fig.1 Profile of radial displacement in the vicinity of the tunnel face

隧洞某一个断面随掌子面前进发生收敛位移的演化曲线,本文称之为全收敛曲线,它是研究隧洞变形随空间效应演化规律的重要曲线。如果得到了每个监测断面的全收敛曲线,那么损失位移的问题便迎刃而解。首先,由收敛位移时态曲线确定监测

收敛位移,然后由监测得到的洞壁收敛位移与 $L$ 的关系曲线,求得该断面的全收敛曲线,从而得到相应的全收敛位移和损失位移,最后对基于位移的参数反演方法给予建议。需要说明的是,本文的分析不考虑岩体的流变效应。

## 2 基本原理

### 2.1 全收敛曲线的经验拟合公式

Panet等<sup>[6]</sup>分别于1993年和1995年建议了描述掌子面过后洞壁径向位移与 $L$ 之间的关系的公式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_r}{u_r^M} &= 0.28 + 0.72 \left[ 1 - \left( \frac{0.84}{0.84 + L/R} \right)^2 \right] \\ \frac{u_r}{u_r^M} &= 0.25 + 0.75 \left[ 1 - \left( \frac{0.75}{0.75 + L/R} \right)^2 \right] \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $u_r$ 为洞壁径向位移; $u_r^M$ 为总收敛位移; $R$ 为隧洞的半径或跨度; $L$ 为掌子面与监测断面之间的距离。

式(1)是基于弹性模型得到的,Carranza-Torres和Fairhurst<sup>[7]</sup>认为,与监测值比较,此式过高的估计了围岩的位移。实际上,是过高的估计了围岩收敛位移随空间效应的变化速率。

另外,Panet等<sup>[5]</sup>曾建议了围岩径向位移与径向距离 $r$ 和轴向距离 $s$ 之间的经验关系式。朱合华等<sup>[5]</sup>曾采用该研究成果对天荒坪抽水蓄能电站地下厂房试验洞掘进面的空间效应进行分析,得到了较好的结果。

Corbetta等<sup>[6]</sup>也曾建议经验公式描述掌子面过后洞壁径向位移与 $L$ 之间的关系:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = 0.29 + 0.71 \left\{ 1 - \exp[-1.5(x/R)^{0.7}] \right\} \quad (2)$$

而Hoek<sup>[7]</sup>根据Chern提供的Mingtam水电站地下厂房项目中一条隧洞洞壁收敛位移的监测数据提出了如下的经验拟合公式:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[ 1 + \exp\left( \frac{-x/R}{1.10} \right) \right]^{-1.7} \quad (3)$$

式中: $x$ 即为图1中的 $L$ 。

图2中的经验曲线较好地吻合了现场的监测数据。式(3)中包含两个重要参数,即1.10和-1.7。为了研究这两个参数对曲线形态的影响,本文将式(4)中1.10和-1.7改写为 $K_1$ 和 $K_2$ 形式,于是式(3)转变为如下通式:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[ 1 + \exp\left(\frac{-x/R}{K_1}\right) \right]^{K_2} \quad (4)$$

式中： $K_1$  和  $K_2$  为全收敛曲线的形态参数。为表达方便，令  $k_u = u_r / u_r^M$ 。

图 3 中给出了不同  $K_1$  和  $K_2$  对应的曲线形态(图中  $k_u$  为归一化收敛位移)。由图 3(a)可见，当  $K_2 = -1.7$ 、 $K_1$  发生变化时，掌子面处围岩发生的径向位移都是相等的，且在掌子面前， $K_1$  越大，位移越大；而在掌子面后， $K_1$  越大，位移越小，即  $K_1$  越大，说明洞壁径向位移随空间效应的消失收敛的越快。图 3(b)中可见，当  $K_1=1.1$ 、 $K_2$  发生变化时，掌子面处围岩发生的径向位移随着  $K_2$  的增大而增大，且  $K_2$  越大，洞壁径向位移随空间效应消失收敛的越慢。

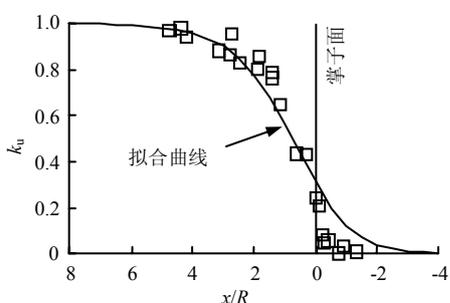
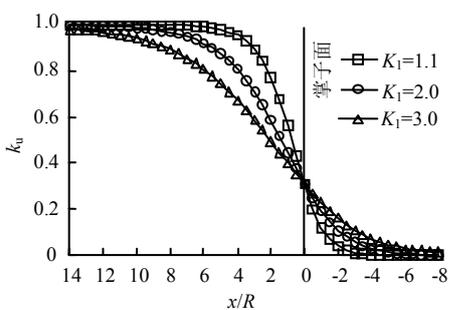
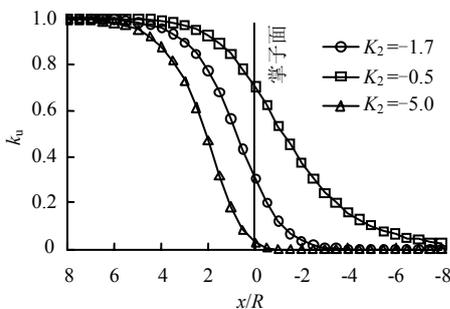


图 2 监测收敛位移及其拟合曲线

Fig.2 Fitting curve to the monitored radial displacement



(a)  $K_1=1.1, 2.0$  和  $3.0, K_2=-1.7$



(b)  $K_1=1.1, K_2=-0.5, -1.7$  和  $-5.0$

图 3 不同  $K_1$  和  $K_2$  对应的收敛位移曲线形态

Fig.3 Profiles of radial displacement with the different coefficient  $K_1$  and  $K_2$

工程中岩体岩性、岩体质量等不同，其变形性质各异，开挖相同的隧洞，洞壁位移收敛规律也千差万别，式(3)通过调整两个参数的大小可以很好地拟合各种变形特性围岩体的位移收敛规律，且描述此规律的差异性，本文选用此拟合公式作为求取损失位移的基础。

### 2.2 LDP 曲线的真三维模拟

数值方法可以模拟工程施工过程，再现部分工程现象，同时提供此过程中各变量的演化规律或分布状态，为工程设计和施工供参考。目前对工程分析变量分布状态的求取和评价，已经取得了较好的效果和对应性，大量有关岩体工程数值分析的研究成果说明了此点。但数值模拟所求得的工程分析变量随开挖过程的演化规律是否符合实际，是否与实际开挖过程中该变量的演化规律一致，至今仍无充足的研究成果提供明确的支持，在实际的分析中这种一致性已经被作为一个默认的结论在应用。

采用数值模拟方法可以得到某监测断面的全收敛曲线，但它与现场监测收敛曲线存在着一致性或对应性问题。图 4 为锦屏 II 级水电站辅助洞 A 监测断面 Ak14+045 的测线布置图，图 5 为此断面围岩的收敛位移监测曲线。

图 5 中各测线在 1.8 倍跨度左右开始监测，且均在 30 倍跨度左右收敛。图 6、7 为利用数值计算软件<sup>[8]</sup>模拟掘进过程得到的该断面全收敛曲线。图 6 为采用反演所得力学参数计算结果，可见各测线位移归一化后近似地重合为一条如图 2 所示的收敛曲线，且各测线均在 5.7 倍洞跨处收敛，远远小于图 5 所示 30 倍洞跨的监测结果。图 7 中，通过降低摩擦角，虽然可以将收敛延迟到 10.7 倍洞跨处，但仍远小于监测结果，且此时的塑性区已完全背离现场只发生局部薄层剥落的破坏现象。需要说明的是弹性模量对归一化的收敛曲线无明显影响。

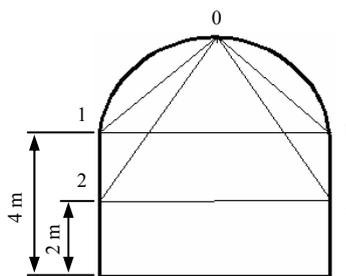


图 4 位移监测断面测线布置图

Fig.4 Arrange plot of displacement monitoring lines

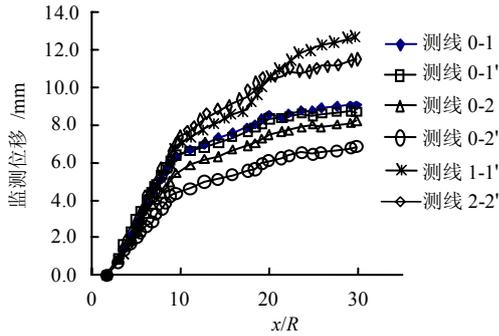


图5 监测断面 Ak14+045 监测收敛位移曲线  
Fig.5 Convergence curves of displacement in the monitoring section Ak14+045

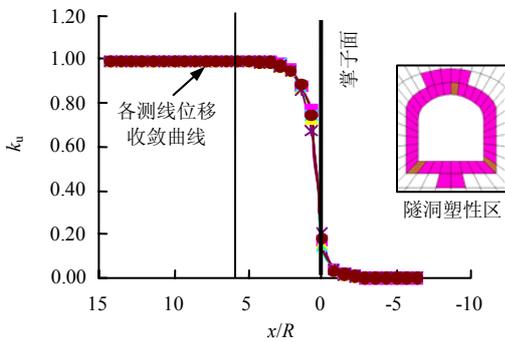


图6 采用反演参数计算得到的收敛曲线  
Fig.6 Convergence curves obtained by the parameters back analyzed

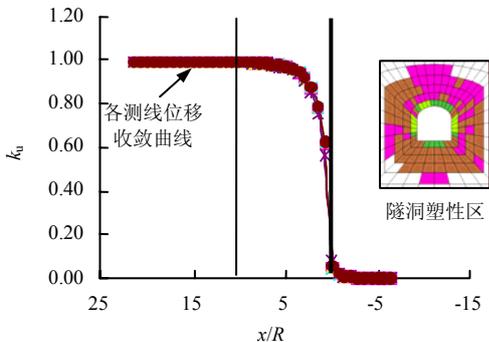


图7 将反演所得参数中的摩擦角降低后所得收敛曲线  
Fig.7 Convergence curves calculated on the basis of the reduced angle of friction and other parameters back analyzed

忽略现场爆破施工中的复杂施工因素对围岩变形产生的影响，由于计算模拟过程中将现场岩体假设为连续介质，且进行了大幅度的概化，忽略了岩体非均质性的影响，同时也忽略了岩体内大量节理裂隙的影响，而这些结构面的存在确实对岩体的变形性质存在着较大影响，除此之外，围岩变形甚至可能耦合一定时间因素的影响，故当将计算模拟全收敛曲线与现场监测数据进行对比时，可能对对应得

不好，可见数值模拟得出的全收敛曲线与现场监测曲线并不一定具有一致性，是不是存在一致性应该具体问题具体分析。

由以上分析可知，本文所涉及的损失位移问题，无法应用基于监测收敛曲线进行三维参数反演的方法获得合理的参数。

### 2.3 损失位移的求取原理

由上节的分析可知，目前尚无法由真三维模拟而得的全收敛曲线求得损失位移，也就无法对围岩当前的变形状态或变形阶段进行准确地判断和评价，也意味着基于三维模拟而得的收敛曲线进行参数反演的方法的应用遇到了困难。但是，宏观等效计算得到的和现场围岩发生的全收敛位移的一致性并不难保证，因此基于全收敛位移的参数反演分析是可行的。由于损失位移的存在，给通过现场监测收敛位移确定全收敛位移带来了困难，即损失位移的求取是合理评价围岩变形状态和基于全收敛位移进行参数反演分析的关键问题。

Hoek 建议的变形曲线表达式(3)很好地拟合了一条隧洞的实际变形曲线，若将其表达成通式(4)后，可拟合各种形式的变形曲线，如图3所示。故本文以公式(4)为基础建立损失位移的求取方法。

若监测数据序列为  $(x_1, d_1)$ ,  $(x_2, d_2)$ ,  $(x_3, d_3)$ , ...,  $(x_n, d_n)$ ，其中  $x_i$  为监测断面与掌子面之间的距离； $d_i$  为测线收敛位移（累积值）。设该测线在  $d_n$  处收敛，损失位移为  $d_r$ ，则全收敛位移为  $d_{max} = d_r + d_n$ ，隧洞直径为  $R$ ，将以上数据序列分别对隧洞直径和全收敛位移进行无量纲化，则上面的数据序列变为  $\left(\frac{x_1}{R}, \frac{d_1 + d_r}{d_n + d_r}\right)$ ,  $\left(\frac{x_2}{R}, \frac{d_2 + d_r}{d_n + d_r}\right)$ ,  $\left(\frac{x_3}{R}, \frac{d_3 + d_r}{d_n + d_r}\right)$ , ...,  $\left(\frac{x_n}{R}, \frac{d_n + d_r}{d_n + d_r}\right)$ 。若此数据序列符合式(4)，则有 3

个未知数，即损失位移  $d_r$ ，式(4)的参数  $K_1$  和  $K_2$ 。它们可由多元回归方法或最优化方法来求取。本文采用粒子群算法来优化求取以上 3 个参数，优化目标函数为

$$f = \min \left( \sum_{i=1}^n \text{abs}(x_i - x'_i) \right) \quad (5)$$

式中： $\min(\cdot)$ 为取最小值函数； $\text{abs}(\cdot)$ 为取绝对值函数。关于此算法的具体介绍参阅文献[9]，本文不再赘述。

这样就得到了损失位移和该隧洞围岩收敛位移的全曲线。

### 3 实现步骤

为了使该方法更具有可操作性，本节详细地给出相关的分析步骤：

①对所研究隧洞监测断面所在的位置进行分析，确保一定范围内该断面不受其他洞室干扰。

②判断该监测断面是否满足收敛条件。该方法要求监测断面收敛位移已经收敛或者接近收敛，一方面保证足够的监测数据，另一方面避免在确定监测最终收敛位移时带来过大的误差。《锚杆喷射混凝土支护技术规范》<sup>[10]</sup>中 5.3.5 节规定后期支护施作时机的 3 项标准：(1) 隧洞周边水平收敛速度小于 0.2 mm/d，拱顶或底板垂直位移速度小于 0.1 mm/d；(2) 隧洞周边水平收敛速度以及拱顶或底板垂直位移速度明显下降；(3) 隧洞位移相对值已达到总相对位移量的 90 %以上。5.3.6 节规定隧洞稳定的判据是后期支护施作后位移速度趋近于 0，支护结构的外力和内力的变化速度也应趋近于 0。一般来讲，初期支护施作后隧洞周边的收敛位移满足 5.3.5 节的规定，即可判定围岩稳定。

③监测最终收敛位移的确定。对于接近收敛或已经收敛的断面，需要确定最终收敛位移大小。《锚杆喷射混凝土支护技术规范》<sup>[10]</sup>中 5.3.2 节规定当位移时态曲线的曲率趋于平缓时，应对数据进行回归分析或其他数学方法分析以推算最终位移值，确定位移变化规律。对于已经收敛的断面，也可以采用此方法求的最终位移值，避免受到位移波动的影响。

常用的位移时态曲线经验公式<sup>[1, 11]</sup>有以下几类，即

对数函数：

$$\left. \begin{aligned} u_t &= a \lg(1+t); u_t = a + b \lg(1+t); \\ u_t &= a + b / \lg(1+t); u_t = a[\lg(b+t) - \lg(b+t_0)] \end{aligned} \right\} (6)$$

指数函数：

$$u_t = ae^{-bt/t}; u_t = a(1 - e^{-bt}); u_t = a(e^{-bt_0} - e^{-bt}) \quad (7)$$

双曲函数：

$$\left. \begin{aligned} u_t &= t/b; u_t = a - a[1/(1+bt)]^2; \\ u_t &= 1/(a+b/t); u_t = a[1/(1+bt_0)^2 - 1/(1+bt)^2] \end{aligned} \right\} (8)$$

式中： $u_t$ 为位移值； $a$ 、 $b$ 为参数； $t$ 为时间； $t_0$ 为初始时间。通过多元回归方法或最优化方法便可得到  $a$  和  $b$  的值。以拟合误差的大小来决定最优的拟合函数。

④计算监测断面与掌子面之间距离与隧洞等效直径（用隧洞跨度和高度的平均值计算）之比。

⑤得到距离比与监测位移序列，以式(5)为目标函数，采用 PSO 算法得到损失位移。

### 4 实例分析

本节运用上述的求解原理和实现步骤，对锦屏 II 级水电站辅助洞 A、B 的若干洞段监测断面的监测数据进行分析，求得各测线的损失位移、全收敛曲线和全收敛位移。

辅助洞 A 监测断面的桩号为 AK14+045，辅助洞 B 监测断面的桩号为 BK13+698。测线布置情况见图 4。相应的收敛位移时态曲线如图 8 所示。

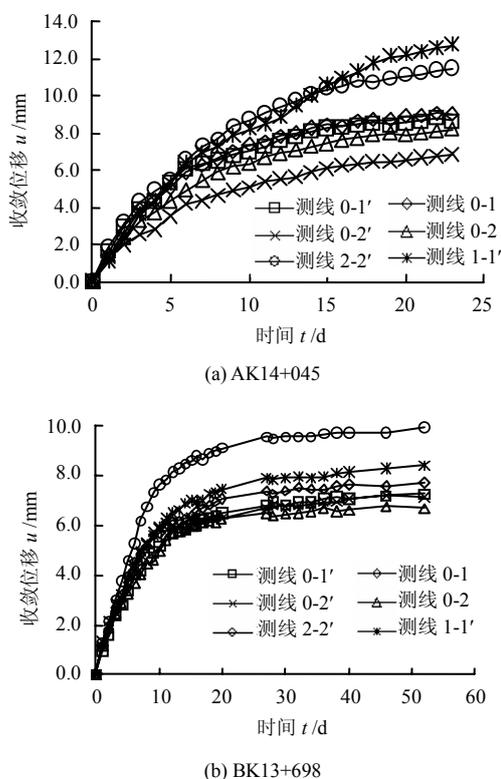


图 8 监测收敛位移时态曲线  
Fig.8 Monitored convergence curves of displacement vs. time

由规范规定可知，辅助洞 A 此监测断面围岩的水平收敛速率已小于 0.2 mm/d，拱顶收敛速率已小于 0.1 mm/d，围岩处于稳定状态，但测线并未完全收敛，变形尚未停止。基于图 8(a)的收敛位移时态曲线，通过比较式(6)~(8)，本文采用式(7)第 2 个式子来描述各测线的位移时态曲线，采用 PSO 算法搜索相应于各测线的参数  $a$ 、 $b$  的值见表 1，其中  $a$  即为最终收敛位移。辅助洞 A 的等效直径（跨度与高度和的平均值）为 5.6 m，求得监测断面与掌子面之间距离与隧洞等效直径之比的序列。采用 PSO 算法求得各测线相应的损失位移  $d_r$ 、式(4)的参

数  $K_1$  和  $K_2$ , 见表 1。相应于 AK14+045 断面各测线的全收敛曲线如图 9 所示。

表 1 监测断面 AK14+045 的收敛位移

Table 1 Convergence displacements calculated in the monitored section AK14+045

参数	测线编号					
	0-1	0-1'	0-2	0-2'	1-1'	2-2'
收敛位移 $a$ /mm	9.240	8.810	8.380	7.010	15.00	11.96
参数 $b$	0.160	0.180	0.150	0.140	0.080	0.130
损失位移 /mm	6.280	6.240	4.830	3.180	7.780	5.990
参数 $K_1$	5.070	4.620	5.850	6.890	10.00	6.840
总收敛位移 /mm	15.52	15.05	13.21	10.19	22.79	17.95
测线长度 /mm	4 500	3 750	5 550	4 975	6 825	7 200
总相对收敛值	0.340	0.400	0.240	0.200	0.330	0.250

由规范规定可知, 辅助洞 B 监测断面 BK13+698 围岩的水平收敛速率已小于 0.2 mm/d, 拱顶收敛速率已小于 0.1 mm/d, 围岩处于稳定状态, 但测线已经完全收敛, 变形已经基本停止。基于图 8(b) 的收敛位移时态曲线, 通过比较选择式(7)中第 2 式来描述各测线的位移时态曲线, 采用 PSO 算法搜索相应于各测线的参数  $a$  和  $b$  的值见表 2。辅助洞 B 的等效直径(跨度与高度和的平均值)为 6.2 m, 求得监测断面与掌子面之间距离与隧洞等效直径之比的序列。在此采用 PSO 算法求得各测线相应的损失位移  $d_r$ 、式(4)的参数  $K_1$  和  $K_2$  见表 2, 相应于 BK13+698 断面各测线的全收敛曲线如图 10 所示。

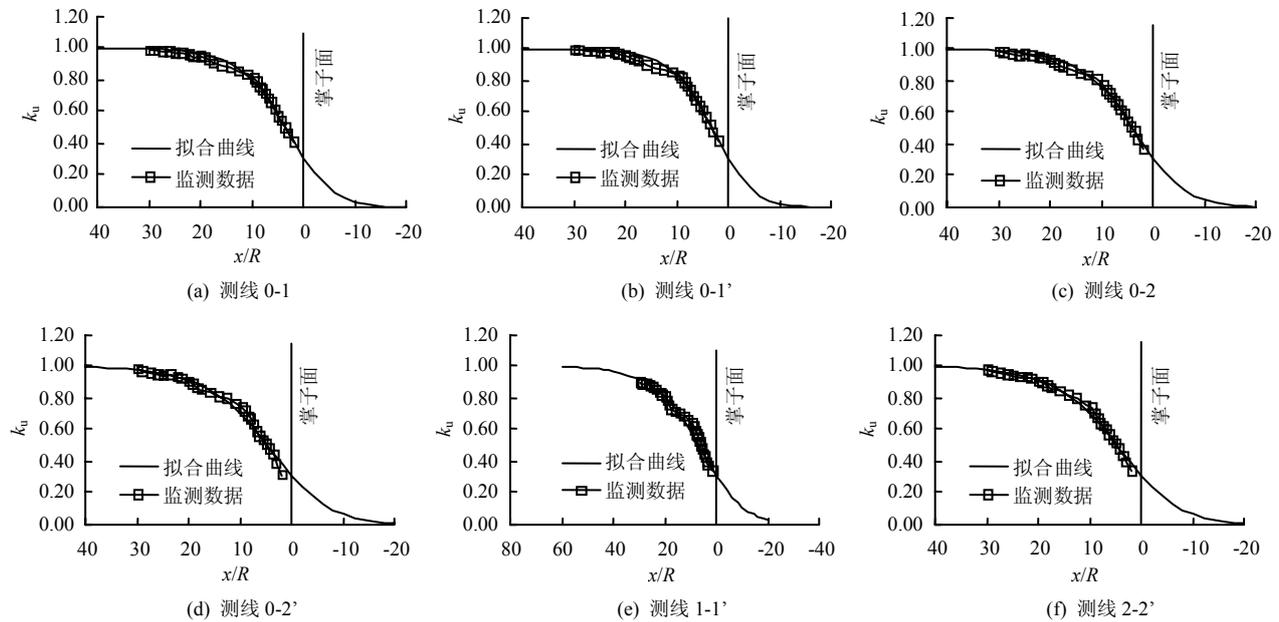


图 9 监测断面 AK14+045 的测线收敛位移实测值与拟合曲线的对比

Fig.9 Comparison of the convergence curves of the monitored and the fitting in the section AK14+045

表 2 监测断面 BK13+698 的收敛位移

Table 2 Convergence displacements calculated in the monitored section BK13+698

参数	测线编号					
	0-1	0-1'	0-2	0-2'	1-1'	2-2'
收敛位移 $a$ /mm	7.530	7.050	6.670	6.840	8.090	9.720
参数 $b$	0.140	0.130	0.140	0.170	0.130	0.140
损失位移 /mm	2.490	2.200	3.320	3.740	4.300	5.850
参数 $K_1$	2.780	3.020	2.660	2.100	2.750	2.430
总收敛位移 /mm	10.02	9.250	9.990	10.58	12.39	15.57
测线长度 /mm	3775	3175	54750	4800	6025	6400
总相对收敛值	0.270	0.290	0.180	0.220	0.210	0.240

由图 3(b)可知, 参数  $K_2$  控制着掌子面处发生位移的比例,  $K_2$  越大, 发生的位移越大。对这些测线优化求解参数  $d_r$ 、 $K_1$  和  $K_2$  时, 很多测线的  $K_2$  很高, 导致掌子面处围岩位移超过总位移的 40%。而工程中认为掌子面处围岩发生的位移一般占总位移

的 20%~30%, 因此这种情况一般是不可能的, 为避免出现过大的误差, 本文将辅助洞 A、B 的两个监测断面所有测线的  $K_2$  均设为式(3)中的值 -1.7, 故只有损失位移和  $K_1$  需要求取。

图 9、10 中监测曲线与拟合曲线的对比表明, 经验公式(4)拟合曲线很好地吻合了现场围岩的监测收敛曲线, 准确地描述了围岩变形随空间效应的发展规律, 可以确定开始监测时围岩的变形阶段和变形程度, 得出损失位移和全收敛位移。图 10 中拟合曲线未能很好地吻合测线 0-1、0-1'、0-2 和 0-2' 初始监测的几个数据, 可能是由于固定参数  $K_2$  导致的误差, 也可能是监测断面开始设置时受附近掌子面施工爆破的影响导致了位移的快速增长, 但总体趋势并未发生过分的偏差。

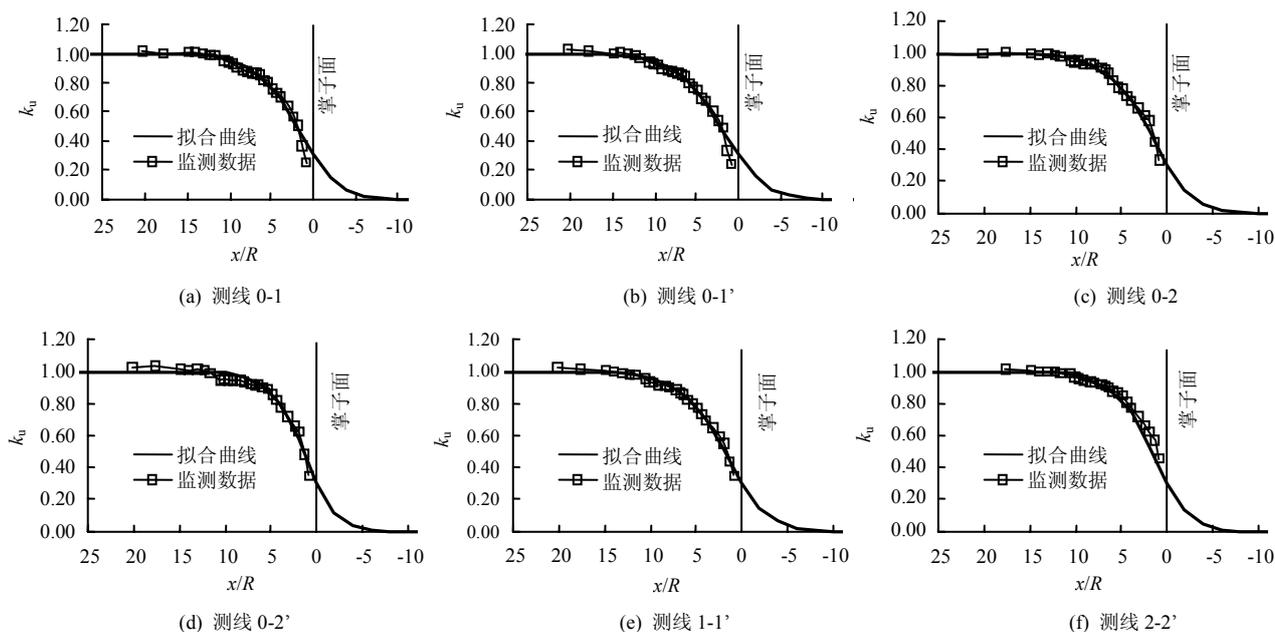


图 10 监测断面 BK13+698 的测线收敛位移实测值与拟合曲线的对比

Fig.10 Comparison of the convergence curves of the monitored and the fitting in the section BK13+698

## 5 结论

分析表明:

(1) 在隧洞围岩变形演化规律的分析中, 三维开挖过程模拟是一种定性分析的有效手段, 但由于岩体变形的复杂性, 过分地依赖模拟手段会导致很大的误差。

(2) 三维模拟得出的全收敛曲线与现场实测结果并不具有一致性, 因此直接以现场数据为依据, 以一致性假设为前提, 进行围岩变形规律分析以及基于累积位移或增量位移的三维反演计算时需要具体问题具体分析, 否则可能导致不合理的结果。

(3) 在三维计算求得的总位移与现场围岩发生的位移之间取得一致性还是有保证的。

根据以上结论, 本文转换角度, 以现场围岩宏观总变形与等效连续介质总变形的一致性为前提, 开展了损失位移的研究。分析了现有收敛曲线的经验公式, 对比认为 Hoek 经验公式能够较好地吻合现场实测结果, 反映现场围岩的变形规律, 故以此为基础并将其改写为通式形式, 并分析了式中两个参数对曲线形式的影响, 以描述和把握不同围岩的变形规律。以现场围岩监测收敛位移为基本依据, 根据规范规定, 本文建立了损失位移求取的步骤, 并将其在锦屏 II 级水电站辅助洞 A、B 围岩变形规律分析中进行了应用, 得出了两个监测断面各测线的最终监测收敛值、损失位移、总收敛位移和相对收敛值等, 拟合而得的全收敛曲线的趋势及数值均

与监测曲线相吻合, 能很好地描述现场围岩随空间效应变化的演化规律, 为围岩稳定性评价和基于全位移的参数反演分析奠定了基础。

## 参考文献

- [1] 江杰, 李新平, 徐鹏程. 水布垭电站尾水隧洞围岩变形监测与稳定分析[J]. 武汉理工大学学报, 2005, 27(12): 72—82.  
JIANG Jie, LI Xin-ping, XU Peng-cheng. Deformation Monitoring and stability evaluation of surrounding rock in tail water tunnels of shuibuya power station[J]. **Journal of Wuhan University of Technology**, 2005, 27(12): 72—82.
- [2] 朱合华. 广义虚拟支撑力法的理论基础[M]. 北京: 科学出版社, 1991.
- [3] 吉小明, 张选兵, 白世伟. 浅埋暗挖地铁隧道开挖过程的模拟研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 828—830.  
JI Xiao-ming, ZHANG Xuan-bing, BAI Shi-wei. Simulation study of excavation process of shallow embedded tunnel for metro[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(6): 828—830.
- [4] 曹跃, 张成良. Elman 网络在地下洞室变形预测中的应用[J]. 武汉理工大学学报, 2006, 28(2): 49—52.  
CAO Yue, ZHANG Cheng-liang. Application Elman network surrounding deformation technology for predicting the in underground workshop[J]. **Journal of Wuhan University of Technology**, 2006, 28(2): 49—52.

- 2002: An international perspective on theory, design, construction, and performance. New York: ASCE, Geotechnical Special Publication No.116, 2002: 668—679.
- [5] HAN J, GABR M A. Numerical analysis of geo-synthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2002, 128(1): 44—53.
- [6] 刘汉龙, 费康, 马晓辉, 等. 振动沉模大直径现浇薄壁管桩技术及其应用(I): 开发研制与设计理论[J]. 岩土力学, 2003, 24(2): 164—198.  
LIU Han-long, FEI Kang, MA Xiao-hui, et al. Cast-in-situ concrete thin-wall pipe with vibrated and steel tube mould technology and its application(I): Development and design[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(2): 164—198.
- [7] 刘汉龙, 郝小员, 费康, 等. 振动沉模大直径现浇薄壁管桩技术及其应用(II): 工程应用与现场试验[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 372—375.  
LIU Han-long, HAO Xiao-yuan, FEI kang, et al. Field pour concrete thin wall pile technology and its application(II): Application and in-situ test[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(3): 372—375.
- [8] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1994, 120(11): 1917—1937.
- [9] 费康, 刘汉龙, 高玉峰. 路堤下现浇薄壁管桩复合地基工作特性分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(9): 1390—1396.  
FEI kang, LIU Han-long, GAO Yu-feng. Performance of cast-in-situ concrete thin-wall pipe pile composite foundation under road embankment[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(9): 1390—1396.
- [10] RUSSELL D, PIERPOINT N. An assessment of design methods for piled embankments[J]. **Ground Engineering**, 1997, 30(11): 39—44.
- [11] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. **Ground Engineering**, 1988, 21(3): 12—18.
- [12] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [13] ROWE P K, SODERMAN K L. Geotextile reinforcement of embankments on peat[J]. **International Journal of Geotextiles and Geomembranes**, 1985, 2(4): 277—298.
- [14] TAN T S, INOUE T, LEE S L. Hyperbolic method for consolidation analysis[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1991, 117(11): 1723—1737.
- [15] NG C W W, CHAN S H, LAM S Y. Centrifuge and numerical modeling of shielding effects on piles in consolidating soil[C]//Proc. 2nd China-Japan Geotechnical Symposium, Shanghai: Tongji University Press, 2005: 7—19.
- [16] NG C W W, LEUNG E H Y, LAU C K. Investigation of anisotropic stiffness of weathered geomaterial and its influence on ground deformations[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41(1): 12—24.
- [17] INDRARATNA B, BALASUBRAMANLAM A S, BALACHANDRAN S. Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1992, 118: 12—33.
- [18] CHFAI J C, MIURA N, SHEN S L. Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2002, 39(4): 838—848.

#### 上接第 1003 页

- [5] 朱合华, 杨林德. 天荒坪抽水蓄能电站地下厂房试验洞掘进面空间效应分析[J]. 工程勘察, 1994, (3): 1—6.  
ZHU He-hua, YANG Lin-de. Analysis of space effect of excavation face in the test tunnel of underground powerhouse in Tianhuangping powerplant for pumping and energy storage[J]. **Engineering Investigation**, 1994, (3): 1—6.
- [6] UNLU T, GERCEK H. Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2003, 18(4): 547—553.
- [7] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 2000, 15(2): 187—213.
- [8] Itasca. FLAC3D-Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions[M]. [S. l.]: Itasca Ltd., 2003.
- [9] 苏国韶, 冯夏庭. 基于粒子群优化算法的高地应力条件下硬岩本构模型的参数辨识[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3029—3035.  
SU Guo-shao, FENG Xia-ting. Parameter identification of constitutive model for hard rock under high in-situ stress condition using particle swarm optimization algorithm[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(17): 3029—3035.
- [10] 原国家冶金工业局. GB50086—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2001.
- [11] 张照太, 陈竹, 马鹏辉. 大伙房引水隧洞不良地质洞段围岩变形监测及支护措施分析[J]. 现代隧道技术, 2007, 44(5): 68—72.  
ZHANG Zhao-tai, CHEN Zhu, MA Peng-hui. Monitoring of rock deformation and support for the section with poor geological conditions in Dahuofang water diversion tunnel[J]. **Modern Tunnelling Technology**, 2007, 44(5): 68—72.