

DOI: 10.13849/j.issn.1006-6578.2025.01.045

大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架的静力及风振响应分析

王憬慧, 苏亮, 欧一鸿

(浙江大学空间结构研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 提出了一种大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构, 可突破现有柔性光伏支架的跨度达到百米级. 介绍了该新型柔性光伏支架的结构组成、有限元模型和设计准则. 基于提出的设计准则, 通过 ANSYS 有限元软件进行了 40~100 m 跨度的结构参数设计. 选取 60×60 m 跨度下的基本结构模型探讨了光伏组件倾角和马鞍面索网矢跨比对结构静力响应的影响, 并对结构自振特性进行分析. 在此基础上对 60 m 跨度结构模型进行了风振时程分析, 考察了不同光伏组件倾角和基本风压下的结构风振响应, 计算得到了典型位置处的风振系数建议取值. 结果表明, 光伏组件倾角对纵向稳定拉索索力影响最大, 马鞍面索网矢跨比对承重索索力影响最大. 综合考虑安全性和经济性, 可取承重索的矢跨比范围为 1/20~1/15, 稳定索的矢跨比范围为 1/25~1/18. 此外, 根据设计关注重点可取下层矩形马鞍面索网正风下的内力风振系数为 1.4, 负风下的内力风振系数为 4; 取上层水平组件索的位移风振系数为 1.8. 结构的设计分析过程及结果可为实际工程应用提供参考.

关键词: 柔性光伏支架; 马鞍面索网; 结构设计; 静力特性; 风振响应

中图分类号: TU351

文献标志码: A

文章编号: 1006-6578(2025)01-0045-13

Static and wind-induced vibration response of large-span flexible photovoltaic support with saddle-shaped cable net supporting

WANG Jing-hui, SU Liang, OU Yi-hong

(Space Structures Research Center, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: A large-span flexible photovoltaic (PV) support with saddle-shaped cable net supporting is proposed. It can surpass the current flexible PV support span up to 100 m level. Firstly, the components of the flexible PV support are presented, along with the pertinent design criteria. Based on the proposed design criteria, the parametric design was carried out by ANSYS for spans of 40~100 m. The basic structural model for a span of 60×60 m was selected to explore the effects of the inclination angle of the PV panel and the rise-span ratio of the saddle-shaped cable net on the static response of the structure. The structural self-vibration characteristics were also analyzed. Additionally, a wind-induced vibration time history analysis was conducted on the basic structural model to investigate the structural wind vibration response under different PV panel inclination angles and basic wind pressures. The results of the analysis indicate that the inclination angles of the PV panel exert the greatest influence on the force of longitudinal stabilizing strain, while the rise-span ratio of the saddle-shaped cable net has the greatest influence on the load-bearing cable force. The rise-span ratios of the load-bearing cables and stabilizing cables of the saddle-shaped cable net are advised to be 1/15~1/20 and 1/18~1/25 respectively, considering the structural safety and cost. Furthermore, in accordance with the design focus, the wind-induced vibration coefficient

收稿日期: 2024-05-09.

作者简介: 王憬慧(1999—), 女, 安徽黄山人, 硕士研究生, 主要从事大跨空间结构研究. E-mail: wangjinghui@zju.edu.cn

通信联系人: 苏亮, 男, 博士, 副教授. E-mail: suliang@zju.edu.cn

of internal force of the rectangular saddle-shaped cable net under positive and negative winds can be taken as 1.4 and 4, respectively, while the wind-induced vibration coefficient of displacement of the upper horizontal module cables can be taken as 1.8. The design and analysis process, as well as the results of the structure, can be utilized as a reference for practical engineering applications.

Key words: flexible photovoltaic support; saddle-shaped cable net; structural design; static characteristics; wind-induced vibration response

随着光伏电站建设规模和数量的增加,可利用的安装场地日益紧张,光伏电站的建设场景需要向山地、荒坡、戈壁和水塘等拓展.在复杂地形条件下,传统刚性光伏支架应用较为受限,而柔性光伏支架因场地适应能力强、形式灵活多变、土地二次利用率高、用钢量小等优势逐渐在工程应用中受到青睐.

柔性光伏支架的结构形式主要分为单层悬索式和双层索桁式.目前,已有不少学者针对这两类柔性光伏支架开展了静、动力性能研究.王泽国等^[1-3]先后分析了单排单跨、多排单跨和多排多跨单层悬索柔性光伏支架的风致振动特性.蔡元等^[4]建立了单层悬索柔性的向量式有限元模型,并通过风致响应参数,研究提出了结构简化的抗风设计方法.杜航等^[5]通过刚性模型风洞试验和有限元分析得到了单层悬索柔性光伏支架表面的风压分布和相应的位移风振系数.陈权等^[6]针对单支架和阵列支架的单层悬索柔性光伏支架进行了颤振稳定性能试验研究.丁昊等^[7]采用概率分析方法给出了索支撑光伏支架的材料和荷载分项系数建议取值.杨春侠等^[8]研究了两排六跨索桁架柔性光伏支架的自振特性和地震时程响应特性.徐志宏^[9]针对鱼腹式索桁架光伏支架进行了风振数值分析. He 等^[10,11]通过有限元分析和试验研究得到了不同参数下双层索支撑柔性光伏支架的结构自振特性、静力性能和风振响应.

柔性光伏支架结构对风荷载较为敏感,且跨度越大风振响应越明显.宋慧铭等^[12]通过对单层索系柔性光伏支架进行风振分析,得出结构跨度大于 25 m 时的索力、挠度、加速度响应将显著增大,因此建议单跨跨度不宜超过 25 m.檀永杰等^[13]通过分析得出单层预应力悬索光伏支架的跨度超过 60 m 时,常规索截面已无法满足设计要求.王雨^[14]和李成志^[15]指出柔性支架的单跨跨度一般为 10~30 m.因此,柔性光伏支架常采用多跨连续布置的形式,且单跨跨度一般低于 40 m.采用这种布置形式,需要设置中间立柱,从而增加基础施工的工作量.下部空间的分割也会导致整体空间利用率有所下降.同时,面对跨度要求更高的场景时(例如地形

条件恶劣而不便或无法设置中间立柱的大面积荒坡、滩涂以及水池等),其适用程度大幅下降.因此,为了突破现有柔性光伏支架结构的跨度局限,可以考虑结合空间结构中的马鞍面索网开发新型光伏支架体系.马鞍面索网由曲率相反的承重索和稳定索正交形成^[16],跨越能力强,整体刚度高,可作为光伏组件的支承体系推广应用.

本文将索网支承结构布置于水平张拉悬索的下方,提出一种大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构,借助马鞍面索网的结构优势可使柔性光伏支架的跨度突破 40 m,达到百米级.为研究这种新型柔性光伏支架结构的基本力学性能,本文采用 ANSYS 有限元软件对结构依次进行了静力分析、模态分析和风振时程分析,并探讨了部分参数对结构静力及风振响应的影响规律,以期为实际工程应用提供参考.

1 大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架

1.1 结构组成

大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架主要由下层矩形马鞍面索网、中间竖向连杆、上层纵向稳定拉索以及水平组件索组成(图 1).各拉索均为平行间隔布置.承重索和稳定索张拉形成自平衡的马鞍面索网用于下部支承;中间竖向连杆的两端铰接,分别与下层马鞍面索网及上层水平组件索和纵向稳定拉索相连;水平组件索沿跨度方向张拉,被竖向连杆分割形成近似连续多跨的悬索;纵向稳定拉索与稳定索一样沿纵向张拉.光伏组件沿短边方向安装于相邻的两道水平组件索上,每一索段间的光伏组件净空相等、数目一致,形成 m 排 n 列光伏阵列,如图 2 所示.

结构整体受力途径为:作用在光伏组件上的荷载先传递至水平组件索上,再由水平组件索传递至中间竖向连杆,中间竖向连杆将竖向荷载分量传递至下层马鞍面索网的节点处,将水平荷载分量传递至纵向稳定拉索,最终拉索再将力传递至边界构件.

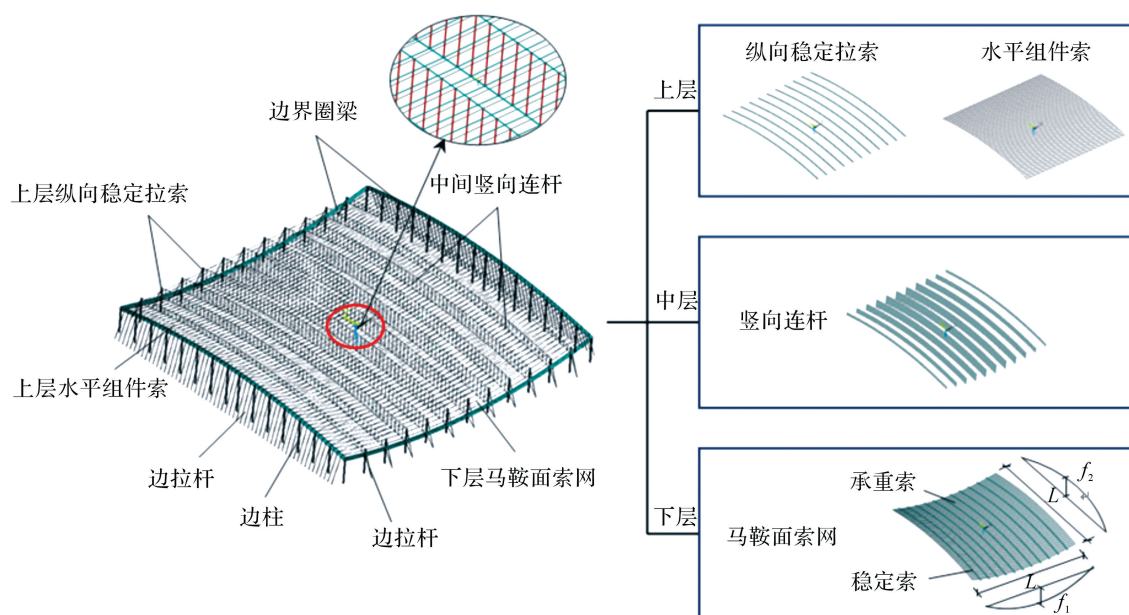


图 1 大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构组成

Fig. 1 Structural composition of large-span flexible photovoltaic support with saddle-shaped cable net supporting

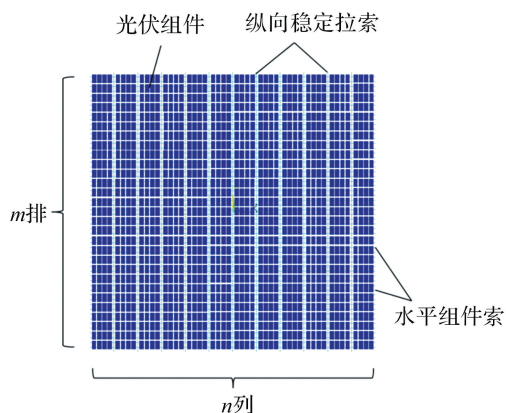


图 2 光伏阵列

Fig. 2 Photovoltaic array

1.2 有限元模型

不考虑边界支承构件,在 ANSYS 中建立简化的结构有限元分析模型,如图 3 所示.采用刚性拉杆模拟光伏组件对水平组件索的拉结作用.拉索、连杆和拉杆均采用 LINK180 单元模拟,其中对拉索设置只拉不压,预应力通过 INISTATE 命令直接施加.水平组件索间隔 1 m 平行布置,竖向连杆间的索段间距均为 5 m.纵向稳定拉索的间距与稳定索一样同为 5 m.下层矩形马鞍面索网的承重索间距为 1 m,稳定索间距为 5 m,正交形成尺寸为 1×5 m 的网格.马鞍面索网拉索和纵向稳定拉索均采用 6×36 WS+IWR 类钢丝绳,水平组件索采用 6×7 类钢

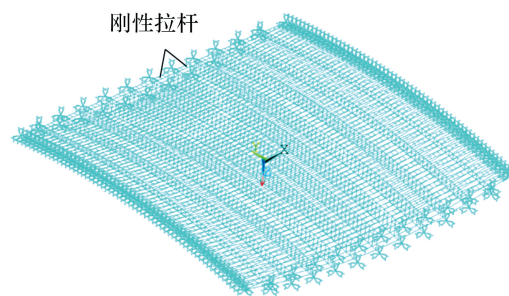


图 3 有限元模型

Fig. 3 Finite element model

丝绳,参考 GB 8918-2006《重要用途钢丝绳》^[17],弹性模量 $E_1 = 1.1 \times 10^5$ MPa,极限抗拉强度分别取 1 870 MPa和 1 570 MPa.中间竖向连杆采用热轧无缝钢管,钢材的弹性模量 $E_2 = 2.06 \times 10^5$ MPa,泊松比为 0.3,屈服强度为 345 MPa,密度为 $7\ 850\text{ kg/m}^3$.

下层马鞍面索网为预应力自平衡结构,曲面形状为 $z = -f_1(x^2/a^2) + f_2(y^2/b^2)$.需先通过迭代法找形得到其初始态几何形状和预应力分布^[18].找形过程中,设置预应力设计值的迭代收敛容差为 5%,坐标差值的迭代收敛容差为 0.1 mm.根据找形结果,建立大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架的整体模型,对下层马鞍面索网施加相应的预应力,对所有边界节点施加固定约束,作用在光伏组件上的均布荷载可根据光伏组件的面积等效为点荷载施加在拉杆节点处.

1.3 荷载取值及组合

作用在柔性光伏支架结构上的荷载主要为光伏组件的自重、风荷载及雪荷载,由于结构整体自重较小且离地面较近,故不考虑地震作用.光伏组件规格尺寸为 1 650 mm×992 mm×40 mm,质量为 18.5 kg.按照 GB 50009-2012《建筑结构荷载规范》^[19]计算相应的风荷载标准值:

$$w_k=\beta_z\mu_s\mu_zw_0$$
 (1)

式中:基本风压 w_0 取 0.35 kN/m²,地面粗糙度类别为 B 类,高度 z 处的风振系数 β_z 在结构设计时取 2.0,风压高度变化系数 μ_z 取 1.0,风荷载体型系数 μ_s 根据 NB/T 10115-2018《光伏支架结构设计规程》^[20],如表 1 所示.

表 1 光伏组件风荷载体型系数

Table 1 Shape factor of wind load on photovoltaic panels

θ	$\leq 15^\circ$	20°	30°	40°	$\geq 55^\circ$
μ_{s1}	0.8	0.85	1.0	1.3	1.3
μ_{s2}	-0.95	-1.0	-1.3	-1.6	-1.6

注:中间按线性插值计算.

雪荷载标准值按式(2)进行计算:

$$s_k=\mu_rs_0$$
 (2)

式中:基本雪压 s_0 取 0.35 kN/m²,积雪分布系数 μ_r 根据表 2 选取.

表 2 光伏组件积雪分布系数

Table 2 Distribution factor of snow pressure on photovoltaic panels

θ	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	$\geq 50^\circ$
μ_r	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0

假定风荷载及雪荷载垂直作用于光伏组件,风荷载由于风向的不同会对光伏支架结构产生不同的影响.当风荷载表现为压力作用时,其竖直方向的分力与结构自重方向一致;当风荷载表现为吸力作用时,其竖直方向的分力与结构自重方向相反,如图 4 所示.

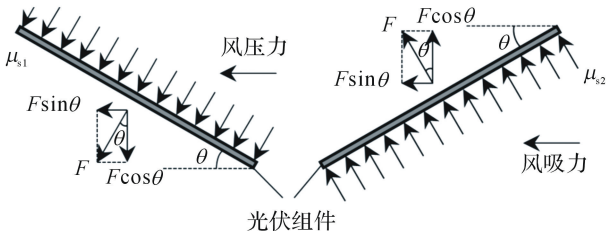


图 4 光伏组件所受荷载

Fig. 4 Loads on photovoltaic panels

分别考虑结构在风压及风吸两个工况作用下的极限承载力状态和正常使用状态,组合得到如表 3 所示的四种荷载工况,其中风吸荷载不与雪荷载进行组合.

表 3 荷载效应组合

Table 3 Load effect combination

荷载工况	恒载	风压荷载	风吸荷载	雪荷载
JX-WP	1.3(1.0)	1.5(1.0)	—	1.5(0.7)
JX-WS	1.0(1.0)	—	1.5(1.0)	—
ZC-WP	1.0(1.0)	1.0(1.0)	—	1.0(0.7)
ZC-WS	1.0(1.0)	—	1.0(1.0)	—

注:()内为相应的组合值系数.

1.4 设计准则

1.4.1 下层马鞍面索网

由于光伏组件的变形取决于水平组件索索段与两端连杆的相对位移,而与下层马鞍面索网的最大挠度无关,因此对于马鞍面索网仅有承载力要求.设计时按照规范要求应满足极限承载力工况下承重索和稳定索的索力均不超过设计值,且不得卸载松弛.

1.4.2 中间竖向连杆

中间竖向连杆为轴心受力构件.由于光伏支架上的荷载不大,极限工况下连杆的强度一般均能满足设计要求.因此,仅考虑连杆的稳定性,即跨中长度最大的连杆满足长细比要求.

1.4.3 上层纵向稳定拉索

纵向稳定拉索同样仅满足承载力要求即可.受到水平荷载分量的影响,纵向稳定拉索的索力沿跨度方向变化,在边部索段将出现索力极值.设计时需满足在风压和风吸两种极限工况下边部索段的索力极大值不超过设计值,索力极小值应始终大于零.

1.4.4 上层水平组件索

光伏组件直接架于相邻两根水平组件索之上.因此,极限工况下,水平组件索的索力值不仅需满足设计承载力要求,同时要满足变形要求.光伏组件的变形即为水平组件索索段与两端连杆的相对位移.文中分析计算时,取光伏组件等效为刚性拉杆后所在的相邻两根水平组件索节点处相对位移的平均值. GB 50797-2012《光伏发电站设计规范》^[21]中没有对柔性支架结构的变形提出严格限制,但玻璃幕墙工程中规定单层平面索网玻璃幕墙的最大挠跨比不宜大于 1/45,曲面索网及双层索系索网玻璃幕墙的最大挠跨比不宜大于 1/200.考虑到光伏支架结构没有气密性之类的建筑功能性要求,综合结构

形式和成本因素,本文选取水平组件索的相对位移限值为 $L_0/50$, L_0 为连杆间的水平组件索索段间距.

2 静力性能参数分析

2.1 跨度

依据第 1 节中的荷载工况和设计准则,分别对跨度 $40\times 40\text{ m}\sim 100\times 100\text{ m}$ 的柔性光伏支架进行结构设计,即 JX-WP 工况下承重索的最大索力、JX-WS 工况下稳定索和纵向稳定拉索的最大索力均不超过设计值. 根据 JGJ 257-2012《索结构技术规程》^[22]取下层马鞍面索网中央承重索的矢跨比为 $1/16$,中央稳定索的矢跨比为 $1/20$. 光伏组件采用常用的 15° 倾角. 由于不同跨度下索段间距均为 5 m ,满足光伏组件变形要求时水平组件索直径可统一采用 10 mm ,初始预应力为 14.3 kN . 得到下层马鞍面索网的承重索、稳定索和上层纵向稳定拉索的规格及预应力大小,如图 5 所示.

随着结构跨度的增加,承重索、稳定索和纵向稳定拉索的预应力及索截面积近似线性增大. 其中跨

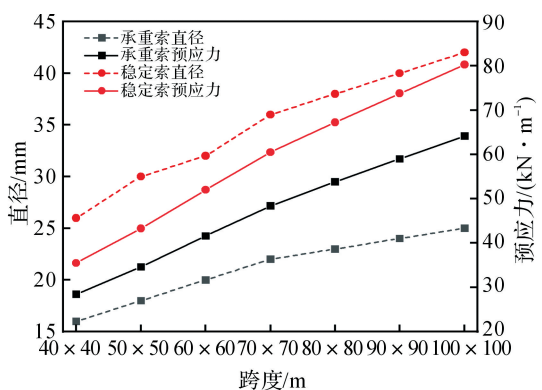
度每增加 10 m ,承重索、稳定索预应力分别需增大 5.2 kN/m 和 6.5 kN/m ,纵向稳定拉索预应力增加约 25 kN . 设计得到的各拉索规格均在常规截面范围内,初始预应力对应的荷载态下的索力值满足规范要求,说明该结构形式可以实现 $40\sim 100\text{ m}$ 的跨度目标.

进一步校核上述不同跨度下的结构下层矩形马鞍面索网在风压和风吸正常使用状态下的 Z 向最大位移和挠跨比,如表 4 所示. 随着跨度的增加,风压作用下马鞍面索网的挠跨比逐渐减小,风吸作用下则逐渐增大. 由于上层纵向稳定拉索可有效协助结构抵抗风吸力的作用,因此风吸工况下的位移要远小于风压工况下的位移. 总体而言,马鞍面索网在风压工况下的挠跨比更大,且在不同跨度下的数值较为稳定,均小于 $1/130$,该数值虽然较屋盖结构规定的挠度限值 $1/200$ 大,但对于光伏支架系统而言是合理且经济的.

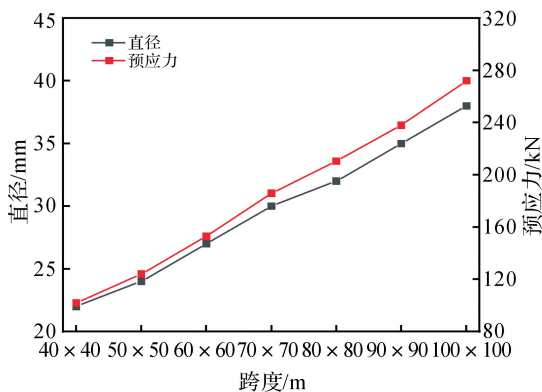
表 4 正常使用极限状态下索网的 Z 向位移

Table 4 Z-direction displacement of cable net at service-ability limit state

跨度/m	ZC-WP 工况/mm	挠跨比	ZC-WS 工况/mm	挠跨比
40×40	303.0	1/132	—73.1	1/547
50×50	376.7	1/133	—104.5	1/478
60×60	449.0	1/134	—130.6	1/459
70×70	508.7	1/138	—157.2	1/445
80×80	585.1	1/137	—198.6	1/403
90×90	632.8	1/142	—262.2	1/343
100×100	692.7	1/144	—308.9	1/324



(a) 承重索及稳定索



(b) 纵向稳定拉索

图 5 不同跨度下的拉索直径及预应力

Fig. 5 Cable diameter and prestress at different spans

2.2 光伏组件倾角

研究光伏组件倾角对结构静力性能的影响时,下层马鞍面索网的承重索和稳定索直径分别为 $\varphi_1=20\text{ mm}$ 和 $\varphi_2=39\text{ mm}$,对应截面积分别为 $A_1=208\text{ mm}^2$ 和 $A_2=764\text{ mm}^2$,初始预应力分别为 $H_1=41.6\text{ kN/m}$ 和 $H_2=52\text{ kN/m}$,矢跨比分别为 $f_1/L=1/16$ 和 $f_2/L=1/20$;纵向稳定拉索直径 $\varphi_3=39\text{ mm}$,对应截面积 $A_3=764\text{ mm}^2$,初始预应力 $H_3=344\text{ kN}$;水平组件索直径 $\varphi_4=10\text{ mm}$,对应截面积 $A_4=48\text{ mm}^2$,初始预应力 $H_4=15.1\text{ kN}$;撑杆规格为 $P54\times 3$. 当光伏组件倾角在 $10^\circ\sim 40^\circ$ 范围内变化时,各种拉索的最大索力情况如图 6 所示.

在 JX-WP 工况下,承重索和稳定索最大索力对光伏倾角的变化均不明显,其中承重索最大索力在光伏组件倾角为 25° 时有极大值 140 kN/m ,但相比于 10° 倾角时也仅增加了 5% ;稳定索的最大索力则基本保持在 30 kN/m 左右;纵向稳定拉索最大索力则随光伏倾角增大线性增加,倾角每增加 5° ,索力最大值增加 15 kN ;水平组件索的索力变化幅度也不大,倾角从 10° 增大至 40° 时,索力仅增加了 2.2 kN . 在 JX-WS 工况下,除承重索外,其他拉索的最大索力对倾角变化都更为明显,且在倾角达到 20° 后最大索力增幅变大.

由图 7 可知,水平组件索在风压和风吸工况下的相对位移变化趋势相反,Z 向相对位移总体上改变不大,Y 向相对位移则随倾角的增大而增大. 整体起控制作用的始终为风压工况下的 Z 向位移,且不同倾角下均满足变形要求.

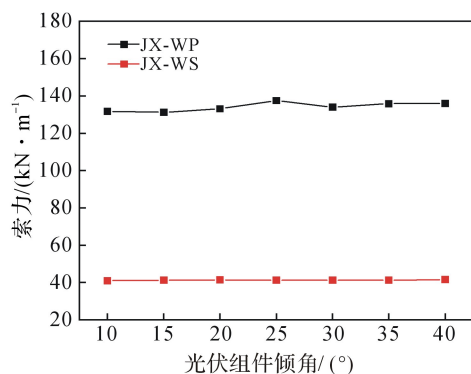
引起上述索力和位移变化的主要原因为:光伏组件倾角的改变将同时引起风荷载体型系数和积雪分布系数的改变,导致风荷载尤其是风吸荷载随倾角增大迅速增加,但同时雪荷载在倾角达到 20° 后逐渐减小. 将荷载组合后再乘上对应倾角的正余弦值进行分解,最终得到作用在结构上的荷载大小决定了结构的索力和变形情况. 由于同时发生变化的因素较多,不同影响因素之间相互叠加和抵消,导致结构的静力响应变化没有明显规律性.

综合上述分析结果,采用较大倾角的光伏组件时需要增大稳定索、水平组件索和纵向稳定拉索的规格,其中由于 Y 向水平荷载变化更大,因此对纵向稳定拉索的索力影响更大,而对于承重索只要满足 25° 倾角情况的承载力要求即可.

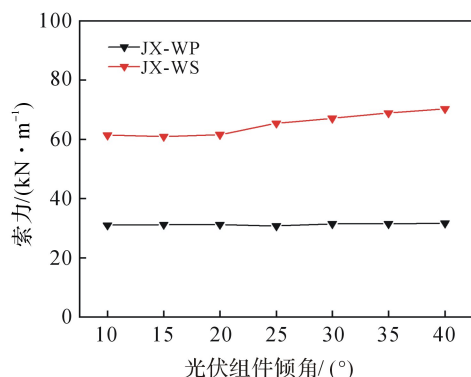
2.3 马鞍面索网矢跨比

改变马鞍面索网的矢跨比时其曲面形状及中间竖向连杆的长度将发生变化,进而影响整体结构的刚度. 但马鞍面索网矢跨比的改变对水平组件索没有影响,因此不作探讨. 分析时取纵向稳定拉索的直径 $\varphi_3 = 28 \text{ mm}$,对应截面积 $A_3 = 408 \text{ mm}^2$;竖向连杆规格统一为 P 121 $\times$ 5. 保持承重索和稳定索矢跨比的比值 f_1/f_2 不变,分别令承重索的矢跨比 f_1/L 等比例取值为 $1/12.5$ 、 $1/14$ 、 $1/16$ 、 $1/18$ 、 2 和 $1/20.5$,得到马鞍面索网承重索、稳定索和纵向稳定拉索的最大、最小索力如图 9 所示.

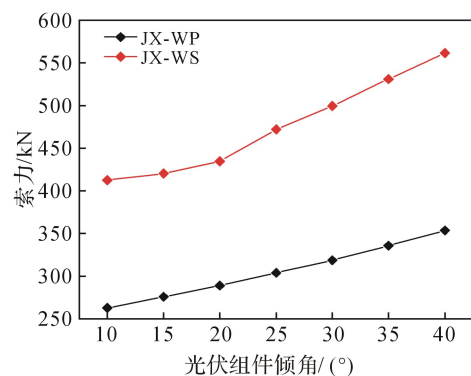
随着承重索矢跨比的减小,马鞍面索网高差减小、曲度变平,在 JX-WP 工况下承重索最大索力由



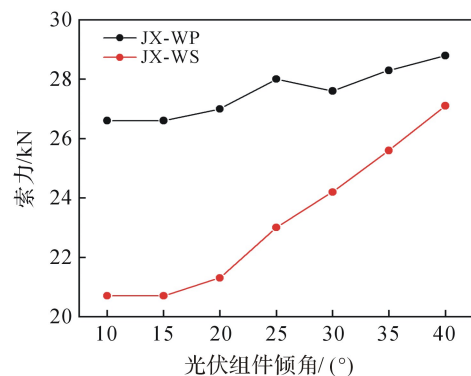
(a) 承重索最大索力



(b) 稳定索最大索力



(c) 纵向稳定拉索最大索力



(d) 水平组件索最大索力

图 6 不同光伏组件倾角下拉索最大索力

Fig. 6 Maximum cable force at different photovoltaic panel inclination angles

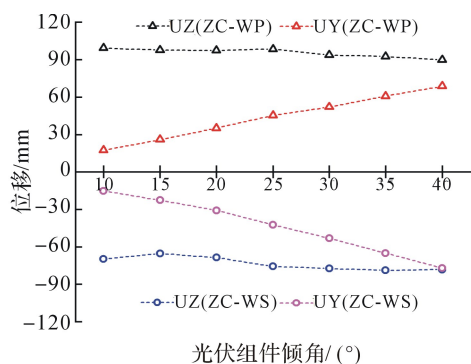
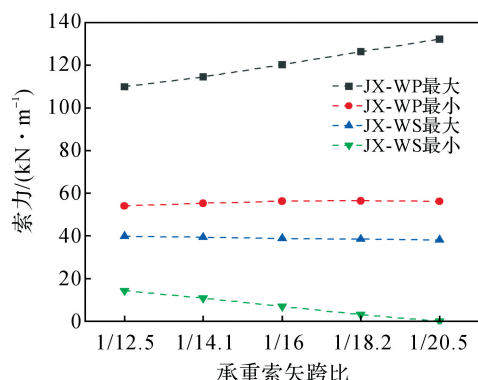
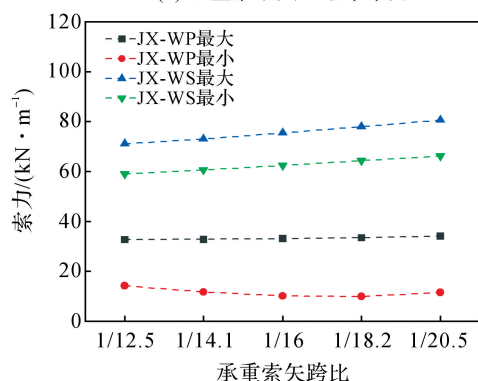


图7 水平组件索Z向、Y向相对位移

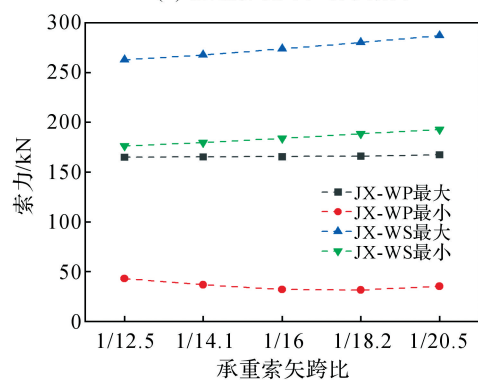
Fig. 7 Relative displacement of horizontal component cables in Z and Y direction



(a) 承重索最大、最小索力



(b) 稳定索最大、最小索力



(c) 纵向稳定拉索最大、最小索力

图8 不同承重索矢跨比下拉索索力

Fig. 8 Cable force under different rise-span ratios of load-bearing cable

110 kN 增加至 132.3 kN, 变化了 20%; 稳定索的最小索力在矢跨比由 1/12.5 减小至 1/18.2 时缓慢减小, 但随后再减小矢跨比最小索力反而略有增加, 这是因为矢跨比再减小后随着结构变形的迅速增加, 结构的几何刚度增强, 稳定索的索力卸载量反而略有减小. 总体来说索力的改变量不大. 在 JX-WS 工况下, 承重索索力的最小值随矢跨比的减小不断降低, 在矢跨比为 1/20.5 时承重索发生松弛, 部分单元索力卸载至 0; 稳定索的最大、最小索力则随矢跨比的减小而缓慢增大, 矢跨比由 1/12.5 减小至 1/20.5 时, 索力增加了 12%. 纵向稳定拉索与马鞍面索网稳定索的索力变化趋势一致, 风吸极限工况下当承重索矢跨比为 1/20.5 时最大索力相比矢跨比为 1/12.5 时增加了 10%.

上述结果表明减小马鞍面索网的矢跨比对承重索、稳定索以及纵向稳定拉索的索力影响相对不大, 最大索力的变化均在设计承载力范围内. 但当矢跨比为 1/20.5 时, 结构会发生松弛. 由于下层马鞍面索网的矢跨比不影响上层水平组件索的索力和相对位移, 即不影响光伏组件的正常使用, 故实际上马鞍面索网的矢跨比并不需要设置得太大. 应当注意到当马鞍面索网的矢跨比增大时, 中间连杆的长度增加, 满足刚度要求时的连杆截面规格也要相应增大, 从用钢量的角度而言更不经济.

如图 9 所示, 当采用同等规格的连杆时, 承重索矢跨比由 1/12.5 减小至 1/20.5, 结构单位面积的用钢量可以减少 27%. 综上所述, 建议实际工程中承重索的矢跨比范围可以选用 1/20~1/15, 过大则使得连杆长度太大且不经济, 过小则易使得马鞍面索网的承重索预应力在风吸工况下降低.

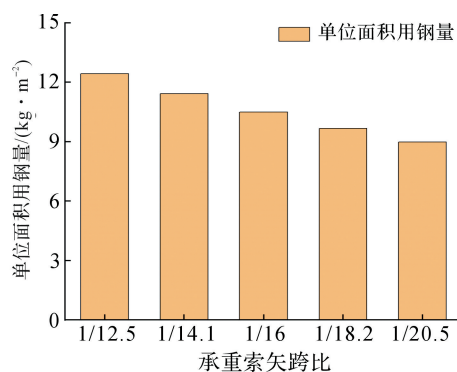


图9 不同承重索矢跨比下的单位面积用钢量

Fig. 9 Steel consumption per unit area under different rise-span ratios of load-bearing cable

3 结构风振动力分析

3.1 结构自振特性

在 ANSYS 中对大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架 60×60 m 跨度下的基本结构模型进行模态分析,考虑支架自重和光伏组件重量,得到整体结构前 8 阶的自振频率和振型如图 10 所示。

结构的基频为 1.743 Hz,前 8 阶自振频率较小且分布较为密集,从振型来看结构以整体的 Z 向振动为主,且表现为沿 X 轴和 Y 轴对称或反对称,振型与单层矩形马鞍面索网相似。

3.2 结构风振响应及风振系数

在 ANSYS 中建立 60×60 m 跨度下的整体结构模型,模型基本参数除纵向稳定拉索的直径采用 $\varphi_3 = 28$ mm 外,其余均与静力分析中探讨光伏组件倾角时一致,基本结构模型中光伏组件倾角为 15° 。在 MATLAB 中采用线性滤波法(AR 法)模拟结构的脉动风速时程,脉动风速谱选用 Davenport 谱,整体结构的跨度较大,因此需要考虑脉动风的空间相关性^[23]。取设计地基本风压为 0.35 kN/m^2 ,对应

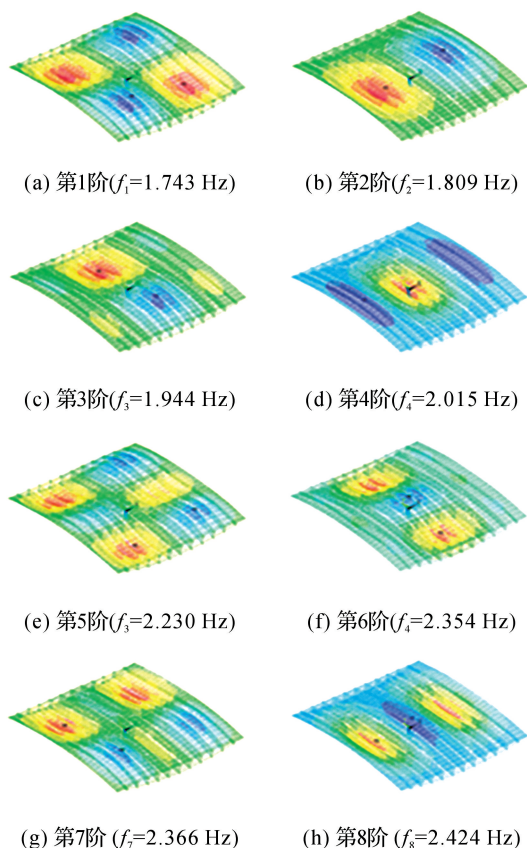


图 10 结构前 8 阶自振频率及振型

Fig. 10 The first 8 natural frequencies and vibration modes of the structure

10 m 高度处的基本风速为 23.66 m/s ,地面粗糙度为 B 类,粗糙度系数 $K=0.00215$ 。由于上层水平组件索间距较密,单排光伏组件的迎风面较小,因此在每排间隔 10 m 选取一脉动风速模拟点,得到典型模拟点的脉动风速时程和脉动风速谱如图 11 和图 12 所示,可见模拟精度较好。模拟得到脉动风速时程后还需按下式转化为节点的脉动风荷载:

$$F(i, t) = \frac{1}{2} \rho \mu_s A_b V^2(i, t) \quad (3)$$

式中: A_b 为等效在节点上的风荷载受力面积,近似为每块光伏组件面积的一半; ρ 为空气密度,取值为 1.25 kg/m^3 ; μ_s 为相应的体型系数; $V(i, t) = \bar{v}(i) + v(i, t)$ 为节点 i 在 t 时刻的风速,包括平均风速 $\bar{v}(i)$ 和脉动风速 $v(i, t)$ 两部分。

对结构施加自重和脉动风荷载进行风振时程分析,阻尼比设为 0.01。规定作用在结构和光伏组件上的风荷载方向如图 13 所示。由于纵向稳定拉索主要承受水平风荷载作用,而水平风荷载相对更小,故在风振分析时索力变化相对不大,且大跨马鞍面索

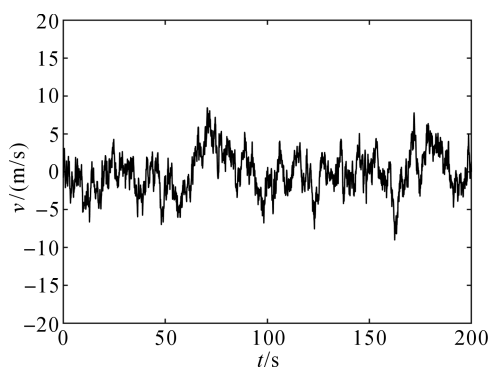


图 11 典型模拟点的脉动风速时程

Fig. 11 Fluctuating wind speed time series at typical simulation point

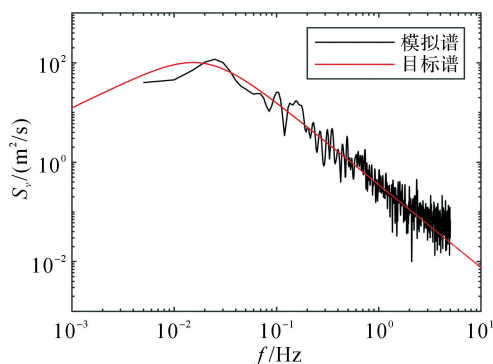


图 12 典型模拟点的脉动风速谱

Fig. 12 Fluctuating wind speed spectra at typical simulation point

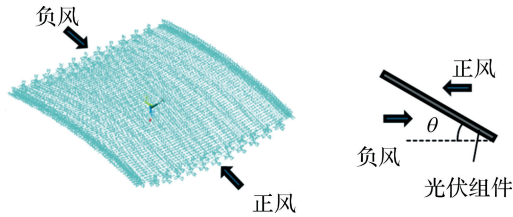


图13 风向规定

Fig. 13 Wind direction

网支承柔性光伏支架设计时主要关注下层马鞍面索网的索力和上层水平组件索的相对位移. 忽略结构受到突加荷载冲击的前 10 s 作用, 选取 10~100 s 时间范围, 绘制单根承重索和稳定索跨中单元的索力时程曲线及上层水平组件索中间排跨中索段的 Z 向相对位移时程曲线如图 14 所示.

由图 14 可知, 整体结构的响应趋势基本一致, 由于负风对应的风荷载体型系数取值更大, 因此各响应均在负风作用下更大. 其中下层马鞍面索网的承重索和稳定索在风压作用下和风吸作用下的响应呈对称变化.

分别定义承重索、稳定索的内力风振系数 β_{F_i} 和水平组件索的 Z 向相对位移风振系数 β_{u_i} , 通过风振系数可以定量地考虑脉动风对结构的影响^[24].

$$\beta_{F_i}^{\max} = \frac{\bar{F}_i + \mu\sigma_{F_i}}{\bar{F}_i} \quad (4)$$

($\mu\sigma_{F_i}$ 前的符号与 $\bar{F}_i$ 符号相同)

$$\beta_{F_i}^{\min} = \frac{\bar{F}_i - \mu\sigma_{F_i}}{\bar{F}_i} \quad (5)$$

($\mu\sigma_{F_i}$ 前的符号与 $\bar{F}_i$ 符号相反)

$$\beta_{u_i}^{\max} = \frac{\bar{u}_i + \mu\sigma_{u_i}}{u_{p_i}} \quad (6)$$

($\mu\sigma_{u_i}$ 前的符号与 $\bar{u}_i$ 、 u_{p_i} 符号相同)

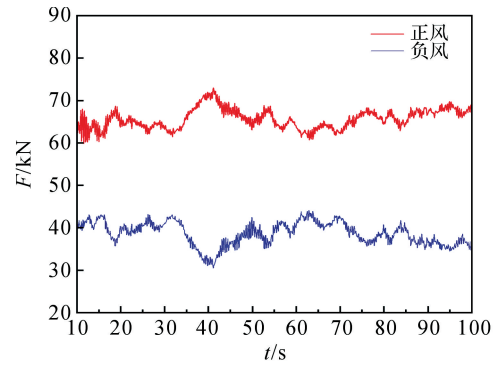
$$\beta_{u_i}^{\min} = \frac{\bar{u}_i - \mu\sigma_{u_i}}{u_{p_i}} \quad (7)$$

($\mu\sigma_{u_i}$ 前的符号与 $\bar{u}_i$ 、 u_{p_i} 符号相反)

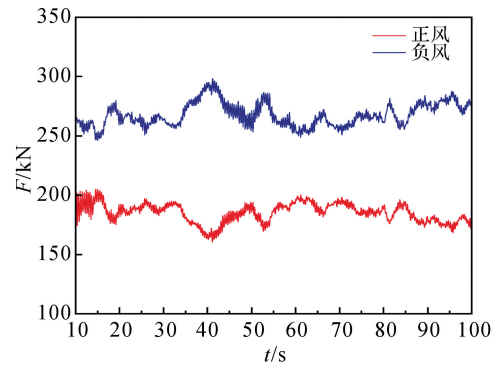
式中: $\bar{F}_i$ 、 $\bar{u}_i$ 分别为在脉动风作用下 i 单元的平均内力增量和 i 节点的平均位移; u_{p_i} 为平均风作用下 i 节点的位移; σ_{F_i} 、 σ_{u_i} 分别为 i 单元内力增量响应和 i 节点位移响应的标准差. 峰值因子 μ 均可偏安全地取为 3.5.

3.3 不同光伏组件倾角下的结构风振响应

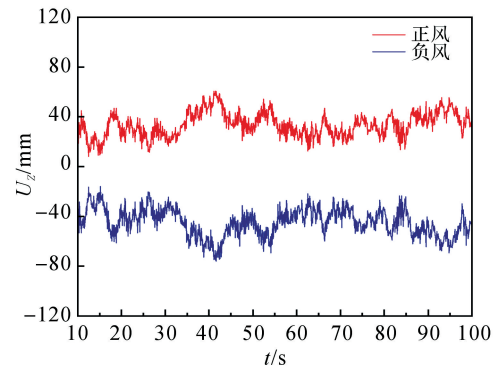
当光伏组件倾角在 $15^\circ \sim 40^\circ$ 之间变化时, 跨中承重索单元和稳定索单元的内力增量及水平组件索



(a) 跨中承重索单元内力时程



(b) 跨中稳定索单元内力时程



(c) 水平组件索中间排跨中索段 Z 向相对位移时程

图 14 结构风振响应时程曲线

Fig. 14 Wind-induced vibration response time history curve of the structure

中间排跨中索段的 Z 向相对位移标准差如图 15 所示.

各响应随倾角的变化趋势基本一致. 当光伏组件倾角小于 35° 时, 风荷载体型系数变化带来的风荷载总数值改变占主导作用. 随光伏组件倾角的进一步增大, 风荷载虽然继续增大, 但荷载分量大小的影响开始占主导作用, 响应逐渐减小.

计算得到对应的内力风振系数和位移风振系数分别如表 5 和表 6 所示. 正风作用下, 当光伏组件倾角为 35° 时, 承重索的最大、最小内力风振系数分别

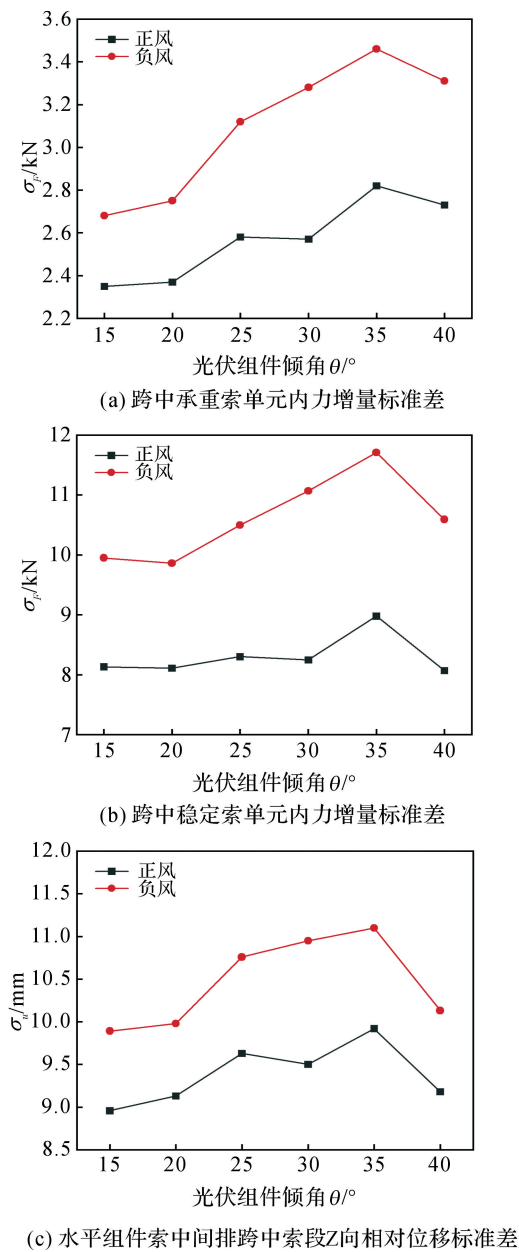


图 15 不同光伏组件倾角下结构响应标准差

Fig. 15 Standard deviation of structural response at different photovoltaic panel inclination angles

有极值 1.32 和 0.64,稳定索的最大、最小内力风振系数有极值 1.36 和 0.64,二者风振系数取值较为接近.负风作用下当光伏组件倾角为 15°时,承重索的最大、最小内力风振系数分别有极值 3.13 和 -1.13;稳定索对应取值为 3.98 和 -1.95.

在正风作用下,水平组件索最大、最小位移风振系数出现在光伏组件倾角为 15°时,对应取值分别为 1.76 和 0.12,负风作用下分别为 1.63 和 0.26,受自重作用的影响正风作用下的风振系数相比正风作用下更小.

表 5 不同光伏组件倾角下马鞍面索网内力风振系数
Table 5 Wind-induced vibration coefficients of internal force of saddle-shaped cable net at different photovoltaic panel inclination angles

风向	光伏组件 倾角/(°)	承重索		稳定索	
		$\beta_F^{\max}$	$\beta_F^{\min}$	$\beta_F^{\max}$	$\beta_F^{\min}$
正风	15	1.30	0.66	1.36	0.64
	20	1.29	0.66	1.36	0.64
	25	1.31	0.65	1.35	0.65
	30	1.30	0.65	1.35	0.65
	35	1.32	0.64	1.36	0.64
	40	1.29	0.65	1.31	0.69
负风	15	3.13	-1.13	3.95	-1.95
	20	3.01	-1.01	3.65	-1.65
	25	2.54	-0.54	2.84	-0.84
	30	2.42	-0.42	2.68	-0.68
	35	2.33	-0.33	2.55	-0.55
	40	2.17	-0.17	2.29	-0.29

表 6 不同光伏组件倾角下水平组件索位移风振系数
Table 6 Wind-induced vibration coefficients of displacement of horizontal module cable at different photovoltaic panel inclination angles

光伏组件 倾角/(°)	正风		负风	
	$\beta_u^{\max}$	$\beta_u^{\min}$	$\beta_u^{\max}$	$\beta_u^{\min}$
15	1.76	0.66	1.63	0.64
20	1.75	0.66	1.63	0.64
25	1.73	0.65	1.61	0.65
30	1.73	0.65	1.61	0.65
35	1.71	0.64	1.60	0.64
40	1.64	0.65	1.62	0.69
15	1.76	0.66	1.63	0.64

3.4 不同基本风压下的结构风振响应

不同基本风压下跨中承重索和稳定索单元的内力增量响应标准差和水平组件索中间排跨中索段的 Z 向相对位移标准差如图 16 所示.

随着基本风压的增大,风速增加,作用于结构上的风荷载迅速增大,因此结构各响应标准差均增大.表 7 和表 8 分别给出了不同基本风压下,马鞍面索网的内力风振系数和水平组件索的位移风振系数.正风作用下跨中承重索单元和稳定索单元的最大内力风振系数均随基本风压的增大而增大,最小内力风振系数随基本风压的增大而减小,但总体变化不

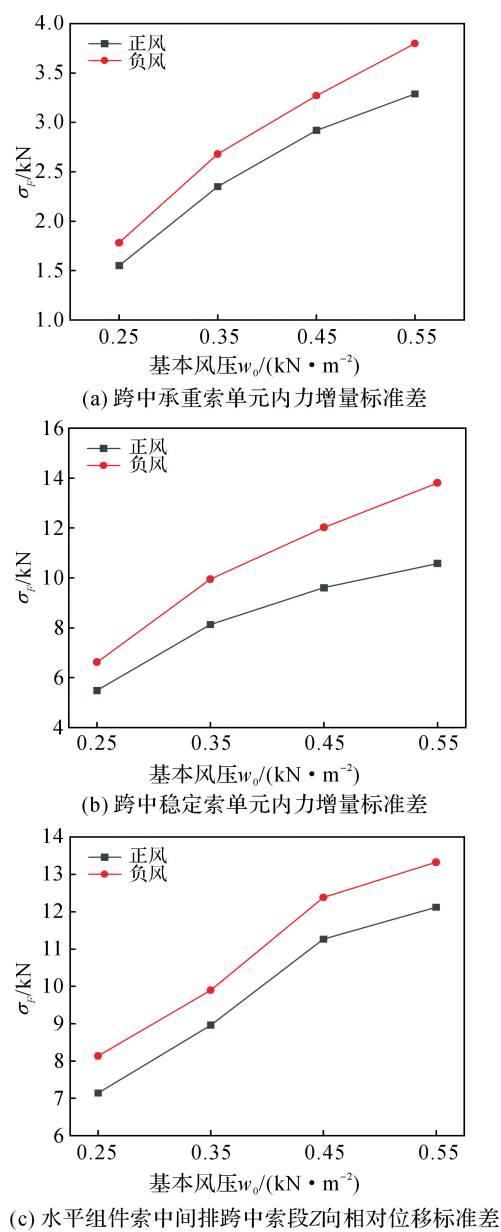


图 16 不同基本风压下结构响应标准差

Fig. 16 Standard deviation of structural response at different basic wind pressures

大且二者数值接近,可相应取极值分别为 1.36 和 0.63. 在负风作用下,二者最大内力风振系数随基本风压的增大而减小,最小内力风振系数随基本风压的增大而增大. 当基本风压为 0.25 kN/m² 时,竖直向上的风吸荷载较小,受竖直向下的结构自身重力的影响,马鞍面索网的内力增量较小,跨中承重索单元内力反而增加,稳定索反而减小,导致计算所得的内力风振系数较大,但实际乘上内力改变量后仍然是小量.

随着基本风压的增大,水平组件索在正风和负风作用下的Z向相对位移标准差均相应增大,位移

表 7 不同基本风压下马鞍面索网内力风振系数

Table 7 Wind-induced vibration coefficients of internal force of saddle-shaped cable net at different basic wind pressures

风向	基本风压 /(kN/m ²)	承重索		稳定索	
		$\beta_F^{\max}$	$\beta_F^{\min}$	$\beta_F^{\max}$	$\beta_F^{\min}$
正风	0.25	1.27	0.73	1.30	0.71
	0.35	1.32	0.67	1.36	0.64
	0.45	1.35	0.65	1.36	0.63
	0.55	1.36	0.64	1.36	0.63
负风	0.25	5.45	-3.45	4.99	-2.99
	0.35	3.13	-1.13	3.95	-1.95
	0.45	2.17	-0.17	2.55	-0.55
	0.55	1.87	0.13	2.15	-0.15

风振系数也随之增大,即水平组件索的峰值位移也随之增大,如图 16(c)所示. 但整体而言位移风振系数的变化并不显著,正风下最大内力风振系数取值在 1.75~1.78 之间,负风下在 1.62~1.68 之间;最小内力风振系数在正风下随基本风压增大而增大,在负风下没有明显规律性.

表 8 不同基本风压下水平组件索位移风振系数

Table 6 Wind-induced vibration coefficients of displacement of horizontal module cable at different basic wind pressure

基本风压 /(kN/m ²)	正风		负风	
	$\beta_u^{\max}$	$\beta_u^{\min}$	$\beta_u^{\max}$	$\beta_u^{\min}$
0.25	1.30	0.71	4.99	-2.99
0.35	1.36	0.64	3.95	-1.95
0.45	1.36	0.63	2.55	-0.55
0.55	1.36	0.63	2.15	-0.15

实际工程设计时,综合考虑安全余量和计算效率,可取下层矩形马鞍面索网正风下的内力风振系数为 1.4,负风下的内力风振系数为 4,上层水平组件索的位移风振系数为 1.8.

4 结 论

1)提出了一种大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构,借助马鞍面索网的结构优势可使柔性光伏支架的跨度突破 40 m 甚至达到百米级. 综合结构安全性和经济性,针对结构不同部位提出了适用的设计控制指标.

2)随着结构跨度的增加,大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构需要提高下层承重索、稳定索和上层纵向稳定拉索的规格及预应力,而水平组件索由于索段间距一致,满足变形要求时可统一规格并施加相同的预应力.同时各跨度下,当下层马鞍面索网满足承载力要求时,马鞍面索网的挠跨比均小于1/130.

3)光伏组件倾角改变时,结构的静力响应受荷载数值大小和倾角的双重影响,变化较为复杂.采用较大倾角的光伏组件时需要增大稳定索、水平组件索和纵向稳定拉索的规格,其中倾角变化对纵向稳定拉索的影响最大,承重索规格只需满足倾角为25°时的承载力要求即可.

4)马鞍面索网矢跨比对承重索索力影响较大,但索力变化在设计值范围内,且不影响光伏组件的正常使用.从减少用钢量的角度出发,建议实际设计时可采用承重索的矢跨比范围为1/20~1/15,稳定索的矢跨比范围为1/25~1/18.

5)大跨马鞍面索网支承柔性光伏支架结构以竖向振动为主,整体自振频率较低且分布密集.通过风振时程分析,得到了结构在不同光伏组件倾角、基本风压下的风振响应及风振系数.在结构设计时对马鞍面索网可采用内力风振系数,对水平组件索可采用位移风振系数分别设计.对于60×60 m跨度下的基本结构模型,可偏安全地取下层矩形马鞍面索网正风下的内力风振系数为1.4,负风下的内力风振系数为4,上层水平组件索的位移风振系数为1.8.

参考文献

- [1] 王泽国,赵菲菲,吉春明,等.大跨度柔性光伏支架的风振反应分析[C]//土木工程新材料、新技术及其工程应用交流会,北京,2019:757-760.
- [2] 王泽国,赵菲菲,吉春明,等.多排大跨度柔性光伏支架的振动控制研究[J].武汉大学学报(工学版),2020,53(S1):29-34.
WANG Ze-guo, ZHAO Fei-fei, JI Chun-ming, et al. Analysis of vibration control of multi-row large-span flexible photovoltaic supports[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2020, 53(S1): 29-34.
- [3] 王泽国,赵菲菲,吉春明,等.多排多跨柔性光伏支架的风致振动分析[J].武汉大学学报(工学版),2021,54(S2):75-79.
WANG Ze-guo, ZHAO Fei-fei, JI Chun-ming, et al. Analysis of vibration control of multi-row large-span flexible photovoltaic supports[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2021, 54(S2): 75-79.
- [4] 蔡元,邓华,李本悦.悬索光伏支架结构抗风设计方法初探[J].振动与冲击,2022,41(21):69-77.
CAI Yuan, DENG Hua, LI Ben-yue. Wind-resistant design method of cable-suspended photovoltaic module support structures[J]. Journal of Vibration and Shock, 2022, 41(21): 69-77.
- [5] 杜航,徐海巍,张跃龙,等.大跨柔性光伏支架结构风压特性及风振响应[J].哈尔滨工业大学学报,2022,54(10):67-74.
DU Hang, XU Hai-wei, ZHANG Yue-long, et al. Wind pressure characteristics and wind vibration response of long-span flexible photovoltaic support structure[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2022, 54(10): 67-74.
- [6] 陈权,牛华伟,李红星,等.基于气弹模型风洞试验的柔性光伏支架气动稳定性及干扰效应研究[J].建筑结构学报,2023,44(11):153-161.
CHEN Quan, NIU Hua-wei, LI Hong-xing, et al. Aerodynamic stability and interference effect on a flexible photovoltaic based on wind tunnel test with aeroelastic model[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(11): 153-161.
- [7] 丁昊,何旭辉,敬海泉,等.索支撑光伏支架材料和荷载分项系数研究[J/OL].工程力学:1-10[2024-05-07].
http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2595.o3.20240304.1523.028.html.
DING Hao, HE Xu-hui, JING Hai-quan, et al. Partial factors of material and load of cable-supported photovoltaic support[J/OL]. Engineering Mechanics, 1-10[2024-05-07].
http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2595.o3.20240304.1523.028.html.
- [8] 杨春侠,张梓建,崔鸿知,等.索桁架柔性光伏支架结构自振特性及地震时程响应分析[J].建筑结构,2023,53(S1):722-729.
YANG Chun-xia, ZHANG Zi-jian, CUI Hong-zhi, et al. Analysis of self-vibration characteristics and seismic time response of flexible photovoltaic bracket structure with cable truss[J]. Building Structure, 2023, 53(S1): 722-729.
- [9] 徐志宏.鱼腹式光伏索桁架风振响应数值分析[C]//2020年工业建筑学术交流会,北京,2020:363-365.
- [10] HE Xu-hui, DING Hao, JING Hai-quan, et al. Mechanical characteristics of a new type of cable-supported photovoltaic module system[J]. Solar Energy, 2021, 226: 408-420.
- [11] HE Xu-hui, DING Hao, JING Hai-quan, et al. Wind-

- induced vibration and its suppression of photovoltaic modules supported by suspension cables[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2020, 206: 104275.
- [12] 宋慧铭,袁焕鑫,杜新喜,等. 单层索系柔性光伏支架静力与动力响应研究[J/OL]. *建筑结构*, 1-8[2024-05-07]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2833.TU.20230913.1607.003.html>.
- SONG Yi-ming, YUAN Huan-xin, DU Xin-xi, et al. Research on static and dynamic response of single layer flexible photovoltaic support structure[J/OL]. *Building Structure*, 1-8[2024-05-07]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2833.TU.20230913.1607.003.html>.
- [13] 檀永杰,李少锋,靳小虎,等. 单层预应力悬索光伏支架设计条件影响研究[J]. *武汉大学学报(工学版)*, 2022, 55(S2): 45-49.
- TAN Yong-jie, LI Shao-feng, JIN Xiao-hu, et al. Research on the influence of the design conditions for single-layer prestressed cable photovoltaic support[J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2022, 55(S2): 45-49.
- [14] 王雨. 光伏组件柔性支架技术方案[J]. *太阳能*, 2018, (3): 37-40.
- WANG Yu. PV module flexible bracket technical solution[J]. *Solar Energy*, 2018, (3): 37-40.
- [15] 李成志. 柔性光伏支架系统构造设计与工程应用[J]. *建筑技术*, 2021, 52(9): 1120-1122.
- LI Cheng-zhi. Structure design and engineering application of flexible photovoltaic support system[J]. *Architecture Technology*, 2021, 52(9): 1120-1122.
- [16] 沈世钊,徐崇皇,赵臣,等. 悬索结构设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2006: 29-30.
- SHEN Shi-zhao, XU Chong-huang, ZHAO Chen, et al. Design of cable structures[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006: 29-30.
- [17] GB 8918-2006. 重要用途钢丝绳[S]. 北京:中国标准出版社, 2006.
- GB 8918-2006. Steel wire ropes for important purposes[S]. Beijing: Standards Press of China, 2006.
- [18] 张其林. 索和膜结构[M]. 同济大学出版社, 2002: 12-14.
- ZHANG Qi-lin. Cable and membrane structures[M]. Tongji University Press, 2002: 12-14.
- [19] GB 50009-2012. 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.
- GB 50009-2012. Load code for the design of building structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [20] NB/T 10115-2018. 光伏支架结构设计规程[S]. 北京:中国计划出版社, 2019.
- NB/T 10115-2018. Code for design of photovoltaic modules support structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2019.
- [21] GB 50797-2012. 光伏发电站设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2012.
- GB 50797-2012. Code for design of photovoltaic power station[S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [22] JGJ 257-2012. 索结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.
- JGJ 257-2012. Technical specification for cable structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [23] 王卫华. 结构风荷载理论与 Matlab 计算[M]. 北京:国防工业出版社, 2018: 10-13.
- WANG Wei-hua. Theory and calculation of wind loads on structures[M]. Beijing: National Defense Industry Press, 2018: 10-13.
- [24] 李杰超,魏德敏. 大跨索网结构风振系数分析[J]. *空间结构*, 2008, 14(3): 36-40.
- LI Jie-chao, WEI De-min. Analyses for wind-induced coefficients of long-span cable-net structures[J]. *Spatial Structures*, 2008, 14(3): 36-40.