

爆炸作用下超宽自锚式悬索桥动力响应研究

周广盼¹, 林志成^{1*}, 范进¹, 王明洋^{2,3}

(1.南京理工大学安全科学与工程学院,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:为研究超宽混凝土自锚式悬索桥在爆炸荷载作用下动力响应和毁伤特征,以某超宽混凝土自锚式悬索桥为工程背景,采用数值模拟方法,分析桥面近距爆炸作用下超宽箱梁顶面破口形态、底板竖向位移等动力响应。首先,利用Solidworks软件和Hypermesh软件建立整体桥梁的精细化有限元模型;其次,采用Ansys/LS-DYNA软件和*LOAD_BLAST_ENHANCED(LBE)方法施加爆炸荷载,并结合文献中混凝土构件爆炸试验结果验证计算方法的可靠性;最后,参数化分析不同炸药当量和沿横纵桥向不同爆炸位置工况下桥梁的动力响应。结果表明:当TNT当量为300 kg时,爆心正下方混凝土单元应力达极限值发生失效,形成椭圆形贯穿破口。随着TNT药量的增大,爆心正下方底板中心处的竖向位移峰值不断增大,1000 kg药量工况下爆炸50 ms后竖向位移达135.9 mm。随着至爆心的距离增大,底板竖向位移减小,且竖向位移的增大速度减缓。吊杆内力变化与相连的箱梁底板竖向位移具有相关性,箱梁底板竖向位移越大,吊杆内力变化达到第一峰的峰值越高。相同爆炸当量工况下,爆心处于横、纵桥向不同位置时,超宽箱梁动力响应和破口形态的区别主要由横隔梁、腹板的支撑和约束作用不同引起。研究结果可为混凝土自锚式悬索桥的抗爆防护与加固提供重要依据。

关键字:自锚式悬索桥;爆炸荷载;混凝土;动力响应;数值模拟

中图分类号:U446.1

文献标志码:A

Dynamic Responses of Super-Wide Self-Anchored Suspension Bridge under Blast Loading

ZHOU Guangpan¹, LIN Zhicheng^{1*}, FAN Jin¹, WANG Mingyang^{2,3}

(1.School of Safety Science and Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing, Jiangsu 210094, China; 2.School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing, Jiangsu 210094, China; 3.State Key Laboratory of Disaster Prevention & Mitigation of Explosion & Impact, PLA Army Engineering University, Nanjing, Jiangsu 210007, China)

Abstract: To study the dynamic response and damage characteristics of the super-wide concrete self-anchored suspension bridge under the blast loading, a real bridge with these characteristics was selected as the background, and the numerical simulation was used to analyze the dynamic response of the top surface crack shape and the vertical displacement of the bottom plate of the super-wide box girder under the close blast of the bridge deck. Firstly, the refined finite element model of the whole bridge was established by using SolidWorks and HyperMesh. Secondly, the blast loading was applied by Ansys/LS-DYNA and *LOAD_BLAST_ENHANCED (LBE) method, and the reliability of the calculation method was verified by combining the blast test results of concrete members in the literature. Finally, the dynamic response of the bridge under different explosive equivalents and different lateral and longitudinal blast positions was analyzed parametrically. The results show that when the TNT equivalent is 300 kg, the stress of the concrete unit right below the blast center

收稿日期:2023-11-29

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

作者简介:周广盼,男,博士,讲师.E-mail:guangpanzhou@njjust.edu.cn

*通信作者:林志成,男,硕士研究生.E-mail:1203944282@qq.com

reaches the limit value and fails, forming an elliptical crack. With the increase of TNT charge, the peak value of vertical displacement at the center of the bottom plate directly below the blast center increases continuously, with the vertical displacement reaching 135.9 mm after 50 ms of blast under 1000 kg charge. With the increase of the distance to the explosion center, the vertical displacement of the bottom plate decreases, and the increase speed of the vertical displacement slows down. The internal force change of the suspender correlates with the vertical displacement of the bottom plate of the connected box girder. The larger the vertical displacement of the bottom plate of the box girder, the higher the first peak value of the internal force change of the suspender. Under the same explosive equivalent, when the explosion center is at different positions in the lateral and longitudinal directions of the bridge, the difference in the dynamic response and crack shape of the super-wide box girder is mainly caused by the different support and restraint effects of the cross diaphragm and web. The research results can provide important references for anti-blast protection and reinforcement of self-anchored concrete suspension bridges.

Keywords: self-anchored suspension bridge; blast load; concrete; dynamic response; numerical simulation

0 引言

桥梁作为城市公共交通的关键节点和咽喉要道,在国民经济发展和军事补给生命线中发挥着至关重要的作用。混凝土自锚式悬索桥因其经济性、美观性,近年来应用越来越广泛^[1-2]。随着城市交通量增加,混凝土主梁的宽度也随之增加,这促进了超宽多室箱梁的大量应用。但是,桥梁在运营过程中可能遭受易燃易爆品运输车辆爆炸或者暴恐袭击爆炸等作用,并具有作用时间短、冲量大等特点,若桥梁结构发生毁伤甚至坍塌,将会导致交通瘫痪,造成严重经济损失和人员伤亡。爆炸冲击波作用下桥梁的动力响应研究目前已成为桥梁领域热点问题之一。

针对桥梁在爆炸荷载作用下的动态响应问题,王雅^[3]利用 Ansys 软件研究了三塔双索面自锚式悬索桥在不同炸药当量和爆炸高度作用下的破坏特征,得到了不同爆炸条件下该桥发生破坏的最小药量;杨赞等^[4]采用三阶段连续耦合方法研究了接触爆炸下钢筋混凝土箱梁的动态响应,得出了箱梁的损伤和倒塌情况;彭胜^[5]、刘青^[6]研究了爆炸荷载作用下混凝土简支 T 梁桥的动力响应,得出桥梁发生局部破坏,离爆心越近受损程度越严重;姜文恺^[7]利用 Ansys 软件研究了双室简支箱梁在不同爆炸位置、超压峰值及正压作用时间下的动力响应;邱敏杰^[8]通过对已有的爆炸试验进行数值模拟,验证了模拟方法的精确性,并利用 Ansys/LS-DYNA 软件

研究了预应力混凝土箱梁在不同 TNT 当量、爆炸位置及预应力损失情况下的动力响应及破坏形态; Ibrahim 等^[9]利用 LS-DYNA 软件研究了 7 种不同 TNT 当量爆炸作用下钢筋混凝土(RC)箱梁的动力响应; 娄凡^[10]、院素静^[11]制作了 2×8 m 两跨预应力钢筋混凝土连续 T 梁桥试件,通过试验和数值模拟研究了爆炸冲击波作用下连续 T 梁桥的动力响应及损伤机理; Shiravand 等^[12]研究了预应力钢筋混凝土箱梁桥在近距离桥面爆炸作用下的动力响应,指出爆炸冲击波传入箱室后,箱室中的超压最高可增加 2.7 倍; 胡志坚等^[13]利用 LS-DYNA 软件建立预应力混凝土梁实体模型,开展了不同药量、不同爆心位置、不同预应力条件下的梁体结构的抗爆研究; 胡志坚等^[14]、曾珍^[15]基于爆炸理论,采用有限元计算,开展了桥面、桥下近场爆炸作用下桥梁的压力分布研究; 李源等^[16]揭示了钢筋混凝土桥面板在爆炸荷载作用下的动力响应和损伤机理,得出 TNT 当量是影响桥面板破坏特征的主要因素; 缪卫清等^[17]利用数值模拟研究了一座桁架桥,并采用极限承载冗余度和局部破坏冗余度量化了桥梁模型在超载及局部破坏时的承载能力。综上所述,目前针对爆炸荷载作用下桥梁的动力响应研究,主要集中于 T 梁桥、简支箱梁桥等,针对超宽混凝土自锚式悬索桥的动力响应研究较少。

在研究方法上,目前利用数值计算工具进行自锚式悬索桥力学响应精细化分析时,大多数仅建立节段主梁的精细化模型,并采用施加等效外力的方

式模拟缆索系统。此方法存在两个方面的问题:首先,等效外力一般通过杆系模型的计算结果获得,这本身存在一定误差;其次,此方法忽略了自锚式悬索桥的自我平衡调整特性及缆索体系的非线性特征。在研究思路,目前桥梁爆炸响应研究主要集中于T梁桥、单箱单室简支梁桥等,需要针对单箱三室双边箱梁,通过分析不同横桥向起爆位置工况,获得不同箱室顶底板、腹板、双边箱梁连接段的动力响应和破坏形态。此外,需要通过分析不同纵桥向起爆位置工况,获得各跨边界条件、横隔梁布置对箱梁毁伤形态的影响。

本文以一座实际的超宽混凝土自锚式悬索桥为背景,建立了桥梁整体精细化有限元模型,并结合成桥状态实测数据,验证了有限元模型的可靠性。根据文献中爆炸作用下钢筋混凝土板毁伤响应试验结果,验证了数值计算模型和LBE爆炸荷载施加方法的准确性。在此基础上,分析了不同TNT当量和不同爆炸位置工况下,超宽混凝土自锚式悬索桥的动力响应。着重研究了单箱三室双边箱梁的爆炸毁伤效应。通过分析不同横桥向起爆位置工况,可以获得不同箱室顶底板、腹板、悬臂段的动力响应和破坏形态。通过分析不同纵桥向起爆位置工况,可以获得各跨边界条件、横隔梁布置对箱梁毁伤形态的影响。

1 有限元模型

本文以湖南路徒骇河大桥为工程背景,桥梁的整体布置如图1所示,该桥为双塔双索面自锚式悬索桥,主桥长218 m,宽52 m,为目前中国较宽的混凝土自锚式悬索桥。主塔为H形,采用实体矩形截面塔身,吊杆间距为5 m。如图2所示,主梁为单箱三室结构,道路中心线处箱梁高2.8 m,混凝土强度等级为C50,钢筋强度等级为HRB400。

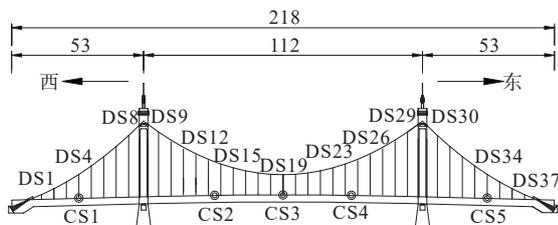


图1 桥梁整体布置图(单位:m)

Figure 1 Overall layout of bridge (unit: m)

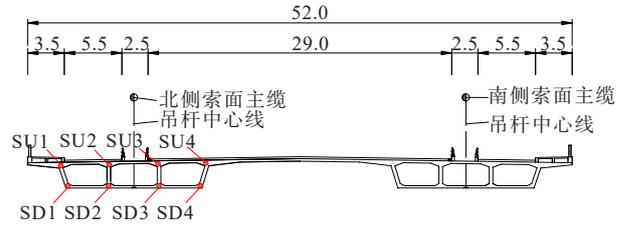
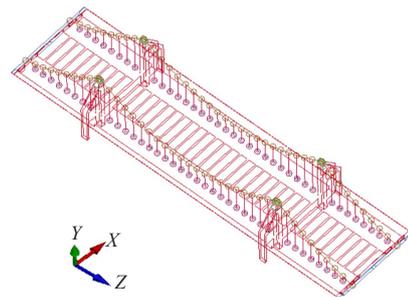


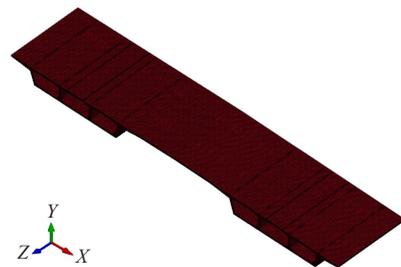
图2 主梁截面形式(单位:m)

Figure 2 Section form of main girder (unit: m)

利用 Solidworks 软件建立桥梁整体三维模型,导入 Hypermesh 软件进行六面体网格的划分,在 Ansys/LS-DYNA 软件中添加关键字来模拟爆炸荷载的作用,桥梁整体有限元模型如图3所示。其中,混凝土选用 Solid 184 单元,钢筋选用 Beam 161 单元,单独建立钢筋模型,钢筋与混凝土间共节点。研究表明^[18],对实际的桥梁进行模拟时,网格尺寸为100~300 mm时能较好地反映桥梁的动力响应,本文桥梁有限元模型网格尺寸选用200 mm。



(a) 全局模型



(b) 超宽箱梁模型

图3 超宽混凝土自锚式悬索桥整体有限元模型

Figure 3 Overall finite element model of super-wide concrete self-anchored suspension bridge

混凝土本构模型采用 *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3,即K&C模型^[19],其本构模型如图4所示。该模型引入了3个强度极限面的概念,考虑了混凝土材料应变率效应、静水压力及动力性能对屈服强度的影响,能较准确地模拟混凝土塑性损伤及动态响应。图4(a)中, σ 表示应力, P 表示压力, P_1 、

P_2 、 P_3 分别表示屈服压力、最大压力和残余压力, f_2 表示混凝土强度, ψ 表示相位。图4(b)中, ϵ 表示应变, A 、 B 、 C 分别表示与屈服面、最大强度面、残余强度面对应的损伤函数。

混凝土材料的具体参数如表1所示,在LS-DYNA软件中仅需定义密度 R_0 、最大剪切破坏面参数 A_0 、长度单位转换因子 R_{SIZE} 、应力单位转换因子 U_{CF} 及材料应变率曲线 L_{CRATE} 共5项参数,其余参数由软件根据图4所示的本构关系模型自动计算得出。此外,由于K&C模型未自带失效准则,需通过添加关键字 *MAT_ADD_EROSION 来定义混凝土的失效。本文采用 σ_{MPRES} (最大压应力) = 5.0×10^7 Pa 以及 σ_{MNPRES} (最大拉应力) = -5.0×10^6 Pa 组合方式定义失效,满足上述两个条件之一即单元删除。

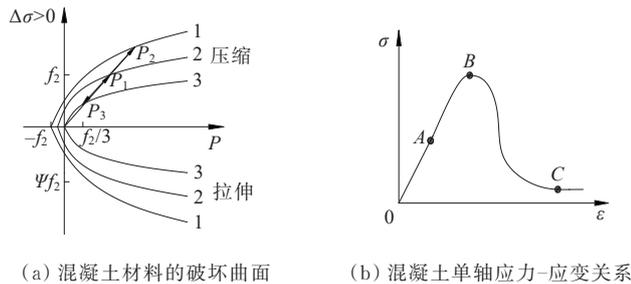


图4 混凝土材料本构模型

Figure 4 Constitutive model of concrete material

表1 混凝土材料模型的具体参数

$R_0 / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	A_0	R_{SIZE}	U_{CF}	L_{CRATE}
2 600.0000	$-5.600\text{e}+07$	39.369 999	$1.450\text{e}-04$	-1

钢筋采用 *MAT_PLASTIC_KINEMATIC 本构模型,如图5所示。该模型是各个方向性质相同的随动硬化模型,适用于模拟爆炸冲击下发生高应变率的钢筋模型。其中, E 为弹性模量, E_t 为切线模量, β 为硬化参数, l 为瞬时长度, l_0 为初始长度。钢筋材料具体参数如表2所示。本文采用降温法对预应力筋施加预应力,即通过添加关键字 *DEFINE_CURVE 定义温度荷载变化曲线,通过关键字 *MAT_ADD_THERMAL_EXPANSION 定义钢筋热膨胀系数,通过关键字 *LOAD_THERMAL_LOAD_CURVE 施加预应力荷载。根据湖南路徒骇河大桥施工监控实测数据^[20],钢筋的预应力大小控制为 $0.8f_{ptk}$, f_{ptk} 为 $1\ 395$ MPa。

吊杆、主缆本构模型采用 *MAT_SPOTWELD,

该本构模型采用各向同性硬化与失效模型的耦合,通过设置材料参数,未考虑吊杆、主缆在爆炸荷载作用下产生的高应变率,吊杆、主缆材料模型具体参数如表3所示。根据湖南路徒骇河大桥实际成桥状态测试结果^[20],通过初应变法给吊杆与主缆施加初应力。

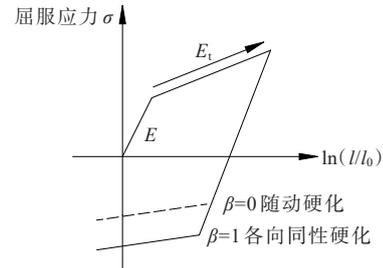


图5 钢筋材料本构模型

Figure 5 Constitutive model of reinforcement material

表2 钢筋材料具体参数

Table 2 Specific parameters of reinforcement materials

$R_0 / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E / Pa	P_R	$\sigma_{SIGY} / \text{Pa}$	E_{TAN} / Pa	B_{ETA}	ϵ_{SRC}	ϵ_{SRP}	ϵ_{FS}
7 800	$2\text{e}+11$	0.3	$4.68\text{e}+09$	$2.1\text{e}+09$	0	40	5	0.1

注: R_0 为材料密度; E 为弹性模量; P_R 为泊松比; σ_{SIGY} 为屈服应力(对应图5中的 σ); E_{TAN} 为切线模量(对应图5中的 E_t); B_{ETA} 为硬化参数(对应图5中的 β); ϵ_{SRC} 、 ϵ_{SRP} 为应变率参数; ϵ_{FS} 为侵蚀单元的失效应变。

表3 吊杆、主缆材料具体参数

Table 3 Specific parameters of suspender and main cable materials

$R_0 / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E / Pa	P_R	$\sigma_{SIGY} / \text{Pa}$	ϵ_{FAIL}
7 800	$2\text{e}+11$	0.3	$1.67\text{e}+09$	0.1

注: ϵ_{FAIL} 为失效应变。

2 有限元模型和数值模拟方法验证

为了验证自锚式悬索桥精细化模型的准确性,对其初始平衡进行计算,将成桥过程中主梁的竖向位移和成桥空载状态下主梁的纵向应力的有限元结果与实测结果进行对比,具体数据如表4、5所示。其中,实测数据由该桥施工监控过程中所埋设的水准钉和 JMZX-224HAT 型智能弦式应变计获得。主梁竖向位移测点 CS1~CS5 和内力测点 SU1~SU4、SD1~SD4 的具体布置如图1、2所示。

从表4、5可以看出:自锚式悬索桥精细化模型计算结果与实测值吻合度较高,表明计算模型可以较好地反映桥梁的实际成桥状态。因竖向位移实测值较小,在测量过程中容易出现偏差,导致计算值与实测值在个别点位相对差值较大。

表4 成桥过程中主梁竖向位移对比

Table 4 Comparison of vertical displacement of main girder during bridge completion

主梁截面 编号	竖向位移		
	有限元计算值/mm	实测值/mm	相对差值/%
CS1	-7.95	-9.0	-11.7
CS2	9.50	9.0	-5.6
CS3	12.88	12.0	-7.3
CS4	8.03	10.0	19.7
CS5	-7.56	-8.0	-5.5

表5 成桥空载状态下主梁CS3截面纵向应力值对比

Table 5 Comparison of longitudinal stress values of main girder CD3 section under no-load condition

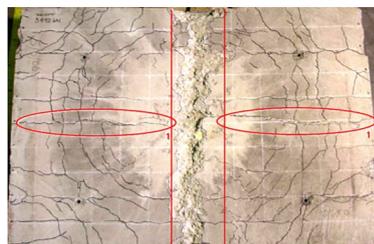
位置	应力测点	纵向应力值		
		有限元计算值/MPa	实测值/MPa	相对差值/%
顶板	CS3-SU1	-4.02	-4.70	-14.5
	CS3-SU2	-3.81	-4.67	-18.4
	CS3-SU3	-4.05	-4.38	-7.5
	CS3-SU4	-4.43	-4.53	-2.2
底板	CS3-SD1	-5.46	-5.14	6.2
	CS3-SD2	-4.74	-5.11	-7.2
	CS3-SD3	-4.55	-5.43	-16.2
	CS3-SD4	-4.15	-5.47	-24.1

本文选取孙文彬^[21]的钢筋混凝土板爆试验结果作为对比,建立与试验相同尺寸的钢筋混凝土板有限元模型,验证材料模型和LBE爆炸荷载施加方法的准确性。该试验中,TNT当量为2.09 kg,爆心位于钢筋混凝土板正上方0.6 m处,试验结果如下:钢筋混凝土板顶面形成了一条宽度为120~150 mm的混凝土压缩区,背面形成两条宽度为6~8 mm的主裂缝,背面中部受拉混凝土剥落形成周长2 200 mm的深坑。本文数值模拟结果和试验结果的对比如图6、7所示,通过对比发现混凝土板的损伤和塑性变形具有一致性,板跨中最大挠度试验结果为50 mm,相同位置处挠度数值模拟结果为55 mm,误差比为10%。对比结果表明:所选用的材料模型和LBE爆炸荷载施加方法具有较高的准确性。

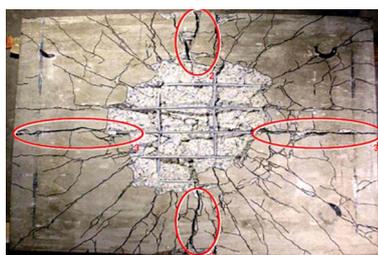
3 计算结果与分析

3.1 计算工况

考虑不同TNT当量和沿横桥向不同爆炸位置,本文共设计11个工况,见表6。



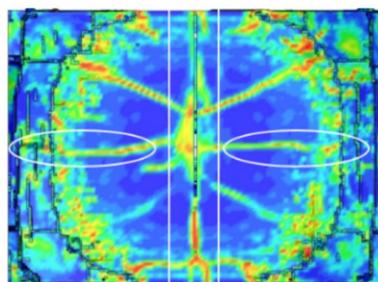
(a) 顶面



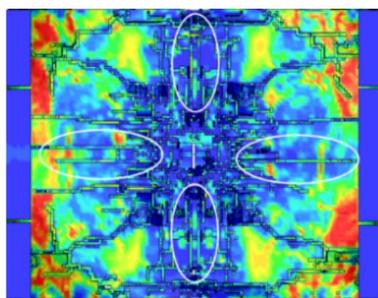
(b) 底面



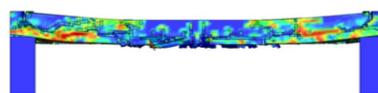
(c) 侧面

图6 RC板破坏形态试验结果^[21]Figure 6 Damage mode test results of RC plate^[21]

(a) 顶面



(b) 底面



(c) 侧面

图7 RC板破坏形态有限元计算结果

Figure 7 Finite element calculation results of RC plate failure mode

根据 Fema 426^[22] 参考手册和孔新立等^[23] 对车辆的划分, 汽车炸弹 TNT 当量范围一般为 100~1 000 kg, 故本文 TNT 当量分别取 300 kg、500 kg、800 kg、1 000 kg。爆心具体位置如图 8 所示, 横桥向位置包括道路中心线、1[#]~3[#] 箱室中心、1[#] 箱室与 2[#] 箱室间腹板、2[#] 箱室与 3[#] 箱室间腹板。纵桥向位置包括主梁 1/2 跨、1/4 跨及 1/8 跨处, 爆炸高度 $H=1$ m。

利用 Solidworks 和 Hypermesh 软件建立桥梁整体三维有限元模型, 导入 Ansys/LS-DYNA 软件中。通过关键字 *LOAD_BLAST_ENHANCED 模拟爆炸荷载作用, 该方法仅需定义 TNT 炸药质量和爆心位置, 建立空气域, 可大幅提高计算效率。针对桥梁结构模型, 将主梁顶面、吊杆、主缆及主塔设置为迎爆面。

表 6 工况设计

Table 6 Working condition design

工况	作用位置		TNT 当量/kg	爆炸高度/m	比例距离/(m·kg ^{-1/3})
	横桥向	纵桥向			
1	道路中心线	1/2 跨	300	1	0.149
2	道路中心线	1/2 跨	500	1	0.126
3	道路中心线	1/2 跨	800	1	0.108
4	道路中心线	1/2 跨	1 000	1	0.100
5	1 [#] 箱室中心	1/2 跨	500	1	0.126
6	2 [#] 箱室中心	1/2 跨	500	1	0.126
7	3 [#] 箱室中心	1/2 跨	500	1	0.126
8	1 [#] 箱室与 2 [#] 箱室间腹板	1/2 跨	500	1	0.126
9	2 [#] 箱室与 3 [#] 箱室间腹板	1/2 跨	500	1	0.126
10	道路中心线	1/4 跨	500	1	0.126
11	道路中心线	1/8 跨	500	1	0.126

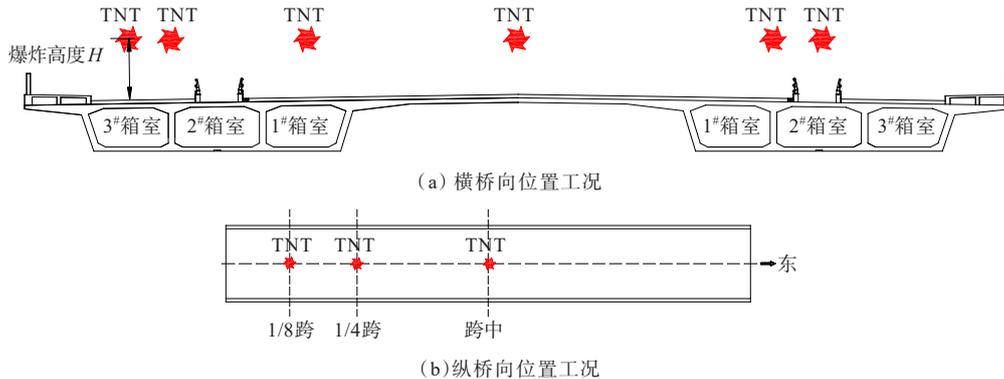


图 8 爆心具体位置示意图

Figure 8 Specific location of blast center

3.2 不同 TNT 当量影响

图 9 为工况 1 作用下超宽箱梁顶面、底面的破坏情况, 均为起爆后同一时刻 50 ms 时的有效塑性应变云图。

由图 9 可知: 在爆炸冲击波作用下, 主梁顶面受压缩波的作用, 混凝土单元应变在短时间内迅速增大。随着冲击波的持续作用, 顶面混凝土应变到达极限值, 单元失效, 爆心正下方顶面形成一个椭圆形的破口。限于篇幅, 图 9 仅给出了 300 kg TNT 爆炸作用下箱梁破坏情况。通过模拟多种当量及结果分析, TNT 当量分别为 300 kg、500 kg、800 kg、1 000 kg 时顶面破口沿横桥向的长度分别为 1.98 m、2.38 m、2.55 m、2.78 m。随着 TNT 当量的增大, 顶面塌陷范围增大。由于爆心位于横隔梁正上方处, 横隔梁使得超宽箱梁的抗爆能力增强, TNT 当量为 300 kg 时, 顶面破口贯穿。此外, TNT 当量越大, 同一时刻混

土单元的有效塑性应变值越大, 且发生塑性损伤的范围越大。

图 10 为工况 1~4 作用下爆心正下方箱梁底板中心的竖向位移时程曲线。由图 10 可知: 在爆炸荷载作用下, 底板中心竖向位移迅速增大。随着爆炸冲击波持续作用, 底板竖向位移增大至峰值后缓慢衰减。随着 TNT 当量增大, 在同一时刻 50 ms 时底板的竖向位移越大。TNT 当量分别为 300 kg、500 kg、800 kg、1 000 kg 时, 主梁底板中心竖向位移分别为 63.2 mm、91.2 mm、115.0 mm、135.9 mm。

图 11 为工况 1~4 作用下离爆心距离最近吊杆轴力变化的时程曲线。由图 11 可知: 各工况作用下吊杆轴力变化规律趋于一致, 在爆炸荷载作用初期, 爆炸冲击波作用强烈, 吊杆振动幅度大、轴力变化幅度大。随着 TNT 当量的增大, 吊杆轴力的峰值越大, 达到峰值作用的时间越短。

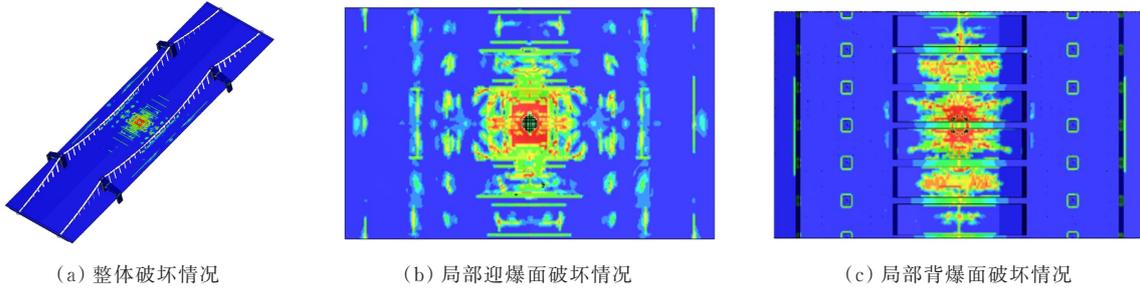


图9 工况1作用下超宽箱梁顶面、底面的破坏情况(300 kg)

Figure 9 Damage of top and bottom surfaces of super-wide box girder under working condition 1 (300 kg)

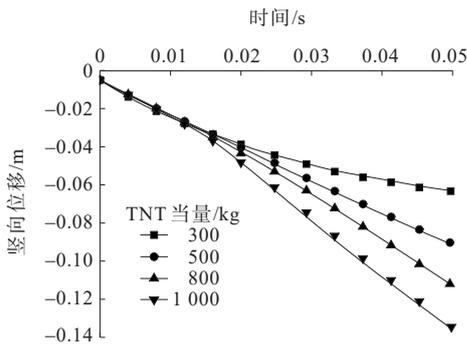


图10 工况1~4作用下爆心正下方底板竖向位移时程曲线

Figure 10 Time history of vertical displacement of bottom plate directly below the blast center under working conditions 1-4

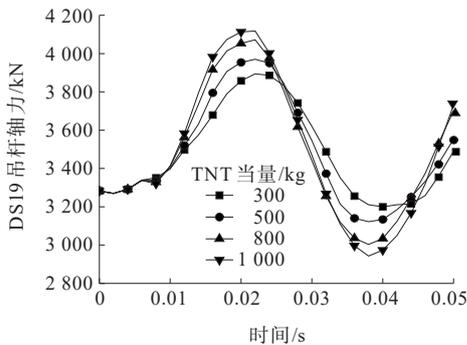


图11 工况1~4作用下吊杆DS19轴力变化时程曲线

Figure 11 Time history of axial force change of suspender DS19 under working conditions 1-4

3.3 不同横桥向爆炸位置影响

图12~14给出了工况5~9作用下1#~3#箱室底板中心竖向位移时程曲线。由图12~14可知:在爆炸冲击波作用下,爆心正下方底板中心处的竖向位移峰值最大,离爆心的距离越远位移峰值越小,且底板竖向位移增大的速度减缓。工况5(爆心位于1#箱室中心正上方)、工况6(爆心位于2#箱室中心正上方)、工况7(爆心位于3#箱室中心正上方)作用下爆

心正下方各箱室底板最大竖向位移变化量分别为47.0 mm、11.8 mm、46.9 mm,其计算方法为,用图12~14所示竖向位移时程曲线上的最大绝对值减去零时刻(起爆时刻)对应的位移绝对值,即采用箱梁在初始自重平衡分析中的位移结果作为爆炸引发位移效应计算的初始值。对比结果表明,爆心位于2#箱

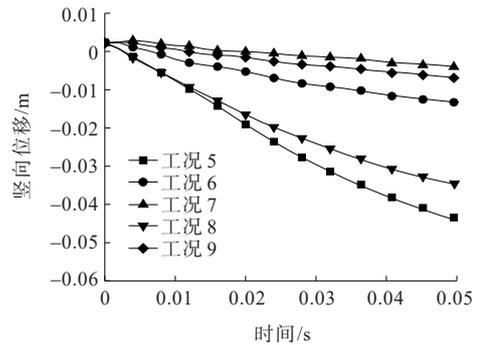


图12 工况5~9作用下1/2跨1#箱室底板中心竖向位移时程曲线

Figure 12 Time history of vertical displacement of 1/2 span chamber No.1 bottom plate center under working conditions 5-9

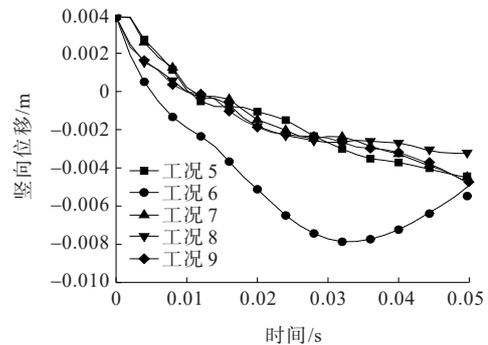


图13 工况5~9作用下1/2跨2#箱室底板中心竖向位移时程曲线

Figure 13 Time history of vertical displacement of 1/2 span chamber No.2 bottom plate center under working conditions 5-9

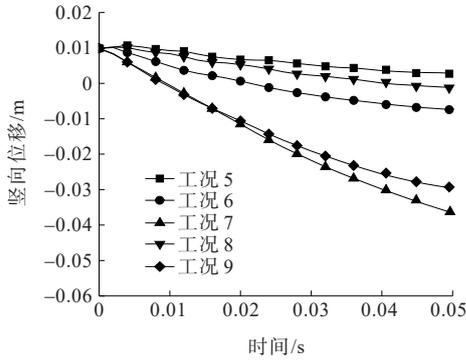


图 14 工况 5~9 作用下 1/2 跨 3[#]箱室底板中心
竖向位移时程曲线

Figure 14 Time history of vertical displacement of
1/2 span chamber No.3 bottom plate center under
working conditions 5-9

室中心正上方时,爆心正下方底板竖向位移变化量最小,其原因为吊杆正好作用于 2[#]箱室底板中心,其在吊杆加强作用下,底板竖向位移变化量减小。

图 15 为工况 5~9 作用下箱梁顶面混凝土破口沿横、纵桥向的长度。由图 15 可知:工况 5~9 作用下,桥梁顶面混凝土破口沿横桥向长度分别为 2.23 m、2.39 m、2.41 m、2.23 m、2.34 m,沿纵桥向长度分别为 2.13 m、2.13 m、2.13 m、2.12 m、2.12 m。通过对比可知:爆心位于 3[#]箱室中心正上方时破口横向长度最大,其原因为相比于 1[#]和 2[#]箱室,3[#]箱室位于箱梁的边跨,一侧悬空约束作用减弱。

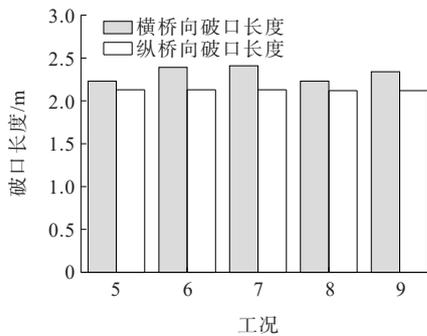


图 15 工况 5~9 作用下顶板混凝土破口沿横、
纵桥向的长度对比

Figure 15 Length comparison of the concrete crack of
the top plate along the lateral and longitudinal
bridge directions under conditions 5-9

图 16 为工况 5~9 作用下离爆心距离最近吊杆轴力变化的时程曲线。由图 16 可知:各工况作用下吊杆轴力变化规律趋于一致,在爆炸荷载作用初期,爆炸冲击波作用强烈,吊杆振动幅度大、轴力变化幅度

大。吊杆 DS19 作用于 1/2 跨 2[#]箱室底板中心,将图 13 中工况 5~9 作用下 1/2 跨 2[#]箱室底板中心竖向位移时程曲线与图 16 中吊杆 DS19 轴力变化时程曲线进行对比,可知:爆心位于 2[#]箱室中心爆炸时,2[#]箱室底板中心的竖向位移最大,且 DS19 吊杆中内力在达到第一个峰的峰值最大,位移的变化与吊杆中轴力的变化具有正相关性。

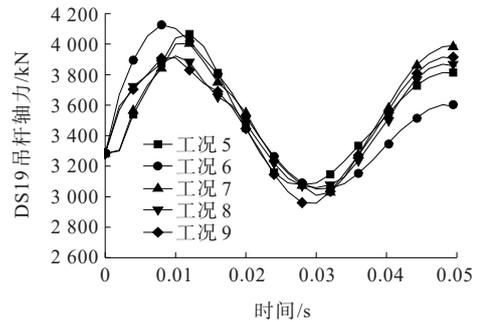


图 16 工况 5~9 作用下吊杆 DS19 轴力时程曲线

Figure 16 Time history of suspender DS19 axial
force under working conditions 5-9

3.4 不同纵桥向爆炸位置影响

图 17~19 为工况 2、工况 10、工况 11 作用下,主梁 1/2 跨、1/4 跨、1/8 跨处 1[#]~3[#]箱室底板中心竖向位移时程曲线。由图 17~19 可知:当爆心位于道路中心线处时,1[#]箱梁和 2[#]箱梁向下发生移动,而 3[#]箱梁在吊杆作用下发生上翘。在相同 TNT 当量和爆炸高度作用下,工况 10(爆心位于主梁 1/4 跨道路中心线处)作用下,在同一时刻 50 ms 时 1[#]~3[#]箱室底板中心竖向位移的变化量分别为 7.23 mm、2.10 mm、1.95 mm;工况 11(爆心位于主梁 1/8 跨道路中心线处)作用下,在同一时刻 50 ms 时 1[#]~3[#]箱室底板中心竖向位移的变化量分别为 14.39 mm、4.72 mm、2.24 mm。通过对比可知,爆心位于主梁 1/8 跨处时主梁响应较大,爆心位于 1/4 跨处时主梁响应最小,其原因为主梁 1/4 跨处靠近主塔,边界约束作用加强。

图 20 为工况 2、工况 10、工况 11 作用下顶板混凝土破口沿横、纵桥向的长度。爆心沿纵桥向分别位于 1/2 跨、1/4 跨、1/8 跨处时,顶面混凝土破口沿横桥向的长度分别为 2.38 m、2.37 m、2.38 m,沿纵桥向的长度分别为 2.14 m、2.23 m、2.14 m。通过对比可知:爆心位于主梁 1/4 跨处时,桥梁顶面混凝土破口纵桥向长度最大,其原因为爆心位于 1/2 跨和 1/8 跨处时,均位于横隔梁正上方。当爆心位于 1/4 跨处时,爆心

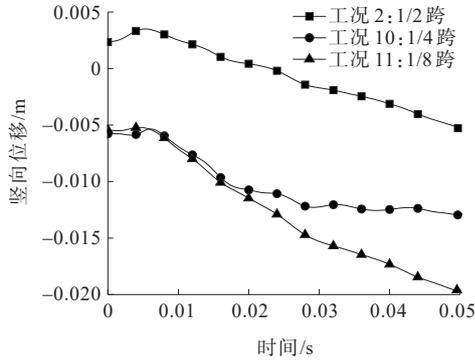


图 17 工况 2、10、11 作用下爆心所在截面 1#箱室底板中心竖向位移时程曲线

Figure 17 Time history of vertical displacement at the center of the bottom plate of chamber No. 1 of the blast center-located section under conditions 2, 10 and 11

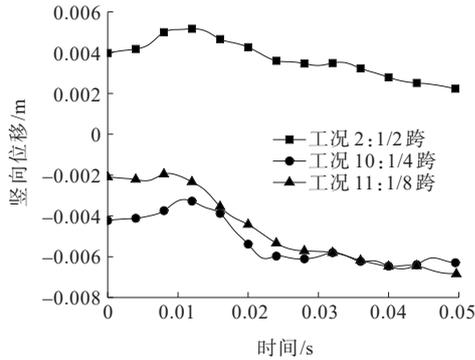


图 18 工况 2、10、11 作用下爆心所在截面 2#箱室底板中心竖向位移时程曲线

Figure 18 Time history of vertical displacement at the center of the bottom plate of chamber No. 2 of the blast center-located section under conditions 2, 10 and 11

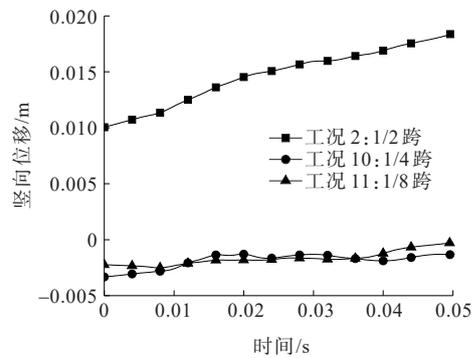


图 19 工况 2、10、11 作用下爆心所在截面 3#箱室底板中心竖向位移时程曲线

Figure 19 Time history of vertical displacement at the center of the bottom plate of chamber No. 3 of the blast center-located section under conditions 2, 10 and 11

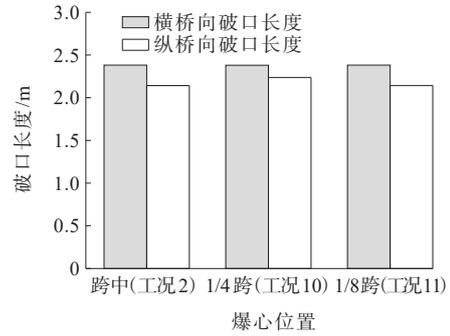


图 20 工况 2、10、11 作用下顶板混凝土破口沿横、纵桥向长度对比

Figure 20 Comparison of concrete crack length of top plate along lateral and longitudinal bridge directions under conditions 2, 10 and 11

偏离横隔梁,顶面形成破口后,冲击波继续向内扩散至横隔梁形成反射,冲击波作用加强。

4 结论

本文以实际运营的超宽混凝土自锚式悬索桥为背景,采用数值模拟方法分析了不同 TNT 当量和不同爆炸位置下桥梁的动力响应和破坏形态,主要结论如下:

(1) 通过与文献中混凝土板爆炸试验实测数据进行对比分析,LS-DYNA 软件中的 LBE 方法可用于模拟施加爆炸荷载,算例位移计算结果与文献试验结果误差比在 10% 以内。针对复杂索承混凝土桥梁力学响应数值模拟,网格尺寸选用 200 mm 可反映实际桥梁的线形、内力状态。此外,与主应变单一失效准则相比,采用 σ_{MXPRES} (最大压应力) = 5.0×10^7 Pa 和 σ_{MNPRES} (最大拉应力) = -5.0×10^6 Pa 组合方式可有效模拟混凝土单元失效。

(2) 在爆炸冲击波作用下,超宽箱梁顶板受压缩波的作用,混凝土单元应变在短时间内迅速增大。随着冲击波的持续作用,顶板混凝土应变到达极限值并发生失效,爆心正下方的箱梁顶板形成一个椭圆形破口。爆心位于纵桥向 1/2 跨道路中心线上方 1 m 时, TNT 当量分别为 300 kg、500 kg、800 kg、1 000 kg 时,顶板混凝土破口沿横桥向的长度分别为 1.98 m、2.38 m、2.55 m、2.78 m。随着 TNT 当量的增大,箱梁顶板塌陷范围越大。TNT 当量为 300 kg 时,顶板破口形成贯穿。

(3) TNT 当量为 500 kg,爆心位于 1#~3#箱室中

心的正上方时,各箱室底板中心处的竖向位移峰值最大,分别为47.0 mm、11.8 mm、46.9 mm,其差异主要由横隔梁和吊杆的约束作用不同而引起。爆心位于2[#]箱室中心爆炸时,2[#]箱室底板中心的竖向位移最大,且DS19吊杆中内力在达到第一个峰的峰值最大,位移的变化与吊杆中轴力的变化具有正相关关系。

(4) TNT当量为500 kg,爆心位于主梁1/4跨处时,桥梁顶面混凝土破口纵桥向长度最大,其原因为爆心位于1/2跨和1/8跨处时,均位于横隔梁正上方。当爆心位于1/4跨处时,爆心偏离横隔梁,顶面形成破口后,冲击波继续向内扩散至横隔梁形成反射,冲击波作用加强。相同TNT当量工况下,爆心处于横、纵桥向不同位置时,超宽箱梁动力响应和破口形态的区别主要由横隔梁、腹板的支撑和约束作用不同引起。

(5) 与T梁相比,超宽混凝土双边箱梁截面形式更为复杂,包括对称单箱三室箱形截面及中间连接段T形截面。同等药量工况下,当在中间连接段中心(即道路中心线)处起爆时,爆心正下方横隔梁底面竖向位移与在箱形截面段起爆时爆心正下方底板竖向位移相比,增大1倍,说明超宽混凝土双边箱梁的抗爆薄弱位置为中间连接段。此外,与简支箱梁桥相比,悬索桥爆炸响应分析须关注吊杆约束带来的影响。同等药量工况下,吊杆约束作用可显著减小吊杆所在箱室的底板竖向位移。

(6) 本文仅采用LBE方法对爆炸荷载进行模拟,在后续研究中,需要采用ALE方法,建立空气和炸药模型,对比分析桥梁爆炸响应。但须确定合理的空气域范围及网格尺寸,避免计算时间过长。此外,本文仅针对自锚式悬索桥主梁的抗爆性能进行了研究,未涉及主缆、吊杆、主塔及锚固区的爆炸破坏行为。在后续研究中,将在自锚式悬索桥建模过程中增加考虑吊杆与主缆之间的索夹作用,并制作桥梁结构或构件的缩比模型开展爆炸试验。

参考文献:

References:

[1] 陈永亮,何世永,夏支贤,等.复杂地质条件下山区悬索桥锚碇选型及设计[J].中外公路,2023,43(2):107-111.
CHEN Yongliang, HE Shiyong, XIA Zhixian, et al.

Selection and design of anchorage for suspension bridge in downhill area under complex geological conditions[J]. Journal of China & Foreign Highway,2023,43(2):107-111.

[2] 张欣,李瑜,刘勇.大跨度自锚式悬索桥钢-UHPC轻型组合加劲梁构造设计研究[J].中外公路,2023,43(4):147-152.
ZHANG Xin, LI Yu, LIU Yong. Research on structural design of Steel-UHPC light composite beam of large-span self-anchored suspension bridge[J]. Journal of China & Foreign Highway,2023,43(4):147-152.

[3] 王雅.自锚式悬索桥静动力及爆炸冲击波下的响应研究[D].西安:长安大学,2020.
WANG Ya. Research on response of self-anchored suspension bridge under static and dynamic and explosive shock waves[D].Xi'an:Chang'an University,2020.

[4] 杨赞,韩国振.接触爆炸作用下钢筋砼箱梁动态响应过程数值模拟[C]//第27届全国结构工程学术会议论文集(第二册).西安,2018:463-470.
YANG Zan, HAN Guozhen. Numerical simulations on dynamic response process of reinforced concrete box girder under contact blasting[C]// Proceedings of the 27th National Conference on Structural Engineering Vol.II.Xi'an,2018:463-470.

[5] 彭胜.爆炸冲击荷载作用下混凝土T梁桥动态响应分析[D].武汉:武汉科技大学,2016.
PENG Sheng. A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master in engineering[D].Wuhan:Wuhan University of Science and Technology,2016.

[6] 刘青.爆炸作用下立交桥的动力响应与破坏模式[D].济南:山东建筑大学,2014.
LIU Qing. The dynamic response and failure mode of overpass bridge under explosion[D]. Jinan: Shandong Jianzhu University,2014.

[7] 姜文恺.爆炸冲击荷载作用下桥梁结构的动态响应分析[D].成都:西南交通大学,2017.
JIANG Wenkai. Dynamic response analysis of bridge structures under explosive impact load[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University,2017.

[8] 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.
QIU Minjie. Research on dynamic response and failure mechanism of prestressed concrete bridge structure under blast load[D].Xi'an:Xi'an University of Technology,2021.

[9] IBRAHIM A, SALIM H. Numeical prediction of the

- dynamic response of prestressed concrete box girder bridges under blast loads [C]//11th International LS-DYNA Conference,USA Detroit,2010.
- [10] 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.
- LOU Fan. Experimental study on blast resistance of prestressed concrete continuous T beams[D]. Nanjing: Southeast University,2018.
- [11] 院素静. 爆炸荷载作用下混凝土梁桥倒塌破坏机理研究[D]. 南京:东南大学,2019.
- YUAN Sujing. Study on collapse failure mechanism of concrete girder bridge under explosion load[D]. Nanjing: Southeast University,2019.
- [12] SHIRAVAND M R, PARVANEHRO P. Numerical study on damage mechanism of post-tensioned concrete box bridges under close-in deck explosion[J]. Engineering Failure Analysis,2017,81:103-116.
- [13] 胡志坚,张一峰,俞文生,等. 近场爆炸时预应力混凝土梁体抗爆分析[J]. 中国公路学报,2019,32(3):71-80.
- HU Zhijian, ZHANG Yifeng, YU Wensheng, et al. Anti-blast resistance analysis of prestressed concrete bridges under close-by blast[J]. China Journal of Highway and Transport,2019,32(3):71-80.
- [14] 胡志坚,唐杏红,方建桥. 近场爆炸时混凝土桥梁压力场与响应分析[J]. 中国公路学报,2014,27(5):141-147,157.
- HU Zhijian, TANG Xinghong, FANG Jianqiao. Analysis of pressure field and response for concrete bridges under close blast loading[J]. China Journal of Highway and Transport,2014,27(5):141-147,157.
- [15] 曾珍. 爆炸作用下钢筋混凝土桥梁压力场分析及损伤效应研究[D]. 武汉:武汉理工大学,2016.
- ZENG Zhen. Study of pressure distribution and damage effect for concrete bridges subjected to vehicle-mounted blast loads[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2016.
- [16] 李源,刘建昱,韩逸涛. 爆炸荷载下钢筋混凝土桥面板损伤机理研究[J]. 中国公路学报,2021,34(7):291-300.
- LI Yuan, LIU Jianyu, HAN Yitao. Damage mechanism of reinforced concrete bridge decks under blast loads[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(7): 291-300.
- [17] 缪卫清,宋华,常军. 基于极限承载与局部破坏冗余度的桥梁优化设计[J]. 中外公路,2021,41(5):126-131.
- MIAO Weiqing, SONG Hua, CHANG Jun. Optimization design of bridges based on ultimate load capacity and local damage redundancy[J]. Journal of China & Foreign Highway,2021,41(5):126-131.
- [18] 邱文白. RC矩形空心截面桥墩柱抗爆性能研究[D]. 长沙:国防科学技术大学,2016.
- QIU Wenbai. Research on the resistance of RC piers with rectangular hollow section subjected to blast loading[D]. Changsha: National University of Defense Technology, 2016.
- [19] 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.
- [20] 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.
- ZHOU Guangpan. Study of completion state control and spatial mechanics behaviors of self-anchored suspension bridge with extra-wide concrete girder[D]. Nanjing: Southeast University,2018.
- [21] 孙文彬. 钢筋混凝土板的爆炸荷载试验研究[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2009,28(2):217-220.
- SUN Wenbin. Experimental studies on reinforced concrete (RC) slabs subjected to blast loads[J]. Journal of Liaoning Technical University (Natural Science), 2009, 28(2): 217-220.
- [22] United States, Federal Emergency. Reference manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings: Providing protection to people and buildings[M]. Miami: General Books LLC,2012.
- [23] 孔新立,金丰年,蒋美蓉. 恐怖爆炸袭击方式及规模分析[J]. 爆破,2007,24(3):88-92.
- KONG Xinli, JIN Fengnian, JIANG Meirong. Analysis of way and scale of terroristic raid[J]. Blasting, 2007, 24(3): 88-92.