



考虑时空效应的地下洞室变形 观测及反分析

朱维中 朱家桥 代冠一 詹才钊 林世胜

(中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉)

提 要

本文介绍了三个地下巷道或隧道现场位移观测及反分析的若干结果,它们分别属于坚硬岩石、软弱岩石及粘土三种不同类型的围岩,其中二个属于深埋、一个属于浅埋隧道。在位移分析中,考虑到工作面推进的影响及围岩流变性质的影响,用反分析法推出现场岩体的流变力学参数或地应力场。

一、引 言

近年来对隧道围岩变形进行反分析以判断其稳定性以及推求围岩的力学参数或地应力场已日益广泛起来。

本文就是根据最近几年的几个不同工程实例的实测资料,尽量考虑到工作面推进以及岩体流变特性对实测位移的影响,进行了初步的反分析。

二、军都山隧道

1. 现场观测

正在兴建的大同—秦皇岛铁路线从北京北郊通过,在距北京65公里处铁路将穿过一座公里长的隧道—军都山双线隧道,其断面尺寸为 $11.86 \times 11.32\text{m}^2$ 。部份隧道顶部土层厚12m左右的黄土,为了了解隧道在施工中的稳定性,用多点位移计及收敛计在试验段进行了开挖过程的变形观测,其中多数孔是在隧道前方地面往下钻孔做为预埋孔进行了全过程的监测。

隧道开挖采用NATM法进行分部开挖，试验段为新黄土，上部为砂质粘土夹砂砾透镜体，下部为细砂层。前者的容重 $\gamma=1.97\text{t/m}^3$ ，粘聚力 $c=0.05\sim 0.08\text{MPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ 。

钻孔中位移测量采用本所研制的WRM-3型机械式多点位移计，其测量灵敏度为 0.01mm ，其观测孔及测点布置如图1及图2。

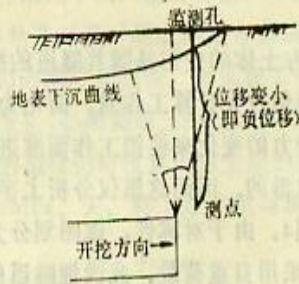


图1 预埋监测孔与隧道工作面之间的关系
Fig.1 A monitoring borehole and an excavation surface

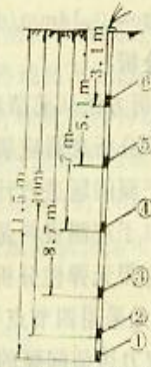


图2 孔内测点布置
Fig.2 Distribution of measuring points in borehole

以下仅介绍了3号孔测量结果及分析，隧道上半部开挖时的观测从85年11月29日开始至86年1月30日止，历时65天。

图3为位移随时间延续变化曲线，最深的1号点，其最大变形量 $U_{\max}=15.29\text{mm}$ ，变形历程可分为三个阶段：

(1) 前期变形阶段（压缩变形段）从隧道开始开挖起至开挖面推进到观测孔止，其最大压缩变形量为 -1.91mm ，历时24天，故变形速率为 $e=-0.08\text{mm/d}$ ，其6个不同深度测

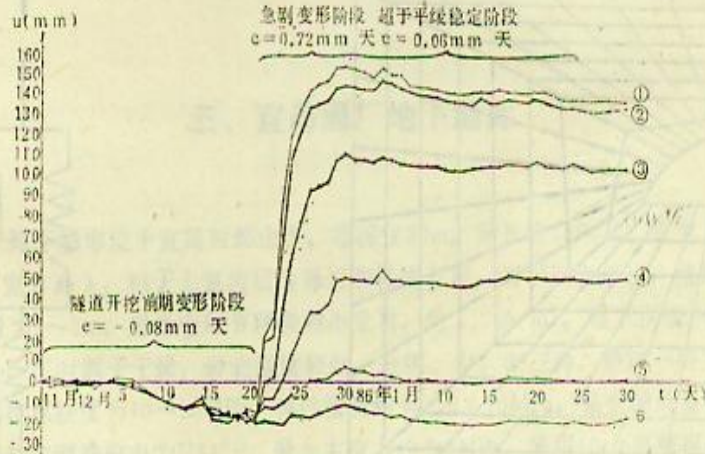


图3 3号孔位移随上部开挖观测时间延续变化曲线
Fig.3 Displacement-time curves for No.3 hole

点位移全为负值。开始时各测值有微小波动，十天后负值变大且各曲线密集一起，说明位移值互为接近，这表明变形主要为地表下沉。

(2) 急剧变形阶段当隧道开挖刚超过观测孔后，测量位移值马上反号并急剧向正值增大，最大达到 $+15.19\text{mm}$ ，此段持续了十天之久，其变形速率为 $e=1.72\text{mm/d}$ 。

(3) 渐趋稳定阶段当隧道开挖到距观测孔以外14m后, 位移不再增大, 曲线微有波动起伏, 渐趋稳定, 其变形速率 $e=0.06\text{mm/d}$, 此段时间长约一个月. 唯一例外是最深的1、2两测点在最初几天最大位移值稍有减少, 这说明该处可能有砂层透镜体而有固结现象.

此一段隧道后来在下部开挖完成后, 其位移量比上部开挖时又增加了1~5mm, 下部开挖时其变形速率为 $e=0.14\text{mm/d}$.

2. 粘弹性反分析

(1) 计算分析方法从前节观测资料可看出隧道上方土体的变形是随着隧道的推进而发展的. 因此从力学分析来看应属一个三维问题. 但为避免过大计算工作量, 简化为一个虚拟三维问题. 即用平面问题进行计算, 而以一个虚拟支护力的变化来模拟工作面推进对围岩卸载过程的影响. 由于观测资料是对隧道上半部开挖时取得的, 因而这里仅分析上半部开挖的情况. 首先进行有限元弹性分析, 其离散后的分块如图4. 由于对称性, 该图划分为144个单元171个节点, 单元采用四节点等参单元. 初始应力场采用自重荷载. 此浅埋隧道的顶部距地表12m. 因对应力边值问题的弹性解有

$$u(x, y, z) = \frac{f(x, y, z)}{E} p \quad (1)$$

式中 $u(x, y, z)$ 为空间任一点的位移.

$f(x, y, z)$ 为弹模为1时, 单位荷载所引起的位移, 这可用有限元进行计算.

p 为洞周释放的荷载随时间的变化规律^[1]

$$P = P(x, y, z) \left[0.5 - \frac{1}{\pi} \arctg(t - t_0 - 2) \right]$$

(2) 粘弹分析结果当采用三单元粘弹模型如图5并设泊松比 μ 不变时, 由粘弹性对应原

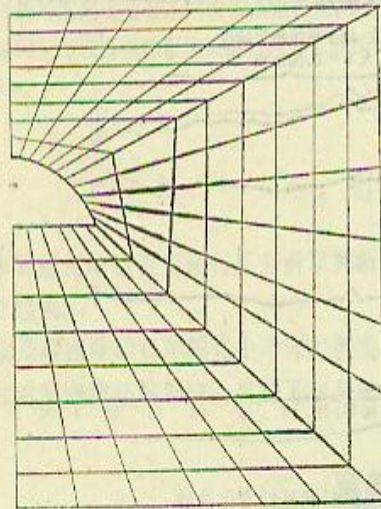


图4 隧洞上部开挖后有限元分块图

Fig.4 FE mesh of upper part of a tunnel section

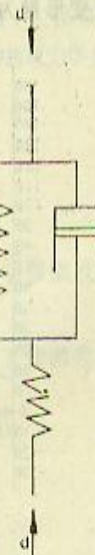


图5 弹粘性模型

Fig.5 Visco-elastic model

理对式(1)进行变换. 经过计算, 其粘弹性位移解可以表为

$$u(t, x, y, z) = f(x, y, z) M(t) \quad (2)$$

$$\text{其中 } M(t) = \frac{1}{E_1} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg}(t-t_0-2) \right] \\ \cdot \left[1 + \frac{E_0}{E_2} - \frac{E_1}{E_2} e^{-\frac{E_2}{\eta}(t-t_0)} \right]$$

现在利用有限元平面问题计算出 $f(x, y)$ ，再通过上式对实测位移曲线进行反分析拟合计算。其对3号孔1*及4*测点的拟合曲线如图6所示。实测值是将地面下沉值与孔内相对位移值叠加而得到的绝对位移值。可见在工作面到达孔下方向其拟合程度是较为良好的。在到达测孔之前的变化，必须要用三维题计算才能模拟出来。用目前的方法是无效的。尽管如此，通过后面阶段的拟合仍可反算出该土层的整体性粘弹力学参数，即 $E_1=15.2\text{MPa}$ 、 $E_2=45.8\text{MPa}$ 、 $\eta=5504.3\text{MPa}\cdot\text{天}$ 。将上述参数与现有其他类似地层参数对照应认为是可信的。

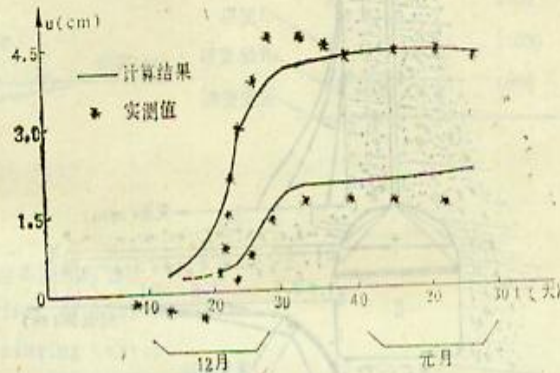


图6 粘弹计算拟合曲线与实测值的对比

Fig.6 Visco-elastic results (curves) and measuring values (points)

三、宜昌酒厂地下酒库

1. 观测

宜昌酒厂地下酒库位于宜昌对颈山下，埋深仅30m，洞长约300m，洞室断面尺寸为 $6.7 \times 7.5\text{m}$ （宽 \times 高），洞子上复岩层为砾岩和砂岩互层，岩层近水平状，倾角 $4 \sim 7^\circ$ ，各岩层厚度一般为 $3 \sim 5\text{m}$ ，岩体中的节理裂隙不发育，约 $1.7\text{条}/\text{m}^2$ ，地下水极不发育，除雨季局部渗水外，平时洞子干燥，砂岩强度较低，分粗、中、细三种，最细一层为紫红色粘土质粉砂岩。其抗压强度为 $10 \sim 20\text{MPa}$ ，弹性模量约为 $1.5 \times 10^4\text{MPa}$ ，是全洞最差的岩石。与此洞距离几公里处实测地应力为 $N34^\circ E$ ，最大主应力约为 3MPa ，采用 10cm 厚喷混凝土锚喷支护结构。

根据试验研究计划，在距离东口 117m 处布置1*试验断面，包括地表垂直孔一个和洞内 45° 向上斜孔一个，都用多点位移计测量，地表垂直孔一个用倾斜计做变形测量，洞内收敛变形断面一个。

在距离西口 78m 处布置2*试验断面，有洞内垂直孔和水平孔各一个，测定洞子开挖不同深度的围岩变形，同时安装有五个点的收敛变形断面测定洞子收敛变形。见图7。

2. 反分析

考虑到不同截面因埋深厚度各层岩石分布不同, 所以对三个不同的截面进行了计算。

因埋深不大, 所以进行了只考虑自重情况下和有侧向地应力情况的隧道开挖弹塑性计算。由于现场开挖分两步进行, 计算也分两步来模拟开挖情况。

截面一, 距洞东口117m处地层情况见图, 计算中采用了321个单元(包括35个节理单元)337个节点。

截面二, 距洞西口78m地层情况见图7, 计算中采用了289个单元(包括25个节理单元)301个节点。

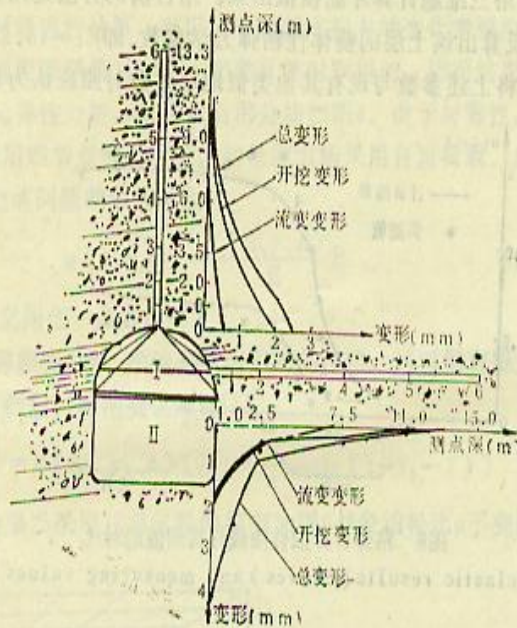


图7 II试验断面试验布置及变形图

Fig.7 The testing section II and distribution of displacement in surrounding rock

表1 岩体和节理的力学指标

Tab.1 mechanical parameters of rockmass and joint

参数	砾岩	砂岩	粉砂岩	节理
弹性模量 E(MPa)	1.5×10^4	4.8×10^4	1.6×10^4	20(法向刚度) MPa/cm
泊松比 μ	0.25	0.28	0.35	30(切向刚度) MPa/cm
内摩擦角 ψ (度)	3.3 4.3 5.09 5.93 5.3	3.3 4.3 4.5 5.78 5.3	4.4 4.6	1.826
凝聚力 C(MPa)	0.62 0.12 1.4 0.82 2.12 2.3	0.52 0.6 1.12 1.41 1.182 2.12	0.25 0.31	0.04
抗拉强度 MPa	0.5	0.4	0.2	/

由2*剖面根据实测开挖变形进行的弹塑性分析结果如图8所示,这说明实测得反分析二者符合较好。由反分析得出的围岩力学参数显著低于原来预期的数据。这二者的数据已在表二中列出。

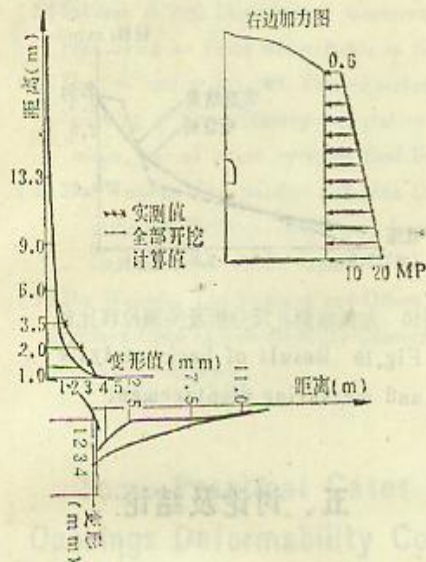


图8 反分析曲线与实测曲线对比

Fig.8 Comparison of back analysis and measuring curves

表2 弹性模量的对比

Tab.2 Elasticity modulus for different analysis

岩 类	类比试验法	反分析数值
砂 岩	4800	960
砾 岩	15000	3000
粉 砂 岩	1600	320

四、二滩电站试验洞

1. 观测工作

二滩电站地下工程有关研究已在别处介绍过 (Zhu 1986)。为了研究有高大边墙的洞室在应力区内的实际变形情况,在预定要修建地下厂房的地段,开挖了一个30m长的试验洞 (图9)。在其中布置了二个观测断面,每个断面布置了5~6个深钻孔。观测结果如图9所示。弹性波测试结果说明该试洞在开挖前后岩体波速度变化很小,这意味着对围岩处于良好的完整状态,节理不发育。换句话说,岩体仍处于弹性状态。但因在设置多点位移计前的岩体位移未测到,故对不同的开挖阶段进行了三维有限元分析,以修正上述的位移量,从计算得出对右边墙和左边墙两个钻孔口部的位移全量,应该为2.54和2.45mm。

2. 反分析

正如前述,试验洞的围岩是处于弹性状态,这说明基于弹性假设的反分析是对岩体适用的。假设试验洞附近初始应力场没有显著变化而且是均一的,则当杨氏模量和泊松比为已知,应力场就可用反分析法用以下公式加以表述 (Sakurai 1983):

$$\{\sigma^*\} = \left[\{A\}^T \{A\} \right]^{-1} \{A\}^T \{u\}$$

在计算中,杨氏模量E等于 4.0×10^8 MPa,泊松比 $\mu=0.15$ 。初始主应力用此法推得 σ_1 及 σ_2 分别为23.7MPa及18.7MPa, σ_1 与水平面的夹角 $\alpha=31.5^\circ$ 。在边墙的实测数据与反分析得到的

参 考 文 献

- (1) Gesta, P. 1986 Tunnel support and lining. Tunnel. 73;
- (2) Sakurai, S. 1983 Displacement measurements associated with the design of underground openings. Proc. Symp. on Field measurements in Geom, Zurich, Sept.
- (3) Zhu, w, and others. 1986. Three-dimensional FEM analysis and back analysis for deformation monitoring of Ertan Hydropower station chambers. Proc. of Intern. Ertan Hydropower station chambers. Proc. of intern. Symp. of Ecrf, Beijing.
- (4) Zhu Weishen, Zhu jiaoqiao and zhan Caizhao (1987), Deformation Monitoring and Analysis on a shallow Railway Tunnel in a Loess Stratum, 2nd Intern. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Japan.
- (5) Zhu Weishen, Lin Shisheng and Others (1987), Some Practical Cases of Back Analysis of Underground Opening Deformability Concerning Time and Space Effects, 6th Intern. Cong. on Rock Mechanics, Montreal.

Some Practical Cases of Back Analysis of Underground Openings Deformability Concerning Effects of Time and Space

Zhu Weishen, Zhu Jiaoqiao, Dai Guanyi, Zhan Caizhao, Lin Shisheng,

(Institute of Rock and soil Mechanics, Academia Sinica, Wuhan, China)

Abstract

Some results of in-situ deformation measurement and back analysis concerning three cases of underground tunnels are presented in this paper. These underground openings were excavated in three different rocks, i.e., hard, weak clayey rocks. Of these three openings, two are deeply buried and the other is a shallow one. In displacement analysis, the effects of movement of excavation surface and rheological properties of surrounding rocks are taken into consideration. The mechanical rheological parameters and the geostress field of in-situ rock masses are also derived by the back analysis method.