

漳州战备大桥主塔鞍座处节段模型试验研究

汤少青 蔡文生 王戒躁 汪双炎

【摘要】漳州战备大桥主桥为预应力混凝土部分斜拉桥，主塔采用索鞍结构。本文介绍该主塔鞍座模型试验，研究鞍座处的受力特点及应力分布，并对主塔鞍座进行有限元空间分析。

【关键词】部分斜拉桥；鞍座；模型试验；应力分布

1、概述

漳州战备大桥主桥为单索面三跨（80 + 132 + 80）m预应力混凝土部分斜拉桥，塔梁固结、塔墩分离。主塔截面为实心矩形截面，塔身上部设有鞍座，鞍座采用双重管结构，外管埋设于混凝土塔内，内管置于外管内，斜拉索穿过内管，在施工完毕后，在内钢管灌注高强环氧砂浆，以增加承受两侧斜拉索拉力差能力。该桥主塔采用索鞍结构在国内尚属首例，它与以往斜拉桥主塔结构形式有较大差别。在国际上，日本已有多个成功实例，如“三谷川第二桥”，他们亦进行了索鞍结构的足尺模型。为了解漳州战备大桥主塔鞍座处的受力特点及应力分布，确定主塔鞍座区的劈裂荷载；确保主塔鞍座区结构安全性及可靠性，在主塔鞍座区选取一节段进行索鞍节段模型试验。

2、模型设计及制作

2.1 模型相似准则

依据相似理论对漳州战备大桥主塔鞍座处节段进行模拟，采用几何相似、物理相似以及边界条件相似设计试验模型。

通过对试验目的、主塔鞍座结构试验能力及试验可靠性等方面综合分析比较，确定模型比例尺为1:1.6。根据计算分析及结构试验要求等各方面综合考虑，选取 C_6 为试验索孔， C_5 束孔为试验备用索孔，试验模型节段含 C_5 、 C_6 两层索孔。

2.2 模型设计

(1) 实桥主塔 C_5 、 C_6 索鞍的主要参数

斜拉索：OVM20015 - 31； C_6 斜拉索角度：边跨为 17.629° ，中跨为 16.832° ； C_5 斜拉索角度：边跨为 18.273° ，中跨为 17.469° ；索鞍圆管弯

曲半径： $R = 400\text{cm}$ ；索鞍内管圆弧段长度： C_6 为 240.6cm ， C_5 为 249.5cm 。

(2) 模型索鞍节段的主要参数

斜拉索：OVM20015 - 12；斜拉索角度：与实桥相同；索鞍圆管弯曲半径： $R = 250\text{cm}$ ；索鞍内管圆弧长度为： C_6 为 150.37cm ， C_5 为 156.93cm 。

模型具体尺寸严格按照设计单位提供主塔、主塔鞍座及斜拉索施工设计图及相似关系，整个试验模型外轮廓尺寸为 $188\text{cm} \times 106\text{cm} \times 152\text{cm}$ ，鞍座节段模型的钢筋布置、索孔的空间定位及定位精度均按设计图根据相似关系来设计。模型总体布置见图1。为了真实反映实桥主塔鞍座区受力特点，避免因试验段与反力梁相互影响，模型节段与反力梁之间采用钢板分隔，模型采用与实桥相同的混凝土标号C50。

2.3 模型制作

漳州战备大桥主塔鞍座节段模型的制作严格按照模型设计图，相应制定施工工艺，由于模型是按1:1.6缩小，因而模型制作过程中，对钢筋尺寸、结构各部位尺寸的允许偏差控制在5mm之内。对于鞍座内、外管的空间定位精度控制在3mm，角度误差不大于 $3'$ 。由于鞍座内、外管的加工精度直接影响到主塔鞍座节段区受力，尤其是影响到索孔下方的劈裂应力，在制作时，对内、外管两圆弧的曲率及两圆弧的吻合程度作出严格规定，要求内、外管两圆弧曲线相互之间差异不超过2mm。另外为确保模型混凝土标号符合设计要求，先进行了混凝土配合比试验，设计了符合要求的混凝土配方。模型混凝土28d强度 $R_{28} = 54.6\text{MPa}$ ，混凝土28d弹性模量 $E_n = 3.55 \times 10^4\text{MPa}$ 。

汤少青、蔡文生：漳州市公路局 工程师

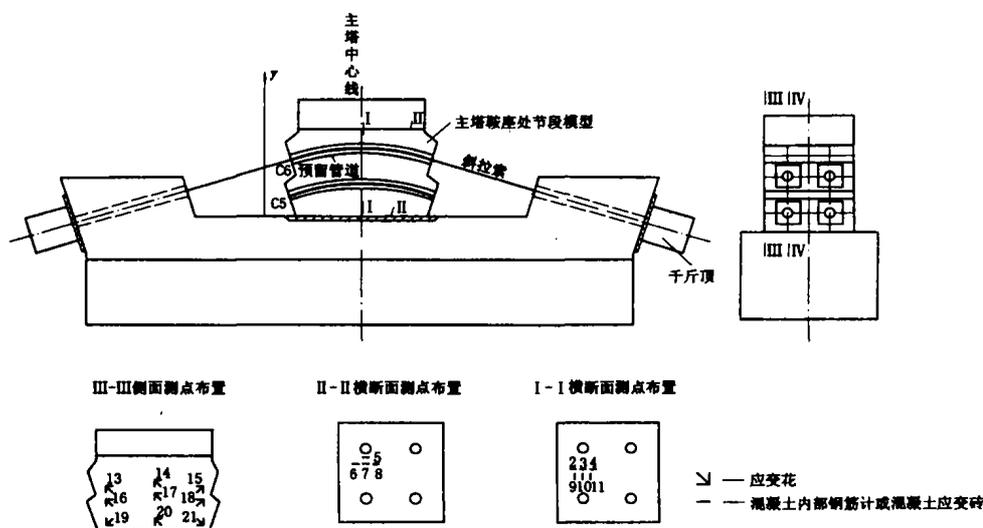


图1 主塔鞍座处节段模型总体布置及测点编号

3、模型加载体系设计及制作

模型加载台座采用预应力钢筋混凝土带耳块矩形梁。预应力体系为双向预应力，纵向为16根 $\Phi 32$ 精轧螺纹钢筋，每根粗钢筋施加350kN预应力，竖向为每耳块各2根 $\Phi 32$ 精轧螺纹钢筋。各施加400kN预应力。试验加载采用法国千斤顶，千斤顶后面安装高精度传感器，整个体系使加载索力值准确可靠，在试验过程中索力值稳定性很好，保证试验数据的正确性及可靠性。

4、模型测点布置

为测试结构内部应力分布、内部的横向劈裂应力及外表面应力分布特点，在结构内部布置多个测点钢筋计及应变砖，主要布置于索孔下方及两侧，测试内、外管之间不吻合度引起圆管不同断面横向劈裂应力，在顺弯管轴线方向5个横断面布置钢筋计及应变砖，其中一个测试段面采用应变砖，另外4个测试段面采用钢筋计，应变砖在索孔区正下方2cm处，多测点钢筋计中心分别位于索孔正下方2cm及5cm处，另外还布置测试其它两方向应力传统钢筋计，竖向钢筋计中心距索孔7.5cm，水平距索孔约为2.5cm。

在主塔鞍座试验段侧面布置45个应变片，在拉索作用一侧面布置27个应变片，在另一侧面布置18个应变片。

5、模型试验过程

试验数据采用东华静态应变测试仪。为减小

温度变化对应变测试数据影响，特选择阴天进行试验。试验内容分两部分：①测试各应力测点在各级荷载下应变值；②利用内部多测点钢筋计、应变砖测试值变化及时判断混凝土内部裂缝出现时机，观察结构表面裂缝开裂荷载。

漳州战备大桥拉索最大控制索力为4100kN，根据前述之相似关系，模型拉索设计值为1600kN，试验最大张拉索力为2400kN，为设计最大索力的1.5倍。

为了能较好地分析结构受力特点，确定结构的劈裂荷载，了解结构在哪一级荷载之下处于线弹性范围或弹性范围，同时也为了得到较可靠试验结果确定整个模型试验进行3次加载。第一次加载至设计荷载1.0倍（即1600kN），第二次加载至设计荷载1.5倍（即2400kN），第三次加载至2400kN，每次均卸载回零。本试验荷载分级较细，一般为每级160kN，在设计荷载附近每级为80kN。在1280kN以前每级荷载仅测试各点应变值，并及时进行分析比较，粗略了解结构各点应力状态，在1280kN以上各级荷载重点观察埋置索孔下方各多测点钢筋计及应变砖应力变化情况，看其是否有突出变化，以了解内部开裂在何时出现。

6、理论计算分析

6.1 主塔鞍座节段计算中两重要参数确定

主塔鞍座节段计算分析采用大型有限元分析程序进行计算。该结构在进行整体分析计算前须

先解决2个问题:

(1) 确定主塔鞍座圆弧外管内侧壁法向力 q

该法向力是由主塔两侧拉索力作用于内管,通过内管作用于外管内侧,并由此传向混凝土,首先在分析中不考虑横向分布,仅把法向力看作一种线荷载见图2,在确定 q 值时,先假设 q 值在圆弧各处均布,这种假设是以往实验及相关规范为基础的,取一微元体,该微元体法向力为 $q \cdot ds$,其相应竖向分量为 $q \cdot ds \cdot \cos \theta$,对整个索孔圆弧法向力竖向分量求和,根据 $\sum F_y=0$,可得:

$$\int_{-a_1}^{a_2} q \cdot ds \cdot \cos \theta = F \cdot \sin \alpha_2 + F \cdot \sin \alpha_1$$

$$\int_{-a_1}^{a_2} \cos \theta \cdot q \cdot R \cdot d\theta = F(\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$$

$$F = q \cdot R$$

$$q = F / R$$

上式表明法向分布力 q 仅与圆弧半径及拉索力 F 有关,与圆弧长度无关。当圆弧较长时,钢绞线与圆弧摩擦力存在一定影响,本文暂不考虑此因素影响。

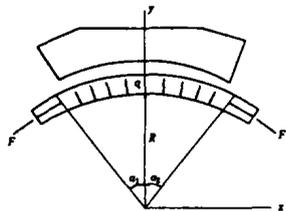


图2 主塔鞍座外管内侧壁法向力分布

(2) 鞍座双套管之间接触传力及相应变形

该问题较为复杂,本文采用两种简化而有效计算手段求解。首先采用传统弹性力学关于圆弧接触问题解析公式来计算,计算分析中假设内管刚度很大变形微小。利用弹性接触理论计算可得到区域宽 $2b$ 为3.38cm。该值为双套管接触面下限值。其次,采用有限元计算双套管接触问题,双套圈管的内管中有12根钢绞线,在拉力作用下钢绞线对内管下半圈产生挤压力,见图3,挤压力 p 取值按美国规范相应公式 $p = q / \pi R$ 。内、外管采用板单元离散,计算得到内、外管之间接触宽度为8.33cm,该值基本上是接触宽度上限值。主塔鞍座结构系数分别采用2种宽度进行计算。

6.2 主塔鞍座节段有限元计算分析

利用空间有限元分析方法,选择及合理划分单元至关重要,单元形状离奇将会大大影响计算

结果可靠性及准确性,为较好计算该结构,对圆孔周边单元进行细化,并以符合力传递方向采用圆弧形向外扩散,在计算中,外管与混凝土主塔分别采用相应实际材料(钢和C50混凝土)。整体主塔鞍座节段区被离散18340个空间实体单元,共计21349个节点。采用通用且求解精度较高的商用软件SAP93。

7、试验数据分析

试验结果分析分三大部分:①I-I、II-II横断面索孔下方应力分布特点分析;②III-III、IV-IV纵向断面索孔下方应力分布特点分析;③各主要测点线性度分析。

本节分析主要以下列2种工况为主:①1.2倍设计索力(1920kN);②1.5倍设计索力(2400 kN)。

7.1 I-I、II-II横断面索孔下方应力分布特点分析

两横断面应力主要是索孔下方横向正应力 σ_x (横向劈裂应力)及I-I横断面竖向正应力 σ_y 以下分析中计算结果分2种,一类为a接触宽度($a = 8.33\text{cm}$),另一类为b接触宽度($b = 3.08\text{cm}$)。

(1) I-I横断面索孔下方应力分析

I-I横断面在1920kN及2400kN索力作用下各主要测点横向及竖向应力实测值及计算值表明,在1920kN索力作用下,(b类接触)横向正应力 σ_x (横向劈裂应力)最大值为:2.679MPa,位于索孔内管正下方且紧挨着内管壁,距圆管下方距离越远,横向应力越小,横向应力呈放射喇叭形扩散;(a类接触)横向应力最大值距内管正下方有较小一段距离(大约为1.8cm),最大应力为1.713MPa,横向应力以该点为核心,离该点越远,应力越低,其形状及趋势与a类接触基本相同。(a类接触)内管正下方竖向应力最大值为—10.64MPa,(b类接触)竖向应力最大值为—28.6MPa,但高压应力区域很小。从上述分析可以看到I-I横断面在1.5倍设计索力作用下横向劈裂应力均

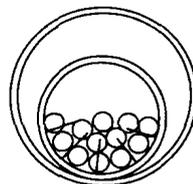


图3 索体构造

小于 C50 混凝土极限抗拉强度 3.0 MPa, 实测最大压应力较小, 计算最大压应力仅在较小区域出现 — 28.6 MPa, (C50 标准设计抗压强度为 28.5 MPa), 而该结果亦是在较小接触宽度下计算得出, 实际情况会小一些, 但从这一点也可以看到内管刚度太大, 将导致内管变形困难, 内、外管接触宽度较小, 引起接触区应力集中, 对外管下方混凝土受力不利。

(2) II-II 横断面索孔下方应力分析

II-II 横断面在两种分析工况下各测点应力实测、计算结果及前述理论计算分析可知 II-II 横断面竖、横向应力分布情况及计算应力数值与 I-I 横断面基本相同, 但 II-II 横断面的实测应力值与 I-I 横断面有所不同, 通过对试验数据及该模型双重管结构分析比较, 主要原因为: 内管壁较厚, 刚度较大, 使内管与外管加工的曲率半径及局部不平顺会导致内管与外管之间接触不良, 在拉索索力作用下, 刚度较大内管变形能力较弱, 这将导致在某个区域接触的压力较大, 而有的区域却相对较小, I-I 横断面与 II-II 横断面实测应力值的差异就表明这一点。为了能更好比较计算值与实测值, 计算了 I-I 横断面与 II-II 横断面实测值两者的平均值, 该值与 a 类接触宽度计算值比较发现, 两者非常接近, 且实测值略小于计算值。

从上述两断面试验及计算结果分析比较, 可认为适当减小内管壁厚, 增加外管壁厚有利于改善内、外管接触压力不均匀性及改善内、外管在横断面上接触宽度较小而带来应力集中, 但太小内管壁厚会导致在巨大索力作用下变形太大, 使将来斜拉索换索带来不易取出等不便。

主塔鞍座一侧在 1920kN (1.2 倍设计索力) 作用下, 绝大多数部位横向劈裂应力没有超过 C50 混凝土极限抗拉强度, 仅有一小部分位置应力达到 3.123MPa, 该点应力超限是否导致内部出现裂缝将在 7.3 节分析。

7.2 主塔鞍座 III-III 表面及 IV-IV 断面应力分布特点分析

III-III 表面各主要测点二次试验所得的竖向、纵向应力实测值及计算值表明, III-III 表面竖向应

力在 2400kN 索力作用下实测最大值为 4.305MPa, 竖向应力分布规律从 C₆ 索孔外侧向下逐次增加, 在纵向分布较为均匀, 在底部出现较大竖向应力, 且分布更趋均匀。纵向应力分布情况与竖向基本相似, 但应力水平较低。另外, 在靠鞍座两突出部位出现拉应力, 13~18 号测点实测值与计算值相比差别较大, 且实测值两侧不对称, 而最靠近主塔鞍座底部应力计算值与实测值相接近, 这说明由于前述内管与外管之间接触正压力分布不均匀所致。但这种不均匀经过一段距离传递与分布就会逐渐变得均匀。

7.3 各主要测点的线性分析

为了解主塔鞍座锚固区在各级荷载作用下, 结构所处状态及几个应力相对较大测点线性度情况, 对混凝土表面 19 号测点竖向应变片, 20 号测点竖向应变片及混凝土内部 5 号测点、7 号测点、11 号测点进行分析, 尤其是 5 号测点, 因该测点实测应力仅在 1.2 倍设计索力作用下横向应力已略超过 C50 混凝土极限抗拉强度, 因此, 分析该测点的索力与应变关系, 可判断结构内部裂缝情况。

上述各测点的各级索力与实测应变值结果显示卸载回零情况均匀较好。也就是说各测点所在区域均无残余变形, 属弹性阶段。在前述分析中提到 5 号测点 1.2 倍设计荷载时该处混凝土应力达到 3.123MPa, 超过 C50 混凝土极限抗拉强度, 该测点在 1.4 倍设计荷载 (即索力 2240 kN) 以前, 索力与应变基本呈线性关系, 在 1.4 倍设计荷载以上部分出现一定非线性, 但该测点回零较好, 说明该处混凝土未开裂。

8、结论

(1) 漳州战备大桥主塔鞍座节段模型在 2400kN 拉索索力 (设计最大控制索力 1.5 倍) 作用下结构表面未发现裂缝。

(2) 模型在 1920kN 拉索索力作用下主塔鞍座 C₆ 索索孔正下方局部拉应力达到 3.123MPa, 已超过 C50 混凝土极限抗拉强度, 当索力达到 2400kN 时, 该处应力达到 3.585MPa, 超过极限抗拉强度 20%。但从该测点回零分析, 该处没有残余变形, 不存在内部裂缝, 除该点外其余大部分位置拉、压

应力未超过规范允许值，结构内部未出现裂缝。

(3) 模型在加载至 1.5 倍设计荷载后卸载回零，各测点残余变形均很小，可以认为结构处于弹性工作状态。

(4) 模型结构计算结果表明：在圆管法向力均匀分布作用下（即内、外管之间接触较好，无因两弯管线形不吻合而带来应力集中），主塔鞍座内部距索孔相同距离正下方应力基本相等。而实

测不同横断面应力却有一定差别，这主要是由于内管刚度过大，导致内、外管接触压力不均匀所致，因此减小内管厚度，增加外管厚度，加工时严格控制质量，确保内、外管线形一致，不出现局部皱褶，使鞍座结构受力更趋合理。

注：本文原载于《桥梁建设》2002 年第 1 期

● 工地采风 ●

新一代液压提升系统

在上海外高桥电厂经受考验

今年五一节期间，柳州市建筑机械总厂的两套 LSD1000 液压提升系统正在上海外高桥电厂繁忙地进行锅炉吊装。该提升系统由 6 台 LSD1000 提升千斤顶、2 台 LSDB 泵站和 1 台 LSDKB 主控台组成。是总厂技术中心开发的具有高可靠性、高性价比的新一代液压提升系统。系统采用可编程控制器（PLC）控制，整个工作状态实时地显示在液晶屏上。

上海外高桥电厂位于上海市浦东新区，长江南岸，厂址北隔长江南港航道与长兴岛相望，南侧为外高桥保税区，西面是外高桥新港区。本工程要建设两台 900MW 超临界燃煤发电机组及其相应的配套设施。该工程为全国示范性工程，是利用世界银行贷款及三方联合融资项目。

柳州建机厂的 LSD 液压提升系统在电厂建设工程中主要用于锅炉钢性梁、受热面及烟道的提升，也就是说整个锅炉（长、宽 40 多米，高 114 米）除安装、维修平台外，四个面及炉顶的吊装均采用液压提升方式。如此重大的工程、如此繁重的吊装工作量，对我厂的提升系统来说是一个接受考验的好机会。为此，厂里对这次提升任务极为重视。早在今年 2 月，我厂就将第一套 LSD1000 液压提升系统运往外高桥电厂。春节假期还没结束，由技术中心甘秋萍、李兴奎及总厂售后服务中心的周庠天组成的技术服务小组立即赶往工地进行技术指导。受厂领导委托，总厂售后服务中心向宝城部长三天后也到达工地，

开展工作。

由于上海的春天雨水较多，天气又冷，严重地影响到了施工进度。为了加快工程进度，不耽误工期，负责技术指导的几位同志，面对当时电梯还未安装好而我厂的液压提升设备放置在接近锅炉顶部 109 米处的状况，克服困难，冒着凛冽的寒风每天钻入钢管爬上 109 米的高空进行设备的安装调试工作，同时指导上海电建的吊装人员作业，每天一上一下就需两个小时。如此恶劣的工作条件，丝毫没有动摇我们的技术人员的工作热情，尤其是女工程师甘秋萍成为该工程中唯一上到 114 米炉顶的女性，并且“三八妇女节”仍然在炉顶工作到晚上七点。

该工程钢性梁的提升采用分段拼接吊装方式，即每块钢性梁提升 9 米高后，将下一块梁与前一块梁拼接，再一起往上提，直到该面所有的梁提升至预定高度。由于我们具有在电厂工程中的吊装经验，这次我们又针对工程实际对液压提升系统进行了全面的完善与改进，因此钢性梁的提升十分顺利，从正式提升开始 10 多天后就将第一个面的钢性梁提升就位。由于我厂产品质量优良、性能可靠、售后服务到位，用户对我们的工作极为满意，3 月下旬又再次向我厂购置了一套 LSD1000 液压提升系统，4 月底设备已到达工地，出现了我厂两套提升设备同时用于一个工程的可喜局面。

（吴志勇）