

钢板梁顶推法施工过程有限元分析

张娟¹, 丁巍²

(1. 中国轻工业长沙工程有限公司, 湖南 长沙 410007; 2. 中交中南工程局有限公司, 湖南 长沙 410002)

摘要: 为了确保钢板梁顶推法施工过程的安全性, 以陕西省平利至镇坪高速白土岭大桥为工程背景, 分别对其钢板梁顶推及落梁施工过程进行计算分析, 并将计算结果与实际施工过程监测结果进行了对比分析。结果表明: 顶推施工过程中主梁结构的刚度、强度及稳定性均满足规范要求, 可以安全施工; 现场施工过程监测结果与理论计算结果基本吻合, 但各项数据的实测值均较理论值偏小, 说明理论计算结果相对保守, 采用有限元的方法进行计算并指导施工具有较高的可靠性。

关键词: 顶推; 钢板梁; 有限元; 应力

中图分类号: U445

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2025)02-0190-06

Finite Element Analysis in Construction Process of Steel Plate Girder by Incremental Launching Method

ZHANG Juan¹, DING Wei²

(1. China Light Industry Changsha Engineering Co., Ltd., Changsha 410007, China; 2. CCCC Central-South Engineering Bureau Co., Ltd., Changsha 410002, China)

Abstract: In order to ensure the safety of the construction process of steel plate girder by incremental launching method, the construction process of steel plate girder pushing and girder falling is calculated and analyzed respectively on the engineering background of Baituling Bridge in Pingli to Zhenping Expressway in Shaanxi Province. And the calculation results are compared with the actual construction process monitoring results. The results show that the stiffness, strength and stability of the girder structure meet the requirements of the code during the incremental launching, which can be safely constructed. The monitoring results of the field construction process are basically consistent with the theoretical calculation results, but the measured values of each data are smaller than the theoretical values, indicating that the theoretical calculation results are relatively conservative. The finite element method is more reliable to calculate and guide the construction.

Keywords: incremental launching; steel plate girder; finite element; stress

0 引言

顶推法施工是一种起步较晚, 但发展迅速的桥梁上部结构施工方法, 自1959年首次成功应用于奥地利Ager桥^[1], 经过近几十年的发展, 世界上已有一千余座采用顶推法建成的桥梁, 其中我国也有许多桥梁采用该工艺施工, 如今已是一套较为成熟的施工工艺。

顶推法施工相对于传统的支架法、吊装法、悬臂法等施工方法具有占地面积小, 对桥下交通干扰小,

施工安全, 操作简便等优点^[2], 尤其对于小跨径主梁, 甚至可以不用设置临时墩, 具有很高的经济性。

为了保证桥梁顶推施工过程中结构的质量安全, 需要对主梁进行施工过程的受力分析, 并对其局部应力及稳定性问题进行分析。本文以陕西省平利至镇坪高速白土岭大桥钢板梁顶推施工为背景, 采用有限元软件进行顶推及落梁施工过程分析, 并对施工过程中的主梁稳定性及局部受力问题进行了分析研究。

1 工程概况

陕西省平利至镇坪高速白土岭大桥为山区隧道接桥项目左线桥跨布置为 $(38+5\times 45)\text{m}$ (见图1), 主梁采用钢板-混凝土组合梁截面形式(见图2), 桥面宽度12.5 m, 其中钢主梁纵梁和横梁均为工字形

收稿日期: 2023-08-15

作者简介: 张娟(1990—), 女, 硕士, 工程师, 从事工程结构设计与技术研究工作。

通信作者: 丁巍(1990—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事结构工程设计与技术研究工作。电子邮箱: dw_seu@163.com

截面,纵梁高 2.4 m,横梁标准间距 9 m,材料为 Q345qDNH 钢。钢主梁在隧道内分节段拼装完成后采用步履式多点顶推至另一端。由于施工主梁时隧道地面已经施工完成,梁顶推架设时整体位置较设计桥位高,落梁高度约 4 m,落梁难度较大。

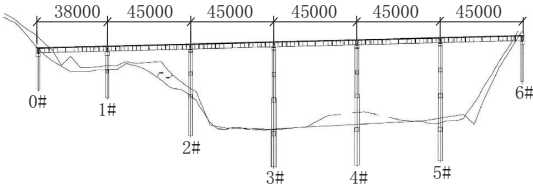


图1 白土岭大桥左线桥型布置图(单位:mm)

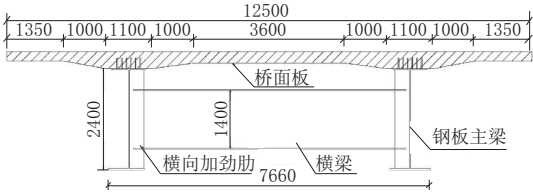


图2 标准断面图(单位:mm)

2 总体施工方案

白土岭大桥组合梁施工为先顶推法施工钢板梁再安装预制桥面板。其中左线钢板梁由白土岭1号隧道往大里程方向顶推,采用多点顶推法施工,由于钢梁重量较轻且跨度较小,不设置临时墩及导梁,仅在隧道内及每个墩顶布置顶推装置。钢板梁节段在隧道内进行焊接拼装,用顶推设备同步循环作业使钢板梁逐段向前顶推到达设计位置。钢梁顶推到位后,改用竖向千斤顶进行落梁施工,钢梁落至设计位置后,再逐块安装预制桥面板。

为避免悬臂状态对主梁线形的影响,每次在顶推前端过墩后,未出现悬臂时进行主梁节段焊接。先在隧道内拼装三跨梁,顶推过 2#墩顶后拼接第四跨,再顶推过 3#墩后拼接第五跨,循环作业至所有钢梁拼装完成后将全桥顶推到位。由于没有设置导梁,顶推过程中钢梁前端可能会产生较大位移,每次过墩时需采用墩顶竖向千斤顶分多层顶升来实现^[5]。

3 主梁施工过程计算

3.1 顶推过程计算

(1)计算工况

根据施工方案,主梁顶推过程中主要计算工况见表 1。

(2)计算荷载及模型

钢主梁顶推施工过程整体计算采用 MIDAS Civil

表 1 主梁顶推施工阶段

施工阶段	工况说明
1	拼装前三节 45 m 梁
2	顶推到 38 m 悬臂
3	过墩后拼装第四节 45 m 梁
4	顶推到 2#墩前 45 m 悬臂
5	过墩后拼装第五节 45 m 梁
6	顶推到 3#墩前 45 m 悬臂
7	过墩后拼装 38 m 边跨
8	顶推到 4#墩前最大悬臂 45 m
9	继续顶推到 5#墩前最大悬臂
10	继续顶推到 6#台前最大悬臂
11	主梁顶推到位

建立空间模型进行分析。模型全部采用梁单元,顶推过程中主梁与墩顶之间采用只受压弹性连接,通过模型的激活与钝化来模拟不同施工阶段。主梁悬臂工况只考虑过墩前最大悬臂位置。整体计算模型见图 3。



图3 整体有限元模型

钢主梁顶推过程中主要承受自重及风荷载。为避免因计算模型中忽略加劲板对结构总自重的影响,计算模型采用无容重材料,自重以荷载的方式考虑。风荷载根据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T3360-01—2018)进行计算:

$$F_g = \frac{1}{2} \rho U_g^2 C_H D \tag{1}$$

$$U_g = G_v U_d \tag{2}$$

$$U_d = k_c k_f (Z/10)^{\alpha_0} U_{10} \tag{3}$$

式中: F_g 为主梁单位长度上的顺风向等效静阵风荷载,N/m; U_g 为基准高度上的等效静阵风速,m/s; U_d 为设计基准风速,m/s; k_f 为抗风风险系数,取 1.02; k_c 为基本风速地表类别转换系数,取 1.0; U_{10} 为基本风速,取当地 20 a 一遇风速 28.1 m/s; Z 为构件高度,取 45 m; α_0 为地表粗糙度系数,按 B 类地面为 0.16; G_v 为等效静阵风系数,查表为 1.34; ρ 为空气密度,为 1.25 kg/m³; C_H 为横向力系数,计算值为 1.78; D 为主梁梁体的投影高度,顶推施工期为钢梁高度 2.4 m。计算得主梁的等效静阵风荷载 $F_g=11.44$ kN/m。

(3)计算结果

由于没有采用导梁,最大悬臂状态下主梁负弯矩较大,需着重分析。顶推过程中主梁强度包络值结果见图 4。

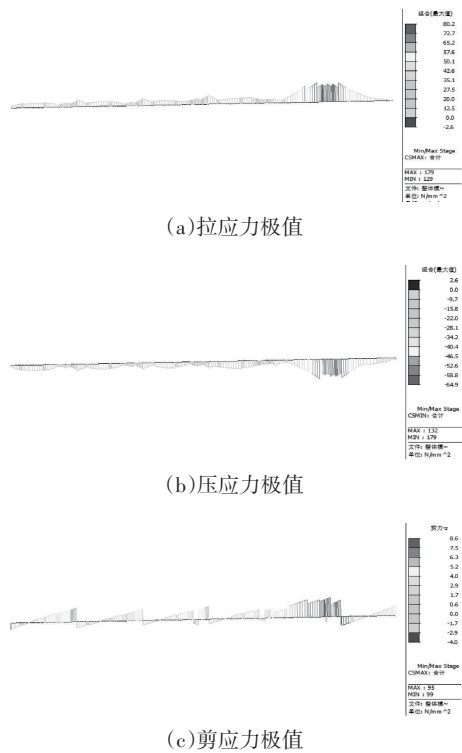


图4 主梁应力计算结果(单位:MPa)

计算结果看出主梁拉应力极值约 80.2 MPa,压应力极值 64.9 MPa,剪应力极值仅 8.6 MPa。主梁为 Q345qDNH 钢,根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG-D64—2015),抗拉、压、弯强度 260 MPa,抗剪强度 150 MPa,结构强度满足规范要求,且主梁顶推过程中整体应力水平始终较低。

主梁悬臂状态下每次邻近墩时,前端位移值直接影响后续施工中墩顶临时支撑的高度,以及支撑调节块的选取。通过整体施工阶段分析得到每次邻近 1#~6#墩时,前端位移极值分别为 191、332、348、356、356、354 mm。限于篇幅,仅列出顶推到 4#墩前最大悬臂位置时的位移云图见图 5。



图5 悬臂工况位移计算云图(单位:mm)

在各个主墩墩顶搭设临时支撑时应综合考虑过墩时主梁前端位移、千斤顶顶程及桥梁设计线形来确定支撑高度,支撑顶部采用型钢垫块配合较薄的钢板来进行高度微调,底部可采用较大的型钢搭设支架,背景工程墩顶临时支撑结构见图 6。

支反力计算结果见表 2,从结果可以看出,顶推

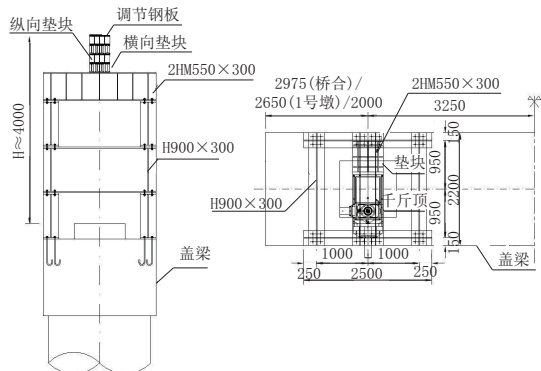


图6 墩顶临时支撑结构图(单位:mm)

过程中各墩均始终处于受压状态,未出现脱空状态。

表2 主梁顶推过程支座反力 单位:kN

施工阶段	0#	1#	2#	3#	4#	5#	6#
1	223	—	—	—	—	—	—
2	922	—	—	—	—	—	—
3	574	178	—	—	—	—	—
4	79	1 144	—	—	—	—	—
5	482	588	225	—	—	—	—
6	596	141	1 137	—	—	—	—
7	515	485	649	215	—	—	—
8	439	629	211	1 125	—	—	—
9	615	447	685	196	1 128	—	—
10	139	617	519	666	204	1 126	—
11	179	578	555	568	538	637	217
最大值	922	1 144	1 137	1 125	1 128	1 126	217

3.2 落梁过程计算

(1)计算工况

钢主梁顶推到位后,在每个墩顶将步履顶改为 2 个 200 t 的普通竖向千斤顶顶在墩顶中横梁位置,交替卸奇、偶数墩顶落梁千斤顶进行落梁,每次落梁高度约 50 cm,即落梁过程中实际最大计算跨度为 90 m。分别计算:卸奇数号墩顶千斤顶、卸偶数号墩顶千斤顶两个工况的受力情况,见图 7。

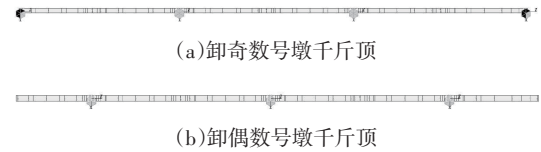


图7 落梁计算工况

(2)计算结果

通过有限元计算得结构整体应力计算结果见图 8、图 9。

从落梁工况强度计算结果可看出结构组合应力极值约 108 MPa,剪应力极值约 41.9 MPa,均出现在

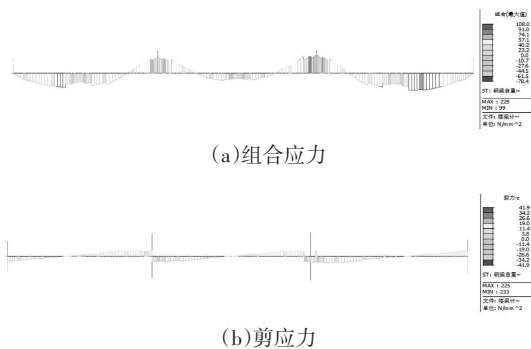


图8 工况1强度计算结果(单位:MPa)



图9 工况2强度计算结果(单位:MPa)

工况1中横梁位置。结构整体强度满足规范要求。

落梁过程位移计算结果见图10,工况1无悬臂状态下,主梁跨中位移极值182 mm,工况2有伸臂状态下,其位移极值与顶推过程中最大悬臂时计算结果基本一致为362 mm。现场据此选择合理顶程的落梁千斤顶。

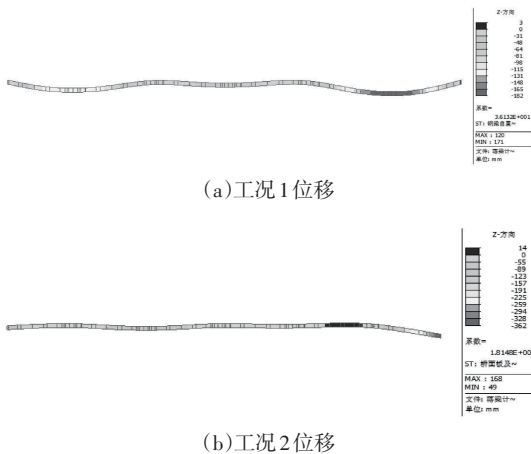


图10 落梁时位移计算结果(单位:mm)

支反力计算结果见图11,从结果可以看出,落梁过程中主梁最大支反力为1 241 kN,实际选用200 t千斤顶能满足施工需求。

3.3 主梁局部稳定性分析

主梁顶推及落梁过程中千斤顶支反力对结构来说是很大的集中力作用。尤其在落梁时,千斤顶直

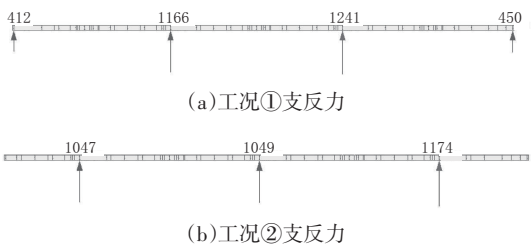


图11 落梁时支反力计算结果(单位:kN)

接作用在横梁位置,横梁较主梁强度弱的多,且支反力更大,更容易出现局部失稳。

中横梁仅设置了横向加劲肋,其局部稳定根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)计算。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leq 1.0 \quad (4)$$

式中: σ 为平均弯矩产生的腹板计算高度边缘的弯曲压应力, N/mm^2 ; τ 为平均剪力产生的腹板平均剪应力, N/mm^2 ; σ_c 腹板计算高度边缘的局部应力, N/mm^2 ; σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ 分别为各自临界应力。

横梁受压翼缘扭转未受到约束,横向加劲肋之间区隔宽度与腹板高度之比为 $a/h_0=1\ 000/1\ 360=0.735$,其受弯、受剪及受压的正则化长细比分别按式(5)~式(7)计算。

$$\lambda_{n,b} = \frac{2h_c/t_w}{138} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (5)$$

$$\lambda_{n,s} = \frac{h_0/t_w}{37\eta\sqrt{4+5.34(h_0/a)^2}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6)$$

$$\lambda_{n,c} = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9+13.4(1.83-a/h_0)^3}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (7)$$

式中: h_0 为腹板计算高度为1 360 mm; h_c 为腹板受压区高度为1 360/2=680 mm; t_w 为腹板厚度12 mm; a 为横向加劲肋之间区隔宽度为1 000 mm; η 按简支梁取1.11; ε_k 为钢号修正系数为 $\sqrt{235/345}=0.825$ 。计算得 $\lambda_{n,b}=0.995$, $\lambda_{n,s}=0.898$, $\lambda_{n,c}=0.919$ 。 σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ 分别按式(8)~式(10)计算。

$$\sigma_{cr} = [1 - 0.75(\lambda_{n,b} - 0.85)]f \quad (8)$$

$$\tau_{cr} = [1 - 0.59(\lambda_{n,s} - 0.8)]f_v \quad (9)$$

$$\sigma_{c,cr} = [1 - 0.79(\lambda_{n,c} - 0.9)]f \quad (10)$$

计算得 $\sigma_{cr}=263\text{ MPa}$ 、 $\tau_{cr}=160\text{ MPa}$ 、 $\sigma_{c,cr}=291\text{ MPa}$ 。根据前文计算结果可知,弯曲应力极值 σ 为108 MPa,剪应力极值 τ 为41.9MPa,局部压应力 σ_c 按式(11)计算。

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \quad (11)$$

式中: ψ 为集中荷载增大系数取1; F 为集中荷载设计值为1 241 kN; l_z 为集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度为 $500 + 20 \times 5 = 600$ mm。算得局部压应力 σ_c 为172.4 MPa。将上述计算结果带入式(4)得局部稳定应力比为0.83,满足要求。

3.4 盖梁顶支架受力及稳定性分析

盖梁顶部临时支架采用HM550×300和HN900×300型钢叠加搭设,每层型钢之间通过螺栓进行连接。

(1)计算工况

由于落梁高度较高,需验算盖梁顶部临时支架在顶推及落梁过程中的整体稳定性。分两个工况进行验算:a. 顶推工况下,计算荷载为最大支反力(考虑顶推前进50 cm后偏载)+水平力(0.1倍的竖向反力)^[12]+风荷载;b. 落梁工况下,计算荷载为最大竖向反力+风荷载,支架顶部主梁向桥轴线方向平移70 cm以使竖向千斤顶顶至中横梁位置。

(2)计算结果

盖梁顶支架在各个工况下强度计算结果见图12、图13。

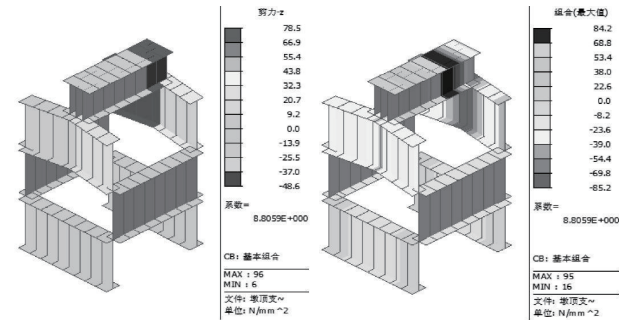


图12 工况1强度计算结果(单位:MPa)

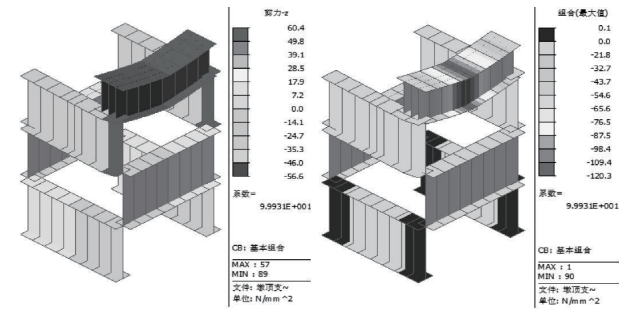


图13 工况2强度计算结果(单位:MPa)

支架在顶推及落梁过程中组合应力极值约120.3 MPa,剪应力极值约85.2 MPa,均出现在支架顶部主梁位置,结构强度满足要求。由于支架刚度较大,整体竖向位移很小,限于篇幅,此处不再赘述。

在有限元软件中进行屈曲分析,其一阶失稳模

态见图14,两种工况下一阶屈曲系数最小为11.47,支架整体稳定性满足要求。

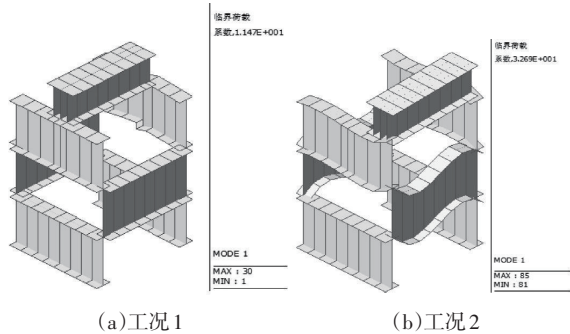


图14 支架一阶失稳模态

4 施工过程监控及对比分析

主梁施工过程监测主要包括钢梁应力和变形监测两方面。钢梁应力通过正弦式钢板应变计^[9]进行监测,主梁应力测点布置在顶推过程中第一跨主梁根部截面及落梁时支撑中横梁跨中截面的上下翼缘,桥台位置由于中横梁支反力很小,不布置测点。全桥共布置14个应变测点。位移监测主要是顶推过程中,主梁前端变形量的监测,监测点布置在钢板梁顶部位置,共两个测点。位移监测采用电子精密水准仪监测,监测点布置见图15。

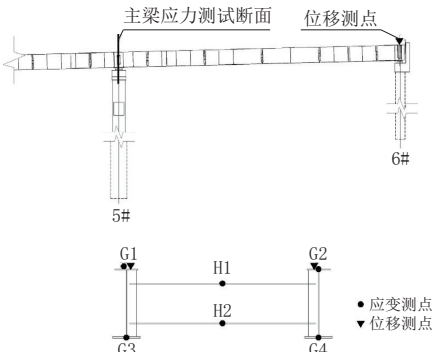


图15 钢梁监测点布置图

位移监测结果见图16,实测前端最大下挠量为348.7 mm。不同工况下钢梁前端位移值与理论计算结果变形趋势基本一致,前者较后者偏小,这是由于实际主梁的加劲肋和节点刚度增强使得主梁刚度比理论计算模型略大造成的。

顶推过程中主梁应力实测值与理论值对比见图17。结果显示,钢主梁实测应力较理论计算值偏小,但整体变化趋势基本相同,实测上缘应力极值72.6 MPa,下缘应力极值-55.6 MPa,顶推过程中,主梁始终处于较低的应力水平,结构安全储备较大。

落梁过程中,当该墩没有千斤顶支撑时,横梁不

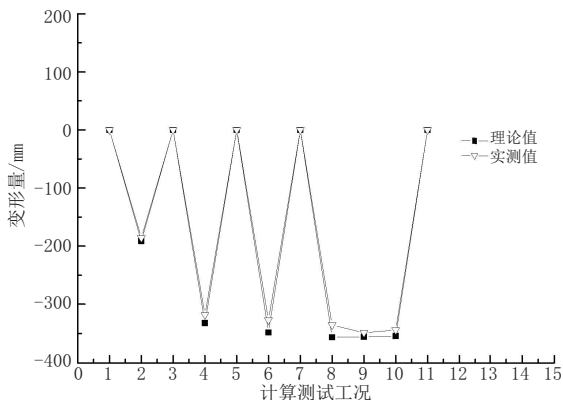


图 16 钢梁位移监测结果(单位:mm)

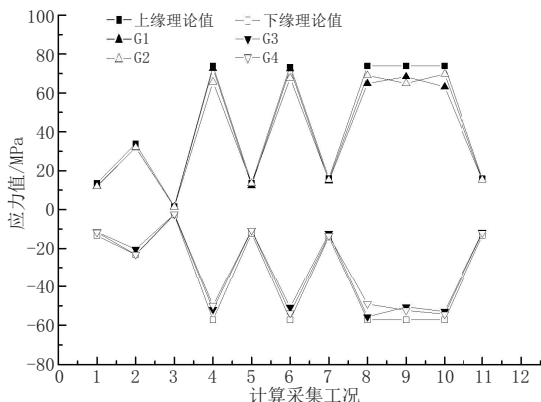


图 17 主梁应力监测结果(单位:MPa)

受力,仅由于两主梁竖向位移偏差会产生很小内力;千斤顶支撑横梁时,随着相邻墩千斤顶的逐渐脱空,应力逐渐增大至极值。以4#墩中横梁为例,实际监测得到的应力极值约为162 MPa。

5 结 论

本文通过对陕西省平利至镇坪高速白土岭大桥顶推法施工过程计算分析得到以下结论。

(1)通过背景工程钢主梁施工阶段有限元分析能直观的展现出顶推施工过程中钢主梁的整体受力及变形情况。计算结果表明钢梁及墩顶支架的整体

刚度、强度及稳定性均满足规范要求。

(2)经过理论计算及现场采取相关安全措施后,背景工程钢梁高位落梁时千斤顶作用在中横梁位置进行施工。而对于跨度更大或者结构重量更重的类似工程进行落梁施工时,千斤顶应支撑在结构的可靠位置,否则须进行严格的理论计算进行佐证,并采取相关安全保证措施。

(3)现场施工过程监测结果与理论计算结果基本吻合,但实测值均较理论值偏小,计算结果相对保守,采用有限元的方法进行计算并指导施工具有一定的可靠性。

参考文献:

[1] 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.
[2] 陈恒山,吴静,陈湘林.顶推法施工在桥梁工程中的应用[J].中外公路,2006(3):178-180.
[3] 宋延旭.顶推施工阶段钢箱梁桥受力性能研究[D].北京:北京交通大学,2010.
[4] 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(2):132-138.
[5] 李雁鸣.步履式顶推钢箱梁高位落梁技术研究[J].铁道建筑技术,2016(7):44-47,52.
[6] 李加才,陈衡.蚌埠市淮河公路桥步履式顶推施工关键技术[J].施工技术,2015,44(4):61-64,72.
[7] 卫红发.多支点顶推技术在跨铁路桥梁施工中的应用[J].铁道建筑,2011(7):7-10.
[8] 刘川.钢箱梁顶推法施工过程仿真分析[J].交通世界(建养·机械),2013(4):213-215.
[9] 朱浩,王通.超大陆地沉井信息化施工监控技术[J].施工技术,2018,47(24):67-72,92.
[10] 陈旭勇,汤杰,杨宏印,等.小循环步履式顶推钢桁梁施工关键技术与控制[J].施工技术,2018,47(15):139-142.
[11] 金红岩,胡军.青山长江公路大桥边跨钢槽梁顶推关键技术[J].世界桥梁,2018,46(2):15-19.
[12] 赵春林,甘泉,刘谢,等.大跨度曲线钢箱梁步履式顶推施工技术[J].科技创新导报,2019,16(1):36-39,41.

(上接第189页)

顶,实现自动安插反力架销子。另外,一体化自锁式顶推装置两侧设置了锚栓千斤顶,利用测距传感器实现锚栓与预留孔的精准对位,既减少了人工介入,又提高了作业工效。

(2)重物移运器提升了钢桁梁顶推可靠性,减少了所需顶推力,并且通过两侧导向轮限制了钢桁梁的横向偏移量,减少了纠偏工作。

(3)一体化自锁式顶推装置具有安装方便、顶推速度快、适用性强等优势,具有广泛的推广价值。

参考文献:

[1] 王振东.无导梁108 m钢桁梁跨越既有铁路拖拉施工技术[J].价值工程,2023(3):101-103.
[2] 惠世春.钢桁梁浮拖顶推快速施工工艺[J].中国高新科技,2021(19):42-43.
[3] 刘建东.桥梁自锁式顶推施工技术的改进研究与应用[J].铁道建筑技术,2023(3):80-84.
[4] 吴银栋.铁路钢桁梁桥顶推施工技术优化改进研究[J].城市道桥与防洪,2023(3):150-153.
[5] 王海周.钢桁梁顶推横向偏位控制方法研究[J].铁道建筑技术,2021(10):113-117.