

# 体外预应力在某鱼腹式箱梁桥加固中的应用与研究

胡承泽, 宋重阳

(中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430056)

**摘要:**针对某鱼腹式箱梁桥出现的腹板、底板等裂缝病害,采用数值分析和现场调查的手段研究了箱梁的裂缝形态、分布规律及产生机理,并提出体外预应力加固的方案。介绍体外预应力在该桥加固设计中的总体布置、锚固块、转向块和减震装置的设置方法等。加固前后有限元计算结果、桥梁的静载试验结果表明:加固后,结构强度、刚度和抗裂性均得到改善,证实采取体外预应力主动加固后可达到预期的效果,相关理论和试验研究可为同类桥梁加固工程提供参考经验。

**关键词:** 桥梁加固; 体外预应力; 鱼腹式箱梁; 有限元计算; 荷载试验

**中图分类号:** U445.7+2

**文献标志码:** A

体外预应力结构的概念及方法起源于法国,由 Eugene Freyssinet 完成了体外预应力的首次应用<sup>[1]</sup>。早期由于耐久性和构造等方面的问题,体外预应力技术的发展在很长一段时间内基本处于停滞阶段,各地修建的预应力混凝土桥梁基本采用体内预应力方法。20世纪60年代末期,无黏结预应力和斜拉桥技术得到迅猛的发展,法国和美国大量桥梁加固工程采用体外预应力技术并积累了丰富的工程经验。

近年来体外预应力加固作为一种主动加固方案逐渐在中国旧桥改造、桥梁病害缺陷处置等工程得到了广泛应用,然而桥梁加固方面的相关构造细节和力学模型在中国现行桥梁加固标准和规范尚无详尽的规定,未能与当前规范进行快速匹配指导设计<sup>[2]</sup>。对当前桥梁加固维修、应急抢修工程,相比于传统的加固方法,体外预应力加固技术具有快速施工、不增加恒载、新老结构可以协同受力等优点,在该类领域中将会得到持续推广<sup>[3]</sup>。该文依托体外预应力在某鱼腹式连续箱梁桥加固工程中的应用,分别采用 Midas FEA 和 Midas Civil 两款有限元软件建立实体和梁单元加固模型进行对比,分析研究桥梁的力学性能,同时通过加固后的静载试验进行加固效果验证,为类似鱼腹式箱梁桥加固工程提供可借鉴的经验。

## 1 工程概况

某双幅分离式立交桥建于2012年,设计荷载等级

为公路—I级。桥梁全长641.4 m,全宽28.5 m,行车道宽 $2\times 12.25$  m。该桥上部结构采用 $(5\times 30)$  m +  $(30+40+30)$  m +  $(5\times 30)$  m +  $2\times (4\times 30)$  m,共五联,均采用C50混凝土浇筑,预应力钢筋采用 $1\times 7$ 股,公称直径15.2 mm 高强低松弛钢绞线,张拉控制应力1 395 MPa,按A类部分预应力混凝土构件设计。

其中右幅第二联 $(30+40+30)$  m 桥采用等截面单箱双室鱼腹式箱梁,图1为箱梁的标准断面。

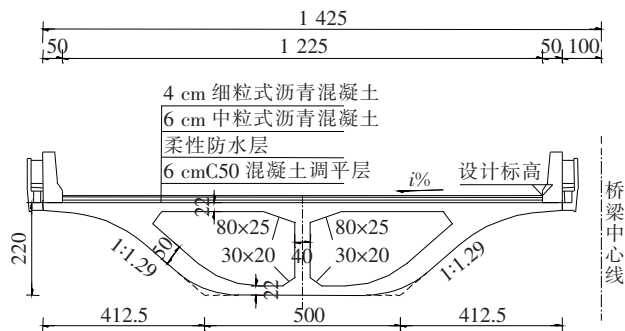


图1 鱼腹箱梁标准横断面图(单位:cm)

施工期间发现该联桥存在腹板和底板的纵、横向裂缝,同时进一步对该桥进行荷载试验结果显示:该联的结构抗裂性未能达到设计要求。

为抑制裂缝持续扩展影响结构的安全性。采取了以下加固方案:①对40 m 主跨进行体外预应力加固;②对于腹板及底板竖向裂缝,采用先封闭裂缝后再跨缝纵向粘贴钢板。

2 计算模型

2.1 梁单元平截面假定验证

该桥腹板斜度较大,斜腹板内斜向布置体内预应力钢束。为了验证该截面形式是否满足平截面假定,是否可以采用梁单元模型进行计算分析,该文采用 Midas/Civil 和 Midas FEA 有限元软件建立梁单元和实体单元模型,比较分析箱梁底板在恒载(不考虑二期)和预应力两种工况作用下,分别由实体模型和梁单元模型计算的应力结果。图 2、3 为梁单元和实体单元分析模型。

经过计算分析,箱梁底板纵向应力计算结果基本吻合,该文仅展示在张拉应力工况下的箱梁底板纵向应力云图如图 4、5 所示。

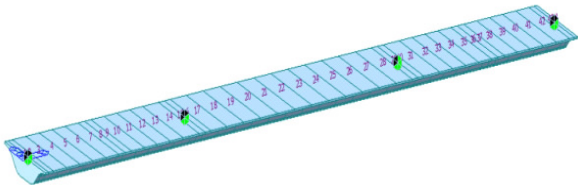


图 2 梁单元分析模型

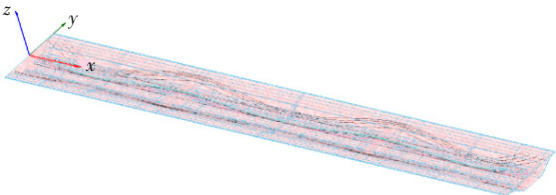


图 3 实体六面体单元分析模型

表 1 分别给出了两种模型计算获得的边跨跨中底板(S1)、中墩支点底板(S2)和中跨跨中底板(S3)截面的应力结果。

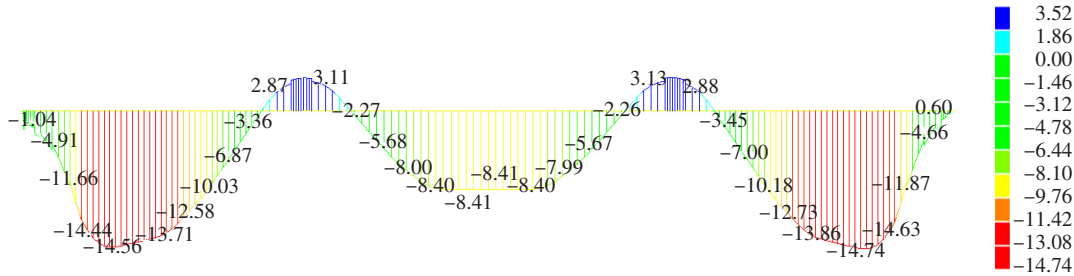


图 4 梁单元(施加预应力)箱梁底板应力(单位:MPa)

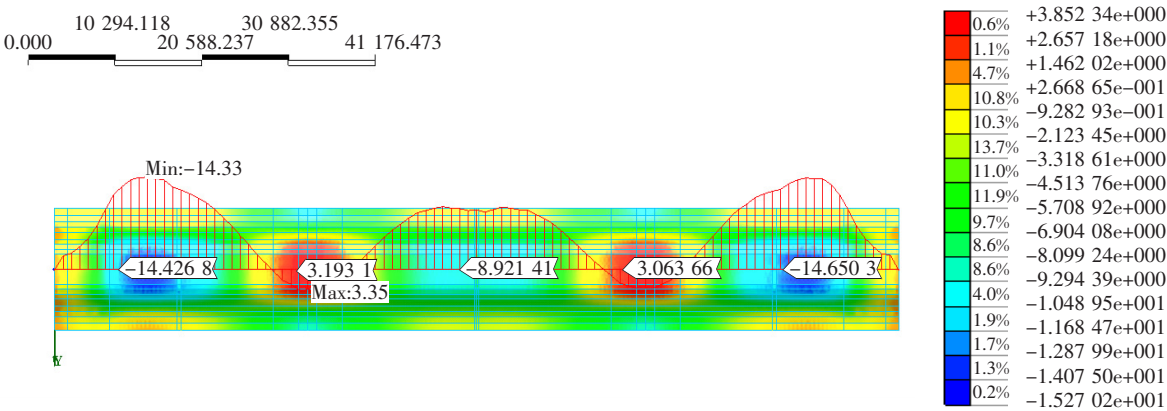


图 5 实体单元(施加预应力)箱梁底板应力(单位:MPa)

由表 1 可知:两种工况下,箱梁底板的应力分布规律及数值大小都基本一致,说明采用梁单元模型对该桥结构进行计算分析是可信的,基本符合梁单元平截面假定基本条件。

2.2 模型分析思路

梁单元与实体单元模型相比,模型操作更为简单、

快捷,计算分析时间短,同时能结合现行规范进行设计,该桥依然满足平截面假定条件,因此,该文分析模型采用梁单元模型,分析思路如下:

- (1) 原设计状态验算,分析原结构的强度、刚度等特性,为加固设计提供依据和对比加固前后效果。
- (2) 在施加预应力短暂状况下验算,分析预应力

表 1 两种模型应力结果对比

荷载工况	模型类型	应力 /MPa		
		S1	S2	S3
恒载	梁单元	3.63	−5.65	4.72
	实体单元	3.67	−6.02	4.50
预应力	梁单元	−14.74	3.52	−8.41
	实体单元	−14.33	3.35	−8.92

注:表中数值压应力为正值,拉应力为负值。

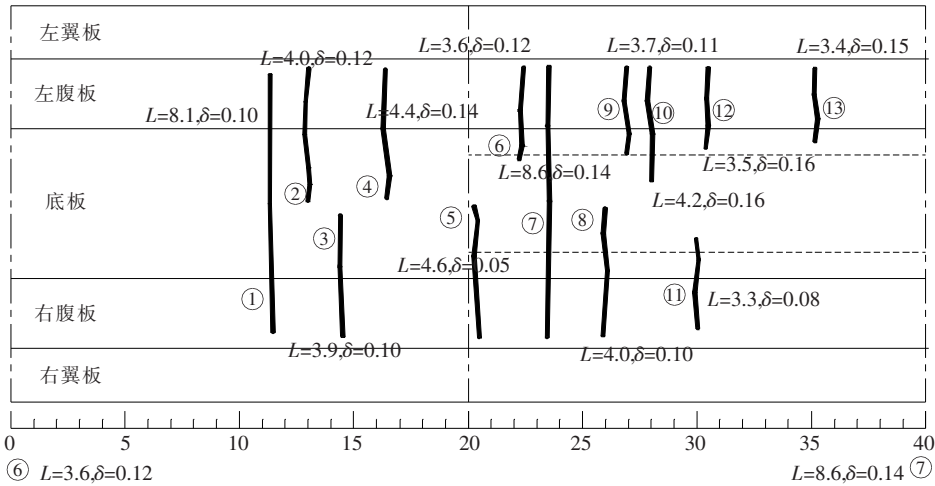
施加对现状梁体结构的影响。

(3) 加固后计算分析,对后期运营状态下桥梁的使用性能进行验算,与加固前进行对比。

3 裂缝病害成因分析

3.1 裂缝分布规律

该桥的腹板竖向开裂并延伸至底板,中跨出现的裂缝较多,损伤了截面强度及整体刚度,有些裂缝出现在跨中附近,与出现结构性受力裂缝的位置重合。裂缝分布形态如图 6 所示。



注:图中 L 为裂缝长度(m);δ 为裂缝宽度(mm)。

图 6 裂缝分布展开图

根据现场调查和外观检测的数据综合分析,裂缝主要分布规律如下:

(1) 左右幅桥分布规律:左右幅桥的结构形式完全相同,而该裂缝主要出现在右幅桥,左幅桥仅见 1 条裂缝。因此,针对该结构形式而言,该裂缝不具有普遍性。

(2) 横桥向分布规律:腹板竖向裂缝在箱梁横断面上主要分布在腹板与底板相交的圆倒角处,有些裂缝在底板上延伸至底板中心线处,左右腹板的裂缝刚好在同一横断面处,在底板相连后就成了贯通的 U 形裂缝。

(3) 纵桥向分布规律:箱梁腹板竖向裂缝在纵桥向分布范围较广,且分布较为分散,在跨中附近也没有较为集中的出现。

3.2 裂缝成因分析

对原桥进行了验算复核,结果表明该箱梁结构的强度、刚度均能满足规范关于 A 类预应力构件要求。

腹板竖向裂缝是由施工过程中养护不到位、钢模

拆除不及时、钢筋保护层厚度设置较厚(横桥向净保护层厚为 4.1 cm)以及预应力张拉不足等综合因素引起。

该桥出现的裂缝较多损伤了截面强度及整体刚度。特别是跨中附近的裂缝,后期运营阶段在活载的作用下,裂缝可能会持续扩展。

4 体外预应力加固方案

4.1 体外索的布置

该桥体外预应力钢束采用 12-φ<sup>15</sup> 24 mm 低松弛环氧涂层钢绞线,标准强度  $f_{pk}=1\ 860\text{ MPa}$ ,弹性模量  $E_p=1.95\times10^5\text{ MPa}$ ,锚下控制张拉应力  $\sigma_{con}=1\ 023\text{ MPa}$ ;预应力钢束转向器转向管道采用转向钢管;全桥体外预应力索仅在中跨设置,对中跨设置 6 束体外索通道,张拉 4 束,备用 2 束,在跨中下弯,支点附近锚固,体外索总体布置图见图 7。

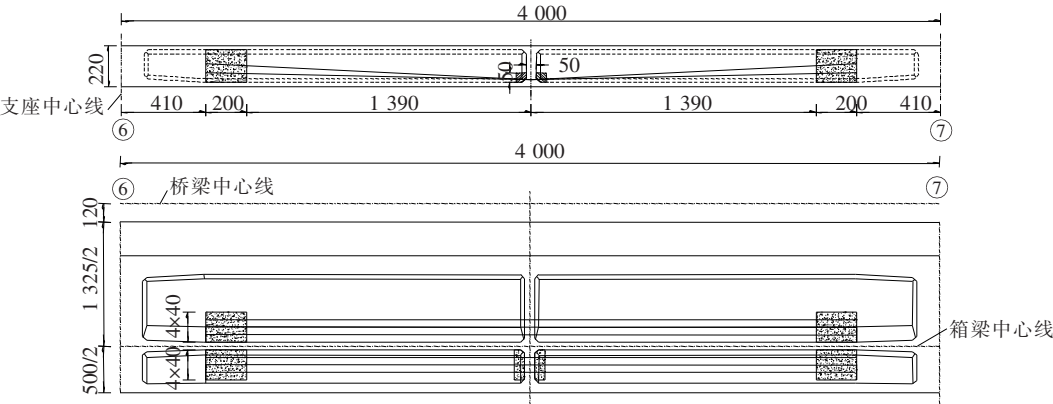


图 7 箱梁体外索总体布置图(单位:cm)

4.2 体外索的锚固、转向与减震

体外索的锚固块设置在箱梁端部,为新增浇筑混凝土,见图 8。体外索转向主要是通过转向器实现转向,该桥跨中有横隔板,通过利用跨中现有横隔板转向,锚固在两端现浇的锚固块上,转向块构造见图 9。

锚固块、转向块均与箱梁通过对基面进行凿毛处理后,钻孔植筋方式连接成整体。为减小体外索运营期在动荷载作用下受震动影响,设置了如图 10 所示减震器构造措施。

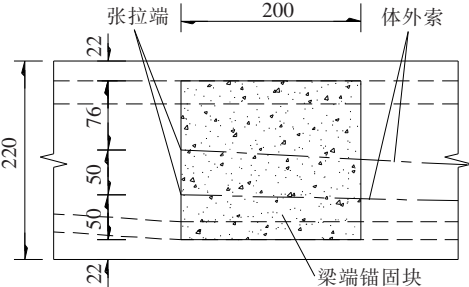


图 8 箱梁端部锚固块跨中转向块立面图(单位:cm)

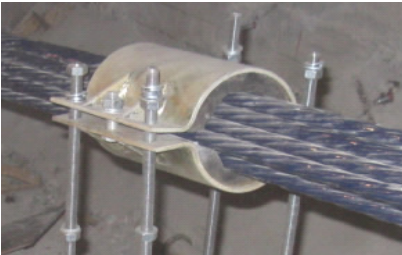


图 10 体外索减震设计效果照片

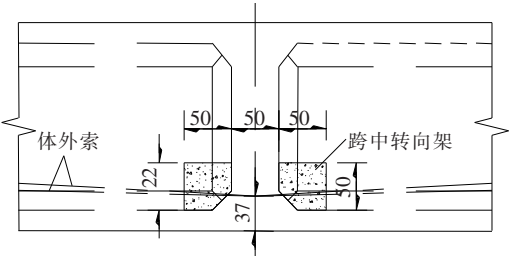


图 9 箱梁跨中转向块立面图(单位:cm)

5 加固效果分析

5.1 加固前后计算对比

基于前文所述,原结构的承载力满足要求,增设体外预应力后,最不利组合下桥梁结构的抗弯承载力由加固前的安全系数 1.05 提高为 1.2。

该文仅分析在体外应力加固前、后抗裂性能的变化,其中荷载组合及参数按原设计规范选用,分析结果如表 2 所示。

表 2 加固前、后控制截面抗裂性结果对比 MPa

荷载组合	限值	中跨跨中		边跨跨中		中墩支点	
		上缘	下缘	上缘	下缘	上缘	下缘
加固前短期组合	1.855	-9.27	0.58	-4.77	-7.39	-4.06	-2.79
加固后短期组合	1.988	-9.45	-0.77	-4.88	-7.24	-4.22	-2.57
变化值	-	-0.18	-1.35	-0.11	0.15	-0.16	0.22
加固前长期组合	0	-6.26	-1.18	-2.38	-8.47	-1.15	-3.80
加固后长期组合	0	-6.44	-2.53	-2.49	-8.32	-1.31	-3.58
变化值	-	-0.18	-1.35	-0.11	0.15	-0.16	0.22

注:表中数值压应力为负值,拉应力为正值。



由表2可知:加固后箱梁全截面上、下缘,在短期效应组合作用下,最大法向拉应力均小于规范限值1.988 MPa;在长期效应组合作用下,最大法向拉应力均小于规范限值。综上,连续箱梁正截面抗裂验算能够满足要求,并使中跨跨中截面的压应力储备提高了1.35 MPa。

表3 加固前、后开裂截面静载试验结果对比

试验截面	测点 编号	实测最大 级应变弹 性值/ $\mu\epsilon$	试验前裂 缝宽度/ mm	试验过程中 裂缝宽度 增量/mm	残余比
加固前	1	235.0		0.02	0.006
	L形裂缝	2	0.05	0.03	0.008
		3		0.02	0.012
		4		0.09	0.013
	U形裂缝	5	0.14	0.06	0.015
		6		0.03	0.018
加固后	1	116.3		0.01	0.006
	L形裂缝	2	裂缝已封闭	—	0.008
		3		—	0.012
		4		0.02	0.013
	U形裂缝	5	裂缝已封闭	0.01	0.015
		6		—	0.018

注:表中“—”表示应变数值小于理论值或与理论值接近。

荷载试验结果表明:跨缝测点应变值较加固前显著减小,抑制了裂缝的继续扩展;跨缝测点的卸载残余应变均小于0.2,表明裂缝尚处于弹性工作状态。

该桥加固后有效提高了结构抗裂性,试验桥跨变形规律和应变状态正常,结构强度、刚度及抗裂性满足要求,达到了预期效果,解决了后期裂缝持续开展影响结构安全性问题。

6 结论

以某鱼腹式现浇箱梁桥为例,采用Midas系列有限元软件建立加固计算模型,通过理论分析及现场调查,并根据桥梁加固后的静载试验结果,得出以下结论:

(1) 分析了裂缝产生的机理,原设计状态下结构承载力和正常使用极限状态下都能满足规范要求,说明对于鱼腹板箱梁桥的养护、预应力张拉等环节应当严格要求,施工过程中应严格监控。

(2) 通过实体模型与梁单元模型分析结果对比,

5.2 荷载试验验证

针对该桥中跨出现L形裂缝和U形裂缝的病害,在距跨中0.5 m的L形裂缝和距跨中2.8 m的U形裂缝梁底布置了3个应变观测点,对该桥加固前、后进行了静载试验以验证桥梁的加固效果。加固前、后静载试验裂缝应变数值变化如表3所示。

说明采用梁单元模型对此类箱梁进行计算分析是可信的,与实体单元模型相比,梁单元模型操作更为简单、快捷,计算分析时间短,能结合现行规范进行设计,类似工程结构病害处置可采用此种计算方法。

(3) 体外预应力能有效提高桥梁结构在正常使用极限状态下抗裂性能,抑制裂缝的开展。

(4) 对桥梁进行加固前后试验结果对比是有效判定桥梁加固效果的主要手段。

参考文献:

[1] 刘学青. 白马垄高架桥体外预应力技术研究[D]. 长沙:中南大学,2010.

[2] 杨玉涛. 体外预应力加固技术在桥梁修复中的应用[J]. 北方交通,2014(8):37—40.

[3] 吴有俊,罗旗帜,黄志斌. 新建鱼腹式连续箱梁开裂的处理与评价分析[J]. 中外公路,2017,37(3):79—84.

[4] 殷新锋,王成煜,黄屿,等. 体外预应力桥梁转向块的受力性能分析[J]. 中外公路,2017,37(5):100—103.

[5] 黎振源,石菊创,龙屹宇. 洛维大桥体外索加固前后试验及后期监测数据分析[J]. 中外公路,2018,38(4):189—191.