

钢筋砼梁桥火损后检测评估与加固技术研究

姚童刚

(湖南长益高速公路有限公司, 湖南 长沙 410006)

摘要: 钢筋砼梁桥遭受火灾后, 如何对其技术状况及承载能力进行检测评估, 及时提出维修处治方案至关重要。文中以某钢筋砼梁桥火灾受损为背景, 根据桥梁外观缺陷、砼强度及钢筋强度等检测结果, 提出在梁底采用钢筋网+高性能砂浆和粘钢锚固的加固方案, 并采用 MIDAS/Civil 软件对加固前后承载能力进行计算分析, 评价加固效果。

关键词: 桥梁; 钢筋砼梁桥; 火灾; 检测评估; 加固技术

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)05-0139-04

近年来, 国内桥梁突发事件频繁, 其中火灾已成为发生概率最大、损失最严重的灾害。火灾是突发性灾害, 一旦发生将严重损伤桥梁结构, 虽不至于瞬间坍塌失效, 但其具体损伤程度如何、是开放交通还是立即封闭、长期运营是否安全可靠, 这些问题难于立即回答, 如何科学、及时地识别受损构件, 给出合理的损伤评估并制订合理可行的加固方案及时恢复桥梁结构的强度、刚度及耐久性能至关重要。该文以某钢筋砼梁桥火灾受损为背景, 研究火灾后桥梁检测评估及维修加固技术。

1 工程概况

某钢筋砼梁桥位于湖南省长益(长沙—益阳)高速公路 K63+617 处, 于 1998 年建成通车。上部结构为 2×10 m 钢筋砼空心板, 采用 C30 砼。采用 C20 片石砼 U 形桥台; 桥墩为双柱式墩, 采用 C25 砼, 单柱直径 90 cm。2014 年 8 月 23 日凌晨发生火灾。为确定火灾造成的安全影响程度, 确保桥梁安全运营, 对其火灾损伤情况进行检测, 结果显示受损最严重的区域为第二跨距 3# 台约 4 m 的空心板梁底部, 其表面砼剥落严重, 部分钢筋裸露。现场受灾区情况见图 1。



图 1 某钢筋砼梁桥火灾现场

2 主要检测结果

2.1 火灾后主要外观缺陷

左幅 2# 桥台火损面积为 9.7×2.5 m², 深度达 3 cm, 桥台前墙局部砼高温灼烧剥落。火损区域见图 2。



图 2 左幅 2# 桥台火损区域示意图(单位: m)

左幅第二跨空心板主梁火损区面积为 $12 \times 2.4 \sim 4.2$ (横桥向 \times 纵桥向) m²。局部砼受高温崩落破损, 表层砼松散失效, 凿除该部分后最大深度达 6.5 cm。其中钢筋外露区域面积为 70 cm \times 45 cm, 共裸露 5 根箍筋、4 根纵向受力筋。火损区域见图 3。

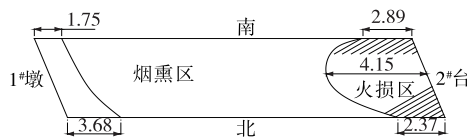


图 3 左幅第二跨空心板火损区域示意图(单位: m)

右幅第二跨空心板主梁火损区面积为 2.1×1.9 m², 在凿除表层松散砼后, 砼剥落深度最大达 2.4 cm。火损区域见图 4。

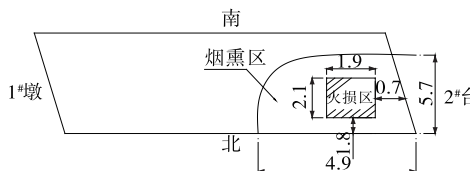


图 4 右幅第二跨空心板火损区域示意图(单位: m)

2.2 砼强度检测

采用砼回弹仪对砼强度进行检测,结果见表1。

表1 右幅第二跨空心板强度检测结果

部位	碳化深度/mm	推定强度/MPa	设计强度/MPa	结论
梁底板	2.0	32.2	30	满足
梁腹板	1.5	34.6	30	满足

2.3 钢筋强度检测

在火损最严重区域截取3根箍筋,在火损区域的边缘截取1根箍筋进行钢筋强度检测(见图5)。根据现场情况,每根钢筋长30~50 cm。检测结果见表2。

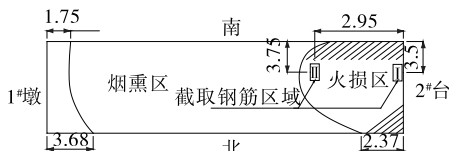


图5 钢筋截取位置示意图(单位:m)

表2 钢筋强度检测结果

取样区域	原材长/mm	断后长/mm	断后伸长率/%	拉伸强度/MPa	屈服强度/MPa
火损边缘区域	80	95	19.0	435	360
	80	95	19.0	435	370
火损严重区域	80	94	17.5	430	355
	80	94	17.5	465	395

箍筋采用HPB235钢材,其拉伸极限强度、屈服强度和断后伸长率分别为370 MPa、235 MPa、25%。因钢筋在施工时已被拉伸,表2中断后伸长率和屈服强度只能作为参考。由表2可知:所截取箍筋的抗拉极限强度及屈服强度均大于标准值,且火损严重区域箍筋和未受火灾影响区域箍筋的性能无区别,说明钢筋材料性能在火灾影响下未衰减。

2.4 技术状况评定

该桥上主要承重构件空心板梁遭受火灾,严重影响其耐久性能,按照《公路桥梁技术状况评定标准》,考虑桥梁各部件权重,综合评定为三类桥,根据《公路桥涵养护规范》,需对其进行维修加固。

3 维修加固方案

从施工工艺、施工工期、加固费用及交通影响程

度等方面考虑,提出钢筋网+高性能砂浆和粘钢锚固的加固方案:

(1) 对于左幅和右幅第二跨火损区域,先定位出锚固钢筋的位置,大致定位区域为30 cm×40 cm,在原空心板底锚筋定位处打孔,植入mm×50 mm钢筋网并与植筋焊牢;再在钢筋网区域浇注M35环氧砂浆,施工中确保砂浆与钢筋网全部密闭,且施工完成后做好养护。

(2) 对于1#~2#板底存在的长裂缝,先将裂缝进行灌缝封闭,然后整平砼外表面,对板梁底面钢筋进行定位并植入受剪钢筋,在板底每隔100 mm粘贴尺寸为12 890 mm×200 mm×6 mm的钢板并锚固。

(3) 对于桥台火损区域,采用与第二跨左幅相同的加固方案。

4 加固前后承载能力分析

采用MIDAS/Civil软件对该桥加固前后的承载能力进行模拟计算分析。采用铰接板法计算横向分布系数,将桥梁简化为平面杆系进行计算。根据检测结果,左幅第二跨空心板整个横截面上板底均受损,第二跨右幅空心板火损较严重区域位于左起第2~4块。综合考虑结构最不利受力情况及受损严重情况,取第二跨受力最不利的边板和受损严重的中板进行承载能力计算。受篇幅限制,仅给出受力最不利的边板的计算结果。

4.1 加固前计算结果分析

取第二跨左幅空心板最不利受力且火损较严重的边板进行验算。桥梁净跨径为10 m,加固前板厚0.45 m、板宽1.096 m,计算中不考虑边板的耳朵部位,截面尺寸见图6。底板配有16 ϕ 22纵向受力主筋,板顶配有3 ϕ 18和4 ϕ 16纵向钢筋,板底和板顶纵向钢筋保护层厚度均为30 mm。模型共划分为11个节点、10个单元(见图7),按该桥设计所依据的规范JTJ 022—85《公路桥石及混凝土桥涵设计规范》对其承载能力进行验算,计算参数见表3,验算结果见表4。

根据表4,按JTJ022—85《公路桥石及混凝土

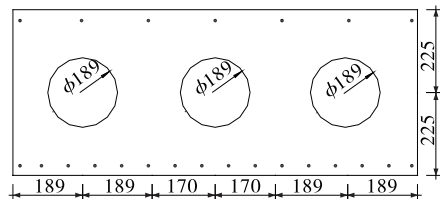


图6 加固前边板截面尺寸(单位:mm)

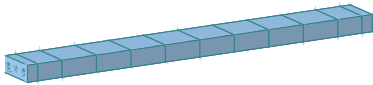


图 7 加固前边板有限元模型

表 3 加固前承载力计算参数

项目	参数值
结构重要性系数	1.0
验算荷载	汽-20 级,挂-100 级
铺装层荷载/(kN·m ⁻¹)	3.0
横向分布系数	0.304
砼截面折减系数	0.96
钢筋截面折减系数	0.95
砼强度	JTJ 022-85 规范 C30

表 4 加固前承载力极限状态基本组合

正截面强度验算结果

单元	极限抗力/(kN·m)		受力类型	抗力是否满足
	设计值	计算结果		
5	472	442.5	下拉受弯	否
6	510	442.5	下拉受弯	否

桥涵设计规范》进行验算,该桥第二跨左幅空心板边板跨中截面抗弯承载能力不满足要求。主要原因如下:火灾后,砼受损崩落,力学性能衰退,截面尺寸减小,导致结构承载能力大幅降低。

4.2 加固后计算结果分析

该桥依据 JTJ D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》进行加固设计。对受力最不利的第二跨左幅边板清除火损区域受损砼后锚固 50 mm×50 mm 钢筋网并灌入高性能砂浆进行加固。同样选取最不利的第二跨左幅空心板裂缝区域进行加固后承载力极限状态和正常使用极限状态验算。在 MIDAS/Civil 计算单元中,1[#]~5[#]单元在原配筋的基础上考虑新加固钢筋网-高性能砂浆,板厚 0.47 m,截面尺寸及配筋见图 8;6[#]~10[#]单元采用原配筋,截面尺寸见图 6。边板有限元模型共划分为 10 个单元。计算参数见表 5,计算结果见表 6、表 7。

根据表 6,由于在火损区域采用新加钢筋网-高性能砂浆进行加固处理,极大提高了结构的极限承载能力,第二跨左幅最不利受力空心板根据 JTJ D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵

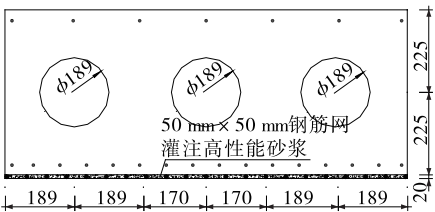


图 8 加钢筋网-高性能砂浆单元截面示意图(单位:mm)

表 5 加固后承载力计算参数

项目	参数值
结构重要性系数	1.0
汽车荷载	公路-Ⅱ级
铺装层荷载/(kN·m ⁻¹)	3.0
横向分布系数	0.304
砼截面折减系数	0.96
钢筋截面折减系数	0.95
二次受力钢筋折减系数	0.8

表 6 加固后承载力极限状态基本组合

正截面强度验算结果

单元	极限抗力/(kN·m)		受力类型	抗力是否满足
	设计值	计算结果		
5	456.73	655.6	下拉受弯	是
6	475.08	655.6	下拉受弯	是

表 7 加固后裂缝宽度验算结果

单元	钢筋应力/(kN·mm ⁻²)	裂缝宽度/mm	允许裂缝宽度/mm	是否满足
5	0.11	0.06	0.20	是
6	0.13	0.07	0.20	是

设计规范》验算的极限承载能力满足要求。

根据表 7,通过新加钢筋网-高性能砂浆对火损区进行加固,第二跨左幅最不利受力空心板边板正常使用阶段裂缝宽度满足要求。

4.3 加固前后对比分析

对比加固前后第二跨受力最不利边板及火损后最严重中板的承载能力验算结果,加固方案有效提高了火损后桥梁的承载能力及耐久性能。在荷载效应基本组合下,加固前空心板梁的极限抗力为 442.5 kN·m,不满足原设计规范 JTJ 022-85《公路桥涵设计规范》及 JTJ H11-2004《公路桥涵养护规范》的要求。加固后其极限抗力达 655.6

kN·m,基本组合作用下荷载效应值小于极限抗力值,正常使用状态下最大裂缝宽度为0.07 mm,远小于规范允许的0.2 mm,空心板梁强度及刚度均得到改善(见表8)。维修加固后,该桥实际运营状况良好,未见新增裂缝及其他结构性病害。

表8 桥梁加固前后状态对比(按JTG D62—2004计算)

时间	边板横截面下缘 最大应力/MPa	边板最大 挠度/mm
加固前	12.97	8.54
加固后	13.08	8.18

5 结语

钢筋砼结构火灾后的检测评估是目前桥梁病害检测中的一个新问题,如何采取合适的检测评估方法,并及时提出合理的维修加固方案是一个新挑战。某钢筋砼梁桥火灾受损后根据检测结果采取在梁底采用钢筋网灌注高性能砂浆和粘钢锚固的加固方案,有效提高了桥梁的承载能力,可为钢筋砼梁桥同类病害的检测及维修加固提供参考。

参考文献:

- [1] 侯旭.混凝土梁式桥火灾后检测评估与维修加固技术研究[D].西安:长安大学,2009.

(上接第123页)

好防漏防渗是施工中的重点。

参考文献:

- [1] 王寅峰,吴杰良.武汉青山长江公路大桥南主墩锁口钢管桩围堰设计[J].桥梁建设,2017(1).
- [2] 宋伟俊,张德铭,连泽平,等.南京大胜关长江大桥主墩深水基础施工技术[J].桥梁建设,2008(4).
- [3] 宋伟俊,张德铭.武汉天兴洲公铁两用长江大桥主塔墩深基础施工[J].桥梁建设,2007(2).
- [4] 王东辉,张立超.平潭海峡公铁两用大桥栈桥设计[J].桥梁建设,2015(4).
- [5] 龚晓南,高有潮.深基坑工程设计施工手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.
- [6] 何树凯.跨江大桥水中基础施工方案设计[J].世界桥梁,2014,42(2).
- [7] 凌志平,易经武.基础工程[M].北京:人民交通出版社,2001.

- [2] 吴耀斌.宁德大桥火灾受损检测与加固处理[J].公路与汽运,2011(4).
- [3] 陈鸣,邵永治.加载火烧后的钢筋混凝土梁受力性能的试验研究[J].浙江大学学报:工学版,1993,27(4).
- [4] 姚童刚.新屋桥检测评估与加固研究[D].长沙:中南大学,2012.
- [5] JTG TH21—2011,公路桥梁技术状况评定标准[S].
- [6] JTG H11—2004,公路桥涵养护规范[S].
- [7] JTG/T J22—2008,公路桥梁加固设计规范[S].
- [8] JTJ 022—85,公路碎石及混凝土桥涵设计规范[S].
- [9] 姜冲虎,陈铨恺.新屋桥火损病害处治[J].公路与汽运,2012(5).
- [10] JTG/T J21—2011,公路桥梁承载能力检测评定规程[S].
- [11] JTG D62—2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [12] 姜冲虎,陈铨恺.新屋桥火损病害处治[J].公路与汽运,2012(5).
- [13] 余江滔.火灾后混凝土构件损伤评估的试验及理论研究[D].上海:同济大学,2007.
- [14] 童浩,季晓燕,赵佳军,等.先张法预应力空心板火损评定方法及处治对策[J].公路交通科技,2012,29(3).
- [15] 刘其伟,王峰,徐开顺,等.火灾受损桥梁检测评估与加固处理[J].公路交通科技,2005,22(2).

收稿日期:2018—06—09

- [8] JGJ 120—2012,建筑基坑支护技术规程[S].
- [9] 赵学峰,吴振宏.泰州大桥南塔承台锁口钢管桩围堰设计与施工[J].现代交通技术,2013,10(3).
- [10] 孙宏飞,张飞.大西客运专线晋陕黄河特大桥主墩深水基础锁口钢管桩围堰设计与检算[J].铁道标准设计,2011(增刊).
- [11] 谭晓明,王达变,孔屹松.百色竹洲大桥锁口钢管桩围堰施工技术[J].西部交通科技,2011(9).
- [12] 周洪庆.深水基础锁口钢管桩施工技术研究[J].中小企业管理与科技:上旬刊,2013(2).
- [13] 侯福金,张志刚,李茂政,等.锁口钢管桩插板围堰设计与施工技术要点[J].公路,2009(9).
- [14] 任八峰.钢管桩围堰的设计与实践[J].四川建筑,2012(1).
- [15] 韩勇.锁口钢管桩围堰在南宁五象大桥承台施工中的应用[J].科技信息,2010(15).

收稿日期:2018—03—18