

某钢管混凝土拱桥加固与分析

窦魁锋

(中铁七局集团有限公司, 河南 郑州 450016)

摘要: 结合工程实例,分析了某钢管混凝土拱桥加固改造后的受力状态。分析表明,该桥经加固后,受力状态虽满足规范要求,但是安全储备富余不足,应引起重视。同时,在静力分析的基础上,还分析了该桥梁的稳定性和动力特性。分析结果表明,桥梁的整体稳定性较好。

关键词: 钢管混凝土拱桥; 维修加固; 静力分析; 动力特性; 稳定性

中图分类号: U445.7+2

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)01-0152-03

1 工程概况

某钢管混凝土系杆拱桥^[1],跨度布置为(60.5+251+60.5)=372 m,桥面宽度 31.9 m,主跨拱肋采用钢管混凝土桁架结构,腹杆为空心钢管。拱肋高 4.5 m,上、下弦杆各为两根直径 1 000 mm×14 mm 的 16 Mn 钢管,上、下弦两根并列钢管间用 12 mm 厚 16 Mn 缀板连接,腹杆为直径 500 mm×10 mm 的 16 Mn 空钢管。钢管混凝土系杆拱桥桥型布置如图 1 所示。

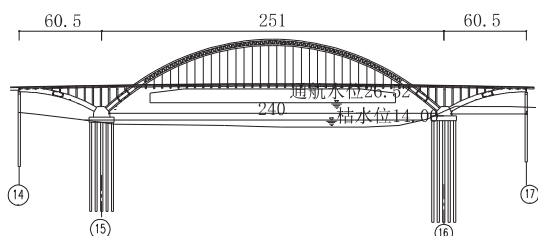


图 1 桥型布置示意图(单位:m)

原桥主梁为动态悬吊式结构,桥面车行道部分为简支 T 梁结构,支撑于钢横梁上。两侧人行道部分为简支空心板结构,支撑于钢横梁上。根据现状检测结果显示,该桥面体系的整体性不足,行车舒适性较差。该桥桥面系大面积破坏,且屡修屡坏,吊杆一旦断裂,就会出现垮塌,结构安全隐患较大。为提高该桥的整体安全性,对其动态悬吊式主梁结构体系进行改造。

2 桥梁加固方案

为提高桥面系的整体性刚度和抗风险能力,改善其行车舒适性,结合该桥目前的实际情况,考虑在

桥面上增设钢纵梁。具体思路为:将桥面的简支空心板更换为钢结构连续梁。钢纵梁与原有钢横梁焊接形成整体,以加强桥梁总体刚度和整体性^[2]。桥面人行道新增纵梁构造如图 2 所示,加固方案桥梁横断面如图 3 所示。

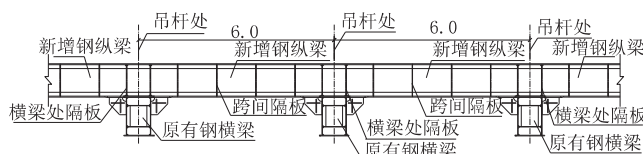


图 2 新增纵梁构造图(单位:m)

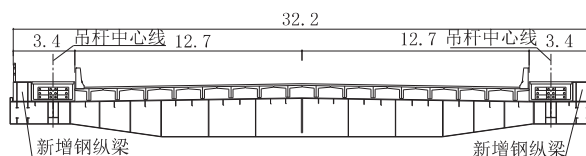


图 3 加固方案桥梁横断面图(单位:m)

3 加固桥梁有限元模型

本桥计算采用 Midas Civil 有限元软件进行空间总体计算,分别对施工阶段和成桥状态下进行了静力分析和结构动力特性分析。在结构计算中,除系杆和吊索采用索单元外,其余构件均按空间梁单元进行建模,桥面系采用纵横梁体系建模。全桥有限元计算模型如图 4 所示。



图 4 加固桥梁有限元模型

4 加固后全桥静力分析结果

4.1 承载能力极限计算结果

4.1.1 拱肋承载能力极限状态验算

根据《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JT/T

收稿日期: 2021-04-13

作者简介: 窦魁锋(1976—),男,本科,高级工程师,从事土木工程施工管理工作。

D65-06—2015) [3] 中第 5.1.1 条规定, 主桥拱肋主管应采用基本组合分别按单管偏心受压及组合偏心受压构件受压承载能力验算。

由表 1 计算结果可知, 基本组合主拱圈承载能力最小抗力系数为 1.02, 位于拱脚下主管, 满足要求。

由表 2 计算结果可知, 基本组合下主拱圈承载能力最小抗力系数为 1.02, 位于 $L/4$, 满足要求。

4.1.2 拱肋其他构件承载能力极限状态验算

承载能力基本组合下, 拱肋剪力最大值为 2910 kN, 位于拱脚处, 抗剪承载能力为 11 777 kN, 抗力系数为 3.7, 抗剪承载力满足规范要求。

承载能力基本组合下 [4], 风撑及腹杆最大应力为 -116 MPa; 钢横梁最大应力为 223 MPa; 新增钢纵梁最大应力为 116 MPa, 均小于 275 MPa, 满足规范

表 1 基本组合下主拱圈承载力验算(单管受压截面)

位置	拱脚		$L/8$		$L/4$		$3L/8$		拱顶	
	上管	下管	上管	下管	上管	下管	上管	下管	上管	下管
计算长度 /m	2.4	2.4	3.3	3.3	3.1	3.1	3.05	3.05	3	3
欧拉临界力 $NE/10^3$ kN	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950	1 950
轴力设计值 γ/kN	41 146	53 978	44 671	52 400	52 173	49 865	56 950	38 527	57 227	32 425
最大轴力对应弯矩 $I/(kN \cdot m)$	3 217	3 227	844	927	681	961	856	1 285	1 453	1 622
最大轴力 /kN	37 406	49 071	40 610	47 637	47 430	45 332	51 773	35 025	52 025	29 478
e_0/m	0.086	0.066	0.021	0.019	0.014	0.021	0.017	0.037	0.028	0.055
H/m	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Z_0/m	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836
η	1.008	1.010	1.008	1.010	1.010	1.009	1.011	1.007	1.011	1.006
ψ_e	0.757	0.803	0.928	0.932	0.949	0.927	0.942	0.880	0.905	0.830
λ	10	10	13	13	12	12	12	12	12	12
ψ_i	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951
K_p	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925
K_d	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
抗力 / 10^3 kN	51.88	55.00	63.58	63.87	65.02	63.49	64.52	60.27	62.03	56.86
安全系数	1.26	1.02	1.42	1.22	1.25	1.27	1.13	1.56	1.08	1.75

表 2 基本组合下主拱圈承载力验算(组合受压截面)

位置	拱脚	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	拱顶
$L0x/m$	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5
$L0y/m$	96.48	96.48	96.48	96.48	96.48
As/m^2	0.043 96	0.043 96	0.043 96	0.043 96	0.043 96
Af/m^2	0.015 7	0.015 7	0.015 7	0.015 7	0.015 7
Ix/m^4	1.735	1.735	1.735	1.735	1.735
Iy/m^4	9.813	9.813	9.813	9.813	9.813
λ_x	26.2	26.2	26.2	26.2	26.2
λ_y	54.6	54.6	54.6	54.6	54.6
λ_{0x}	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
λ_{0y}	57.9	57.9	57.9	57.9	57.9
轴力设计值 γ/kN	95 124.7	97 071.7	102 038.2	95 477.8	89 653.3
最大轴力对应弯矩 $I/(kN \cdot m)$	6 444	1 771	1 642	2 141	3 075
最大轴力 /kN	86 477	88 247	92 762	86 798	81 503
e_0/m	0.074 5	0.020 1	0.017 7	0.024 7	0.037 7
h/m	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
ψ'_e	0.944	0.984	0.986	0.981	0.971
ψ'_i	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
K_{ip}	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925
K_d	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
抗力 / 10^3 kN	99.22	103.46	103.65	103.09	102.05
安全系数	1.04	1.07	1.02	1.08	1.14

要求。

4.2 正常使用阶段计算结果

根据《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06-2015)中第6.1.2条及附录C规定,应分别按短期及长期组合采用应力叠加法进行应力强度验算。

经计算,在正常使用阶段荷载组合下,拱肋钢管最大应力为-121 MPa,风撑和腹杆最大应力为-79 MPa,钢横梁最大应力为173 MPa,新增钢纵梁最大应力为85 MPa,混凝土最大压应力为-21 MPa,系杆最大应力为1029 MPa,吊杆最大应力为590 MPa ≤ 1 570/2.5=628 MPa,吊索安全系数大于2.5。以上结果均满足规范要求。

5 加固后桥梁动力特性分析

桥跨结构模型同样采用空间静力分析的模型,采用分块的 Lancos 方法实施特征值求解,并提取前五阶自振频率(周期)和模态振型。桥跨结构前五阶自振模态计算结果见表3。

表3 桥跨结构主要自振模态计算结果

模态号	频率 / (cycle·s ⁻¹)	周期 /s	振型
1	0.232	4.31	拱肋横向对称弯曲
2	0.386	2.56	全桥横向对称弯曲
3	0.486	2.06	拱肋横向反对称弯曲
4	0.667	1.50	全桥竖向弯曲
5	0.702	1.43	全桥横向反对称弯曲

由于篇幅所限,本文仅列出桥梁结构的前二阶振型图,如图5所示。

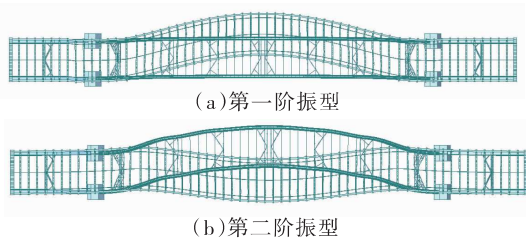


图5 拱桥的前二阶振型

6 加固后桥梁稳定性分析

根据实际情况,分别对现状桥梁和加固改造后桥梁的稳定性进行了计算^[9],各阶段稳定系数如表4所示。由此可知,各阶段的稳定安全系数均大于4,且各工况下均为整体屈曲,满足规范的要求。各工况下一阶屈曲模态如图6~图8所示。

7 加固改造前后对比分析

7.1 行车舒适性对比

加固改造前,该桥面体系的整体性不足,行车舒

表4 各主要受力阶段稳定分析结果

序号	工况阶段	稳定系数
1	现状桥梁(恒载+中间四车道活载)	6.6
2	加固改造后成桥(恒载)	7.5
3	加固改造成桥(恒载+活载)	7.2



图6 工况一:一阶屈曲模态(稳定系数6.6)



图7 工况二:一阶屈曲模态(稳定系数7.5)



图8 工况三:一阶屈曲模态(稳定系数7.2)

适性较差。加固改造后,桥面整体稳定性有所提高,行车舒适性明显提升。

7.2 桥面耐久性对比

加固改造前,因桥面系整体稳定性不足,易因桥面应力集中造成桥面系大面积破坏,且屡修屡坏。加固改造后,桥面系刚度和稳定性得到明显加强,桥面耐久性明显增强。

7.3 结构安全性(断索工况)对比

加固改造前,桥面吊杆受力复杂多变,结构安全隐患较大,断索工况存在风险。经过对动态悬吊式主梁结构体系进行改造,桥面系刚度和整体性加强,各吊杆受力均衡,吊杆受力状态较为稳定,断索工况风险显著降低,桥面吊杆的结构安全性明显提高。

8 结语

本文较详细、完整地介绍了该钢管混凝土拱桥的主要计算过程和內容,可为同类桥梁结构分析提供参考。本桥计算表明:

在成桥阶段,基本承载能力组合下,主拱圈承载能力虽能满足规范要求,但是最小抗力系数仅为1.02,安全储备富余不足,应引起重视,建议采取适当的重载限载措施。

在成桥阶段,腹杆、风撑和钢主梁等均满足受力要求,且有较大安全富余;吊杆和系杆安全系数均大于2.5,均满足规范要求。

主桥在现状稳定安全系数为6.6,加固改造成桥

(下转第190页)

3.2 影响因素敏感性计算和分析

各影响因素对路堤稳定性的影响大小可以通过贡献率来表示。贡献率通过式(4)进行计算,计算结果见表3。

表3 路堤稳定性影响因素贡献率表

因素	平方和	贡献率/%
水位降幅	0.474 584	88.54
水位降速	0.012 824	2.39
渗透系数	0.048 624	9.07

$$S_T = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (1)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (2)$$

$$S_j = \frac{n}{q} \sum_{k=1}^q (\bar{T}_{jk} - \bar{y})^2 \quad (3)$$

$$\rho_j = \frac{S_j}{S_T} \quad (4)$$

式中: S_T 表示试验结果波动的总平方和; n 是试验次数,本试验中 $n=25$; y_i 为各次试验结果, $i=1,2,3\cdots$; \bar{y} 为试验结果的总平均值,本正交试验中 $\bar{y}=1.45$; S_j 为第 j 列(即第 j 个因子)的平方和,它表示由于 j 因子的不同水平引起的试验结果的波动。

通过以上研究表明,在影响路堤边坡稳定性的因素中,影响最大的是水位降幅,贡献率达到88.54%,其次是渗透系数,贡献率为9.07%,再次是水位降速,贡献率为2.39%。这一结果表明在洪水期内,应重点关注滞洪区路堤边坡水位下降幅度,采取

各种措施对其进行监测和控制。

4 结论

(1)两侧水位同时升高时路堤边坡的稳定性明显升高,单侧升高时对侧边坡稳定性降低。

(2)洪水水位从较高位置开始下降时,两种情况下的路堤边坡的稳定性均逐渐减小,且降速越快、降幅越大时的稳定性越低。此外,相同条件下单侧水位下降时的稳定性更低。

(3)通过比较水位降幅、水位降速和渗透系数三个因素的敏感性可知:水位降幅对路堤边坡的影响最大。

参考文献:

[1] 高攀.滞洪区路堤沉降变形及稳定性研究[D].陕西西安:长安大学,2019.
 [2] 徐宏,夏琼,王旭.边坡安全系数影响因素敏感性分析[J].铁道建筑,2021,61(8):98-101.
 [3] 梁燕,李同录,李家春,等.影响浸水高土石路堤稳定性因素的正交试验研究[J].公路,2014,59(11):31-35.
 [4] Thorel L, Ferber V, Caicedo B, et al. Physical model tests of wetting-induced collapse in embankment base[J]. Geotechnique, 2011, 61(5): 409-420.
 [5] 张俊荣,陈保国,易贤龙,等.两侧水位变化时路堤渗流特征及稳定性分析[J].公路交通科技,2017,34(2):35-41.
 [6] 李勇.水位变化对浸水路堤稳定性的影响分析[J].交通标准化,2007(5):179-181.
 [7] 吴科亮,丁春林.基于正交试验法的边坡稳定因素敏感性分析[J].华东交通大学学报,2016,33(2):114-120.
 [8] 郝忠,周峰,付操,等.基于正交实验的库水位骤降边坡渗透稳定敏感性分析[J].三峡大学学报(自然科学版),2019,41(5):29-35.

(上接第154页)

后的稳定安全系数为7.2,均大于4,满足规范稳定性要求,整体稳定性有所提高。

参考文献:

[1] 陈宝春.钢管混凝土拱桥[M].北京:人民交通出版社,2007.
 [2] GB 50923—2013,钢管混凝土拱桥技术规范[S].

[3] JTG/T D65-06—2015,公路钢管混凝土拱桥设计规范[S].
 [4] 颜全胜,徐升桥.大跨度钢管混凝土拱桥的稳定承载力分析[J].铁道标准设计,2003(7):16-18.
 [5] 黄云,张清华,叶华文,等.钢管混凝土系杆拱桥空间稳定性分析[J].桥梁建设,2014,44(4):50-56.