

后张法单、双端张拉预应力的比较与探讨

高青松，李有发，杨瑞英
(中国水利水电第十工程局有限公司，四川 成都 610072)

摘 要:后张法有单端、双单张拉之分。但在高速公路扩容加宽施工时,存在桥梁施工现场不具备双端张拉的操作条件。为优化张拉程序,控制预应力张拉的质量,减少预应力损失,阐述了通过预应力损失及理论伸长量计算、采用 12.9 m 盖梁单端张拉、双端张拉案例的试验对比,分析了存在的差异,总结出单、双端张拉对预应力的影响。
关键词:预应力;张拉;差异
中图分类号:U445;U442;U444 **文献标识码:** B **文章编号:**1001-2184(2019)05-0082-05

Comparison and Discussion of Single-end and Double—end Tensioned Prestressing of Post-tensioned Method

GAO Qingsong, LI Youfa, YANG Ruiying
(Sinohydro Bureau 10 Co., LTD, Chengdu, Sichuan, 610072)

Abstract: The post-tensioning method can be divided into single-end and double-end tension. However, in the construction of expressway expansion and widening, there are no conditions at bridge construction site for double-end tension operation. In order to optimize the tensioning procedure, control the quality of prestressing tension and reduce the loss, this paper expounds the analysis of the difference between the single-end tension and the double-end tension case test of 12.9m cap beam by calculating the loss of prestressing force and theoretical elongation, and summarizes the influence of the single-end tension and the double-end tension on the prestressing force.
Key words: prestressing force; tension; difference

1 概 述

众所周知:造成钢绞线预应力损失的主要原因有以下几方面:(1)预应力回缩引起的预应力损失;(2)预应力钢筋与孔道壁之间摩擦引起的预应力损失;(3)钢筋应力松弛引起的预应力损失;(4)混凝土的收缩徐变引起的预应力损失;(5)张拉工艺引起的预应力损失等。采用单、双端张拉的方式在上述原因中只有第二项区别较大。笔者以渝广高速绕城互通 A 匝道桥加宽桥为例研究了该项原因所引起的预应力损失,分析了单、双端张拉对预应力的影响^[1]。

渝广高速绕城互通 A 匝道桥加宽桥为一期工程 A 匝道桥外侧加宽桥(一期工程 A 匝道桥按等宽桥设计),采用(3×25)m+(4×25)m 预应力混凝土连续箱梁,桥宽从 4 m 变化至 10.12 m。梁体采用单箱单室截面。A 匝道加宽桥起于既有

绕城互通,跨越已规划的四纵线后接入 B 匝道桥。由于 A 匝道加宽桥 6 号墩、7 号墩与绕城互通既有 A 匝道墩柱分别形成 37.2°、8.5°的交角,A 匝道 7 号墩盖梁的一端靠近既有匝道盖梁的距离不足 1 m,现场不具备双端张拉的操作条件(图 1)。

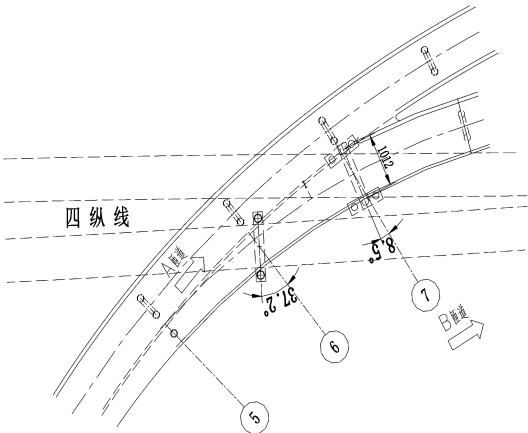


图 1 绕出互通 A 匝道加宽桥平面布置图

收稿日期:2019-09-06

该桥 6、7 号墩的盖梁预应力筋采用高强度、低松弛 $\varphi_s 15.2$ 钢绞线, $f_{pk} = 1\,860\text{ MPa}$, 采用 M15-9 锚具, N1、N2 各 4 束, 长度分别为 1 278.5 cm(N1)和 1 269.5 cm(N2)。

2 钢绞线有效长度的计算

设计钢绞线大样图见图 2, 笔者以 N2 为研究对象, 钢绞线的分段原则是将整根钢绞线根据设计线形分成曲线连续段及直线连续段, 而不能将

直线段与曲线段分在同一段内。按照钢绞线分段原则, 将 N2 钢绞线分为 5 段, 其中直线段为 AB、CD、EF, 曲线段为 BC、DE。各段长度分别为: AB = 307.14 cm, BC = 145.27 cm, CD = 364.6 cm, DE = 145.27 cm, EF = 307.14 cm。张拉时使用的千斤顶包含的钢绞线亦有一定的长度。为了计算的相对准确, 将工作锚具和工具锚具中间的钢绞线长度纳入了计算长度, 现场实测为 58 cm。

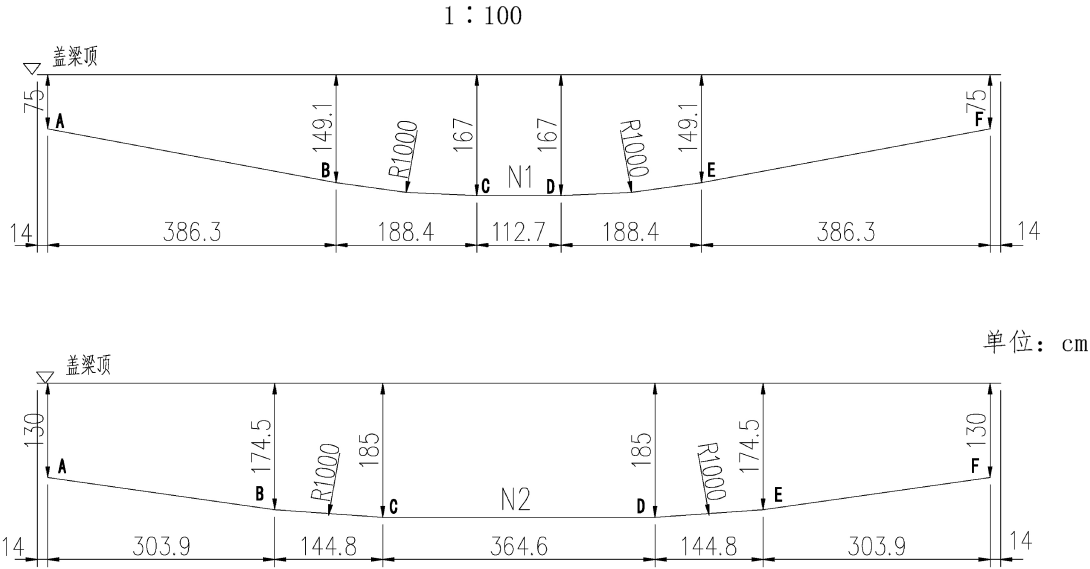


图 2 N1、N2 钢束大样图

3 预应力损失及理论伸长量计算

3.1 单端张拉

3.1.1 孔道摩阻力引起的损失

孔道摩阻力引起的损失产生的主要原因: (1) 孔道偏差影响。 (2) 弯道影响。

两项因素导致钢绞线在张拉时锚下的应力沿着管壁向跨中逐渐减小, 因而每一段钢绞线的伸长值亦不相同。

3.1.2 计算公式

《公路桥梁施工技术规范》JTJ 041-2000 中关于预应力筋伸长值 ΔL 的计算按照以下公式进行。

$$\Delta L = Pp \times L / Ap \times Ep \tag{1}$$

式中 ΔL 为各分段预应力筋的理论伸长值, mm; Pp 为各分段预应力筋的平均张拉力, N; L 为预应力筋的分段长度, mm; Ap 为预应力筋的截面积, mm^2 ; Ep 为预应力的弹性模量, MPa;

《公路桥梁施工技术规范》(JTJ 041-2000) 附录 G-8 中规定了 Pp 的计算公式:

$$Pp = P \times (1 - e - (kx + \mu\theta)) / (kx + \mu\theta) \tag{2}$$

式中 P 为预应力筋张拉端的张拉力, 将钢绞线分段计算后, 每分段的起点张拉力即为前段的终点张拉力, N; θ 为从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角之和, 分段后为每分段中每段曲线段的切线夹角, rad; x 为从张拉端至计算截面的孔道长度, 分段后为每个分段长度或为公式 (1) 中的 L 值; k 为孔道每束局部偏差对摩擦的影响系数 (1/m), 管道内的全长均应考虑该影响; μ 为预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数, 只在管道弯曲部分考虑该系数的影响。

每一段的终点力即为下一段的起点力, 每段的终点力与起点力的关系见下式:

$$Pz = Pq \times e - (KX + \mu\theta) \tag{3}$$

已知盖梁预应力筋采用高强度、低松弛 Φ^s

15.2 钢绞线, $f_{pk}=1\ 860\ \text{MPa}$, 锚下控制应力 Δk 取 0.25, k 取 0.001 5, 采用分段理论计算预应力
 $=0.75\ f_{pk}=1\ 395\ \text{MPa}$, $E_p=1.95\times10^5\ \text{MPa}$, μ 损失及理论伸长值, 其分段计算结果见表 1。

表 1 单端张拉预应力损失及理论伸长值计算表

分段	摩擦系数 μ	摩擦影响 系数 k	切线角 θ / $^\circ$	长度 l	$-(kl+u\theta)$	$e^{-(kl+u\theta)}$	$P_X=p\times(1-e^{-(kl+u\theta)})/(kl+u\theta)$	PL/EA
AB	0.25	0.001 5	0	3.651 4	-0.005 477 1	0.994 537 872	195 300	26.121 553 85
BC	0.25	0.001 5	0.072 387	1.452 7	-0.020 275 8	0.979 928 372	193 333.382 1	10.287 743 74
CD	0.25	0.001 5	0	3.646	-0.005 469	0.994 545 928	192 805.674 5	25.749 798 13
DE	0.25	0.001 5	0.072 387	1.452 7	-0.020 275 8	0.979 928 372	190 864.173 8	10.156 351 11
EF	0.25	0.001 5	0	3.651 4	-0.005 477 1	0.994 537 872	190 342.435 7	25.458 475 08
总计								97.773 921 91

当控制应力从张拉端 AB 端传至锚固端 EF 时, 单束预应力只剩下 190 342 N, 此时单束钢绞
线应力损失为 35 MPa, 预应力损失为 $9\times35=$ 315(MPa)。理论伸长值为 97.77 mm。

表 2 双端张拉预应力损失及理论伸长值计算表

分段	摩擦系数 μ	摩擦影响 系数 k	切线角 θ / $^\circ$	长度 l	$-(kl+u\theta)$	$e^{-(kl+u\theta)}$	$P_X=p\times(1-e^{-(kl+u\theta)})/(kl+u\theta)$	PL/EA
AB	0.25	0.001 5	0	3.651 4	-0.005 48	0.994 538	195 300	26.121 554
BC	0.25	0.001 5	0.072 387	1.452 7	-0.020 28	0.979 928	193 333.382 1	10.287 744
CD	0.25	0.001 5	0	1.823	-0.002 73	0.997 269	193 069.287 9	12.892 502
合计								49.301 8
CD	0.25	0.001 5	0	3.651 4	-0.005 48	0.994 538	195 300	26.121 554
DE	0.25	0.001 5	0.072 387	1.452 7	-0.020 28	0.979 928	193 333.382 1	10.287 744
EF	0.25	0.001 5	0	1.823	-0.002 73	0.997 269	193 069.287 9	12.892 502
总计								98.603 6

193 069 N, 此时单束钢绞线应力损失为 31 MPa, 预应力损失共计为 $9\times31=279$ (MPa)。理论伸
长值为 98.6 mm。

对表 1、2 进行分析得出: 单端张拉单束预应
力较双端张拉多损失 4 MPa, 损失量基本相同,
双端张拉比单端张拉理论伸长值略大。为减少
预应力损失与锚圈口摩阻损失, 单端张拉采取
超张拉 5%, 双端张拉采取超张拉 3%^[3] 的方式
提高了 $1\ 395\times(0.03\sim0.05)=(41.85\sim69.75)$
MPa, 用以弥补预应力损失。因此, 对于该工程,
单端张拉更为简洁、快速, 能在保证质量的前提
下提高效率和安全系数。

4 预应力现场施工试验的统计及分析

4.1 张拉试验的组织与策划

绕城互通 A 匝道加宽桥根据现场实际情况
选取了 A 匝道加宽桥 6 号墩盖梁采用双端张拉、

3.2 双端张拉
当采用双端张拉时, 采用分段理论计算的预
应力损失及理论伸长值结果见表 2。

当采取双端张拉时, 单束预应力单端只剩下

7 号墩盖梁采用单端张拉的形式, 以 N2 钢绞线作
为研究对象, 主要从锚下控制力、张拉伸长值方面
进行对比分析。为保证试验的同步性、连续性和
精确性, 在试验开始前, 选取了同一套校核过的液
压千斤顶进行张拉试验。考虑到锚下预应力损失
均超过张拉值 3%, 故要求在张拉过程中必须严
格按照规范进行操作并安排人员旁站记录。

4.2 试验结果分析

绕城互通 A 匝道 6、7 号墩盖梁分别采用双
端张拉、单端张拉获得的伸长值见表 3、4。

从表 3、4 中可以分析出: ①单端张拉的实际
伸长值都要小于理论伸长值, 绝大部分的伸长值
都在 95~97 mm 区间段内, 并且所有的实际伸长
量与理论伸长量之间的偏差值均大于-6%, 满足
设计规范要求的[-6%~6%]区间段, 故其符合
设计要求。②双端张拉实际测量的伸长量都要大

表 3 单端张拉伸长值记录表

单端张拉钢束编号	张拉力为 100%时的伸长量 /mm	实际伸长量 /mm	理论伸长量 /mm	偏差值 /%
单端 N2-1	106	95	97.8	-2.86
单端 N2-2	107	97	97.8	-0.81
单端 N2-3	106	97	97.8	-0.81
单端 N2-4	105	96	97.8	-1.84

表 4 双端张拉伸长值记录表

双端张拉钢束编号	左端张拉力为 100%时的伸长量 /mm	右端张拉力为 100%时的伸长量 /mm	实际伸长量 /mm	理论伸长量 /mm	偏差值 /%
双端 N2-1	55	54	99	98.6	0.41
双端 N2-2	57	52	101	98.6	2.43
双端 N2-3	55	56	102	98.6	3.45
双端 N2-4	54	57	100	98.6	1.42

于理论伸长量,实测伸长量都在 99~102 mm 这个区间段内,并且所有的实际伸长量与理论伸长量之间的偏差值都小于 6%,故其符合设计要求。

在实际张拉控制过程中,在张拉并持荷完毕、千斤顶放松过程中,对于夹片式锚具而言,有一个夹片回缩自锚及锚具变形存在,单端张拉夹片式

锚具回缩量为 9~11 mm,双端张拉夹片式锚具回缩量为 8~11 mm。

对于锚下控制应力,项目部委托重庆市交科院锚下应力检测单位对绕城互通 A 匝道加宽桥 6、7 号墩盖梁锚下应力进行了锚下预应力检测,检测结果见表 5、6。

表 5 单端锚下预应力检测记录表

单端张拉钢束编号	设计锚下控制预应力 /kN	实际锚下预应力 /kN	超张拉 3%理论锚下预应力/kN	偏差值 /% 实际值/设计值	偏差值 /% 实际值/理论值
单端 N2-1	1 757.7	1 764.47	1 810.431	0.3	-2.5
单端 N2-2	1 757.7	1 764.89	1 810.431	0.4	-2.5
单端 N2-3	1 757.7	1 765.78	1 810.431	0.4	-2.4
单端 N2-4	1 757.7	1 766.82	1 810.431	0.5	-2.4

表 6 双端张拉锚下预应力检测记录表

双端张拉钢束编号	设计锚下控制预应力 /kN	实际锚下预应力 /kN	超张拉 3%理论锚下预应力 /kN	偏差值 /% 实际值/设计值	偏差值 /% 实际值/理论值
双端 N2-1	1 757.7	1 789.74	1 810.431	1.8	-1.1
双端 N2-2	1 757.7	1 788.81	1 810.431	1.7	-1.1
双端 N2-3	1 757.7	1 789.47	1 810.431	1.8	-1.2
双端 N2-4	1 757.7	1 788.45	1 810.431	1.7	-1.2

从表 4、5 中可以看出:不论是单端张拉,还是双端张拉锚下预应力的实际预应力检测与设计锚下控制预应力(1 757.7 kN)都是合格的,但单端张拉锚下应力损失较双端损失大一些。为减少预应力损失与锚圈口摩阻损失,对单端张拉采取超张拉 5%,双端张拉超张拉 3%的方式用以提高 $1\,953 \times (0.03 \sim 0.05) = (58.59 \sim 97.65)$ kN 弥补预应力损失。

在实际张拉控制过程中,在张拉并持荷完毕、

千斤顶放松过程中,对于夹片式锚具有一个夹片回缩自锚及锚具变形存在,使锚下控制应力有所损失,根据《公路桥涵施工技术规范》JTJ 041-2000 表 12.8.3 规定,夹片式锚具容许回缩量不大于 6 mm,笔者建议:在最后一步持荷并测量完伸长量在控制范围内后,应再将每端钢绞线拉长 3~6 mm(补足夹片回缩量),可使最终的锚固应力成为设计的锚下控制应力^[4]。

5 结 语

(1)通过单端张拉与双端张拉预应力损失、理论伸长值的计算得知:单端张拉预应力损失比双端张拉预应力损失略大一些;对于理论伸长值,双端张拉比单端张拉略大一些;通过对预应力试验数据进行分析得知双端张拉伸长值略大于单端张拉,但无论是单端张拉,还是双端张拉均符合设计以及工程实际要求。两者对预应力混凝土构件的作用效果几乎一样。双端张拉的效果略好于单端张拉。

(2)在特殊条件或双端张拉不具备条件的情况下,选取单端张拉施工工艺亦满足设计要求。

(3)在张拉并持荷完毕、千斤顶放松过程中,对于夹片式锚具而言有一个夹片回缩自锚及锚具变形存在,使锚下控制应力有所损失。若将单端张拉、双端张拉超张拉 3%~5%,可以使截面应力提高,进而降低预应力损失^[5]。

(4)为确保锚固应力达到设计要求,最后一步

(上接第 57 页)

③主纵梁吊装就位时,利用钢梁拼装前施放的测量标识线进行安装就位,利用厂内做好的测量标识点进行现场实测调整。由于钢结构受温度和焊接变形等因素的影响较大,故控制点的坐标需要对温度和焊接变形进行考虑。参考焊接工艺报告,纵向主纵梁节段与节段之间预留了 4 mm 的焊接收缩量,横向主纵梁往两侧偏移 5 mm 的焊接收缩量^[6]。待梁段确定测量定位后,应在节段与节段间进行码板连接,同时将测量标识点的数据收集后作为基础数据。

④主纵梁各节段焊接完成、待钢梁变形稳定后,再次用全站仪收集测量标识点坐标,并将其与先前的基础数据进行对比,分析焊缝收缩量及结构形变量是否在理论值范围内,亦可借鉴该数据偏差预推下一节段的预留量。

5 结 语

笔者以云龙湾大桥主梁钢结构安装定位测量

是通过持荷并测量完伸长量在控制范围内后应再将每端钢绞线拉长 3~6 mm(补足夹片回缩量)。

参考文献:

[1] 黄平明.结构设计原理[M].北京:人民交通出版社,2006.
[2] JTJ 041—2000,公路桥涵施工技术规范[S].
[3] 周水兴.路桥施工计算手册[M].北京:人民交通出版社,2004.
[4] JGJ85—2010,预应力筋用锚具、夹具和连接器应用规程[S].
[5] 刘子健.后张法单、双端张拉预应力损失比较与探讨[J].工程技术与产业经济,2013,26(2):37—38.

作者简介:

高青松(1988-),男,四川达州人,工程师,学士,从事建设工程施工技术与管理工
李有发(1978-),男,广西桂林人,高级工程师,从事项目管理工
杨瑞英(1979-),女,四川南部人,工程师,从事建设工程施工技术与管理工

(责任编辑:李燕辉)

控制技术的实施为例对桥面设计线形进行了分析,结果表明:该项目所采用的测量方案设计合理,可操作性强,按照该方案顺利完成了钢主梁的安装定位,保证了工程质量和施工进度。文中介绍的测量控制方法对大跨度自锚式悬索桥主梁定位具有较大的参考价值。

参考文献:

[1] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
[2] GB 50026—2007,工程测量规范[S].
[3] GB/T 12898—2009,国家三、四等水准测量规范[S].
[4] 朱海涛.桥梁工程实用测量[M].北京:中国铁道出版社,2014.
[5] 林世发,杨学军.武汉天兴洲公铁两用长江大桥钢梁散拼节段与整节段匹配测量技术[J].桥梁建设,2008,38(2):1—4.
[6] GB50661—2011,钢结构焊接规范[S].

作者简介:

张金强(1990-),男,湖北黄冈人,助理工程师,从事市政工程施工技术和管理工作
钟 波(1977-),男,四川仁寿人,工程师,从事市政工程施工技术与管理工作

(责任编辑:李燕辉)

龙泉山旅游环线三标段彭家沟桥首片箱梁架设完成

2019 年 10 月 11 日,由水电七局承建的龙泉山旅游环线三标段彭家沟桥 8 号至 9 号台首片箱梁架设完成,在全线率先进入桥梁上部结构箱梁架设。首片梁的成功架设,既缓解了箱梁预制、架设的压力,也为后续架梁施工创造了有利条件。