DOI:10.14188/j.1671-8844.2024.0367 文章编号:1671-8844(XXXX)XX-0001-10

# 节理发育岩体中隧洞爆破施工诱发边坡振动响应特性

余懿凡[1],易义红[2],许浩[3],赵富刚[4],李勇震[1],王洋[1],陈明[1*]

(1. 武汉大学 水资源工程与调度全国重点实验室,湖北 武汉,430072; 2. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司,云南,昆明,650051; 3. 中国水利电力对外有限公司,北京,海淀区,100120; 4. 华能澜沧江水电股份有限公司,云南,昆明,650214)

**摘要:**水工隧洞爆破施工对边坡稳定存在不利影响,基于云南GS水电站工程,研究节理发育岩体中爆破施工诱发振动在边坡中的传播规律。开展了爆破振动监测试验,分析了节理发育岩体中爆破振动衰减规律,结合数值模拟方法,重点研究了不同界面处的振动响应,以及已有隧洞对边坡中振动传播的影响。结果表明:爆破应力波在节理发育岩体中衰减快,在边坡自由表面处存在放大效应,并在堆积体与基岩分界面处振动较大。爆源上方存在隧洞结构时,堆积体与基岩分界线处的峰值振速以及最大剪切应力均小于无隧洞工况,隧洞结构对边坡内部的振动响应存在削弱效应,有利于边坡稳定。研究结果可为爆破振动下节理发育岩质边坡的稳定性评价和安全控制措施提供数据支撑与理论参考。

**关键词:**节理发育;爆破振动;振动传播;质点峰值振速(PPV);振动衰减

**中图分类号:**TV542 **文献标志码:**A

# Vibration response characteristics of slope induced by tunnel blasting in jointed rock mass

YU Yifan[1], YI Yihong[2], XU Hao[3], ZHAO Fugang[4], LI Yongzhen[1], WANG Yang[1], CHEN Ming[1*]

(1. State Key Laboratory of Water Resources Engineering and Management, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China;
2. Power China Kunming Engineering Corporation Limited, Kunming, Yunnan 650051, China;
3. China International Water & Electric Corporation, Haidian District, Beijing 100120, China;
4. Huaneng Lancang River Hydropower Inc, Kunming, Yunnan 650214, China)

**Abstract**: The blasting construction of hydraulic tunnels has adverse effects on slope stability. Based on the GS hydropower station project in Yunnan, the propagation of blasting-induced vibration in slopes is investigated in nodular rock bodies. Blasting vibration monitoring tests were carried out to analyze the attenuation law of blasting vibration in the nodular developed rock body. Combined with numerical simulation methods, the study focused on the vibration response at different interfaces and the influence of the existing tunnels on the propagation of vibration in the slope. The results show that the blasting stress wave attenuates quickly in the jointed rock body, and there is an amplification effect at the free surface of the slope, and the vibration is larger

**收稿日期:**XXXX-XX-XX

**作者简介:**余懿凡(2000— ),女,硕士研究生,研究方向:爆破振动影响,E-mail:983293308@qq.com

**通信作者:**陈 明(1977— ),男,博士,教授,研究方向:水利水电工程施工技术、岩石动力学、工程爆破,E-mail:whuchm@whu.edu.cn

**基金项目:**华能集团科技项目(HNKJ22-H107),国家自然科学基金项目(51979205)

**本文引用格式:**余懿凡,易义红,许浩,等.节理发育岩体中隧洞爆破施工诱发边坡振动响应特性[J].武汉大学学报(工学版),XXXX,XX(XX):1-10.

**Citation:** YU Yifan, YI Yihong, XU Hao, et al. Vibration response characteristics of slope induced by tunnel blasting in jointed rock mass[J]. Engineering Journal of Wuhan University, XXXX, XX(XX):1-10.

at the interface between the pile and bedrock. When there is a tunnel structure above the blast source, the peak velocity and maximum shear stress at the boundary between the pile and bedrock are smaller than those in the no-tunnel condition, and the tunnel structure has a weakening effect on the vibration response inside the slope, which is conducive to the stability of the slope. The results of the study can provide data support and theoretical reference for the stability evaluation and safety control measures of rocky slopes with joint development under blasting vibration.

**Key words**: Jointed rock mass; blasting vibration; vibration propagation; peak particle velocity (PPV); vibration attenuation

我国西部山区广泛发育和分布地质环境复杂的高边坡,国民经济建设中重大基础设施的兴建,不可避免的要涉及复杂岩质边坡稳定问题[1]。钻爆法被广泛应用于地下洞室施工[2-3],但其在给施工带来经济、便捷的同时也带来了许多负面效应,其中,爆破振动被认为是爆破公害之首[4]。爆破振动超过一定强度时,会劣化地下洞室上部地表边坡稳定状态,造成局部或整体失稳,因此被众多工程建设者高度关注[5]。

研究边坡中爆破振动的传播规律主要通过现场试验和数值模拟两个方面来开展。Choi等[6-7]通过现场爆破试验实测数据,分析了边坡爆破振动速度衰减规律。郭学彬等[8]通过现场试验,分析了不同类型的坡面对爆破振动的响应作用。邹玉君等[9]通过现场监测,进行了坝肩边坡爆破振动对周边民房的影响评价。吕江等[10]在隧洞洞内和路堑边坡上布置振动测点,实测隧洞爆破开挖各回次下的振速响应,基于监测数据分析揭示了爆破振动由隧洞传至边坡过程中,能量在不同频带的变化规律。李屹等[11]依据施加爆破地震波后含断层边坡稳定性模拟计算结果,研究了爆破振动作用下不同断层厚度边坡的动力响应变化规律。陈明等[12]基于岩质边坡爆破振动高程响应机制的理论分析以及边坡开挖爆破振动的数值模拟与实例分析,研究了边坡爆破振动速度的高程放大效应。陈占军等[13]利用FLAC3D模拟岩石边坡在爆破荷载作用下的动态响应,分析了爆破结束后边坡体内位移场、应力场、速度场以及塑性区的分布情况。

目前,关于爆破对边坡的影响研究成果众多,然而大多是针对边坡爆破开挖条件下对边坡本身或对周边建(构)筑物的影响,且大多是针对完整岩体或具有软弱夹层的岩体,对于隧洞爆破施工诱发振动在节理发育岩体中的传播规律及其对松散堆积体影响的研究较少。随着我国西南地区工程的开发,边坡在地下爆破施工下的振动响应问题愈发重要,因此,有必要针对节理发育岩质边坡中爆破振动传播规律开展进一步深入研究。

综上所述,本文依托GS水电站工程,结合现场爆破试验与数值模拟方法,分析地下爆破开挖诱发振动在节理发育岩质边坡中的传播规律,可为解决GS水电站洞室群爆破施工过程中边坡稳定性控制难题提供理论支撑,同时为国内外其他类似工程问题提供参考。

## 1 工程概况

GS水电站位于云南省德钦县内,处于以“世界屋脊”著称的青藏高原南东缘,是澜沧江上游水电规划“一库七级”开发方案的第1级,属龙头水库。上游为西藏自治区境内的白塔水电站,下游梯级为乌弄龙水电站,地势北高南低,山脉总体呈北西或近南北向展布。工程开发任务以发电为主,水库正常蓄水位2267m,最大坝高240m,水库总库容18.42亿$m^3$,推荐装机容量为2200MW,工程为Ⅰ等大(1)型。枢纽建筑物主要由混凝土面板堆石坝、右岸溢洪洞、右岸放空冲沙隧洞、右岸引水发电系统、地面厂房及开关站等组成。

上坝址地形完整性较差,上、下游河段为纵向谷,中游河段为横向谷,分布地层为二叠系下统吉东龙组的板岩、灰岩、泥岩及玄武岩等和三叠系上统红坡组的板岩、砂岩等,岩层总体走向为北西并陡倾上游,第四系松散层广泛分布。地质构造发育,红山-古水Ⅰ级断裂($F_1$)贯穿整个上坝址,同时揭露一条Ⅱ级断层,Ⅲ、Ⅳ级结构面及节理发育。上坝址物理地质作用强烈,岩体风化、岩体卸荷及岩体倾倒现象普遍发育,发育争岗特大型堆积体,堆积体方量高达$4750\times10^4m^3$,存在多处厚度超过50m的超深层滑坡。目前争岗滑坡体处于稳定状态,但历史监测结果表明其在降雨及地震条件下曾多次发生蠕动滑坡等地质灾害。

GS水电站右岸布置有2条导流洞、3条溢洪洞、1条泄洪放空洞和引水发电系统等地下洞室,以及5

条争岗滑坡体排水洞。导流洞、溢洪洞和放空冲沙洞距离争岗滑坡堆积体底界距离较近,出口为倾倒变形岩体,溢洪洞出口隧洞段顶部和侧向围岩覆盖较薄,成洞条件较差,特别是5条争岗滑坡体排水洞,距离滑坡堆积体很近。

根据GS水电站工程的地质环境及施工布置方案,隧洞爆破施工诱发荷载会对边坡稳定性产生影响,是制约工程建设和运行安全的关键问题,因此,开展隧洞爆破施工在节理发育岩质边坡中的振动响应特性研究具有重要意义。

## 2 爆破试验

### 2.1 试验设计

为研究爆破振动在边坡中的传播规律,开展了隧洞掘进钻孔爆破试验,试验部位位于争岗排水洞工作面。争岗隧洞内岩体地质条件为:二叠系下统吉东龙组第三段(P1j3)灰绿、绿灰色变质玄武岩,局部夹浅黄色轻微~中等蚀变玄武岩,斑状结构,基质交织、灰绿结构、嵌晶含长及蚀变间粒结构,杏仁状、块状构造。岩体结构为镶嵌结构,少量次块;围岩类别为Ⅳ~Ⅲ。

共设置两组工况,均为隧洞全断面爆破开挖,采用数码电子雷管(仿照导爆管雷管设置延期时间),爆破共分为5段,试验起爆网络图如图1所示,各段起爆药量如表1所示,两次试验现场装药时最大单段药量分别为6.9kg、8.4kg。

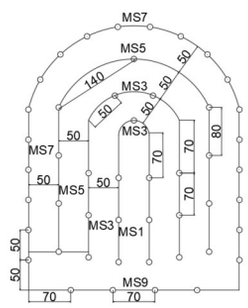



**图1 试验起爆网路图**

**Fig.1 Test detonation network diagram**

**表1 爆破试验参数**

**Table.1 Blasting test parameter**

| 爆破试验 | 炮孔名称 | 雷管段别 | 孔径(mm) | 孔深(cm) | 孔数(个) | 直径(mm) | 装药长度(cm) | 单孔药量(kg) | 总药量(kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 第一次试验 | 掏槽孔 | MS1 | 42 | 200 | 6 | 32 | 120 | 1.0—1.2 | 6.9 |
| | 辅助孔 | MS3 | 42 | 200 | 9 | 32 | 60 | 0.5—0.6 | 5.1 |
| | | MS5 | 42 | 200 | 9 | 32 | 60 | 0.5—0.6 | 5.1 |
| | 周边孔 | MS7 | 42 | 200 | 20 | 32 | 30 | 0.2—0.3 | 5.7 |
| | 底孔 | MS9 | 42 | 200 | 4 | 32 | 30 | 0.3 | 1.2 |
| | 小计 | | | | 48 | | | | 24 |
| 第二次试验 | 掏槽孔 | MS1 | 42 | 250 | 6 | 32 | 150 | 1.2—1.5 | 8.4 |
| | 辅助孔 | MS3 | 42 | 250 | 9 | 32 | 90 | 0.6—0.9 | 7.5 |
| | | MS5 | 42 | 250 | 9 | 32 | 90 | 0.6—0.9 | 7.5 |
| | 周边孔 | MS7 | 42 | 250 | 20 | 32 | 30 | 0.2—0.3 | 5.4 |
| | 底孔 | MS9 | 42 | 250 | 4 | 32 | 30 | 0.3 | 1.2 |
| | 小计 | | | | 48 | | | | 30 |

为了获取爆破振动在边坡内的衰减规律,根据作业面的开挖进度,以及地表坡面的实际情况,分别在隧洞底板及边坡表面上设置两条测线,共设置13个测点,测点分布如图2所示。试验隧洞测线测点与爆源的相对位置根据测点桩号及隧洞布置图进行确定,边坡测线测点与爆源的相对位置根据GPS定位坐标、洞口坐标以及隧洞布置图进行确定。

爆破试验采用TYTEST爆破振动测试仪作为监测仪器进行振动监测。现场监测系统由振动传感器、信号采集与记录设备、数据处理系统3部分组

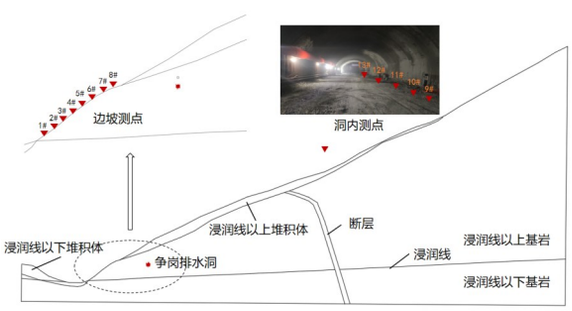



**图2 测点布设示意图**

**Fig.2 Monitoring point layout diagram**

成,如图3所示。爆破振动测点现场布设如图4 所示。




**图3 爆破振动监测系统**

**Fig.3 Blasting vibration monitoring system**

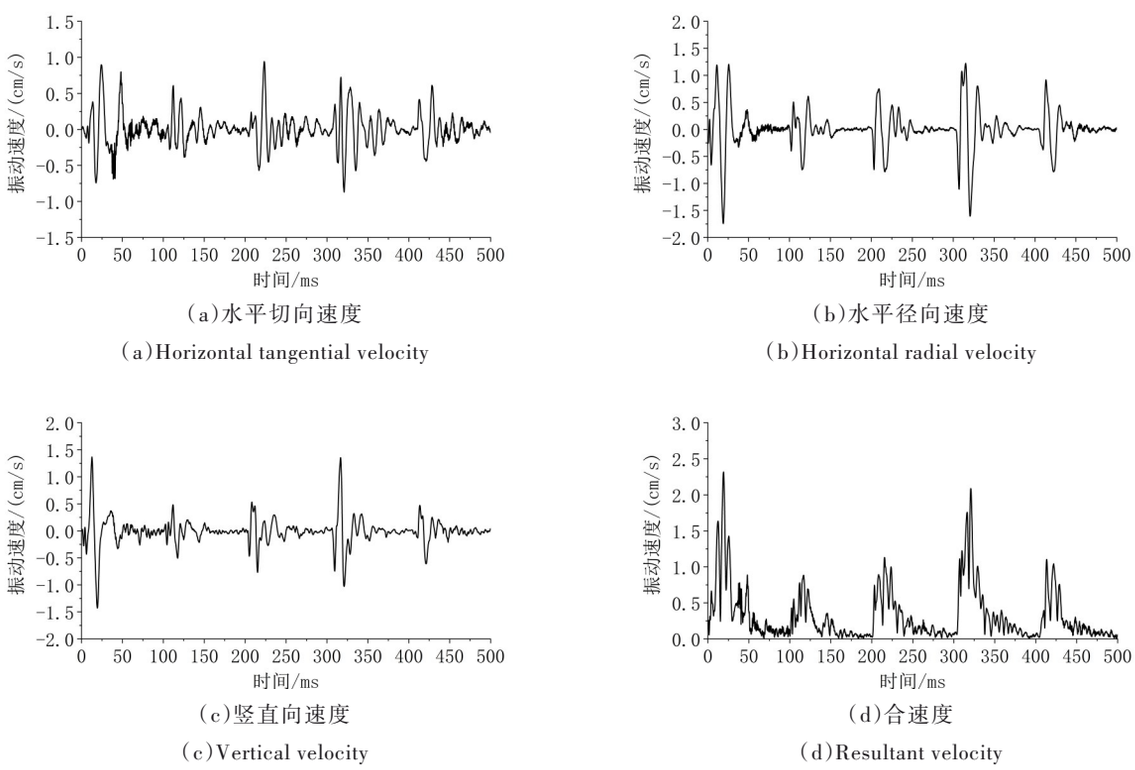


**图4 测点现场布设图**

**Fig.4 Site layout of measuring points**

## 2.2 试验结果分析

隧洞爆破开挖试验过程中,共得到2次试验13个测点的振动数据,其中典型的边坡爆破振动实测波形如图5所示。由测点振动波形可知,爆破各段波形分隔较好,未出现明显叠加,雷管延时合理。由于试验掏槽孔装药量最大,掏槽爆破引起的爆破振动效应最为显著,对测点波形进行分段后,仅分析掏槽孔爆破振动合速度衰减规律,由于爆破振动到达两条测线的地质条件类似,可共同分析,测点的峰值振动速度如表2所示。




(a)水平切向速度

(a)Horizontal tangential velocity

(b)水平径向速度

(b)Horizontal radial velocity

(c)竖直向速度

(c)Vertical velocity

(d)合速度

(d)Resultant velocity

**图5 典型实测爆破振动波形**

**Fig.5 Typical measured blasting vibration waveform**

表 2 测点峰值振速统计表

Table.2 Measurement point peak vibration velocity statistics

| 测点编号 | 爆心距(m) | 第一次试验 | | 爆心距(m) | 第二次试验 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PPV(cm/s) | 主频(Hz) | | PPV(cm/s) | 主频(Hz) |
| P1 | 241.60 | 0.051 | 48.0 | 241.60 | 0.071 | 50.7 |
| P2 | 236.51 | 0.027 | 35.2 | 236.51 | 0.022 | 49.3 |
| P3 | 226.78 | 0.041 | 30.5 | 226.78 | 0.033 | 53.1 |
| P4 | 223.86 | 0.030 | 56.8 | 223.86 | 0.035 | 38.7 |
| P5 | 218.51 | 0.031 | 21.6 | 218.51 | 0.028 | 32.6 |
| P6 | 209.53 | 0.040 | 52.3 | 209.53 | 0.037 | 44.5 |
| P7 | 159.73 | 0.068 | 25.2 | 159.73 | 0.046 | 29.4 |
| P8 | 156.24 | 0.071 | 31.5 | 156.24 | 0.114 | 57.1 |
| P9 | 90.00 | 0.114 | 91.0 | 90.00 | 0.112 | 54.0 |
| P10 | 70.00 | 0.102 | 37.0 | 70.00 | 0.207 | 47.0 |
| P11 | 50.00 | 1.578 | 23.0 | 40.00 | 1.558 | 32.0 |
| P12 | 30.00 | 2.317 | 52.0 | 30.00 | 1.987 | 35.0 |
| P13 | 10.00 | 2.983 | 71.0 | 20.00 | 3.099 | 43.0 |

采用萨道夫斯基公式[14]分析爆破振动传播规律,具体如下:

$$PPV = K\left(\frac{Q^{1/3}}{R}\right)^{\alpha} \tag{1}$$

式中:$PPV$为质点峰值振动速度,cm/s;$Q$为最大单响药量或单段药量,kg;$R$为测点与爆源的距离,m;$K$、$\alpha$分别为与场地岩石条件、爆破条件、爆区与观测点距离等有关的常数,通过现场测得爆破振动数据可获得岩体内地震波衰减规律的$K$、$\alpha$值。

基于实测振动数据和公式(1)所表达的边坡振动速度预测公式,回归得到边坡爆破振动预测公式,列于表3中,表中$R^2$为相关系数。

表 3 爆破振动预测公式

Table.3 Blasting vibration prediction formula

| 试验 | 经验公式 | 相关系数$R^2$ |
|---|---|---|
| 第一次试验 | $PPV = 92.0\left(\frac{Q^{1/3}}{R}\right)^{1.64}$ | 0.88 |
| 第二次试验 | $PPV = 103.8\left(\frac{Q^{1/3}}{R}\right)^{1.66}$ | 0.89 |

由回归拟合所得爆破振动预测公式可看出,节理发育岩体中,爆破振动衰减速度快。由表2中主频统计可看出,振动主频随爆心距衰减规律不明显,影响因素包括:试验测点布设位置、岩体地质条件复杂且节理发育等。

## 3 爆破振动响应数值模拟

现场振动监测无法观测到爆破振动在边坡内部的传播规律,为了分析边坡内振速及应力分布,利用ANSYS/LS-DYNA建立二维边坡动力数值模型。由于掏槽爆破引起的爆破振动最大,故在数值模型中只考虑掏槽爆破作用。

### 3.1 数值模型

工程实践中往往不直接在基岩与堆积体交界面布设测点,而将爆破振动测点布设在勘探洞中,以分析边坡内部的爆破振动状态。分别建立含隧洞结构与不含隧洞结构的二维数值模型,对比分析二者隧洞内测点振动速度的差异,以及隧洞结构对爆破振动传播的影响。根据工程地质平面图及主要地质剖面图等图纸资料,利用AutoCAD软件建立边坡二维剖面几何模型。数值模型整体尺寸为2000m×1200m,模型单元采用平面应变PLANE162单元,计算时考虑地应力的影响。由于数值模拟关注爆源中远区的振动传播,且模型范围较大,为控制网格数量,参考许红涛[15]等人的研究,采取等效爆破荷载施加于弹性边界的方法。依据现场第二次爆破试验的掏槽孔参数设计,弹性边界近似取0.8m×1.2m。数值模型及施加等效荷载位置如图6所示,模型共有1302454个单元,1305441个节点。

由于爆炸过程较为复杂,为简化分析,工程中多采用具有线性上升段和下降段的三角形荷载曲线。参考陈明[16]等人的研究,同时考虑炮孔径向不耦合系数、轴向装药系数、炸药性能以及空气冲击波与炮孔壁作用后的压力增大系数等影响因素,孔壁的压力峰值$P_r$为:

$$P_r = (P_w/P_k)^{\gamma/k} P_k (d_c/d_b)^{2\gamma} n l_s \tag{2}$$

式中:$P_w$为平均爆轰压力,$P_w = (\rho_e D^2)/[2(k+1)]$;$d_c$为装药直径;$d_b$为炮孔直径;$\rho_e$为炸药密度;$D$为炸药爆速;$k$、$\gamma$为绝热指数,通常取$k=3$,$\gamma=1.3$;$P_k$为炸药的临界压力,一般中等威力炸药取为200MPa;$ls$为轴向装药系数;$n$为压力增大倍数,取值参考叶志伟[17]等人的研究。

对于乳化炸药,计算压力增大倍数的线性拟合公式为:

$$n = \alpha(9.1K - 8.1) \tag{3}$$

式中:$K$为不耦合系数,$K = d_b/d_c$;$\alpha$为孔壁介质影响系数,采用乳化炸药时,$\alpha=1.0\sim1.4$,对于软岩,$\alpha$取小值,本处取1.1。

考虑任意时刻炮孔壁上爆炸荷载为$P_r(t)$,等效

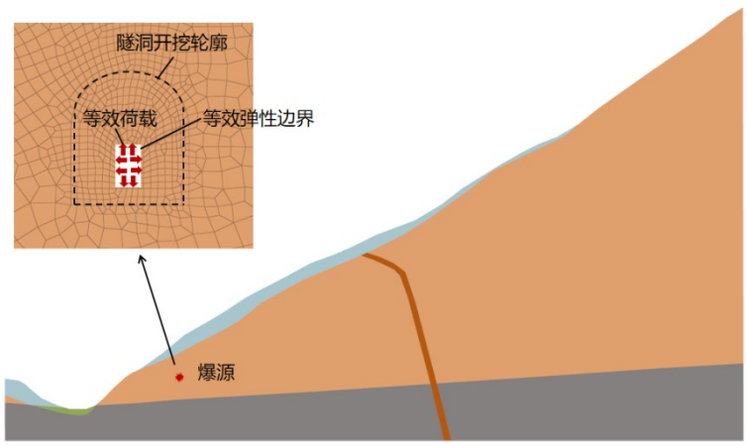



**图 6 边坡二维数值模型**

**Fig.6 Two-dimensional numerical model of slope**

到弹性边界的爆炸荷载$P_{be}(t)$为:

$$P_{be}(t)=\beta P_r(t)\left(\frac{r_b}{r_c}\right)^{2+\frac{\mu}{1-\mu}}\left(\frac{r_c}{r_f}\right)^{2-\frac{\mu}{1-\mu}} \tag{4}$$

式中:$\beta$为群孔起爆时的荷载影响系数,与掏槽孔个数及炮孔的分布有关;$r_b$为装药半径;$r_c$为粉碎区半径,本文近似取$r_c=5r_b$;$r_f$为破裂区半径,本文近似取$r_f=20r_b$;$\mu$为岩石泊松比。

不耦合装药条件下,爆炸荷载上升阶段的持续时间与药卷长度和炸药的爆速有关,由如下公式计算:

$$t_b=\frac{\pi}{2}\frac{L_c}{D} \tag{5}$$

式中:$t_b$为爆破荷载上升阶段的持续时间;$L_c$为装药长度;$D$为炸药爆速。

现场第二次爆破试验中,掏槽爆破炮孔直径为42mm,装药长度为1.5m,孔间距0.6m;炸药药卷直径32mm,密度1000kg/m$^3$,爆速3600m/s,孔口堵塞段长0.4m,6孔一响,单响药量为8.4kg。经计算,掏槽爆破时作用于弹性边界的等效荷载峰值取6.9MPa,开挖面等效爆破荷载上升阶段时长为0.65ms,开挖面等效爆破荷载作用时间为8.0ms。三角形荷载曲线如图7所示。

为了准确反应爆破应力波的传播,宗福开[18]从物理机理和理论上,结合典型计算实例,提出单元网格尺寸需控制在应力波最小波长的1/π~1/8。经计算,掏槽孔弹性边界处网格尺寸应小于0.35m,其余部位依次增大网格来缩短计算时间。模型除上表面为自由边界,其余均设为无反射边界,以避免边界处产生应力波反射和散射效应。根据现场实测数据,爆破施工掏槽孔产生的地震波多在200ms左右基本结束,本文在模拟时设置总的求解时间为600ms。

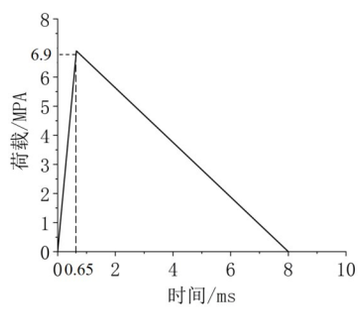



**图 7 爆破荷载示意图**

**Fig.7 Blasting load diagram**

### 3.2 模型参数

Hoek-Brown强度准则适用于节理发育岩体的参数估计,能反应岩体非线性破坏特征,被广泛应用于边坡、隧道等工程项目。数值计算基于ANSYS/LS-DYNA有限元软件,因此计算模型采用基于H-B准则的等效M-C参数。根据提供的区域工程地质资料,各分区材料的物理力学参数如表4所示。

### 3.3 模拟结果

#### 3.3.1 波形对比

参照现场爆破试验中的P3测点位置,在数值模型中选取与P3测点爆心距近似测点,绘制振动合速度时程曲线。如图8所示,模型中选取测点振速波形与现场实测波形前50ms较吻合,峰值振速接近,整体趋势一致,数值计算结果合理。振动峰值、频率存在差异的原因,一方面数值模型将岩体与堆积体看作均一化介质与实际情况有一定出入,另一方面,实际爆破荷载仅作用于炮孔附近,而本文将边坡爆破开挖看作平面应变问题。另外,值得说明的是,现场实测波形在50ms以后存在叠加现象,而数

**表 4 模型各区域物理力学参数统计表**

**Table.4 Statistical table of physical and mechanical parameters of each region of the model**

| 区域 | 密度(kg/m³) | 弹性模量E(MPa) | 泊松比 υ | 内摩擦角(°) | 粘聚力(KPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 浸润线以上基岩 | 2300 | 12100 | 0.30 | 36.5 | 176.0 |
| 浸润线以下基岩 | 2300 | 12100 | 0.30 | 36.5 | 175.0 |
| 断层带 | 1900 | 624 | 0.32 | 28.5 | 45.0 |
| 浸润线以上堆积体 | 2150 | 200 | 0.32 | 32.5 | 47.5 |
| 浸润线以下堆积体 | 2250 | 200 | 0.32 | 30.5 | 40.0 |

值模拟仅考虑了掏槽爆破,不存在波形叠加,故50ms后,现场实测波形与数模模拟中测点波形存在较大差异。

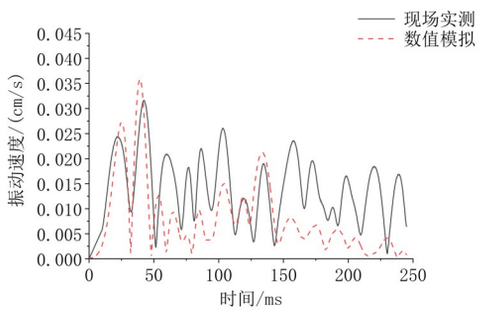


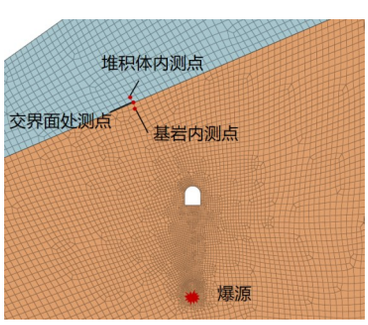

**图 8 P3测点合速度波形对比图**

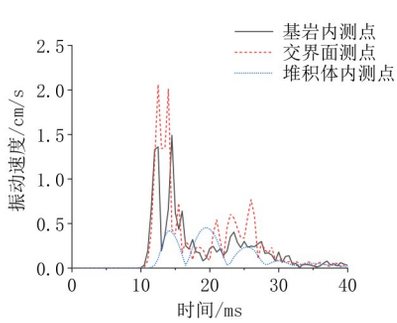
**Fig.8 Comparison of velocity waveform at P3 measuring point**

3.3.2 PPV分布规律

(1)堆积体与基岩分界面

爆破振动在松散结构中的传播衰减速度很快,在堆积体与基岩交界面附近的爆破振动强度比堆积体内部及堆积体表面大。取如图9所示测点,各测点相距0.8m,位于堆积体与基岩分界面上及分界面两侧,其振速时程曲线如图10、11所示。爆破应力波传播至堆积体与基岩分界面处时,隧洞模型振动合速度云图如图12所示。由数值计算结果可知,应力波在分界面处反射效应明显,分界面处振动响应较大;相比于基岩中,堆积体中振动速度显著衰减,主频显著降低。这主要是由于应力波从大波阻抗介质(基岩)垂直入射进入小波阻抗介质(堆积体)时,质点速度的透射系数将大于1[19],交界面处振动响应被放大,同时堆积体岩性相对基岩较差,对爆破振动能量吸收作用更强。



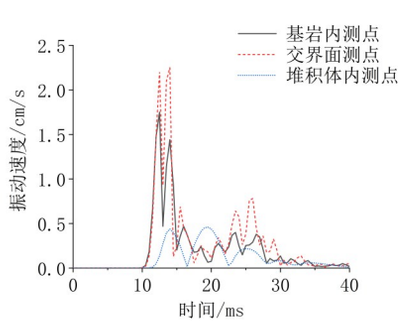




图 9测点布置图图 10测点振动时程曲线-隧洞模型图 11测点振动时程曲线-无隧洞模型

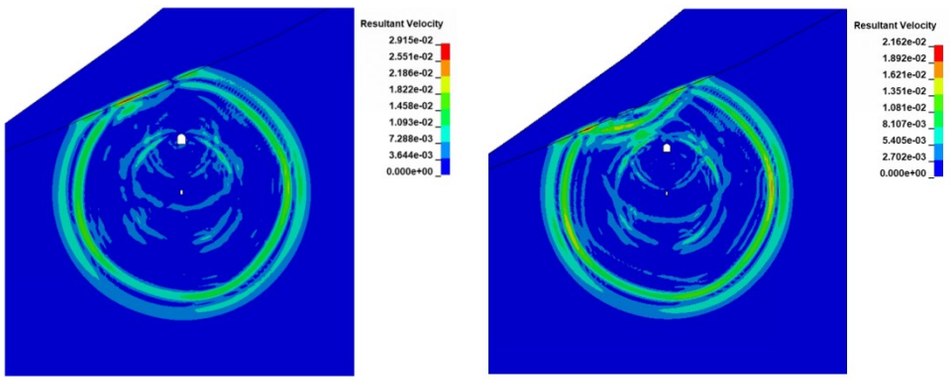
Fig.9Measuring point layoutFig.10Measuring point vibration time history curve - tunnel modelFig.11Measuring point vibration time history curve - no tunnel model

(2)自由界面

(3)隧洞空腔界面

图15显示了爆破振动速度在爆源上方隧洞附近的传播衰减云图。6ms时,爆破应力波传播至爆源上方隧洞处,可看出爆破应力波到达临近隧道围岩时,在隧洞围岩迎爆侧发生反射和绕射现象,且波在迎爆侧的反射现象较为明显。

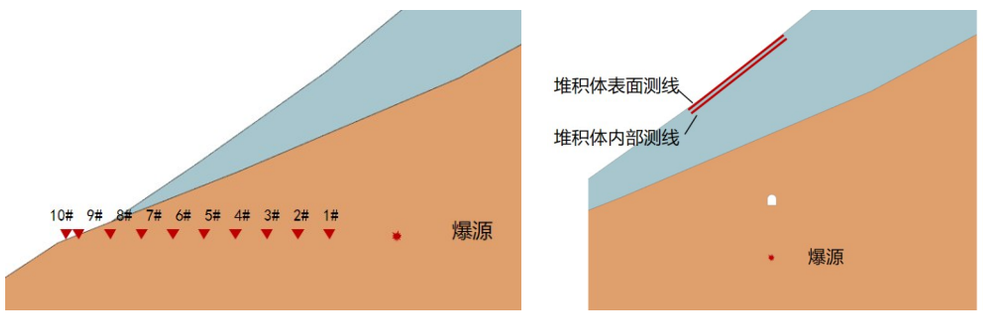
两模型分别取隧洞处测点,测点位置如图16所示,*PPV*结果如表5所示。由数值计算结果可知,隧洞结构存在时,底板测点与边墙测点*PPV*均大于无隧洞工况,顶拱测点*PPV*小于无隧洞工况。因隧洞底板与边墙处于迎爆侧,应力波在隧洞空腔界面发生发射,存在放大效应;而顶拱测点位于背爆侧,应力波绕射至顶拱测点,应力波强度减弱,振动强




(a)t=14.5ms (b)t=16.5ms

**图 12 隧洞模型爆破振动合速度传播云图**

**Fig.12 Cloud image of blasting vibration and velocity propagation of tunnel model**

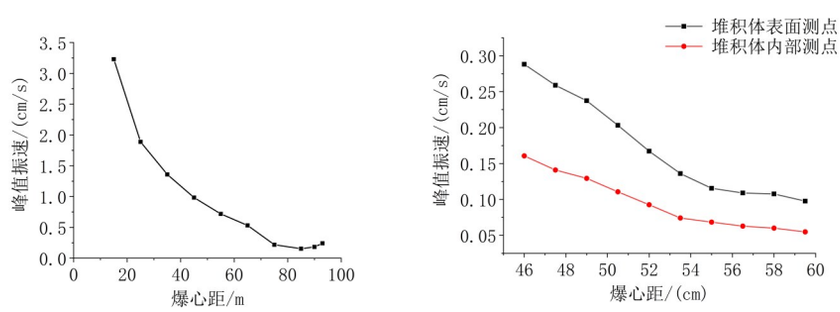



(a) (b)

**图 13 测点布置图**

**Fig.13 Measuring point layout**

隧洞模型中沿基岩至边坡自由表面取一条测线,如图 13(a)所示,共 10 个测点,各测点 PPV 与爆心距关系曲线如图 14(a)所示。由计算结果可知,爆破振动传播至边坡表面时,存在放大效应,应力波在边坡自由表面发生发射,反射应力波与入射应力波在岩体内相遇产生叠加,由应力波引起的质点峰值振速也产生叠加,故边坡表面 *PPV* 大于内部测点。在堆积体表面与内部取两条测线,如图 13(b)所示,各取 10 个测点,各测点 *PPV* 与爆心距关系曲线如图 14(b)所示。由计算结果可知,堆积体表面 *PPV* 大于内部测点,同样存在放大效应。




(a) (b)

**图 14 PPV 随爆心距变化的关系**

**Fig.14 The relationship between PPV and detonation distance**

度也相应减弱。当爆源上方存在隧洞结构时,爆破施工产生的爆破振动总体较小,即对隧洞的影响较小。

表 5 隧洞测点 *PPV* 统计表

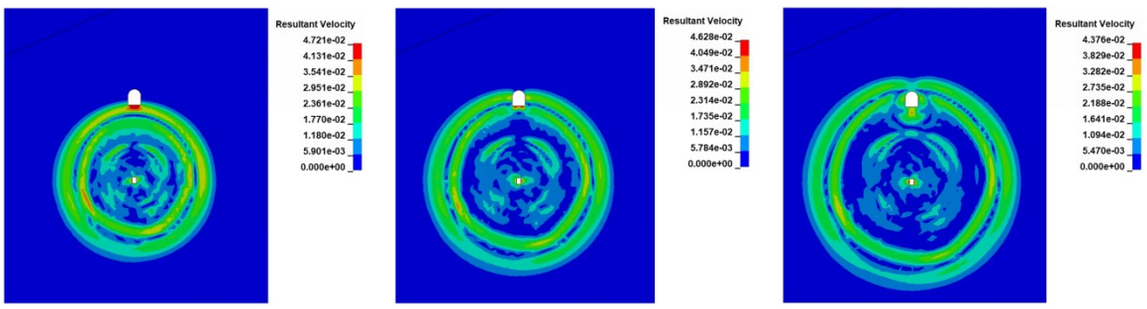
图 16 测点布置图 Table.5 *PPV* statistical table of tunnel measuring points

Fig.16 Measuring point layout

3.3.3 PPV 衰减规律

(1)节理发育基岩

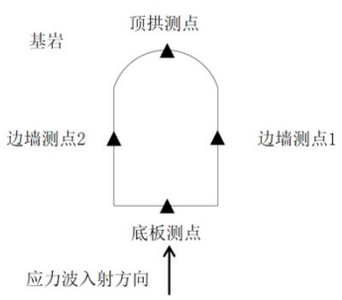
图 13(a)所取测点爆心距、峰值振速及主频如




(a)t=6ms (b)t=7ms (c)t=8ms

**图 15 爆破振动合速度传播云图**

**Fig.15 Cloud image of blasting vibration and velocity propagation**




| 测点 | *PPV*/(cm/s) | |
|---|---|---|
| | 有隧洞 | 无隧洞 |
| 底板测点 | 5.81 | 2.43 |
| 边墙测点1 | 2.86 | 2.59 |
| 边墙测点2 | 2.79 | 2.54 |
| 顶拱测点 | 1.45 | 2.77 |

表6所示。根据萨道夫斯基公式进行回归拟合,由拟合结果可知,节理发育岩体中爆破振动衰减快,当爆心距大于75m时,测点峰值振速已小于0.5cm/s,且测点振动主频随着爆心距增大而降低。与现场试验所得回归拟合公式相比,$K$、$\alpha$相对误差分别为24.1%、1.2%,表明数值模型拟合结果较好。

(2)堆积体内

隧洞存在时,堆积体内质点峰值振速均小于0.442cm/s,无隧洞存在时,堆积体内质点峰值振速均小于0.451cm/s。隧洞存在时,堆积体与基岩分界线处峰值振速为2.06cm/s;无隧洞存在时,堆积体与基岩分界线处峰值振速为2.25cm/s。*PPV*随爆心距增大逐渐衰减,且隧洞结构对*PPV*存在一定的削弱效应,可减弱堆边坡中的振动响应。

3.3.4 PPV与应力关系

堆积体与基岩交界面处的应力状态对边坡稳定影响重大,而工程实践中难以测得边坡内部测点的应力,故可通过数值模拟分析堆积体内部的应力状态。应力波在堆积体与基岩分界线上发生透反射,距离爆源最近处测点应力响应最为显著,分别在分界线两侧各取一个测点,如图9所示。其法向应力$\sigma_n$、最大剪切应力$\tau_{max}$及*PPV*如表7所示。由计算结果可知,隧洞存在时,堆积体内$\tau_{max}$小于无隧洞工况,即爆源上方的隧洞结构减弱了堆积体中的应力响应,与*PPV*峰值振速响应规律一致。

**表 6 测点峰值振速及主频统计表**

**Table.6 Measuring point peak vibration velocity and main frequency statistics table**

| 测点编号 | 爆心距/m | 峰值振速(cm/s) | 主频/Hz |
|---|---|---|---|
| 1 | 15 | 3.230 | 125.0 |
| 2 | 25 | 1.888 | 112.0 |
| 3 | 35 | 1.359 | 83.0 |
| 4 | 45 | 0.983 | 51.8 |
| 5 | 55 | 0.718 | 47.0 |
| 6 | 65 | 0.532 | 45.6 |
| 7 | 75 | 0.218 | 45.0 |
| 8 | 85 | 0.154 | 43.8 |
| 9 | 90 | 0.182 | 42.5 |
| 10 | 93 | 0.242 | 39.0 |

回归拟合公式:$PPV=128.8\left(\frac{Q^{1/3}}{R}\right)^{1.68}$,$R^2=0.92$

**表 7 测点 $\sigma_n$、$\tau_{max}$ 统计表**

**Table.7 Statistical table of measuring points $\sigma_n$、$\tau_{max}$**

| 测点 | 堆积体内测点 | | 基岩内测点 | |
|---|---|---|---|---|
| | 有隧洞 | 无隧洞 | 有隧洞 | 无隧洞 |
| $\sigma_n$/kPa | 541.40 | 541.93 | 607.92 | 622.36 |
| $\tau_{max}$/kPa | 99.66 | 101.17 | 109.34 | 114.18 |
| *PPV*/cm/s | 0.44 | 0.45 | 1.49 | 1.76 |

在爆破振动作用下,基岩与堆积体之间可能会在二者交界面附近出现剪切滑移破坏,但本工程堆积体厚度较大,都在10m以上,最大厚度高达90m,其主要破坏模式为剪切破坏,因此需要根据其抗剪

强度力学特性参数,确定爆破荷载作用下边坡上覆堆积体的爆破振动安全控制标准。

对于岩土体的抗剪强度参数的选取,采用摩尔库伦强度准则,通过岩土体的内摩擦系数$\varphi$以及自身粘聚力$c$可以确定其抗剪强度值,计算公式为:$\tau_f = c + \sigma_n tan\varphi$,对于浸润线以上堆积体,有隧洞模型与无隧洞模型,其抗剪强度分别为353.81kPa、354.11kPa。根据数值计算结果,隧洞模型与无隧洞模型堆积体内的最大剪应力分别为99.66kPa、101.17kPa,均小于堆积体对应的剪切强度,堆积体处于安全状态。

堆积体内平行于交界面处取一条测线,测线上取7个测点,堆积体中测点$PPV-\tau_{max}$关系曲线如图17所示。由图17可知,$PPV$与最大剪应力呈显著的正相关关系,基于堆积体抗剪强度的安全控制标准可以按公式(6)确定。

$$[V]=\frac{[\tau_{\max}]}{\tau_{\max}}PPV \tag{6}$$

式中,$[V]$为安全质点振动速度;$[\tau_{max}]$为容许最大剪应力,此处取无隧洞工况(振动响应更大)计算结果354.11kPa;$\tau_{max}$为最大剪应力,此处取101.17kPa;$PPV$为最大峰值振速,此处取分界面处峰值振速2.25cm/s。经计算,堆积体中安全质点振动速度为7.88cm/s。

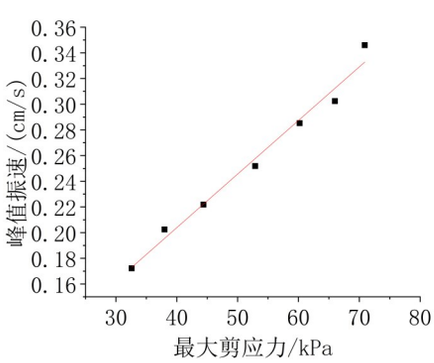



**图17 最大合速度与最大剪应力关系曲线**

**Fig.19 Curve of relation between maximum combined velocity and maximum shear stress**

## 4 结论

针对GS水电站边坡衰减规律,开展了现场爆破振动监测试验和数值模拟研究,分析了地下爆破开挖诱发振动在节理发育岩质边坡中的传播规律,得到如下主要结论。

(1)由$PPV$分布及衰减规律可知,$PPV$随应力波传播距离的增加而减小,由于岩体节理发育,振动衰减快;自由界面存在放大效应,堆积体与基岩分界面爆破振动较大。相较于无隧洞工况,隧洞迎爆侧测点$PPV$偏高,背爆侧$PPV$偏低,可为勘探洞内振动速度监测提供参考。且有无隧洞工况下,堆积体与基岩分界线处峰值振速分别为2.06cm/s、2.25cm/s,爆源上方的隧洞结构减弱了堆积体边坡内部的振动响应,有利于堆积体稳定。

(2)$PPV$与最大剪应力呈显著的正相关关系,隧洞模型与无隧洞模型堆积体内的最大剪应力分别为99.66kPa、101.17kPa,采用摩尔库伦强度准则时均处于安全状态,即掏槽爆破单响药量为8.4kg时,堆积体内应力响应符合安全控制标准,爆破参数设计合理。

(3)爆破振动对迎爆侧围岩影响更大,在工程实践中需要对此进行加固防护,保证隧洞施工与运行安全稳定。通过现场试验与两种工况下数值模型计算,加深了爆破振动在节理发育岩质边坡中传播规律的认识,可为爆破振动下边坡的稳定性评价和安全控制措施提供数据支撑与理论参考。