

尼泊尔那苏瓦卡里水电站地应力测量及围岩破坏机理分析

包林海¹ 朱开斌² 郭启良¹ 裴晓东³ 侯砚和¹

(1 中国地震局地壳应力研究所,北京 100085;2 中国水利水电第七工程局有限公司第一分局,眉山 620860;3 上海勘测设计研究院,上海 200434)

摘要 尼泊尔那苏瓦卡里水电站隧洞工程大部分埋深较大,在高地应力状态下很可能会面临软岩变形和硬岩岩爆等复杂地质灾害。文章采用水压致裂法对尼泊尔那苏瓦卡里水电站进行了三维地应力测量,测点处的最大主应力为10.47 MPa,方位角为18°和15°,近水平;中间主应力为9.01 MPa,方位角和倾角分别为158°和71°,倾角较大;最小主应力为6.34 MPa,方位角和倾角分别为285°和12°。工程区现今地壳应力场表现为构造应力起主导作用的基本特征,工程区地应力状态为中等应力水平。根据测量结果对隧洞围岩破坏机理进行了研究,结果表明,隧洞围岩破坏形式为劈裂剥落,隧洞轴线与主应力方向大角度相交以及中等偏高的应力水平是导致围岩发生破坏的主要原因。

关键词 水电站 隧洞 地应力 水压致裂 围岩破坏
中图分类号:TU459 **文献标识码**:A

1 引言

尼泊尔那苏瓦卡里(Rasuwagadhi)水电站位于Bhotekoshi河上,地处加德满都西北向146 km处,位于Kerung khola和Lende khola交汇处下游400 m处,紧邻中国边境。工程由首部枢纽、进水口、沉砂池、冲砂系统、引水隧洞、调压井、电站厂房、尾水渠以及配套交通设施组成,其中除首部枢纽、隧洞进水口以及交通配套设施外,其余均为地下工程。本工程隧洞大部分埋深较大,在高地应力状态下很可能会面临软岩变形和硬岩岩爆等复杂地质灾害。电站沉砂池隧洞在开挖过程中在隧洞的拱部就出现如图1所示的破坏现象,而对于该破坏形式发生机理的观点很难达成一致意见,一种观点认为该围岩破坏形式属于劈裂剥落;而另一种则认为属于轻微岩爆。这两种不同的观点对工程后续的施工设计及施工成本都产生较大的影响,因此,能否将围岩破坏机理进



图1 围岩破坏形式

Fig.1 Failure patterns of surrounding rocks

行合理科学的解释成为了工程建设过程中急需解决的问题。一般来说,劈裂剥落是指切向应力导致的洞室周边岩石形成平行于洞壁的破坏,岩爆是指压应力高度集中造成的突然而猛烈的脆性破坏。对于这两种围岩破坏形式,原地应力状态起着至关重

修改稿返回日期:2018-05-26

基金项目:中央级公益性科研院所基本科研业务专项(ZDJ2012-22);国家自然科学基金(41574081).

作者简介:包林海(1982-),男,硕士,高级工程师,主要从事地应力测量及断层力学研究工作,E-mail:hailinbao@126.com.

要的作用。因此,为了正确认识岩石的力学性能,阐明围岩的破坏机制,充分利用和发挥围岩的自承载能力,需要进行地应力测量,研究岩体应力状态,使工程设计更加合理、安全和经济。

目前,工程上地应力测量主要采用水压致裂法和套芯解除法。套芯解除法最大缺陷是测试过程相对于较为复杂,测试成功受到的影响因素较多。而水压致裂法测试地应力的优点非常明显,对测试设备和测试环境要求相对较低,数据分析处理也简单易行,且无需利用岩石力学参数参与计算,近些年在国内外工程中得到了广泛的应用,并取得了大量结果^[1-3]。受中国水利水电第七工程局有限公司委托,中国地震局地壳应力研究所承担了该工程的地应力测量任务。测点位于沉砂池隧洞内,采用水压致裂法进行地应力测量。本次测量在3个交汇的钻孔内进行,以便能更准确地确定工程区的三维应力状态。由于篇幅受限,三维地应力测量理论及方法这里不再详述,可参考刘允芳等人的研究成果^[4,5]。

2 区域地质背景

项目区的南面是 Syafrubesi,北面是 Rasuwagadhi,地质上位置是尼泊尔中部的喜马拉雅高地。由于印度洋板块的持续推挤,喜马拉雅山脉地区的岩石具有断层、剪切及褶皱的特点,这也是造成这一地区地质情况复杂的主要原因。尼泊尔喜马拉雅山脉大部分由变质岩、沉积岩及少量花岗岩侵入体组成。三大主逆冲断层系统,即喜马拉雅山前缘逆冲断层(HFT)、主边界逆冲断层(MBT)和主中央逆冲断层(MCT),由南至北将喜马拉雅山脉岩层分为印度锡瓦利克山脉、小喜马拉雅山脉和大喜马拉雅山脉三大部分^[6]。主中央冲断层(MCT)是项目区的主要地质构造,位于项目区以南3 km。主中央冲断层(MCT)是喜马拉雅这个典型陆陆碰撞造山带中重要的构造边界,大体平行于喜马拉雅造山带,东西向长达2 000 km以上,吸纳了印度板块与欧亚板块汇聚的约500 km的水平缩短量,也是印度板块向欧亚板块之下俯冲的证据之一^[7,8]。主中央冲断层分隔了喜马拉雅高地的高强度变质岩和喜马拉雅次高地的低强度变质岩。

工程区域位于喜马拉雅区的峡谷地带,属高山峡谷地貌。河流总体上由北向南流向,呈U型河谷。河床高程1 800~1 620 m左右,宽30~40 m左右。两岸山顶高程大于2 300 m,山高坡陡。工程所在地区的地质组成是高强度变质岩,即页岩与带状片麻岩、混合岩、石英岩,与工程有关的地质岩性主要

为第四系全新统崩滑积碎石土、第四系全新统崩堆积碎石土、第四系全新统冲洪积砂卵砾石及片麻岩。围岩类别主要以Ⅱ级、Ⅲ级围岩为主,部分为Ⅳ级或Ⅴ级(图2)。

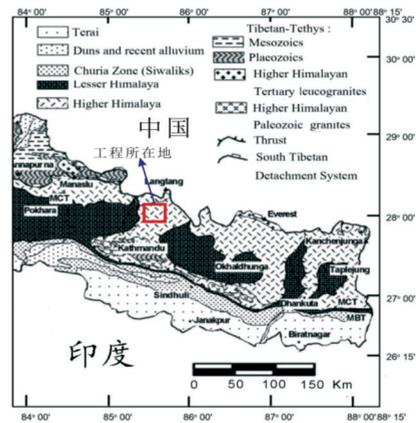


图2 工程区地质概况(根据文献[9]修改)

Fig.2 Geology of the project (amended according to [9])

3 地应力测量结果

根据三维地应力测量理论,测量需要在3个不同方向上的钻孔内进行,本次测试在沉砂池隧洞内进行,3个孔的位置如图3所示,其中2#和3#钻孔为水平孔,1#钻孔为垂直孔,3个孔的孔深均为20 m。钻孔岩性为片麻岩,岩芯十分完整。

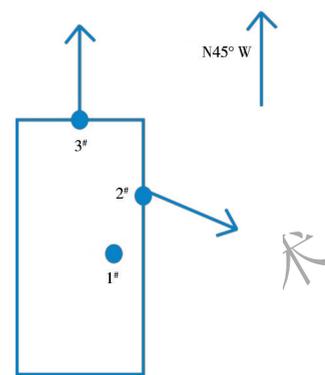


图3 钻孔位置示意

Fig.3 Locations of the boreholes

在每个钻孔内利用水压致裂法均进行了5个测点的应力值测试和3个测点的破裂形态的定向测试,通过水压致裂测试实时记录软件采集了每个测

段的压力-时间曲线,如图4所示。从图中可以看出,压力记录曲线十分标准,各个压力特征值非常明显,且每个测段的重复性较好,这为准确确定测点的原地应力状态奠定了坚实基础。

各个钻孔的地应力测量结果见表1,从表中可以看出,由于岩体的开挖,引起了一定范围内岩体的应力重新调整,致使钻孔浅部应力值波动较大。在

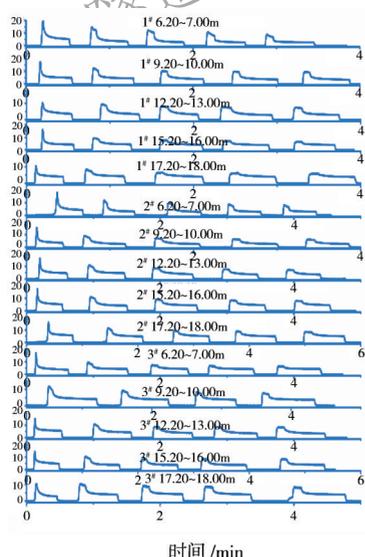


图4 水压致裂应力测量记录曲线

Fig4 Curves of recorded stresses by hydraulic fracturing

钻孔深部,受施工扰动较小,应力值变化不大,因此,这些测试结果更能代表真实的原地应力状态,而利用这些值来计算三维应力是可靠的。根据三维计算理论,利用各个钻孔内测得的应力数据和破裂方位计算出工程区三维应力状态,结果见表2。从表中可以看出,工程区最大主应力量为10.47 MPa,方位角和倾角分别为18°和15°,最大主应力作用方向为NNE向,倾角较小;中间主应力量为9.01 MPa,方位角和倾角分别为158°和71°;最小主应力量为6.34 MPa,方位角和倾角分别为285°和12°。最大主应力和最小主应力近水平,中间主应力近垂直,工程区的现今地壳应力特征主要表现为构造应力与上覆岩体的静岩压力共同作用的结果。

4 工程区地应力特征分析

4.1 主应力方向

三维原地应力测量得到的最大主应力方向为N18°E,为了更准确把握工程区的区域应力场状态,笔者查阅了世界应力图数据库关于该区域的应力状态数据^[1],数据如图5所示。图中显示工程区附近区域的震源机制解给出的最大主应力方向为NE向,与文章中得到的结果基本吻合。该结果不仅为工程设计提供了可靠的参考,同时也为世界应力图数据库提供了宝贵的数据。

表1 水压致裂地应力测量结果

Table 1 Measured results of in-situ stresses by hydraulic fracturing

钻孔	序号	深度/m	压裂参数/MPa						应力值/MPa		方位/(°)
			P_b	P_r	P_c	P_H	P_0	T	σ_A	σ_B	
1#	1	6.20~7.00	20.26	14.31	7.19	0.05	0.05	5.95	7.21	7.19	12°
	2	9.20~10.00	17.66	12.12	7.53	0.07	0.07	5.54	10.40	7.53	10°
	3	12.20~13.00	10.24	9.01	6.22	0.09	0.09	1.23	9.56	6.22	—
	4	15.20~16.00	16.24	9.12	7.04	0.10	0.10	7.11	11.91	7.04	8°
	5	17.20~18.00	10.58	7.95	5.88	0.12	0.12	2.63	9.57	5.88	—
2#	1	6.20~7.00	18.29	11.84	6.58	0.00	0.00	6.45	7.85	6.58	95°
	2	9.20~10.00	15.58	8.58	5.73	0.00	0.00	7	8.54	5.73	—
	3	12.20~13.00	16.47	10.5	7.34	0.00	0.00	5.97	11.43	7.34	84°
	4	15.20~16.00	17.48	11.02	7.29	0.00	0.00	6.46	10.77	7.29	82°
	5	17.20~18.00	16.28	10.81	7.53	0.00	0.00	5.47	11.66	7.53	—
3#	1	6.20~7.00	16.98	8.77	6.14	0.00	0.00	8.21	9.60	6.14	11°
	2	9.20~10.00	—	11.09	6.69	0.00	0.00	—	8.91	6.69	—
	3	12.20~13.00	15.23	10.04	7.11	0.00	0.00	5.19	11.2	7.11	8°
	4	15.20~16.00	14.52	9.81	6.52	0.00	0.00	4.7	9.65	6.52	14°
	5	17.20~18.00	15.74	10.05	6.65	0.00	0.00	5.69	9.78	6.65	—

注: (1) P_b 为破裂压力, P_r 为重张压力, P_c 为闭合压力, P_H 为静水柱压力, P_0 为孔隙压力, σ_A 为大主应力, σ_B 为小主应力, T 为抗拉强度;

(2) 平孔破裂方位计量方法: 面向孔底, 在钻孔横截面内, 水平向右为零, 逆时针转至破裂面的角度。

表2 三维应力计算值

Table 2 Calculations of three-dimensional stresses

主应力	量值/MPa	方位角/(°)	倾角/(°)
σ_1	10.47	18	15
σ_2	9.01	158	71
σ_3	6.34	285	12

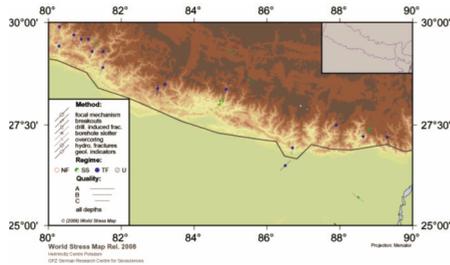


图5 世界应力图关于该研究区应力方向示意

Fig.5 Stress orientation of the research area in world stress map

工程区位于印度和欧亚板块交界处,喜马拉雅山中段南麓,印度板块相对欧亚板块的北东向运动是NE-NEE向应力场的主要力源。

4.2 主应力大小

从表2中可以看出,工程区最大主应力为10.47 MPa,关于地应力值高低的判别国内外尚没有统一的标准。目前主要有的评价方法有强度应力法、应力比法和经验法等。实际上,地应力的高低是一个相对概念,它与岩石所经受的应力历史、岩体强度和岩石弹性模量等多种因素有关^[12]。经验法中将20 MPa作为经验量值而未考虑岩体因素,这一判别法已经不能完全满足现代工程设计的需要,而应力比法虽然强调了水平构造应力的作用,但是同样没有考虑岩体变形与稳定条件,强度应力比法由于比较全面反映了岩体本身强度和最大主应力的关系而得到了较为广泛的应用。文中采用我国《GB50218-94工程岩体分级标准》来划分地应力级别: $R_c/\sigma_{max}=4\sim 7$ 为高地应力; $R_c/\sigma_{max}<4$ 为极高地应力,其中 R_c 为岩石单轴饱和抗压强度, σ_{max} 为垂直洞轴线方向的最大初始应力。沉砂池隧洞主要岩性为片麻岩,实验室内测得其饱和抗压强度为81.2 MPa,根据三维地应力结果,计算得到垂直于洞轴线方向的最大初始应力 $\sigma_{max}=9.42$ MPa,则 $R_c/\sigma_{max}=81.2/9.42=8.6$ 。工程应力状态为中等应力水平,接近高地应力状态。

5 围岩破坏机理浅析

一般来说,影响地下隧洞围岩稳定性因素主要

有3个方面:(1)通过围岩应力状态而影响围岩稳定的,主要指原地应力的大小、方向、洞室形状和尺寸;(2)主要指围岩的强度和结果来影响围岩的稳定性;(3)岩体中地下水的活动情况。由于地下水分布对围岩稳定性影响较小,因此在本文中进行了讨论。根据《GB50287-2006水力发电工程地质勘察规范》,初判沉砂池洞室围岩类别主要以II级围岩为主,岩性主要为片麻岩,属于脆性围岩。这类围岩破坏形式和特点主要有张裂塌落、劈裂剥落以及岩爆等不同类型。下面对该隧洞围岩能否发生上述破坏进行逐一分析。

沉砂池隧洞形状为圆拱直墙式,如图6所示。由于洞室的开挖,在洞壁周围一定范围内会引起原有应力状态的改变,使应力重新分布,而根据圣维南原理,这种应力的重新分布只局限在一定范围内,这种重新分布特征表现为切向应力在洞壁附近达到最高值,即产生应力集中。应力集中系数为 $\sigma_\theta/\sigma_v = \alpha + \beta\lambda$,式中 λ 为水平应力与垂直应力分量之比。通过文献[13]可知,A点的应力集中系数中 α 和 β 分别为2.18和-1.08。根据三维地应力测量结果分析可以得出 $\lambda=1.05$,计算得到A点的应力集中系数为1.05,仍处于压应力集中状态。因此,在实测得到的原地应力状态下,圆拱直墙式洞室A点不可能出现张裂坍塌破坏。

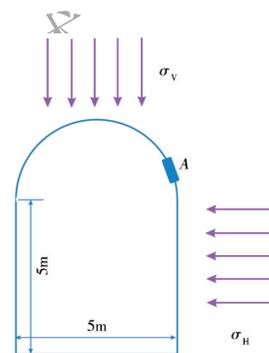


图6 沉砂池隧洞断面示意

Fig.6 Tunnel cross section

目前关于岩爆发生机理的研究方法很多,占主导地位的理论有强度理论、刚度理论、能量理论^[14]。

刚度理论最早是由Cook和Hodgi在20世纪60年代中期通过室内岩石单轴压缩实验提出,他们认为:岩石猛烈破坏的原因是岩石的刚度大于试验机的刚度。20世纪70年代Black利用该理论分析研究了美国爱达荷加利纳矿区的岩爆,认为矿山结构(岩体)的刚度大于矿山负荷(围岩)的刚度是产生

岩爆的必要条件。尽管刚度理论简单、直观,但要广泛应用到实际工程中还存在明显不足,而且该理论没有对岩体和围岩的划分及其刚度给出明确定义。能量理论则认为岩爆发生的原因是由于岩体-围岩系统在其力学平衡状态时,系统释放的能量大于岩体本身破坏所消耗的能量,但是它未对平衡状态的性质和破坏条件进行说明。强度理论主要考虑了“岩体-围岩”系统复杂受力状态下的极限平衡状态,并注重对实测资料的定量分析,该理论兼顾了岩石和应力这两个岩爆发生的内外因,比较适合在此处作为能否发生岩爆的理论判据。

本文对该测点能否发生岩爆所采用的判别标准为Hoek判别法^[15,16]。该判别法中规定当 σ_θ/R_c 的比值达到0.34时就会出现岩爆,依照前面的结果可知,A点处的应力集中系数为1.05,而该点垂直应力分量为9 MPa,因此 $\sigma_\theta/R_c=9.45/81.2=0.11$,即围岩不具备发生岩爆的应力条件。另一方面,尽管围岩新鲜完整、质地坚硬、强度高,但是围岩含水量丰富,这也大大降低了围岩发生岩爆的可能性。

进一步研究发现,隧洞轴线与最大主应力方向夹角为63°(隧洞轴线方位为N45°W)。王思敬等^[17](1984)认为洞室轴线与最大水平主应力夹角大于60°时将会出现严重的岩体变形和失稳,这种大角度相交增大了最大水平主应力对于切向应力的贡献,当切向应力增大到一定程度时就会使围岩表面发生平行于洞室周边的破裂,这些平行的破裂面将围岩切割成厚度由几厘米到几十厘米的薄板,当切向应力大于薄板的抗弯强度时,这些劈裂薄板就会出现折断造成破坏。从现场分析来看,围岩破裂深度较浅,符合劈裂剥落的特征。

由以上分析可以认为,围岩破坏形式为劈裂剥

落,而造成这种破坏的主要因素为隧洞轴线与主应力大角度相交以及中等偏上的地应力水平。大量工程实践表明,围岩变形破坏通常是渐进性发展的。由于围岩及应力分布的不均匀性,在围岩应力集中程度高而结构强度低的部位首先发生破裂,而一旦一个部位发生破坏就会诱发其它薄弱部位发生破坏,最终导致大范围的围岩失稳破坏。因此,为了防止渐进性破坏的发生和发展,必须要及时调整开挖支护策略,合理布置洞轴线以减少洞室偏压,控制爆破减少对围岩的扰动;及时进行锚喷支护,采用预应力锚杆支护改善不利应力状态或使用超前锚杆支护;利用钻孔、切槽等手段减轻应力集中程度;严重时采用钢拱架加强支护^[18]。

6 结论

本文在尼泊尔那苏瓦卡里水电站进行了三维应力测量,取得了十分可靠的结果,并对结果进行了整理分析,同时分析了围岩破坏发生的机理,得到以下几点结论:

(1) 工程区测点最大主应力为10.47 MPa,方位角和倾角分别为18°和15°,近水平;中间主应力为9.01 MPa,方位角和倾角分别为158°和71°,倾角较大;最小主应力为6.34 MPa,方位角和倾角分别为285°和12°。工程区现今地壳应力场的基本特征表现为构造应力起主导作用。

(2) 测量的最大主应力方向为NNE向,与前人获得的构造应力场方向和震源机制所反映的主压应力方向较为一致,工程区地应力状态为中等应力状态水平。

(3) 研究表明,隧洞围岩破坏形式为劈裂剥落,而隧洞轴线与主应力大角度相交以及中等偏上的地应力水平是造成这一破坏的主要因素。

参考文献

References

- [1] HAIMSON B C, CORNET F H. ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation—Part 3: Hydraulic Fracturing(HF) and/or Hydraulic Testing of Pre-existing Fractures(HTPF)[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2003, 40: 1011-1020.
- [2] 郭启良,安其美,赵仕广. 水压致裂地应力测量在广州抽水蓄能电站设计中的应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 828-832.
- GUO Qiliang, AN Qimei, ZHAO Shiguang. Application of Hydraulic Fracturing Test in the Design of Guangzhou Pump Storage Project [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(6): 828-832.
- [3] 郭启良,王成虎,马洪生,等. 汶川Ms8.0级大震前后的水压致裂原地应力测量[J]. 地球物理学报, 2009, 52(5): 1395-1401.
- GUO Qiliang, WANG Chenghu, MA Hongsheng, et al. In-situ Hydro-fracture Stress Measurement before and after the Wenchuan Ms8.0 Earthquake of China[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2009, 52(5): 1395-1401.
- [4] 刘允芳. 水压致裂法三维地应力测量[J]. 岩石力学与工程学报, 1991, 10(3): 246-256.
- LIU Yunfang. In-situ 3-dimensional Stress Measurements by Hydraulic Fracturing Technique[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1991, 10(3): 246-256.

- [5] 陈群策, 安美建, 李方全. 水压致裂法三维地应力测量的理论讨论[J]. 地质力学学报, 1998, 4 (1): 37-44.
CHEN Qunce, AN Meijian, LI Fangquan. Theoretical Discussion on 3-D Hydraulic Fracturing in Situ Stress Measurement[J]. Journal of Geomechanics, 1998, 4 (1): 37-44.
- [6] SUBAS CHANDRA, SANDIP SHAH, ASHISH SUBEDI, 等. 尼泊尔喜马拉雅地区塔玛科什3级水电工程——穿越软弱构造片岩修建隧洞面临的挑战[J]. 现代隧道技术, 2013, 50 (1): 1-7.
SUBAS CHANDRA, SANDIP SHAH, ASHISH SUBEDI, et al. Tunnelling Challenges through Weak Tectonised Schist in Nepal—Himalaya Tamakoshi 3 Hydroelectric Project[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013, 50 (1): 1-7.
- [7] 赵文津, 赵逊, 史大年, 等. 喜马拉雅和青藏高原深剖面(IN-DEPTH)研究进展[J]. 地质通报, 2002, 21 (11): 691-700.
ZHAO Wenjin, ZHAO Xun, SHI Damian, et al. Progress in the Study of Deep (Indepth) Profiles in the Himalayas and Qinghai-Tibet Plateau[J]. Geological Bulletin of China, 2002, 21 (11): 691-700.
- [8] 刘焰, Wolfgang Siebel, 李剑, 等. 藏南定日地区主中央冲断层与藏南拆离系的特征及其活动时代[J]. 地质通报, 2004, 23 (7): 636-644.
LIU Yan, WOLFGANG SIEBEL, LI Jian, et al. Characteristics of the Main Central Thrust and Southern Tibetan Detachment in the Tingri area, Southern Tibet, and Ages of Their Activities[J]. Geological Bulletin of China, 2004, 23 (7): 636-644.
- [9] AMATYA K.M JNAWALI B.M. Geological Map of Nepal[M]. Department of Mines and Geology. ICIMOD, Kathmandu, Nepal, 1994.
- [10] 王建新, 高玉成, 郭启良, 等. 尼泊尔上塔马克西水电站三维地应力测试分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31 (S1): 3339-3344.
WANG Jianxin, GAO Yucheng, GUO Qiliang, et al. Measurement and Analysis of 3D Geostress at Upper Tamakoshi Hydropower Station in Nepal[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31 (S1): 3339-3344.
- [11] W HEIDBACH O, TINGAY M, BARTH A, REINECKER J, KURFEB D, MÜLLER B. The World Stress Map Database Release [R]. 2008.
- [12] 徐林生, 唐伯明, 慕长春, 等. 高地应力与岩爆有关问题的研究现状[J]. 公路交通技术, 2002, (4): 48-51.
XU Linsheng, TANG Boming, MU Changchun, et al. Review of High Stress and Rock Burst Problem[J]. Technology of Highway and Transport, 2002, (4): 48-51.
- [13] HOEK E, E T BROWN. 岩石地下工程[M]. 连志升, 田良灿, 王维德, 等译. 北京: 冶金工业出版社, 1986.
HOEK E, E T BROWN. Rock Underground Engineering[M]. Translated by LIAN Zhisheng, TIAN Liangcan, WANG Weide, et al. Beijing: Metallurgical Industry Press, 1986.
- [14] 徐林生, 王兰生, 李永林. 岩爆形成机制与判据研究[J]. 岩土力学, 2002, 23 (3): 300-303.
XU Linsheng, WANG Lansheng, LI Yonglin. Study of Mechanism and Judgment of Rockbursts[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23 (3): 300-303.
- [15] 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 Benzhi, LUO Chaowen, LIU Yuankun. 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-situ Stress Measurement and Analysis of Failure Mechanism of Surrounding Rocks at the Rasuwagadhi Hydropower Station in Nepal

BAO Linhai¹ ZHU Kaibin² GUO Qiliang¹ PEI Xiaodong³ HOU Yanhe¹

(1 Institute of Crustal Dynamics, China Earthquake Administration, Beijing 100085; 2 No. 1 Branch of Sinohydro Bureau 7 Co., Ltd., Meishan 620860; 3 Shanghai Investigation Design & Research Institute, Shanghai 200434)

Abstract A three-dimensional in-situ stress measurement by hydraulic fracturing was conducted at the Rasuwagadhi hydropower station in Nepal. The results show that the major principal stress at the field is 10.47 MPa with the azimuth of 18° and dip angle of 15° which are almost horizontal; the intermediate principal stress and the minor principle stress are 9.01 MPa and 6.34 MPa respectively, with the azimuths and dip angles of 158° and 71° and 285° and 12° respectively. The crustal stress field of the construction area is characterized by dominant tectonic stress with medium stress level. Based on the measured data, it studied the failure mechanism of surrounding rocks, with the results showing that the failure is of splitting pattern and the main reasons for this are a large angle between tunnel axis and principal stress, and medium and higher stress levels.

Keywords Hydropower station; In-situ stress; hydraulic fracturing; Surrounding rock failure