

云南西北部铁路隧道地应力测试及工程应用

李金锁¹, 彭 华¹, 崔 巍³, 马秀敏¹, 杨绍喜², 廖建设²

(1. 中国地质科学院地质力学研究所, 北京 100081; 2. 四川省西南大地工程物探有限公司, 成都 610072; 3. 中国华水水电开发总公司, 北京 100054)

摘 要: 通过地应力测量, 确定出工程区隧道围岩现今地壳应力状态, 即原地应力的方向和大小。根据地应力分布特征, 结合隧道围岩的力学参数, 利用三维有限元对工程隧道区进行了应力场模拟。根据原地应力测量及三维计算结果进行综合分析, 给出了工程区地应力的赋存规律和基本特征, 并进一步分析了隧道开挖中发生岩爆等地质灾害的可能性, 同时为隧道的衬砌设计、断面选择及轴线方位的确定提供可靠的科学依据。

关键词: 地应力场; 三维有限元; 地质灾害

中图分类号: P 553 **文献标识码:** A

1 工程区地质概况及测孔的位置

工程位于云贵高原腹地的云南省的西北部山区, 属于横断山中南部山区, 海拔约 2000m ~ 4122m; 气象特点为北亚热带与中亚热带湿润气候区。该区地质构造十分复杂, 现代地震活动亦很活跃。工程区内的断裂构造以 NW 向及 NE 向最为发育。

沿线地层岩性复杂多变, 沉积岩、变质岩和岩浆岩均有出露, 其分布主要受区域断裂构造控制。根据钻孔地质资料, 区内地层主要是第四系、二叠系、石炭系、三叠系等。其中, 第四系主要为坡残积层, 红褐色或黄色粘土组成。二叠系主要为二叠系下统 (P_1) 二叠系中统玄武岩组第三段, 灰色、灰-白色灰岩夹灰黄色角砾状灰岩。上述二叠系、石炭系为此铁路隧道主要通过的地层。

隧道及测孔的位置如图 1。

2 水压致裂地应力测试结果

测孔位于铁路隧道 DK28 + 840 左 6m 处, 孔口高程为 2221.619m (见图 1), 设计孔深为: 227m。钻孔结构为, 0 ~ 4.50m 孔径为 168mm, 4.50m ~ 14.93m 孔径为 146mm, 14.93m ~ 203.93m 孔径为 110mm, 203.93m ~ 230.29m 孔径为 91mm。由于为清水钻进, 终孔稳定水位

收稿日期: 2004-11-21

作者简介: 李金锁 (1963-), 男, 在读博士生, 主要从事地应力测量与地质灾害方面的研究。联系电话: 010-68486797

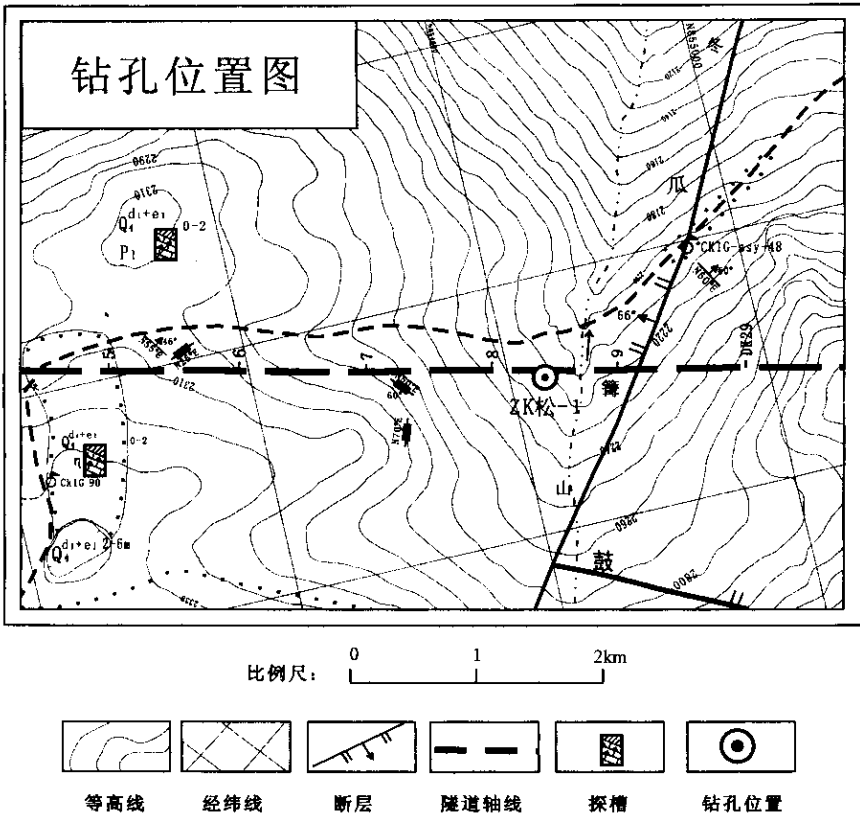


图 1 隧道地应力测量钻孔位置图

Fig.1 Location map of rock stress measurements in a tunnel by a drill hole

为 0.80m，测试时水位位于近孔口。

测孔处的隧道埋深 202 ~ 212m，地应力测量的深度已超过隧道洞身。钻孔岩芯岩性主要为：0 ~ 4.50m，坡残积层棕红色粘土，岩芯呈粉末状；4.50m ~ 14.93 m，灰岩、角砾状灰岩，中厚层状，见微裂隙，泥质充填或胶结，岩石不太完整；14.93 ~ 203.93m，其中：14.93m ~ 52.72m 为灰岩、角砾状灰岩，中厚层状，见微裂隙，泥质充填或胶结，岩石不太完整；52.72 ~ 66.26m 为断层破碎带，岩石极破碎，呈碎石状；66.26m ~ 94.33m 为泥质灰岩，中厚层状，见微裂隙，岩石较完整；94.33m ~ 100.59m 为破碎带，灰黄色泥质角砾岩，有裂隙；100.59m ~ 230.29m 为灰岩，中厚层状，岩石较完整，白云质灰岩，块状构造及泥质角砾状白云质灰岩，岩石较为完整。

根据地质与岩性情况，考虑到工程的实际需要，作者尽可能把测段均安排在钻孔的中、深部，即靠近隧道工程开挖部位，分 8 段进行了测试。图 2 给出部分测段的压力记录曲线，其结果详见表 1。从取得的测试资料来看，除第四测点外，其余七个测段的资料较为理想。其压力记录曲线相当标准，破裂压力峰值确切、明显，各个循环重复测量的规律性很强，各个循环测得的压裂参数具有良好的一致性，因此较为可信地确定出了各测点的应力状态。在 158.50 ~ 159.50m 测段上，可能由于岩层不太完整，测段内发育原生裂隙，测试段压力明显较低，因此破裂压力不太明显，表现为原生裂隙的重张及扩展。由于钻孔口径的变化，作者分别使用了 $\phi 110$ 和 $\phi 90$ 两套不同直径的测具。

根据对测试资料的整理及计算分析，作者确定了各个测段的破裂压力 (P_b)、裂缝重张压力 (P_r)、水压破裂面的瞬时闭合压力 (P_s)、岩层的岩石孔隙压力 (P_o) 以及测段岩石的原地抗拉强度 (T)。

表 1 钻孔水压致裂原地应力测试结果

Table 1 Results of hydraulic fracturing measurements of in-situ stress by a drill hole

钻孔 编号	序号	测段深度 (m)	压裂参数 (MPa)					主应力值 (MPa)			破裂方位 (°)
			P_b	P_r	P_s	P_o	T	S_H	S_h	S_V	
1 #	1	103.40 ~ 104.0	12.28	7.54	7.53	1.03	4.74	14.02	7.53	2.79	
	2	117.30 ~ 118.0	15.17	9.30	7.10	1.17	5.87	10.83	7.10	3.17	
	3	142.30 ~ 143.0	13.63	8.20	8.10	1.42	5.43	14.68	8.10	3.84	
	4	158.50 ~ 159.0	6.55	6.40	4.10	1.59	0.15	4.32	4.10	4.28	
	5	163.63 ~ 164.3	13.10	10.76	8.75	1.64	2.34	13.85	8.75	4.42	N75.1°E
	6	176.62 ~ 177.2	13.40	10.92	6.76	1.77	2.48	7.59	6.76	4.77	
	7	201.97 ~ 202.7	17.53	14.50	9.20	2.02	3.03	11.08	9.20	5.45	
	8	223.00 ~ 224.0	16.76	12.70	8.10	2.24	4.06	9.36	8.10	6.05	N65.5°E

根据测得的压力参数及相关公式：

$S_H = 3P_s - P_r - P_o$ ； $S_h = P_s$ ； $S_V = \rho g d_o$ [1] (式中 ρ 为岩体密度， g 为重力加速度， d 为深度)

得到最大水平主压应力值、最小水平主压应力值 (S_H 、 S_h) 及垂直主应力值 (S_V)，详见表 1。其中垂直主应力值是按照上覆岩层的厚度计算得到的。计算中岩石的容重取 2.7g/cm^3 。

按照水压致裂应力测量的基本原理，水压致裂所产生的破裂面的走向就是最大水平主应力的方向 [2]。

印模测试：为确定该孔的主应力方向，根据对压裂测试曲线的分析，作者选定了钻孔中、底部的 163.63 ~ 164.63m 和 223.00 ~ 224.00m 两个测段进行了印模测量。两段的印模测试结果见图 3。由图可见，两孔段的破裂形态均为直立的裂缝，计算求得两破裂面的方向分别为 N75.1°E 和 N65.5°E。

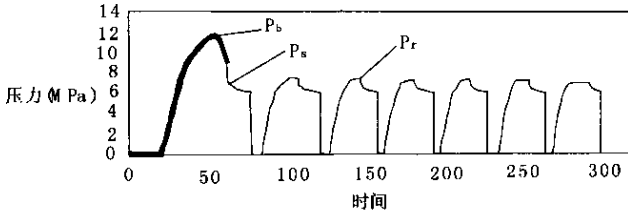
3 测试结果的分析

3.1 测试结果分析

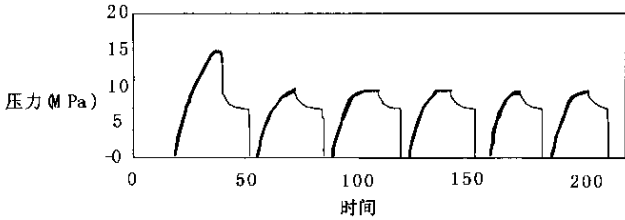
本孔位于断层破碎带上，钻孔的上部及底部岩石较为破碎。通过岩心的观察，尽量避免破碎段，精心选择测试井段，测试较为可信地确定出了各测点的应力状态。

本孔的八个测点除第四测点其测值偏小外，其他各点数据正常；而第四测点，位于断层内；该孔上部测点应力数值略大，下部测点应力数值偏小，在该孔的孔底所测两点的主应力值偏小，最大主应力值为 $9.36\text{MPa} \sim 11.08\text{MPa}$ ，最小主应力值为 $8.10 \sim 9.20\text{MPa}$ 。其原因可能是受断层影响。垂直主应力按其上覆岩层的重力进行估算。根据岩石的平均容重，取 2.70g/cm^3 ，则隧道部位的垂直应力 S_V 为最小主应力， $S_H > S_h > S_V$ 。该区应力随深度逐渐增大。根据八个测点主应力测值进行线性回归 [3]，结果分别如下 (图 4)：

第 1 段压力曲线 (103.40m~104.00m)



第 2 段压力曲线 (117.30m~118.00m)



第 3 段压力曲线 (142.30m~143.00m)

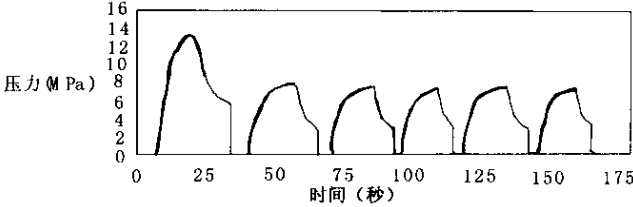


图 2 水压致裂压力记录曲线

Fig.2 Pressure record curves by hydraulic fracturing

对于断层上盘： $S_H = 9.2 + 0.0282D$ ；

$S_h = 5.7 + 0.0146D$ ；

对于断层下盘： $S_H = 4.95 + 0.0272D$ ；

$S_h = 3.25 + 0.0242D$

其中， D 为钻孔深度，单位为 m ；主应力单位为 MPa 。

表 1 和图 4 清楚表明，在钻孔深度达 150m 左右时，水平主应力值开始明显降低，此时断层出现（如图 5 所示），地层明显被断层分为上下两盘，回归拟合曲线也自然明显地分为两段。断层的存在，对应力分布有明显影响。

3.2 工程区应力场的方向

由表 1 可见，实测最大水平主应力方向（即破裂方位）为： $N75.1^\circ E \sim N65.5^\circ E$ ，平均为 $N70.3^\circ E$ 即 NEE 向。这一结果符合本区震源机制解得出的挤压应力场方向，同时与新构造活动及现代震源机制所反映的区域构造应力场方向一致。

3.3 岩体原地抗张强度

一般情况下，破裂压力（ P_b ）大于重张压力（ P_r ）。初次的破裂循环不仅要克服岩石所承受的压应力，而且还要克服岩石本身的抗张强度（ T ）。而在破裂后的重张循环中，由于破裂面已经形成，要使之重新张开，只需克服作用在破裂面上的地应力，二者之差就是岩石原地抗张强度，即 $T = P_b - P_r$ 。工程区岩体原地抗张强度实测的数据见表 1。

总之，工程区岩体原地抗张强度较实验室测试的数据低，一般为 $2.4MPa \sim 7.0MPa$ ，主

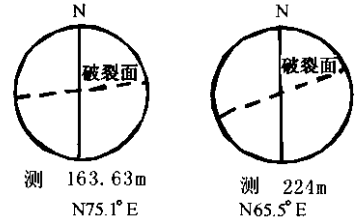
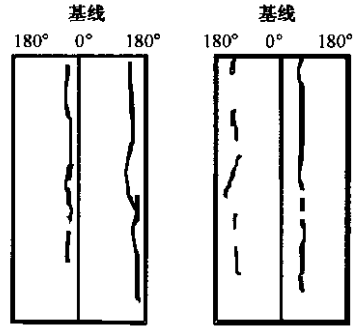


图 3 测试印模结果

Fig.3 Imitating-trace of crack

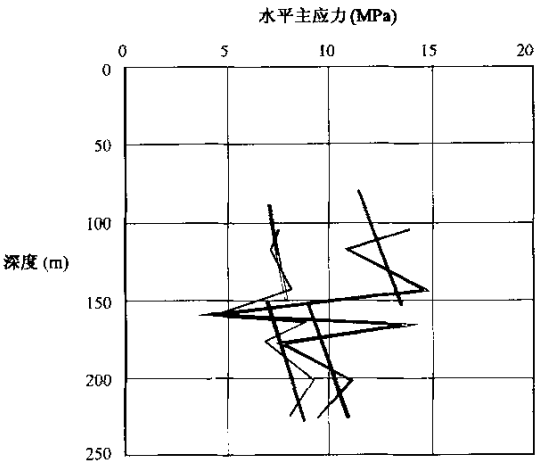


图 4 水平主应力随深度变化

Fig.4 Variation of the horizontal principal stress with depth

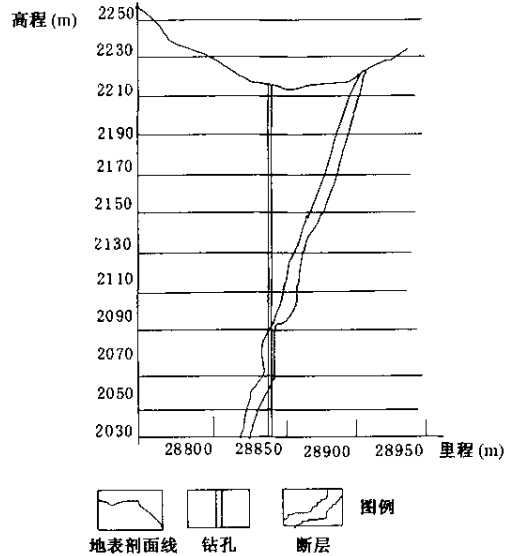


图 5 断层、钻孔位置剖面图

Fig.5 Cross section of faults and drill hole location

要是由于岩石节理裂隙发育造成的。

4 隧道工程区三维地应力场有限元分析

在地应力实测的基础上，以实测点为控制点，进行有限元模拟，以便获得研究地区应力场的分布情况。

4.1 建立模型

4.1.1 建立模型的原则 首先，根据所研究问题的目的，选取适当的区域，并充分考虑地形、地质构造、介质不均匀性等自然因素，特别是对工程区现今地应力场有较大影响的断层，以客观地反演出现今地应力场分布规律。其次，在建立地质模型时，要综合考虑研究的方法、途径以及资料的来源和可靠性等诸多方面的条件和因素，恰当地选取研究范围和结构。

4.1.2 地质模型边界选取 以隧道轴线为中心线，两端分别以 DK28 + 200 和 DK29 + 550 里程桩为端点，左右各宽 250m，深度取到地表以下 350m 水平。

4.1.3 有限单元网格化 在进行有限单元网格划分时，在遵循细分网格以满足计算精度，粗分网格以减少计算工作量的总原则的基础上，根据所用计算机的条件，考虑单元形状的规则性以及地质构造等诸多因素，从而给出最为恰当的、既满足精度要求又不至于付出过多时间。

在遵循上述有限元网格划分的基础上，自动划分出有限单元网格如图 6 所示，共有网格单元 113111 个，节点 163460 个。

4.1.4 力学参数 隧道工程区地应力场计算中考虑了工程区中的断层 F_1 ；并考虑了角砾状

白云质灰岩，力学参数如表 2。

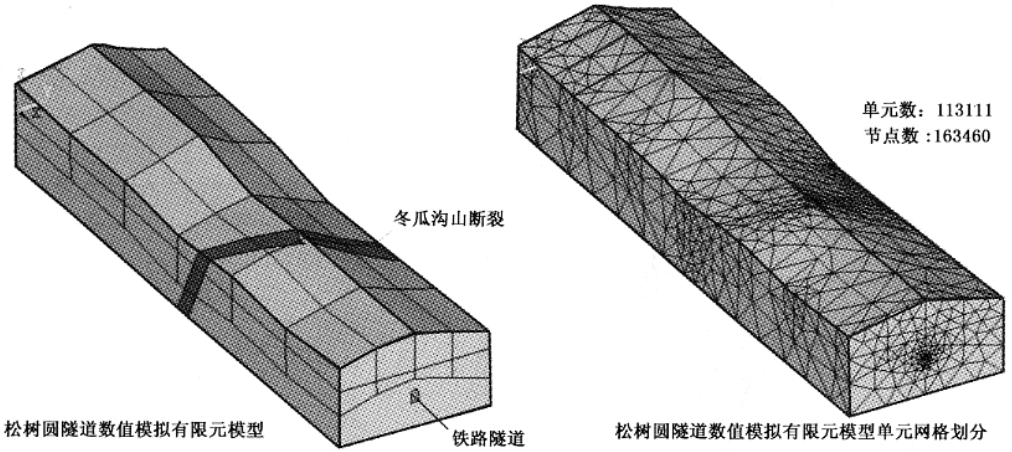


图 6 有限元计算三维网格图

Fig.6 Mesh of three-dimensional finite element

4.2 应力场模拟结果

应力场模拟结果如表 3。由结果可以看出：(1) 工程区地应力场明显受岩性、地形和断层形态的影响；在断层部位主应力值均有所降低并且有一个主应力的方向也趋于向平行断层面偏转；在地表层凸起部位应力降低，凹陷部位应力升高，产生应力集中。(2) 断层的下盘应力集中现象较明显。(3) 地应力沿隧道轴线的变化如下(图 7)：

表 2 工程区介质力学参数

Table 2 Rock mechanical parameters of an engineering area

材料介质	弹性模量 (10^4 MPa)	泊松比	容重 (T/M^3)	备注
玄武岩	6.5	0.16	2.9	
角砾状白云质灰岩	3.2	0.24	2.5	
断层	2.1	0.33	2.1	弹性模量取泥质灰岩 50%

①最大主应力 σ_1 总体表现为中部高两端低，通过断层时应力有较大起伏，在断层上下盘起伏幅值达 5MPa。

② σ_3 总体表现为中部量值较大，约为 3~4.2MPa，向两端量值逐渐减小，在两端量值小于 2MPa，通过断层时应力有一定起伏，在断层上下盘起伏幅值 2.2MPa。

5 应力测量在工程中的应用

5.1 隧道方向的选取

当最大水平主应力方向与隧道轴线方向夹角为 $15^\circ \sim 30^\circ$ 时，有利于隧道稳定^[4]。由于拟建隧道轴线方向为：N55°W，与最大水平主应力平均方向的夹角为： 81.25° ，地应力方向对隧道的工程稳定性有一定影响。

表 3 隧道地应力有限元计算结果

Table 3 Results of finite element calculation of rock stress in a tunnel

线路里程 (m)	最大主应力 (MPa)	最小主应力 (MPa)	应力差 (MPa)	线路里程 (m)	最大主应力 (MPa)	最小主应力 (MPa)	应力差 (MPa)
28200	8.15	1.42	6.73	28640	9	3	6
28220	8.25	2	6.25	28660	8.53	3.6	4.93
28240	8.72	3	5.72	28680	8.82	3.22	5.6
28260	8.63	3.51	5.12	28700	8.72	3.41	5.31
28280	8.44	3.41	5.03	28720	8.15	3.41	4.74
28300	8.53	3.51	5.02	28740	9.1	3.51	5.59
28320	8.44	3.32	5.12	28760	8.72	3.6	5.12
28340	8.63	3.32	5.31	28780	9.1	3.41	5.69
28360	8.53	3.6	4.93	28800	9.19	3.7	5.49
28380	8.44	3.41	5.03	28820	9.57	3.32	6.25
28400	8.34	3.51	4.83	28840	9.29	4.17	5.12
28420	8.44	3.7	4.74	28860	9.29	2.18	7.11
28440	8.34	3.6	4.74	28880	11.18	2.09	9.09
28460	8.63	3.6	5.03	28900	9.95	2	7.95
28480	8.44	3.6	4.84	28920	9.95	2.46	7.49
28500	8.34	3.51	4.83	28940	7	2.27	4.73
28520	8.44	3.51	4.93	28960	7.2	2.65	4.55
28540	8.34	3.32	5.02	28980	7.11	2.56	4.55
28560	8.34	3.22	5.12	29000	9.19	2.56	6.63
28580	8.44	3.22	5.22	29020	9.19	2.75	6.44
28600	8.82	2.94	5.88	29040	9	2.94	6.06
28620	8.15	3.13	5.02	29060	8.25	3.22	5.03

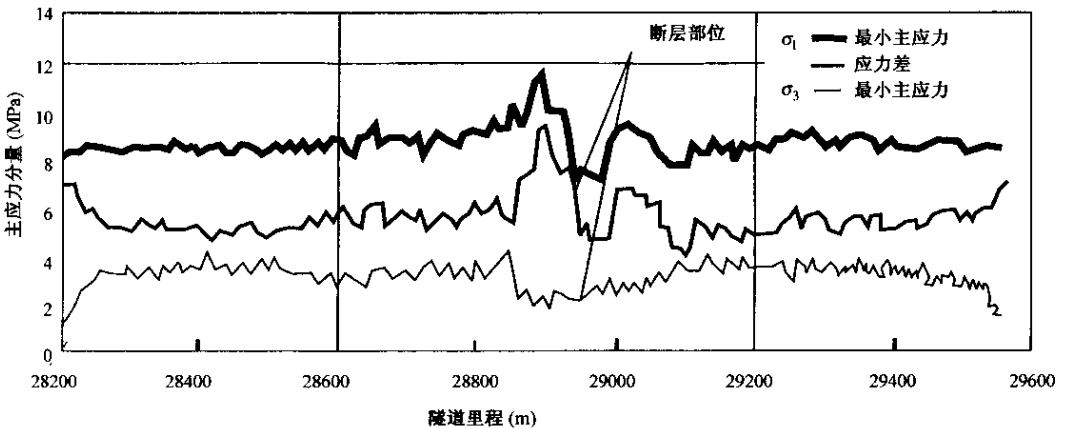


图 7 主应力沿隧道轴线的变化

Fig. 7 Variation of the principal stress along the tunnel's axis

5.2 隧道形状讨论

根据有关文献^[1], 结合实测应力结果, 当开挖体形状能使得顶板处和侧帮处的压应力值基本相等时, 该开挖体形状, 就是该应力场下的最佳形状。能给出最均匀压应力分布的开挖体形状通常是链环形或椭圆形的, 其长短轴之比等于原岩在硐室截面上的两个主应力之比。另据有关资料^[5], 在以水平应力为主导的情况下, 宽/高比值小于 1 的巷道稳定性差, 而采用似椭圆 (轴比大 1) 巷道稳定性好。拟建隧道方向接近最大水平主应力方向, 则顶板与侧帮原岩主应力之比 (取 223.00 ~ 224.00m) 为 $S_h/S_V = 8.10/6.05 = 1.34$, 其最佳开挖形状为长轴水平、短轴直立, 两者之比为 1.34:1 的椭圆。

5.3 隧址区岩爆问题的讨论

岩爆是岩体具有高地应力的一种典型的表现形式。岩体内由于开挖硐室, 改变了岩体的初始应力状态, 引起硐室周围应力场的重新分布。在硐室附近其地应力值可能达到初始地应力的几倍, 从而导致岩爆的突发。但是, 实际观测得知, 高地应力并不是岩体发生岩爆的唯一条件。与围岩储存弹性变形能的能力及围岩变形速度等因素也有关系。通过观测发现, 发生岩爆具有如下特征:

- (1) 围岩应力与单轴抗压强度相比, 在较低的情况下也可能出现岩爆, 其临界约为 1/3;
- (2) 岩爆多发生在新鲜、完整及坚硬的岩石中;
- (3) 岩爆一般发生在硐室开挖后数小时或数天内, 也有持续至几个月后逐渐减弱或停止的, 一般来说, 比较剧烈的岩爆多发生在开挖后数小时内。

关于发生岩爆的临界判据, 侯发亮等提出^[6]:

$$\sigma_{\theta} \geq (0.19 \sim 0.40) \sigma_c \quad (5.1)$$

其中, σ_{θ} 为围岩切向应力; σ_c 为围岩的单轴抗压强度。式中括号内的系数值需要根据围岩应力的组合状态而定, 即取决于最小与最大主应力值 σ_2 和 σ_1 之比。不同围岩应力状态下岩爆的临界应力公式为

A 状态 $\sigma_2/\sigma_1 = 0.00$, $\sigma_{lcr} = 0.188 \sigma_c$; B 状态 $\sigma_2/\sigma_1 = 0.25$, $\sigma_{lcr} = 0.294 \sigma_c$;

C 状态 $\sigma_2/\sigma_1 = 0.50$, $\sigma_{lcr} = 0.360 \sigma_c$; D 状态 $\sigma_2/\sigma_1 = 0.75$, $\sigma_{lcr} = 0.383 \sigma_c$;

E 状态 $\sigma_2/\sigma_1 = 1.00$, $\sigma_{lcr} = 0.402 \sigma_c$;

式中, σ_c 为岩石的单轴抗压强度; σ_{lcr} 为发生岩爆的临界应力。

岩石容重均取 2.70g/cm^3 , 隧道顶、底板部位即约 201.97m 处的垂直应力为 $S_V = 5.45 \text{MPa}$, 可以看出 S_V 为最小主应力, 即 $S_H > S_h > S_V$ 。岩爆的发生主要取决于硐壁上最大环向应力 $\sigma_{\theta_{max}}$, 而环向应力的大小取决于硐轴方向垂直的平面内的两个主应力 σ_2 、 σ_1 。由于隧道轴线方向与实测最大水平主应力方向之间的夹角为 81.25° , 根据弹性力学的公式可以得出与隧道轴线垂直的平面内的两个主应力 $\sigma_1 = 13.47 \text{MPa}$ 、 $\sigma_2 = 6.64 \text{MPa}$ 。根据发生岩爆的临界判据, 该工程隧道硐壁上应力组合状态为 $\sigma_2/\sigma_1 = 0.493$, 在 0.50 左右。发生岩爆的临界切向应力取 $\sigma_{lcr} = 0.360 \sigma_c$ 。岩性为白云质灰岩, 该处岩石的平均饱和单轴抗压强度 $\sigma_c = 30.3 \text{MPa}$, 则发生岩爆的临界切向应力为 $\sigma_{lcr} = 10.908 \text{MPa}$ 。由式: $\sigma_{\theta} = 3\sigma_1 - \sigma_2$ 求得隧道开挖后, 围岩表面最大切向应力 26.14MPa 。 $\sigma_{\theta} > \sigma_{lcr}$, 在这种条件下, 工程施工时产生岩爆的可能性较大。

需指出的是, 如隧道走向与最大水平主应力方向接近时, 会极大地降低围岩表面的最大切向应力, 发生岩爆的可能性也会极大地降低。此外, 尽管具备了发生岩爆的地应力条件, 但高地应力并不是发生岩爆的唯一条件。

6 结论

根据地应力测量结果，及对隧道工程稳定性问题的初步分析，可得出结论如下：

(1) 工程区应力场以水平主应力为主，应力状态属逆断层。地应力大小明显受岩石完整程度、局部构造的影响而差异较大。同一孔内，在完整孔段，地应力值较高，而在节理、裂隙发育孔段地应力值较低。

(2) 测区最大水平主应力值最高达 14.68MPa，测区最大水平主应力值一般为 4.32 ~ 14MPa，最小水平主应力值一般为 2.79 ~ 6.05MPa。

(3) 实测最大水平主应力方向为 N75.1°E ~ N65.50°E，平均为 N70.3°E。

(4) 工程区岩体原地抗张强度一般为 2.79 ~ 6.05MPa。

由于最大水平主应力方向为 NEE 向，拟建隧道方向为 NNW，地应力方向对隧道稳定性具有一定的影响，同时由于地应力值较高，具备发生岩爆的地应力条件，应根据具体的岩石力学参数设计施工方案。

(5) 综合分析看，钻孔隧道部位具有发生岩爆的地应力条件，但岩爆的发生与否还与岩石的力学性质、隧道形状等因素有关。因此，上述关于岩爆的分析和结论仅供施工设计参考使用。

(6) 数值模拟结果表明：断层部位的应力值有所降低，但有局部小范围的升高；在硐轴线上，埋深越大，地应力值相对较高。

参 考 文 献

- [1] 苏恺之. 地应力测量方法 [M]. 北京：地震出版社，1985. 95 ~ 96.
- [2] 王连捷. 引黄隧洞地应力测量 [J]. 地质力学学报，1996，2 (1)：62 ~ 69.
- [3] 张启锐. 实用回归分析 [M]. 北京：地质出版社，1989. 16 ~ 44.
- [4] E. Hoek. 和 E. T. Brown. 岩石地下工程 [M]. 北京：冶金工业出版社，1986.
- [5] 廖椿庭，等. 金川矿区应力测量与构造应力场 [M]. 地质出版社，1985，39.
- [6] 侯发亮，等. 地下硐室岩爆与围岩应力的关系 [A]. 复杂岩石的建筑物国际学术讨论会文集 [C]. 1986.

RESULTS OF ROCK STRESS MEASUREMENTS AND ENGINEERING APPLICATION OF A RAILWAY TUNNEL IN NORTHWESTERN YUNNAN

LI Jin-suo¹, PENG Hua¹, Cui Wei³, MA Xiu-min¹, YANG Shao-xi², LIAO Jian-she²

(1. Institute of Geomechanics, Chinese Academy of Geological Sciences, Beijing 100081;

2. Sichuan Southwest Dadi Engineering Geophysical Exploration Company, Chengdu 610072, Sichuan;

3. China Huashui Hydropower Development Corporation, Beijing 100054)

Abstract: Rock stress state in situ is determined by the hydrofracturing method for rock stress measurement in a railway tunnel in northwestern Yunnan. According to the distribution features of the

中国地质调查局在京举行南极 科考先进事迹报告会

2005年5月12日上午,中国地质调查局在地质礼堂举行了南极科考先进事迹报告会。参加中国第21次南极科考的三位地质学家刘晓春、任留东、徐刚分别作了汇报。报告会由中国地质调查局副局长王宝才主持。

国土资源部党组成员、中国地质调查局局长孟宪来,中央保持共产党员先进性教育活动督导组组长卢鸣,国家海洋局极地考察办主任曲探宙出席了报告会。

三位地质学家在南极的亲身经历激励着在场的每一位观众。

中国地质科学院地质力学研究所刘晓春研究员在自己的报告中讲到,我是一名共产党员,我和项目组的党员同志有着强烈的责任感和使命感,我们以共产党员的先进性要求自己,在中国第21次南极考察中做到了抓好学习,做好工作,树好形象。我们要求自己做好南极地质考察,为中国南极科考争光。

中国地质科学院地质研究所任留东研究员在报告中说,我已深深地爱上了极地事业。南极考察不管多苦、多累,甚至危险,我们都认了!为了祖国的利益,我们义无反顾!

中国地质科学院地质力学研究所徐刚副研究员在报告中谈到,还记得《勘探队之歌》唱道:“是那山谷的风吹动了我们的红旗”,这次,是那南极的暴风雪吹动了我们的红旗,我们经受住了这严峻的考验,用真诚劳动让“中国地质”的大旗高高飘扬在冰雪南极洲上!

孟宪来局长在总结发言中号召局系统全体党员和干部职工要以这次报告会为新起点、新契机,认真学习弘扬伟大的南极精神,进一步坚定信心,开拓进取,扎实工作,努力开创地质调查工作新局面,为实现全面建设小康社会的宏伟目标做出新的贡献。

国土资源部有关负责人、中国地质调查局机关、中国地质科学院、局发展研究中心等局属单位职工参加了报告会。

rock stress, combined with the mechanical parameters of the tunnel wall rocks, the stress filed in the tunnel area is simulated by using the three-dimensional finite elements. According to the in-situ stress measurements and three-dimensional finite element calculation, the basic features and distribution of the rock stress in engineering area are given, and the possibility of occurrence of geological hazards such as rock bursts during excavation of the tunnel is analyzed. Furthermore, the scientific basis for the lining design of the tunnel, choice of the tunnel's cross-section and determination of the axial direction of the tunnel is provided.

Key words: rock stress; three-dimensional finite element; geological hazard