

# 跨铁路编组站钢桁梁危桥顶推法拆除关键技术

任文辉

(中铁四局集团第一工程有限公司, 安徽 合肥 230041)

**摘要:** 郑州市北三环快速路彩虹桥跨越亚洲最大铁路编组站, 由四跨独立的简支钢管混凝土曲弦桁架梁桥组成, 跨径组合为 122 m+62 m+62 m+122 m, 桥梁评价为Ⅳ类危桥, 因西侧跨郑州北编组站上发场咽喉区(7股道)和机务折返段(6股道), 东侧跨下到场咽喉区(4股道), 中间2孔桥下不通铁路, 拟定了纵向顶推+横向滑移移出原桥位拆除的方案, 在原结构补强后, 提出“步履式顶推装置+带顶力滑块”的复合式节点连续顶推施工方法。结果表明: 在主梁移动过程中采用多组“步履式顶推装置+带顶力滑块”对桥梁的受力状态进行实时调整, 按新增杆件及增大既有杆件截面的方法进行加固后, 旧桥钢桁梁在纵移顶推施工过程中始终处于安全可靠状态, 为复杂工况下桥梁拆除工程提供了实践参考。

**关键词:** 曲弦下承式钢管混凝土桁架桥; 复合式节点受力连续顶推; 跨既有线; 施工控制

中图分类号: U445.482; TU997

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2026)02-0280-05

## Key Technologies for Demolition of Dangerous Steel Truss Beam Bridges across Railway Marshalling Yards by Incremental Launching Method

REN Wenhui

(CTCE Group First Engineering Co., Ltd., Hefei 230041, China)

**Abstract:** Caihong Bridge in North Third Ring Expressway of Zhengzhou spans the largest railway marshalling yard in Asia and is composed of four-spans independent simple-supported concrete-filled steel tube curved chord truss beam bridge. Its span arrangement is 122 m + 62 m + 62 m + 122 m. The bridge is evaluated as a Class IV dangerous bridge. Due to the bridge spanning the upper departure throat area (7 tracks) and the locomotive return section (6 tracks) of Zhengzhou North Marshalling Yard at the west side, and at the east side spanning the lower arrival throat area (4 tracks), and no railway access under the two spans in the middle, a scheme for the removal of the bridge from its original location through longitudinal incremental launching + transverse sliding is proposed. After the reinforcement of the original structures, a composite joint continuous incremental launching method of “walking incremental launching device + slider with pushing force” is proposed. The results show that during the girder movement, the stress state of the bridge is adjusted in real time by using the multiple sets of “walking incremental launching device + slider with pushing force”. After the reinforcement by adding new members and increasing the cross-section of existing members, the steel truss beams of the old bridge have always been in a safe and reliable state during the longitudinal displacement and incremental launching construction process, which provides practical reference for the bridge demolishing projects under the complex construction conditions.

**Keywords:** curved chord through concrete-filled steel tube truss bridge; composite joint continuous incremental launching under force; spanning existing railway lines; construction control

## 0 引言

郑州市北三环快速路彩虹桥是由四跨独立的简支钢管混凝土曲弦桁梁(见图1), 以下简称“钢桁梁桥”)组成的跨线桥, 跨越亚洲最大的铁路编组站——郑州北站, 跨径组合为 122 m+62 m+62 m+

122 m, 全长 368 m。该桥呈东西走向, 其西侧跨郑州北编组站上发场咽喉区(7股道)、机务折返段(6股道), 东侧跨上、下场咽喉区(4股道), 中间2孔桥下不通铁路; 北三环下穿郑州北编组站辅道(U型槽/挡墙+框架涵)位于该桥南北两侧。其中 122 m 跨桥面 28.8 m 宽, 主桁中心距 16.4 m, 上弦杆为钢管内填充混凝土, 下弦杆为开口钢箱梁内设先张法钢绞线和钢筋拉杆并采用 C20 砂浆填充, 腹杆为  $\phi 600$  mm $\times$ 8 mm 钢管, 上弦杆共设置一字形钢管桁架风撑 5 道。桥

收稿日期: 2025-07-29

作者简介: 任文辉(1982—), 男, 学士, 高级工程师, 从事桥梁施工与结构设计工作。

面系纵向每5 m间距设置1道截面为开口钢箱梁的横梁,横梁上设预埋钢筋深入桥面现浇层与桥面相连,设55 mm厚的预制钢筋混凝土板作为桥面现浇层底模。全桥钢结构材质均为16 Mnq,焊接连接。

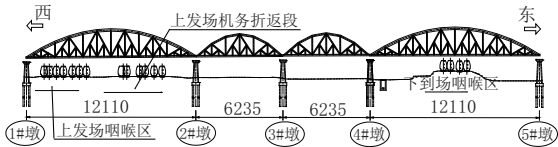


图1 既有彩虹桥立面布置图(单位:cm)

1995年6月郑州市彩虹桥建成通车,多年来伴随城市的快速发展,超限车辆急剧增加,给桥梁结构产生不同程度损伤。该桥自2008年起历经多次外观检测、静动载试验、加固方案设计和专家论证<sup>[1-2]</sup>,2020年经检测桥梁结构存在安全问题,被列为IV类危桥<sup>[3-4]</sup>,为消除现状桥梁安全隐患及交通瓶颈,需对其拆除新建。

现状桥梁存在下弦杆预应力损失情况不明、钢管混凝土大面积脱空、节点锈蚀严重等问题,计算模型参数与实际存在较大偏差,检算过程中,采取多重不同计算假定,分析汇总,形成最不利计算结果,指导旧桥加固及顶推施工。现状桥梁上跨郑北编组站,桥下股道密集,且接触网较多。桥梁两侧紧邻北三环辅道,交通繁忙。施工期间铁路及辅道均需保

证正常运行,因此顶推临时设施布置及安拆受限。受桥梁跨越既有线及主梁结构形式等影响,常规的顶推方式<sup>[5]</sup>不适用。国内尚无同类桥梁拆除施工先例,施工技术难度大、安全风险高。根据该桥特点,吸收传统拖拉滑移法<sup>[6]</sup>和常规步履式顶推法<sup>[7]</sup>的优点,选用了“步履式顶推装置+带顶力滑块”的复合式节点受力连续顶推拆除施工方法。

1 拆除方案

1.1 总体施工方案

根据旧桥建设施工方法,结合周边施工环境,旧桥拆解采用“纵向顶推+横向滑移”法施工,利用纵向顶推及横向滑移系统将四孔钢桁梁移至北侧拆解平台进行拆解<sup>[8-9]</sup>。

旧桥拆解总体施工方案及步骤为:(1)临时设施施工,同时拆除主桥桥面系;(2)中间两孔62 m钢桁梁桥直接利用横移系统横移至北侧拆解平台进行拆解;(3)东侧122 m钢桁梁桥先利用纵移系统向西纵移至横移位置,最后利用横移系统横移(含导梁)至北侧拆解平台进行拆解;(4)西侧122 m钢桁梁桥先利用纵移系统向东纵移至后导梁尾端跨过机务折返段并拆除后导梁,然后向西反向纵移至横移位置,最后利用横移系统横移至北侧拆解平台进行拆解。

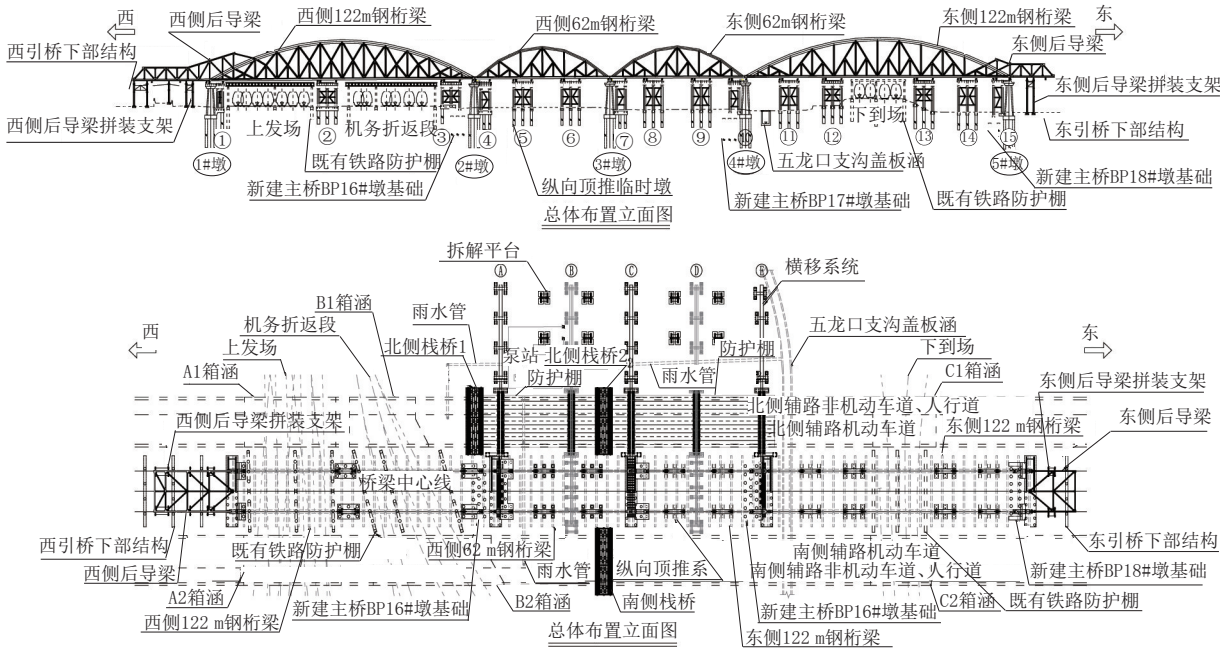


图2 主梁拆除施工总体布置图

1.2 西边跨顶推工艺研究

西侧122 m跨钢桁梁共24节间,顶推距离120 m,顶推重量2 654.0 t。顶推最大跨度58.3 m,在钢桁梁西侧尾端设置35 m长后导梁。钢桁梁由西向东顶推

至中间2孔62 m跨位置,再通过滑道横移至北侧拆解支架上拆除。钢桁梁移动过程中只能在节点附近承受较大顶力,且节点位置随施工过程不断变化,针对此特点本文提出了“步履式顶推装置+带顶力滑

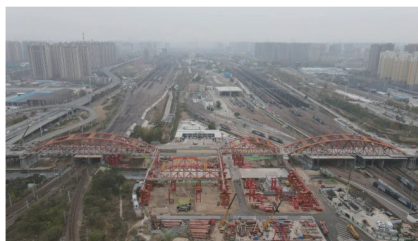


图3 纵、横移系统现场图片

块”的复合式节点受力连续顶推施工方法。

## 2 复合式节点受力连续顶推施工工艺

### 2.1 顶推设备布置

旧桥拆解东、西边跨 122 m 钢桁梁纵移采用“步履式顶推装置+滑块”的复合式节点受力连续顶推方案。钢桁梁横向 2 片主桁下各设置 1 个顶推临时墩,每个临时墩顶上设纵向的滑道梁 1 组,其上摆放顶推设备系统。结合钢桁梁结构特点及施工方法,滑道梁上方布置 2 台 250 t 步履式顶推装置(单台限压 100 t,提供顶推水平力 50 t,以下简称“顶推装置”)及 1 个滑块(内置 1 000 t 千斤顶),2 台顶推装置分别布置在滑道梁两端,滑块布置在对应钢桁梁节点下方,通过顶推装置带动钢桁梁及滑块整体纵移。顶推装置布置如图 4 所示。

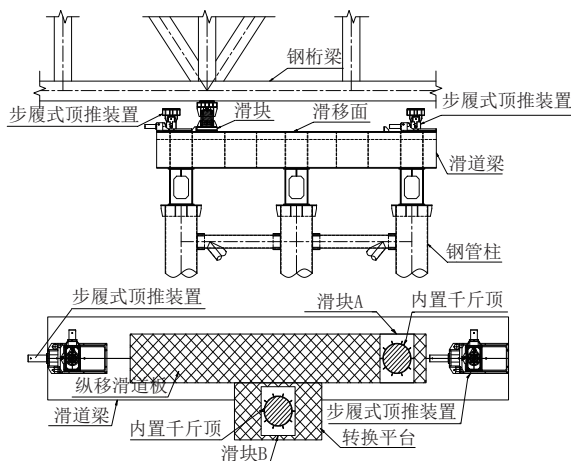


图4 顶推装置布置图

### 2.2 顶推施工流程

顶推过程中,两台顶推装置同时起顶至设计顶力,然后由顶推装置提供水平推力向前顶进,水平推力通过钢桁梁传递至滑块上,克服滑块与滑道梁间摩擦力,带动钢桁梁支撑在滑块上一起向前移动。节点反力由滑块和两台顶推装置共同承担,期间钢桁梁节点须支撑于滑块上。完成一个纵移行程后,顶推装置回落并回退至初始位置,准备下一次顶进,此时钢桁梁节点落在滑块上,节点反力全部由滑块

承担。当某临时墩上滑块滑移至墩顶滑道梁前端时,需进行滑块倒换,具体步骤为:先将另一滑块喂入滑道梁后端钢桁梁节点下,利用滑块内竖向千斤顶起顶至设计顶力,完成滑块支点转换;此时前端滑块脱空,将其从滑道梁侧面拖出(转移到滑道梁后端备用),完成滑块倒换,继续下一顶推循环。滑块倒换与顶推施工详如图 5 所示。

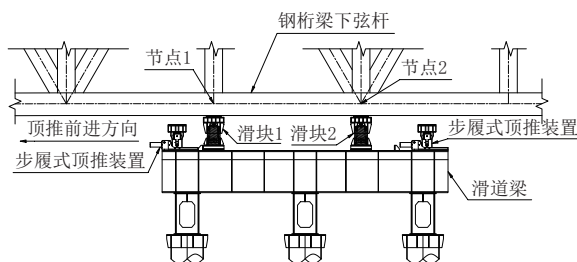


图5 滑块倒换示意图

### 2.3 顶推能力分析

该顶推方式的受力分析与计算原理如下:

$$2N_1\mu_1 - N_2\mu_2 > 0, N = N_1 + N_2 \quad (1)$$

进一步推导:

$$N_1 > \frac{N}{2K + 1}, K = \frac{\mu_1}{\mu_2} \quad (2)$$

式中: $N$ 为临时墩位置所有支撑反力之和; $N_1$ 为顶推装置反力,现场控制主动加载; $N_2$ 为滑块反力,通过油压或传感器监控; $\mu_1$ 为顶推装置及滑块与下弦杆间的摩擦系数; $\mu_2$ 为滑块与滑道梁间的摩擦系数。 $K$ 为 $\mu_1$ 与 $\mu_2$ 的比值,反映了顶推效率。

由此可得,(1) $\mu_1 > \mu_2$ ,滑块同主梁一起滑动;(2) $N$ 为确定时, $K$ 值越大,顶推装置竖向力要求越低,对非节点位置梁受力影响小,顶推效率越高,即可用较小的水平力移动相同的重量。本项目顶推时在顶推装置及滑块顶垫“石棉板+橡胶垫”,增大 $\mu_1$ ,同时在滑块底设置 MGE 板,滑道梁顶设置不锈钢板,涂润滑油脂等措施<sup>[10]</sup>,减小 $\mu_2$ 。

### 2.4 施工控制重难点

西侧 122 m 跨钢桁梁顶推重量大、跨度大、支点反力大,该顶推方案控制重难点如下。

(1)顶推设备控制要求为:a.纵移同步。顶推装置应纳入同一控制系统,以实现同步纵移,保证单个临时墩不平衡水平力不大于单墩竖向力的 10%;b.竖向力分配控制。纵移过程中,通过同一控制系统同步适时调整滑块内置竖向千斤顶起顶高度,对标高进行适应,以保证竖向力分配达到控制要求。

(2)滑块和 2 台顶推装置共同受力时,为保证钢桁梁节点、下弦杆受力要求,同时达到滑块跟随节点

移动效果,竖向力分配控制要求为:单个临时墩所受反力>600 t时,2台顶推装置各承担100 t,其余由滑块承担;单个临时墩所受反力<600 t时,2台顶推装置各承担1/6反力,其余2/3反力由滑块承担。

(3)为保证顶推装置提供的水平力满足主梁滑动要求,摩擦面控制要求为:须保证顶推装置及滑块顶面与下弦杆间摩擦系数≥0.4;滑块与滑道梁间摩擦系数≤0.06。

3 顶推施工模拟分析

桥梁在顶推过程中,主梁始终与导梁连接形成连续梁体系,随着顶推过程中临时墩位置变化,引起连续梁体系内力重分配,并影响临时墩支点反力。为得到顶推全过程所受最不利内力及临时墩支点反力,采用先整体、后局部的总体思路进行有限元计算分析<sup>[11]</sup>。

3.1 顶推总体计算

3.1.1 计算模型

利用MIDAS Civil建立(加固后)梁单元模型,如图6所示,考虑不同的预应力损失情况,利用施工阶

段模拟顶推全过程,分析模型中顶推长度取5.0 m,在滑块支承点处约束竖向位移,共建立35个施工阶段模型。通过顶推全过程模拟计算可得各工况结构内力、位移及支点反力。

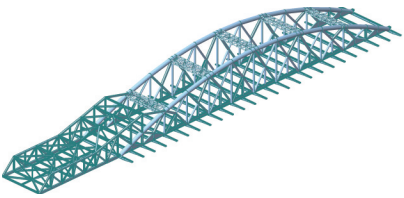


图6 西侧122 m跨顶推施工计算模型

3.1.2 计算假定

(1)上弦杆在顶推过程中内力存在受拉情况且脱空面积占比较高(脱空面积占比76.09%,脱空深度3~5 mm),计算时上弦杆混凝土计为荷载而不考虑其与钢管共同受力。

(2)原桥施工工序为先张拉锚固预应力束,然后在下弦杆内灌注高强砂浆。预应力损失情况无法确定,对下弦杆剩余预应力情况(100%、80%、60%、40%、20%、10%、0%)分别计算并对比分析结果数据。如表1所示,当下弦杆预应力无损失时计算结果最不利,故按下弦杆预应力无损失计算。

表1 预应力影响情况计算结果对比表

| 序号 | 剩余预应力 | 临时墩反力/kN |       |       |       |       |       |       |       |       |       | 主梁应力/MPa |        | 主梁变形/mm |        |
|----|-------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|--------|---------|--------|
|    |       | 1#       | 2#    | 3#    | 4#    | 5#    | 6#    | 7#    | 8#    | 9#    | 10#   | 最大       | 最小     | 最大      | 最小     |
| 1  | 100%  | 4 288    | 7 029 | 7 307 | 4 827 | 4 885 | 5 313 | 4 605 | 4 768 | 4 586 | 3 144 | 196.2    | -255.5 | 60.6    | -424.7 |
| 2  | 90%   | 4 158    | 6 952 | 7 114 | 4 616 | 4 719 | 5 203 | 4 465 | 4 609 | 4 422 | 2 970 | 195.8    | -245.9 | 63.7    | -420.9 |
| 3  | 80%   | 4 028    | 6 879 | 6 920 | 4 461 | 4 554 | 5 092 | 4 324 | 4 450 | 4 258 | 2 796 | 195.3    | -236.2 | 66.8    | -417.2 |
| 4  | 60%   | 3 768    | 6 723 | 6 533 | 4 849 | 4 223 | 4 870 | 4 044 | 4 132 | 3 930 | 2 447 | 194.3    | -217.0 | 73.0    | -409.8 |
| 5  | 40%   | 3 508    | 6 571 | 6 146 | 4 895 | 3 891 | 4 648 | 3 763 | 3 813 | 3 602 | 2 099 | 193.6    | -197.7 | 79.2    | -402.4 |
| 6  | 20%   | 3 247    | 6 499 | 5 759 | 4 578 | 3 560 | 4 426 | 3 482 | 3 495 | 3 274 | 1 751 | 193.1    | -178.5 | 85.5    | -394.9 |
| 7  | 0%    | 2 988    | 6 917 | 5 372 | 4 262 | 3 229 | 4 205 | 3 201 | 3 177 | 2 946 | 1 402 | 192.7    | -172.6 | 92.8    | -387.5 |

(3)下弦杆内填充的C20砂浆同上弦杆假定,按荷载计入。

3.1.3 计算荷载

(1)结构自重;(2)下弦杆预应力;(3)临时施工荷载;(4)雪荷载;(5)风荷载;(6)支点高差。

3.1.4 计算结果

如图7和图8所示,钢桁梁在最大悬臂状态工况下单个临时墩支点反力最大为717.8 t,钢桁梁及导梁最大变形为350.6 mm,最大组合应力为193.5 MPa,均满足规范要求。

3.2 节点局部计算

钢桁梁下弦杆与腹杆连接节点分为T形、KT形两种,节点结构尺寸较小,且顶推过程中节点受力较

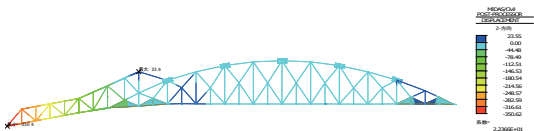


图7 顶推拆除工况最大变形图(单位:mm)

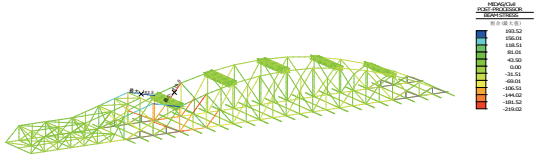


图8 顶推拆除工况最大组合应力图(单位:MPa)

大。为保证旧桥钢桁梁纵移施工过程中结构安全,需验算节点的受力性能<sup>[12]</sup>。

选取受力较不利的钢桁梁腹杆与下弦杆连接节点、腹杆间节点,利用MIDAS FEA建立节点(加固后)局部模型进行细部分析。如图9所示,钢桁梁下弦

杆节点最大范梅塞斯应力为 242.1 MPa,腹杆与下弦杆连接节点最大范梅塞斯应力为 201.1 MPa,均满足规范要求。

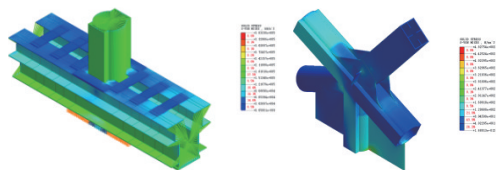


图9 节点应力图(单位:MPa)

### 3.3 结构加固

考虑既有桥使用年限较长,钢结构强度需进行折减,且根据桥梁检测报告显示,既有桥梁钢结构已存在不同程度病害。按照折减后的换算截面建立全桥顶推计算模型。计算结果表明,结构不加固状态下,钢桁梁纵向顶推过程中,大部分腹杆及下弦杆应力水平超标,因此,必须对原有结构进行加固。

旧桥腹杆主要采用新增腹杆、部分既有腹杆补强(两道[40c 槽钢焊接于既有腹杆两侧)两种加固方式,加固材料与原有腹杆焊接连接。下弦杆采用顶板翼缘开孔,栓接槽钢方式进行加固。

为减小结构加固时的焊接残余应力,加固材料焊接需在主梁低应力水平下进行。结构加固前采用拆除既有桥面板减小梁部荷载、临时墩顶抄垫支承减小主梁跨度等方式,降低钢桁梁整体应力水平。对加固杆件焊接顺序进行模拟计算并优化,保证了全桥加固材料焊接在较低应力水平下进行。

## 4 施工过程监控

主梁顶推拆除过程中结构受力体系不断改变,杆件内力大小、属性(拉、压)均不断变化。对拆除全过程进行及时有效地监控,对比理论计算数据,掌握结构受力状态,可有效保障旧桥拆除主体与临时结构安全<sup>[13]</sup>。

根据有限元计算结果,如图 10 所示,在主梁上设置监测点,重点监测钢桁梁偏位、滑块顶力、变形及杆件应力。

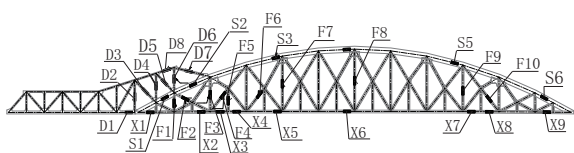


图10 监测点布置图

顶推拆除过程中,现场实测主梁监测点应力及应变与理论计算值偏差较小,有效保障了施工安全。

## 5 结 语

郑州市彩虹桥钢桁梁顶推拆除施工具有顶推重量大、顶推跨度大、旧桥结构损伤严重、周边施工环境复杂等特点,“步履式顶推装置+带顶力滑块”的复合式节点受力连续顶推拆除施工方法的成功应用,为今后类似工程提供了实践参考。

(1)“步履式顶推装置+带顶力滑块”的复合式节点受力连续顶推施工方法工艺原理清晰、结构简单、操作方便,有效契合钢桁梁步履式顶推施工,特别适用公路行业钢桁梁弦杆结构相对较弱的情况。

(2)该施工方法通过双摩擦系数调控形成协同效应:顶推装置与主梁间高摩擦系数确保顶推力高效利用,滑道梁与滑块间低摩擦系数减少滑移系统阻力,共同提升顶推效率。未来可通过对摩擦界面处理的新工艺和新材料研究应用,实现更大吨位的主梁顶推滑移。

### 参考文献:

- [1] 李锐,郭一斌.郑州北环彩虹桥主桥加固设计[J].四川建筑科学研究,2014,40(3):75-77.
- [2] 王艳,陈淮,李杰,等.曲弦下承式钢管混凝土桁梁桥加固方案研究[J].世界桥梁,2015,43(5):74-79.
- [3] 河南省公路工程试验检测中心有限公司.郑州市北环跨铁路枢纽立交桥荷载试验报告(E2008-072)[R].郑州:河南省公路工程试验检测中心有限公司,2008.
- [4] 中铁大桥科学研究院有限公司.郑州市北环跨铁路编组站彩虹桥检测评估报告[R].武汉:中铁大桥科学研究院有限公司,2020.
- [5] 赵人达,张双洋.桥梁顶推法施工研究现状及发展趋势[J].中国公路学报,2016,29(2):32-43.
- [6] 许颖强,尹筱.郑焦城际铁路黄河桥钢桁梁顶推施工控制关键技术[J].世界桥梁,2014,42(05):27-30.
- [7] 娄松,吴芳,江湧,王戒躁.大吨位钢桁梁步履式顶推滑移施工力学行为分析[J].桥梁建设,2021,51(1):66-73.
- [8] 中铁第四勘察设计院集团有限公司.郑州彩虹桥及接线拆解与新建工程施工图设计[Z].武汉:中铁第四勘察设计院集团有限公司,2021.
- [9] 周卫卫.郑州彩虹桥拆解涉铁影响评估分析[J].工程技术研究,2020,5(24):76-77.
- [10] JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [11] 华旭刚,曹利景,王钰,陈政清.钢桁梁桥大悬臂状态顶推启动瞬态动力效应分析[J].桥梁建设,2019,49(4):18-22.
- [12] 田仲初,陈耀章,赵利平,程永舟.连续钢梁顶推过程局部接触分析及改善措施[J].长安大学学报(自然科学版),2012,32(4):44-50.
- [13] 李良军.多跨长联公轨合建钢桁梁桥顶推施工控制技术研究[J].城市道桥与防洪,2022(7):113-117;131.