

文章编号:1671-6833(2021)05-0074-05

桥梁顶推施工导梁屈曲分析及加固措施研究

时晓晔¹, 梁岩¹, 万德坤², 陈淮¹, 方磊磊¹

(1.郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2.光山县交通运输局, 河南 信阳 465450)

摘要:大跨钢箱梁在顶推施工过程中受力复杂,导梁临时结构受力性能对大跨钢箱梁顶推施工过程安全性影响较大。以某大跨钢箱梁顶推施工为工程实例,根据实际顶推过程中发生的导梁变截面处失稳现象,采用有限元软件 ABAQUS 建立其有限元计算模型,结合现场导梁失稳截面变形情况验证了有限元模型的准确性。通过分析导梁局部失稳现象和屈曲变形特征,进一步研究了一排纵向加劲肋、两排纵向加劲肋、一排纵向与两列竖向组合加劲肋、两排纵向与两列竖向组合加劲肋 4 种不同加固方案的导梁稳定性。由计算结果分析可知:4 种加固方案导梁第 1 阶失稳特征值分别提高了 1.9%、63.8%、26.0% 及 93.5%,纵向加劲肋优于竖向加劲肋的效果。结合现场结构实际受力情况,可优先选用纵向加劲肋加固。根据数值分析结果及高速通行作业时间要求,确定了符合工程实际且便于施工的导梁加固方案:采用两排纵向加劲肋进行加固。加固效果表明,加固后的导梁在后续顶推施工过程中未发生失稳现象,保障了钢箱梁后续顶推施工的安全进行。鉴于顶推施工过程的不确定性,顶推施工过程应实时监测,出现异常情况时应及时落梁。研究成果可为同类工程施工提供参考。

关键词:钢箱梁桥;导梁;屈曲;加固;顶推法

中图分类号: U445 **文献标志码:** A **doi:**10.13705/j.issn.1671-6833.2021.05.006

0 引言

顶推法在梁桥顶推施工中设置了钢导梁和临时墩,改善了梁体在顶推过程中的受力情况^[1-3]。按照顶推设备数量,顶推法^[4-5]可分为单点顶推和多点顶推,其中多点顶推可减少梁体对桥墩的水平作用力,无须大型顶推设备,还能有效控制梁体的偏离^[6],因此钢箱梁桥多采用多点同步步履式施工方法。导梁是临时辅助性结构,能适当减少梁体悬臂长度,降低主梁在悬臂状态下的最大负弯矩值^[7-8]。此外,顶推过程中导梁与钢箱梁共同作用,其长度、高度及截面形式等都会对钢箱梁受力造成较大的影响^[9-11]。因此,选择合适的导梁结构形式不仅能有效减少钢箱梁在施工过程中的受力,还能在保证施工质量与安全的基础上节约成本^[12]。本文以某实际大跨钢箱梁桥主梁顶推施工为工程实例,研究大跨钢箱梁顶推施工导梁的稳定性及加固措施。

1 工程概况

该桥位于某双向 4 车道二级公路,主跨采用跨度 70 m 的钢箱梁,重 953 t (不含压重混凝土及铺装层重量)。下方是车流量较大的高速公路,根据高速公路管理规定,不能采用车辆限流或封闭高速公路等措施。为了确保桥梁施工过程安全,采用端部连接工字型钢导梁的方案对主梁进行顶推施工。

主桥为单箱 4 室截面的简支钢箱梁桥,顶板设置双向 2%横坡,底板水平,中心处梁高 3.4 m,采用智能三维千斤顶调整系统进行多点顶推施工,其立面布置图如图 1 所示。导梁采用 Q345B 钢板制造,分节段拼装,整体顶推,顶推过程中将导梁进行分段切割拆除。导梁由 2 片变截面工字型主梁组成,2 片主梁之间有 3 片圆管组成的横梁作为横向联系,使导梁形成一个整体,用以提高导梁的整体稳定性。

在顶推支架的分配梁上安装好智能三维千斤

收稿日期:2020-11-09;修订日期:2021-01-29

基金项目:河南省科技攻关项目(212102310268)

通信作者:梁岩(1986—),男,河南洛阳人,郑州大学副教授,博士,主要从事桥梁结构力学性能分析研究,E-mail:

liangyan@zzu.edu.cn。

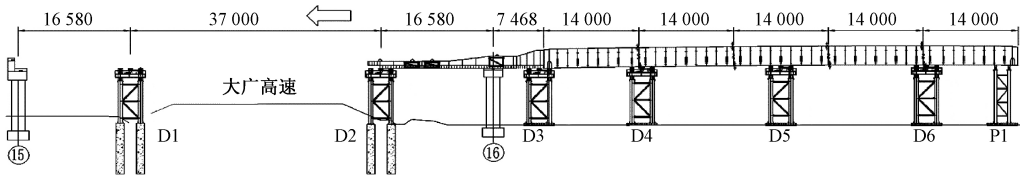


图 1 顶推施工立面布置图 (mm)

Figure 1 Elevation layout of jacking construction (mm)

顶调整系统装置,顶推时通过控制系统使千斤顶伸缸到设定活塞行程,将整个钢箱梁顶起,离开垫梁一段距离;然后通过控制系统同步控制顶推千斤顶伸缸,推动千斤顶在底座滑移槽中向前移动至设定好的活塞行程位置,完成钢箱梁推移;当钢梁移动系统设定的位移量后,通过控制系统顶升千斤顶缩缸到设定回程,使钢箱梁落在垫梁上,千斤顶收缸回程到原始状态,完成一个行程顶推。

当导梁根部顶推到支架(D1)时,现场工作人员发现顶推设备数据异常,观察到导梁有局部失稳现象,如图 2 所示。导梁局部失稳后立即停止顶推施工并落梁。若继续顶推,则会造成导梁失稳范围增大,整体顶推系统可能发生突然倾覆,阻断高速运营,造成重大交通安全事故。落梁后钢箱梁重量作用于 D2、D3 及 D4 墩。经核查,导梁与钢箱梁焊接牢靠,连续观察 2 h,导梁未发生进

一步变形。对顶推支架、箱梁及导梁其他部位仔细检查,各项顶推支架(D1~D6)的现场监测表明,顶推支架顶部位移及底部应力均变化正常,箱梁及导梁其他部位均无异常情况,初步判断目前导梁结构整体状态基本稳定。

经现场方案论证,可选两种加固方案:①退梁,导梁前端退出高速行驶边界,进行导梁加固;②基于目前稳定状态,为避免钢箱梁纵坡及支架标高误差引起落梁后导梁产生附加内力,D2 支架起顶一定高度,并垫高临时支座后再次落梁,由于导梁失稳范围较小,导梁除自重外仍有一定承载能力,可在导梁失稳部位局部加固。经专家论证,采用方案 2,加固时采用封闭挂篮提供作业面,但需保障挂篮底面不能侵入高速通车净空,另外加固过程中需实时监测导梁变形,加固方案需进一步计算分析。

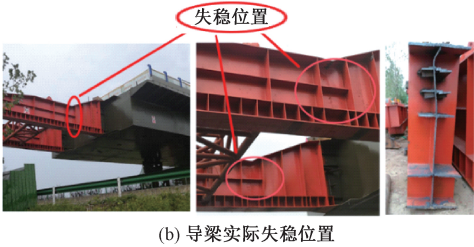
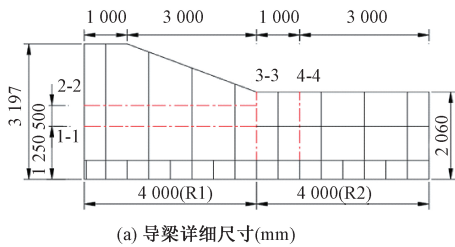


图 2 导梁失稳工况

Figure 2 Instability condition of the guide beam

2 导梁失稳屈曲分析

2.1 导梁有限元模型

在桥梁顶推过程中,主梁的受力随顶推的进行不断发生改变,导梁失稳是由于变截面处所承受的弯矩过大引起,根据施工全过程受力分析,当钢导梁前段达到 D1 墩,导梁前端荷载突然增大,变截面承受最大弯矩,此时为最不利状态。为模拟此处变形,在有限元软件 ABAQUS 中将整个导梁模型进行适当简化,对导梁建立平面计算模型,取三维壳模型模拟导梁实例,按照详细尺寸建模,腹板厚度为 14 mm,顶、底板厚度为 24 mm,竖向加劲板与横向加劲板厚度均为 12 mm,其他详细尺寸如图 2 所示。结构部件单元为 S4R,导梁端部 A-A' 截面固结,根据导梁重量换算荷载,在导梁

底部与 D1 临时墩顶部接触位置简化为一个沿竖向方向的集中力 $F=8\times10^5$ kN 以及一个弯矩 $M=4\times10^6$ kN·m,荷载作用位置 B 点距导梁端部 A 点 5 m,如图 3 所示。

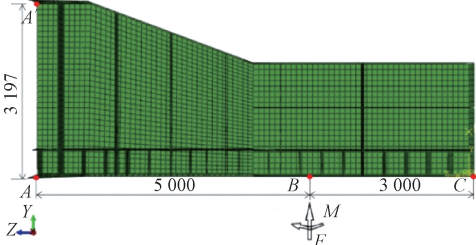


图 3 导梁有限元模型 (mm)

Figure 3 Guide beam finite element model (mm)

2.2 屈曲失稳分析

在上述荷载作用下进行屈曲特征值分析,由

于第 1 阶失稳模态特征值可近似表示导梁发生屈曲时的临界模态,提取导梁第 1 阶屈曲模态和 3-3 截面处变形图如图 4(a)、4(b)所示,图 4(c)是顶推施工完成后,对失稳断面切割测量失稳变形量所绘制的截面变形图。对比图 4(c)和 4(b)可以看出,两者变形形状相似且趋势十分接近,这也从侧面证明了本文所建立计算模型的正确性。

2.3 导梁加固方案

对钢导梁进行加固一般有增加纵向加劲肋、竖向加劲肋和斜向加劲肋 3 种方法,但导梁主要由腹板和翼缘板组成,若采用斜向加固方案,腹板加劲肋在中翼缘板位置处需要打断,施工复杂且可操作性不强。结合现场情况及施工可行性,初

步选定 4 种加固方案,如图 5 所示。方案 1 是在 R1 节段 1-1 截面处(见图 2)加一层纵向加劲肋,高度与 R2 节段处纵向加劲肋平齐;方案 2 是在方案 1 的基础上,在 1-1 截面上方 0.5 m 处 2-2 截面位置再加一层纵向加劲肋;方案 3 是在方案 1 的基础上,另外在 3-3 截面和 4-4 截面设置两列竖向加劲肋;方案 4 是在方案 2 的基础上,另外在 3-3 截面和 4-4 截面设置两列竖向加劲肋。以上所有加劲肋板厚均为 12 mm,详细截面尺寸图如图 2 所示。对 4 种方案进行失稳屈曲分析,得到加固模型与原模型的 1 阶失稳特征值对比,见表 1,其中优化效果指各方案第 1 阶特征值较原模型的增大幅度。

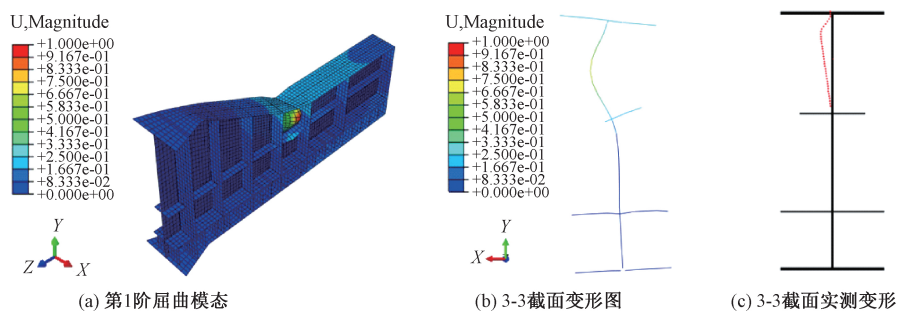


图 4 导梁变形图

Figure 4 Guide beam deformation diagram

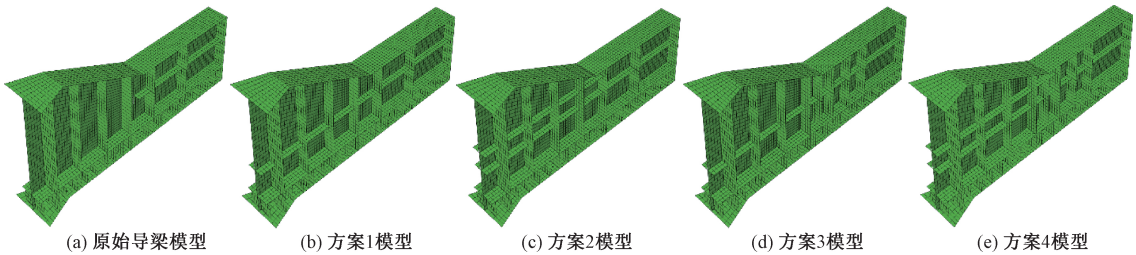


图 5 原模型与加固模型对比

Figure 5 Comparison of the original model and reinforced model

表 1 各方案第 1 阶失稳分析

Table 1 First order eigenvalue analysis table for each scheme

| 截面名称 | 第 1 阶失稳特征值 | 优化效果/% |
|------|------------|--------|
| 原模型 | 8.2 | |
| 方案 1 | 8.3 | 1.9 |
| 方案 2 | 13.4 | 63.8 |
| 方案 3 | 10.3 | 26.0 |
| 方案 4 | 15.8 | 93.5 |

由表 1 可知,4 种方案对导梁稳定性改善均有一定效果,其中方案 2、3、4 改进效果较为明显,稳定性分别增长了 63.8%、26.0%、93.5%。

提取 4 种导梁加固方案的第 1 阶失稳模态图(图 6),以及 3-3 处截面变形图(图 7)。分析计算结果可知,方案 2 的第 1 阶失稳模态屈曲最为明显,

方案 3 次之,方案 2 和方案 4 屈曲变形最小。此外,由 3-3 处截面变形可以看出,方案 1 和方案 4 屈曲失稳变形较大,方案 2 和方案 3 导梁截面几乎没有发生失稳变形。根据现场施工情况,方案 2 既能满足稳定性要求,又能较快地完成加固施工,可选择方案 2 为加固方案。

为了进一步分析 4 种方案对导梁的加固效果,使用有限元软件 ABAQUS 对导梁原始模型以及 4 种加固方案模型进行力学性能分析,原始模型应力计算结果如图 8(a)所示,原方案与加固模型计算结果对比如图 8(b)所示。对比原始模型与 4 种加固方案的应力计算结果,可以看出方案 2、3、4 对应的应力均有所改善,而方案 1 局部位置应力改善效果不佳。参考失稳模态计算结果和现场施工情况,最终选用方案 2 为实际导梁加固方案。

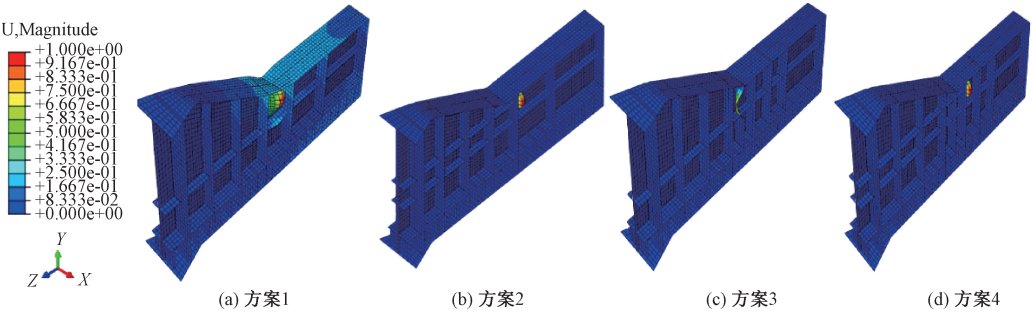


图 6 1 阶失稳模态对比

Figure 6 First-order modal of each scheme

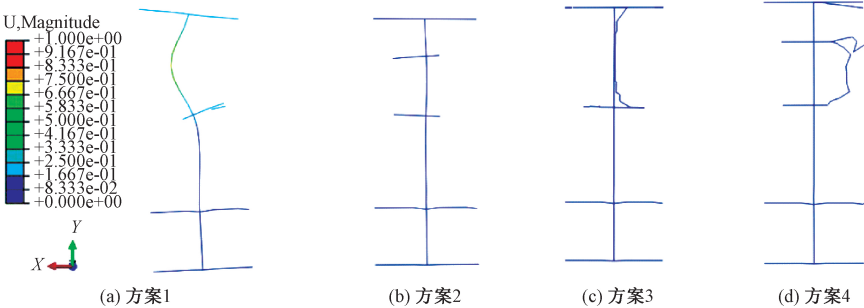


图 7 截面变形图 (3-3 截面)

Figure 7 Section deformation (3-3 section)

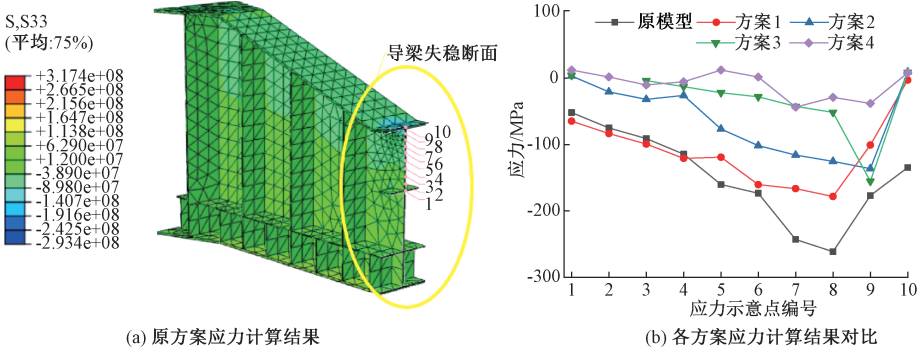


图 8 导梁应力计算结果

Figure 8 Calculation results of guide beam stress

采取方案 2 进行现场补焊加固后,继续进行顶推作业并实施监控,施工过程中未发现异常情况。如图 9 所示,顶推施工完成后,对失稳断面切割测量失稳变形量,对比加固前变形量可知,加固后导梁失稳部位未发生进一步变形,加固效果较好。

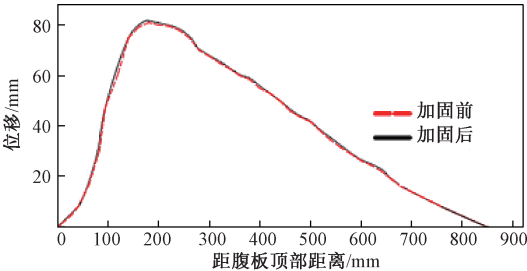


图 9 加固前后截面变形

Figure 9 Section deformation before and after reinforcement

3 结论

- (1) 鉴于顶推施工过程的复杂性和不确定性,需对顶推施工过程进行实时监测,出现异常情况时应及时落梁,并考虑结构纵坡引起的支架受力的不平衡性。
- (2) 钢导梁受弯局部失稳加固方法,纵向加劲肋优于竖向加劲肋的效果,结合现场结构实际受力情况,可优先选用纵向加劲肋加固。
- (3) 两层纵向加劲肋优于一层纵向加劲肋的加固效果,根据现场施工和结构受力情况,综合考虑经济与安全方面,可优先选择两层纵向加劲肋对导梁结构进行加固。

参考文献:

[1] 王天鹏,周先雁,贺国京,等.大跨柔性钢梁顶推施

工导梁结构优化及局部受力分析[J].公路,2016,61(7):121-124.

[2] 王卫锋,林俊锋,马文田.桥梁顶推施工导梁的优化分析[J].工程力学,2007,24(2):132-138.

[3] 曹茗棋.三桁式钢桁梁顶推施工中稳定及局部力学行为精细研究[D].石家庄:石家庄铁道大学,2017.

[4] POURSTAD V, HEIDT M, KNÖDEL P, et al. Über den einfluss der torsionssteifigkeit von längssteifen bei beulfeldern unter biaxialen druckspannungen [J]. Stahlbau, 2020, 89(2): 117-128.

[5] 王杜欣.复合荷载作用下连续钢梁弯扭屈曲的临界弯矩研究[D].兰州:兰州大学,2019.

[6] CHACÓN R, URIBE N, OLLER S. Numerical validation of the incremental launching method of a steel bridge through a small-scale experimental study [J]. Experimental techniques, 2016, 40(1): 333-346.

[7] 喻莹,罗尧治.基于有限质点法的结构屈曲行为分析[J].工程力学,2009,26(10):23-29.

[8] KÄSMAIER M, HEILAND U. Der Stahlüberbau des hochmoselübergangs-konsequent ganzheitliche lösung [J]. Bautechnik, 2019, 96(增刊 1): 31-42.

[9] YU X D, DENG Y L, YAN B. Case study of the 156 m simply supported steel truss railway bridge [J]. Structural engineering international, 2017, 27(4): 563-568.

[10] 张慎,程明,王杰,等.基于 ABAQUS 的屈曲约束支撑开发与应用[J].建筑结构,2019,49(增刊 2): 479-484.

[11] CACHOT E, VAYSSADE T, VIRLOGEUX M, et al. The millau viaduct: ten years of structural monitoring [J]. Structural engineering international, 2015, 25(4): 375-380.

[12] GRANATA M F, MARGIOTTA P, ARICI M. A parametric study of curved incrementally launched bridges [J]. Engineering structures, 2013, 49: 373-384.

Buckling Analysis of Guide Beams in Bridge Jacking Construction and Study on Reinforcement Measures

SHI Xiaoye¹, LIANG Yan¹, WAN Dekun², CHEN Huai¹, FANG Leilei¹

(1.School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2.Guangshan Transportation Bureau, Xinyang 465450, China)

Abstract: The large-span steel box girder has complex forces during the jacking construction process, and the temporary structure of the guide beam has a greater impact on the safety of the long-span steel box girder jacking construction process. In this paper, a large-span steel box girder pushing construction is taken as an engineering example. According to the instability of the guide beam at the variable cross-section that occurs during the actual pushing process, the finite element software ABAQUS is used to establish its finite element calculation model, combined with the on-site guide beam instability, the section deformation verifies the accuracy of the finite element model. By analyzing the local instability and buckling deformation characteristics of the guide beam, the stability of the guide beam under four different reinforcement schemes of one row of longitudinal stiffeners, two rows of longitudinal stiffeners, one row of longitudinal stiffeners and two row of vertical combined stiffeners, and two rows of longitudinal and two rows of vertical combined stiffeners are further studied. According to the analysis of the calculation results, the first order instability characteristic values of the guide beams in the four reinforcement schemes are increased by 1.9%, 63.8%, 26.0% and 93.5%, respectively. The effect of longitudinal stiffeners is better than that of vertical stiffeners. Combining the actual force situation of the site structure, the longitudinal stiffening ribs can be preferentially used for reinforcement. According to the results of numerical analysis and the time requirements of high-speed traffic, a guide beam reinforcement plan that conforms to the actual project and is convenient for construction is determined: two rows of longitudinal stiffeners are used to strengthen. The reinforcement effect shows that the reinforced guide beam did not lose stability during the follow-up jacking construction process, ensuring the safety of the follow-up jacking construction of the steel box girder. In view of the uncertainty of the jacking construction process, the jacking construction process should be monitored in real time, and the beam should be dropped in time when abnormal conditions occur. The research results of this article can provide references for similar projects.

Key words: steel box girder bridge; guide beam; buckling; reinforcement; incremental launching method