

连续拱梁组合桥的设计与结构分析

张建芝¹, 石明强²

(1. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063;

2. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430056)

摘 要:对蒙山大道桥——五跨连续拱梁组合桥的设计过程进行了详细的介绍,并对本桥建模计算进行了深入分析与研究. 结果表明:体外预应力的设置与否对主拱拱脚水平反力影响显著,为类似桥梁设计提供参考.

关键词:连续梁桥;拱桥;拱梁组合桥;结构分析

中图分类号:U448.215

文献标识码:A

doi:10.3969/j.issn.1674-2869.2011.06.009

0 引言

对于全长 100~200 m 范围内的中等跨径桥梁,能够参与竞争的桥梁形式主要是钢筋混凝土拱桥与预应力混凝土连续梁桥. 钢筋混凝土拱桥造价低廉,但需要有良好的地基以承担拱脚的水平推力;预应力混凝土连续梁桥对地基要求不高,但混凝土与预应力指标高,不经济. 连续拱梁组合桥结合了上述两种桥型的优点,节省材料、降低造价、对地基要求低、施工工艺简单^[1].

1 工程概况

山东省临沂市蒙山大道跨涑河桥属于拆除老桥新建桥梁工程,桥址位于临沂市涑河中段,现河床宽约 95.00 m,水面宽约 85.00 m,设计常水位 69.50 m,水流由西向东流动. 设计勘察揭露深度范围内地层主要为上部第四系粘性土、砂土,下伏奥陶系石灰岩.

为使桥梁充分体现临沂历史文化特色,与整个涑河的治理开发融为一体,同时满足通行、通航和城市行洪的需要,本桥经过多轮方案比选,最终确定采用五跨连续拱梁组合桥. 考虑桥梁景观需要,本桥采用斜桥正做的方式,桥梁与河道中心线斜交 20°,同时为了避免桥墩对河道行洪的影响,本桥跨径组成设为(22+25+30+25+22) m. 桥梁全长 124 m,全宽 30 m,按双幅桥设置,为双向六车道、外侧设置人行道. 桥梁标准横断面布置:3.0 m(人行道及栏杆)+12 m(机动车道)+12 m(机动车道)+3.0 m(人行道及栏杆)=30 m. 桥面设置 R=1 800 m 的竖曲线,从竖曲线两端起设置

3%的纵坡与地面道路衔接,见图 1.



图1 蒙山大道桥效果图

Fig. 1 The rendering of mengshan mountain bridge

2 技术标准

本桥设计车速为 60 km/h,设计荷载采用城—A 级,人群荷载取值 3.5 kN/m^2 ,车行道设双向 2% 的桥面横坡,人行道设反向 1% 的横坡,桥头最大填土高度在 4.0 m 以下. 温度荷载采用升温 25 °C,降温 25 °C.

针对本桥所在地区,地震基本烈度为 7 度,地震动峰值加速度为 0.15 g,地震动反应谱特征周期为 0.35 s.

3 结构设计

3.1 边跨拱圈

桥梁两侧的边跨采用一端简支一端固结的钢筋混凝土拱圈,其中梁端直线段长 9.5 m. 边跨曲线标准段轴线线形为二次抛物线形,梁高 0.9 m,梁宽 13.0 m,采用单箱五室截面;顶、底板厚 18 cm,顶底板至拱脚部位加厚至 25 cm;中腹板厚 24 cm,边腹板厚 27 cm,至拱脚部位分别加厚至 34、37 cm.

边跨直线标准段梁高 0.9 m,顶宽 14.99 m,底宽 13 m,悬臂长 1.0 m,采用单箱五室截面;顶

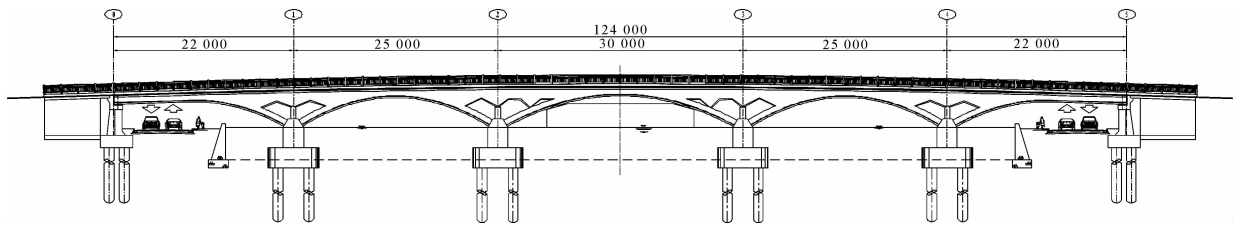


图 2 桥型立面图

Fig. 2 Bridge elevation

底板厚 18 cm;中腹板厚 24 cm,边腹板厚 27 cm,至支点分别加厚至 34、37 cm.边跨拱圈桥台处梁端与桥梁中心线斜交 20°边跨拱圈在挂梁与拱圈结合处采用厚 2.2 m 的横梁过渡.

此外,在边跨拱圈各箱室内设置 $\phi 70$ cm 的人孔,便于日后人员对体外索的检查.

3.2 中跨拱圈

中跨主拱圈两端固结,计算跨径 28.1 m,矢跨比 1/7.21,拱轴线采用二次抛物线.主拱圈立面等高度,拱圈高 0.9 m,全宽 13 m.主拱圈采用单箱五室箱形截面,顶底板厚度 18 cm,顶底板至拱脚加厚至 25 cm;中腹板厚 24 cm,边腹板厚 27 cm,至拱脚分别加厚至 34 cm 和 37 cm.

拱圈跨中设置了厚 20 cm 的横梁.在挂梁与拱圈结合处采用厚 2.1 m 的横梁过渡.主拱圈跨中 14.2 m 顶板设 2% 的双向坡,顶宽 14.99 m,底宽 13 m,悬臂长 1.0 m.

3.3 次中跨拱圈

次中跨主拱圈两端固结,计算跨径 23.2 m,矢跨比 1/6.36,拱轴线采用二次抛物线.主拱圈立面等高度,拱圈厚 0.9 m,全宽 13 m.主拱圈采用单箱五室箱形截面,顶底板厚度 18 cm,顶底板至拱脚加厚至 25 cm;中腹板厚 24 cm,边腹板厚 27 cm,至拱脚分别加厚至 34 和 37 cm.

拱圈跨中设置了厚 20 cm 的横梁.在挂梁与拱圈结合处采用厚 2.1 m 的横梁过渡.主拱圈跨中 13 m 长顶板设 2% 的双向坡,顶宽 14.99 m,底宽 13 m,悬臂长 1.0 m.

3.4 挂梁

在中跨、次中跨、边跨拱圈之间分别设一挂梁,挂梁的支点分别设在边跨拱圈、次中跨拱圈、中跨拱圈上.与边跨拱圈相对应,挂梁采用单箱五室箱形截面.中跨与次中跨间挂梁长 13.86 m,次中跨与边跨间挂梁长 11.96 m,挂梁顶宽 14.99 m,底宽 13 m,悬臂长 1 m,等截面梁高 0.85 m.挂梁顶面设 2% 的双向横坡,两侧与主拱圈、边跨梁之间设 2 cm 的间隔缝,待浇注桥面铺装时设桥面连续构造.

3.5 腹拱及拱上建筑

在各桥墩处设置装饰腹拱,腹拱拱轴线为圆弧

曲线.在中墩处主跨侧设置两个腹拱,次中跨侧设置一个,较大的腹拱壁厚 0.16 m,小的腹拱壁厚 0.12 m,均为实心截面,腹拱与主拱圈采用不完全铰接.在主拱圈和腹拱上设置装饰侧墙,侧墙壁厚 0.15 m.

3.6 体外索

为平衡拱脚的水平推力,在主拱圈、边跨梁及简支挂梁内设置体外索,体外索贯穿整个主桥,锚固在边跨拱圈的挂梁与拱圈结合处的强大横梁上,体外束的张拉力通过边跨拱圈传递到拱脚来平衡主拱圈水平推力.体外索的立面线形为折线形,在主拱圈和边跨梁内体外索各转向处设置转向槽,转向槽由钢管制作,要求平顺,光滑^[2].另外,为使体外束受力合理、方便牵引,在主拱圈和边跨梁内每隔一定距离设置滚轴定位装置支撑体外索,并采取一定措施避免体外索的振动.体外索采用环氧喷涂钢绞线双层无粘结钢绞线(OVM-S4),配套锚具为 9 $\phi 15.2$ 可换式钢绞线成品索锚具,预应力钢绞线标准强度 $f_{pk}=1\,860$ MPa,每根索的张拉控制力为 0.60 f_{pk} ,每束张拉控制力为 1 406.16 kN,单幅桥设 6 束,全桥共 12 束.

3.7 桥墩

桥墩基础采用群桩基础,承台厚 2.5 m,单幅顺桥向与横桥向尺寸分别为 6.2 和 16.2 m,为圆端形承台.拱座与承台做成整体形式,高 3.6 m,顺桥向与横桥向尺寸分别为 2.5 和 13.6 m.单幅桥墩承台下设置 10 根直径 1.2 m 的钻孔灌注桩,呈 2 排布置.

3.8 桥台

桥台为肋板式桥台,承台厚 1.5 m.单幅桥台下设置 5 根直径 1.2 m 的钻孔灌注桩,呈梅花型布置.

4 整体计算

4.1 计算概述

连续拱梁组合桥属于高次超静定结构,其设计计算的难点在于上部结构的静力分析.总体静力计算根据桥梁施工流程划分结构计算阶段,按《公路桥涵设计通用规范》和《公路钢筋混凝土及预应力

混凝土桥涵设计规范》的要求,将施工荷载、自重、预应力、二次力、整体升降温、活载及地基不均匀沉降等荷载进行组合,验算结构极限承载力、结构在施工阶段应力、运营阶段裂缝及整体刚度是否符合规范要求. 总体计算采用《桥梁博士 V3.2》.

4.2 荷载组合

承载能力极限状态组合为:组合Ⅰ,基本组合,按规范 JTG D60—2004 第 4.1.6 条规定;按此组合验算结构的承载能力极限状态的强度.

正常使用极限状态组合为:组合Ⅰ,长期效应

组合,按规范 JTG D60—2004 第 4.1.7 条规定;组合Ⅱ,短期效应组合,按规范 JTG D60—2004 第 4.1.7 条规定;组合Ⅲ,标准值组合.

4.3 结果分析

4.3.1 持久状况承载能力极限状态强度计算

经过计算分析,得拱梁组合结构正截面承载能力及承载能力极限状态荷载效应包络图如下图所示. 图中的单位均以 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 计,正值代表正弯矩,负值代表负弯矩.

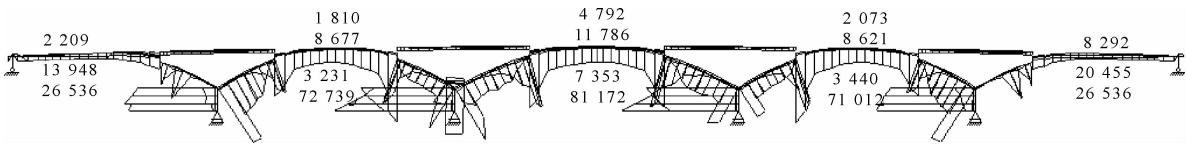


图 3 钢筋混凝土拱梁组合结构抗弯承载力与荷载效应包络图

Fig. 3 The envelope diagram of flexural strengthening and load effect in reinforced concrete arch and beam hybrid system structure

由图可见,结构正截面承载能力极限状态荷载效应包络图完全处于结构正截面承载能力包络图中.

4.3.2 持久状况正常使用极限状态裂缝计算

通过计算,得到结构短期效应组合下载面上、下缘混凝土的裂缝宽度如图所示. 图中裂缝宽度单位以 mm 计.

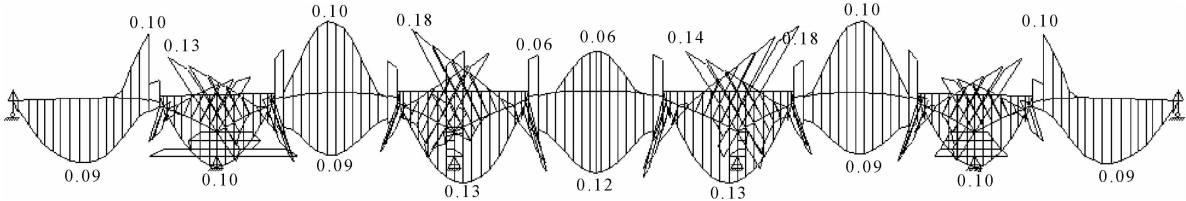


图 4 钢筋混凝土拱梁组合结构短期效应组合下载面上、下缘混凝土的裂缝宽度

Fig. 4 The concrete crack width of bottom section in Short-term effect combination for the reinforced concrete arch and beam hybrid system structure

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)中第 6.4 条,钢筋混凝土构件在正常使用极限状态下的裂缝宽度应按作用短期效应组合并考虑长期效应影响进行验算.

本构件处于Ⅰ类环境,在短期效应组合作用并考虑长期效应影响下,钢筋混凝土构件的最大裂缝宽度不应超过 0.20 mm .

由上图可见,在作用短期效应组合下,构件截面上、下缘混凝土的裂缝宽度最大值发生在中跨拱圈拱脚处,约为 $0.18 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$,满足设计要求.

4.3.3 短暂状况构件应力计算 对拱梁组合结构各施工阶段进行应力计算,得短暂状况正截面混凝土的最大压应力出现在铺设二期恒载、拆除支架后的阶段,位于中跨拱圈与次中跨拱圈之间的挂梁跨中,值为 4.216 MPa ;中性轴处的最大主拉应力

同样出现在铺设二期恒载、拆除支架后的阶段,位于边跨拱圈拱脚下缘,值为 0.950 MPa .

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)中第 7.2.4 条,钢筋混凝土受弯构件受压区正截面混凝土边缘的压应力应符合下列规定:

$$\sigma'_{tp} \leq 0.8 f'_{ck} = 0.8 \times 26.8 = 21.44 \text{ MPa}$$

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)中第 7.2.5 条,钢筋混凝土受弯构件中性轴处的主拉应力应符合下列规定:

$$\sigma'_{tp} \leq f'_{tk} = 2.40 \text{ MPa}$$

由上述计算数据可见,拱梁组合结构受压区混凝土边缘压应力和中性轴处的主拉应力均满足规范容许的最大应力要求.

4.3.4 标准值组合作用下支承反力汇总 标准值组合作用下支承反力如表 1 所示.

表 1 标准值组合作用下支承反力

Table 1 The support reaction in standard combination effect

| 支点位置 | 内力 | 水平最大 | 水平最小 |
|---------------|------------|---------|--------|
| 中跨拱脚 | 水平力/kN | 3 490 | −496 |
| | 竖向力 /kN | 14 800 | 15 200 |
| | 弯矩 /(kN·m) | −3 550 | 2 540 |
| 边跨拱脚 | 水平力/kN | 4 690 | −5 470 |
| | 竖向力/kN | 13 900 | 13 600 |
| | 弯矩/(kN·m) | −21 100 | 14 900 |
| 边跨拱圈 单向支承处 | 水平力/kN | 0 | 0 |
| | 竖向力/kN | 1 680 | 1 680 |
| | 弯矩 /(kN·m) | 0 | 0 |

5 体外预应力对支承反力的影响

上述第 5.3 节中,拱梁组合结构分析结果均为在有体外预应力作用下所得.在结构中没有设置体外预应力的情况下,标准值组合作用下各支承反力结果如下:

表 2 标准值组合作用下支承反力

Table 2 The support reaction in standard combination effect

| 支点位置 | 内力 | 水平最大 | 水平最小 |
|---------------|-----------|---------|--------|
| 中跨拱脚 | 水平力/kN | 4 620 | 607 |
| | 竖向力/kN | 14 700 | 15 200 |
| | 弯矩/(kNm) | −8 350 | −2 320 |
| 边跨拱脚 | 水平力/kN | 9 890 | 33.5 |
| | 竖向力/kN | 13 400 | 13 200 |
| | 弯矩/(kN·m) | −40 900 | −7 010 |
| 边跨拱圈 单向支承处 | 水平力/kN | 0 | 0 |
| | 竖向力/kN | 2 380 | 2 380 |
| | 弯矩/(kN·m) | 0 | 0 |

上表显示,在标准值荷载组合作用下拱脚处的最大水平推力出现在边跨拱脚,为 9 890 kN,相应弯矩为 −40 900 kN·m.在该水平推力和弯矩作用下,单幅桥梁边跨拱脚处群桩基础需要 20 根直径 1.2 m 的钻孔灌注桩,承台尺寸为 14.6 m×17 m×3.5 m,承台体积大,基坑维护费用高,浇注时需使用水冷却管,以保证混凝土的内外温度相差不超过 25℃,避免因温度相差太大影响承台质量.如此设计,造价高且没有充分体现连续拱梁组合桥的优势.

进一步比较表 1、表 2 可知,体外预应力的设置可显著优化各主拱拱脚处反力,而对于拱脚基础而言,水平推力起主要控制作用.设置体外预应力后,水平推力变化最为明显的是边跨拱脚.

表 3 边跨拱脚处标准值组合作用下支承反力比较表

Table 3 The comparison table of support reaction in standard combination effect for arch springing of side span

| 工况 | 水平力/ kN | 竖向力/ kN | 弯矩/ (kN·m) |
|------------|------------|------------|---------------|
| 永有体外预应力作用下 | 4 690 | 13 900 | −21 100 |
| 无体外预应力作用下 | 9 890 | 13 400 | −40 900 |
| 比较 | −52.6% | / | −48.4% |

从表 3 分析结果可知,在有体外预应力作用下,边跨拱脚的最大水平推力减少了 52.6%,弯矩减少了 48.4%.单幅桥梁边跨拱脚处群桩基础仅需 10 根直径 1.2 m 的钻孔灌注桩即可保证结构安全,显著优化了拱脚处基础尺寸,节省了造价.

6 结 语

本研究对山东省临沂市蒙山大道跨涑河桥的设计进行了研究和介绍,并对体外预应力对结构支承反力的影响进行了深入比较和分析,结果显示,体外预应力的设置与否对主拱拱脚水平反力影响显著.

参考文献:

[1] 潘少冬.连续梁拱组合体系桥应用实践[J].铁道建筑,2006,10:21-22.

[2] 金成棣.预应力混凝土梁拱组合桥梁——设计研究与实践[M].北京:人民交通出版社,2001.

[3] 李元松,李新平,姜天华,等.大跨度斜拉桥施工控制方法研究[J].武汉工程大学学报,2007,29(4):45-48.

[4] 李国平.连续拱梁组合桥的性能与特点[J].桥梁建设,1999(1):10-13.

[5] 罗世东,严爱国,刘振标.大跨度连续刚构柔性拱组合桥式研究[J].铁道科学与工程学报,2004,1(2):57-62.

[6] 宋金强,朱宏平,黄民水.基于静动载试验的大型桥梁健康评估[J].武汉工程大学学报,2010,32(3):57-61.

Design and structural analysis of arch and beam hybrid system bridge

ZHANG Jian-zhi¹, SHI Ming -qiang²

(1. China Railway Siyuan Survey And Design Group Co. Ltd, Wuhan 430063, China;
2. CCCC Second Highway Consultants Co. Ltd, Wuhan 430056, China)

Abstract: In this paper, Mengshan mountain bridge, five large span arch and beam hybrid system bridge and the design process were introduced in detail, and the research of modeling calculation analyses of the bridge was done. The results show that external prestressing of the main arch of the setting or the level of reaction force of the arch are significant reference for the design of similar bridges.

Key words: continuous girder bridge; arch bridge; arch and beam hybrid system bridge structural analysis

本文编辑:张瑞



(上接第 22 页)

b. 微波热解的影响因素很多,主要有微波功率、热解时间、吸波剂、物料量、堆密度等. 玉米秸秆间歇微波热解的最佳条件为:热解温度 500 ℃、处理量 0.3 kg/kW、热解时间 15 min、堆密度大于 0.40 kg/m³、碳的添加量为 5%~10%,其热解液体、气体、固体产品产率分别为 56%、21%、23%.

参考文献:

[1] 朱锡锋. 生物质热解原理与技术[M]. 合肥:中国科学技术大学出版社,2006.
[2] 陈应泉,汪翔,陈汉平,等. 武汉城市圈农村生物质资源特点及综合利用建议[J]. 可再生能源, 2009,27

(2): 106-109.
[3] Czernik S, Bridgwater AV. Overview of application of biomass fast pyrolysis oil[J]. Energy & Fuels, 2004,18(2):590-598.
[4] Krieger-Brockett B. Microwave pyrolysis of biomass [J]. Res Chem Intermed,1994, 20(1): 39-49.
[5] 金钦汉,戴树珊,黄卡玛. 微波化学[M]. 北京:科学出版社,2001.
[6] 赵希强,宋占龙,刘洪贞,等. 农作物秸秆微波热解特性试验[J]. 农业工程学报, 2009,25(10): 210-214.
[6] 杨昌炎,杨学民,吕雪松,等. 分级处理秸秆的热解过程[J]. 过程工程学报, 2005,5(4): 379-383.

Study on microwave pyrolysis of corn straw

YANG Chang-yan^{1,2}, WU Zheng-zheng¹, ZHENG Dong-jie¹, DING Yi-gang¹, WU Yuan-xin¹

(1. Key Lab for Green Chemical Process of ministry of Education, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China;
2. College of Chemical Engineering, Huanggang Normal University, Huanggang 438000, China)

Abstract: As a renewable energy resource, corn stalks can be converted into liquid fuel by means of pyrolysis. Microwave pyrolysis of corn stalks was investigated to produce bio-oil. The results showed that microwave pyrolysis of corn straw was influenced by many factors such as microwave power, temperature, heating time, bulk density of biomass, and a ratio of material weight per kilowatt of microwave power. The process was optimized that 500 ℃ of pyrolysis temperature, a ratio of 0.3 kg of corn straw per kilowatt of microwave power, 5 to 10 percent of carbon additive of the sample can make the yield of bio-oil to reach 56%.

Key words: corn straw; microwave pyrolysis; bio-oil

本文编辑:张瑞