

大跨 PC 刚构桥悬臂梁临时张拉体外束对 成桥结构的影响

李昆

(湖南路桥建设集团有限责任公司, 湖南 长沙 410004)

摘要:以红岩溪特大桥为依托工程,利用有限元软件,分析了临时体外束方案的可行性及对提出的4种方案下梁体成桥后结构受力、变形及预应力损失的影响,得到如下结论:拆除临时体外束时,梁体弹性回弹使主跨跨中底板压应力增加,有效提高了跨中截面抗裂性能;施加临时底板体外束,以此来增加施工阶段梁体下缘的压应力可以有效减少梁体的竖向位移;采用临时体外束会导致跨中底板和支点顶板的压力增加,与此同时对应的预应力损失和徐变也将增加,从侧面说明了关键位置混凝土压应力和预应力储备能力得到提升;该方法能有效减小桥梁跨中挠度,并提高抗裂能力。

关键词:大跨 PC 刚构桥;张拉体外束;预应力损失;变形;有限元模型

近年来,随着中国桥梁工程建设的火热进行,越来越多的大跨径 PC 刚构桥在工程中得以应用。然而,由于不同的施工条件、环境因素、设计方案以及桥梁竣工后的运营等条件的制约,导致大跨径 PC 刚构桥出现不同程度的损坏现象,尤其是产生的挠曲变形,对于桥梁工程的安全至关重要。

现有研究发现,有效预应力偏小是桥梁跨中产生挠曲变形的重要影响因素。目前,为了改变这一现象,中国许多学者做了相关的工作。张阳等针对大跨 PC 刚构桥的开裂和跨中挠曲变形,从基本机理出发,分析了预应力损失和挠曲变形对桥梁结构的影响,并提出了相应的解决方案;张俊以某桥梁工程为背景,通过对其应力分析,提出应该在桥梁跨中底板位置进行加筋,以防止其开裂;张兴志等认为大跨 PC 刚构桥预应力钢束张拉伸长值对于桥梁工程施工安全与否至关重要,并对管道摩阻系数、偏差系数等参数进行了分析,此外还分析了计算值和实测值产生误差的原因,并提出相关建议。

该文以红岩溪特大桥为依托工程,利用有限元软件,分析临时体外束方案的可行性及对提出的4种方案下梁体成桥后结构受力、变形及预应力损失的影响。

1 临时体外束的作用原理

混凝土徐变效应向来被认为是导致大跨 PC 梁桥成桥后跨中挠曲变形一直增大的原因,机理如下:①成桥后混凝土的徐变将引起结构的内力重分布,使梁体内压应力的分布更加均匀;②大跨 PC 梁桥采用悬臂施工时,由于工期长和收缩现象而产生了挠曲变形,此外由材料力学知识可知,施工过程中上表面应力大于下表面,因此上表面产生的徐变也越大;施工完成后,桥面荷载使负弯矩区转角增大,最终引起梁体的下挠。按照上述原理,拟在箱梁悬臂施工阶段对箱梁的内侧进行临时锚固并进行预张拉。此外,在拆除临时体外束后,箱梁会产生回弹,致使箱梁下缘应力增加,这样可以使得跨中截面抗裂性能增强。

2 工程背景

2.1 工程概况

湖南龙(山)永(顺)高速公路上的红岩溪大桥为主跨(110+230+110) m PC 刚构桥,其中跨梁高4.5 m,根部梁高14.2 m,顶板宽度10 m,厚度0.35~0.7 m,底板宽度6.0 m,厚度0.4~1.0 m,桥梁结构见图1。

收稿日期:2019-03-08(修改稿)

基金编号:湖南省交通运输厅科技进步与创新项目(编号:201425)

作者简介:李昆,男,大学本科,高级工程师。

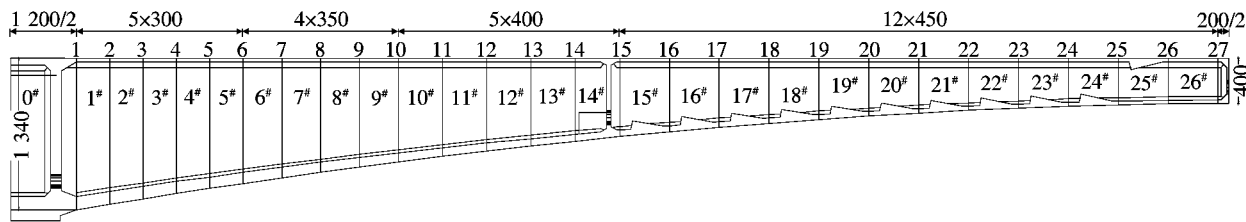


图 1 红岩溪特大桥主梁构造(半个“T”)(单位:cm)

红岩溪特大桥采用三向(纵向、横向、竖向)预应力。对于边跨顶板,前期和中跨的顶板和底板采用 $20\phi^{*}15.0\text{ mm}$ 规格的钢绞线,而对于前期下弯束、中跨顶板的后期束均采用 $19\phi^{*}15.0\text{ mm}$ 规格的钢绞线,采用两端张拉的方法,其中混凝土标号为 C45。

2.2 临时张拉体外束方案

采用表 1 所示的 4 种临时束方案,并在 2# 块、7# 块、14# 块设置临时体外束。对于方案 1、2、3,其安设位置在底板,底板束距离底板约 60 cm;此外,表中方案 a 为方案 1 的对比组。对于上述 4 种方案均采用对

称布置,进行两端拉伸,且临时束张拉控制应力大小为 $1\ 400\text{ MPa}$,形式如图 2 所示。

表 1 各方案参数表

各方案	安设位置	单排预应力钢绞线布置规格
方案 1		4 束 $19\phi^{*}15.34$
方案 2	底板进行临时张拉束	8 束 $19\phi^{*}15.34$
方案 3		12 束 $19\phi^{*}15.34$
方案 a	顶板临时张拉束	4 束 $19\phi^{*}15.34$
	底板临时张拉束	4 束 $19\phi^{*}15.34$

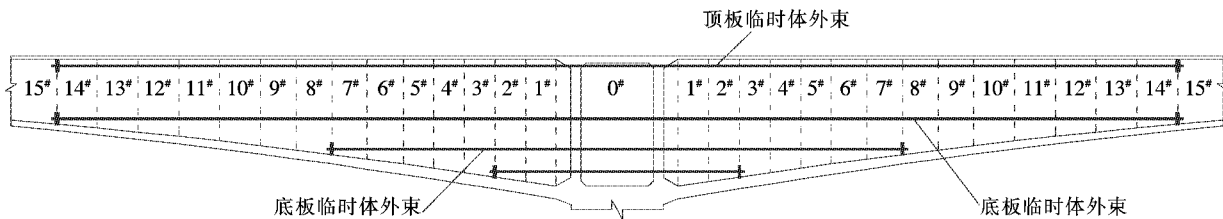


图 2 临时张拉束布置示意图

3 数值分析

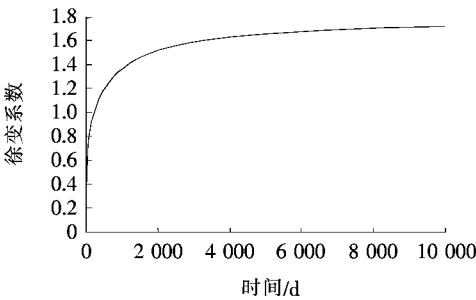
3.1 数值模型

采用 Midas/Civil 软件进行数值模拟。建模时包括桥梁桥墩、横隔板、吊架以及主梁等,实际模拟过程中,使用预应力钢束来模拟预应力钢筋,使用梁单元来模拟桥梁桥墩、横隔板以及主梁等,并对桥墩底部和边跨位置竖向自由度进行约束。模型建立过程中,管道壁和预应力束之间的摩擦系数取 0.15,钢筋的松弛因子值取 0.045。图 3 为混凝土徐变系数、收缩应变时程曲线,在有限元中设置混凝土收缩开始时间为 3 d,而加载开始时间为 7 d。

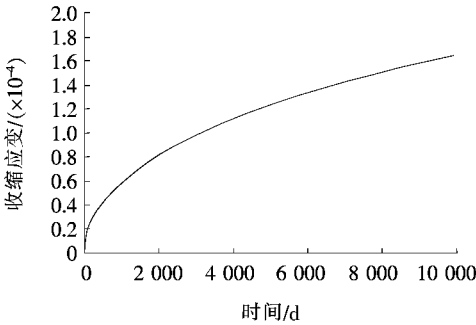
3.2 结果与分析

3.2.1 成桥后应力分析

对于桥梁跨中位置,在拆除临时支护约束后一般会出现弹性回弹现象。图 4、5 分别为拆除临时体外束对跨中截面应力、支点截面应力的影响。



(a) 徐变系数



(b) 收缩应变

图 3 混凝土徐变系数、收缩应变时程曲线

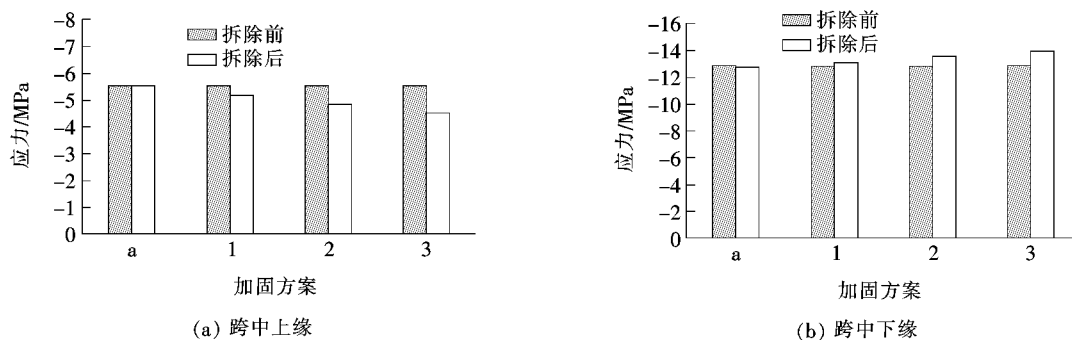


图 4 拆除临时体外束对跨中截面应力的影响

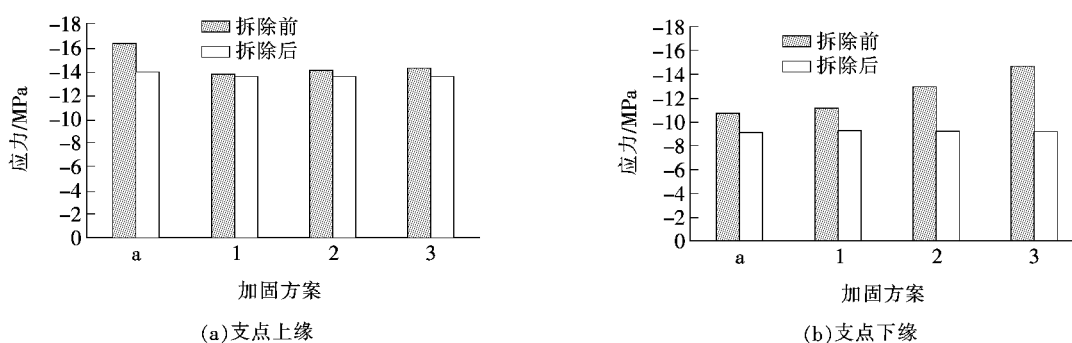


图 5 拆除临时体外束对支点截面应力的影响

由图 4 可知:对于方案 a,在拆除前和拆除后二者跨中上缘和下缘应力大小相等,而对于跨中上缘,方案 1~3 拆除后的压应力值均比拆除前减小,且方案 1~3 跨中上缘压应力减小值逐渐增大。对于跨中下缘,方案 1~3 拆除后的压应力值均比拆除前增大,且方案 1~3 跨中下缘压应力增大值逐渐增大。图 5 显示,对于方案 a,在拆除前和拆除后二者支点上缘和支点下

缘应力大小存在较大差异,而对于支点上缘,方案 1~3 拆除后的应力值与拆除前基本一致,4 种方案中,方案 a 支点上缘压应力值变化最大。对于支点下缘,方案 a 和方案 1~3 拆除后的压应力值基本相等,而拆去前的支点下缘压应力值逐渐增大。

对比成桥后跨中截面及支点截面的应力变化,如图 6、7 所示(规定受压为负,受拉为正,下同)。

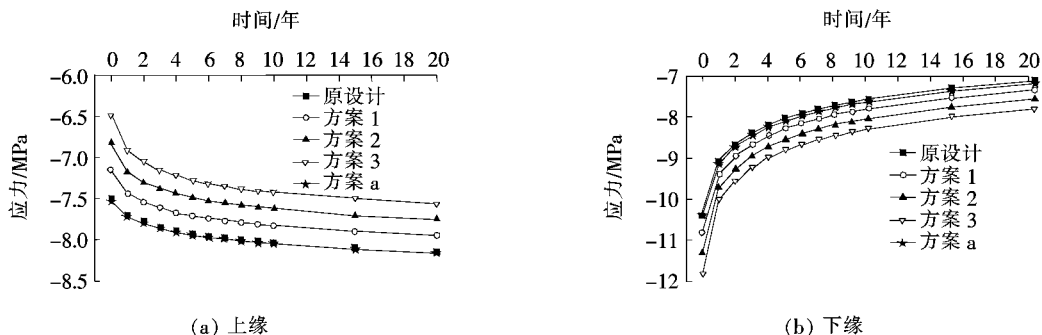


图 6 成桥后跨中截面应力时程曲线

由图 6 可知:① 方案 1~3 跨中上缘压应力均会减小,且方案 3 小于方案 2,方案 2 小于方案 1,当采用方案 a 时基本与原设计相同,不产生影响;② 方案 1~3 均会增大跨中下缘压应力,且方案 3 大于方案 2,方案 2 大于方案 1,当采用方案 a 时也基本不产生影响。

将方案 3 与原设计方案对比,可知在下缘位置初始和 20 年时间点,方案 3 压应力分别大 1.5 和 0.8 MPa,说明方案 3 可以有效增大桥梁跨中抗裂能力。

由图 7 可知:方案 1~3 和方案 a 支点上缘和下缘压应力基本与原设计相同,上缘压应力略减小而

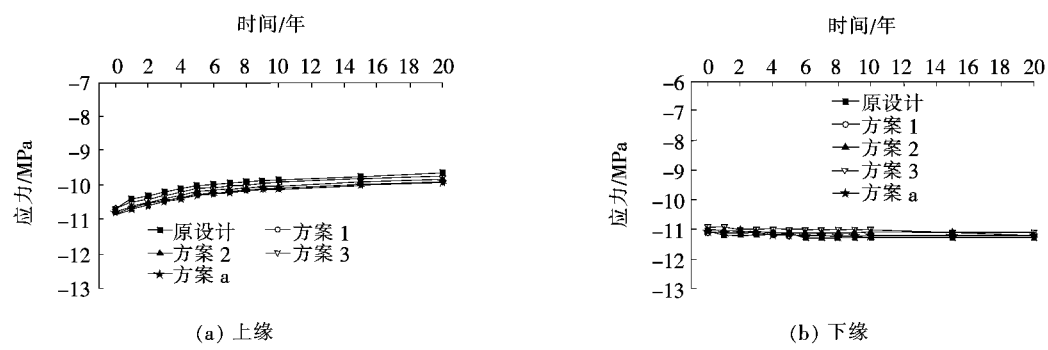


图 7 成桥后支点截面应力时程曲线(单位:MPa)

下缘略增大。将方案 3 与原设计方案对比,可知在下缘位置初始和 20 年时间点,方案 3 压应力分别大 0.2 和 0.3 MPa,说明方案 3 以及其他方案作用不明显。

3.2.2 成桥后变形分析

表 2 为各方案成桥后 10 年变形。

表 2 各方案成桥后 10 年变形

原设计/ mm	成桥 10 年变形/mm			
	方案 1	方案 2	方案 3	方案 a
-225	-211	-197	-182	-217

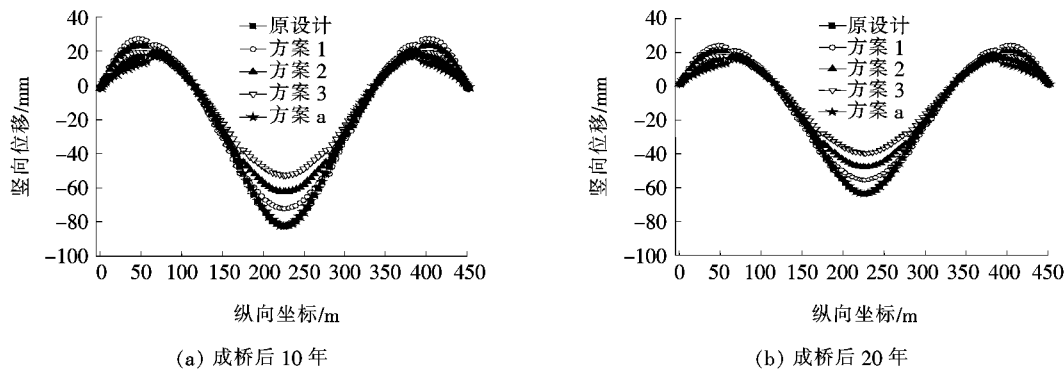


图 8 各方案成桥后竖向位移

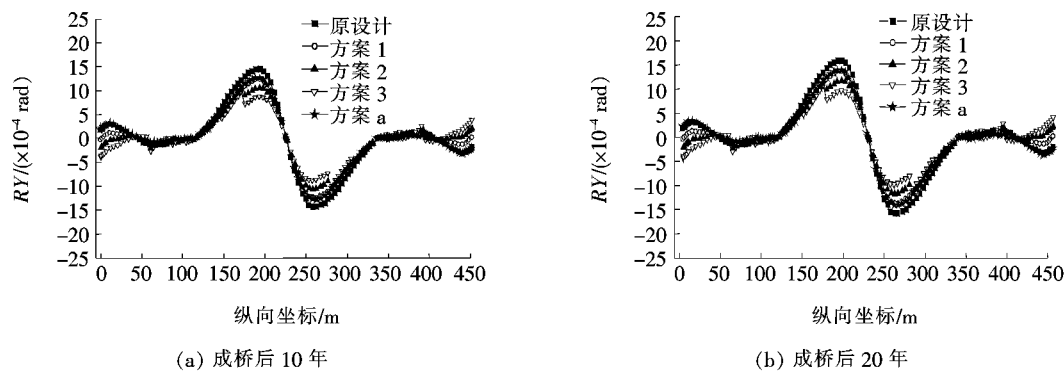


图 9 各方案成桥后转角 RY

桥后的竖向位移。成桥 10 年后,相对于原设计,在跨中最大位移处采用上述方案能分别减小 9.14%、

19.19%和 32.42% 的位移,在成桥 20 年后,对应减小了 12.04%、22.13% 和 34.42%。此外,对比方案 a 可

知:其跨中竖向位移值基本与原设计一致,由此可得,当采用方案 1、2、3 时,能有效减小桥梁跨中位移,且方案 3 最有效。由图 9 可知:采用方案 1、2、3 可以有效地减小成桥后的负弯矩区最大转角。成桥 10 年后,相对于原设计,采用上述方案负弯矩区处的最大转角分别减小 10.64%、24.61% 和 35.48%,在成桥 20 年后,对应减小了 13.34%、25.78% 和 38.57%。此外,对比方案 a 可知:其负弯矩区最大转角与原设计最接近,而当采

用方案 1、2、3 时,能有效减小桥梁桥梁负弯矩区最大转角。

此外,分析成桥 10 年和 20 年后的竖向位移和转角可知,变形和转角在前 10 年已经基本完成,在后 10 年变化较小。

3.2.3 预应力分析

图 10、11 分别为拆除临时体外束对负弯矩区顶板束、跨中底板束的影响图。

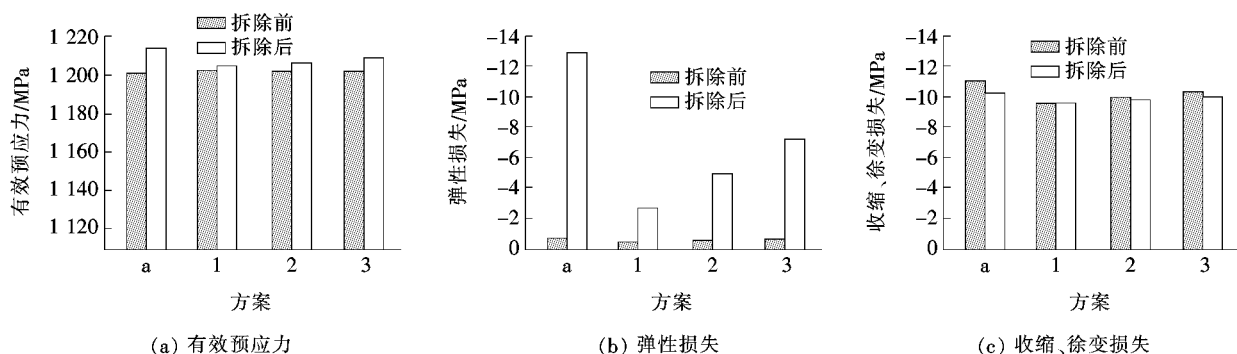


图 10 拆除临时体外束对负弯矩区顶板束的影响

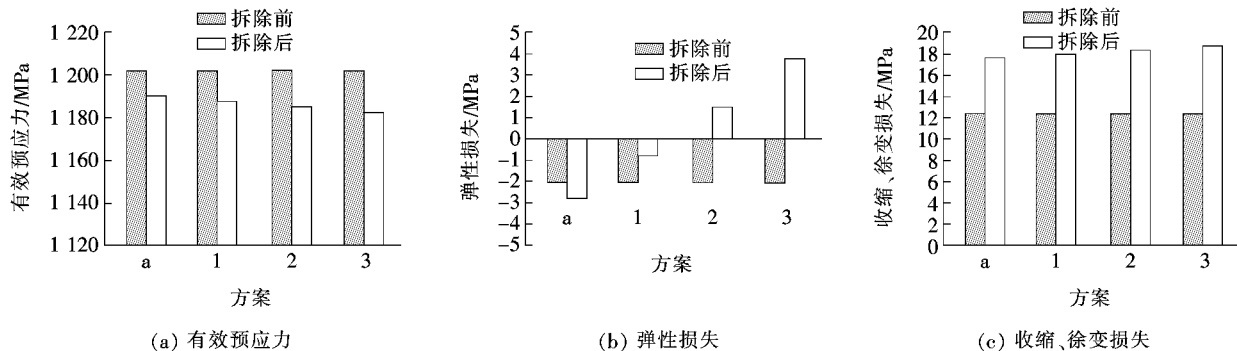


图 11 拆除临时体外束对跨中底板束的影响

由图 10 可知:对于方案 a 和方案 1~3,拆除临时体外束后负弯矩区底板束有效预应力增大,但增加值较小。对于弹性损失,在拆除临时体外束顶前后变化较大,其中方案 a,弹性损失增加了 11.8 MPa,方案 1~3 弹性损失增加值依次为 2.1、4.5 和 6.7 MPa,这与支点上缘的压应力值减小有关。对于负弯矩区顶板收缩、徐变损失来说,在拆除前后变化不大。

由图 11 可知:对于方案 a 和方案 1~3,临时体外束拆除后有效预应力减小,但减小量差别较小。对于收缩、徐变损失来说,临时体外束拆除后预应力增大。

一般情况下,混凝土发生收缩、徐变时,预应力同时会发生损失,这可以通过表 3、4 的结果得以体现。

由表 3、4 可知:采用临时体外束以后,无论是负弯矩区顶板束还是中跨底板后期束的预应力损失均呈现

出增长的趋势,但是增加量较小。其中,方案 3 的负弯矩区顶板束和中跨底板后期束的预应力损失最大,增长比分别为 2.57% 和 8.73%,对于方案 a 来说,上述值对应为 8.44% 和 1.28%。产生这一现象的原因是采用临时体外束会导致跨中底板和支点顶板的压力增加,与此同时对应的预应力损失和徐变也将增加,这也从侧面说明了关键位置混凝土压应力和预应力储备能力得到提升。

4 结论

以红岩溪特大桥工程为例,利用有限元软件,分析了临时体外束方案的可行性,研究了 4 种方案对梁体成桥后结构受力、变形及预应力损失的影响。主要结

表 3 负弯矩区顶板束预应力损失

负弯矩区 顶板束	原设计/ MPa	方案 1/ MPa	增长比/ %	方案 2/ MPa	增长比/ %	方案 3/ MPa	增长比/ %	方案 a/ MPa	增长比/ %
2C	63.23	63.50	0.41	63.65	0.93	64.17	1.46	68.32	8.13
3C	60.63	61.31	0.43	62.06	1.00	62.08	1.51	66.81	8.44
4C	58.27	59.20	0.56	59.41	1.22	60.30	1.90	63.13	6.63
5C	57.07	57.13	0.62	58.03	1.33	58.26	2.04	60.92	6.42
6C	54.31	55.18	0.66	55.21	1.42	55.62	2.20	58.18	6.50
7C	52.12	53.50	0.71	53.15	1.53	53.77	2.31	56.05	6.53
8C	49.19	50.29	0.77	51.24	1.61	51.27	2.57	53.48	6.75
9C	47.25	48.37	0.45	48.45	1.02	48.69	1.50	50.12	3.95
10C	46.58	47.84	0.32	47.35	0.81	48.04	1.14	48.95	2.93
11C	45.20	46.03	0.30	46.13	0.71	46.30	1.01	47.01	2.43
12C	43.33	44.47	0.27	44.23	0.66	44.27	1.01	45.13	2.06

表 4 中跨底板后期束预应力损失

跨中底板 后期束	原设计/ MPa	方案 1/ MPa	增长比/ %	方案 2/ MPa	增长比/ %	方案 3/ MPa	增长比/ %	方案 a/ MPa	增长比/ %
ZX1	107.21	111.25	3.34	113.97	5.95	116.90	8.73	108.83	1.27
ZX2	107.47	111.21	3.33	113.93	5.97	116.75	8.62	108.85	1.27
ZX3	107.16	110.39	3.31	113.73	6.01	116.52	8.61	108.64	1.27
ZX4	107.21	110.65	3.33	113.77	6.02	116.61	8.67	108.64	1.28
ZX5	107.59	111.13	3.37	114.18	5.90	116.96	8.64	109.06	1.24
ZX6	107.68	111.22	3.38	114.23	5.90	117.03	8.65	109.15	1.24
ZX7	107.76	111.10	3.36	114.32	5.96	117.25	8.63	109.24	1.25
ZX8	107.89	111.92	3.31	114.42	5.96	117.25	8.61	109.32	1.21
ZX9	107.15	111.08	3.32	114.10	5.93	117.02	8.62	109.13	1.23
ZX10	107.37	111.51	3.31	114.12	5.91	117.01	8.61	109.15	1.24

论如下:

(1) 方案 1~3 均会增大跨中下缘的压应力,且方案 3 大于方案 2,方案 2 大于方案 1,当采用方案 a 时基本不产生影响。将方案 3 与原设计方案对比,可知在下缘位置初始和 20 年时间点,方案 3 压应力分别大 1.5 和 0.8 MPa,说明方案 3 可以有效增大桥梁跨中抗裂能力。

(2) 方案 1~3 在 10 年后其竖向位移显示出明显减小的趋势,与原设计方案相比较,该 3 种方案分别相对减小了 6.13%、13.43%、18.11%,对于方案 a 来说,对应减小了 3.61%,说明方案 a 处理效果较差。

(3) 采用临时体外束会导致跨中底板和支点顶板的压力增加,与此同时对应的预应力损失和徐变也将

增加,这使得关键位置混凝土压应力和预应力储备能力得以提升。其中,方案 3 的负弯矩区顶板束和中跨底板后期束的预应力损失最大,增长比分别为 2.57% 和 8.73%,对于方案 a 来说,上述值对应为 8.44% 和 1.28%。

(4) 采用临时体外底板束可以有效减小桥梁跨中挠度,并提高抗裂能力。

参考文献:

[1] 朱锋.大跨径 PC 连续刚构桥体外预应力加固技术研究[D].长安大学硕士学位论文,2005.
[2] 张阳,张楠,姚学昌.预防大跨 PC 连续刚构桥开裂和下挠技术[J].沈阳工业大学学报,2013(5).

跨海大桥混凝土箱梁移动模架施工技术

曹淑学¹, 皮军云²

(1.广东省深圳市光明区建筑工务局, 广东 深圳 518107; 2.中铁大桥局集团第四工程有限公司)

摘要: 结合某跨海大桥公路桥混凝土箱梁移动模架工程实例,介绍了下行式移动模架的工作原理,阐述移动模架拼装、预压及海上整体吊装施工流程,总结了移动模架施工的技术要点。

关键词: 移动模架; 施工技术; 安装

1 工程背景

某海峡公铁两用大桥全长 16.34 km,部分区域为公铁合建,上层为双幅公路梁,下层为单幅铁路梁或铁路路基,陆上和浅水区段公路梁为连续混凝土箱梁,公路混凝土箱梁 3~5 跨一联,跨径为 49.2、40.7 m,分左右幅布置,截面为等高度斜腹板单箱单室箱梁,梁高对应为 3.0 m 和 2.5 m,顶面宽 17.5 m,底板宽 8.5 m,采用 TM49.2 m/40.7 m 下行式移动模架施工(图 1)。

2 移动模架简介

移动模架施工是一种自带模板,利用承台或墩柱作为支承,在空中形成施工平台,代替落地支架对箱梁进行整孔现浇的自行式施工机械。其主要特点为:施工质量好,施工操作简便,成本低廉等,是较为先进的施工方法。移动模架按主承载结构的位置不同分为上行式和下行式。主梁在待浇混凝土梁体上方的为上行式移动模架,下方的为下行式移动模架。

上行式移动模架承重主梁位于待浇梁上方,外模

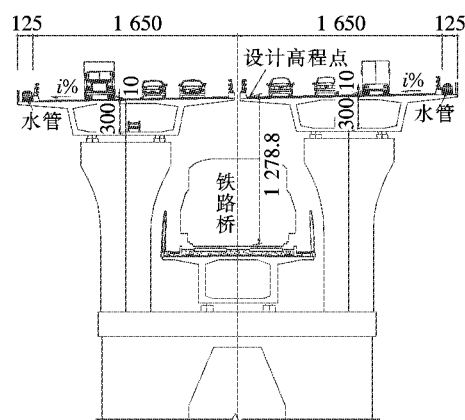


图1 浅水及陆地高墩区引桥(49.2 m)断面(单位:cm)

及混凝土荷载通过吊杆悬挂在主承重梁上,移动模架主梁则通过支腿支撑在已浇梁面或桥墩顶。上行式移动模架优点是占用桥下空间小,适应对矮墩和梁下有障碍的情况;缺点是钢筋和内模只能人工安装,施工周期长。下行式移动模架承重主梁位于桥面下方,外模及混凝土荷载支承在两侧主承重梁上,主梁则通过支撑托架支撑在承台上或墩身预留孔上。该类型模架受力明确,结构简单。由于占用桥下空间,对墩身高度有要求。

- [3] 张俊.大跨 PC 连续刚构桥合龙段防裂设计与试验研究[J].公路交通科技:应用技术版,2012(8).
- [4] 张兴志,周非凡.大跨度连续刚构桥梁预应力束张拉伸长值分析[J].四川建筑,2009(3).
- [5] 王佳宇.大跨径 PC 连续刚构桥长弯束预应力摩阻损失及张拉方式研究[D].武汉工程大学硕士学位论文,2017.

- [6] 周建庭,谭书林,谭华,等.预应力混凝土 T 梁简支变连续负弯矩区段改进构造试验研究[J].中外公路,2018(4).
- [7] 严登彩.大跨径连续刚构桥预应力摩阻损失研究[J].交通科技,2008(s1).
- [8] 祝国华,朱伟庆,崔越.PC 连续梁桥悬臂浇筑施工线形误差敏感性分析[J].中外公路,2016(6).

收稿日期:2018-12-12

作者简介:曹淑学,男,硕士,高级工程师.E-mail:1021878343@qq.com