

预应力中空夹层钢管混凝土构件拉-压滞回性能试验研究

王宇航,徐浩然,周绪红,金开元*,毛捷

(重庆大学 土木工程学院,重庆 400045)

摘要: 随着国内风电行业发展规模日益壮大,风机功率逐渐增大,对下部支撑结构的承载能力、稳定性能也提出了更高的要求,钢-混凝土混合结构塔筒(上部纯钢塔,下部混凝土塔)应运而生。然而,由于需要现场拼装、灌浆,因此其建造效率低且后期维护成本高。基于此,提出了一种新型预应力钢管混凝土格构式风电塔架代替原有的钢-混凝土混合结构塔筒,四角柱采用预应力中空夹层钢管混凝土,提升刚度的同时减少了钢材和混凝土的用量,便于运输和吊装。中空部分作为预应力孔道进行通长整体张拉,增加结构稳定性及轴向滞回性能。目前已有学者进行了钢管混凝土构件轴向拉-压性能的研究,但鲜少有针对预应力中空夹层钢管混凝土构件轴向复杂受力情况的研究报道。为了弥补现有研究的空白,针对预应力中空夹层钢管混凝土构件在轴拉、轴压及拉-压滞回荷载作用下的力学性能开展试验研究,为我国制定风电塔架的设计标准提供一定的理论基础和试验依据。

关键词: 中空夹层钢管混凝土; 预应力; 拉-压滞回性能; 风电塔架; 试验研究

中图分类号: TU398.9

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)03-0012-10

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20231008001

Experimental Study on Tensile-Compressive Hysteretic Performance of Prestressed Concrete-Filled Double-Skin Steel Tubular Members

WANG Yuhang, XU Haoran, ZHOU Xuhong, JIN Kaiyuan*, MAO Jie

(School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

*Corresponding author: jinkaiyuan@cqu.edu.cn

Abstract: The power of wind turbines is gradually increasing with the rapid growth of the domestic wind energy industry, and higher demands have been put forward for the load bearing and stability performance of the lower support structure, leading to the creation of the steel-concrete hybrid structure tower (an upper pure steel tower and a lower concrete tower). However, because on-site assembly and grouting are required, the building process is inefficient and the maintenance costs are high. On the basis of this, this group suggests replacing the original steel-concrete hybrid construction tower with a new kind of prestressed concrete-filled steel tubular lattice-type wind turbine tower. Prestressed concrete-filled double-skin steel tubes are used for the four corner columns, which enhances rigidity, reduces the use of steel and concrete, and facilitates easier movement and lifting. The hollow part is used as a prestressing duct for through-length integral tensioning to increase the structural stability and axial hysteretic performance. Few studies have been published on the axial complex stressing of prestressed concrete-filled double-skin steel tubular members, while some researchers have currently conducted investigations on the axial tensile and

收稿日期: 2023-10-08

基金项目: 国家自然科学基金(52278144), 中央高校基本科研业务费专项资金(2022CDJQY-009)

作者简介:

王宇航(1985—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢-混凝土组合结构、风电结构等方面的研究。E-mail: wangyuhang@cqu.edu.cn。

徐浩然(1999—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢-混凝土组合结构、风电结构等方面的研究。

通信作者:

金开元(1998—), 男, 博士研究生, 主要从事钢-混凝土组合结构、风电结构等方面的研究。E-mail: jinkaiyuan@cqu.edu.cn。

compressive characteristics of concrete-filled steel tube. This paper conducts an experimental study on the mechanical characteristics of prestressed concrete-filled double-skin steel tubular members under axial tension, axial compression, and tensile-compressive hysteretic loading to overcome the shortcomings of the previous research and to provide a theoretical and experimental basis for the development of design standards for wind turbine towers in China.

Keywords: concrete-filled double-skin steel tube; prestress; tensile-compressive hysteretic performance; wind turbine tower; experimental study

风能是一种无污染、可再生的清洁能源。截至2022年底,我国风电装机容量达到 3.5096×10^8 kW,位居世界首位^[1-2]。随着国内风电行业发展规模日益壮大,风机功率逐渐增大,对下部支撑结构的承载能力、稳定性能也提出了更高的要求。基于此,如图1所示,钢-混凝土混合结构塔筒(上部纯钢塔,下部混凝土塔)应运而生^[3-4]。然而,由于其需要现场拼装、灌浆,因此建造效率低且后期维护成本高,故需要进一步优化升级下部混凝土结构形式。



图1 钢-混凝土混合结构塔筒

Fig. 1 Steel-concrete hybrid structure tower

钢管混凝土结构在我国发展迅速,其建造技术趋于完善,并已在高层及超高层建筑、工业厂房和拱桥等结构中得到广泛应用^[5-7]。预应力钢管混凝土结构作为近年来兴起的新型结构,主要应用于桥梁中^[8-9]。施加预应力可以有效防止混凝土受拉开裂,充分发挥混凝土的作用,从而优化整体受力模式,降低工程综合成本。基于此,LIU等^[10]提出了一种新型预应力钢管混凝土格构式风电塔架代替原有的钢-混凝土混合结构塔筒,如图2所示。四角柱采用预应力中空夹层钢管混凝土,增大刚度的同时减少了钢材和混凝土的用量。同时,因自重大大降低而便于运输和吊装。中空部分作为预应力孔道进行通长整体张拉,增加结构稳定性及抗拉性能。

实际工程中格构式风电塔架整体受弯,当钢管混凝土构件位于负弯矩区时,也会受到较大的轴拉力作用,风机运作时会处于反复受拉-压的状态。此外,实际工程结构中的钢管混凝土还可能出现复合受拉的受力状态,如

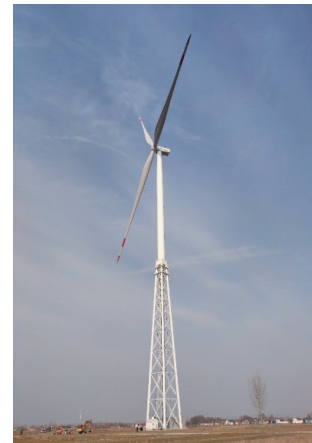


图2 预应力钢管混凝土格构式风电塔架

Fig. 2 Prestressed concrete-filled double-skin steel tubular lattice tower

拉弯、拉扭、拉剪或拉弯剪等受力状态。

目前,已有关于钢管混凝土轴向拉压性能的研究报道,但鲜少有针对预应力钢管混凝土轴向拉-压性能的研究报道。张敏^[11]针对钢管混凝土柱在拉压反复荷载作用下的抗震性能开展研究,基于以往对钢管混凝土柱单向受压或受拉状态下的承载力计算式研究结果,结合有限元分析结果,并考虑钢管混凝土柱在拉压反复荷载作用下产生的损伤累积,引入承载力折减系数,提出了适用于钢管混凝土柱在拉压反复荷载作用下的承载力计算式。蔡文哲^[12]利用有限元法分析了钢管混凝土构件在轴拉作用下的力学性能,讨论了钢管内壁环向应力的变化情况。尧国皇^[13]对钢管混凝土轴心受拉构件的力学性能进行了有限元模拟,验证了现有规程中钢管混凝土轴拉设计公式的合理性。韩林海^[14]、何珊瑚^[15]对钢管混凝土轴心受拉构件的力学性能进行了试验研究及有限元模拟,研究了钢材屈服强度、混凝土强度和含钢率三个参数对其的影响规律。此外,美国规范 ANSI/AISC 360-10^[16]、英国规范 BSI-BS 5400-5^[17]、欧洲规范 EC4^[18]等均忽略了钢管内混凝土的影响,将钢管混凝土抗拉强度等同于空钢管抗拉强度。

为了弥补现有研究的空白,本文针对预应力钢管混凝土构件在拉-压滞回荷载作用下的力学性能开展试验研究,以期为我国制定风电塔架的设计标准提供一定的理论基础和试验依据。

1 试验设计

1.1 试件设计

本试验共设计了4个试件,包括3个预应力中层夹层混凝土试件及1个无预应力中空夹层钢管混凝土试件。试件的尺寸以山东德州165 m级预应力钢管混凝土格构式塔架(图2)角柱为原型进行缩尺设计,外钢管壁厚、内钢管空心率以及预应力轴压比与原型对应数值基本相同。本试验旨在验证该角柱结构形式在实际工程中的可靠性,以期在工程中推广应用。其中外钢管直径均为152 mm,内钢管直径均为36 mm。试件的主要对比参数为加载方式,分别为单调轴拉、单调轴压及拉-压滞回3种方式。试件的主要参数如表1所示,其中3个预应力工况的初始应力状态均依据塔架的真实应力状态设计。

表1 试件设计参数

Table 1 Design parameters of specimens

试件编号	外钢管厚/ mm	内钢管厚/ mm	预应力/ kN	加载方式
P-CFDST-1	3	1	150	单调轴拉
P-CFDST-2	3	1	150	单调轴压
P-CFDST-3	3	1	150	拉-压滞回
NP-CFDST	3	1	—	拉-压滞回

1.2 试件加工及材料性能

试件钢管均由钢板焊接而成,为保证试件轴力传递的可靠性,在内外钢管两端各焊接一块尺寸为300 mm×300 mm×30 mm的钢端板,并在一端的夹层混凝土投影区域切割出2个直径为50 mm的圆孔,便于混凝土的浇筑与振捣。为了避免端部焊缝在循环加载时因应力集中而提前破坏,同时为了保证预应力能够在全截面传递,参考外包式混凝土柱脚设计了钢管外包混凝土的支座形式,如图3所示。其次,在两端支座中预留凹槽,便于预应力钢绞线的锚固及张拉传感器的放置。

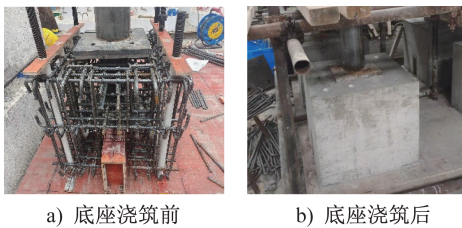


图3 浇筑前后的试件底座

Fig. 3 Specimen base before and after pouring

为了获得准确的材料性能参数,如图4所示,对本试验中使用的2种厚度的钢管及预应力钢绞线进行了标准拉伸试验。钢材的屈服强度、极限强度和弹性模量如表2所示。



图4 钢材材性试验

Fig. 4 Steel material property test

对在相同环境下自然养护的6个标准混凝土立方体及6个标准混凝土棱柱体试样进行材性试验,以了解试验中使用的夹层混凝土的材料性能。本批次混凝土的平均立方体抗压强度为46 MPa,弹性模量为24 670 MPa。

表2 钢材材性

Table 2 Steel material properties

材料类别	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	弹性模量/MPa
外钢管	312	438	196 085
内钢管	295	398	202 367
预应力钢绞线	1 748	1 997	197 670

1.3 加载制度

采用重庆大学振动台实验室的200 t级千斤顶试验加载系统,如图5所示。在设计的门式框架上竖直锚固千斤顶加载装置,用于施加轴向拉、压荷载,千斤顶竖向拉、压的最大加载荷载为2 000 kN。加载时竖直放置试件,通过高强螺杆与下部底梁以及上部千斤顶实现可靠连接。同时,保证试件与加载端的对中良好。在正式加载前,每个试件均进行3~5次预加载,预加载的荷载值为试件预估极限荷载的20%。

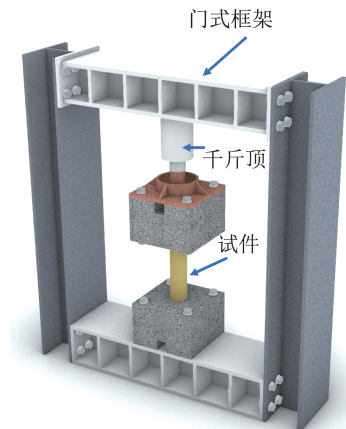


图5 试验装置

Fig. 5 Test setup

正式加载时,加载制度分为单调加载和拉-压滞回加载,均采用荷载-位移混合加载的方式进行。

首先对试件P-CFDST-1及P-CFDST-2进行单调加载。在弹性阶段,采用荷载控制加载,每级荷载增量为50 kN;在接近屈服荷载时改用位移控制加载,每级增量为0.5 mm,直至轴向荷载下降到峰值荷载的85%或试件发生明显破坏时结束加载。其次对试件P-CFDST-3及NP-CFDST进行拉-压滞回加载。弹性阶段,采用荷载控制加载,每级增量为50 kN,每次拉-压循环一圈。由于试件的抗拉强度低于抗压强度,当荷载接近受拉屈服荷载时改用位移控制加载,每级增量为0.5 mm,每级循环两次,直至拉、压某一侧荷载下降至峰值荷载的85%或试件严重变形或破坏时停止加载。

1.4 测量方案

试验测量的主要参数包括轴向拉、压荷载值、预应力值、轴向位移及外钢管应变。轴向拉、压荷载值为千斤顶和试件之间安装的力传感器采集值与上端混凝土支座自重带来的附加压力之和。预应力值由安装于下端混凝土支座凹槽处的预应力传感器采集得到。如图6所示,轴向位移变形由试件两侧安装的2个LVDT位移计采集,位移计量程为100 mm,测量精度为0.01 mm。在外钢管表面3个高度处分别沿环向间隔90°均匀布置4个测点,其中中部的4个测点为三向应变花,通过斜向应变观察钢管是否出现吕德斯带,上、下部(距试件端部50 mm)的8个测点为双向应变片。加载全过程中,对试件是否发生侧向位移、扭转等非轴向变形也进行了映像采集记录。

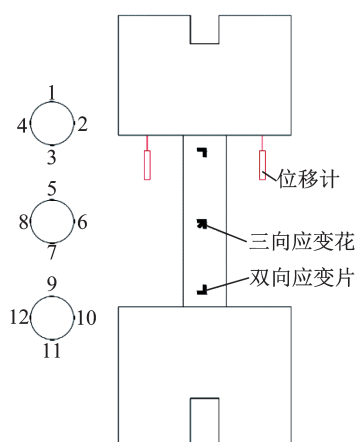


图6 测点分布示意

Fig. 6 Specimen measurement points

2 试验现象及破坏模式

2.1 总体情况

本试验默认力、位移均以受压为正方向,受拉为负方向。4个试件在试验全过程中均出现了较为直观的变形

与破坏,其中轴拉试件P-CFDST-1经历了混凝土开裂、钢管屈服、钢管颈缩、钢管断裂4个阶段。其余3个试件均经历了混凝土开裂、钢管屈服、钢管外鼓、钢管局部屈曲4个阶段。

2.2 试件P-CFDST-1

加载前,由于预应力钢绞线的作用,内、外钢管以及夹层混凝土均处于受压状态。加载初期,随着拉力逐渐增大,钢管及混凝土压应力逐渐减小,钢绞线拉应力缓慢增加,该阶段为消压状态。当拉力增大到160 kN左右时,外荷载与预应力基本相抵消,此后钢管与混凝土开始受拉,由于混凝土未直接受拉且其极限拉应变很小,轴拉力主要由钢管和钢绞线承担。当拉力增大到500 kN时,外钢管开始出现局部屈曲;拉力增大到700 kN时,外钢管全部屈服,此时预应力钢绞线也达到屈服状态。由于夹层混凝土的约束,钢管并未出现明显收缩变形,此后试件整体刚度明显降低。随着荷载缓慢上升,外钢管出现多处波浪形颈缩。当拉力达到约820 kN时,荷载骤降,随后外钢管在颈缩处沿环向断裂。

试件P-CFDST-1外钢管、夹层混凝土、内钢管部分的破坏模式如图7所示。可以看出,外钢管纵向出现多处颈缩,表明试件沿轴向受力均匀,截面应力变化基本相同。试件破坏面平整,外钢管与该处混凝土均完全断裂,内钢管与预应力钢绞线均断裂。从夹层混凝土裂缝分布情况可以看出,混凝土沿轴向出现了多处环向水平裂缝且贯穿截面,裂缝间距基本相同,几乎未出现竖向和斜向裂缝,表明混凝土受到了均匀的双向剪力。这与观察到的外钢管多处颈缩的现象吻合,在破坏面处混凝土出现严重破坏。

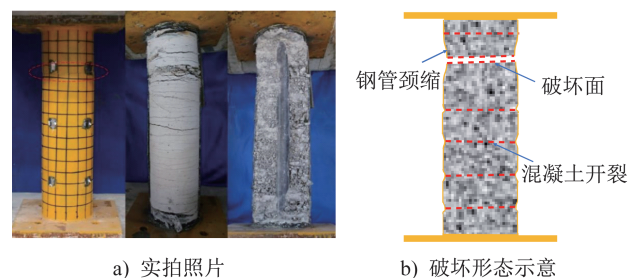


图7 试件P-CFDST-1破坏模式

Fig. 7 Failure modes of specimen P-CFDST-1

2.3 试件P-CFDST-2

由于预应力的作用,试件初始状态为整体受压。加载初期,内、外钢管与夹层混凝土协同受力,压应力逐渐增加,钢管与夹层混凝土按照各自刚度分配承担轴力荷载,预应力钢绞线所受拉力缓慢减小。当轴压荷载增加到约1 000 kN时,外钢管沿纵向受压屈服,此时轴压荷载

几乎完全由夹层混凝土承担,钢绞线拉力降至0 kN。当轴压荷载达到约1 100 kN时试件达到峰值荷载,此后荷载开始下降,试件上、下端均出现外鼓,试件整体逐渐往一侧变形直至外荷载下降至峰值荷载的85%。

试件P-CFDST-2外钢管、夹层混凝土、内钢管部分的破坏模式如图8所示。可以看出,该试件外钢管的上端沿环向外鼓且变形均匀,下端外鼓则不均匀,试件沿外鼓严重一侧持续变形,中下部位出现斜向鼓曲,内钢管中部受压收缩。从夹层混凝土裂缝分布可以看出,试件沿斜向鼓曲位置出现一道斜裂缝,整体表现为剪切破坏,由于受压变形严重,其他微小裂缝均被压紧,未出现明显环向和竖向裂缝。

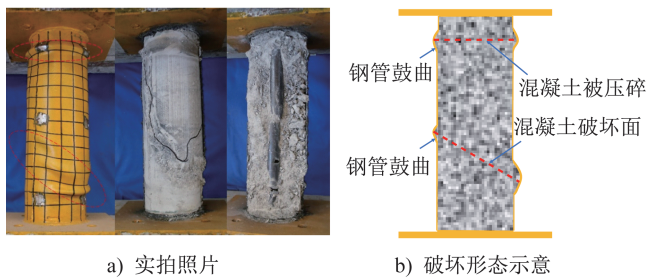


图8 试件P-CFDST-2破坏模式

Fig. 8 Failure modes of specimen P-CFDST-2

2.4 试件P-CFDST-3

试件P-CFDST-3外钢管、夹层混凝土、内钢管部分的破坏模式如图9所示。与试件P-CFDST-1、P-CFDST-2出现的现象类似,试件P-CFDST-3在加载初期的拉、压荷载均呈线性增加,试件受压侧无明显变化。不同之处在于,试件P-CFDST-3的受拉刚度明显增加,进入受拉塑性阶段后,其拉力增加速度比试件P-CFDST-1的拉力增加速度更快。当受压位移加载至4.5 mm时,试件P-CFDST-3达到峰值荷载1 200 kN,此时钢管上部出现环向鼓曲,轴压力开始缓慢下降直至峰值荷载的85%。

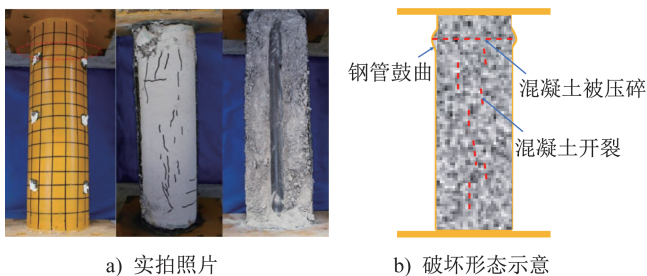


图9 试件P-CFDST-3破坏模式

Fig. 9 Failure modes of specimen P-CFDST-3

2.5 试件NP-CFDST

拉-压滞回加载前期,试件NP-CFDST的内、外钢管

与夹层混凝土协同受力,相同荷载下试件变形与单调加载时的变形基本相同。当拉力增大至500 kN时,钢管接近屈服,改用位移控制加载,此时位移为-3 mm左右。此后,试件受拉侧进入塑性阶段,荷载缓慢上升,受压侧仍然处于弹性阶段。当加载至4.0 mm时达到峰值荷载1 240 kN。当加载至4.5 mm时荷载骤降至1 100 kN,此时钢管上端出现明显鼓曲,此后轴压力开始缓慢下降。当加载至6.0 mm时,观察到中部外钢管鼓曲。最后加载至8.5 mm时,轴压力降至峰值荷载的85%。

试件NP-CFDST外钢管、夹层混凝土、内钢管部分的破坏模式如图10所示。可以看出,外钢管沿轴向出现3处明显呈波浪形的环向鼓曲,比轴拉试件的变形更明显。内钢管没有观察到明显变形。夹层混凝土裂缝以竖向裂缝为主,有少量水平及斜向裂缝,整体破坏面为一条贯穿斜裂缝,与轴压试件出现的现象类似。

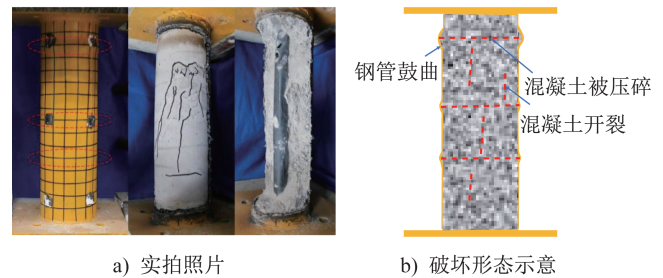


图10 试件NP-CFDST破坏模式

Fig. 10 Failure modes of specimen NP-CFDST

3 试验结果分析

3.1 荷载-位移曲线

试件P-CFDST-1及P-CFDST-2的荷载-位移曲线如图11所示。可以看出,试件P-CFDST-1在加载初期处于弹性阶段,钢管与混凝土、预应力钢绞线共同承担轴拉力。加载至250 kN左右之后,曲线斜率发生微小变化,此时可能出现夹层混凝土开裂,试件逐渐无法承受拉力,此后由钢管及钢绞线承担轴拉力。当轴拉力达到500~600 kN时,曲线斜率开始变小,此时钢管开始逐渐屈服,试件进入弹塑性阶段。当轴拉力达到750 kN以后,曲线斜率不变,试件进入塑性阶段,钢管发生塑性流动,荷载平稳上升。当拉力达到约820 kN时外钢管断裂,荷载骤降至130 kN,此时内钢管及预应力钢绞线并未断裂,承担了残余的拉力。

当试件P-CFDST-2的轴压力在1 000 kN以下时,曲线斜率几乎无明显变化,试件处于弹性阶段,钢管与混凝土共同承担轴力,预应力随试件变形而缓慢减小。当轴压力为1 000~1 100 kN时,曲线斜率逐渐减小,试件进入弹塑性阶段。轴压力为1 100 kN左右时试件达到峰值荷载,此时预应力为100 kN左右,试件实际受压峰值荷载

为 1 200 kN。随后荷载开始缓慢下降,直至整体压力降至峰值荷载的 85%,此过程由于试件刚度快速下降,受压变形增大,预应力迅速下降至 0 kN。

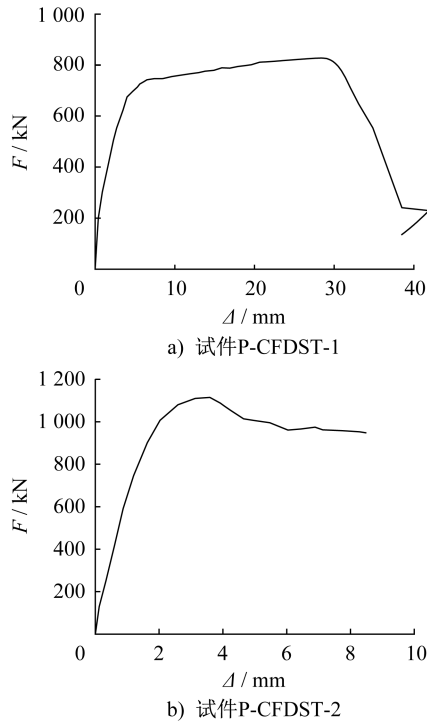


图 11 荷载-位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves

3.2 滞回曲线

试件 NP-CFDST 及 P-CFDST-3 的滞回曲线如图 12 所示。在弹性阶段,滞回曲线较狭窄,试件拉、压刚度基本不变,残余变形在 0.5 mm 以内,因此几乎没有包围面积。试件受拉侧率先进入屈服阶段,混凝土开始被拉裂,滞回曲线下侧包围面积开始变大,受拉刚度开始降低,卸载后残余变形逐渐变大;随后受压侧开始屈服。当试件达到受压峰值后,刚度开始迅速下降。随后受拉侧进入塑性强化段,刚度缓慢下降。达到峰值荷载后,随着外钢管出现明显局部鼓曲,曲线出现明显的捏拢,同级荷载的第二次循环承载力及刚度均明显低于第一次循环的对应值。

由于试件受压时主要由夹层混凝土承担荷载,受拉时主要由钢管及预应力钢绞线承担荷载,滞回曲线两侧的特征明显不同,拉压方向表现出不对称性。受拉时,夹层混凝土对内、外钢管的支撑约束抑制了钢管的环向变形,下侧滞回曲线相对饱满,表明受拉侧具有较好的变形能力及耗能能力。加载初期受压侧钢管能够较好地约束混凝土环向变形,一定程度上增强了试件的整体变形能力。但加载后期混凝土被压碎且钢管屈曲后,混凝土在鼓曲处缺少环向约束,试件承载力迅速下降,因此曲线上

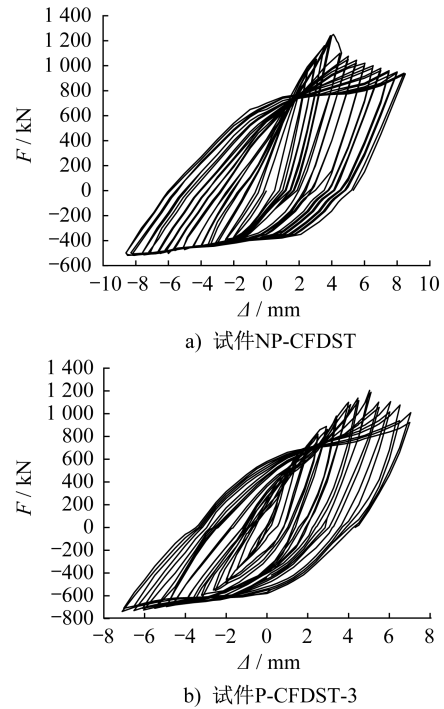


图 12 滞回曲线

Fig. 12 Hysteretic curves

侧表现出较弱的耗能能力。

通过观察曲线拉压交替区域的变化趋势可以发现,试件从受压转化至受拉状态时过渡相对平滑,曲线没有明显捏拢现象,无明显反弯点。由此表明,夹层混凝土与钢管几乎没有黏结滑移。然而,试件从受拉转化至受压状态时,曲线出现了明显捏拢现象,表明混凝土在受拉时会出现较多横向裂缝,钢管与混凝土出现明显黏结滑移,在拉压反向时裂缝闭合导致曲线出现捏拢。此外,受拉侧残余变形明显大于受压侧残余变形。

对比可知,二者的滞回曲线在拉、压侧的变化趋势基本相同。整体来看,试件 NP-CFDST 的曲线更加饱满,受压承载力达到峰值后下降速度更为缓慢,耗能能力更强。由于预应力钢绞线的协同受力,试件 P-CFDST-3 在受拉侧的承载力明显更高,其受压承载力略低于试件 NP-CFDST 的受压承载力。

3.3 骨架曲线

试件 NP-CFDST 及 P-CFDST-3 的骨架曲线如图 13 所示。可以看出,两个试件的骨架曲线在拉、压两侧表现出不同的趋势。这表明拉力主要由钢管承担,夹层混凝土的存在抑制了钢管的颈缩,延缓了钢管受拉失效,受拉屈服后强化段较长,拉力仍然能够缓慢增大。然而,混凝土不能有效抑制钢管受压屈曲后的变形,因此在试件局部鼓曲后压力迅速下降,受压变形能力远小于受拉变形能力。

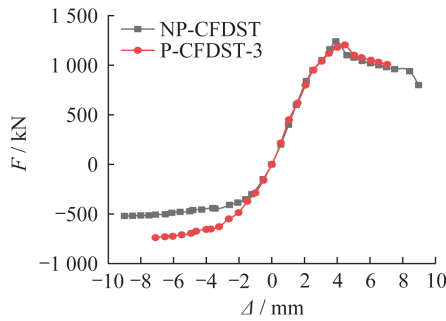


图 13 骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curves

对比可知二者的骨架曲线受压侧变化趋势基本相同。由于试件 P-CFDST-3 的钢管及混凝土在加载初期处于预应力受压状态,混凝土与钢管相互接触协同受力,在弹性阶段其压力略大于试件 NP-CFDST 的压力。受压屈服后,由于预应力与外荷载叠加作用,试件 P-CFDST-3 的轴压力整体小于试件 NP-CFDST 的轴压

力。两个试件在加载初期受拉侧的曲线基本重合。钢管屈服后由于预应力作用,试件 P-CFDST-3 的曲线斜率明显大于试件 NP-CFDST 的曲线斜率,且轴拉力增长速度更快。同时,两个试件在受拉侧的骨架曲线逐渐出现差异,试件 P-CFDST-3 表现出了更好的抗拉能力。

3.4 承载力及延性

本文定义位移延性系数 μ 为极限位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值,定量分析各个试件的变形能力。首先,采用等效能量法确定试件的屈服点;其次,定义峰值位移 Δ_p 为峰值荷载所对应的位移;接着,将荷载下降至峰值荷载 85% 时对应的点定义为极限点。除试件 P-CFDST-1 外,其余 3 个试件的受拉侧均未发生破坏,因此无法用上述方法获得其受拉屈服点,且没有受拉峰值点与极限点,故本节不讨论试件 P-CFDST-2、试件 P-CFDST-3 及试件 NP-CFDST 的受拉侧性能。4 个试件的屈服点、峰值点、极限点以及延性系数如表 3 所示。

表 3 试件各关键点荷载、位移及延性系数

Table 3 Load, displacement and ductility coefficients at all critical points of specimens

试件编号	受力方向	屈服点		峰值点		极限点		μ
		F_y/kN	Δ_y/mm	F_p/kN	Δ_p/mm	F_u/kN	Δ_u/mm	
P-CFDST-1	受拉	741.23	6.47	826.84	22.80	702.82	32.16	4.975
P-CFDST-2	受压	1 031.56	2.11	1 187.69	3.59	1 009.54	8.29	3.927
P-CFDST-3	受压	1 083.99	3.30	1 204.65	4.46	1 023.95	6.47	1.961
CFDST	受压	1 121.91	3.38	1 240.41	3.91	1 054.35	5.96	1.763

对比 4 个试件可以看出,试件的受压侧屈服位移远小于受拉侧屈服位移,但受压侧屈服荷载约为受拉侧屈服荷载的 1.5 倍。由此表明,试件受压侧的弹性刚度远大于受拉侧的弹性刚度。试件受压侧峰值荷载约为受拉侧峰值荷载的 1.5 倍,且受压侧极限位移均较小,表明受压承载力较大程度上取决于夹层混凝土的影响作用。试件 P-CFDST-1 表现出较好的延性,表明夹层混凝土对钢管的约束和支撑作用较好地延缓了钢管的变形与破坏,使得其余 3 个试件在拉-压工况下不会出现受拉破坏。同时,试件 P-CFDST-3 的延性系数比试件 P-CFDST-2 的延性系数更小,这是因为相较于单调轴压工况,滞回工况下受拉-压塑性损伤累积以及残余变形导致其受压延性降低。试件 NP-CFDST 的延性系数略小于试件 P-CFDST-3 的延性系数,表明预应力对试件受压延性几乎没有影响。

3.5 刚度退化

取每一级幅值下两圈循环的平均刚度 k 来绘制两个滞回试件的刚度退化曲线,如图 14 所示。可以看出,试

件的受拉和受压侧由于受力机理不同导致二者的刚度退化规律不同。在受拉侧,由于混凝土在加载初期就出现受拉开裂,导致受拉刚度迅速退化,在钢管逐渐进入塑性后刚度退化速度趋于平缓。在受压初期,由于夹层混凝土与钢端板之间存在微小的缝隙,因此二者并未完全接触。试件受压刚度先增大随后下降,在钢管压屈后受压刚度迅速退化,加载后期随着混凝土被压碎以及钢管鼓曲,试件受压刚度退化速度略有下降。

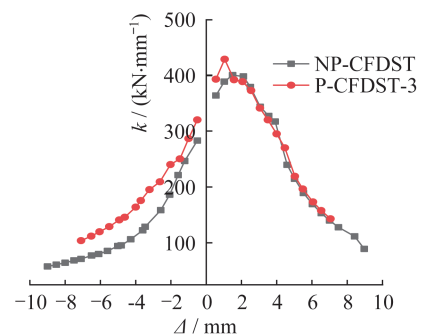


图 14 刚度退化曲线

Fig. 14 Stiffness degradation curve

对比发现,两个试件在受压侧刚度退化曲线基本重合,但试件P-CFDST-3在受压初期的刚度增加过程较短,这是因为初始预应力减短了夹层混凝土与钢端板的压实过程,使得混凝土能够提前发挥作用。随着预应力逐渐减小,两条曲线逐渐趋于重合。受拉侧试件P-CFDST-3刚度退化速度明显较慢,这是因为预应力在受拉时承担了相当一部分拉力,延缓了夹层混凝土的开裂。

3.6 应变分析

3.6.1 纵向应变

为了考察试件加载过程中轴力是否均匀施加至全截面,分别提取试件下部、上部以及中部的4个纵向应变数据,试件P-CFDST-3在三个位置处的纵向应变分布如图15所示。由于钢管变形严重时应变数据波动过大,缺少参考性,因此仅选取位移在4 mm以内的数据。

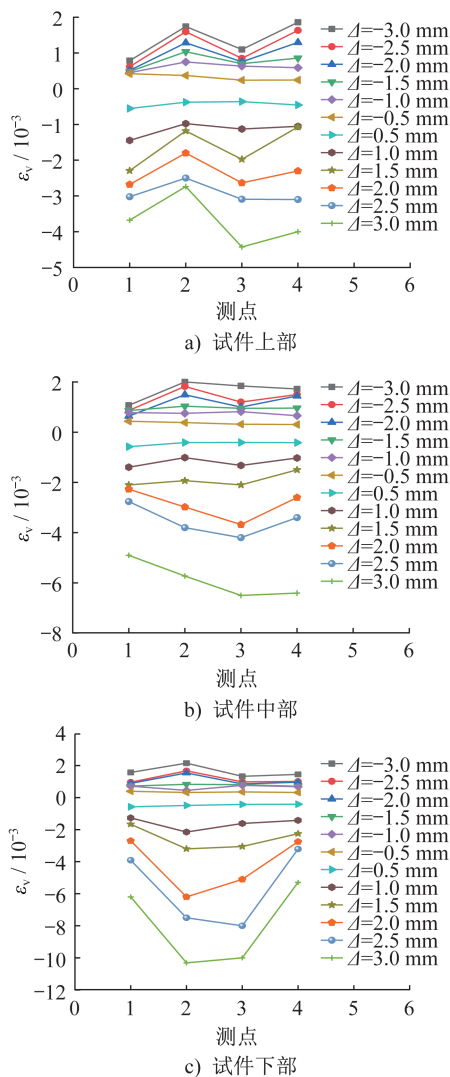


图15 试件P-CFDST-3纵向应变分布
Fig. 15 Longitudinal strain distribution of specimen P-CFDST-3

可以看出,加载初期试件两端和中部的4个测点纵向应变均分布均匀;加载中期,应变数据出现波动但幅值较小,可推测试件受力均匀,轴力基本无偏心,同时也验证了加载装置传力的合理性,可以取同一截面的4个测点平均值做后续研究。

3.6.2 约束效应

采用钢管的横向变形系数(横向应变与纵向应变的比值)来评估钢管对混凝土的约束效应。当横向变形系数大于钢材的泊松比0.3时,表明钢管对混凝土产生了约束套箍作用。相较于外钢管,内钢管对夹层混凝土的约束作用影响较小,此处不考虑内钢管的作用。

4个试件的荷载与外钢管中部截面的横向变形系数 ν 的关系曲线如图16所示。由于滞回试件受拉侧没有峰值荷载,采用荷载 F 与实测最大荷载 F_p 的比值来绘制曲线。从图中可以看出,在加载前期的弹性阶段,横向变形系数基本在0.25~0.30范围内,推测此时钢管对混凝土还未形成有效的约束作用。当试件接近屈服阶段时,横向变形系数开始缓慢增大,逐渐超过0.30,钢管开始对混凝土形成较可靠的约束。随着荷载继续增大,约束作用逐渐增强,接近峰值时横向变形系数最大达到了0.75。达到受压侧峰值后,由于钢管鼓曲严重且混凝土被压碎严重,钢管与混凝土截面已经局部脱空,推测已经充分发挥约束作用。同时,受拉侧横向变形系数为0.5~0.8倍峰值荷载时,横向变形系数能够很好地保持在0.3~0.4

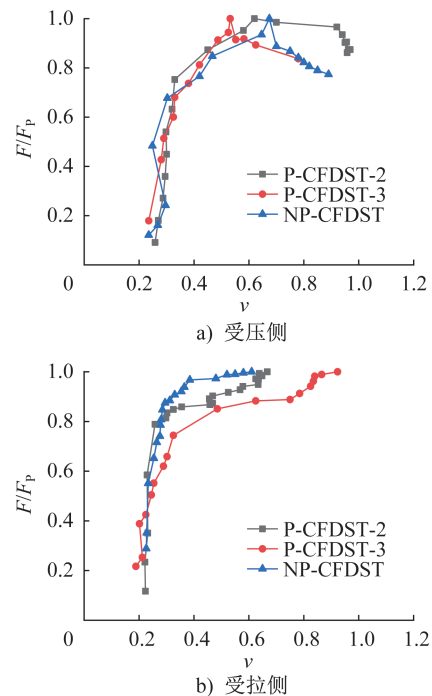


图16 荷载-横向变形系数关系曲线
Fig. 16 Load-lateral deformation coefficient relationship curves

之间。由此表明,混凝土能够很好地延缓钢管的预缩变形,增加受拉侧延性。

3.7 预应力影响分析

在本文所研究的结构形式中预应力的主要作用为防止混凝土过早开裂,保证钢管与混凝土的接触可靠,协同受力。试件P-CFDST-1以及P-CFDST-2在加载过程中钢管混凝土部分以及预应力钢绞线部分分别分担的轴力,如图17所示。可以看出,各部分轴力存在近似叠加关系,预应力的存在导致钢管混凝土在加载初期处于受压状态,当试件达到受压峰值承载力时预应力还未完全为0 kN,因此结构受压承载力降低了约6.8%。受拉时钢管混凝土和预应力钢绞线共同承担轴拉力,因此结构受拉承载力提高了约47%。由此推测,该结构形式在牺牲较小受压承载力的情况下,大幅度提升了受拉承载力,很好地发挥了钢材的强度。

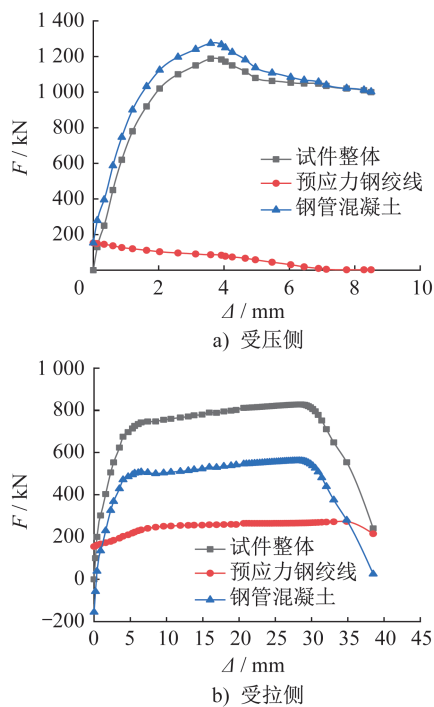


图17 轴力分配关系曲线

Fig. 17 Axial force distribution relationship curves

4 结论

本试验共设计了4个试件,包括3个预应力中层夹层混凝土试件及1个无预应力中空夹层钢管混凝土试件,分别研究了轴压、轴拉及拉-压滞回荷载作用下该类型结构的受力性能以及各项指标的影响。通过对试验现象的观察及对试验数据的处理、分析,可以得到以下主要结论:

(1) 预应力钢管混凝土轴拉试件受力过程中经历了混凝土开裂、钢管屈服、钢管局部屈曲、钢管断裂4个阶

段,夹层混凝土开裂破损严重;其余3个试件均经历了混凝土开裂、钢管屈服、钢管鼓曲、钢管局部屈曲4个阶段,夹层混凝土整体较为完好,在鼓曲处出现压碎现象。

(2) 预应力钢管混凝土柱受拉侧和受压侧力学性能存在显著差别,在轴拉侧表现出更好的延性和耗能能力,在轴压侧表现出更好的承载力和刚度,但延性较差。滞回试件从受压状态转为受拉状态时,混凝土与钢管之间几乎没有黏结滑移,试件从受拉状态转为受压状态时,混凝土与钢管之间出现明显黏结滑移,受拉侧残余变形明显大于受压侧残余变形。

(3) 预应力对钢管混凝土轴向滞回性能有较大影响,受压侧预应力的存在略微降低了结构的整体刚度和耗能能力,预应力对结构的受压延性几乎没有影响,但在受拉侧显著提升了受拉刚度、耗能能力以及延性,有利于提高塔架整体滞回性能。

(4) 在钢管混凝土结构基础上提高预应力,可以在牺牲结构6.8%左右受压承载力的情况下提升约47%的受拉承载力,增大预应力使混凝土与钢管之间可靠接触,协同受力。可在基本充分发挥混凝土强度的情况下更大幅度地提升钢材的利用率。

参考文献:

- [1] 周绪红,王宇航,邓然.海上风电机组浮式基础结构综述[J].中国电力,2020,53(7):100-105,112.DOI:10.11930/j.issn.1004-9649.202004140.
ZHOU Xuhong, WANG Yuhang, DENG Ran. Review on floating foundation structures for offshore wind turbines[J]. Electric Power, 2020, 53(7): 100-105, 112. DOI: 10.11930/j.issn.1004-9649.202004140. (in Chinese)
- [2] 白久林,李晨辉,王宇航,等.近海风电结构振动控制研究综述[J].地震工程与工程振动,2023,43(3):1-14.DOI:10.13197/j.eeed.2023.0301.
BAI Jiulin, LI Chenhui, WANG Yuhang, et al. Review of vibration control research in offshore wind turbine structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2023, 43(3): 1-14. DOI: 10.13197/j.eeed.2023.0301. (in Chinese)
- [3] 郭松龄,邓然,曹锋,等.风电机组混合塔筒转接结构的轴压性能试验[J].船舶工程,2023,45(1):33-38,167.DOI:10.13788/j.cnki.cbgc.2023.01.05.
GUO Songling, DENG Ran, CAO Feng, et al. Experimental on the axial compressive behavior of adapters in the hybrid tower for wind turbine[J]. Ship Engineering, 2023, 45(1): 33-38, 167. DOI: 10.13788/j.cnki.cbgc.2023.01.05. (in Chinese)
- [4] 王宇航,王姝琪,周绪红,等.钢板-混凝土组合塔筒钢板屈曲承载性能研究[J].建筑结构学报,2021,42(增刊2):419-426.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2021.S2.0049.
WANG Yuhang, WANG Shuqi, ZHOU Xuhong, et al. Study on buckling bearing capacity of steel plate in steel plate-

- concrete composite tower[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(Suppl. 2): 419-426. DOI: 10.14006/j. jzjgxb. 2021. S2.0049. (in Chinese)
- [5] 陈宝春, 范冰辉, 余印根, 等. 钢管混凝土拱桥强健性设计[J]. 桥梁建设, 2016, 46(6): 88-93. DOI: 10.3969/j. issn. 1003-4722.2016.06.017.
CHEN Baochun, FAN Binghui, YU Yingen, et al. Robustness design of concrete-filled steel tube arch bridges [J]. Bridge Construction, 2016, 46(6): 88-93. DOI: 10.3969/j. issn. 1003-4722.2016.06.017. (in Chinese)
- [6] HAN L H, LI W, BJORHOVDE R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: members[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 100: 211-228. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2014. 04. 016.
- [7] 陈宝春, 韦建刚, 周俊, 等. 我国钢管混凝土拱桥应用现状与展望[J]. 土木工程学报, 2017, 50(6): 50-61. DOI: 10.15951/j. tmgxcb. 2017. 06. 006.
CHEN Baochun, WEI Jiangan, ZHOU Jun, et al. Application of concrete-filled steel tube arch bridges in china: current status and prospects[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(6): 50-61. DOI: 10.15951/j. tmgxcb. 2017. 06. 006. (in Chinese)
- [8] HAN L H, YAO G H, TAO Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion [J]. Thin-walled Structures, 2007, 45(1): 24-36. DOI: 10.1016/j. tws. 2007. 01. 008.
- [9] 周军生, 楼庄鸿. 大跨径预应力混凝土连续刚构桥的现状和发展趋势[J]. 中国公路学报, 2000, 13(1): 34-40. DOI: 10.19721/j. cnki. 1001-7372. 2000. 01. 008.
ZHOU Junsheng, LOU Zhuanghong. Developing trends of large-span prestressed concrete bridges with continuous rigid frame structure[J]. China Journal of Highway and Transport, 2000, 13(1): 34-40. DOI: 10.19721/j. cnki. 1001-7372. 2000. 01. 008. (in Chinese)
- [10] LIU Y S, ZHOU X H, WANG Y H, et al. Seismic behavior of prestressed concrete filled steel tubular lattice tower subjected to combined compression-bending-torsion [J]. Journal of Construction Steel Research, 2023, 204(5): 107883. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2023. 107883.
- [11] 张敏. 钢管混凝土柱在拉压反复荷载下抗震性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2020.
ZHANG Min. Research on seismic behavior of concrete-filled steel tube column under cyclic tension and compression loads[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2020. (in Chinese)
- [12] 蔡文哲. 钢管混凝土斜交网格筒结构抗震性能与地震损伤评价研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2023.
CAI Wenzhe. Research on seismic behavior and damage evaluation of CFST diagrid structure system[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2023. (in Chinese)
- [13] 尧国皇. 钢管混凝土构件在复杂受力状态下的工作机理研究[D]. 福州: 福州大学, 2006.
YAO Guohuang. Research on behaviour of concrete-filled steel tubes under complicated loading states [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2006. (in Chinese)
- [14] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2016: 204-215.
HAN Linhai. Concrete filled steel tube structures: theory and practice[M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016: 204-215. (in Chinese)
- [15] 何珊瑚. 三肢钢管混凝土弦杆-钢管腹杆桁架抗弯力学性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2012.
HE Shanhu. Flexural performance of three-main components concrete-filled steel tubular chord-steel tubular brace truss[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese)
- [16] American Institute of Steel Construction. Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360-10 [S]. Farmington Hills: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [17] British Standards Institutions. Steel, Concrete and Composite Bridges—Part 5: Code of Practice for the Design of Composite Bridges: BSI-BS 5400-5 [S]. London: British Standards Institutions, 2005.
- [18] European Committee for Standardization. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures—Part 1.1: General Rules and Rules for Building: EN 1994-1-1 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.