

# UHPC 套箍加固肋拱桥承载力研究

丁鹏<sup>1</sup>, 周建庭<sup>1</sup>, 杨俊<sup>1</sup>, 周璐<sup>1</sup>, 王宗山<sup>1</sup>, 朱超<sup>2</sup>

(1.重庆交通大学, 重庆市 400074; 2.重庆市市政设计研究院)

**摘要:** 针对目前圬工肋拱桥的加固方法存在不少局限性的现状, 该文提出采用力学性能优越的超高性能混凝土套箍加固主拱圈以提高拱桥承载力的思路, 分别探讨了套箍加固圬工肋拱桥的内力和抗力计算原理, 并将上述加固思路应用于重庆市开州区某大型圬工肋拱桥, 结果显示: 采用套箍加固法处治后的拱桥承载力得到明显提升, 而且采用超高性能混凝土新型材料使加固效果更加明显, 桥梁安全储备更充足。

**关键词:** 桥梁工程; 圬工肋拱桥; 套箍加固; 理论分析; 超高性能混凝土

## 1 前言

目前中国存在不少数量的圬工肋拱桥, 要么由于活载增加、石料风化、人为破坏等因素, 导致拱圈承载力下降; 要么由于通行要求提高需要提高现有拱桥承载力。上述两种情况均需要采用有效加固手段来保证圬工肋拱桥满足相应的通行需求。

现有阶段针对圬工肋拱桥的加固方法有粘贴加固法、预应力加固法、增大截面加固法等, 这些方法均存在一定的局限性。其中粘贴加固法由于碳纤维本身材料的脆性、耐火性不好以及钢板易腐蚀等局限使得这种方法受到一定的限制; 预应力加固法施工难度大, 施工工艺复杂, 目前用于梁式桥加固较多, 拱桥加固整治中较少采用; 增大截面法可有效分担后期活载, 然而由于普通混凝土强度和弹模较低, 往往造成加固层截面尺寸较大, 增加了很多的恒载, 降低了原桥承载力的提升效果。综上所述, 寻求新材料或者新技术来有效提升圬工肋拱桥加固后承载力具有重要的研究价值。

作为工程界公认的去 30 年中最具创新性的水泥基工程材料, 超高性能混凝土 (Ultra-High Performance Concrete, 简称 UHPC) 拥有优越的力学性能与耐久性能。拱桥是以受压为主的结构, 将 UHPC 运用到拱桥加固工程中能充分发挥该材料的超高抗压

强度。

## 2 超高性能混凝土材料简介

超高性能混凝土利用超细粉填充水泥基体空隙, 使用高效新型减水剂降低水胶比, 因此其抗压强度高, 耐久性好, 几乎不渗透; 并且钢纤维的掺入使其具有优异的韧性和断裂能, 具体力学参数如表 1 所示。

表 1 超高性能混凝土 (UHPC) 力学参数及对比

混凝土类型	抗压强度/MPa	抗折强度/MPa	弹性模量/GPa	徐变系数
普通混凝土	20~50	2~5	30~40	1.4~2.5
HPC	60~100	6~10	40	—
UHPC	150~230	30~60	40~60	0.2~0.3
UHPC/ 普通混凝土	约 4 倍	约 10 倍	约 1.5 倍	约 0.15
UHPC/HPC	约 2 倍	约 5 倍	约 1.2 倍	—

利用力学性能优越的超高性能混凝土 (UHPC) 材料对圬工肋拱桥进行套箍加固, 有如下优势:

(1) 加固效率高: UHPC 弹模比普通混凝土大 1.5 倍, 根据内力按刚度分配原则, 对于相同尺寸新增截面, 可承担更多活载, 提高加固效果; UHPC 抗压强度比普通混凝土大 4 倍, 抗折强度比普通混凝土大 10

收稿日期: 2018-05-30

基金项目: 国家重点研发计划项目 (编号: 2017YFC0806007); 重庆市人工智能技术创新重大主题专项重点研发项目 (编号: cstc2017rgzn-zdyfX0029); 重庆市科技新星培育工程项目 (编号: KJXX2017018); 重庆市研究生科研创新项目 (编号: CYS17209, CYB18166); 重庆交通大学研究生科研创新项目 (编号: 2017S0101)

作者简介: 丁鹏, 男, 硕士研究生, E-mail: 912481357@qq.com

倍,可有效保证新增截面的承载力,避免新增拱圈由于强度不足,发生破坏。

(2) 耐久性好:UHPC 材料致密,不易受到外部环境的影响,可大幅度地提高桥梁的耐久性,减少后期维修保养费用,降低桥梁全寿命成本。

(3) 经济效益大:UHPC 早期强度增长迅速,蒸养 48 h 后可达标准强度的 80% 以上,且后期收缩徐变几乎为 0,大量缩短施工周期,节约施工成本,为低交通量下加固、甚至是不中断交通加固提供了一种新思路。

(4) 施工可行性好:新旧结构的协调变形是新增截面加固法的关键技术。UHPC 自流性能和自密性能优异,可有效解决由于新增截面尺寸小引起的现场施工过程中新旧结构不能有效结合的问题。

### 3 组合截面承载力计算

#### 3.1 内力计算

增大截面法加固机理:施工过程中,原结构承担原有的恒载,同时与施工支架共同承担加固层的恒载;施工完成后,新增加固层承担部分新增恒载以及部分汽车荷载和温度荷载。增大截面法加固后的结构属于二次受力结构,新增截面的应力和应变均滞后于原截面。

增大截面法加固后的结构内力计算,常用的方法有应力叠加法和刚臂节点位移协调法。在实际操作中,前者是利用 Ansys 等软件进行空间实体单元分析,后者是利用 Midas/Civil 建模,将各梁单元采用刚臂连接,以此来模拟新旧结构间的协调变形。该文采用刚臂节点位移协调法,以平面假定理论为基础,按内力叠加计算活载作用下新旧结构各自分配的内力,如图 1 所示,其中腹部的加固层当作安全储备,不承担荷载。

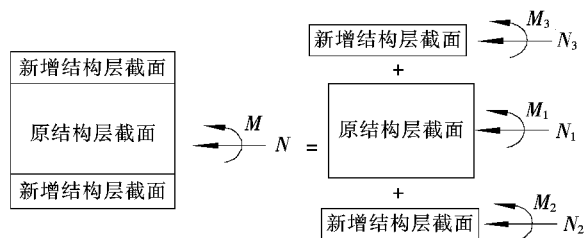


图 1 套箍加固组合截面活载内力分配示意图

根据截面内力平衡条件,可得到各部分截面内力与总内力的关系:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + N_1 l_1 - N_2 l_2 - N_3 l_3 \quad (1)$$

$$N = N_1 + N_2 + N_3$$

式中: $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_3$  为各部分截面到结构组合截面形心轴

的距离。

#### 3.2 抗力计算

结构抗力计算及相关参数取值,按照 JTG D61—2005《公路圬工桥涵设计规范》规定,荷载效应组合值应小于结构抗力效应值:

$$r_0 N_d < \varphi A f_{cd} \quad (2)$$

式中: $r_0$  为结构重要性系数,一、二、三级设计安全等级分别取 1.1、1.0、0.9; $N_d$  为轴向力设计值; $A$  为构件截面面积(组合截面按强度比换算); $f_{cd}$  为石砌体轴心抗压强度设计值; $\varphi$  为构件轴向力的偏心距  $e$  和长细比对受压构件承载力的影响系数。

当偏心距  $e$  超过 JTG D61—2005《公路圬工桥涵设计规范》规定的限值时,构件承载力按式(3)计算:

$$r_0 N_d \leq \frac{\varphi A f_{tmd}}{(Ae/W - 1)} \quad (3)$$

式中: $W$  为构件受拉边缘的弹性抵抗矩(组合截面按弹性模量比换算); $f_{tmd}$  为构件受拉边缘弯曲抗拉强度设计值。

结构抗力需按照 JTG/T J21—2011《公路桥梁承载能力检测评定规程》确定检算系数  $Z_1$  以及截面折减系数  $\xi_c$ ,按下式进行验算:

$$r_0 S \leq R(f_d, \xi_c, a_d) Z_1 \quad (4)$$

式中: $S$  为荷载效应函数; $R(\cdot)$  为抗力效应函数; $f_d$  为材料强度设计值; $a_d$  为结构的几何尺寸。

### 4 实例分析

#### 4.1 大桥简介及模型建立

该座圬工肋拱桥位于重庆市开州区,桥梁全长 210 m,上部结构采用  $(3 \times 55 + 2 \times 10)$  m 空腹式双肋形式,桥面宽 8 m,布置为 0.5 m(护栏)+7 m(行车道)+0.5 m(护栏),桥梁下部结构为重力式 U 形桥台、明挖扩大基础。设计荷载为:汽车—20 级。该桥为砖、石砌筑的大桥,且超负荷运营多年,上、下部结构以及桥面系病害较严重。按照 JTG/T H21—2011《公路桥梁技术状况评定标准》对该大桥技术状况进行评定,结果如表 2 所示。

表 2 肋拱桥技术状况评定

部件	得分	权值	评估等级
上部结构	$SPCI=61.0$	0.40	3 类
下部结构	$SBCI=85.4$	0.40	2 类
桥面系	$BDCI=64.2$	0.20	3 类
桥梁总体技术状况	$Dr=71.4$		3 类

该桥设计荷载为汽车—20 级,为确保桥梁满足通行交通需求,按照公路—Ⅱ级荷载进行承载力验算,结果表明主桥主拱圈部分截面承载力不足,需要通过加固提高承载力。加固方案为:主桥主拱圈每片拱肋采用混凝土套箍层对左拱脚至 2<sup>#</sup>立柱、右拱脚至 9<sup>#</sup>立柱区段进行封闭套箍加固。拱肋侧面加固层厚均为 12 cm,拱背及拱腹加固层为 22 cm。加固层材料分别采用 C40 混凝土与超高性能混凝土(UHPC)进行对比分析。

大桥采用 Midas/Civil 进行建模计算分析,有限元模型如图 2 所示。几何参数采用现场实测值,主拱圈拱轴线形为全站仪实测线形;材料参数取值依据 JTG D61—2005《公路圬工桥涵设计规范》中相关规定,主拱圈、腹拱圈、引桥拱圈砌体材料均为半细料石 MU40,砂浆 M10,轴心抗压强度设计值为 4.472 MPa,弯曲抗拉强度设计值为 0.086 MPa。

加固后模型为在加固前模型的基础上,建立加固层的单元及截面,假定截面受力时符合平截面假定,新

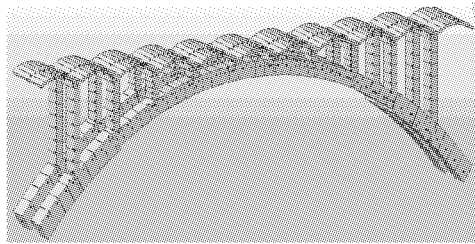


图 2 肋拱桥有限元模型

旧结构界面无相对滑移,连接方式为弹性连接的刚接,目的是使新旧拱圈单元形成刚臂单元,被连接的两个节点具有相同的自由度,没有刚性连接的从属关系。

4.2 结果分析

(1) 强度方面

根据加固前后有限元模型分别提取主拱圈控制截面处恒载、汽车活载作用下的轴力  $N$  和弯矩  $M$ ,并按荷载工况进行组合,加固前后主拱圈承载力计算结果如表 3~5 所示。

从表 3~5 可知:① 加固前,各关键截面承载力富

表 3 加固前主拱圈承载力验算

工况	截面	$M/$ (kN·m)	$N_j/$ kN	$e_y/$ m	$[e]=0.6s$	$N_u/$ kN	富余量/ %
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Max	拱脚截面	1 438	—10 810	0.133 0	0.372	9 745	—11
	L/8 截面	—352	—9 719	0.036 2	0.372	10 978	11
	L/4 截面	750	—8 951	0.083 8	0.372	10 514	15
	3L/8 截面	1 075	—7 840	0.137 1	0.372	9 672	19
	拱顶截面	1 672	—7 594	0.220 1	0.372	8 045	6
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Min	拱脚截面	—878	—12 015	0.073 1	0.372	10 647	—13
	L/8 截面	—1 098	—10 928	0.100 4	0.372	10 281	—6
	L/4 截面	—575	—10 043	0.057 3	0.372	10 814	7
	3L/8 截面	—101	—8 678	0.011 7	0.372	11 079	22
	拱顶截面	696	—8 332	—0.083 5	0.372	10 518	21

注:① 富余量 $= (1 - |N_j/N_u|) \times 100\%$ ;富余量 $<0$ ,表示承载力不满足要求;②  $M$ 、 $N_j$ 、 $e_y$ 、 $[e]$ 、 $N_u$  分别为弯矩、轴力、偏心距、偏心距限值、抗力; $s$  为截面重心轴至偏心方向截面边缘的距离。下同。

余量明显偏低,其中主桥主拱圈左右拱脚、L/8 截面承载力不满足要求,需进行加固提高承载力;② 采用现浇 C40 钢筋混凝土套箍层封闭加固技术加固后,主桥主拱圈各截面承载力均有所提高,能够满足使用要求,达到了提高承载力的目的。但是 1/4 截面富余量明显不足,安全储备不够,同样会影响桥梁的行车安全;③ 采用超高性能混凝土(UHPC)套箍层封闭加固技术加固后,主桥主拱圈各截面承载力提升效果显著,不仅消

除了承载力不足的截面,同时富余量较 C40 混凝土也有较大的提高,为行车安全提供更多的保障。

(2) 刚度方面

按照规范要求,拱桥应满足在短期效应组合作用下,一个桥跨范围内的正负变形的绝对值之和的最大值不应大于计算跨径的 1/1 000。该桥选择半跨的 L/4 截面与拱顶截面进行变形计算,结果如表 6 所示,均满足刚度要求。

表 4 C40 混凝土套箍加固后主拱圈承载力验算

工况	截面	$M/$ (kN·m)	$N_j/$ kN	$e_y/$ m	$[e]=0.6s$	$N_u/$ kN	富余量/ %
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Max	拱脚截面	324	—11 530	0.028 1	0.615 7	15 078	23.53
	L/8 截面	—922	—10 179	0.090 6	0.615 7	12 457	18.29
	L/4 截面	443	—9 343	0.047 4	0.372 0	9 637	3.05
	3L/8 截面	874	—8 179	0.106 8	0.372 0	9 183	10.93
	拱顶截面	1 446	—7 916	0.182 7	0.372 0	8 798	10.03
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Min	拱脚截面	—4 574	—12 737	0.359 1	0.615 7	15 040	15.31
	L/8 截面	—2 020	—11 418	0.176 9	0.615 7	13 678	16.52
	L/4 截面	—651	—10 501	0.062 0	0.372 0	10 768	2.48
	3L/8 截面	—202	—9 088	0.022 2	0.372 0	11 048	17.74
	拱顶截面	655	—8 700	—0.075 3	0.372 0	10 621	18.09

表 5 超高性能混凝土套箍加固后主拱圈承载力验算

工况	截面	$M/$ (kN·m)	$N_j/$ kN	$e_y/$ m	$[e]=0.6s$	$N_u/$ kN	富余量/ %
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Max	拱脚截面	277	—10 257	0.027 0	0.615 7	13 642	24.81
	L/8 截面	—789	—12 245	0.064 4	0.615 7	16 732	26.82
	L/4 截面	327	—8 642	0.037 8	0.372 0	9 846	12.23
	3L/8 截面	852	—9 271	0.091 9	0.372 0	11 269	17.73
	拱顶截面	1 328	—6 973	0.190 4	0.372 0	8 327	16.26
1.2×恒载+ 1.4×公路 —Ⅱ级 Min	拱脚截面	—3 674	—10 681	0.344 0	0.615 7	14 568	26.68
	L/8 截面	—1 865	—9 864	0.189 1	0.615 7	13 528	27.08
	L/4 截面	—579	—8 947	0.064 7	0.372 0	9 823	8.92
	3L/8 截面	—235	—9 327	0.025 2	0.372 0	10 987	15.11
	拱顶截面	598	—8 876	0.067 4	0.372 0	11 281	21.32

表 6 主拱圈变形计算结果 mm

截面	原结构位移	RC 加固后位移	UHPC 加固后位移
L/4 截面	15.5	11.7	9.8
拱顶截面	30.3	25.4	15.5

明显,桥梁安全储备更多。

(2) 针对此类圬工肋拱桥加固施工,建议对原桥以最小的扰动与损伤,全桥施工应遵循自下而上的原则,其中拱圈采用 UHPC 加固时需进行高温蒸养,应提前做好养护方案。

5 结论

(1) 依托实际工程,针对重庆市开州区境内某座圬工肋拱桥进行加固前后承载能力对比计算分析,结果表明:采用套箍加固法处治后的桥梁承载能力得到明显提升,同时采用 UHPC 材料可以使加固效果更加

参考文献:

[1] 石飞,周建庭,莫喜晶,等.肋拱桥关键截面箱型转换加固技术试验研究[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2009(4).  
[2] 陈峰,阎路.浅谈桥梁加固技术的应用[J].科技资讯,2009(25).  
[3] 姚美英.桥梁加固的几种常见的方法[J].科技信息,2007(21).

# 密索体系地锚式斜拉桥组合式换索顺序研究

孙仕<sup>1</sup>, 张谢东<sup>1</sup>, 吕利芹<sup>1</sup>, 秦川<sup>2</sup>

(1.武汉理工大学 交通学院, 湖北 武汉 430063; 2.湖北交通规划设计院 十堰分院)

**摘要:** 为研究地锚式斜拉桥合理的换索施工顺序,结合某换索工程实例,建立该桥有限元杆系模型并进行数值计算。结合5种换索工况,讨论不同工况下换索顺序和换索数目对索力重分布及主梁、主塔线形的影响,由此提出一种安全、有序且高效的组合式换索方案。结果表明:地锚的存在大幅提高了换索时边跨拉索的安全性,中跨长索的更换对结构影响较大,根据拉索长短采用不同的换索顺序组合可以提高换索效率。

**关键词:** 地锚式斜拉桥; 换索顺序; 换索数目; 索力重分布; 线形控制

随着新材料的发展与建造工艺的不断革新,国内斜拉桥建设飞速发展。作为斜拉桥的主要承力构件,拉索连接着主梁与主塔,起着重要的传力作用。由于与主梁呈不同角度倾斜,拉索不仅会提供竖向的拉力,还提供了强大的轴向压力,这对于主梁抵抗弯矩是有利的。然而,布置在梁体外部且长期处于高应力状态下的拉索,直接受到环境荷载(温度、湿度等)影响,很容易受到不同程度的侵蚀而损坏甚至断裂。尽管合理的防护可以延长拉索的使用寿命,但实际效果却往往不尽如人意。对于运营多年的老桥,换索成为解决拉索锈蚀问题的唯一方法。换索包括卸除旧索和安装新索两个步骤,如果任意一根拉索的索力发生变化,则其他拉索的索力会重新分布直至一个新的平衡状态,从而导致整个结构的内力线形都会发生相应的改变,尤其是对于刚度较小的主梁变化更为明显。一般而言,拉索的设计安全系数较大,卸索引起的索力增大不足以达到拉索的承载极限,但对于整体锈蚀严重的拉索,索力的突然增大可能会引起自身断裂甚至产生连锁效

应导致桥梁垮塌。合理的换索顺序可以规避这一风险。目前国内外已有多座斜拉桥实施了换索,该文结合一地锚式斜拉桥换索实例,通过建立该桥有限元杆系模型,从换索顺序及数目的选择讨论不同换索工况下索力重分布与结构线形变化,并针对地锚式斜拉桥这一特殊桥型提出一种不同工序组合式换索方案。

## 1 换索顺序与数目选择

对于换索方案的确定,主要考虑两点:

(1) 整体换索顺序的确定。按照秦顺全提出的无应力状态控制法,结构单元的无应力状态与结构体系及外荷载无关,拉索无应力索长只能由张拉改变。在保证体系安全的前提下,更换的拉索只要张拉到设计成桥状态的无应力索长,在全桥换索完成后即为目标成桥状态而不用二次调索。因此在理论上拉索的更换顺序是任意的。为便于施工组织,换索工程一般按顺序进行,对于锈蚀严重的拉索采取优先更换。史国刚

- \*\*\*\*\*
- [4] 陈宝春,季韬,黄卿维,等.超高性能混凝土研究综述[J].建筑科学与工程学报,2014(3).
  - [5] 王德辉,史才军,吴林妹.超高性能混凝土在中国的研究和应用[J].硅酸盐通报,2016(1).
  - [6] 冯乃谦.高性能混凝土与超高性能混凝土的发展和应用[J].施工技术,2009(4).
  - [7] 周磊,周建庭,黄灿,等.复合主拱圈加固石拱桥关键技术研究[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2011(4).
  - [8] 周建庭,黎小刚,屈建强,等.复合主拱圈加固石拱桥力学

- 性态分析[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2010(6).
- [9] 黄海东,向中富,刘剑锋,等.基于组合截面内力分配的拱桥加固内力计算方法[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2008(2).
- [10] JTG D61-2005 公路圬工桥涵设计规范[S].
- [11] JTG/T J21-2011 公路桥梁承载能力检测评定规程[S].
- [12] JTG/T H21-2011 公路桥梁技术状况评定标准[S].

收稿日期:2018-11-02

作者简介:孙仕,男,硕士研究生,E-mail:sunshi@whut.edu.cn