

爆破荷载对隧洞围岩稳定的影响研究

卢珊珊¹, 崔 激²

(1. 广州市水务规划勘测设计研究院, 广东 广州 510640;

2. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘 要: 该文以数值模拟为主要手段, 研究隧洞爆破开挖施工引起的围岩动力响应及其对围岩稳定性的影响。研究表明, 隧洞爆破开挖施工时, 爆炸冲击荷载会在短时间内造成围岩的破坏, 随后主要以爆破振动的形式作用于近区围岩。

关键词: 隧洞; 爆破开挖; 围岩稳定

中图分类号: TV542; U451+.2 **文献标志码:** B **文章编号:** 1008-0112(2014)010-0046-07

爆破是目前水利工程中不可或缺的典型施工手段, 广泛应用于工程岩体开挖中。工程上通常是按照开挖要求在岩体上均匀的布置爆破孔, 在根据依照相关规范计算的药量装药后, 通过各爆孔依次爆破达到破岩的目的。爆破荷载主要来源于装药孔中炸药爆炸释放的能量, 短期内的瞬时荷载极大, 能够轻易地造成爆孔周边围岩的破碎, 实现岩体开挖; 然而, 由爆炸荷载造成的振动在岩体中传播, 不可避免地会对围岩产生不利影响、引起岩石力学性质的劣化。为了控制岩体在爆破荷载作用下的潜在损伤, 对爆破振动的限制是十分严格的^[1]。

受到岩体物理力学性质、地形地质变化等因素的影响, 爆破振动在岩体中的传播特性及其衰减规律极为复杂, 同时岩体在爆破振动下的动力响应也难以预测。国内外学者使用了多种方法对该问题进行了大量的研究工作。

蔡德所、张继春^[2]等通过分析三峡工程中爆破现场的试验监测数据, 得出了岩体质点振动速度的变化规律; Chen G.^[3]等和 Ali^[4]以国外不同矿场爆破实验为基础分析了岩体爆破地震波衰减规律; Wu^[5-6]等采用数值模拟的方法研究了爆炸对岩体的影响, 得到了岩体质点振速、加速度在不同装药量、爆心距下的变化趋势, 并将之与现场实测结果进行对比; 黄照平、宋一乐^[7]通过分析来源于白水峪水电站岩石爆破试验的相关数据, 总结归纳出了岩体爆破振动的衰减规律, 得到了现场残留岩体保持稳定状态的临界质点振动速度, 并在此基础上估算出最大装药量; Javier Torano^[8]

从岩石材料、装药量、炸药起爆顺序等方面入手, 建立了不同的有限元模型, 进行了多因素影响下爆破振动的预测研究; R. Nateghi^[9]在爆破振动对地下结构影响研究的基础上, 提出了通过控制振动峰值速度控制爆破应力波的方法; 申玉生、高波^[10]通过对新刘家沟隧道爆破振动测试数据进行统计分析, 得出爆破荷载作用下质点振动的规律。

本文主要是借助于在爆孔孔壁上加载爆破压力时程曲线, 对地下隧洞爆破施工过程进行三维有限元分析, 研究隧洞围岩在爆破振动荷载下的动力响应, 分析其对围岩稳定的影响; 由于爆破施工中掏槽孔及崩落孔距围岩距离相对较远, 其爆破最围岩破坏的影响相对较小, 本章主要研究掏槽孔等爆破施工结束后的周边孔爆破对隧洞围岩的影响。

1 基本理论

1.1 岩石力学模型

本文弹塑性分析采用岩石力学中常用的 Mohr - Coulomb 模型, 它通常用于描述土体和岩石的剪切破坏, 考虑了岩体的弹塑性及结构面的非线性。模型的破坏包络线和 Mohr - Coulomb 强度准则(切屈服函数)以及拉破坏准则(拉屈服函数)相对应。

1) 增量弹性法则

在程序运行 Mohr - Coulomb 模型的过程中, 用到了主应力 σ_1 、 σ_2 和 σ_3 , 以及平面外应力 σ_z 。主应力和主应力的方向可以通过应力张量分量得出, 且排序如下(压应力为负):

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (1)$$

收稿日期: 2014-07-29; 修回日期: 2014-09-16

作者简介: 卢珊珊(1988), 女, 硕士, 助理工程师, 从事水工设计工作。

对应的主应变增量 Δe_1 、 Δe_2 和 Δe_3 分解如下:

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p \quad i = 1, 3 \quad (2)$$

公式中的上标 e 和 p 分别指代主应变增量的弹性部分和塑性部分, 且在材料的弹性变形阶段, 塑性应变不为零。根据主应力和主应变, 胡克定律的增量表达式如下:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta e_1^e + \alpha_2 (\Delta e_2^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta e_2^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta e_3^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_2^e) \end{aligned} \quad (3)$$

式中 $\alpha_1 = K + 4G/3$; $\alpha_2 = K - 2G/3$; K 为岩体体积模量; G 为岩体剪切模量。

2) Mohr - Coulomb 屈服函数

破坏准则在平面 (σ_1, σ_3) 中的描述如图 1 所示。

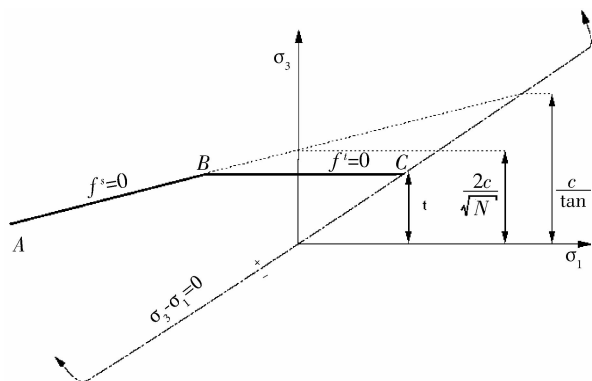


图 1 Mohr - Coulomb 强度准则

由 Mohr - Coulomb 屈服函数可以看出材料由图中的点 A 到点 B 的破坏包络线可定义为:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (4)$$

图中 B 点到 C 点的材料拉破坏函数可定义为:

$$f' = \sigma^t - \sigma_3 \quad (5)$$

式中 φ 为内摩擦角; c 为粘聚力; σ^t 为抗拉强度。

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (6)$$

在剪切屈服函数中认为只有最大主应力和最小主应力起作用, 而中间主应力不起作用。对于内摩擦角 $\varphi \neq 0$ 的材料, 它的抗拉强度不能超过 σ_{\max}^t , 公式如下:

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (7)$$

1.2 动力边界条件

岩土工程中所涉及的大多是无限介质问题, 然而数值模型却是有限的。对于有限模型的截断地基而言, 当动力作用以应力波的形式在模型中传播遇到截断边界时, 波动便会被反射回模型的内部。而在实际情况

的无限介质中, 振动波在介质中传播不会遇到截断地基边界, 也就不会反射回模型内部, 这样就导致了模拟结果与实际情况之间的差距, 其准确性也无从谈起。因此, 在建立数值模型用以分析岩土工程中结构的动力特性时, 必须考虑无限地基介质的辐射阻尼等作用。

为了尽可能地消除数值模型中截断地基边界对动力分析结果的影响, 有 2 种方法可供选择: 一种是扩展截断边界的方法, 即选取足够大的模型尺寸, 使地基边界延伸至经边界反射回来的反射波在动力分析的持续时间内无法及时返回到主要计算区域的范围, 但是这样巨大的模型尺寸会造成巨大的计算负担, 耗费的计算机时长, 导致实际的计算不能人为控制。因此这种方法较少出现于实际应用中。目前较为常用且认可度较高的是另外一种方法, 即在模型边界施加人工边界的方法。对于有限体积的数值计算模型的动力分析, 必须在截断边界上设置人工边界条件用以考虑地基无限介质对地震波动的影响作用。

粘弹性局部人工边界能够有效地模拟地基无限域的辐射阻尼作用, 因其明确的物理意义和计算的稳定性得以广泛应用。在程序中, 为减少模型边界上波的反射, 提供了静止(粘性)边界和自由场边界两种人工边界。

1) 静态边界

程序中允许采用静态边界(或称之为粘性边界、吸收边界)条件来吸收模型边界上的入射波。该静态边界是由 Lysmer 和 Kuhlemeyer 共同提出的, 具体做法是在模型的法向和切向分别设置自由的阻尼器从而实现吸收入射波的目的, 阻尼器提供的法向和切向粘性力可由下式计算得出:

$$\begin{aligned} t_n &= -\rho C_p v_n \\ t_s &= -\rho C_s v_s \end{aligned} \quad (8)$$

其中 v_n 、 v_s 分别为模型边界上法向和切向的速度分量; ρ 为介质的密度; C_p 、 C_s 则分别为 p 波和 s 波的波速。

上述定义的静态边界对于入射角大于 30° 的入射波基本能够完全吸收, 对于入射角较小的波, 例如面波, 静态边界虽然仍有一定的吸收能力, 但无法完全吸收。静态边界可以施加在整体坐标系上, 也可以加载在倾斜边界的法向和切向上。

2) 自由场边界

对诸如大坝之类的地面结构进行动力响应分析时, 在模型各侧面的边界条件需考虑为没有地面结构的自

由场运动。通过在模型四周生成二维和一维网格的方法来实现自由场边界的设置,主体网格的侧边界通过阻尼器与自由场网格进行耦合,自由场网格的不平衡力施加到主体网格的边界上。对于自由场边界提供了与无限场地相同的效果,因此向上的面波在边界上不会发生扭曲。

自由场边界模型包括四个平面网格和四个柱体网格,平面网格在模型边界上与主体网格是一一对应的,柱体网格相当于平面自由场网格的自由场边界。其中,平面自由场网格是二维计算,假设在面的法向上无限延伸;柱体自由场网格是一维计算,假设在柱体两端无限延伸。

2 地下隧洞爆破施工模型

图2为隧洞爆破施工的三维有限元模型。隧洞断面为圆形,开挖断面直径为3.5 m,隧洞围岩岩性以花岗岩为主,岩石的基本力学特性参数:弹性模量为50.0 GPa、泊松比为0.16、重度为2 630 kN/m³、粘聚力为2.5 MPa、内摩擦角为60°。对于模型尺寸,依据相关研究经验,为避免模型边界对动力分析的影响,模型在隧洞径向上向外延伸的距离在3倍洞径以上,沿轴向取约8倍洞径的长度。

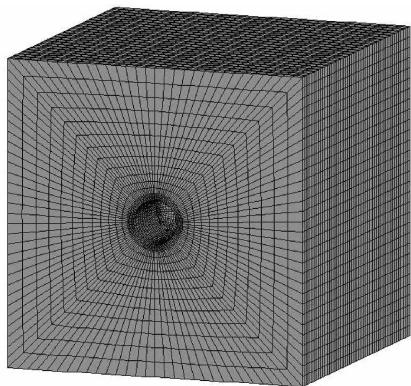


图2 隧洞三维有限元模型

图3为隧洞内部开挖岩体及其周边孔布置示意图。爆孔直径 $d=76.0$ mm,属于中孔径^[11]的爆孔(50 mm $<d<110$ mm);对于炮孔间距,一般应为炮孔直径的10~20倍,对于节理裂隙发育的岩体取小值,对于岩性较好的完整岩体取大值,模型中的炮孔间距为1.0 m。爆破荷载以加载在炮孔的孔壁内部,爆破荷载压力时程曲线与图4所示数值模拟结果一致。对于掏槽孔等爆破形成的临空面范围,依据工程经验取为洞径的0.9倍,即掏槽孔等爆破完成约0.9倍洞径范围内岩体的开挖。

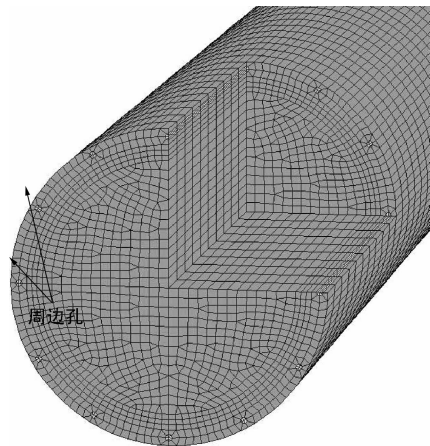


图3 开挖体及周边孔三维模型

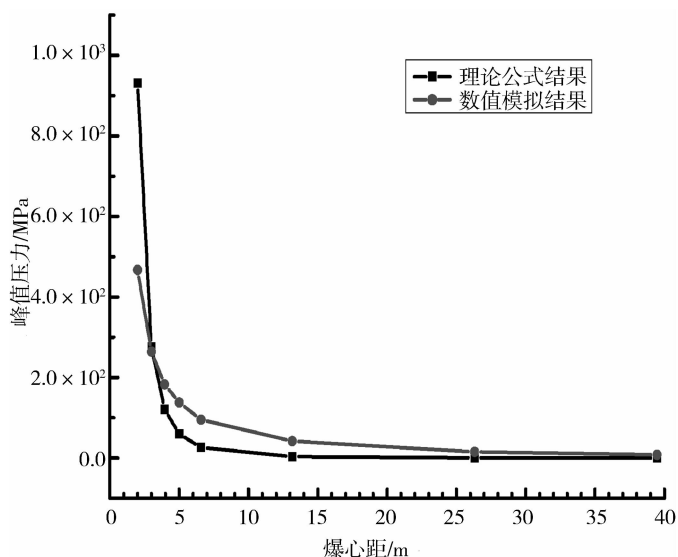


图4 岩体爆破峰值压力衰减曲线

为尽量避免振动波从截断边界处反射回模型内部,在模型底部和顶部施加静态边界(即粘性边界),在模型四周施加自由场边界,使用人工边界在模型截断边界周边形成无限场地效果,用于模拟实际中岩体介质的无限性。

3 爆破施工下的隧洞围岩动力响应

随着爆破振动荷载在围岩中逐渐向中远区传播,爆破荷载的压力峰值和振速峰值也随之衰减,因此,距爆源不同距离处的岩体在爆破振动作用下的动力响应情况不同。对于洞径较小且其围岩质量较好隧洞,一般沿隧洞轮廓线布置的一系列爆孔同时爆破,能够使隧洞快速成型,但炸药爆炸产生的振动荷载对爆孔周边岩体的影响需特别注意。为了解爆破荷载下掌子面周边岩体的动力响应,在圆形掌子面顶部围岩处沿径向在爆孔周边岩体内布置了一系列监测点。

3.1 围岩主应力动力响应

图5为掌子面处围岩在爆破荷载作用下的第一主应力时程曲线,图6为掌子面处围岩在爆破荷载作用下的第三主应力时程曲线。图中应力以拉为正、以压为负,应力单位:Pa,时间单位:s。

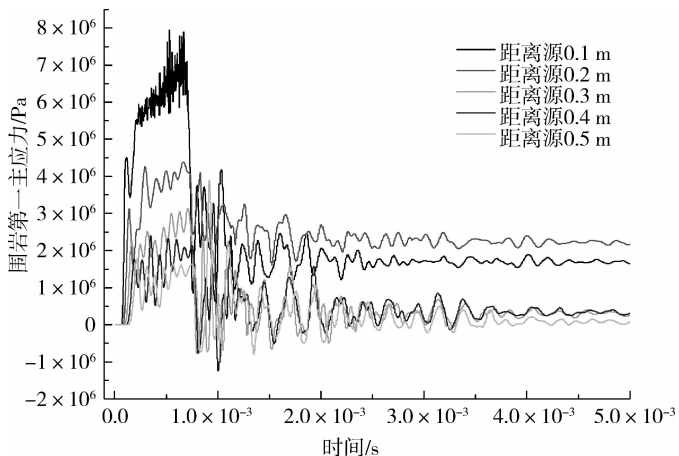


图5 掌子面处围岩第一主应力时程曲线

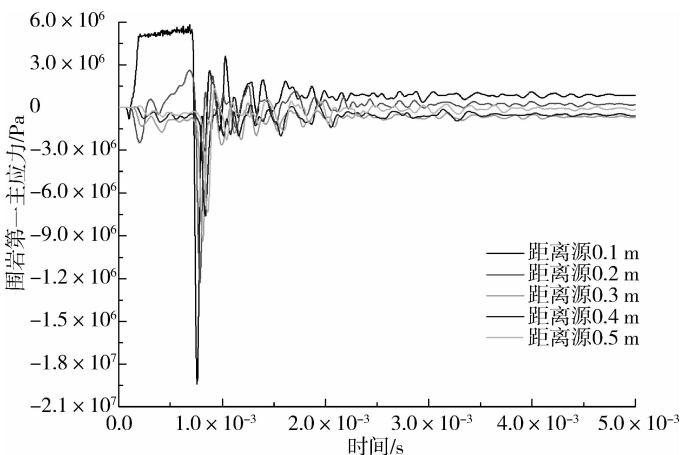


图6 掌子面处围岩第三主应力时程曲线

在爆破振动荷载的作用下,随着爆破荷载作用时间的增长,掌子面处围岩的主应力均出现波动现象,这主要是由加载在爆孔壁上的爆破压力随时程波动造成的。较大的主应力峰值一般出现在炸药引爆后800 μs 以内,至炸药引爆1000 μs 后爆破振动引起的主应力波动基本结束。对比爆破压力的时程曲线可以看出,主应力最大峰值基本出现在较为突出的爆破压力峰值之后,且 σ_1 在达到最大峰值之前有一个明显的累积增长过程, σ_3 则在应力累积之后的极短时间内降至最大峰值。岩体应力的累积增长可能与岩体的塑性材料特性有关,而 σ_3 最大峰值的突然出现可能是岩体在持续受拉后突然卸载的回弹造成的。因此,在研究爆破荷载作用下的隧洞围岩动力响应时不仅需要关注

爆破最大峰值压力对岩体的作用,在此之后的较小的峰值压力持续作用有可能进一步催化围岩的破坏;同时,对于岩体材料的塑性特点也需特别加以关注,不同的材料特性可能导致极大的动力响应差异。

随着爆心距的增加,掌子面处围岩主应力产生波动的起始时间逐渐推后,相应地,其应力峰值出现的时间也推后;越靠近爆源的围岩的主应力峰值越大;但随着与爆源距离的增加,主应力峰值的衰减也较快;说明主应力峰值在距爆源较近的围岩内部衰减幅度较大。对于岩体来说,其抗拉强度远低于其抗压强度,出现拉破坏的可能性较大。在爆破振动作用下, σ_3 的变化造成围岩破坏的可能性较小,但对于节理裂隙发育的岩体则另当别论;而对于距爆源0.1 m范围内围岩可能因 σ_1 过大造成破坏,这与爆炸荷载的特点以及爆炸造成的爆孔周边粉碎区情况相吻合;但主应力随爆心距衰减的速度较快,故该范围外围岩出现受拉破坏的可能性较小。

总体来讲,隧洞壁面处的主应力峰值的应力水平偏小,加之其作用时间较短,除紧邻爆孔的壁面可能因主拉应力的作用而留有少许碎裂痕迹外,其余主应力不至于造成围岩的破坏。这符合爆破施工旨在形成开挖的壁面而预定开挖轮廓之外的岩石不应出现破碎掉落情况的目的。在爆破施工设计中应注意控制布置的爆孔距开挖壁面的距离,以确保可能导致岩体破碎的主应力不会大范围地作用于设计的洞壁上,以控制超挖量。同时,环向上的爆孔间距也应引起注意,爆孔中的炸药爆炸造成粉碎区岩体破碎的同时也导致粉碎区外岩体出现裂隙从而形成裂隙区,而各爆孔周边的裂隙区贯通后可能自完整岩体上剥落,由此完成指定部分的开挖;较小的间距有利于快速完成隧洞的开挖,但耗药量较大从而增加施工费用,且多重爆破冲击波的相互叠加反射造成的爆破振动极有可能造成不必要的岩体破碎情况并影响施工安全;而较大的间距可能导致短时间内作用的爆破荷载难以实现破岩的目的。

3.2 围岩振速动力响应

图7为掌子面处围岩在爆破荷载作用下的水平径向振速时程曲线,图8为掌子面处围岩在爆破荷载作用下的轴向振速时程曲线,图9为掌子面处围岩在爆破荷载作用下的竖直向振速时程曲线。上述诸图中应力单位:m/s;时间单位:s。

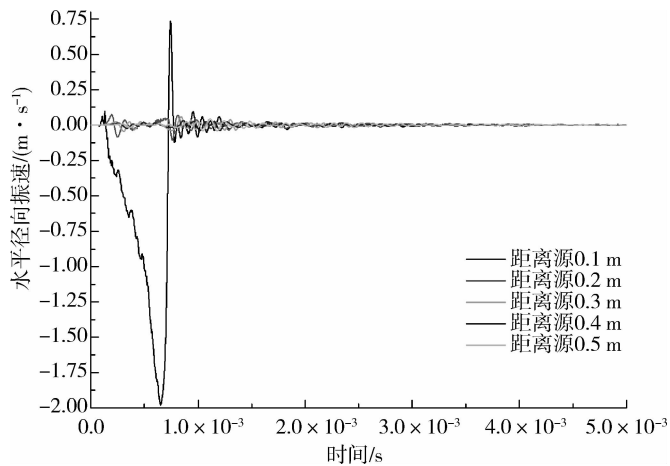


图7 掌子面处围岩水平径向振速时程曲线

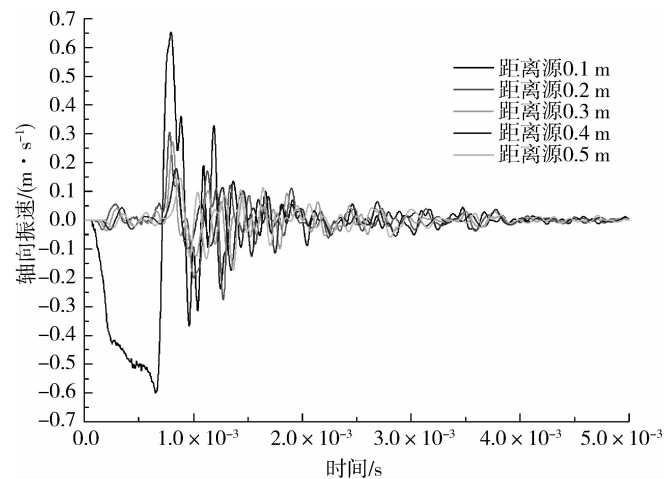


图8 掌子面处围岩轴向振速时程曲线

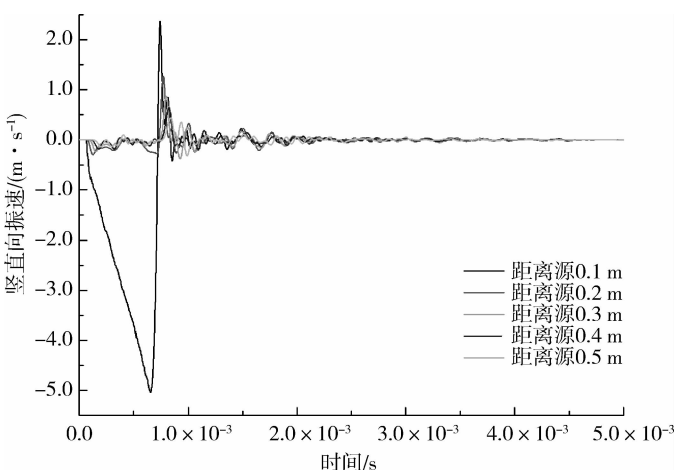


图9 掌子面处围岩竖直向振速时程曲线

从掌子面处围岩在爆破振动作用下的各向振动速度来看,各向振速时程曲线的变化趋势均呈现随着爆破荷载作用时间的增长而出现波动并逐渐衰减的现象。由此可见,岩体振动主要是由爆破压力波引起的。与

围岩的主应力变化时程曲线类似,较大的振动速度同样出现在炸药引爆后 $800 \mu\text{s}$ 以内,而爆破引起的振动速度在炸药引爆 $1000 \mu\text{s}$ 后的时间内衰减至较小的数值并逐渐趋近于0。

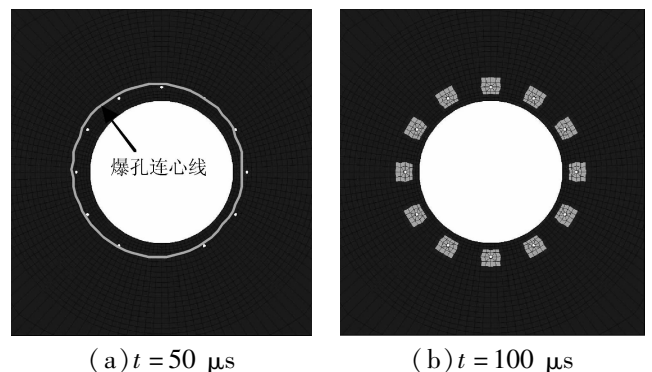
随着爆心距的增加,掌子面处围岩依次开始出现各方向上的振动;距爆源 0.1 m 范围内的岩体各向振速在达到最大峰值前均出现了持续增长的现象,与主应力变化规律类似,区别于该范围外围岩的爆破振动情况;越靠近爆源的围岩的振速峰值越大,但随着与爆源距离的增加,振速峰值的衰减也较快;说明振速峰值同样在距爆源较近的围岩内部衰减幅度较大。

在本次计算的模型中,图7~图9中定义的水平径向、轴向及竖直向振速的方向是相对于圆形隧洞而言的,而对于柱状装药的爆孔来讲,图7所示的水平径向振速对应于切向振速,图8所示的轴向振速同样对应于轴向振速,而图9所示的竖直向振速则对应于径向振速;从各方向与爆破压力的相对关系来看,竖直向(径向)振动由于与爆破压力的方向一致对爆炸压力荷载的响应最为直观,水平径向上的振动也占一定比重。通过比较各向振速时程曲线的数值可以看出,相较于竖直向振速,另外两个方向的振速偏小,由此可知,爆孔径向上的振动是岩体爆破振动最主要的组成部分,该方向上的振速是研究爆破振动时的重点,水平径向的振速也值得注意。

总体来讲,进行爆破施工设计时,应在相关规范中对岩体振速的相关规定的指导下进行爆孔布置及装药量的计算,避免爆孔距开挖轮廓线过近、爆孔间距过小或者爆破振动幅值过大而导致的隧洞围岩振速过大造成岩体破坏^[12]。

3.3 围岩塑性区动力响应

图10给出了掌子面处围岩塑性区随爆破时间变化的过程,图中黑色部分表示未进入塑性状态的单元,灰色部分表示进入塑性状态的单元。

(a) $t = 50 \mu\text{s}$ (b) $t = 100 \mu\text{s}$

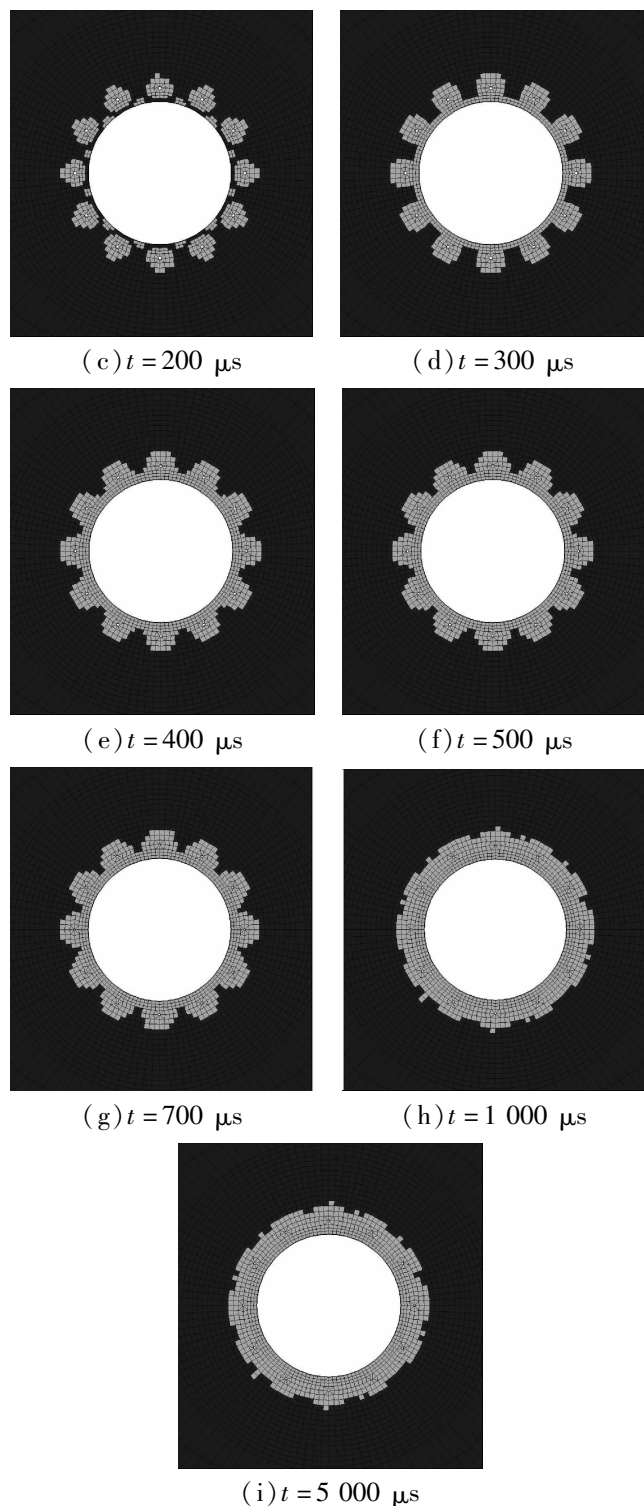


图10 爆破荷载下的掌子面处围岩塑性区发展过程

由图10中掌子面处围岩塑性区的发展情况来看,随着爆破荷载作用时间逐渐增长,围岩塑性区持续发展。掌子面处围岩塑性区出现在起爆 $50\ \mu\text{s}$ 后,由于爆炸冲击荷载直接作用在爆孔壁上,塑性区首先出现在爆孔周边;随着爆破应力波向外传播,塑性区以爆孔为中心向爆孔四周发展;同时,由于临空面处空气

对爆破振动的影响,隧洞临空面处在起爆 $200\ \mu\text{s}$ 左右也开始出现塑性区;在炸药爆炸后约 $300\ \mu\text{s}$ 左右的时间内,临空面处塑性区在环向上连通,并逐渐向围岩内部扩展;随后爆孔周边塑性区及临空面处环向塑性区持续发展,在起爆 $1\ 000\ \mu\text{s}$ 左右全部连通,形成近似于环状的塑性区;在此之后,塑性区范围的变化不大,围岩塑性区的最大发展深度约为 $0.2\ \text{m}$,约为爆孔半径的8倍,处于理论上的裂隙区范围内。

4 结论与展望

4.1 结论

1) 对于掌子面处围岩,爆破振动引起的围岩主应力和振动速度随时间增加而衰减,最大峰值一般出现在炸药引爆 $800\ \mu\text{s}$ 以内;至炸药引爆 $1\ 000\ \mu\text{s}$ 后,爆破振动引起的主应力变化和围岩振动基本结束。随着距爆源距离的增长,掌子面处围岩主应力振速峰值持续衰减,但各峰值在距爆源较近的围岩内部降低的幅度较大,在距爆源约 $0.5\ \text{m}$ 的范围内围岩主应力的峰值可降至最大峰值的 $1/3$,振速峰值则可降至最大峰值的 $1/10$ 。

2) 较大的峰值主要出现在紧邻爆孔的围岩处,且爆破引起的岩体振动以爆孔径向方向上的振动为主,相应振速也较大。围岩主应力和振速峰值在爆孔径向上衰减速度较快,为实现爆炸破岩的目的,需合理选取爆孔间距等施工参数。

3) 掌子面处围岩爆孔周边塑性区以爆孔为中心向爆孔四周发展,临空面处塑性区向围岩内部扩展,在炸药爆炸后约 $1\ 000\ \mu\text{s}$ 左右相互连通形成近似于环状的塑性区;在此之后,塑性区范围的变化不大,围岩的塑性区最大发展深度约为 $0.2\ \text{m}$ 。

4.2 展望

1) 地下隧洞开挖过程中,常常在开挖断面上布置多排炮孔,各炮孔并非同时引爆,而是在引爆时间上存在一定的延迟效应,因此,进一步的研究应着眼于各炮孔连续引爆产生的爆破振动荷载的叠加对围岩动力响应的影响。

2) 围岩的爆破开挖施工是一个不断循环的过程,多次岩体爆破施工过程中产生的爆炸冲击荷载近似于一个周期性荷载,该荷载作用于围岩上必然导致岩体损伤破坏的不断累积,并可能导致围岩失稳,因此有必要在此基础上开展进一步的研究。

参考文献:

- [1] 夏祥. 爆炸荷载作用下岩体损伤特征及安全阈值研究[D]. 武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所,2006.

- [2] 蔡德所, 张继春, 刘浩吾, 等. 三峡工程坝基岩体爆破地震效应的现场试验研究[J]. 人民长江, 1996, 27(5): 6-9.
- [3] Chen G., Huang S. L. . Analysis of ground vibrations caused by open pit production blasts - a case study [J]. International Journal of Blasting and Fragmentation, 2001, 5(12): 91-107.
- [4] Ali Kahrman. Evaluation of ground vibration due to surface blasting at a celestite open - pit mine [J]. International Journal of Blasting and Fragmentation. 2001, 5(1-2): 21-34.
- [5] Hao Hong, Wu Yaokun, Ma Guowei, Zhou Yingxin. Characteristics of surface ground motions induced by blasts in jointed rock mass [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001(21): 85-98.
- [6] Wu Chengqing, Hao Hong, Zhou Yingxin. Fuzzy - random probabilistic analysis of rock mass responses to explosive loads [J]. Computers and Geotechnics, 1999(25): 205-225.
- [7] 黄照平, 宋一乐. 爆破振动对残留岩体的影响及控制[J]. 武汉汽车工业大学学报, 1999, 21(6): 90-93.
- [8] Javier Torano, Rafael Rodriguez, Isidro Diego. FEM models including randomness and its application to the blasting vibrations prediction [J]. Computers and Geotechnics, 2006(33): 15-28.
- [9] R. Nateghi, M. Jiany, O. Gholipouri. Control negative effects of blasting waves on concrete of structures by analyzing of parameters of ground vibration [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009(24): 608-616.
- [10] 申玉生, 高波, 王志杰, 等. 复线隧道施工爆破对既有隧道结构的影响分析[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(5): 980-984.
- [11] 黄姬萍, 温祖国. 浅谈中深孔爆破参数的选择[J]. 广东水利水电, 2011(8): 84-86.
- [12] 陈光国, 孙磊. 柘溪电站扩建工程尾水隧洞开挖施工爆破的控制[J]. 广东水利水电, 2008(9): 54-56.

(本文责任编辑 马克俊)

Research on the Influence of Blasting Load on Stability of Tunnel Surrounding Rock

LU Shanshan¹, CUI Wei²

(1. Guangzhou Water Design & Research Institute, Guangzhou 510640, China;

2. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Blasting is the important way in underground engineering excavation construction, but the shock and vibration effect caused by explosive energy while breaking rock can also lead to the damage of the surrounding rock, it has negative effects on completeness of surrounding rock and the safety of engineering. Based on the numerical simulation, the dynamic response of surrounding rock caused by tunnel blasting excavation has been studied, and the influence of blasting on the stability of surrounding rock has been evaluated. It is shown that during the blasting excavation of tunnel, explosion shock load will lead to the destruction of surrounding rock in short time, then the surrounding rock is mainly influenced by blasting vibration.

Key words: tunnel; blasting excavation; surrounding rock stability