

宜昌伍家岗长江大桥下横梁施工过程中 内力分配模式研究

王汉章¹, 曹振杰¹, 兰晴朋²

(1. 中建三局集团有限公司, 湖北 武汉 430075; 2. 中建三局第三建设工程有限责任公司)

摘要:桥塔下横梁支架在施工过程中受力情况复杂,需承受分层浇筑的混凝土自重,分批张拉的预应力荷载,同时还应考虑下横梁支架与已浇筑的下横梁下层截面的协同受力问题。该文以宜昌伍家岗长江大桥为例,对桥塔下横梁支架进行了设计,采用实体有限元软件分析了整个施工过程中下横梁支架的受力变化,并结合传感器实测数据进行对比分析,提出了下横梁支架设计荷载的合理计算方法。

关键词:悬索桥; 桥塔; 下横梁; 施工模拟; 支架设计

桥塔下横梁与塔身组成框架结构,为超静定结构体系,横梁内力受塔梁相对刚度的影响;下横梁施工通常采用分层浇筑,下横梁内预应力钢束分批次张拉,需考虑施工过程的影响;塔底约束应考虑承台桩基与土的相互影响;下横梁施工支架支撑于承台上,应考虑支架传递的荷载对承台桩基的影响。综合考虑以上各种因素,下横梁施工过程中的受力状态极为复杂,该文结合宜昌伍家岗长江大桥对桥塔下横梁施工过程中的受力进行初步研究。

1 工程概况

湖北宜昌市伍家岗长江大桥为主跨1160 m正交异性桥面板钢箱梁悬索桥,桥宽31.5 m。主塔为门形框架结构,由塔柱、上横梁、钢桁架及下横梁组成,塔柱采用钢筋混凝土结构,上、下横梁采用预应力混凝土结构,钢桁架采用钢箱框架结构。主塔高155.0 m,塔柱中心横向间距:塔顶为26.5 m,塔底为38.902 m。塔柱采用单箱矩形混凝土断面,纵向塔顶宽7 m,塔底宽10 m;横向塔顶宽5.5 m,塔底宽7.0 m。主塔下方设置2 m高的塔基,下接6 m高承台,承台尺寸为21.4 m×21.4 m,下设16根 ϕ 2.8 m长55 m钻孔灌注桩,2个塔肢承台相互独立,不设地系梁(图1、2)。

主塔下横梁为矩形变高箱形截面,跨中高6 m,根部高9 m,宽8.5 m,顶、底板厚及侧壁板厚度均为1 m,下横梁设4道横隔板,横隔板厚0.8 m。混凝土方量

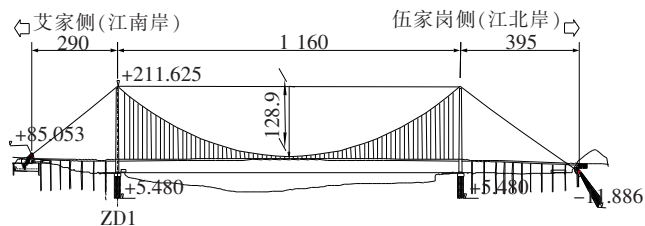


图1 宜昌伍家岗长江大桥桥型布置图(单位:m)

达1086 m³。下横梁设置预应力,内设44束19孔预应力钢束,预应力筋采用 ϕ 15.2高强度低松弛钢绞线,标准强度为1860 MPa,锚下控制力为1395 MPa。

由于主塔采用整体式桥塔平台施工,下横梁施工只能采用塔梁异步施工,即先完成塔柱并且超出横梁3个节段后再进行横梁施工,横梁施工分6.1 m+2.9 m两次完成。具体顺序如下:塔肢浇筑至第8节—下横梁第一次浇筑—施工第9节段—张拉第一批预应力钢束—下横梁第二次浇筑—张拉第二批预应力钢束—施工第10~12节段—张拉第三批预应力钢束。

2 下横梁支架设计

2.1 支架总体设计

下横梁施工底模采用木模,侧模采用钢模,模板支撑体系采用落地式型钢支架,第一层浇筑高度为6.1~3.1 m,混凝土体积为732 m³,第二层浇筑高度为2.9 m,混凝土体积为303 m³。

下横梁支架从下往上分为钢管柱及连接系、卸载砂箱、分配横梁、拱形桁架, 钢管柱全部落在承台上。中间钢管柱采用 $\phi 800 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 截面, 两端钢管柱

采用 $\phi 609 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$ 截面, 横向联系采用 $\phi 325 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ 截面, 两个斜管柱之间的横撑管采用 $\phi 609 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$ 截面。下横梁支架设计见图 3。

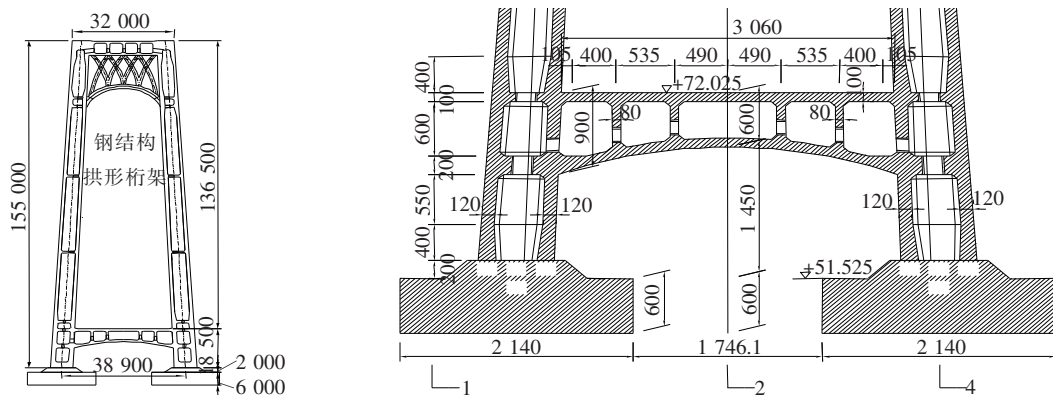


图 2 桥塔及下横梁设计示意图(单位:mm)

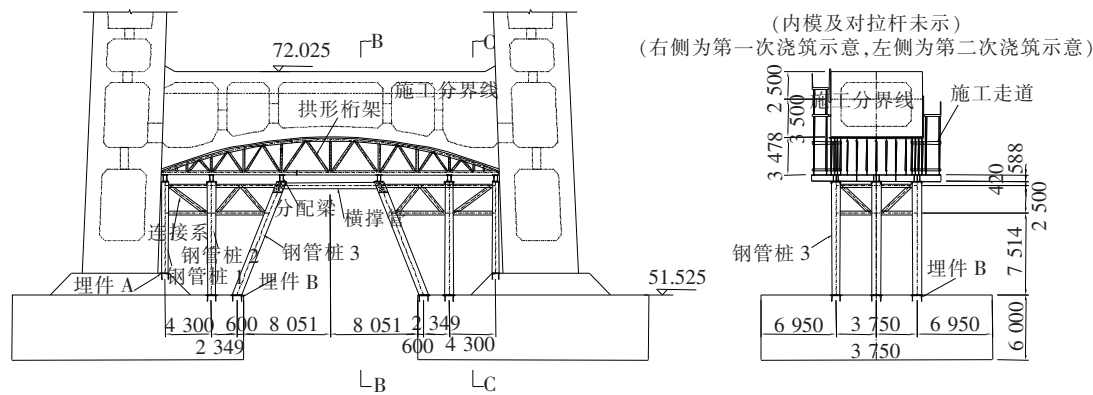


图 3 下横梁支架设计示意图(除高程单位为 m 外,其余:mm)

2.2 支架设计荷载

- (1) 模板、支架自重: 按设计图纸计算确定。
 - (2) 新浇混凝土自重: 采用 25 kN/m^3 计算。
 - (3) 施工人员及施工设备、施工材料荷载: ① 计算模板时, 均布荷载取 2.5 kPa ; ② 计算梁和拱架时, 均布荷载取 1.5 kPa ; ③ 计算立柱及其他结构时, 均布荷载取 1.0 kPa 。
 - (4) 振捣混凝土荷载: 取 2.0 kPa 。
- 其中混凝土自重荷载需考虑按照腹板区和底板区

分别换算成作用于拱形桁架上的梁单元线荷载, 计算过程如表 1 所示。

第二次浇筑时考虑到先期浇筑的下横梁下半部分已经具有强度和刚度, 故认为此时荷载由下横梁下半部分和支架系统共同承担, 荷载分配比例根据其相对刚度来确定。

分别对下横梁下半部分和型钢支架建立模型, 施加第二次浇筑混凝土相应的荷载。经过建模计算, 下横梁下半部分与钢支架的挠度之比 $0.75/3.7=1:5$,

表 1 拱形桁架各部分承担的混凝土自重荷载计算

项目	腹板区(桁架间距 0.3 m)	底板区(桁架间距 0.9 m)	
		普通底板	隔板区(分布长度 1.8 m)
第一层 G1	跨中高 3.1 m, 根部高 6.1 m	底板厚 1 m	隔板 1: 高 4.3 m, 60 kN/m
	$25 \times 3.1 \times 0.3 = 23.25 \text{ kN/m}$	$25 \times 1 \times 0.9 = 22.5 \text{ kN/m}$	隔板 2: 高 3.43 m, 48 kN/m
	$25 \times 6.1 \times 0.3 = 45.75 \text{ kN/m}$		
第二层 $G2 * \eta$	$22.6 \times 0.17 = 3.84 \text{ kN/m}$		

故下横梁下半部分和钢支架系统的刚度比为5:1,故认为钢支架承担第二次浇筑的混凝土自重系数 $\eta=0.17$ 。

2.3 建模计算分析

利用Midas gen建立了下横梁支架的三维杆系模型,计算时做了如下简化:①柱脚支撑于承台上,承台受荷载后可能有微小变形,计算时并不考虑,而是将柱脚按照固结约束;②下横梁第二次浇筑前进行了一次预应力张拉,预应力张拉会使支架产生内力,但由于建模复杂,暂不考虑;③支架自重由软件自动计算,其他荷载转换成作用于拱形桁架上弦的梁单元荷载,荷载转换时不考虑荷载的实际纵横向分配,仅按照桁架间距和上部混凝土厚度来计算荷载。计算结果如表2所示,根据计算结果,杆件应力满足强度和稳定性要求,杆件截面满足长细比要求,杆件变形满足要求。

表2 下横梁支架材料参数及计算结果

名称	材料规格	最大应力/MPa	变形/mm
拱形桁架—上弦	工 25b	121	11.9
拱形桁架—腹杆	方 180×100×8	107	
拱形桁架—下弦	工 36b	64	
拱形桁架横联	槽 20	55	
横向分配梁	双拼 H700×300×12×20	133	9.3
钢管柱—中	$\phi 800 \times 12$	172	6.3
钢管柱—边	$\phi 609 \times 16$	164	2.7
横撑管	$\phi 609 \times 16$	13	
连接系	$\phi 325 \times 6$	39	

注:材料规格中尺寸单位:mm。

3 下横梁施工过程模拟

为了分析下横梁施工过程中,底板不同区域因厚度不同,对支架实际荷载的纵横向分布情况;预应力张拉后支架的内力变化情况;二次混凝土浇筑后,混凝土自重荷载在下横梁一次结构及支撑架之间的分配情况等一系列问题,该文利用实体有限元软件Midas FEA对结构进行建模(图4),模型中桩基、下横梁钢支架采用梁单元模拟,其余部分采用实体单元模拟,按照m值法考虑土弹簧的水平约束作用,下横梁支架支撑于承台上,下横梁支架与下横梁底面采用只受压单元模拟。

3.1 第一次浇筑混凝土自重荷载纵横向分配

混凝土浇筑过程中,可能出现底部混凝土已经初

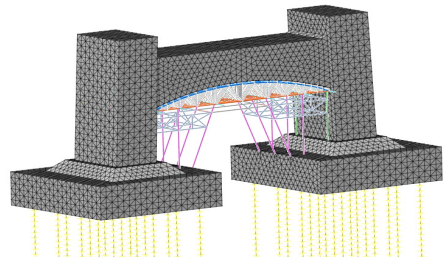
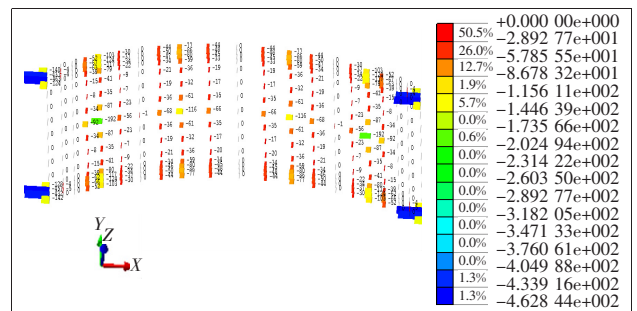
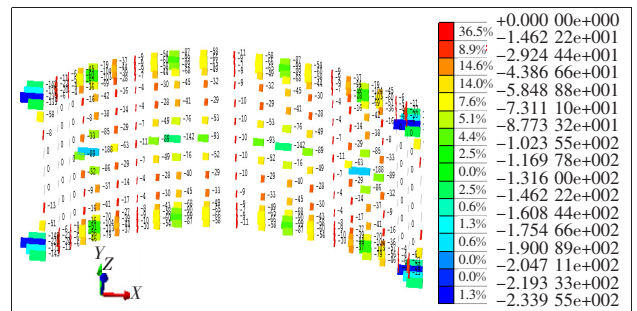


图4 桥塔下横梁及支架实体模型示意图

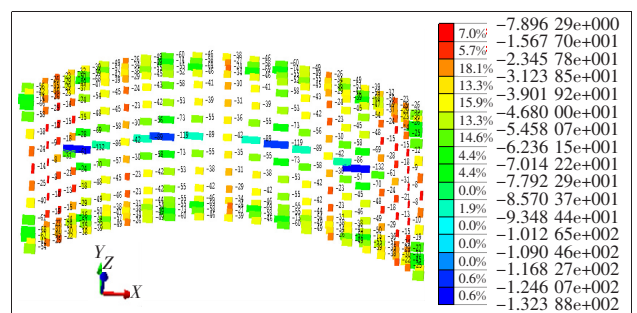
凝的情况,故不应忽略混凝土的刚度而仅考虑支架上方混凝土厚度来计算自重荷载,尚应该考虑部分混凝土的刚度对荷载分配的影响。通过调整下横梁混凝土刚度值,梁底接触单元的接触压力分布产生相应的变化,结果如图5所示。



(a) 混凝土弹模为 34.5 GPa



(b) 混凝土弹模调整为 0.1×34.5 GPa



(c) 混凝土弹模调整为 0.01×34.5 GPa

图5 下横梁第一次浇筑混凝土荷载分布示意图(单位:kN)

由图5可知:①混凝土刚度越大,梁底接触压力的分布越不均匀;②梁底接触压力大致按照混凝土的

厚度分布,隔板区、腹板区的接触压力相对大一些;③底板中轴线、四角部位压力相对较大,而跨中压力较小,说明接触与下部支架的支撑刚度相关,支撑刚度大则接触压力也大。

3.2 第一次预应力张拉后荷载分布,支架受力变化

第一次浇筑的混凝土达到龄期后,进行第一次预应力张拉。此时下横梁与塔柱形成整体,预应力张拉带动桩基、塔身、下横梁同时变形。下横梁的挠曲方向,与下横梁自身刚度—约束体系(塔身、基础)刚度的相对大小有关。约束刚度小时,下横梁向下挠曲;约束刚度大时,下横梁向上挠曲。该文工程约束体系的刚度足够大,故下横梁在第一次预应力荷载作用下向上挠曲。变形情况如图 6 所示。

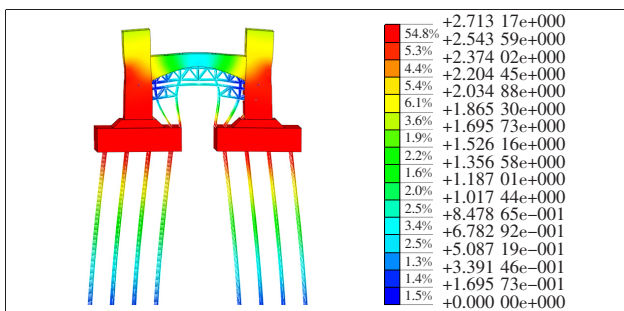


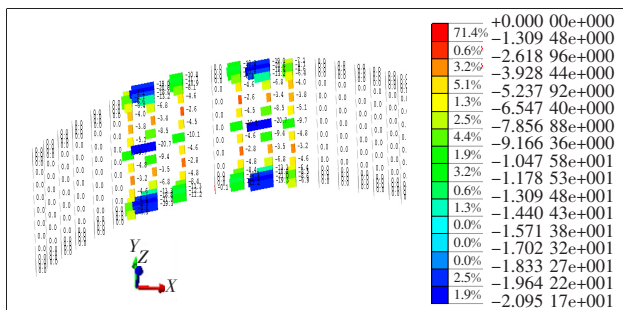
图 6 下横梁第一次张拉预应力荷载作用下结构变形示意图(单位:mm)

下横梁不同挠曲方向时支架所受荷载分布情况如图 7 所示。由图 7 可以看出:① 无论下横梁向上还是向下挠曲,下横梁支架中段均出现压力,下横梁上挠时承台变形迫使斜柱向上顶住下横梁,从而在跨中产生压力;② 第一次张拉的荷载主要集中于支架跨中部位,此处支撑刚度大,荷载能够直接经过斜腹杆、斜柱的传递路径向下传递。

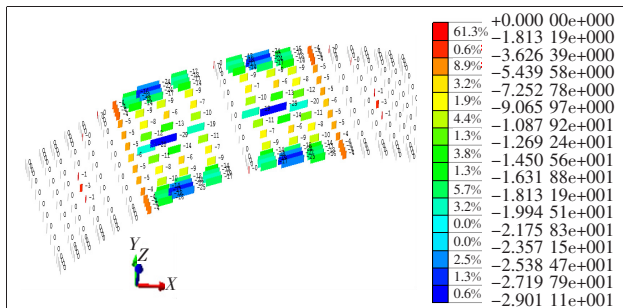
3.3 第二次浇筑,支架受力变化

下横梁第二次浇筑时,支架尚未拆除,应当考虑支架与第一次浇筑部分的协同受力。计算结果如图 8 所示。由图 8 可知:在考虑支架协同受力后,跨中挠度由 2.37 mm 减少至 1.62 mm。

在支架设计过程中,需要得到支架分担的第二次混凝土自重荷载的比例。荷载在支架—塔梁结构之间的分配比例与其相对刚度有关,从挠度和反力数值上体现出来(表 3)。由表 3 可知:支架底部反力与总荷载的比例为 0.34,按照挠度估算,支架部分相对支架—塔梁组合结构的刚度比例为 0.37,数值相差不大。说明第二次混凝土自重荷载在横梁上的分布形式与传递到支架上的分布形式比较接近。

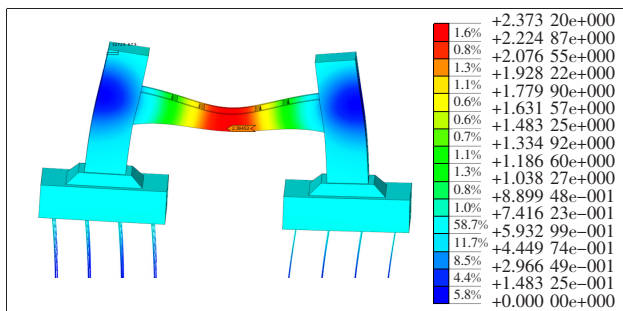


(a) 下横梁向上挠曲时支架所受荷载分布

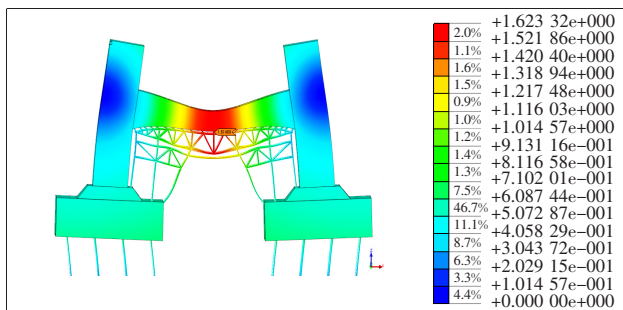


(b) 下横梁向下挠曲时支架所受荷载分布

图 7 下横梁不同挠曲方向支架荷载分布示意图(单位:kN)



(a) 不考虑支架



(b) 考虑支架协同受力

图 8 是否考虑支架参与受力结构挠度对比示意图(单位:mm)

3.4 下横梁支架在二次浇筑前拆除

若在施工过程中将下横梁支架提前拆除,即不考虑下横梁支架的支撑作用,二次浇筑荷载直接作用于第一次浇筑的结构上,结构的应力变化如图 9 所示,第一次预应力张拉引起的应力变化如图 10 所示。对比可以看出:第一次预应力张拉在跨中产生的预压应力为 5.3

MPa,第二次混凝土自重产生的拉应力为 1.3 MPa,拉应力相对较小,对第一次浇筑的结构没有太大影响。

表 3 支架-塔梁结构相对刚度计算结果

项目	最大挠度/ mm	扣除整体变形 后的挠度/mm	反力/ kN
支架	3.5	3.2	3 869
塔梁结构	2.37	1.87	
支架-塔梁协同	1.61	1.22	11 397
支架刚度占比	$\frac{1}{3.2} / (\frac{1}{1.87} + \frac{1}{3.2}) = 0.37$		0.34

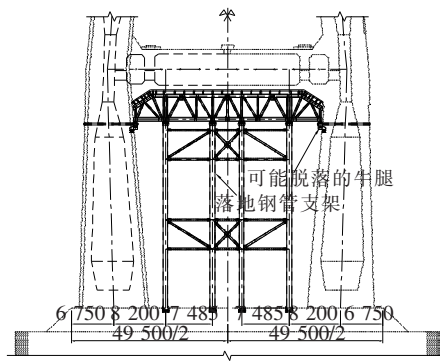


图 11 可能出现垮塌性破坏的下横梁支架示意图(单位:mm)

(2) 如果是采用预埋牛腿形式的支架,且应力超标可能导致牛腿掉落,则应该对支架进行加强设计或提前拆除,避免出现这种垮塌性破坏。

4 传感器埋设及数据采集对比分析

4.1 传感器布置方案

为考察下横梁施工过程中支架的受力情况,除了对结构进行详细的有限元建模分析外,还通过传感器对施工过程中结构的受力变化进行了测量。在下横梁支架的主要受力构件:立柱及拱形桁架上埋设了应变传感器,传感器的布置方式如图 12 所示。

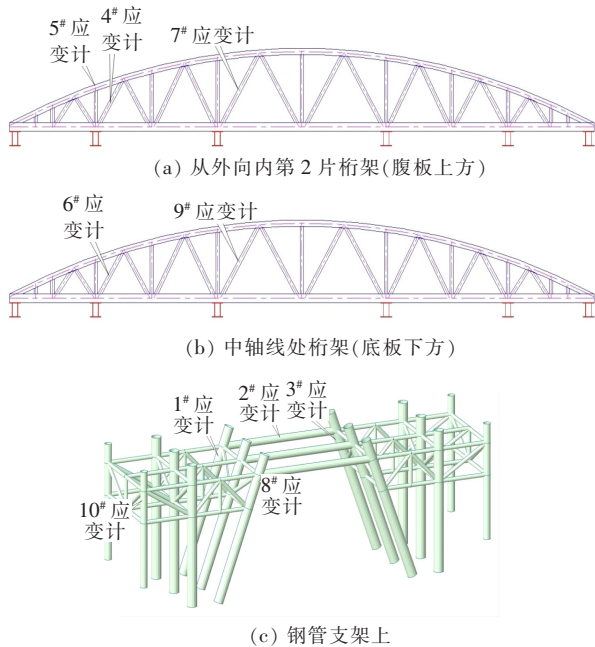


图 12 下横梁支架预埋传感器布置图

4.2 数据采集及对比分析

施工过程中对第一次混凝土浇筑、第一次预应力张拉、第二次混凝土浇筑 3 个重要施工节点时应变传

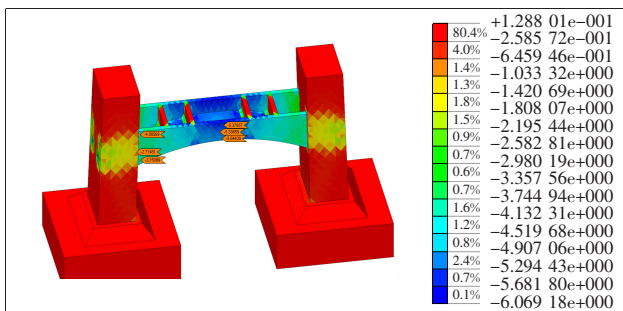


图 9 第一次预应力张拉产生的压应力(单位:MPa)

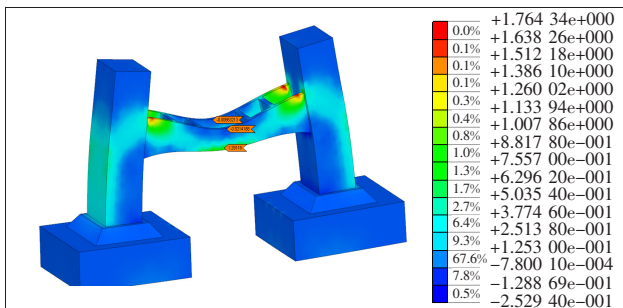


图 10 下横梁第二次浇筑混凝土自重荷载产生的应力(单位:MPa)

分析图 9、10 可知:在第一次预应力张拉后即拆除下横梁支架,可以保证后续施工结构安全,此时下横梁支架设计荷载可不考虑二次混凝土浇筑荷载的分担。

从前面的分析可以看出,第一次预应力张拉、二次混凝土浇筑均会导致下横梁支架应力增大,但由于第一次浇筑的下横梁的强度和刚度足够大,下横梁支架可视为二次混凝土浇筑时结构的安全储备措施,仅需考虑支架应力增大后是否发生破坏及破坏的后果,避免应力增大导致支架出现垮塌性破坏(图 11)。

(1) 该项目采用全落地支架施工,设计控制部位为钢管立柱,应力超标导致支架的破坏形式是立柱弯曲,并不会导致垮塌性破坏,可不考虑加强设计式支架提前拆除。

传感器的数据进行了采集,结果见表 4。实测数据与理论数据对比分析,第一次浇筑混凝土时实测值相对较小,第一次预应力张拉、第二次混凝土浇筑时的实测数据与理论值较为接近。另外从支架受力最大的钢管立柱应力来看,第一次预应力荷载、第二次混凝土浇筑荷载导致的支架应力增量之和,约为第二次混凝土直接

作用于支架的效应的 0.7,与 3.3 节中支架刚度占比约 0.35 相符。故支架设计荷载的最合理取值应该是 $0.7 \times 303 + 732 = 944$ kN,而 $944 / (303 + 732) = 0.91$,即 $0.91 \times$ 全部下横梁自重荷载(为表达方便,取下横梁第一次、第二次浇筑方量 732、303 m^3 代表相应的设计荷载)。

表 4 支架受力数据分析

测点	第一次浇筑应力增量			第一次张拉应力增量			第二次浇筑应力增量			第二次混凝土自重作用于支架	
	实测值/MPa	理论值/MPa	比值	实测值/MPa	理论值/MPa	比值	实测值/MPa	理论值/MPa	比值	理论值/MPa	比值
1#	-26.5	-49.5	0.53	-16.3	-12.3	1.32	-12.9	-12.1	1.06	-34.5	0.71
2#	-9.4	-4.7	2.00	-4.6	-1.8	2.52	-2.9	-2.0	1.45	-2.9	1.31
3#	1.1	-49.5	-0.02	0.4	-12.3	-0.03	1.3	-12.1	-0.11	-34.5	0.71
4#	-7.0	-36.6	0.19	3.6	-1.3	-2.8	-1.4	-6.0	0.24	-17.6	0.41
5#	-6.8	-6	1.13	3.4	-0.7	-4.87	6.0	-0.5	-11.93	-1.8	0.67
6#	-15.2	-46.4	0.33	7.6	-1.0	-7.56	-7.7	-8.0	0.96	-23.8	0.38
7#	-24.6	-36.8	0.67	-3.7	-5.5	0.68	-4.2	-9.2	0.46	-22.7	0.65
8#	-22.2	-49.5	0.45	-11.0	-12.3	0.89	0.6	-12.1	-0.05	-34.5	0.71
9#	-17.7	-31.7	0.56	-2.3	-5.5	0.41	-2.4	-9.2	0.26	-23.1	0.64
10#	-13.0	-20.1	0.65	3.5	-0.9	-3.94	-2.8	-3.8	0.72	-14.2	0.33

注: * 比值为第一次预应力荷载、第二次混凝土浇筑荷载导致的支架应力增量实测值之和和此处的理论值的比值。

5 结论

通过对伍家岗大桥下横梁施工过程的建模计算及实测数据分析,得出以下结论:

(1) 下横梁施工过程中,进行第一次预应力张拉,将在支架中产生较大的内力,设计时不应忽略。

(2) 下横梁第二次浇筑时,支架与第一次浇筑截面协同受力。荷载分配比例与塔梁结构—支架结构的刚度比一致。

(3) 对于该桥考虑到预应力张拉产生的内力难以计算,塔梁结构—支架结构的刚度比也不易计算,通过分析,支架约需承受下横梁全部自重的 0.91,为简单起见,下横梁支架的设计荷载可直接取整个下横梁全部混凝土自重。

(4) 对于该桥若简单地从下横梁支架及下横梁一次浇筑段的安全角度考虑,下横梁一次张拉后,支架可提前拆除,下横梁一次浇筑段足够承担第二次浇筑的荷载,应力不会超标。

(5) 下横梁第二次浇筑时,支架的应力会进一步增大,但是否影响结构安全需要详细分析,当只有在支架设计控制部位的应力进一步增大,出现失稳或断裂后,导致支架出现垮塌性破坏时,才需要对支架进行加强设计;对于该文工程采用全落地支架,设计控制部位为钢管立柱,应力超标导致支架的破坏形式是立柱弯曲,并不会导致垮塌性破坏,可不考虑加强设计。如果是采用预埋牛腿形式的支架,且应力超标可能导致牛腿脱落,则应该对支架进行加强设计或提前拆除,避免出现这种垮塌性破坏。

参考文献:

- [1] 汪志祥. 香溪河大桥主塔下横梁支架设计[J]. 价值工程, 2017(28).
- [2] 孙镇国,贾兵团,全增毅. 清水河大桥索塔下横梁的超高支架设计与安装[J]. 公路, 2015(8).
- [3] 裴山,陈常松. 嘉鱼长江公路大桥索塔应力及线形施工控制[J]. 中外公路, 2020(3).
- [4] 杨智文,来晓理,黄飞鸿,等. 斜拉桥拱形主塔施工过程分析与下横梁预应力张拉工序优化[J]. 中外公路, 2020(2).