

梁庆国 李德武 著
朱 宇 谢飞鸿

临近隧道爆破施工 振动控制技术



科学出版社

临近隧道爆破施工振动控制技术

梁庆国 李德武 朱 宇 谢飞鸿 著

本书的出版得到以下项目资助：

国家自然科学基金(41262010)

甘肃省科技计划(1310RJZA041)

甘肃省基础研究创新群体(145RJIA332)

长江学者和创新团队发展计划(IRT1139)

科 学 出 版 社

北 京

内 容 简 介

本书结合南疆铁路增建二线新库鲁塔格隧道的工程实践,阐述临近铁路隧道爆破施工的相关技术问题,包括依托工程新库鲁塔格隧道工程地质条件与围岩分类、临近隧道爆破施工监控、临近隧道爆破动力有限元数值模拟、爆破振动控制措施等内容。

本书反映临近隧道爆破施工技术科学研究与工程应用方面的最新水平,适合于学习、研究和应用临近隧道爆破施工技术的科研人员,也可供隧道与地下工程、岩土工程、地质工程等专业的高年级本科生和研究生阅读参考。

图书在版编目(CIP)数据

临近隧道爆破施工振动控制技术/梁庆国等著. —北京:科学出版社, 2015. 5

ISBN 978-7-03-044299-4

I. ①临… II. ①梁… III. ①隧道施工-爆破施工-振动控制-研究
IV. ①U455.6

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2015)第 100654 号

责任编辑:张艳芬 / 责任校对:鲁 素
责任印制:张 倩 / 封面设计:陈 敬

科学出版社出版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码:100717

<http://www.sciencep.com>

三河市骏杰印刷有限公司印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2015 年 5 月第 一 版 开本:720×1000 1/16

2015 年 5 月第一次印刷 印张:15 1/4

字数:294 000

定价:88.00 元

(如有印装质量问题,我社负责调换)

前 言

近年来,我国交通工程建设蓬勃发展,在众多高速铁路、高速公路、既有铁路增减二线等重大基础设施建设过程中,隧道工程的长度、埋深、规模、断面大小、施工难度等方面都在不断地刷新纪录。为了提高功效、节约成本特别是土地资源,充分利用既有工程建设的地勘成果和施工经验,通常会出现临近隧道施工的情况。钻爆法是目前山岭岩石隧道中常用的施工方法,大量与临近隧道爆破施工振动控制有关的学术论文已发表。本书则是结合依托工程南疆铁路增减二线工程新库鲁塔格隧道的工程实践,运用多种试验、测试、数值模拟、理论分析等方法,克服在既有高密度列车运行条件下的种种困难,通过现场监测获取宝贵的爆破施工振动监测数据,解决在临近隧道爆破施工过程中采用全断面法进行爆破掘进的关键技术问题。希望本书的出版能给类似的科学研究和临近隧道爆破施工振动控制工程实践提供有益的参考。

本书从研究依托工程新库鲁塔格隧道的工程地质条件入手,集室内外试验研究、现场测试、数理统计和回归分析、数值模拟、工程应用与检验等多种手段为一体,以确定既有隧道爆破振动控制阈值和降低爆破振动的措施与技术参数为重点,综合研究临近铁路隧道全断面爆破施工的关键技术问题,成果应用效果良好。

本书的研究成果已经成功地应用于南疆铁路复线工程的建设,不仅确保了新库鲁塔格隧道既有隧道衬砌安全和新建隧道按时顺利的完工,而且填补了国内临近铁路隧道全断面爆破施工技术的空白,为在类似地质和工程条件下的铁路工程爆破施工积累了大量宝贵的数据和工程经验,有助于丰富隧道力学和工程的研究内容,提高我国隧道工程钻爆法控制爆破施工的技术水平,具有较为广阔的推广应用水平。其中的主要创新点如下:

(1) 基于对爆破速度和动应变实测数据的分析,根据分段起爆的炸药量和荷载作用的当量距离模拟分段三角形应力波组成的爆破振动荷载,将模拟的爆破振动荷载用于临近隧道爆破振动对既有隧道的动力响应数值模拟分析,得到新建隧道爆破振动引起的既有隧道衬砌速度时程曲线,与现场实测的速度时程曲线相比,无论从形状还是幅值方面都有较好的相似性,表明数值模拟的方法和结果是合理可行的。

(2) 将动应变测试应用于既有隧道衬砌表面动力响应的研究,结合爆破速度测试的成果和数值模拟的成果,掌握既有隧道爆破振动的特点和稳定状态。充分利用岩体动力学的研究成果,结合岩体和既有隧道混凝土的静力学试验以及爆破

振动的频谱特点,确定围岩和既有隧道衬砌的动力学计算力学参数,计算和实测结果较为一致,表明参数选取的合理性。现场实测和数值分析方面都得到较为一致的动应变与爆破速度的线性相关关系,提出了相应的阈值分级标准和对策建议。

(3) 根据隧道爆破测试资料的综合分析,对全断面爆破施工开挖引起的临近隧道振动特征进行综合研究,提出具有针对性的降低爆破振动效应的工程措施,即控制毫秒微差爆破的前三段药量及炮眼布置,通过调整炮眼布置形式、段装药量及掏槽形式等方法来减少最大段装药量和降低爆破的夹制作用,采用两部二级掏槽方式,加大拉槽长度,减少掏槽段的单段起爆药量,可以达到降低最大爆破振动速度的目的。

(4) 取消原设计中既有隧道的加固处理方案,利用理论研究的成果确定合理的爆破速度阈值和降低爆破振动的措施,为既有线路的正常运营节约较为可观的时间和经济成本;在既有隧道安然无恙的前提下,新建隧道提前 70 余天顺利完工,为后续工程的建设提供宝贵时间,取得较为显著的经济效益和社会效益。

本书的撰写分工如下:第 1 章~第 3 章由兰州交通大学梁庆国教授撰写;第 4 章、附录 A、附录 B 和附录 C 由兰州交通大学李德武教授和中铁二十一局朱宇高级工程师撰写;第 5 章由成都大学谢飞鸿教授撰写。

在本项研究的现场测试和室内外试验、数据处理与资料收集整理过程中,兰州交通大学的丁明波、李志安高级工程师、田世雄硕士、王众硕士、张铎硕士、张程红硕士、刘璐硕士、赵涛硕士、蒲建军硕士、张钦鹏硕士,中铁二十一局的唐述林教授级高级工程师、穆生武工程师、刘志龙工程师、石小清女士等提供了很多的帮助,中国水电顾问集团西北勘测设计研究院岩土试验研究中心协助完成围岩和混凝土试样的物理力学性质试验,在此表示衷心的感谢。

书中引用了部分国内外已有专著、文章、规范等的成果,在此向作者及相关人士表示感谢;特别感谢中铁二十一局集团有限公司科技处、第一工程公司等单位对本书内容所涉及研究项目的支持和协助。

限于作者水平,书中难免存在疏漏之处,敬请读者批评指正。

作 者

2015 年 1 月于兰州交通大学

目 录

前言

第 1 章 绪论	1
1.1 引言	1
1.2 国内外研究现状	2
1.2.1 岩体动力学特性	2
1.2.2 爆破作用分析和数值模拟	5
1.2.3 隧道爆破振动测试	18
1.2.4 隧道爆破开挖减震技术	22
1.3 本书的内容与技术路线	23
1.3.1 研究内容	23
1.3.2 技术路线	24
参考文献	24
第 2 章 工程概况	29
2.1 自然概况及工程简介	29
2.2 工程地质概要	37
2.2.1 工程地质特征	37
2.2.2 隧道围岩分布	40
2.3 围岩物理力学参数测定	43
2.3.1 围岩试样采集和现场调查	43
2.3.2 围岩物理力学参数	46
2.3.3 既有隧道衬砌表面回弹值和计算参数的确定	49
2.4 小结	51
参考文献	51
第 3 章 既有隧道爆破振动特性研究	52
3.1 既有隧道迎爆侧衬砌动应变测试	52
3.1.1 测试系统及断面布置	52
3.1.2 测试结果及分析	58
3.2 实测爆破速度分析	74
3.2.1 进口端实测数据分析	75
3.2.2 出口端实测数据分析	81

3.2.3	不同围岩级别的爆破速度统计规律	88
3.2.4	测试成果及分析	90
3.3	爆破振动速度预测方法研究	91
3.3.1	数据样本和计算方法	91
3.3.2	计算结果及分析	94
3.3.3	讨论	100
3.3.4	小结	101
	参考文献	102
第4章	爆破振动弹塑性动力有限元动力分析	105
4.1	分析理论和计算方法	105
4.2	二维有限元数值模拟	108
4.2.1	数值模型与计算参数	108
4.2.2	有限元体系的振型分析	110
4.2.3	新建隧道爆破振动荷载分析	111
4.2.4	计算结果及分析	115
4.3	Ⅲ级围岩爆破振动三维弹塑性有限元数值模拟分析	140
4.3.1	模型的建立	140
4.3.2	衬砌表面振动速度	141
4.3.3	衬砌振动位移	145
4.3.4	衬砌振动应力	146
4.3.5	衬砌振动速度阈值	149
4.4	小结	149
	参考文献	150
第5章	降低爆破振动的工程措施	151
5.1	爆破振动速度阈值研究	151
5.1.1	同类工程爆破振动速度阈值的确定	151
5.1.2	关于爆破振动阈值速度的不同判别标准	155
5.1.3	由爆破振动所产生的最大应力确定允许振动速度阈值	158
5.2	影响爆破振动速度的因素和控制方法	161
5.2.1	确定爆破振动速度的衰减方程	161
5.2.2	围岩级别对爆破振动速度的影响	162
5.2.3	既有隧道结构形式对爆破振动速度的影响	163
5.2.4	相邻两隧道间净距对爆破振动速度的影响	163
5.2.5	开挖爆破形式对爆破振动速度的影响	163
5.2.6	影响既有隧道振动速度的关键性因素分析和控制方法	166

5.3 降低爆破振动的工程措施	168
5.3.1 楔形掏槽级数的确定	169
5.3.2 掏槽孔布置	169
5.3.3 工法小结	172
参考文献	178
附录 A II级围岩爆破振动有限元数值模拟结果	180
附录 B III级围岩(有导洞)爆破振动有限元数值模拟结果	199
附录 C IV级围岩爆破振动有限元数值模拟结果	216

第 1 章 绪 论

1.1 引 言

随着我国国民经济的发展,越来越多的单线铁路增建为复线,由于受到地形地质条件、环境保护和节约土地等方面的制约或限制,往往不得不将新建隧道与既有隧道之间的距离设计得很小,因此,在新建隧道施工过程中,既有隧道结构时常遭到破坏,从而危及行车安全。对于我国大多数山岭隧道而言,钻爆法施工占有一定的比重。在新建隧道施工时,爆破施工对既有隧道结构安全的影响主要表现在两个方面,即爆破振动影响和开挖引起围岩应力重分布影响。而对于中硬岩以上围岩隧道,爆破振动影响较大,如日本的荻津公路隧道、磁浮试验线上初狩隧道以及意大利的 Locoo Colio 公路隧道;而国内的西康线响水沟隧道、湘黔铁路增建 II 线坪口隧道、流潭隧道等,也因隧道间距较小,出现过既有隧道衬砌开裂、剥落等危及行车安全等现象^[1]。因而,有关邻近隧道爆破施工或小间距爆破隧道施工对既有隧道安全性影响的研究,成为具有重要理论和现实意义的课题,近年来取得了较为丰硕的研究成果^[2~6]。

目前国内在临近公路隧道爆破施工方面的理论研究和工程实践较多,而铁路隧道方面则较少,从目前相关文献报道来看,仅有少数几例,如株六铁路复线关寨 1# 隧道、湘渝二线蛇皮沟隧道等,并且爆破施工多采用分部开挖法,以减小单段或总药量,从而达到降低爆破速度的目的^[7~11]。对临近隧道采用全断面爆破方法进行施工的尚不多见。众所周知,铁路隧道的稳定性、重要性和安全性等级,相比于公路隧道要高出很多,并且铁路隧道一般都是整条线路的控制性工程,基本没有可调节或备用的辅助方式,某个隧道因施工或其他因素导致的停运或中断,意味着整条线路的中断,与公路隧道相比所带来的经济损失和社会影响要大得多。特别是本项研究中的库鲁塔格隧道,是南疆铁路的控制性工程,因其特殊的地理位置和在南疆经济社会发展中的重要作用,而具有更为举足轻重的意义。

在建的新疆吐库铁路复线的控制性工程之一——新库鲁塔格隧道,与既有线路隧道平行设置,两隧道的中心距为 22m,两边墙直线距离为 15m。既有线路隧道修建于 20 世纪 70 年代末,施工技术和水平有限,加之经过近 30 多年的运营,新线隧道爆破施工对旧隧道的强度和整体稳定性的影响如何? 我国颁布的国家标

准《爆破安全规程》(GB 6722—2003)规定:“交通隧道安全振动速度控制标准为 $10\sim 20\text{cm/s}$ ”^[21],而业主和设计要求,既有隧道衬砌表面的爆破振动速度上限为 7cm/s ,受此要求的限制,施工进度较为缓慢。那么,此界限值可否超越?能超越至多大,或者说是否还有振动速度的安全富余?在保证既有隧道安全的前提下,应如何优化施工参数和工艺等来加快新建隧道的施工进度,提高施工质量与安全性?这些问题不仅具有重要的理论意义,而且具有显著的经济效益和社会效益。

1.2 国内外研究现状

新建隧道爆破开挖施工对既有隧道结构安全性的影响是涉及岩石动力学、爆炸力学、工程地质和隧道工程等方面的复杂课题,近年来进行了较多的研究。已有的研究成果可大致分为岩体动力学特性^[22~48]、爆破作用分析和数值模拟^[12,19,20,49~66]、隧道爆破振动测试^[13,14,59,67~85],以及隧道爆破开挖减震技术^[13,72,80,83,84,86,87]等方面,已获得了许多有价值的结论和经验方法。

1.2.1 岩体动力学特性

在爆炸或地震动力作用下,岩石的力学响应表现出比静力荷载作用时更为复杂的特性^[22]。国内外对岩石动力学特性的实验研究主要有两大类型:一种是以疲劳荷载为主,主要应用于地震荷载或机械疲劳振动,如席道瑛等对南京大理岩^[23]、葛修润院士等对砂岩等进行的循环荷载或疲劳荷载作用下的实验研究等^[24];另一种则是针对爆炸荷载或冲击型荷载的,如利用 Hopkinson 杆对岩石动力变形或强度特性的研究^[25~27]、对花岗岩^[28]、软岩^[29]、岩体节理^[30]动力学特性的研究等。在实验研究的基础上,杨仁华等^[31]、李夕兵等^[32]、杨春和^[33]、东兆星等^[34]、戚承志^[35]等从理论上探讨了动力荷载作用下岩石力学特性的应变率效应及其机理。总的来说,关于岩体动力学特性的研究主要集中在动荷载的应变率效应对变形特性和强度特性的影响方面,具体而言就是动弹性模量^[36~39]、动泊松比^[40]、动抗拉强度、抗压强度及动抗剪切强度^[28,41]。

耿乃光^[38]应用高频脉冲法测量了弹性波在岩石样品中的传播速度,从而得到了岩石的动态杨氏模量 E_d ,用单轴压缩试验测出的岩石应力应变曲线及切线法得到岩石静态杨氏模量 E_s ,10 种岩石样品测量得到的 E_d 变化范围为 $35.2\sim 127\text{GPa}$, E_s 的变化范围为 $27.1\sim 110\text{GPa}$ 。对比结果表明: E_d/E_s 的变化范围为 $1.15\sim 1.30$;对于辉长岩、辉绿岩和玄武岩等硬岩, E_d/E_s 的变化范围为 $1.15\sim 1.20$;对于片麻岩、砂岩等软岩, E_d/E_s 的变化范围为 $1.15\sim 1.30$;花岗岩的值介于硬岩和软岩之间,为 1.22 。就岩体的动弹性模量(E_d)和静弹性模量(E_s)之间的

关系,按文献[38]实测的数据计算,有如下关系式:

$$E_d = 0.5686E_s^{1.086}, \quad R^2 = 0.999 \quad (1.1)$$

式中, E_d 为岩石的动态杨氏模量, GPa; E_s 为岩石的静态杨氏模量, GPa; R 为相关系数。

王思敬等^[36]根据我国若干工程 20 多组试验结果(地震法测得动弹性模量、千斤顶法测得静弹性模量),拟合出如下动弹性模量(E_d)和静弹性模量(E_s)的经验关系:

$$E_d = 2.9048E_s^{0.7692} \quad (E_s = 0.25E_d^{1.3}) \quad (1.2)$$

$$E_d = 8.7577E_s^{0.5882} \quad (E_s = 0.025E_d^{1.7}) \quad (1.3)$$

$$E_d = 20E_s^{0.5} \quad (E_s = 0.0025E_d^{2.0}) \quad (1.4)$$

式中,括号内为原文公式,符号意义同上。其中,式(1.2)适合于岩石或完整岩体;式(1.3)适合于大部分岩体和破碎岩体;而对松散、破碎而有充水的岩体,式(1.4)也适用。这要根据现场的具体情况而使用。

沈明荣^[39]等认为,岩体动弹性模量比静弹性模量高百分之几甚至 10 倍,一般岩体越完整,两者的差值越小,否则,两者的差值就越大。绝大多数(95%以上)岩体的动弹性模量 E_d 与静弹性模量 E_s 的比值在 1~20 倍,而 85%以上在 1~10 倍。从动弹性模量的数值来看,大多集中在 15~50GPa。动弹性模量 E_d 与静弹性模量 E_s 之间具有如下关系:

$$E_s = jE_d \quad (1.5)$$

或

$$E_d = \frac{E_s}{j} \quad (1.6)$$

式中, j 为折减系数,可按表 1-1 选取。

表 1-1 折减系数 j 与岩体完整性指数 K_v 的关系

岩体完整性指数 K_v	1.0~0.9	0.9~0.8	0.8~0.7	0.7~0.65	<0.65
折减系数 j	1.0~0.75	0.75~0.45	0.45~25	0.25~0.20	0.20~0.10

注: $K_v = \frac{V_{pm}^3}{V_{pr}^3}$, 其中, V_{pm} 为岩体纵波速度, m/s; V_{pr} 为完整岩块的纵波波速, m/s。

对于岩体在动力荷载作用下的泊松比,文献[39]认为“动泊松比与静泊松比很接近,故在一般计算中可直接取静泊松比代替动泊松比”。杨桂桐^[40]给出了表 1-2 所示的常见岩石的建议参数,其中的动态泊松比则比静态泊松比小。

表 1-2 部分岩石力学性质指标

岩石种类	E/($\times 10^4$ MPa)		G/($\times 10^4$ MPa)		μ	
	动态	静态	动态	静态	动态	静态
石英岩	8.75	6.62	4.04	2.89	0.083	0.17
砾岩	7.80	7.10	3.81	3.10	0.024	0.13
页岩	8.72	6.75	3.70	2.69	0.180	0.27
砂岩	2.62	2.55	1.16	0.96	0.133	0.28
砾岩	8.60	7.45	3.71	3.17	0.156	0.19

戴俊^[22]引述已有文献资料认为,在工程爆破的加载频率范围内可取

$$\mu_d = 0.8\mu_s \quad (1.7)$$

式中, μ_d 和 μ_s 分别为岩体的动泊松比和静泊松比。

就岩石动强度,一般认为,岩石的抗动荷载强度比抗静荷载强度高,一般高出 5~10 倍,其中坚硬岩石抗动荷载强度比抗静荷载强度高 5 倍以上,软岩可高出 10 倍^[40]。文献[42]也认为,在冲击荷载作用下,岩石的强度也将提高 5~10 倍。动强度大于静强度的结论主要是在单轴压缩或拉伸试验资料的基础上得出的^[43],而在有围压条件下强度的变化情况,限于试验条件的限制,成果较少。李海波等^[28]采用岩石高压动三轴实验系统,对花岗岩在围压 0~170MPa 范围内进行试验,应变速率为 $10^{-4} \sim 10^0 \text{ s}^{-1}$ 范围内的试验研究表明:花岗岩在动态压缩下的破坏模式与静态压缩下基本相同,而强度的增量约为 15%,但是弹性模量和泊松比随应变速率增加没有明显的变化,且结果比较发散。

由于实际中岩石性质具有典型的非均匀性和各向异性,岩体又是被各种结构面所切割,因此岩体中的各种节理和裂隙的产状、长度和充填特征等对爆炸应力波的传播具有重要影响,是影响爆破效果和爆炸地震波传播的重要因素。朱瑞庚^[41]等综合各种岩石的动强度试验资料,按如下方法给出了岩体的动强度与静强度的关系。

岩石的动强度计算公式为

$$\sigma_p = \sigma_{p0} [1 + 0.12 \lg V_H] = \overline{K_D} \sigma_{p0} \quad (1.8)$$

$$\sigma_c = \sigma_{c0} [1 + 0.06 \lg V_H + 0.04 \lg (V_H)^2 + 0.002 \lg (V_H)^3] = \overline{K_D} \sigma_{c0} \quad (1.9)$$

式中, σ_p 和 σ_c 分别为岩石的动抗拉强度与抗压强度,0.1MPa; σ_{p0} 和 σ_{c0} 分别为岩石的静抗拉强度与抗压强度,0.1MPa; $V_H = \frac{\sigma_H}{\sigma_1}$,为加荷速率; σ_H 为任意加荷速度 ($\sigma_H \geq 1$),0.1MPa/s; σ_1 为加荷速度,取 $\sigma_1 = 0.1 \text{ MPa/s}$; $\overline{K_D}$ 为岩石动强度提高系数。

考虑到爆炸地震波作用下岩石的加荷速度可达 10^6 MPa/s,一般情况下岩石隧道的加荷速度在 $10^1 \sim 10^3$ MPa/s,按上述公式计算,岩石的动抗拉强度提高系数为 $1.24 \sim 1.48$;同时,考虑到地质构造上存在的裂隙、节理等不利因素,使岩体的动强度低于岩石的动强度,所以取岩石的强度降低系数为 $0.80 \sim 0.90$,因此,岩体的动强度提高系数为

$$K_D = (0.80 \sim 0.90) \overline{K_D} = 0.992 \sim 1.332 \quad (1.10)$$

式中, K_D 为岩体的动强度提高系数。

上述研究结果表明:岩石的加载频率效应对其动力变形特性和强度特性有重要影响,其表现就是在较高的加载频率下,其弹性模量和强度都有不同程度的提高;但是提高程度如何,是否应该考虑岩体动荷载作用时的应变率效应,现有的大多数计算分析中对参数的选取,并未给出详细说明,或者直接取静态参数进行计算。表1-3是国内部分文献对岩体计算参数的选取情况。

1.2.2 爆破作用分析和数值模拟

1. 爆破作用分析

炸药的爆炸反应是一个高温、高压和高速的过程,能量的转化、释放、传递和做功过程也极为短促,只有几十微秒(μ s)到几十毫秒(ms)就完成了,岩石本身又具有各向异性和非均质性,装药爆炸后产生的高温、高压的爆生气体和强大的冲击波,是岩石在爆破过程中遭受破坏的外力根源。炸药爆炸的瞬间,在一个极短的时间内,炸药的能力以高温(3000°C)和高压($10 \sim 100$ GPa)的冲击波和气体形式释放出来。当爆轰波阵面到达炸药和岩石的分界面时,高强度的爆轰波就传播进入了岩石,传输给岩石的能量取决于炸药和岩石特性,岩石中波的传播类型是球面波还是柱面波则取决于炸药的形状和药卷的起爆方式。在传播过程中,岩体中的冲击波能量将随远离爆源而衰减,波形也将相应地发生变化,大体可分为如下三个作用区^[49,50]:

(1) 冲击波作用区。以径向和切向应力形式的冲击波传播进入岩石后,在炮孔孔壁近区,只要冲击波强度超过岩石的动力压缩强度,大部分能量就消耗于粉碎岩石。在距离爆源很小范围内,大致为 $3 \sim 7$ 倍的药包半径(集中装药),或可能达到 $2 \sim 4$ 倍的炮孔半径范围(柱状装药)。该区域的冲击波强度很大,波峰压力大大超过岩石的抗压强度,使岩石产生熔化流动、塑性变形或粉碎,因而也称为粉碎区。

(2) 应力波作用区。由于冲击波随距离增加而很快地衰减,因此其衰减速率取决于离开炮孔的距离和岩石种类。该区域内冲击波衰减为不具有陡峭波峰的压缩应力波后,波阵面上的物质参数变得平缓,波速等于介质的声速。当压缩应力

表 1-3 国内部分文献中岩体物理力学计算参数取值

序号	密度/ (kg/m^3)	弹性 模量/ GPa	泊松 比	抗剪强度		抗拉 强度/ MPa	抗压 强度/ MPa	纵波 速度/ (m/s)	波阻抗/ $[(\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{m}/\text{s}) \times 10^6]$	体积压 缩量/ GPa	计算软件	文献
				黏聚力/ MPa	内摩擦 角/(°)							
1	2704	25	0.25	—	—	—	—	5200	14.2*	16.67*	ADINA	[4]
2	2850	740	0.26	40	—	25	—	5400	15.4	55.80	DYNA-2D	[8]
3	2850	74	0.26	40	—	25	—	—	—	55.80	DYNA-2D	[6]
4	2626*	4650	0.225	15.71	55.62	6.43	129.3	4500	118.2*	2818.18*	—	[44] ^①
5	2850	0.074	0.26	0.4	—	0.25	—	—	—	0.0558	DYNA-2D	[9]
6	2400	40	0.29	—	—	13	130	4000	100	31.75*	DYNA-2D	[10]
7	2890	93.49	0.283	33.17	43	228.15	9.8	6520.9	—	71.80*	DYNA-2D	[45]
8	2446*	20	0.25	1.0	50	0.6	9	—	—	13.33*	—	[12]
9	2345*	10	0.34	0.2	30	—	—	—	—	10.42*	—	[1]
10	2345*	10*	0.34	0.2	30	—	—	—	—	10.42*	ANSYS	[2]
	2548*	35*	0.25	1.3	38	—	—	—	—	23.3*		
11	2446*	14.8	0.2	0.25	36.5	1.03	13.5	—	—	24.67*	ANSYS	[46]
12	2243*	6.8	0.16	3.25	36.5	0.8	10.1	—	—	3.33*	ANSYS	[47]
	2712*	10.8	0.2	8.49	54.767	5.17	56.8	—	—	6*		
13	2650	39	0.25	—	—	—	—	4200	—	—	UDEC	[48]
14	2300	6	0.25	1.5	42.5	—	—	—	—	4*	FLAC ^{3D}	[15]
15	2650*	5.2	0.30	0.6	39	—	—	—	—	4.33*	—	[16]

续表

序号	密度/ (kg/m ³)	弹性 模量/ GPa	泊松 比	抗剪强度		抗拉 强度/ MPa	抗压 强度/ MPa	纵波 速度/ (m/s)	波阻抗/ [(kg/m ³ · m/s)×10 ⁶]	体积压 缩量/ GPa	计算软件	文 献
				黏聚力/ MPa	内摩擦 角/(°)							
16	2548	7	0.25	1.3	38	—	—	—	—	4.67*	ANSYS	Ⅲ类围岩
	2345	2	0.34	0.20	30	—	—	—	—	2.08*		Ⅳ类围岩
	1937	—	0.38	0.08	27	—	—	—	—	—		Ⅴ类围岩
17	2300	5*	0.3*	27	0.3	—	—	—	—	4.17	FLAC ^{3D}	[18]

* 为根据原文数据计算而得,其余为原文数据。①为深孔爆破的计算参数。体积压缩模量 $K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$, 剪切模量 $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$, E 为弹性模量, μ 为泊松比。

波到达自由面或不连续面时,部分能量就反射回介质内,而部分则穿过不连续面而继续传播,这取决于两种介质的相对阻抗。如果其阻抗相同,那么波的传播会越过边界而不会反射。如果是自由面(如空气作为其中某一介质),那么大多数压缩应力将以拉伸应力被反射回来。这种拉伸波增强了自由面的剥落,只要其应力幅值大于岩石的动态拉伸强度,反射波就有可能延伸既有裂缝或产生新的裂缝。对大多数炸药,离开炮孔附近范围的径向冲击波能量只有炸药总能量的 5%~15%^[51]。该范围的岩石在应力波作用下产生应力和应变,可导致岩石破坏或残余变形,形成不同方向的节理裂隙,因而也称为裂隙区,其范围一般为 120~150 倍的药包半径。

(3) 弹性区。在药包半径 150 倍范围之外,应力波传播到该范围时已衰减为地震波,只能引起质点的弹性振动,而不能使岩石破坏。

尽管有各种各样的理论,但是岩石破碎的动态过程目前还不能精确描述。诸如应力波或气体压力确切作用、不连续岩体中炸药能量的分配、岩石的动力性质及其对吸收炸药能量的影响之类的不确定性,使得人们难以对破碎过程进行完整的数学或数值描述。根据现有的关于岩石破坏过程的知识 and 经验,对岩石爆破破碎的过程可推测出如下连贯的几个阶段^[52]:

阶段 a: 冲击波剧烈作用在爆孔壁上时,爆孔周边一个薄环内的岩石完全屈服了。这个屈服或粉碎区的大小取决于压力的加载率(升压时间)。升压时间受炸药类型和爆孔周围材料性质的影响。

阶段 b: 从粉碎区产生的塑性和弹性波导致严重的破裂,并形成了一个环绕粉碎区的非线性区域。该区域的大小决定了后续气体对爆孔加压的有效半径。

阶段 c: 在非线性区域内,塑性波几乎完全衰减。弹性波则继续向岩石外面传播并由于衰减而引起能量损失。当到达自由面时,弹性波以拉伸脉冲的形式被反射,由此造成了自由面的张裂缝和层裂破坏。此外,爆孔周围还由于波的作用而产生几个主要的裂缝。

阶段 d: 高压爆轰产物膨胀,并向外推动已经变形(轻微膨胀)的爆室。在这个阶段,气体膨胀和向裂缝中的穿透促进了进一步的破碎,荷载开始卸除。粉碎区材料有可能渗透进新生裂缝里并封堵气体穿透路径。

阶段 e: 气体全部进入岩体并形成了通向空气的路径。在该阶段,破碎几乎已经完成,荷载完全卸除,碎块开始飞溅。由于碎块中储存的应变能释放、碎块之间的撞击和相互作用、碎块内聚力对高压气体产生的加速力的抗力等,还有可能导致碎块的附加破坏。

表 1-4 给出了岩体中炸药能量用于岩石破碎的能量分配^[51]。

表 1-4 岩体中炸药爆炸能量的分配

冲击波能量			爆生气体能量
径向	切向	环向	裂缝张开
炮孔粉碎、裂缝张开或延伸			裂缝生长或破碎
剥落能量和运动能量			块体位移
地震能量			运动能量
声波能量			碰撞或撞击

文献[53]认为炮孔柱状装药在岩石中爆破时,岩石的破裂、破碎及抛掷是爆炸应力波和爆生气体共同作用的结果。岩石中装药爆炸后产生的总爆破能量可分为爆炸冲击波能量和爆生气体膨胀能量两部分。前者主要消耗在岩石变形、开裂和形成粉碎区,后者则主要用于扩大爆腔、延伸裂隙和抛掷岩石。爆炸冲击波能量主要消耗在扩张爆腔(E_1)、产生裂隙(E_2)和引起岩石弹性变形(E_3)上,这三部分能量占爆炸总能量的百分比分别用 η_1 、 η_2 和 η_3 表示,表 1-5 给出了几种岩石的爆破能量消耗率。

表 1-5 几种常见岩石的参数与爆破冲击波能量分配^[53]

岩石 类型	$\rho_m /$ (kg/m ³)	$E_m /$ GPa	μ	$c_p /$ (m/s)	σ_c	σ_t	常数		能量消耗率/%			
					MPa		a	b	η_1	η_2	η_3	$\eta_1 + \eta_2 + \eta_3$
花岗岩	2670	70	0.24	5500	180	15	3600	1.0	20.5	6.2	16.5	43.2
玄武岩	2670	100	0.25	6200	250	18	2600	1.6	25.5	4.6	13.6	43.8
大理岩	2700	80	0.26	5000	160	12	4000	1.32	15.4	5.7	18.1	39.2
辉长岩	2980	80	0.25	6000	240	18	3500	1.32	14.6	6.0	17.9	38.5

注:① 计算采用 2# 岩石铵梯炸药, $\rho_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$, $D = 3600 \text{ m/s}$; ② 以单位装药长度计,在炮孔不耦合装药爆炸条件下。其余参数说明如下: ρ_m 为岩石密度; c_p 为岩石纵波波速; ρ_0 为炸药密度; D 为炸药爆破速度; σ_c 为岩石静单轴抗压强度; σ_t 为岩石抗拉强度; E_m 为岩石弹性模量。

2. 数值模拟

关于爆生气体和冲击波的破坏作用哪个为主,其主要破坏机理是什么等问题,向来争论不止^[49~52]。文献[52]认为两种作用形式对爆破的不同阶段和不同的岩石起着不同的作用。爆炸冲击波及其衰减的应力波在于使岩石中产生新的裂纹并将原始的裂纹进一步扩展,爆生气体的作用是楔入这些裂纹使其贯穿形成块度并将其抛掷出去。基于此,爆破过程的数值模拟一般可分为两部分:前期应力波的动力作用和后期准静态压力作用下的岩石块体运动^[53]。基于均匀连续介质的假设,对爆破应力波作用的动力有限元数值分析和波动分析是较为常用的方