

连续刚构桥悬浇施工菱形挂篮下挠过大分析

陈玉清¹, 肖飞², 文帆川³, 顾箭峰²

(1. 山东建筑大学, 济南 250101; 2. 长安大学, 西安 710064; 3. 云南省公路工程咨询公司, 昆明 650021)

摘 要:挂篮施工推动了连续刚构桥向大跨高墩发展, 而挂篮刚度是影响其施工安全及成桥线形的关键因素。文章以怒江大桥(88+160+88 m 的连续刚构桥)为对象, 建立有限元模型, 计算悬浇施工过程中菱形挂篮的受力和变形, 分析预压时其弹性变形超限原因。针对主桁架刚度不足, 提出一套补强措施, 通过计算分析和实测验证了该措施的可靠有效, 可供同类桥梁挂篮施工参考。

关键词:连续刚构桥; 挂篮刚度; 刚度不足; 补强措施

中图分类号: TB115

文献标志码: A

引 言

挂篮施工由于可克服地形、江河等不利自然条件的限制, 推动连续刚构桥梁大跨化发展, 而成为我国公路桥梁中广泛应用的主要桥型之一。挂篮的刚度问题是大跨混凝土刚构桥梁悬浇施工的关键, 它不仅影响成桥结构线形, 而且影响施工安全。挂篮刚度不足, 会引起混凝土浇筑梁段下挠过大, 致使成桥后线形不顺, 而且带来施工风险, 引起梁段坍塌等施工事故。因此, 挂篮刚度是大跨连续刚构桥梁悬浇施工的控制关键^[1-3]。

本文以怒江大桥(一跨径组合为 88+160+88 m 预应力混凝土连续刚构桥梁)为对象, 采用 Midas/Civil 建立菱形挂篮的有限元模型, 计算预压及悬浇施工过程中挂篮各主要构件的受力和变形情况, 分析挂篮刚度不足

的原因, 提出了将挂篮主桁架锚固在张拉后的竖向预应力筋上的解决措施, 并计算分析和实测措施实施前后挂篮构件的受力和变形, 验证了该措施的有效性, 为今后同类桥梁挂篮施工提供一定的参考和指导。

1 工程概况

云南怒江大桥位于省道 S228 线六库~跃进桥段二级公路, 为跨越怒江而设。主桥为 88+160+88 m 预应力混凝土连续刚构。

箱梁断面采用单箱单室直腹板断面, 顶板宽度为 12.0 m, 箱梁根部梁高 10 m, 箱梁底板下缘按 1.6 次抛物线变化。施工过程中采用四个挂篮, 每个挂篮悬臂浇筑 20 个号块。1#T 构号块分布如图 1 所示。

挂篮预压荷载取值按最重的 7#梁段为标准, 实际加载时 C50 混凝土的容重取 26 kN/m³, 混凝土振捣荷载取

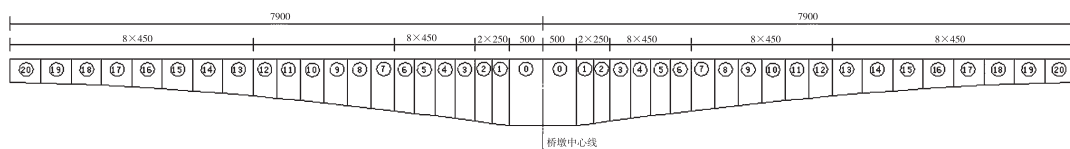


图 1 怒江大桥 1#T 构号块分布图(单位:cm)

收稿日期:2013-05-23

作者简介:陈玉清(1985-),女,山东潍坊人,硕士生,主要从事岩土工程方面的研究,(E-mail) cyq382069@126.com

2.0 kN/m², 人群及机具荷载取 2.5 kN/m²。预压荷载 = 1.2 × (混凝土自重 + 混凝土振捣荷载 + 人群及机具荷载) = 1.2 × (72 × 2.6 + 3.5 × 12 × 0.2 + 3.5 × 12 × 0.25) = 247.32 t。采用砂袋进行堆载, 两侧挂篮堆载对称平衡进行, 堆载误差控制在 2 t 之内。分 30%、60%、100%、120% 四个等级进行堆载。每一加载阶段完成后, 静压 6 h 待挂篮沉降完成后对测点标高进行测量。其测点布置如图 2 所示, 监测数据见表 1。

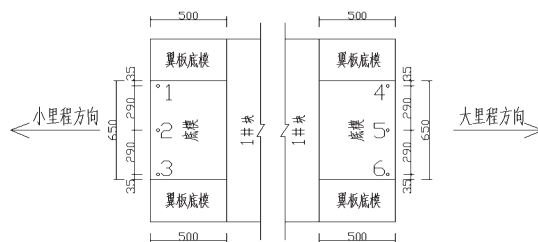


图 2 挂篮预压沉降观测点布置图(单位:cm)

表 1 挂篮预压沉降数据记录表

测点	加载中			加载完		卸载中		卸载完		弹性 变形量	非弹性 变形量
	30%	60%	100%	120%	100%	60%	30%	0%			
	6h 沉降	6h 沉降	6h 沉降	6h 沉降	18h 沉降	6h 沉降	6h 沉降	6h 沉降			
1	10	45	63	71	71	-3	-13	-29	-55	55	16
2	12	44	61	72	73	-5	-11	-31	-54	54	19
3	12	44	64	70	73	-3	-14	-31	-56	56	17
4	13	49	60	72	74	-4	-10	-30	-54	54	20
5	14	50	59	71	74	-2	-7	-29	-52	52	22
6	10	52	58	69	72	-3	-12	-29	-53	53	19

注:表中沉降变形量单位均为 mm, 正值表示下沉, 负值表示上升。

由预压实测数据知挂篮的平均弹性变形为 54 mm, 大于规范要求的 20 mm 弹性变形量。挂篮下挠量过大, 增加了桥梁整体线型的控制难度, 严重时引起挂篮倾覆, 坍塌等工程事故。从施工质量及施工过程中的安全方面考虑, 必须分析找出该挂篮下挠过大的原因, 并提出相应减小下挠量的措施。

2 有限元模型建立

2.1 基本模型建立

采用 Midas Civil 有限元软件建立挂篮整体模型, 如图 3 所示。

主要技术参数: 砼自重 $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$; 钢弹性模量 $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$; Q235 钢强度设计值: $\sigma = 215 \text{ MPa}$, $\sigma_v = 125 \text{ MPa}$; 16Mn 钢强度设计值: $\sigma = 310 \text{ MPa}$, $\sigma_v = 180 \text{ MPa}$; 混凝土超灌系数: 1.05; 浇筑动载系数: 1.2; 挠度容许值: $l/400$ 。

挂篮模型的建立共使用了 345 个节点、664 个单元。各部构件均采用梁单元模拟。底篮桁架纵梁与前后下横梁的连接采用弹性连接, 为方便加载, 在桁架纵梁顶部添加 6 mm 厚板单元, 选取与底模钢板相同但容重为 0 的虚拟材料^[4]。

2.2 有限元模型荷载简化

2.2.1 混凝土主梁自重

悬臂施工梁段长度有 2.5 m、3.0 m、3.5 m、4.5 m 四种, 挂篮验算时, 取四种长度中混凝土体积最大的梁段计算, 各号块基本情况见表 2。

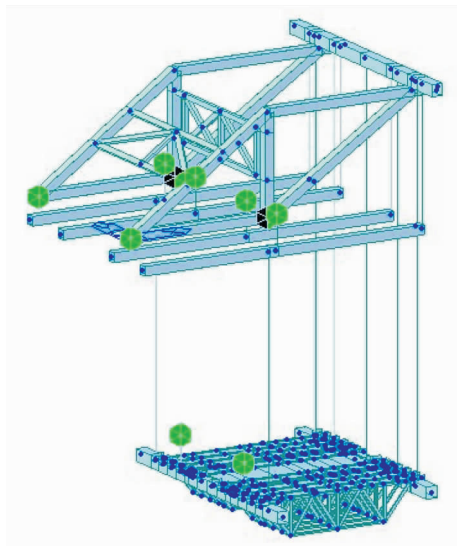


图 3 挂篮整体有限元模型

表 2 验算梁段基本情况

名称	体积 (m ³)	长度 (m)	高度 (cm)	底板厚 (cm)	腹板厚 (cm)	顶板厚 (cm)
2#块	61	2.5	942	112.4	70	28
3#块	71	3.0	905	107.6	70	28
7#块	72	3.5	753	87.7	70	28
13#块	72	4.5	534	58.95	70	28

为便于荷载等效计算, 对 2#块、3#块、7#块、13#块梁段截面进行分区。分为翼板、腹板、顶板、底板区域(分别为①、②、③、④区域), 如图 4 所示。各梁段混凝土重量信息见表 3。

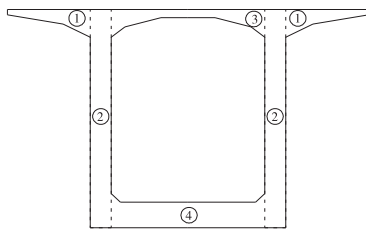


图 4 梁段截面分区示意图

表 3 四梁段各区混凝土重量统计表

梁段	①区	②区	③区	④区	总计(kN)
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	2①+2②+③+④
2#块	83.30	428.61	144.12	378.46	1546.39
3#块	99.96	494.13	172.94	435.05	1796.17
7#块	116.62	479.57	201.77	415.21	1809.34
13#块	149.94	437.35	259.41	362.28	1796.25

将 1 区荷载按相应梁段长度加载于外模滑梁上,将 3 区荷载按相应梁段长度加载于内模滑梁上;将 2 区、4 区荷载加载于底篮上,荷载集度计算见表 4。

表 4 四梁段各区混凝土重量集度统计表

梁段	①区	②区	③区	④区
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
2#块	33.32	295.59	28.82	28.35
3#块	33.32	283.98	28.82	27.16
7#块	33.32	236.24	28.82	22.22
13#块	33.32	167.57	28.82	15.08

2.2.2 模板荷载

模板荷载包括底模、外侧模板、内侧模板及支架荷载,底模板作用于底部纵梁上,采用面荷载形式加载于板单元上;外侧模板荷载主要作用于外模滑梁上,长度取 5 m;内侧模板及支架荷载主要作用于内模滑梁上,长度取 5 m。

2.2.3 施工荷载

人群、机具堆放荷载考虑成均布荷载,集度为 2.5 kPa,作用于底篮上。

4 挂篮下挠量过大原因分析

挂篮下挠量过大的主要原因是挂篮材料不能够承受施工过程中的荷载作用。主要从强度和刚度两方面考虑,挂篮强度不足直接导致挂篮在荷载作用下的构件破坏;挂篮刚度不足导致构件在荷载作用下发生过大的变形。

4.1 挂篮强度验算

强度计算采用荷载组合 I^[5-8],在 Midas Civil 有限元软件里对应的荷载组合为“组合 I”,即 $1.2 \times 1.05 \times$ 混凝土重量 + $1.2 \times$ 挂篮自重 + $1.2 \times$ 人群和机具荷载 + $1.2 \times$ 挂篮系统模板荷载,其中混凝土重量为各验算

梁段的混凝土重量,按照划分的四个分区分别作用在挂篮的相应部位上,人群机具荷载作用在挂篮的底篮系统上,模板荷载分别作用在挂篮的相应部位上。

4.1.1 主桁架强度验算

主桁架为轴向受力构件,在荷载组合“7#块组合 I”下,构件产生最大组合应力及最大剪应力。所承受的最大组合(轴向+弯矩)应力为 $146 \text{ MPa} < \sigma = 215 \text{ MPa}$,安全系数为 $215/146 = 1.5$;构件所承受的最大剪应力为 $3.1 \text{ MPa} < \sigma_v = 125 \text{ MPa}$,安全系数为 $125/3.1 = 40.3$ 。主桁架强度满足要求。

4.1.2 前上横梁强度验算

前上横梁为受弯构件,在荷载组合“7#块组合 I”下,构件产生最大组合应力及最大剪应力。构件所承受的最大组合(轴向+弯矩)应力为 $137 \text{ MPa} < \sigma = 215 \text{ MPa}$,安全系数为 $215/137 = 1.6$;构件所承受的最大剪应力为 $49 \text{ MPa} < \sigma_v = 125 \text{ MPa}$,安全系数为 $125/49 = 2.6$ 。前上横梁强度满足要求。

4.1.3 滑梁强度验算

滑梁为受弯构件,在荷载组合“13#块组合 I”下,构件产生最大组合应力及最大剪应力。构件所承受的最大组合(轴向+弯矩)应力为 $153 \text{ MPa} < \sigma = 215 \text{ MPa}$,安全系数为 $215/153 = 1.4$;构件所承受的最大剪应力为 $27 \text{ MPa} < \sigma_v = 125 \text{ MPa}$,安全系数为 $125/27 = 4.6$ 。滑梁强度满足要求。

4.1.4 底横梁强度验算

底横梁为受弯构件,在荷载组合“7#块组合 I”下,构件产生最大组合应力及最大剪应力。构件所承受的最大组合(轴向+弯矩)应力为 $81 \text{ MPa} < \sigma = 215 \text{ MPa}$,安全系数为 $215/81 = 2.7$;构件所承受的最大剪应力为 $38 \text{ MPa} < \sigma_v = 125 \text{ MPa}$,安全系数为 $125/38 = 3.3$ 。底横梁强度满足要求。

4.1.5 吊杆强度验算

吊杆为轴向受拉构件,在荷载组合“7#块组合 I”下,构件产生最大拉应力。构件所承受的最大拉应力为 $754 \text{ MPa} < \sigma = 785 \text{ MPa}$,安全系数为 $785/754 = 1.04$ 。吊杆强度满足要求。

4.1.6 底桁架纵梁强度验算

底桁架纵梁由上下弦杆,斜竖向弦杆及横向弦杆组成,其中上下弦杆为受弯构件,斜竖向弦杆为轴向受力构件,横向弦杆起连接两片平面桁架纵梁成空间桁架的作用。在荷载组合“3#块组合 I”下,构件产生最大轴向应力和最大剪应力。构件所承受的最大轴向应力为 $216 \text{ MPa} < \sigma = 310 \text{ MPa}$,安全系数为 $310/216 = 1.4$;构件

所承受的最大剪应力为 $134 \text{ MPa} < \sigma_v = 180 \text{ MPa}$,安全系数为 $180/134 = 1.3$ 。在荷载组合“7#块组合 I”下,构件产生的最大弯应力,构件所承受的最大弯应力为 $172 \text{ MPa} < \sigma = 310 \text{ MPa}$,安全系数为 $310/172 = 1.8$ 。底桁架纵梁强度满足要求。

4.2 挂篮刚度验算

刚度验算采用荷载组合 II^[5-8],在 Midas Civil 有限元软件里对应的荷载组合为“组合 II”,即 $1.05 \times$ 混凝土重量 + $1.0 \times$ 挂篮自重 + $1.0 \times$ 人群和机具荷载 + $1.0 \times$ 挂篮系统模板荷载,其中混凝土重量为各验算梁段混凝土重量,按照划分的四个区分别作用在挂篮的相应部位上,人群机具荷载作用在挂篮的底篮系统上,模板荷载分别作用在挂篮的相应部位上。

4.2.1 主桁架刚度验算

主桁架为轴向受力构件,在荷载组合“7#块组合 II”下,主桁架产生最大竖向位移构件的最大竖向位移为 $19 \text{ mm} > L/400 = 16.5 \text{ mm}$;在荷载组合“13#块组合 II”下,构件的最大竖向位移为 $17.5 \text{ mm} > L/400 = 16.5 \text{ mm}$ 。主桁架刚度不满足要求。

4.2.2 前上横梁刚度验算

前上横梁为受弯构件,在“7#块组合 II”下,产生最大竖向位移。构件的最大竖向位移为 24.2 mm ,消除主桁架竖向位移的影响后,前上横梁的最大竖向变形为 $8.3 \text{ mm} < L/400 = 23.75 \text{ mm}$ 。前上横梁刚度满足要求。

4.2.3 滑梁刚度验算

滑梁为受弯构件,在“13#块组合 II”下,产生最大竖向位移。构件的最大竖向位移为 21.7 mm ,消除主桁架、前上横梁及吊杆竖向位移的影响后,滑梁的最大竖向变形为 $12.7 \text{ mm} < L/400 = 14 \text{ mm}$ 。滑梁刚度满足要求。

4.2.4 吊杆伸长量验算

吊杆为轴向受拉构件,在“7#块组合 II”下,吊杆产生最大伸长量。前面 5 根长吊杆的伸长量普遍较大,消除主桁架及前上横梁的竖向位移影响后,用吊杆的下端位移值减去上端位移值,可得到吊杆的实际伸长量,吊杆的最大伸长量为 17.2 mm 。

4.2.5 底横梁刚度验算

底横梁为受弯构件,在“3#块组合 II”下,后下横梁产生最大竖向位移。后下横梁的最大竖向位移为 6.4 mm ,在消除其上吊杆伸长量的影响后,后下横梁的最大竖向变形为 $2.6 \text{ mm} < L/400 = 22 \text{ mm}$ 。底横梁刚度满足要求。

4.2.6 底桁架纵梁刚度验算

在“2#块组合 II”下,底横梁产生最大竖向位移。构

件的最大竖向位移为 21 mm ,在消除其它构件变形的影响后,底桁架梁的最大竖向位移为 $5.7 \text{ mm} < L/400 = 18 \text{ mm}$ 。底桁架纵梁刚度满足要求。

4.3 挂篮验算结果

由 4.1 ~ 4.2 节对组成挂篮各构件的强度及刚度验算可知:挂篮各构件均能满足强度要求,挂篮整体应力水平较低,具备较高的强度储备度;挂篮主桁架在“7#块组合 II”,“13#块组合 II”两种荷载组合作用下竖向变形量较大,超出最大允许竖向位移,主桁架刚度不足。

5 挂篮改进措施

主桁架最大竖向位移发生在该构件的前端头处,该竖向位移由材料位移和主桁架其他部位位移组成^[5]。可通过减小主桁架其他部位的竖向位移量来减小主桁架的最大位移量。根据施工现场实际情况,主桁架底梁设在外侧竖向预应力筋上方,挂篮行走到位后可将主桁架底梁采用大螺帽锚固在竖向预应力筋上,以增加主桁架的竖向约束。主桁架在“7#块组合 II”作用下竖向位移如图 5 所示。

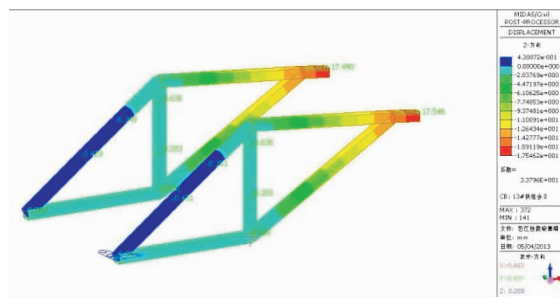


图 5 主桁架“7#块组合 II”作用下竖向位移

根据桥面竖向预应力筋分布,将主桁架底梁每隔 50 cm ,采用大螺帽锚固。在有限元模型中将该约束简化为一般支撑。挂篮增加锚固后有限元模型如图 6 所示。

6 挂篮加固效果分析

现将四种荷载作用下的主桁架的竖向最大位移提取,结果见表 5。

表 5 主桁架刚度补强后变形验算

验算构件	验算梁段	最大位移	允许最大位移	是否满足刚度要求
主桁架变形验算	2#块	10.0mm	$L/400 = 16.5\text{mm}$	是
	3#块	12.3mm	$L/400 = 16.5\text{mm}$	是
	7#块	16.1mm	$L/400 = 16.5\text{mm}$	是
	13#块	14.8mm	$L/400 = 16.5\text{mm}$	是

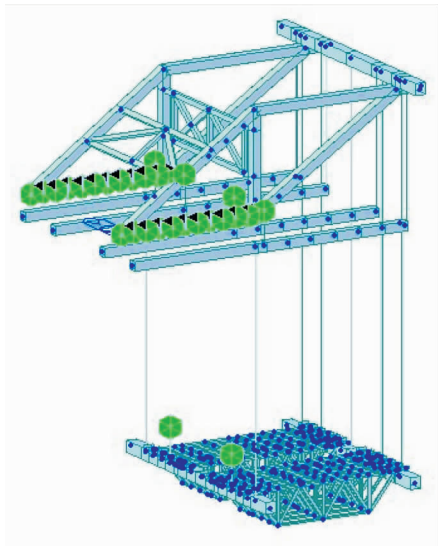


图 6 挂篮增加锚固后有限元模型

从表 5 可以看出,主桁架竖向最大位移控制在构件自身允许最大变形范围之内,该措施有效的减小了构件的竖向变形。

主桁架底梁锚固后在四种梁段荷载分别作用下,挂篮的最大竖向位移为 33.9 mm,发生在“13#块组合 II”作用下的前底横梁中段位置;挂篮最大应力为 462.7 MPa,发生在“7#块组合 I”作用下主桁架前端斜撑中段。由挂篮变形数据可知,采取措施后挂篮的整体变形较小;挂篮结构应力水平较低,具有较高的强度储备度。

表 6 为怒江大桥 2#块,3#块,7#块,13#块混凝土浇筑后挂篮底模下沉量数据记录。13#块混凝土浇筑后挂篮的下沉量与模型分析最大下沉量相吻合,该组数据验证了计算模型的准确性。在采取措施后,有效的减小了挂篮在施工中的下挠量。

表 6 验算号块下沉量记录表

块 段	立模标高 (m)	浇筑后底模标高 (m)	下沉量 (mm)
2#块大里程	826.269	826.269	0
2#块小里程	825.732	825.73	-2
3#块大里程	826.75	826.745	-5
3#块小里程	826.061	826.049	-12
7#块大里程	828.62	828.604	-16
7#块小里程	827.24	827.223	-17
13#块大里程	831.456	831.423	-33
13#块小里程	828.849	828.819	-30

7 总 结

对本文分析研究结果,总结如下:

(1) 针对预压过程中挂篮弹性变形过大的问题,采用了有限元软件 Midas Civil 对挂篮进行了模拟分析验算。验算数据表明主桁架前端头位置受力较大,不能满足施工的刚度要求,导致主桁架预压时弹性变形较大。在挂篮设计中应对挂篮刚度引起足够重视。

(2) 主桁架为挂篮的主要承重系统^[5],对于该构件的锚固效果直接关系到挂篮的整体变形量。将主桁架采用大螺帽锚固在竖向预应力筋上,对挂篮竖向位移起到很好的约束作用。该措施能够有效的减小挂篮的整体下挠量。

(3) 挂篮在桥梁悬灌施工过程中,其受力状态一直都是在反复变化过程中的,由于节段混凝土重、梁段分段长度及梁高不断变化,使得整套挂篮在施工过程中,部分构件在一个节段受力最大;而另一部分构件在其它梁段中受力最大。因此,挂篮的验算,必须找出几个有代表性的节段分别计算,找出所有构件在个施工过程中的最大受力值及最大变形值。

(4) 对于连续刚构桥挂篮主桁架构件刚度不足的问题,可将主桁架底梁锚固在竖向预应力筋上以减小挂篮整体下挠量,为其他同类挂篮问题提供参考。

参 考 文 献:

- [1] 张艳芝.三种桁架式挂篮受力性能研究[D].重庆:重庆交通大学,2009.
- [2] 周嘉文.探讨宽桥面挂篮设计与悬灌施工技术[J].路桥建设,2012,19(11):159.
- [3] 林玉森,张运波,强士中.宽桥面挂篮设计与悬灌施工技术[J].铁道工程学报,2006(2):39-42,51.
- [4] 黄金,刘强.永蓝东路桥挂篮仿真分析[J].水利与建筑工程学报,2011,9(6):145-149.
- [5] GB50017-2003,刚结构设计规范[S].
- [6] 王纲.浅析长沙市黄兴大道捞刀河大桥挂篮结构验算[J].广州建材,2011(4):90-94.
- [7] 夏争志,马力,刘强.挂篮反拉加载试验仿真分析与工程应用[J].公路与汽运,2009(5):132-135.
- [8] 李英俊,胡国伟.客运专线大跨度连续刚构桥挂篮结构计算的应用研究[J].科技情报开发与经济,2008,18(6):141-142,152.

(下转第 70 页)