

DOI: 10.11883/bzycj-2022-0468

钢筋混凝土箱梁近场爆炸响应的 试验与数值模拟*

周广盼¹, 林志成¹, 王明洋^{2,3}, 范进¹, 张于晔¹

(1. 南京理工大学理学院, 江苏 南京 210094;

2. 南京理工大学机械工程学院, 江苏 南京 210094;

3. 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: 为了研究近场爆炸作用下单箱三室混凝土箱梁的动力响应和破坏特征, 开展了缩比试件爆炸试验和数值模拟。以原型桥梁主梁截面按 1 : 3 缩比设计和制作了箱梁试件, 测量了 3 kg TNT 药柱爆炸作用下试件的反射超压、钢筋应变、竖向位移及破洞形态; 采用 LS-DYNA 软件进行了箱梁爆炸响应模拟, 结合试验数据验证了数值模拟方法的可靠性; 分析了 TNT 当量、起爆位置、混凝土强度、配筋率对箱梁抗爆性能的影响。结果表明: 3 kg TNT 药柱于箱梁中间箱室中心正上方 0.4 m 处起爆时, 在中间箱室顶板中心形成一个椭圆形的贯穿破口, 破口沿横、纵桥向长度分别为 41.50、45.50 cm; 中间箱室顶板底面的混凝土发生大面积剥落, 呈现喇叭状冲切破坏特征; 多室箱梁的超宽截面形式使得其爆炸响应沿横桥向分布不均匀; 箱梁底板竖向位移峰值和钢筋应变峰值随药量的增大而增大, 采用最小二乘法得到了对应的拟合曲线表达式; 不同起爆位置下, 中间箱室底板中心的竖向位移均大于两侧箱室中心的。

关键词: 桥梁工程; 钢筋混凝土箱梁; 近场爆炸; 爆炸响应

中图分类号: O383; U447

国标学科代码: 13035

文献标志码: A

Test and numerical study on the near-field explosion response of reinforced concrete box girder

ZHOU Guangpan¹, LIN Zhicheng¹, WANG Mingyang^{2,3}, FAN Jin¹, ZHANG Yuye¹

(1. School of Science, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, Jiangsu, China;

2. School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, Jiangsu, China;

3. State Key Laboratory of Explosion and Impact and Disaster Prevention and Mitigation,

Army Engineering University of PLA, Nanjing 210007, Jiangsu, China)

Abstract: In order to study the dynamic response and failure characteristics of the concrete girder with single box and three chambers under near-field explosion, the explosion test and numerical simulation of a scaled specimen were carried out. The girder specimen was designed and manufactured by the scale of 1 : 3 according to the prototype bridge girder. The bottom of the specimen was supported by six brick supports. The TNT grain was located at 0.4 m above the top plate center of the middle chamber with an equivalent of 3 kg and a proportional distance of 0.77 m/kg^{1/3}. The reflected overpressure, reinforcement strain, vertical displacement and acceleration of bottom plate and the shape of breach were measured and analyzed. The effectiveness of the explosion load in the test was verified by comparing the measured reflection overpressure with the calculated value by the CONWEP empirical formula. The LS-DYNA software was used to simulate the explosion response of

* 收稿日期: 2022-10-16; 修回日期: 2023-04-28

基金项目: 江苏省自然科学基金(BK20200494; BK20211196); 国家自然科学基金(52278188); 中国博士后科学基金(2021M701725); 江苏省博士后科研资助计划(2021K522C); 中央高校基本科研业务费专项资金(30919011246)

第一作者: 周广盼(1989—), 男, 博士, 讲师, guangpanzhou@njjust.edu.cn

通信作者: 王明洋(1966—), 男, 博士, 教授, wmyrf@163.com

the box girder. The SOLIDWORKS software and HYPERMESH software were used to establish the finite element model of the specimen. The Solid 164 element was used to simulate the concrete, and Beam 188 element was used to simulate the steel rebar. The LOAD BLAST ENHANCED (LBE) method was used to apply explosive loads. The *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3 material model and *MAT_PLASTIC_KINEMATIC model were used to simulate the concrete and rebar, respectively, to consider the effects caused by high strain and large deformation. The keyword *MAT_ADD_EROSION was used to define the failure of concrete. The reliability of numerical simulation method was verified with the test data. Finally, the effects of TNT equivalent, detonation location, concrete strength, and reinforcement ratio on the explosion resistance of the box girder were analyzed. The results show that when a TNT grain of 3 kg is detonated at 0.4 m above the center of the middle chamber of the box girder, an elliptical penetration breach is formed in the center of top plate of the middle chamber, with the length values along the transverse and longitudinal bridge directions being 41.50 and 45.50 cm, respectively. The concrete on the bottom surface of the top plate of the middle chamber peels off in a large area, presenting a trumpet-shaped punching failure feature. The extra-wide cross-section of multi-chamber box girder makes the explosive responses unevenly distributing along the transverse bridge direction. The peak values of vertical displacement and rebar strain of the bottom plate of the girder increase with the increase of the charge. Using the least square method, the corresponding fitting curve expressions are obtained. Under the working conditions of different detonation positions, the vertical displacement of the bottom plate center of the middle chamber is greater than those of the chamber centers on both sides. The results can provide a basis for the anti-explosive evaluation and protection of similar extra-wide concrete box girder.

Keywords: bridge engineering; reinforced concrete box girder; near-field explosion; explosion response

桥梁在交通枢纽中发挥着重要的作用, 悬索桥、斜拉桥逐渐成为城市桥梁建设的首选桥型。采用超宽混凝土箱梁作为主梁的桥梁, 具有通行能力强、造价低等优点, 应用日益广泛。但是, 主梁容易成为暴恐袭击、车载危化品爆炸等的目标, 因此, 研究其在爆炸荷载作用下的动力响应和破坏特征具有十分重要的意义。

针对混凝土箱梁的爆炸响应问题, Yao 等^[1]通过试验和数值模拟研究了爆炸物在钢箱梁箱室中爆炸时结构的动力响应, 并发现爆炸冲击波在箱室内传播时受到壁面约束, 但观察到了多重冲击效应。杨赞^[2]试验研究了钢筋混凝土箱梁在内爆炸荷载下的破坏模式, 并通过数值模拟研究了箱梁的破坏机理。杜刚^[3]试验研究了不同爆炸条件下钢筋混凝土 T 梁和单箱单室箱梁的动力响应, 发现翼板横向的拉压应变大于纵向的, 腹板纵向的拉压应变大于横向的, 相同爆炸条件下, 箱梁的抗爆能力更强。刘亚玲等^[4]、耿少波等^[5]通过爆炸试验研究了单箱三室钢箱梁的破坏特征, 分析了各种结构参数对钢箱梁抗爆性能的影响。闫秋实等^[6]对爆炸荷载作用下单箱三室钢筋混凝土箱梁的损伤行为进行了数值模拟研究。邱敏杰^[7]利用 ANSYS/LS-DYNA 软件研究了爆炸作用下混凝土筒支小箱梁桥的破坏机理, 发现随着 TNT 当量的增加, 箱梁的破坏由整体受弯破坏转向局部剪切破坏。胡志坚等^[8]、蒋志刚等^[9]通过数值模拟研究了爆炸荷载作用下钢箱梁的破坏特征, 发现箱梁破坏模式主要分为塑性大变形和破口两种。Ibrahim 等^[10]通过数值模拟研究了近场爆炸下单箱三室 RC 箱梁的损伤, 提出了一个能预测爆炸荷载下混凝土桥面损伤尺寸的数值模型。Ma 等^[11]利用数值模拟对筒支钢筋混凝土梁桥在桥面下爆炸作用下的抗爆性能进行了评估。汪维等^[12]、王明洋等^[13]、Liao 等^[14]、Cai 等^[15]、Brahmah 等^[16]研究了钢筋混凝土梁、板、柱构件在爆炸荷载作用下的动力响应和损伤特征。由上可知, 目前对构件爆炸响应的研究较多地集中于板、梁、柱、钢箱梁、单箱单室混凝土箱梁等, 且研究方法主要为基于有限元软件的数值模拟分析, 针对超宽单箱三室混凝土箱梁的爆炸响应试验研究较少。

本文中以某实际自锚式悬索桥的混凝土箱形主梁为原型, 按照 1 : 3 设计并制作缩尺构件, 开展爆炸试验, 研究其在爆炸荷载作用下的破坏特征和动力响应。利用 ANSYS/LS-DYNA 软件进行爆炸响应数值模拟, 并进行网格收敛性验证, 结合试验数据验证计算方法的可靠性。对比分析不同 TNT 当量、起爆位置作用下箱梁的破坏特征, 同时研究混凝土强度和配筋率对箱梁抗爆性能的影响。

1 试验概况

1.1 试件制作

以山东湖南路大桥为背景, 该桥为双塔双索面自锚式悬索桥^[17], 其主梁为预应力混凝土双边箱梁, 半幅主梁结构为单箱三室结构, 按 1 : 3 缩比设计和制作节段箱梁试件, 箱梁试件尺寸如图 1 所示。试件横向长度为 8.667 m(长边方向)、纵向长度为 1.60m(短边方向), 道路中心线处高度为 0.933 m。混凝土采用 C30, 钢筋采用 HRB400。箱梁试件顶、底板及腹板均采用双层双向钢筋布置, 钢筋直径为 8 mm, 钢筋间距为 100 mm, 保护层厚度为 20 mm。箱梁底部采用 4 个 400 mm×400 mm×600 mm 的砖砌支座进行支撑。由于箱梁右悬挑段过长, 在其端部设置 2 个 400 mm×400 mm×1 453 mm 的砖砌支座。依据《混凝土结构试验方法标准》(GB/T 50152-2012)^[18], 对与试验模型同批次制作的 150 mm×150 mm×150 mm 混凝土立方体试样进行抗压强度测试, 测得混凝土抗压强度平均值为 30.7 MPa。

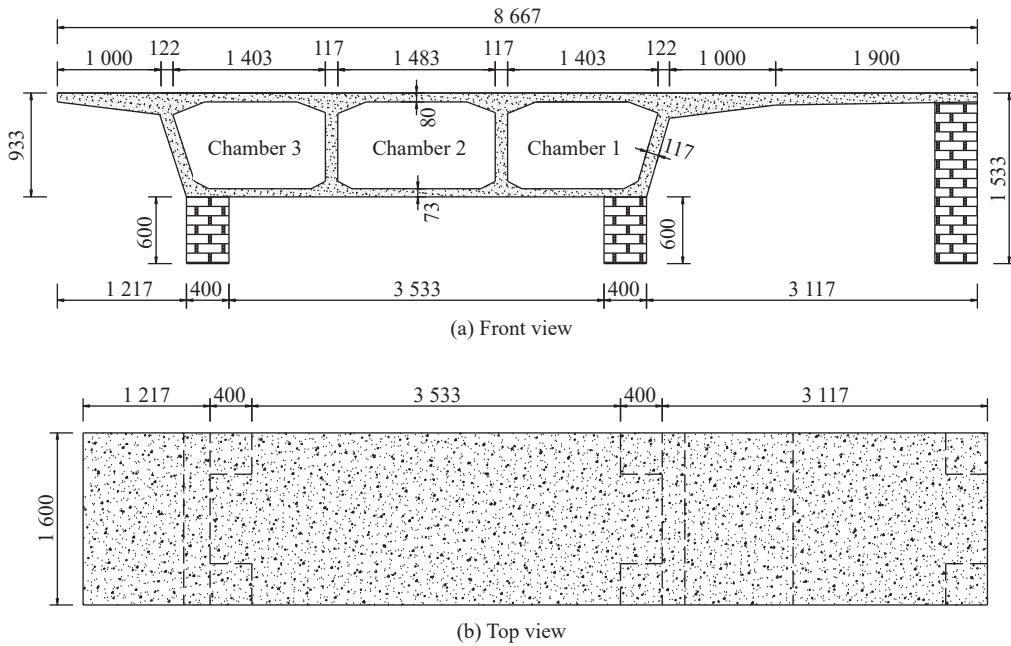


图 1 节段箱梁试件尺寸(单位: mm)

Fig. 1 Specification of specimen (unit: mm)

1.2 爆炸加载装置

爆炸试验在南京汤山靶场进行, 试验现场布置如图 2 所示。TNT 药柱位于 2 号箱室中心正上方 0.4 m 处, 当量为 3 kg, 比例爆距为 0.77 m/kg^{1/3}。TNT 药柱直径 132 mm、高 132 mm 如图 3 所示。



图 2 箱梁爆炸试验现场布置图

Fig. 2 Site layout of box girder explosion test



图 3 TNT 药柱尺寸图

Fig. 3 Dimension of TNT column

1.3 测点布设

箱梁爆炸试验测试的主要内容包括反射超压、钢筋应变、箱梁底板位移及加速度, 钢筋应变测点布置如图 4 所示, 聚偏二氟乙烯 (polyvinylidene fluoride, PVDF) 压电薄膜测点、位移及加速度测点如图 5 所示, 具体测点说明如表 1 所示。

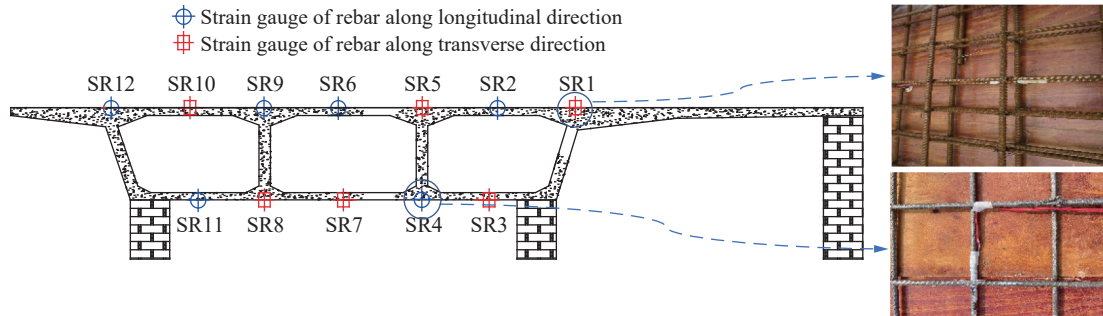


图 4 钢筋应变测点布置

Fig. 4 Layout of reinforcement strain measuring points

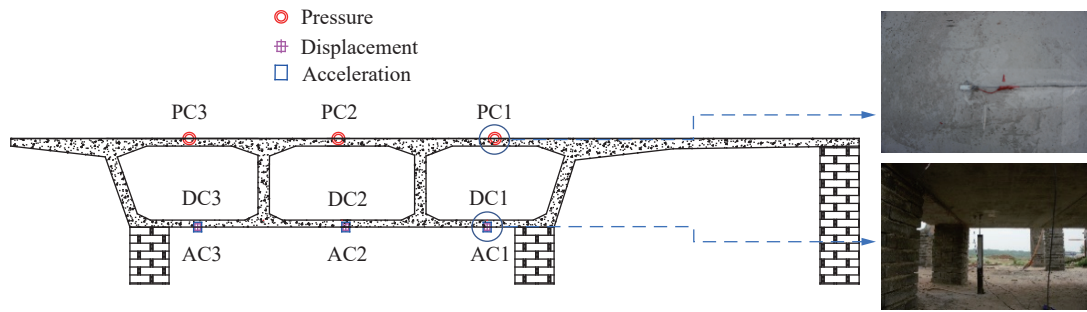


图 5 压力、加速度及位移测点布置

Fig. 5 Layout of measuring points of pressure, acceleration and displacement

表 1 箱梁爆炸试验测点说明

Table 1 Description of measuring points for explosion test of box girder

测点类别	测试内容	测试方式	测点数量
SR	钢筋应变	BE120-6AA-X 30型电阻应变片	12
PC	反射超压	PVDF压电薄膜	3
DC	加速度	YK-0003pc型加速度传感器	3
AC	竖向位移	WYL33型位移传感器	3

2 试验结果

2.1 反射超压经验公式

CONWEP 公式为美国军方爆炸载荷计算方法, 可用于自由空气场中爆炸和近距离爆炸计算, 并考虑了入射角、入射压力和反射压力等影响, 其计算公式^[19]为:

$$p = \begin{cases} p_r \cos^2 \theta + p_i (1 + \cos^2 \theta - 2 \cos \theta) & \cos \theta > 0 \\ p_i & \cos \theta \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: p 为爆炸荷载压力, p_r 为反射超压, p_i 为入射超压, θ 为入射角。

2.2 反射超压分析

以箱室 1 的顶部压力测点 PC1 为例, 反射超压实测值与 CONWEP 经验公式计算值的对比如图 6 所

示, 超压峰值误差比为 12.43%, 其主要原因是试验过程中炸药采用雷管和传爆药单侧起爆, 而 CONWEP 经验公式为中心起爆^[20]。

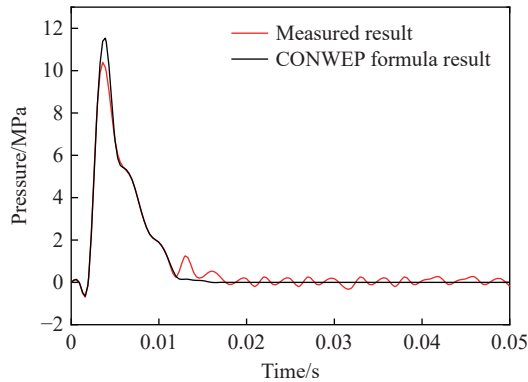


图 6 爆炸冲击波反射超压对比

Fig. 6 Comparison of reflected overpressures of explosion shock wave

2.3 破坏形态分析

箱梁试件损伤形态的试验结果如图 7 所示。从图中可以看出, 爆炸冲击波到达箱梁表面时, 压缩应力波导致箱梁迎爆面产生损伤, 箱室 2 的顶板中心形成一个椭圆形贯穿破口, 破口沿横桥向长度为 41.50 cm、沿纵桥向长度为 45.50 cm。图 7(b) 中, 顶板破口内圈可观察到的剩余混凝土已破碎, 但由于处在双层钢筋之间, 因此未完全脱落。顶板底面混凝土发生大面积剥落, 其剥落范围沿纵桥向的长度达 73.50 cm, 即受拉区破坏较为严重, 呈现喇叭状冲切破坏特征。其余箱室顶、底板及腹板混凝土未见明显的裂缝和剥落。箱室 2 的顶板破口处的钢筋发生轻微弯曲, 且产生塑性变形。箱梁表现为爆心正下方箱室顶板发生局部破坏, 未失去承载能力。

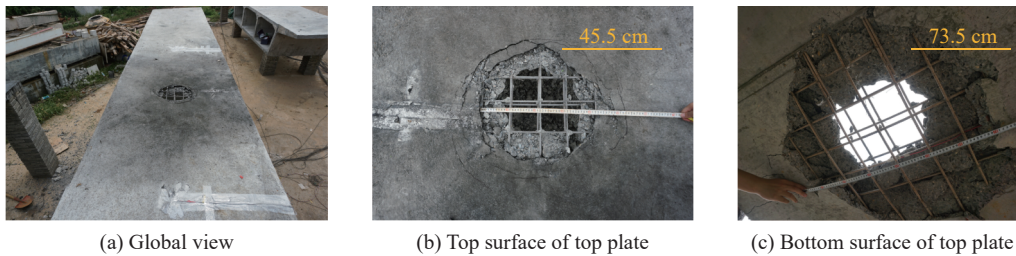


图 7 箱梁试件损伤形态试验结果

Fig. 7 Test results of damage form of the girder specimen

2.4 竖向位移分析

图 8 给出了爆炸荷载作用下各箱室底板中心竖向位移的时程曲线。从图中可以看出, 在爆炸荷载作用下, 箱梁位移迅速增大至峰值, 然后快速回弹, 最后逐渐稳定, 并发生残余变形。箱室 1 的底板中心 AC1 测点的最大挠度为 8.68 mm、残余位移为 2.58 mm, 箱室 2 的底板中心 AC2 测点的最大挠度为 19.26 mm、残余位移为 4.68 mm, 箱室 3 的底板中心 AC3 测点的最大挠度为 4.87 mm、残余位移为 1.60 mm。结果表明, 当爆心位于箱室 2 上方时, 由于腹板的传力作用, 箱室 2 的底板竖向位移最大。受箱梁宽度影响, 箱

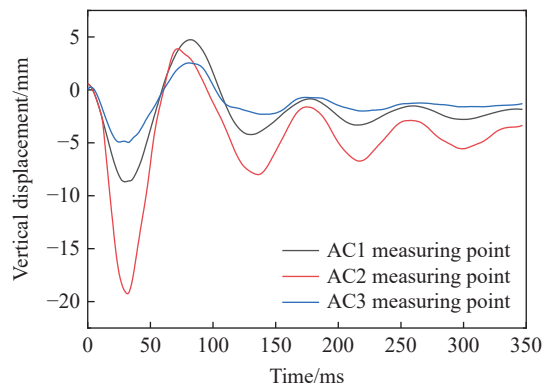


图 8 各箱室底板中心竖向位移时程曲线试验结果

Fig. 8 Measured time history curves of vertical displacement at bottom plate center of each chamber

室 1、3 底板的竖向位移远小于箱室 2 的。此外, 箱室 1、3 底板的宽度相同, 即 AC1、AC3 测点到爆心的距离相同, 但箱室 1 底板的竖向位移大于箱室 3 的。其原因为, 与箱室 1、3 相连的悬臂段长度不同, 即多室箱梁的超宽截面形式使得其爆炸响应沿横桥向分布的不均匀性更明显。

2.5 应变分析

图 9 给出了钢筋应变测点时程曲线。从图中可以看出, 起爆后钢筋应变在极短时间内(15 ms)增大至峰值, 然后出现震荡并逐渐衰减。SR1(箱室 1 右侧腹板上方横向钢筋测点)、SR2(箱室 1 顶板中心纵向钢筋测点)、SR5(箱室 1 左侧腹板上方纵向钢筋测点)、SR7(箱室 2 底板中心纵向钢筋测点)处的应变峰值分别为 -343.47×10^{-6} 、 -330.967×10^{-6} 、 1362.907×10^{-6} 、 2094.30×10^{-6} 。结果表明, 距爆心越近的钢筋, 其应变峰值越大, 且距离爆心最近的测点 SR5、SR7 处钢筋发生残余应变。此外, 各测点处的钢筋峰值应变为压应变或拉应变, 与该测点所在位置以及钢筋应变片在周向的粘贴位置相关。其中, 测点 SR1、SR2 处的应变片粘贴于箱梁顶板上层钢筋的顶面, 冲击波作用下钢筋下挠, 其峰值应变为压应变。测点 SR5 处的应变片粘贴于内侧腹板正上方, 冲击波作用下该腹板两侧的箱室 1、2 的顶板钢筋下挠严重, 腹板的支撑作用导致该测点的峰值应变为拉应变。测点 SR7 处的应变片粘贴于箱室 2 底板的下层钢筋底面, 冲击波作用下钢筋下挠, 其峰值应变为拉应变。

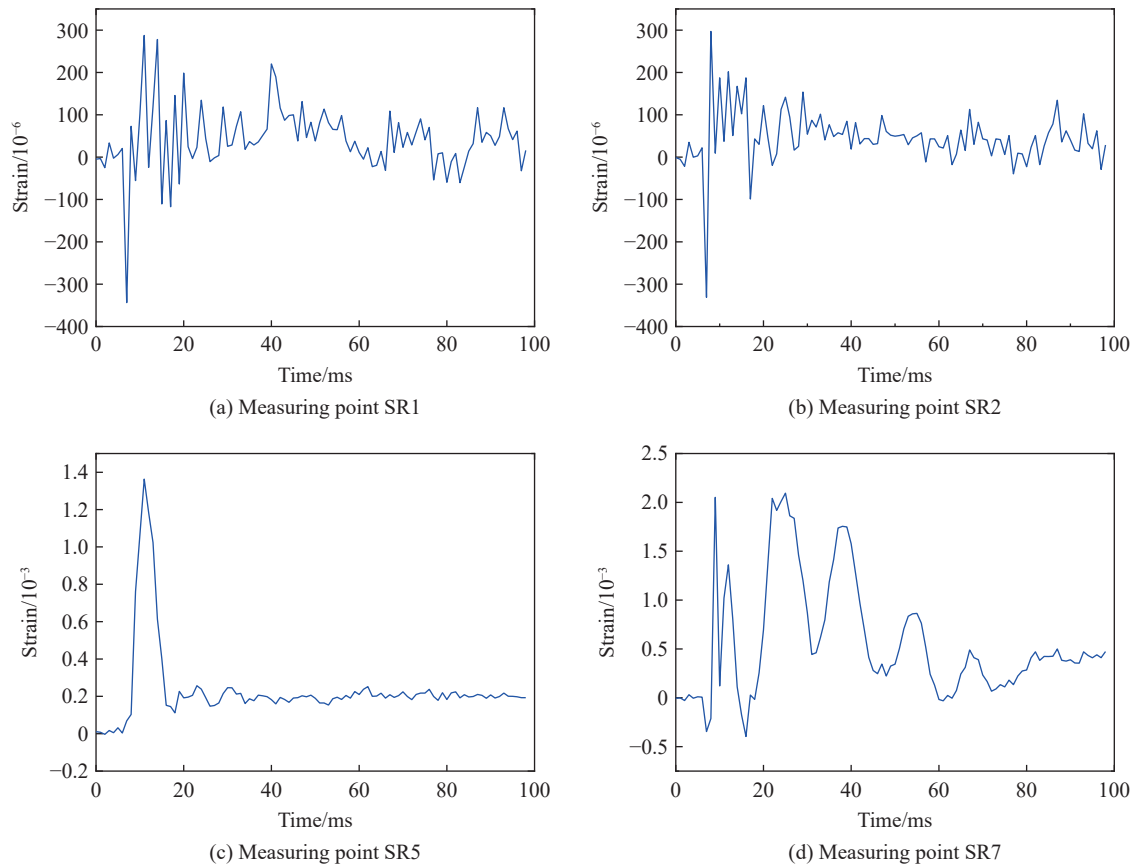


图 9 钢筋应变时程曲线试验结果

Fig. 9 Test results of time history curve on reinforcement strains

2.6 加速度分析

图 10 给出了箱梁底板加速度测点时程曲线。从图中可以看出, 加速度变化与钢筋应变变化相似, 起爆后加速度迅速增大至峰值, 随后出现震荡并逐渐衰减。DC1(箱室 1 底板中心测点)、DC2(箱室 2 底板中心测点)处的加速度峰值分别为 -17.5 、 -36.5 km/s^2 , 且方向向下。结果表明, 距爆心越近, 其加速度

峰值越大。DC2 处的峰值加速度与 DC1 处相比增大了 2.1 倍,即多室箱梁的超宽截面形式使得其振动加速度响应沿横桥向分布的不均匀性更明显。

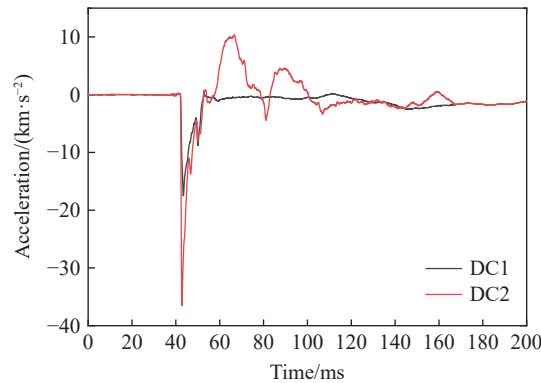


图 10 箱梁底板加速度时程曲线试验结果

Fig. 10 Test results of acceleration time history curve of box girder bottom plate

3 有限元分析

3.1 有限元模型

建立了与试验工况相同的节段混凝土箱梁有限元模型,将箱梁破坏形态、挠度计算结果与试验数据进行对比,验证有限元模型和参数选取的可靠性。首先利用 SOLIDWORKS 软件建立箱梁的三维模型,导入 HYPERMESH 软件进行网格划分,采用 Solid 164 单元模拟混凝土,采用 Beam 188 单元模拟钢筋。混凝土与钢筋采用分离式共节点建模方式,通过对混凝土网格的割补来定位钢筋的位置,可以提高有限元模型与试验模型的一致性。有限元模型如图 11 所示,图 11(a)中的黑色三角形代表爆心位置。模型中混凝土的单元数为 142 246,钢筋单元数为 34 773。采用 *LOAD_BLAST_ENHANCED(LBE 方法)施加爆炸荷载。

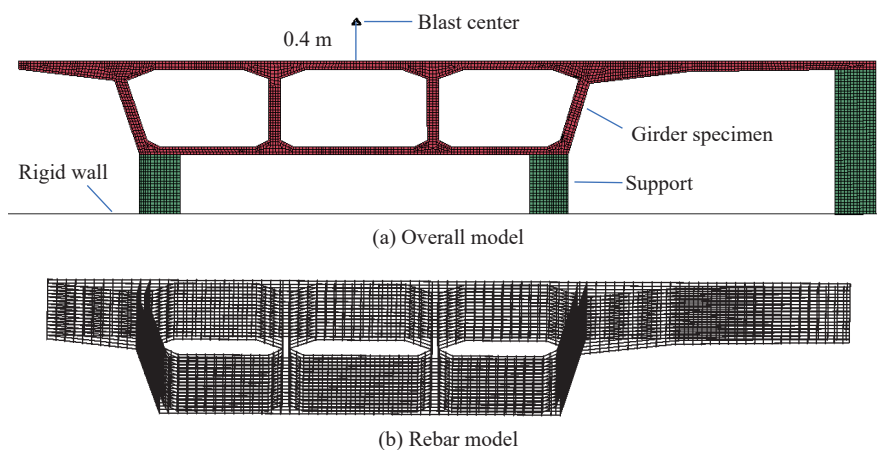


图 11 箱梁有限元模型

Fig. 11 Finite element model of box girder

3.2 材料参数

混凝土材料选用 *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3 材料模型(即 Karagozian & Case (K&C) 模型^[21]),其材料参数如表 2 所示。该模型通过定义混凝土密度、初始轴心抗压强度、单位转换因子等 5 项参数,可以有效地模拟混凝土在高应变率、大变形下的力学形态,并将 LCRATE 设置为 -1 以考虑应变率效

应。采用关键字***MAT_ADD_EROSION** 定义混凝土单元的失效, 当混凝土单元达到最大主应力时, 单元失效并被删除。使用材料的侵蚀算法时需要特别谨慎, 所选取的单元删除对应的临界值必须准确, 尤其不能过小^[22]。本文中根据混凝土抗压强度测试结果, 对侵蚀准则的阈值赋初值, 进行试算并逐渐增加单元删除对应的阈值, 对比计算结果^[22]。最终选取如下侵蚀准则: 采用 **MXPRES**(最大压应力) 为 35 MPa 和 **MNPRES**(最大拉应力) 为 -3.5 MPa 组合方式定义失效, 且满足上述两条件之一即删除混凝土单元, 数值模拟结果与试验结果吻合较好。

表 2 混凝土材料参数

Table 2 Material parameters of concrete

参数	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	A_0/MPa	RSIZE	UCF	LCRATE
数值	2300	-30	39.37	1.45×10^{-4}	-1

注: ρ 为材料密度; A_0 为最大剪切破坏面参数, 根据混凝土立方体抗压强度测试结果取值; RSIZE、UCF、LCRATE 为 LS-DYNA 软件中的选项卡名称。其中, RSIZE 代表长度单位的转换系数; UCF 为应力单位的转化系数; LCRATE 表示应变率曲线调用类型, 若输入 -1, LS-DYNA 软件将自动生成并调用应变率曲线; 若输入任一正值, 则采用用户自定义的应变率曲线。

采用***MAT_PLASTIC_KINEMATIC** 塑性随动模型模拟钢筋材料, 该模型可以考虑钢筋的应变率效应和失效, 其材料参数如表 3 所示。

表 3 钢筋材料参数

Table 3 Material parameter of reinforcement

$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	E/Pa	ν	σ_Y/Pa	E_t/Pa	β	C	P	ε_F
7800	2×10^{11}	0.3	4.68×10^8	2.1×10^9	0	40	5	0.1

注: ρ 为材料密度; E 为弹性模量; ν 为泊松比; σ_Y 为屈服应力; E_t 为切线模量; β 为硬化参数, 根据不同情况取 0、1, 各项同性($\beta=1$)、随动硬化($\beta=0$)、混合硬化($0<\beta<1$); C 、 P 为适用于 Cowper-Symonds 应变率模型的参数; ε_F 为侵蚀单元的失效应变; VP 为 LS-DYNA 软件中的选项卡名称, 代表速率效应公式的调用编号, 输入 0 表示考虑比例屈服应力, 输入 1 表示考虑黏塑性应变率效应。

3.3 有限元模型及网格收敛性验证

分别采用 20、30、40 mm 的网格尺寸对箱梁模型进行划分, 各模型顶板混凝土破口长度和底板竖向位移计算结果与实测值的对比如表 4 所示。随着网格尺寸的减小, 误差比随之减小, 且减小趋势减缓。采用处理器为 AMD Ryzen 5 5600X 6-Core Processor-3.70 GHz 的计算机进行模拟, 当网格尺寸为 20 mm 时, 模型单元数量为 528 538, 机时为 167 min; 当网格尺寸为 30 mm 时, 模型单元数量为 177 019, 机时为 39 min。综合考虑计算精度和计算时长, 网格尺寸可选为 30 mm。

表 4 不同网格尺寸下箱梁混凝土破口长度和竖向位移对比

Table 4 Comparison of concrete breach length and vertical displacement of girder under different mesh sizes

网格尺寸/mm	顶板破口长度/cm		破口长度误差比/%		底板竖向位移/mm	位移误差比/%
	沿长边方向	沿短边方向	沿长边方向	沿短边方向		
试验值	41.50	45.50	-	-	19.26	-
20	45.54	42.72	9.73	-6.11	21.35	10.85
30	45.95	45.22	10.72	-0.62	21.60	12.15
40	47.66	48.55	14.80	6.70	22.05	14.49

图 12 为采用 30 mm 网格尺寸模型计算得到的箱梁破坏形态与试验结果的对比。如前文所述, 从试验中顶板破口内圈可观察到的剩余混凝土已破碎, 但由于混凝土处在双层钢筋之间, 因此未完全脱落。而在数值模拟中, 此部分混凝土由于已满足失效准则并被删除。因此, 数值模拟给出的顶板破坏形貌与

试验结果较为吻合。箱梁 2 底板中心的竖向位移计算值为 21.60 mm, 与试验结果的误差比为 12.15%, 反映了本文所建立的有限元模型和数值计算方法的可靠性。

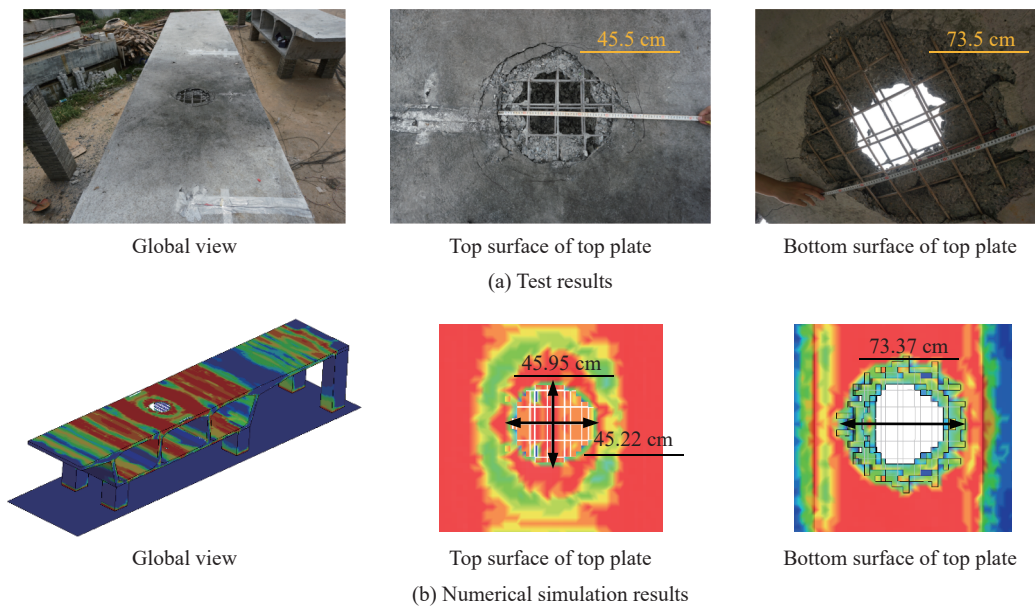


图 12 箱梁试件损伤形态的试验与数值模拟对比

Fig. 12 Comparison of test and numerical simulations on damage morphology of box girder specimens

3.4 不同比例爆距影响分析

采用数值模拟研究 TNT 当量分别为 0.3、1、3、5、8、10 kg 时箱梁的动力响应和破坏特征, 依据箱梁破坏特征进行损伤评估, 爆心位于箱室 2 中心正上方 0.4 m 处。不同药量下箱梁损伤形态及程度如图 13 所示, 需要说明的是, 云图直观展示了材料损伤度, 云图的标尺为损伤程度的颜色-数值对比显示条。损伤度用 0~2 的标准化刻度表示, 数值 1 表示材料刚刚达到峰值强度, 1~2 之间表示材料已经超过其峰值强度并且正在软化^[23]。造成爆心正下方箱室 2 顶板破坑贯穿的 TNT 药量阈值为 0.3 kg, 即 TNT 药量为 0~0.3 kg 时, 箱室 2 顶板顶面混凝土未破碎, 底面混凝土逐渐出现层裂与剥落现象。并且, 当 TNT 药量为 0.3 kg 时, 箱室 2 顶、底板与两内侧腹板的交接处、底板中轴线出现高损伤区, 箱室 1、3 顶、底板与两外侧腹板交接处出现高损伤区。TNT 药量为 1~3 kg 时, 上述位置处高损伤区域逐渐外扩, 且箱室 1、3 顶、底板与两内侧腹板交接处开始出现高损伤区。TNT 药量为 5~10 kg 时, 各箱室顶板与两内侧腹板交接处、箱室 2 底板出现了沿纵桥向的长裂缝, 但损伤最严重的箱室 2 顶板混凝土未整体脱落。顶板破口尺寸统计如表 5 所示, TNT 当量分别为 0.3、1、3、5、8、10 kg 时, 混凝土破口沿长边方向的长度从 0 cm 增至 79.43 cm、沿短边方向的长度从 0 cm 增至 77.63 cm, 底板竖向位移从 4.51 mm 增至 82.88 mm。需要说明的是, 通过网格相关性分析, 并综合考虑计算精度和计算时长, 本文参数化分析部分均采用 30 mm 的网格尺寸模型。通过固定网格尺寸, 改变 TNT 当量、起爆位置、混凝土强度、配筋率, 并横向对比顶板破孔尺寸或动力响应, 可以直观获得上述因素对箱梁破坏程度的影响规律。由于本文中采用了删除网格来模拟破孔, 且网格较大, 造成顶板底面网格删除后呈现明显的方格状边缘, 与实际破坏形貌差别较大。因此, 后续研究中需要精细化分析破孔尺寸、裂纹(损伤区)分布等破坏形貌关键因素^[23]。并且, 在划分模型网格时损伤部位的网格必须足够密, 否则大量单元失效对计算结果会有较大影响, 可通过整体过渡网格实现。此外, 需要分析不同爆炸荷载模拟方法对箱梁破坏行为和动力响应的影响。

不同比例距离下箱梁底板中心竖向位移时程曲线、钢筋应变时程曲线的对比如图 14~15 所示。保持爆心实际高度不变, 增大 TNT 当量, 比例爆距随之逐渐减小, 箱梁底板竖向位移峰值逐渐增大, 到达峰值位移的时间更长; 同时, 箱梁底板中心钢筋应变峰值逐渐增大, 8、10 kg TNT 爆炸作用下出现残余应变。

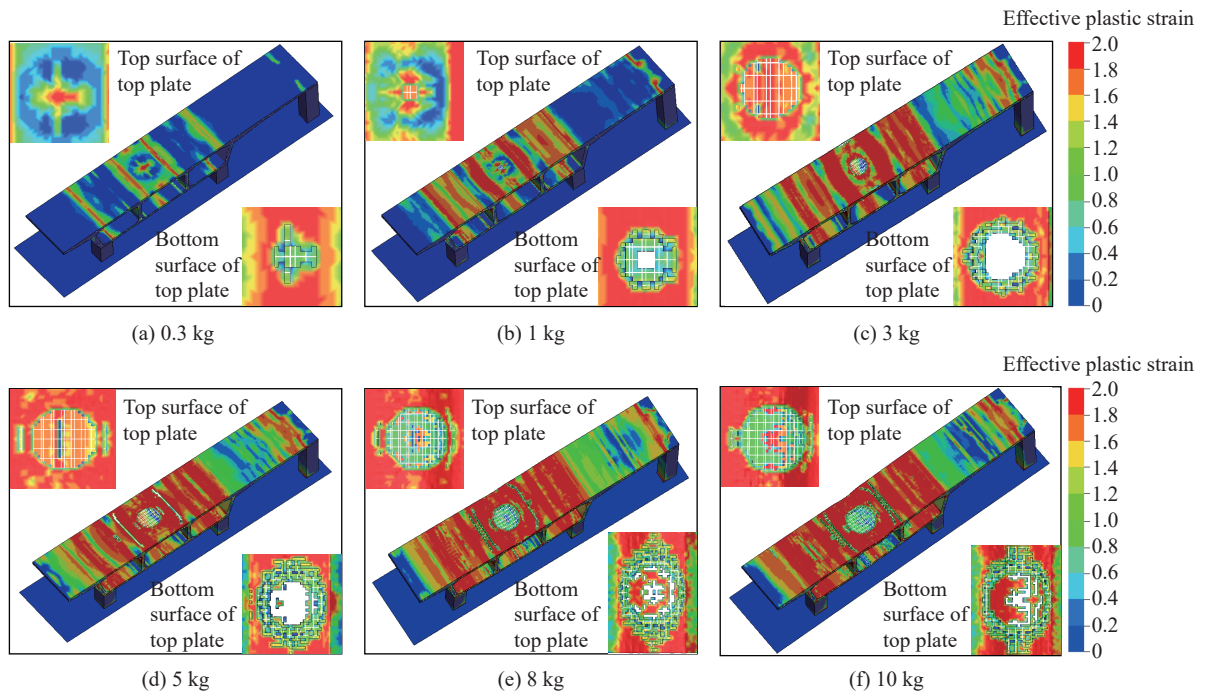


图 13 不同比例爆距下箱梁的损伤形态云图

Fig. 13 Damage morphology of box girder under different proportional blast distances

表 5 不同药量下箱梁混凝土破口长度和竖向位移对比

Table 5 Comparison of concrete breach length and vertical displacement of girder under different TNT equivalents

药量/kg	爆心位置	爆高/m	比例爆距/(m·kg ^{-1/3})	贯穿破口长度/cm		竖向位移峰值/mm
				沿长边方向	沿短边方向	
0.3	箱室2中心	0.4	0.598	即将贯穿	即将贯穿	4.51
1	箱室2中心	0.4	0.400	12.98	12.81	9.82
3	箱室2中心	0.4	0.277	45.95	45.22	21.60
5	箱室2中心	0.4	0.234	59.65	58.18	32.18
8	箱室2中心	0.4	0.200	70.79	71.10	61.39
10	箱室2中心	0.4	0.186	79.43	77.63	82.88

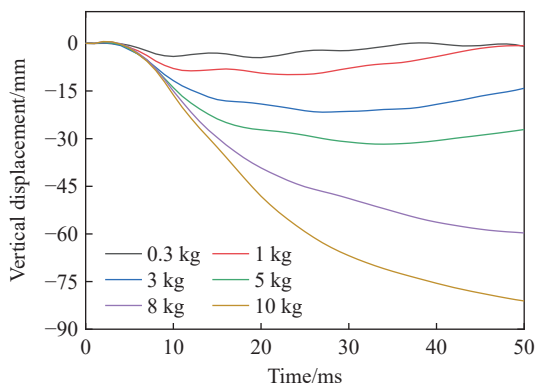


图 14 不同比例爆距下箱梁底板中心竖向位移时程曲线
Fig. 14 Time history curves of vertical displacement at the center of bottom plate of the box girder under different proportional blast distances

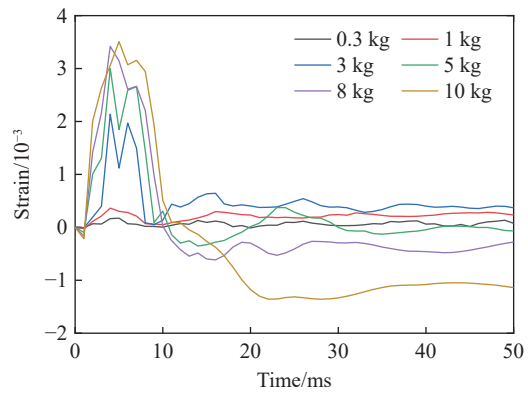


图 15 不同比例爆距下箱梁底板中心钢筋应变时程曲线
Fig. 15 Time history curves of the reinforcement strain at the center of bottom plate of the box girder under different proportional blast distances

箱梁底板中心竖向位移峰值、钢筋应变峰值与药量的拟合关系如图 16 所示, 均呈正相关性。采用最小二乘法, 得到拟合曲线表达式 $y=a+bx$ 中参数 a 、 b 的均值、标准差及 95% 置信区间。针对本文箱梁模型, 图 16 中的拟合曲线可用于预测 0~10 kg 间任意药量在箱室 2 中心上方 0.4 m 处起爆时, 箱室 2 底板中心的竖向位移和钢筋应变峰值。需要说明的是, 针对其他类似多室箱梁, 需采用相同方法具体分析。

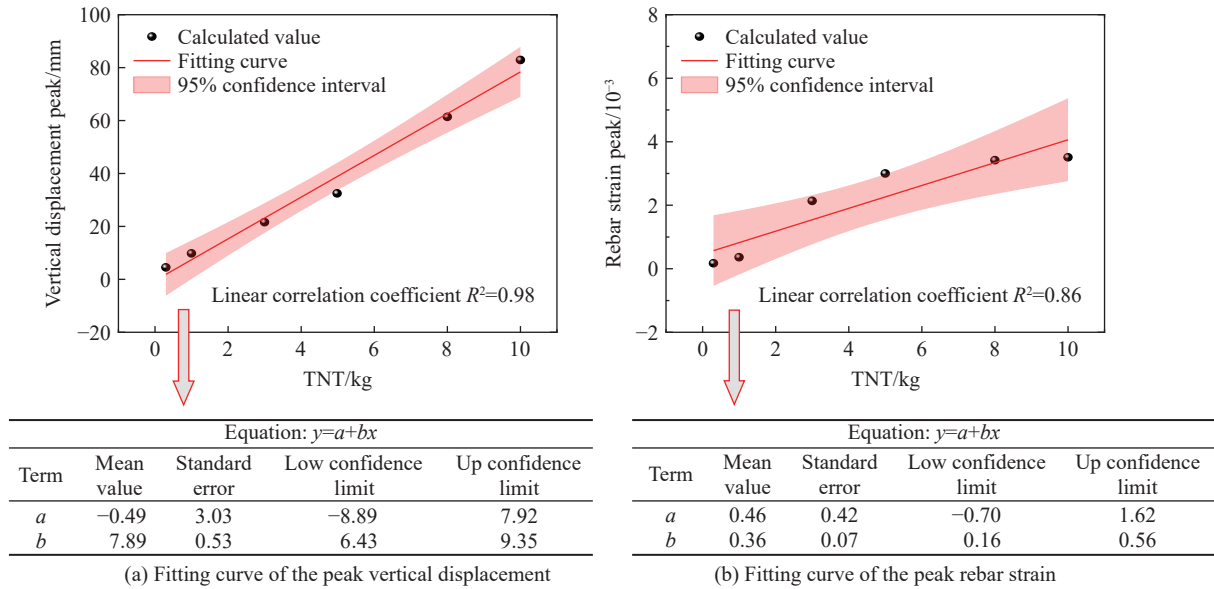


图 16 箱梁底板中心竖向位移峰值和钢筋应变峰值与药量关系的拟合曲线

Fig. 16 Fitting curves of the relationships between the peak vertical displacement and rebar strain of the bottom plate center of the girder and the charge amount

3.5 混凝土强度影响分析

在前文图 11 所示的箱梁有限元模型基础上, 设定混凝土强度为 C30~C50。爆心位于箱室 2 中心正上方 0.4 m 处, TNT 当量为 3 kg, 比例爆距为 $0.77 \text{ m/kg}^{1/3}$ 。各混凝土抗压强度下箱室 2 底板中心位移时程曲线如图 17 所示, 从图中可以看出, 随着混凝土抗压强度的增大, 箱梁底板竖向位移逐渐减小, 且减小幅度逐渐降低, 其原因为增大混凝土强度可提高箱梁结构的抗剪和抗弯能力。

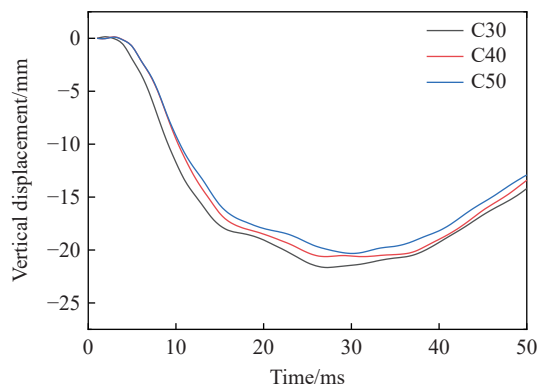


图 17 不同混凝土抗压强度下箱梁底板中心的位移时程曲线

Fig. 17 Time history curves of box girder bottom plate center displacement at different concrete compressive strengths

3.6 配筋率影响分析

在前文图 11 所示的箱梁有限元模型基础上,通过改变钢筋直径来调整箱梁整体配筋率。设定钢筋直径为 6、8、10 mm,对应配筋率为 0.49%、0.88%、1.37%,爆心位于箱室 2 中心正上方 0.4 m 处,TNT 当量为 3 kg,比例爆距为 $0.77 \text{ m/kg}^{1/3}$ 。各配筋率下箱室 2 底板中心的位移时程曲线如图 18 所示,从图中可以看出,随着配筋率的增大,箱梁底板竖向位移逐渐减小,到达峰值位移时间越短,其原因为配筋率的变化会影响箱梁整体抗弯能力,配筋率增大可提高箱梁的抗爆性能和承载力。

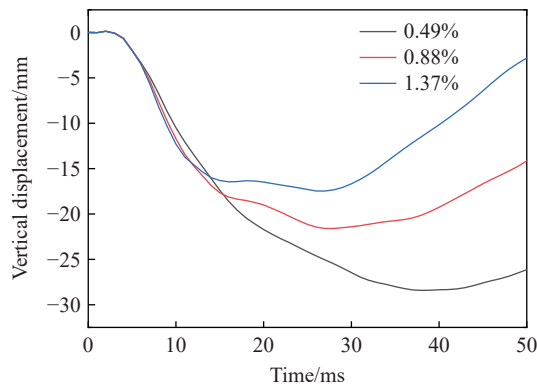


图 18 不同配筋率下箱梁底板中心位移时程曲线

Fig. 18 Time history curves of box girder bottom plate center displacement at different reinforcement ratios

3.7 不同爆炸位置影响分析

为了研究不同爆炸位置对钢筋混凝土箱梁破坏行为的影响,选取爆心位置分别位于各箱室中心正上方时开展对比分析,具体工况如表 6 所示。

表 6 工况设计

Table 6 Working condition design

工况	TNT当量/kg	爆心位置	爆心高度/m	比例爆距/($\text{m}\cdot\text{kg}^{-1/3}$)
1	3	箱室1顶板中心正上方	0.4	0.28
2	3	箱室2顶板中心正上方	0.4	0.28
3	3	箱室3顶板中心正上方	0.4	0.28

图 19 为工况 1~3 作用下箱梁的破坏形态和损伤程度。各工况下的破坏模式均为顶板局部贯穿破坏,腹板、底板未发生破坏,破口处钢筋轻微弯曲未发生失效。顶板在迎爆面压缩波、背爆面拉伸波的影响下,底面混凝土发生剥落,并形成漏斗形破口。通过对比破口尺寸可知,顶板贯穿范围大致相等,但顶板底面混凝土剥落的范围有所区别,其原因为 3 个箱室顶板宽度因腹板形式不同而不同。此外,当爆心位于箱室 1、3 顶板中心正上方时,两箱室顶板与临近腹板交接处出现了 2 条长裂缝。其原因为箱室 1、3 边缘下方设有砖砌支撑,约束能力加强,箱室变形耗能能力与爆心位于箱室 2 顶板中心正上方时有所减弱。

图 20 为工况 1~3 作用下爆心正下方箱室底板中心竖向位移时程曲线。通过图 20(a)~(c)间横向对比分析可知,各工况下,箱室 2 底板中心的竖向位移均大于箱室 1、3 的。其原因为箱梁底板两端采用砖砌支撑进行约束,在爆炸荷载作用下,箱梁会发生整体的中心弯曲变形,中间箱室底板位移大于两边箱室。

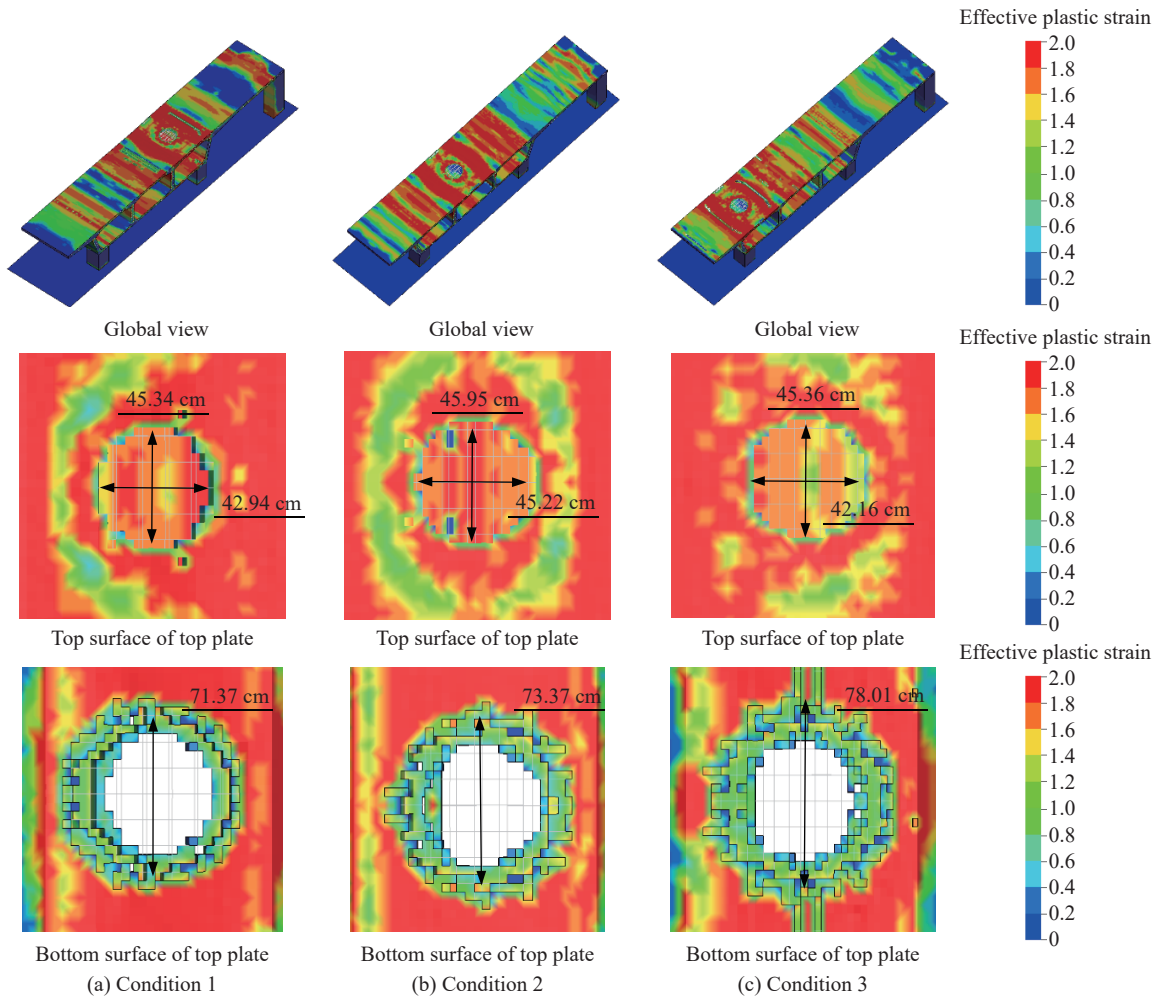


图 19 不同起爆位置下箱梁的损伤形态云图

Fig. 19 Damage morphologies of box girders varied with different initiation positions

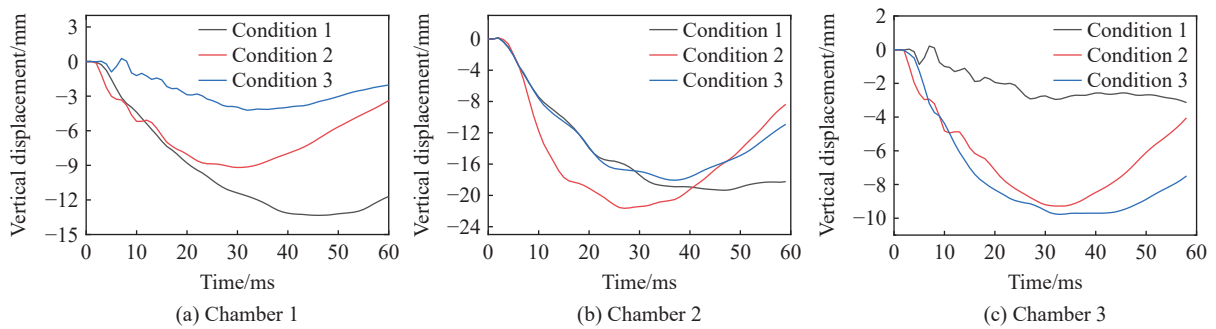


图 20 工况 1~3 作用下箱梁底板的竖向位移时程曲线

Fig. 20 Time history curves of vertical displacements of box girder bottom under conditions 1-3

4 结 论

进行了单箱三室钢筋混凝土节段箱梁的爆炸试验, 结合试验数据验证了数值模拟方法具有一定的可靠性, 并对比分析了不同 TNT 当量、起爆位置作用下箱梁的破坏特征, 同时研究了混凝土强度和配筋率对箱梁抗爆性能的影响, 主要结论如下。

(1) 通过试验测试可知, 3 kg TNT 药柱在箱梁中间箱室中心正上方 0.4 m 处起爆条件下, 爆炸冲击波

到达箱梁表面时,压缩应力波导致箱梁迎爆面产生损伤,中间箱室顶板中心形成一个椭圆形贯穿破口。顶板底面混凝土发生大面积剥落,受拉区破坏较为严重,呈现喇叭状冲切破坏特征。顶板破口处钢筋轻微弯曲,其余箱室混凝土未见明显的损伤和裂缝。多室箱梁的超宽截面形式使得其爆炸响应沿横桥向分布的不均匀性更为明显,距爆心距离越近的箱室,其钢筋应变、底板位移、加速度的峰值越大。

(2) 通过数值模拟可知,爆心于箱梁中间箱室中心正上方 0.4 m 处起爆条件下,TNT 当量越大,混凝土破口尺寸和底板竖向位移越大。箱梁底板钢筋出现塑性应变时对应的 TNT 当量阈值为 8 kg。中间箱室顶板破坑贯穿时对应的 TNT 当量阈值为 0.3 kg。各箱室顶板与两内侧腹板交接处、中间箱室底板出现沿纵桥向的长裂缝时对应的 TNT 当量为 5~10 kg。箱梁底板中心处的竖向位移峰值和钢筋应变峰值随药量增大而增大,存在正相关关系。此外,提高箱梁的混凝土强度和配筋率可以降低箱梁跨中底板位移。

(3) 通过数值模拟可知,爆心位于不同箱室上方起爆时箱梁的破坏行为有所差异,当 3 kg TNT 位于两侧箱室顶板中心正上方时,两箱室顶板与临近腹板交接处出现了两条长裂缝。各起爆位置工况下,中间箱室底板中心竖向位移均大于两侧箱室中心。

后续研究中,需要分析爆炸荷载模拟方法和精细化过渡网格划分方法对箱梁破孔尺寸、裂纹分布等破坏形貌及动力响应的影响。并且,针对超宽箱梁桥原型结构及实际约束条件,其爆炸响应和破坏特征还需进一步深入研究,分析不同爆炸位置、当量对超宽箱梁桥承载能力和损伤程度的影响规律。

参考文献:

- [1] YAO S J, ZHAO N, JIANG Z G, et al. Dynamic response of steel box girder under internal blast loading [J]. *Advances in Civil Engineering*, 2018, 2018: 9676298. DOI: 10.1155/2018/9676298.
- [2] 杨赞. 爆炸荷载下钢筋混凝土箱梁动态响应研究 [D]. 长沙: 国防科技大学, 2019: 1-2. DOI: 10.27052/d.cnki.gzjgu.2019.001121.
YANG Z. Dynamic response study of reinforced concrete box girder under blasting loads [D]. Changsha: National University of Defense Technology, 2019: 1-2. DOI: 10.27052/d.cnki.gzjgu.2019.001121.
- [3] 杜刚. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土 T 梁桥和箱梁桥的动态响应研究 [D]. 武汉: 武汉科技大学, 2018: 1-2.
DU G. Dynamic analysis of reinforced concrete T and box girder bridge subjected to blast load [D]. Wuhan: Wuhan University of Science and Technology, 2018: 1-2.
- [4] 刘亚玲, 刘玉存, 耿少波, 等. 钢箱梁结构在爆炸冲击波作用下局部破坏影响因素试验研究 [J]. *振动与冲击*, 2018, 37(24): 229-236. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2018.24.034.
LIU Y L, LIU Y C, GENG S B, et al. An experimental study on the local damage and influence factors of a steel box girder under explosive shock wave [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2018, 37(24): 229-236. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2018.24.034.
- [5] 耿少波, 刘亚玲, 薛建英. 钢箱梁缩尺模型爆炸冲击波作用下破坏实验研究 [J]. *工程力学*, 2017, 34(S1): 84-88. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.S007.
GENG S B, LIU Y L, XUE J Y. Experimental studies on steel box girder scale model under blast load [J]. *Engineering Mechanics*, 2017, 34(S1): 84-88. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.S007.
- [6] 闫秋实, 赵凯凯, 李述涛, 等. 爆炸荷载作用下箱梁的破坏模式与损伤评估 [J]. *北京工业大学学报*, 2022, 48(9): 961-967,978. DOI: 10.11936/bjutxb2021080007.
YAN Q S, ZHAO K K, LI S T, et al. Failure mode and damage assessment of box girder under explosive loading [J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2022, 48(9): 961-967,978. DOI: 10.11936/bjutxb2021080007.
- [7] 邱敏杰. 爆炸荷载作用下预应力混凝土桥梁结构的动态响应及破坏机理研究 [D]. 西安: 西安理工大学, 2021: 1-2. DOI: 10.27398/d.cnki.gxalu.2021.001164.
QIU M J. Research on dynamic response and failure mechanism of prestressed concrete bridge structure under blast load [D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2021: 1-2. DOI: 10.27398/d.cnki.gxalu.2021.001164.
- [8] 胡志坚, 李杨, 俞文生, 等. 近场爆炸作用下钢箱梁抗爆性能研究 [J]. *爆破*, 2019, 36(1): 117-125,154. DOI: 10.3963/j.

- issn.1001-487X.2019.01.018.
- HU Z J, LI Y, YU W S, et al. Anti-blast resistance analysis of steel box girder under close-by blast [J]. *Blasting*, 2019, 36(1): 117–125, 154. DOI: 10.3963/j.issn.1001-487X.2019.01.018.
- [9] 蒋志刚, 朱新明, 严波, 等. 钢箱梁爆炸冲击局部破坏的数值模拟 [J]. *振动与冲击*, 2013, 32(13): 159–164. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2013.13.008.
- JIANG Z G, ZHU X M, YAN B, et al. Numerical simulation for local failure of a steel box girder under blast loading [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2013, 32(13): 159–164. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2013.13.008.
- [10] IBRAHIM A, SALIM H. Finite-element analysis of reinforced-concrete box girder bridges under close-in detonations [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2013, 27(6): 774–784. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000360.
- [11] MA L L, WU H, FANG Q, et al. Displacement-based blast-resistant evaluation for simply-supported RC girder bridge under below-deck explosions [J]. *Engineering Structures*, 2022, 266: 114637. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114637.
- [12] 汪维, 杨建超, 汪剑辉, 等. POZD 涂层方形钢筋混凝土板抗接触爆炸试验研究 [J]. *爆炸与冲击*, 2020, 40(12): 121402. DOI: 10.11883/bzycj-2020-0180.
- WANG W, YANG J C, WANG J H, et al. Experimental research on anti-contact explosion of POZD coated square reinforced concrete slab [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2020, 40(12): 121402. DOI: 10.11883/bzycj-2020-0180.
- [13] 王明洋, 钱七虎, 赵跃堂. 接触爆炸作用下钢板-钢纤维钢筋混凝土遮弹层设计方法 (II) [J]. *爆炸与冲击*, 2002, 22(2): 163–168. DOI: 10.3321/j.issn:1001-1455.2002.02.012.
- WANG M Y, QIAN Q H, ZHAO Y T. The design method for shelter plate of steel plate and steel fiber reinforced concrete under contact detonation (II) [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2002, 22(2): 163–168. DOI: 10.3321/j.issn:1001-1455.2002.02.012.
- [14] LIAO Z, LI Z Z, XUE Y L, et al. Study on anti-explosion behavior of high-strength reinforced concrete beam under blast loading [J]. *Strength of Materials*, 2019, 51(6): 926–938. DOI: 10.1007/s11223-020-00143-4.
- [15] CAI R Z, LI Y Z, ZHANG C X, et al. Size effect on reinforced concrete slabs under direct contact explosion [J]. *Engineering Structures*, 2022, 252: 113656. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113656.
- [16] BRAIMAH A, SIBA F. Near-field explosion effects on reinforced concrete columns: an experimental investigation [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2018, 45(4): 289–303. DOI: 10.1139/CJCE-2016-0390.
- [17] 周广盼. 超宽混凝土自锚式悬索桥成桥状态控制与空间力学行为研究 [D]. 南京: 东南大学, 2018: 20–25.
- ZHOU G P. Study of completion state control and spatial mechanics behaviors of self-anchored suspension bridge with extra-wide concrete girder [D]. Nanjing: Southeast University, 2018: 20–25.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构试验方法标准 GB/T 50152-2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for test method of concrete structures GB/T 50152-2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [19] Department of the Army, the Navy, and the Air Force. TM5-1300, Structures to resist the effects of accidental explosion [M]. NORFOLK, VA USA: Department of the Army Technical Manual, Department of the Navy Publication NAVFAC P-397, Department of the Air Force Manual AFM88-22, 1969: 36–47.
- [20] 中国工程建设标准化协会. 民用建筑防爆设计标准: T/CECS 736-2020 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020.
- China Association for Engineering Construction Standardization, CECS. Code for explosion-proof design of civil buildings: T/CECS 736-2020 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020.
- [21] MALVAR L J, CRAWFORD J E, WESEVICH J W, et al. A plasticity concrete material model for DYNA3D [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 1997, 19(9/10): 847–873. DOI: 10.1016/S0734-743X(97)00023-7.
- [22] 师燕超. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土结构的动态响应行为与损伤破坏机理 [D]. 天津: 天津大学, 2009: 105–106. DOI: 10.7666/d.y1677822.
- SHI Y C. Dynamic response and damage mechanism of reinforced concrete structures under blast loading [D]. Tianjin: Tianjin University, 2009: 105–106. DOI: 10.7666/d.y1677822.
- [23] YUAN S J, HAO H, ZONG Z H, et al. Numerical analysis of axial load effects on RC bridge columns under blast loading [J]. *Advances in Structural Engineering*, 2021, 24(7): 1399–1414. DOI: 10.1177/1369433220979443.

(责任编辑 曾月蓉)