

# 大瑶山隧道现场测试及稳定性分析

李光煜 朱祚铎 江鸣明

## 提 要

大瑶山隧道是正在修建的我国目前最长的双线铁路隧道,是京广复线上的关键工程,全长14.3km,最大埋深900m。本文介绍了在滑石排一号和二号斜井附近所进行的现场试验和观测结果,包括岩体初始应力,隧洞开挖后二次应力,收敛观测,以及利用预埋多点伸长计和挠度计所作的隧道侧壁和顶板位移观测。根据观测资料及有限元分析计算对隧道的稳定性进行了一般性评价。

## 一、概 述

由于瑶山山区阻挡,火车途经京广线坪石以南一段时,只能沿武水峡谷左岸单线蜿蜒行驶,从坪石到乐昌短短的53km路程,快车要运行一小时左右。

为了发展我国铁路运输事业,根据衡阳至广州铁路复线工程设计要求,铁道部隧道局正在武水右岸的瑶山山区修建一系列的双轨隧道,其中大瑶山隧道是我国目前最长的双轨隧道,全长14.3km,隧道毛宽约11m,高约9m。

隧道穿越瑶山山区和武水峡谷,地形地质条件极为复杂。进出口两端为震旦、寒武系浅变质碎屑岩;隧道中部为泥盆统桂头群砂砾岩、砂岩、页岩及东岗组的白云岩、灰岩、白云质灰岩、泥灰岩等。隧道所通过的地段大部分为Ⅳ、Ⅴ类围岩,其埋置深度一般为70—500m,最大埋深达700—900m<sup>[1]</sup>。

隧道区位于湘桂经向构造东端,南岭纬向构造中段南侧,粤北山字型的脊柱部位。山字型脊柱与经向构造重接。从整体看纬向构造(NW—NWW)被经向构造、山字型脊柱所包容,局部与经向构造为斜接。总之,区内经历了多次构造运动,各期不同构造应力场作用下形成的不同构造体系相互干扰、交接重合使本区构造错综复杂<sup>①</sup>。

根据充分利用岩体自身承载力的原则,为取得安全和经济的效果,并考虑大型机械化大断面和全断面掘进施工条件,隧道衬砌除在进出口两端Ⅱ、Ⅲ类围岩浅埋偏压地段共计100m采用一般的现浇整体模注混凝土衬砌外,其余均设计为复合衬砌结构,它由喷混凝土、锚杆、钢筋网等初期支护和二次模注混凝土衬砌,中间夹1.5mm厚聚氯乙烯塑料板防水层组成<sup>[2]</sup>。

隧道施工采用双线全断面机械化一次光面爆破成型,并立即进行初期支护。

①此地质资料由铁四院地路处提供。

鉴于本工程的规模很大，地形地质条件又非常复杂，为了检验地质预测的可靠性，并为今后我国长大和深埋隧道的设计和施工积累数据和经验，由铁四院主持正在开展一系列的工程地质调查和岩体力学现场试验。本文将着重介绍由我所承担的在第一第二个试验点所进行的几项试验。

## 二、试验洞及试点布置

通常，影响隧道及地下工程稳定性的基本因素可分为两类：第一类是岩体本身所固有的，即初始应力和岩体状态。前者是岩体在天然状态下的内应力，是长期地质构造运动的产物，其性质和状态非常复杂，是岩体力学和岩体工程中的一个特殊问题；后者包括工程地质水文地质条件，岩石弱面及岩体的变形特性、强度特性、渗透特性等。第二类是人为的，即工程规模（形状和尺寸）、开挖方法和支护措施等。人们可以通过广泛的地质调查、大量的应力测量和现场大型力学试验深入了解第一类因素，取得一系列的基本数据，然后进行复杂的数学计算，以期获得最安全最经济的设计方案。但是，现场调查和现场试验十分耗费物力和财力，且仅通过有限的单项试验是无法真实地描述岩体这种具有初始应力、非连续非均质流变体的全貌的。此外，计算中不可避免的各种简化必然也影响到结果的可靠性。多年来世界各国的实践证明，通过现有手段去了解上述的第一类因素存在着很大的局限性。因此，人们从工程角度出发，除了对上述问题进行研究外，当前更重视通过对第二类因素的研究来设计和修建地下工程。同时，这也可促进对第一类因素的了解。反分析法，收敛-约束法就是这类研究途径的尝试。原则上，只要合理地设计工程形式和尺寸，采用适当的开挖方法和支护措施，在任何类型的岩体土体中都可修建隧洞。

根据工程的进展情况，第一个试验洞选择在滑石排二号斜井处，位于去广州方向的右侧，与隧道交角为  $42^{\circ}12'44''$ 。试洞中线与隧道中线交点里程为  $DK1999+265.7$ ，试洞长约30m，截面尺寸约  $3.6 \times 3.6m$ ，埋深约200m（图1）。

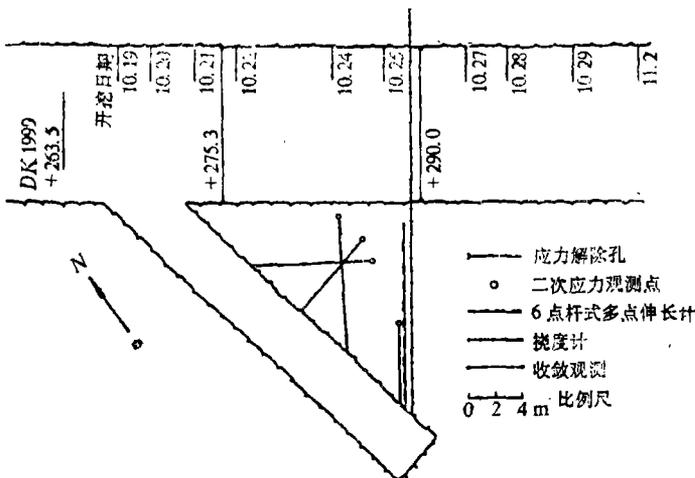


图1 试验洞和试验布置图（滑石排2号斜井内）

试验洞及其正洞周围的地层为震旦系浅变质碎屑岩，主要有浅变质石英砂岩，粉砂质板岩，泥质板岩等，它们相间交错。

试验洞及正洞处于滑石排倒转背斜核部，小断层较多，主要结构面见表1②。

表1 隧洞结构面基本情况

编号	产状		说明	力学性质	备注
	走向	倾向及倾角			
0	N2—10°E	SE60—70°	层理，层面光滑、夹薄泥		
1	N50—60°E	SE80°	节理，延伸较远、弱面光滑、夹泥		分布较稀
2	N75—85°E	SE70—80°	小断层，有滴水		试洞内两条
3	N50—60°E	NW70°	节理		
4	N40—60°W	SW60—80°	节理，光滑平直如刀切	扭	密集
5	N45°W	NE65°	节理，光滑、平直	扭	密集

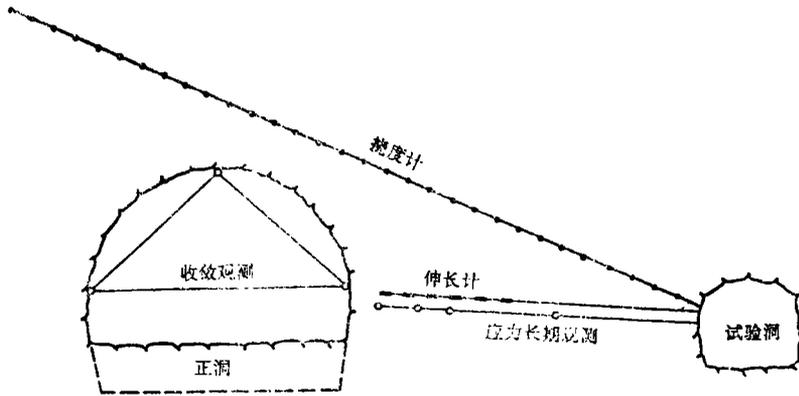


图2 试验观测示意图

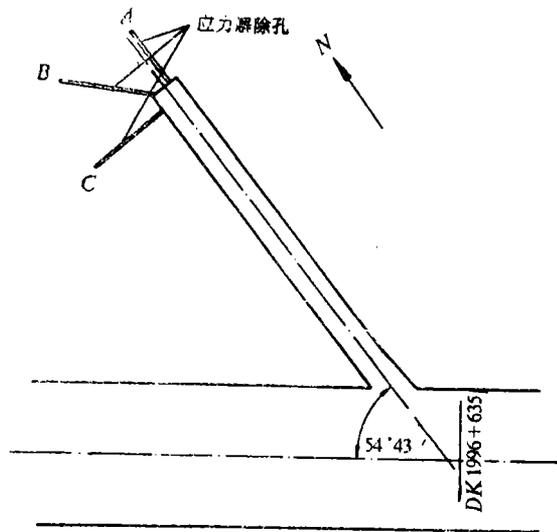


图3 滑1号试验洞和试点布置图

②大瑶山工程地质研究组，大瑶山隧道滑石排2号斜井试验地段1983年工程地质及岩体力学试验研究，1984年3月。

试验布置见图 1、2。

第二个试验洞位于滑石排 1 号斜井处，进口里程为 DK1996+635，与隧道轴线交角为 54°43'，近南北，洞宽 2.5—3.0m，高 3 m 左右（图 3）。

试洞区地层为震旦系变质砂岩，砂质板岩及泥质板岩。试验洞岩体以变质砂岩为主，节理裂隙中等发育，裂隙系数  $J = 8-20$  条/m。33m 试洞中有 4 条大致平行于层面的张扭性小断层，产状为  $N25-50^{\circ}E/SE \angle 70-80^{\circ}$ ，断层带及次生裂隙多为石英脉充填。地质调查表明，该处围岩为 IV—V 类，与原预测一致。

### 三、试验结果及分析

为了克服传统的隧道稳定性评价方法的局限性，目前世界各国正在发展收敛-约束法。

这种方法特别适用于采用喷锚支护的隧道。它的基本思想是研究两根特征线：围岩特征线  $b$  和支护特征线  $a$ （图 4）。首先是研究  $b$ ，参照  $b$  来设置支护  $a$ ，确定设置支护时的  $O、O'$ ，或  $\lambda_r、u_r$ ，其  $1 - \lambda_r$  为计算中将三维问题化为平面问题时的抽象支护压力系数， $\lambda_r$  为出现松弛带时的系数。

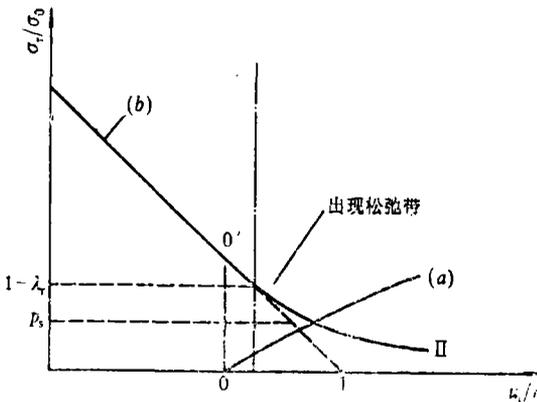


图4 支护 (a) 和地层 (b) 特征线

这种方法的实际应用首先必须依靠现场测量，即一是山岩压力测量，二是围岩变形测量。经过长期实践，山岩压力的直接观测方法是不可取的，由于围岩与衬砌接触条件的差异，以及压力盒刚度与二者很难匹配，因而所测得的大量数据常常无法解释。目前比较有前途的方法是通过衬砌应力和变形的测量反算出山岩压力。由于这种反分析计算的解不是唯一的，因而必须引进一些附加假定。鉴于研究经费和现场条件限制，我们只进行了初始应力测量和二次应力监测。根据定性分析，初始应力应该是山岩压力的最大值。

目前比较有前途的方法是通过衬砌应力和变形的测量反算出山岩压力。由于这种反分析计算的解不是唯一的，因而必须引进一些附加假定。鉴于研究经费和现场条件限制，我们只进行了初始应力测量和二次应力监测。根据定性分析，初始应力应该是山岩压力的最大值。

#### (一) 应力测量

##### 1. 初始应力测定

初始应力测定方法很多。本工程采用应力解除法，探头为 36-2 型钻孔变形计<sup>[3]</sup>。

滑石排 2 号试验洞共钻了 3 个应力解除孔，孔深分别为 8.7、8.5、10.0m。从试验洞壁往深处一段一段地进行，直到深度大于 2 倍洞宽为止。共作 22 次试验，由于岩层层面及节理面发育，解除到 20cm 左右时，岩芯经常断裂，而本项试验要求岩芯 ( $\phi 110\text{mm}$ ) 长度不小于 28cm，故成功的试验只有 12 次，48 个数据，筛选后选用 30 个数据。

岩芯弹性模量试验共作了 6 块，平均  $E = 53.8\text{GPa}$ ，泊松比选用 0.25。

由于第三个钻孔中数据多于 8 个，超过了原有程序的规定，故计算分两组进行，结果如表 2。

表2 初始应力计算结果

组别	主应力	应力值 (MPa)	方位角	倾角
第一组合	$\sigma_1$	13.3	NE10°	40°
	$\sigma_2$	5.7	SW29°	49°
	$\sigma_3$	4.1	SE72°	9°
第二组合	$\sigma_1$	13.7	NE32°	45°
	$\sigma_2$	8.1	SE38°	19°
	$\sigma_3$	4.8	SW68°	89°

表中方位角和倾角是按以测点为原点的坐标系计算的，X指北，Y指西，Z指上，倾角为正时表示该角为仰角，负者为俯角。

上述两组数据中， $\sigma_1$ 的大小和方向非常接近， $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$ 的方向差较大，但由于二者的值相差不大，再考虑到地质结构的差异，这种差别是难以避免的。因此可以认为它具有代表性，反映了这一区段的应力状态。应力状态与地形地质条件的关系见图5。

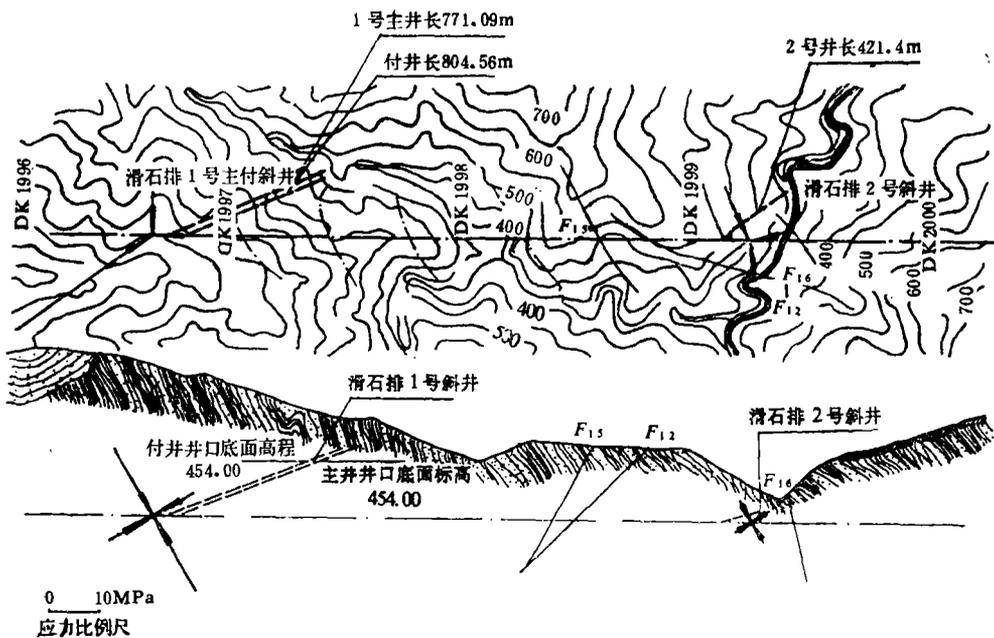


图5 主应力在平面和剖面图上的大小和方向示意图

根据地质力学理论分析，本区历次构造运动的应力场方向近东西，但由于测点埋深较浅，初始应力状态与地形关系较密切，最大主应力方向接近测点与最高山峰的连线。就其大小而言，虽然按覆盖层厚度计算，应力值应小于或等于 $\gamma h$ ，即 $h=200\text{m}$ 时， $\gamma h=5.3\text{MPa}$ 。但根据有限元回算资料表明，山体中的应力是山高和坡度的函数，如果按山顶高程750m考虑，则应力可达 $\gamma h=15.6\text{MPa}$ 。

式中 $h=750-160=590\text{m}$ （160m为测点标高）， $\gamma=26.5\text{kN/m}^3$ 。按覆盖层厚度的计算

应力大于实测最大主应力 (13.3MPa), 因而可以认为该处岩体中的初始应力主要由自重引起, 残余构造应力及新构造运动引起的力是次要的。

滑石排 1 号试验洞洞口位于 DK1996+637 里程处, 位于隧道左侧, 夹角为  $54^{\circ}43'$ , 洞轴方位约正南北。作了 4 个试验孔。由于试洞中部为断层破碎带, 第一个孔多次试验失败, 后移至掌子面处。3 个孔的试验深度分别为 5.64、9.29、7.39m, 试验成功次数分别为 4、5、9 次。三维应力计算结果如表 3 所示, 最大主应力为 38.4MPa, 约为滑 2 试验洞处初始应力的 3 倍, 其方位角为  $NW88^{\circ}$ , 大致垂直于构造线, 与构造应力方向基本一致, 同时与地形关系也很密切, 在应力量级方面考虑到该处埋深只有 600m, 最大高程差也只有约 900m, 自重应力不会超过 24MPa, 因此该处存在或残存有构造应力占很大比重。

表 3 滑 1 号试洞三维应力计算结果

主应力	应力值 (MPa)	方位角	倾角
$\sigma_1$	38.0	$N88^{\circ}W$	$60^{\circ}$
$\sigma_2$	21.0	$N54^{\circ}W$	$-26^{\circ}$
$\sigma_3$	13.0	$S33^{\circ}W$	$-15^{\circ}$

从上述两个试点的资料分析, 大瑶山隧道围岩初始应力较高, 当覆盖层大于 200m 时, 最大主应力值超过覆盖层自重应力, 在滑石排 1 号试洞处约为 1.6 倍。最大主应力的方向接近构造线方向和山坡方向, 与隧道轴线交角不大。因此, 隧道稳定性分析计算中不应按最大主应力考虑, 如以隧道纵轴为 X 轴, 往广州方向为正, Y、Z 轴按右手法则取向, 则算得六个应力分量如表 4。

表 4 滑 1 号试洞应力分量计算结果 (MPa)

$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{xz}$	$\tau_{yz}$
-24.0	-15.0	-33.6	-2.8	6.1	6.2

$\sigma_y$ 、 $\sigma_z$ 、 $\tau_{yz}$  则为平面问题处理时的外力值, 虽然压应力低于  $\sigma_1$ , 但剪力仍然较大, 值得注意。

## 2. 二次应力观测

最后一次应力解除结束后, 再钻一个直径 36mm 的小孔, 将探头装入小孔, 待主隧道开挖时, 定期观测各点应变。图 6 为典型曲线, 据此算出相对应应力值为  $\sigma_1 = -9.9\text{MPa}$ ,  $\sigma_2 = +0.8\text{MPa}$ ,  $\varphi = 7^{\circ}$  (为了和应力解除值符号一致, 将应力松弛用“-”号表示), 而离此点仅 30cm 的同一钻孔中实测绝对应力——即初始应力值为  $\sigma_1 = 16.8\text{MPa}$ ,  $\sigma_2 = 9.3\text{MPa}$ ,  $\varphi = -31^{\circ}$ 。在此应力值上, 水平方向应力释放约 10MPa, 垂直方向应力集中约 1MPa。

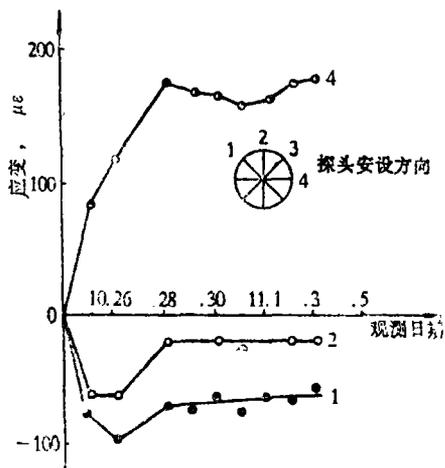


图 6 1 号测点实测应变曲线

## (二) 岩体变形测量

现场变形观测既是设计的依据又是施工的监测手段。方法很多, 可归纳为两大类:

一类为测量两点之间连线长度的相对变化，如收敛计量测、多点伸长计量测等；另一类为测量垂直于两点连线方向的相对变化，如倾斜计、挠度计等<sup>[6]</sup>。本工程采用了其中三种。

### 1. 收敛测量

收敛测量是现场监测中应用最广的方法，设备简单方便，现场施工人员稍加训练即可胜任。利用这种方法不仅可以了解围岩和衬砌的变形状态，判断出山岩压力的类型，推算最大位移以确定特征线上的极限值，正确地设计和指导施工。由于这项观测必须待开挖后才能进行，对于完整坚硬岩石，开挖后大部分弹性变形已经产生，随掌子面推进，虽仍有少量弹性变形出现，但由于岩体强度高，围岩的收敛往往在岩体处于弹性阶段时便已停止，围岩不需支护也能自我稳定，因而观测的必要性也不大。因此，这种方法特别适用于软岩，它的变形延续时间很长，围岩变形后一般处于剩余强度阶段。

观测采用美国坡度指示公司 (Slope Indicator Co.) 的卷尺式伸长计 (Tape Extensometer)，分辨率为 0.01mm，最大测距 30m，10m 测距时标准偏差小于  $\pm 0.03\text{mm}$ 。

图 7、8、9 分别为 DK1999+275.3 和 DK1999+290, DK1997+060 剖面处的观测曲线。

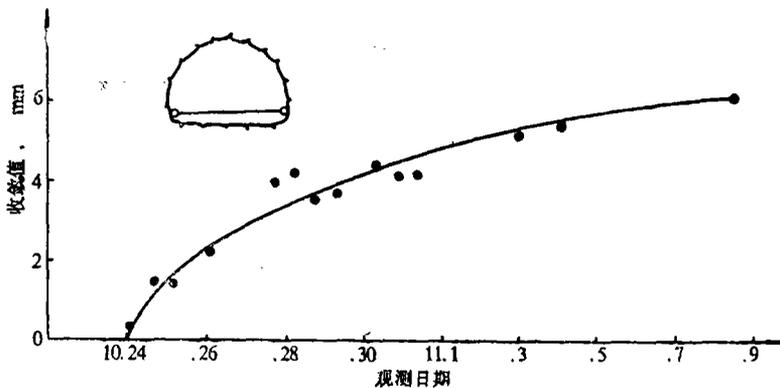


图 7 DK1999+275.3 剖面的收敛观测曲线

测点埋设采用膨胀式锚栓。先用冲击电钻钻  $\phi 12$  深 30mm 的小孔，放入锚栓，拧紧后即可开始测量，省去了用粘结剂时各种繁杂工序和固化时间，观测工作可在下一开挖循环前进行，距上次爆破时间不超过 24 小时。

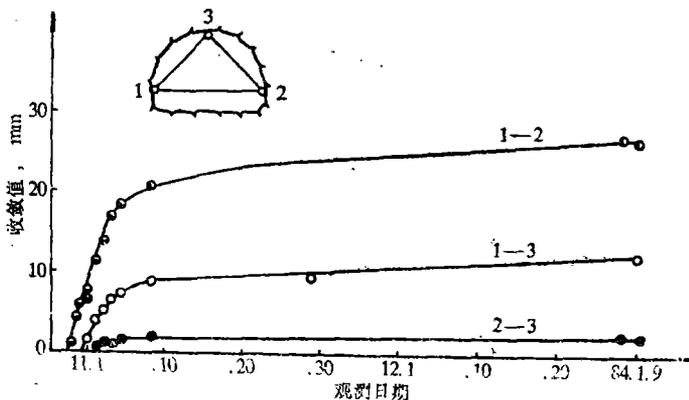


图 8 DK1999+290.0 剖面的收敛观测曲线

从观测曲线可以看出:

(1)收敛不对称,图8中两条斜边(1-3,2-3)的收敛值分别为11.99mm和2.42mm,相差约4倍。这种现象可能是由于岩体的各向异性及结构面的影响,而不是应力状态的不对称引起的。根据弹性有限元法计算,它的影响正好相反。

(2)水平收敛大大高于垂直收敛,这一方面是由于跨度大于高度,另一方面则是节理裂隙及断层的影响,它们虽然走向不一,但倾角较陡(60—80°),这就使得岩体变形模量不均一,垂直方向模量大于水平模量,因而此段主隧洞以水平收敛为主。

(3)拱脚部位的收敛值(图8中1-2线)大大高于边墙下部(图7)收敛值,这意味着没有底鼓,不必修建仰拱。

(4)开挖后一周内,变形速率在水平方向上约为3mm/天,以后显著减缓,但并未停止,15天至75天仍保持0.1mm/天,说明砂岩板岩互层地区岩体流变现象是明显的。

(5)DK1997+060(剖面)的变形规律相反(图9),2-3最大,1-2(水平)最小,其绝对值也比2号斜井处小。按实测应力估算,该处变形应较大。变形反而小的原因除岩体较完整,弹模较高外,主要是由于该处半断面开挖,高度只有4.8m,测点部位离拱顶只有2.1m,变形值必然较低;此外还和应力状态有关,实测横剖面上的垂直应力为水平应力2倍以上。

(6)总之,由于岩体比较完整,初始应力值稍大于自重应力。开挖后洞周围仍处于似弹性受力阶段,因而总位移不大,只及洞跨的2.5%。按分类标准,属硬岩地层。从变形曲线形态分析,不可能产生纯山岩压力,失稳只可能是局部的,只有松动压力作用于衬砌上,因而从力学观点考虑,喷锚支护已足够,现浇钢筋混凝土衬砌是过于保守的。

## 2. 多点伸长计观测

如前所述,收敛测量不能测得变形的全过程,也无法测定岩体内部变形。在超前钻孔中埋设多点伸长计则可对这两项进行实测(图1)。本工程采用自制的六点杆式伸长计。它用 $\phi 10\text{mm}$ 钢管将测点处的位移引到测量头,除锚头部分用灌浆固定在钻孔外,其余部分都用外径20mm硬塑料管保护。结构比弦式多点伸长计简单,用筒支梁法进行标定,证明没有摩擦影响。测量即可用机械式百分表,也可电测,分辨率都为0.01mm。还可埋设深部测量头,即使钻孔上部测量头由于开挖而移去,下部测量还可继续<sup>③</sup>。

为了探索多点伸长计在钻孔中的工作状况,了解它是否反映了岩体的真实变形,测杆与杆之间的摩擦影响如何,我们进行了一种独特的标定试验。其方法是将多点伸长计埋设在内径不小100mm的硬塑料管或钢管中,并使六个锚固头处于不同部位,然后按筒支梁的方式使其弯曲。按材料力学理论可推导出挠度与梁中各部位应力和变形的关系,将实测伸长计头部位移与计算位移进行对比,即可了解伸长计的测量精度。按筒支梁加载时的计算公式如下:

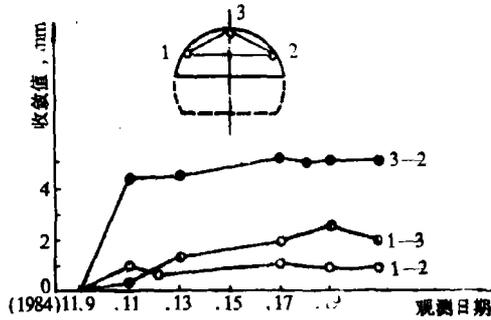


图9 DK1997+060剖面的收敛观测曲线

③夏晓峰,李光煜,六点杆式伸长计研制报告,1985年。

$$\delta = F_{\max} \frac{12xy}{L^3}$$

式中  $\delta$ ——测点位移； $F_{\max}$ ——梁中部挠度； $L$ ——梁跨度； $x$ ——测杆长度； $y$ ——测杆离中性轴的距离。

图10为实测曲线，对照图1上注明的开挖日期，10月25日正是开挖接近测点处，变形急剧增长；半个月以后，4、5、6三点已稳定，1、2、3三点仍继续增长。对数回归计算预测，一个月后，1点位移将达7.2mm ( $\delta = \delta_0 + K \ln T$ )。此外，从六点最大位移的连线分析，测量头部并不是固定点，因而1点的绝对位移还应增大约2mm。同时也可由此判断，开挖影响区范围超过1倍洞跨。但总变形量仍然小于跨度的1%，最大应变值也不大于  $645 \mu\epsilon$  (根据1、3两点变形差值计算)；假定岩体弹模为20GPa，则应力松弛为12.9MPa，接近初始应力量级。也与二次应力观测值相近(9.9MPa)。

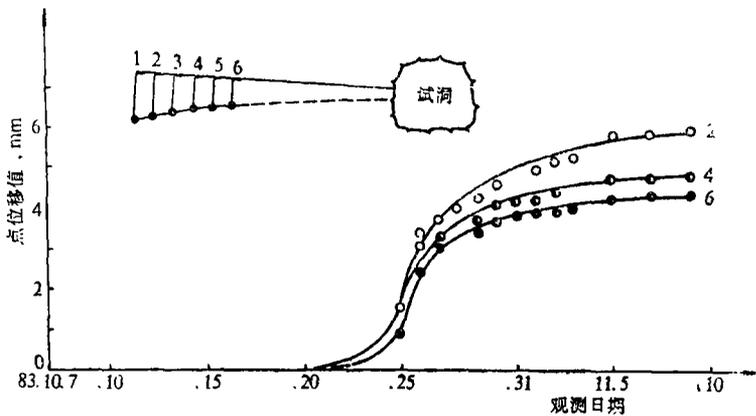


图10 6点杆式位移计观测曲线

### 3. 挠度计测量

为了测量隧道顶拱位移的全过程，从试验洞以  $22^\circ$  仰角向隧道方向钻了一个长33m、直径110mm的斜孔，它与预计顶拱开挖线最小距离约2m (见图2)。

挠度计为自制的等强度悬臂梁式，每节1m，共33节。室内标定表明，单节分辨率0.01mm/m，量程  $\pm 30$ mm/m，标准偏差  $\pm 0.03$ mm/m。由于挠度计的基线是相对的，不象倾斜计那样基线总是垂直线，因而它的误差是传递的。第  $n$  段的累计误差为：

$$m = 2\sigma \frac{n^3}{3}$$

当  $n = 33$ ， $\sigma = \pm 0.02$ mm 时， $m = \pm 4.38$ mm。

由于隧道掌子面推进较快，来不及灌浆，挠度计只是靠重力自由地放在钻孔中，无法避免放炮的振动影响，实测位移较大，顶部最大位移约40mm。因此，这一数据仅供参考。

## 四、二维有限元计算分析

作为现场观测的补充，作了几个典型区段的有限元变形计算分析，主要目的是与现场试验的实测结果作定性比较。计算仅局限于二维弹性变形分析。

### (一) 计算域的选取

计算范围取在垂直于隧道的观测断面上，为一水平方向宽 60m，垂直高度 50m 的矩形域。计算域边界在水平方向上与隧道边墙的距离为洞宽的 2.5 倍左右，在垂直方向上，与洞顶洞底的距离为洞高的 2 倍多一点。其有限元网格分块图示于图11。有限元采用 8 节点等参单元，图中的粗实线为岩性分界线。

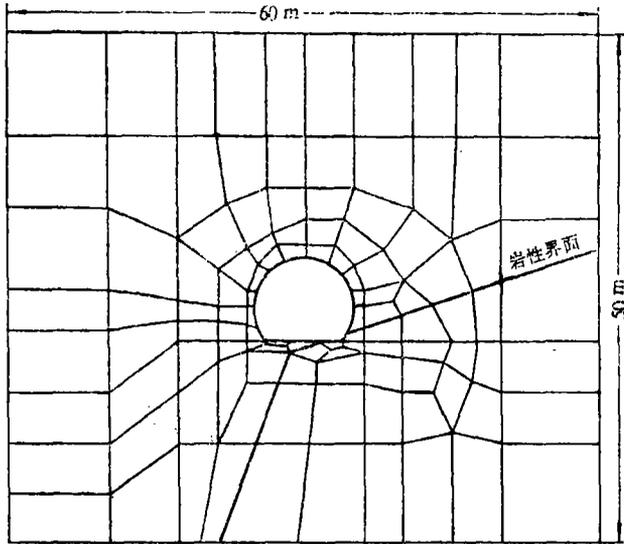


图11 二维有限元计算网格划分图

### (二) 边界条件和加荷方式

洞的埋深较大，因此计算域的外边界取为零位移边界条，即边界节点处为固定点，在  $x$  和  $y$  方向上的位移为零。加荷方式为原均匀初始应力场中开洞后的卸荷方法。

### (三) 计算结果及分析

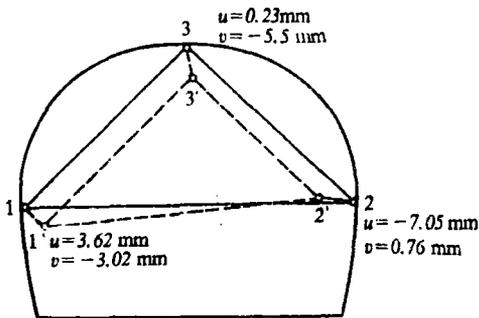


图12 有限元计算洞周收敛观测线变化示意图  
 1—2, 1—3, 2—3为变形前收敛变形观测线  
 1'—2', 1'—3', 2'—3'为变形后的观测线(计算值)

本计算采用本所袁建新、王可钧编制的《GJP-1含节理的三维弹性静力程序》<sup>[7]</sup>，在日产 M150 机上进行。根据在滑石排 1 号和滑石排 2 号斜井处测得的地应力值共计进行了三组洞周围位移计算。其中第一组的计算结果见图 12。

比较图 7、8、9 可以看出，收敛观测线的变化与实测值在方向上有较大的差异，但在数值上变形量级还是吻合的。如前所述，二维计算的目的是与现场试验的实测结果作定性比较，所以在计算时对岩体的各向

异性，流变特性等影响因素未予考虑，以致出现上述差异。

## 五、结 论

(一) 在试验区浅部(滑石排2号试洞)，初始应力状态与地形关系密切，最大主应力方向接近测点与最高山峰的连线，其应力值却小于按最大覆盖层厚度计算的自重应力，而在试验区深部(滑石排1号试洞)，初始应力值大于按最大覆盖层厚度计算的自重应力值，表明有残余构造应力存在。最大主应力的方位角及倾角与地形及构造线的方向有关，且构造线的方向起主导作用。

(二) 虽然地应力较高，但由于岩体较完整，变形模量较高，收敛值不大，变形速率最大不超过3 mm/天，而且半个月内即已稳定。特性线属I型(图4)，只可能产生松动压力和局部掉块，不可能出现纯山岩压力，喷锚支护已完全满足稳定需要。底部水平位移比拱腰小得多，说明没有底鼓现象，不需修仰拱。

(三) 收敛不对称，这主要是由于结构面影响，当结构面倾角陡时，预示水平位移大，否则相反。此外，它与断面形状及应力状态亦有关。

## 参 考 文 献

- [1] 王梦恕，正在修建中的大瑶山隧道，岩石力学与工程学报，第1卷第1期(创刊号)，1982年。
- [2] 历自凡，大瑶山隧道设计(之二)，地下工程，1983年11月。
- [3] 李光煜、白世伟；岩体应力的现场研究，岩土力学，第1卷第1期，1979年。
- [4] 李光煜，国外岩体变形测量技术，岩石力学与工程学报，第1卷第1期，1982年。
- [5] 袁建新等，GJP-1含节理的三维弹性静力程序，岩土力学，第4卷第1期，1983年。

## Field Measurement and Assessment of Stability of Dayaoshan Railway Tunnel

*Li Guangyu Zhu Zuoduo Jiang Mingming*

### Abstract

Dayaoshan double track tunnel with a length of 14.3 km and a highest overburden of 900 m is a key item of the project doubling Jing-Guang Railway (Beijing to Guangzhou), Being under construction. The field results of tests and measurements performed near Huashipai inclined shafts 1 and 2 are discribed. Measurements of initial stress, monitoring of secondary stress, monitoring of convergence and displacements of the tunnel's side wall and deflectometer are discussed. A general assessment of the stability of tunnel is presented according to measured data and numerical analysis.