

文章编号:1673-2049(2007)02-0036-07

矩形钢管混凝土 K 型节点受力性能试验

刘永健¹, 周绪红², 刘君平¹

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 兰州大学 土木工程与力学学院, 甘肃 兰州 730000)

摘要:对6个矩形钢管混凝土 K 型节点和1个矩形钢管 K 型节点进行了受力性能试验研究, 结合 Packer 试验结果, 对矩形钢管混凝土 K 型节点的破坏模式及节点间隙对节点性能的影响进行了分析, 并和矩形钢管节点进行对比, 推导了 K 型节点与 Y 型节点的判别式。试验结果表明: 矩形钢管混凝土 K 型节点没有发生屈服线破坏模式, 节点极限承载力得到了有效的提高; 受拉支管破坏模式与矩形钢管节点相似, 为冲剪破坏和有效宽度破坏; 在满足受压支管承载力的前提下, 受压支管为横向局部承压破坏模式; 当受压支管宽厚比较大时, 可不考虑节点间隙对节点承载力的影响; 当受压支管宽厚比较小、节点间隙较大时, 需考虑节点间隙对节点极限承载力的影响。

关键词:矩形钢管混凝土; K 型节点; 破坏模式; 节点间隙; 受力性能; 屈服线破坏

中图分类号: TU392.3

文献标志码: A

Experiment on Force Performance of Concrete-filled Rectangular Steel Tube K-joints

LIU Yong-jian¹, ZHOU Xu-hong², LIU Jun-ping¹

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, Gansu, China)

Abstract: The force performance tests of 6 specimens of concrete-filled rectangular steel tube (CFRST) K-joints and 1 specimen of hollow rectangular steel tube (HRST) K-joints were carried out, compared with Packer's experimental results, the failure mode of CFRST K-joints and influences on joints performance of joint gap were analyzed contrasting with HRST joints results. The method to differentiate K-joint or Y-joint of CFRST was provided. The experimental results show that yield-line failure mode of CFRST K-joints is not found, and the ultimate bearing capacity of CFRST joints are improved. Like the HRST joints, the failure mode of tension branch is punching failure mode or the effective width failure mode. If the bearing capacity of compressive branch is enough, the failure mode of compressive branch is local transverse compression failure mode of chord. When the ratio of width and thickness of CFRST K-joints is large, the influences of joint gap for bearing capacity can be ignored, while the ratio of width and thickness is small and joint gap is large, the influences of joint gap on K-joints ultimate bearing capacity should be considered.

Key words: concrete-filled rectangular steel tube; K-joint; failure mode; joint gap; force performance; yield-line failure

收稿日期: 2007-04-23

基金项目: 国家西部交通建设科技项目(2006 319 812 112); 交通部应用基础研究项目(2006 319 812 130);

湖南省建设科技项目(2005-25)

作者简介: 刘永健(1966-), 男, 江西婺源人, 教授, 博士生导师, 工学博士, E-mail: steellyj@126.com。

0 引 言

矩形钢管结构以其节点形式简单、外形美观等优点在工程中得到了广泛的应用。矩形钢管结构的设计理论也很成熟,各国设计规范中均有矩形钢管结构设计方法的相关条文^[1-5]。由于采用支管、主管直接焊接,矩形钢管结构节点通常成为其薄弱部位,因此为改善节点性能,且不影响结构外观,可在节点的主管部分灌注混凝土,形成一种新型节点——矩形钢管混凝土节点。Packer 等在研究矩形钢管桁架节点加强方法时,对 31 个矩形钢管混凝土桁架节点的承载力进行了试验研究^[6]。

K 型节点的一根支管受拉而另一根支管受压,是桁架体系中最常见的节点形式,进行矩形钢管混凝土 K 型节点的试验研究,有利于系统地掌握矩形钢管混凝土桁架体系的受力性能。笔者在相关研究基础上^[7-23],进行矩形钢管混凝土 K 型节点的试验研究,以为工程技术人员提供试验数据和建议。

1 试验方法

1.1 试件设计与制作

试验节点构造如图 1 所示,节点主管之间与支管的夹角为 45°,K 型节点的一根支管受拉,另一根支管受压。为方便加载,在加载点的受压支管端部和主管端部用 12 mm 厚的钢板封闭,K 型节点受拉支管端部的钢板上加焊带圆孔的钢板,以便与受拉支座连接,试验节点的支管、主管均为方形截面高频焊管,仅主管内填混凝土,采用人工浇捣。支管、主管连接焊缝采用手工直流焊,K 型节点焊接成型后完成主管内填混凝土的浇捣,焊缝厚度为两倍管壁厚度。

表 1 为试验节点几何参数,共制作了 7 个试件,其中钢管混凝土节点 6 个,钢管节点 1 个,钢材屈服强度 f_y 按照《金属拉伸试验方法》(GB 228—87)规定由拉伸试验获得,混凝土立方体试块强度 f_{cu} 按《普通混凝土力学性能试验方法》(GB J81—85)确定。当实测钢材壁厚为 3 mm 时, $f_y = 325$ MPa; 钢材壁厚为 4 mm 时, $f_y = 320$ MPa, $f_{cu} = 31.1$ MPa; 当 Packer 试验节点钢材壁厚为 4.74 mm 时, $f_y = 443$ MPa; 当钢材壁厚 7.54 mm 时, $f_y = 426$ MPa, 混凝土圆柱体的抗压强度 $f'_c = 42.7$ MPa。

1.2 试验装置与测试

采用自制的加载装置通过千斤顶对受压支管进

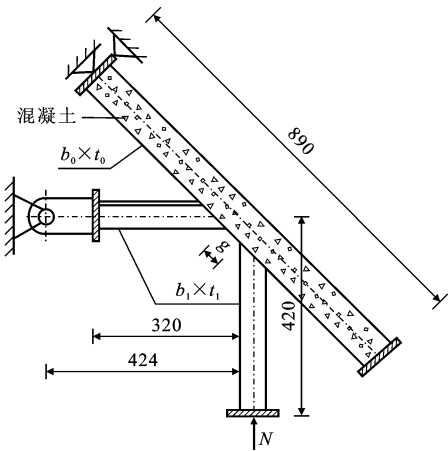


图 1 试验节点构造(单位:mm)

Fig. 1 Configuration of Test Joint(Unit:mm)

行加载,并采用单调分级加载制。在 60% 预估极限荷载之前,按照 10% 预估极限荷载进行分级加载;在此之后若出现了明显的非线性变形,可降低荷载级别,并按照 5% 预估极限荷载进行分级加载,直至荷载不能继续增加为止。荷载大小由预先标定的荷载传感器确定,采用数显百分表测试每级荷载下节点受压支管位移及节点区的变形值。K 型节点加载装置和位移测点布置如图 2 所示。

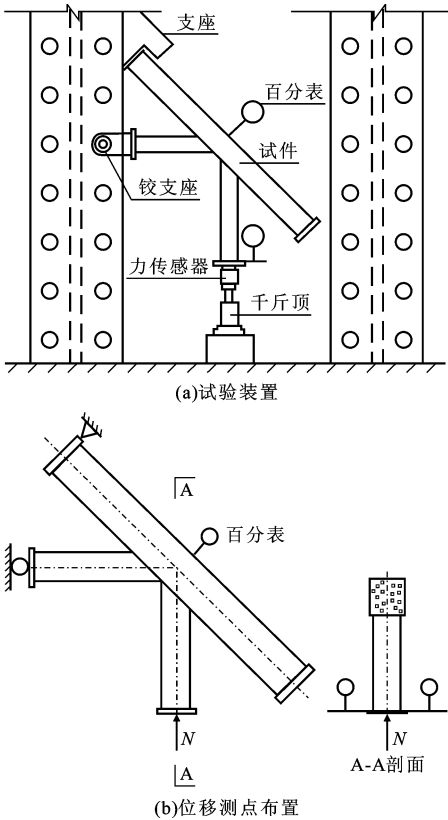


图 2 节点试验装置和位移测点布置

Fig. 2 Joint Test Setup and Layout of Measurement Points of Displacement

表 1 试验节点几何参数
Tab. 1 Geometric Parameters of Test Joints

节点类型	节点编号	主管宽度 b_0 /mm	主管高度 h_0 /mm	主管壁厚 度 t_0 /mm	L_c /mm	受拉压支管 宽度 b_1 /mm	支管高度 h_1 /mm	受拉压支管 厚度 t_1 /mm	节点间隙 g /mm	β	γ			
本文中 K 型节点	K0-c18	100.0	100.0	2.75	750	80.0	80.0	2.83	0.0	0.8	18.18			
	K0-c16					60.0	60.0		0.0	0.6				
	K0-c14					40.0	40.0		0.0	0.4				
	K2-c18			4.00	0	80.0	80.0		2.83	20.0	0.8	12.50		
	K2-028									20.0		18.18		
	K4-c18									2.75		750	40.0	18.18
	K4-c28									4.00			40.0	12.50
文献[6]中 Packer K 型节点	K1	127.2	178.1	4.74	0	50.9	51.1	6.32	114.0	0.4	13.42			
	K1C				1 000									
	K1X													
	K2			0	38.2				13.09					
	K2C			1 000										
	K3			0	88.9	89.3	7.60	57.2	0.7	13.42				
	K3C			1 000										
	K4			0				19.1						
	K4C			1 000										
	K5	127.1	177.9	7.54				0		57.2	8.43			
	K5C				1 000									

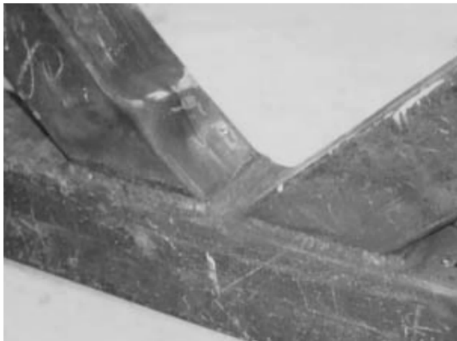
注： $\beta=b_1/b_0$ ； $\gamma=b_0/(2t_0)$ 。

2 试验结果与分析

2.1 破坏形态与破坏过程分析

试验钢管 K 型节点 K2-028 由于主管壁较厚，破坏模式为受压支管根部局部屈曲，且在受压支管作用下主管侧壁鼓曲。试验钢管混凝土 K 型节点仅 K0-c14 的破坏发生在受拉支管下方主管顶板上，为受拉支管作用处主管顶板表面突起；K0-c18、K2-c18、K4-c18、K4-c28 均为受压支管根部局部屈曲，如图 3(a)所示；K0-c16 由于加载偏心，受压支管整体弯曲破坏，没有得到上述破坏模式，图 3(b)为主管内混凝土破坏情况。

表 2 为本文中和文献[6]中 Packer 试验 K 型节点的破坏荷载和破坏模式，其中 N_u^T 为破坏荷载试验值， N_u 为破坏荷载计算值。Packer 试验钢管 K 型节点的破坏均发生在受压支管根部的主管顶板上，其中 K1C、K2C、K3C 和 K4C 均发生冲剪破坏，而 K5C 本应发生受拉支管的有效宽度破坏，但由于受压支管的提前屈服，实际上没有得到节点 K5C 的破坏模式。Packer 提出矩形钢管混凝土间隙 K 型节点受压支管的承载力按管内混凝土局部承压强度进行计算，而受拉支管的承载力按照钢管 K 型节点



(a)受压支管根部屈曲



(b)主管内混凝土破坏情况

图 3 节点破坏形式

Fig. 3 Failure Mode of Joints

冲剪破坏和有效宽度破坏模式分别进行验算。本文

表 2 节点的破坏荷载和破坏模式
Tab. 2 Failure Load and Failure Mode of Joints

节点类型	节点编号	破坏荷载 N_u^T/kN	冲剪破坏		有效宽度破坏		局部承压(屈服线)破坏		破坏模式
			N_u/kN	$N_u^T \cdot N_u^{-1}$	N_u/kN	$N_u^T \cdot N_u^{-1}$	N_u/kN	$N_u^T \cdot N_u^{-1}$	
本文中 K 型节点	K0-c14	145	120	1. 21	110	1. 32	149	0. 98	PS
	K0-c16	109	180	0. 61	170	0. 64	289	0. 38	CW*
	K0-c18	205	240	0. 86	231	0. 89	469	0. 44	CW
	K2-c18	185	240	0. 77	231	0. 80	469	0. 39	CW
	K4-c18	172	240	0. 72	231	0. 74	469	0. 37	CW
	K4-c28	179	354	0. 51	238	0. 75	578	0. 31	CW
	K2-028	171	354	0. 48	238	0. 72	(165)	(1. 04)	CW,CP
文献[6]中 Packer K 型节点	K1	260	332	0. 78	411	0. 63	(166)	(1. 57)	CP
	K2	224	335	0. 67	412	0. 54	(169)	(1. 32)	CP
	K3	459	580	0. 79	875	0. 52	(290)	(1. 58)	CP
	K4	529	580	0. 91	875	0. 60	(290)	(1. 82)	CP
	K5	969	949	1. 02	938	1. 03	(569)	(1. 70)	CP
	K1C	361	332	1. 09	411	0. 88	341	1. 06	PS
	K1X	370	332	1. 11	411	0. 90	341	1. 08	PS
	K2C	332	335	0. 99	412	0. 81	342	0. 97	PS
	K3C	814	580	1. 40	875	0. 93	814	1. 00	PS
	K4C	815	580	1. 41	875	0. 93	814	1. 00	PS
	K5C	1 161	949	1. 22	938	1. 24	905	1. 28	CW

注:CP 为主管顶板塑性破坏;PS 为受拉支管下方主管顶板冲剪破坏或撕裂破坏;CW 为受压支管破坏;* 代表此节点受压支管加载偏心,为受压支管整体弯曲破坏。

中钢管混凝土 K 型节点的破坏均发生在受拉支管根部的主管顶板上,表 2 中括号内钢管 K 型节点极限承载力是按照屈服线模式进行计算得到的理论值,同时表 2 中列出了按冲剪破坏和有效宽度破坏计算的节点承载力,此钢管混凝土 K 型节点极限承载力的理论值是按矩形钢管混凝土横向局部承压强度计算公式计算的。

从表 2 中可以看出, Packer 试验节点和本文试验节点 K0-c14 的破坏模式与相应承载力计算公式吻合较好。虽然表 2 中的试验节点未发生横向局部承压强度破坏,但承载力试验值与横向局部承压强度计算值相接近。其他钢管混凝土 K 型节点破坏模式均为受压支管破坏,因此试验破坏荷载均小于表 2 中承载力计算的理论值。比较空管 K 型节点的承载力和钢管混凝土 K 型节点的承载力可以看出,主管内填混凝土避免了屈服线破坏模式,节点承载力得到了有效的提高。在满足受压支管承载力的前提下,K 型节点受压支管可以采用横向局部承压破坏模式,而 K 型节点受拉支管采用冲剪破坏和有效宽度的破坏模式,以此来估计间隙钢管混凝土 K 型节点的承载力,它能够反映节点的受力性能。

此外,本文中试验节点 K0-c18、K2-c18、K4-

c18、K4-c28 未发生破坏,说明节点承载力高于构件承载力,桁架体系中的腹杆截面承载力能够得到有效的利用;桁架体系中腹杆效率系数(腹杆构件承载力和节点承载力之比)大于 1,从另一个侧面表明主管内填混凝土提高了节点的承载力。受压支管对端部效应和缺陷较为敏感,因此试验节点破坏出现在受压支管而不是受拉支管。为了避免 K 型节点受压支管端部屈曲,文献[1]中规定支管宽厚比值(或高厚比值)应满足

$$\frac{b_1}{t_1} \leqslant 1.25 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \frac{h_1}{t_1} \leqslant 1.25 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{1}$$

取弹性模量 $E=2.06 \times 10^5$ MPa,试验节点钢管材料屈服强度 $f_y=325$ MPa,则式(1)右边限值为 31.5,本文中试验节点 K0-c18、K2-c18、K4-c18、K4-c28 支管宽厚比值(或高厚比值)为 28.3,与该限值较接近。鉴于本文中的试验结果,并考虑矩形钢管混凝土受压 K 型节点的承载力较高,建议将矩形钢管混凝土 K 型节点受压支管的宽厚比值(或高厚比值)改为

$$\frac{b_1}{t_1} \leqslant \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \frac{h_1}{t_1} \leqslant \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{2}$$

2.2 荷载-位移曲线

实测 K 型节点支管荷载-位移关系如图 4 所示。

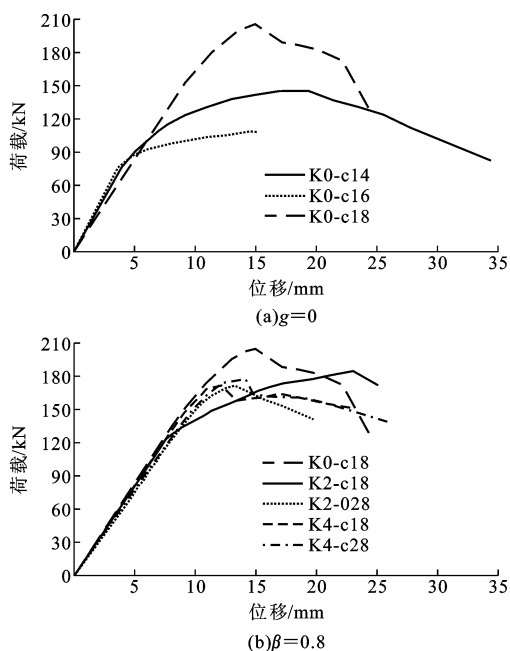


图4 实测支管荷载-位移关系

Fig. 4 Relation of Load and Displacement in Field Test Branch

图4(a)为两支管间隙 $g=0$ 的 K0-c14、K0-c16 和 K0-c18 荷载-位移曲线,由于破坏模式的不同,节点荷载-位移曲线有所不同:K0-c14 接近破坏时,节点变形较大,曲线较平缓;K0-c18 为受压支管根部局部屈曲,因此达到屈曲荷载之前基本维持线形关系,达到屈曲荷载后,荷载下降很快。节点 K0-c14 的初始刚度大于 K0-c18 的,估计与间隙处 2 支管轴线间距离有关。由于主管内部混凝土的存在,受压支管相当于支撑在刚度较大的基础上,因此在支撑面上(主管顶板)受拉支管与受压支管轴心间的距离越小,节点的变形也越小。节点 K0-c16 由于试验操作原因导致加载偏心提前破坏,但其初始刚度较大同样也说明了相似的规律,即随间隙处 2 支管轴线间距离的减小,节点区域刚度增大。图4(b)为支管宽度与主管宽度比值 $\beta=0.8$ 的 K 型节点支管荷载-位移曲线,节点 K0-c18 承载力最高,初始刚度也最大。虽然 $\beta=0.8$ 的 K 型节点破坏均发生在受压支管根部,荷载-位移曲线与 K0-c18 具有相似的变化规律,但节点间隙对初始刚度和承载力的影响还是能从图4(b)中看出,即节点间隙越小承载力越大,初始刚度越大。

3 节点间隙对节点承载力的影响

矩形钢管混凝土 K 型节点中一根支管受压而另一根支管受拉。由于受压支管对主管顶板的支撑

作用,受拉支管拉出主管顶板时受到约束,因此受拉支管作用处通常发生冲剪破坏或有效宽度破坏;当节点间隙较大时,这种约束作用逐渐减小,K 型节点趋于成为一对 Y 型节点,因此,节点间隙是影响矩形钢管混凝土 K 型节点的又一个重要因素。

对于 β 值较大的矩形钢管混凝土 K 型节点,由于 K、Y 型节点均发生冲剪破坏或有效宽度破坏,考虑主管内填混凝土的作用,K、Y 型节点承载力比较接近,因此可不考虑 K 型节点、Y 型节点间隙对节点承载力的影响。

对于 β 值较小的矩形钢管混凝土 K 型节点,间隙较大时受拉支管作用处主管顶板将出现屈服线破坏,这时节点间隙的影响比较明显。由此可知,K 型节点是否能成为一对 Y 型节点,可以根据其受压支管是否位于屈服线范围之外来判定。

如图5所示,K 型节点的受拉支管可简化为垂直主管方向、截面高 $h_2/\sin \theta_2$ 的支管, θ_2 为受拉支管与主管的夹角。当受拉支管与主管宽度比值 β 较小、节点间隙较大时,受拉支管作用处,主管翼缘板产生如图5所示的屈服线破坏。由图5可以看出,判断 K 型节点成为一对 Y 型节点的条件为

$$g > (b_0 - b_1) / (2 \tan \alpha) \quad (3)$$

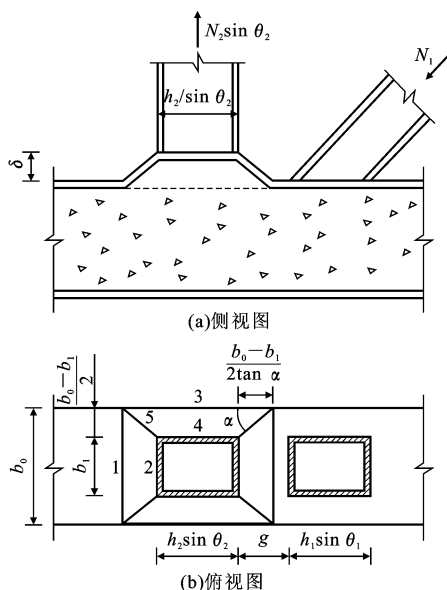


图5 受拉支管屈服线破坏模型

Fig. 5 Yield-line Failure Mode of Tension Branch

假定 K 型节点受拉支管拉出位移为 δ ,则外荷载所作的功为

$$W_e = N_2 \sin \theta_2 \cdot \delta \quad (4)$$

图5中屈服线1~5上产生的内力功如式(5)~(9)所示。

屈服线 1

$$b_0 \frac{2\delta \tan \alpha}{b_0 - b_1} m_p = \frac{2 \tan \alpha}{1 - \beta} \delta m_p \quad (5)$$

屈服线 2

$$b_1 \frac{2\delta \tan \alpha}{b_0 - b_1} m_p = \frac{2 \tan \alpha}{1 - \beta} \delta m_p \quad (6)$$

屈服线 3

$$\left(\frac{h_2}{\sin \theta_2} + 2 \frac{b_0 - b_1}{2 \tan \alpha} \right) \frac{2\delta}{b_0 - b_1} m_p = \left(\frac{\eta}{\sin \theta_2} + \frac{1 - \beta}{\tan \alpha} \right) \frac{2}{1 - \beta} \delta m_p \quad (7)$$

屈服线 4

$$\frac{h_2}{\sin \theta_2} \frac{2\delta}{b_0 - b_1} m_p = \frac{2\eta}{(1 - \beta) \sin \theta_2} \delta m_p \quad (8)$$

屈服线 5

$$l_5 \left(\frac{\delta}{l_5 \tan \alpha} + \frac{\delta}{l_5 \cot \alpha} \right) m_p = (\tan \alpha + \cot \alpha) \delta m_p \quad (9)$$

式中: m_p 为塑性屈服弯矩, $m_p = \frac{1}{4} f_{y0} l_0^2$; $\eta = \frac{h_2}{b_0}$ 。对屈服线内内力功求和,得到的内力功为

$$W_i = \frac{8m_p}{1 - \beta} \left(\tan \alpha + \frac{1 - \beta}{\tan \alpha} + \frac{\eta}{\sin \theta_2} \right) \delta \quad (10)$$

由内力功等于外力功可得

$$N_2 \sin \theta_2 = \frac{8m_p}{1 - \beta} \left(\tan \alpha + \frac{1 - \beta}{\tan \alpha} + \frac{\eta}{\sin \theta_2} \right) \quad (11)$$

求 N_2 的极值,由 $\frac{dN_2}{d\alpha} = 0$ 可得

$$\tan \alpha = \sqrt{1 - \beta} \quad (12)$$

将式(12)代入式(3)可得

$$\frac{g}{b_0} > \frac{\sqrt{1 - \beta}}{2} \quad (13)$$

因此,宽度比值 β 较小且满足式(13)时,K 型节点可视为一对 Y 型节点,其中 K 型节点受拉支管作用处为屈服线破坏,相应的承载力由式(12)代入式(11)得到

$$N_{2u} = \frac{f_{y0} l_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_2} \left(\frac{2\eta}{\sin \theta_2} + 4 \sqrt{1 - \beta} \right) \quad (14)$$

4 结 语

(1)矩形钢管混凝土 K 型节点由于主管内填入混凝土,避免了屈服线破坏模式的发生,节点承载力得到了有效的提高。

(2)与矩形钢管节点相似,K 型节点受拉支管采用冲剪破坏和有效宽度破坏模式;满足 K 型节点受压支管承载力的前提下,受压支管采用横向局部承

压破坏模式。由于 K 型节点受压支管对端部效应和缺陷较为敏感,为了避免受压支管端部屈曲,建议矩形钢管混凝土 K 型节点受压支管宽厚比值(或高厚比值)应满足式(2)要求。

(3)对 β 较大的矩形钢管混凝土 K 型节点,可不考虑节点间隙对矩形钢管混凝土 K 型节点承载力的影响。对于 β 较小的矩形钢管混凝土 K 型节点,节点间隙较大时受拉支管作用处主管顶板将出现屈服线破坏,这时节点间隙的影响比较明显,可以根据式(13)来判定 K 型节点是否成为一对 Y 型节点,此时 K 型节点受拉支管作用处为屈服线破坏,可采用式(14)来计算承载力。

参考文献:

References:

- [1] CIDECT, Design Guide for Rectangular Hollow Section(RHS) Joints Under Predominantly Static Loading[S].
- [2] BSP, Design of SHS Welded Joints[S].
- [3] AISC, Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections[S].
- [4] WARDENIER J. Hollow Sections in Structural Applications[M]. New York: John Wiley & Sons, 2002.
- [5] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S]. GB 50017—2003, Code for Design of Steel Structures [S].
- [6] 帕克 J A, 亨德森 J E. 空心管结构连接设计指南 [M]. 曹俊杰, 译. 北京: 科学出版社, 1997. PACKER J A, HENDERSON J E. Design Guide for Steel Hollow Sections Structural Joints[M]. Translated by CAO Jun-jie. Beijing: Science Press, 1997.
- [7] 张建民, 郑皆连, 肖汝诚. 钢管混凝土拱桥吊装过程的最优化计算分析[J]. 中国公路学报, 2005, 18(2): 40-44. ZHANG Jian-min, ZHENG Jie-lian, XIAO Ru-cheng. Calculation Method for Optimizing the Installation Process of Concrete-filled Steel Tube Arch Bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(2): 40-44.
- [8] 陈宝春, 肖泽荣, 韦建刚. 钢管混凝土哑铃形拱肋灌注混凝土时的截面应力分析[J]. 中国公路学报, 2005, 18(1): 73-76. CHEN Bao-chun, XIAO Ze-rong, WEI Jian-gang. Analysis on Stresses of Dumbbell-shaped Cross-section of CFST Arch Rib During Concrete Pouring Construction[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(1): 73-76.

- [9] PACKER J A. Web Crippling of Rectangular Hollow Sections[J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(10): 2 357-2 373.
- [10] 李小伟, 赵均海, 朱铁栋, 等. 方钢管混凝土轴压短柱的力学性能[J]. 中国公路学报, 2006, 19(4): 77-81.
LI Xiao-wei, ZHAO Jun-hai, ZHU Tie-dong, et al. Mechanics Behavior of Axially Loaded Short Columns with Concrete-filled Square Steel Tube [J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(4): 77-81.
- [11] 武振宇, 张壮南, 丁玉坤, 等. K 型、KK 型间隙方钢管节点静力工作性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(2): 32-38.
WU Zhen-yu, ZHANG Zhuang-nan, DING Yu-kun, et al. Experimental Research on Static Behavior of Square Hollow Section K- and KK-joints[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(2): 32-38.
- [12] 韩冰, 王元丰. 圆钢管混凝土轴心受压构件徐变分析的比较[J]. 中国公路学报, 2007, 20(2): 83-86.
HAN Bing, WANG Yuan-feng. Creep Analysis Comparison of Circular Axially Compressed Concrete-filled Steel Tubular Members [J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(2): 83-86.
- [13] 丁发兴, 余志武. 恒高温后圆钢管混凝土轴压短柱弹塑性分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 34-38.
DING Fa-xing, YU Zhi-wu. Elasto-plastic Analysis of Concrete-filled Circular Steel Tube Stub Columns After Constant High Temperature [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 34-38.
- [14] 刘永健. 矩形钢管混凝土桁架节点极限承载力试验与设计方法研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2003.
LIU Yong-jian. Experiments on Ultimate Bearing Capacity and Research on Design Method of Joints of Concrete-filled Rectangular Steel Tube Truss [D]. Changsha: Hunan University, 2003.
- [15] 王元丰, 韩冰. 钢管混凝土轴心受压构件的徐变分析[J]. 中国公路学报, 2000, 13(2): 57-60.
WANG Yuan-feng, HAN Bing. Creep Analysis of Axially Compressed Concrete Filled Steel Tubular Members [J]. China Journal of Highway and Transport, 2000, 13(2): 57-60.
- [16] 刘永健, 周绪红, 邹银生, 等. 矩形钢管混凝土横向局部承压强度的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(2): 42-48.
LIU Yong-jian, ZHOU Xu-hong, ZOU Yin-sheng, et al. Experimental Research on Local Bearing Strength of Steel Tube Under Transverse Concrete Filled Rectangular Load [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(2): 42-48.
- [17] 韩林海, 陶忠, 刘威. 长期荷载作用下方钢管混凝土轴心受压柱的变形特性[J]. 中国公路学报, 2001, 14(2): 52-57.
HAN Lin-hai, TAO Zhong, LIU Wei. Long-term Effects in Concrete-filled Steel Box Columns Under Sustained Loading [J]. China Journal of Highway and Transport, 2001, 14(2): 52-57.
- [18] 裴万吉, 赵均海, 魏雪英. 钢管混凝土的截面形式及其承载力分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 49-53.
PEI Wan-ji, ZHAO Jun-hai, WEI Xue-ying. Analysis of Section Types of Concrete-filled Steel Tube and Its Load Capacity [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 49-53.
- [19] 庄一舟, 吴建华, 吴开成. 预应力钢管混凝土桁架应用与研究探讨[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(2): 38-41.
ZHUANG Yi-zhou, WU Jian-hua, WU Kai-cheng. Study on Application and Theory of Prestressed Concrete Filled Steel Tubular Spatial Truss [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(2): 38-41.
- [20] 黄文金, 陈宝春. 钢管混凝土桁梁受弯试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 29-33.
HUANG Wen-jin, CHEN Bao-chun. Experimental Research on Concrete-filled Steel Tube Truss Girder Under Bending [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 29-33.
- [21] 曹宝珠, 周绪红, 刘永健. 钢管混凝土桁架新型节点试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 45-48.
CAO Bao-zhu, ZHOU Xu-hong, LIU Yong-jian. Experimental Research on New Joints of Concrete Filled Steel Tube Truss [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 45-48.
- [22] PACKER J A. Concrete-filled HSS Connections [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(3): 458-467.
- [23] 赵均海, 郭红香, 魏雪英. 圆中空夹层钢管混凝土柱承载力研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1): 50-54.
ZHAO Jun-hai, GUO Hong-xiang, WEI Xue-ying. Research on Bearing Capacity of Concrete-filled Double Skin Steel Tubes Column [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(1): 50-54.