

# 南宁市邕江大桥加固维修设计施工技术

许宏元 侯旭 慕玉坤 樊茂林 刘洋 刘志梅 兰燕

(中交第一公路勘察设计研究院有限公司 陕西西安 710075)

**摘要:**南宁市邕江大桥建于1964年,为中国最早采用闭口薄壁杆件理论设计的一座悬臂式钢筋混凝土薄壁箱型城市桥梁。受当时设计理念的局限及交通量不断增加的影响,该桥设计荷载等级偏低,已不满足目前荷载的使用要求;加上经45年的运营,已出现了多种病害。采用OVM无粘结体外预应力体系进行加固,以减小在加固过程中对原结构的二次损伤。在设计中对齿板在构造上进行合理的优化设计,使齿板的受力处于良好状态;同时在施工方法上进行优化,使新增齿板与原结构连接可靠;在张拉过程中采用“悬浮式”张拉法,从而有效防止张拉过程中对工作夹片的损伤。通过采用上述无粘结体外预应力等主要加固措施,较好地改善了结构受力。

**关键词:**邕江大桥 病害 加固维修 体外预应力 碳纤维布

## 1 项目总体介绍

### 1.1 桥梁概况

南宁市邕江大桥位于南宁市主城区,于1960年1月全面动工,经过4年多的紧张施工,于1964年7月正式通车,从此结束了南宁人靠摆渡过江的历史。邕江大桥为中国最早采用闭口薄壁杆件理论设计的一座悬臂式钢筋混凝土薄壁箱型城市桥梁,该桥的建成代表了当时国内桥梁架设的较高水平,在中国的桥梁史上留下了浓墨重彩的一笔。

邕江大桥建成40多年来运营稳定,为南宁市的城市发展做出巨大的贡献。由于邕江大桥作为南宁市的城市交通枢纽,建成后一直是连接南宁市江北区与江南区最为方便、快捷的过江通道,每天人流、车流量巨大,多年来始终处于满负荷使用状态,近几年桥体主要构件出现不同程度的开裂现象,现已影响到大桥的正常运行。亟待进行全面的维修加固。邕江大桥实景照见图1。



图1 邕江大桥实景

注:《南宁市邕江大桥加固维修工程》项目获第三届欧维姆预应力技术奖三等奖。

邕江大桥全长394.6m,桥梁全宽24.6m,原设计荷载等级为汽-18级,拖-80。桥梁结构跨径组成为(45+16)m(单悬臂简支梁)+23m(挂孔)+(16+55+16)m(双悬臂简支梁)+23m(挂孔)+(16+55+16)m(双悬臂简支梁)+23m(挂孔)+(16+45)m(单悬臂简支梁)(见图2所示)。上部结构为两个独立的单箱三室截面,箱梁之间通过支承于箱梁悬臂上的简支板连接;在墩台处设置刚接的连续横隔梁,其余的横隔梁均为简支结构,用以支承煤气、水管管道。下部结构北岸为埋置式桥台,南岸为U型桥台。桥墩采用双柱式,支承于分离式沉井基础上。1号墩和4~6号墩为筑岛及就地预制沉井基础,2号墩及3号墩因施工水位深达11m,采用预制双层薄壁钢筋混凝土浮运沉井。

邕江大桥上部主要承重结构采用25号混凝土,主要受力钢筋采用5号钢。上部结构主要材料参数见表1。箱梁顶板全宽1157.5cm,顶板厚度为16cm,腹板厚度为20cm,底板厚度为18cm,双悬臂梁底曲线按照二次抛物线变化。邕江大桥单悬臂端断面图见图3。

### 1.2 结构主要病害

#### 1.2.1 上部结构主要病害

上部结构主要病害表现为箱梁开裂。

依据2005年12月《南宁市邕江大桥承载能力检测及安全评估报告》,该桥箱梁共有裂缝7642

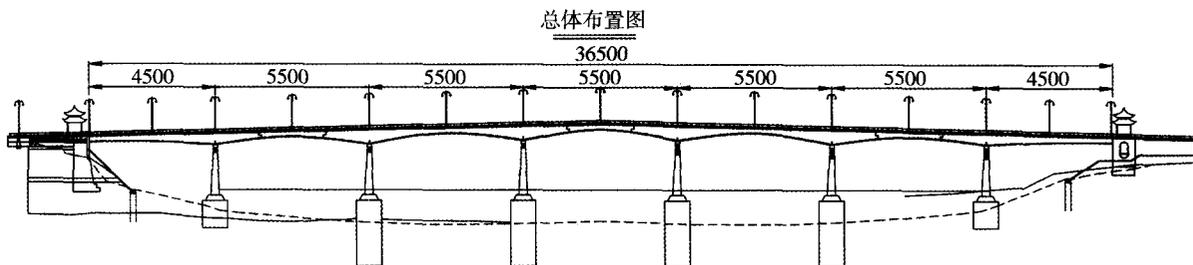


图2 邕江大桥总体布置图

表1 上部结构主要材料参数表

上部结构混凝土标号	钢筋等级
25	5号钢

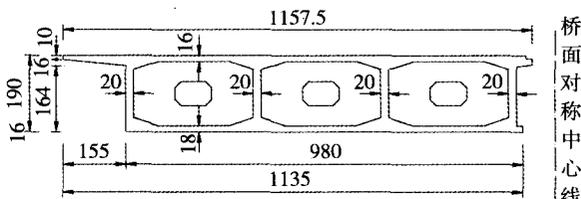


图3 邕江大桥箱梁悬臂端断面示意图

条，其中宽度大于0.15mm的裂缝有4346条，宽度小于0.15mm的裂缝有3296条。相对于1969年、1980年、1995年、1998年的桥梁检测结果，裂缝宽度和数量均呈明显增长趋势。箱梁典型裂缝及裂缝发展趋势图见图4。

测结果相比，2005年检测的裂缝宽度、数量增加较多。

(2) 箱梁腹板斜向开裂

该桥箱梁腹板可见斜裂缝，多集中于反弯点处，且大部分缝宽超过0.2mm，个别缝宽达0.5mm，典型病害见图5。

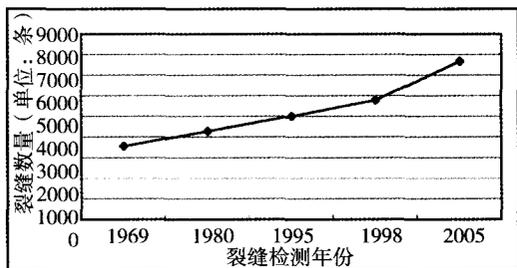
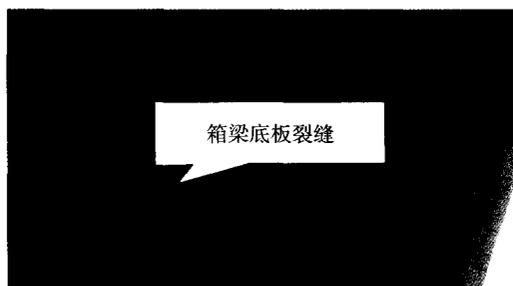


图4 箱梁典型裂缝及其发展趋势图

(1) 箱梁支点顶板横向开裂

该桥支点负弯矩区箱梁顶板出现大量横桥向裂缝，且大部分裂缝已贯通箱梁顶板，并向两侧腹板延伸，缝宽多在0.1~0.5mm间，个别缝宽达到1.0mm，远超出《城市桥梁养护技术规范》(CJJ99-2003)第5.4.2条要求。与1998年的检

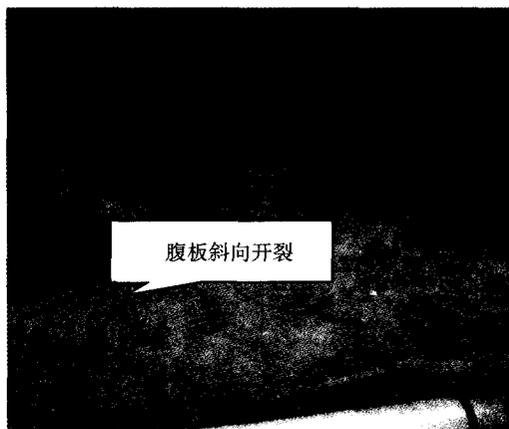


图5 腹板斜向开裂

(3) 挂梁端部及箱梁牛腿斜向开裂

该桥大部分挂梁牛腿均有开裂现象，且大部分裂缝超过0.2mm，须对其进行加固处理。病害见图6。

(4) 挂梁跨中梁底存在横向裂缝，大部分裂缝比较细小，部分缝宽超过0.2mm。

1.2.2 下部结构主要病害

- (1) 2号墩盖梁上游悬臂开裂。
- (2) 桥台通道墙身存在较多裂缝，最大裂



图6 腹板斜向开裂

缝宽度22mm, 墙身向台后方向产生水平位移; 混凝土表面可见局部破损剥落。

### 1.2.3 其他病害

#### (1) 伸缩缝

伸缩缝内填有较多砂石, 影响伸缩缝的正常使用功能。

#### (2) 支座

桥墩支座存在不同程度的锈蚀;

挂梁支座严重锈蚀, 已经不能正常转动和滑动。

#### (3) 混凝土碳化深度

经检测, 箱梁混凝土碳化深度5~11.2mm; 挂梁最大碳化深度18.1mm; 桥墩和盖梁混凝土碳化深度10~30mm, 部分已经达到钢筋表面。

#### (4) 钢筋锈蚀电位测试

钢筋的实测锈蚀电位测试值均在-200mv以上, 且相邻电极电位差在100~150mv之间。邕江大桥经过45年多的运营, 大部分钢筋已处于锈蚀的临界点, 低电位一侧可能已存在锈蚀。

### 1.3 受力性病害原因分析

邕江大桥作为中国最早采用闭口薄壁杆件理论设计的悬臂式钢筋混凝土箱型薄壁城市桥梁, 经过45年的运营, 出现上述病害的原因是多方面的。

深入剖析邕江大桥不同部位存在的不同病害的原因, 是提出科学合理、经济安全、施工简便快捷的加固设计方案的前提。

(1) 根据已有大量的工程实例以及对邕江

大桥实际情况的调查, 分析认为造成出现此类病害的最主要也是最直接的原因是由于当时设计荷载等级较低。同时, 随着南宁市经济的发展, 作为连接江北区与江南区的枢纽, 邕江大桥多年来一直处于超负荷运营状态, 使得结构的承载能力已不能满足目前运营荷载的使用要求, 最终导致结构在支点负弯矩区域, 箱梁顶板出现横向裂缝;

(2) 结合邕江大桥的实际情况, 邕江大桥最初的设计理念是基于薄壁杆件理论, 箱梁顶板、底板以及腹板尺寸薄弱, 其中顶板厚度仅为16cm, 并且箱梁混凝土采用的是25号低标号混凝土。桥梁结构的设计理念和方法经过几十年的发展, 从现在的设计理念再回首邕江大桥当初设计时所采用的截面尺寸以及混凝土标号, 明显可以看出此种设计已不能适应目前的实际交通发展状况。

(3) 由于邕江大桥建成于上世纪60年代, 建成年代距今已有45年, 结构关键部位混凝土开裂、缺损、破裂以及钢筋在外界环境影响下的锈蚀, 使得原本箱梁截面尺寸偏于薄弱的结构之刚度不断削弱。基于以上因素, 结构在外界环境影响下造成的缺陷与超负荷运营以及设计尺寸较小三者相辅相成, 循环作用影响下, 使得结构出现上述病害。

(4) 同时, 对于箱梁结构, 温度的影响也是结构出现病害一个重要的原因。太阳直射桥面, 桥面温度急剧上升, 而靠近水面的底板温度较低, 两者形成温度梯度, 温度梯度以腹板剪力流的方式使底板产生拉应力, 对于抗剪性较差的薄壁箱梁, 剪应力过大很容易引起腹板斜裂缝。

(5) 针对桥台通道墙身存在较多裂缝以及墙身向台后方向发生水平位移的现象, 经过现场实际情况调查, 主要是由于主梁与桥台背墙抵死限制了主梁的正常伸缩变形所致。

总之, 经过分析认为邕江大桥出现目前病害的主要原因可以归结为两点:

(1) 交通量的增加以及大桥常年的超负荷运营;

(2) 较低的结构混凝土标号和偏于经济的结构设计尺寸。

## 1.4 加固设计方案

### 1.4.1 加固设计需考虑的控制因素

邕江大桥由于修建年代较早,受当时的设计理念及交通量影响,该桥原设计荷载等级偏低,且原设计采用的承重构件混凝土标号与现在设计通常采用的混凝土标号相比较低。要保证对该桥的加固处置能够达到预期效果,必须充分考虑下述几个控制性因素:

(1) 由于该桥采用的是薄壁构件结构,箱梁顶板、底板及腹板尺寸相对较小,尤其顶板板尺寸仅为16cm。因此,加固设计中应充分考虑不同加固方案的二次损伤对原结构的不利影响,应尽量将损伤程度控制在允许范围内。

(2) 该桥作为一座跨江大桥,桥下邕江水位较深,加固方案制定过程中应充分考虑施工的可行性。

(3) 随着交通量的突飞猛进及车辆单轴荷载的不断增长,邕江大桥在运营了45年后能否继续服役除了与结构性加固存在密切关系外,同时对桥梁结构的耐久性及适用性也提出了更高要求。因此,加固设计中应充分考虑如何有效延长邕江大桥使用寿命。

(4) 邕江大桥作为一座“文物级”桥梁,目前已经运营45年多,如何根据病害程度准确考量结构目前的实际承载能力是加固方案制定的前

提条件。

### 1.4.2 加固设计方案

(1) 箱梁内设置体外预应力钢束,大幅提高结构负弯矩区域抗弯承载能力。

新增钢束两端分别锚固于箱梁的梁端。沿桥梁横断面方向共设置6根 $9\phi 15.2\text{mm}$ 的体外预应力钢束,每个内腹板对应2束,外腹板对应1束(置于箱内)。

其中,双悬臂筒支梁在箱梁 $L/4$ 跨位置通过三个转向块分两批进行下弯,下弯角度分别为 $13^\circ$ 和 $9^\circ$ ,三个转向块一次设置于距中支点第一个横隔板至第三个横隔板位置;单悬臂筒支梁中支点方向在箱梁 $L/4$ 跨位置通过三个转向块分两批进行下弯,下弯角度分别为 $14^\circ$ 和 $11^\circ$ ,三个转向块一次设置于距中支点第一个横隔板至第三个横隔板位置,在端支点方向的第一道横隔板和第二道横隔板处分两批下弯,下弯角度分别为 $7^\circ$ 和 $8^\circ$ 。见图7所示。

(2) 在抗剪不足区域粘贴碳纤维板,提高结构的安全储备。

在双悬臂筒支梁箱梁支点附近32.3m区域内,垂直于主拉应力方向粘贴碳纤维板条;单悬臂筒支梁箱梁中支点附近34.2m区域内,垂直于主拉应力方向粘贴碳纤维板条,碳纤维板条厚度1.4mm,宽度2cm,条间净距为10cm。见图8所示。

主桥箱梁纵剖面图

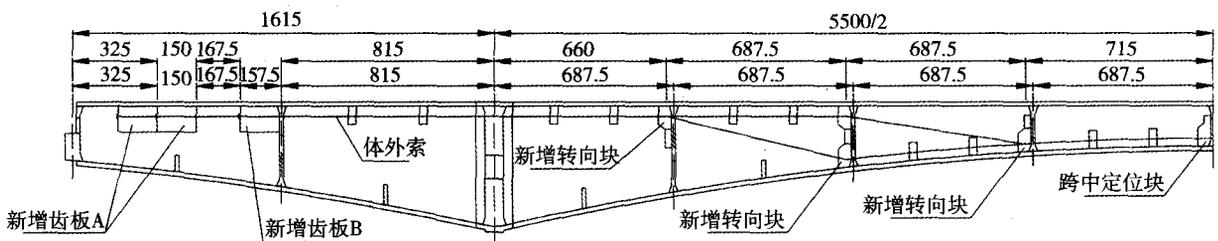


图7a 双悬臂体外预应力加固示意图

主桥箱梁纵剖面图

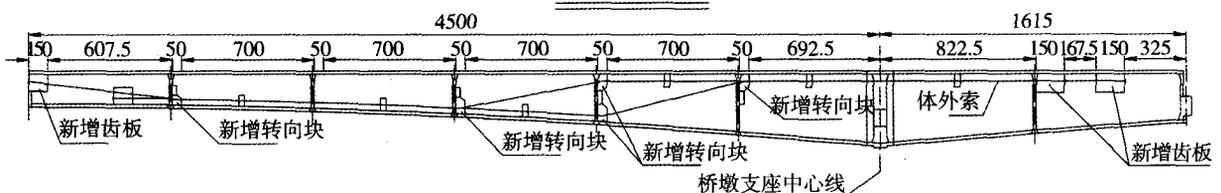


图7b 单悬臂体外预应力加固示意图

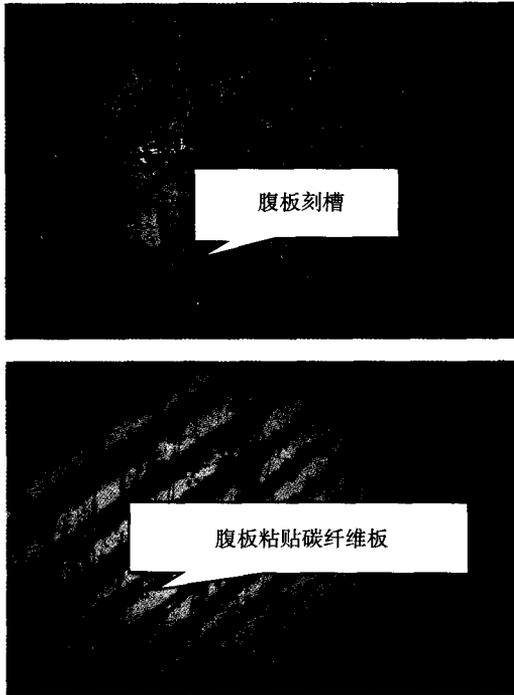


图8 腹板粘贴碳纤维板加固

(3) 在正弯矩不足区域采用粘贴碳纤维布,改善开裂现状,增加结构安全储备。

在双悬臂简支梁箱梁跨中底板底部粘贴碳纤维布,碳纤维布宽度为50cm,间距为100cm。

#### (4) 耐久性维护

裂缝宽度 $\geq 0.15\text{mm}$ 的裂缝采用压浆法进行修补;宽度 $< 0.15\text{mm}$ 的裂缝采用封闭法进行修补。大面积粘贴区域内宽度 $< 0.15\text{mm}$ 的裂缝可不予修补。

总之,对于具有混凝土标号低、设计荷载等级低、断面尺寸薄弱等特点的邕江大桥,采用上述OVM无粘结体外预应力等主要加固措施,较好地改善了结构的受力。目前大桥已经运营,使用状态良好。

## 2 技术指标及创新特点

### 2.1 技术指标

#### (1) 无粘结体外索性能:

抗拉强度:  $\sigma_b \geq 1860 \text{ MPa}$ ;

弹性模量:  $E_p = 1.95 \times 10^5 \text{ MPa}$ ;

疲劳性能: 应力上线 $0.65 \sigma_b$ , 应力幅值为 $100 \text{ MPa}$ , 经200万次脉冲加载后断丝不大于总数的5%;

#### (2) 锚具:

锚具效率系数:  $\eta_A \geq 95\%$ ;

极限延伸率:  $\xi \geq 2\%$ ;

锚具内缩量 $\leq 6\text{mm}$ ;

锚口磨阻损失 $\leq 2.5\%$ ;

#### (3) 防水(防腐)性能:

体外索为全防水全防腐构造。

## 2.2 创新特点

### 2.2.1 技术难点

经比较,本桥推荐采用OVM无粘结体外预应力钢束进行主动加固,但是根据《混凝土加固设计规范》(GB 50367-2006)第7.1.3条及《公路桥梁加固设计规范》(JTG/T J22-2008)第8.1.5条规定,当被加固构件混凝土强度等级低于C25时,不宜采用体外预应力加固。其原因在于,原结构混凝土强度过低,局部应力过于集中,易发生受压区局部破坏。

邕江大桥上部结构不仅存在混凝土强度等级偏低的实际情况,而且箱梁结构尺寸十分薄弱,如何将计算所确定的140t的主动预加力均匀而安全的作用于箱梁,成为摆在设计人员面的核心技术难点。

### 2.2.2 齿板优化

为了详细了解新增齿板与原有结构连接处的应力分布状况,采用通用有限元分析程序建立了新增齿板的局部实体模型,通过局部分析,将新增构件与原有构件连接处的应力作为主要的计算内容及考察对象,以此来确定转向块及新增齿板与原有结构的连接是否可靠。

在计算分析的过程中,建立了新增齿板的局部实体模型,如下图9所示。

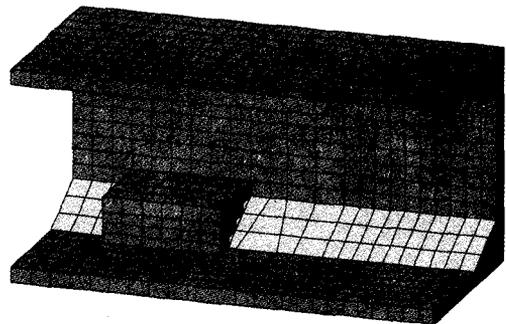


图9 新增齿板局部实体有限元模型

### (1) 新增齿板计算过程

在已建立的齿板实体模型的基础上,根据弹性力学圣维南原理,远离齿板的构件的受力状况对齿板受力的影响可以忽略不计,因此,在建立转向块模型的同时,选取了一定长度的原有结构箱梁,对其也进行了有限元模型的建立,并对该箱梁的截断边缘采用固结进行约束,将体外索的锚固点的锚固力等效为集中荷载,加载于齿板的实体模型单元节点位置。

### (2) 齿板计算结果

当齿板在锚固点锚固力的作用下,齿板与原有结构连接位置的剪切应力分布云图如图10~11所示:

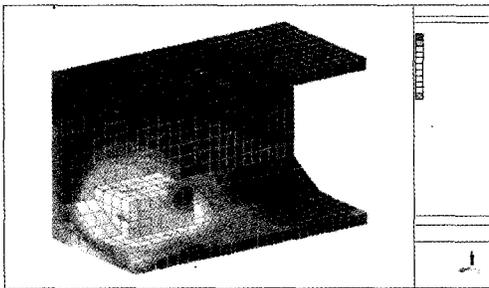


图10 齿板与原结构连接处剪应力分布云图

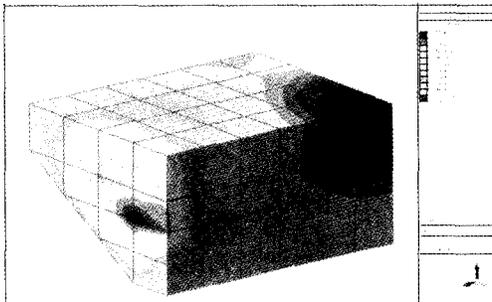


图11 新增齿板剪应力分布云图

根据对剪应力的分布云图进行分析可得,新旧结构连接位置的最大剪切应力数值范围为1.6MPa~3.1MPa,最大剪切应力略微超出规范允许的限值,齿板自身的最大剪切应力2.7MPa。同时,齿板锚固点集中荷载加载位置同样存在应力集中的现象,最大剪切应力达到8.2MPa,说明节点荷载的加载方式对应力集中的影响较为明显。

### (3) 齿板的优化设计

针对上述新增齿板与原有结构连接处剪切应力较大的现象,经过认真的分析,首先对原设计

的齿板在构造上进行优化调整,具体为在齿板与原结构连接部位处增设14B槽钢,以便应力的扩散;同时在施工方法上进行优化设计,将齿板与原结构顶板植筋调整为在原结构顶板开设“天窗”,以利于新增齿板与原结构钢筋连接的可靠性和应力扩散。见图12所示。

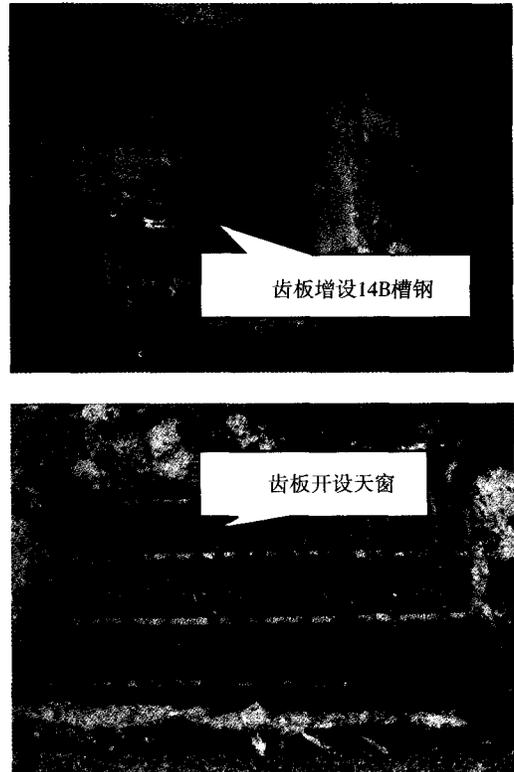


图12 新增齿板优化设计

通过上述的优化设计,新增齿板在实际张拉的监控过程中未发现齿板与原结构连接处出现裂缝,监控数据表明,新增齿板的受力状态良好,达到了预期的设计目的。

### 2.2.3 体外预应力张拉

邕江大桥在体外索张拉过程中,因体外索伸长量较长,所采用的张拉千斤顶一个行程无法张拉到位,需要多次张拉才能达到设计吨位,因此,为了防止反复张拉损伤工作夹片,邕江大桥体外预应力张拉采用“悬浮式”张拉法进行。

悬浮式张拉法的基本原理:在YCW250B千斤顶前部位增加一套工具锚及支架,在千斤顶与锚垫板之间设可调限位板,除了设前工具锚外,

同时还设有后工具锚。在每次张拉时后自动工具锚夹片处于放松状态，在完成一个行程回程时由前自动工具锚夹片锁紧钢绞线，多次倒顶，直到张拉到设计吨位。由于可调限位板的作用，在张拉过程中，工作夹片不至于退出锚孔，在回油倒顶时，工作夹片不会咬住钢绞线，工作夹片始终处于“悬浮”状态，在张拉到位后，旋紧定位板螺母，压紧工作夹片，随后千斤顶回油放张，使工作夹片锚固钢绞线，见图13~14所示。

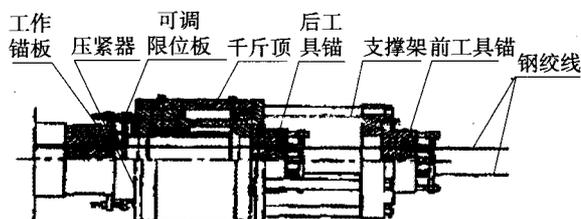


图13 YCW250B千斤顶构造示意图

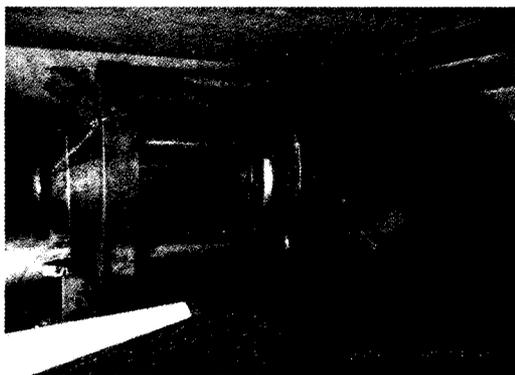


图14 悬浮式张拉

悬浮式张拉法与普通张拉法的区别：

#### (1) 所需机具、设备不同

悬浮式张拉法与普通张拉法相比，多增加了支撑架，而且工具锚分前工具锚和后工具锚，在限位板前还增加了压紧器。

#### (2) 工作过程不同

悬浮式张拉法是在普通张拉法的基础上增加了支撑架和一套前工具锚，这样在多次回油倒顶的过程中，通过支撑架传递张拉力，张拉力始终在前工具锚和后工具锚之间转换。

#### (3) 受力不同

普通张拉法在张拉过程中，张拉力在工具锚与工作锚之间转换，没有有效的保护工作夹片，因为工作夹片在锚固后没办法更换，这样让工作

夹片不断的受力，容易使工作夹片收到损坏和增大预应力的损失。而悬浮式张拉法，在整个张拉过程中没有让工作夹片受力，有效地保护了工作夹片，同时避免了应力的损失。

### 3 应用效果评价

#### 3.1 结构承载能力状况评价

##### 3.1.1 加固前结构的承载能力状况

##### (1) 计算原则

邕江大桥为运营多年的旧桥，且桥梁结构本身存在诸多缺陷，因此，为了确保计算结果合理，且具有足够的可靠度，计算分析是分别考虑活载影响修正系数、钢筋截面折减系数、混凝土截面折减系数、承载能力恶化系数和承载能力检算系数等主要计算参数。具体如表2所示。

表2 结构计算主要调整系数一览表

项目	箱梁跨中	箱梁支点	箱梁腹板	挂梁
活载影响修正系数 $\xi_q$	1	1	1	1
混凝土截面折减系数 $\xi_c$	1	1	0.9	1
钢筋截面折减系数 $\xi_s$	1	1	1	1
承载能力恶化系数 $\xi_e$	0.02	0.02	0.02	0.02
承载能力检算系数 $Z_1$	0.95	0.92	0.9	0.95

计算分析中主要按照以下两种荷载组合对箱梁支点、跨中、反弯点及挂梁跨中、支点的内力、承载力以及加固后结构的应力进行计算。具体荷载组合方式如下：

荷载组合 I：恒载+汽-15级+人群荷载；

荷载组合 II：恒载+挂-80；

#### (2) 主要计算结果

##### ① 箱梁抗弯承载能力验算

对单悬臂梁和双悬臂梁的支点截面和跨中截面分别进行了抗弯极限承载能力验算，具体计算结果如表3。

通过上述计算结果可以看出，原结构的实际承载能力不能满足目前运营荷载效应的要求，最终导致结构在抗弯不足区域出现横向裂缝。

##### ② 箱梁抗剪承载能力验算

对单悬臂梁和双悬臂梁的支点截面和L/4截面分别进行了抗剪极限承载能力验算，具体计算结果如表4。

表3 箱梁抗弯极限承载能力验算结果

项 目		设计弯矩 $M_j$ (kN·m)	结构抗力 $M_u$ (kN·m)	$M_u/M_j$
双 悬 臂	组合 I	-100738.6	103429.7	1.03
	组合 II	-92268.8	103429.7	1.12
跨中	组合 I	38663.0	30429.2	0.79
	组合 II	30819.1	30429.2	0.99
单 悬 臂	组合 I	-94028.6	80421.6	0.86
	组合 II	-86843.7	80421.6	0.93
跨中	组合 I	39565.8	35086.7	0.89
	组合 II	36191.7	35086.7	0.97

表4 箱梁抗剪极限承载能力验算结果

项 目		设计剪力 $Q_j$ (kN·m)	结构抗力 $Q_u$ (kN·m)	$Q_u/Q_j$
双 悬 臂	组合 I	8834.9	9749.8	1.11
	组合 II	7874.6	9749.8	1.24
L/4	组合 I	5122.3	6122.6	1.20
	组合 II	4741.8	6122.6	1.29
单 悬 臂	组合 I	8702.2	7847.1	0.90
	组合 II	8171.3	7847.1	0.96
L/4	组合 I	5080.5	6430.6	1.27
	组合 II	4600.8	6430.6	1.40

通过上述计算可以看出, 邕江大桥的主要受力构件—单悬臂梁和双悬臂梁在考虑承载力折减系数的条件下, 单悬臂梁支点处抗剪承载力已出现明显不足。

### 3.1.2 加固后结构的承载能力状况

加固后计算过程与加固前计算类似, 主要考虑以下两种荷载组合:

荷载组合 I: 恒载+预应力荷载+汽-15级+人群荷载;

荷载组合 II: 恒载+预应力荷载+挂-80;

#### (1) 箱梁抗弯承载能力计算

加固后箱梁抗弯承载能力计算结果见表5所示。

经计算, 加固后主桥箱梁抗弯承载能力能满足目前运营荷载的效应要求, 并有一定的安全储备。

#### (2) 箱梁抗剪承载能力计算

加固后箱梁抗弯承载能力计算结果见表6所示。

经计算, 加固后主桥箱梁抗剪承载能力能满足目前运营荷载的效应要求, 并有一定的安全储备。

#### (3) 正常使用极限状态验算

对于双悬臂简支梁: 体外预应力在原结构支点截面上缘产生了1.7MPa的压应力, 截面下缘产生了0.2MPa的拉应力; 在跨中截面上缘和下缘分别产生了0.3MPa和1.9MPa的压应力。加固后桥梁的最大压应力为6.2MPa, 满足规范要求。

对于单悬臂简支梁: 体外预应力在单悬臂结构支点截面上缘产生了2.3MPa的压应力, 截面下缘产生了0.1MPa的拉应力; 在跨中截面上缘和下缘分别产生了0.1MPa的拉应力和2.6MPa的压应力。加固后桥梁的最大压应力为8.3MPa, 满足规范要求。

由上述计算结果可知, 施加体外预应力钢束后, 较大的改善了结构的受力状态, 满足目前运营荷载的效应要求。

表5 箱梁抗弯极限承载能力验算结果

项 目		加固后弯矩 $M_j$ (kN·m)	加固后结构抗力 $M_u$ (kN·m)	加固后 $M_u/M_j$
双 悬 臂	组合 I	-81014.2	103429.7	1.28
	组合 II	-73829.9	103429.7	1.40
跨中	组合 I	35484.7	37158.6	1.05
	组合 II	27764.1	37158.6	1.34
单 悬 臂	组合 I	-78844.7	80421.6	1.02
	组合 II	-73540.2	76911.4	1.05
跨中	组合 I	33257.0	35086.7	1.06
	组合 II	29809.0	35086.7	1.18

表6 箱梁抗剪极限承载能力验算结果

项 目		加固后剪力 $Q_j$ (kN·m)	加固后结构抗力 $Q_u$ (kN·m)	加固后 $Q_u/Q_j$
双 悬 臂	组合 I	8077.9	12163.5	1.51
	组合 II	7117.6	12163.5	1.71
L/4	组合 I	4090.8	8536.3	2.09
	组合 II	3710.3	8536.3	2.30
单 悬 臂	组合 I	8276.4	9703.8	1.17
	组合 II	7557.5	9703.8	1.28
L/4	组合 I	3890.0	8532.6	2.19
	组合 II	3424.8	8532.6	2.49

(下转第34页)

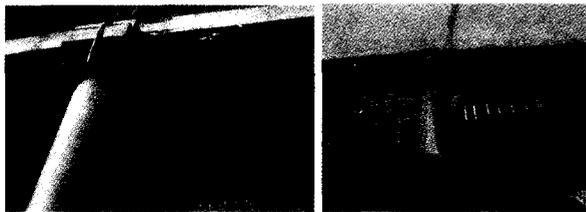


图5 四川省国道都江堰-映秀公路百花大桥

## 5 小结

我国是一个地震多发国家,在地震中诸多落梁破坏造成了严重的交通中断,延缓了救援,损失是巨大的。我们应当充分意识到在地震区的桥梁应设置确实可靠的防止落梁设施,借鉴国外成功的设计经验,为我国桥梁结构在强烈地震作用下的安全提供可靠的保障手段。

拉索式防落梁装置作为国外同类功能结构应用的主要型式,有具有柔性大、可设计移动量宽、缓冲性能好、耐久性强等优点,必将在我国地震区桥梁建设中得到广泛应用。

(上接第10页)

### 3.2 荷载试验效果评价

邕江大桥加固维修工程完成后由广西大学设计研究院进行了第三方荷载试验。

荷载试验得出以下结论:

(1) 桥梁静载试验表明,桥梁具有良好刚度。

(2) 桥梁静载试验中,挠度校验系数最大值小于1,表明结构的承载力满足目前运营荷载的要求。

(3) 试验荷载卸载后的残余变形和残余应力很小,表明桥梁处于良好的弹性工作范围。

(4) 挂梁试验孔最大应力发生部位与2005年检测报告相同,应力有所增加,但增加不大,牛腿粘贴钢板与原结构协调工作,且分担部分局部应力。

(5) 对于双悬臂梁跨中截面底板应力,本次加固后荷载试验结果较2005年荷载试验结果,应力明显减小,说明采用OVM无粘结体外预应力加固体系等加固措施对结构的受力有明显改善。

### 参考文献

- [1] 日本道路协会. 关于道路桥梁的耐震设计资料. 平成9年3月
- [2] 中华人民共和国交通部标准. JTJ004-89. 公路工程抗震设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1989.9
- [3] SEC株式会社. 落桥防止装置产品样本, 2000
- [4] 柳州欧维姆机械股份有限公司. GJ钢绞线整束挤压拉索鉴定资料. 2008.7
- [5] FIB, Acceptance of stay cable system using prestressing steels, 2005
- [6] 柳州欧维姆机械股份有限公司. OVM.DJ型落梁防止装置产品样本, 2009
- [7] 朱文正. 公路桥梁减、抗震防落梁系统研究[D]. 长安大学博士论文, 2004
- [8] 王卫峰. 公路桥梁耗能型连梁装置的研究[D]. 长安大学硕士论文, 2005
- [9] 汪芳芳. 公路桥梁落梁防止装置的研究[D]. 长安大学硕士论文, 2003
- [10] 魏洪昌. 国外防止PC桥落梁的构造及设计[J]. 公路交通科技, Vol.14 No.4, 1997.12
- [11] 朱文正, 刘健新. 公路桥梁防落梁系统研究现状评述[J]. 广州大学学报, Vol.4 No.4, 2005.8
- [12] 黄小国, 李建中, 张哲. 连续梁桥纵桥向防落梁装置结构模式对比研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), Vol. 37 No.9, 2009.9
- [13] 朱万旭, 欧进萍, 黄颖, 严军, 杨帆. 一种新型的钢绞线拉索式落梁防止装置[C]. 第二届结构工程新进展国际论坛论文集, 2008 中国 大连

(6) 单悬臂梁顶板最大拉应力, 本次加固后试验结果与2005年测试结果相比也有明显减少, 说明采用OVM无粘结体外预应力加固体系等加固措施对结构的受力有明显改善。

(7) 实测动应力均较小, 与2005年检测结构相比, 动应力峰值有较大减小。

(8) 跑车与跳车试验表明, 汽车与桥梁相互作用时频率密集度较加固前有很大降低, 竖向基频在1.22Hz~2.05Hz之间。

(9) 试验跨模态对称性良好, 基本振型及频率与2005年荷载试验结果相接近, 第一、二阶模态频率有所降低, 且高阶振型频率有较大提高, 与2005年荷载试验结果相比, 实测结构竖向振动阻尼比均大于1%, 可见加固后结构整体性提高。

综上所述, 邕江大桥通过本次加固维修后, 结构的刚度及承载力均能满足目前运营荷载的要求, 结构的受力性能有较大的改善, 达到了预期加固设计的效果。