DOI: 10.13849/j.issn.1006-6578.2025.01.058

# 基于向量式有限元的索杆体系蠕变性能分析

王贺愚,袁行飞,邓满宇

(浙江大学建筑工程学院,浙江杭州 310058)

**摘** 要:索杆体系中的钢索在长期使用过程中会出现蠕变与应力松弛现象,钢索的预应力损失会削弱结构整体刚度,引起内力重分布.为保证在役结构的安全与稳定性,本文基于向量式有限元方法对受钢索蠕变影响的索杆体系进行受力性能分析.根据钢索蠕变本构模型,将蠕变应变加入构件内力计算公式,提出了一种考虑蠕变效应的索杆体系钢索预应力损失计算方法.利用 MATLAB 对单层正交索网与 Geiger 型索穹顶算例进行分析,结果表明在恒定荷载作用下,结构中索单元的应力随时间持续减小而结构挠度持续增大.本文方法可分析蠕变效应对索网及索穹顶结构的安全性和适用性的影响,并为实际工程中的检测预警与预应力补偿提供参考.

关键词:蠕变;索杆体系;向量式有限元;本构方程

**中图分类号:**TU351 **文献标志码:**A **文章编号:**1006-6578(2025)01-0058-08

# Creep behavior analysis of cable-strut structures based on the vector form intrinsic finite element method

WANG He-yu, YUAN Xing-fei, DENG Man-yu

(College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract**: The phenomenon of creep and stress relaxation in steel cables occurs during the long-term use of cable-strut structures. The prestress loss in steel cables will weaken the overall stiffness of the structure and lead to stress redistribution. To ensure the safety and stability of the structure in service, based on the vector finite element theory, this paper analyzes the mechanical behavior of cable-strut system considering creep effect. According to the creep constitutive model of steel cables, the creep strain is in corporated into the calculation of internal forces of members, and then a calculation method of the prestress loss in the cable-strut system considering the creep effect is presented. A single layer orthogonal cable net and a Geiger type cable dome are analyzed using MATLAB. The results show that under the constant load, the stresses in steel cables decrease and the deflection of the structure increases over time. The proposed method can be used to analyze the creep effect on the safety and applicability of cable nets and cable domes, providing a reference basis for the early warning and prestress compensation in practical engineering. **Key words**: creep; cable-strut structure; vector form intrinsic finite element; constitutive equation

随着技术的发展进步,越来越多的索杆体 系<sup>[1-2]</sup>在建筑结构领域得到了广泛应用.不同于传 统结构,此类结构通常由构件预应力提供刚度.钢索 在长期使用过程中由于内部金属的位错滑移、原子 扩散与晶界滑动,会出现蠕变与应力松弛现象<sup>[3]</sup>.钢 索预应力的损失会不同程度地削弱结构刚度,影响

收稿日期: 2023-12-22.

基金项目:国家自然科学基金项目(51878600,52278224);浙江省自然科学基金项目(LZ24E08001).

作者简介:王贺愚(1998—),男,四川绵阳人,硕士研究生,主要从事空间结构研究.E-mail:22112215@zju.edu.cn

通信联系人:袁行飞,女,博士,教授.E-mail:yuanxf@zju.edu.cn

结构安全及稳定<sup>[4]</sup>.因此,有必要开展索杆体系蠕变的效应分析,考察结构在不同使用年限下预应力损 失与节点位移变化规律,为结构安全性的判定提供 支撑.

国内外学者围绕钢索蠕变展开了相关试验和理 论研究.郑文忠等<sup>[5,6]</sup>进行了预应力钢丝进高温蠕 变试验,建立了钢丝考虑温度历程的应力松弛计算 公式.杨柳等<sup>[7]</sup>开展了小直径钢丝绳常温下长期蠕 变实验,并基于粘弹性理论拟合出三阶段蠕变本构 方程.KMET<sup>[8-10]</sup>采用 ANSYS 中的隐式蠕变方程 对钢索进行建模分析,但该蠕变本构方程的特殊性 限制了其适用范围.上述工作大多只针对单根钢索 构件,对钢索蠕变对结构整体影响的研究尚有不足. 张威加<sup>[11]</sup>采用有限元法对结构蠕变性能进行了初 步分析,但手动迭代时,步长的选择难以兼顾计算速 率与精确度,导致计算效率较低.

不同于传统有限元分析计算步骤繁琐、效低下, 求解受微分方程的限制、不易收敛等问题,向量式有 限元(VFIFE)能够有效求解结构的弹塑性、屈曲失 稳、碰撞、倒塌等复杂力学行为<sup>[12-14]</sup>.为同时满足工 程应用精度与计算效率的需求,本文提出了基于向 量式有限元的钢索蠕变计算方法,并编制了 MAT-LAB 程序对单层正交索网与 Geiger 型索穹顶进行 分析.考察了不同使用年限下钢索预应力损失与节 点位移变化规律,为实际工程的安全判定、检测预警 和运营维护提供依据.

1 向量式有限元及钢索蠕变本构模型

#### 1.1 向量式有限元基本概念

向量式有限元以牛顿力学为基础,通过单独对 各质点的循环运动逐步求解,获得结构的应力和变 形情况<sup>[14]</sup>.它包含三个重要概念:点值描述、途径单 元与虚拟逆向运动.在空间上,它将结构离散为一组 有限数目的空间点,用它们的点值来描述构件的质 量、几何形状和位置.在时间上,将构件上任意空间 点的时间轨迹用途径单元来描述,以此达到简化内 力计算与处理不连续行为的作用.在内力计算上,通 过虚拟的逆向运动排除构件刚体位移对变形的影 响,只计算纯变形引起的内力增量.

#### 1.2 钢索的蠕变本构模型

采用向量式有限元分析钢索蠕变对索杆体系的 影响时,需要将蠕变应变加入索单元内力的计算循 环中.为此我们引入课题组已有的钢索蠕变本构方 程,来确定结构中的钢索在不同使用年限下对应的 蠕变量.

ZHANG 等<sup>15</sup>在常温下开展了小直径钢索的蠕 变性能研究试验,采用粘弹性理论对蠕变效应作理 论分析,以 Kelvin 链模型为基础对蠕变试验的数据 进行拟合,确定了蠕变的本构方程.因此,本文采用 该本构方程进行蠕变应变 ε<sub>cr</sub>的计算,其本构方程 如下:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{cr} = \boldsymbol{\varepsilon}_{e}\boldsymbol{\varepsilon}_{r} = \boldsymbol{\varepsilon}_{e}\sum_{i=1}^{3}\varphi_{i}(1-\mathrm{e}^{-\frac{t}{\tau_{i}}}) \tag{1}$$

式中: $\varphi_1 = 0.021\ 21, \varphi_2 = 0.020\ 41, \varphi_3 = 0.070\ 64,$  $\tau_1 = 18.405\ 24, \tau_2 = 583.377\ 06, \tau_3 = 20\ 473.159\ 12,$  $\epsilon_r$ 为蠕变应变 $\epsilon_r$ 与弹性应变 $\epsilon_e$ 之比, t为时间.

## 2 索杆体系蠕变分析

#### 2.1 杆单元

取一个标准的途径单元  $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ ,并在  $t_{n+1}$ 时取一个标准的杆件元 AB. 如图 1 所示,先令杆件  $A_2B_3$  作虚拟的逆向平移,平移距离为点 A 的位移u,再令杆件  $A_1B_2$  以点  $A_1$  为中心逆向旋转,旋转角 度为该杆件轴的方向变化角- $\theta$ .该杆件为只受轴力 的受拉杆件,假设它的变形为小变形与小转动,其单 元应变由定义可得:

$$\Delta \varepsilon = \frac{l_{n+1} - l_n}{l_n} \tag{2}$$

式中: $l_{n+1}$ 为 $t_{n+1}$ 时刻杆件的长度, $l_n$ 为 $t_n$ 时刻杆件的长度.



图 1 虚拟的逆向运动 Fig. 1 Virtual reverse motion

索杆体系由受拉的索和受压的杆组成,在正常 使用过程中,该结构处于连续的张拉状态.由于单元 本身的性质,其在受力分析时只受轴向力,并且拉索 与压杆单元通常会被施加预应力.目前常用的将预 应力引入结构的分析方法包括等效荷载法、初始应 变法和缺陷长度法等.向量式有限元在引入预应力 时简单方便,只需要在初始态将预应力转化为初始 应变并施加在空间点即可,其初始应变 ε<sub>0</sub> 为:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_0 = \frac{\boldsymbol{\sigma}_0}{E} \tag{3}$$

式中:σ。为杆件初始预应力,E为杆件弹性模量.

对于给定的索杆体系,其压杆初始态的几何参数和初始内力值已知,则 *t*<sub>n+1</sub>时刻,该压杆的内力值为:

$$f_{n+1} = f_n + \Delta f = f_n + EA \frac{l_{n+1} - l_n}{l_n}$$
(4)

$$f_1 = f_0 + \Delta f = EA(\frac{l_1 - l_0}{l_0} + \frac{\sigma_0}{E})$$
(5)

式中: $l_{n+1}$ 、 $l_n$ 与 $l_0$ 分别为 $t_{n+1}$ 时刻、 $t_n$ 时刻与初始 $t_0$ 时刻压杆的长度,A为压杆截面面积, $\sigma_0$ 为压杆初始预应力.

2.2 索单元

压杆一般采用空心钢管,蠕变较小,可忽略,但 钢索由于制造工艺、构造等原因,蠕变较大,因此不 能忽略其对结构的影响.对处于理想预应力态的索 杆体系,索的总应变增量是弹性应变增量与蠕变应 变增量之和:

$$\Delta \varepsilon(t_n) = \Delta \varepsilon_e(t_n) + \Delta \varepsilon_{cr}(t_n)$$
(6)

先由 1.2 节中钢索的蠕变本构模型得到钢索单 元在较短时间步长内的蠕变应变增加量,再由蠕变 应变增加量反算出该单元的应力减少量.更新单元 应力后结构内力重分布,可得下一时刻重新平衡后 的索杆体系内力状态.途径单元  $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ 内,钢索 的蠕变应变增量  $\Delta \varepsilon_{\alpha}(t_n)$ 为:

$$\Delta \varepsilon_{cr}(t_n) = \varepsilon_{cr}(t_{n+1}) - \varepsilon_{cr}(t_n)$$
(7)

式中: $\epsilon_{cr}(t_n)$ 为 $t_n$ 时刻钢索蠕变应变量,可由式(1) 求得.

对于给定的索杆体系,其拉索初始态的几何参数、初始内力值与蠕变本构方程已知,*t<sub>n</sub>*时刻该钢索的内力值代入可得:

$$f_{n+1} = f_n + \Delta f = f_n + EA\left(\frac{l_{n+1} - l_n}{l_n} - \Delta \varepsilon_{cr}(t_{n+1})\right)$$
(8)

$$f_1 = f_0 + \Delta f = EA\left(\frac{l_1 - l_0}{l_0} + \frac{\sigma_0}{E} - \Delta \varepsilon_{cr}(t_1)\right)$$
(9)

式中: $l_{n+1}$ 、 $l_n$ 与 $l_0$ 分别为 $t_{n+1}$ 时刻、 $t_n$ 时刻与初始 $t_0$ 时刻钢索的长度,A为钢索截面面积, $\sigma_0$ 为钢索初始预应力.

#### 2.3 索杆体系蠕变分析流程

根据中央差分法与牛顿第二定律,将得出的各 节点的内外力值代入下列公式

$$x_2 = x_1 + h\dot{x}_1 + \frac{F_1}{2m}h^2 \tag{10}$$

$$x_{n+1} = 2x_n - \dot{x}_{n-1} + \frac{F_n}{m}h^2$$
 (11)

式中:x<sub>n</sub>为t<sub>n</sub>时刻节点坐标,F<sub>n</sub>为t<sub>n</sub>时刻节点所受 合力,m为节点质量,h为时间步长.求解得出t<sub>n+1</sub> 时刻各节点的位置信息,进行下一轮循环,直至到达 计算终止时间.

索杆体系蠕变分析流程如图 2 所示.



#### 图 2 索杆体系蠕变分析流程图

Fig. 2 Flow chart for analysis of creep behavior

# 3 蠕变算例分析

#### 3.1 索网结构蠕变性能分析

对图 3 所示的方形正交索网结构进行时变性能 分析,该索网跨度为 21.6 m,索单元在 *x* 与 *y* 方向上 间距为 3.6 m,所有节点都位于式(12)所述曲面上.

$$z=2.25\times(\frac{x}{9})^2-2.25\times(\frac{y}{9})^2$$
 (12)

钢索规格为直径 12 mm,横截面积为 57.20 mm<sup>2</sup>, 极限抗拉强度为1 122 MPa,弹性模量为 1.95× 10<sup>5</sup> MPa.各钢索初始预应力见表 1,恒载取 0.3 kN/m<sup>2</sup>,活载取 0.12 kN/m<sup>2</sup>.



图 3 索网结构布置

Fig. 3 Layout of cable net structure

表 1 索网结构中各构件预应力分布

Table 1 Prestress of each member of cable net

单元编号	预应力/MPa	单元编号	预应力/MPa
C-1	513.00	C-10	512.96
C-2	514.59	C-11	514.55
C-3	517.72	C-12	517.68
C-4	512.90	C-13	512.89
C-5	514.48	C-14	514.47
C-6	517.63	C-15	517.61
C-7	512.92	C-16	512.97
C-8	514.51	C-17	514.56
C-9	517.64	C-18	517.69

本文忽略索网自重以简化计算,将力与质量离 散分配于各个节点,使用 2.2 节中向量式有限元方 法对索网结构进行时变性能分析,研究不同使用时 间下构件内力分布和节点位移情况,探索蠕变效应 对索网结构性能的影响.

图 4 为结构部分单元应力随时间的变化情况. 由图可见,前1000 d 各单元应力下降较快,1000 d 之后各单元应力水平下降较慢,并随时间增长逐渐 趋于平稳.表2为t=1 y及t=20 y时各单元应力 损失情况,其中 C-11应力松弛最为显著,当t=20 y 时,其应力损失为8.98%.

表 3 为不同时间 C-11 单元的应力损失情况. 在 20 年内 C-11 单元的应力随时间持续减小,应力松 弛速率在前 1 年较快,随时间推移逐渐减小.

图5为结构部分节点位移随时间的变化趋势.



#### 图 4 C-4、C-9、C-16 单元的时间-应力曲线

Fig. 4 Time-stress curve of units C-4, C-9 and C-16

#### 表 2 *t*=1 y 及 *t*=20 y 时各单元应力值

Table 2 Stress of each element at t=1 y and t=20 y

出二	0 h	1	у	2	20 y		
甲九 编	应力值	应力值	相对损失	应力值	相对损失		
-ym -7	/MPa	/MPa	/ %	/MPa	/ 1/0		
C-1	720.12	701.30	2.61%	692.13	3.89%		
C-2	753.51	733.96	2.59%	724.43	3.86%		
C-3	794.53	773.51	2.65%	763.27	3.93%		
C-4	701.96	683.82	2.58%	674.97	3.84%		
C-5	733.82	714.96	2.57%	705.77	3.82%		
C-6	773.99	753.68	2.62%	743.77	3.90%		
C-7	416.41	394.94	5.16%	384.53	7.66%		
C-8	430.89	408.62	5.17%	397.83	7.67%		
C-9	471.96	448.21	5.03%	436.70	7.47%		
C-10	313.72	294.80	6.03%	285.64	8.95%		
C-11	323.32	303.76	6.05%	294.28	8.98%		
C-12	353.92	332.79	5.97%	322.55	8.86%		
C-13	334.44	314.96	5.82%	305.53	8.64%		
C-14	344.79	324.64	5.84%	314.88	8.67%		
C-15	375.68	353.94	5.79%	343.41	8.59%		
C-16	552.49	532.60	3.60%	522.84	5.37%		
C-17	576.40	555.80	3.57%	545.68	5.33%		
C-18	607.34	585.20	3.65%	574.35	5.43%		

受蠕变效应影响,索网各节点位移会有不同程度的 增加,其中 N-1 的位移增长量最大,在 t=20 y时, 挠度增大为 86.75 mm,为结构跨度的 1/249,略超 规范要求的索网结构挠度限值 1/250.可见蠕变效 应已影响到该索网结构的安全与适用性,有必要对 此类结构开展蠕变效应分析.

#### 表 3 不同时间 C-11 单元的应力损失

Table 3	Stress	loss	of	unit	C-11	at	different	times
r ubre o	011000	1000	01	um	· · ·	uu	uniterent	cinc

时间	应力值/MPa	相对损失/%
0 h	323.32	0.00
24 h	318.18	1.59
30 d	312.30	3.41
90 d	309.75	4.20
180 d	307.44	4.91
1 y	303.76	6.05
2 y	299.25	7.44
5 y	295.00	8.76
10 y	294.31	8.97
20 y	294.28	8.98





为证明其计算结果的有效性,另外采用有限元 软件 ANSYS 对该结构进行时变分析.采用 link180 单元对索单元进行模拟,对索网结构进行分析.

VFIFE与 ANSYS 计算出的索网结构单元应 力与节点位移如表 4 所示,可知 VFIFE 计算结果与 ANSYS 计算结果基本一致,误差较小.

#### 3.2 索穹顶

图 6 为一跨度 72 m 的 Geiger 型索穹顶结构, 沿圆周方向共 8 榀,共有 24 根脊索、24 根斜索、17 根撑杆、2 道环索和 42 个节点. 杆件截面积和初始 预应 力见表 5,其中 拉索 的极限抗 拉强度为 1 670 MPa,弹性模量  $E_s = 1.95 \times 10^5$  MPa; 压杆的 强度设计值为 345 MPa,弹性模量  $E_b = 2.06 \times 10^5$  MPa. 结构恒载  $p_1 = 0.3$  kN/m<sup>2</sup>,活载  $p_2 = 0.12$  kN/m<sup>2</sup>.

#### 表 4 不同时间部分单元应力及节点位移(单位:mm)

Table 4 Element stress and nodal displacement at different times (Unit: mm)

时间	C-4		C-	11	N-1		
	ANSYS	VFIFE	ANSYS	VFIFE	ANSYS	VFIFE	
0 h	701.96	702.66	323.32	323.64	-84.00	-84.08	
24 h	697.21	697.56	318.18	318.34	-84.41	-84.45	
30 d	691.77	691.84	312.3	312.33	-84.93	-84.94	
90 d	689.4	689.26	309.75	309.69	-85.16	-85.14	
1 y	683.82	683.55	303.76	303.64	-85.74	-85.71	
5 y	675.65	675.31	295.00	294.85	-86.67	-86.63	
10 y	675.00	674.63	294.31	294.15	-86.74	-86.69	
20 у	674.97	674.57	294.28	294.10	-86.75	-86.70	





#### 图 6 Geiger 型索穹顶布置

Fig. 6 Layout of Geiger cable dome

#### 表 5 索穹顶各类构件基本信息

Table 5 Basic information of each member of cable dome

单元编号	$D/\mathrm{mm}$	$A/\mathrm{mm}^2$	$\sigma/\mathrm{MPa}$
URC-1	71	3 010	403.14
URC-2	71	3 010	610.46
URC-3	71	3 010	885.17
DRC-1	65	2 450	262.40
DRC-2	65	2 450	351.82
DRC-3	65	2 450	419.43
LC-1	73	3 150	339.18
LC-2	73	3 150	393.45
B-1	—	4 964	-290.09
B-2	_	4 964	-54.91
B-3	_	4 964	-79.62

忽略索穹顶自重影响,将等效节点荷载施加于 各个节点,采用向量式有限元方法对索穹顶结构进 行时变性能分析.研究不同使用时间下构件内力分 布和节点位移情况,探索蠕变效应对索穹顶结构性 能的影响.

图 7~9 分别为结构脊索、斜索和环索应力随时间的变化.表 6 为 t=20 y 时各单元应力损失情况, 其中脊索松弛最为显著. t=20 y 时,脊索应力平均 损失为 14. 71%,其中 URC-1 单元损失最大为 16. 51%,对于同类型的构件,靠近内圈的单元应力 损失的相对值更大.



图 7 脊索单元时间-应力曲线

Fig. 7 Time-stress curve of units URC



图 8 斜索单元时间-应力曲线

Fig. 8 Time-stress curve of units DRC

表 7 为不同时间 URC-1 单元的应力损失,单元 的应力随时间持续减小,其中应力松弛速率在前 1 年较快,*t*=1*y* 时应力损失达 10.99%.

图 10 反映了结构部分节点位移随时间的变化 趋势.受蠕变效应影响,该 Geiger 索穹顶钢索应力 减小,结构刚度减弱,结构中节点的位移随时间增长 而变大,其中 N-4 的位移增长量最大,在 t=20y 时, 挠度增长为 26.25 cm,为结构跨度的 1/274. 随着使 用年限的继续增大,蠕变效应会进一步加剧结构安



图 9 环索单元时间-应力曲线

Fig. 9 Time-stress curve of units LC

表 6 *t*=1 y 及 *t*=20 y 时单元应力值

Table 6	Stress o	f each	element at	t = 1	y and	t = 20	y
---------	----------	--------	------------	-------	-------	--------	---

× –:	0 h	1	У	20 y		
単元 编号	 应力值/ MPa	应力值/ MPa	相对 损失/%	应力值/ MPa	相对 损失/%	
URC-1	239.68	213.34	10.99	200.12	16.51	
URC-2	383.62	343.74	10.40	323.83	15.59	
URC-3	717.11	659.2	8.08	630.77	12.04	
DRC-1	182.27	165.10	9.42	156.63	14.07	
DRC-2	426.59	403.47	5.42	392.51	7.99	
DRC-3	788.38	762.08	3.34	749.77	4.90	
LC-1	410.83	388.53	5.43	377.97	8.00	
LC-2	738.17	713.47	3.35	701.91	4.91	

表 7 不同时间 URC-1 单元的应力损失

Table 7 Stress loss of unit URC-1 at different times

时间	应力值/MPa	相对损失/%
0 h	239.68	0.00
24 h	232.81	2.87
30 d	224.86	6.18
90 d	221.38	7.64
180 d	218.29	8.92
1 y	213.34	10.99
2 y	207.21	13.55
5 y	201.24	16.04
10 y	200.17	16.48
20 y	200.12	16.51





Fig. 10 Time-displacement curve of nodes N-4 , N-5 and  $$\rm N\mathchar`-6$$ 

全性和适用性的下降,应密切关注索杆体系的蠕变 效应.

本算例也另外采用 ANSYS 对索穹顶结构进行 时变对比分析,具体分析结果见表 8. 可以看出, VFIFE 与 ANSYS 两种方法求出的不同时间的杆 件应力和节点位移基本一致,证明 VFIFE 方法具有 较好的准确性.

表 8 不同时间部分单元应力及节点位移

Table 8 Element stress and nodal displacement at different times

मन्द्र राज्य	URC-1		DR	C-1	N-4	
时间	ANSYS	VFIFE	ANSYS	VFIFE	ANSYS	VFIFE
0 h	239.44	239.68	182.09	182.27	-24.51	-24.54
24 h	232.69	232.81	177.70	177.79	-24.78	-24.80
30 d	224.84	224.86	172.60	172.62	-25.11	-25.12
90 d	221.42	221.38	170.40	170.37	-25.27	-25.26
1 y	213.42	213.34	165.17	165.10	-25.61	-25.60
5 y	201.34	201.24	157.38	157.30	-26.20	-26.18
10 y	200.28	200.17	156.75	156.66	-26.26	-26.25
20 y	200.24	200.12	156.73	156.63	-26.27	-26.26

# 4 结 论

 1)基于向量式有限元提出了一种考虑蠕变效应 的索杆体系钢索预应力损失的新的计算方法,并将 其引入到索杆结构中进行结构整体的蠕变分析.该 方法简化了预应力与蠕变应变的引入,解决了传统 非线性有限元分析时自带的蠕变模型较少、引入用 户所需的蠕变模型计算步骤繁琐、效率低下的问题.
 2)索杆结构蠕变算例分析表明在恒定荷载作用 下,结构中索单元的应力随时间持续减小,应力松弛 速率随时间推移逐渐减小.结构的挠度随时间持续 增加,挠度增加速率随时间推移逐渐减小.上述分析 表明蠕变效应会造成不同程度的索杆结构安全性和 适用性的下降.本文提出的基于向量式有限元的索 杆体系蠕变分析方法可为实际工程中的监测预警与 预应力补偿提供依据.

### 参考文献

[1] 董石麟. 中国空间结构的发展与展望[J]. 建筑结构学报, 2010,31(6): 38-51.

DONG Shi-lin. Develpoment and expectation of sptial structures in China [J]. Journal of Building Structures, 2010,31(6): 38-51.

- [2] 董石麟,罗尧治,赵阳,等. 新型空间结构分析、设计与施工[M]. 北京:人民交通出版社,2006:27-28.
  DONG Shi-lin, LUO Yao-zhi, ZHAO Yang, et al. Analysis design and construction of new space structures [M]. Beijing: China Communications Press, 2006:27-28.
- [3] 过镇海,时旭东.钢筋混凝土的高温性能及其计算[M]. 北京:清华大学出版社,2003:64-65.
  GUO Zhen-hai, SHI Xu-dong. Behaviour of reinforced concrete at elevated temperature and its calculation [M]. Beijing: China Communications Press, 2003: 64-65
- [4] 华毅杰. 预应力混凝土结构火灾反应及抗火性能研究
  [D]. 上海:同济大学,2000: 36-37.
  HUA Yi-jie. Research on fire response and fire resistance performance of prestressed concrete structures
  [D]. Shanghai: Tongji University, 2000: 36-37.
- [5] 郑文忠,张昊宇.高温下 1770级Φ P5 钢丝蠕变及应力 松弛性能试验研究[J].土木工程学报,2006,39(8): 7-13.

ZHENG Wen-zhong, ZHANG Hao-yu. An experimental study on the creep and stress relaxation properties of 1770-Φ<sup>-</sup>P5 prestressing steel wires at high temperatures [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39 (8): 7-13.

[6] 张昊宇. 预应力钢丝抗火性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨 工业大学,2005: 27-28.

ZHANG Hao-yu. Study on the fire resistance of prestressed steel wire [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2005: 27-28.

[7] 袁行飞,杨柳,张威加.小直径钢丝绳常温蠕变性能研究
[J].华中科技大学学报,2021,49(7):7-12.
YUAN Xing-fei, YANG Liu, ZHANG Wei-jia. Research on creep behavior of small diameter wire rope at

room temperature [J]. Journal of Huazhong University of Science & Technology, 2021,49 (7): 7-12.

- [8] KMET S. Non-linear rheology of tension structural element under single and variable loading history. Part I: theoretical derivations [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2004,18(5): 565-589.
- [9] KMET S, HOLICKOVA L, Non-linear rheology of tension structural element under single and variable loading history Part II: Creep of steel rope-examples and parametrical study [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2004,18(5): 591-607.
- [10] IVANCO V, KMET S, FEDORKO G. Finite element simulation of creep of spiral strands[J]. Engineering Structures, 2016,117(15): 220-238.
- [11] 张威加. 蠕变本构模型研究及其应用[D]. 杭州:浙江大 学,2021: 63-79.
  ZHANG Wei-jia. Research on the creep constitutive model of steel cables and its application [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2021: 63-79.
- [12] 丁承先, 王仲宇, 吴东岳, 等. 运动解析与向量式有限元

#### (上接第 44 页)

[12] 杨光,左得奇,侯克让.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.
 YANG Guang, ZUO De-qi, HOU Ke-rang. Wind vi-

bration response analysis and wind vibration coefficient value study of small and medium-span prestressed flexible photovoltaic supports [J]. Electric Power Survey & Design,2023,(5): 28-33.

- [13] 宋薏铭,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,2023:1-8.
  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]. Building Structure, 2023:1-8.
- [14] 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

[R].中国,台湾:中央大学工学院桥梁工程研究中心,2007.

DING Cheng-xian, WANG Zhong-yu, WU Dong-yue, et al. Motion analysis and vector form intrinsic finite element method [R]. China, Taiwan: Bridge Engineering Research Center of the Central University, 2007.

- [13] TING E C, SHIH C, WANG Y K. Fundamentals of a vector form intrinsic finite element. Part I: Basic procedure and a plane frame element [J]. Journal of Mechanics, 2004, 20(2): 113-122.
- [14] 丁承先,段元锋,吴东岳.向量式结构力学[M].北京: 科学出版社,2008:252-254.
  DING Cheng-xian, DUAN Yuan-feng, Wu Dong-yue, et al. Vector mechanics of structures [M]. Beijing: Science Press,2008:252-254.
- [15] ZHANG W, YUAN X, YANG L, et al. Research on creep constitutive model of steel cables [J]. Construction and Building Materials, 2020, 236: 118481.

Shock, 2022, 41(21): 69-77.

- [15] DAVENPORT A G. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds[J]. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 1961, 87 (372): 194-211.
- [16] 王修琼,崔剑峰. Davenport 谱中系数 K 的计算公式及 其工程应用[J]. 同济大学学报,2002,30(7): 849-852.
  WANG Xiu-qiong, CUI Jian-feng. Formula of coefficient K in expression of Davenport spectrum and its engineering application [J]. Journal of Tongji University, 2002,30(7): 849-852.
- [17] SHINOZUKA M. Monte Carlo solution of structural dynamics [J]. Computers & Structures, 1972, 2 (5): 51.
- [18] 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.
- [19] DAVENPORT A G. How can we simplify and generalize wind loads [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1995, 54/55:657-669.