

桥梁预制拼装体外预应力损耗及转向块功效探讨

王会文

(三亚市道路运输管理处, 海南 三亚 572000)

摘要: 计算对接缝压实耗损、摩阻耗损和收缩徐变耗损,借助工程有限元 ANSYS 系统对块式、肋式转向块的功效适用性开展模拟计算分析,揭示预应力耗损和两种转向块结构型式对工程技术实现以及施工中的结构安全性影响,对同类桥梁建设提供技术参考。

关键词: 桥梁施工;预制拼装;预应力耗损;转向块功效;分析探究

中图分类号: U441+.5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)04-0143-05

0 引言

随着桥梁施工标准化和预制拼装化趋势地不断发展,一个时期以来,节段箱梁预制拼装技术在桥梁设计和建设中应用越来越多。但节段箱梁预制拼装实施中一直存在着体外预应力损耗和转向块结构型式选择欠缺问题。基于体外预应力和转向块工程建设技术特点和基本技术需要,该研究计算了对接缝压实耗损、摩阻耗损和收缩徐变耗损,对块式、肋式转向块的功效适用性也进行了有限元模拟分析,揭示预应力耗损和两种转向块结构型式对工程技术实现以及施工中的结构安全性影响规律,以为同类工程制定相对更高效安全的施工方案提供研究和技术依据,并助力实现高效安全的预应力桥梁建设施工^[1-5]。

1 案例体外预应力和转向块概述

案例桥梁是 5×55 m 连续梁桥,该桥节段箱梁选用 C55 混凝土,每束选用 $22\phi 15.2$ 型钢绞线作为体外预应力束,钢绞线强度标准值是 $f_{pk}=1\ 860$ MPa,张拉控制力取 $0.65 f_{pk}=1\ 209$ MPa,预应力钢束转向半径 $r=4$ m。

1.1 体外预应力设计

体外预应力体系通常包括:拉索防护系统、锚固系统、减震装置、体外预应力转向块、体外预应力筋等。体外预应力筋由管路及钢绞线组成,钢绞线可选用镀锌钢绞线、环氧涂层钢绞线、外包 PE 管无黏结钢绞线和普通钢绞线等。

收稿日期: 2020-07-20

作者简介: 王会文(1984—),男,硕士,工程师,主要从事公路、道路、桥梁建设管理和质量安全监督工作。

体外预应力减震装置能够避免共振现象的产生。体外预应力锚固块能够使预应力通过锚固力开展传导并扩散到桥梁主体。体外预应力转向块,能够固定体外束线形,并承受集中力。案例桥梁节段预制装配箱梁体外预应力纵向总计 8 根预应力钢束,单跨内体外预应力钢束立面配置如图 1 所示。

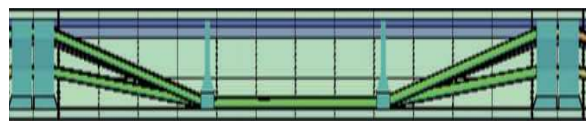


图 1 单跨体外预应力配置立面图

1.2 转向块概述

转向块是节段预制装配桥梁中除体外预应力锚固装置之外唯一联系混凝土桥梁的部位。在节段预制装配时,通过转向块改变体外预应力钢束的方向。而且,转向块能够固定体外束线形,并且承受复杂的局部应力,配置适当转向块,能够减小甚至彻底消除二次效应。

节段预制装配桥梁的转向块通常分为三种,即肋式、横隔板式和块式。其中案例转向块样式是肋式转向块,构造图通常如图 2 所示。

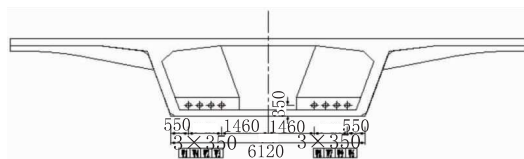


图 2 肋式转向块横截面图(单位:mm)

肋式转向块系为承压型转向块,主要特点是可以承受较大的预应力钢束分力,而且可以较好地使预应力钢束转向力高效地传向箱梁,受力好,具有抵抗较大水平分力的作用。

2 计算分析体外预应力损耗

2.1 体外预应力接缝压实损耗计算

节段预制装配桥梁经过各个节段装配组合构成整体,所以在预制梁每个节段间有对接缝。进行体外预应力加施时,对接缝会被压实,使桥梁梁体整体缩短,导致预应力损耗;具体损耗原因是先拉张钢束受到后期张拉钢束影响,致使接缝被压实而引发预应力损耗。胶接面被压实引发应力耗损计算公式如下:

$$\sigma_{l1} = \frac{\Sigma \Delta L}{L} E_p \quad (1)$$

式中: $\Sigma \Delta L$ 为每个对接缝面压缩值之和,mm; L 为拉张端至锚固端间距离,mm; E_p 为预应力筋弹塑性模量,MPa。接缝分为湿接缝、胶接缝及干接缝三种。通常状态下,湿对接缝通过精心护养后,大致与整体现浇结构性能相近;节段箱梁装配时,压实情况仅需考虑胶接缝及干接缝两种情况。因为接缝面匹配预制时的结构误差,使得干接合面装配存在一定间隙;而使用了环氧树脂胶的胶接缝则不会产生间隙,所以实际施工时多选用胶接缝,性价比较高,案例桥梁采用的即是该施工方法。进行接缝面压缩时,干对接缝压缩量 ΔL 高出胶接缝,见表 1。

表 1 对接缝面压缩量

接缝类型	干接缝	胶接缝	湿接缝
压缩量 L/mm	1.5	1.0	0.5

以案例路桥 $5 \times 55 \text{ m}$ 为例,单跨内有 18 个胶接面,一联内总计 94 个胶接面。钢绞线 $E_p=1.95 \times 10^5 \text{ MPa}$, $\Delta L=1.00 \text{ mm}$,根据公式(1)能够发现: $\sigma_{l1}=66.655 \text{ MPa}$,由于是张拉控制力,所以预应力耗损值占张拉控制力的 5.513%,因其占比相对比较大,设计施工过程中应该引发重视。

2.2 计算体外预应力摩擦损耗

通常状态下,预应力筋产生的摩擦耗损主要包括:(1)在曲线段因为曲线管路及钢束间产生摩擦所导致的摩擦耗损;(2)进行施工时管路面不平整和管路部位的偏差而导致的摩擦耗损。针对体外预应力来说,计算中能够将钢束因为通道偏差而引发的摩擦耗损视作零,美国 AASHTO 规范中不考虑钢束因孔道偏差所引发的摩擦损耗。所以,体外预应力摩擦损耗的重点是预应力筋在转向块部位所受摩擦力之和,如图 3 所示。钢束摩擦耗损表示式见公式(2)。

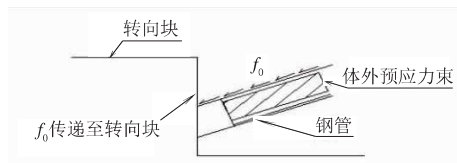


图 3 转向块部位摩擦损耗示意图

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} (1 - e^{-\mu \theta}) \quad (2)$$

式中: θ 为预应力筋与桥梁轴线之间夹角,rad,能够通过近似将预应力筋投影在各坐标面上所成角度 θ_x 和 θ_z 进行叠加计算获得; μ 为摩擦常数。

$$\theta = \sqrt{\theta_x^2 + \theta_z^2} \quad (3)$$

θ_x 和 θ_z 示意如图 4 所示。

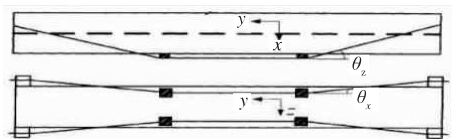


图 4 预应力筋被投影在坐标平面上所成夹角

其中 μ 是摩擦常数,取值见表 2。

表 2 摩擦常数 μ 取值

管路种类	μ 值
光面钢绞线—HDPE 管	0.13
光面钢绞线—钢管	0.25
无黏结钢绞线—钢管	0.09

钢绞线施工时因为管路部位摆放精确度不足和转向块定位存在偏差等要素影响,转向块部位处无法避免体外预应力偏转角度的施工误差,如图 5 所示。

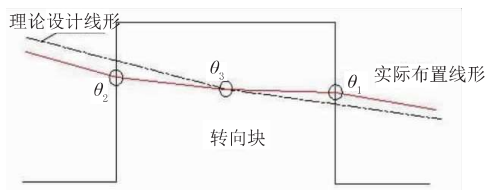


图 5 转向块处体外预应力偏转角偏差

如图 5 所示,偏转角误差会使式(2)的值发生变化,引入此部分误差后,式(2)可更正为:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} [1 - e^{-\mu(\theta + \xi)}] \quad (4)$$

式中: ξ 为转向块部位处偏转角误差,rad,依据美国装配式路桥规范, ξ 值可取 0.04 rad 。

以 $5 \times 55 \text{ m}$ 连续梁桥为研究对象,单跨转向装置 4 个,全桥总计 20 个。并且各个转向装置穿插 4 根体外预应力钢束。钢管穿插无黏结钢绞线,所以摩擦阻常数 μ 取 0.09,经计算得一联摩擦损耗约为 1401.6 MPa ,该数值相对比较大,所以设计施工时一定要考虑。

因为摩擦损耗相对不稳定,所以无法给出具体计算出方式,国内外标准规范中仅有相应摩擦损耗

常数取值区间,摩擦损耗在不同情况下取值可能不同,所以实际施工时推荐采用实测值,若没有现场数据时,可以依照本文方法进行计算。

2.3 体外预应力收缩徐变耗损计算

混凝土收缩徐变的定义是受持续应力影响的混凝土产生同时间具有相关性的形变。收缩徐变致使预应力钢束缩短,同时结构长度也会缩短,进而导致预应力损耗。一般来说预应力混凝土梁中,由于混凝土收缩徐变所产生的预应力损耗在总损耗中所占比例相对比较大。有相关统计数据表明,该损耗占据曲线配筋结构构件应力损耗的 30%,在直线配筋结构构件中该损耗的占比甚至可达 60%。所以结构设计时,要重视收缩徐变带来的影响。

针对体内预应力钢筋,因为混凝土和钢筋互相黏结,所以预应力损耗能够通过预应力钢束及混凝土间的形变协调关系获得;但是体外预应力自成体系,由于不同混凝土互相黏结,所以不存在形变协调

关系,亦无法选用断面的形变协调关系求解。由于混凝土徐变及收缩引发预应力损耗决定于两锚固点间的总形变,可根据如下表达式进行计算:

$$\sigma_{l3} = \frac{\sum \Delta L_3}{L_p} E_p \tag{5}$$

式中: ΔL_3 为是混凝土徐变及收缩引发两锚固点间梁总形变, m ; L_p 为体外预应力筋锚固点间的长度或者黏结长度, m ; E_p 为体外预应力筋弹塑性模量, N/mm^2 。如图 6 所示,由于收缩徐变的影响,早期预应力损耗相对较大,伴随时间推移,预应力耗损量逐步降低;并且各单跨内体外预应力钢束耗损趋势相对接近,但因为其产生耗损值相对较大,所以设计过程中不可忽视其带来的影响。

3 转向块有限元分析

3.1 有限元模型的建立

通过 ANSYS 有限元软件的 APDL 语言建立实

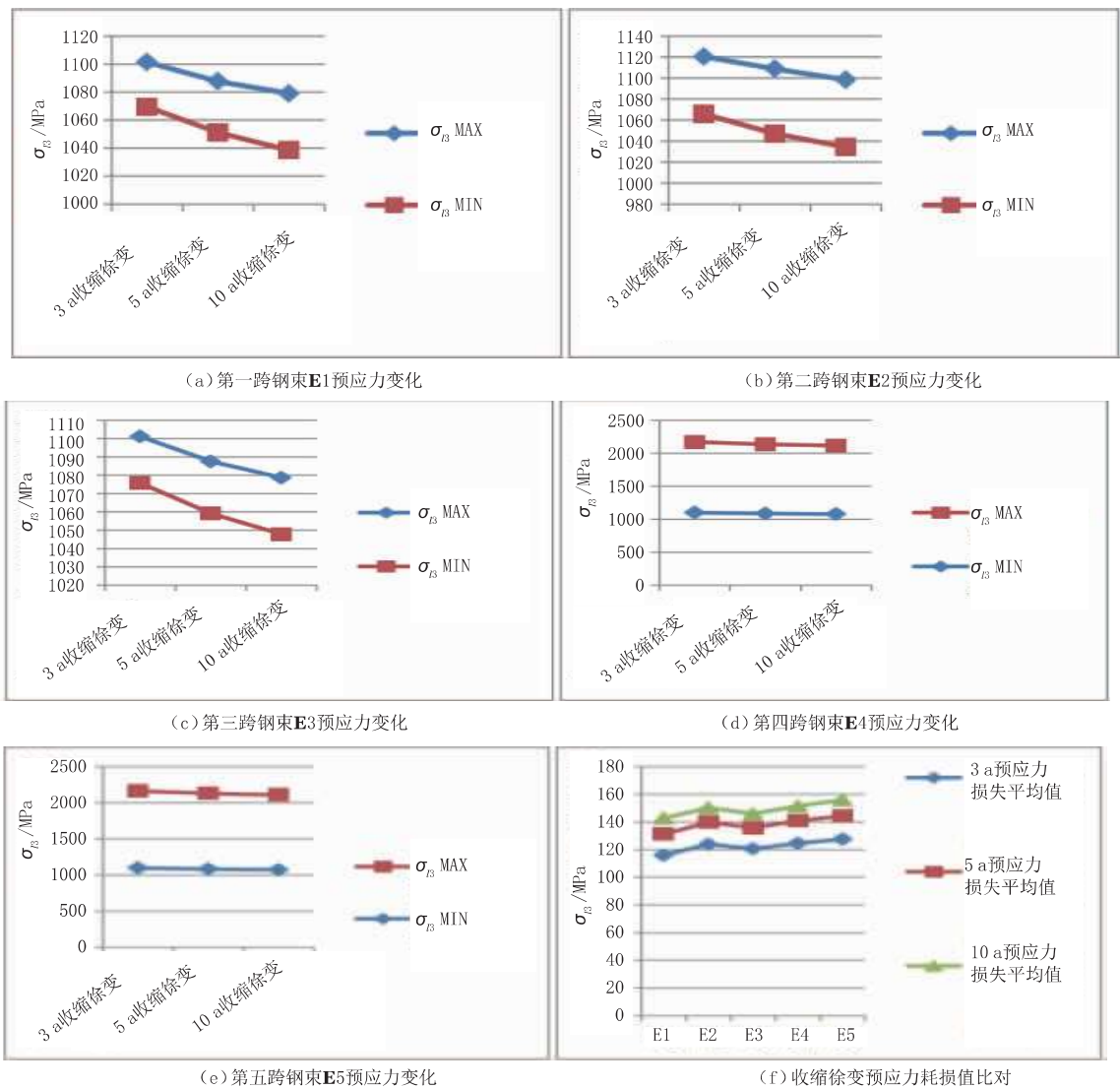


图 6 不同阶段对应体外预应力筋耗损对照示意图

体模型,探究对象是三个节段箱梁的转向块断面,长度均为3 m,结构总长度是9 m。定义模型Y方向是垂向,X方向是横向,Z方向是纵向,建立有限元模型时选用SOLID95作为单元。边界条件选用一边固结的方式,另一边加施10 MPa压应力并对箱梁底面Y方向自由度进行约束。有限元模型如图7所示。

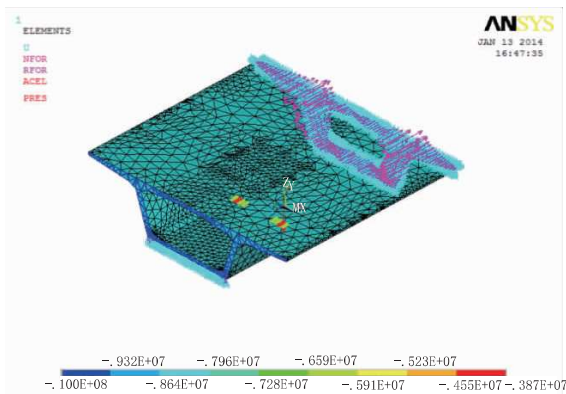


图7 边界条件图和有限元模型

弹塑性模量 EX 取44 GPa,泊松比 ν_{XY} 取0.167,密度 $DENS$ 取2.6 t/m。转向块重点承受体外预应力垂向分力。由于无法避免预应力损耗,钢束应力取 $0.6f_{pk}$ 较佳。三根钢束弯起角度为 8° ,备用钢束弯起角度为 5° 。

根据计算得出3根钢束体外垂向分力是 $3437.28 \times \sin 8^\circ = 478.4$ kN,备用钢束体外垂向分力为299.6 kN。采用预应力通道顶面作为加荷面,根据计算可以得出两类管路均布压应力依次是6.2 MPa及3.87 MPa。进行模型计算时,拉应力为正值,压应力为负值,如图8所示。

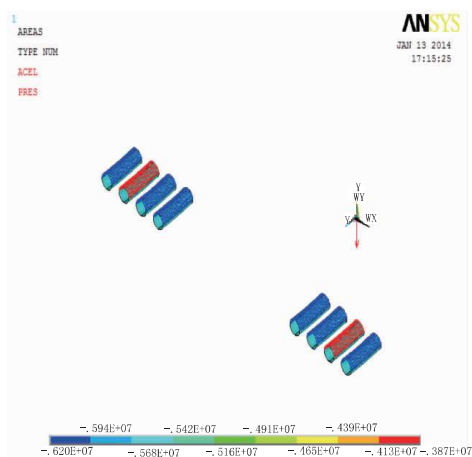


图8 转向块管路单元加荷和模拟

3.2 应力分析结果

该部分对块式、肋式转向块开展有限元分析,对比分析案例路桥选用转向块样式是否切实可行。重点分析等同受力情况下块式、肋式转向块对应应力分布,重点对底板与转向块联结区域应力集中范围

应力分布进行分析。有限元模型中,切取箱体梁断面底板与转向块联结区域实体单元进行观察,如图9所示。

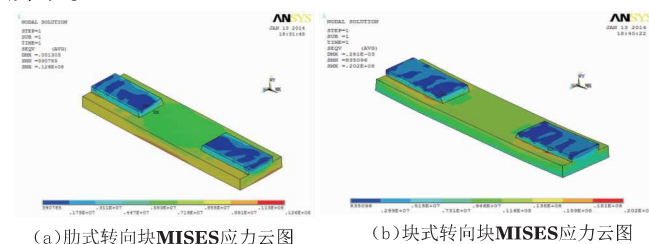


图9 两种转向块对应应力分布图

如图9所示,肋式转向块应力分布相对均匀,箱体梁底板与转向块联结区域应力值波动范围是8.5~11.3 MPa;块式转向块应力分布在箱体梁底板与转向块联结区域产生应力集中,应力值波动范围是15.9~20.2 MPa,相对较大,易致使转向块拉脱出梁体。据此能够分析出肋式转向块受力优于块式转向块。

进一步分析肋式转向块,分析重点是转向块范围内的第一主应力和垂向正应力,具体如图10和图11所示。根据图10能够发现,转向块跟底板联结区域产生局部应力集中,集中力极值是1.99 MPa;在体外预应力通道内壁上侧局部范围出现转向块主拉应力极值,极值是5.32 MPa。并且通道下部主要存在拉应力,拉应力取值区域是0.34~1.99 MPa。如图11所示,转向通道上部和下部都有应力集中现象发生,垂向拉应力极值发生在通道内壁上侧局部范围,极值是6.58 MPa,通道下部主要受拉应力。

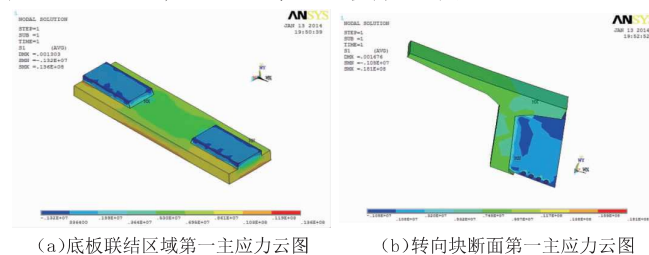


图10 肋式转向块局部第一主应力

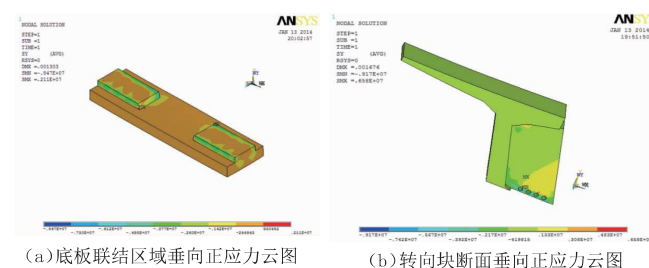


图11 肋式转向块局部垂向正应力

如图10和图11所示,通道周围应力分布状况相对复杂,且在一定区域内有应力集中现象。结合上述情况可以得出,转向通道周围分布状况相对复杂,

且在一定区域内有应力集中的现象,转向通道下部受拉,转向通道上部相对不适合受力。为避免通道周围混凝土发生局部开裂并避免转向块拉脱出梁体,可以在转向孔周围加设环向钢筋,将其伸入箱梁内部,并通过箍筋连接箱梁腹板及转向块。

4 结 语

该研究从节段箱梁体外预应力方面开展了分析研究,重点内容包括:

(1)简述了体外预应力体系的主要构造,并结合案例桥梁对体外预应力设计和施工加以说明。

(2)以案例桥梁为研究对象,计算并分析了体外预应力耗损情况。对比体内预应力体系损耗情况,主要对体外预应力引起的摩阻损耗、体外预应力收缩徐变损耗和接缝压实耗损进行了分析,得出预应力损耗对施工产生的影响。

(3)通过 ANSYS 有限元软件,针对三个节段箱梁部位桥梁转向块建立有限元模型,并对转向块开展应力分析,得出结论:肋式转向块受力稳定性的优于中块式转向块受力;进一步分析肋式转向块,针对转向块预应力通道部位配筋方案提出了设想和建议。

参考资料:

[1] 张鑫敏.体外预应力加固在连续刚构中的应用[D].西安:长安大学,2009.
[2] 张艳.体外预应力法在连续刚构桥加固中的应用研究[D].成都:西南交通大学,2008.
[3] 许威.连续刚构桥体外预应力加固关键技术研究[D].成都:重庆交通大学,2013.
[4] 丁韶峰.体外预应力加固连续刚构桥设计及转向块有限元分析[D].成都:西南交通大学,2008.
[5] 张松雷.体外预应力技术在连续刚构桥加固中的优化设计及其施工监控[D].西安:长安大学,2010.

+++++
(上接第 134 页)

进行检查,焊中对焊接工艺参数、层间温度、焊接道数进行监控,焊后对外观质量、焊后打磨、无损探伤等进行监控,确保本工程焊接施工受控。

(3)进场的焊工必须是持证上岗,焊前必须进行焊接考试。

3 结 语

本项目位于江淮运河菜籽湖段与合铜黄高速公路交叉处,该段为济淮提供水源并兼顾巢湖生态引水,规划为Ⅲ级航道。交叉处合铜黄高速公路现状为路基段,路基宽度 26m,双向四车道,根据规划航道

的要求同时,也对本项目的实施提出了较高的要求,桥梁钢结构分段多、焊缝多、安装精度要求高,施工期间水上交通组织难度大等,对施工过程控制都提出了极高要求。

参考文献:

[1] 向伟,包立新,杨晓东.大跨径钢箱提篮拱桥吊索长度计算[J].交通科技与经济,2012(2):58-61,69.
[2] 张治成.大跨度钢管混凝土拱桥施工控制研究[D].浙江杭州:浙江大学,2004.
[3] 田仲初.大跨度钢箱拱桥的施工控制关键技术与动力特性研究[D].湖南长沙:中南大学,2007.