

高强锥形中空夹层薄壁钢管混凝土轴压短柱试验研究

陈庆胜¹, 庞亚红², 孔 龙¹, 李博凡², 安 宁³, 王先铁²

(1. 国网甘肃省经济技术研究院, 甘肃 兰州 730000; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055;

3. 国网甘肃省电力公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 对 5 组共 10 个采用 Q690 钢材和 C120 混凝土的高强锥形中空夹层薄壁钢管混凝土 (THSTW-CFDS) 轴压短柱进行试验研究, 试验参数为内、外钢管径厚比、空心率以及是否配置纵向加劲肋。结果表明: 随着空心率和内、外钢管径厚比增加, 试件极限承载力降低; 带肋试件和无肋试件相比, 空心率为 0.72 时, 极限承载力提高约 7.2%; 空心率为 0.82 时, 极限承载力提高约 7.5%; 空心率为 0.85 时, 极限承载力提高约 10.9%。利用有限元软件 ABAQUS 对 THSTW-CFDST 轴压短柱进行数值模拟, 并对其进行轴心受压全过程分析。THSTW-CFDS 轴压短柱的受力全过程包括弹性阶段、弹塑性阶段和塑性下降阶段。提出了适用于带纵向加劲肋 THSTW-CDFS 轴压短柱的承载力计算公式, 公式计算结果与试验结果吻合较好。

关键词: 锥形; 中空夹层薄壁钢管混凝土; 轴压短柱; 试验研究; 名义约束效应系数; 承载力计算公式

中图分类号: TU398⁺.9

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2022)02-0306-11

Experimental study on high strength tapered thin walled concrete-filled double skin steel tubular stub columns under axial compression

CHEN Qingsheng¹, PANG Yahong², KONG Long¹, LI Bofan², AN Ning³, WANG Xiantie²

(1. State Grid Gansu Economic Research Institute, Lanzhou, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

3. State Grid Gansu Electric Power Co., Lanzhou 730000, China)

Abstract: A total of 10 high strength tapered thin walled concrete-filled double skin steel tubular (THSTW-CFDST) stub columns under axial compression with Q690 steel and C120 concrete were tested in five groups, and the test parameters were the diameter-to-thickness ratio of internal and external steel pipes, the hollow ratio and longitudinal stiffeners. The results showed that with the increase of the hollow ratio and the diameter-to-thickness ratio of the inner and outer steel pipes, the ultimate load bearing capacity of the specimen decreased. Compared with the ribbed specimens, when the hollow ratio was 0.72, the ultimate load bearing capacity of the specimens without ribs increased by about 7.2%, when the hollow ratio was 0.82, the ultimate load bearing capacity increased by about 7.5%, and when the hollow ratio was 0.85, the ultimate load bearing capacity increased by about 10.9%. The finite element software ABAQUS was used to numerically simulate THSTW-CFDST stub columns under axial compression, and the whole process of axial compression was analyzed. The results showed that the whole process of this component under axial compression included the elastic stage, the elasto-plastic stage and the plastic descending stage. Finally, the formula for calculating the axial bearing capacity of the longitudinal stiffeners reinforced THSTW-CFDST stub columns member was proposed, and the calculation results of the formula were in good agreement with the test results.

Key words: tapered; thin walled concrete-filled double skin steel tube; stub columns under axial compression; experimental research; nominal confinement factor; calculation formula of bearing capacity

收稿日期: 2021-09-23

修改稿日期: 2021-04-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51678474)

第一作者: 陈庆胜 (1971—), 男, 学士, 高级工程师, 主要从事输电线路设计与研究。E-mail: 544149121@qq.com

通信作者: 王先铁 (1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构与钢管混凝土结构研究。E-mail: wangxiantie@163.com

随着我国输电线路快速发展,紧凑型线路、大截面导线得到广泛应用,在提高线路输电能力的同时,也增加了输电杆塔荷载。钢管杆自重轻,但稳定问题突出,且造价较高。角钢塔因底部开展,占地面积较大,在城区的应用受到限制。由内、外钢管和夹层混凝土(CFDST)构成的中空夹层钢管混凝土构件相比于实心钢管混凝土,其截面开展、能够有效减轻自重。相比于空钢管,其具有更好的抗局部屈曲能力和延性。目前,CFDST 构件在桥梁、海洋平台、风电塔筒及输电杆塔等工程中逐渐得到应用。

自 20 世纪 80 年代以来,国内外学者对 CFDST 构件的轴压性能已开展了诸多研究。Huang 等^[1]利用有限元软件对 CFDST 短柱进行了数值模拟,得到了试件平均应力-纵向应变、混凝土与钢管相互作用的典型曲线。Jing 等^[2]根据 9 个 CFDST 短柱的轴压试验结果提出了构件承载力计算公式。Hassanein 等^[3]在以往学者提出的 CFDST 轴压短柱承载力计算公式的基础上,通过数值模拟提出了满足更大范围钢管径厚比的承载力计算公式。为改善 CFDST 构件的受力性能,夏松等^[4]参考 Ding 等^[5]对带拉筋钢管混凝土柱的研究,通过焊接对拉钢筋使内、外钢管协同工作。结果表明,配置拉筋后,构件的承载力和刚度均有显著提升。根据中空夹层钢管混凝土构件在实际工程中的受力特征,学者们提出了锥形 CFDST。Han 等^[6]通过试验研究发现锥形 CFDST 构件相比于普通 CFDST 构件的轴压承载力有所降低。Li 等^[7]通过试验对比分析了锥形 CFDST 短柱与直柱的破坏模式,并提出锥形构件的轴压承载力计算公式。王文达等^[8]利用有限元数值模拟研究了锥度和空心率对锥形 CFDST 短柱破坏模式和承载性能的影响,结果表明,随着锥度增加,破坏截面位置逐渐向柱顶靠近。

综上所述,以往主要针对普通强度的 CFDST 构件开展研究,构件自重较大,施工过程中需要浇筑混凝土。王灿灿等^[9]针对高强 CFDST 构件的轴压力学性能开展了研究,并提出了高强 CFDST 短柱承载力和刚度的计算方法。为满足预制装配式发展要求,提高 CFDST 构件的承载力并进一步降低自重,本文提出一种高强锥形中空夹层薄壁钢管混凝土 (THSTW-CFDST) 构件。该构件采用 Q690 高强钢材和 C120 高强混凝土以提高承载能力,同时增大构

件空心率和钢管径厚比以减小构件自重,通过对钢管设置纵向加劲肋以减缓径厚比和空心率超限^[10]带来的不利影响^[11-12]。对大径厚比、大空心率高强锥形中空夹层薄壁钢管混凝土短柱开展轴心受压试验研究,并提出承载力建议公式。

1 试验概况

1.1 试件设计

试件内、外钢管和加劲肋所用钢材均为 Q690D,混凝土采用掺加钢纤维的 C120 高强混凝土。试验变化参数为内钢管径厚比(d/t_i)、外钢管径厚比(D/t_o)、空心率($\chi=d/(D-2t_o)$)以及内外钢管是否设置纵向加劲肋。其中, d 、 t_i 分别为内钢管直径和壁厚, D 、 t_o 分别为外钢管直径和壁厚,试件截面如图 1 所示。

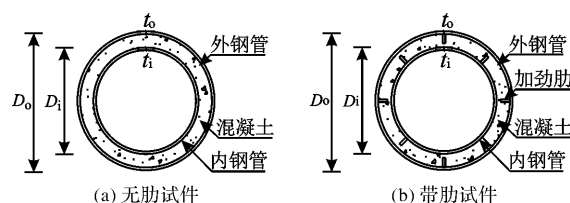


图 1 试件截面示意图

Fig. 1 Sections of specimens

本次试验共计 10 个试件,试件截面上小下大呈线性变化,锥度为 1:50,长径比为 3,空心率为 0.72~0.85(规范限值为 0.75),内钢管径厚比为 35~100(规范限值为 34),外钢管径厚比为 50~120(规范限值为 51)。试件编号分别为 ZY-1~ZY-5,每组试件均包含带肋和无肋两个对比试件,其中“A”为无肋试件,“B”为带肋试件。试件参数如表 1 所示,试件整体示意图如图 2 所示。

为保证制作完成后的试件几何中心与端板几何中心重合,先将内钢管与端板点焊,在确保内钢管与端板几何中心对齐后完成内钢管与端板的焊接,然后焊接内钢管纵向加劲肋。外钢管与各部件的焊接过程与内钢管相反,即先焊接外钢管纵向加劲肋,然后将外钢管与端板进行焊接。制作完成的钢管试件如图 3(a)所示。混凝土采用钢纤维高强混凝土如图 3(b)所示,为保证混凝土密实,将试件放到振动台上振捣。待混凝土初凝 3 d 后,将混凝土表面与钢管表面打磨平齐,浇筑完成后的试件如图 3(c)所示。在外钢管上端焊接环肋,以防试验过程中端部受压破坏。加劲肋沿试件纵向通长布置,厚度与钢管壁厚一致,宽度为 18 mm。

表 1 试件主要参数

Tab. 1 Parameters of specimens

| 试件编号 | 外钢管截面/mm | | 外钢管 径厚比 | 内钢管截面/mm | | 钢管径 厚比 | 空心率 χ | 试件长度 L/mm | 含钢率 α |
|-------------|----------------------------|----------------------------|------------|----------------------------|----------------------------|-----------|------------|-----------------------|-----------------|
| | 大头 $D_b \times t_o$ | 小头 $D_t \times t_o$ | | 大头 $d_b \times t_i$ | 小头 $d_t \times t_i$ | | | | |
| CFDST-ZY-1A | $\varnothing 360 \times 3$ | $\varnothing 338 \times 3$ | 120 | $\varnothing 300 \times 3$ | $\varnothing 278 \times 3$ | 100 | 0.85 | 1 080 | 12.13 |
| CFDST-ZY-1B | | | | | | | | | |
| CFDST-ZY-2A | $\varnothing 300 \times 3$ | $\varnothing 282 \times 3$ | 100 | $\varnothing 240 \times 3$ | $\varnothing 222 \times 3$ | 80 | 0.82 | 900 | 12.36 |
| CFDST-ZY-2B | | | | | | | | | |
| CFDST-ZY-3A | $\varnothing 300 \times 3$ | $\varnothing 282 \times 3$ | 100 | $\varnothing 240 \times 4$ | $\varnothing 222 \times 4$ | 60 | 0.82 | 900 | 12.36 |
| CFDST-ZY-3B | | | | | | | | | |
| CFDST-ZY-4A | $\varnothing 300 \times 4$ | $\varnothing 282 \times 4$ | 75 | $\varnothing 210 \times 6$ | $\varnothing 192 \times 6$ | 35 | 0.72 | 900 | 11.5 |
| CFDST-ZY-4B | | | | | | | | | |
| CFDST-ZY-5A | $\varnothing 300 \times 6$ | $\varnothing 282 \times 6$ | 50 | $\varnothing 210 \times 6$ | $\varnothing 192 \times 6$ | 35 | 0.72 | 900 | 18.17 |
| CFDST-ZY-5B | | | | | | | | | |

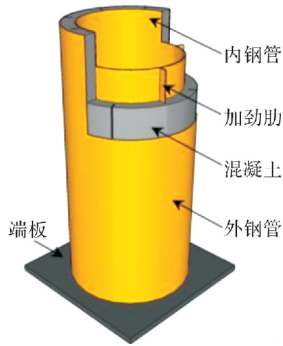


图 2 试件整体示意图

Fig. 2 Overall of specimens

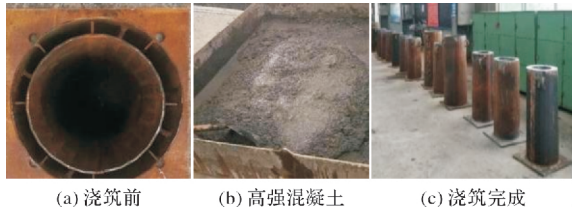


图 3 试件制作过程

Fig. 3 Specimen processing process

1.2 材料力学性能

按照文献[13]制作钢材试样, 试验结果如表 2 所示.

表 2 钢材材性实测

Tab. 2 Mechanical properties of steel

| 取样位置 | t /mm | f_y /MPa | f_u /MPa | E /MPa | δ /% |
|---------|------------|---------------|---------------|--------------------|----------------|
| 3 mm 钢管 | 3(3.12) | 788 | 845 | 2.11×10^5 | 20.16 |
| 4 mm 钢管 | 4(3.97) | 755 | 803 | 2.05×10^5 | 18.29 |
| 6 mm 钢管 | 6(5.79) | 708 | 767 | 2.09×10^5 | 17.71 |

注: 括号内数值为实测厚度.

按照文献[14]制作混凝土试样, 试验结果如

表 3 所示.

表 3 混凝土材性实测

Tab. 3 Mechanical properties of concrete

| 试块 编号 | 立方体抗压强 度 $f_{cu,k}/\text{MPa}$ | 弹性模量 E_c/MPa | 泊松比 ν | 极限压应变 ϵ |
|----------|-----------------------------------|--------------------------|--------------|---------------------|
| Z1 | 126.9 | 44 169.9 | 0.22 | 4.4 |
| Z2 | 125.4 | 44 377.3 | 0.22 | 4.4 |
| Z3 | 130.5 | 46 152.9 | 0.22 | 4.6 |

1.3 试验装置及加载制度

试验在 20 000 kN 电液伺服压剪实验机上进行. 试件两端设置单向刀口铰以实现两端铰接边界条件, 试验加载装置如图 4 所示.

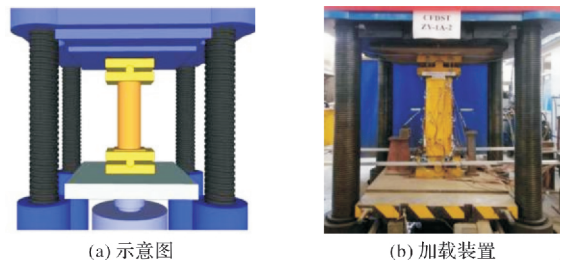


图 4 加载装置

Fig. 4 Test setup

试验为静力加载. 在正式加载前进行预加载, 预加载至承载力预估值的 10%, 加载结束后确认各测试仪器是否正常, 待确认无异常后卸载至 0, 如此反复一次. 正式加载时, 每级荷载取预估极限荷载的 10%, 当荷载达到极限承载力预估值的 60%以后, 每级荷载取预估极限承载力的 5%. 每级加载稳定 1 min 后记录相应荷载和应变, 接近预估极限承载力时慢速连续加载. 加载至满足以下两个条件之一时停止加载: ① 试件破坏; ② 荷载

下降至峰值荷载的 85%。

1.4 测点布置

试件测点布置如图 5 所示。在试件底部布置 4 个位移计以测量试件的纵向变形,在试件中部对称布置两个位移计以测量试件的横向变形。在外钢管的上、中、下三个截面和内钢管的上端截面分别对称布置竖向和环向应变片,以测量试件的纵向和环向应变。纵向和环向应变片分别以 L 和 T 表示,外钢管自下而上 A-A、B-B、C-C 截面应变片编号分别以 L1-1、L2-1、L3-1 和 T1-1、T2-1、T3-1 开始;内钢管仅在上截面布置测点,以 L4-1 和 T4-1 开始。

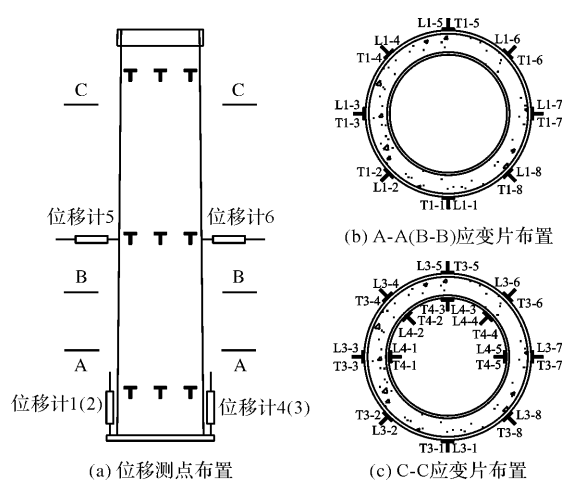


图 5 测点布置

Fig. 5 Layout of measurement points

2 试验结果与分析

2.1 试件破坏形态

5 组试件的破坏形态如图 6 所示。所有试件的破坏形态相似,均为靠近上端小截面处局部鼓曲破坏,但不同试件的局部鼓曲高度略有差异。带肋试件的局部鼓曲高度均小于同组无肋试件,表明设置纵向加劲肋能有效延缓钢管的局部鼓曲。

为观察夹层混凝土的破坏情况,试验后割开部分试件的外钢管,如图 7 所示。夹层混凝土的破坏形态与外钢管的破坏形态在宏观上基本一致,在外钢管局部鼓曲处,夹层混凝土被压碎呈片状,并产生密集的纵向裂缝,其他部位的混凝土几乎没有裂缝。由于混凝土含钢纤维,因此未观察到夹层混凝土被压碎后有崩潰现象,整体保持完整。在内外钢管的约束作用下,夹层混凝土的变形能力得到提升。对于带肋试件,加劲肋处夹层混凝土厚度较小,割开外钢管后观察到内钢管加劲肋

处,夹层混凝土沿高度形成一条贯通裂缝,见图 7(a)。在外钢管局部鼓曲处,加劲肋被压曲,见图 7(f)。

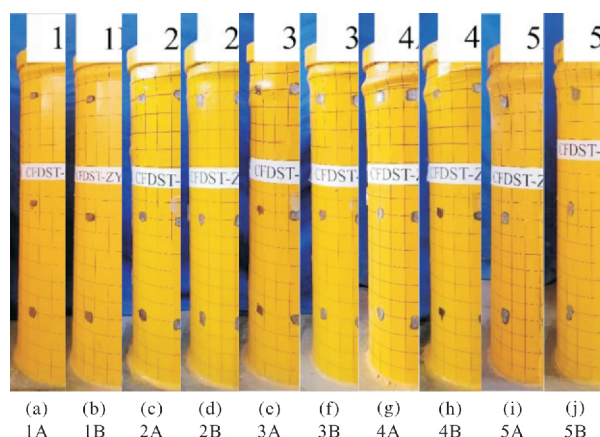


图 6 试件破坏形态

Fig. 6 Failure patterns of specimens

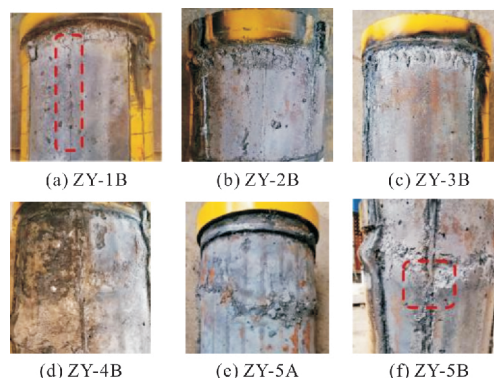
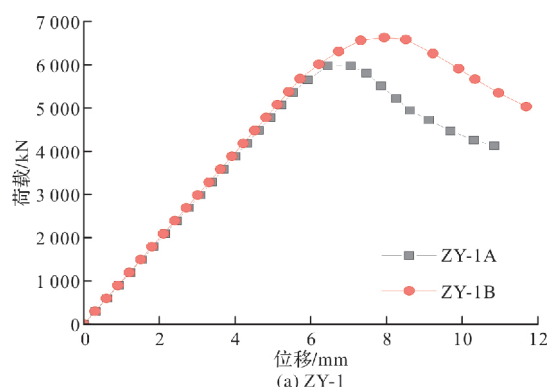


图 7 混凝土破坏形态

Fig. 7 Failure patterns of concrete

2.2 荷载-位移曲线

各组试件的荷载-位移曲线如图 8 所示。加载初期,荷载与位移呈线性关系;加载至极限承载力的 80%~90%时,外钢管部分进入塑性,试件进入弹塑性阶段,曲线斜率逐渐减缓,表明试件受压刚度不断减小。随着荷载增大,竖向位移快速增长,达到极限承载力后荷载开始下降,且曲线下落速度较快。



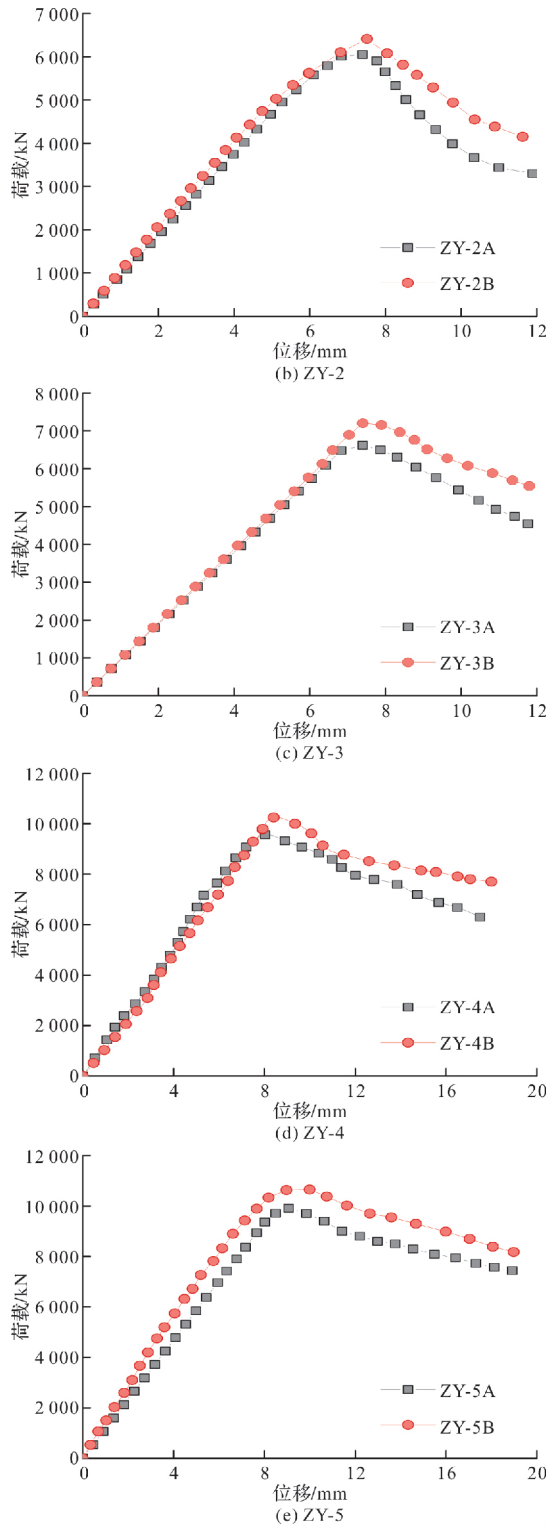


图8 荷载-位移曲线

Fig. 8 Load-displacement curves

各试件极限承载力如表4所示。同组带肋试件的承载力均高于无肋试件。空心率为0.72时,带肋试件承载力比无肋试件提高约7.2%;空心率为0.82时,提高约7.5%;空心率为0.85时,提高约10.9%。由表4可知,带肋试件的承载力均高于

相应无肋试件与加劲肋承载力之和,说明加劲肋不仅为构件提供了承载力,也提高了钢管对夹层混凝土的约束和支撑作用。对比2、3组可知,当内钢管径厚比从60增至80时,无肋试件和带肋试件的承载力分别降低了8.5%和13.8%,其原因为内钢管截面减小,夹层混凝土截面增大,但混凝土增加部分提供的承载力小于内钢管减小部分提供的承载力。对比4、5组可知,当外钢管径厚比从50增至75时,无肋试件和带肋试件的承载力分别降低了3.7%和3.1%,其原因为混凝土增加部分提供的承载力小于外钢管减小部分提供的承载力。

表4 轴承载力试验值

Tab. 4 Ultimate strengths of specimens under axial compression

| 构件 编号 | 空心率 | 内/外钢管 径厚比 | 极限承载力 N_u /kN | $\frac{N_{u(ZY-B)} - N_{u(ZY-A)}}{N_{u(ZY-A)}}/\%$ |
|----------|------|--------------|--------------------|--|
| ZY-1A | 0.85 | 100/120 | 5 976(6 280) | 10.9 |
| ZY-1B | | | 6 630 | |
| ZY-2A | 0.82 | 80/100 | 6 051(6 355) | 6.0 |
| ZY-2B | | | 6 413 | |
| ZY-3A | 0.82 | 60/100 | 6 616(6 962) | 8.9 |
| ZY-3B | | | 7 209 | |
| ZY-4A | 0.72 | 35/75 | 9 577(10 040) | 7.5 |
| ZY-4B | | | 10 294 | |
| ZY-5A | 0.72 | 35/50 | 9 950(10 490) | 6.8 |
| ZY-5B | | | 10 628 | |

注:括号内数值为相应无肋试件承载力与加劲肋承载力之和。

2.3 内、外钢管应变

以空心率和内、外钢管径厚比均超限的第2组试件为例,其荷载-应变曲线如图9、图10所示。由于鼓曲破坏发生在试件上部,因此在峰值荷载时无肋和带肋试件的上部纵向和环向测点均达到屈服应变,无肋试件的中部和下部测点均未达到屈服应变,而带肋试件的中部和下部有部分测点达到屈服应变。说明纵向加劲肋可增强钢管对混凝土的约束作用,并延缓钢管的局部鼓曲,加强构件的整体性和抵抗局部破坏的能力。内钢管上部测点的纵向应变在加载结束时均达到屈服应变,而环向应变未达到屈服应变。表明内钢管主要起提供承载力和支撑的作用,而外钢管不仅提供了承载力,还起到约束混凝土的作用。

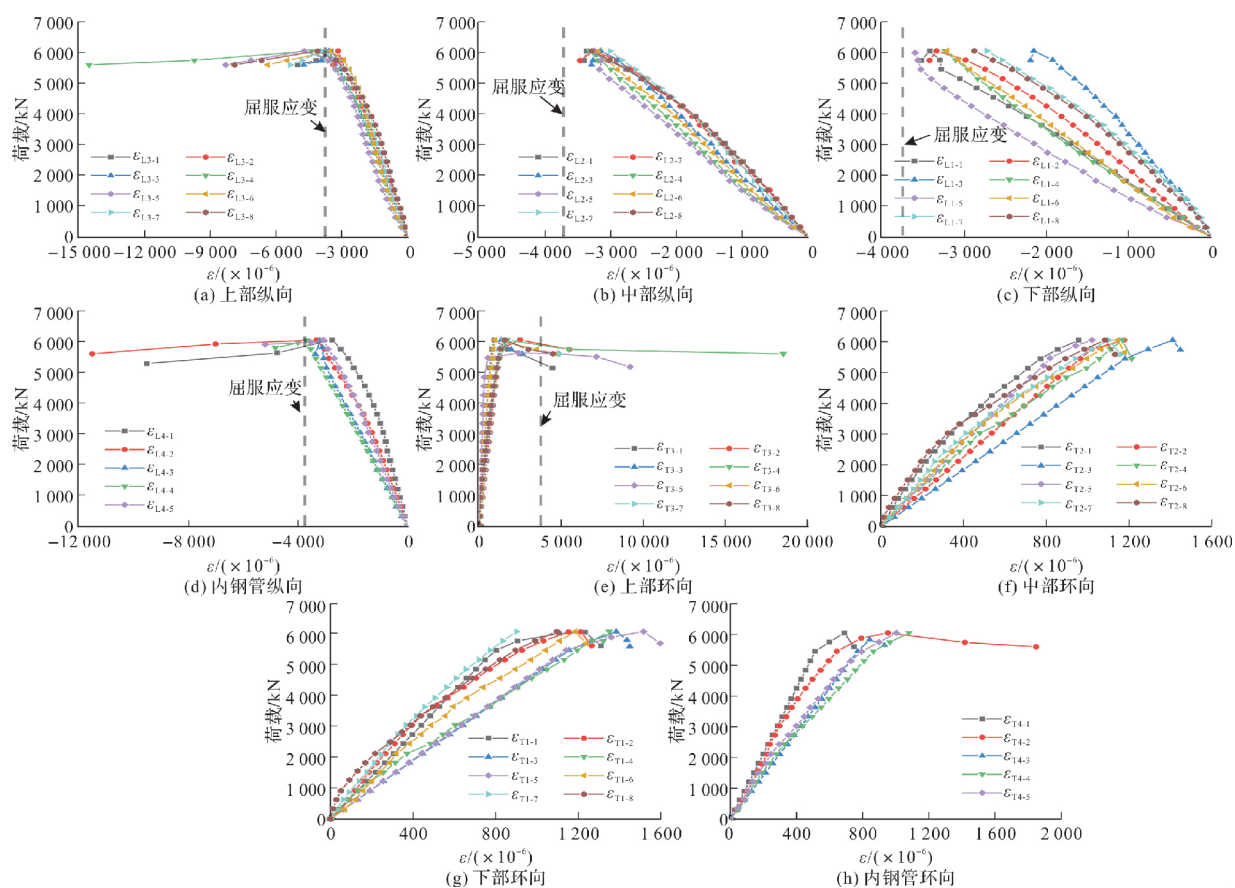


图 9 试件 ZY-2A 荷载-应变曲线

Fig. 9 Load-strain curves of ZY-2A

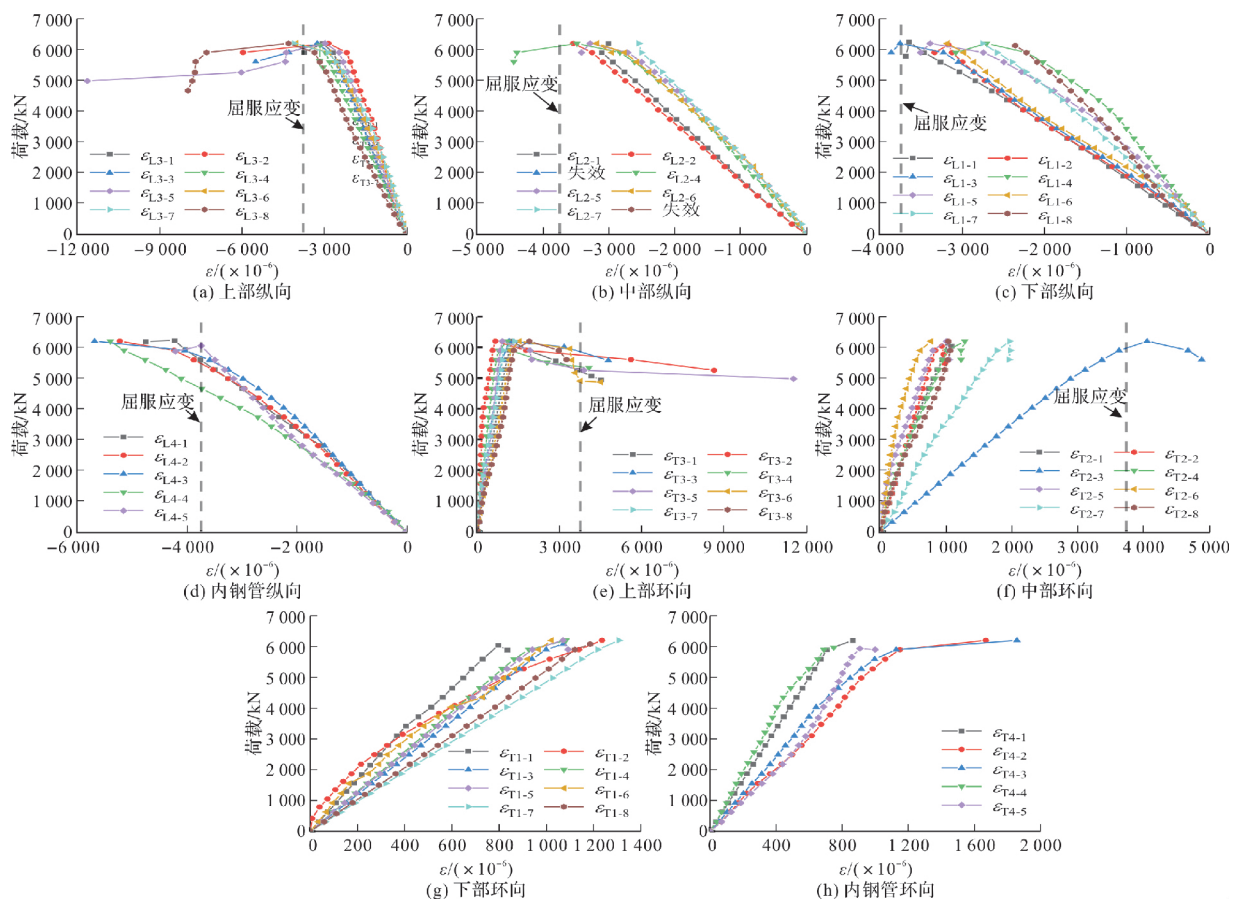


图 10 试件 ZY-2B 荷载-应变曲线

Fig. 10 Load-strain curves of ZY-2B

3 有限元分析

3.1 有限元模型建立

采用有限元软件 ABAQUS 建立 THSTW-CFDST 构件有限元模型. 内、外钢管采用壳单元, 其余部件采用实体单元. 钢材本构关系选用等向强化弹塑性模型, 混凝土选用塑性损伤模型, 其中膨胀角为 30° , 偏心率为 0.1^[1]. 有限元模型网格划分如图 11 所示, 钢管和混凝土之间的相互作用采用法向硬接触, 切向库伦摩擦模型, 摩擦系数取 0.6^[15]. 边界条件与试验相同, 试件下端施加位移荷载.

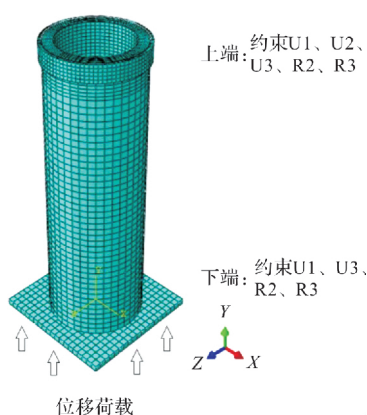


图 11 模型网格划分

Fig. 11 Mesh generation of models

3.2 有限元分析结果

有限元分析的荷载-位移曲线、破坏形态与试验结果对比如图 12、图 13 所示. 由图 12 可知, 有限元与试验荷载-位移曲线吻合较好, 二者初始

刚度和极限承载力基本一致. 由于有限元模型为理想状态, 后期承载力略高于试验值. 由图 13 可知, 有限元与试验破坏形态基本一致, 均为内、外钢管局部鼓曲. 有限元分析能够较准确地反映试件的受力情况.

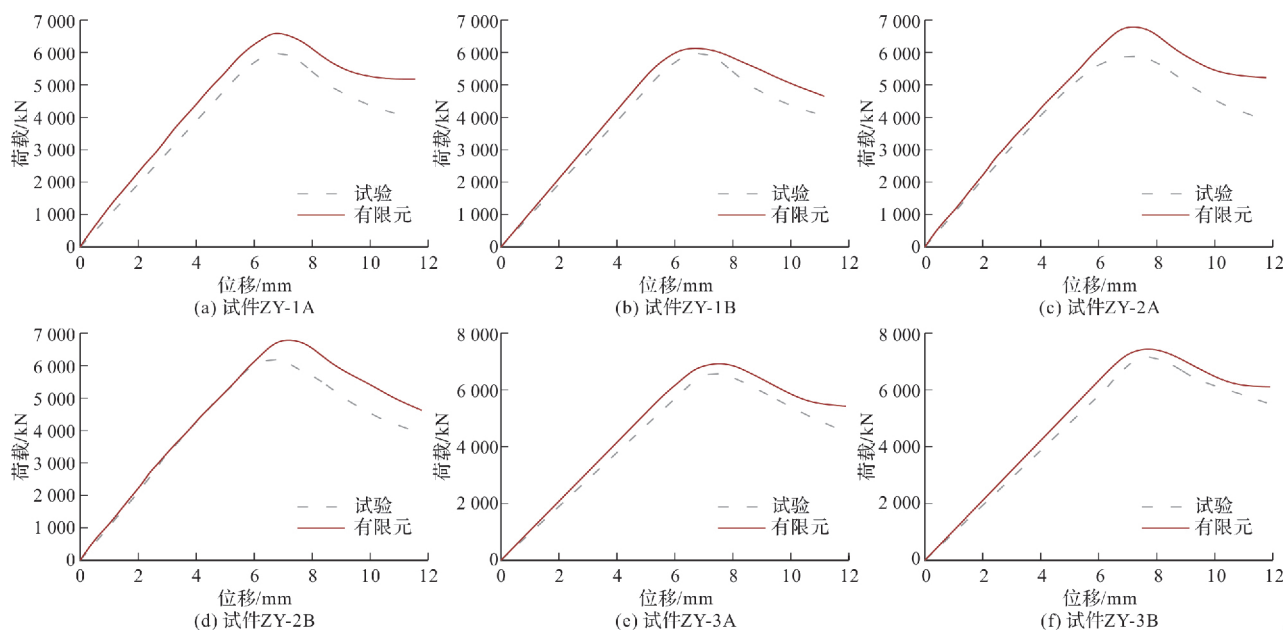
3.3 受力机理分析

试件 ZY-2B 受力全过程中内、外钢管和夹层混凝土分别承担的荷载随竖向变形关系曲线如图 14 所示. 由图可知, 其受力全过程包括三个阶段:

(1)弹性阶段(OA): 加载初期, 钢管和混凝土均处于弹性状态, 钢管的横向变形大于混凝土, 混凝土与外钢管之间没有相互作用力, 而与内钢管间产生了较小的压力, 如图 15 所示. 钢管和混凝土在此阶段基本独立工作, 其承载力为内、外钢管和混凝土单独受力时的叠加. 加载至 A 点时, 各部件均无明显变形;

(2)弹塑性阶段(AB): 随着荷载增大, 混凝土开裂, 其变形模量不断减小, 横向变形增大, 直至与外钢管接触产生法向作用力. 此时, 混凝土处于三向受压状态, 抗压强度不断提升. 在这一阶段, 外钢管首先屈服, 随后内钢管屈服. 试件在 B 点达到极限承载力, 外钢管上部发生局部鼓曲, 内钢管无明显变形;

(3)塑性阶段(BC): 随着外钢管局部鼓曲程度增大, 荷载开始缓慢下降. 随后内钢管上部发生向内鼓曲变形. 在钢管鼓曲处, 混凝土的塑性应变急剧增大, 此时混凝土被压碎, 试件破坏.



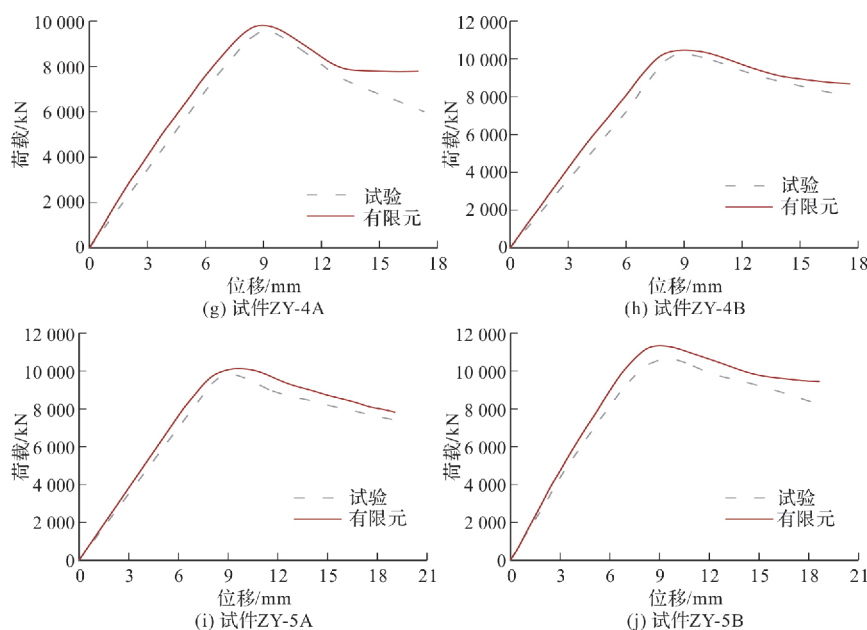


图 12 有限元与试验荷载-位移曲线对比

Fig. 12 Comparison of load-displacement curves between FEA and test

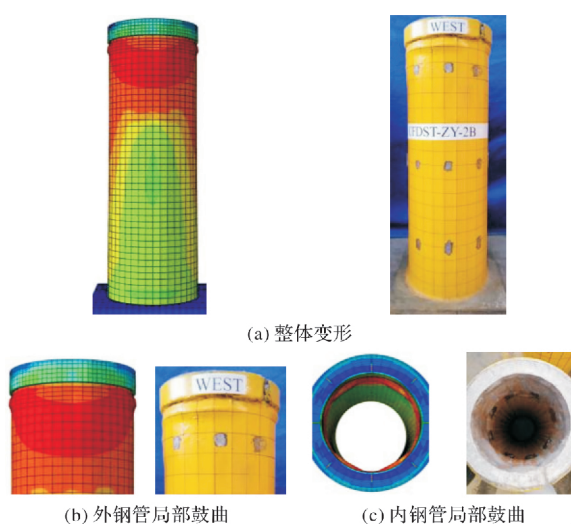


图 13 有限元与试验破坏形态对比

Fig. 13 Comparison of failure patterns between FEA and test

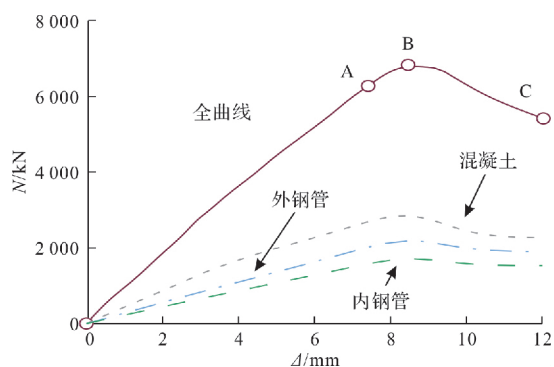


图 14 典型 N-Δ 关系曲线

Fig. 14 Typical N-Δ curves of specimen

对于空心率和钢管径厚比在规范限值内的轴压构件,混凝土和外钢管的承载力在加载后期均

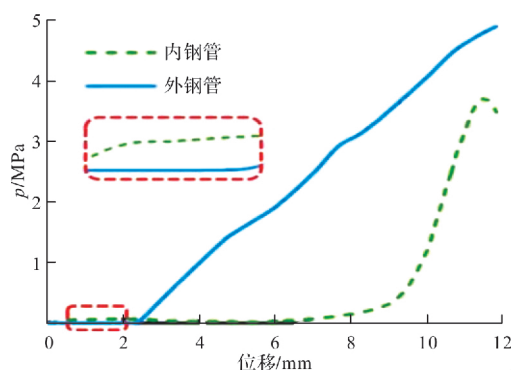


图 15 钢管鼓曲处钢管与混凝土之间的相互作用力

Fig. 15 Interaction between steel tube and concrete

出现下降,而内钢管的承载力持续上升^[9,15]. 其原因为规范限值内构件的破坏模式为外钢管局部鼓曲和混凝土被压碎,内钢管的局部鼓曲程度较小. 当钢管径厚比和空心率增大时,内钢管更易发生局部鼓曲,从而导致内钢管承载力下降. 此外,大径厚比构件由于截面实际含钢率较小,因此在受力过程中混凝土承担了较大荷载,又因空心率较大,致使内、外钢管截面积相差较小,相比规范限值内的构件,其内、外钢管承担的荷载差值明显减小. 以第2组和第5组试件为例,试件 ZY-2B 的混凝土、外钢管和内钢管分别承担了总荷载的 42.2%、32.4%和 25.4%,试件 ZY-5B 的混凝土、外钢管和内钢管分别承担了总荷载的 32.4%、40.4%和 27.2%.

图 16~图 18 为各部件的应力发展过程. 其中,钢管为 von Mises 应力,混凝土为纵向应力. 加载初期,试件的应力分布较为均匀,内、外钢

管和混凝土单独受力,均处于弹性阶段.屈服荷载时,由于外钢管与混凝土之间的相互作用力不断增大,外钢管上部先于内钢管屈服,夹层混凝土上端塑性变形最大.极限荷载时,外钢管的屈服段进一步向下发展,内钢管上部也进入屈服,同时内、外钢管与混凝土的相互作用力不断增大,混凝土处于三向受压状态,此时外钢管上部发生局部鼓曲.继续加载,外钢管鼓曲程度加剧,内

钢管上部开始鼓曲,且鼓曲处夹层混凝土的塑性应变迅速增大,直至破坏.其受力全过程为:内、外钢管和夹层混凝土单独受力→内、外钢管和夹层混凝土之间的相互作用力不断增大,混凝土三向受压→外钢管上部屈服→内钢管上部屈服→外钢管上部鼓曲→内钢管上部鼓曲→鼓曲处混凝土被压碎,试件破坏.

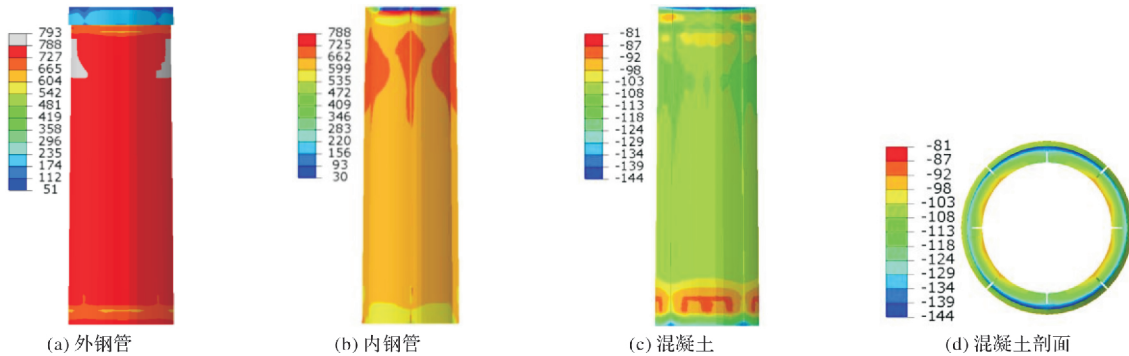


图 16 屈服荷载时各部件应力(A点)

Fig. 16 Stress distribution of each component under yield load(A)

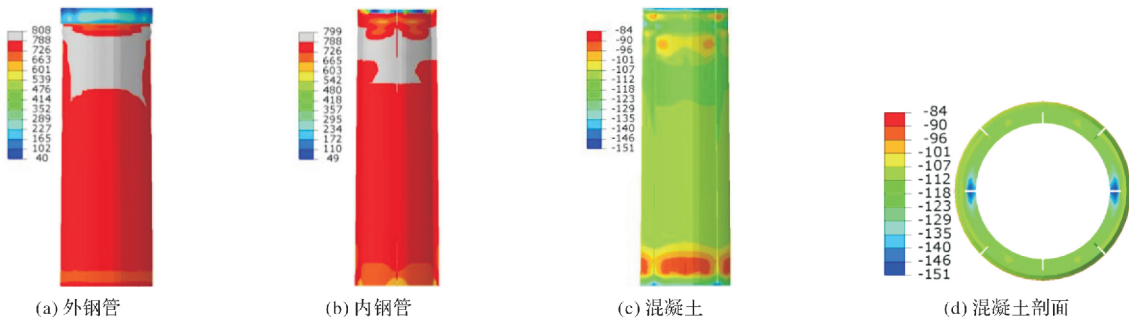


图 17 极限荷载时各部件应力(B点)

Fig. 17 Stress distribution of each component under ultimate load(B)

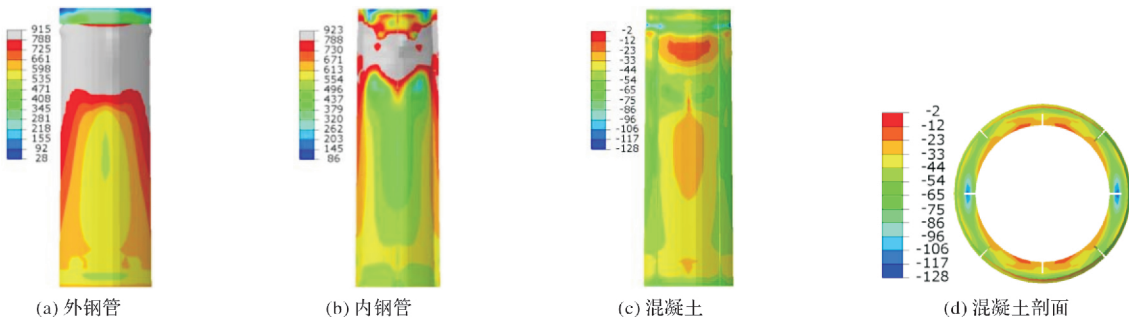


图 18 破坏荷载时各部件应力(C点)

Fig. 18 Stress distribution of each component under failure load(C)

4 承载力计算公式

文献[11]对轴压构件的承载力计算方法适用于普通强度CFDST构件,对于大径厚比、大空心率的高强带肋CFDST构件的适用性尚有待研究.

对于带纵向加劲肋的构件,计算其轴压承载

力时将加劲肋等效至内、外钢管,同时在计算混凝土截面积时减去相应的加劲肋截面积.规范公式与学者建议公式^[16-17]计算结果与试验值对比如表5所示.由表5可知,按上述方法计算时,带肋试件的名义约束效应系数 ξ_0 会发生变化,致使计算结果与无肋试件不同.各组带肋试件承载力计

算值和试验值的偏差与无肋试件承载力计算值和试验值的偏差很小, 说明将加劲肋等效至钢管的计算方法较为准确。由表 5 可知, 文献[16]和文献[17]的公式计算结果与试验结果最大误差分别为 23.7% 和 20.3%, 偏于保守。规范对 ξ_0 大于 0.42 试件的承载力计算结果较为准确, 偏差在 10.2% 以内, 而当 ξ_0 小于 0.38 时, 最大偏差为 20.4%, 显著高估了构件的承载力。这是因为在 ξ_0 较小时, 外钢管的径厚比较大, 对混凝土约束作用减小的同时也降低了外钢管的局部稳定性。而规范仅考虑了钢管对混凝土约束作用的减小。因此, 在规范原有计算公式的基础上, 对名义约束效应系数 ξ_0 项进行修正, 计算公式如下。

$$N_u = N_{osc,u} + N_{i,u} \quad (1)$$

$$f_{osc} = C_1 \chi^2 f_o + C_2 (11.37 \xi_0 - 7.59 \xi_0^2 - 1.96) f_c \quad (2)$$

$$\xi_0 = \frac{A_{so} f_o}{A_{ce} f_c} \quad (3)$$

$$\chi = \frac{D_i}{D - 2t_o} \quad (4)$$

式中: N_u 为 CFDST 轴心受压构件的承载力; $N_{osc,u}$ 为外钢管和夹层混凝土的极限承载力, $N_{osc,u} = f_{osc} \cdot (A_{so} + A_c)$; $N_{i,u}$ 为内钢管的极限承载力, $N_{i,u} = f_i \cdot A_{si}$; A_{so} 为外钢管的横截面面积; A_c 为夹层混凝土的横截面面积; A_{si} 为内钢管的横截面面积; A_{ce} 为 CFDST 的名义核心混凝土横截面面积, 对于圆套圆 CFDST 构件, $A_{ce} = \pi(D - 2t_o)^2 / 4$; f_{osc} 为外钢管和夹层混凝土的组合轴压强度设计值; f_i 为内钢管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; f_o 为外钢管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值; C_1 为计算系数, $C_1 = \alpha / (1 + \alpha)$; C_2 为计算系数, $C_2 = (1 + \alpha_n) / (1 + \alpha)$; α 为构件截面含钢率, $\alpha = A_{so} / A_c$; ξ_0 为构件截面名义约束效应系数设计值; χ 为 CFDST 的空心率; D_i 为 CFDST 的内钢管外直径; D 为 CFDST 的外钢管外直径; t_o 为外钢管壁厚。

由表 4 可知, 按照上述公式计算的承载力与试验结果的偏差在 5.7% 以内, 二者吻合较好。

表 5 轴压承载力计算值与试验值对比

Tab. 5 Comparison of axial compressive bearing capacity between test results and theoretically calculated results

| 试件 编号 | N_u /kN | N_0 /kN | N_1 /kN | N_2 /kN | N_3 /kN | $\frac{N_u - N_0}{N_u} / \%$ | $\frac{N_u - N_1}{N_u} / \%$ | $\frac{N_u - N_2}{N_u} / \%$ | $\frac{N_u - N_3}{N_u} / \%$ | 名义约束效应 系数 ξ_0 |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------------|
| ZY-1A | 5 976 | 7 196 | 5 768 | 6 424 | 6 266 | -0.4 | 3.5 | -7.5 | -5.7 | 0.35 |
| ZY-1B | 6 630 | 7 502 | 5 962 | 6 744 | 6 826 | -13.1 | 10.1 | -1.7 | -4.2 | 0.38 |
| ZY-2A | 6 051 | 5 902 | 4 811 | 5 239 | 5 658 | 2.5 | 20.5 | 13.4 | 4.7 | 0.42 |
| ZY-2B | 6 413 | 6 210 | 5 013 | 5 559 | 6 191 | 3.2 | 21.8 | 13.3 | 1.3 | 0.46 |
| ZY-3A | 6 616 | 6 560 | 5 408 | 5 837 | 6 315 | 0.9 | 18.3 | 11.8 | 2.9 | 0.42 |
| ZY-3B | 7 209 | 6 928 | 5 665 | 6 220 | 6 912 | 3.9 | 21.4 | 13.7 | 2.2 | 0.46 |
| ZY-4A | 9 577 | 8 768 | 7 523 | 7 633 | 9 501 | 8.4 | 21.5 | 20.3 | -2.1 | 0.60 |
| ZY-4B | 10 294 | 9 542 | 8 081 | 8 415 | 10 388 | 10.2 | 23.7 | 18.3 | -0.3 | 0.66 |
| ZY-5A | 9 950 | 9 821 | 7 928 | 8 472 | 10 312 | 1.3 | 20.3 | 14.9 | -4.9 | 0.84 |
| ZY-5B | 10 628 | 10 682 | 8 487 | 9 369 | 10 351 | 2.5 | 22.2 | 11.8 | 3.3 | 0.93 |

注: N_u 为试验值; N_0 为文献[10]计算结果; N_1 为文献[16]公式计算结果; N_2 为文献[17]公式计算结果; N_3 为建议公式计算结果。

5 结论

对 10 个 THSTW-CFDST 轴压短柱进行了试验研究, 分析了内、外钢管径厚比、空心率及纵向加劲肋对试件承载力的影响。结合有限元模拟, 对构件受力全过程进行分析, 结论如下:

(1) THSTW-CFDST 轴压短柱破坏时表现为外钢管上部向外局部鼓曲, 内钢管上部向内局部鼓曲, 同时鼓曲处混凝土被压碎。配置纵向加劲肋可使试件的极限承载力提升 6.0%~10.9%。内钢管径厚比从 60 增至 80 时, 试件的承载力降低 8.5%~13.8%。外钢管径厚比从 50 增至 75 时,

试件的承载力降低 3.1%~3.7%;

(2) 高强锥形中空夹层薄壁钢管混凝土轴压短柱受力全过程包括弹性阶段、弹塑性阶段和塑性下降阶段。相比于空心率和径厚比在规范限值内的构件, 其内、外钢管所承担的荷载更为接近且内钢管的荷载-位移曲线在后期有明显下降段;

(3) Han 与 Hassanein 的建议公式在计算 ξ_0 较大构件的轴压承载力时偏于保守, 《输电线路中空夹层钢管混凝土杆塔技术规范》在计算 ξ_0 较小构件轴压承载力时与试验值偏差较大。提出的 THSTW-CFDST 轴压短柱承载力计算公式与试验结果吻合较好。

参考文献 References

- [1] HUANG H, HAN L H, ZHONG T, et al. Analytical behavior of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(4): 542-555.
- [2] JING Y, CHEN Y, HAN L H. Research on bearing capacity of short concrete filled double skin steel tubes columns under axial compression[J]. Advanced Materials Research, 2011, 1068(338): 2154-2157.
- [3] Hassanein M F, Kharoob O F. Compressive strength of circular concrete-filled double skin tubular short columns [J]. Thin-Walled Structures, 2014, 77(4): 165-173.
- [4] 夏松, 卢得仁, 丁发兴. 带拉筋方中空夹层钢管混凝土轴压短柱受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(S1): 204-209.
XIA Song, LU Deren, DING Faxing, et al. Experiment study of stirrup-confined concrete-filled square double-skin steel tubular stub columns under axial loading[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38 (S1): 204-209.
- [5] DING F X, LU D R, BAI Y, et al. Comparative study of square stirrup-confined concrete-filled steel tubular stub columns under axial loading [J]. Thin-Walled Structures, 2016, 98(1): 443-453.
- [6] HAN L H, REN Q X, LI W. Tests on inclined, tapered and STS concrete-filled steel tubular (CFST) stub columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66: 1186-1195.
- [7] LI W, REN Q X, HAN L H, et al. Behavior of tapered concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) columns [J]. Thin-walled Structures, 2012, 57(1): 37-48.
- [8] 王文达, 张超峰, 王景玄, 等. 圆锥形中空夹层钢管混凝土轴压短柱受力机理分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36(3): 37-45.
WANG Wenda, ZHANG Chaofeng, WANG Jingxuan, et al. Analysis on mechanical behavior of tapered concrete-filled double steel tubular short columns under axial compression [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2019, 36(3): 37-45.
- [9] 王灿灿, 梁旭东, 朱培红, 等. 圆形高强中空夹层钢管混凝土构件轴压性能试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2021, 53(3): 366-378.
WANG Cancan, LIANG Xudong, ZHU Peihong, et al. Study on the axial compression behavior of circular high strength concrete-filled double skin steel tubular members[J]. Xi'an Univ of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2021, 50(4): 549-555.
- [10] 中国电力企业联合会. 输电线路中空夹层钢管混凝土杆塔技术规范:T/CEC 185-2018[S]. 北京: 国家电网公司, 2018.
China Electricity Council. Technical code for concrete-filled double skin steel tubular poles and towers of transmission lines : T/CEC 185-2018 [S]. Beijing: China Electric Power Press, 2018
- [11] 史艳莉, 张超峰, 鲜威, 等. 圆锥形中空夹层钢管混凝土偏压构件受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(5): 155-164.
SHI Yanli, ZHANG Chaofeng, XIAN Wei, et al. Research on mechanical behavior of tapered concrete-filled double skin steel tubular members under eccentric compression[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(5): 155-164.
- [12] 王志滨, 郭俊涛, 高扬虹, 等. 中空夹层薄壁钢管混凝土短柱轴压性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2018, 20(2): 53-59.
WANG Zhibin, GUO Juntao, GAO Yanghong, et al. Study on the behavior of concrete-filled double-skin thin-walled steel tubular stub columns under axial compression [J]. Progress in Steel Building Structures, 2018, 20(2): 53-59.
- [13] 中国国家标准化管理委员会. 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备:GB/T 2975-2018.[S]. 北京: 中国标准出版社, 2018.
Standardization Administration of China. Steel and steel products-Location and preparation of test pieces for mechanical testing :GB/T 2975-2018 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2018.
- [14] 中国建筑科学研究院. 混凝土物理力学性能试验方法标准:GB/T 50081-2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
China Academy of Building Research. Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties: GB/T 50081-2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019.
- [15] 王志滨, 高扬虹, 池思源, 等. 中空夹层薄壁钢管混凝土柱偏心受压性能研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(5): 124-131.
WANG Zhibin, GAO Yanghong, CHI Siyuan, et al. Behavior of concrete-filled double-skin thin-walled steel tubular columns under eccentric compression[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(5): 124-131.
- [16] HAN L H, ZHONG T, HUANG H, et al. Concrete-filled double-skin(SHS outer and CHS inner) steel tubular beam-columns [J]. Thin-walled Structures, 2004, 42(9): 1329-55.
- [17] HASSANEIN M F, KHAROOB O F, GARDNER L. Behaviour and design of square concrete-filled double skin tubular columns with inner circular tubes[J]. Engineering Structures, 2015, 100(6): 410-42.

(编辑 沈 波)