•土木工程•

DOI:10.12454/j.jsuese.202500549

本刊网刊

拱顶侧向爆炸荷载作用下隧洞结构抗爆性能

曹克磊[1],代书博[1],马文昌[2],王友乐[3],张建伟[1],赵　瑜[1]

(1.华北水利水电大学 水利学院,河南 郑州 450046;2.华北水利水电大学 土木与交通学院,河南 郑州 450045;
3.长江勘测规划设计研究有限责任公司,湖北 武汉 430010)

摘　要:为探究浅埋钢筋混凝土拱形隧洞在侧向爆炸荷载作用下的抗爆性能,基于光滑粒子法和有限元(SPH-FEM)耦合算法建立“炸药-砂土-隧洞”全耦合三维数值仿真模型,开展不同侧向起爆角和炸药量对隧洞结构的动力响应、毁伤过程、破坏模式和损伤等级的影响研究。结果表明:随侧向起爆角的减小,拱面典型测点的峰值位移逐渐衰减并伴随峰值点位置的偏移。不同侧向起爆角下隧洞压力分布显著不同,其中,90°正顶爆时拱面压力分布不均匀且压力峰值由拱顶向拱脚方向呈逐渐衰减趋势,60°和45°侧向起爆时压力峰值点发生偏移。不同侧向起爆角和炸药量下压力峰值分布规律呈现近似三角形的特征,压力峰值随侧向起爆角的减小而逐渐减小且分布特征呈递减趋势,其中,拱面压力分布趋于均匀,拱墙受压区和受拉区向右偏移,近爆侧及远爆侧直墙受拉区分别向底部和拱顶移动。此外,根据单自由度(SDOF)法对承受爆炸荷载后隧洞结构的损伤等级进行划分,正顶爆下隧洞损伤等级随炸药量减小由严重破坏降低为轻度破坏;隧洞最大峰值位移随侧向起爆角的减小呈现衰减趋势且损伤等级显著降低,表明荷载的强度与位置是影响隧洞结构爆炸响应的两个重要因素。研究结果可为隧洞结构的抗爆防护设计奠定理论基础。

关键词:拱形隧洞;拱顶侧向爆炸;动力响应;破坏模式;毁伤机理;抗爆性能

中图分类号:TJ55;O383.2　　**文献标志码:**A　　**文章编号:**2096-3246(2026)03-0200-14

随着城市化进程的加速和地下空间的深入开发,隧洞由于其空间利用效率高、环境影响小、防灾减灾功能强、经济效益显著等优点,在交通、水利和防灾减灾等多个领域得到了大力建设和发展。钢筋混凝土拱形结构由于具有结构性能好、施工灵活等优点,在隧洞工程中被广泛应用。然而,近年来国际局势的复杂性日益加剧,局部战争、恐怖袭击和管道爆炸等威胁频繁出现,精确制导武器朝着高精度、大毁伤的方向快速发展,对地下拱形结构抗爆防护能力构成严峻挑战。因此,研究钢筋混凝土拱形结构隧洞在爆炸荷载作用下的动力响应、破坏模式及其影响因素,对于防护设计优化、结构的抗爆性能提升及灾后结构的损伤评估具有重要意义。

根据爆源位置可分为外部爆炸[1−3]和内部爆炸,在以往的研究中,许多学者通过试验和数值模拟研究了内部爆炸荷载作用下地下拱形结构的动态响应。如:Zhou 等[4]通过试验和有限元方法探究了浅埋拱形隧道结构在内部接触爆炸荷载作用下的动态响应和毁伤机理,给出了基于剩余承载力的损伤等级划分标准。冷冰林等[5]采用流固耦合算法研究了 3 种不同材料的拱形结构的抗爆性能,发现活性放粉末混凝土(RPC)拱形结构具有更好的防震塌能力。孙惠香等[6]通过对内部爆炸荷载作用下大跨度拱形结构与围岩的相互作用进行研究,发现内部爆炸作用下拱脚是结构中的薄弱部位。此外,内部爆炸时受结构内壁的限制会发生多次反射,即冲击波传播规律较为复杂。宋娟等[7]采用任意拉格朗日欧拉(ALE)方法研究了坑道在内部爆炸作用下冲击波传播规律,发现装药形状和

收稿日期:2025 – 07 – 18　　**修回日期:**2025 – 09 – 19　　**网络出版日期:**2025 – 09 – 28

基金项目:河南省自然科学基金青年基金项目(252300421557);国家自然科学基金项目(52409157);河南省高等学校重点科研项目(24A570002)

作者简介:曹克磊(1990—),男,副教授. 研究方向:爆炸荷载作用下水工混凝土结构抗爆性能与防爆安全评估;强震作用下结构毁伤效应与易损性分析. E-mail:caokelei456@163.com

炸高对坑道壁面的压力峰值影响较大。王后裕等[8]通过试验和数值仿真分析研究了地下拱形结构内部爆炸问题，分析了冲击波的变化规律，并提出了超压简化计算公式。综上可知，目前已有许多学者对拱形结构在内部爆炸荷载下的动态响应进行研究。但对于地下拱形结构，由武器或者管道泄漏引起的外部爆炸往往比内部爆炸更易发生。因此，应着重探究外部爆炸作用下地下拱形结构的动力响应。

在研究地下拱形结构受到外部爆炸荷载的动力响应和毁伤模式之前，必须考虑爆炸冲击波在土体中的传播及结构与周围土体的相互作用。穆朝民等[9]通过饱和土爆炸试验，综合分析得出爆炸波在饱和土中的传播规律，建立了饱和土双线性递增硬化本构关系。Chen 等[10]通过引入结构与周围土体之间的界面阻尼，建立地下拱形结构的运动方程，并推导拱动力响应的解析解。在地下拱形结构受到外部爆炸荷载时的破坏机理和荷载分布研究方面：李述涛等[11]对正顶两次爆炸冲击下直墙圆拱形结构进行试验，探究结构的损伤机理和动力反应特性。朱坤芬等[12]对通过有限元方法对武器爆炸荷载下拱形结构的端部剪力响应进行系统分析，得出厚跨比、边界约束条件和塑性变形对拱形结构端部动剪力的影响。Chen 等[13]通过对地下钢筋混凝土拱形结构进行模型试验，揭示挠度、应变、加速度的分布规律和结构破坏模式。陈昊等[14]对土中浅埋直墙拱进行爆炸试验并进行数值模拟，探究二次爆炸作用下结构的破坏规律，发现初次打击对结构的损伤影响较大。洪武等[15]采用数值计算方法对地下拱形结构爆炸作用荷载分布规律进行研究，分析不同爆高、跨度对大跨度拱形结构荷载分布的影响。周健南等[16]通过野外直墙拱形结构抗爆模型试验，研究爆炸作用下拱形结构表面的荷载分布规律，在此基础上提出局部动载的计算公式。目前，对于地下拱形结构在遭受爆炸荷载下的爆炸响应研究取得了大量成果，这些成果主要集中于内部爆炸和外部正向爆炸荷载下的拱形结构，但对于结构外部呈一定偏角的侧向爆炸下拱形结构的响应特性和破坏模式的研究相对较少。然而，由于爆源位置的不确定性，研究地下拱形结构在侧向爆炸荷载作用下的响应特性具有显著实际意义。

为探究侧向起爆荷载作用对钢筋混凝土拱形隧洞结构抗爆性能的影响，采用 SPH-FEM 耦合法建立“炸药-砂土-隧洞”三维数值仿真模型，研究不同侧向起爆角和不同炸药量对隧洞结构动力响应、损伤演化过程及破坏模式对结构抗爆性能的影响，并利用 SDOF 方法评价不同影响因素下隧洞结构的损伤等级。研究结果可为钢筋混凝土拱形隧洞结构的抗爆防护设计提供理论参考。

1　爆炸模拟有效性验证

1.1　土体介质模拟方法有效性验证

采用 SPH-FEM 耦合法建立了“炸药-砂土”耦合的 1/4 仿真计算模型如图 1 所示。为验证 SPH 粒子和 FEM 单元的耦合效果，在 SPH 粒子和 FEM 网格接触界面选取相邻的 SPH 粒子和 FEM 网格单元，上表面为土体与空气接触的自由表面，模拟速度和压力时程曲线如图 2 所示。SPH-FEM 耦合界面处的 FEM 单元和 SPH 粒子二者的模拟结果吻合度较好，表明 SPH-FEM 耦合界面具有很好的协调性。爆炸中心下方不同深处土体的压力时程如图 3 所示。由图 3 可知：冲击波压力整体呈现先上升达到峰值，随后迅速下降的特征，且压力峰值随着埋深方向传播深度的增加而迅速减小；爆炸中心下方 0.2 m 和 0.3 m 处的压力峰值较下方 0.1 m 处压力峰值分别降低了 82% 和 92%，冲击波的压力上升速率和衰减速率均随着与炸药中心距离的增大而逐渐减缓。

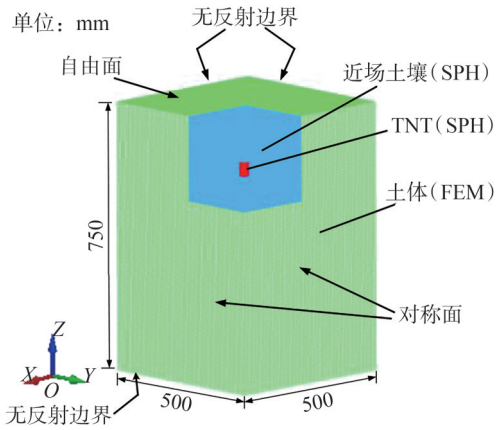


图 1　有限元模型

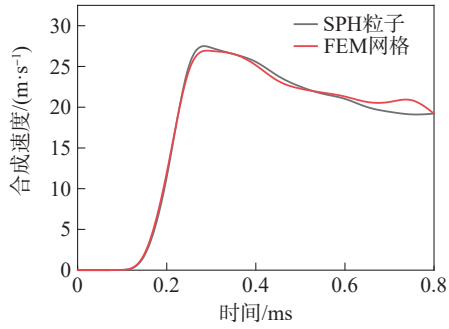
Fig. 1　Finite element model

此外，采用美国军事手册（TM5-855-1）[17]提供的经验公式计算土中爆炸自由场压力峰值解析解，并与数值模拟解进行对比，如图 4 所示，发现解析解与数值模拟解吻合良好，表明耦合方法能够准确地模拟土中爆炸过程。

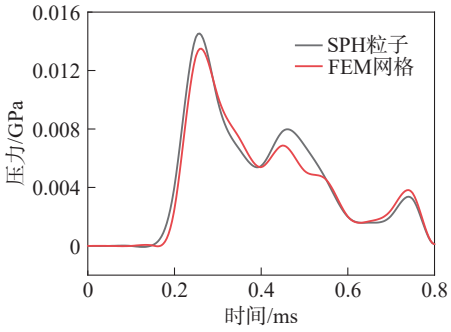
爆炸波压力峰值计算公式为：

$$P_0=\mu f(\rho c)\left(\frac{2.52R}{W^{1/3}}\right)^{-n} \tag{1}$$

式中：P_0 为压力峰值，Pa；μ 为炸药能量输出的经验修正系数，取 48.77；f 为耦合系数；ρc 乘积表示声阻抗，ρ 为土体的密度，c 为波速；n 为衰减因数，取 2.75；R 为距爆源的距离；W 为炸药量。



(a) 速度时程曲线



(b) 压力时程曲线

图2 速度与压力时程曲线

Fig. 2 Time history curves of speed and pressure

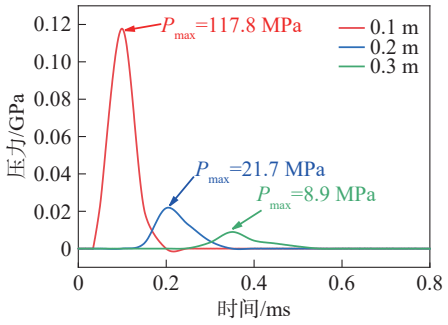


图3 不同深度压力时程

Fig. 3 Time history of pressure at different depths

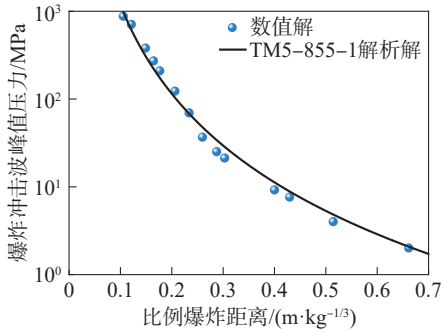
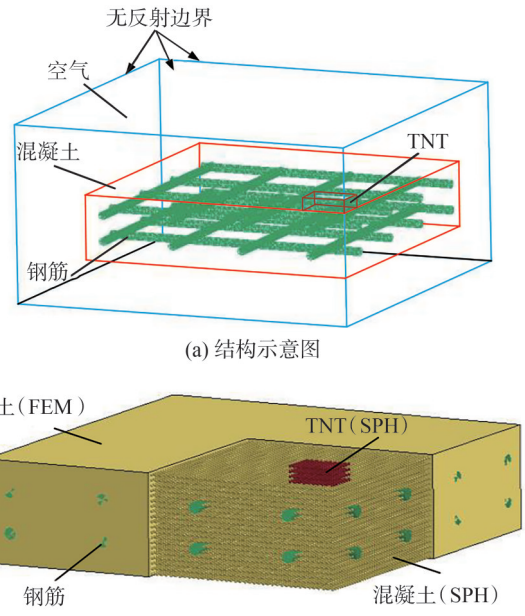


图4 数值解与解析解对比

Fig. 4 Comparison between numerical and analytical solutions

1.2 多介质耦合方法验证

为验证SPH-FEM耦合方法在模拟钢筋混凝土结构爆炸响应中的准确性与有效性，选用文献[18]中接触爆炸试验建立“炸药-混凝土板-空气”耦合仿真模型如图5所示。试验中，素混凝土(PC)板和钢筋混凝土(RC)板(尺寸为750 mm×750 mm×75 mm)的保护层厚度为30 mm。所用材料规格为：钢筋混凝土板中双层布置钢筋直径为12 mm，且纵横间距均为100 mm。模型中，炸药及近场混凝土采用SPH粒子，远场混凝土采用ALE单元，钢筋采用BEAM单元，0.5 kg炸药置于板中心位置，模型底部设置固定约束。接触爆炸后直墙拱的模拟结果和试验结果如图6所示。由图6可知：爆炸试验中，PC板和RC板迎爆面产生爆坑的平均开坑直径分别为350 mm和322 mm；模拟结果中，PC板和RC板迎爆面的爆坑平均直径分别为354 mm和325 mm，与试验结果的平均误差均约为1.4%，在允许误差范围之内。表明本文采用的SPH-FEM耦合方法能够有效预测爆炸荷载作用下混凝土结构的损伤模式、破坏形态。

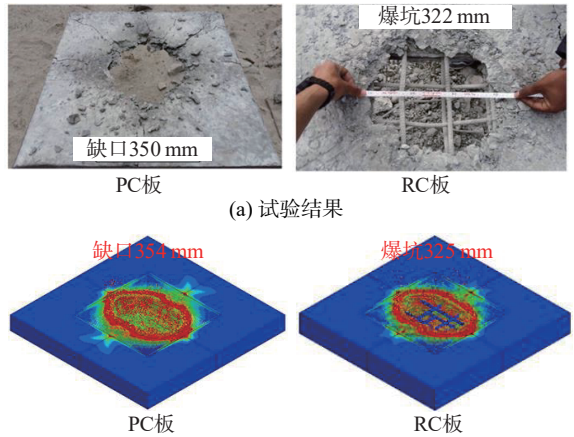


(a) 结构示意图

(b) SPH-FEM耦合

图5 仿真模型

Fig. 5 Simulation model



(a) 试验结果

(b) 模拟结果

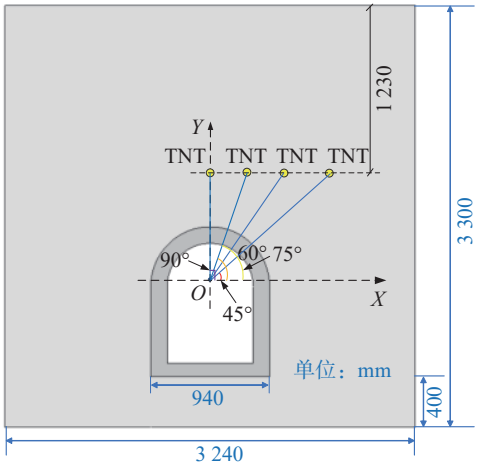
图6 试验结果与模拟结果对比

Fig. 6 Comparison between experimental results and simu-lation results

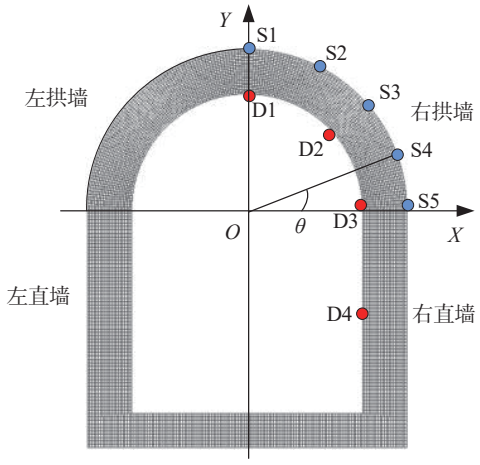
2　爆炸模拟方案设计及仿真模型建立

2.1　爆炸模拟方案设计

鉴于地下浅埋工程的爆破开挖可能对既有隧洞结构造成影响，通过数值模拟方法分析同一埋深条件下不同爆源起爆位置对隧洞结构动力响应及抗爆性能的影响，爆源设置如图7(a)所示，以X轴为基准沿逆时针方向在第一象限内界定侧向起爆角，侧向起爆角分别为45°、60°、75°和90°(正顶)，各爆源均位于距地表垂直距离1.23 m的水平线上，具体位置由该水平线与相应侧向起爆角射线的交点确定。为评估侧向起爆角对隧洞抗爆性能的影响，于隧洞右拱墙表面布置5个压力测点(S1～S5)，分别位于拱顶(拱面倾角θ=90°)、拱肩(θ=67.5°)、拱腰(θ=45.0°、22.5°)和拱脚(θ=0°)，如图7(b)所示，以对比不同侧向起爆角下爆炸冲击波在拱面上的传播规律。4个位移测点(D1～D4)分布在隧洞内表面拱顶、拱腰、拱脚和直墙中心位置处。具体的模拟工况见表1。



(a) 爆源位置



(b) 测点布置

图7　爆源位置及测点

Fig. 7　Explosion source position and measuring points

表1　模拟工况

Tab. 1　Simulated working conditions

侧向起爆角/(°)	炸药量/kg	起爆距离/m	比例爆距/(m·kg$^{-1/3}$)
90	0.4、1.2、3.0	0.50	0.679、0.471、0.347
75	0.4、1.2、3.0	0.52	0.706、0.489、0.361
60	0.4、1.2、3.0	0.64	0.868、0.602、0.443
45	0.4、1.2、3.0	0.89	1.208、0.837、0.617

2.2　材料参数

2.2.1　炸药

选用*MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN材料模型与*EOS_JWL状态方程[19]模拟炸药的爆轰压力-体积的关系，爆轰压力P的表达式为：

$$P=A\left(1-\frac{\omega}{R_1V_1}\right)\mathrm{e}^{-R_1V_1}+B\left(1-\frac{\omega}{R_2V_1}\right)\mathrm{e}^{-R_2V_1}+\frac{\omega E_0}{V_1} \quad (2)$$

式中，A、B为材料压力参数，R_1、R_2、ω为与炸药有关的系数，V_1为相对体积，E_0为单元体积内能。具体的材料参数见表2，其中，ρ_0为炸药密度，V为瞬时实际体积，P_{CJ}为爆轰稳定时的临界压力。

表2　TNT参数

Tab. 2　TNT parameters

材料模型	参数	数值
MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN	ρ_0/(kg·m^{-3})	1 630
	V/(m·s^{-1})	6 930
	P_{CJ}/GPa	21
EOS_JWL	A/GPa	373.7
	B/GPa	3.747
	R_1	4.15
	R_2	0.9
	ω	0.35
	E_0/(J·m^{-3})	8×10^9

2.2.2　土体

选用*MAT_SOIL_AND_FOAM材料模型[20]描述砂土特性，模型中，土体密度为1.8 g/cm^3，体积卸载模量K_u为1.26 GPa，剪切模量G为63.8 MPa，拉伸断裂的压力截止值P_{cut}为-6.9 kPa。模型所需的10组体积应变值$\ln(V/V_0)$与压力关系参数见表3，其中，V_0为初始体积。

表3　体积应变与压力关系

Tab. 3　Relationship between volumetric strain and pressure

$\ln(V/V_0)$	压力/MPa	$\ln(V/V_0)$	压力/MPa
0	0	−0.246	200
−0.104	20	−0.271	400
−0.161	40	−0.283	600
−0.192	60	−0.290	800
−0.224	120	−0.400	4 100

屈服函数ϕ的表达式如下：

$$\phi=S_{ij}S_{ij}/2-(a_0+a_1p+a_2p^2) \quad (3)$$

式中，a_0、a_1、a_2为屈服函数常数，p为压力，S_{ij}为偏应力分量。

2.2.3 钢筋

钢筋采用*MAT_PLASTIC_KINEMATIC材料模型[21]，该材料模型可以描述为各向同性硬化和随动硬化塑性模型。在不考虑应变速率的影响时，屈服强度σ_y为：

$$\sigma_y=\sigma_0+\eta E_p\varepsilon_{eff}^p \tag{4}$$

式中，σ_y为屈服强度，σ_0为初始屈服强度，η为钢筋塑性强化系数，E_p为塑性硬化模量，ε_{eff}^p为有效塑性应变。

利用Cowper−Symonds模型来表征材料的应变率效应时，*MAT_PLASTIC_KINEMATIC材料模型中屈服强度可表示为：

$$\sigma_y=\left[1+\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{D}}\right](\sigma_0+\eta E_P\varepsilon_{eff}^p) \tag{5}$$

式中，$\dot{\varepsilon}$为等效塑性应变率，D和C分别为Cowper−Symonds模型的应变率常数和应变率指数。

2.2.4 混凝土

混凝土用*MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3模型[22]，使用*MAT_ADD_EROSION关键字定义失效准则[23]。混凝土抗压强度为56 MPa，密度ρ为2.42 g/cm^3，泊松比为0.19。采用动力增大系数描述应变率效应，混凝土抗压强度动力增大系数C_{DIF}表达如下：

$$C_{DIF}=\frac{f_d}{f_{cs}}=\begin{cases}\left(\dfrac{\dot{\varepsilon}_d}{\dot{\varepsilon}_{cs}}\right)^{1.026\alpha}, & \dot{\varepsilon}_d\le 30\ s^{-1};\\ \gamma\left(\dfrac{\dot{\varepsilon}_d}{\dot{\varepsilon}_{cs}}\right)^{\frac{1}{3}}, & \dot{\varepsilon}_{cs}>30\ s^{-1}\end{cases} \tag{6}$$

式中：f_d和f_{cs}分别为动、静态抗压强度；$\dot{\varepsilon}_{cs}$为静态压缩应变率，取为300 s^{-1}；$\dot{\varepsilon}_d$为混凝土受压时的抗压应变率；γ、α分别为高应变率、低应变率阶段的强度增长系数，计算如下：

$$\lg\gamma=6.15\alpha-2 \tag{7}$$

$$\alpha=(5+9f_{cs}/10)^{-1} \tag{8}$$

混凝土抗拉强度动力增大系数T_{DIF}表达如下：

$$T_{DIF}=\frac{f_t}{f_{ts}}=\begin{cases}\left(\dfrac{\dot{\varepsilon}_t}{\dot{\varepsilon}_{ts}}\right)^{\delta}, & \dot{\varepsilon}_t\le 1\ s^{-1};\\ \beta\left(\dfrac{\dot{\varepsilon}_t}{\dot{\varepsilon}_{ts}}\right)^{\frac{1}{3}}, & \dot{\varepsilon}_t>1\ s^{-1}\end{cases} \tag{9}$$

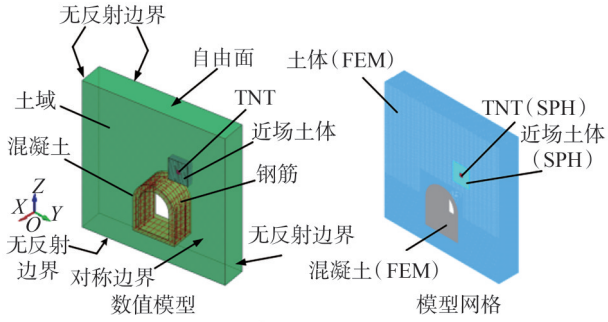
式中：$\dot{\varepsilon}_t$为混凝土受拉时的应变率；$\dot{\varepsilon}_{ts}$为混凝土抗拉参考应变率，f_t、f_{ts}分别为应变率$\dot{\varepsilon}_t$时动抗拉强度、应变率$\dot{\varepsilon}_{ts}$时静抗拉强度高应变率阶段受拉强度；β、δ分别为高应变率、低应变率阶段受拉强度放大系数，计算如下：

$$\lg\beta=6\delta-2 \tag{10}$$

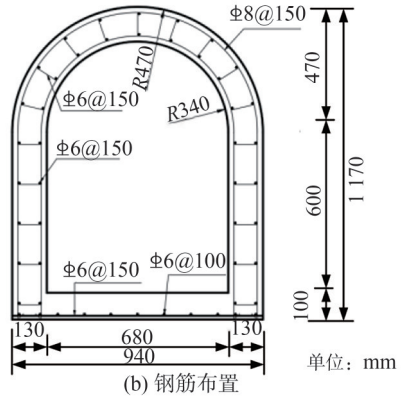
$$\delta=1/(1+8f_{cs}/10)^{-1} \tag{11}$$

2.3 数值模型建立

为探究拱顶侧向爆炸荷载作用下隧洞的动力响应及毁伤模式，采用SPH−FEM耦合算法建立“炸药−砂土−隧洞”1/2仿真模型（图8(a)），其中，隧洞尺寸及钢筋布置方式主要依据文献[24]。模型中，土域尺寸为3 240 mm×1 100 mm×3 300 mm；隧洞的长为1 100 mm，埋深为1 800 mm，底板厚度为100 mm，圆拱和直墙部分壁厚均为130 mm，钢筋保护层厚度为25 mm；在沿拱厚度方向TNT炸药及周边土体（尺寸为450 mm×450 mm×460 mm）设置SPH粒子；混凝土和余下土体采用ALE单元；箍筋和底板钢筋（直径为6 mm、间距为150 mm，图8(b)）采用BEAM单元。土域对称面的3个垂直面和模型底部均设置无反射边界，对称面采用对称边界，上表面为自由界面；土体的SPH粒子与FEM单元之间采用*CONTACT_TIED_NODES_TO_SURFACE_OFFSET关键字进行耦合，混凝土与钢筋通过关键字*CONSTRAINED_BEAM_IN_SOILD耦合，土体与混凝土采用关键字*CONTACT_AUTOMATIC_NODES_TO_SURFACE耦合。



(a) 1/2数值模型及网格布置



(b) 钢筋布置

图8 隧洞数值模型及钢筋布置

Fig. 8 Numerical model of tunnel and reinforcement layout

3 拱顶侧向爆炸荷载作用下隧洞结构动力响应

3.1 爆炸冲击波传播特性分析

不同侧向起爆角下冲击波的传播规律基本一致，限

于篇幅，仅给出侧向起爆角为75°和90°下爆炸冲击波在隧洞结构不同介质中的传播过程，如图9所示。由图9可见：在隧洞正顶爆(90°)下，球形冲击波传播至拱顶表面由于土体与混凝土波阻抗的差异，部分冲击波会发生反射，且入射与反射波叠加使混凝土表面形成应力集中区，透射波先进入拱顶并以压缩波形式继续传播，随后沿拱形结构向拱脚传播并发生绕射。隧洞侧向起爆(75°)时，球形波作用于侧顶表面后发生反射，形成应力集中区；之后，随着冲击波继续向拱脚及拱顶传播，隧洞所受压力及其影响范围也逐渐增大。

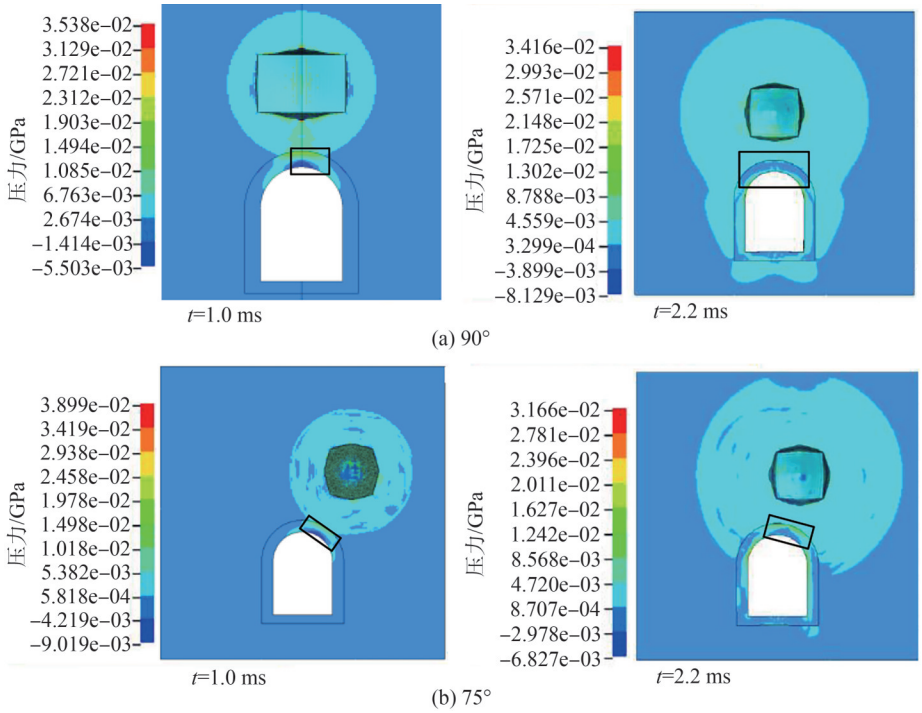


图9　75°和90°侧向起爆角下冲击波在隧洞的传播过程

Fig. 9　Shock wave propagation process in the tunnel under lateral initiation angles of 75° and 90°

3.2　侧顶爆炸荷载作用下隧洞结构压力分析

为了探究侧向起爆角对隧洞结构表面压力分布的影响，使用3.0 kg炸药在近起爆端右拱墙的5个典型测点(S1～S5)开展了不同侧向起爆角(90°、60°、45°)下的压力时程分析，如图10所示。

由图10可知：不同侧向起爆角下各测点的压力峰值存在显著差异。90°正顶爆和60°、45°侧向起爆时，压力分别在测点S1、S2和S3达到峰值，分别为53.4、41.9和23.5 MPa，拱面测点的压力峰值随侧向起爆角减小呈降低趋势，且峰值位置发生偏移。90°正顶爆下，压力呈不均匀分布[25]，且拱顶处压力峰值最大(53.4 MPa)；S2～S5测点的压力峰值依次递减，分别为38.9、9.1、6.4和5.9 MPa，其中，S1至S2和S2至S3区域的压力峰值衰减幅度分别为27.2%、76.6%，该区域的测点压力峰值衰减较显著，表明该区域是压力的主要衰减区，冲击波对结构的局部作用效应明显。60°和45°侧向起爆下，压力峰值的位置均发生偏移，且其压力峰值较正顶爆工况分别下降21.5%和55.8%，表明侧向起爆角对爆炸冲击波的衰减传播具有显著的影响。

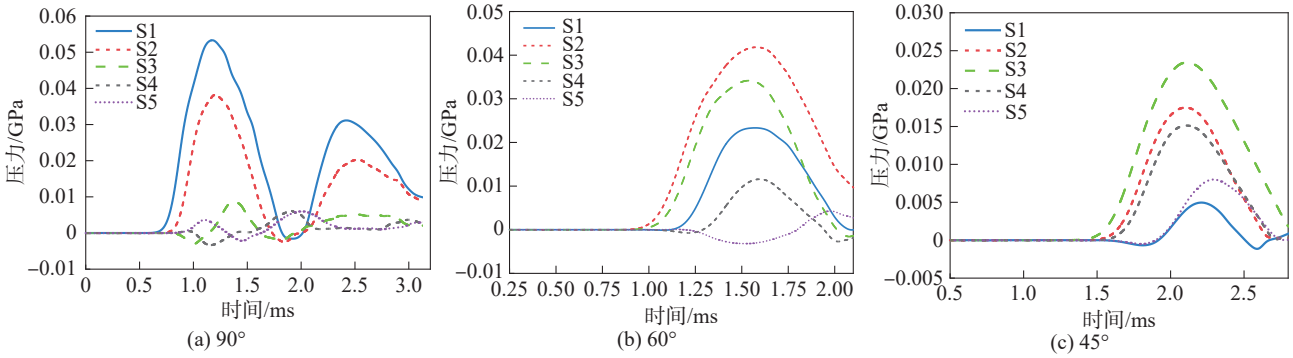
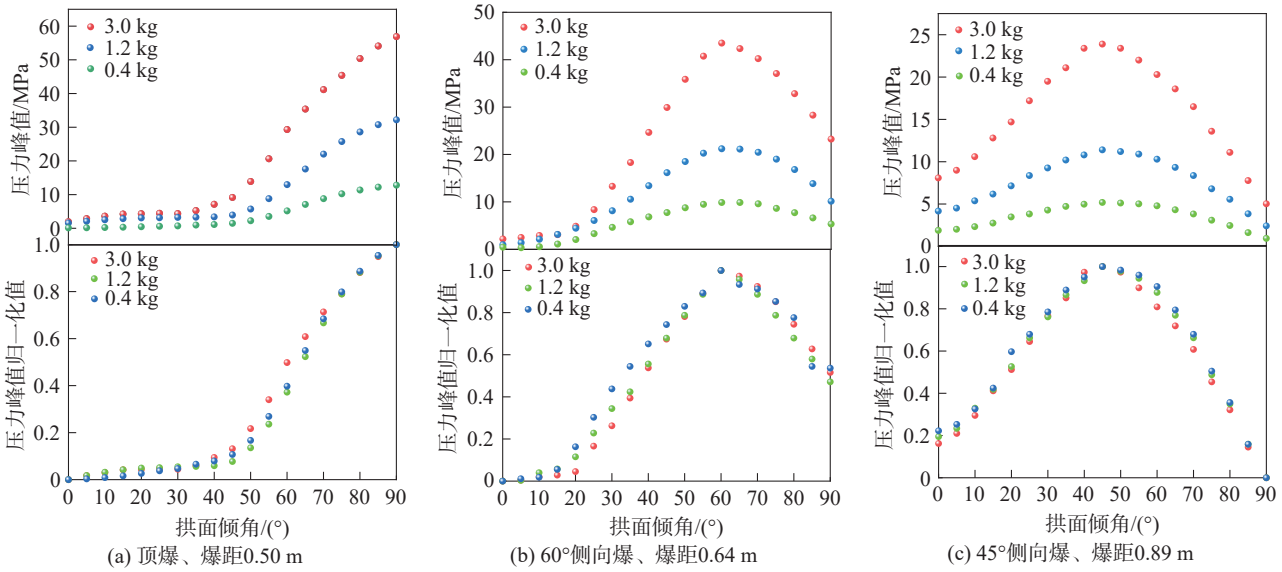


图10　3.0 kg炸药在不同侧向起爆角下各测点的压力时程曲线

Fig. 10　Pressure time history curves at measuring points for 3.0 kg charge under different lateral initiation angles

为进一步明晰起爆条件对隧洞结构的影响，分别给出 90°正顶爆、爆距 0.50 m，60°侧向起爆、爆距 0.64 m，45°侧向起爆、爆距 0.89 m 工况及不同炸药量下右拱面各点的压力峰值及对压力峰值归一化值曲线，如图 11 所示。由图 11 可知：不同侧向起爆角和炸药量下，压力峰值均呈近似三角形分布，且变化趋势相似。压力峰值随侧向起爆角减小呈整体降低的趋势，致使三角形分布趋势减缓，拱面压力分布趋于均匀，且压力的局部效应减弱[26]；压力峰值随炸药量的减小也显著降低。正顶爆工况下，压力峰值在拱面倾角为 45°～90°测点区间内下降显著，并在倾角为 0～45°测点区间范围内影响较小；60°与 45°侧向起爆工况下，拱面测点压力峰值衰减影响范围分别扩展至拱面倾角为 20°～90°、10°～90°，表明压力峰值的影响范围随侧向起爆角减小呈递增趋势。归一化处理后的压力峰值曲线的三角形分布形态更显著，且相同爆距下不同炸药量对压力峰值归一化曲线分布规律的影响较小。正顶爆时，在拱面倾角为 50°～90°测点区间的压力峰值归一化值（0.2～1.0）下降较快，在倾角为 0～50°区间压力峰值归一化值（< 0.1）下降减缓；60°和 45°侧向起爆工况时，压力峰值归一化值下降较快区域分别位于拱面倾角 20°～90°、10°～90°。随侧向起爆角减小，压力峰值归一化值降幅较大的区域范围更加扩大，且应力局部效应减弱。



(a) 顶爆、爆距0.50 m　(b) 60°侧向爆、爆距0.64 m　(c) 45°侧向爆、爆距0.89 m

图 11　3 种工况下不同炸药量的右拱面压力峰值分布及压力峰值归一化曲线

Fig. 11　Distribution and normalization curves of peak pressure on the right arch surface with different explosive quantities under three operating conditions

3.3　侧向爆炸荷载作用下隧洞结构力学分析

3.3.1　隧洞结构受力特性分析

为探究不同侧向起爆角对隧洞结构的力学响应，选取可间接表征结构破坏特征的最大主应力（拉应力为正值，压应力为负值）作为分析指标，不同侧向起爆角时，在爆炸荷载作用下隧洞最大主应力的变化过程如图 12 所示。图 12 中，实线和虚线区域分别表示受压区和受拉区，F 为该区域的受力，v 为该处的变形变化趋势。

由图 12（a）可见：正顶爆 90°下，在爆炸初期，隧洞拱顶迎爆面承受较高压应力，致使外侧发生向下的变形，隧洞上部拱形结构随应力向拱脚传递，整体处于受压状态，向下的变形持续增大；在受压与拱脚约束的共同作用下隧洞拱顶内侧及拱腰附近出现拉应力，致使结构产生弯曲变形，主要表现为，在 t=1.05 ms 时约 45°拱腰至拱脚范围形成受拉区，在 t=1.20 ms 时受拉区随爆炸荷载持续传播进一步扩展至直墙区域。由图 12（b）可见：侧向 60°起爆下，在爆炸初期，迎爆面的压应力区发生偏移，且背爆面以受拉为主，此时拱顶产生向内侧的变形；在 t=1.35～1.45 ms 时，压应力区扩展，致使结构变形加剧，左侧拱墙至右侧拱脚及直墙区域相继出现受拉区；在 t=2.25 ms 时，于左侧直墙内侧形成高拉应力。由图 12（c）可知：侧向 45°起爆的应力演变与侧向 60°起爆总体一致。在爆炸初期，背爆面产生拉应力，迎爆面压应力区发生偏移，且伴随拱顶向内侧变形；随后，整体弯曲变形扩大，且受拉区持续发展，在 t=2.54 ms 时，于左侧直墙内侧产生较高的拉应力。综上所述，侧向起爆时隧洞受拉区与正顶爆时存在差异，随侧向起爆角的减小，拱墙的压拉应力区向右偏移，且近爆侧直墙受拉区趋于底部，左侧拱墙受拉区则向拱顶移动。由于混凝土的抗拉强度远小于其抗压强度，结构破坏临界点多出现于拉应力区域，受拉破坏范围显著大于受压破坏范围。

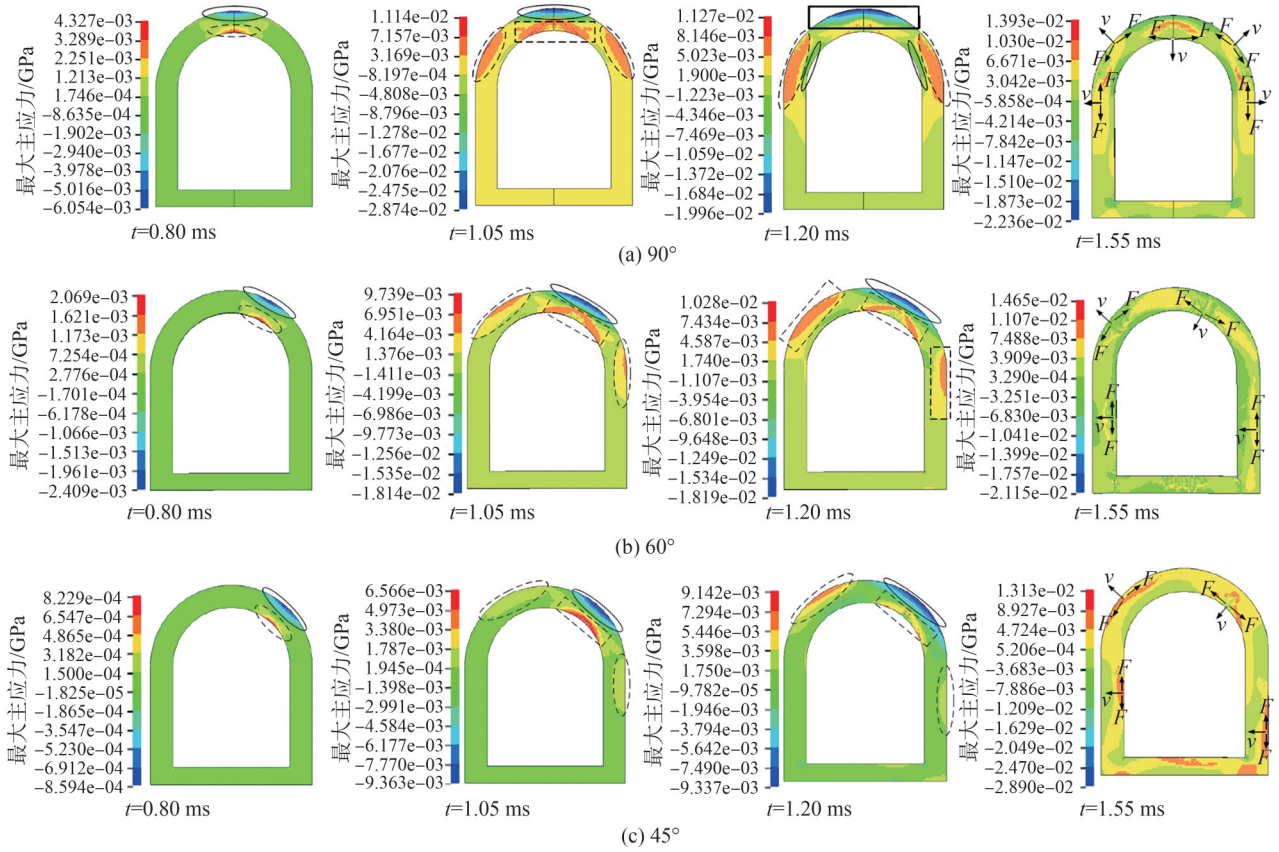


图12　不同侧向起爆角下最大主应力变化过程

Fig. 12　Variation of maximum principal stress under different lateral initiation angles

3.3.2　隧洞结构钢筋轴力分析

不同侧向起爆角下隧洞的钢筋轴力见图13。由图13可知：爆炸荷载作用下拱顶爆源侧弧向钢筋承受压应力，内侧弧向钢筋承受拉应力，靠近爆源侧钢筋轴力较大，但变形较小。90°、75°、60°和45°侧向起爆时隧洞钢筋轴力分别为24.5、24.3、14.5和10.4 kN，最大降幅57.6%，表明隧洞钢筋轴向应力随侧向起爆角减小而逐渐降低。

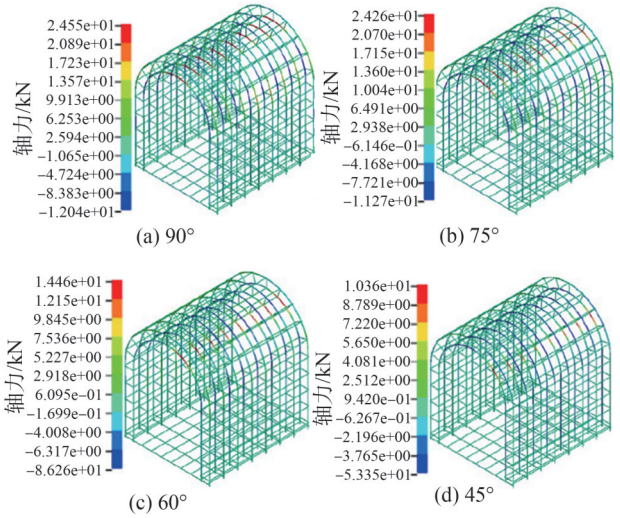


图13　不同侧向起爆角下的钢筋轴力

Fig. 13　Axial force of steel bars with different lateral initiation angles

3.3.3　隧洞结构变形分析

为明晰结构变形及损伤与炸药量的关系，以正顶爆90°、爆距0.50 m下隧洞的动力响应为例，分析不同炸药量时对隧洞拱顶结构的损伤变形（D1、D2点竖向Z位移）及直墙结构的损伤变形（D3、D4点侧向Y位移），见图14。由图14可知，随拱顶向下移动，直墙侧向右移动，位移幅值随炸药量的减小而显著降低，其中，1.2、0.4 kg炸药量在D2和D3点最大位移比3.0 kg炸药量时分别降低49.4%、79.5%和55.4%、83.7%，表明炸药量对拱附近单元和直墙侧单元的位移响应有显著影响。

不同侧向起爆角下隧洞竖向位移云图见图15。由图15可知：不同侧向起爆角下竖向位移主要沿隧洞轴向分布。正顶爆90°时，在底板中心处竖向位移最小，呈对称分布，竖向位移峰值出现于拱顶，并向两侧递减。侧向60°和45°起爆时，结构竖向位移呈现非对称分布，竖向位移峰值随侧向起爆角减小而逐渐向近爆侧拱脚移动，且呈递减趋势。

不同炸药量和侧向起爆角下隧洞右侧拱墙变形（竖向Z位移）见图16。由图16可知：竖向位移峰值随侧向起爆角减小呈递减趋势，且其分布趋于平缓，结构局部变形减弱。1.2 kg炸药量时，90°、60°和45°起爆下竖向峰值位移分别为4.93、3.37和1.46 mm；正顶爆90°时，竖向位移

呈对称分布且局部变形显著;侧向60°和45°起爆时,竖向位移呈非对称分布且分布范围扩大,结构的局部变形减弱,竖向位移峰值沿拱顶方向的衰减速率大于沿拱脚方向。3.0 kg炸药量时,侧向60°起爆下竖向位移峰值为7.94 mm,在拱面两侧倾角20°范围内,向拱顶40°方向处位移为7.09 mm,向拱脚80°方向处位移为6.53 mm。

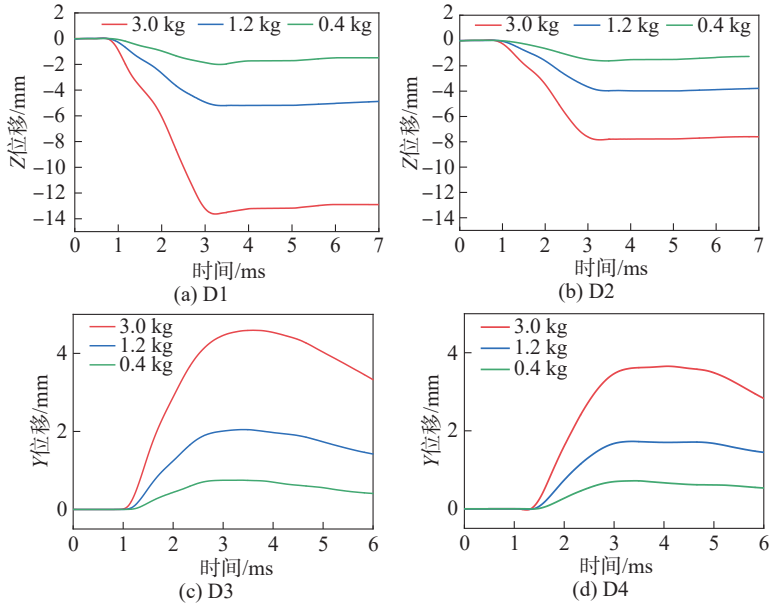


图14 不同炸药量下测点D1～D4位移时程

Fig. 14 Displacement time history of measuring points D1～D4 under different explosive quantities

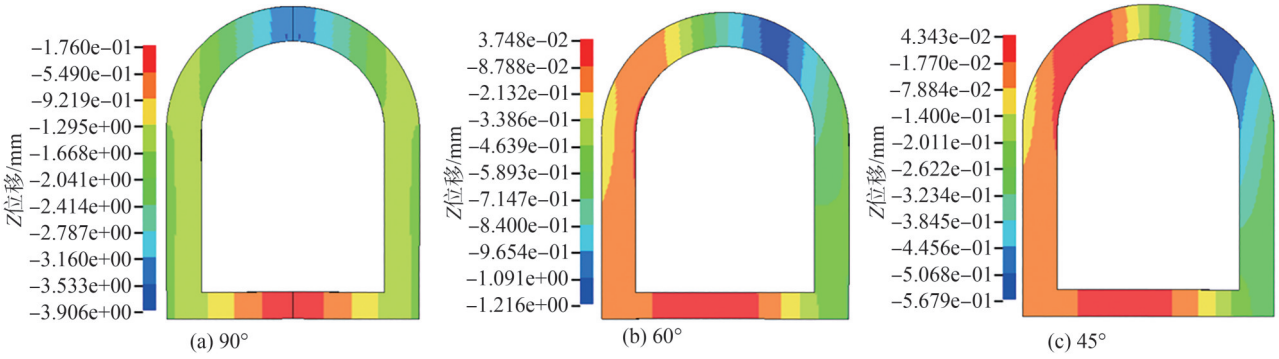


图15 不同侧向起爆角下的竖向位移云图

Fig. 15 Vertical displacement cloud map under different lateral detonation angles

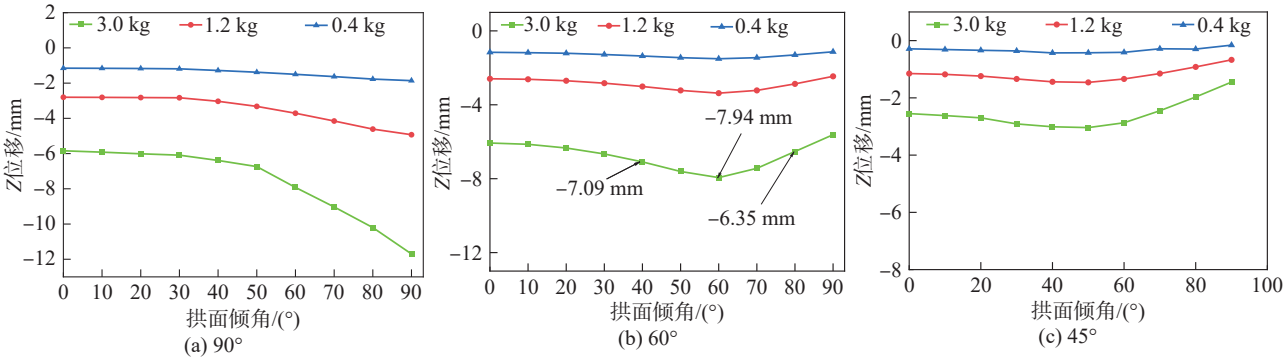


图16 不同侧向起爆角和炸药量下的拱墙竖向位移

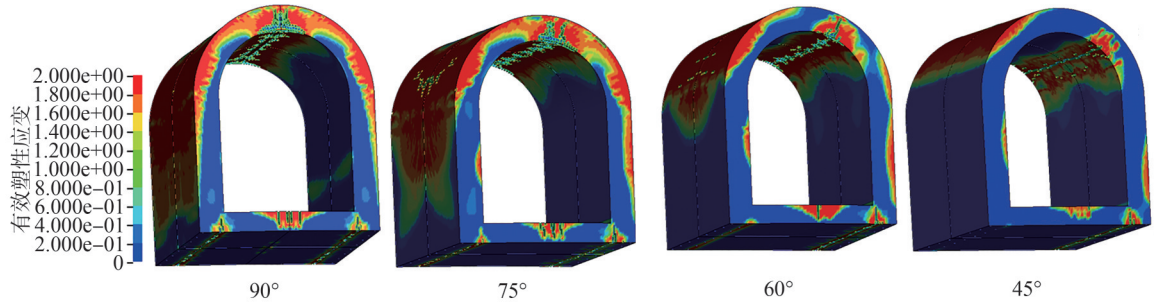
Fig. 16 Vertical displacement of arch walls under different lateral detonation angles and explosive quantities

4 隧洞结构破坏模式及损伤等级评价

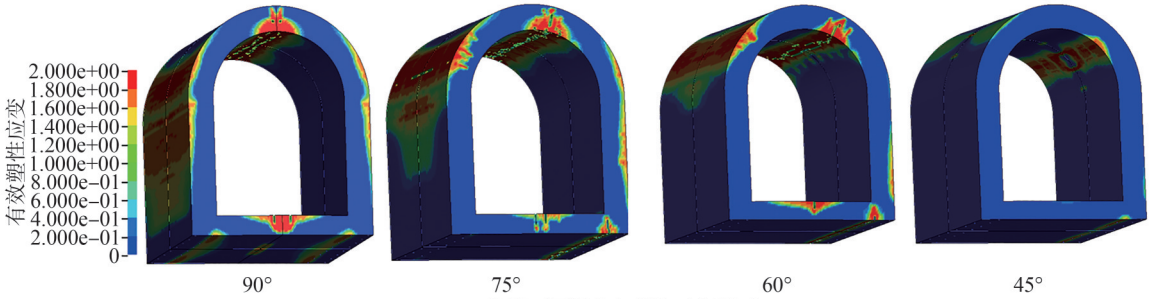
4.1 隧洞破坏模式及毁伤机理分析

侧向起爆角对结构荷载分布影响显著,正顶爆90°下隧洞的位移和应力呈对称分布,侧向45°、60°起爆下位移和应力呈现非均布性和不对称性等特征,致使隧洞呈现不同程度的破坏模式。不同侧向起爆角和炸药量下隧洞的破坏模式如图17所示。由图17可知:结构损伤程

度随侧向起爆角减小而逐渐减轻。0.4 kg炸药在45°侧向爆炸时，隧洞结构整体无明显变形，但拱顶内表面出现较大范围的塑性区；1.2 kg炸药（45°侧向起爆）、0.4 kg炸药（60°侧向起爆），以及正顶90°爆炸下，拱顶向内变形且内表面与两侧拱墙出现少量裂纹，致使结构发生弯曲破坏；1.2 kg炸药在60°、75°侧向爆炸时，拱顶迎爆面未见明显损伤，背爆面因混凝土抗拉强度较低而产生贯通性损伤与局部层裂剥落，属于严重局部破坏，其中，左侧拱墙外表面与直墙内表面出现裂纹，隧洞呈现局部剥落和整体弯曲破坏的组合破坏模式。



(a) 1.2 kg炸药不同侧向起爆角破坏模式

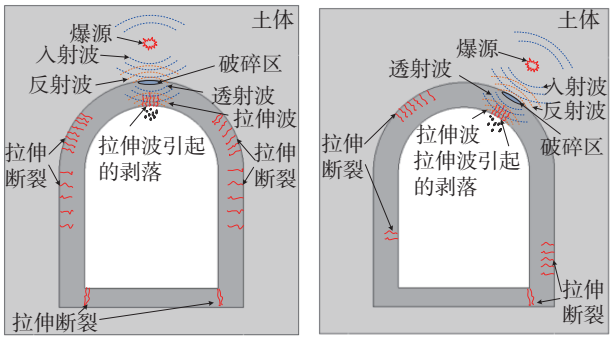


(b) 0.4 kg炸药不同侧向起爆角破坏模式

图17　不同侧向起爆角和炸药量下的隧洞破坏模式

Fig. 17　Failure modes of tunnel under different lateral initiation angles and charge masses

隧洞结构在外部爆炸作用下整体毁伤机制如图18所示。



(a) 顶部　　(b) 侧顶部

图18　隧洞整体毁伤机制

Fig. 18　Overall damage mechanism of tunnel

由图18可见：炸药爆炸产生的球形冲击波首先作用于周围土体并引起变形，压力峰值随传播距离增加而迅速衰减。当冲击波到达隧洞拱顶时，较高超压入射波使混凝土承受高强度动力荷载，且当超过其动态抗压强度时拱顶混凝土产生压碎破坏。此外，冲击波在隧洞外表面发生部分反射及透射，由于混凝土动态抗拉强度较低，当透射波传播至拱背临空面时，反射形成拉伸应力波，背爆面产生剥落破坏。爆炸荷载作用于拱顶外表面分布不均引发的结构弯曲变形，致使拱脚至拱腰及直墙侧区域产生弯曲破坏，该类弯矩相关损伤通常产生于压碎和剥落破坏之后，受拉开裂范围与破坏程度随炸药量增大呈扩大趋势。

4.2　失效体积率

为探究不同侧向起爆角及炸药量对结构毁伤程度的影响，引入失效体积率η作为结构破坏程度的评价标准，具体公式如下：

$$\eta = \frac{A_a}{A_A} \times 100\% \tag{12}$$

式中，A_a为混凝土失效体积，A_A混凝土结构总体积。

不同侧向起爆角及炸药量下隧洞的失效体积率如图19所示。由图19可见：在90°正顶爆与60°侧向起爆下，3.0 kg炸药对应的隧洞的失效体积率分别比1.2 kg炸药增加了4.50%、5.40%，比0.4 kg炸药增大了2.18%、2.86%，说明相同侧向起爆角下结构的失效体积率随炸药量增加呈增大趋势，且炸药量对破坏程度的影响较为显著。炸药量为3.0 kg时，45°侧向起爆时隧洞的失效体积率为1.28%，比90°、75°和60°起爆时分别降低4.70%、4.12%和1.92%，表明相同爆源条件下隧洞的失效体积率随侧向起爆角的减小呈递减趋势。

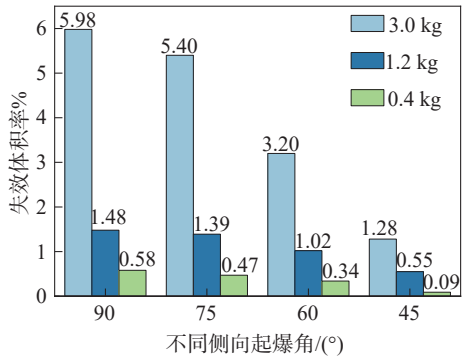


图 19 不同侧向起爆角及炸药量下隧洞的失效体积率

Fig. 19 Failure volume rates of tunnels with different lateral initiation angles and explosive quantities

4.3 损伤等级划分

Fallah 等[27]提出了单自由度模型，通过将隧道结构简化为等效弹性理想塑性单自由度模型以量化评估隧道结构损伤程度。本文基于试验模型[24]开展数值模拟，依据弗劳德相似准则确定长度相似系数 K_L 为 0.33，将 SDOF 模型的计算位移乘以 K_L 后建立损伤评估准则，如表 4 所示。

表 4 SDOF 损伤评估准则

Tab. 4 SDOF damage assessment criteria

损伤等级	最大位移/mm
轻度破坏	< 6.6
中度破坏	[6.6,13.2]
严重破坏	(13.2,26.4]
完全破坏	> 26.4

爆炸荷载作用下，不同侧向起爆角的隧洞结构的损伤程度如图 20 所示。图 20 中，不同颜色表示破坏等级，直线长度和数字代表位移。

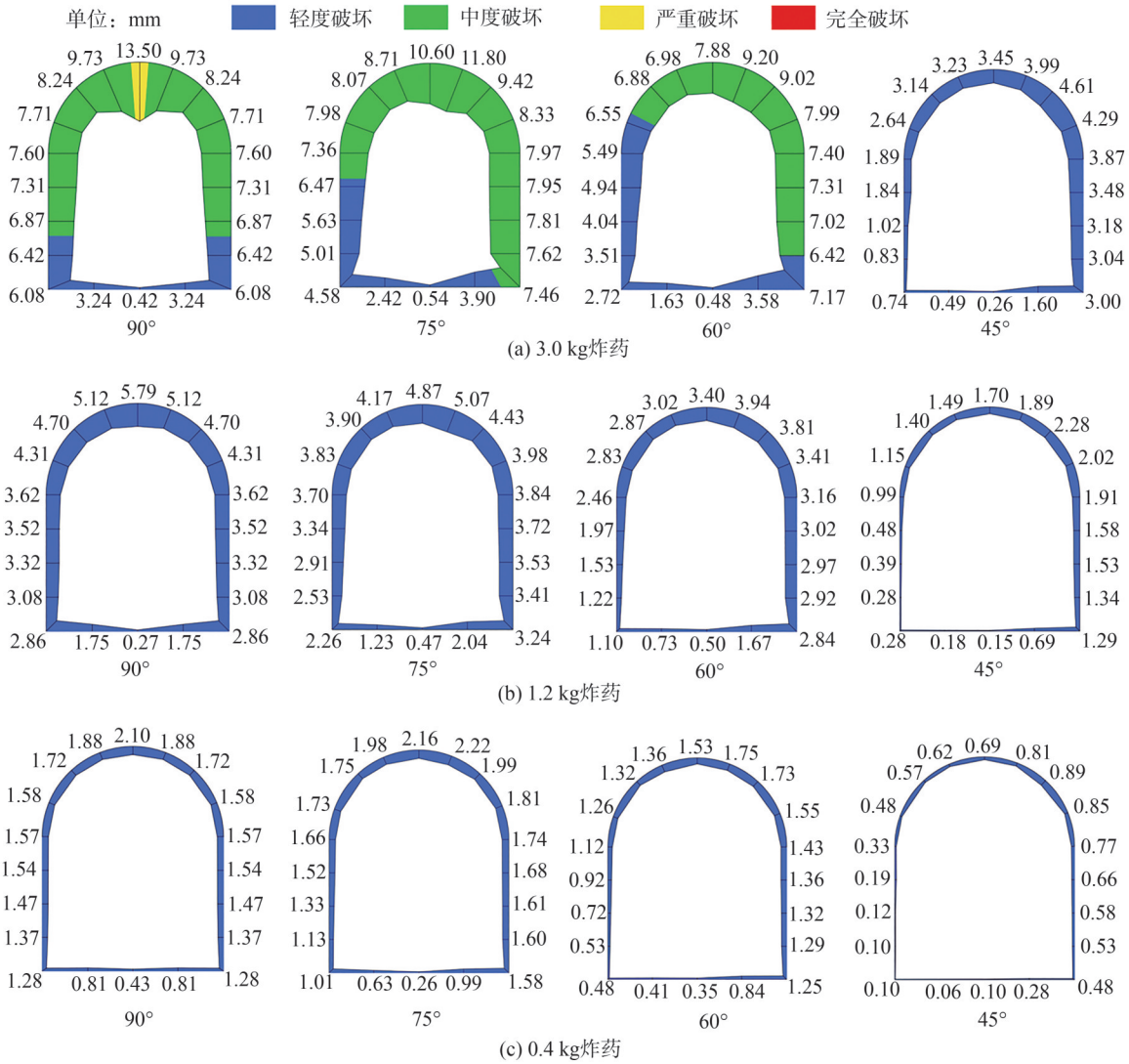


图 20 爆炸荷载作用下不同侧向起爆角的结构损伤程度

Fig. 20 Structural damage degrees at different lateral initiation angles under blast loading

由图 20 可知：侧向爆炸荷载作用下，应力波的反射与绕射效应致使近爆侧结构损伤显著大于远爆侧，且各测点位移峰值随炸药量减少呈现降低的趋势，使结构损伤显著减轻。正顶爆（90°）下，炸药量为 1.2 和 0.4

kg时最大位移比3.0 kg时分别降低57.1%、84.4%；当侧向75°、60°和45°起爆时，右直墙与右拱墙的位移显著大于左侧对应部位的位移。隧洞的最大位移的位置随侧向起爆角减小而产生偏移，且位移峰值呈递减趋势，则高损伤区域范围及损伤程度也随之降低。不同起爆工况下，隧洞结构底板位移均小于6.6 mm，表明在不同侧向起爆角和炸药量下底板区域呈轻度损伤。

5　结　论

本文主要开展了不同炸药量及侧向起爆角下钢筋混凝土直墙拱形隧洞的动力响应、毁伤特性、损伤等级评价等抗爆性能研究，具体结论如下。

1）系统揭示了侧向起爆角对隧洞拱顶的荷载分布形态的调控规律。拱顶压力峰值的三角形分布特征随侧向起爆角的减小逐渐弱化且分布更均匀，但峰值存在衰减。炸药量主要控制压力峰值大小，但对荷载分布影响较小。侧向起爆角的变化导致结构的位移响应模式是：正顶爆时，位移对称分布；侧爆时，位移峰值向近爆侧拱脚迁移，并逐渐减小且整体变形趋平缓。该结果可为不同侧向起爆角下隧洞拱形结构易损部位的识别提供关键理论依据和设计参考。

2）明晰了不同起爆工况下隧洞结构受力机制的演变过程。正顶爆时，结构响应以对称弯曲变形为主；当侧向起爆角减至60°及45°时，结构响应由整体弯曲转向局部冲切与整体弯曲的复合模式，此时迎爆面受压区偏移、背爆面受拉区扩大。随侧向起爆角的减小，混凝土结构的破坏临界点主要出现在拉应力区域，且受拉破坏区域远大于受压破坏区域。该结果可为不同侧向起爆角下隧洞结构的易损部位和定向防护的设计奠定理论基础。

3）定量分析了炸药量和侧向起爆角与结构损伤的量化关系。相同爆源条件下，隧洞的失效体积率随侧向起爆角的减小呈递减趋势，其中，45°侧向起爆下3.0 kg炸药对应的失效体积率比90°、75°和60°侧向起爆分别降低4.70%、4.12%和1.92%。炸药量减小为0.4 kg时，正顶爆时结构最大位移的最大降幅达到84.4%（损伤等级由严重破坏降低为轻度破坏）；炸药量为3.0 kg时，隧洞的最大峰值位移随侧向起爆角的减小呈递减趋势，且损伤等级由中度破坏降低为轻度破坏，表明侧向起爆角的减小会导致结构的最大峰值位移处发生偏移，且峰值位移递减，高损伤区域的范围和损伤程度逐渐减小。这揭示了荷载强度与荷载位置是调控地下结构爆炸响应的两个重要的维度。

参考文献：

[1] Yang Guangdong,Tian Xujie,Fan Yong,et al.Blast resistance of reinforced concrete arches subjected to underwater explosions[J].Explosion and Shock Waves,2024,44(2):023101.[杨广栋,田许杰,范勇,等.钢筋混凝土拱的水下抗爆性能[J].爆炸与冲击,2024,44(2):023101.]

[2] Wang Shimao,Du Yang,Li Guoqing,et al.Tests for external explosion characteristics of fuel-air mixture in a confined space with weak constraint surfaces[J].Journal of Vibration and Shock,2017,36(15):253−258.[王世茂,杜扬,李国庆,等.含弱约束受限空间油气爆炸外部特性研究[J].振动与冲击,2017,36(15):253−258.]

[3] Wang Yanchao,Zhao Zhipeng,Qiang Hongfu,et al.Research progress of blast performance evaluation for typical urban underground air defense structures under external explosion[J].Science Technology and Engineering,2023,23(32):13633−13648.[王沿朝,赵志鹏,强洪夫,等.城市典型地下人防工程外爆性能评估研究进展[J].科学技术与工程,2023,23(32):13633−13648.]

[4] Zhou Longyun,Li Xiaojun,Yan Qiushi,et al.Test and damage assessment of shallow buried RC tunnel under explosion[J].Underground Space,2024,14:118−137.

[5] Leng Binglin,Xu Jinyu,Duan Jixiang,et al.The analysis of arch structure subjected to blast loading[J].Journal of Projectiles,Rockets,Missiles and Guidance,2010,30(3):59−62.[冷冰林,许金余,段吉祥,等.爆炸荷载作用下拱形结构的动力响应分析[J].弹箭与制导学报,2010,30(3):59−62.]

[6] Sun Huixiang,Xu Jinyu,Li Qing.Numerical dynamics simulation for interaction between underground supporting structure and rock with large span under internal blast load[J].Acta Armamentarii,2009,30(Supp2):107−110.[孙惠香,许金余,李庆.内爆炸荷载作用下大跨度地下围岩与支护结构动力相互作用数值模拟[J].兵工学报,2009,30(增刊2):107−110.]

[7] Song Juan,Li Shucai,Zhang Dunfu,et al.The dissemination rule of explosion-induced shock wave in underground space[J].Chinese Journal of Underground Space and Engineering,2016,12(2):560−566.[宋娟,李术才,张敦福,等.地下空间爆炸冲击波传播规律研究[J].地下空间与工程学报,2016,12(2):560−566.]

[8] Wang Houyu,Liu Yanquan,Ding Ran,et al.Experimental and overpressure simplified computational study of underground straight-wall arch structures under internal explosions[J].Protective Engineering,2024,46(1):17−22.[王后裕,刘彦泉,丁然,等.地下直墙拱结构内爆试验及超压简化计算研究[J].防护工程,2024,46(1):17−22.]

[9] Mu Zhaomin,Ren Huiqi,Li Yongchi,et al.Propagation laws of blast wave in saturated soils with high saturation degree[J].Rock and Soil Mechanics,2010,31(3):875−880.[穆朝民,任辉启,李永池,等.爆炸波在高饱和度饱和土中传播规律的研究[J].岩土力学,2010,31(3):875−880.]

[10] Chen Hailong,Jin Fengnian,Fan Hualin.Elastic responses of underground circular arches considering dynamic soil-

structure interaction:A theoretical analysis[J].Acta Mechanica Sinica,2013,29(1):110−122.

[11] Li Shutao,Liu Jingbo,Bao Xin,et al.Model test of deep buried underground structure under ground shock induced by explosion[J].Journal of Building Structures,2023,44(5):89−100.[李述涛,刘晶波,宝鑫,等.爆炸地冲击作用下深埋地下结构模型试验研究[J].建筑结构学报,2023,44(5):89−100.]

[12] Zhu Kunfen,Fang Qin,Zhang Yadong.Numerical analysis of shear forces response in the ends of the blast-loaded Arches[J].Journal of PLA University of Science and Technology(Natural Science Edition),2006(1):51−54.[朱坤芬,方秦,张亚栋.爆炸荷载作用下拱型结构端部动剪力响应的数值分析[J].解放军理工大学学报(自然科学版),2006(1):51−54.]

[13] Chen Hailong,Zhou Jiannan,Fan Hualin,et al.Dynamic responses of buried arch structure subjected to subsurface localized impulsive loading:Experimental study[J].International Journal of Impact Engineering,2014,65:89−101.

[14] Chen Hao,Lu Hao,Sun Shanzheng,et al.Failure law of shallow buried reinforced concrete arch structure under secondary explosion of conventional weapons[J].Explosion and Shock Waves,2023,43(8):153−165.[陈昊,卢浩,孙善政,等.常规武器二次爆炸作用下浅埋钢筋混凝土拱结构破坏规律[J].爆炸与冲击,2023,43(8):153−165.]

[15] Hong Wu,Zhou Jiannan,Xu Ying,et al.Research on distribution laws of blast load on arch structure[J].Rock and Soil Mechanics,2012,33(11):3407−3413.[洪武,周健南,徐迎,等.拱形结构爆炸作用荷载分布规律研究[J].岩土力学,2012,33(11):3407−3413.]

[16] Zhou Jiannan,Xu Ying,Jin Fengnian,et al.Dynamic test of interface stress distribution on a buried straight-wall arch structure subjected to blast loads[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2013,32(11):2283−2289.[周健南,徐迎,金丰年,等.爆炸作用下地下直墙拱结构动荷载分布规律试验研究[J].岩石力学与工程学报,2013,32(11):2283−2289.]

[17] U.S. Department of the Army.Fundamentals of protective design for conventional weapons[R]. Washington, DC: United States Army,1986:5−855.

[18] Dua A,Braimah A.Assessment of reinforced concrete slab response to contact explosion effects[J].Journal of Performance of Constructed Facilities,2020,34(4):04020061.

[19] Xu Qiang,Chen Jianyun,Li Jing,et al.Numerical study on antiknock measures of concrete gravity dam bearing underwater contact blast loading[J].Journal of Renewable and Sustainable Energy,2018,10:014101.

[20] Jiang Nan,Gao Tan,Zhou Chuanbo,et al.Safety assessment of upper buried gas pipeline under blasting vibration of subway tunnel: A case study in Beijing subway line[J].Journal of Vibroengineering,2019,21(4):888−900.

[21] Fan W,Yuan W C.Numerical simulation and analytical modeling of pile-supported structures subjected to ship collisions including soil-structure interaction[J].Ocean Engineering,2014,91:11−27.

[22] Liu Jian,Peng Yun,Xu Shenchun,et al.Investigation of geopolymer-based ultra-high performance concrete slabs against contact explosions[J].Construction and Building Materials,2022,315:125727.

[23] Li Yi,Cao Jie,Chen Xianfeng,et al.Numerical investigation on crack formation and penetration mechanism between adjacent blastholes[J].Shock and Vibration,2020,2020:8816059.

[24] Song Dianyi,Tan Qinghua,Cao Y Y Y,et al.Experimental investigation on blast and post-blast performance of reinforced concrete straight-wall arches strengthened with polyurea coating[J].Construction and Building Materials,2023,385:131352.

[25] Liu Guangkun,Wang Wei,Liu Ruichao,et al.Deriving formulas of loading distribution on underground arch structure surface under close-in explosion[J].Engineering Failure Analysis,2020,115:104608.

[26] Zhou Zhongxin,Jin Fengnian,Yuan Xiaojun,et al.Dynamic response of underground arch structure under lateral point blast loads[J].Explosion and Shock Waves,2018,38(3):639−646.[周忠欣,金丰年,袁小军,等.侧向点爆炸作用下地下拱结构的动力响应[J].爆炸与冲击,2018,38(3):639−646.]

[27] Fallah A S,Louca L A.Pressure-impulse diagrams for elastic-plastic-hardening and softening single-degree-of-freedom models subjected to blast loading[J].International Journal of Impact Engineering,2007,34(4):823−842.

Anti-explosion Performance of Tunnel Structure Under Lateral Explosion Load of Vault

CAO Kelei[1], *DAI Shubo*[1], *MA Wenchang*[2], *WANG Youle*[3], *ZHANG Jianwei*[1], *ZHAO Yu*[1]

(1.Water Resources and Hydropower, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450046, China;
2.Civil Engineering and Transportation, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450045, China;
3.Changjiang Survey Planning Design and Research Limited Company, Wuhan 430010, China)

Abstract:

Objective Existing studies on the damage and response of underground arch structures under explosive loads have produced relatively abundant results. However, these studies mainly focus on the working conditions of internal explosions or external head-on explosions, while research on the dynamic response characteristics and failure modes of arch structures under external lateral explosive loads with a certain offset angle remains relatively limited. There-

fore, to investigate the blast resistance of shallow-buried reinforced concrete arched tunnels under lateral blast loads, a fully coupled three-dimensional numerical model of "TNT−sand−tunnel" is established using the Smooth Particle Hydrodynamics and Finite Element Method (SPH−FEM) coupling algorithm. This study examines the effects of different lateral initiation angles and explosive charges on the dynamic response, damage process, failure modes, and damage levels of the tunnel structure. The research results provide a theoretical basis for the blast-resistant design of tunnel structures.

Method A coupled SPH−FEM algorithm was employed to construct a "TNT−sand" coupled numerical model for simulating the propagation process of explosive shock waves in soil media. A comparative analysis of the velocity and pressure time history curves of typical SPH particles and FEM elements verified the effectiveness of the coupling interaction between SPH particles and FEM elements. The peak pressure obtained from the SPH−FEM explosion simulation was compared to the calculation results derived from the empirical formula provided in the TM5−855−1 manual. The two sets of results showed good agreement, indicating that the adopted coupling algorithm and related material models can effectively simulate the explosive process in soil media. Based on this, a multi-medium coupled numerical model was established to reproduce the on-site explosion test process of concrete slabs. This further verified the accuracy and effectiveness of the SPH−FEM method in analyzing the explosion responses of reinforced concrete structures, confirming that the method can reliably predict the damage evolution process and failure modes of concrete structures under explosive loads. In addition, the anti-explosion performance of tunnel structures under different explosion source positions (45°, 60°, 75°, and 90°) was investigated, and the influence of lateral initiation angles on the anti-explosion performance of tunnel structures was systematically evaluated.

Results and Discussion The propagation process of explosive shock waves inside tunnel structures under different lateral initiation angles was analyzed, clarifying the differences in shock wave propagation characteristics under different initiation conditions. The influence on the peak displacement of the arch surface was mainly reflected in the gradual attenuation of the peak displacement at the measuring points on the arch surface as the lateral initiation angle decreased, accompanied by a shift in the peak position. Significant differences were observed in the pressure distribution of tunnels under different lateral initiation angles. Specifically, under the direct top explosion condition, the pressure distribution on the arch surface was uneven, and the pressure peak exhibited a gradual attenuation trend from the arch crown to the arch springing. Under lateral initiation angles of 60° and 45°, the pressure peak positions shifted noticeably. Under different lateral initiation angles and explosive equivalents, the pressure peak distribution exhibited an approximately triangular characteristic. As the initiation angle decreased, the pressure peak gradually decreased, and the intensity of the distribution characteristic, namely the steepness of the triangular shape, became weaker. Several additional phenomena were observed. The pressure distribution on the arch surface became more uniform, the compression zone and tension zone of the arch wall shifted to the right, the tension zone of the straight wall on the near-explosion side moved downward, and the tension zone on the far-explosion side shifted toward the arch crown. The failure modes and damage mechanisms of tunnel structures under different initiation angles and explosive equivalents were also analyzed, with the failure volume ratio adopted as the evaluation criterion for assessing the degree of tunnel damage under different explosive amounts and initiation angles. Under identical explosion source conditions, the failure volume ratio of the tunnel exhibited a decreasing trend as the lateral initiation angle decreased. Specifically, under the 45° side-top initiation condition, the failure volume ratio corresponding to 3.0 kg of explosive was 4.70%, 4.12%, and 1.92% lower than those under the 90°, 75°, and 60° initiation conditions, respectively. In addition, the single degree of freedom (SDOF) method was utilized to classify the damage levels of tunnel structures subjected to explosive loads, revealing that both the intensity and position of the load are important factors influencing the explosion response of tunnel structures.

Conclusion The study systematically reveals that the lateral initiation angle has a significant influence on the load distribution pattern along the tunnel arch crown. As the initiation angle decreases, the triangular distribution characteristic of the peak pressure at the arch crown weakens, resulting in a more uniform pressure distribution, although the peak pressure gradually decreases. Under different initiation angles and explosive equivalents, the tunnel structure exhibits symmetric distributions of displacement and stress in the case of vertical overhead explosions. In contrast, lateral initiation produces non-uniform and asymmetric characteristics, resulting in varying degrees of damage to the tunnel structure. The results further clarify that the critical failure point of concrete structures mainly occurs in the tensile stress region as the detonation angle decreases, causing the tensile failure region to become much larger than the compressive failure region. Quantitative analysis was conducted to evaluate the influence of explosive equivalent and detonation angle on the structural damage level. Specifically, the damage level of the tunnel under vertical roof detonation decreased from severe damage to mild damage as the explosive charge decreased. In addition, the maximum displacement of the tunnel exhibited a decreasing trend with the reduction in the lateral detonation angle, and the damage level decreased significantly. These research findings can provide an important theoretical basis and design reference for identifying vulnerable parts of tunnel arch structures under different detonation angles.

Key words: arched tunnel; lateral explosion of vault; dynamic response; mode of failure; damage mechanism; performance for antiknocking

（编辑　赵　婧）

引用格式: Cao Kelei,Dai Shubo,Ma Wenchang,et al.Anti-explosion performance of tunnel structure under lateral explosion load of vault[J].Advanced Engineering Sciences,2026,58(3):200–213.[曹克磊,代书博,马文昌,等.拱顶侧向爆炸荷载作用下隧洞结构抗爆性能[J].工程科学与技术,2026,58(3):200–213.]