

宝塔山特长隧道地应力场研究及岩爆预测

邓小鹏¹, 相建华²

(1. 山西省交通规划勘察设计院, 山西 太原 030012; 2. 太原理工大学地球科学与工程系, 山西 太原 030024)

摘要: 为了确定宝塔山特长隧道的围岩应力状态, 采用水压致裂法进行了地应力测试, 并根据测试结果, 通过有限元回归分析, 预测了整个隧道围岩的应力分布。测试结果表明: 宝塔山隧道深埋段地应力场以自重应力场为主导, 在测试深度内最大水平主应力值为 2.3 ~ 8.4 MPa, 具中等应力水平, 最大水平主应力方向为 N53°E, 与隧道走向的夹角较大, 即地应力对隧道围岩稳定性不利。最后, 根据地应力资料对隧道围岩进行了施工期岩爆预测分析, 表明隧道岩爆等级为弱 - 中等岩爆, 但在完整坚硬岩石区, 发生中等岩爆的可能性比较大。

关键词: 宝塔山隧道; 水压致裂法; 地应力测试; 有限元; 岩爆预测

中图分类号: U451⁺.1; U455.6

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2013)01-0083-06

岩爆是高地应力地区岩石地下工程的一种常见灾害, 它常常表现为片状剥落、严重片帮, 有的伴有声响及岩片弹射、能量猛烈释放、洞室突然破坏等现象, 往往危及人员、设备和建筑的安全。如能在初勘阶段判断围岩岩爆的可能性, 则可以合理地指导隧道的开挖设计与施工。国内外学者从多个途径对岩爆的成因与触发条件进行了探索, 其中以地应力因素作为岩爆发生的主要判别依据已逐渐成为共识。现场地应力测试是获得地应力值的重要手段。目前地应力测量的方法有多种, 如水压致裂法、应力解除法(如孔径法、孔壁法及孔底法)、声发射 Kai-ser 效应法等, 其中水压致裂法是迄今为止进行深部地应力测量最有效的手段, 应用广泛, 优点突出^[1~3]。

本文根据山西省平榆高速公路宝塔山特长隧道的水压致裂法地应力测量结果, 对隧道的地应力场特征进行了有限元数值模拟, 分析了地应力场特征, 并对隧道围岩进行了岩爆预测。

1 工程概况及区域地质条件

宝塔山隧道位于山西省汾阳至邢台高速公路平遥—榆社段, 隧道设计为分离式双向 4 车道, 左幅洞体起讫里程桩号为 ZK19+805 ~ ZK29+995, 洞体长度为 10 190 m, 洞体最大埋深 560.5 m; 右幅洞体起讫里程桩号为 YK19+535 ~ YK30+015, 洞体长度为 10 480 m, 洞体最大埋深 573.1 m, 左右线间距 41.0 m, 洞体走

向为 101°, 属于特长隧道。

隧址区位于太岳山脉北中部, 隧道所穿越的宝塔山属于汾河在其中游流域东部山区——即太岳山流域内纳入的两个一级支流惠济河与昌源河的分水岭, 山体走向呈 NNE 向, 为基岩中山区地貌, 山体成因属于构造剥蚀与侵蚀型, 且以构造隆升为主因, 侵蚀次之。隧道围岩主要由三叠系的砂岩、粉砂岩、砂质泥岩、泥岩等沉积岩组成, 根据勘察结果, 隧道洞体内较软岩比例约占围岩总量的 60% 以上。隧址区内地质构造和水文地质条件较为复杂, 围岩完整性及岩块硬度受此影响较大, 同时洞体内存在较丰富的地下水, 因此隧道工程地质条件及围岩质量总体较差。

隧道所在区域为吕梁—太行断块之上最大的次级构造单元——沁水块拗的西北部, 与晋中新裂陷相邻, 属于吕梁—太行断块内部两大地质构造单元相衔接的区域, 地质构造十分复杂。根据地质调查、物探解译及钻探验证, 共有 22 条断层分别从隧道中穿过, 且主要分布在隧道中东段, 性质均为正断层, 规模不等, 最大断距约 200.0 m, 最小仅 4.0 m, 破碎带真宽度最大约 50.0 m, 最小约 1.0 m, 断层走向与隧道走向之间的夹角约 25° ~ 45°, 属于中小角度相交。破碎带的断层泥、擦痕及光滑的断面较为发育, 显示了该区域内的断层构造在形成过程中具有明显的挤压构造带的特征。

2 地应力测试结果

宝塔山隧道区钻孔水压致裂法地应力测量工作由长江科学院完成。水压致裂试验在 ZK11 钻孔、深度大于 120.0 m 的比较完整岩体中进行, 由于岩体结构复杂且岩层软硬相间, 钻孔扩径现象比较严重, 致使高压橡

收稿日期: 2012-01-18; 修订日期: 2012-04-05

作者简介: 邓小鹏(1977-), 男, 硕士, 高级工程师, 注册土木工程(岩土)师, 主要从事路基路面、隧道的设计研究工作。

E-mail: dxpxjh1108@163.com

胶封隔器等测试设备在孔壁岩石不平整处发生了多次 破损。最后共获得 13 段试验数据,测试结果详见表 1。

表 1 ZK11 孔水压致裂地应力测试结果

Table 1 Geostress testing result of well ZK11 in hydro-fracturing

序号	深度(m)	P_b (MPa)	P_r (MPa)	P_s (MPa)	P_0 (MPa)	P_h (MPa)	σ_H (MPa)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	λ_H	α_H 方位(°)
1	120.0	2.0	1.4	0.6	0.5	1.2	2.3	1.8	3.2	0.72	
2	152.4	3.4	3.0	1.5	0.8	1.5	3.7	3.0	4.0	0.92	
3	178.0	7.9	4.8	2.3	1.1	1.8	4.6	4.1	4.7	0.97	N32E
4	192.1	6.5	4.3	2.4	1.2	1.9	5.5	4.3	5.1	1.08	
5	218.0	6.7	5.1	2.5	1.5	2.2	5.3	4.7	5.8	0.91	
6	257.0	8.0	4.5	2.2	1.9	2.6	5.4	4.8	6.8	0.79	
7	307.2	8.0	4.5	2.3	2.4	3.1	6.2	5.4	8.1	0.76	
8	324.0	3.2	2.8	1.8	2.5	3.2	6.5	5.0	8.6	0.76	
9	364.9	2.8	1.9	1.5	2.9	3.6	6.9	5.1	9.7	0.72	
10	370.7	4.2	2.8	1.7	3.0	3.7	6.7	5.4	9.8	0.68	
11	380.3	4.0	2.0	1.5	3.1	3.8	7.0	5.3	10.1	0.69	N53E
12	419.7	5.2	3.3	2.1	3.5	4.2	7.9	6.3	11.1	0.71	
13	438.6	6.5	4.2	2.5	3.7	4.4	8.4	6.9	11.6	0.72	

注: P_b —岩石破裂压力; P_r —裂缝重张压力; P_s —瞬时关闭压力(均为地表量值); P_0 —测试深度的孔隙水压力(按钻孔水位 70m 计); P_h —静水压力; σ_H —最大水平主应力; σ_h —最小水平主应力; σ_v —自重应力; λ_H —最大水平主应力方向的侧压系数; α_H —最大水平主应力方位角

根据测试数据将测试范围内最大水平主应力(σ_H)与最小主应力(σ_h)进行线性回归,回归方程见式(1),主应力与埋深关系见图 1。

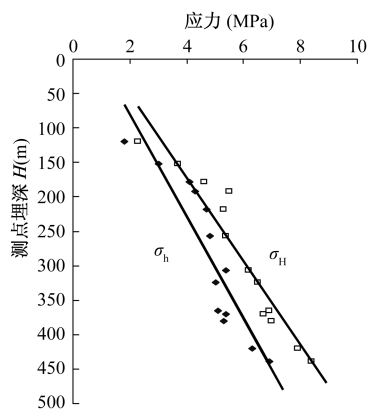


图 1 水平主应力值随深度变化图

Fig. 1 Variation of horizontal principal stress values with depths

$$\sigma_H = 0.015H + 1.5752$$

$$\sigma_h = 0.0112H + 1.5697 \quad (1)$$

从式(1)及图 1 可以看出:水平主应力值随深度增加而增大。最大水平主应力为 2.3 ~ 8.4 MPa,最小水平主应力为 1.8 ~ 6.9 MPa。最大水平主应力为 NNE—NE 向,与隧道穿越的山体走向 NNE 向大体平行,表明最大水平主应力主要受隧址区的地形、地貌控制。地质资料显示完整岩石单轴抗压强度 R_c 为 70 ~ 120 MPa,测孔底部的最大主应力 $\sigma_{\max}$ 为 11.6 MPa, $R_c/$

$\sigma_{\max} = 6.9 \sim 10.3$, 根据《工程岩体分级标准》(GB/50218-94),可以认为该区域处于中等应力水平。最大水平主应力方位为 N53°E,与隧道总体轴线方位(101°)的夹角为 48°,角度比较大。因此从地应力角度分析,隧道轴线布置方位对隧道围岩的稳定性不利。但是应力水平处于中等状态,所以不利影响比较小。

3 地应力场有限元数值回归分析

受测试场地和经费等方面的限制,不可能进行大量的地应力测量,而地应力测量结果也只能反映测量位置的局部应力场,且测量结果受到测量误差的影响,使得地应力测量结果有一定程度的离散性。因此,为了更好地满足工程设计的需要,有必要在实测地应力结果的基础上,结合现场地质构造条件及有效的计算模拟方法,进行地应力场的回归分析,以获得更为合理、适用范围较大的地应力场。

3.1 回归分析原理

根据多元回归方法的原理,将地应力回归计算值 $\hat{\sigma}_k$ 作为因变量,把有限元模拟计算求得的自重应力场和构造应力场对应于实测点的应力计算值 σ_k^i 作为自变量,则回归方程的形式为:

$$\hat{\sigma}_k = \sum_{i=1}^n L_i \sigma_k^i \quad (2)$$

式中: k ——观测点的序号;

$\hat{\sigma}_k$ ——第 k 观测点的回归计算值;

L_i ——相应于自变量的多元回归系数;

σ_k^i ——相应应力分量计算值的单列矩阵;
 n ——工况数。

假定有 m 个实测点,则最小二乘法的残差平方和为:

$$S_{残} = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 (\sigma_{jk}^* - \sum_{i=1}^n L_i \sigma_{jk}^i)^2 \tag{3}$$

式中: σ_{jk}^* —— k 观测点 j 应力分量的实测值;
 σ_{jk}^i —— i 工况下 k 观测点 j 应力分量的有限元计算值。

根据最小二乘法原理,使得 $S_{残}$ 为最小值的法方程式为:

$$\left[\begin{array}{ccc} \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 (\sigma_{jk}^1)^2 & \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^1 \sigma_{jk}^2 & \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^1 \sigma_{jk}^n \\ \text{对} & \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 (\sigma_{jk}^2)^2 & \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^2 \sigma_{jk}^n \\ & \vdots & \vdots \\ \text{称} & \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 (\sigma_{jk}^n)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} L_1 \\ L_2 \\ \vdots \\ L_n \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^* \sigma_{jk}^1 \\ \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^* \sigma_{jk}^2 \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^6 \sigma_{jk}^* \sigma_{jk}^n \end{array} \right\} \tag{4}$$

解此法方程式,可得 n 个待定回归系数 $L = (L_1, L_2, \cdots, L_n)^T$, 则计算域内任一点 P 的回归初始应力可由该点各工况有限元计算值迭加而得

$$\sigma_{jp} = \sum_{i=1}^n L_i \sigma_{jp}^i \tag{5}$$

其中, $j = 1, 2, \cdots, 6$, 对应计算点应力张量的 6 个独立分量。

根据实测结果,将计算域内的地应力场视为自重应力场和边界施加构造应力场的线性叠加,通过分解、模拟自重应力场及边界荷载应力场,最后再按式(5)叠加组合,获得计算地应力场。

模拟过程中,自重应力场采用岩体实测密度,并计算在自重作用下产生的应力场,计算模型侧面及底面加位移约束。对于构造应力场,在两个侧面分别施加水平方向单位压力来模拟水平方向构造作用力,对非加载侧面边界和底部边界的约束条件与自重应力场模拟时相同。对水平面内剪切应力的模拟则通过施加边界位移来进行。

3.2 有限元模型

在消除边界效应的原则下,综合考虑地形地貌及地质构造等因素影响,选取接近测试钻孔、埋深也较大的 3.0km 范围作为回归分析的计算范围:长 $\times$ 宽 = 3000m $\times$ 700m,底部高程为 ∇ 700m。为了方便建模,取大地坐标系中 N101°E 方向为 X 轴, N11°E 方向为 Y 轴, 铅直向上方向为 Z 轴。计算区域共划分为 77297 个等参单元,26984 个节点,有限元网格见图 2。根据地质资料及计算域内的岩层划分,按照地质年代、岩性、围岩等级等因素进行适当概化,并对物理力学参数按照厚度加权予以取值。另外,主要考虑 4 条断层构造面 F8、F9、F10 和 F11,各断层的影响带厚度依次

取 1.0m、5.0m、4.0m 和 8.0m,具体参数见表 2。

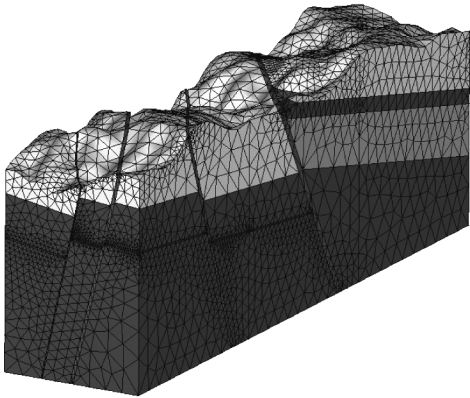


图 2 隧道三维有限元网格图
Fig. 2 3D FEM mesh of the tunnel

表 2 岩体力学参数表
Table 2 Mechanical parameters of rockmass

岩层 编号	地层岩性	比重	围岩 等级	变形模量 (GPa)	泊松比
1	中风化砂岩、泥岩互层(T ₁ h)	2.73	Ⅳ	25	0.24
2	微风化砂岩(T ₁ l)	2.74	Ⅲ	35	0.20
3	页岩软弱夹层(T ₂ er)	2.74	Ⅳ	20	0.25
4	微风化泥岩(T ₂ er)	2.75	Ⅳ	8	0.30
5	断层角砾岩	2.55	Ⅴ	5	0.35

3.3 有限元回归分析

利用钻孔测试获得的 13 个测点资料和三维有限元地应力模拟结果,用最小二乘法多元回归分析,得到式(2)中的 4 个自变量(分别对应自重应力、N101°E 向构造应力、N11°E 向构造应力和水平面内剪切应力)的回归系数 $L_1 = 1.036, L_2 = 0.284, L_3 = 0.078, L_4 = 0.020$ 。

求得 4 个回归系数后,代入式(5)求得在实测位置的回归计算值,回归结果与实测值的比较见表 3。

表 3 ZK11 孔水压致裂法实测值与回归计算值的比较

Table 3 Comparison of the measured and regressive results of well ZK11 (MPa)

测点号	对比项	σ_x	σ_y	τ_{xy}	测点号	对比项	σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	计算值	2.83	3.81	0.08	8	计算值	5.65	5.84	0.62
	实测值	1.88	2.22	0.19		实测值	5.59	5.91	0.73
	相对差	0.95	1.59	-0.11		相对差	0.06	-0.07	-0.11
2	计算值	3.53	4.52	-0.01	9	计算值	6.28	6.48	0.61
	实测值	3.12	3.58	0.26		实测值	5.81	6.19	0.88
	相对差	0.41	0.94	-0.27		相对差	0.46	0.29	-0.27
3	计算值	3.86	4.71	0.10	10	计算值	6.40	6.57	0.65
	实测值	4.18	4.52	0.19		实测值	5.92	6.18	0.64
	相对差	-0.33	0.19	-0.08		相对差	0.48	0.39	0.01
4	计算值	3.96	4.67	0.23	11	计算值	6.57	6.72	0.70
	实测值	4.50	5.30	0.45		实测值	5.97	6.33	0.83
	相对差	-0.54	-0.63	-0.22		相对差	0.60	0.39	-0.13
5	计算值	4.12	4.57	0.44	12	计算值	7.11	7.34	0.91
	实测值	4.80	5.20	0.22		实测值	6.93	7.27	0.78
	相对差	-0.68	-0.63	0.22		相对差	0.17	0.07	0.13
6	计算值	4.53	4.76	0.57	13	计算值	7.56	7.55	0.97
	实测值	4.90	5.30	0.22		实测值	7.49	7.81	0.73
	相对差	-0.37	-0.54	0.35		相对差	0.07	-0.25	0.24
7	计算值	5.40	5.58	0.63					
	实测值	5.72	5.88	0.39					
	相对差	-0.32	-0.31	0.24					

注:各应力分量坐标系均为计算坐标系,即: $X=101^\circ$, $Y=11^\circ$, Z 铅直向上。实测最大水平主应力方向按 300m 以上 $N35^\circ E$,300m 以下 $N50^\circ E$ 计。

对比实测值与回归计算值,可知大部分实测值与回归计算值之间的误差较小,相对差一般小于 1.0MPa,有些测点的应力值几乎一致。因此,回归得到的计算区域内的地应力场是合理的。

3.4 应力场特征

以隧道右幅为研究对象,沿隧道右幅取一个纵剖面,剖面上的应力等值线见图 3~5。可以看出,三个正应力分量均随深度的增加而增大,其中铅垂应力 σ_z 与深度的关系比水平应力随深度的关系更密切。埋深越大,铅垂应力越大。水平应力也随埋深增加而增大,但变化较为缓慢。在隧道轴线部位,铅垂应力大于最大水平主应力,说明该地区以自重应力场为主导。在断层及其影响带附近部位,应力分布复杂,应力等值线

会发生突变。在浅部应力等值线走向趋势与地形相仿,而在深部除断层附近发生弯曲外,应力等值线趋于直线。

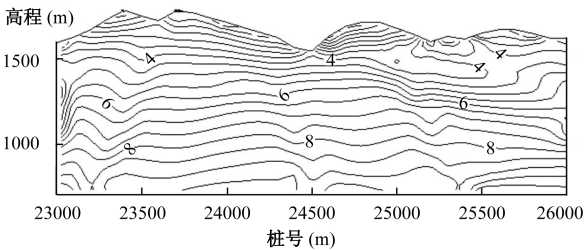


图 4 右幅隧道剖面最小水平主应力等值线
Fig. 4 Minimum horizontal principal stress distribution in the tunnel axis section

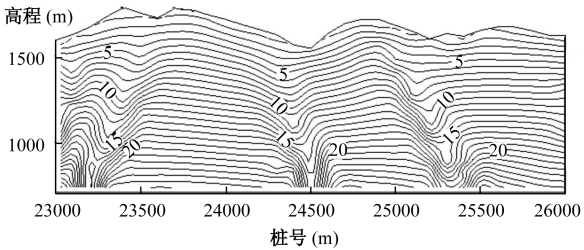


图 5 右幅隧道剖面铅垂应力等值线
Fig. 5 Vertical stress distribution in the tunnel axis section

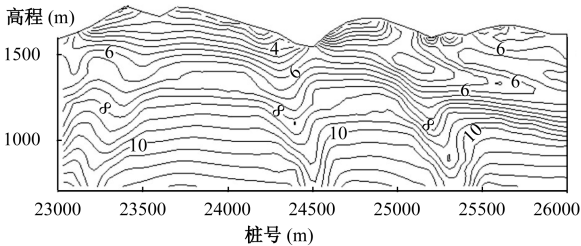


图 3 右幅隧道剖面最大水平主应力等值线
Fig. 3 Maximum horizontal principal stress distribution in the tunnel axis section

4 隧道施工期岩爆预测

4.1 岩爆预测方法^[4~6]

国内外的研究表明,产生岩爆的原因很多,但在诸多因素中,地层岩性和地应力的 大小是产生岩爆与否的两个决定性因素。因此本次岩爆预测从地应力和岩石强度角度,采用的岩爆应力判据有 Russenes 判据 σ_θ/R_c 、陶振宇判据 R_c/σ_1 、强度应力比判据 R_b/σ_1 及 Hoek 判据 σ_θ/R_c ,其判别准则见表 4。

表 4 岩爆应力判据
Table 4 Stress criterion of rock burst

Russenes 判据 σ_θ/R_c	陶振宇判据 R_c/σ_1	强度应力比判据 R_b/σ_1	岩爆等级	Hoek 判据 σ_θ/R_c	岩爆等级
<0.2	>14.5	>7.0	无岩爆	0.34	少量片帮
0.2~0.3	14.5~5.5	4.0~7.0	弱岩爆	0.42	严重片帮
0.3~0.55	5.5~2.5	2.0~4.0	中等岩爆	0.56	需重型支护
>0.55	<2.5	<2.0	强烈岩爆	0.7	有严重岩爆

表 5 岩爆预测结果
Table 5 Results of rock burst prediction

Russenes 判据	陶振宇判据	强度应力比判据	Hoek 判据
0.23~0.38	-	7.4~12.7	4.1~6.9
弱-中等岩爆	弱岩爆	弱岩爆	少量-严重片帮

从以上判别结果可知:本隧道计算段不会产生强岩爆,岩爆等级仅为弱岩爆-中等岩爆,在接近隧道最大埋深处发生中等岩爆的可能性较大。但在完整坚硬岩石区,存在局部高应力区可能性,因此岩爆等级也相应提高。

4.3 岩爆产生临界深度^[8]

根据侯发亮公式,在仅考虑上覆岩体自重情况下岩爆发生的最小埋深,即岩爆产生的临界深度:

$$H_{cr} = \frac{0.318R_b(1-\mu)}{\gamma(3-4\mu)} \tag{6}$$

式中: R_b ——饱和单轴抗压强度(KPa);
 μ ——泊松比,取 0.3;
 γ ——容重,取 22 kN/m³;
将以上数据代入式(6)求得 $H_{cr} = 292.3\text{m}$ 。

5 结语

通过对宝塔山隧道钻孔水压致裂法地应力测试及数值模拟分析,获得了隧道区的应力资料。测试结果表明,最大水平主应力为 2.3~8.4MPa,最小水平主应力为 1.8~6.9MPa,最大水平主应力方位为 N53°E。该区域处于中等应力水平。最大水平主应

4.2 岩爆预测结果

岩爆活动与隧道断面形状紧密相关^[7],为了计算方便,视隧道形状为圆形,根据隧道高程处的地应力回归分析结果,隧道右幅 K23+000~K26+000 段的最大切向应力 σ_θ 处于 21.8~36.4MPa 间,最大主应力 σ_1 处于 7.5~12.8MPa 间;根据岩石试验资料,隧道的完整岩石单轴抗压强度平均值 $R_c = 95.0\text{MPa}$,饱和抗压强度平均值 $R_b = 52.0\text{MPa}$,将以上数据代入以上公式对隧道进行围岩岩爆预测,其结果见表 5。

力方位与隧道总体轴线方位(101°)的夹角为 48°,呈较大角度。因此从地应力角度来说,隧道轴线布置方位对隧道围岩稳定性不利。但是应力水平处于中等状态,所以不利影响较小。

根据地应力条件分析,隧道区属于自重应力为主的应力场,隧道施工时不会发生强岩爆,大多数洞段岩爆等级仅为弱岩爆-中等岩爆,在接近隧道最大埋深处发生中等岩爆的可能性较大,上覆自重条件下岩爆发生的最小埋深为 292.3m,隧道施工时应加强安全监测与防范。在软岩区,隧道开挖中的主要问题是围岩位移显著,成洞性比较差,应加强围岩的临时支护和超前地质预报。

参考文献:

[1] 郭喜峰,尹健民,李永松.某超长铁路隧道地应力测量及岩爆预测分析[J].地下空间与工程学,2009,5(3):573-577. [GUO X F, YIN J M, LI Y S. Geostress Measurement and Rockburst Prediction Analysis for an Extra-long Railway Tunnel [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering,2009,5(3):573-577. (in Chinese)]

[2] 郭喜峰,张明欣,尹健民,等.宝塔山特长隧道岩体应力场特征分析[J].长江科学院院报,2011,28(6):55-58. [GUO X F, ZHANG M X, YIN J M, et al. Characteristics of In-situ Stress Field in Baotashan Extra-long Tunnel[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute,2011,28(6):55-58. (in Chinese)]

- [3] 李永松,陈建平,尹健民. 抢风岭隧道围岩地应力场研究及岩爆预测分析[J]. 人民长江,2011,42(7): 15-18. [LI Y S, CHEN J P, YIN J M. Research on crustal stress field of surrounding rock of Qiangfengling tunnel and rock burst forecast [J]. Yangtze River, 2011,42(7):15-18. (in Chinese)]
- [4] 邱道宏,张乐文,薛翊国,等. 地下洞室分步开挖围岩应力变化特征及岩爆预测[J]. 岩土力学,2011,32(增):430-436. [QIU D H, ZHANG L W, XUE Y G, *et al.* Studies of surrounding rock stress change character and rockburst prediction of underground cavern during stepped excavation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011,32(S):430-436. (in Chinese)]
- [5] HOEK E, BROWN E T. Underground Excavation in Rock [M]. London: Institute of Mining and Metallurgy, 1980.
- [6] 肖本职,罗超文,刘元坤. 鄂西地应力测量与隧道岩爆预测分析[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(24):4472-4477. [XIAO B Z, LUO C W, LIU Y K. In-Situ stress measurement and prediction analysis of tunnel rockburst in west HuBei [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(24): 4472-4477. (in Chinese)]
- [7] 何川,汪波,吴德兴. 苍岭隧道岩爆特征与影响因素的相关性及防治措施研究[J]. 水文地质工程地质,2007,34(2):25-28. [HE C, WANG B, WU D X. Research of relativity between rockburst character and influence factor and prevention measure in Cangling tunnel [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2007,34(2):25-28. (in Chinese)]
- [8] 侯发亮. 圆形隧道中岩爆的判据及防治措施[C]//岩石力学在工程中的应用. 北京:知识出版社,1989. [HOU F L. Criterion and prevention measures on rockburst in circular tunnel [C]// Application on rock mechanics engineering. Beijing: Knowledge Press, 1989. (in Chinese)]

A study of the geostress field of the surrounding rocks of the Baota mountain tunnel and rock burst forecast

DENG Xiao-peng¹, XIANG jian-hua²

(1. Institute of Shanxi Communication Planning, Survey and Design, Taiyuan, Shanxi 030012, China;

2. Department of earth Science & Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan, Shanxi 030024, China)

Abstract: In order to determine the stress state of the surrounding rocks of the Baota mountain expressway tunnel, geostress measurements with the hydro-fracturing method were carried out. Based on the testing results, the geostress field in the project area is analyzed with finite element and linear multivariable regression methods. The results of regression analyses indicate that the values of the maximum vertical principal stress are larger than the gravity stress along the tunnel axis. Vertical stress field is dominated in this area. Within the measured depths, the maximum horizontal stress ranges from 2.3 to 8.4 MPa, and this stress level can be classified as a middle level. The dominant direction of the maximum horizontal stress is about N53°E, the angle between the direction of the maximum horizontal stress and the direction of the tunnel axis is relatively big for this tunnel, and is adverse to the stability of the tunnel and the surrounding rock mass. Based on the data of geostress, rock burst of the surrounding rocks of the tunnel during construction is analyzed and forecast. The results show that the possibility of weak and moderate rock burst in the tunnel exists and the moderate rock burst exists during construction in the complete and hard rock tunnel segments.

Key words: Baota mountain tunnel; hydro-fracturing method; geostress measurement; FEM; rock burst forecast

责任编辑:汪美华