

厦门白鹭体育场巨拱支承大跨度屋盖结构设计研究

范重, 杨开, 刘涛, 赵长军, 陈巍, 胡纯炀, 张宇, 李劲龙, 霍文莹
(中国建筑设计研究院有限公司, 北京 100044)

摘要: 厦门白鹭体育场巨拱跨度为 360 m, 向外侧倾斜 22°, 东、西两侧巨拱不对称, 受力形态复杂。场芯椭圆长轴与短轴之比接近 2.0, 最大高差将近 45 m, 无法满足传统轮辐式索结构的成形要求。为了解决该问题, 巨拱采用矩形截面管桁架, 并通过将相邻巨拱拱脚承台连为整体等综合措施增强抗推能力。采用刚性撑杆代替部分受压下径向索, 形成索-撑杆混合结构体系, 并研发了带关节轴承销轴的索夹节点。分析结果表明: 巨拱承担 63.75% 的竖向荷载, 弹性屈曲因子大于 10, 弹塑性屈曲因子为 5.9; 在竖向荷载、风荷载与多遇地震作用下, 巨拱的变形均较小, 具有较好的刚度与稳定性; 在罕遇地震作用下, 巨拱基本保持弹性状态, 东、西巨拱在各自的倾斜方向出现较小的残余变形; 场芯轮辐式索结构采用分体模型和整体模型两阶段找形方法, 可以显著减少计算工作量, 加快收敛速度, 成形态内环竖向坐标以及索、杆内力变化均匀连续; 径向索、刚性撑杆以及环向索分别失效后, 节点位移与杆件内力发生突变, 经过一段时间震荡后逐渐趋于平稳, 结构不会发生连续倒塌。

关键词: 大跨度屋盖; 巨拱; 轮辐式索结构; 荷载-位移全过程分析; 找形分析; 断索分析

中图分类号: TU359 TU318.2 **文献标志码:** A

Design and research on large-span roof structure supported by mega arches of Xiamen Egret stadium

FAN Zhong, YANG Kai, LIU Tao, ZHAO Changjun, CHEN Wei, HU Chunyang, ZHANG Yu, LI Jinlong, HUO Wenying
(China Architecture Design and Research Group, Beijing 100044, China)

Abstract: The mega arches of Xiamen Egret stadium have a span of 360 m and an outward slope of 22°. The mega arches on the east and west sides are asymmetric, and the mechanical performance is complex. The ratio of the major axis to the minor axis of the field core ellipse is close to 2.0, and the maximum height difference is nearly 45 m, which cannot meet the forming requirements of the traditional wheel spoke cable structure. In order to solve this problem, rectangular section pipe trusses are adopted for the mega arches, and the thrust resisting ability is enhanced by taking comprehensive measures such as connecting the adjacent mega arch foot cushion caps as a whole. A cable-strut hybrid wheel spoke cable structure is formed by using rigid struts to replace partial compressed cables, and a cable clamp node with a joint bearing pin shaft is developed. The analytical results show that the mega arches bear 63.75% of the vertical load, the elastic buckling factor is greater than 10, and the elastic-plastic buckling factor is 5.9. Under the action of vertical load, wind load and frequent earthquake, the deformation of the mega arches is small, and they have good stiffness and stability. Under the action of rare earthquake, the mega arches maintain elastic behavior, and small residual deformation occurs in the east and west mega arch in their respective inclined directions. The two-stage form finding method of field core wheel spoke cable structure can significantly reduce the calculation work, accelerate the convergence speed, and the vertical coordinates of the formed inner ring and the internal force of the cable/strut change uniformly and continuously. After the failure of radial cable, rigid strut and ring cable, the nod displacements and member internal forces will suddenly change after a period of vibration, then become stable gradually, and progressive collapse of the structure will not occur.

Keywords: large-span roof structure; mega arch; wheel spoke cable structure; load-displacement analysis of entire process; form-finding method; cable-breaking analysis

基金项目: 中国建筑设计研究院有限公司科技创新项目(Y2020182)。

作者简介: 范重, 出生于 1959 年, 男, 工学博士, 教授级高工, 主要从事建筑结构设计与研究。email: fanz@cadg.cn

通信作者: 杨开, 出生于 1988 年, 男, 工学硕士, 高级工程师, 主要从事建筑结构设计与研究。email: yangkai@cadg.cn

收稿日期: 2022 年 10 月

返回
目录页

26

0 引言

厦门新体育中心位于厦门市翔安区海边,包括白鹭体育场、凤凰体育馆及配套综合训练馆、白海豚游泳馆和商业配套设施等,如图1所示。白鹭体育场建筑面积约18.06万 m^2 ,建筑最大高度85 m,看台坐席总数为6.12万座,由固定看台与可转换看台两部分组成。体育场大跨度屋盖支承于两个巨拱之上,并在场芯开口部位设置轮辐式索结构。

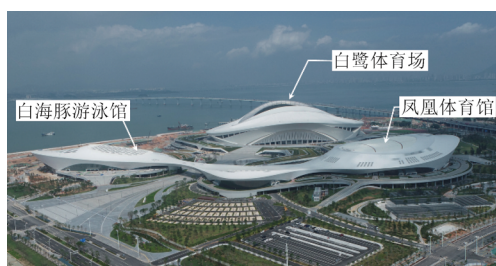


图1 厦门新体育中心

Fig.1 Xiamen New Sports Center

作为一种经典的结构形式,拱造型优美,承载能力强,主要应用于桥梁结构等大跨度结构^[1]。近年来,拱形结构在大型体育场馆建筑中得到应用^[2-4]。拱作为以面内受力为主的构件,虽然跨越能力较强,但面外刚度较小,故拱通常垂直地面布置,有利于承受竖向荷载。对于斜拉拱,其拱平面不再垂直于地面,通过在拱两侧布置钢索保持结构的平衡^[5-6]。此外,由于拱脚推力很大,严格控制拱脚变形对于保证安全性非常重要。

为了满足全天候观赛需求,足球场罩棚需要覆盖全部观众席位,以避免观众受到日晒和风雨等恶劣天气的影响。同时,为了便于观赛与节能,满足草皮光照的需求,体育场对自然采光的要求也较高,屋面材质需要满足一定透光率的要求^[7],故索膜结构近年来在大跨度屋盖中受到青睐^[8-11]。其中,轮辐式索结构受力简洁,造型美观轻盈,且便于与高透光率的聚四氟乙烯(简称“PTFE”)膜或乙烯-四氟乙烯共聚物(简称“ETFE”)膜相结合,绿色节能。目前,轮辐式索结构平面投影通常为圆形或微椭圆形,内环或外环的标高相同或较为接近。

同时采用巨拱及轮辐式索结构的厦门白鹭体育场具有以下特点:1) 根据建筑造型与海岸天际线景观的要求,屋盖西侧最大高度为85 m,东侧最大高度为77 m,支承体育场屋盖的两个巨拱跨度为360 m,分别向外侧倾斜22°;巨拱与建筑屋盖造型“随形”,

两侧巨拱不对称,受力形态复杂。2) 体育场屋盖中部采光顶椭圆长轴与短轴长度之比接近于2.0,最大高差将近45 m,径向索长度相差数倍,传统的轮辐式索结构与索夹节点形式无法满足结构成形与构件连接的要求。3) 建设场地抗震设防烈度为7度(0.15g),位于强台风登陆区域,地震与风荷载作用均较大。为此,对厦门新体育场大跨度屋盖结构体系与受力性能提出了较高的要求,工程具有较大的挑战性。

考虑厦门白鹭体育场的上述特点,设计中采用矩形截面管桁架构建不对称双拱,通过在巨拱侧边布置空间桁架、双拱之间布置网架等方式,提高巨拱的侧向刚度与稳定性,并通过将相邻巨拱拱脚承台连为整体等综合措施增强拱脚抗推能力。为了满足大高差轮辐式索结构的成形要求,采用刚性撑杆代替部分受压径向索,形成索-撑杆混合结构体系,并提出两阶段找形方法,提高轮辐式索结构的计算效率。研发带有三向转动销轴的索夹节点,以同时满足连接刚性杆与柔性索的需求。文中通过多种荷载与作用下的计算分析,全面考察巨拱与轮辐式索结构的受力性能。

1 巨拱支承大跨度屋盖结构

1.1 屋盖结构

1.1.1 结构概况

厦门白鹭体育场屋盖平面略呈椭圆形,东西方向长度为326 m,南北方向长度为350 m,屋面交错布置PTFE膜结构与金属板。厦门白鹭体育场大跨度屋盖结构三维示意图如图2。体育场大跨度屋盖由南北多层矩形桁架拱、横向主桁架、场芯环桁架、中间纵向联系桁架、柱顶纵向联系桁架、周边环桁架以及巨拱之间的双向正交正放网架等组成,主要支承于跨越南北方向的两个巨拱和混凝土看台结构外侧斜柱顶部的V形开花分叉柱。由于立面菱形桁架柱与三角桁架柱仅作为立面幕墙构件使用,故在立面菱

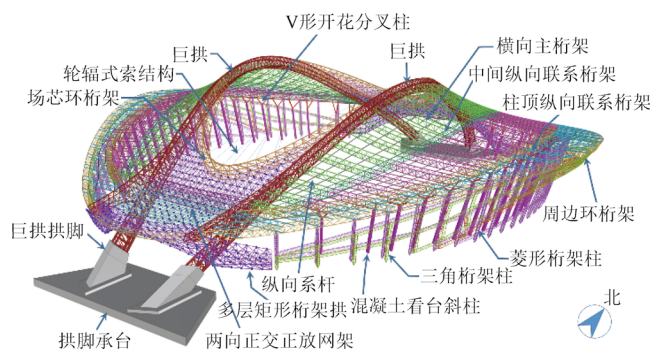


图2 厦门白鹭体育场大跨度屋盖结构

Fig.2 Large span roof structure of Xiamen Egret Stadium

形桁架柱顶部与屋盖连接部位设置滑动机构,避免其承受钢屋盖的竖向力。

屋盖中间设置了椭圆形洞口,且东、西巨拱分别向外侧倾斜 22° 。为了增强双拱之间的联系与屋盖结构的整体性,结合屋盖建筑曲面造型,在巨拱之间布置双层双向正交正放网架。上层网架与巨拱上部悬挑桁架、南北多层矩形桁架拱及周边环桁架相连,下层网架直接与两侧的巨拱以及场芯环桁架相连,屋盖结构整体受力。

厦门白鹭体育场钢屋盖结构平面与剖面如图3所示。为了保证日光照射,在场芯上空局部采用轮辐式索结构,在保证通透性的同时,可以增强双拱之间的拉结作用。椭圆形洞口长轴投影长度为 143 m,短轴投影长度为 95 m。体育场屋盖建筑面积 74 304 m^2 ,场芯开口面积为 10 636 m^2 。

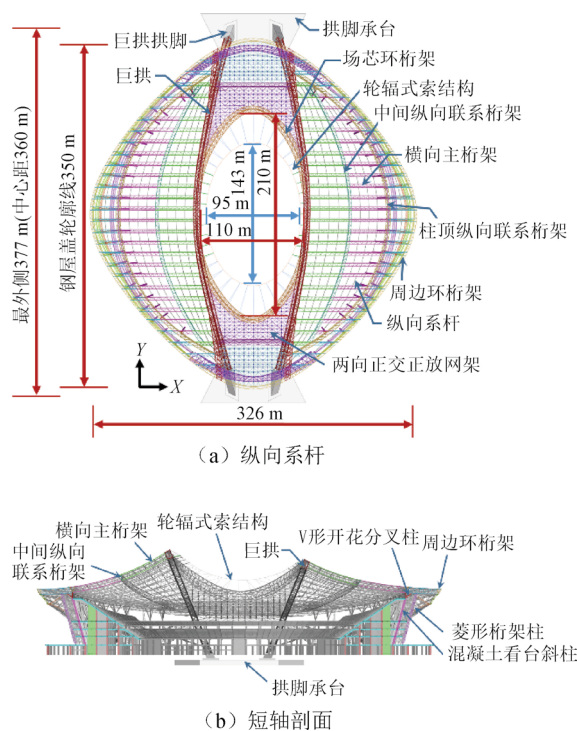


图3 体育场大跨度屋盖结构布置

Fig.3 Structural layout of stadium large-span roof

1.1.2 设计要点

横向主桁架沿屋盖南北方向均匀布置,采用倒三角形截面管桁架,桁架宽度为 3 m,高度为 4.5 m。为了增强横向主桁架的稳定性,设置了一道中间纵向联系桁架,采用倒三角截面管桁架,桁架宽度约为 3.2 m,高度与横向桁架相同。场芯环桁架作为轮辐式索结构采光顶的刚性压环,采用四边形截面管桁架,桁架宽度为 4 m,高度为 6.5~9.0 m。对于柱顶纵向联系桁架,采用倒三角形截面管桁架,宽度为 4 m,桁架高度 4.5 m;对于周边环桁架,采用倒三角

形截面管桁架,桁架宽度与高度均为 4 m。为加强钢屋盖结构的整体性,结合屋面围护结构布置,在屋盖桁架上弦平面内沿着南北向弧形设置多道纵向系杆。

1.2 巨拱结构

1.2.1 结构概况

体育场东西巨拱如图4所示。东西巨拱外轮廓长度为 377 m,落地点轴线距离为 360 m。受建筑造型与天际线高度影响,东侧拱顶高度为 77 m,西侧拱顶高度为 85 m,且均向外侧倾斜 22° 。巨拱为矩形截面管桁架,截面宽度为 4 m,顶部最小截面高度为 6 m,底部最大截面高度为 8 m,西巨拱竖直面投影矢跨比 1/3.93,拱面内矢跨比 1/4.24,东巨拱竖直面投影矢跨比 1/4.31,拱面内矢跨比 1/4.65。

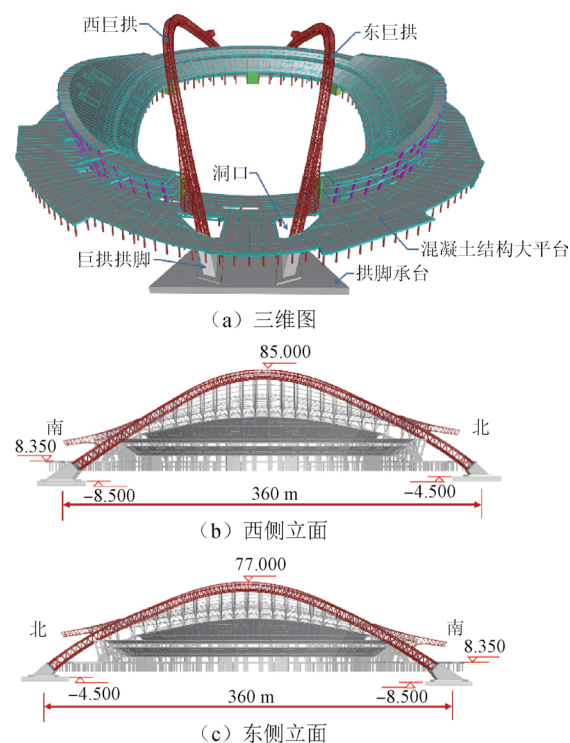


图4 体育场巨拱结构

Fig.4 Mega arches of stadium

1.2.2 设计要点

与已有采用巨拱结构的体育场馆相比,该工程屋面为不对称负高斯曲面,巨拱不突出建筑屋面。为了实现屋盖的建筑造型,巨拱中部与屋盖结构相契合,端部与屋盖结构脱离,在巨拱两端设置悬挑桁架,作为南北端屋盖横向桁架、上层网架以及周边环桁架的支承构件;巨拱中部与屋盖造型曲线“随形”设计,使其轴线线型不能按照受力要求确定,且与周边构件连接构造复杂。为了避免巨拱受力过于复杂,在标高 8.350 m 混凝土结构大平台处通过设置洞口,将巨拱与混凝土看台结构完全脱开。巨拱作为

结构的关键构件,应满足设防地震弹性、罕遇地震不屈服的抗震性能目标。

1.3 拱脚及承台结构

1.3.1 结构概况

由于巨拱与地面的夹角较小,在结构自重与地震作用下,巨拱的水平反力较大,为此在巨拱拱脚处采用后注浆工艺,形成大直径旋挖成孔灌注桩基础,桩径为 1 200 mm,桩长 30 ~ 45 m,桩端持力层为中~微风化花岗岩层,桩端进入持力层不小于 1 倍桩径。单桩抗压承载力特征值 10 000 kN,单桩抗推承载力为 850 kN。体育场桩基础布置如图 5a 所示。

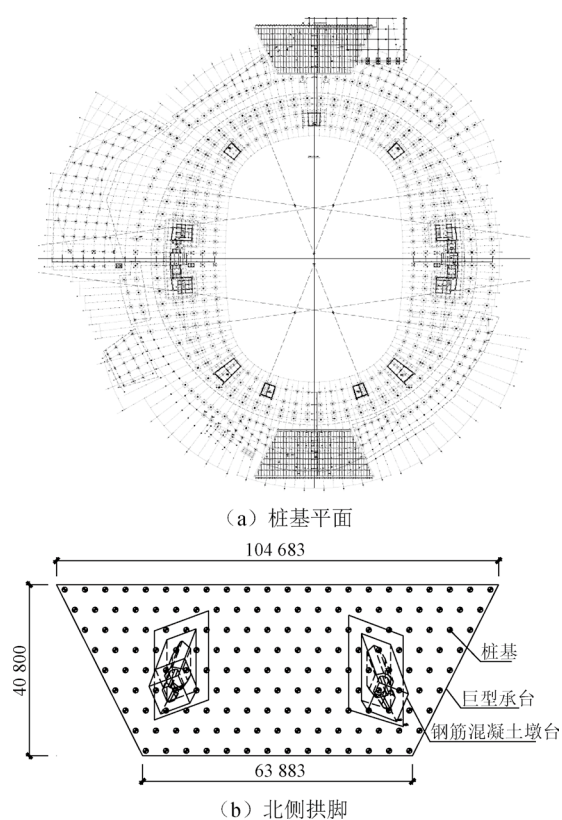


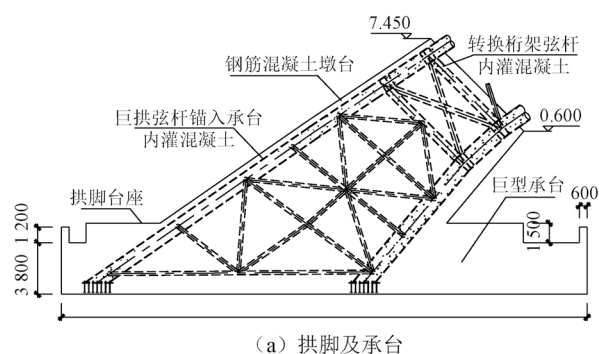
图 5 体育场基础平面布置

Fig. 5 Foundation plane layout of stadium

1.3.2 设计要点

将东、西巨拱相邻拱脚的承台连为一体,用于抵消倾斜东、西巨拱之间的水平反力。将巨拱拱脚承台平面形状改为梯形,以增大土体的抗推面积,如图 5b 所示。在巨拱拱脚承台与周边柱承台之间设置基础拉梁,增强基础整体的抗推性能。在巨拱拱脚承台处,将桩间距增大至 4 倍桩径,并采用梅花形布桩,便于充分发挥桩间土体的作用。

巨拱拱脚承台构造如图 6 所示。为了保证巨拱内力可靠传递至基础,在拱脚部位设置钢筋混凝土墩台,将巨拱管桁架的弦杆与腹杆插入墩台,并继续延伸至巨型承台内锚固。墩台为中空混凝土结构,



(a) 拱脚及承台



(b) 现场

图 6 体育场巨拱拱脚及承台

Fig. 6 Mega arch foot and pile cap of stadium

有利于减轻结构自重,便于巨拱施工安装。承台高度 3.8 m,并在承台顶部的拱脚周边局部设置宽度 1.8 m、高度 1.5 m 的拱脚台座,对拱脚进行加强。

为提高拱脚承台的抗推能力,适当增加承台埋深,使其支承于坚硬的土体之上,增大承台与土体的摩擦力。北侧地基条件较好,承台顶标高为 -4.500 m,而南侧为填方区,地基条件较差,采用旋喷注浆方式进行地基处理,对承台周边松软土层进行加固处理,提高土体的刚度,承台顶标高为 -8.500 m。

1.4 场芯轮辐式索结构

1.4.1 结构概况

屋盖场芯轮辐式索结构空间呈马鞍形,平面投影呈椭圆环形,外环椭圆平面长轴投影长度 $a_{ex} = 210$ m,长轴南侧端点标高为 40 m,北侧端点标高为 51 m;短轴长度 $b_{ex} = 110$ m,西侧端点标高为 85 m,东侧端点标高为 77 m。内环椭圆长轴平面投影长度 $a_{in} = 143$ m,短轴长度 $b_{in} = 95$ m。

屋盖场芯轮辐式索结构由 40 组上、下径向索和环向索组成,结构不对称,各径向索索长均不相同,南侧最大索长为 37 m,北侧最大索长为 35 m,西侧最小索长为 10 m,东侧最小索长为 6 m。由于南北侧径向索的长度较大,在上、下径向索之间设置刚性系杆,增强屋面支承结构的刚度。

该结构特点如下:椭圆外环长轴与短轴长度之比接近于 2.0,两者相差较大;外环桁架最大高差近 45 m;外环椭圆西高、东低,高差为 8 m,结构不对称;

径向索平面长度最大为 37 m, 最小为 6 m, 最大长度为最小长度的数倍。在施工张拉阶段, 短轴附近下径向索出现压力, 采用传统的轮辐式结构形式无法满足结构成形要求。

1.4.2 设计要点

为了解决下径向索受压的问题, 在东、西两侧分别采用 9 根刚性撑杆代替受压下径向索, 形成索-撑杆混合体系, 保证索结构曲面顺滑过渡, 以满足建筑造型与屋面排水的要求。场芯轮辐式索结构构造如图 7 所示。内环向索为双层柔性结构, 采用 6 $\Phi 75$ 封闭索, 双层布置。径向索采用 DS 型布置 (双层外环、单层内环), 南北方向上下径向索均为 1 $\Phi 65$, 东西方向上径向索为 1 $\Phi 75$ 拉索, 下刚性撑杆为 $\Phi 250 \times 35$ 圆钢管。

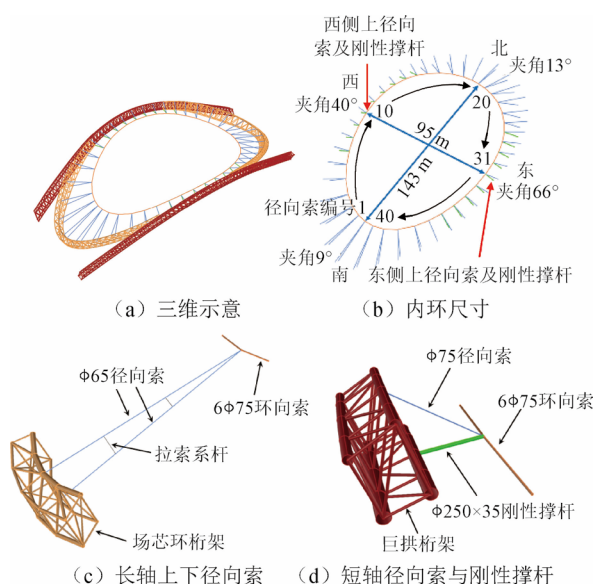


图 7 场芯上空轮辐式索结构

Fig. 7 Wheel spoke cable structure above field core

由于内环高差较大, 各组径向索夹角以及径向索与环向索之间的夹角均为空间变化, 40 根索夹角均不相同。各组径向索夹角中, 南侧最小夹角为 9° , 北侧最小夹角为 13° , 西侧最大夹角为 40° , 东侧最大夹角为 66° 。此外, 由于采用刚性撑杆代替部分承重索, 索夹节点需要同时连接径向索与刚性撑杆, 构造特殊。为了改善刚性撑杆端部对转动变形的适应能力, 通过在杆端销轴设置关节轴承的方式, 实现刚性撑杆端部的理想铰接条件, 如图 8a 所示。由于上、下径向索之间夹角的变化幅度较大, 当两者的夹角较小时, 采用双索单销索夹节点形式, 如图 8b 所示。

1.4.3 找形方法

场芯轮辐式索结构外环投影为椭圆形, 径向索近似位于鞍形曲面上, 短轴西侧端点高于东侧端点 8 m, 长轴北侧端点高于南侧端点 11 m, 且长轴与短

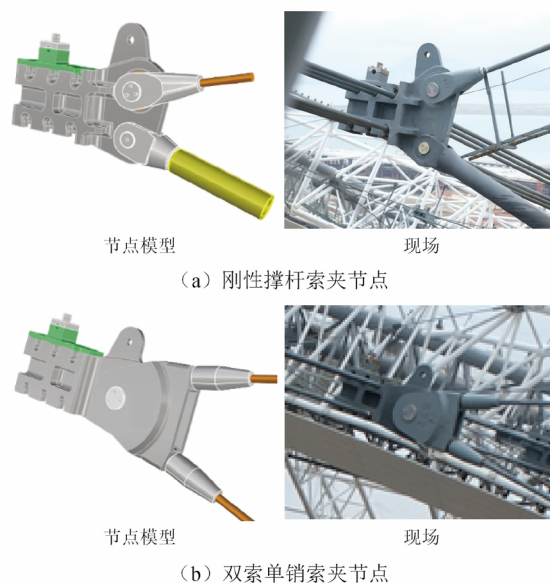


图 8 轮辐式索结构的索夹节点

Fig. 8 Cable clamp detail of wheel spoke cable structure

轴的最大高差达 45 m, 该曲面为非对称不规则曲面。此外, 外环长、短轴的长度悬殊, 部分下径向索采用刚性撑杆代替, 使得索结构找形难度大。为了得到满足建筑造型且结构受力合理的初始态, 在进行索结构找形时, 主要遵循以下原则:

- 1) 根据建筑造型, 通过轮辐式索结构高点 (短轴) 刚性撑杆, 确定内环建筑上表面的位置。
- 2) 内环节点平面投影位置保持不变, 仅对竖向标高进行调整。
- 3) 结构外形光顺, 满足排水坡度要求。
- 4) 控制成形态索力约为破断力 30%。
- 5) 在各荷载工况下各索均不松弛, 最大索力小于破断力除以抗力分项系数。

采用 SAP2000 有限元分析软件^[12] 进行索结构找形。为了提高分析效率, 结构找形分分体模型和整体模型两个阶段, 其中分体模型找形过程如下:

- 1) 采用分体模型, 将外环节点作为边界点, 仅对轮辐式索结构进行分析。
- 2) 初步确定径向索、撑杆和环向索的截面尺寸。
- 3) 施加初始预应力, 根据计算得到的节点变形和索力; 反复调整索力和内环节点 Z 坐标, 得到理想的位形与索力。
- 4) 当内环节点平面位置发生偏移时, 通过反向调整该节点的初始坐标, 使其始终保持在初始平面投影位置。
- 5) 刚性撑杆内环初始 Z 坐标在轮辐式索结构找形中保持不变, 在刚性撑杆与上、下径向索的交界处 Z 坐标可能发生突变, 对内环节点 Z 坐标进行三次样条曲线拟合, 使环向索光滑平顺。

整体模型找形过程如下:

1) 将轮辐式索结构分体模型计算结果导入整体结构计算模型。在整体模型中考虑了屋盖结构安装、卸载等施工过程的影响。

2) 整体模型按第一阶段分体模型找形方法,得到轮辐式索结构的初始形态与相应的内力。

3) 考虑各种荷载及作用,进行短暂状况和持久状况验算,考察索力是否满足限值要求。如果不满足相关控制指标,则需要相应增大或减小钢索直径,重复上述两阶段找形过程。

由于轮辐式索结构长轴与短轴的高差较大,所以在找形过程中椭圆长轴附近内环向索标高变动范围可达数米。第一阶段分体模型杆件数量较少(单元数 120 个),而绝大部分位形量可以在第一阶段找形中确定。第二阶段整体模型杆件数量巨大(单元总数 112 000 个),找形范围可缩小至 0.2 m 以内。采用上述方法后,可显著减少整体模型迭代计算次数,提高计算工作效率。

1.4.4 位形与索力分析结果

通过上述两阶段结构找形分析,得到场芯轮辐式索结构成形态内环节点 Z 向坐标和索力如图 9 所示。由图可知,场芯轮辐式索结构内环共 40 个节点,其中内环节点位置及编号见图 7b,最高点标高 80.1 m,最低点标高 53.5 m,成形态 Z 坐标变化连

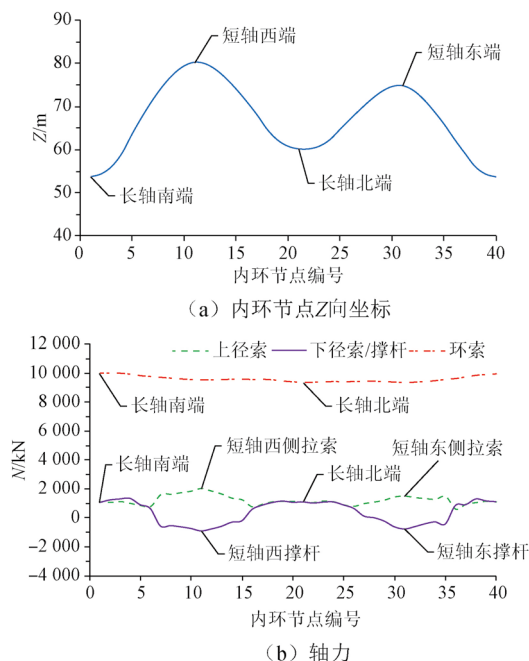


图9 场芯轮辐式索结构成形态内环节点坐标与杆件内力

Fig. 9 Coordinates of inner ring nodes and internal forces of members for wheel spoke cable structure in forming state

续、光滑。在长轴附近,上、下径向索的索力较为接近;在短轴附近,上径向索索力显著增大,撑杆承受压力。虽然内环最大高差达 26.6 m,但环向索索力的变化幅度不大。

2 结构受力验算

2.1 主要设计指标

结构设计工作年限为 50 年,结构设计安全等级为一级,结构重要性系数 1.1,建筑抗震设防分类为重点设防类(乙类),钢结构抗震等级为二级。根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[13],厦门的抗震设防烈度为 7 度(0.15g)。设计地震分组为第三组,Ⅱ类场地,特征周期 $T_g = 0.45$ s。厦门市重现期 100 年的计算风压为 0.95 kN/m²。场地地面粗糙度类别按 A 类,在中国建筑科学研究院进行了风洞试验^[14]。根据厦门市气象资料,大跨度钢屋盖结构正温差为 45 ℃,负温差为 30 ℃。

根据大跨度屋盖结构特点,将巨拱、巨拱之间的两向正交正放网架、V 形开花分叉柱及与钢索相连的桁架定义为关键构件,应满足设防地震弹性、罕遇地震不屈服的抗震性能目标。其余钢构件为普通构件,应满足设防地震不屈服的抗震性能要求。节点应满足不先于构件破坏、且不低于设防地震弹性的抗震性能目标。

2.2 自振周期与振型

分析模型中包含下部大平台、斜看台等主体钢筋混凝土结构和大跨度屋盖钢结构的总装,采用瑞雷-里兹算法进行结构动力特性分析。选取结构前 120 阶振型, X 向、 Y 向和 Z 向的振型质量参与系数分别为 99.8%、99.7 和 98.8%。结构第 1、3 阶振型模态如图 10 所示。结构的前 3 阶振型分别为巨拱带动屋盖的纵向(Y 向)平动、横向(X 向)平动和竖向振动,自振周期分别为 1.53 s、1.44 s 和 1.02 s;第 4 ~ 89 阶振型以大跨度屋盖及立面桁架柱的振型为主,第 90 阶振型以后开始出现下部混凝土结构共同参与的整体振型。

2.3 屋盖结构重力荷载分担比

大跨度屋盖结构承担重力荷载 Q_g 的比例 R_g 如表 1 所示。由表可知,大跨度屋盖的重力荷载由东西侧巨拱与周边支承构件共同承担,其中东西侧巨拱承担结构自重的 74.26%,承担附加恒荷载的 45.59%,承担屋面活荷载的 37.21%,合计承担重力荷载的 63.75%。可见,巨拱具有优越的竖向承载能力,体育场大跨度屋盖的重力荷载主要由巨拱承担。

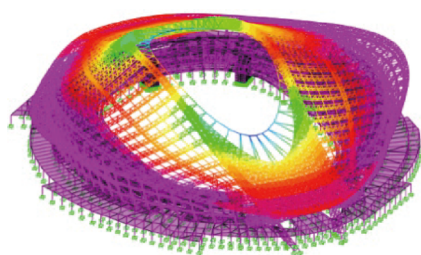
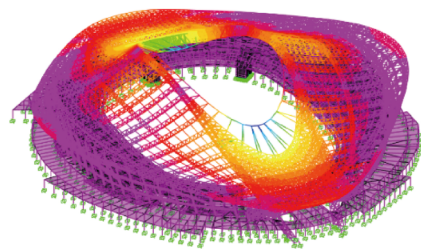
(a) 第1阶(纵向平动), $T_1=1.53$ s(b) 第3阶(竖向振动), $T_3=1.02$ s

图 10 结构的振型模态

Fig. 10 Vibration modes of structure

表 1 大跨度屋盖支承构件重力荷载分担比例

Table 1 Gravity load sharing ratio of long-span roof supporting members

构件类型	结构自重		附加恒荷载		活荷载	
	Q_g/kN	$R_g/\%$	Q_g/kN	$R_g/\%$	Q_g/kN	$R_g/\%$
东侧巨拱	93 005	36.62	21 519	22.78	6 915	19.24
西侧巨拱	95 589	37.64	21 538	22.80	6 461	17.98
周边构件	65 378	25.74	51 393	54.41	22 568	62.79
合计	253 972	100.00	94 450	100.00	35 944	100.00

2.4 屋盖结构地震作用分担比

在多遇地震作用下,大跨度屋盖支承构件承担底部地震剪力 Q_e 的比例 R_e 如表 2 所示。由表可知,巨拱在两个方向的刚度差异较大,在 X 向地震作用下,东西侧巨拱仅承担 12.57% 的剪力,剪力主要由周边支承构件承担。在 Y 向地震作用下,东西侧巨拱能够承担 48.89% 的剪力。

表 2 大跨度屋盖支承构件地震作用分担比例

Table 2 Earthquake action sharing ratio of long-span roof supporting members

荷载类型	X 向地震		Y 向地震	
	Q_e/kN	$R_e/\%$	Q_e/kN	$R_e/\%$
东侧巨拱	3 130	6.57	5 749	23.44
西侧巨拱	2 854	6.00	6 242	25.45
周边构件	41 621	87.43	12 537	51.11
合计	47 605	100.00	24 528	100.00

3 若干关键问题

3.1 竖向承载力

为了分析大跨度屋盖结构在竖向荷载作用下的竖向承载力,首先采用 SAP2000 有限元软件^[12]进行整体

结构弹性屈曲分析。结构构件自重由软件自动计算,双层金属屋面自重为 1.7 kN/m^2 ,屋面 ETFE 膜自重为 0.25 kN/m^2 (不含索夹自重),马道、照明和音响等附加恒荷载为 0.2 kN/m^2 ;屋面活荷载为 0.50 kN/m^2 。

在 1.0 倍恒荷载与 1.0 倍活荷载组合工况下,大跨度屋盖结构的屈曲模态如图 11 所示,屈曲因子 K 如表 3 所示。由图 11 和表 3 可知,大跨度屋盖前若干阶屈曲模态主要为南、北多层矩形桁架拱及横向桁架的失稳,屈曲因子最小值为 8.74,满足 JGJ7—2010《空间网格结构技术规程》^[15] 屈曲因子不小于 4.2 的要求。直至第 100 阶均未出现巨拱失稳(屈曲因子大于 10),可见,巨拱具有优越的稳定性能。

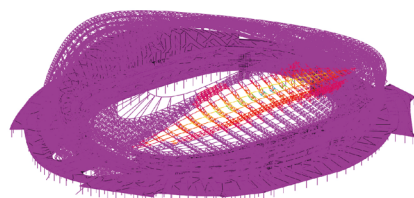
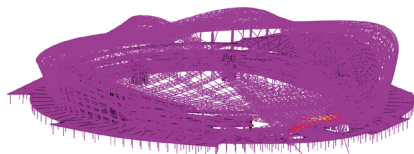
(a) 横向桁架屈曲 ($K=9.80$)(b) 南立面构件屈曲 ($K=10.65$)

图 11 大跨度屋盖结构的屈曲模态

Fig. 11 Buckling modes of long-span roof structure

表 3 大跨度屋盖弹性分析的屈曲因子

Table 3 Buckling factors of long-span roof structure obtained by elastic analysis

阶数	屈曲因子	模态	阶数	屈曲因子	模态
1	8.74	北立面构件失稳	5	9.80	横向桁架失稳
2	9.31	北立面构件失稳	6	9.94	北立面构件失稳
3	9.39	联系桁架失稳	7	10.23	北立面构件失稳
4	9.70	北立面构件失稳	8	10.65	南立面构件失稳

在此基础上,对大跨度屋盖结构进行同时考虑材料非线性和几何非线性的荷载-位移全过程分析。将屋盖 1 阶整体屈曲模态作为结构初始位形的偏差,初始缺陷最大值为屋盖跨度的 $1/300$ 。采用耦合轴力和双轴弯矩行为的 $P-M_2-M_3$ 纤维铰模拟巨拱和屋盖杆件的弹塑性性能。荷载系数 P/P_0 与巨拱拱顶竖向位移 u_z 关系曲线如图 12 所示,其中 P_0 为 1.0 倍恒荷载与 1.0 倍活荷载组合工况下的基底竖向反力。由图可知,当荷载系数 $P/P_0 \leq 4.5$ 时,屋盖结构保持弹性状态;当荷载系数 $P/P_0 > 4.5$ 时,屋盖结构刚度显著降低,但随着竖向位移增大,荷载系数不断提高;当荷载系数 P/P_0 达到 5.9 (峰值) 后,曲线开始下降,塑性变形主要集中在巨拱拱脚弦杆和横向桁架



支座处弦杆,当竖向变形较大时巨拱仍能保持较高的承载力。综上,该大跨度屋盖结构弹塑性稳定承载力满足 JGJ7—2010《空间网格结构技术规程》^[15] 安全系数不小于 2.0 的要求,具有良好的竖向承载能力。

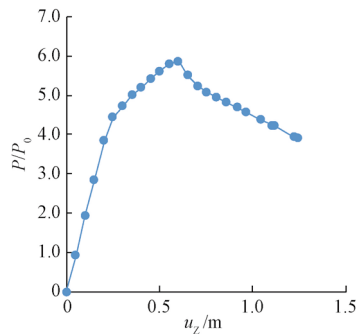


图 12 巨拱双非线性荷载-位移曲线
Fig. 12 Load-displacement curve of mega arch obtained by material and geometric nonlinear analysis

3.2 巨拱受力性能

3.2.1 非地震工况及多遇地震作用

采用 SAP2000 有限元软件^[12] 对整体模型的恒荷载、活荷载、风荷载、温度及多遇地震作用等工况进行计算分析,其中恒荷载和活荷载按 3.1 节取值,风荷载、温度及多遇地震作用按 2.1 节取值,巨拱拱顶和四等分点的变形如图 13 和表 4 所示。由图 13 和表 4 可知,巨拱各部位的变形与荷载类型及分布情况等密切相关,在重力荷载作用下,巨拱顶点的竖向变形和 Y 向变形小于四分点处的,东、西侧巨拱顶点 X 向变形方向相反。在升、降温作用下,巨拱拱顶的变形大于重力荷载作用下的;在升温工况下,东侧拱顶竖向变形与跨度之比 u_z/l 为 1/1 651,西侧拱顶竖向变形与跨度之比 u_z/l 为 1/1 821。在风荷载与地震作用下,巨拱的变形均较小,表明巨拱具有较大的侧向刚度。

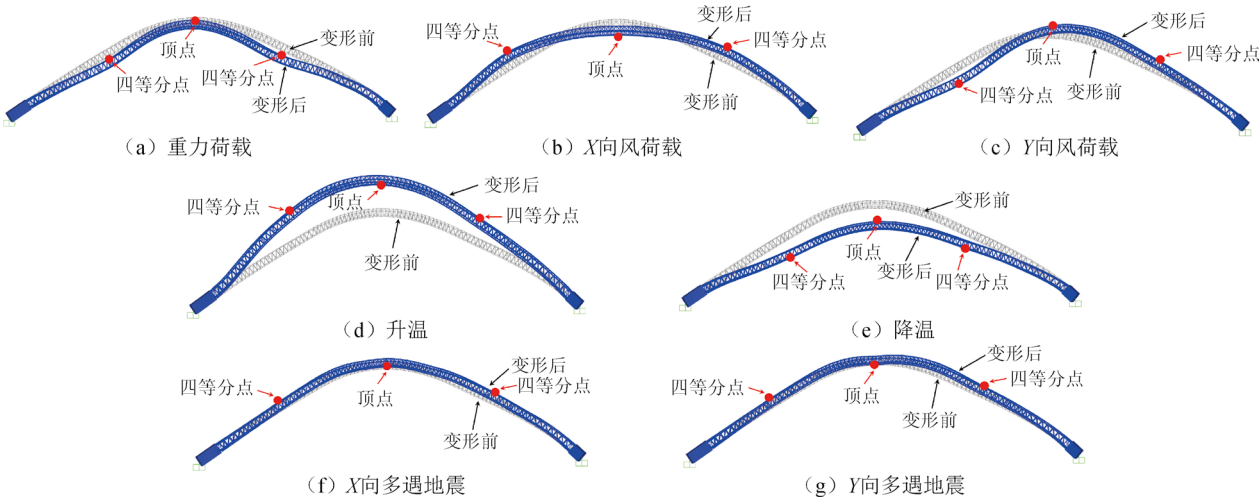


图 13 巨拱在各荷载工况下的变形
Fig. 13 Deformation of mega arches under various load cases

表 4 巨拱在各荷载工况下的变形
Table 4 Deformation of mega arches under various load cases

巨拱名称	拱肋位置	变形方向	变形/mm							
			重力荷载		风荷载		温度作用		多遇地震作用	
			恒荷载	活荷载	X 向	Y 向	升温	降温	X 向	Y 向
东侧巨拱	拱顶	X 向	37.3	8.3	-10.0	7.5	37.7	-27.2	17.6	8.3
		Y 向	0.7	0.1	-3.8	21.3	4.4	-1.9	3.1	10.0
		Z 向	-78.7	-10.4	-5.2	48.2	218.2	-141.0	19.0	17.8
	四等分点	X 向	1.8	-1.4	1.9	1.2	26.1	-17.9	14.8	1.8
		Y 向	-42.3	-4.4	8.6	13.8	16.1	-9.7	9.9	9.9
		Z 向	-127.9	-14.1	19.7	25.6	98.3	-62.9	15.6	15.3
西侧巨拱	拱顶	X 向	-36.3	-7.4	6.3	-9.3	-48.5	33.8	19.4	9.4
		Y 向	-2.4	-0.3	0.3	20.4	-5.5	4.7	4.6	11.5
		Z 向	-53.6	-7.5	-40.5	37.8	197.7	-128.5	15.5	12.6
	四等分点	X 向	16.3	0.2	-1.5	-6.3	-27.2	18.8	14.7	4.9
		Y 向	-67.8	-6.6	25.6	18.8	14.4	-8.0	10.9	11.6
		Z 向	-174.7	-19.3	33.2	34.0	113.5	-71.5	22.3	17.4

对于恒荷载、活荷载、风荷载、温度及多遇地震作用等工况,巨拱杆件(编号1~3 214)的应力比 r_e 如图14所示,其中,应力比为内力与抗力的比值,风荷载和多遇地震作用计算时阻尼比均取为3.5%。由图可知,巨拱杆件在恒荷载作用下的应力比均值最大,在各工况中占比达48%,起主要控制作用。在活荷载作用下,巨拱杆件应力比均值最小,在各工况中占比仅为6%。在风荷载和温度作用下,巨拱杆件应力比的均值较大;在地震作用下,巨拱杆件应力比的均值小于风荷载和温度作用下的应力比均值。

3.2.2 罕遇地震作用

采用大型通用有限元分析软件ABAQUS^[16]对整体模型进行弹塑性时程分析,考虑几何非线性和材料非线性的影响。梁、柱及桁架均采用纤维束梁单元B31模拟,剪力墙和楼板采用四边形或三角形缩减积分壳单元S4R模拟。钢材采用双线性随动硬化模型,考虑包辛格效应。混凝土采用弹塑性损伤模型,能够考虑混凝土材料拉压强度差异、刚度及强度退化以及拉压循环裂缝闭合刚度恢复等特性。

罕遇地震场地的特征周期 $T_g=0.50\text{ s}$ 。选用3条

地震波(2条天然波,1条人工波),所选各罕遇地震时程的反应谱曲线如图15所示,图中 α 为地震影响系数, T 为周期。可见,地震动时程反应谱曲线与GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[13]反应谱曲线在统计意义上相符。3条地震记录分别进行三向输入, X 、 Y 、 Z 向峰值加速度的比值为1.00:0.85:0.65,最大峰值加速度均为310 gal,将每条地震波分别以主方向 X 向、 Y 向和 Z 向进行激励。进行罕遇地震时程分析时,初始阻尼比与多遇地震分析相同。

在罕遇地震作用下,巨拱顶点的 X 、 Y 向位移 u_x 、 u_y 时程见图16,其中 t 为时间。巨拱顶点的变形与杆件的塑性应变 ε_p 见表5。由图16和表5可知:东侧巨拱顶点 X 向的最大位移为107.2 mm,相应的位移角为1/718; Y 向的最大位移为60.4 mm,相应的位移角为1/1 275;西侧巨拱顶点 X 向的最大位移为116.6 mm,相应的位移角为1/647; Y 向的最大位移为59.1 mm,相应位移角为1/1 305。可见,巨拱在刚度较小的面外方向变形量较大,在刚度较大的面内方向变形量较小。东、西侧巨拱在各自的倾斜方向均出现残余变形,但残余变形值较小。

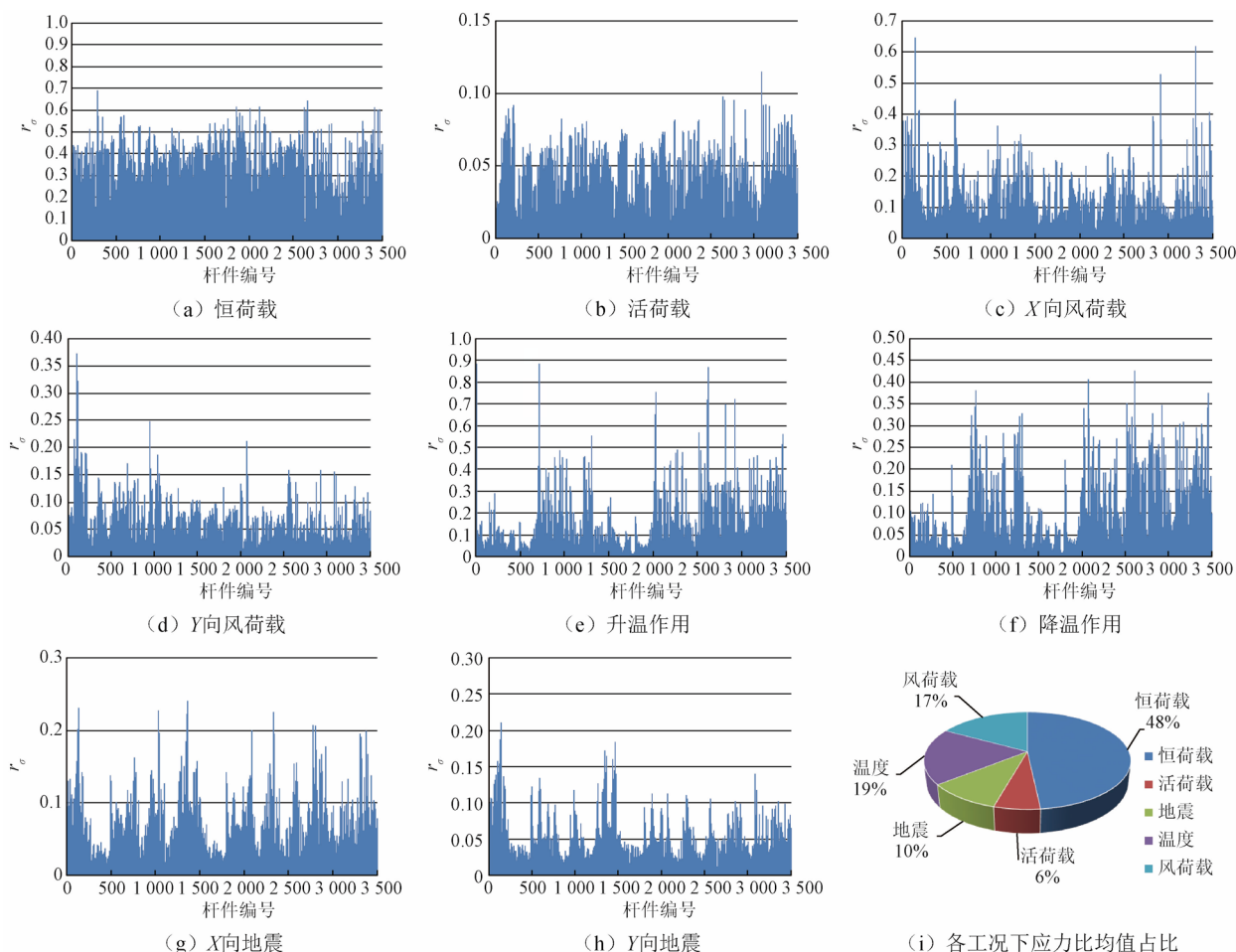


图14 巨拱杆件的应力比

Fig. 14 Stress ratio of mega arch members

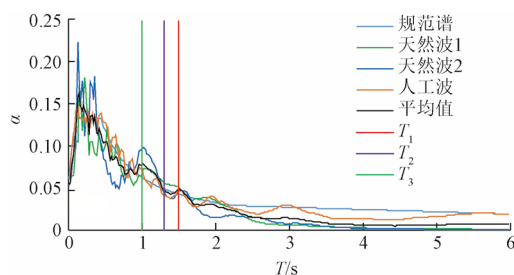
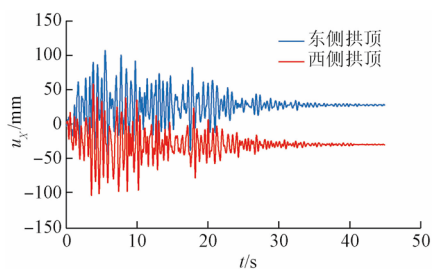
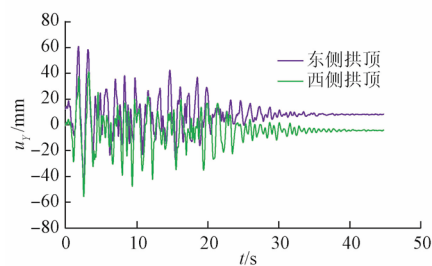


图 15 罕遇地震时程反应谱曲线与规范谱对比

Fig. 15 Comparison between time history response spectrum curves of rare earthquakes and seismic code



(a) X向



(b) Y向

图 16 天然波 1 的巨拱拱顶位移时程

Fig. 16 Displacement time-history at mega arch top under rare earthquake

表 5 罕遇地震下巨拱的变形与塑性应变
Table 5 Deformation and plastic strain of mega arches under rare earthquake

地震波名称	激励方向	东侧巨拱		西侧巨拱	
		u/mm	$\varepsilon_p/10^{-6}$	u/mm	$\varepsilon_p/10^{-6}$
天然波 1	X 向	107.2	8.14	101.5	—
	Y 向	60.4	91.80	55.5	225
天然波 2	X 向	100.3	—	103.5	—
	Y 向	50.2	—	48.2	—
人工波	X 向	100.7	—	116.6	—
	Y 向	43.2	—	59.1	268

注: u 为巨拱顶点位移; ε_p 为巨拱杆件的最大塑性应变。

同时,由表 5 可见,在罕遇地震作用下,巨拱绝大部分构件保持弹性,仅个别腹杆出现塑性应变,塑性应变远小于极限塑性应变 0.025,说明巨拱在罕遇地震作用下损伤程度轻微,满足抗震性能目标要求。

3.2.3 拱脚反力

各工况下,巨拱拱脚的反力 F_x 、 F_y 、 F_z 见表 6,其中非地震工况和多遇地震作用计算采用 3.2.1 节的

SAP2000 整体模型,罕遇地震作用计算采用 3.2.2 节的 ABAQUS 整体模型。由表可知,在 1.0 倍恒荷载与 1.0 倍活荷载工况下,东、西侧巨拱拱脚的 Z 向竖向反力接近, Y 向水平反力略大于竖向反力, X 向水平反力约为竖向反力的 1/3。在风荷载工况,巨拱拱脚 Y 向反力最大, Z 向反力次之, X 向反力最小。在正、负温差工况,巨拱拱脚 Y 向反力远大于 Z 向反力, X 向反力较小。在地震作用工况,巨拱拱脚 Y 向反力最大, Z 向反力次之, X 向反力约为 Y 向反力的 30%;罕遇地震作用下,巨拱拱脚的水平与竖向反力均大于恒载与活载组合工况的反力。

表 6 各工况下巨拱拱脚的反力

Table 6 Internal force of mega arch feet under various load cases

荷载工况	西侧巨拱			东侧巨拱		
	F_x/MN	F_y/MN	F_z/MN	F_x/MN	F_y/MN	F_z/MN
1.0 恒与 1.0 活	-11.1	34.6	32.9	10.9	36.3	32.7
风荷载 1	3.7	5.0	2.5	1.5	5.2	3.0
风荷载 2	-1.2	-12.5	-10.7	-2.5	-9.2	-7.7
正温差	-0.9	5.8	1.4	1.0	6.0	1.7
负温差	0.6	-3.9	-0.9	-0.7	-4.0	-1.1
X 向多遇	1.4	4.7	4.1	1.3	4.6	3.8
Y 向多遇	1.1	3.5	2.8	1.0	3.5	2.8
X 向罕遇	15.7	51.6	41.5	15.8	51.5	44.1
Y 向罕遇	15.4	52.4	43.0	16.2	51.2	46.2

注:东侧巨拱与西侧巨拱反力均选取南端的拱脚的;风荷载 1 和风荷载 2 分别为各风向角最大和最小包络值。

3.3 轮辐式索结构断索

为了避免由于个别构件失效导致整体结构丧失稳定性等严重后果,考虑突发断索,分析其对轮辐式索结构以及钢屋盖的影响。采用拆除构件法进行断索分析,考虑结构动力响应以及材料塑性,利用 ABAQUS 有限元分析软件对结构进行时程分析,计算时长 10 s。在 1.3 倍恒荷载与 1.5 倍活荷载组合工况下,分析径向索、刚性撑杆、环向索失效对结构的影响。

3.3.1 径向索与撑杆失效

轮辐式索结构短轴东侧上径向索位置见图 7b,该索失效后,内外环节点变形与构件轴力 N 时程如图 17 所示。由图可知,上径向索失效后,与其相交刚性撑杆顶点的位移突然增大,经过一段时间振荡后逐渐趋于稳定。内环节点向下竖向位移由 106 mm 增大至 587 mm,水平位移由 4.9 mm 增大至 513.8 mm;外环节点竖向变形在 -45 mm 左右振荡,水平变形振幅较小,与初始位移基本相同。

由图 17c、17d 可见,环向索和径向索(刚性撑杆)轴力经过一段时间振荡后趋于平稳,环向索轴力最大值为 10 200 kN。刚性撑杆初始压力为 591 kN,最大拉

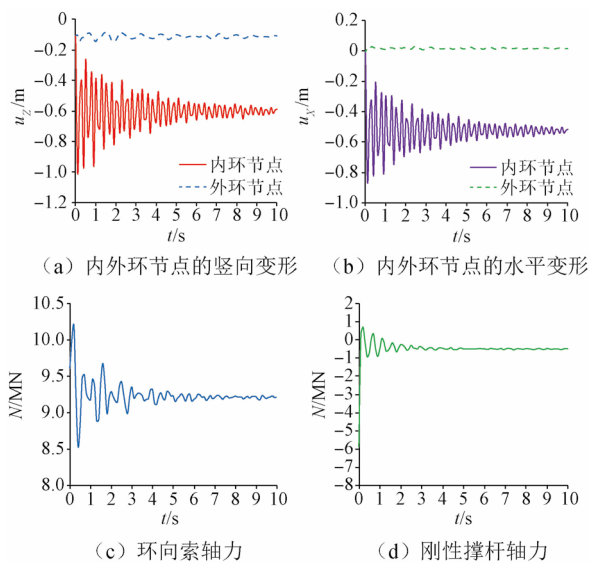


图 17 短轴径向索失效后相邻构件的响应
Fig. 17 Response of adjacent members following failure of short axis radial cable

力为 80 kN, 小于撑杆的承载力。轮辐式索结构不会发生连续破坏, 结构处于弹性状态。

轮辐式索结构短轴东侧刚性撑杆位置见图 7b, 该刚性撑杆失效后, 结构变形与构件内力时程如图 18 所示。由图可知, 刚性撑杆失效后, 相应内环节点的位移突然增大, 经过一段时间振荡后平稳。刚性撑杆失效引起外环节点位移变化量较小。环向索和径向索轴力经过一段时间震荡后趋于平稳, 环向索轴力最大值为 9 728 kN, 与刚性撑相邻上径向索最大轴力为 1 459 kN, 均小于索破断力的 50%, 结构处于弹性状态, 不会发生连续破坏。

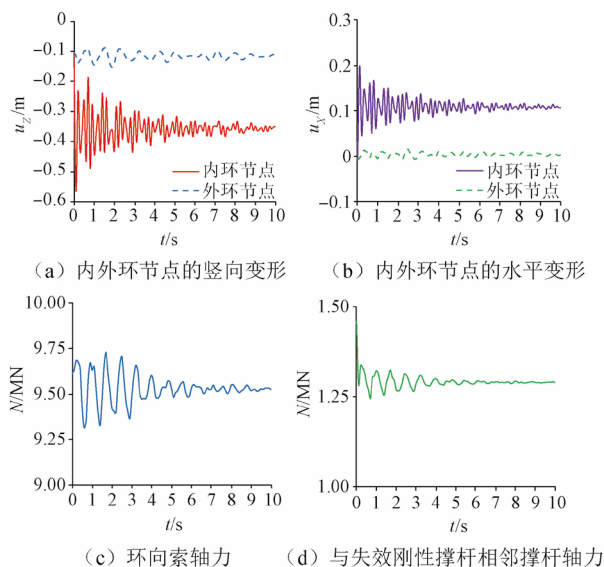


图 18 短轴刚性撑杆失效后相邻构件的响应
Fig. 18 Response of adjacent members following failure of short axis rigid strut

3.3.2 环向索失效

环向索为 6 $\Phi 75$ 封闭索, 当 6 根环向索中的 1 根失效时, 环向索刚度削弱 1/6。单根索失效后拱顶竖向变形与构件内力如图 19 所示。由图可知, 断索后拱顶位移突然增大, 经过一段时间振荡后逐渐稳定。巨拱顶点竖向变形较小, 东侧拱顶水平变形为 8.9 mm, 西侧拱顶水平变形为 9.1 mm, 东、西巨拱的水平相对距离增加 18.0 mm。环向索和径向索轴力经过一段时间振荡后趋于平稳, 环向索和径向索的索力均有一定程度的减小, 结构处于弹性状态, 不会发生连续破坏。

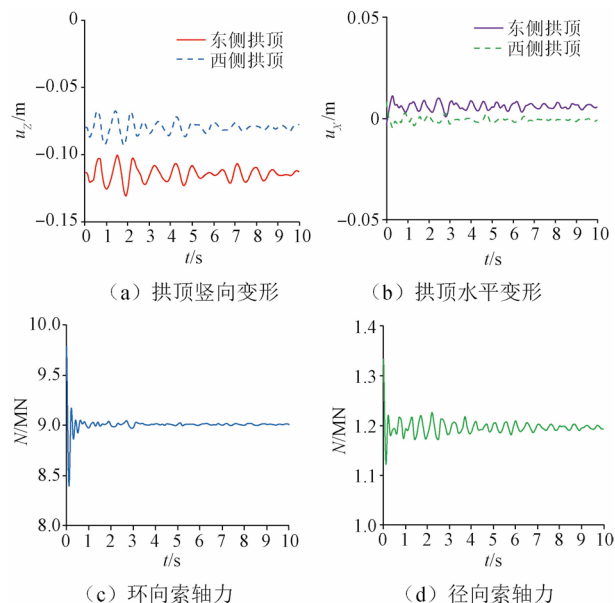


图 19 单根环向索失效后结构的变形与构件内力
Fig. 19 Deformation of structure and internal forces of members after single ring cable failure

当 6 根环向索全部失效后, 巨拱顶部的变形如图 20 所示。由图可知, 巨拱顶点位移发生突变, 经过一段时间后逐渐稳定。东侧拱顶最终水平变形为 54.8 mm, 西侧拱顶最终水平变形为 -55.6 mm, 东、西巨拱的水平相对距离增大 110.4 mm, 巨拱向外侧变形, 构件应力变化幅度有限, 结构仍处于弹性状态。

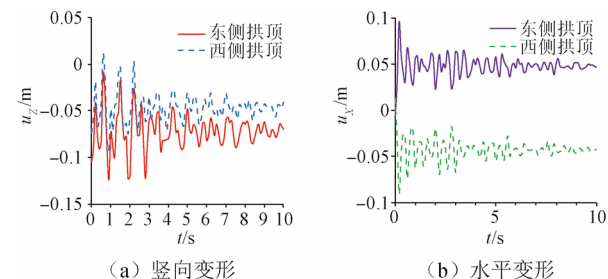


图 20 全部环向索失效后结构的变形
Fig. 20 Deformation of structure after all ring cable failure

态,不会发生连续倒塌。采光轮辐式索结构对向外倾斜的巨拱具有一定的拉结作用。

4 结论

1) 将东、西巨拱相邻拱脚的承台连为一体,通过增大土体抗推面积、灌注桩桩间距以及梅花形布桩等措施,增强拱脚的抗推能力。

2) 场芯轮辐式索结构长、短轴之比接近 2.0,外环高差 45 m,通过刚性撑杆代替部分受压下径向索,形成索-撑杆混合结构体系,并研发了相应带关节轴承销轴的索夹节点,可实现大高差轮辐式索结构的成形要求。场芯轮辐式索结构的分体模型和整体模型两阶段找形方法,可以显著减少计算量,加快收敛速度,成形态内环竖向坐标以及索、杆内力变化均匀。

3) 巨拱承担 63.75% 的竖向荷载标准值,重力荷载起主要控制作用。巨拱的弹性屈曲因子大于 10,弹塑性屈曲因子为 2.7,具有良好的稳定性。

4) 在风荷载与多遇地震作用下,巨拱的变形均较小,具有较好的侧向刚度。在罕遇地震作用下,巨拱绝大部分构件保持弹性,在东、西巨拱在各自的倾斜方向出现残余变形, X 向最大变形为 116.6 mm, Y 向最大变形为 60.4 mm。

5) 在 1.0 倍恒荷载与 1.0 倍活荷载组合工况下,巨拱拱脚的水平反力略大于竖向反力,风荷载、温度和罕遇地震作用下拱脚的反力较小。

6) 场芯轮辐式索结构径向索或刚性撑杆失效后,内环节点位移突然增大,经过一段时间振荡后环向索和径向索、杆轴力趋于平稳。当环向索全部失效时,东、西巨拱出现向外侧的明显变形,但不会引起结构连续倒塌。

参 考 文 献

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥[M]. 2 版. 北京:人民交通出版社, 2007:68-76. (CHENG Baochun, Reinforced concrete arch bridge [M] 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2007:68-76. (in Chinese))
- [2] 任家骥, 赵伟. 南京奥体中心暨全国第十一届运动会主体育场结构设计[C]//全国现代结构工程学术研讨会. 天津:天津大学建筑工程学院, 2003:98-110. (REN Jiaji, ZHAO Wei. Structure design of nanjing olympic sports center and the main stadium of the 11th national games [C]// Proceedings of National Symposium on Modern Structural Engineering. Tianjin: School of Architecture and Engineering, Tianjin University, 2003:98-110. (in Chinese))
- [3] 王喆, 王元清, 石永久, 等. 清华大学游泳馆点式玻璃幕墙柔性支承体系设计研究[J]. 建筑结构, 2000, 30(12): 48-51. (WANG Zhe, WANG Yuanqing, SHI Yongjiu, et al. Design on flexibly support system for glass architecture with point-supporting system in Tsinghua University's Natatorium [J]. Building Structure, 2000, 30(12): 48-51. (in Chinese))
- [4] 拱形钢结构技术规程: JGJ/T 249—2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011. (Technical specification for steel arch structure: JGJ/T 249—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese))
- [5] AHLUWALIA B, GANASALINGAM K K, PHILLIPS D, et al. Design and construction of wembley stadium station footbridge [J]. Structural Engineer, 2010, 88(5):12-16.
- [6] 范重, 胡纯炀, 刘先明, 等. 鄂尔多斯东胜体育场巨型拱索结构设计优化[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(6): 1-10. (FAN Zhong, HU Chunyang, LIU Xianming, et al. Optimized design of the giant arch-cable structure of Ordos Dongsheng Stadium [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(6):1-10. (in Chinese))
- [7] RON Delmont, CHARLES R Botta, RUBEN Reddy. Football stadiums technical recommendations and requirements [M]. Zurich: Official Publication of the Fédération Internationale de Football Association, 2011:108.
- [8] ROY B C, GOEPPERT K, STOCKHUSEN K. State-of-the-art roof for the Jawaharlal Nehru Stadium [J]. Structural Engineering International, 2013, 23(1):18-22.
- [9] ALEKSANDR V Shimanovsky. Awaiting the 2012 European football championship: some features of the reconstruction of the stadium of the "Olympic" National Sports Centre in Kiev [J]. Steel Construction, 2012, 5(1):61-65.
- [10] 王文胜, 薄燕培, 胡庆卫. 佛山世纪莲体育中心索膜结构[C]//中国土木工程学会第十一届空间结构学术会议论文集. 北京:中国土木工程学会, 2005:613-618. (WANG Wensheng, BO Yanpei, HU Qingwei. Foshan century lotus sports center cable membrane structure [C]// Proceedings of the 11th Academic Conference on Spatial Structures. Beijing: China Civil Engineering Society, 2005:613-618. (in Chinese))
- [11] 郭彦林, 王昆, 田广宇, 等. 车辐式张拉结构体型研究与设计[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(5):1-10. (GUO Yanlin, WANG Kun, TIAN Guangyu, et al. Research and design of structural form of spoke structure [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(5):1-10. (in Chinese))
- [12] 李立. SAP2000 中文技术指南及工程应用[M]. 北

- 京:人民交通出版社,2018:217-321. (LI Li. Technical guides & engineering applications of SAP2000 Chinese version [M]. Beijing: People Communications Press, 2018;217-321. (in Chinese))
- [13] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 2016 版. 北京:中国建筑工业出版社,2016. (Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. 2016 ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese))
- [14] 符龙彪,何连华,陈凯. 厦门新体育中心项目风振响应及等效静力风荷载研究报告:20200703[R]. 北京:中国建筑科学研究院有限公司,2021:1-49. (FU Longbiao, HE Lianhua, CHEN Kai. Study on wind vibration response and equivalent static wind load of Xiamen New Sports Center Project: 20200703[R]. Beijing: China Building Research Institute Co., Ltd, 2021: 1-49. (in Chinese))
- [15] 空间网格结构技术规程:JGJ 7—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010. (Technical specification for space frame structures: JGJ 7—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [16] ABAQUS Inc. Analysis user's manual I_V. Version 6. 11[M]. Rhode Island, USA: ABAQUS Inc, 2011.

【编后记】本期《技术通讯》转载范重、杨开等发表于《建筑结构学报》2023 年第 44 卷第 9 期的“厦门白鹭体育场巨拱支承大跨度屋盖结构设计研究”一文。厦门白鹭体育场屋盖由两榀跨度 360m、向外倾斜 22° 的不对称矩形截面管桁架巨拱支承,场芯设轮辐式索结构,结构体系新颖、受力复杂。

文中采用 SAP2000 完成了场芯轮辐式索结构分体模型与整体模型两阶段找形分析、结构自振特性分析、弹性屈曲分析以及恒载、活载、风荷载、温度与多遇地震作用下的整体结构计算,并进行了考虑材料非线性与几何非线性的荷载-位移全过程分析,全面考察了巨拱的竖向承载力与稳定性。从索结构找形到多工况受力分析再到双非线性全过程分析,SAP2000 贯穿了该复杂大跨空间结构设计的各个环节,分析结果为结构设计提供了可靠依据,充分体现了 SAP2000 在大跨度空间结构中的成熟应用,可为同类工程提供参考。值得一提的是,该项目曾获“2023 筑信达用户大会”优秀项目奖,感兴趣的读者也可参阅本文作者此前分享的用户大会及达人坛系列专题讲座视频,以进一步了解该项目的设计实践与 SAP2000 的工程应用。

- ✧ [SAP2000 在厦门白鹭体育场设计中的应用](#)
- ✧ [厦门白鹭体育场设计 SAP2000 实操解析\(上\)](#)
- ✧ [厦门白鹭体育场设计 SAP2000 实操解析\(下\)](#)