

引文格式:李振兴,翟建强,吴彩霞,等. 单层索系柔性光伏支架结构设计参数分析[J]. 太原理工大学学报, 2026, 57(3): 649-659.

LI Zhenxing, ZHAI Jianqiang, WU Caixia, et al. Design parameters analysis of single-layer cable flexible photovoltaic support structure[J]. Journal of Taiyuan University of Technology, 2026, 57(3): 649-659.

单层索系柔性光伏支架结构设计参数分析

李振兴¹, 翟建强¹, 吴彩霞¹, 王艳珺¹, 张 澎¹, 蒋姝柠², 郭昭胜^{2,3}

(1. 中国能源建设集团 山西省电力勘测设计院有限公司, 山西 太原; 2. 太原理工大学 土木工程学院, 山西 太原;
3. 土木工程防灾与控制山西省重点实验室, 山西 太原)

摘 要:【目的】研究单层索系柔性光伏支架结构受力及变形的问题, 为单层索系柔性光伏支架设计施工提供理论参考。【方法】通过线性滤波法模拟脉动风时程, 利用有限元软件分别对不同设计参数结构进行脉动风动力时程分析和等效静力分析, 其中对比分析了索初始预应力、索跨度、高低跨倾角对结构风振响应的影响, 并计算了其风振系数; 等效静力分析在动力分析的基础上进行了更为细致的参数对比分析。【结果】分析结果表明: 施加索初始预应力极大增加了结构刚度, 改变了结构动力特性; 索跨度为影响结构风振系数计算值的主要因素; 单层索系柔性光伏支架结构跨度在10~30 m时, 建议结构正风向风振系数取1.58~1.77, 负风向风振系数取1.68~1.81。减小跨度是控制索挠度的最有效方式, 但是跨度过小会使钢立柱数量过多, 造成钢材浪费, 建议跨度选定在15~20 m; 温度对结构整体变形存在一定影响, 低温能够减小索竖向变形; 改变支座倾角对柔性光伏结构的索挠度、索力和支座水平支反力影响不大, 但对中柱和端柱竖向支反力影响明显, 进行结构地基基础设计时应特别注意。

关键词: 柔性光伏支架; 单层索系; 风振系数; 动力响应; 静力响应

中图分类号: TU312.1 **文献标识码:** A

DOI: 10.16355/j.tyut.1007-9432.20240196 **文章编号:** 1007-9432(2026)03-0649-11

Design Parameters Analysis of Single-Layer Cable Flexible Photovoltaic Support Structure

LI Zhenxing¹, ZHAI Jianqiang¹, WU Caixia¹, WANG Yanjun¹, ZHANG Peng¹,
JIANG Shuning², GUO Zhaosheng^{2,3}

(1. Shanxi Electric Power Survey and Design Institute Co., Ltd., China Energy Construction Group, Taiyuan, Shanxi, China; 2. College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan, Shanxi, China;
3. Shanxi Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Control, Taiyuan, Shanxi, China)

Abstract:【Purposes】In order to study the stress and deformation of single-layer cable flexible photovoltaic bracket structure, the linear filter method is used to simulate the pulsating wind time history, and the finite element software is used to conduct the pulsating wind dynamic time history and equivalent static analyses of the structure with different design parameters. 【Methods】The effects of initial prestress of the cable, span of the cable, and angles of the high and low span on the wind vibration response of the structure were analyzed. The wind vibration coefficient was calculated. On the basis of dynamic analysis, a more detailed parameter comparison analysis was made for the equivalent

收稿日期: 2024-03-25; 修回日期: 2024-05-21

第一作者: 李振兴, 硕士研究生, (E-mail) zxl.li@sepec.com.cn

通信作者: 郭昭胜, 博士, 副教授, 主要从事桩基础抗震性能、既有结构可靠性评估与修复等研究, (E-mail) 13934511792@163.com

static analysis. **【Results】** The analysis results show that the application of initial prestress greatly increases the structural stiffness and changes the dynamic characteristics of the structure. Cable span is the main factor affecting the calculation value of structural wind vibration coefficient. When the span of single-layer cable flexible photovoltaic support structure is 10~30 m, the wind vibration coefficient of the structure is recommended to be 1.58~1.77 in the positive direction and 1.68~1.81 in the negative direction. Reducing the span is the most effective way to control the cable deflection, but too small span will make the number of steel columns too much, resulting in steel waste. Thus, it is recommended that the span is selected at 15~20 m. Temperature has a certain effect on the overall deformation of the structure, and low temperature can reduce the vertical deformation of the cable. Changing the angle of the support has little effect on the cable deflection, cable force, and horizontal support reaction of the flexible photovoltaic structure, but it has obvious effect on the vertical support reaction of the middle column and the end column. Special attention should be paid to the design of the structural foundation.

Keywords: flexible photovoltaic bracket; single cable system; wind-induced vibration coefficient; dynamic response; static response

随着城市工业化的快速发展,全球环境污染愈发严重,为了减少人类对环境的破坏,探索和发展新能源成为当务之急。太阳能作为一种清洁的可再生资源逐渐被广泛利用起来^[1]。传统固定式光伏支架由于对场地平整度要求高、布置不够灵活、土地利用率低等原因,建设发展受到限制。而柔性光伏支架结构能够因地制宜地搭设在湖泊、山间林地、污水处理场等上部空间,既能满足接收太阳能的作用,还能解决土地无法二次利用的问题。目前以柔性悬索作为光伏板支承结构被逐步运用到光伏工程建设之中^[2]。

随着其在工程建设中的推广应用,有关学者开始对单层索系柔性光伏支架受荷响应进行分析研究。杨政^[3]针对单层悬索光伏支架的静力性能进行了研究,提出了一种基于抛物线理论的拉索简化计算方法。宋慧铭^[4]开展单层索系柔性光伏支架结构的静力和动力响应分析,给出风振系数建议值为1.3~1.7,提出索的风振响应大小与跨度正相关。杨光^[5]利用等效力法计算出结构的风振系数,并提出计算风振系数时需要考虑结构风振响应波动变化范围、索直径等因素的影响。周杰^[6]以某山区柔性光伏支架实例研究了光伏柔性支架拉索受力及挠度的设计容许值,通过SAP2000有限元软件建模分析,根据计算结果并结合工程经验提出建议以2.0作为光伏柔性支架拉索的抗拉设计分项系数,以跨度的1/15作为变形挠度容许值。现有研究对支架体系变化参数的对比分析较少,本文结合工程实例,针对单层索系柔性支架在工程中可能的应用场

景进行了参数化的动力和静力对比分析。

柔性索本身自重非常轻,整体柔性大,具有非常大的几何非线性特征^[7],在自然风的作用下极易发生风振现象,在设计时一般将动力风荷载等效为静力风与风振系数乘积的方式将脉动风动力荷载转化为静力荷载进行设计计算,但柔性光伏支架的风振效应受索初始预应力、跨度等诸多因素影响,进行等效静力具有一定局限性。单层索系柔性光伏支架虽然结构布置简单,但工作状态中承重索存在较大的初始预应力,边跨支架要承受索预应力及光伏板传递来的荷载^[8]。目前,传统的设计计算在宏观指标上基本能满足准确性要求,但整体结构在实际荷载下的受荷表现仍需验证。

本文选用Davenport风谱,基于AR线性滤波器法在风速模拟中将均值为零的白噪声随机序列通过滤波器,使其输出的随机过程具有指定谱特征,再进行脉动风速时程的模拟,然后采用有限元分析软件进行柔性光伏支架结构参数化对比动力时程分析,进而给出结构的风振系数建议取值;同时进行结构等效静力分析,对比了不同预应力、不同跨度、温度差变化、山地条件下的高低跨倾角对柔性支架结构受荷响应的影响,作为静载试验的理论补充,同时为工程设计提供理论参考。

1 有限元模型建立

本研究结合工程需求,开展了跨度为17.5 m的双列双跨柔性光伏支架足尺静载试验。试验中承重索采用 $\varnothing 15.2$ mm热镀锌钢绞线,所施加初始预

应力为80 kN,支架采用底部铰接或刚接的钢立柱,光伏组件规格 $2\,278\times 1\,134\times 35$,自重32 kg,光伏板倾角均为 20° ,光伏板最低点离地高度2 m。试验考虑到柔性光伏支架大多建设在野外山坡等不平缓地势处,不同跨之间存在支座高差,其中一列为高低不等跨,一列为等高跨,见图1。



图1 柔性光伏支架静载试验现场照片

Fig.1 Flexible photovoltaic support static load test site photo

本文柔性光伏支架模型采用单列两跨布置,两跨跨度相等,所有构件与实验中使用的构件保持一致,柔性光伏支架布置形式见图2。

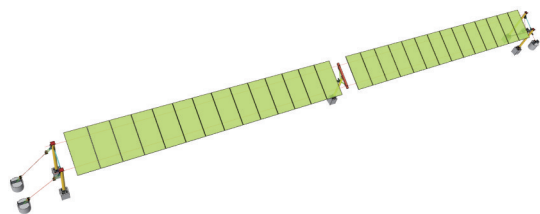


图2 柔性光伏支架三维示意图

Fig.2 3D diagram of flexible photovoltaic support

采用SAP2000软件进行建模,建模前对该模型进行以下假定:1)拉索为理想柔性,材料力学特性符合胡克定律;2)拉索在自重及受荷时线形曲线为抛物线;3)拉索的质量沿索弦向均匀分布;4)拉索所受荷载等效为均匀分布。

承重索采用框架单元模拟,并进行属性修正,折减抗弯刚度,细分单元有利于提高计算精度;动力分析时按弹性模量为80 GPa考虑光伏板结构刚度,静力分析时不考虑光伏板刚度对结构的有利约束作用,模型中按虚面建立光伏板以传递荷载;下部支承构件用框架单元模拟,各撑杆之间进行端部释放,使其作为二力杆只受轴向力,中柱和边柱与地面铰接,斜拉索与地面固结。

2 结构动力分析

2.1 脉动风模拟

基于线性滤波法(AR法)计算脉动风速时程曲线,参照《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012)^[8],25年重现期基本风压 0.42 kN/m^2 ,算得基本风速为26.1 m/s。模拟所得的风速时程曲线如图3所示。图4给出了模拟风谱与Davenport谱的对比图,由该图可知模拟风谱与目标谱拟合较好,风速时程模拟结果较为准确。计算风荷载时程时,按每隔4块光伏板考虑脉动风空间效应,单节点承担风荷载作用面积为2块光伏组件平面面积,图5给出了施加于悬索某节点处的脉动风荷载曲线,正风向风荷载垂直于光伏板受光面,负风向表示风荷载垂直于光伏板背光面。

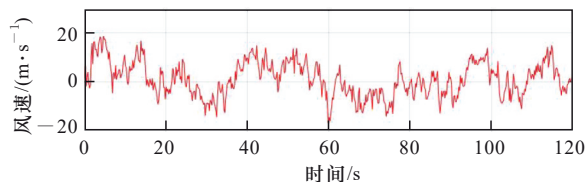


图3 脉动风速时程曲线图

Fig.3 Time history diagram of fluctuating wind speed

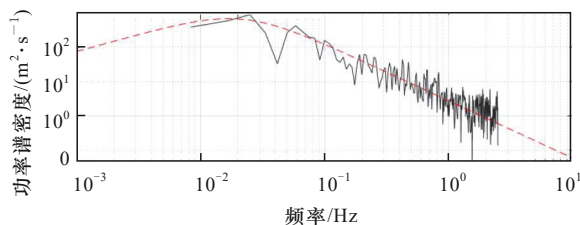


图4 模拟风速谱与Davenport对比

Fig.4 Comparison of simulated wind speed spectrum with Davenport

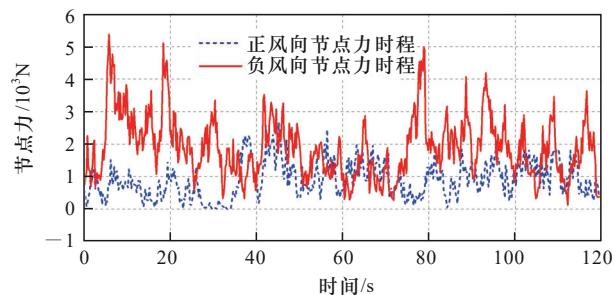


图5 脉动风荷载时程曲线

Fig.5 Time history curves of fluctuating wind load

2.2 风振系数计算

对于单层索系柔性光伏支架结构而言,采用位移风振系数相比荷载风振系数更为合理^[9]。结构风振系数为结构脉动风位移响应与结构静力风位移响应的比值,可由以下两式计算^[10]得出:

$$\beta_{d+}=\frac{\bar{\mu}_{wi}+\mu_{di}+\sigma_{wi}}{\mu_{swi}}.$$
 (1)

$$\beta_{d-}=\frac{\bar{\mu}_{wi}+\mu_{di}-\sigma_{wi}}{\mu_{swi}}.$$
 (2)

式中:β_{d+}为节点正风向风振系数;β_{d-}为节点负风向风振系数;μ_{di+}为正位移峰值因子,μ_{di-}为负位移峰值因子,根据《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012),可取2.5;μ_{wi}为节点由脉动风荷载引起的位移平均值;σ_{wi}为节点由脉动风荷载引起的位移标准差;μ_{swi}为节点由静风荷载引起的位移。

2.3 风振响应分析

工程中单层索系柔性光伏支架变化参数主要为索初始预应力大小、跨度、索径、温度等;结构

总温差主要会造成主索初始预应力的损失或增加,进而转化为初始预应力大小改变的问题,索作为柔性结构,索径变化对索结构刚度影响甚微。因此本文动力分析主要针对主索初始预应力大小、索跨度,以及山地条件下支座高低跨对结构风振响应的影响。分别建立不同工况动力时程分析模型,包括保持跨度20 m不变,改变预应力为0(自然下垂状态)、80、100、120、140、160、180、200 kN的模型;再保持80 kN预应力不变,变化跨度为10、15、17.5、20、25、30 m的模型;最后保持跨度和预应力都不变,改变悬索低跨与水平线夹角为0°、5°、10°、15°的对比模型,由公式(1)和公式(2)求得脉动风最大位移,最后将计算工况及各工况计算结果汇总于表1。

表 1 各动力工况动力响应
Table 1 Dynamic response of each dynamic condition

动力工况	一阶自振频率/Hz	二阶自振频率/Hz	脉动正风最大位移/mm	静力正风最大位移/mm	脉动负风最大位移/mm	静力负风最大位移/mm	正风风振系数	负风风振系数
17.5 m-0 kN	0.002 06	0.002 06	—	—	—	—	—	—
17.5 m-80 kN	1.891	1.982	220.54	136.60	-276.47	-158.07	1.61	1.75
17.5 m-100 kN	2.089	2.215	183.86	113.44	-236.14	-132.06	1.62	1.79
17.5 m-120 kN	2.261	2.426	155.18	96.58	-203.54	-112.73	1.61	1.81
17.5 m-140 kN	2.412	2.621	135.44	83.91	-178.19	-98.03	1.61	1.82
17.5 m-160 kN	2.626	2.911	111.84	69.32	-147.31	-80.76	1.61	1.82
17.5 m-180 kN	2.752	3.087	100.26	62.03	-131.85	-72.12	1.62	1.83
17.5 m-200 kN	2.867	3.253	90.21	56.14	-119.14	-65.09	1.61	1.83
10 m-80 kN	3.301	3.585	-59.66	33.78	-71.53	-39.45	1.77	1.81
15 m-80 kN	2.213	2.339	-150.62	92.02	-193.97	-107.10	1.64	1.81
17.5 m-80 kN	1.891	1.982	220.54	136.60	-276.47	-158.07	1.61	1.75
20 m-80 kN	1.645	1.712	-297.13	181.66	-357.15	-208.65	1.64	1.71
25 m-80 kN	1.293	1.333	-370.35	286.11	-453.94	-325.44	1.59	1.69
30 m-80 kN	1.054	1.079	-658.68	415.71	-786.43	-467.53	1.58	1.68
17.5 m-80 kN-0°	1.891	1.982	220.54	136.60	-276.47	-158.07	1.61	1.75
17.5 m-80 kN-5°	1.887	1.978	-222.10	138.34	-274.29	-155.85	1.61	1.76
17.5 m-80 kN-10°	1.877	1.964	-223.01	139.29	-272.55	-153.80	1.60	1.77
17.5 m-80 kN-15°	1.861	1.939	-223.97	140.42	-269.74	-151.28	1.60	1.78

注:规定索跨中竖直向下位移为正,索跨中竖直向上位移为负

2.3.1 结构周期及振型

动力分析时取模态阶为50阶,可获得高频局部构件模态振型,满足后续动力分析要求,计算所得各方案前二阶自振频率;通过对比各工况振型情况,发现结构一阶振型基本为上下平动振型,二阶振型为平面外扭转振型,选取其中一种工况如图6所示。计算表明单层索结构在自重方向及平面外抗扭刚度上较弱。通过对比观察发现,施加初始预应力后,可明显提高结构刚度,前两阶自振频率显著增大,悬索跨度和初始预应力大小对结构自振频率有较大影响,初始预应力越小,跨度越大,结构自

振频率越小,自振周期越大,结构越柔,反之结构刚度越大;支架高低跨不同倾角变化的结构自振频率相对接近。

2.3.2 初始预应力对结构风振响应的影响

输出各变化初始预应力工况响应最大处索位移和索力时程数据绘制于图7。由图7可知,仅改变索初始预应力的结构动力响应变化呈现明显规律性,随着初始预应力的增加,承重索位移响应相应减小,且负风下的位移变化量大于正风,由于光伏板自重的有利作用,负风索力相较于正风整体偏小,初始预应力越大风振效应越小,风振曲线接近直

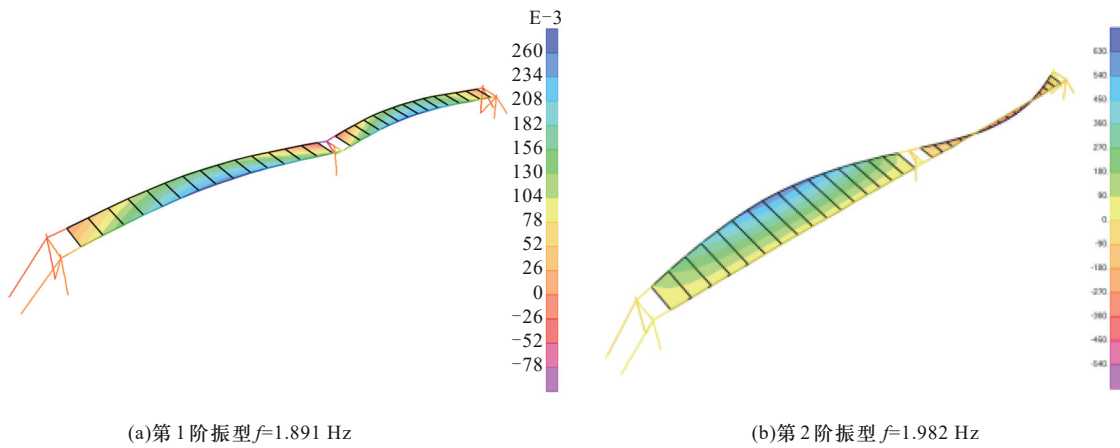


图 6 17.5 m-80 kN 工况前 2 阶模态
Fig.6 The first two modes of 17.5 m-80 kN working condition

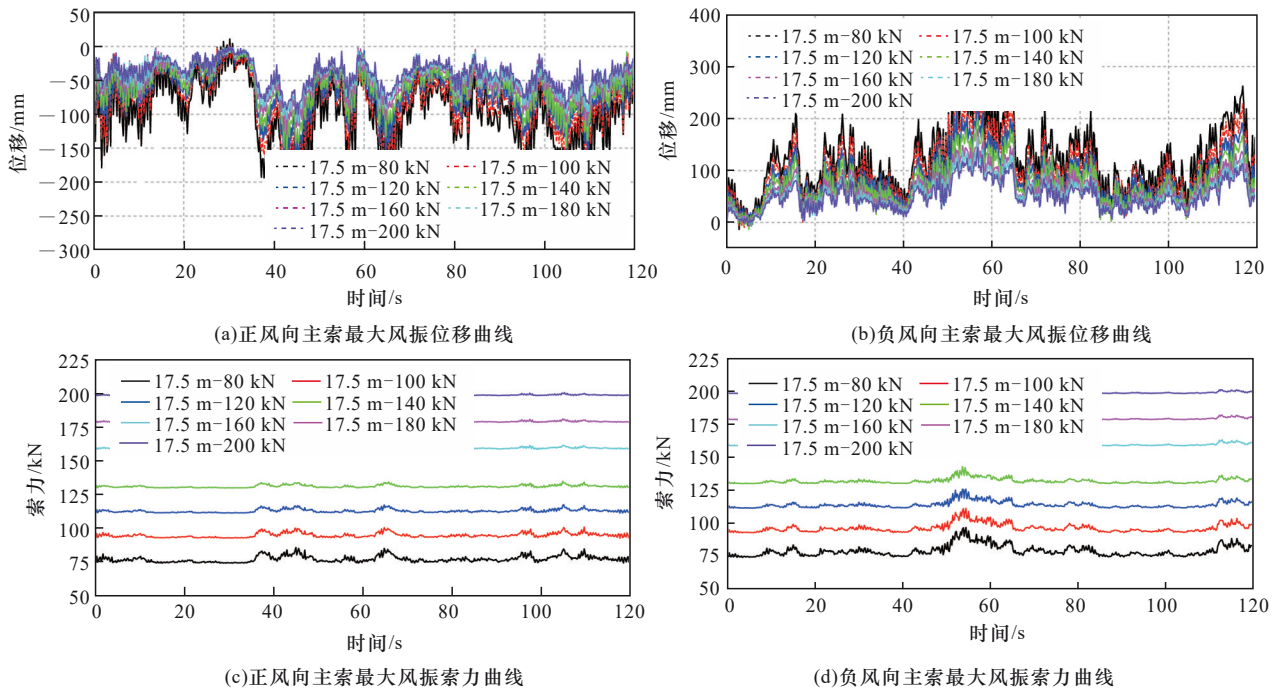


图 7 预应力改变下结构风振响应对比图
Fig.7 Comparisons of structural wind vibration response under prestressed change

线。以 17.5 m-80 kN 和 17.5 m-200 kN 为对比对象,正风作用时,前者和后者最大风振位移分别为 257.5 和 101.7 mm,风振索力分别为 85.97 和 201.04 kN;负风作用时,前者和后者最大风振位移分别为 384.6 和 144.6 mm,风振索力分别为 96.97 和 204.57 kN。可见增加索初始预应力可大幅减小索位移响应,且初始预应力越大索力风振波动幅度越小。根据表 1 可知,公式计算得到的初始预应力变化范围内索最大正向风振变形为索跨度的 $1/194\sim 1/79$,最大负向风振变形为索跨度的 $1/146\sim 1/63$ 。

2.3.3 跨度对结构风振响应的影响

以跨度作为变化参数,对不同跨度下的模型都施加 80 kN 预应力,分析模型的动力响应。从图 8

可以看到在正风和负风作用下,承重索的位移变化与跨度变化呈正相关的趋势,主索风振振幅明显增加。以 17.5 m-80 kN 和 30 m-80 kN 为对比对象,正风作用时,前者和后者最大风振位移分别为 257.5 和 683.8 mm,风振索力分别为 85.97 和 107.08 kN;负风作用时,前者和后者最大风振位移分别为 384.6 和 809.3 mm,风振索力分别为 96.97 和 111.39 kN。可见索初始跨度增大时索位移响应迅速变大,且跨度越大索力风振波动幅度越大。由表 1 可知,当索初始预应力为 80 kN 时,跨度从 10 m~30 m 的索最大正向风振位移分别为跨度的 $1/335、1/133、1/79、1/67、1/54、1/30$,最大负向风振位移分别为跨度的 $1/280、1/103、1/63、1/55、1/44、1/25$;此时可加大初

始预应力以减小风振效应。但跨度过大时,为满足结构挠度要求,所需初始预应力又过大,会造成基础造价过高、索应力较大、安全冗余度低等问题,因

此单层索系需合理控制结构跨度,并施加合理大小的初始预应力。

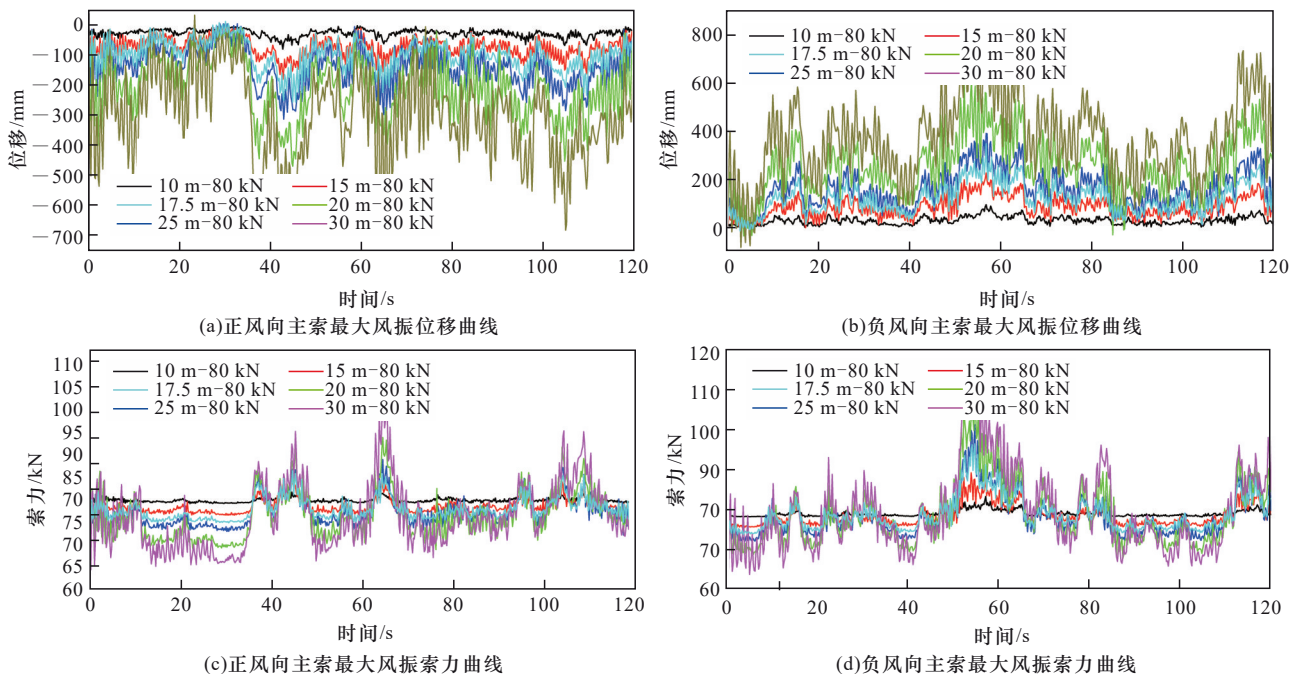


图 8 跨度改变下结构风振响应对比图

Fig.8 Comparisons of structural wind response with span change

2.3.4 高低跨对结构风振响应的影响

由于柔性光伏支架安装范围非常广,时常跨越山川河流,因此光伏支架按等高等跨的规律排布情况较少,随着山坡走势安装时经常会出现高度差。为了研究不同高度柔性光伏支架承重索的动力响应与山坡倾角之间的关系,在常温 25℃下保持跨度 17.5 m、预应力 80 kN 不变建立倾角 α 为 0°、5°、10° 和 15° 的等跨单侧倾角模型,如图 9 示意。

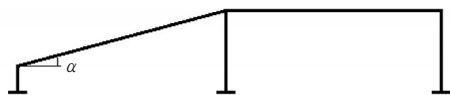


图 9 倾角改变模型图示

Fig.9 Angle change model diagram

通过动力计算分析后可以看出随着倾角 α 的增加,结构风振效应变化并不明显,承重索位移和索力变化都很小,如图 10 所示。以 17.5 m-80 kN-0° 和 17.5 m-80 kN-15° 为对比对象,正风作用时,前者 and 后者最大风振位移分别为 257.5 mm 和 257.6 mm,风振索力分别为 85.97 kN 和 89.6 kN;负风作用时,前者 and 后者最大风振位移分别为 384.6 mm 和 341.4 mm,风振索力分别为 96.97 kN 和 94.75 kN,说明倾角改变后对结构风振响应影响不大。

2.3.5 结构风振系数取值分析

表 1 中分别列出了不同工况下的风振系数计算结果,可知结构负风向风振系数计算值整体大于正风向,改变索初始预应力对风振系数计算值的影响较小,其正风向风振系数在 1.70 附近波动,浮动范围不超过 0.02,负风向风振系数在 1.82 附近波动,浮动范围小于 0.04;改变高低跨倾角对风振系数计算值几乎没有影响,其正风向风振系数在 1.60 附近波动,浮动范围不超过 0.01,负风向风振系数在 1.76 附近波动,浮动范围小于 0.02;当跨度在 10~30 m 变化时,结构正风向风振系数从 1.58 增加到 1.77,负风向风振系数从 1.68 增加到 1.81,可见索跨度是影响风振系数计算值的最主要因素。

根据上述分析结果,对于跨度为 10~30 m 的单层索系柔性光伏支架结构进行等效静力计算时,正风向风振系数建议取 1.58~1.77,负风向风振系数建议取 1.68~1.81。

3 结构静力参数化对比分析

3.1 静力等效荷载计算及荷载组合

结构动力分析常常伴随着理论深奥、计算量大、步骤复杂、数据处理繁琐的特点,不便于直接在工程设计中应用,因此在工程设计计算时,为提高

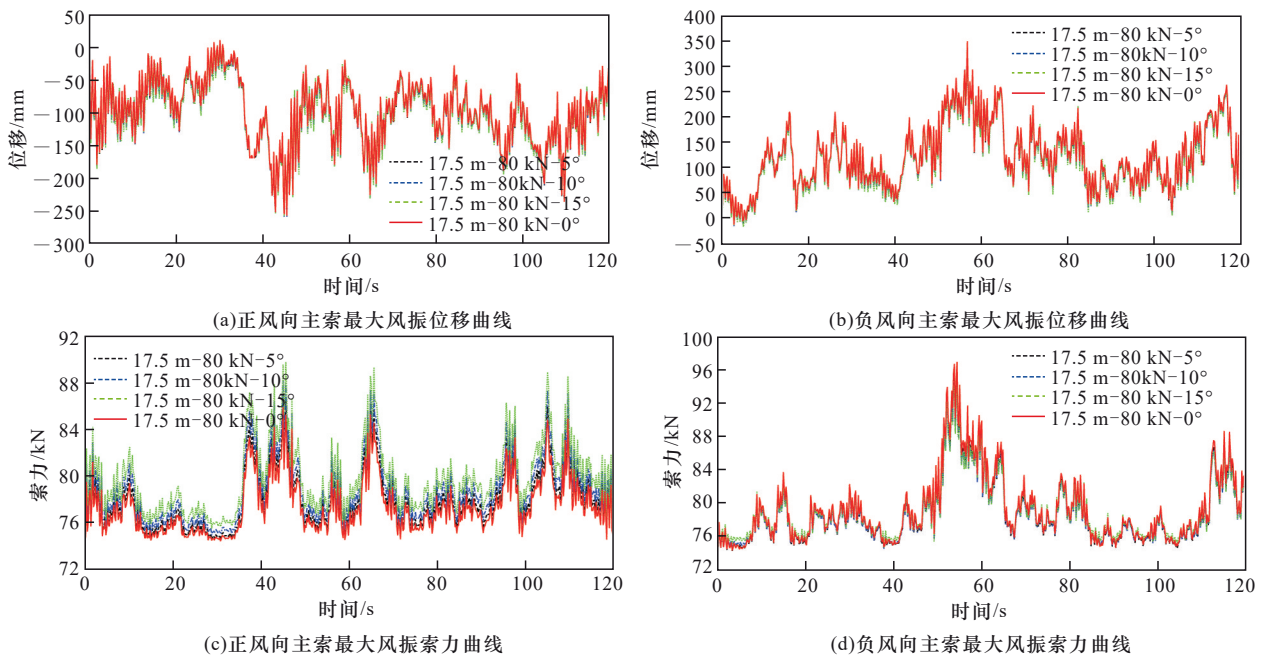


图 10 倾角改变下结构风振响应对比图

Fig.10 Comparisons of structural wind vibration response with inclination change

设计效率、进一步分析结构细节,一般将脉动风作用等效为静力风进行计算,即通过结构动力响应分析计算出风振系数后,将计算出的风振系数最大值代入静力模型计算。通过等效静力计算分析更为细致的参数变化对单层索系柔性光伏支架受荷响应的影响,计算时风振系数取建议值的最大值,正风风振系数取 1.77,负风风振系数取 1.81,基本风压取 0.42 kN/m^2 ,风荷载体型系数正风取 0.85、负风取 1.0,风压高度系数取 1.0,山地地形调整系数为 1.5,考虑到工程中结构主要受到的荷载形式,荷载标准值计算结果见表 2。

表 2 光伏板面荷载标准值

Table 2 Standard values of surface load kN/m^2

荷载名称	荷载值	荷载名称	荷载值
光伏板自重	0.183	雪荷载	0.26
正风荷载	0.947	负风荷载	-1.140

模型中以考虑正风荷载、负风荷载、雪荷载、温度荷载进行荷载组合得到以下各种工况见表 3,各种工况计算皆承接索初始预应力,进行迭代计算,该结构有限元模型如图 11 所示。

3.2 初始预应力对承重索竖向变形的影响

在图 11 跨度为 17.5 m 初始预应力为 80 kN 的模型的基础上,计算了预应力分别为 100 kN、120 kN、140 kN、160 kN、180 kN、200 kN 的对比模型的等效静力响应。17.5 m-80 kN 模型在自重和最大荷载工况下的变形图如图 12、13 所示。

表 3 荷载组合工况

Table 3 Combined load conditions kN/m^2

工况组合	自重荷载	正风荷载	负风荷载	正温荷载	负温荷载	雪荷载
BZ1	1	-	-	-	-	-
JB1	1.3	-	-	-	-	-
BZ2	1	1	-	0.7	-	-
JB2	1.3	1.5	-	1.05	-	-
BZ3	1	1	-	-	0.7	-
JB3	1.3	1.5	-	-	1.05	-
BZ4	1	-	0.6	1	-	-
JB4	1	-	0.9	1.5	-	-
BZ5	1	-	0.6	-	1	-
JB5	1	-	0.9	-	1.5	-
BZ6	1	1	-	-	0.7	0.7
JB6	1.3	1.5	-	-	1.5	1.05

注:BZ代表标准组合下工况,用于分析结构的位移变化;JB代表基本组合下荷载工况,用于分析结构所受内力

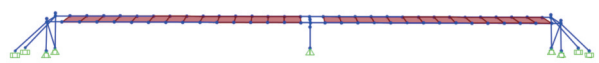


图 11 柔性光伏支架有限元等效静力计算模型

Fig.11 Finite element model of flexible photovoltaic support

在图 12 中给出各种预应力下的索位移变化趋势,本文所有模型的竖向位移最大点在承重索跨中,方向规定竖直向下为正,竖直向上为负。

从模型可以看出,当承重索只受预应力和光伏板自重时(工况 BZ1),承重索 1(低索)、承重索 2(高索)的竖向变形一致;而在承受风荷载和雪荷载时(工况 BZ6),能明显看出 1、2 两根承重索的变形不一致,因为雪荷载的作用方向为重力投影方向,风

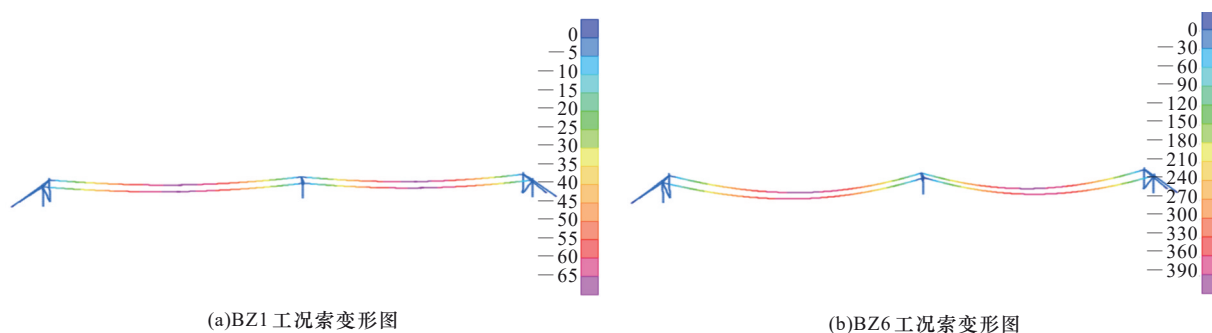


图 12 不同工况下索变形图

Fig.12 Cable deformation diagram with different working conditions

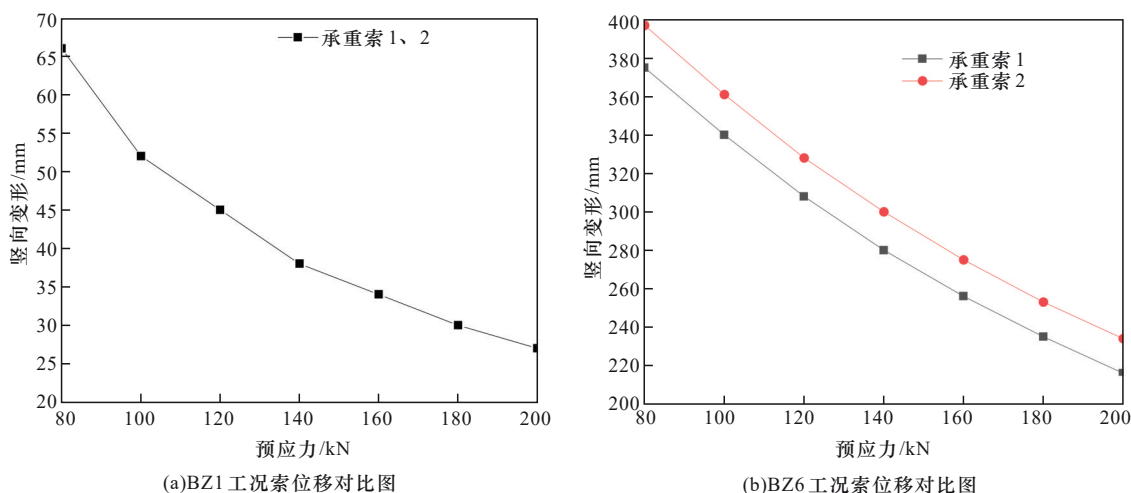


图 13 不同预应力下主索响应对比

Fig.13 Comparison of main cable responses with different prestresses

荷载的作用方向为光伏板垂直方向,两根索受力稍有不同,承重索1承受荷载更多,内力更大,变形则小;承重索2承受荷载更少,内力更小,变形则大。同时,根据图13还可以观察到承重索的预应力逐渐增大时,索1竖向变形从375 mm减小到216 mm,索2竖向变形从397 mm减小到233 mm,减幅均达到70%以上,说明索的竖向位移与预应力增长呈负相关,与动力分析中承重索竖向变形规律一致。

3.3 温度对承重索的承载影响

在中国北方地区冬夏温差较大,而承重索本身具有热胀冷缩的特性。为探究温度与承重索承载响应的关系,在图11模型基础上,设置35、25、15、5、-5、-15、-25℃不同温度进行对比分析计算,统计不同温度下承重索的竖向变形情况和内力变化趋势,分别进行比较,结果如图14所示。

从图14中可以看到随着温度升高,承重索的竖向位移逐渐增大,最大温差之间的竖向位移差达到37 mm,变化幅度达到10%。同时承重索的内力与温度呈负相关,最大温差之间索力变化幅度达到11.6%。对于整体结构而言,正温荷载下,随温度升

高,承重索出现松弛现象,此时索内力减小,竖向变形增大;负温作用时承重索开始紧绷,索内力加大,承重索的变形逐渐减小,负温荷载有利于结构的稳定性。因此,进行结构设计和模拟计算时应当考虑温度荷载对承重索变形和内力的影响。

图15中随着跨度增加,光伏板的数量及所受外界荷载也逐渐增加,承重索索力也呈上升趋势,承重索在工况BZ6下的跨中最大竖向位移有明显的上升趋势。在跨度较小时,增大预应力除了对承重索的竖向位移有影响之外,还会加大对边柱的水平拉力,从而导致承重索在使用中的预应力损失加大;当跨度较大时,较大的预张力可以显著减小拉索跨中的挠度,从而减小组件的变形。跨度超过20 m后,随着跨度增加,拉索跨中挠度增速加快。当跨度为10 m时施加80 kN的预应力承重索竖向变形为156 mm,跨度15 m时施加100 kN承重索竖向变形为279 mm,满足《光伏柔性支架设计与安装技术导则》^[11]TCPIA 0047—2022 4.1.7中索容许变形要求L/50的设计要求。

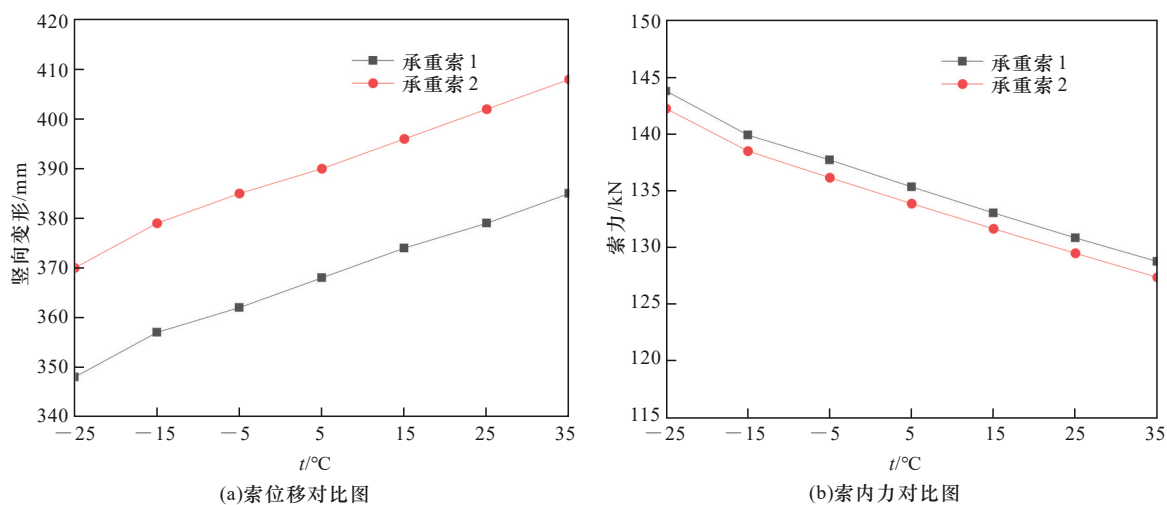


图14 不同温度下主索响应对比

Fig.14 Comparison of main cable responses at different temperatures

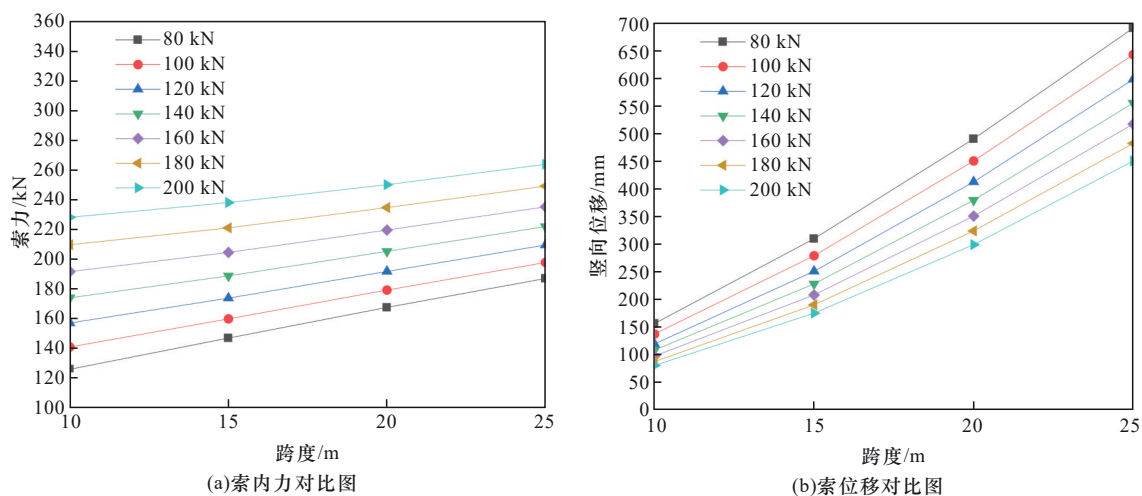


图15 不同跨度下主索响应对比

Fig.15 Comparison of main cable responses with different spans

3.4 高低跨对承重索竖向变形的影响

本文分别建立了三类不同支座倾角下的预应力为80 kN、跨度为17.5 m等跨对比模型,第一类模型支座倾角分别为 0° 、 5° 、 10° 、 15° ,只在模型一侧按不同倾角降低高度,另一侧保持平行,记为单侧倾角模型;第二类模型两侧按 0° 、 5° 、 10° 、 15° 对称降低高度,记为双侧倾角模型;第三类模型则是两跨结构的支座倾角相同,分别还是以 0° 、 5° 、 10° 、 15° 为例,记为整体倾角模型。图16为三种类型模型示意图。

在软件中计算出三类倾角模型下倾斜段的承重索竖向位移,因承重索2的竖向位移比承重索1更大,故只将倾斜段承重索2的竖向位移列出,在BZ6工况下各个位移统计比较见图17。

通过从不同位置 and 不同角度进行建模计算后,在单侧倾角和整体倾角模型下其承重索的竖向位

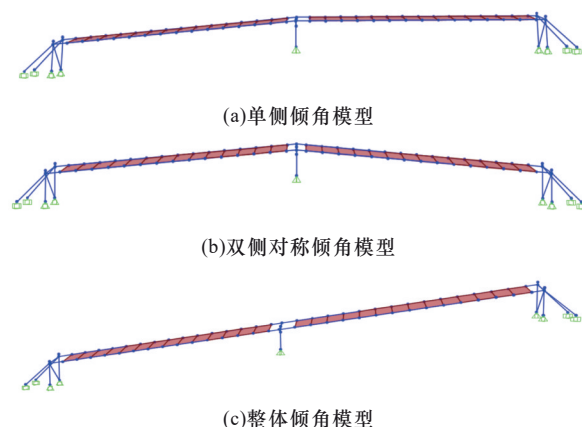


图16 柔性光伏支架各倾角有限元模型

Fig.16 Finite element model of each angle of flexible photovoltaic bracket

移基本上不发生改变,只有双侧倾角时竖向位移从最初397 mm变化到424 mm,变化幅度为7%左右,索力都随角度出现稍微变大的趋势。说明当柔性

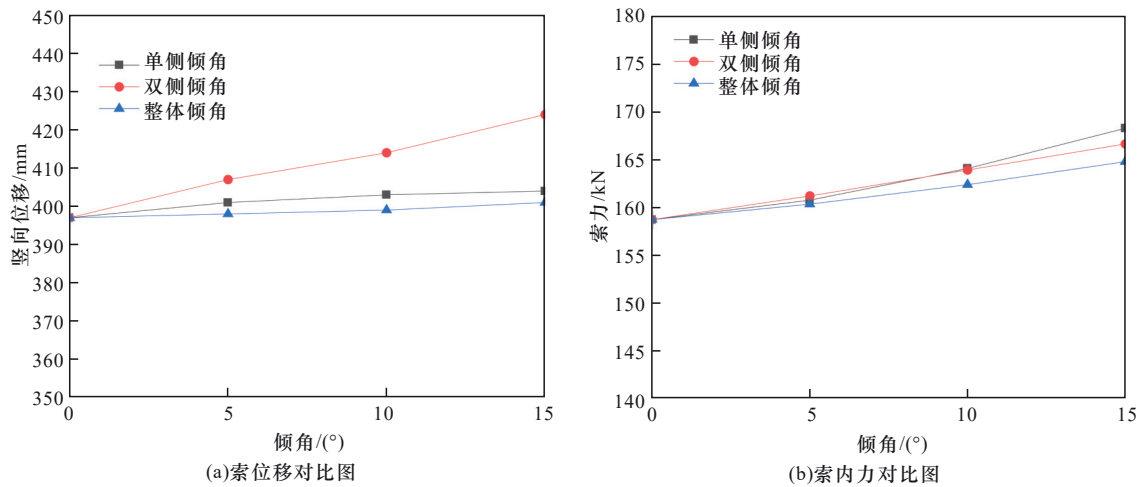


图 17 不同高度差下主索响应对比

Fig.17 Comparison of main cable responses with different height differences

光伏架设在不同高差的山坡时,在各种荷载作用下该结构承重索的竖向位移和最大索力受山坡倾角影响较小。除关注承重索竖向变形以外,还需注意

当山坡有倾角时,各立柱支座反力也可能发生变化,尤其是竖直方向的反力变化非常明显,具体变化情况如图 18 所示。

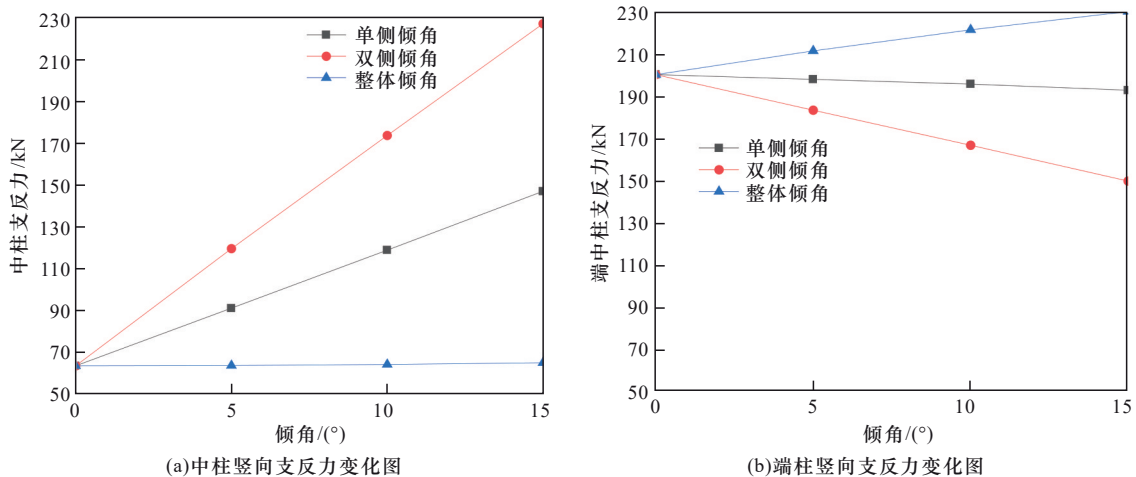


图 18 不同高度差下支座反力对比

Fig.18 Comparison of bearing reaction forces with different height differences

从图 18 中可以看出,随着模型倾角加大,各种模型中的中柱竖向支反力都出现正增长,在双侧对称倾角模型中增长速度最快,最大倾角下的中柱竖向支反力是 0° 倾角下的 2.57 倍,单侧倾角模型次之,为 0° 倾角下的 1.3 倍,整体倾角的模型中柱竖向支反力基本上没有变化。在端柱竖向支反力变化图中可以发现,整体倾角下的模型端柱竖向支反力随角度增大而加大,增幅为 15% 左右;单侧和双侧对称模型中的端柱竖向支反力随倾角加大而减小,且双侧对称角度模型下幅度减小最明显,减幅达到 33%;单侧倾角下的幅度减小不明显,基本上变化不大。各立柱下的水平支反力变化非常小,最大变化幅度仅 4%。因此,对于存在坡度的结构计算,应

该重点关注各立柱的受力情况。

4 结论

通过对单层索系柔性光伏支架整体结构进行动力和静力分析后得出以下结论:

1) 索初始预应力的施加极大增加结构刚度,改变了结构动力特性;初始预应力越大结构风振响应越小,跨度越大结构风振响应越大。

2) 索初始预应力及索高低跨倾角改变的风振系数计算值接近,索跨度为影响结构风振系数计算值的最主要因素。单层索系柔性光伏支架结构跨度在 10~30 m 时,建议结构正风向风振系数取 1.58~1.77,负风向风振系数取 1.68~1.81。

3)同一预应力下承重索的竖向变形与跨度正相关,减小跨度是控制索竖向变形的最显著方式,但是跨度过小会使钢立柱数量过多,造成钢材浪费。建议对单层索系柔性光伏支架结构单跨跨度选定在15~20 m之间为宜。

4)温度对结构整体变形存在影响,低温能够减小结构竖向变形,最大减小幅度可达10%。温度越低索力越大,承重索处于紧绷状态,此时索力变化幅度为11.6%。因此,进行结构设计时应当充分考

虑温度荷载的影响。

5)柔性光伏支架在各种不同形式的支座倾角下对结构的竖向位移和索力影响较小,但对中柱和端柱的竖向支反力影响较为明显。尤其是当结构为双侧对称倾角模型时最为明显,此时中柱竖向支反力是 0° 倾角下的2.57倍,端柱支座竖向反力减小幅度达到33%,所有立柱的水平支反力变化非常小,最大变化幅度仅4%。因此在进行结构地基基础设计时应重点关注支座竖向反力的变化。

参考文献:

- [1] 杜航.大跨度柔性光伏支架结构的风致效应及其控制[D].杭州:浙江大学,2022.
- [2] 王雨.光伏组件柔性支架技术方案[J].太阳能,2018(3):37-40.
WANG Y. Photovoltaic module flexible support technical scheme[J]. Solar Energy, 2018(3): 37-40.
- [3] 杨政,贺拥军,全勇.单层悬索光伏支架静力分析及简化计算方法[J].科学技术与工程,2022,22(21):9252-9259.
YANG Z, HE Y J, QUAN Y. Static Analysis and simplified calculation method of single-layer cable-suspended photovoltaic support[J]. Science, Technology and Engineering, 2022, 22(21): 9252-9259.
- [4] 宋意铭,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].建筑结构,2025,55(11):1-8.
SONG Y M G, YUAN H X, DU X X, et al. Research on static and dynamic response of single layer flexible photovoltaic support structure[J]. Architectural Structure, 2025, 55(11): 1-8.
- [5] 杨光,左得奇,侯克让,等.中小跨度预应力柔性光伏支架风振响应分析及风振系数取值研究[J].电力勘测设计,2023(5):28-33,43.
YANG G, ZUO D Q, HOU K R, et al. Wind vibration response analysis and wind vibration coefficient value study of small and medium-span prestressed flexible photovoltaic supports[J]. Electric Power survey and Design, 2023(5): 28-33, 43.
- [6] 周杰,杜金娥,徐佳骆,等.山区地形下光伏柔性支架预应力索设计分析[C]//2020年工业建筑学术交流会议论文集(下册).北京:工业建筑杂志社,2020:375-379.
- [7] 谢丹,范军.预应力柔性光伏支撑体系风振分析[J].建筑结构,2021,51(21):15-18.
XIE D, FAN J. Wind vibration analysis of prestressed flexible photovoltaic support system[J]. Architectural Structure, 2021, 51(21): 15-18.
- [8] 建筑结构荷载规范:GB50009-2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [9] 陆锋,楼文娟,孙炳楠.大跨度平屋面的风振响应及风振系数[J].工程力学,2002,19(2):52-57.
LU F, LOU W J, SUN B N. Wind vibration response and wind vibration coefficient of large span flat roof[J]. Engineering Mechanics, 2002, 19(2): 52-57.
- [10] 刘志超.带弹性抗风索的柔性光伏支架的受力性能[D].南京:东南大学,2021.
- [11] TCPIA 0047—2022《光伏柔性支架设计与安装技术导则》[S].

(编辑:赵树庆)