

引用格式:方佳伟,李存良,袁鑫,等.大开洞马鞍形正交索网结构力学性能试验研究[J].工业建筑,2025,55(10):171-183. FANG Jiawei, LI Cunliang, YUAN Xin, et al. Research on the Mechanical Properties of a Large-Opening Saddle-Shaped Orthogonal Cable Network Structure[J]. Industrial Construction, 2025, 55(10): 171-183 (in Chinese). DOI: 10. 3724/j. gyjzG23061101

大开洞马鞍形正交索网结构力学性能试验研究*

方佳伟¹ 李存良² 袁鑫³ 郝际平¹ 刘博东³ 贾子文³

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 西安 710055; 2. 陕西建工控股集团有限公司, 西安 710116;
3. 陕西建工机械施工集团有限公司, 西安 710032)

摘 要 为了研究大开洞马鞍形正交索网结构的力学性能,以西安国际足球中心为原型,设计了1:10缩尺模型,进行了大开洞马鞍形正交索网结构缩尺模型承载力试验,并采用大型通用有限元软件ANSYS对索网全跨加载、上半跨加载及右半跨加载3种加载方式的试验过程进行模拟。研究表明:3种加载方式下,上层承重索的轴力均由索网边缘向索网中部逐渐减小,上层稳定索的轴力均由索网长跨中轴向边缘逐渐减小;拉索内力和索网竖向变形随荷载的增加均呈现出近乎线性的变化趋势,索网在平面内仅有较小的变形;全跨荷载下在短轴方向有洞口轻微外扩的现象,在长轴方向有洞口轻微向内收的现象。

关键词 正交索网;缩尺模型;力学性能;数值分析;试验研究

Research on the Mechanical Properties of a Large-Opening Saddle-Shaped Orthogonal Cable Network Structure

FANG Jiawei¹ LI Cunliang² YUAN Xin³ Hao Jiping¹ LIU Bodong³ JIA Ziwen³

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China; 2. Shaanxi Construction Engineering Holding Group Co., Ltd., Xi'an 710116, China; 3. Shaanxi Construction Machinery Construction Group Co., Ltd., Xi'an 710032, China)

Abstract: In order to study the mechanical properties of large-opening saddle-shaped orthogonal cable network structures, a 1:10 scale model was designed based on the Xi'an International Football Center. Bearing capacity tests were carried out on the large-opening saddle-shaped orthogonal cable network structure. The testing process, which included full-span, upper half-span, and right half-span loading of the cable net, was simulated using the general finite element software ANSYS. The results showed that under the three loading modes, the axial force in the upper load-bearing cables gradually decreased from the edges toward the center of the cable network, while the axial force in the upper stable cables decreased from the central axis toward the edges along the long span. Both the cable internal forces and the vertical deformation of the cable network exhibited an approximately linear trend with increasing load. Additionally, the cable network underwent only minor in-plane deformation. Under full-span loading, the opening expanded slightly outward in the short-axis direction and contracted slightly inward in the long-axis direction.

Keywords: orthogonal cable network; scale model; mechanical properties; numerical simulation; experimental study

* 陕西省秦创原“科学家+工程师”队伍建设绿色工业化装配式钢结构建筑体系及智能制造系统开发“科学家+工程师”队伍(2023KXJ-106)。

第一作者:方佳伟,硕士研究生,主要从事钢结构研究。

电子信箱:291831773@xauat.edu.cn

收稿日期:2023-06-11

0 引言

索网结构以张力来承受载荷,属于典型的张拉结构,最早是由美国杰出工程师富勒(R. B. Fuller)提出的张拉结构的概念。富勒将张拉结构定义为具有自支承和自应力的空间网格结构。与国内大多数体育场屋盖体系所采用的钢拱桁架、网架、网壳等刚性结构形式相比,索网结构具有自重轻、材料利用率高、结构效率高、经济性能好、形体表现力丰富等优点,在国内外应用十分广泛^[1-3]。

建成于1953年的美国北卡罗来纳州Raleigh体育馆是世界上首座采用预应力索网屋顶的房屋建筑。其他比较典型的索网结构建筑物还有德国大帐篷、日本代代木体育馆、第20届德国奥林匹克运动中心及加拿大卡尔加里滑冰馆等。我国现代索网结构的发展虽然起步较晚,但近十年来得到了充分的发展,典型的工程项目如苏州奥体中心游泳馆^[4]、浙江省人民体育馆及国家速滑馆等^[5-7]。

目前国内外对索网结构的研究主要集中于索网结构形态分析设计^[8]、索网结构整体性能分析^[9-11]、索网结构优化设计^[12-14]、断索和施工张拉模拟^[15-16]、静力分析^[17]和动力性能分析等方面,对大开洞马鞍形正交索网结构力学性能的研究并不充分。本文以西安国际足球中心为原型,设计了1:10缩尺结构模型,进行全跨加载试验、上半跨加载试验及右半跨加载试验,并使用ANSYS进行有限元模拟补充分析,对其静力性能进行研究,供索网结构在实际应用及数值模拟时参考。

1 试验概况

1.1 模型设计

西安国际足球中心屋盖主体结构采用周边刚性环壳承托的大开口正交索网结构,索网屋面由外压环、上层承重索、上下层稳定索、内拉环和折面膜构成^[18]。屋盖柔性索网部分轮廓尺寸约为203.0 m×178.6 m,内环中间开洞区域平面尺寸为115 m×92 m,马鞍面高差约23.5 m,是国内类似结构中跨度和规模最大的,如图1所示。

西安国际足球中心屋盖索网由同一曲面上两组曲率相反的单层悬索系统相交而成,两组单索在交点处用夹具连接形成不能相对滑移的固定节点,形成“双曲面马鞍形”内开口正交索网。索网结构分为上下两层,下层为南北向抗风索,索间距基本均匀,为6 m左右;上层为东西向承重索,索间距根



图1 西安国际足球中心建筑效果

Fig. 1 Architectural rendering of Xi'an International Football Center

据索网中间开洞形状的受力需求进行调整布设,间距3.6~6.5 m。上下层索之间设置竖向吊索拉紧,吊索长度接近4 m,向内逐渐变短。上下层索在索网内张拉环处交汇。被索网内环开洞打断的索力通过内张拉环实现平衡。索网结构模型如图2所示。

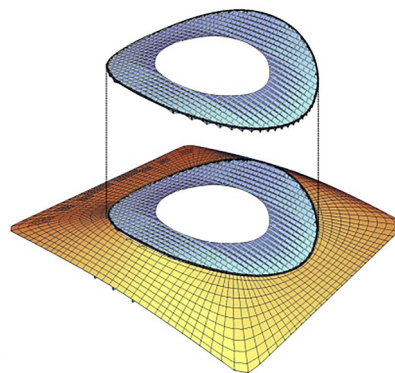


图2 索网结构模型示意

Fig. 2 Schematic diagram of the cable network structure model

试验以西安国际足球中心为原型,以1:10缩尺比例建立缩尺模型,模型外环尺寸为20.3 m×17.86 m,内环尺寸为11.5 m×9.24 m,马鞍面高差为2.35 m。考虑现场安装及加载的便利性,将索网外环梁的最低点距地面高度定为1.5 m,最高点距地面3.85 m。缩尺后索网结构尺寸示意如图3所示。

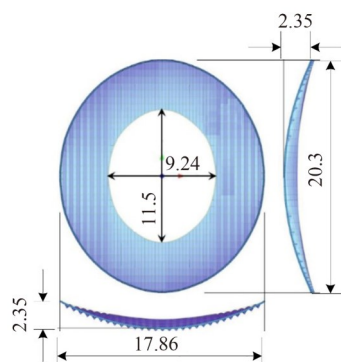


图3 缩尺后索网结构尺寸示意 m

Fig. 3 Schematic diagram of the sizes of the scaled cable network structure

下部支撑架的尺寸根据上部索网模型确定,架体内环平面尺寸同索网模型外环尺寸,即 20.3 m×17.86 m。为保证支撑架的稳定和承载性能,同时考虑到试验场地的限制,支撑架的外环由内环向外扩展 2.0 m,即落地水平撑杆的长度为 2.0 m,故架体外环平面尺寸为 22.3 m×19.86 m。

支撑架高度随着索网模型的马鞍面起伏而变化,支撑架最高点与最低点的高差为 2.35 m。支撑架架体高度为 1.5~3.85 m,各立柱通过系梁连成一个整体。斜撑的长度根据立柱及落地水平撑杆的长度确定,缩尺模型示意如图 4 所示。

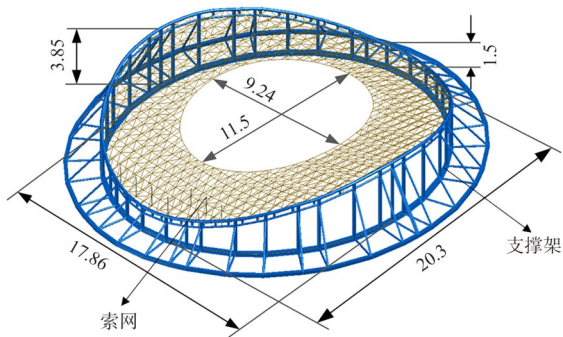


图 4 缩尺模型示意 m
Fig. 4 Schematic diagram of the scale model

1.2 缩尺模型选用的材料

根据实际工程项目设计图纸,按照 1:10 缩尺比例建立分析模型,进行结构计算和优化设计,确定缩尺模型的各种杆件。其中,内环索选用高钒索,直径为 26 mm,弹性模量为 1.6×10^5 MPa;吊索采用细钢丝,其余拉索均选用钢丝绳;在满足模型相似比条件下,结合市场上材料供应情况,选用的拉索规格见表 1。下部支撑架的外环梁选用 Q355 的钢管,其他构件均采用 Q235 钢,以上材料的具体力学性能都由材料力学性能试验确定。下部支撑架各构件具体规格尺寸见表 2。

1.3 荷载补偿

通过 SOFISTIK 建立的足尺模型如图 5 所示,由特征值分析可得到结构第 1 振型为整体振型(图 6),自振频率为 0.6 Hz。试验以 1:10 缩尺比例建立的模型实测结构自振频率为 0.61 Hz,二者几乎一致,充分说明了缩尺模型与原结构的相似关系,但仍需进行荷载补偿。按照等应力原则,缩尺模型与实际结构相比,构件的应力、整体稳定性和极限承载力系数相同,节点位移比值为 1:10,索的拉力比值为 1:100。

由于按照 1:10 建立缩尺模型,构件长度缩小到

表 1 索网构件规格

Table 1 Specifications of cable network components

模型 构件	原型		1:10 缩尺模型		
	面积/ mm ²	规格/ mm	面积/ mm ²	钢丝绳规格/ mm	相似 比
上层 承重索	2920	φ65	30.4	φ9.3	1:62
	3890	φ75	38.5	φ11	1:68
	4420	φ80	47.5	φ12.5	1:65
	5000	φ85	47.5	φ12.5	1:62
	5600	φ90	57.5	φ13	1:70
	6990	φ100	68.4	φ15	1:65
上层 稳定索	1710	φ50	17.1	φ7.7	1:74
	2490	φ60	23.3	φ9.3	1:65
	2920	φ65	30.4	φ9.3	1:62
	3890	φ75	38.5	φ11	1:68
	5000	φ85	47.5	φ12.5	1:62
	5600	φ90	57.5	φ13	1:52
下层 稳定索	1390	φ45	17.1	φ7.7	1:60
	2490	φ60	23.3	φ9.3	1:65
	2920	φ65	30.4	φ9.3	1:62
环向索	37860	6×φ95	403	φ26(高钒索)	1:94
环梁	271296	φ1500×60/ φ1500×50	5341	φ180×10.0	1:51
悬臂梁	700×1000×30×30				
	700×1000×20×20			HN 200×100×5.5×8	—
	700×500×30×30				
	500×500×20×20				

表 2 支撑架构件规格

Table 2 Specifications of support frame components mm

序号	模型构件名称	模型构件规格
1	地面外环	200×8
2	地面内环	HW250×250×9×14
4	立柱	φ203×9
5	圆管(水平撑及斜撑)	φ114×5
6	支撑架系梁	φ114×5
7	索网外环梁	φ180×10

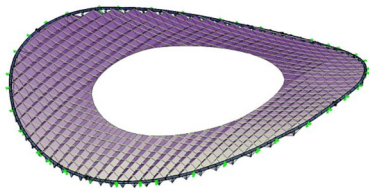


图 5 SOFISTIK 内圈屋盖钢结构单体模型
Fig. 5 SOFISTIK individual model of the inner dome steel structure

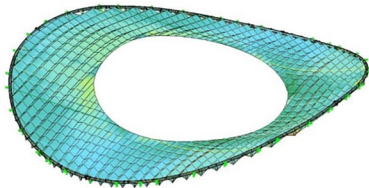


图 6 第 1 振型:索网整体竖向振型
Fig. 6 First vibration mode: global vertical vibration mode of the cable network

实际长度的 1/10,构件面积缩小到实际面积的 1/100,而结构自重缩小到实际自重的 1/1000。假设实际结构重量为 a ,在保证结构应力不变的原则下,缩尺模型结构重量应该为 $a/100$,但是按照长度 1:10 缩尺后模型重量只有 $a/1000$,少了 $(a/100-a/1000)=9a/1000$ (即 9 倍的模型重量)。为真实反映原结构的受力情况,对模型进行 9 倍自重荷载的补偿。荷载统计情况见表 3。

1.4 加载系统

试验加载采用空间结构点阵自动同步重力加载系统^[19]。该系统采用水作为加载介质,因为水具有宜操控、密度大、造价便宜等优点,结合现代化控制系统,可根据需要实现多点等值同步、非等值同步加载的全自动控制,加载系统示意如图 7 所示。

每个容器连接到总给水管道和总排水管道,总给水管连接市政供水管网或储水箱,总排水管通过

表 3 荷载统计

Table 3 Load statistics

原结构		缩尺模型	
参数	取值	参数	取值
索网质量	≈758000	拉索及索夹质量	≈3000
		水桶及桶架质量	≈50(1.2 m×1.2 m)
索网面积	≈20000	索网面积	≈200
恒荷载	0.38	恒荷载	0.5
活荷载	0.5		
荷载设计值 1.4(恒+活)	1.23	预期施加最大外荷载 (约 3 倍荷载设计值)	3.5

注:表中质量、面积、荷载的单位分别为 kg,m²,kN/m²。

管道泵连接储水箱,将排出的水回收利用。电磁阀控制线通过电缆连接至控制模块,力传感器电流/电压信号通过电缆连接至数据采集模块。控制模块通过控制电磁阀开/闭控制水量,并通过力传感器信号大小形成闭环控制,精确满足所需的荷载大小。

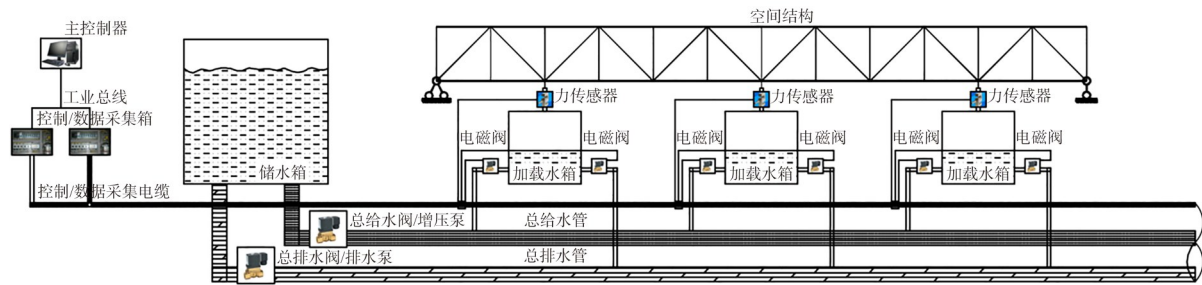


图 7 空间结构点阵自动同步重力加载系统示意

Fig. 7 Schematic diagram of spatial lattice automatic synchronous gravity loading system

1.5 荷载的施加

荷载施加顺序为:第一步对索进行预张拉,使索产生预拉力,结构形成一定刚度;第二步对模型进行自重荷载补偿;第三步在上层承重索与稳定索交汇点处逐级施加竖向荷载。荷载施加方式为:在加载点索夹处直接挂水配重,盛水容器为底部直径 750 mm、高度 1100 mm 的圆柱形塑料水桶,放置在 680 mm×680 mm×1290 mm(长×宽×高)的钢管桶架内。索网挂载三维模型如图 8 所示,现场安装完成后如图 9 所示。

1.6 加载方案

共设置 120 个加载点,按照现场索夹布置实际情况,在上层承重索与稳定索交汇点处,隔跨布置加载点,单点最大挂载为 5.5 kN,采取 3 种荷载布置方案。

1)全跨加载:全跨所有加载点处分级施加荷载至 5.5 kN,如图 10(a)所示。

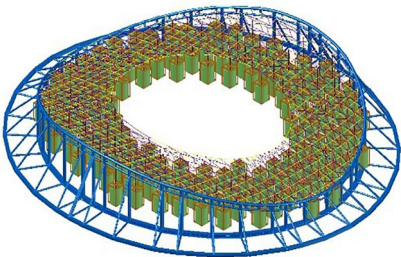


图 8 索网挂载三维模型

Fig. 8 3D model of cable network mounting



图 9 现场安装完成后

Fig. 9 On-site photo after installation completion

2)上半跨加载:上半跨加载点处分级施加荷载至 5.5 kN,如图 10(b)所示,不拆除下半跨水桶和桶架,即补偿荷载在加载过程中全跨布置并保持不变。

3)右半跨加载:右半跨加载点处分级施加荷载至 5.5 kN,如图 10(c)所示,不拆除左半跨水桶和桶架,即补偿荷载在加载过程中全跨布置并保持不变。

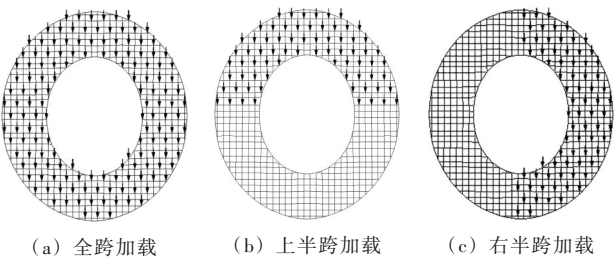


图 10 荷载布置方案示意
Fig. 10 Schematic diagrams of loading schemes

1.7 测量方案

1.7.1 位移测量方案

根据索网的对称性,位移测点可对称布置,本试验共设置 16 个位移测点,见图 11。位移计固定在桶框下部或侧面,桶底标高较低的 D9 和 D1 位移测点处采用直线式位移传感器,其余测点处均采用拉线式位移传感器。根据结构试验场地实际情况,采用垫块搭设多个位移计固定平台。

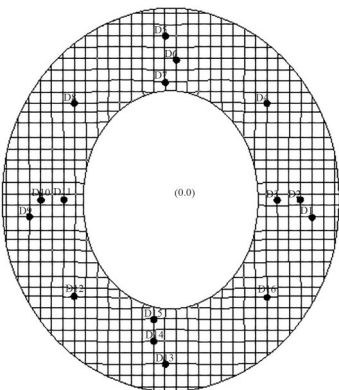


图 11 位移计布置
Fig. 11 Displacement meter layout

1.7.2 DACS-Measure 测量方案

大型空间结构整体模型试验数据测量和采集应实现自动化、数字化、三维化。本次试验测量采用了青岛海徕天创科技有限公司的 DACS-Measure 测量系统,采用激光扫描仪结合 SCENE、DACS-

Measure 等测量分析软件对结构进行数字化三维测量。在试验加载的过程中,每两级加载结束后对约 400 个索夹进行扫描和定位,获取结构模型三维点位坐标,同时利用位移计数据对三维模型进行精读控制,确保试验全流程中的精准测量。

测量系统的设备及附件如图 12 所示。结构空间坐标测量采用三维激光扫描仪,该仪器具有测量速度快、精度高等优点,能在几十分钟内完成构件的扫描;标靶是在扫描场景中特征点不好寻找时,放置在扫描场景中,以便于实现激光扫描点云数据的转换、不同测站激光扫描仪测量坐标系的统一;隐蔽杆用来测量被遮挡的观测点,通过测量隐蔽杆上的两点,DACS-Measure 可自动计算出隐蔽杆尖所确定的隐蔽点的坐标;三脚架用来固定和架设扫描仪,以达到预期的扫描效果。三脚架的定位非常重要,本次试验测量设备架设于索网中间高约 5 m 的平台上,如图 13 所示。每两级加载结束后,对所有索夹进行扫描定位,现场实时扫描情况如图 14 所示。

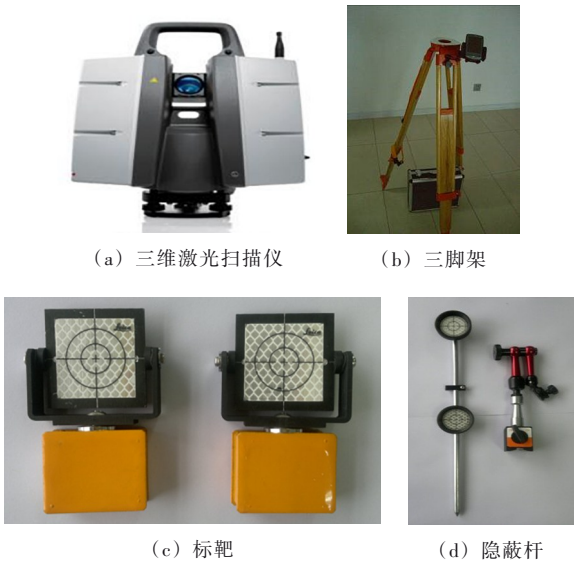


图 12 测量系统设备及附件
Fig. 12 Measuring system equipment and accessories



图 13 测量设备安装
Fig. 13 Installation of measuring equipment



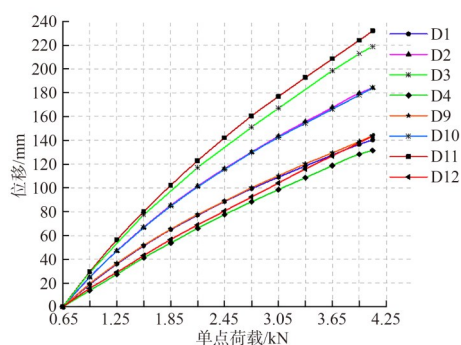
图 14 现场实时扫描

Fig. 14 On-site real-time scanning

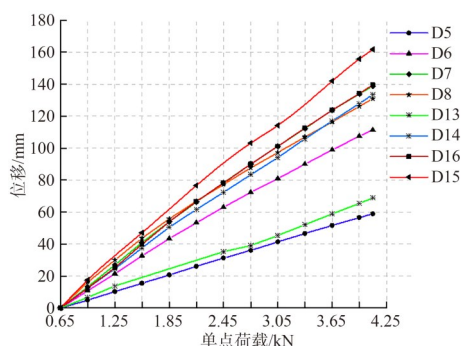
2 试验结果分析

2.1 全跨加载试验

在整个加载过程中,索网结构沿高度方向发生明显变形,如图 15 所示。纵向变形几乎呈线性的变化趋势,最大变形发生在对称布置的 D3 和 D11 位移计点位处,即索网短轴方向洞口左右边缘处,右半跨最大纵向变形为 218 mm,约为短跨悬挑跨度(不计洞口长度)的 1/19。



(a) 左、右半跨



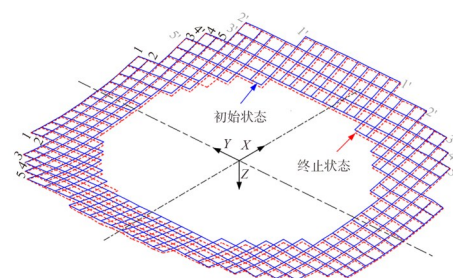
(b) 上、下半跨

图 15 全跨加载荷载-竖向位移变化曲线

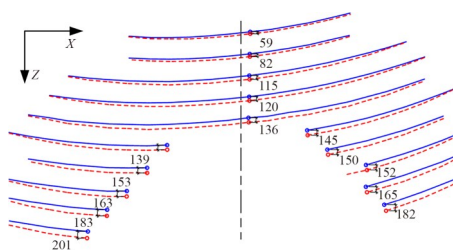
Fig. 15 Load-vertical displacement curves under full-span loading

索网结构沿 X 、 Y 方向发生轻微变形。随着荷载的增加,沿索网短轴方向,有指向洞口外的 X 向变形,越靠近洞口边缘变形越大。由于制作误差,试件非完全对称,马鞍形索网右边翘起高度略高于左边,使得右半跨沿 X 向变形大于左半跨,洞口右边缘 X

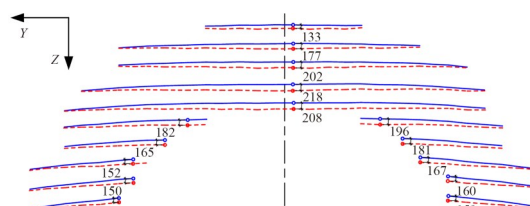
向最大变形达到 92 mm,左边缘最大变形为 42 mm;沿索网长轴方向,有指向洞口内的 Y 向微小变形,洞口上边缘最大 Y 向变形为 21 mm,下边缘最大变形为 15 mm。整体变形趋势为短轴方向洞口外扩,长轴方向洞口轻微向内收,整体变形情况如图 16 所示。



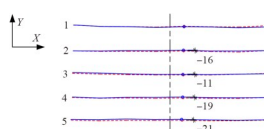
(a) 索网三维变形轴测图



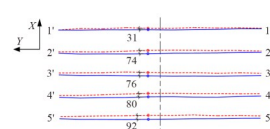
(b) 上半跨 Z 向变形



(c) 右半跨 Z 向变形



(d) 上半跨 1~5 轴 Y 向变形



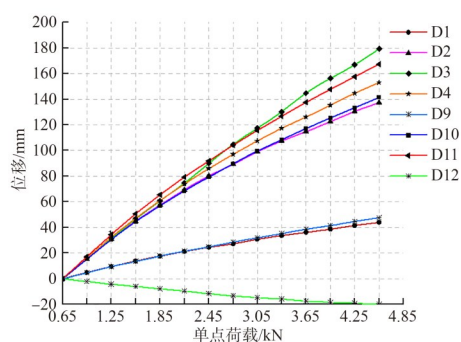
(e) 右半跨 4'~8' 轴 X 向变形

图 16 全跨加载索网结构空间变形 mm

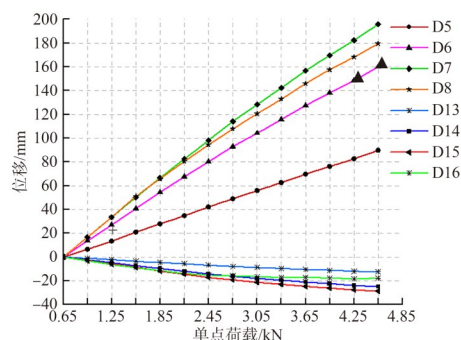
Fig. 16 Spatial deformations of the cable network structure under full-span loading

2.2 上半跨加载试验结果分析

上半跨加载过程中,索网结构沿高度方向的变形几乎呈线性的变化趋势,如图 17 所示。索网上半跨明显下沉,下半跨轻微翘起,最大变形发生在洞口上边缘向下 1/4 洞口边缘处,最大纵向变形为 228 mm,约为短跨悬挑跨度的 1/19(不计洞口长度)。



(a) 左、右半跨



(b) 上、下半跨

图 17 上半跨加载荷载-竖向位移变化曲线

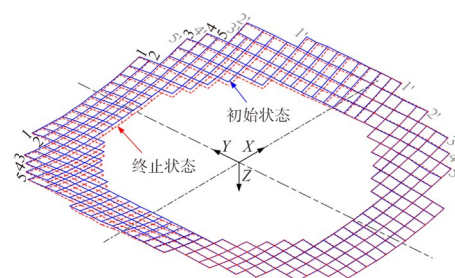
Fig. 17 Load-vertical displacement curves under upper half-span loading

索网结构沿 X 、 Y 方向发生轻微变形。沿索网短轴方向发生指向洞口外的 X 向变形,右半跨最大变形为 69 mm,左半跨最大变形为 34 mm;沿索网长轴方向的 Y 向变形主要发生在上半跨,最大变形在洞口上边缘,达到 22 mm,下半跨沿 Y 向变形很小可忽略不计。整体变形趋势为短轴方向洞口外扩,长轴方向洞口上半部分轻微内收,整体变形情况如 18 所示。

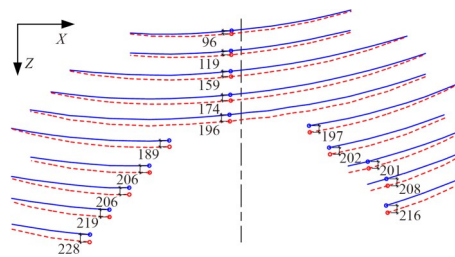
2.3 右半跨加载试验

右半跨加载过程中,索网结构的纵向变形几乎呈线性的变化趋势,如图 19 所示。索网右半跨明显下沉,左半跨有轻微翘起,变形最大的位置在右半跨的 D3 位移计点位处,即索网短轴方向洞口右边缘处,最大纵向变形为 306 mm,约为短跨悬挑跨度(不计洞口长度)的 1/14。

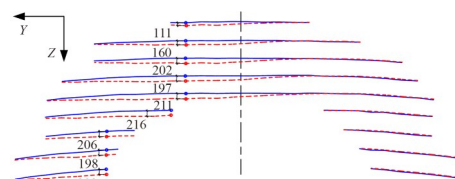
索网结构 X 向变形主要发生在右半跨,越靠近洞口边缘,变形越大,最大变形在洞口边缘的中轴线两侧,最大变形达到 160 mm,指向洞口外。左半跨 X 向变形指向洞口内,最大变形为 16 mm;沿索网长轴方向,越靠近洞口边缘, Y 向变形越大。最大变形发生在洞口上下边缘的 Y 中轴线右侧,上边缘最



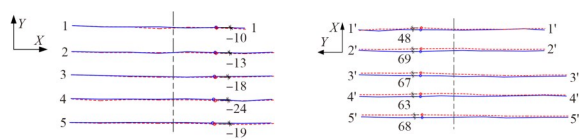
(a) 索网三维变形轴测图



(b) 上半跨 Z 向变形



(c) 右半跨 Z 向变形



(d) 上半跨 1~5 轴 Y 向变形

(e) 右半跨 4'~8' 轴 X 向变形

图 18 上半跨加载索网结构空间变形 mm

Fig. 18 Spatial deformations of the cable network structure under upper half-span loading

大变形为 23 mm,下边缘最大变形为 14 mm。整体变形趋势为沿短轴方向整体向右偏移,洞口右边缘外扩明显,长轴方向洞口轻微内收,整体变形情况如图 20 所示。

3 ANSYS 模型的建立

3.1 单元及材性的选取

采用有限元软件 ANSYS 进行数值分析。周边支撑架采用 Beam188 单元,弹性模量 $E=2.06 \times 10^5$ MPa,环梁屈服强度取 355 MPa;拉索采用 Link10 单元,弹性模量 $E=1.6 \times 10^5$ MPa,拉索破断力依据材性试验实测值。对拉索采取设置初始应变的方法来模拟预应力作用,初始预应力平衡完毕后,施加竖向荷

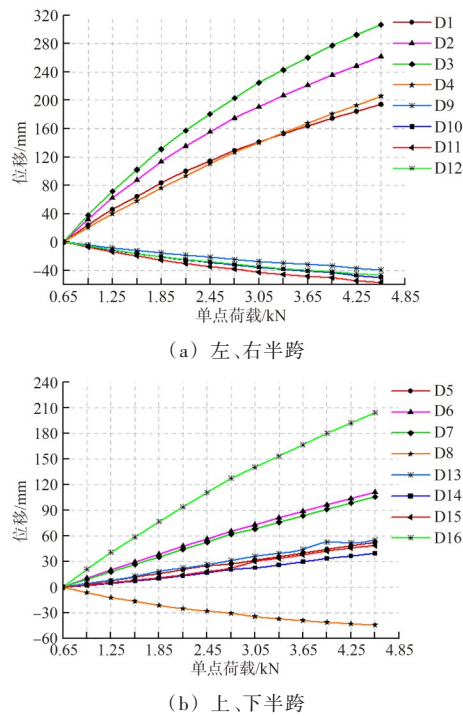


图 19 右半跨加载荷载-竖向位移变化曲线
Fig. 19 Load-vertical displacement curves under right half-span loading

载作用。以现场试验实际材料参数为依据建立马鞍形索网结构有限元分析模型。

试件安装完成后在试验现场截取钢材和钢丝绳余料,在西安建筑科技大学理学院材料力学实验室进行材性试验。钢材共 3 组试样,每组 3 件;钢丝绳共 6 组试样,每组 3 件,由于试验设备限制,钢丝绳均裁成 300 mm 长度,在电液伺服万能试验机上进行拉伸试验。钢材试样规格见表 4,材性试验装置如图 21 所示,钢丝绳试样破坏状态如图 22 所示,钢丝绳材性参数见表 5。

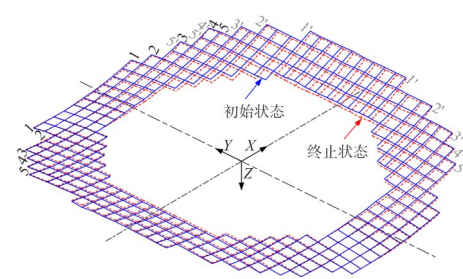
3.2 边界条件

1)一般弹性支承。

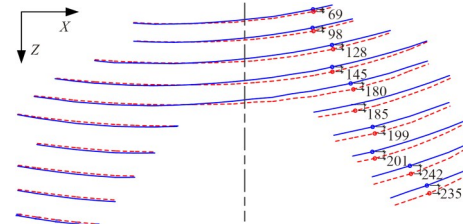
各拉索的末端设一般弹性支承,仅约束了其 3 个平动方向的自由度。根据实验室场地条件,考虑到模型只有南北方向 12 个节点可进行锚固,因此,将该 12 个支点设为固定支座,约束其 3 个平动自由度和 3 个旋转自由度。

2)节点弹性支承。

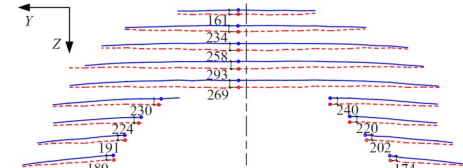
对于支撑架底部无法锚固的位置,考虑将其设置为“节点弹性支承”,约束条件为“只受压”,约束其 Z 向平动自由度。



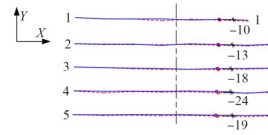
(a) 索网三维变形轴测图



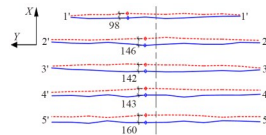
(b) 上半跨 Z 向变形



(c) 右半跨 Z 向变形



(d) 上半跨 1~5 轴 Y 向变形



(e) 右半跨 4'~8' 轴 X 向变形

图 20 右半跨加载索网整体变形 mm
Fig. 20 Spatial deformations of the cable network structure under right half-span loading

表 4 钢材材性试样规格
Table 4 Specifications of specimens for material property tests mm

构件名称	构件规格	试样尺寸
索网外环梁	$\phi 180 \times 10$	
挂柱(翼缘)	H200 $\times$ 100 $\times$ 5.5 $\times$ 8	
挂柱(腹板)	H200 $\times$ 100 $\times$ 5.5 $\times$ 8	

3)释放梁端约束。

对于实际结构中索网外环梁与支承结构的固定连接点,即东南西北 4 个外侧位置的支座,将其上部设定为释放 3 个旋转自由度的约束形式。

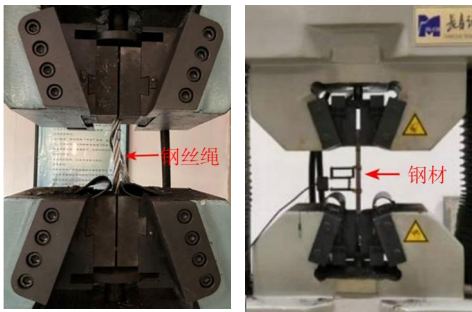


图 21 材性试验装置
Fig. 21 Material property testing device



图 22 钢丝绳试样破坏状态
Fig. 22 Failure states of steel wire rope samples

表 5 钢丝绳材性参数
Table 5 Steel wire rope material parameters

构件规格/mm	直径均值/mm	试验破断力/kN
φ7.7	7.92	24.18
φ9.3	9.36	36.74
φ11	10.28	49.02
φ12.5	11.85	69.88
φ13	12.65	73.61
φ15	15.36	98.65

4) 滑动支座模拟。

滑动支座如图 23 所示,试验中设置的滑动支座在有限元分析中通过“CP, nset, UZ, node1, node2”即耦合两节点 Z 向位移来实现滑动支座的模拟。边界条件如图 24 所示。

3.3 荷载的施加

对拉索采取设置初始应变的方法来模拟预应

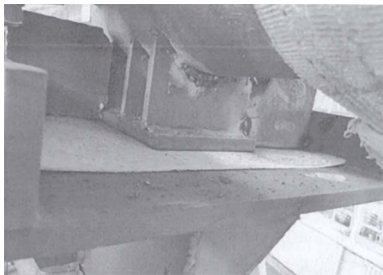


图 23 滑动支座
Fig. 23 Sliding support

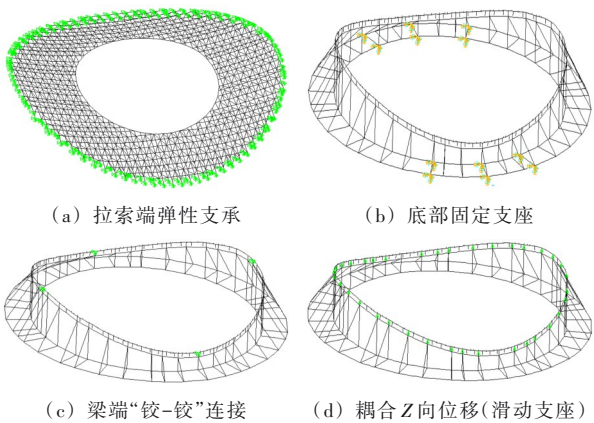


图 24 边界条件
Fig. 24 Boundary conditions

力作用,初始预应力平衡完毕后,再施加竖向荷载作用,索的预张拉应变荷载如表 6 所示。首先对索施加预拉力,结构形成一定刚度,第二步施加结构的自重补偿荷载,第三步在上层索加载点处分步施加竖直方向节点荷载。分别采用全跨加载、上半跨加载和右半跨加载 3 种布载方式,如图 10 所示。索的预张拉应变荷载如表 6 所示,拉索布置如图 25 所示。

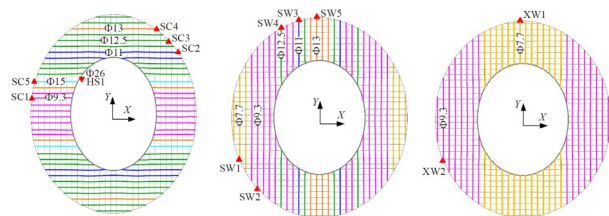
表 6 索的预张拉应变荷载
Table 6 Pre-tensioning strain loads of cables

拉索类型	拉索编号	拉索规格/mm	初始索力/kN	截面面积/ m ²	应变荷载
内环索	HS1	φ26	149.51	4.03×10 ⁻⁴	2.06×10 ⁻³
	SC1	φ9.3	10.00	6.88×10 ⁻⁵	1.12×10 ⁻³
	SC2	φ11	11.21	8.29×10 ⁻⁵	1.04×10 ⁻³
	SC3	φ12.5	15.25	1.10×10 ⁻⁴	1.06×10 ⁻³
	SC4	φ13	19.50	1.26×10 ⁻⁴	1.19×10 ⁻³
上层承重索	SC5	φ15	10.00	1.84×10 ⁻⁴	4.18×10 ⁻⁴
	SW1	φ7.7	10.00	4.92×10 ⁻⁵	1.56×10 ⁻³
	SW2	φ9.3	11.21	6.88×10 ⁻⁵	1.25×10 ⁻³
	SW3	φ11	20.34	8.29×10 ⁻⁵	1.89×10 ⁻³
	SW4	φ12.5	13.00	1.10×10 ⁻⁴	9.07×10 ⁻⁴
上层稳定索	SW5	φ13	24.35	1.26×10 ⁻⁴	1.49×10 ⁻³
	XW1	φ7.7	10.00	4.92×10 ⁻⁵	1.56×10 ⁻³
下层稳定索	XW2	φ9.3	10.00	6.88×10 ⁻⁵	1.12×10 ⁻³
	细钢丝	S1	—	2.55×10 ⁻⁶	8.29×10 ⁻⁴

4 有限元计算结果分析

4.1 全跨加载

全跨加载的 ANSYS 模型如图 26 所示,统计最大加载 $F=5.5$ kN 时模型应力和变形情况:全跨加载至 $F=5.50$ kN 时,拉索 Z 向变形见图 27,索网中间洞口处明显下陷,沿短轴方向洞口外扩,



(a) 上层承重索布置 (b) 上层稳定索布置 (c) 下层稳定索布置

注:图中同种拉索的颜色相同。

图 25 拉索布置

Fig. 25 Cable layout

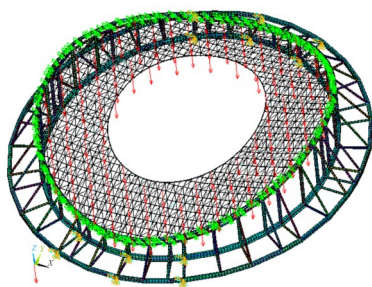


图 26 全跨加载的 ANSYS 模型

Fig. 26 ANSYS model under full-span loading

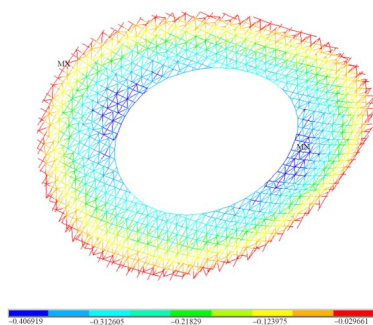


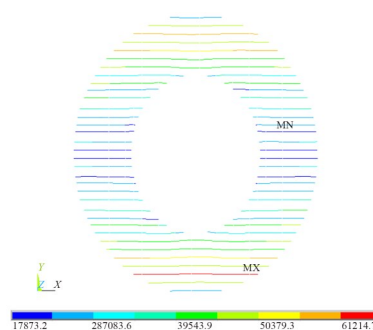
图 27 全跨加载拉索 Z 向变形 m

Fig. 27 Z-direction deformation of cables under full-span loading

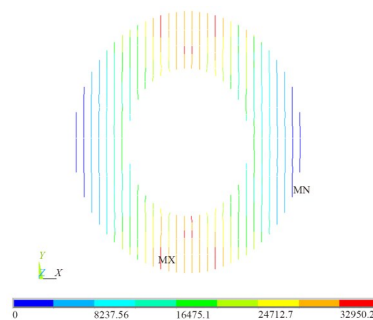
长轴方向轻微内收,和试验测量结果一致。马鞍形索网中间下陷处最大纵向变形为 -406.92 mm ,拉索轴力分布如图 28 所示,上层承重索轴力较大位置在索网边缘至内部洞口上边缘中间段,越向索网中部靠近,轴力越小;上层稳定索轴力较大位置在索网中轴附近,越向索网边缘靠近,轴力越小。同截面拉索最大轴向内力约占拉索破断力的 $45\%\sim 92\%$ 。

4.2 上半跨加载

上半跨加载的 ANSYS 模型如图 29 所示。统计最大加载 $F=5.5\text{ kN}$ 时模型应力和变形情况:上半跨加载至 $F=5.5\text{ kN}$ 时,拉索 Z 向变形如图 30 所示,索网上半跨洞口边缘明显下陷,下半跨索网局部轻微翘起;沿短轴方向,洞口边缘附近有轻微外扩,最大变形在中轴线以上;沿长轴方向,上半跨



(a) 上层承重索



(b) 上层稳定索

图 28 全跨加载拉索轴力分布 N

Fig. 28 Axial force distribution of cables under full-span loading

洞口边缘附近轻微内收,和试验测量结果一致。马鞍形索网两端翘起处最大纵向变形为 40.0 mm ,上半跨下陷处最大纵向变形为 -351.3 mm ,拉索轴力分布如图 31 所示,上层承重索轴力较大位置是索网上边缘至内部洞口上边缘中间段,下半跨承重索轴力较小;上层稳定索轴力较大位置在索网上半跨中轴附近,越向索网边缘靠近,轴力越小。同截面拉索最大轴向内力约占拉索破断力的 $34\%\sim 86\%$ 。

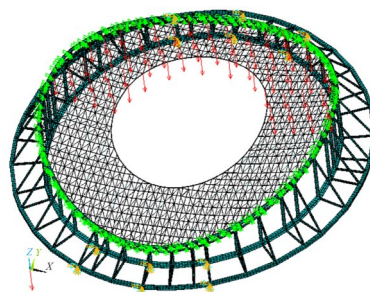


图 29 上半跨加载的 ANSYS 模型

Fig. 29 ANSYS model under upper half-span loading

4.3 右半跨加载

右半跨加载的 ANSYS 模型如图 32 所示。统计最大加载 $F=5.5\text{ kN}$ 时模型应力和变形情况:右半跨加载至 $F=5.5\text{ kN}$ 时,索网 Z 向变形如图 33 所

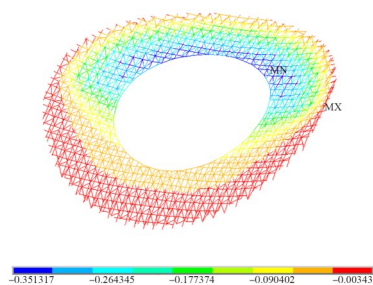


图 30 上半跨加载拉索 Z 向变形 m
Fig. 30 Z-direction deformation of cables under upper half-span loading

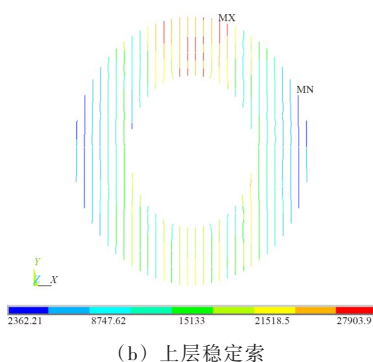
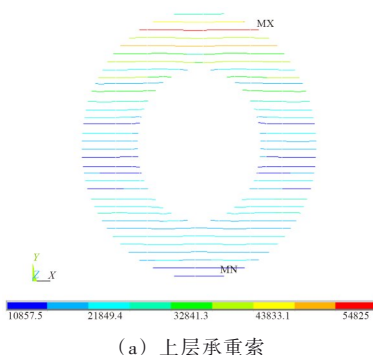


图 31 上半跨加载拉索轴力分布 N

Fig. 31 Axial force distribution of cables under upper half-span loading

示,索网右半跨洞口处明显下陷,左半跨轻微翘起;洞口右边缘沿短轴方向外扩,洞口上下边缘沿长轴方向轻微内收,和试验测量结果一致。马鞍形索网左端翘起处最大纵向变形为 90.5 mm,右半跨下陷处最大纵向变形为 -460.9 mm;拉索轴力分布如图 34 所示,上层承重索轴力较大位置在索网边缘至内部洞口边缘中间段,越向索网中部靠近,轴力越小;上层稳定索轴力较大位置在索网中轴附近,中轴线右侧拉索轴力大于左侧,越向索网边缘靠近,轴力越小。同截面拉索最大轴向内力约占拉索破断力的 26%~75%。

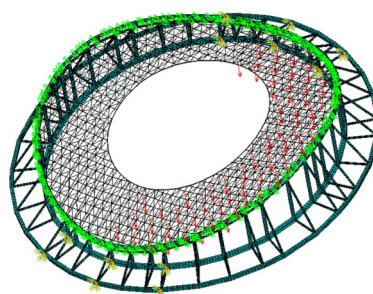


图 32 右半跨加载 ANSYS 模拟
Fig. 32 ANSYS model under right half-span loading

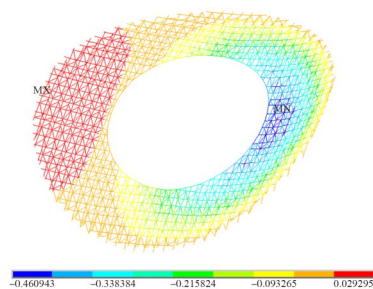


图 33 右半跨加载拉索 Z 向变形 m
Fig. 33 Z-direction deformation of cables under right half-span loading

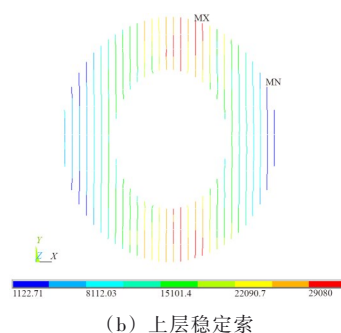
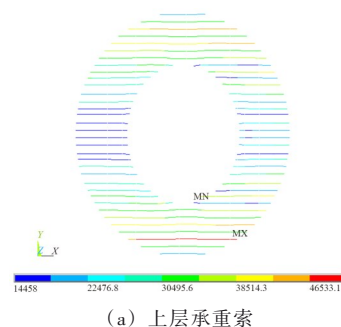


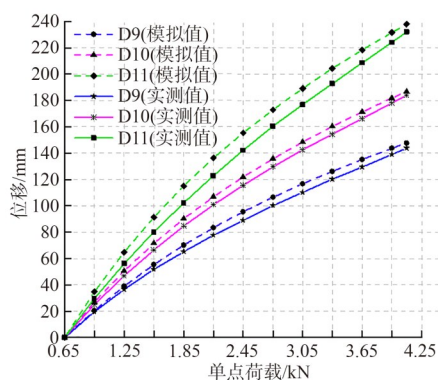
图 34 右半跨加载拉索轴力分布 N

Fig. 34 Axial force distribution of cables under right half-span loading

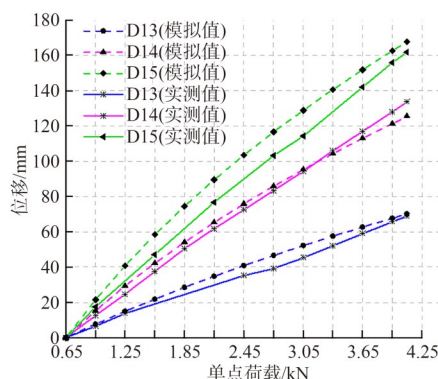
5 有限元数据与试验数据对比

由于结构的对称性,提取试验所测得的全跨荷载作用下左半跨位移计(D9~D11)和下半跨位移计(D13~D15)数据与有限元数据进行对比,如图 35 所示。最大加载时位移对比及误差如表 7 所示,其

中最大误差为-6.1%,证明了建立的有限元模型能够较好地反映实际情况。D10和D15位移计处实测值小于数值模拟结果,但二者总体变形趋势一致,随着荷载增加纵向变形呈现近乎线性的变化趋势。



(a) 左半跨



(b) 下半跨

图 35 荷载-竖向位移变化曲线对比

Fig. 35 Comparison of load-vertical displacement curves

表 7 最大加载时位移对比

Table 7 Comparison of displacements under maximum loading condition

类型	最大纵向变形/mm					
	D9	D10	D11	D13	D14	D15
试验	143.7	184.1	232.0	68.8	133.6	161.7
有限元	147.7	186.7	237.9	70.2	125.4	167.8
差值/%	2.8	1.4	2.6	1.9	-6.1	3.7

6 结 论

详细研究了大开洞马鞍形正交索网结构全跨加载、上半跨加载及右半跨加载下的变形和索的轴力分布规律,主要得到以下结论:

1) 大开洞马鞍形正交索网结构的拉索内力和索网竖向变形在 3 种加载方式下,随荷载的增加均

呈现出近乎线性的变化趋势;索网在平面内仅发生了轻微变形;全跨加载下在短轴方向有洞口外扩的现象,在长轴方向有洞口轻微向内收的现象。

2) 全跨加载时马鞍形索网中间下陷处最大纵向变形为-406.92 mm,上半跨加载时马鞍形索网两端翘起处最大纵向变形为 40.0 mm,上半跨下陷处最大纵向变形为-351.3 mm,右半跨加载时马鞍形索网左端翘起处最大纵向变形为 90.5 mm,右半跨下陷处最大纵向变形为-460.9 mm,设计和施工时应加强这些位置的最大变形控制。

3) 上层承重索轴力较大位置在索网上/下边缘至洞口上/下边缘中间段,越向索网中部靠近,轴力越小;上层稳定索轴力较大位置在索网长跨中轴附近,越向索网边缘靠近,轴力越小,设计和施工时应加强这些地方的最大索力控制。

4) 数值模拟研究采用的建模方法所计算出的结果与试验实测数据相比最大误差为-6.1%,证明了此方法建立的有限元模型能够较好地反映实际情况,能够为实际工程中马鞍形索网研究时的建模提供较大的参考。

参 考 文 献

- [1] 沈世钊. 大跨空间结构的发展:回顾与展望[J]. 土木工程学报, 1998(3):5-14.
- [2] 陆赐麟. 预应力空间钢结构的现况和发展[J]. 空间结构, 1995(1):1-14.
- [3] 刘学春. 新型大跨度弦支穹顶结构体系创新研究与奥运工程应用[D]. 北京:北京工业大学, 2010.
- [4] 张士昌,徐晓明,高峰. 苏州奥体中心游泳馆钢屋盖结构设计[J]. 建筑结构, 2019, 49(23):15-20.
- [5] 王哲,白光波,陈彬磊,等. 国家速滑馆钢结构设计[J]. 建筑结构, 2018, 48(20):5-11.
- [6] 张晋勋,高树栋,王泽强,等. 国家速滑馆大跨度马鞍形索网结构关键施工技术[J]. 施工技术, 2019, 48(24):41-44.
- [7] 杨育臣,陈彬磊,朱忠义,等. 国家速滑馆主体结构设计[J]. 建筑结构, 2018, 48(20):1-4.
- [8] 白光波,王哲,陈彬磊,等. 国家速滑馆索网结构形态分析关键问题研究[J]. 钢结构(中英文), 2020, 35(7):54-61.
- [9] 傅文伟,罗尧治,万华平,等. 基于表面应变的国家速滑馆拉索索力实测方法研究[J]. 土木工程学报, 2022, 55(9):9-16.
- [10] 王自伟,冀智,张雷,等. 国家速滑馆大跨度马鞍形索网结构吊挂荷载施工技术[J]. 施工技术(中英文), 2022, 51(17):57-59.
- [11] ZHU M L, PENG Y F, MA W N, et al. Artificial neural network-aided force finding of cable dome structures with diverse integral self-stress states - framework and case study [J]. Engineering Structures, 2023, 285, 116004.

- [12] NIE R, HE B, DEWEY H H, et al. Form finding and design optimization of cable network structures with flexible frames[J]. Computers & Structures, 2019, 220:81-91.
- [13] 姜鹏,王启明,赵清. 巨型射电望远镜索网结构的优化分析与设计[J]. 工程力学, 2013, 30(2):400-405.
- [14] 杨东武,仇原鹰,段宝岩. 预应力索网天线结构优化设计[J]. 应用力学学报, 2008, 25(4):617-621.
- [15] 朱明亮,罗斌,郭正兴. 苏州奥林匹克体育中心索网结构分析与施工[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2018: 3-17.
- [16] 李波. 张拉索膜结构施工过程模拟分析研究[D]. 北京:北京交通大学, 2008.
- [17] 陈树辉,林文静,许光耀,等. 索网结构静力分析的动态松弛法[J]. 应用力学学报, 2002(2):34-37.
- [18] 徐晓明,陈伟,史炜洲,等. 西安国际足球中心屋盖钢结构设计[J]. 建筑结构, 2023, 53(1):47-53.
- [19] 郝际平,黄育琪,孙晓岭,等. 基于 EtherCAT 总线的空间结构点阵自动同步加载系统研发[J]. 土木工程学报, 2024, 57(1): 10-25.