

X 型厚壁圆管相贯节点平面外受弯抗震性能试验研究

孟宪德¹, 王伟¹, 陈以一², 赵必大¹, 杨联萍³, 曲宏³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;

3. 上海建筑设计研究院有限公司, 上海 200041)

摘要: 采用相贯节点的圆钢管结构广泛应用于大跨度网格结构中, 对于具有一定抗弯刚度的连接, 节点受到弯矩作用。本文介绍了两个不同几何参数的 X 型厚壁圆钢管相贯节点试件的平面外受弯滞回性能试验, 结合数值分析, 对节点承载能力和变形能力进行了研究, 结果表明: 在合理的几何参数和焊缝质量保证下厚壁圆钢管相贯节点平面外受弯的承载力较高; 厚壁圆钢管相贯节点在支主管径比 β 较大时节点易发生主管壁拉剪断裂破坏; 在管径比 β 较大时延性等抗震性能较好, β 较小时延性等抗震性能较差。

关键词: 厚壁圆钢管; X 型相贯节点; 平面外受弯; 滞回性能; 延性

中图分类号: *** ** 文献标识码: A

Research on seismic behavior of unstiffened thick-walled tubular X-joints under out-of-plane bending

MENG Xiande¹, WANG Wei¹, CHEN Yiyi², ZHAO Bida¹, YANG Lianping³, QU Hong³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster

Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Institute of Architectural

Design & Research Co., Ltd, Shanghai 200041, China)

Abstract: To large span roof structures, lattice grid and reticulated shell are the common structural systems widely used. Unstiffened tubular joint in these structures is subjected to both axial force and bending moment in and out-of-plane of member axes if the connection possesses bending rigidity. An experiment on two unstiffened thick-walled tubular X-joints with different geometrical parameters under cyclic quasi-static out-of-plane bending was performed. Based on the result of experiment and numerical analysis, the seismic behavior of the joint is researched. By proper set of geometrical parameters and qualified welds, the plastic bending capacity of members can be developed. The failure mode of unstiffened thick-walled tubular X-joints with the larger ratio β of branch diameter to chord diameter prone to tearing failure (tensile and shearing rupture) of the chord wall, and the joint behaves excellent in deformability and energy-dissipation capability.

Keywords: thick-walled steel tube; X-joint; unstiffened tubular joint; hysteretic behavior; experimental research.

0 引言

圆钢管相贯节点广泛的应用于大跨度单层网壳等结构形式中, 上海光源工程在屋面结构中就采用了此结构形式和节点型式。这类节点在单层网壳结构中将受到轴力和平面外弯矩的作用, 在抗震设计时, 地震作用下平面外往复弯矩作用可能在节点破坏和耗能过程中起到关键作用。

但到目前为止, 对于相贯节点的抗震特性研究大多限于桁架节点, 譬如 Kurobane 对承受轴力的 K 型节点滞回性能研究^[1], Wang 对同时承受轴力和弯矩作用的 T 型节点滞回性能研究^[2], Chen 对承受轴力作用的平面 K 型节点和空间 KK 型节点滞回性能研究^[3], 陈以一对承受轴力作用的空间 KK 型节点滞回性能研究^[4]。

为保证节点的抗弯刚度和承载力, 在空间结构中经常采用厚壁圆钢管节点, 而厚壁圆钢管节点的受力特性与普通节点会有一些的不同。所谓厚壁圆钢管节点一般是指主管径厚比 $\gamma (=D/2T)$ 小于 10 的钢管节点^[5]。此外由于 X 型节点不同方向各杆受力不如桁架弦杆与腹杆间受力那么悬殊, 相交各杆管径较为接近。

基金项目: 国家自然科学基金 (50578117)

高等学校博士学科点专项科研基金 (20070247048)

上海市科委科研项目 (065912061)

作者简介: 孟宪德 (1976—), 男, 山东青岛人, 博士研究生。

收稿日期: 2008 年 12 月

鉴于以往研究缺少圆钢管相贯节点的平面外滞回性能试验的相关资料，而对受弯性能的把握又是全面了解节点性能的基础之一，本文进行了两个 X 型厚壁圆钢管相贯节点的平面外受弯滞回性能试验，并以此为基础对 X 型厚壁圆钢管相贯节点平面外受弯的抗震性能进行了初步研究。

1 试验概况

1.1 试验设计

本文研究的两试件几何尺寸如图 1 所示，几何参数如表 1 所示，主支管的材性试验结果如表 2 所示。试件 XBH-1 和 XBH-2 的 γ 均小于 10，为厚壁圆钢管节点。两试件的区别为 β 值不同，即考察 β 变化对节点性能的影响。

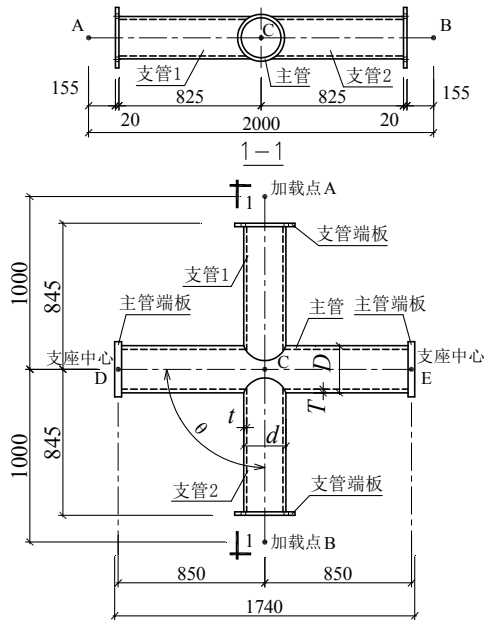


图 1 试件简图

Fig. 1 Test specimens

表 1 试件的几何特征

Table 1 Size of specimens

编号	$D \times T$ (mm)	$d \times t$ (mm)	β	γ	τ	θ
XBH-1	273 × 16	245 × 12	0.90	8.53	0.75	90°
XBH-2	273 × 16	194 × 12	0.71	8.53	0.75	90°

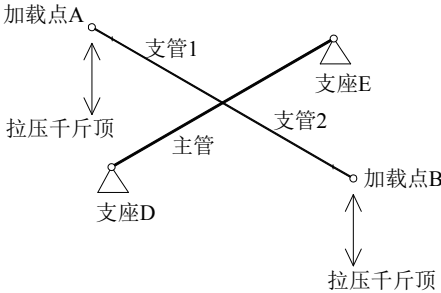
注: $\beta = d/D$, $\gamma = D/2T$, $\tau = t/T$ 。

表 2 钢管材性试验结果(平均值)

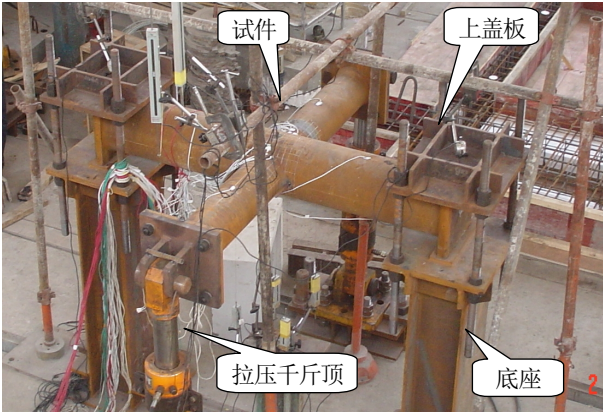
Table 2 Measured material properties (average value)

规格 ($D \times T$)	屈服强度 f_y / MPa	抗拉强度 f_u / MPa	伸长率 δ / %	弹性模量 E / MPa
273 × 16	368	520	30.0	2.18×10^5
245 × 12	385	551	30.1	2.30×10^5
194 × 12	358	518	24.2	2.09×10^5

试验加载装置如下：在试件主管两端设置铰接支座，试件固定于台座上；在两支管端部设置加载头连接拉压千斤顶，千斤顶的加载方向垂直于支管和主管所形成的平面，千斤顶固定于台座上。以平衡位置为基准点，采取两千斤顶同步拉和同步压的加载方式实现支管相对主管的往复加载。加载示意图如图 2 所示。



(b) 加载示意



(a) 加载照片

图 2 试验加载

Fig. 2 Test setup

1.2 试验现象与主要测值

试件 XBH-1 和 XBH-2 的破坏均为主管壁鞍点处开裂，其中试件 XBH-1 在破坏前主管壁有不明显的塑性变形。两试件的破坏照片如图 3 所示。

试件两支管的平面外荷载 P —相对挠度 δ （加载点相对于节点中心）曲线如图 4 所示。图中亦给出了支管截面边缘屈服荷载的理论计算值 P_y 和全截面屈服荷载的理论计算值 P_p 。图 4a、4c 中“F”表示试件管壁开裂破坏的位置。



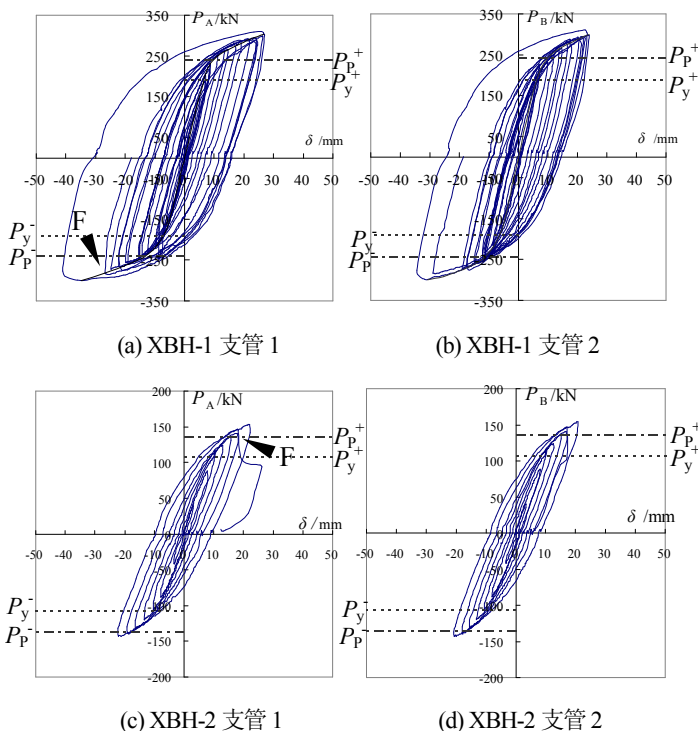
(a) XBH-1



(b) XBH-2

图3 试件破坏照片

Fig. 3 Failure of specimens



(c) XBH-2 支管 1 (d) XBH-2 支管 2

图4 荷载 P - 相对挠度 δ 曲线

Fig. 4 Applied load – brace end displacement loops

试件变形示意如图5所示，图a表示节点变形，图b表示支管悬臂梁(含加载接头)的变形。平面外弯矩 M - 节点转角 θ 的骨架曲线如图6所示，其中弯矩 M 采用荷载 P 在支管根部节点相贯面上的冠点处产生的弯矩值

($=P \times L_b$)，节点转角 θ 采用节点变形引起的支管端部位移 $\delta_1 (= \delta - \delta_2)$ 除以支管悬臂梁长度 L_b 得到的计算值。按照 Kurobane 方法^[6]，在图中作出斜率为 $0.779K_M$ (K_M 为节点初始刚度)的直线，直线与骨架曲线的交点对应的转角定义为相贯节点的屈服转角 θ_y 。根据骨架曲线得到的节点延性系数 $\mu (= \theta_u / \theta_y)$ 如表3所示，其中 θ_u 为曲线的荷载极值点对应的转角。

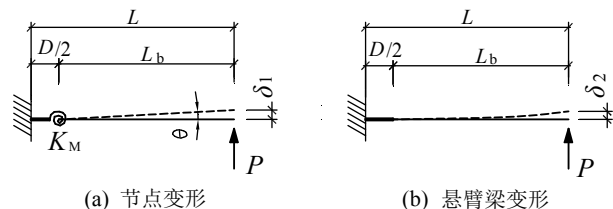
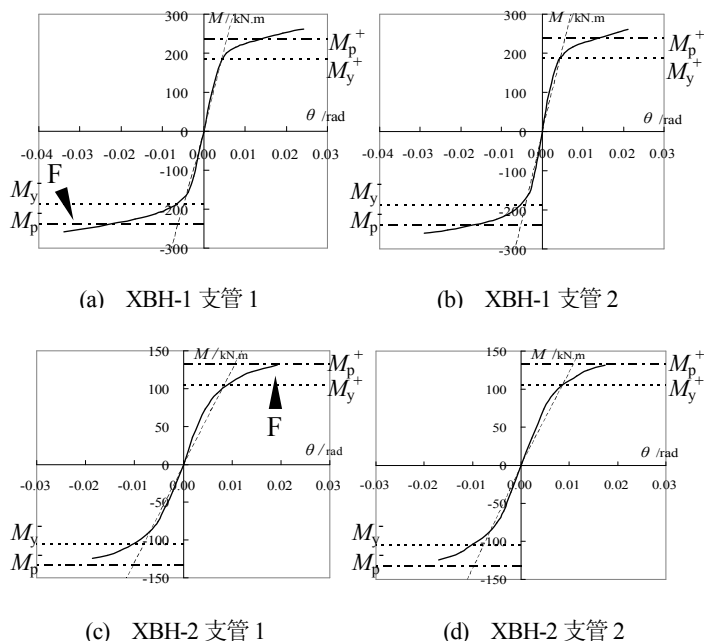


图5 试件变形示意

Fig. 5 Schematic deformation of specimen



(c) XBH-2 支管 1 (d) XBH-2 支管 2

图6 弯矩 M - 节点转角 θ 骨架曲线

Figure 6. The Moment - the joint rotation skeleton curve

表4给出根据公式计算得到的各试件节点承载力，其中 M_{op}^{CID} 、 M_{ps}^{CID} 分别为 CIDECT (国际管结构协会) 规范给出的主管塑性软化对应的节点受弯承载力和节点主管壁冲剪承载力^[7]， M_y 、 M_p 分别为支管的截面边缘屈服承载力($W \times f_y$)和全截面屈服承载力($W_p \times f_y$)的理论计算值。各公式中的强度设计值均已置换为实测钢材屈服值。

表 3 节点的延性系数

Table 3 The ductility ratio of joints

试件编号		正向	正向	负向	负向	μ^+	μ^-
		θ_y^+	θ_u^+	θ_y^-	θ_u^-	θ_u^+/θ_y^+	θ_u^-/θ_y^-
XBH-1	支管 1	0.0045	0.024	0.0044	0.034	5.4	7.8
	支管 2	0.0045	0.021	0.0037	0.029	4.7	7.8
XBH-2	支管 1	0.0079	0.019	0.0069	0.019	2.4	2.8
	支管 2	0.0087	0.017	0.0065	0.017	2.0	2.6

表 4 节点受弯承载力公式计算值

Table 4 Carrying capacities calculated by the equations

试件编号	M_{op}^{CID} /kN.m	M_{ps}^{CID} /kN.m	M_y /kN.m	M_p /kN.m	M_u^+ /kN.m	M_u^- /kN.m
XBH-1	228	204	188	239	262	259
XBH-2	116	128	105	134	131	124

1.3 试验小结

首先，试件 XBH-1 和 XBH-2 的破坏形式相同，均为主管壁在鞍点处开裂。

其次，节点承载力较高。由图 4 可知，试件 XBH-1 和 XBH-2 的承载力皆比支管的全截面屈服荷载的理论计算值 P_p 高。由图 6 和表 4 可知，XBH-1 节点的承载力比支管的全截面屈服承载力的理论计算值 M_p 高，XBH-2 节点在破坏一侧（正加载）的承载力也基本等于支管的全截面屈服承载力的理论计算值 M_p 。

再次，试件 XBH-1 的延性较好，XBH-2 的延性较差。XBH-1 与 XBH-2 的区别为 XBH-1 的支主管径比 β 较 XBH-2 的大，即 XBH-1 的主支管直径更为接近。

2 节点破坏模式的分析与识别

圆钢管相贯节点常见的破坏模式有多种^[8]：主管管壁塑性变形或者屈曲破坏、支管管壁塑性变形或者屈曲破坏、主管管壁冲剪破坏、连接焊缝断裂破坏等。上述破坏模式反映为 X 型节点在平面外受弯时可如图 7 所示，并且上述破坏模式主要针对普通圆钢管相贯节点。研究文献与设计规范对普通圆钢管相贯节点的验算公式或限值也皆针对上述破坏模式。

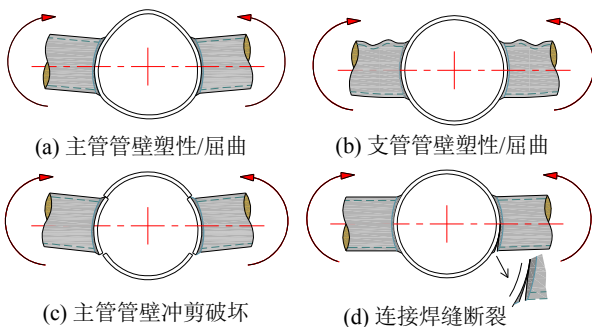
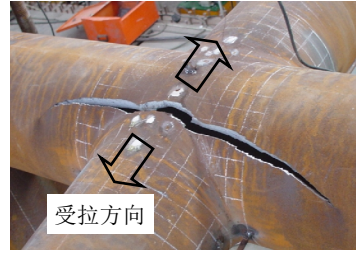
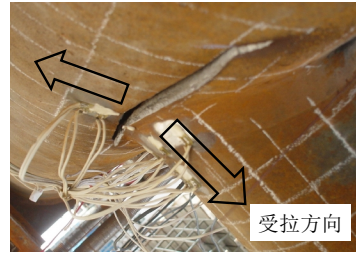


图 7 相贯节点常见破坏模式

Fig. 7 Failure modes of unstiffened CHS joint



(a) XBH-1

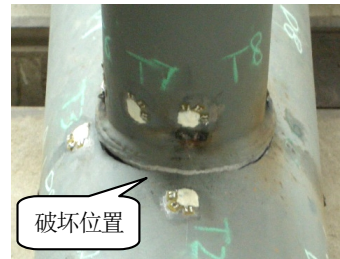


(b) XBH-2

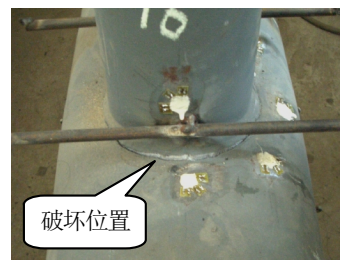
图 8 试件破坏示意

Fig. 8 Failure of specimens

观察试件 XBH-1 和 XBH-2 的破坏现象，与主管壁的冲剪破坏最为接近，但又有不同：试件 XBH-1 和 XBH-2 的破坏呈现主管壁受拉断裂的特征，如图 8 所示。图 9 给出文献[2]提供的节点冲剪破坏照片以方便比较，并且图中给出破坏示意。



(a) 支管受拉时的冲剪破坏



(b) 支管平面内受弯时的冲剪破坏

图 9 文献【2】试件破坏照片

Fig. 9 Failure of specimens from [2]

X 型节点平面外弯曲时在鞍点处的受力状态可简化如图 10 所示。由图可知，当 β 增大时 φ 会增大，管壁拉力 N_l 会增大而剪力 V_l 会减小，极限情况为当 φ 达到

极限值 90° 时剪力 V_1 等于 0。如果破坏面为 bc，则破坏面以剪力为主，破坏模式应定义为冲剪破坏。如果破坏面为 ab，且轴力 N_1 起控制作用，则破坏应定义为拉剪断裂破坏或受拉断裂破坏；如果剪力 V_1 起控制作用则破坏应定义为冲剪破坏。以上分析仅考虑受剪状态而没有考虑主管壁局部受弯状态，如果考虑主管壁局部受弯那么情况类似：如果破坏面为 ab，且拉应力起控制作用，应为拉剪断裂破坏或受拉断裂破坏。

由图 10 可知，在 β 较大时厚壁圆钢管节点鞍点处的支管外侧与脊线点处的主管壁内侧的间距 g 较小甚至出现负值，譬如在 γ 等于 10 并且 β 等于 0.8 时 g 即为 0。当 g 为负值时，主管壁在两支管之间的区域将以偏心受拉为主，极易出现主管壁受拉断裂的破坏模式。

采用有限元软件 ANSYS 对试件 XBH-1 和 XBH-2 进行非线性分析，图 11 给出主管壁鞍点在试件达到试验破坏位移时的应力状态的图表，由图表可知在破坏时受拉正应力起控制因素，特别是 XBH-1 的受拉正应力与剪应力相比占绝对优势。由以上分析可确认，XBH-1 和 XBH-2 的破坏模式应定义为主管壁拉剪断裂破坏。

根据对试件 XBH-1 和 XBH-2 破坏模式的分析可知，当支主管径比 β 较大时厚壁圆钢管 X 型相贯节点的平面外受弯易发生主管壁拉剪断裂（或受拉断裂）的破坏模式，此为厚壁圆钢管相贯节点的显著特点。

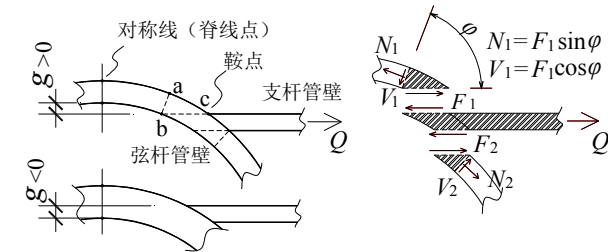


图 10 鞍点处受力状态简图
Fig. 10 Stress state at saddle point

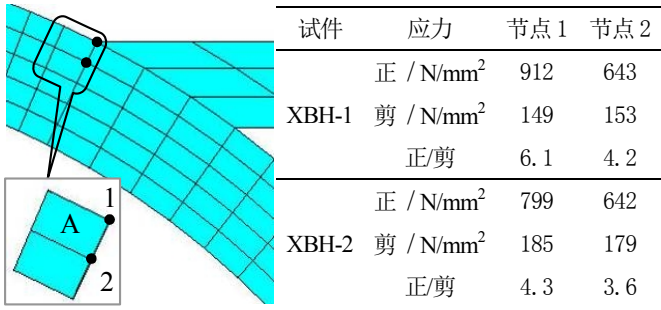


图 11 鞍点应力有限元结果
Fig. 11 Stress at saddle point by FE analysis

3 延性性能分析

节点受力状态示意如图 11a 所示，为便于从力学概念上解释，将一半的节点区近似为两端固支的等截面杆而忽略拱形轴力和截面剪力等因素。可得两支管鞍点中点区域弯矩 M_A 和鞍点位置弯矩 M_B ；由结构力学可知，当 d 大于 $0.414D$ 时 M_A 大于 M_B ，也即 A 点首先进入受弯屈服。因此从受弯角度判断， β 越大，A 点越易首先进入塑性。A 点为节点较平滑区域，无应力集中现象并受焊接热影响较小，较 B 点早进入塑性有利于节点发展塑性。

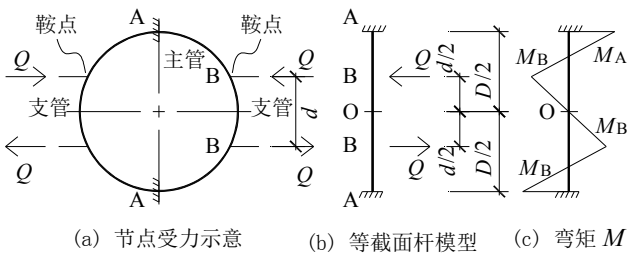


图 11 节点局部受力概念模型

Fig. 11 A simple model of the joint subject to local concentrated loads for mechanical explanation

节点平面外受弯，两支管鞍点之间的主管管壁的受力状态可简化为图 12 所示，图中阴影区为受拉弯或者压弯较集中区域。通过有限元分析可知，在两支管之间的主管壁脊线上，如果以脊线上 Mises 应变峰值值的 80% 作为限值来确定扩散长度 CD，扩散角 ψ 、 ω 分别近似为 80° 、 30° 。如果主管外径尺寸相等，那么较小 β 的节点 AB 长度会较小而 CD 长度会较大，因此 AB 区可能首先发生受弯屈服（也可能剪切屈服），如果 AB 的长度不足以“撬动”CD 区屈服，AB 区就会直接发生破坏，延性与耗能将较差。

为验证上述分析结果，采用有限元软件 ANSYS 进行非线性分析反映 β 对延性的影响。图 13 给出两个不同 β 的节点在受拉一侧节点区的 Mises 应变峰值皆为 0.05 时的等效塑性应变云图： β 分别为 0.7 和 0.9，主管径厚比 γ 为 8.3，屈服强度为 235N/mm^2 ，材料本构关系为双线性，弹性模量 E 取为 2.05×10^5 ，折线模量为 $0.01E$ 。由图可知，较小 β ($=0.7$) 的节点鞍点处的塑性发展面积相对较小，塑性应变峰值出现在鞍点处；较大 β ($=0.9$) 的节点鞍点处的塑性发展面积相对较大，并且鞍点处与脊线处的塑性应变峰值接近。较大 β 的节点主管在两支管相邻鞍点之间的管壁部分塑性有较大的发展，即在拉弯或者压弯作用下较易进入塑性，因此较大 β 的节点延性和耗能将较好。

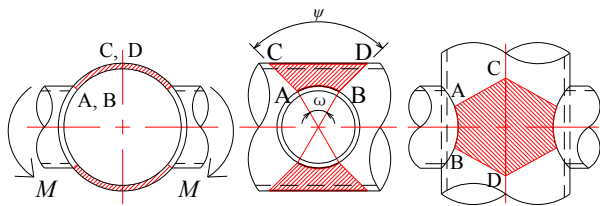
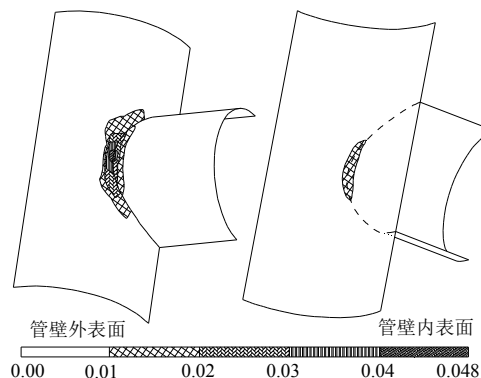
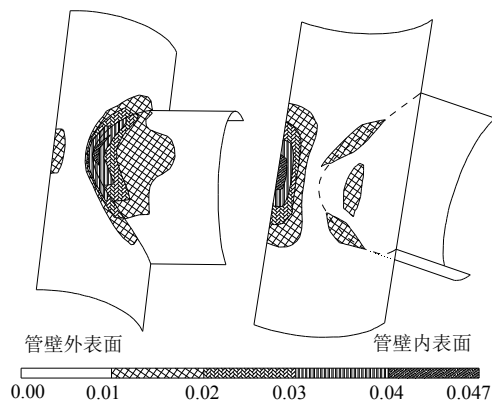


图 12 两鞍点之间区域的受力状态简图

Figure 12. Mechanical scheme between the saddle points



(a) $\beta=0.7$ 模型的等效塑性应变云图



(b) $\beta=0.9$ 模型的等效塑性应变云图

图 13 应变云图比较

Figure 13. Comparison of strain contours

以上分析仅仅揭示了延性优劣的原因，并且给出定性的判断。至于确定的 β 限值与延性的关系，会涉及到主管径厚比 γ 等其他因素。

4 结论

在主管径厚比 γ 为 8.53，支主管径比 β 大于等于 0.7 时，可满足节点的极限承载力达到支管的全截面塑性计算值。因此在合理的几何参数和焊缝质量保证下厚壁圆钢管相贯节点在平面外受弯时，可保证达到支管的全截面塑性的承载力计算值，节点承载力较高。

在主管径厚比 γ 为 8.53，支主管径比 β 大于等于 0.7 时，节点的破坏模式是节点区主管壁的拉剪断裂破坏，在破坏时主管壁没有明显的非圆化变形（塑性变形或者

屈曲变形）。此为厚壁圆钢管节点破坏的重要特征，而普通钢管节点的主管壁破坏一般为塑性非圆化变形破坏或者主管壁冲剪破坏。

主管径厚比 γ 为 8.53，支主管径比 β 等于 0.9 时，延性和耗能较好，而 β 等于 0.7 时延性和耗能较差。结合有限元分析可知，厚壁圆钢管相贯节点在平面外受弯时，当支主管径比 β 较大时，延性和耗能等性能较好；当 β 较小时节点延性和耗能等性能较差。这是因为 β 较大时，节点区应力较平缓，并且两支管之间的管壁脊线附近区域塑性发展较大。

本文研究揭示了厚壁圆钢管在平面外滞回受弯时的破坏模式和延性优劣的原因，并且给出定性的判断。至于确定的 β 限值与破坏模式和延性的关系，会涉及到主管径厚比 γ 等其他因素，需要进一步的实验研究和相关分析。

参考文献:

- [1] Kurobane Y. Static behavior and earthquake resistance design of welded tubular structures[G]. Mechanics and Design of Tubular Structures. Wien, Austria: Springer-Verlag, 1998: 63-116
- [2] Wang W, Chen Y Y. Hysteretic behavior of the tubular joints under cyclic loading[J]. Journal of Construction Steel Research, 2007, 63: 1384-1395.
- [3] Chen Y Y, Zhao X Z. Experimental study on hysteretic behavior of CHS overlap K-joints and gap KK-joint[C]// Proc. of 5th International Conference on Advances in Steel Structures, Singapore, 2007, Vol.II: 207-217.
- [4] 陈以一, 沈祖炎, 翟红等. 圆钢管相贯节点滞回特性的实验研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(6): 57-62. (CHEN Yiyi, SHEN Zuyan, ZHAI Hong, et al. Experimental research on hysteretic property of unstiffened space tubular joints[J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(6): 57-62. (in Chinese))
- [5] Choo Y S, Qian X D, Liew J Y R, Wardenier J. Static strength of thick-walled CHS X-joints Part I. New approach in strength definition[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 59: 1201-1228.
- [6] Kurobane Y, Makino Y, Ochi K. Ultimate Resistance of Unstiffened Tubular Joints[J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(2):385-400.
- [7] Wardenier J, Kurobane Y, Packer J A, Dutta D, Yoemans N. Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading[M]. CIDEC series: Construction with hollow steel sections. TÜV-Verlag GmbH, Köln, Germany, 1991.
- [8] J. 沃登尼尔 著. 钢管截面的结构应用[M]. 张其林, 刘大康译. 上海:同济大学出版社, 2004.

作者联系方式:

孟宪德

Email: mxdl3816871099@126.com

电话: 13816871099, 021-65982926 (Lab)

地址: 上海四平路 1239 号同济大学建筑工程系钢与轻型
结构教研室(土木大楼 A726)

邮编: 200092