

# 劣化拱轴线石拱桥的综合加固整治技术

周建庭<sup>1</sup>, 沈小俊<sup>2</sup>, 郝 祎<sup>3</sup>, 羊 勇<sup>4</sup>, 刘思孟<sup>1</sup>, 庞国栋<sup>1</sup>, 周科文<sup>1</sup>

(1. 重庆交通大学 重庆市 400074; 2. 重庆市交通委员会基本建设工程质量监督站 重庆市 400067;

3. 重庆市交通委员会 重庆市 400021; 4. 四川省公路质检站 成都市 610041)

**摘 要:** 分析了石拱桥发生不可恢复的永久性变形的原因,及由此而引起的对拱桥结构承载力的不利影响。结合一座劣化拱轴线石拱桥提出了综合加固整治技术,并通过荷载试验验证了加固技术的实用性和科学性。该综合加固整治技术可望为劣化拱轴线石拱桥的加固整治提供借鉴作用。

**关键词:** 石拱桥; 永久性变形; 套箍加固; 荷载试验

石拱桥属于圬工结构,主要承受压力,其抗弯能力差,因此选用合理的拱轴线可以减小结构产生的弯距,从而充分发挥圬工材料抗压的性能。然而,在实际施工或运营中,往往由于如下原因会导致主拱圈发生不可恢复的永久性变形。

(1)施工时拱架本身未按设计要求进行,由于施工时拱架放样与设计图有出入,造成主拱圈发生了永久性变形。

(2)施工时主拱圈支架刚度不足,发生了变形,而此时浆砌块石主拱圈未达到设计强度,造成主拱圈随拱架一起发生了不可恢复的永久性变形。

(3)因砂浆不饱满或强度偏低,造成主拱圈在卸落拱架后的短期内,由于浆砌块石随着砂浆层的塑碎而发生永久性变形。

(4)荷载营运引起变形,由于主拱圈强度和刚度偏低,在后期荷载作用下,随着裂缝的扩展、砂浆的脱落而发生不可恢复的永久性变形。

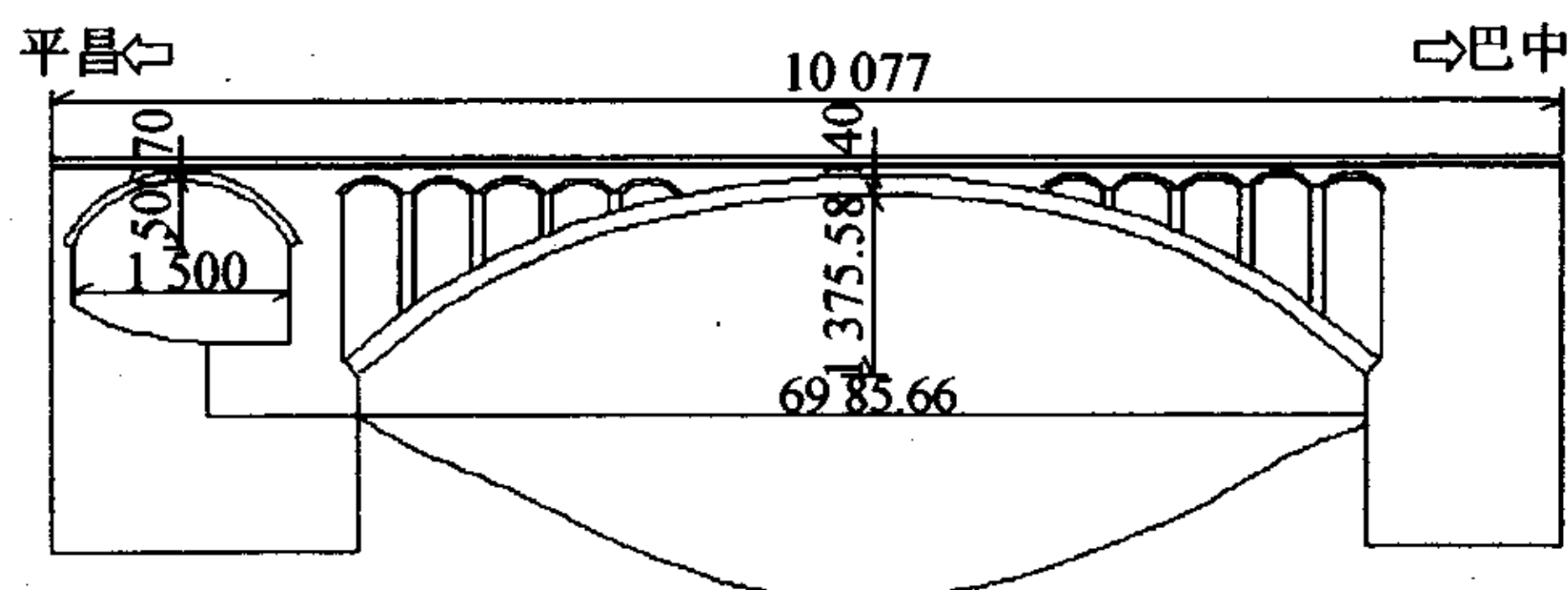
由于桥梁的实际拱轴线发生了变形,拱轴线已不是理想的拱轴线或设计拱轴线,使得桥梁实际承载力下降,且随着变形量的增大而下降得较快,致使拱桥结构某些截面因内力的变化而产生承载力不足的现象。

现以一座劣化拱轴线实桥为例,阐述针对此类病害石拱桥的综合加固整治技术。

## 1 工程概况

四川省巴中市平昌县秧田沟大桥位于省道

S202 线(广开路)上,跨越秧田沟,桥长100.77 m,主跨为一悬链线空腹式石拱桥,净跨径70 m,净矢高14 m,主拱圈厚度1.4 m;平昌岸有一引孔,引孔净跨径15 m,净矢高5 m,拱圈厚度0.7 m。该桥建于1996年,根据2004年国内某大学结构检测中心对该桥的鉴定,该桥属于危桥,需废弃作重建处理。桥梁现状图如图1。



单位:cm

图1 秧田沟桥现状

为了挽救该桥,项目组做了进一步现场观察和勘测,分析确认该桥存在以下严重病害:主跨跨中段桥面下沉趋势明显;主拱拱脚下缘砌石开裂较多;主跨主拱砌缝存在较为普遍的黄泥砌缝;主拱局部有渗水现象,少量砌石尺寸不足;凹陷深度5~15 cm;部分主拱砌缝不饱满或有空洞;部分横墙的砌石有局部缺损,但程度较轻,横墙顶端少数区段有渗水痕迹;15 m跨引孔主拱下缘发现砌石有开裂现象,且局部区域渗水情况较为严重,主拱、腹拱砌缝砂浆强度低且空洞多,与砌石间的粘结强度不足。



其中,最为严重的病害是主拱圈(特别是拱顶区段)出现明显的下挠,主拱圈拱轴线已劣化。与设计拱轴线相比,最大变形值近 40 cm,且是不对称变形。

针对上述病害,如拆除重建方案,势必中断交通,影响整个公路工程的改建速度,直接经济损失 300 万元以上,并造成相当不好的社会影响。因此,

决定对该桥进行加固维修。

## 2 综合加固整治技术

### 2.1 加固前承载力检算

采用 MIDAS 程序对该桥进行建模验算,主拱圈共分 36 个单元,表 1 列出了该桥在原汽车—20 级,挂车—100 荷载作用下控制截面的验算结果。

表 1 加固前桥梁内力分析

截 面	容许应力法			极限状态法		
	$\sigma_{\max}/\text{MPa}$	$[\sigma]/\text{MPa}$	结论	$N_j/\text{kN}$	$N_u/\text{kN}$	结论
拱脚	4.679 4	3.314 9	不满足	45 841.57	33 857.02	不满足
L/4	4.326 2	3.710 4	不满足	36 475.31	34 111.75	不满足
3L/8	3.863 8	3.693 9	不满足	33 695.59	28 369.25	不满足
拱顶	3.810 1	3.561 0	不满足	33 189.39	24 990.18	不满足

注:表中正值表示压(应)力。

由表 1 可看出,该桥在加固前不能满足原汽车—20,挂车—100 荷载营运要求,需进行加固整治。

### 2.2 综合加固整治技术

该桥的加固主要采用 3 种技术。

#### 2.2.1 压力灌浆技术

为了增强原主拱圈的受力整体性及防止砂浆裂缝的进一步扩展,采用压力灌浆加固技术处治主拱圈。灌浆的施工工序为:

裂缝清理→钻孔埋嘴→压水(气)试验→配制浆液→灌注浆液→封闭灌浆嘴。

灌浆压力介于 1.2~2.5 MPa 之间,水泥砂浆标号不低于 M20。

#### 2.2.2 钢筋混凝土套箍封闭主拱圈加固技术

为了提高原桥的受力整体性和承载力,增强结构的耐久性能,采用变截面钢筋混凝土套箍封闭主拱圈技术对该桥主拱圈进行加固。即沿主拱圈外环现浇增设一层钢筋混凝土套箍层,利用截面增大、断裂力学及“套箍效应”3 个机理,达到提高原桥承载力的目的。施工工序为:

主拱圈表面凿毛→安设主拱圈砂浆锚杆→主拱圈纵横钢筋就位→现浇钢筋混凝土套箍层→混凝土养生。为使主拱圈受力更为合理,钢筋混凝土套箍层沿纵向采用变截面的型式。

#### 2.2.3 桥面系减载改造技术

考虑到该桥主拱圈已发生严重变形,故采用减载技术予以减小桥梁在施工阶段及加固竣工后的内力值。减载从以下两方面进行:一是换填桥面铺装,

即把原厚重的泥结碎石桥面换填为轻质的碳渣水稳层钢筋混凝土桥面;二是将原有的重质石栏杆更换为轻质钢筋混凝土栏杆。

#### 2.2.4 实施工序

加固工程中合理的施工工序对于拱桥结构的内力调整起着关键作用。同样的加固技术,如加固工序不合理,可使桥梁在施工过程中承载力不能满足要求;而采取合理的加固工序,可使桥梁在施工过程中,内力调整到最小状态,加固竣工后桥梁承载力能满足要求。因此,桥梁加固施工中,应精细组织,选取合理的施工工序。

本次加固施工过程中,结合压力灌浆技术、钢筋混凝土套箍封闭主拱圈加固技术以及桥面系减载改造技术,采用的施工工序<sup>[3]</sup>如下。

首先进行灌浆技术处理,其次套箍层采用节段法施工,且套箍层施工与桥面系的减载工序相结合,通过调整主拱圈的内力,以期获得桥梁在施工阶段的内力最小的结果。最后进行桥面系的改造。

### 2.3 加固后承载力检算

通过确定的加固技术对该桥加固后,表 2 列出了加固后控制截面的应力、内力计算结果。

由表 2 可看出,加固后全桥能满足原汽车—20 级,挂车—100 荷载营运要求,达到了预期的加固效果。

## 3 荷载试验及结果分析

该桥加固后进行了荷载试验,其目的为评估加固后桥梁的实际承载能力和整体状况,为加固后桥



表 2 加固后桥梁承载力检算结果

截 面	容许应力法						极限状态法		
	加固后拱圈边缘换算应力/MPa			原拱圈边缘应力/MPa			$N_j/\text{kN}$	$N_u/\text{kN}$	结论
	$\sigma_{\max}$	$[\sigma]$	结论	$\sigma_{\max}$	$[\sigma]$	结论			
拱脚	1.547 3	2.92	满足	3.864 7	4.35	满足	41 846.7	75 248.7	满足
$L/4$	1.586 8	3.42	满足	3.037 2	4.35	满足	31 446.1	65 603.0	满足
$3L/8$	2.078 1	4.35	满足	2.765 0	4.35	满足	30 745.1	55 368.4	满足
拱顶	2.114 7	4.44	满足	2.937 7	4.35	满足	30 567.0	54 176.5	满足

注:1. 表中正值表示压(应)力;  
2. 表中换算应力指的是加固层混凝土应力换算为原砌体应力。

梁的竣工验收提供科学依据。试验内容主要实测试验荷载作用下结构的应变和挠度。

3.1 挠度检测结果及分析

在试验荷载作用下,全桥挠度实测值与计算值比较见表3,表中数据取向下为正,除偏载工况外,表中同一测点位置的不同测点的实测值取平均值。

表 3 挠度实测值与计算值比较 mm

工况编号	数值	测点位置	
		1/4 截面	跨中截面
工况一	实测值	-0.1	1.83
	计算值	-0.46	1.89
	$h$	/	0.97
工况三	实测值	0.6	1.75
	计算值	0.62	2.03
	$h$	0.97	0.86
工况五	实测值	0.21	0.63
	计算值	0.3	0.66
	$h$	0.91	0.95

从表 3 中的结果可以看出,除个别绝对值很小的测点外,其余大部分测点的挠度效应系数在 0.7~0.97 之间,处于正常范围,由于桥面较窄,偏载效应不明显。表中挠度实测值正负绝对值之和最大为 1.93 mm,小于《公路圬工桥涵设计规范》(JTGD61-2005)规定的  $L/1\,000=70\text{ mm}$ ,满足要求。

综上所述,挠度测试检测与计算结果符合较好,满足试验要求。

3.2 应变检测结果及分析

在试验荷载作用下,各个工况应变实测值与计算值比较见表 4。

从表中数据可以看出,全桥应力结构效应系数均在 0.66~0.96 之间,处于正常范围,由于桥面较

表 4 各工况下应变结构效应系数  $\mu\epsilon$

工况编号	测点位置	实测值	计算值	效应系数 $\eta$
工况一	拱顶截面下缘	-12.75	-13.65	0.78
工况三	拱脚截面上缘(巴中侧)	15.4	23.31	0.66
	拱脚截面下缘(巴中侧)	-14.25	-18.32	0.78
工况四	1/4 截面下缘	-15.6	-16.32	0.96
工况五	拱脚截面上缘(平昌侧)	-11.8	-13.99	0.84
	拱脚截面下缘(平昌侧)	12.75	15.98	0.8

注:表中数据以受压为正,受拉为负,除偏载工况外,表中同一测点不同位置的不同测点的实测值取为平均值(除个别离散较大的测点)。

窄,偏载效应不明显。

从应变的实测结果看,在试验荷载作用下,卸载后回零良好,未见残余变形。检测结构受力及变形均处于弹性状态,静载试验过程中未发现主拱圈混凝土开裂。

综上所述,应变测试与计算结果符合较好,满足试验要求。

4 结论

文中工程实例的成功加固表明该套综合加固整治技术是可行的,对于改善劣化拱轴线石拱桥的受力状态其效果是明显的,可望为以后同类型桥梁的加固设计及施工提供一定的借鉴作用。

参考文献:

[1] 周建庭. 钢筋混凝土套箍封闭主拱圈加固拱桥研究[J]. 公路, 2002, (1).  
[2] JTGD61-2005, 公路圬工桥涵设计规范[S].  
[3] 周建庭. 石拱桥合理加固工序及内力分析[J]. 公路, 2005, (4).  
[4] 杨文渊, 徐奔. 旧桥加固与改造[M]. 北京: 人民交通出版社, 1989.