

DOI: 10.11779/CJGE202102012

地冲击荷载作用下等跨正交洞室动力响应研究

赵跃堂, 刘绍鎏*, 胡康

(陆军工程大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室, 江苏 南京 210007)

摘要: 交叉洞室是地下防护工程常见的结构形式, 它的安全稳定性直接控制着整个防护工程的服役性能。通过数值模拟方法研究了典型等跨正交洞室在地冲击荷载作用下交叉区域的动力响应。研究表明, 相同荷载、埋深和跨度条件下, 交叉洞室的变形和破坏范围明显大于单向洞室; 随着地冲击荷载峰值的增加, 衬砌直墙交叉部位逐渐形成两个中心对称的V型相交塑性带, 且衬砌拱脚和直墙底部逐渐屈服; 随着洞室跨度的增加, 交叉部位拱顶沉降量和圆拱最大质点速度逐渐增加, 跨度较小时破坏主要集中在直墙部位, 跨度较大时破坏主要集中在拱顶部; 地下洞室交叉部位的影响范围长度为距离交叉中心1.6倍的洞室跨度, 交叉部位拱脚和直墙底部是受力薄弱部位, 建议局部加厚支护, 提高洞室的稳定性。

关键词: 交叉洞室; 地冲击荷载; 初始地应力; 动力响应

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)02-0319-10

作者简介: 赵跃堂(1967—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土动力学和防护工程等方面的教学和科研工作。E-mail: yuetangzh@163.com。

Dynamic response of equal span orthogonal caverns subjected to ground shock

ZHAO Yue-tang, LIU Shao-liu, HU Kang

(Army Engineering University of PLA, State Key Laboratory of Disaster Prevention & Mitigation of Explosion & Impact, Nanjing 210007, China)

Abstract: The intersecting cavern is a common structural form of underground protective projects, and its safety and stability performance directly control the service performance of the whole protective projects. The dynamic response of a typical equal span orthogonal cavern subjected to ground shock is studied through numerical simulation. The results show that the deformation and damage range of the intersecting cavern are significantly larger than those of the unidirectional cavern with the same span under the same depth and load. With the increase of the peak value of the ground shock, two V-shaped intersecting plastic belts with symmetrical centers are gradually formed at the intersection of the straight wall of linings, and the arch foot and the bottom of the straight wall are gradually yielded. With the increase of the cavern span, the increment of the vault settlement and the peak particle velocity of the arch at the intersection increases. The damage mainly focuses on the straight wall of small-span tunnel, and on the vault of large-span tunnel. The influence range of the tunnel intersection is 1.6 times the tunnel span from the intersection center, and the arch foot and the straight wall bottom of the intersection are the weak positions. Locally thickening the supporting structures is suggested to improve the stability of the tunnel.

Key words: intersecting cavern; ground shock; initial ground stress; dynamic response

0 引言

随着各种先进侦察手段和武器精确打击的发展, 许多重要军事设施出于安全性和隐蔽性的要求建在深达几十米甚至数百米的地下洞室中^[1]。大部分地下洞室为了方便使用, 不可避免地会出现相互交叉、互通等现象, 且出于安全考虑, 为了削弱爆炸冲击波等对主体结构的破坏, 洞室口部与主体结构往往不在同一条轴线上, 大多是正交结构, 而洞室交叉区域应力集

中更显著, 衬砌变形更剧烈^[2], 它的抗地冲击能力与单向洞室相比有很大区别, 它的安全稳定性直接控制着整个防护工程的服役性能, 需要进行深入研究。

目前, 国内外学者对交叉洞室的破坏规律做了大量研究。在静力学方面, Riley^[3]采用三维光弹性方法测定了3种常见类型(T字形、十字形和直角形)的

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478469)

收稿日期: 2020-02-26

*通信作者(E-mail: 15702977989@163.com)

圆形隧道交叉口的应力分布,发现交叉部位的最大压应力比远离交叉口处的压应力大 60%,影响范围为 1 倍的洞室跨度; Hsiao 等^[4]对隧道交叉区域岩体的力学行为进行了一系列数值模拟,分析了不同岩石强度、岩体等级、洞室埋深以及交叉角度对交叉区域岩体的影响; Golshani 等^[5]对伊朗德黑兰的哈基姆隧道交叉部位的静力特性进行了数值分析,研究了交叉口开挖引起的地表沉降、隧道拱顶变形和喷射混凝土的受力情况; 孙博等^[6]对大跨度洞库岔洞的正交十字形搭接接头的受力状态进行了数值分析,研究得出主坑道和支坑道交接的拐角点处应力集中最明显,岔洞接头附近部位的结构整体刚度变小,承载能力减弱; Li 等^[7]选取重庆上新街地铁车站为研究对象,分析了隧道交叉口的变形、应力和塑性区响应,就变形和应力而言,影响范围分别为 2.4 倍的洞室跨度和 1.6 倍的洞室跨度。在动力学方面,地震或车载振动条件下的研究较多,田骥^[2]分析了地震作用下圆形、马蹄形和直墙拱形 3 种不同断面的交叉隧道受力情况及动力响应规律; Yan 等^[8]利用数值模拟和模型试验研究了车载作用下双盾构隧道交叉部位的振动响应特性和振动变化规律; 杨博等^[9]研究了重载列车运行与地震力耦合作用下交叉隧道的动力响应,但爆炸荷载等强动载作用下的研究较少, Heuze 等^[10]研究了地冲击荷载作用下岩体节理的方向、间距和持久性等对地下大型洞室群结构的影响,对交叉连接部位的结构响应进行了深入分析; Zhou 等^[11]研究了爆炸荷载作用下地下弹药库的结构响应,采用了最大质点速度确定岩石的损伤标准。

虽然学者们对地下交叉洞室的破坏规律研究取得了一定的成果,但仍存在不足:①交叉洞室的变形和破坏范围明显与单向洞室不同,文献[4]和[7]研究了静力作用下交叉区域的影响范围,但强动载作用下交叉区域的影响范围研究还较少;②许多研究是针对特定地区的某一地下洞室开展的,对于洞室本身的性质如洞室跨度对交叉部位的影响研究还不多,文献[11]虽然采用了最大质点速度对单向洞室的破坏进行了分区,但并未考虑洞室跨度的影响,洞室跨度对破坏分区乃至交叉部位的变形破坏是否有影响还有待进一步研究。

洞室的尺寸主要取决于洞室的用途,表 1 统计了部分军用洞室以及用于防护试验研究洞室的跨度,可见 3~8 m 跨度洞室普遍运用在各类地下防护工程中,综合考虑本文选取 4, 6, 8 m 三个典型跨度研究洞室跨度对交叉区域的影响。

表 1 洞室跨度列表

Table 1 Span list of caverns

工程名称	跨度/m
中国兰州某洞库口部 ^[12]	3.5
瑞士某地下弹药库 ^[13]	7.9
瑞士索伦勃格隧道 ^[14]	4.0
瑞典地下弹药库隧道群 ^[11]	2~8.8
美国某地下弹药库 ^[15]	5.64
中国某爆炸试验洞库 ^[16]	2.5
KLOTZ 爆炸试验隧道 ^[17]	5.0
美国空军深基导弹试验洞室 ^[18]	5.49
美国内华达州某动力试验隧洞 ^[19]	4.8
美国内华达州核爆试验洞室群 ^[20]	3~6

本文采用数值分析方法,选取典型跨度和埋深的正交洞室为研究对象,研究了地冲击荷载作用下交叉区域的动力响应,采用塑性区、拱顶沉降量和最大质点速度 3 个观测量确定交叉洞室的影响范围,并讨论了冲击荷载峰值和洞室跨度对等跨正交洞室破坏规律的影响,为地下洞室交叉部位的设计和施工提供理论依据。

1 计算模型的建立

1.1 模型参数

地下交叉洞室的破坏属于结构的局部破坏,建立有限元模型时单元应尽量小为宜,为了便于计算,取模型的 1/4 进行分析,模型长×宽×高为 18 m×18 m×37 m,洞室为直墙圆拱形,高 6 m,毛洞浇筑 0.2 m 厚的混凝土衬砌,如图 1 所示。洞室岩体为 III 类围岩,采用 Mohr-Coulomb 模型,参数值见表 2,衬砌结构选用 C30 混凝土,采用 Johnson-Holmquist-Concrete 模型,参数值见表 3,各参数物理意义见文献[21, 22]。

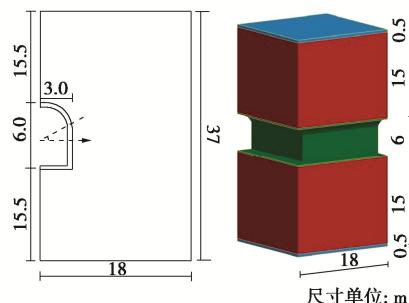


图 1 模型尺寸

Fig. 1 Model sizes

表 2 围岩物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of surrounding rock

密度 /(kg·m ⁻³)	剪切模量 /GPa	泊松比	内摩擦角 (°)	黏聚力 /MPa
2500	5.859	0.28	45	1.65

表3 衬砌物理力学参数

Table 3 Physical and mechanical parameters of linings

密度 /(kg·m ⁻³)	剪切模量 /GPa	准静态单轴压 缩强度/MPa	最大拉伸流 体静压/MPa	归一化最 大强度	压碎压力 /MPa	压碎体积 应变/10 ⁻⁴	压密压力 /GPa	压密体积 应变
2440	14.86	31	3	11.0	16	8.1	10.5	0.1

1.2 边界设置

模型的边界设置方法在文献[23]中有详细描述。以XY平面为例, 边界设置如图2所示。上下表面设置透射边界, 左侧为对称边界, 右侧为法向约束条件。

计算中考虑初始地应力的影响, 分两步进行: ①采用LS-DYNA的动力松弛算法, 求得围岩在初始地应力作用下的应力应变状态; ②通过软件的重启动功能, 施加地冲击荷载完成动态响应分析。图2中, (0)表示该元件仅在计算初始应力场时采用, (1)表示该元件仅在后续动力计算时采用, (0,1)表示该元件在初始应力场计算和动力计算时都采用。

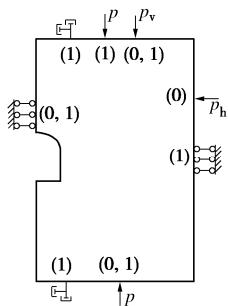


图2 模型边界设置示意图

Fig. 2 Settings of model boundary

1.3 荷载

洞室埋深80 m, 可折算成模型表面竖向恒定荷载作用, 原始应力场垂直方向应力为: $p = \sigma_y = -\rho gh = -1.96 \text{ MPa}$, 根据大量的地质力学统计资料^[24], 水平应力取为垂直应力的2倍, 则水平应力为 $p_h = \sigma_x = \sigma_z = \lambda \sigma_y = -3.92 \text{ MPa}$ 。

本文考虑触地核爆炸引起的地冲击荷载作用, 当爆炸当量为100 kt时, $3.2 \leq \frac{r}{\sqrt[3]{Q}} = 17.23 \leq 43 \frac{m}{\sqrt[3]{kt}}$, 岩体中径向峰值应力计算公式为^[25]

$$p_v = 6.42 \times 10^7 \left(\frac{r}{\sqrt[3]{Q}} \right)^{-2.933}, \quad (1)$$

式中, p_v 为径向峰值应力(kPa), r 为观测点至爆心的距离(m), 取洞室埋深80 m, Q 为核爆炸装药当量(kt), 计算得到的地冲击荷载约为15 MPa。为了比较不同地冲击荷载作用下地下交叉洞室的动力响应, 选取地冲击荷载峰值分别为5, 10, 15, 20 MPa。计算工况见表4。

表4 计算工况列表

Table 4 List of working conditions

工况	跨度 /m	荷载 /MPa	工况	跨度 /m	荷载 /MPa
工况1	6	5	工况4	6	20
工况2	6	10	工况5	4	10
工况3	6	15	工况6	8	10

触地核爆炸引起的地冲击荷载可简化为三角形荷载, 升压时间和正相作用时间可近似用下式估算^[25]:

$$t_{升} = \frac{r}{6c_p}, \quad (2)$$

$$t_+ = \frac{r}{2c_p}, \quad (3)$$

式中, r 为观测点至爆心的距离(m), c_p 为岩体介质的纵波波速(m/s), 计算得到荷载升压时间为5 ms, 正压时间为15 ms, 如图3所示。

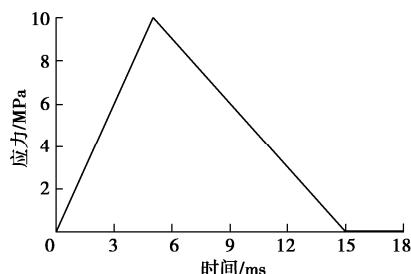


图3 冲击荷载波形图

Fig. 3 Waveform of shock load

2 数值模拟验证

为确保数值计算方法的准确性及边界设置的合理性, 选取陈安敏等^[26]对平面装药条件下洞室受力变形特征开展的模型试验进行数值模拟分析, 此模型试验要求在洞室顶部产生平面应力波荷载且考虑了模型边界的消波技术, 与本文研究的情况较为相似, 具体工况为: 直墙拱顶洞室埋深100 m, 跨度5.5 m, 分为毛洞和钢筋混凝土衬砌洞室, 衬砌厚度1.0 m, 其他参数及模型试验情况见文献[26], 对比分析洞室拱顶和侧墙的围岩受力和变形情况, 数值模拟结果及试验测量结果对比见图4, 其中上侧为原始数据, 下侧为对比数据, 为方便比较数据大小, 已将数值模拟应力峰值数据根据应力比尺进行缩小, 图中, r/D 表示观测点距洞壁的距离 r 与洞室跨度 D 的比值。

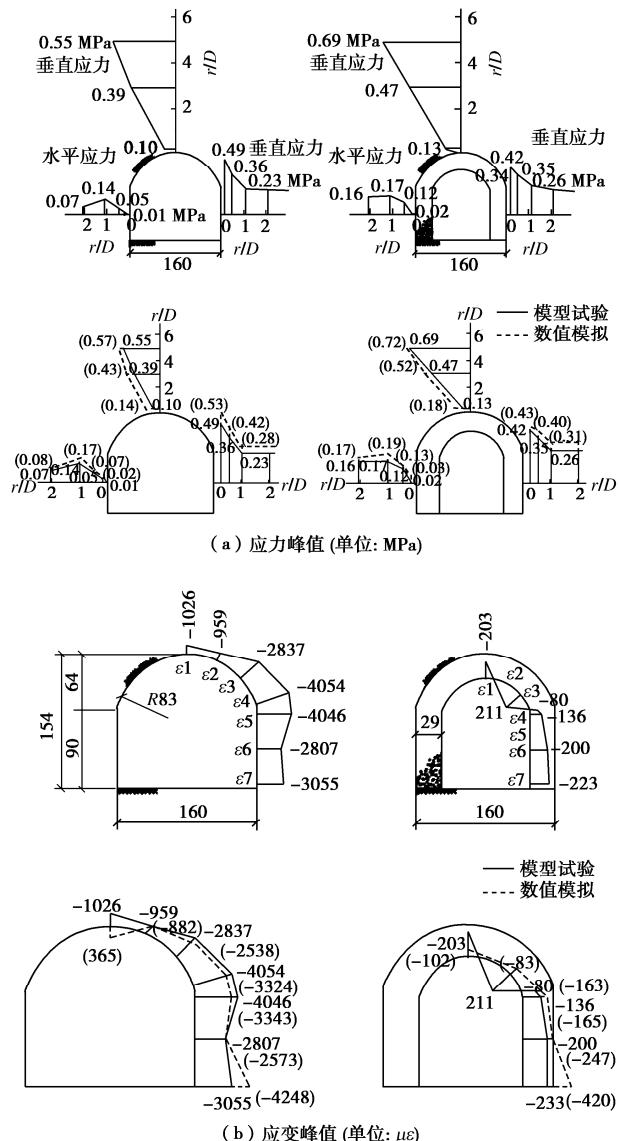


图 4 洞室围岩受力和应变模型试验与数值模拟对比图

Fig. 4 Comparison between model test and numerical simulations of stress and strain of surrounding rock

从图中可以看出,拱顶和侧墙的应力和应变数值模拟结果与试验测量结果较为接近,相差较小,可以较好地模拟平面应力波荷载条件下直墙拱形洞室的受力变形情况。其中应力峰值数值模拟结果均大于模型试验结果,是因为在数值模拟中考虑了初始地应力的作用,根据洞室埋深及应力比尺计算得上覆岩体的影响为0.05 MPa,从图4(a)中可以看出垂直方向的应

力峰值模拟数据比试验测试数据大0.05 MPa左右,与计算情况吻合;毛洞拱顶应变峰值模拟试验为压应变,但数值模拟为拉应变,应力波传播至拱顶临空面产生拉伸波,当拉伸波强度超过岩体的动态抗拉强度,会产生拉应变。验证表明该数值模拟方案选择合理。

3 计算结果分析

3.1 10 MPa 地冲击荷载作用下 6 m 跨度交叉洞室动力响应

(1) 塑性区的演化

塑性区的分布对洞室的稳定性起着关键作用,塑性区的演化代表着洞室的损伤过程。图5为10 MPa地冲击荷载作用下围岩塑性区的演化过程,颜色由蓝到红代表着有效塑性应变值由小到大。地冲击荷载产生的应力波在7 ms时传播至直墙顶部,11 ms时在拱脚与直墙交界处产生明显的塑性变形,这是由于此处界面突变不连续造成的应力集中,从图(a)中可以看出,在距直墙顶部约1/4直墙高度处也产生了一条有效塑性应变线,且洞室交叉处的有效塑性应变值较大,从交叉处至洞室远端逐渐递减,13 ms时在距直墙顶部约3/4直墙高度处逐渐出现一条有效塑性应变线,与底部的有效塑性应变线组成了一个楔形体,与顶部的楔形体几乎是沿着直墙中点呈对称分布,14.5 ms时,在距直墙顶部1/4处和3/4处分别产生了一条主要的拉伸断裂线和剪切滑移线向中心延伸,洞室底部也出现了塑性变形区。20 ms时洞室损伤演化的最终形态形成,沿着洞室轴向出现了四条较明显的塑性带,这与围岩的性质有关,当地冲击荷载作用到洞室周围后,若反射的拉伸波与入射波叠加后产生的合拉应力超过岩石动态断裂阈值时,就产生拉裂破坏,裂隙产生后向围岩内部扩展,侧墙分层拉伸破坏后,每两条拉伸裂缝间的块体在冲击挤压作用下根部发生剪切断裂,脱离围岩,向洞室中心坍落,形成一道倾斜的剪切滑移线^[27],如图6所示,当滑移线贯穿整个洞室,就形成了明显的塑性带。

从图5中也可以看出交叉洞室的最大塑性应变并未出现在交叉部位,而是距离交叉部位2.7 m处,在

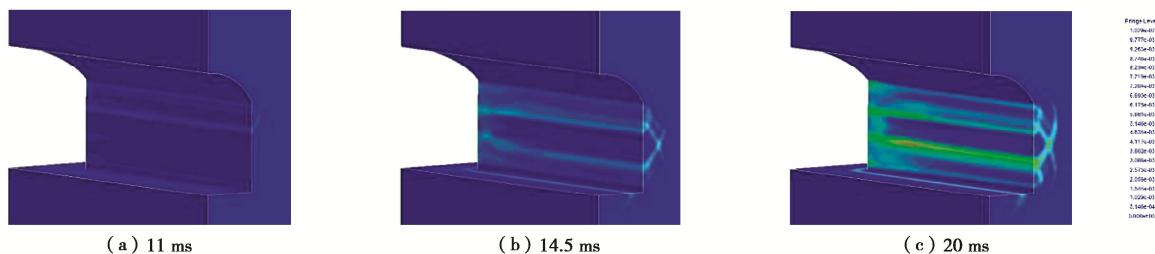


图 5 洞室围岩塑性区演化图

Fig. 5 Evolution of plastic zone in surrounding rock

两侧洞室各出现了一处, 有效塑性应变达到了 0.01。由此可以看出洞室损伤演化过程是沿着拉伸断裂线和剪切滑移线从直墙顶部和底部分别向直墙中心发展, 在同一水平面上损伤从洞室交叉部位往洞室远端发展。

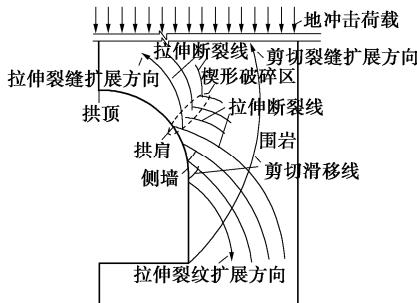


图 6 洞室破坏机制示意图

Fig. 6 Mechanism of cavern failure

(2) 圆拱变形响应

图 7 为洞室拱顶、拱肩和拱脚距离交叉部位中心不同位置的沉降量分布图, 拱顶、拱肩和拱脚 3 个部位的沉降量都是在距离交叉部位最近位置达到最大值, 且随着离交叉中心距离的增加而减小, 在离交叉中心 1.6 倍的洞室跨度范围内减小的幅度较大, 后逐渐趋于平缓。拱脚变化范围较小, 说明受到交叉部位的影响较小; 拱顶变化最大, 与离交叉中心 9.6 m 处的沉降量相比, 交叉中心拱顶的沉降量增加了 5.27%。

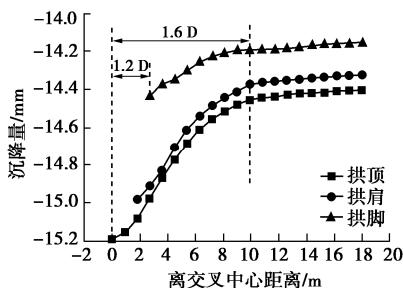


图 7 洞室不同部位沉降分布图

Fig. 7 Distribution of settlement at different parts of cavern

(3) 最大主应力分布

根据岩石力学理论, 最大主应力和最小主应力对围岩稳定性的影响比中间主应力更为重要^[7], 洞室的最大主应力沿着直墙底部分布最大, 图 8 为直墙底部距离交叉部位中心不同位置的最大主应力分布图, 最大主应力的变化趋势与沉降量的变化趋势相同, 最大主应力随着离交叉中心距离的减小而增大, 在离交叉中心最近处达到最大值, 离交叉中心 1.2 倍的洞室跨度范围内增加迅速。交叉部位对最大主应力的影响范围略小于对沉降量的影响范围, 但在数值上, 最大主应力增加的更多, 与离交叉中心 7.2 m 处的最大主应

力相比, 交叉处的最大主应力增加了 2.1 倍。

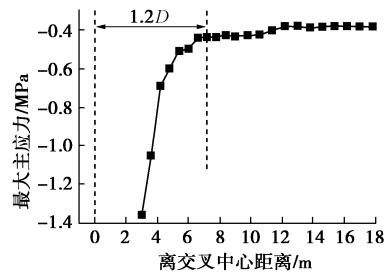


图 8 直墙底部最大主应力分布图

Fig. 8 Distribution of maximum principal stress at bottom of straight wall

(4) 最大质点速度分布

在工程设计中, 地冲击荷载作用下洞室的动力响应可用最大质点速度来表示, 研究表明, 最大质点速度是描述洞室响应最具代表性的参数^[28]。图 9 为交叉洞室和单向洞室在相同荷载作用下交叉部位的最大质点速度分布图, 采用极坐标的形式, 逆时针方向增大, 各观测点位置与图中洞室角度对应, 数值模拟只计算了 1/2 洞室, 另 1/2 采用对称方式处理。可以看出洞室顶部圆拱部分($30^{\circ} \sim 150^{\circ}$)的最大质点速度明显大于洞室底部的最大质点速度, 且在 90° 时达到最大值 2.52 m/s; 相同荷载作用下圆拱部分交叉洞室的最大质点速度比单向洞室圆拱部分大 20% 左右, 直墙部分交叉洞室与单向洞室差别不大, 底部交叉洞室的最大质点速度比单向洞室要小, 表明交叉洞室拱顶受力较大, 空间受力的特点比单向洞室承受了更多来自洞室上方的荷载, 因此作用在底部的荷载相对较小。

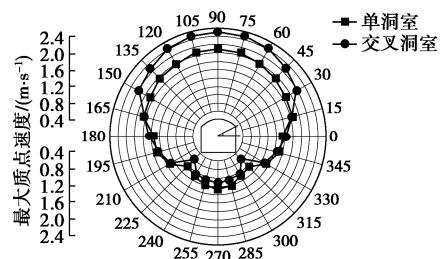


图 9 最大质点速度分布图

Fig. 9 Distribution of peak particle velocity

3.2 不同地冲击荷载作用下 6 m 跨度交叉洞室动力响应

为研究不同荷载峰值对交叉洞室的影响, 分别取 5, 10, 15, 20 MPa 4 种荷载峰值进行分析研究, 其他工况条件同前。

(1) 塑性区变化规律

当地冲击荷载为 5 MPa 时, 洞室侧墙部分只有在靠近底部和顶端出现了拉伸断裂线, 呈两个楔形状,

底部的有效塑性应变更大，随着地冲击荷载的增加，最大有效塑性应变值越来越大，出现有效塑性应变的区域越来越大，拉伸断裂线和剪切滑移线的数量随之增加，最大效应变的位置逐渐向交叉部位移动。图 10 为不同荷载峰值作用时的最大有效塑性应变变化情况，当荷载为 15 MPa 以下时，几乎呈线性增长，当荷载为 20 MPa 时，最大有效塑性应变增加迅速，此时围岩大部分区域已产生塑性变形，受破坏较为严重，已不再适合使用。

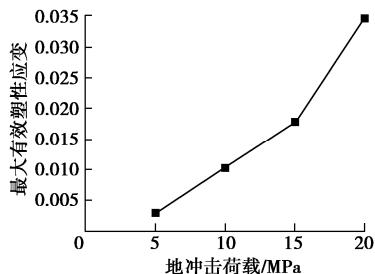


图 10 不同荷载峰值下围岩最大有效塑性应变

Fig. 10 Maximum effective plastic strains of surrounding rock subjected to different load peaks

(2) 围岩变形响应

由于不同地冲击荷载作用下洞室交叉部位拱顶的沉降量相差较大，为了更直观地比较差异性及其规律，使用了沉降量增量百分比 δd 来度量，即与相同荷载作用下的单向洞室拱顶沉降量相比，离交叉中心不同位置处拱顶沉降量的增加百分比，计算公式如下：

$$\delta d = \frac{\Delta d}{d_0} \times 100\% = \frac{d - d_0}{d_0} \times 100\% \quad (4)$$

式中 d 为交叉洞室离交叉中心不同距离处的拱顶沉降量 (m)； d_0 为单向洞室的拱顶沉降量 (m)； Δd 为与单向洞室相比，交叉洞室的拱顶沉降量增量 (m)。

不同地冲击荷载作用时的曲线如图 11 所示，曲线的变化趋势类似，均是在交叉中心拱顶处沉降量达到最大，且沉降量随着离交叉中心距离的增大而减小。5 MPa 荷载作用时沉降量增量最大，拱顶甚至达到了 24.39%，这是因为当荷载较小时，衬砌处于弹性变形，大部分荷载由围岩承担，所以拱顶变形较大，当荷载增加后，衬砌承担一部分荷载，围岩相对承担的比例偏小，会出现拱顶的变形小于荷载较小时变形的现象。根据 Chen 等建议^[29]，洞室变形增加 10% 的区域为交叉部位的影响区域，应进行加固，从图中可看出 5, 10 MPa 作用时交叉洞室受影响的区域为距交叉中心 1.6 倍的洞室跨度范围，15, 20 MPa 作用时影响的区域为距交叉中心 1.5 倍的洞室跨度范围，因此不同地冲击荷载峰值作用下交叉洞室的影响区域为距交叉中心 1.6 倍的洞室跨度范围。

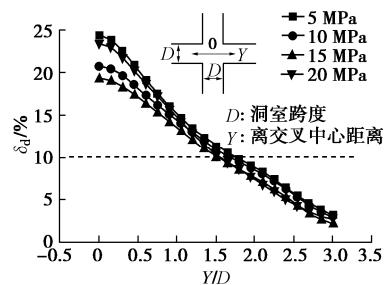


图 11 不同荷载峰值下拱顶沉降量增量分布图

Fig. 11 Distribution of incremental settlement of vault subjected to different load peaks

(3) 最大质点速度分布

图 12 为不同荷载峰值作用下沿洞室周向和轴向的最大质点速度分布图，洞室周向观测位置为交叉部位，洞室轴向观测位置为洞室拱顶。从图 12 (a) 中可以看出，沿洞室周向各点的最大质点速度随着荷载峰值的增加而增加，且轮廓线形状相同，圆拱部分增加幅度比底部大。根据美国陆军开展的地下爆炸试验研究，Hendron 在报告中提出当最大质点速度超过 4 m/s 时，洞室会发生严重的层裂甚至坍塌现象^[11]。从图中可以看出，当荷载为 20 MPa 时，洞室圆拱部分各点速度均超过了 4 m/s，会发生坍塌危险，15 MPa 以下均处于安全状态。图 12 (b) 选取了速度增量 δv 来比较不同荷载作用下的差异，即与相同荷载作用下的单向洞室拱顶最大质点速度相比，离交叉中心不同位置处拱顶最大质点速度的增加百分比，计算公式如下：

$$\delta v = \frac{\Delta v}{v_0} \times 100\% = \frac{v - v_0}{v_0} \times 100\% \quad (5)$$

式中 v 为交叉洞室离交叉中心不同距离处的拱顶最大质点速度 (m/s)； v_0 为单向洞室的拱顶最大质点速度 (m/s)； Δv 为与单向洞室相比，交叉洞室的拱顶最大质点速度增量 (m/s)。

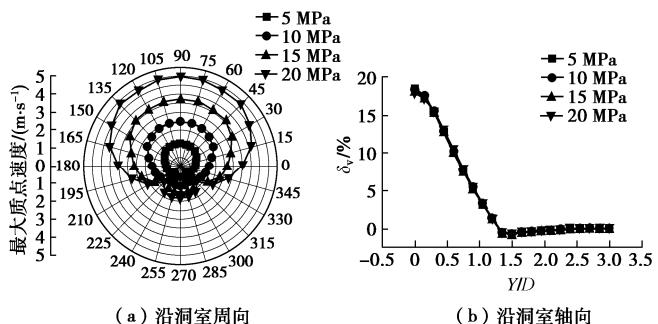


图 12 不同荷载峰值下最大质点速度分布图

Fig. 12 Distribution of peak particle velocity subjected to different load peaks

不同荷载作用下沿洞室轴向各点的最大质点速度增量几乎相同，变化曲线重合，在 1.2 倍的洞室跨度

范围内增量从 18.57% 迅速减小到 1.27%，随后曲线趋于平缓，增量值在 0 上下浮动，说明 1.2 倍的洞室跨度以外拱顶的最大质点速度与相同荷载作用下单向洞室的拱顶最大质点速度相同，不再受交叉部位的影响。

(4) 衬砌变形和应力响应

当冲击荷载为 5 MPa 时，衬砌中未出现塑性应变，衬砌处于弹性变形范围内。当荷载增加至 10 MPa 时，在洞室交叉底部和中部出现了塑性变形，且靠近围岩侧大于临空侧，最大值为 $1271\mu\epsilon$ ，小于围岩的最大有效塑性应变。当荷载为 15 MPa 时，形成了两个中心对称的 V 型相交塑性带，如图 13 所示，两个 V 型塑性带的顶部大约在直墙的 1/4 和 3/4 高度处，与围岩出现的塑性位置相同。荷载增至 20 MPa 时，V 型相交塑性带更明显，此时衬砌最大有效塑性应变为 0.026，已超过最大允许值 0.01，衬砌已破坏不再发挥作用。

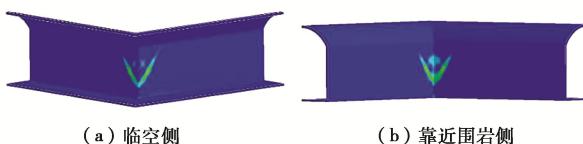


图 13 15 MPa 荷载作用下衬砌有效塑性应变图

Fig. 13 Distribution of effective plastic strain of linings subjected to load of 15 MPa

图 14 为不同荷载峰值作用下衬砌交叉部位的最大主应力峰值和最大主应变峰值分布图，采用极坐标的形式，衬砌的角度及其相应位置如图 1 所示。由于 5 MPa 荷载作用下衬砌的最大主应力和最大主应变峰值相对于其他三种荷载作用下很小，衬砌中也未出现塑性变形，因此只比较 10, 15, 20 MPa 三种荷载作用下的值。从图中可以看出，最大主应力和最大主应变峰值都随着荷载峰值的增大而增大，且峰值分布的轮廓线类似，在 225° 和 315° 位置即直墙与底板交界处峰值达到最大，在 30° 和 150° 位置即圆拱与直墙交界处峰值也较大。圆拱部分即 30° 至 150° 范围内变化较为均匀，直墙部分即 315° 至 30° 范围内变化剧烈，更容易受到破坏，底板部分最大主应力峰值在 270° 位置达到最大，这是由于应力波在此处反射成拉伸波造成的。当荷载为 15, 20 MPa 时，直墙底部(315° 位置)最大主应力峰值较为相近，分别为 19.93, 20.07 MPa，但最大主应变峰值却急剧增加，从 $1603 \mu\epsilon$ 增加到 $4513 \mu\epsilon$ ，在拱脚处 30° 位置也发生了同样的现象，最大主应变峰值从 $612 \mu\epsilon$ 增加到 $1738 \mu\epsilon$ ，说明在 15 MPa 荷载作用时，衬砌的直墙底部和拱脚已经发生了屈服，当荷载增加不大时，应变迅速增加，结构破坏，因此拱脚和直墙底部是需要重点加固的部位。

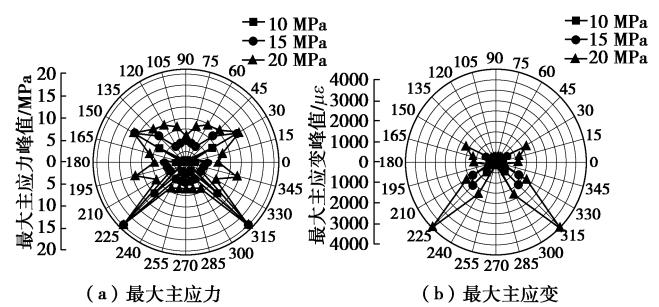


图 14 不同荷载峰值下最大主应力峰值和最大主应变峰值分布图

Fig. 14 Distribution of peak maximum principal stress and strain subjected to different load peaks

3.3 10 MPa 地冲击荷载作用下不同跨度交叉洞室动力响应

为研究不同跨度对交叉洞室的影响，分别取 4, 6, 8 m 3 种洞室跨度进行分析研究，洞室埋深 80 m，地冲击荷载峰值 10 MPa。

(1) 围岩变形响应

从图 15 拱顶的沉降量增量分布图可以看出，跨度越大，拱顶的增量百分比越大，8 m 跨度的洞室交叉部位的拱顶沉降量增量达到了 25.95%；沉降量随着离交叉中心距离的增大而减小，6, 8 m 跨度的曲线变化趋势相近，数值明显大于 4 m 跨度；根据洞室变形增加 10% 的区域为影响区域的原则，6, 8 m 跨度洞室受影响的范围分别为 9.7, 12.8 m，均为 1.6 倍的洞室跨度，而 4 m 跨度洞室的影响范围仅有 1.25 倍的洞室跨度，这是由于两种破坏的机理不同。Person^[30]通过多次试验并结合量纲分析表明，洞室半径 R 与波长 L 之比是一个影响洞室震塌破坏的重要参数，当 $R/L \ll 1$ 时，应力波迅速包围洞室并完成应力重分布，很大程度上可简化为平面应力问题中带圆孔的应力集中系数问题，当 $R/L \gg 1$ 时，则为动力问题。洞室跨度为 4 m 时， $L/R=10$ ，应力波长远大于洞室半径，属于准静力问题，而当洞室跨度为 6, 8 m 时， L/R 分别为 6.67, 5 时，应力波的波动性较弱，波的衍射、绕射都不明显，应力波主要作用在洞室的拱顶部位，属于静力和动力同时作用的情况。

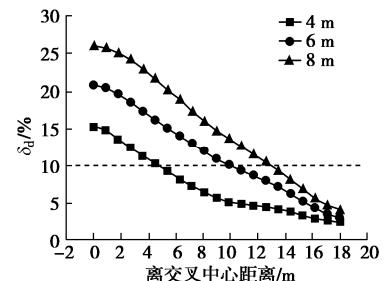


图 15 不同跨度洞室拱顶沉降量增量分布图

Fig. 15 Distribution of incremental settlement of vault with different spans

(2) 最大质点速度分布

图 16 是不同跨度洞室沿洞室周向和轴向的最大质点速度分布图, 洞室周向观测位置为交叉部位, 洞室轴向观测位置为洞室拱顶。沿洞室周向圆拱部分的最大质点速度随着跨度的增大而增大, 洞室底部的最大质点速度随着跨度的增大而减小, 且 6, 8 m 跨度的数值较为接近, 均在 4 m/s 以下, 不会发生层裂现象。沿洞室轴向不同跨度洞室最大质点速度变化趋势相同, 在离交叉中心 7.2 m 的范围内变化迅速, 之后趋于平缓, 增量值在 0 上下浮动, 因此对于 4 m 跨度洞室, 影响范围长度为 1.8 倍的洞室跨度, 6 m 跨度为 1.2 倍的洞室跨度, 8 m 跨度为 0.9 倍的洞室跨度。

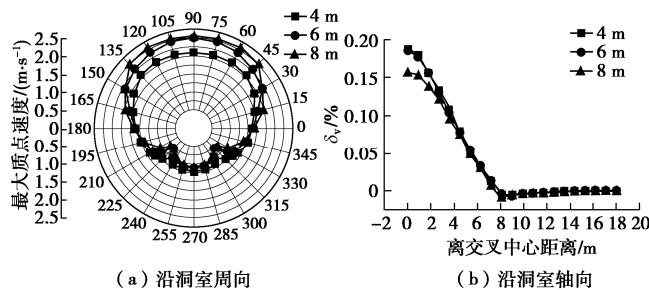


图 16 不同跨度洞室最大质点速度分布图

Fig. 16 Distribution of peak particle velocity of caverns with different spans

(3) 衬砌变形和应力响应

图 17 为不同跨度洞室衬砌交叉部位的最大主应力峰值和最大主应变峰值分布图, 由于洞室跨度不同, 而直墙高度不变, 采用极坐标表示时峰值最大值对应的角度不同, 但都是在直墙底部达到最大, 其次是拱脚部位较大, 且这两处的最大主应变峰值随着最大主应力峰值的增大而增大, 未发生屈服现象, 在结构可承受的范围内。最大主应力和最大主应变峰值都随着洞室跨度的增大而略微增大, 没有不同荷载峰值作用下的增幅明显, 可见不同荷载峰值对交叉部位的衬砌影响更大; 随着洞室跨度增大, 衬砌底部的最大应力和应变峰值有明显增加, 但是直墙部位变化不大, 说明底部比直墙更容易受到荷载的影响。当洞室跨度为 6 m 和 8 m 时, 拱顶的最大主应力峰值较大, 而跨度为 4 m 时, 圆拱部分各点最大主应力峰值变化不明显, 只在拱脚处急剧增大, 说明洞室跨度较大时, 应力波主要作用在洞室的拱顶部位, 不容易发生绕射, 主要是拱顶受力, 洞室跨度较小时, 应力波可以迅速包围洞室时, 洞室受应力波的整体作用, 拱顶的局部作用不再明显, 这与 3.3 节 (1) 得出的结论一致。

3.4 交叉洞室的影响范围

地下洞室交叉部位的受力、变形、破坏等特征与普通单向洞室明显不同, 确定交叉部位的影响范围对

工程设计施工具有重要意义。根据前 3 节的分析, 不同跨度洞室交叉部位在不同的观测量下影响范围不同, 各结果列于表 5, 其中影响范围是指洞室轴向离交叉中心的距离。6, 8 m 跨度交叉洞室影响范围接近, 与 4 m 跨度洞室影响范围相差较大, 为偏于安全考虑, 确定交叉洞室的影响范围为 1.6 倍的洞室跨度, 此范围的洞室需要加厚支护, 提高洞室的稳定性。

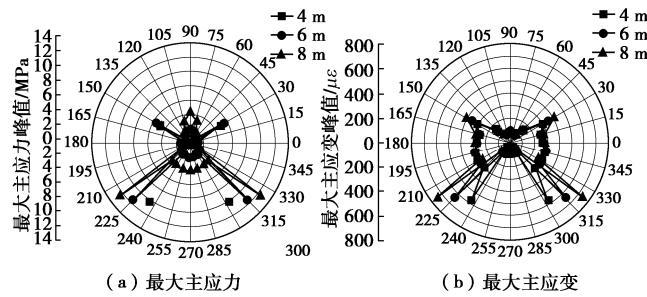


图 17 不同跨度洞室最大主应力峰值和最大主应变峰值分布图

Fig. 17 Distribution of peak maximum principal stress and strain of caverns with different spans

表 5 交叉洞室影响范围

Table 5 Influence ranges of intersecting caverns

项目	4 m	6 m	8 m
拱顶沉降量	1.25D	1.6D	1.6D
最大质点速度	1.8D	1.2D	0.9D

注: D 为洞室跨度 (m)。

4 结 论

通过对直墙圆拱等跨正交洞室在不同地冲击荷载峰值作用下和不同跨度情况下动力响应的数值模拟研究, 得出以下 4 点结论。

(1) 交叉洞室由于临空面多、不平衡力大, 围岩应力重分布范围大、变形量大, 使得最大有效塑性应变、最大质点速度等值均大于单向洞室; 塑性区分布在直墙四等分处, 沿轴向出现 4 条明显塑性带; 拱顶沉降量和直墙底部最大主应力均在交叉处达到最大。

(2) 随着地冲击荷载峰值的增加, 围岩最大有效塑性应变值增加, 拉伸断裂线和剪切滑移线的数量随之增加, 最大有效应变的位置逐渐向交叉部位移动, 衬砌逐渐形成两个中心对称的 V 型相交塑性带; 荷载为 15 MPa 时, 交叉部位拱脚和直墙底部衬砌开始屈服, 达到 20 MPa 时圆拱部分最大质点速度超过 4 m/s, 会发生严重的层裂坍塌现象。

(3) 随着洞室跨度的增加, 交叉部位拱顶沉降量增量和圆拱最大质点速度随之增加, 洞室跨度为 4 m 时, 属于准静力问题, 应力波迅速包围洞室, 破坏主要集中在直墙部位; 洞室跨度为 6, 8 m 时, 呈现动态破坏特征, 应力波主要作用在洞室的拱顶部位, 破

坏集中在拱顶部位。

(4)地下洞室交叉部位的影响范围为距离交叉中心1.6倍的洞室跨度, 交叉部位拱脚和直墙底部是受力薄弱部位, 建议局部加厚支护, 提高洞室的稳定性。

参考文献:

- [1] 任辉启, 穆朝民, 刘瑞朝, 等. 精确制导武器侵彻效应与工程防护[M]. 北京: 科学出版社, 2016. (REN Qi-hui, MU Zhao-min, LIU Rui-chao, et al. Penetration Effects of Precision Guided Weapons and Engineering Protection[M]. Beijing: Science Press, 2016. (in Chinese))
- [2] 田骥. 隧道交叉口抗震性能的研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2016. (TIAN Ji. Study on the Seismic Performance of Tunnel Intersection[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2016. (in Chinese))
- [3] RILEY W F. Stresses at tunnel intersections[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1964, **90**: 167 – 179.
- [4] HSIAO F Y, WANG C L, CHERN J C. Numerical simulation of rock deformation for support design in tunnel intersection area[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**: 14 – 21.
- [5] GOLSHANI A, JONEIDI M, MAJIDIAN S. 3D numerical modeling for construction of tunnels intersections: Case study of Hakim tunnel[C]// Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2015, Fukuoka: 1523 – 1527.
- [6] 孙博, 华瑞平, 刘新宇. 地下大跨度岔洞结构计算分析[J]. 地下空间与工程学报, 2007, **3**(4): 623 – 626. (SUN Bo, HUA Rui-ping, LIU Xin-yu. Analysis of underground long-span fork cavity structure[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, **3**(4): 623 – 626. (in Chinese))
- [7] LI Y Y, JIN X G, LV Z T, et al. Deformation and mechanical characteristics of tunnel lining in tunnel intersection between subway station tunnel and construction tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **56**: 22 – 33.
- [8] YAN Q X, ZHANG J C, CHEN W Y, etc. Dynamic characteristics of intersection structure consisting of twin shield tunnels and a transverse passage[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2019, **23**(11): 4824 – 4835.
- [9] 杨博, 李成献, 董捷, 等. 重载列车运行与地震力耦合作用下交叉隧道动力响应分析[J]. 河北建筑工程学院学报, 2019, **37**(1): 38 – 43. (YANG Bo, LI Cheng-xian, DONG Jie, et al. The research on the vibration isolation effect of pile plate structure in rail transit through finite element analysis[J]. Journal of Hebei Institute of Architecture and Civil Engineering, 2019, **37**(1): 38 – 43. (in Chinese))
- [10] HEUZE F E, MORRIS J P. Insights into ground shock in jointed rocks and the response of structures there-in[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2007, **44**: 647 – 676.
- [11] ZHOU Y X, ZHAO J. Advances in Rock Dynamics and Applications[M]. The Netherlands: CRC Press, 2011.
- [12] 姜波, 李海川, 刘高洁, 等. 兰州某洞库工程开挖及支护方案探讨与浅析[J]. 价值工程, 2020, **39**(1): 167 – 169. (JIANG Bo, LI Hai-chuan, LIU Gao-jie, et al. Discussion and analysis on excavation and support scheme of a cave reservoir project in Lanzhou[J]. Value Engineering, 2020, **39**(1): 167 – 169. (in Chinese))
- [13] BAKHTAR K, JENUS J. Application of Bakhtar empirical model to performance optimization of underground munitions storage structures[R]. Florida: Air Force Operability Systems Management Office, 1998.
- [14] CIVIDINI A, CONTINI A, LOCATELLI L, etc. Investigation on the cause of damages of a deep tunnel[J]. International Journal of Geomechanics, 2012, **12**(6): 722 – 731.
- [15] JOACHIM C E, MCMAHON G W, LUNDERMAN C V, et al. Underground Ammunition Storage Magazines: Effects of Loading Density on Dynamic Airblast Flow in Small-Scale Models[R]. Mississippi: US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1998.
- [16] 田强, 王起帆. 某洞库模拟精确打击的毁伤效应实爆试验[J]. 防护工程, 2013, **35**(5): 5 – 8. (TIAN Qiang, WANG Qi-fan. Explosion test of damage effects on a rear cavern depot under precision strike[J]. Protective Engineering, 2013, **35**(5): 5 – 8. (in Chinese))
- [17] BAKHTAR K, JENUS J. Comparison of Full Scale and Scaled-Model KLOTZ Tunnel Explosion Test Results[R]. California: Bakhtar Associates, 1996.
- [18] LAMPMAN L E, TWIGG D W, CROWELL D A. Use of ADINA for nonlinear, three-dimensional analysis of intersecting tunnels in a rock medium[J]. Computers and Structures, 1985, **21**: 179 – 188.
- [19] HEUZE F E, SHAFFER R J, WALTON O R, et al. Dynamic Response of Tunnels in Jointed Rocks[R]. California: Lawrence Livermore National Laboratory, 1992.
- [20] PROTHRO L. Geologic Framework Model for the Underground Nuclear Explosions Signatures Experiment P-tunnel Testbed Aqueduct Mesa, Nevada National Security

- Site[R]. Nevada: U S Department of Energy, 2018.
- [21] 李振慧. 支护条件对洞室震塌影响研究[D]. 南京: 中国人民解放军理工大学, 2013. (LI Zhen-hui. An Investigation of Supports' Influence on Tunnel's Collapse[D]. Nanjing: PLA University of Science and Technology, 2013. (in Chinese))
- [22] GUILLERMO A M. Evaluation of Concrete Constitutive Models for Impact Simulations[D]. Albuquerque: University of New Mexico, 2017.
- [23] 赵跃堂, 罗中兴, 李振慧, 等. 深埋地下结构静动力耦合响应分析的边界条件设置方法[J]. 岩土力学, 2013, 34(5): 1495 – 1500. (ZHAO Yue-tang, LUO Zhong-xing, LI Zhen-hui, et al. Boundary condition setting method for coupled static and dynamic response analysis of deep underground structure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(5): 1495 – 1500. (in Chinese))
- [24] 徐干成, 郑颖人, 乔春生, 等. 地下工程支护结构与设计[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013. (XU Gan-cheng, ZHENG Ying-ren, QIAO Chun-sheng, et al. Support Structure and Design of Underground Engineering[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2013. (in Chinese))
- [25] 郝保田. 地下核爆炸及其应用[M]. 北京: 国防工业出版社, 2002. (HAO Bao-tian. Underground Nuclear Explosion and Its Application[M]. Beijing: National Defense Industry Press, 2002. (in Chinese))
- [26] 陈安敏, 顾金才, 徐景茂, 等. 平面装药条件下洞室受力特征试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(9): 2603 – 2608. (CHEN An-min, GU Jin-cai, XU Jing-mao, et al. Model test study of tunnel mechanical characteristics under plane charge explosion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(9): 2603 – 2608. (in Chinese))
- [27] 储程. 构造应力场及节理构造对洞室震塌影响研究[D]. 南京: 中国人民解放军理工大学, 2013. (CHU Cheng. Research on the Influence of Tectonic Stress Field and Joints on Cavity's Dynamic Collapse[D]. Nanjing: PLA University of Science and Technology, 2013. (in Chinese))
- [28] DOWDING C H. Estimating earthquake damage from explosion testing of full-scale tunnels[J]. Tunnel Technology and Subsurface Use, 1984, 4(3): 113 – 117.
- [29] CHEN Y C, CHANG M C. Study of the deformation behavior and lining stresses of horizontal tunnel intersection during excavation-numerical investigation[J]. Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, 2000, 12(3): 487 – 497.
- [30] PERSEN L N. Rock Dynamics and Geophysical Exploration [M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.