

# 鲁布格水电站引水隧洞围岩变形分析

陈相震 汪志明

(长江水利水电科学研究院, 武汉)

## 提 要

本文扼要地介绍了我院自己研制的KDY-130型钻孔多点位移计及有关设备;重点论述了该仪器在鲁布格水电站引水隧洞围岩变形观测中的实际情况,证明了位移计具有性能稳定、灵敏度高、可以遥测和抗震性能好等优点;该位移计可用来观测围岩变形随深度的变化、围岩流变以及隧洞开挖掘进工作面的空间效应等。

通过试验资料整理分析,找到了围岩变形的某些规律性,并与国内外同类资料和理论分析作了对比,初步论证了成果的可靠性。

## 一、前 言

鲁布格水电站系南盘江支流黄泥河的最下游一级电站。该电站坝型为粘土斜心墙堆石坝,坝高98m,由左岸长约9.4km的隧洞引水至地下厂房发电,装机容量60万kW是云南省电力系统的骨干工程。

我院受水电部第十四工程局委托,在现场埋设钻孔多点位移计进行测试,以了解隧洞在开挖过程中掘进与围岩变形的关系,及围岩深部的变形、围岩流变等。

用多点位移计监测围岩变形,国外已相当普及,国内也有不少单位开始使用,但是在开挖爆破剧烈振动下能正常工作的,国内尚少见。我院研制的KDY-130型钢弦式钻孔多点位移计,经鲁布格工地试验的实践证明,能经受爆破引起的剧烈振动。这种位移计精度较高,量程较小,比较适用于坚硬岩石。

## 二、工程地质概况

引水隧洞沿黄泥河左岸谷坡地带布置,工区位于雄武构造带的西南段。隧洞通过的岩层为三迭系白云岩、灰岩,除部分段落通过灰岩夹砂页岩、粘土岩及三条较大断层( $F_{113}$ ,  $F_{210}$ ,  $F_{203}$ )外,大部分地段岩性较坚硬,但节理裂隙较发育,局部地段还有岩溶洞穴和溶蚀裂隙。隧洞埋深60~300m,地下水位均在洞轴线以下。<sup>①</sup>

试验洞选在6号支洞左壁0+100处(见图1)。此处上复岩层厚80~120m,岩层为灰质白云岩,岩石致密坚硬、性脆、完整性好。现场表面声波测试的平均纵波速度为4344m/s;

<sup>①</sup>昆明勘测设计院,黄泥河鲁布格水电站工程概况,1980年3月,



圈,目的是使它连续工作。频率仪为数字显示,读数误差为 $\pm 1\text{Hz}$ ,相当于孔深1m处测点 $\pm 1\mu\text{m}$ 的位移。当孔深达到10m时,其误差就较大,1Hz约等于 $7\sim 8\mu\text{m}$ 。

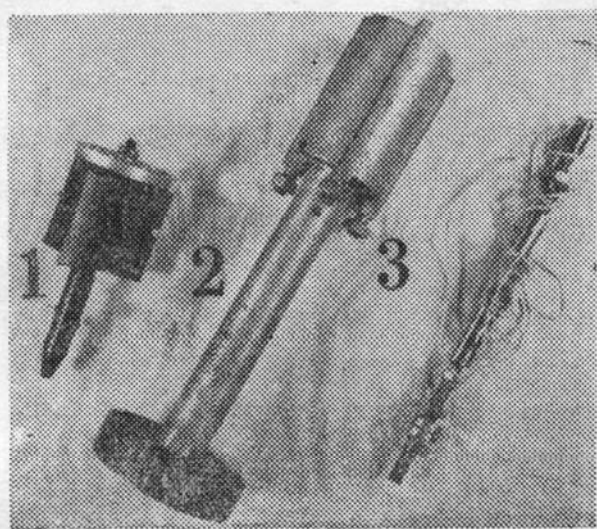


图4 多点位移计部分零件  
1.锚头, 2.多点测座, 3.应变计

采用弦式应变计,其性能较稳定,灵敏度较高,电讯号不因长距离传输而失真,可以进行遥测。这样观测就不会受放炮和施工条件的影响,也就可以观测到放炮瞬时的变形情况。

这种位移计主要缺点是量程较小,对10m深的测孔来说,当测弦直径为0.5mm时,其量程约为5mm,因此,比较适用于坚硬岩体。

位移计的工作原理就是钢弦的伸长或缩短,钢弦的应力产生变化使其自振频率相应地改变。通过事先率定的钢弦长度与振动频率关系曲线,即可求得测点的位移。其数学近似关系式为

$$\Delta L = \frac{4L_1^3\rho}{E}(f^2 - f_0^2) + \frac{4L_1^2L_2\rho}{E}(f^2 - f_0^2)K$$

式中  $\Delta L$ —所求测点位移值;  $L_1$ —振弦长度;  $L_2$ —测弦(连结锚头和应变计的钢丝)长度;  $f_0$ —初始频率;  $f$ —变形后测得的频率;  $\rho$ —钢弦密度;  $E$ —钢弦弹性模量;  $K = \Delta\sigma_2/\Delta\sigma_1$ ;  $\Delta\sigma_2$ 为测弦应力增量,  $\Delta\sigma_1$ 为振弦应力增量。

表1列出了计算与实测频率的比较。

表1 计算频率与实测频率比较

| 弦 长<br>(cm) | 频 率 (Hz)                 |      |                          |      | 备 注        |
|-------------|--------------------------|------|--------------------------|------|------------|
|             | $\sigma = 150\text{MPa}$ |      | $\sigma = 500\text{MPa}$ |      |            |
|             | 计 算                      | 实 测  | 计 算                      | 实 测  |            |
| 4           | 1711                     | 1720 | 3125                     | 3120 | 弦长均为0.25mm |
| 6           | 1140                     | 1150 | 2080                     | 2085 |            |
| 9           | 760                      | 762  | 1389                     | 1403 |            |
| 12          | 489                      | 502  | 891                      | 898  |            |

### (三)试验方法

先在靠近掌子面的地方打好钻孔,把固有钢丝(测弦)的锚头送入钻孔中预定的位置,接上应变计、频率仪、调整初始读数。在对孔口严加保护的情况下,方可放炮开挖。为了确保试验成功,第一、二次进尺不宜过大,以控制在1m以内为好,而且分两次进行,即先掏心,后放大炮。以后各次进尺可以加大,也无须先掏心。记下每次放炮前后频率仪读数。待读数稳定后,方可放下一炮,直到放炮前后读数无明显变化为止,试验即告结束,或转而进行流变观测。

## 四、成果整理及分析

该试验分别在三个断面进行。在第Ⅰ断面试验时,由于锚头抗震能力较差,在强振及冲击波作用下(距离不到1 m,装药量约为22 kg)锚头有些松动,因此,规律性较差,资料未加整理。在第Ⅱ、Ⅲ断面上采用改进后的锚头,消除了松动现象,成果较有规律。为了检验新锚头抗震性能,在第Ⅱ断面试验时,先只安装了左壁水平孔,待进尺1.1 m,确认锚头稳固可靠后,再安装另外两个钻孔。

鉴于爆破变形的瞬时性,故资料的整理也均以瞬时变形为准。对个别点稳定读数时频率变化大于5 Hz者,按平均值处理。考虑到掏心放炮后各测点的频率变化,并非真实的围岩变形所致,因此整理时不计入这一部分。各测点的变形与掌子面距离关系曲线如图5、图6所示。表2给出的各测点最终位移值,均未计及离测量断面两倍洞径以远的变化。此外,所有位移值均相对于孔深8.7 m处而言。

表2 实 测 位 移 值

| 测点位置  | 测 点 位 移 (μm)       |                    |                     |                    |                    |                    |                    |                    |                    |
|-------|--------------------|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|       | $h = 0.3\text{ m}$ | $h = 0.8\text{ m}$ | $h = 1.05\text{ m}$ | $h = 1.3\text{ m}$ | $h = 1.8\text{ m}$ | $h = 2.3\text{ m}$ | $h = 3.3\text{ m}$ | $h = 4.8\text{ m}$ | $h = 6.3\text{ m}$ |
| Ⅱ左水平孔 | 496                | 381                | —                   | -27                | —                  | 313                | —                  | —                  | 107                |
| Ⅱ右水平孔 | 103                | 10                 | —                   | -9                 | —                  | —                  | -7                 | —                  | 90                 |
| Ⅱ顶孔   | 12                 | 16                 | —                   | 44                 | —                  | 15                 | 15                 | —                  | -1                 |
| Ⅲ水平孔  | 6                  | —                  | 56                  | —                  | -10                | 0                  | 16                 | 12                 | 49                 |
| Ⅲ斜孔   | -31                | —                  | -202                | —                  | -87                | 0                  | -38                | -143               | -112               |
| Ⅲ顶孔   | 62                 | —                  | 39                  | —                  | 88                 | 0                  | 55                 | -28                | —                  |

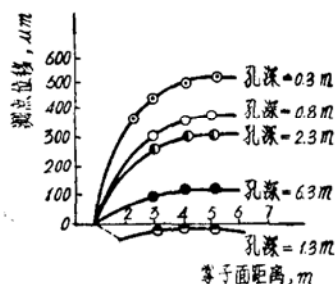


图5 第Ⅱ断面左壁水平孔围岩变形与掌子面距离关系曲线

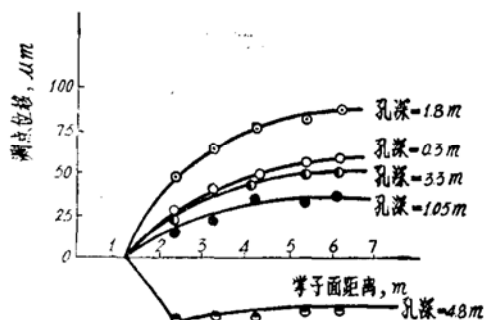


图6 第Ⅲ断面顶孔围岩变形与掌子面距离关系曲线

### (一) 变形量的确定

表2给出了最大变形发生在方圆形断面左壁边墙上,其值为496 μm;其次,在圆形断面的斜孔测得的变形稍大;其余各测孔的变形量均在100 μm以内。粗看起来,方圆形断面左、右壁水平孔位移相差很大,但若扣除左壁水平孔在掘进1.7 m以前所测得的变形量、则左壁孔0.3 m测点的位移为200 μm,6.3 m点为95 μm,这样左右两者就比较相近了。若注意到各测

孔离掌子面的起始距离不同,就可发现两个断面顶孔的位移是相差不大的;而在水平方向上,方圆形的位移就明显地比圆形的大。这是符合一般力学规律的。

限于打钻条件,测孔不能紧贴掌子面,总有一段距离的变形无法测到。加之,为了防爆,在孔深方向30cm内测不到位移,所以,上述位移量均偏小。因而,在确定围岩的最终变形时,必须考虑前面已经发生的变形。近几年来,国内外均有人对巷道掘进的所谓空间效应作了弹性力学的有限元分析。对于圆形巷道,三维有限元分析表明<sup>③</sup>:在掘进工作面处,弹性位移已释放25%,1/4洞径距离处释放50%,一倍洞径处为90%,距工作面1.5~2倍洞径处,空间效应消失。根据试验断面附近的地质条件,以及测得的纵波速度从岩壁到深部无明显变化,变形为瞬时的等实际情况,可将岩体视为均质弹性体。根据有限元计算得出的规律;推算方

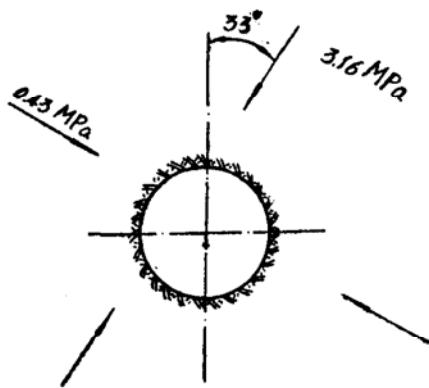


图7 计算的岩体应力场

圆形断面边墙上最大变形量约为1.2mm。为了验证实测成果的可靠程度,利用圆形断面实测成果,并假定一主应力方向与洞轴线一致,则可用弹性理论求解平面问题的方法,反算岩体应力场。参照钻孔弹模计实测的弹模值和工程中取用的数据,计算中取泊松比为0.25,弹性模量为 $2 \times 10^4$ MPa。计算得出最大主应力为3.16MPa,与通过洞轴线的铅垂面成 $33^\circ$ 夹角(见图7)。这计算结果接近于自重应力场。同时从试洞周围的地貌条件来看,其左侧是黄泥河峡谷,右侧是一陡壁,且左侧坡度较右侧略平缓,存在如图7所示的应力场是可能的<sup>④</sup>。

## (二)变形与掌子面距离的关系

曲线图5,6给出:变形主要发生在距掌子面一倍洞径以内,一倍半洞径以远,实际上已无多大变化,这与弹性力学三维有限元分析结果非常吻合。细比较图4和图5两组曲线,还可发现对于方圆形断面,隧洞掌子面的影响范围要小些。对于扁方圆形断面,有人按弹性理论作了分析,结果列于表3<sup>③</sup>。

表3 扁方圆形断面隧洞空间效应

| 掌子面距离 | 0   | 1/4洞径 | 1/2洞径 | 1倍洞径 | 1.5倍洞径 |
|-------|-----|-------|-------|------|--------|
| 变形释放率 | 28% | 77%   | 89%   | 98%  | 100%   |

以图5中0.3m测点曲线为例作了一个对比(掌子面前段没有测到的变形按理论曲线推算),实测的结果是:1/2洞径处释放约84%,1倍洞径处为97%,与理论计算也是十分吻合的。

这里应当指出,凡是变形小于 $25\mu\text{m}$ 的,一般曲线规律均较差,这主要是变形量太小,在仪器设备的量测精度范围以内的缘故。

③孙学毅等,喷锚支护位移监控设计理论分析,冶金部马鞍山矿山研究院,1982年7月。

④电力部第三工程局鲁布格岩石力学试验组,鲁布格电站引水隧洞表面应力测试阶段报告,1981年12月。

### (三) 变形随深度的变化

变形随深度的变化规律见图8(曲线上的位移为最终位移值)。虽然各条曲线上变形大小互有差别,但规律却是一致的。在1~3 m区段内,均有一压缩带。所谓压缩带,指该区段内的岩体变形后是受压的。如第Ⅲ断面顶孔,1.05 m测点向洞内移动了39 $\mu$ m,相邻的1.8 m测点向同一方向移动了88 $\mu$ m,则1.05~1.8 m这一区段岩体就是受压的。鉴于一些实测曲线都有这样的特点,这显然不全是量测误差所致,而是反映了该处围岩变形的某种规律性。普济隧道<sup>⑤</sup>和美国科罗拉多州直溪隧洞<sup>⑥</sup>都进行过这类工作,也有类似情况。此外,从曲线上还可大体看出,方圆形断面左右壁约1 m范围内有一松动区,而顶部和圆形断面无此现象,说明圆形结构不仅变形小,而且对防震也是比较有利的。至于压缩带范围的大小,位置距洞周的远近,除与围岩的力学状态有关外,与该处的地质状况,如裂隙,节理的发育程度,产状等均有密切关系。断面周围的应力状态是比较复杂的,由于缺少足够的地质资料,声波速度变化情况和原始应力场等实测数据,详细的分析有待以后进一步工作。

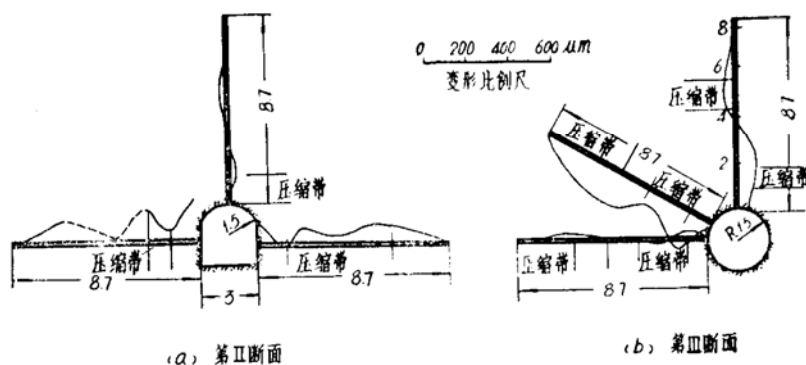


图8 变形随深度变化曲线 单位: m

### (四) 围岩流变特性

为了测试围岩流变特性,第Ⅱ断面试验开挖停止后,连续观测了三个多月,未发现明显流变现象。如左壁水平孔6个测点,仅一个测点有2 $\mu$ m的变化;右壁水平孔和顶孔的12个测点,也只有2个测点的变化大于10 $\mu$ m的。其余均在3, 5个 $\mu$ m之内跳动。第Ⅲ断面从掘进到2倍洞径的深度以后,在20多天时间内,尽管经常放炮,变形仍然只在10 $\mu$ m以内波动。可见,流变变形即使有,也十分微小。

## 五、结 语

鲁布格工程引水隧洞围岩变形观测试验结果表明:KDY-130型钢弦式钻孔多点位移计是一种实用可靠的围岩变形量测设备,其工作原理简单,操作方便,造价低廉,只要钻孔质量符合要求,一般可埋置8~12 m深,或更深。与同类设备,如悬壁梁式多点位移计相比,还具有不需防潮、性能稳定、精度高、可以遥测、观测时不受施工干扰、防震性能好等优

⑤铁道部科学研究院西南研究所,普济隧道地表钻孔预埋元件量测试验,喷锚支护及测试,1979年7月。

⑥交通部科学研究院西南研究所译,修建隧洞中岩石力学量测技术,隧道专题情报资料73-01号,1973年3月。

点。因此,它不仅可用来观测围岩变形随深度的变化,而且可以比较精确地测出围岩的流变,隧洞掘进工作面的空间效应等,为围岩稳定性分析、支护设计以及合理选择支护时间等提供可靠依据。

根据试验资料分析,我们推测鲁布格引水隧洞,其地质条件与试验洞相似的洞段,围岩因开挖掘进而引起的变形会是很小的,而且是瞬时的。若采用光面爆破,将无明显松动区,基本上处于弹性状态。这也就是说,围岩稳定性很好,无需结构性的支护,但局部受节理切割而削弱的地段需加锚杆支护。

鉴于该引水隧洞长达9.4km,穿过地质情况复杂的岩层,根据这次试验洞观测的经验,最好在施工过程中埋设同类仪器进行监测,并同时进行计算分析,互相验证,以便按照实测分析情况反馈到设计中去,及时对其修改。

试验自始至终得到水电部第十四工程局同志的大力支持和参加,在此表示谢意。

## Deformation Analysis of Surrounding Rock on Diversion Tunnel in Lubuge Hydraulic Power Station

*Chen Xiang-zhen Wang Zhi-ming*

(Yangtse Water Conservancy and Hydroelectric Research Institute, Wuhan)

### Abstract

A KDY-130 borehole multi-extensometer developed recently was briefly introduced, and its application on measuring the deformation of surrounding rock of diversion tunnel in Lubuge Hydraulic Power Station is described. It is proved that the extensometer has advantages in its reliability, high sensitivity, anti-vibration and remote measuring; the apparatus can be used for determining the changes of the deformation with the depths and rheology properties of surrounding rocks as well as the space effects of excavation working faces of tunnels.

By analyzing the data measured, the deformation behavior of surrounding rock has been found out, after comparing them with those in literatures and with some theoretical results the reliability of the testing results has been examined.