

接触爆炸作用下钢桁梁桥的破坏模式 与剩余承载力*

杜晓庆^{1,2}, 李世龙¹, 陈德^{1,2*}, 张磊¹, 张围¹

(1. 上海大学 力学与工程科学学院, 上海 200444;

2. 上海大学 高性能桥梁研究中心, 上海 200444)

摘要: 钢桁梁桥通常由大量细长杆件构成, 是铁路桥梁的主要形式之一, 在服役过程中面临由无人机爆炸袭击引发的整桥倒塌破坏威胁。针对铁路钢桁梁桥在接触爆炸作用下的破坏模式及剩余承载力劣化规律开展了数值模拟分析。首先, 通过对加劲钢板与钢箱拱的爆炸试验以及工字钢柱爆炸后剩余承载力进行数值模拟, 验证了分析方法的可靠性; 其次, 针对接触爆炸下上弦杆构件的损伤破坏和整桥剩余承载力开展了网格敏感性分析; 然后, 明确了典型钢桁梁桥的最不利杆件, 探究了爆炸当量对剩余承载力的影响规律。最后, 探讨了多点爆炸作用下整桥损伤破坏演变机制。结果表明: 接触爆炸作用下钢桁梁桥以杆件局部损伤为主要破坏形式, 在 100 kg 炸药当量工况下, 上弦杆侧面与顶面爆炸下整桥承载力分别降低了 29.8% 和 18.0%, 上弦杆侧面爆炸为最不利工况; 随着上弦杆侧面爆炸炸药当量由 25 kg 增加至 150 kg, 整桥剩余承载力降幅由 8.8% 扩大至 33.4%, 以承载力损失与完好桥梁极限承载力之比为损伤因子, 建立了整桥损伤因子-炸药当量定量关系; 多点爆炸工况下损伤因子增大至 0.452, 结构冗余度与剩余承载性能较单点爆炸工况显著降低。

关键词: 钢桁梁桥; 接触爆炸; 破坏模式; 剩余承载力; 多点爆炸

中图分类号: U24

国标学科代码: 13035

文献标识码: A

Failure mode and residual bearing capacity of steel truss bridge under contact explosions

DU Xiaoping^{1,2}, LI Shilong¹, CHEN De^{1,2*}, ZHANG Lei¹, ZHANG Wei¹

(1. School of Mechanics and Engineering Science, Shanghai University, Shanghai 200444, China;

2. Research Center for High-Performance Bridges, Shanghai University, Shanghai 200444, China)

Abstract: Steel truss bridges are typically composed of a large number of slender members and represent one of the primary structural forms of railway bridges, facing the threat of overall collapse caused by explosions from unmanned aerial vehicles. Numerical simulation analysis was conducted on the failure mode and residual bearing capacity degradation law of railway steel truss bridges subjected to contact explosions. Firstly, the reliability of the numerical simulation method was verified by existing explosion tests on stiffened steel plates and steel box arches, as well as the residual bearing capacity of I-shaped steel column after explosion. Subsequently, mesh sensitivity analyses were performed for the damage and failure of upper chord member under contact explosions and for the residual bearing capacity of the entire bridge. Then, the most critical member of the bridge was identified by evaluating its residual performance under 100 kg TNT equivalent explosions at different locations. Furthermore, the variation of the residual bearing capacity with explosion yield was investigated. Finally, the evolution mechanism of damage and

*收稿日期: 2026-01-09; 修回日期: 2026-03-05;

基金项目: 国家自然科学基金 (52408555);

第一作者: 杜晓庆 (1973—), 男, 博士, 教授. E-mail: dxq@shu.edu.cn;

通信作者: 陈德 (1992—), 男, 博士, 副教授. E-mail: chende_0810@shu.edu.cn.

failure of the entire bridge under multi-point explosions was discussed. The results show that, (i) under contact explosions, steel truss girder bridges are mainly characterized by localized member damage. For an explosive charge of 100 kg, the overall bridge bearing capacity decreases by 29.8% and 18.0% when the explosion occurs on the side and top surfaces of the upper chord member. The side explosion on the upper chord is the most unfavorable scenario. (ii) As the charge weight for side explosion on upper chord increases from 25 kg to 150 kg, the reduction in residual bearing capacity of the entire bridge increases from 8.8% to 33.4%. Taking the ratio of bearing capacity loss to the ultimate bearing capacity of intact bridge as the damage index, a quantitative relationship between the entire bridge damage index and the explosive charge weight is established. (iii) Under multi-point explosion scenarios, the damage factor increases to 0.452, indicating the structural redundancy and residual bearing capacity are significantly reduced compared with those under single-point explosion conditions.

Keywords: steel truss bridge; contact explosion; failure mode; residual bearing capacity; multi-point explosion

0 引言

铁路桥梁作为关键交通基础设施之一，在经济发展和战略布局层面都具有重要地位。其中，钢桁梁桥凭借其轻量化、承载能力强以及对列车动荷载缓冲性能优异等独特的结构优势，通常作为铁路工程建设中的优选桥型，同时也是战时重点打击目标。例如，俄乌冲突中，克列缅丘格铁路大桥的损伤破坏程度对保障铁路物资运输的安全稳定运行有重要影响^[1]。此外，随着无人机技术的快速演变及其在现代军事冲突中的高频应用^[2-4]，针对交通枢纽设施的打击方式正逐渐演变为当代战争的新范式。在面对无人机（群）打击时，钢桁梁桥中杆件损伤破坏与整桥剩余承载性能的关系尚不清晰，因此，开展接触爆炸作用下钢桁梁桥的破坏模式与剩余承载能力研究具有重要意义。

近年来，国内外学者针对梁桥在爆炸荷载作用下的动力响应与防护措施开展了一系列研究。娄凡和院素静等^[5,6]为研究爆炸荷载下预应力混凝土连续 T 梁桥的抗爆性能，开展了 1/5 缩尺模型的近场爆炸试验和数值模拟研究，系统分析了不同爆炸位置对桥梁动力响应、破坏模式及损伤程度的影响。结果表明：跨中桥面爆炸主要引发局部冲切破坏，其中中梁跨中爆炸时主梁损伤最严重，而桥下爆炸则易导致墩底冲剪破坏。Ma 等^[7]基于 FEMA 规定的三种威胁等级，分析了典型四跨 RC 梁桥在桥下与桥上爆炸作用下的破坏模式与动力响应。结果表明：桥下爆炸可诱发从墩底局部剥落到整桥倒塌等 9 种破坏模式，而桥上爆炸则主要表现为 8 种局部破坏模式，并且提出了针对手提箱炸弹与轿车炸弹的最小安全距离。王子国等^[8]开展了爆炸作用下预应力 T 梁桥桥面板局部损伤的快速评估数值模拟分析。结果表明：爆炸位置、桥面板厚度、横隔板间距、TNT 当量及比例爆距等因素对桥面破口横向尺寸影响显著，提出了以破口横向尺寸为损伤指标的快速评估公式，用于预测爆炸后桥梁的通行能力。

在钢桁梁桥方面，李家辉等^[9]针对两跨钢桁梁桥，开展了桥面在 1 kg ~23 kg 箱包炸弹爆炸荷载作用下的动力响应与生存能力评估的数值模拟研究。结果表明：钢桁梁桥的破坏模式根据破坏程度分为三类，并明确两跨连接处为抗爆薄弱部位。同时，基于爆炸后桥梁应力、挠度及冲击系数对其生存能力进行评估。王万月等^[10]开展了 1/16 缩尺的钢桁梁桥桥面两发炸药（116.68 g TNT）爆炸试验及数值模拟分析。结果表明：钢桁梁桥在近爆作用下以局部破坏为主，两发炸药起爆顺序及时间间隔对桥梁变形有显著影响，其中第二发起炸药柱位置的变形对爆炸顺序更为敏感。Li 等^[11]采用非耦合方法，对 I-35W 大跨度钢桁梁桥在桥面以上不同爆炸荷载作用下的动力响应与损伤模式进行了数值模拟分析。结果表明：爆炸荷载下桥面板以局部破坏为主，且损伤范围随爆炸当量增加而显著扩大；钢桁梁桥杆件在爆炸间接作用下可能出现屈服、局部屈曲及断裂，且损伤从次要杆件向主要承重杆件扩展。Reyes-Suárez 等^[12]基于实际铁路钢桁梁桥设计了 1/3.5 缩尺模型，采用移除杆件法开展了 9 种不同关键杆件失效的试验和数值模拟研究，系统分析了钢桁梁桥在关键杆件失效后抗力机制的形成与演化规

律。结果表明：钢桁梁桥在任一主要杆件失效后，可通过六基本次级抗力机制形成替代传力路径，从而避免结构连续倒塌；受损桥梁仍具有较高的剩余承载力，可达工作荷载的 1.8~3.0 倍；失效杆件初始受力状态对整体破坏模式有显著影响，其中受压杆件失效易引发脆性破坏，受拉杆件失效则导致延性破坏。

此外，许多学者针对桥梁构件在爆炸荷载作用下的响应特性开展了相关研究。Remennikov 等^[13]开展了方钢管柱爆炸荷载下的试验与数值模拟研究，结果表明：在近场爆炸条件下，空心方钢管柱呈现出整体大变形弯曲与局部破裂的破坏模式。余洋等^[14]通过试验与数值模拟，研究了不同壁厚方钢管在不同比例距离的侧向爆炸荷载作用下的破坏模式。结果表明：随比例距离减小，方管挠度与径向变形加剧，变形表现为先轴向扩展后径向收缩的演化特征；宽厚比增大将显著增加挠度和径向收缩程度，并将变形过程划分为弹性凹陷、塑性变形、边角卷曲和侧壁凸鼓四个阶段。白志海^[15]开展了正交异性钢桥面板在爆炸荷载下的数值模拟研究，结果表明：钢桥面板破坏模式随装药量增加由局部塑性变形过渡为花瓣形破口；结构的耗能主要由盖板和纵向加劲肋的塑性变形承担，且随装药量增加，破片动能在总能量中占比逐渐提高。

尽管已有研究取得了一定进展^[16-19]，但是针对接触爆炸作用下钢桁梁桥的损伤破坏模式和剩余承载力研究仍存在以下不足：（1）多针对钢柱和钢桥面板等构件层面，针对整桥层面分析相对较少，且整桥分析多聚焦于桥面爆炸，缺乏对不同杆件脆弱性的系统对比；（2）多关注爆炸荷载下结构的动态响应和破坏模式，而对基于精细化钢桁梁桥模型的破坏模式及其剩余承载力的定量评估研究仍较为欠缺；（3）多针对单点爆炸作用，较少涉及多点爆炸荷载作用下整体桥梁的损伤响应分析。针对现有研究的不足，本文以某双线铁路钢桁梁桥为研究对象，采用 LS-DYNA 有限元软件开展爆炸荷载作用下钢桁梁桥破坏模式与剩余承载力的数值模拟研究。首先，建立该双线铁路钢桁梁桥的精细化有限元模型。其次，通过与加劲钢板、钢箱拱爆炸试验和工字钢爆炸后剩余承载力研究结果的对比，对数值仿真方法、材料模型、接触算法及其参数取值的适用性和可靠性进行验证。随后，对钢桁梁桥上弦杆在接触爆炸下的损伤破坏和整桥剩余承载力开展网格敏感性分析。在此基础上，分析接触爆炸作用下钢桁梁桥的最不利杆件位置及爆炸当量对破坏模式和剩余承载力的影响规律，并建立最不利位置处单点爆炸时损伤因子与炸药当量之间的经验公式。最后，在单点爆炸研究的基础上，分析多点爆炸作用下钢桁梁桥损伤的累积效应，探讨整桥损伤破坏的演化机制及其剩余承载性能。本文工作可为钢桁梁桥的抗爆防护设计与安全评估提供参考。

1 有限元模型

本文以某 96 m 跨双线铁路钢桁梁桥为研究对象。桥梁主体结构节间长度 12 m，桁高 13 m，横桥向支座中心距 14.1 m。上弦杆采用焊接箱形截面，截面尺寸（宽 × 高）为 800 mm × 1100 mm，壁厚 36 mm；下弦杆为带悬臂的焊接箱形截面，横截面尺寸为 800 mm × 1300 mm，翼缘板厚 32 mm，腹板厚 36 mm，其上翼缘板设置长 520 mm 的外伸悬臂板，并在距悬臂板外端 180 mm 处设置尺寸为 160 mm × 20 mm 的条形加劲肋。斜腹杆为 H 形截面，翼缘板宽 700 mm，腹板高 800 mm，翼缘板和腹板厚度均为 24 mm；上平纵联杆件同样采用 H 形截面，翼缘板宽 400 mm，厚 16 mm，腹板高 420 mm，厚 12 mm；节点板的尺寸为 2680 mm × 1500 mm。桥面系统采用带 U 形加劲肋的正交异性整体钢桥面板结构，沿桥梁纵向共布置 33 根横梁，间距为 3.0 m；无砟轨道系统采用分块式布置的标准 P5600 型无砟轨道板（板间纵向间隙 20 mm），由轨道板、自密实混凝土填充层和底座板组成^[20,21]，并通过 $\Phi 19$ mm × 100 mm 柱头焊钉与钢桥面板连接。全桥钢结构均采用 Q370qE 钢，其屈服强度为 390 MPa，极限强度为 510 MPa。无砟轨道系统中，轨道板、自密实混凝土填充层和底座板混凝土强度分别为 60 MPa、40 MPa 和 35 MPa。剪力钉抗拉强度为 420 MPa，抗剪承载力为 92 kN。

图1为建立的钢桁梁桥接触爆炸有限元模型，钢结构与剪力钉分别采用壳单元(*ELEMENT_SHELL)和梁单元(*ELEMENT_BEAM)进行模拟，混凝土、空气和TNT均采用实体单元(*ELEMENT_SOLID)。壳单元和实体单元网格尺寸均取80 mm，梁单元网格尺寸取20 mm，详见2.3节。钢结构各杆件之间、钢桥面板和剪力钉之间以及混凝土各部件之间均采用共节点连接。剪力钉与无砟轨道系统之间的相互作用通过关键字*CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID描述，钢桥面板和无砟轨道系统之间采用*CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE定义自动面接触。TNT、空气、全桥钢结构、混凝土及剪力钉之间通过关键字*CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID实现流固耦合约束。在边界条件方面，钢桁梁桥采用简支边界条件，通过关键字*CONSTRAINED_NODAL_RIGID_BODY_SPC约束图1中A、B、C、D底部节点组的平动自由度。炸药采用圆柱形装药形式，并设置端部起爆。

钢桁梁桥作为典型的开放空间格构体系，其结构特性使得爆炸冲击波在传播过程中易发生空间绕射和能量耗散。为准确捕捉爆炸荷载作用下结构的动力响应，对不同空气域尺寸条件下的计算结果进行了对比分析。结果表明，当空气域尺寸增大至20 m × 5 m × 6.5 m后，进一步扩大空气域并未引起冲击波传播特征以及目标杆件应力、变形和损伤形态的明显变化。同时，临近杆件在冲击波作用下的内力变化较小，且主要表现为小幅弹性振动。由此可见，爆炸冲击波对临近构件的影响较为有限，且临近构件的响应对目标杆件毁伤的影响可忽略。因此，本文选取为20 m × 5 m × 6.5 m的空气域尺寸作为后续分析的计算模型，并采用关键字*BOUNDARY_NON_REFLECTING定义无反射边界条件。

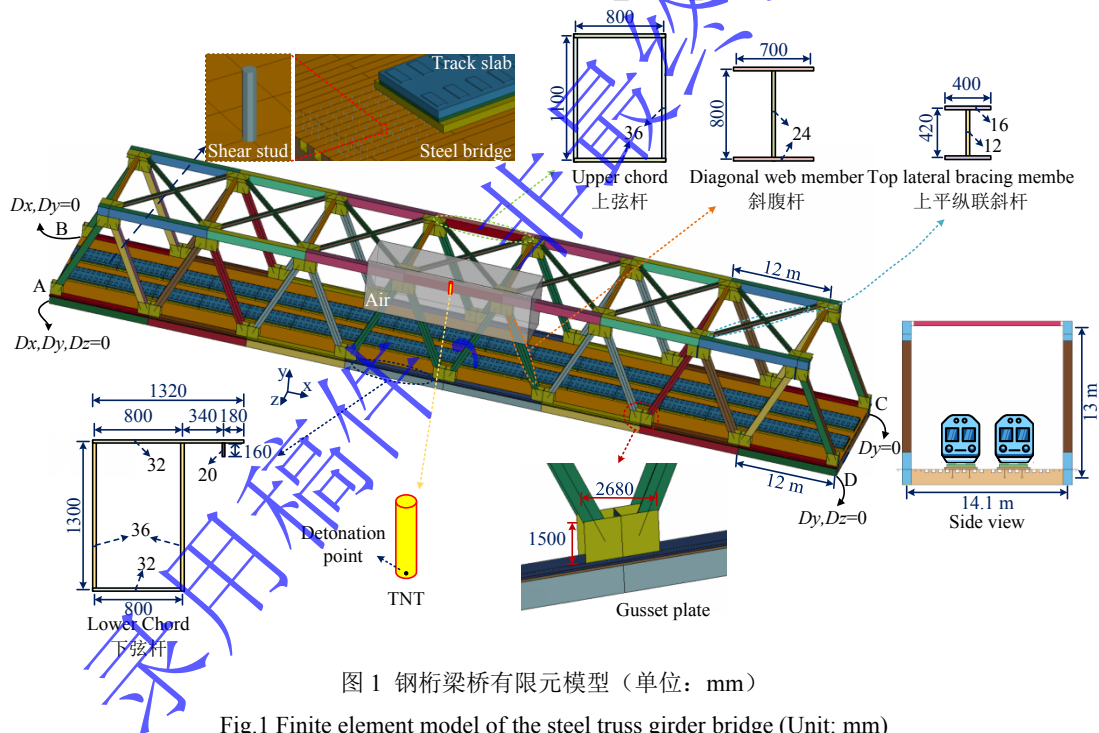


图1 钢桁梁桥有限元模型 (单位: mm)

Fig.1 Finite element model of the steel truss girder bridge (Unit: mm)

1.1 加载流程

本文将荷载施加过程划分为四个阶段，以模拟钢桁梁桥从自重平衡、爆炸冲击作用、自由振动至剩余承载力评估的全过程。各阶段通过关键字*STRESS_INITIALIZATION实现完全重启动，即以上一阶段末的计算状态作为下一阶段的初始状态，具体流程如图2所示。

第一阶段：自重加载 (0 ms~5400 ms)，采用关键字*LOAD_BODY_Y对结构施加竖直向下的自重荷载，直至结构达到平衡状态；第二阶段：爆炸作用 (5400 ms~5425 ms)，采用任意拉格朗日-欧拉流固耦合算法，并通过*INITIAL_VOLUME_FRACTION_GEOMETRY定义装药形状和尺寸，分析接触爆炸作用下钢桁梁桥的动态响应；第三阶段：自由振动 (5425 ms~8000 ms)，采用

*DAMPING_GLOBAL 对结构施加全域质量阻尼^[22]，阻尼系数 D_s 取值为 0.005，使结构由爆炸冲击后的剧烈动态响应过渡至稳定状态；第四阶段：剩余承载力评估 (≥ 8000 ms)，采用关键字 *BOUNDARY_PRESCRIBED_MOTION_RIGID 实现位移控制加载方式，对钢桁梁桥进行竖向四点弯曲加载^[12]，从而得到结构的剩余承载力。

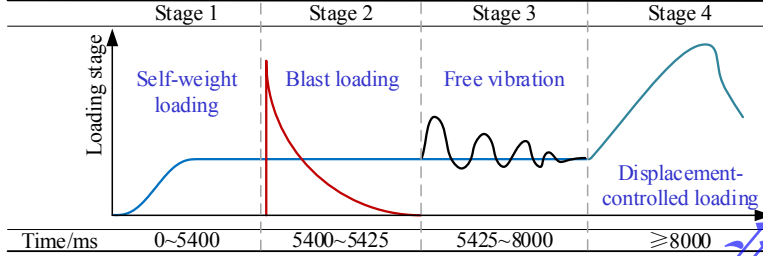


图2 荷载施加步骤

Fig. 2 Load application procedure

1.2 材料模型

1.2.1 钢材

钢材力学性能采用 Johnson-Cook 材料模型 (*MAT_JOHNSON_COOK) 结合 Gruneisen 状态方程 (*EOS_GRUNEISEN) 进行描述。二者结合可用于描述在爆炸冲击的高温、高应变率下钢材的应变硬化和应变率强化效应、体积应变特性和热塑性耦合效应。材料的屈服应力由 Johnson-Cook 方程确定，表达式^[22]为：

$$\sigma_y = \left(A + B \bar{\epsilon}^n \right) \left(1 + c \ln \dot{\epsilon}^* \right) \left[1 - \left(\frac{T - T_r}{T_m - T_r} \right)^m \right] \quad (1)$$

式中： A 为参考应变率 $\dot{\epsilon}_0$ 和参考温度 T_r 下的材料的初始屈服应力； B 、 n 分别为参考应变率 $\dot{\epsilon}_0$ 和参考温度 T_r 下的硬化模量和硬化指数； c 为材料应变率强化参数； m 为材料热软化指数； T 为材料温度， T_m 为材料熔点；等效塑性应变 $\bar{\epsilon}^p$ 将复杂的三维变形状态映射为一个易于表达的一维标量。 $\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon}^p / \dot{\epsilon}_0$ 为归一化等效塑性应变率， $\bar{\epsilon}^p$ 为等效塑性应变率。

Johnson-Cook 模型的断裂应变表达式^[22]为：

$$\epsilon^f = (D_1 + D_2 \exp D_3 \sigma^*) (1 + D_4 \ln \dot{\epsilon}^*) \left[1 + D_5 \left(\frac{T - T_r}{T_m - T_r} \right) \right] \quad (2)$$

式中： $D_1 \sim D_5$ 均为材料断裂参数；应力三轴度 $\sigma^* = p / \sigma_{\text{eff}}$ ，其中 p 为静水压力， σ_{eff} 为等效应力。

由于断裂参数 $D_1 \sim D_5$ 需通过多种应力状态、高应变率及高温试验标定，过程复杂，目前公开文献中关于 Q370qE 钢断裂参数研究较少，该参数取值尚缺乏。充分考虑 Q370qE 钢与 Q355B 钢均为低合金高强度结构钢，二者在化学成分和基本力学性能方面较为接近，如断后伸长率均约为 20%。因此，选取文献^[23]中 Q355B 钢断裂参数 ($D_1 \sim D_5$) 进行后续分析，其准确性得到已有 Q370 钢的夏比冲击试验^[24]的验证，详见 2.1~2.2 节。此外，*EOS_GRUNEISEN 状态方程参数参考文献^[25]取值，见表 1。

1.2.2 混凝土

K&C 模型是 LS-DYNA 专为普通混凝土开发的本构模型，通过三个强度面及损伤变量模拟静态荷载作用下混凝土的应变硬化和应变软化行为，适用范围较广。该模型优势在于仅需输入混凝土材料的密度、泊松比和轴心抗压强度即可生成完整参数，无需额外实验标定。此外，在此模型中，混凝土材料抗压和抗拉强度的应变率增强效应 (DIF_C 和 DIF_T) 通过动态增强因子^[7]来考虑，表达式为：

$$DIF_C = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1.026 \alpha_s}, \dot{\epsilon} \leq 200 s^{-1}, \alpha_s = \frac{1}{5 + 9 f_c / 10 \text{MPa}}, \dot{\epsilon}_0 = 10^{-6} s^{-1} \quad (3)$$

$$DIF_T = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \begin{cases} (\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0})^\delta, \dot{\epsilon} \leq 1s^{-1} \\ \beta(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0})^{1/3}, \dot{\epsilon} > 1s^{-1} \end{cases}, \dot{\epsilon}_0 = 10^{-6} s^{-1}, \delta = \frac{1}{1+8f_c/10MPa}, \log \beta = 6\delta - 2 \quad (4)$$

式中： f_{cd} 和 f_{td} 为当前应变率 $\dot{\epsilon}$ 下混凝土的动态抗压和抗拉强度； f_{cs} 和 f_{ts} 为参考应变率 $\dot{\epsilon}_0$ 下的抗压和抗拉强度。

1.2.3 空气和炸药

空气使用 LS-DYNA 中的材料 (*MAT_NULL) 结合状态方程 (*EOS_LINEAR_POLYNOMIAL) 进行模拟，其表达式^[22]为：

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E, \mu = \frac{1}{V} - 1 \quad (5)$$

式中： P 为压力值； E 为初始比内能； V 为相对体积 ($V=\rho_0/\rho$)； ρ_0 为空气初始密度； ρ 为空气密度； $C_0\sim C_6$ 为状态方程常数。

TNT 采用 *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料模型进行模拟，引入 JWL 状态方程 (*EOS_JWL) 来描述爆轰压力与相对体积的关系，其表达式^[22]为：

$$P = A(1 - \frac{\omega}{R_1V})e^{-R_1V} + B(1 - \frac{\omega}{R_2V})e^{-R_2V} + \frac{\omega E}{V} \quad (6)$$

式中： P 为爆轰压力； V 为相对体积； E 为初始单位体积能量。系数 A 、 B 、 R_1 、 R_2 、 ω 为所选 TNT 的材料常数。上述材料模型参数取值见表 1。

表 1 材料模型参数
Table 1 Material modelling parameters

钢材 Q370qE ^[23-25] (*MAT_JOHNSON_COOK&*EOS_GRUNEISEN)					
密度	弹性模量	泊松比	屈服应力	硬化常数 B	硬化指数 n
7800 kg/m ³	210 GPa	0.33	390 Mpa	430 Mpa	0.374
应变率常数 c	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5
0.074	0.811 ^[23]	6.047 ^[23]	-7.09 ^[23]	-0.03 ^[23]	2.0 ^[23]
声速 c	s_1	s_2	s_3	Gruneisen 系数 γ_0	体积修正系数 a
4569 m/s ^[25]	1.49 ^[25]	0 ^[25]	0 ^[25]	2.17 ^[25]	0.46 ^[25]
剪力钉 ^[26] (*MAT_PLASTIC_KINEMATIC)					
密度	弹性模量	泊松比	抗拉强度		
7800 kg/m ³	210 GPa	0.3	500 MPa		
混凝土 ^[5,7] (*MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3)					
密度	抗压强度	泊松比			
2500 kg/m ³	35/40/60 MPa	0.2			
空气 ^[5,7] (*MAT_NULL&*EOS_LINEAR_POLYNOMIAL)					
密度	初始能量 E_0	C_0, C_1, C_2, C_3, C_6	C_4	C_5	
1.29 kg/m ³	2×10^5 J/m ³	0	0.4	0.4	
TNT ^[5,7] (*MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN&*EOS_JWL)					
密度	爆轰速度 D	爆轰压力 P_{Cl}	A	B	
1630 kg/m ³	6930 m/s	21 GPa	371.2 GPa	3.231 GPa	
	R_1	R_2	ω	E_0	
4.15	0.95	0.3	7000 J/m ³		

1.3 工况设计

为探究钢桁梁桥在爆炸荷载作用下的最不利爆炸位置及炸药当量对结构破坏模式与剩余承载力的影响规律，并进一步分析多点爆炸作用下整桥损伤破坏的演变机理和剩余承载性能，本文围绕爆炸位置、炸药当量及多点爆炸工况开展参数分析。结合现有无人机载荷能力（见表 2），其对应装药量范围约为 15~250 kg^[2-4]，本文选取 25 kg、50 kg、100 kg 和 150 kg 作为典型当量进行分析。

表 2 现役军用无人机参数汇总^[2-4]

Table 2 Summary of in-service military unmanned aerial vehicles parameters^[2-4]

名称	研发国家	当量/kg	名称	研发国家	当量/kg
----	------	-------	----	------	-------

爆炸与冲击
Explosion and Shock Waves

Griffin	美国	15.6	JAGM	美国	50
蝎子	美国	16	阻尼	欧洲	48.5
前哨-R	俄罗斯	20	见证者-136	伊朗	50
UJ-22	乌克兰	20	TB-2	土耳其	55
LOCAAS	美国	40.8~45.4	猎户座	俄罗斯	60
手术刀	美国	45	S-71	俄罗斯	120
海尔法	美国	45.4~49.4	赫尔墨斯-9000	以色列	250

爆炸位置包括跨中上弦杆侧面 (a、f)、上弦杆顶面 (b)、跨中斜腹杆中心 (c)、跨中节点板 (d) 以及跨中上平联斜杆中心位置 (e)，具体布置如图 3 所示。相应爆炸工况见表 3，其中，S0 为完好结构对比工况；工况 S1~S4 用于分析钢桁梁桥在爆炸荷载作用下不同爆炸位置对结构响应及剩余承载能力的影响，从而确定最不利爆炸位置；工况 S1 及 S5~S7 用于探究炸药当量变化对钢桁梁桥剩余承载能力的影响，工况 S8~S10 用于分析多点爆炸作用下整桥损伤破坏演变机制及其对钢桁梁桥剩余承载能力的影响。

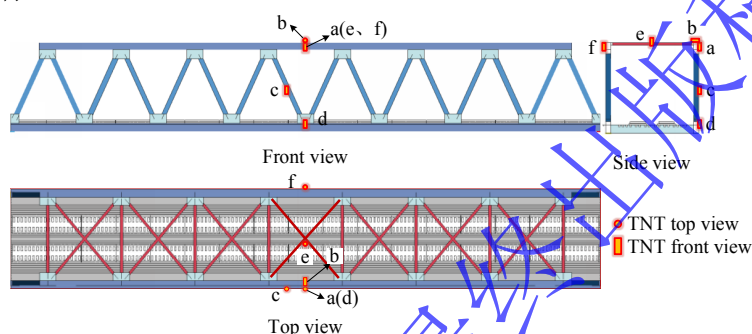


图 3 爆炸工况示意图

Fig.3 Schematic diagram of explosion cases

表 3 爆炸工况参数

Table 3 Explosion scenario parameters

工况编号	爆炸位置	爆炸当量/kg	爆炸类型
S0	-	-	-
S1	a—上弦杆侧面	100	单点/接触
S2	b—上弦杆顶面	100	单点/接触
S3	c—斜腹杆中心	100	单点/接触
S4	d—节点板侧面	100	单点/接触
S5	a—上弦杆侧面	25	单点/接触
S6	a—上弦杆侧面	50	单点/接触
S7	a—上弦杆侧面	150	单点/接触
S8	a、f—上弦杆侧面	100	两点/接触
S9	a、e—上弦杆侧面和上平联斜杆中心	100	两点/接触
S10	a、e、f—上弦杆侧面和上平联斜杆中心	100	三点/接触

2 模型验证

本节以徐小东等^[24]开展的 Q370 钢材料失效模型参数试验研究为参考，对本文采用的钢材材料本构和失效参数进行验证；以宗周红等^[27-31]开展的 U 肋加劲钢板和钢拱爆炸试验为参考，对本文采用的爆炸分析方法进行验证；并以 Momeni 等^[32]开展的工字钢柱爆炸后剩余承载力计算研究为参考，对剩余承载能力分析方法进行验证，通过对破坏模式、动态响应特征、残余变形以及剩余承载能力等关键指标的对比分析，验证所建立有限元模型及分析方法的合理性和可靠性。

2.1 试验简介

基于夏比冲击试验^[24]，验证了 Q370 钢 Johnson-Cook 模型参数（见表 1）的可靠性。选取试验中厚度 (t) 为 4 mm、5 mm 和 6 mm 的无缺口标准试件和厚度 6 mm 的 V 型缺口试件的夏比冲击试验进

行数值仿真 (T1 工况), 冲击试验示意图如图 4 所示, 冲击能量为 300 J, 冲击速度为 5.2 m/s, 对应的冲击质量为 22.2 kg。

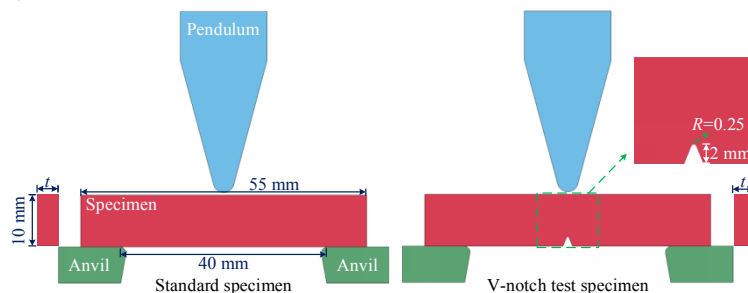


图 4 标准试件与 V 型缺口夏比冲击试验示意图 (T1)

Fig.4 Schematic of standard specimen and V-notch Charpy impact test (T1)

U 肋加劲钢板通过夹支板和螺栓固定于钢框架支撑架上, 爆炸试验现场如图 5 (a) 所示。加劲钢板尺寸为 1500 mm × 1500 mm × 8 mm, 共设置 4 道厚度为 3 mm 的 U 形加劲肋, 肋高 84 mm, 上口宽 90 mm, 下口宽 32 mm。加劲肋中心距 240 mm, 采用等距布置, 并与间距为 1200 mm 的横向隔板共同形成加劲体系。图 5 (b) 给出了 T2 和 T3 两种爆炸工况的示意图。其中, T2 工况采用 1.6 kg 装药, 爆距为 25 mm; T3 工况采用 5.4 kg 装药, 爆距为 877 mm, 对应比例爆距为 0.5 m/kg^{1/3}。

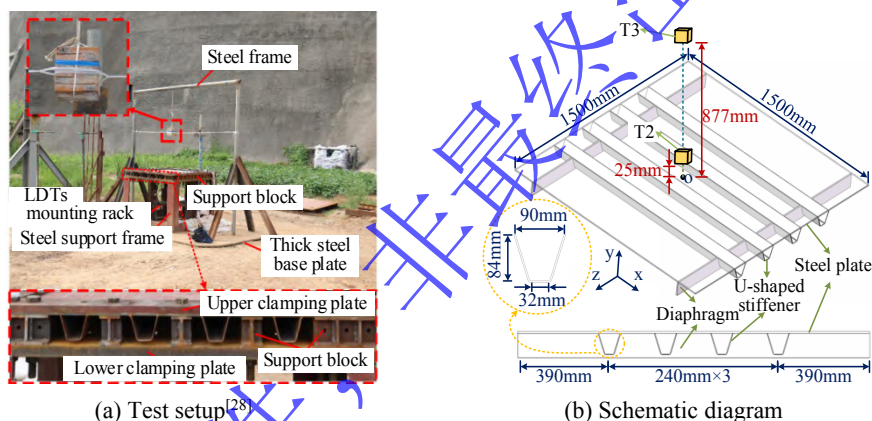


图 5 U 肋加劲钢爆炸试验布置图 (T2、T3)

Fig.5 Layout of the U-rib stiffened steel explosion test (T2、T3)

钢箱拱的计算跨度为 6000 mm, 拱高为 1200 mm, 高跨比为 1:5, 拱轴线采用二次抛物线形。截面尺寸为 200 mm × 300 mm, 拱肋板厚 8 mm, 内部设置加劲肋, 加劲肋高 30 mm, 肋宽 3 mm, 如图 6 所示。钢拱通过螺栓与钢基座连接。该试验为接触爆炸 (T4 工况), 炸药由两个 100 mm × 50 mm × 25 mm 的标准 TNT 药块组成, 当量为 0.4 kg, 布置于 x=-2 m 处。

此外, 为验证本文承载力测定中加载方法的正确性, 同时考虑到本文主要研究对象多为拉压杆件, 进一步对文献^[32]中工字钢柱爆炸后剩余承载力分析工作开展了数值模拟 (T5 工况)。该工字钢柱长 3600 mm, 翼缘板宽 300 mm、厚 20 mm, 腹板高 300 mm、厚 11 mm, 如图 7 所示。加载过程分为 4 个阶段, 第一阶段以准静态方式施加自重轴向荷载; 第二阶段在保持第一阶段荷载的基础上施加爆炸荷载; 第三阶段为稳定阶段; 第四阶段则逐步增大轴向荷载, 直至柱体发生失稳。根据该过程得到的最大轴向荷载确定钢柱的剩余承载力。

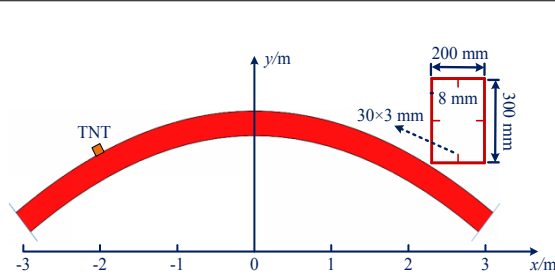


图6 钢箱拱爆炸示意图 (T4)

Fig.6 Explosion location of the steel box arch (T4)

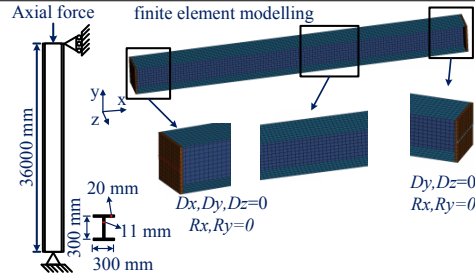


图7 工字钢尺寸及约束 (T5)

Fig.7 Dimensions and conditions of the I-beam (T5)

2.2 模型验证结果

图8对比了上述夏比冲击试验和数值模拟结果 (T1 工况), 图8 (a) 为厚度 4 mm、5 mm 和 6 mm 的无缺口标准试件的最终变形形态。通过对比分析试件跨中横截面上的特征参数 d_t 与 d_c , 以及试件长度方向的特征参数 l 可以看出, 数值模拟结果与试验实测数据最大相对误差仅为 8.73%。图8

(b) 为 V 型缺口夏比冲击试件的最终变形形态及冲击力时程对比, 发现数值模拟得到的冲击力峰值为 8.97 kN, 与试验实测值 8.82 kN 的相对误差仅为 1.70%。同时, 数值模拟预测的试件最终变形和断裂形态与试验实测结果较为吻合, 充分验证了所采用 Johnson-Cook 模型参数取值是可靠的。

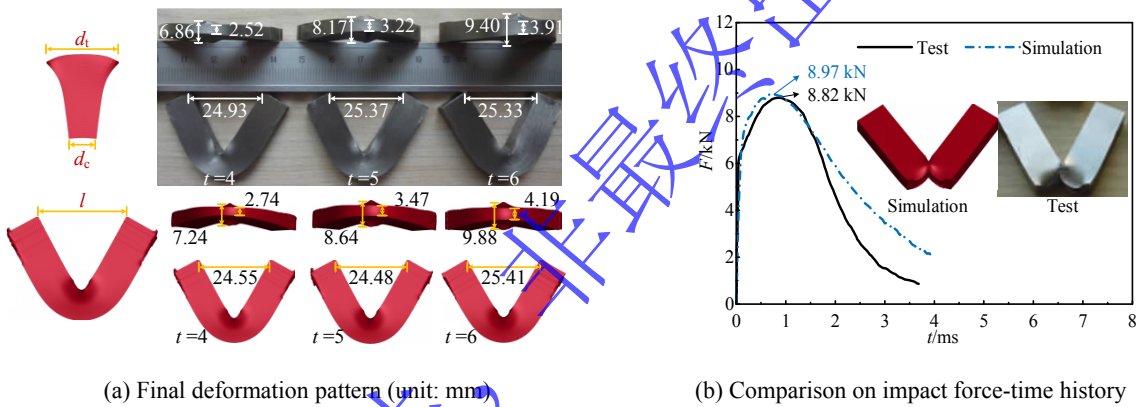


图8 Q370 钢夏比冲击试验^[24]和数值模拟结果对比

Fig.8 Comparison between numerical simulation and test results^[24] of steel Charpy impact

图9展示了 T2 工况的数值模拟与试验结果。数值模拟得到的破口呈现典型的纺锤形特征, 尺寸为 41 cm (纵向) × 18 cm (横向)。在横截面方向上, 数值模拟与试验结果中的破口宽度均受 U 形加劲肋的约束, 限制为 18 cm。纵向破口尺寸与试验结果的相对误差仅为 2.5%。

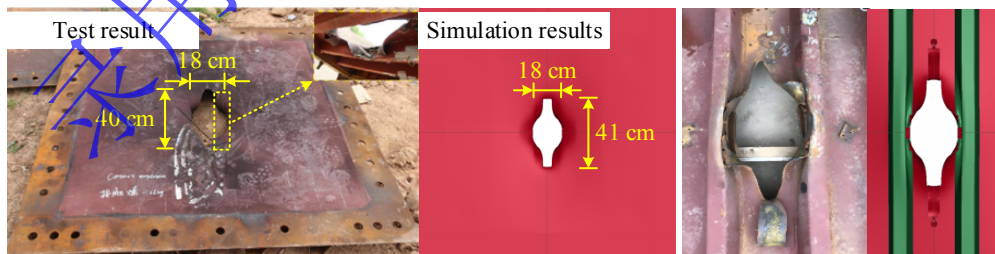


图9 T2 试验^[29]与有限元模拟结果对比

Fig.9 Comparison between the T2 test^[29] and finite element simulation results

图10展示了 T3 工况下数值模拟与试验结果的对比。图10 (a) 为跨中截面残余位移结果, 钢板中心残余位移模拟结果和试验结果分别为 47.1 mm 和 53.5 mm, 各测点残余位移的最大相对误差为 11.96%。图10 (b) 展示了爆炸作用下 U 形加劲板的破坏形态。数值模拟结果表明, 钢板背面与 U

肋焊接处出现塑性铰，U形加劲肋与隔板交接处出现屈曲现象，板中心位置的U肋出现扭曲变形，其破坏特征及动力响应均与试验结果吻合良好。

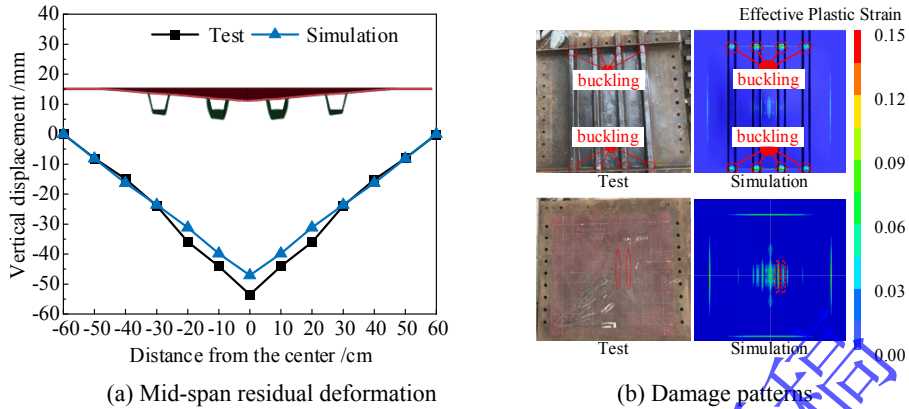


图 10 T3 试验^[30]与有限元模拟结果对比

Fig.10 Comparison between the T3 test^[30] and finite element simulation results

图 11 (a) 展示了 T4 工况数值模拟与试验结果在破口尺寸方面的对比，二者相对误差小于 3.84%，且顶板边界的撕裂形态较为相似。由于数值模拟条件相对理想化，模拟结果中的爆坑形态呈现出明显对称特征。在试验过程中，钢拱底板受顶板产生的钢碎片冲击而发生断裂，地面上也发现了相应的钢板碎片。数值模拟较好地再现了碎片对结构造成的二次损伤效应，如图 11 (b) 所示。综合 T2~T4 不同工况下数值模拟与试验结果的对比表明，所建立的数值模型能够较为准确地再现接触爆炸作用下结构的整体响应及局部破坏特征。

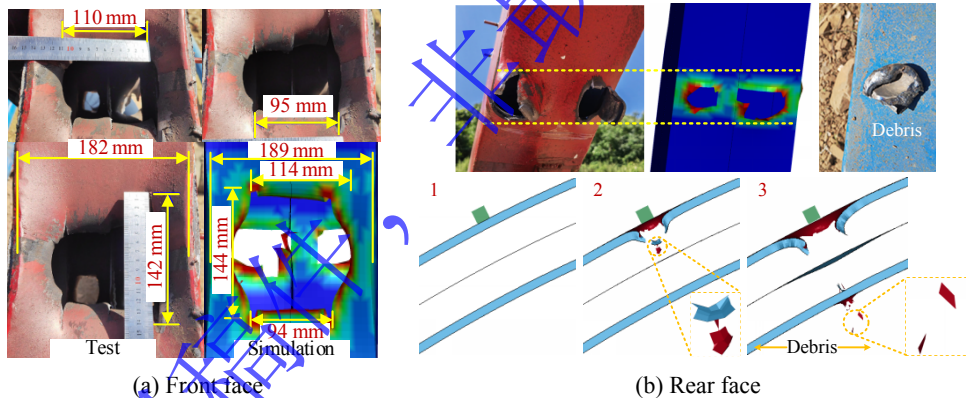


图 11 T4 试验^[31]与有限元模拟结果对比

Fig.11 Comparison between the T4 test^[31] and finite element simulation results

基于前述的四阶段加载方法，对工况 T5 进行数值模拟，其剩余承载力时程结果如图 12 所示。模拟得到的极限承载力为 2102 kN，与文献中的 2130 kN 接近，相对误差仅为 1.31%。此外，整个加载过程中的荷载-位移响应也与文献结果具有较高的一致性。该验证工况的模拟结果表明，本文采用的加载方法在评估爆炸损伤后杆件的剩余承载力方面是合理可靠的。

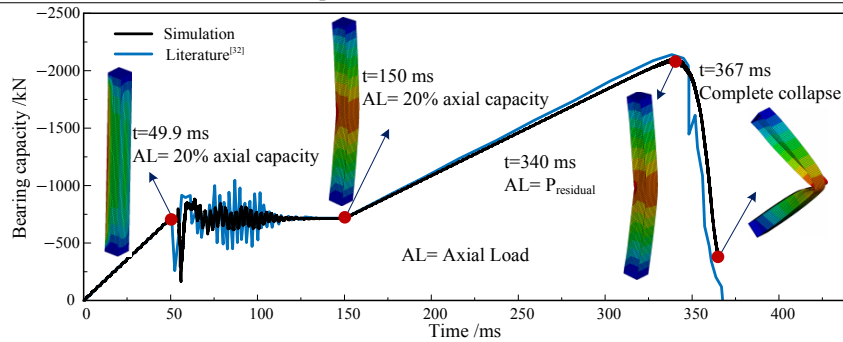


图 12 T5 承载力验证结果对比^[32]

Fig.12 Comparison of T5 bearing capacity verification results^[32]

2.3 网格敏感性分析

为探究网格尺寸对爆炸作用下钢桁梁桥破坏模式的影响，本文基于钢桁梁桥上弦杆处 50 kg TNT 爆炸工况，选取 40 mm、80 mm、120 mm 和 160 mm 共 4 种网格尺寸开展敏感性分析，结果如图 13 所示。分析结果表明：随着网格逐渐细化，上弦杆迎爆面的破口面积及冲击波影响区域面积均呈增大趋势。当网格尺寸细化至 80 mm 后，破口面积和损伤范围变化不超过 2%，因此认定损伤破坏形态和程度基本趋于收敛。此外，本文 2.2 节模型验证中均利用尺寸约为 5 mm 的网格进行分析，进一步对比分析了 5 mm 与 80 mm 网格下上弦杆在爆炸载荷下的损伤演化过程。结果表明：均在迎爆面产生破口，边缘处钢板内卷，在 5 mm 网格下，结构的破口尺寸略大，但破口周围塑性区范围较小，而 80 mm 网格的破口相对较小，塑性区的范围较大；80 mm 网格的塑性区长度（1870 mm）与 5 mm 网格塑性区长度（1837 mm）非常接近，二者破口长度相对误差为 20%，表明较大尺寸的网格能够准确捕捉到结构的主要损伤破坏特征。在计算耗时方面，相同计算平台下 80 mm 网格的计算耗时仅为 13 min，约为 5 mm 网格计算耗时 34 h 30 min 的 0.63%。因此，由于整桥计算量更大，综合考虑计算精度及效率，后文爆炸阶段分析中空气与结构的网格尺寸均选 80mm。

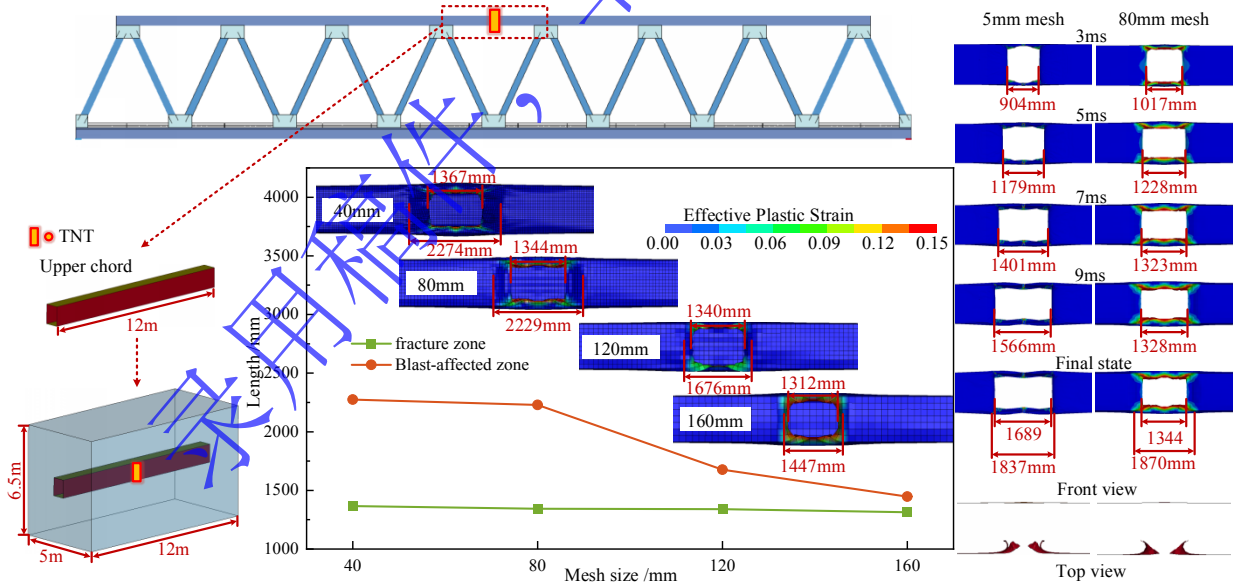


图 13 不同网格上弦杆处爆炸损伤云图对比

Fig.13 Comparison of explosion damage nephograms at the top chord under different meshes

钢桁梁桥承载能力分析参考 Reyes-Suárez 等^[12]试验中所述的荷载施加方式。通过对钢桁梁桥施加竖向位移直至结构完全破坏，并记录跨中截面弯矩-位移曲线，从而确定结构的承载能力。为评估网格尺寸对承载能力计算结果的影响，分别建立了网格尺寸为 40 mm、80 mm、120 mm 和 160 mm 的钢桁梁桥有限元模型，并对各工况下的承载能力进行对比分析，结果如图 14 所示。结果表明：钢桁

梁桥的承载能力对网格尺寸变化不敏感，各网格模型得到的极限承载能力之间的差异在 1.70% 以内，其中最大值为 1179 MN·m，最小值为 1159 MN·m。综上，在兼顾计算精度与计算效率的前提下，本文后续分析选取 80 mm 作为基准网格尺寸。

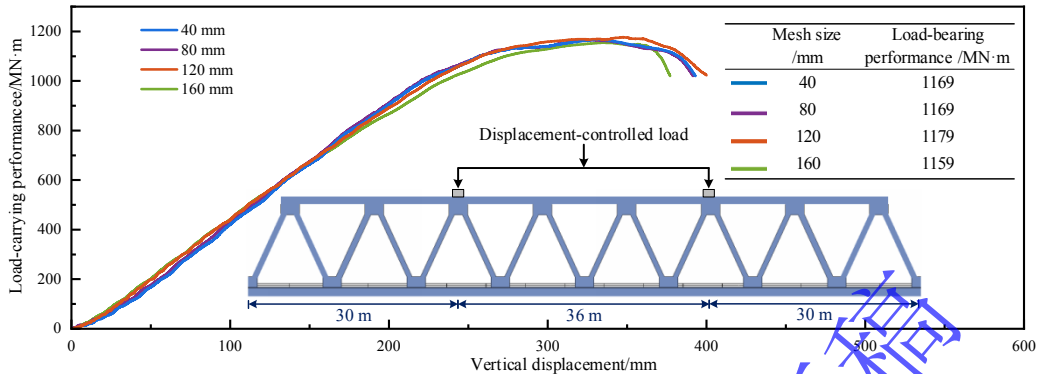


图 14 不同网格钢桁梁桥剩余承载性能对比

Fig.14 Comparison of residual bearing capacity of steel truss girder bridges with different meshes

3 结果分析与讨论

3.1 爆炸位置

图 15 展示了 100 kg 炸药分别作用于上弦杆侧面、上弦杆顶面、斜腹杆和节点板四个位置时的结构损伤情况。结构损伤主要表现为局部破坏，破口形态呈现典型的花瓣状特征。上弦杆侧面爆炸 (S1) 时，迎爆面形成尺寸为 1983 mm × 1100 mm 的破口，背爆面仅出现小范围塑性区。顶板在靠近炸药约 160 mm 宽度范围内损伤较为严重，沿宽度方向约 56% 的区域进入塑性状态，如图 15 (a) 所示。上弦杆顶面爆炸 (S2) 时，迎爆面形成 1261 mm × 640 mm 的破口，背爆面未进入塑性区，侧面钢板在约 209 mm 范围内出现损伤，其中约 59% 的面积进入塑性状态，如图 15 (b) 所示。当炸药在斜腹杆处爆炸 (S3) 时，迎爆面出现尺寸为 1507 mm × 700 mm 的破口，腹板沿两个相反方向发生撕裂，形成深度为 319 mm 的弧形切口。腹板在整个宽度范围内均进入塑性，背爆面与腹板连接处也出现局部塑性区域，如图 15 (c) 所示。节点板处发生爆炸 (S4) 时，迎爆面破口尺寸为 1812 mm × 1182 mm，损伤面积占比为 53.29%，下弦杆上翼缘悬臂板出现 566 mm × 368 mm 的破口，节点板与斜腹杆连接处形成较大塑性区。节点板中的加劲钢板出现深度为 426 mm 的弧形切口，背爆面节点板与斜腹杆、加劲钢板连接区域观察到显著塑性区，如图 15 (d) 所示。

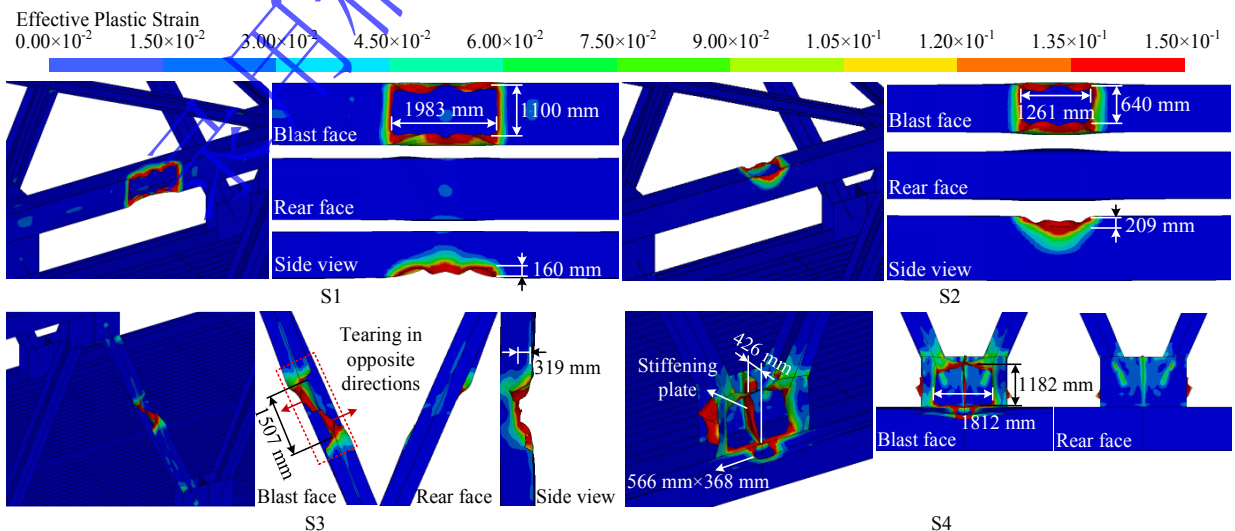


图 15 不同爆炸位置下爆炸的钢桁梁桥损伤云图

Fig.15 Damage contour of the steel truss girder bridge under different blast locations

为定量评估爆炸作用后钢桁梁桥承载能力相对于完好状态的劣化程度，参考马亮亮等^[33]相关工作定义爆炸后整桥承载力损失与未受损梁桥的极限承载力的比值为损伤因子 D ，其表达式如下：

$$D = 1 - F_r / F_{\max} \quad (7)$$

式中： F_{\max} 为未受损梁桥的极限承载力， F_r 为爆炸损伤后梁桥的剩余承载力。 D 的取值范围为 0~1， $D=0$ 时，结构处于完好无损状态； $D=1$ 时，结构完全丧失承载力。

图 16 展示了 100 kg 炸药在不同位置爆炸后的承载力-位移曲线。未受损钢桁梁桥（S0 工况）的极限承载力为 1169 MN·m。在斜腹杆（S3 工况）与节点板（S4 工况）处爆炸时，剩余承载力分别为 1142 MN·m 和 1140 MN·m，损伤因子均约为 0.02，表明这两种工况对桥梁承载力影响较小；当炸药作用于上弦杆侧面（S1 工况）和顶面（S2 工况）时，剩余承载力分别降低至 821 MN·m 和 958 MN·m，损伤因子分别为 0.298 和 0.180，见表 4。由此可见，上弦杆侧面爆炸对承载力削弱最显著，可确定为最不利爆炸位置。

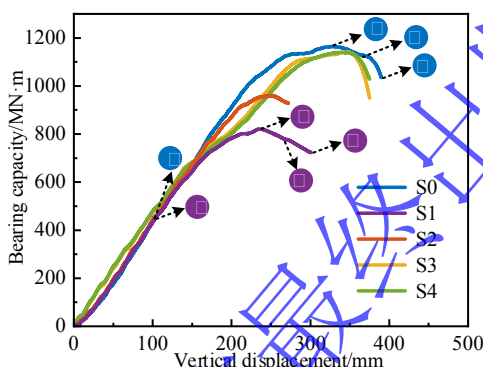


图 16 不同位置爆炸后钢桁梁桥剩余承载性能

Fig.16 Residual bearing capacity of the steel truss girder bridge after explosions at different locations

表 4 剩余承载性能结果

Table 4 Results of residual bearing capacity

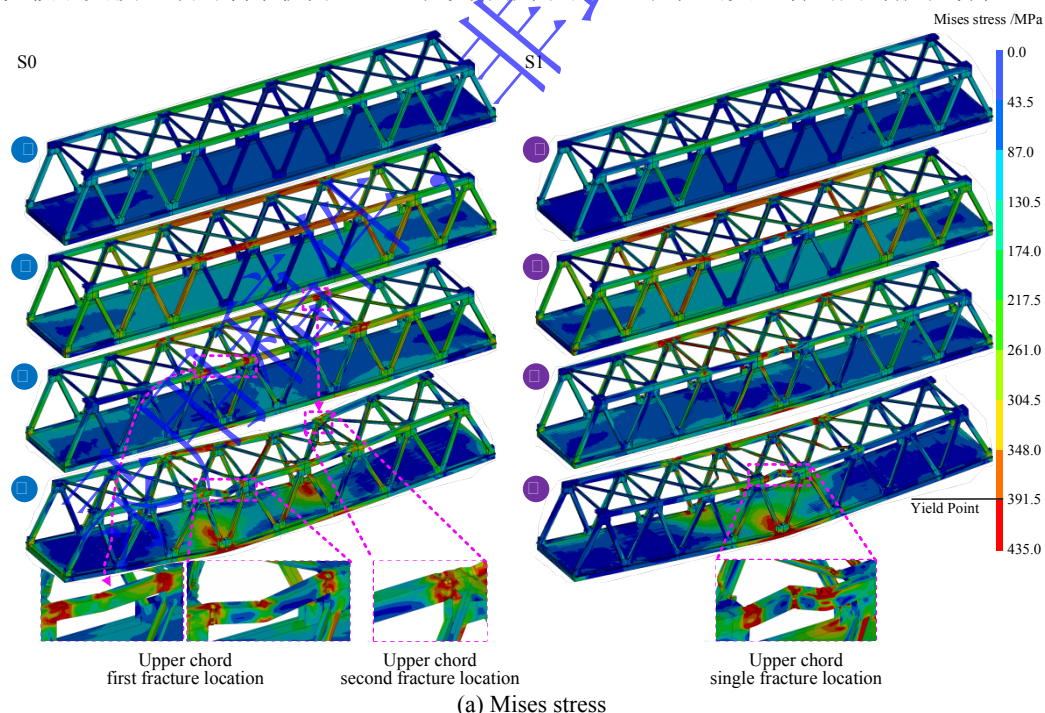
工况编号	爆炸位置	爆炸当量/kg	剩余承载力/MN·m	损伤因子
S0	-	-	1169	-
S1	a—单点爆炸	100	821	0.298
S2	b—单点爆炸	100	958	0.180
S3	c—单点爆炸	100	1142	0.023
S4	d—单点爆炸	100	1140	0.025
S5	a—单点爆炸	25	1066	0.088
S6	a—单点爆炸	50	986	0.157
S7	a—单点爆炸	150	779	0.334
S8	a、f—两点爆炸	100	679	0.419
S9	a、e—两点爆炸	100	802	0.314
S10	a、e、f—三点爆炸	100	641	0.452

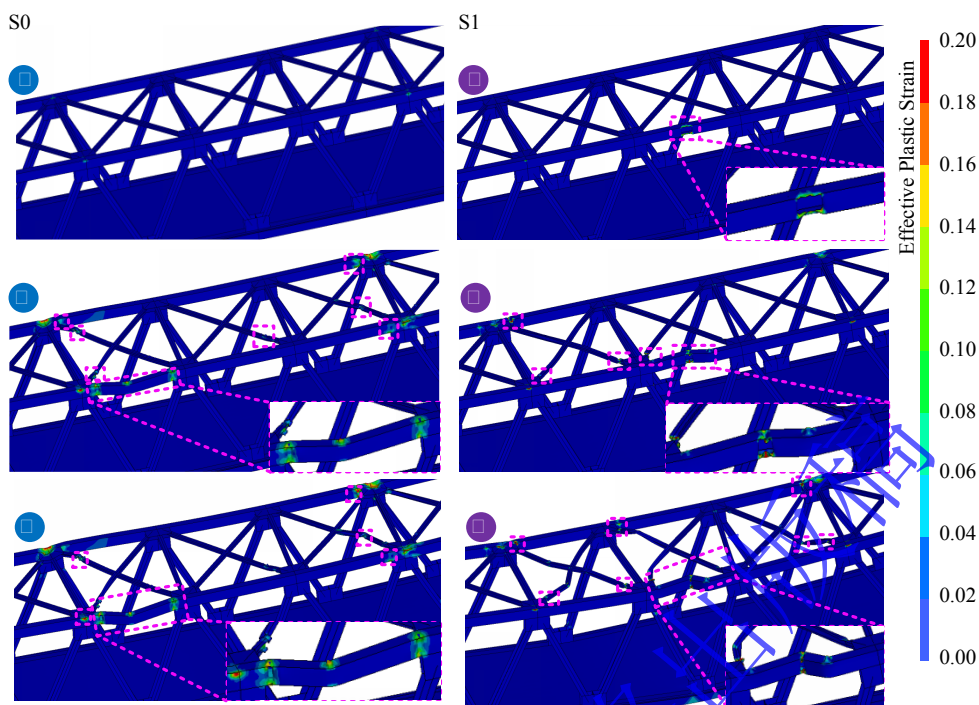
为进一步揭示钢桁梁桥承载能力劣化机理，图 17 (a) 为承载力分析阶段工况 S0 与 S1 的 Mises 应力分布。其中 I-IV 时刻对应于图 16 中相应时间点。从 Mises 应力分布来看，在承载力上升阶段（I 时刻），两种工况下结构的应力分布形态基本一致，差异主要体现在爆炸损伤状态下破口周围局部区域的应力显著高于无损状态。随着承载力发展至承载力峰值阶段（时刻 II），两者传力路径呈现明显差异，无损结构中两片主桁上弦杆的 Mises 应力均达到峰值，而损伤结构中仅未受损侧主桁上弦杆达到应力峰值，表明爆炸荷载严重削弱了受损侧主桁上弦杆的承载能力。在承载力下降阶段（III 时刻），无损结构的两根上弦杆开始屈服，而损伤结构仅爆炸位置处的上弦杆屈服。在阶段 IV 及之后的

承载力丧失过程中，无损结构两侧上弦杆全截面进入塑性而发生屈曲变形，导致最终破坏时下方桥面板出现两处高应力区。相较而言，爆炸后桥梁结构仅损伤上弦杆发生屈曲，导致下方桥面板形成单一高应力区。

图 17 (b) 对比分析了 S0 与 S1 结构在承载力分析中 II-IV 时刻的等效塑性应变分布图。其中 II-IV 时刻对应于图 16 中相应时间点。在承载力达到峰值之前，全桥处于弹性工作阶段。当承载力到达峰值时（时刻 II）S1 工况在爆炸破口处出现了明显的塑性区。进入承载力下降阶段（时刻 III）后，两种工况的破坏机理开始显现差异，S0 工况中，临近跨中的一根上弦杆中部塑性变形、发生明显的平面外弯曲，成为结构后续失稳的诱因；而 S1 工况由于爆炸破口处的局部损伤持续扩展，导致结构的初始荷载传递路径发生改变，致使相邻的上平纵联斜杆发生显著的扭转屈服。到 IV 时刻，S0 工况最初屈服的上弦杆沿中部塑性铰发生弯折，进而诱发其余三个对称位置的上弦杆及多根上平纵联斜杆相继进入塑性并发生弯折。与之不同的是，S1 工况的损伤演化始终围绕爆炸毁伤区域向周边杆件扩散，表现为典型的局部缺陷诱发的连锁失稳。可以看出，S0 与 S1 工况均未呈现大范围的塑性损伤，其破坏特征表现均为关键杆件局部进入塑性并形成塑性铰。随着局部塑性区的发展，结构因几何不稳定性而发生整体失稳，最终导致承载力迅速丧失。

结果表明：在竖向位移作用下，钢桁梁桥在无损（S0）和损伤（S1）状态下均会在上弦杆处形成塑性铰，导致桥梁整体失效。在无损状态（S0）下，钢桁梁桥两片主桁协同工作，上弦杆同步进入塑性状态，形成双塑性铰机构。此时，在桥面板上产生两个高应力区，呈现出整体塑性破坏特征。相比之下，在损伤状态（S1）下，爆炸损伤导致结构传力路径的重分配。荷载主要由未受损侧的主桁承担，进而削弱受损侧主桁的承载能力。随着竖向位移增加，受损的上弦杆发生屈曲，桥面板位置仅形成单一高应力区，展现出局部损伤主导的非对称破坏。受损的钢桁梁桥承载能力显著降低，剩余承载力依赖于受损区域的剩余抗力，且塑性变形能力不足，表现出更显著的局部脆化特征。





(b) Effective plastic strain

图 17 准静态加载下钢桁梁桥损伤云图

Fig.17 Damage of the steel truss girder bridge under quasi-static loading

3.2 炸药当量

图 18 给出了炸药当量为 25 kg、50 kg、100 kg 和 150 kg 在上弦杆侧面爆炸时的损伤情况。随着炸药当量的增加，迎爆面破口尺寸从 $667 \text{ mm} \times 878 \text{ mm}$ 逐渐增大至 $1961 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$ ，并最终趋于稳定。同时，顶板弧形切口的深度从 79 mm 增加至 160 mm，同样表现出稳定发展趋势。从上弦杆横截面可见，各工况下产生的破口均呈现为典型的花瓣状破坏特征。当炸药当量增至 150 kg 时，由于瞬时能量显著增大，迎爆面钢板在爆炸作用下迅速断裂并形成碎片，这一破坏模式与已有相关爆炸试验结果一致^[34]。随后，这些钢板碎片随冲击波共同作用于背爆面钢板，形成尺寸为 $590 \text{ mm} \times 219 \text{ mm}$ 的破洞，使上弦杆的破坏模式由非贯穿破坏转化为贯穿破坏。此外，碎片进一步冲击至上平纵联的斜撑，导致斜撑形成尺寸为 $368 \text{ mm} \times 259 \text{ mm}$ 的破洞。

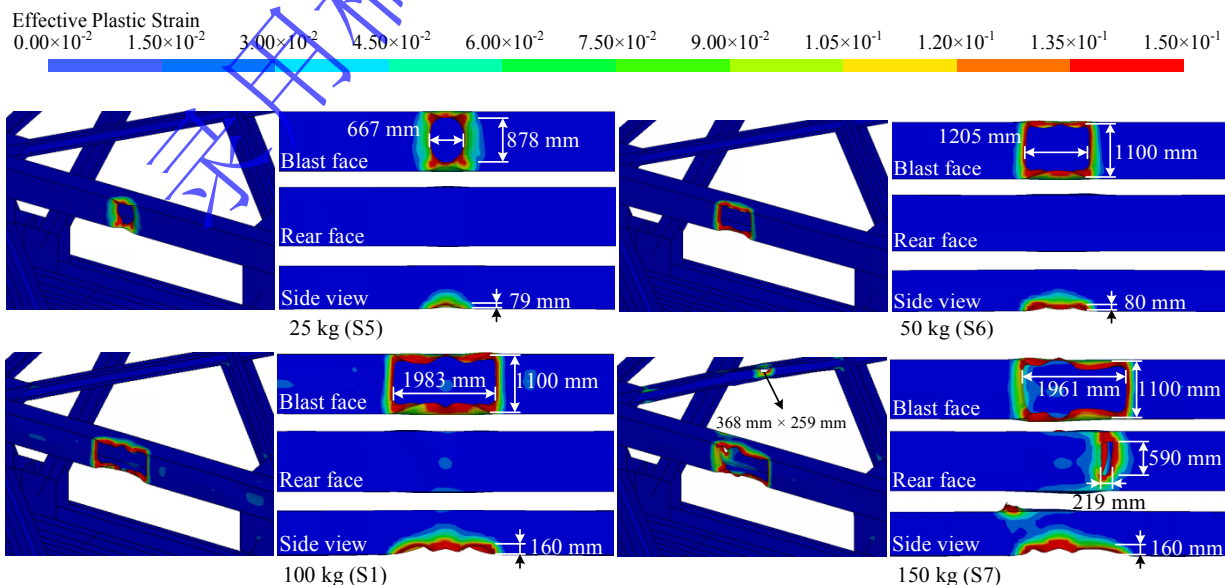


图 18 不同当量下上弦杆的损伤云图

Fig.18 Damage nephogram of the top chord under different charge equivalents

为进一步分析上弦杆侧面爆炸下结构的破坏机理，图 19 展示了当量为 100 kg (S1) 和 150 kg (S7) 爆炸时冲击波的传播过程。炸药从底端起爆后，冲击波快速向周围空气域扩散，作用于上弦杆的迎爆面，导致迎爆面钢材发生塑性变形并断裂形成破口，同时冲击波在迎爆面发生反射。破口形成后，空气域中的冲击波通过破口侵入中空杆件内部，受壁面约束，在内部反射叠加形成局部高压区。值得注意的是，S7 工况下炸药当量更高，冲击波荷载更强，迎爆面钢材在高压冲击下发生断裂并产生了飞溅碎片，撞击上弦杆背爆面，导致背爆面钢材发生塑性屈服并产生破洞。此后，传播进箱室内部的冲击波通过破洞向外部空气域传播。S7 工况下背爆面破洞形成的原因是“冲击波荷载-结构变形-碎片运动-二次冲击”的耦合作用。此外，在该过程中冲击波从迎爆面破口进入中空杆件内部后很快就从背爆面破口泄出，显著降低了冲击波对上弦杆迎爆面的持续冲击作用，致使 S7 工况下迎爆面破口尺寸略小于 S1 工况。

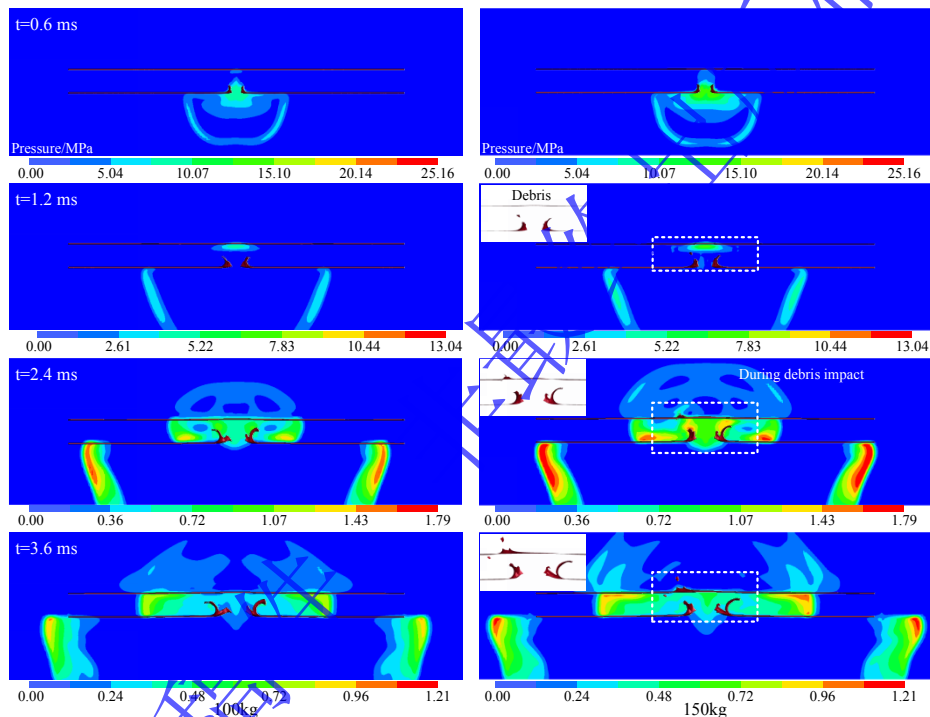


图 19 冲击波传播过程（俯视图）

Fig.19 Process of shock wave propagation (Top view)

图 20 (a) 展示了不同炸药当量在上弦杆侧面爆炸后钢桁梁桥的承载力结果。未受损工况 (S0) 整桥承载力为 1169 MN·m, S5 工况 (25 kg) 下剩余承载力为 1066 MN·m、对应损伤因子为 0.088, S6 工况 (50 kg) 下剩余承载力为 986 MN·m、对应损伤因子为 0.157, S1 工况 (100 kg) 下剩余承载力为 821 MN·m、对应损伤因子为 0.298, S7 工况 (150 kg) 下剩余承载力为 779 MN·m、对应损伤因子为 0.334。为对比分析，增添了拆除爆炸位置处的上弦杆后的剩余承载力工况，其值为 620 MN·m、对应损伤因子为 0.470，见表 4。在 150 kg 爆炸工况下，由于钢板碎片飞散对桥体其他部位造成二次冲击损伤，承载力进一步下降到 779 MN·m，其承载力仍高于拆除单侧上弦杆后的承载力，表明上弦杆依然保留着部分承载力。此外，结构承载力损失随炸药当量的增长呈现“先快后缓”的规律，存在明显的边际效应递减。

为量化爆炸当量与钢桁梁桥上弦杆损伤因子的相关性，基于模拟数据开展了曲线拟合分析。依托不同炸药当量 (25 kg、50 kg、100 kg、150 kg) 对上弦杆侧面爆炸的工况，提取了关键损伤因子数据，同时结合完好桥梁，明确了损伤因子的计算基准与边界条件。在此基础上，采用指数增长模型对损伤

因子 (D) 与爆炸当量 (W) 的数据进行拟合, 其结果如图 20 (b) 所示。拟合曲线能够较好地反映爆炸当量增大过程中损伤因子的变化规律, 但仅适用于与本文研究对象相似的钢桁梁桥在上弦杆侧面爆炸的工况, TNT 炸药当量在 0~150 kg 以内。

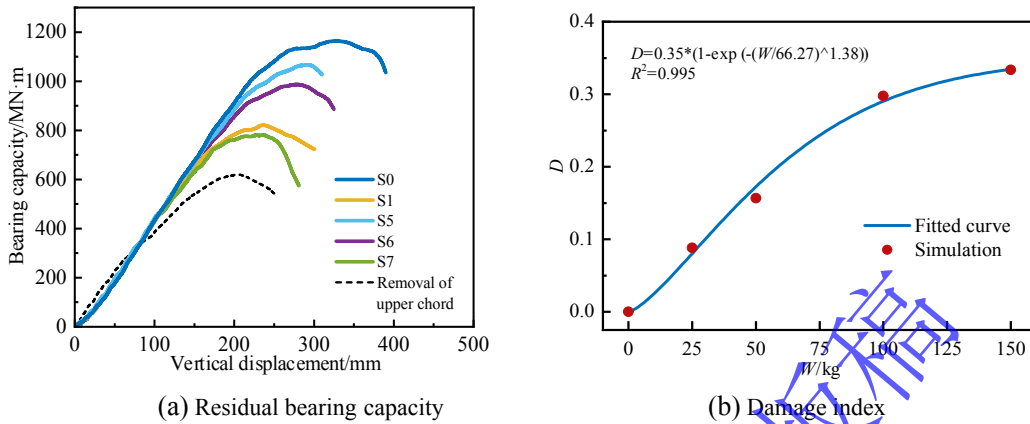


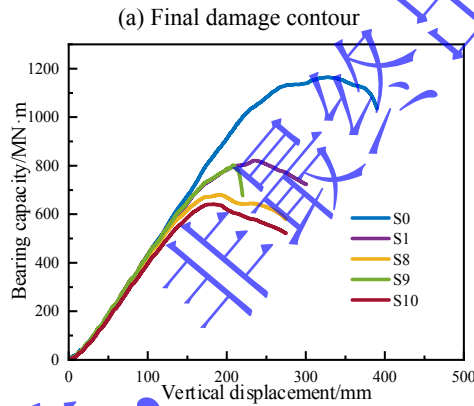
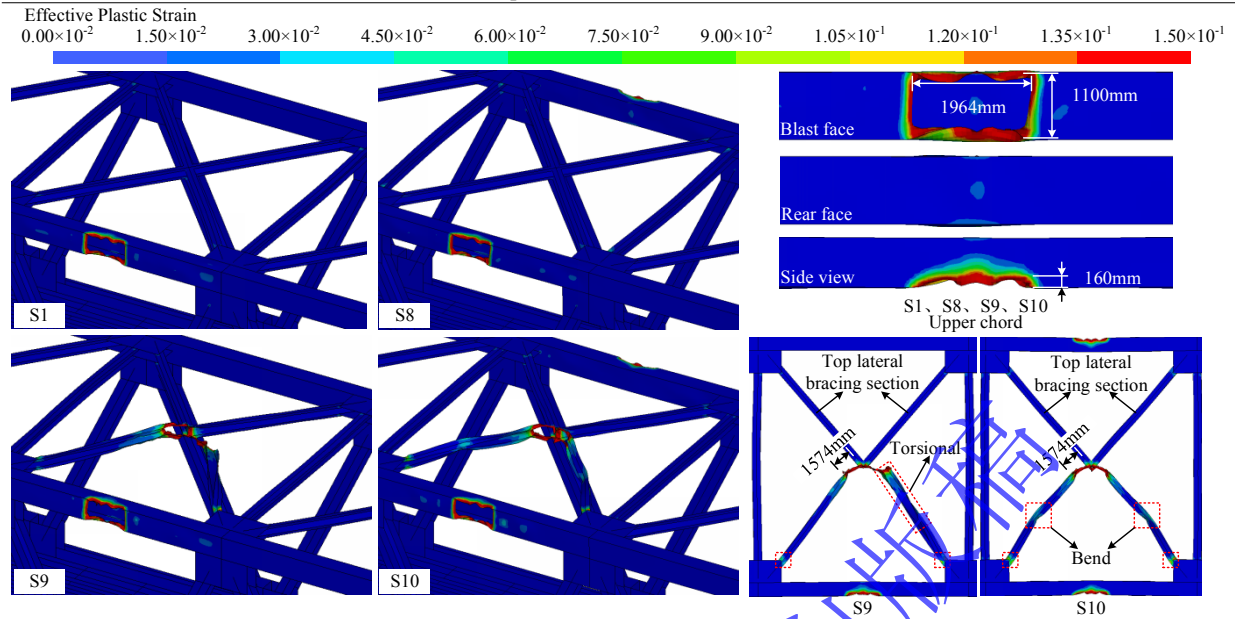
图 20 不同当量爆炸后的剩余承载性能和损伤因子

Fig.20 Residual bearing capacity and damage factor after explosions of different yields

3.3 多点爆炸

图 21 (a) 展示了多点同时爆炸作用下最终时刻的钢桁梁桥有效塑性应变云图。整体来看, 钢桁梁桥仍以局部损伤为主, 上弦杆处的破坏形态与 S1 基准工况相似, 迎爆面形成 $1964 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$ 的破口, 背爆面仅出现小范围塑性区, 顶板在距炸药约 160 mm 宽度范围内损伤较为显著。此外, S9 工况下跨中上平纵联斜杆在爆炸荷载作用下发生明显损伤, 其腹板被破洞贯穿, 与节点板连接处和近爆区域整个截面进入塑性状态, 且在炸药附近约 1574 mm 范围内的杆件损伤尤为严重, 其中一根斜杆发生了明显扭转变形。在 S10 工况中, 跨中上平纵联斜杆同样出现了腹板贯穿破洞、连接处及近爆截面发生塑性的损伤。与 S9 工况不同之处在于, 由于两侧上弦杆均受损, 跨中承载力被进一步削弱, 致使上平纵联斜杆承受的荷载显著增加, 最终引发了明显的弯曲变形。在炸药附近 1574 mm 范围内, 杆件损伤也极为严重, 如图 21 (S10) 所示。结果表明: 多点爆炸虽未改变结构的基本破坏模式, 但显著改变了结构的传力路径, 迫使荷载从传力效率较高的上弦杆体系转移至承载能力较弱的上平纵联等次要构件, 从而削弱钢桁梁桥的结构冗余并放大损伤叠加效应, 导致整体承载能力较单点爆炸工况出现更为急剧的下降。

图 21 (b) 展示了多点同时爆炸后钢桁梁桥的承载力结果。S1 工况 (单点) 下剩余承载力为 821 MN·m、对应损伤因子为 0.298, S8 工况 (两点 a、f) 下剩余承载力为 679 MN·m、对应损伤因子为 0.419, S9 工况 (两点 a、e) 下剩余承载力为 802 MN·m、对应损伤因子为 0.314, S10 工况 (三点 a、e、f) 下剩余承载力为 641 MN·m、对应损伤因子为 0.452, 详见表 4。对比分析可知, S8 与 S1 工况的损伤因子相差 0.121, 进一步说明上弦杆是桥梁承重的关键部位, 该区域受损会显著削弱桥梁的承载能力, 此时跨中荷载主要由上平纵联斜杆和两侧受损的上弦杆承担。相比之下, S9 与 S1 工况的损伤因子仅差 0.016, 说明在只有一侧上弦杆受损时, 上平纵联斜杆对整体承载力的贡献有限, 跨中荷载主要由未受损侧的上弦杆承担。S10 工况的承载能力进一步下降, 多个部位同时受损导致结构损伤产生叠加效应, 跨中荷载由两侧受损的上弦杆和受损的上平纵联斜杆承担, 从而导致整体承载能力显著下降。综上所述, 多点爆炸工况下关键承力构件受损数量及其组合方式是决定钢桁梁桥承载能力退化程度的主导因素。



(a) Final damage contour
(b) Residual bearing capacity
图 21 多点爆炸工况结果

Fig.21 Results under multiple-point explosion scenarios

4 结论

本文采用数值模拟方法，开展了典型铁路钢桁梁桥在接触爆炸作用下的破坏模式与剩余承载力劣化规律研究，主要结论总结如下：

(1) 接触爆炸作用下钢桁梁桥破坏模式主要表现为杆件的局部损伤，整体未发生失稳破坏；不同爆炸位置对整桥剩余承载能力影响差异显著，其中上弦杆最为敏感，其侧面爆炸对应的损伤因子为 0.298，顶面爆炸工况为 0.180；斜腹杆及节点板爆炸对整体承载性能影响较小，对应损伤因子约为 0.02。承载能力降低的主要原因在于爆炸作用导致杆件的有效截面减小和局部刚度降低，在结构传力路径中形成薄弱环节，促使内力重新分布，从而导致整体剩余承载力出现明显退化。

(2) 随着炸药当量由 25 kg 增加至 150 kg，上弦杆破坏程度持续加剧，其破坏模式由非贯穿破坏逐步转变为贯穿破坏，钢桁梁桥整体剩余承载力呈显著下降趋势。在上弦杆侧面爆炸工况下，整桥剩余承载力降幅由 8.8% 增至 33.4%，承载力退化速率表现为先加快后减缓的非线性特征，并且随着炸药当量的增加爆炸能量的边际破坏效应显著降低。基于数值结果建立的损伤因子与炸药当量之间的拟合关系曲线，可用于快速评估上弦杆在不同当量条件下剩余承载能力的劣化水平。

(3) 在多点炸药同时爆炸工况下, 钢桁梁桥整体破坏仍以局部损伤为主, 但损伤程度随爆炸点数量增加而显著加剧。随着爆炸位置由单点发展至两点和三点, 结构的传力路径逐渐由主要承重构件转向承载能力较弱的次要构件, 结构损伤因子由 0.298 增至 0.419, 并进一步升至 0.452, 结构冗余度显著降低, 损伤叠加效应明显, 整体剩余承载能力相较单点爆炸工况进一步下降。

参考文献

- [1] 张江平. 视频曝光! 俄媒: 俄军打击乌克兰一座桥, 系乌军“重要物流枢纽” [EB/OL]. 环球网, (2025-09-07)[2025-12-21]. <https://world.huanqiu.com/article/4OEDvkUwOmy>.
ZHANG J P. Video exposed! Russian media: Russian forces strike a bridge in Ukraine, a key logistics hub for Ukrainian armed forces [EB/OL], Huanqiu.com, (2025-09-07)[2025-12-21]. <https://world.huanqiu.com/article/4OEDvkUwOmy>.
- [2] 金钰, 谷全祥. 2024 年国外军用无人机装备技术发展综述 [J]. 战术导弹技术, 2025, (02):16-31. DOI: 10.16358/j.issn.1009-1300.20250025.
JIN Y, GU Q X. Overview of foreign military UAV systems and technology development in 2024 [J]. Tactical Missile Technology, 2025, (02):16-31. DOI: 10.16358/j.issn.1009-1300.20250025.
- [3] 黄得刚, 杜晨慧, 徐志强, 等. 国外无人机机载空面轻型弹药发展现状及趋势分析 [J]. 飞航导弹, 2021, (04):63-67. DOI: 10.16338/j.issn.1009-1319.20200840.
HYANG D G, DU C H, XU Z Q, et al. Development status and trend analysis of foreign UAV-borne air-to-surface light ammunition [J]. Aerodynamic Missile Journal, 2021, (04):63-67. DOI: 10.16338/j.issn.1009-1319.20200840.
- [4] 张君彪, 吴静, 赵飞, 等. 俄乌冲突中无人机作战运用情况及启示 [J]. 现代防御技术, 2025, 53(6):37-45. DOI: 10.3969/j.issn.1009-086x.2025.06.005.
ZHANG J B, WU J, ZHAO F et al. The application and enlightenment of UAV in the Russia-Ukraine conflict [J]. Modern Defence Technology, 2025, 53(6):37-45. DOI: 10.3969/j.issn.1009-086x.2025.06.005.
- [5] 娄凡. 预应力混凝土连续 T 梁的抗爆性能试验研究 [D]. 南京: 东南大学, 2018: 1-113.
LOU F. Experimental study on blast resistance of prestressed concrete continuous T beams [D]. Nanjing: Southeast University, 2018: 1-113.
- [6] 院素静, 宗周红, 娄凡, 等. 预应力混凝土连续梁桥桥面爆炸损伤试验研究 [J]. 中国公路学报, 2022, 35(11): 160-170. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2022.11.015.
YUAN S J, ZONG Z H, LOU F et al. Experimental study on damage of prestressed concrete continuous girder bridge subjected to explosions above the deck [J]. China Journal of Highway and Transport 2022, 35(11): 160-170. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2022.11.015.
- [7] MA L L, WU H, FANG Q. Damage mode and dynamic response of RC girder bridge under explosions [J]. Engineering Structures, 2021, 243: 112676. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112676.
- [8] 王子国, 孔祥佳, 彭永, 等. 爆炸作用下 RC T 型梁桥桥面局部损伤快速评估 [J]. 爆炸与冲击, 2025, 45(11): 170-185. DOI: 10.11883/bzycj-2024-0273.
WANG Z G, KONG X J, PENG Y et al. Rapid assessment of local damage in reinforced concrete T-beam bridge decks under blast loading [J]. Explosion and Shock Waves, 2025, 45(11): 170-185. DOI: 10.11883/bzycj-2024-0273.
- [9] 李家辉. 爆炸荷载下钢桁架桥梁生存能力评估研究 [D]. 绵阳: 西南科技大学, 2017: 1-70.
LI J H. Study on survivability evaluation for steel truss bridge under blast loading [D]. Mianyang: Southwest University of Science and Technology, 2017: 1-70.
- [10] 王万月. 近爆作用下钢桁梁桥结构及构件的动态响应及损伤研究 [D]. 太原: 中北大学, 2021: 1-63. DOI: 10.27470/d.cnki.ggbgc.2021.001154.
WANG W Y. Dynamic response and damage state research on steel truss bridge structures and components under near-

- field explosion loads [D]. Taiyuan: North University of China. 2021: 1-63. DOI: 10.27470/d.cnki.ghbgc.2021.001154.
- [11] LI H, AGRAWAL A, CHEN Q, et al. Numerical simulation of a long-span steel truss bridge subjected to blast loads [J]. *International Journal of Bridge Engineering, Management and Research*, 2025, 2(1): 21425009-1: 15. DOI: 10.70465/ber.v2i1.17.
- [12] REYES-SUÁREZ J C, BUITRAGO M, BARROS B, et al. Latent resistance mechanisms of steel truss bridges after critical failures [J]. *Nature*, 2025, 645(8079): 101-107. DOI: 10.1038/s41586-025-09300-8.
- [13] REMENNIKOV A M, UY B. Explosive testing and modelling of square tubular steel columns for near-field detonations [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 101: 290-303. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.05.027.
- [14] 余洋, 纪冲, 周游, 等. 侧向局部爆炸荷载下钢质方管的损伤破坏及影响因素研究 [J]. *振动与冲击*, 2018, 37(15): 191-198. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2018.15.027.
- YU Y, JI C, ZHOU Y, et al. Damage and failure of steel square tubes under lateral local explosion loading and their influencing factors [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2018, 37(15): 191-198. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2018.15.027.
- [15] 白志海. 正交异性钢桥面板恐怖爆炸破坏机理研究 [D]. 长沙: 国防科学技术大学, 2010: 1-77.
- BAI Z H. Investigation of failure mechanisms of orthotropic steel bridge decks under terror blast loading [D]. Changsha: National University of Defense Technology, 2010: 1-77.
- [16] 《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2024 [J]. *中国公路学报*, 2024, 37(12): 1-160. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2024.12.001.
- Editorial department of China Journal of Highway and Transport. Review on China's bridge engineering research: 2024 [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2024, 37(12): 1-160. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2024.12.001.
- [17] 张宇, 李国强, 陈可鹏, 等. 桥梁结构抗爆安全评估研究进展 [J]. *爆炸与冲击*, 2016, 36(01): 135-144. DOI: 10.11883/1001-1455(2016)01-0135-10.
- ZHANG Y, LI G Q, CHEN K P, et al. Research advances of safety assessment of bridges under blast load [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2016, 36(01): 135-144. DOI: 10.11883/1001-1455(2016)01-0135-10.
- [18] 宗周红, 甘露, 院素静, 等. 桥梁结构抗爆安全防护研究综述 [J]. *中国公路学报*, 2024, 37(05): 1-37. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2024.05.001.
- ZONG Z H, GAN L, YUAN S J, et al. Review on anti-blast resistance and safety protection of bridge structures [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2024, 37(05): 1-37. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2024.05.001.
- [19] ZHANG C, GHOLIPOUR G, MOUSAVI A A. Blast loads induced responses of RC structural members: State-of-the-art review [J]. *Composites-Part B: Engineering*, 2020, 195: 108066. DOI: 10.1016/j.compositesb.2020.108066.
- [20] HUANG J, LIU P, YU Z, et al. Damage of CRTS III type ballastless track-32 m simply supported girder structural system under long-term deformation effects [J]. *Engineering Structures*, 2023, 295: 116814. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116814.
- [21] 张东阳. 普通钢筋混凝土 CRTSIII型板式无砟轨道结构优化设计 [D]. 成都: 西南交通大学, 2019: 1-47. DOI: 10.27414/d.cnki.gxnju.2019.000752.
- ZHANG D Y. Optimization design of ordinary reinforced concrete CRTSIII slab ballastless track structure [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2019: 1-47. DOI: 10.27414/d.cnki.gxnju.2019.000752.
- [22] Livermore software technology corporation (LSTC). LS-DYNA keyword user's manual [M]. Livermore Software Technology Corporation, 2022.
- [23] 林莉, 黄博, 肖新科, 等. Q355B 钢动态材料性能研究 [J]. *振动与冲击*, 2020, 39(18): 231-237. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2020.18.031.
- LIN L, HUANG B, XIAO X K, et al. Behavior of dynamic material Q355B steel based on the Johnson-Cook model [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2020, 39(18): 231-237. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2020.18.031.
- [24] 徐小东, 李华良, 张涛. 基于夏比冲击试验的材料失效模型参数 [J]. *爆炸与冲击*, 2016, 36(01): 57-63. DOI: 10.

- 11883/1001-1455(2016)01-0057-07.
- XU X D, LI H L, ZHANG T. Parameters for the material failure model based on Charpy impact test [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2016, 36(01): 57-63. DOI: 10. 11883/1001-1455(2016)01-0057-07.
- [25] YAO S, ZHANG D, LU F, et al. Fast prediction method of failure modes for steel box structures under internal blast loading [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2021, 120: 104919. DOI: 10. 1016/j.engfailanal.2020.104919.
- [26] 赵春风, 何凯城, 卢欣, 等. 弧形双钢板混凝土组合板抗爆性能数值研究 [J]. *爆炸与冲击*, 2022, 42(02): 140-153. DOI: 10. 11883/bzycj-2021-0205.
- ZHAO C F, HE K C, LU X, et al. Numerical study of blast resistance of curved steel-concrete-steel composite slabs [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2022, 42(02): 140-153. DOI: 10. 11883/bzycj-2021-0205.
- [27] GAN L, ZONG Z, LIN J, et al. Damage difference analysis of steel plates under cuboid and cylinder charge explosions [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2024, 222: 108947. DOI: 10. 1016/j.jcsr.2024.108947.
- [28] 甘露, 宗周红. 装药形状对爆炸作用下钢桥面板损伤的影响研究 [J]. *中国公路学报*, 2024, 37(05): 80-93. DOI: 10. 19721/j.cnki.1001-7372.2024.05.004.
- GAN L, ZONG Z H. Investigation of the influences of explosive shapes on the damage of steel bridge decks [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2024, 37(05): 80-93. DOI: 10. 19721/j.cnki.1001-7372.2024.05.004.
- [29] GAN L, ZONG Z, LIN J, et al. Influence of U-shaped stiffeners on the blast-resistance performance of steel plates [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 188: 107046. DOI: 10. 1016/j.jcsr.2021.107046.
- [30] GAN L, ZONG Z, GAO C, et al. Influence of shape of cuboid explosives on response of plates subjected to blast loads [J]. *Thin-Walled Structures*, 2022, 174: 109077. DOI: 10. 1016/j.tws.2022.109077.
- [31] SHAN Y, ZONG Z, RICHARD L J Y, et al. Damage modes and mechanism of steel box arch ribs under contact explosion [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2025, 224: 109115. DOI: 10. 1016/j.jcsr.2024.109115.
- [32] MOMENI M, HADIANFARD M A, BEDON C, et al. Numerical damage evaluation assessment of blast loaded steel columns with similar section properties [C]. *Structures*, 2019, 20: 189-203. DOI 10. 1016/j.istruc.2019.04.002.
- [33] 马亮亮, 吴昊. 爆炸作用下预应力 RC 梁桥的损伤评估 [J]. *工程力学*, 2025, 42(11): 159-172. DOI: 10. 6052/j.issn.1000-4750.2023.05.0378.
- MA L L, WU H. Damage assessment of prestressed RC girder bridge under explosion [J]. *Engineering Mechanics*, 2025, 42(11): 159-172. DOI: 10. 6052/j.issn.1000-4750.2023.05.0378.
- [34] 陈长海, 朱锡, 侯海量, 等. 近距空爆载荷作用下固支方板的变形及破坏模式 [J]. *爆炸与冲击*, 2012, 32(04): 368-375. DOI: 10. 11883/1001-1455(2012)04-0368-08.
- CHEN C H, ZHU X, HOU H L et al. Deformation and failure modes of clamped square plates under close-range air blast loads [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2012, 32(04): 368-375. DOI: 10. 11883/1001-1455(2012)04-0368-08.