

珠江黄埔大桥北汊桥索塔锚固区 足尺节段模型试验研究

余天庆¹ 马威¹ 童智洋² 郑纲²

(1.湖北工业大学 武汉 430068 2.中铁大桥局桥梁科学研究所 430034)

摘要:斜拉索在塔柱上的锚固区是将斜拉桥拉索承担的上部结构自重和外荷载传递到主塔的重要结构。确保斜拉索与主塔的锚固区的安全至关重要,也是斜拉桥成败的关键因素之一。本文以珠江黄埔大桥为依托,简要介绍了大桥索塔锚固区足尺节段模型试验的方案、过程和结果,同时还得出开裂荷载和极限承载荷载等重要结果。通过有限元分析将试验结果与数值分析结果进行比较,结果比较接近。

关键词:斜拉桥 索塔锚固区 模型试验 有限元分析

1. 实验的目的

珠江黄埔大桥北汊桥为主跨383m的独塔斜拉桥,斜拉桥索塔采用门型索塔,主塔拉索锚固区为预应力混凝土箱形结构,单箱单室截面,由于未设中间横梁,且索力较大,在预应力和拉索索力作用下,锚固区的应力分布及其传递十分复杂。因此,为了研究索塔锚固区的受力特点,保证索塔结构安全,对锚固区采取足尺(1:1)模型进行试验研究很有必要。

2. 模型空间理论分析

理论分析包括以下内容:(1)单节段模型计算,确定模型的受力、应力分布情况和变形等;(2)多节段模型计算;(3)分析温差对索塔锚固区应力分布的影响;(4)混凝土收缩与徐变对应力分布的影响;(5)索塔整体稳定性分析。以下简要介绍一下单节段模型:

采用有限元软件ANSYS9.0对珠江黄埔大桥索塔锚固区进行分析,计算重点为索塔锚固区受到预应力和斜拉索拉力时的结构应力和变形。根据模型的对称性,取模型的1/4建立有限元模型,在对称面上施加对称约束。模型以纵桥向为X轴,横桥向为Y轴,竖向为Z轴。

混凝土弹性模量取为 $3.5 \times 10^4 \text{MPa}$,泊松比为0.167,密度取为 2500kg/m^3 ,重力加速度取为 9.8m/s^2 ;

3. 模型试验及其结果

3.1 模型的制作

试验模型严格按照《珠江黄埔大桥北汊桥施工图设计》进行细部设计,其内容主要包括劲性骨架、钢筋、混凝土、预应力束管道等。选取Z21斜拉索混凝土节段进行模型试验。

模型放置在试验台座上,台座采用钢筋混凝土结构。模型与台座之间垫2mm厚钢板和一层白铁皮,钢板和白铁皮间涂油。荷载采用大吨位千斤顶配合专用加载架进行斜向加载,加载时按Z21斜拉索索力两端对称加载。模型所用材料的各项性能均满足规范和设计要求。模型混凝土强度等级为C50,于2006年3月2日一次性浇筑完成。混凝土28天立方体抗压强度为 61.1MPa ,28天实测弹性模量为 $3.80 \times 10^4 \text{MPa}$ 。图1为模型结构示意图。

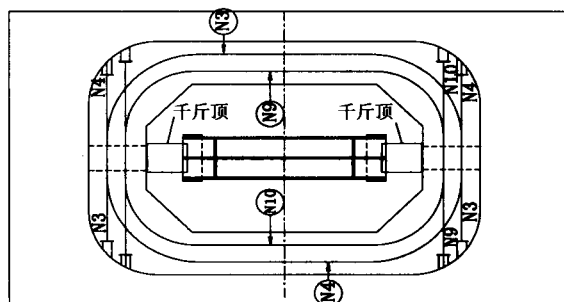


图1 模型示意图

3.2 模型试验及其结果

3.2.1 预应力钢束孔道摩阻试验

3.2.1.1 试验方法

试验时选取了N4号钢束2束和N9号钢束1束,进行孔道摩阻试验。在预应力钢束两端安装压力传感器,两端同时张拉至0.1P后,一端固定,一端主动张拉,按0.1P→0.2P→0.4P→0.6P→0.8P→1.0P分级张拉(P为张拉控制荷载,大小为2343.6kN),主、被动端荷载传感器的差值即为孔道摩阻损失。完成后主、被动端交换,重复试验一次。然后根据不同孔道形式的预应力孔道所得的试验数据计算孔道的摩阻系数及孔道偏差系数。

3.2.1.2 试验结果

预应力钢束与孔道壁的摩擦系数 $\mu=0.16$;

孔道每米局部偏差对磨擦的影响系数 $k=0.0017$ 。

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)中相应参数的参考值为:塑料波纹管孔道壁与预应力钢束的摩擦系数 $\mu=0.14 \sim 0.17$;

孔道每米局部偏差对磨擦的影响系数 $k=0.0015$ 。

可见,本次试验实测 μ 值处于规范中的参考值范围内, k 值与规范值接近。

3.2.2 锚圈口摩阻损失测试

3.2.2.1 试验方法

试验时在一根预应力钢束的两端各安装2个压力荷载传感器,一个安置在锚具前端面,一个在锚具后端面,张拉时主动端锚具前后传感器测得的荷载差值即为锚圈口摩阻损失。本次试验选取N4(下部)钢索进行测试。

3.2.2.2 试验结果

测试端左端锚圈口摩阻损失:1.7%;右端锚圈口摩阻损失:2.3%。可得锚圈口摩阻损失均值为:2.0%。

3.2.3 锚固回缩损失测试

3.2.3.1 试验方法

试验时在一根预应力钢束两端的工作锚具与

锚垫板之间各安装一个压力荷载传感器,张拉至设计吨位后,分别测量两端传感器锚固前和锚固后的数值,换算成对应的荷载,两端传感器各自锚固前、后测得的荷载差值即为两端的锚固回缩损失。本次试验选取N4(下部)钢索进行测试。

3.2.3.2 试验结果

测试端左端锚固回缩损失:21.9%;右端锚固回缩损失:23.0%,可得锚固回缩损失均值为:22.4%。

3.2.4 预应力钢束有效应力及沿程分布

3.2.4.1 试验方法

在N4钢束上沿钢束长度方向从右到左粘贴七张应变片,编号分别为1~7,测试钢束应变。张拉预应力束时,测试各测点应变,反算预应力,并与计算值进行比较。

3.2.4.2 试验结果

实测与计算结果对比见表1:

预应力钢束预应力沿程分布对照表 表1

测点号	实测应力	计算应力	实测与计算应力偏差
1	1247.21	1253.21	0.5%
2	1234.35	1250.56	1.3%
3	915.22	965.64	5.2%
4	-	962.96	-
5	928.47	960.00	3.3%
6	722.05	741.28	2.6%
7	696.90	739.71	5.8%

3.2.5 预应力钢束伸长量测试

3.2.5.1 试验方法

在做孔道摩阻试验时,同时测量钢束的伸长量。理论计算值采用公式:总伸长量=直线段伸长量+曲线段伸长量+张拉段伸长量。本次试验测量的预应力钢束为上部和下部的N4号钢束各一束,下部的N9号钢束一束。弹性模量取 $E_s=1.95 \times 10^5 \text{MPa}$,张拉控制应力为 $\sigma_k=1395 \text{MPa}$,张拉段工作长度 $S=1.2 \text{m}$ (N4束张拉段安装了2个压力荷载传感器), 0.9m (N9束张拉段安装了1个压力荷载传感器)。

3.2.5.2 试验结果

试验表明,对于“U”型预应力钢束,实测

伸长量与按规范规定计算的伸长量存在一定的差异,实测值普遍要比理论计算值大。但是,在考虑了小曲率半径钢束径向位移的修正以后,各束实测值与计算值的偏差在 $-0.6\% \sim 7.9\%$ 之内。

3.2.6 模型应力和变形测点布置

3.2.6.1 混凝土应力测点的布置

在模型斜拉索出口端面和顶面、模型内壁倒角处、斜拉索锚垫板周围和模型侧壁中截面等布置应变测点,采用温度补偿测点来消除温度应变的影响。锁孔附近混凝土应变测点布置见图2。

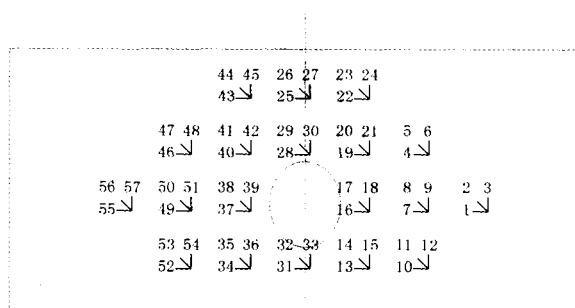


图2 锁孔附近混凝土应力测点布置及编号

3.2.6.2 变形测点布置

变形测点布置见图3。每个测点均测量模型外侧面在垂直于表面的方向上的位移。

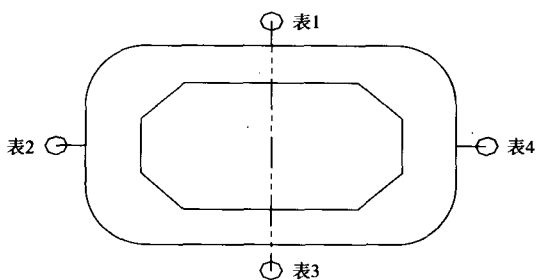


图3 变形测点布置

3.2.7 顶推加载试验

3.2.7.1 试验方法

顶推加载方案见图1,试验采用2台YDC10000型液压千斤顶进行加载,千斤顶活塞端置于斜拉索锚垫板侧,模拟斜拉索的大螺母,另一端顶在钢反力架上进行加载。加载程序为 $0.2P-0.4P-0.6P-0.8P-0.9P-1.0P-1.1P$ ($P=6089\text{kN}$)。

3.2.7.2 开裂荷载及裂缝观测结果

顶推试验前,对因混凝土收缩等因素引起的表面裂纹使用记号笔作出标记。顶推试验时,使用5倍放大镜寻找裂缝,并用精度为 0.01mm 的读数显微镜观测裂缝宽度。加载至第9级荷载($1.3P$)时,模型混凝土出现了裂缝;加载至第11级荷载($1.5P$)时,两个索孔出口面裂缝的最大宽度大约分别为 0.08mm 和 0.06mm 。裂缝位置如图4。

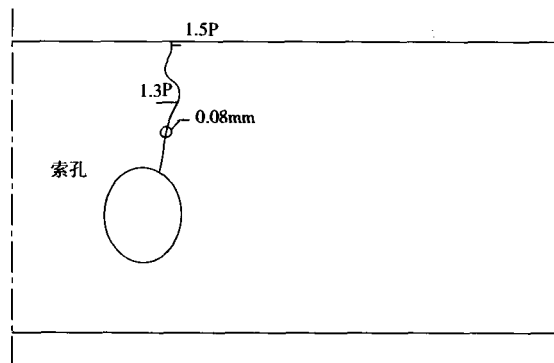


图4 索孔出口面裂缝

3.2.7.3 混凝土应力测试结果

收集各断面应力测点在顶推荷载为 6089kN ($1.0P$)时的实测应力结果,然后与相应的混凝土预应力相叠加。

由叠加应力分布看,加载至水平推力 $1.0P$ 时,1-1截面 y 方向应力出现了拉应力,最大值出现在索口上方的28号测点,剪应力在 $-0.86 \sim 1.71\text{MPa}$ 之间,最大主应力在 $-1.09 \sim 2.07\text{MPa}$ 之间。这些测点的应力均未达到C50混凝土的抗拉强度。当顶推荷载小于 $1.3P$ 时,各测点的荷载应力曲线基本为直线,应力与荷载基本成正比关系,模型处于弹性工作状态。当顶推荷载大于 $1.3P$ 时,25~27和28~30测点应力突然降低,表明在顶推荷载为 7915kN ($1.3P$)时,模型在25~27和28~30测点位置开始开裂。这也验证了前面的裂缝观测结论是正确的。

3.2.8 变形应力测试结果

模型在加载至 $1.0P$ 之前,变形和荷载基本成线性关系,说明模型处于弹性工作状态。在加载至 $1.0P$ 时,表1、表3两测点的平均位移为

(下转第35页)

定。施工中采用的张拉设备是YCW-150千斤顶，油泵型号为ZB-500。

5. 张拉检验

张拉施工完成21d后，对3组锚索进行了检验，结果见表7。由此可以看出，锁定后单元应力有所减小，主要是边坡塑性变形引起的，总荷载大于设计荷载，单元荷载差异率最大仅为1.61%，变化不大，满足要求。

锚索完成后张拉检验成果表 表7

锚索编号	单元	锚索长度 (m)	索定荷载 (kN)	实测拉力 (kN)	锚头位移 (mm)	最大差异率 (%)
A	A	32	275	262.3	8.1	1.61
	B	28	275	260.5		
	C		275	258.1		
A+B+C	A+B+C	24	275	781.0	4.0	0.78
	A	32	275	268.7		
	B	28	275	267.8		
B	B	28	275	267.8	3.0	0.66
	C	24	275	266.7		
	A+B+C		825	803.3		
C	A	20	275	267.5	3.0	0.66
	B	16	275	265.5		
	C	12	275	262.5		
A+B+C	A+B+C		825	795.7		

6. 结语

6.1 压力分散型预应力锚索张拉施工时不能采用直接整体张拉。

(上接第11页)

1.07mm，表2、表4两测点的平均位移为0.68mm，二者的计算值分别为0.95mm和0.85mm。实测值与计算值较为接近。电子百分表2、表4监测模型索孔出口面的位移，测试结果表明模型在该点处向外凸出；表1、表3监测模型侧壁的位移，测试结果表明模型在该测点处向内凹进。顶推至1.5P时，两个侧面位移达到最大值，分别达到-1.10mm和1.85mm。

4. 结论

(1) 模型的应力测试结果与用有限元分析计算程序计算的结果基本一致。应力及变形试验结果表明，在大小为6089kN (1.0P) 的顶推荷载作用下，模型结构基本处于弹性工作状态下；

(2) 试验模型的开裂荷载为7915kN (1.3P)，模型的破坏荷载大于9133kN (1.5P)，该索塔锚固区具有足够的安全度。

6.2 张拉前应通过试验并结合岩体条件、锚墩尺寸、单元张拉长度、单元张拉顺序、差异荷载与张拉长度匹配关系和张拉设备等因素，综合计算确定张拉工艺和参数。

6.3 先差异荷载张拉后超荷张拉的两序法是合理工艺，可保障单元间张拉后的受力均衡，一序差异荷载张拉长度长的单元应高于张拉长度短的单元，即： $F_{A0} > F_{B0} > F_{C0}$ ，不宜采用 $F_{A0} < F_{B0} < F_{C0}$ ；张拉顺序应从单元张拉长度短的开始C→B→A，不宜采用A→B→C。二序整体超张拉目的是防止应力损失，超荷幅度应小于设计荷载的15%。

6.4 张拉产生的坡体变形对单元拉力均衡影响较大，当该值较大时，应调整张拉参数或改变锚头尺寸，以减小单元受力差异和总应力损失。

参考文献

- [1] GB 50086-2001, 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S].
- [2] 梁炯璧. 岩土工程技术与概念发展[M]. 北京:中国矿业大学出版社, 1998.

(3) 在模型的两个索孔出口面均出现了裂缝，裂缝出现的部位和总体走势都非常相近。加载至第11级荷载 (1.5P) 时，两个索孔出口面裂缝的最大宽度大约分别为0.08mm和0.06mm。

参考文献

- [1] 李海光, 奚伟. 上海杨浦大桥主塔拉索锚固区的环向预应力工艺试验研究. [J]. 建筑施工, 1993.5, Vol.15: 1-4.
- [2] 卓卫东, 房贞政. 预应力混凝土桥塔斜索锚固区空间应力分析. [J] 同济大学学报 (自然科学版), 1999.4, Vol.27.No.2: 203-206.
- [3] 李兴华, 安群慧, 王戒躁. 芜湖长江大桥索塔锚固区模型试验研究[J]. 中国铁道科学, 2001, 22(5): 103-106.
- [4] 陈建阳, 徐国平, 刘丽等. 大吨位小半径环向预应力在斜拉桥索塔锚固区中的应用研究[J]. 桥梁建设, 2001(2): 12-15.