

文章编号:1001-4888(2018)02-0219-09

方钢管混凝土框架抗震性能及 $P-\Delta$ 效应研究^{*}

孟二从^{1,2}, 余亚琳¹, 苏益声², 陈宗平²

(1. 西南大学 工程技术学院, 重庆 400715; 2. 广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004)

摘要: 为了对方钢管混凝土框架的抗震性能及 $P-\Delta$ 效应进行研究, 设计制作了1榀方钢管混凝土框架进行低周反复加载试验。研究表明: 方钢管混凝土框架试件的滞回曲线呈饱满的梭形, 破坏时的等效黏滞阻尼系数为0.2241, 表明该框架结构具有良好的抗震耗能性能; 试件在正负向的平均位移延性系数为2.94, 表现出了较好的延性性能; 破坏时的平均位移转角为1/36, 表现出了较强的抗倒塌能力; 随着加载位移的增加, 试件的残余变形及等效黏滞阻尼系数均会逐渐增大, 而强度衰减幅度总体上呈现出先增大后减小的变化趋势, 刚度退化速率呈现出先快后慢的变化趋势。最后基于试验数据, 对 $P-\Delta$ 效应的影响进行了分析, 提出了相关建议。上述结果可为相关的工程应用及理论分析提供参考。

关键词: 方钢管混凝土框架; 抗震性能; 试验研究; $P-\Delta$ 效应

中图分类号: TU398

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-16-269

0 引言

钢管混凝土结构因具有承载能力高, 变形能力好等优点而被广泛应用于实际工程之中^[1]。目前国内外对于钢管混凝土结构的研究已有很多, 但大多集中于构件的层面^[2-5]。国内, 张国伟等^[2]对钢管混凝土柱的相关力学性能进行了研究, 结果表明: 钢管混凝土柱的屈曲应力受钢管弹性模量的影响较大, 设置加劲肋可以改善其力学性能; 彭忠等^[3]对钢管混凝土柱节点的抗震性能进行了研究, 研究表明: 钢管混凝土柱节点的滞回曲线饱满, 表现出了良好的抗震耗能性能。国外, Evirgen 等^[4]通过对钢管混凝土柱的抗压性能试验, 研究了混凝土强度及宽厚比等因素对其力学性能的影响; Zhang 等^[5]对钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能进行了研究, 结果表明失效模式对应力分布特征有重要的影响。

然而目前国内外从结构层面对钢管混凝土结构力学性能的研究还相对较少^[6,7], Tort 等^[6]通过有限元模拟的方法对钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能进行了研究, 并提出了一种混合有限元法; 王先铁等^[7]通过试验的手段研究了钢管混凝土柱-钢梁框架的抗震性能, 结果表明该类框架结构具有良好的抗震耗能性能。总体而言, 对于结构层面的研究大多集中于钢管混凝土柱-钢梁框架, 而对于工程中应用较多的钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架的研究则少之又少; 与此同时, 方钢管混凝土结构因其节点便于处理、外形美观等优点而在工程中受到越来越多的应用^[8]。本文在此背景基础之上, 设计制作了1榀方钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架, 对其进行低周反复加载试验, 并对其相关力学性能进行分析, 以此来为方钢管混凝土框架结构的进一步推广应用及理论研究提供参考。

^{*} 收稿日期: 2016-12-12; 修回日期: 2017-03-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51468003), 中国博士后科学基金资助项目(2017M623302XB), 重庆市项目博士后资助(Xm2017033), 西南大学博士基金项目(SWU116071)。

通讯作者: 孟二从(1990-), 男, 工学博士, 讲师, 主要从事钢与混凝土组合结构等方面的研究。Email: ec-dream@qq.com

1 试验概况

1.1 试件设计

方钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架(concrete filled square steel tube column versus reinforced concrete beam frame, 本文统一简称为 CFSST 框架)试件的相关尺寸如图 1(a)所示, 方钢管内及梁内的混凝土设计强度等级为 C40, 1m^3 混凝土配合比为水泥:砂:粗骨料:水=500:542:1153:205, 方钢管采用 Q235 钢, 其截面尺寸为 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$, 壁厚为 6mm, 混凝土梁的截面尺寸为 $100\text{mm} \times 200\text{mm}$, 梁内纵筋采用直径为 14mm 的 HRB400 钢筋, 箍筋采用 $\phi 6@80\text{mm}$, 梁柱节点采用开孔穿筋的连接方式, 其次为了保证“强节点弱构件”以及梁端剪力能够有效地传递到柱上, 在内节点处焊接一块 $200\text{mm} \times 140\text{mm} \times 8\text{mm}$ 的节点板, 其节点形式如图 1(b)所示。

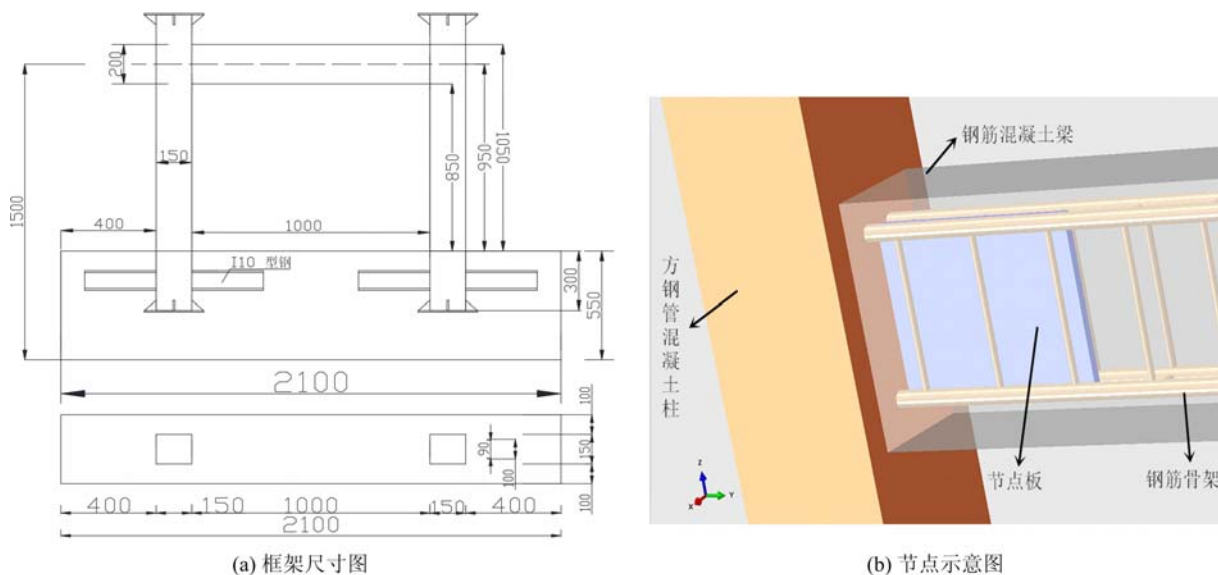
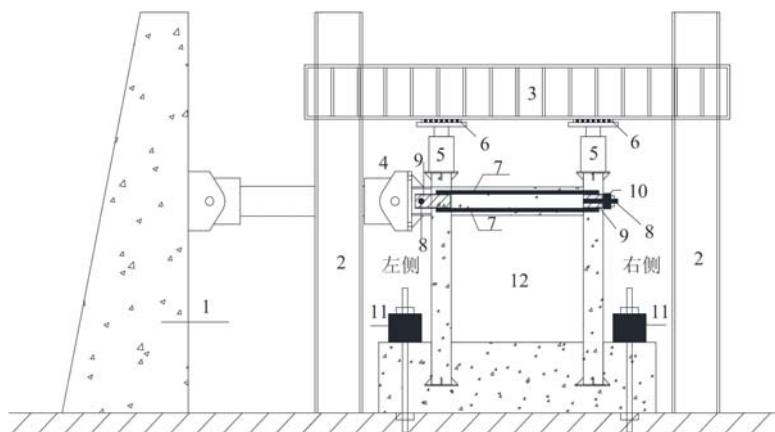


图 1 CFSST 框架尺寸及节点示意图

Fig. 1 Size and node figure of CFSST frame



1-反力墙, 2-反力钢柱, 3-反力梁, 4-伺服作动器, 5-千斤顶, 6-滚轮装置, 7-拉杆, 8-螺纹钢, 9-槽钢, 10-小钢梁, 11-压梁, 12-CFSST 框架

图 2 加载装置图

Fig. 2 Figure of loading device

1.2 加载装置及制度

试验的加载装置如图 2 所示。试件安装完毕后, 首先通过两台油压千斤顶同步施加竖向荷载至预设值, 并保持恒定; 试件水平荷载的施加则采用荷载-位移混合控制的加载制度: 试件屈服前采用荷载控制, 加载级数为 10kN, 每级荷载循环一次直至试件达到屈服荷载 P_y ; 试件屈服后, 采用位移控制, 取屈

服位移 Δ_y 的倍数为级差进行位移加载,对应的每级位移循环三次,直到荷载下降至峰值荷载的 85% 左右时停止试验。

2 试验过程及破坏形态

在荷载控制阶段,当荷载达到 $\pm 60\text{kN}$ 时,左侧梁端在距左柱约 12cm 处的上下部位开始出现细微的弯曲裂缝,其高度在 5cm 左右;当荷载达到 $\pm 80\text{kN}$ 时,在梁跨 $1/6 \sim 1/4$ 处,出现新的弯曲裂缝,裂缝高度在 4~10cm 之间,此时,梁底部裂缝开始贯通;当荷载达到 $\pm 100\text{kN}$ 时,弯曲裂缝已基本出齐,其间距在 10~15cm 之间,随后采用位移控制的方式进行加载。

当加载位移为 $\pm 6\text{mm}$ 时,原有的弯曲裂缝继续扩展、延伸,并在梁端 $1/10 \sim 1/5$ 跨处形成几条较明显的斜裂缝;当加载位移达到 $\pm 12\text{mm}$ 时,裂缝主要以斜裂缝的产生及发展为主,新产生的斜裂缝与原先的斜裂缝形成交叉斜裂缝,同时右侧梁端底部混凝土处有小范围压酥痕迹;当加载位移达到 $\pm 18\text{mm}$ 时,斜裂缝宽度明显扩大,并逐渐形成主交叉斜裂缝;当加载位移达到 $\pm 30\text{mm}$ 时,试件破坏已较为严重,部分区域的纵筋及箍筋因混凝土的脱落而裸露在外;当加载位移达到 $\pm 36\text{mm}$ 时,试件已严重变形,钢管底部出现较为明显的鼓曲现象,此时正负向荷载均已下降到峰值荷载的 85%,试验宣告结束。总体而言,试件的破坏形态为钢筋混凝土梁呈剪切破坏为主,柱脚出现明显的压弯塑性铰。CFSST 框架的破坏形态如图 3 所示。

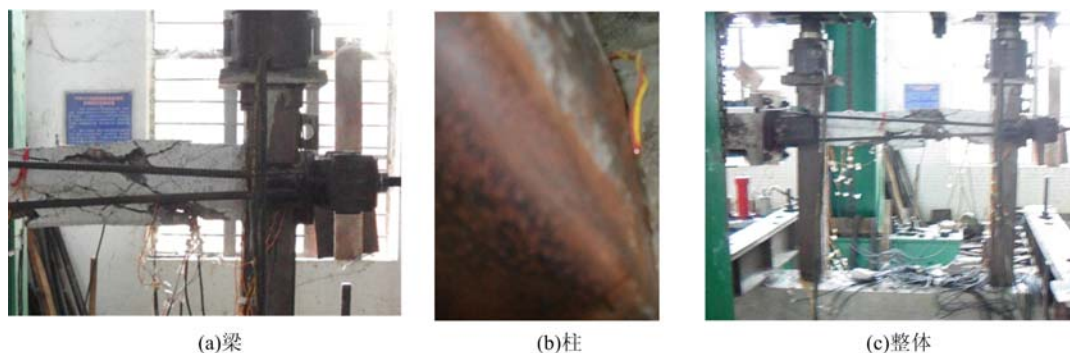


图 3 CFSST 框架的破坏形态
Fig. 3 Failure mode of CFSST frame

3 试验结果分析

3.1 滞回及骨架曲线

图 4 为试件实测的荷载-位移滞回曲线,由图可知,CFSST 框架的滞回曲线有如下特点:在力控阶段,CFSST 框架基本处于弹性工作阶段,试件的荷载-位移关系曲线基本呈线性变化;在整个加载过程中,CFSST 框架的滞回曲线没有发生捏缩现象,总体上呈现为饱满的梭形,表明该框架结构具有良好的耗能性能。

试件的骨架曲线如图 5 所示,由图可知:在弹性工作阶段,试件的骨架曲线近似一条直线,随着加载位移的增加,试件的骨架曲线逐渐出现转折点,说明框架开始进入弹塑性工作阶段;随着加载位移的进一步增加,试件的承载能力继续增加,当达到峰值荷载后,随着位移的进一步增加,其承载能力逐渐下降,框架进入破坏阶段。

3.2 层间位移延性系数

表 1 为试件在各特征点处实测的特征值,其中, P_y 为屈服荷载,按等能量法^[9]进行计算; P_m 为峰值

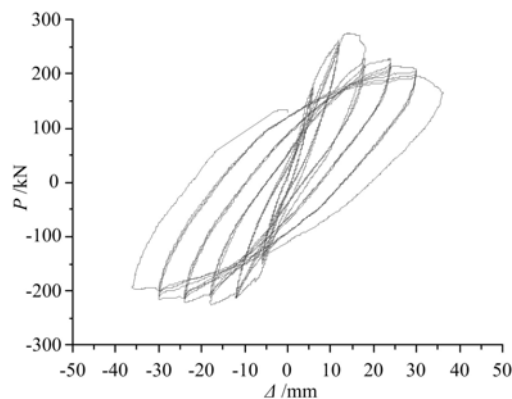


图 4 滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curve

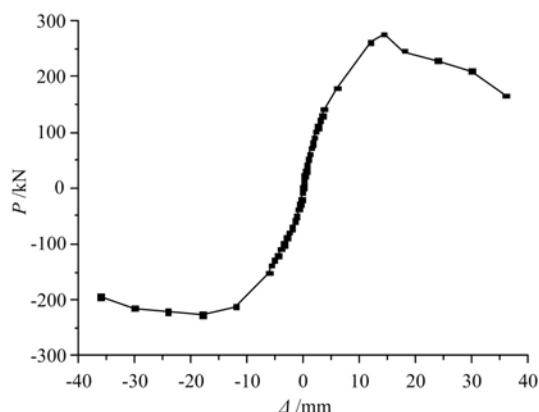


图 5 骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curve

荷载; P_u 为破坏荷载;取峰值荷载下降到 85% 时所对应的荷载; Δ_y 、 Δ_m 、 Δ_u 分别为与 P_y 、 P_m 、 P_u 相对应的位移值; θ_y 、 θ_m 、 θ_u 分别为 CFSST 框架在屈服点、峰值点、破坏点处的层间位移转角;延性系数 $u = \Delta_u / \Delta_y$ 。

由表 1 中的数据可知:CFSST 框架正向位移延性系数为 2.27,负向位移延性系数为 3.60,负向位移延性系数明显大于正向位移延性系数,这可能与试件在加载过程中的受力过程有关,在正向推的过程中,钢筋混凝土梁由于柱两端的挤压作用,发生了不可恢复的剪切破坏,而在反向拉的过程中,荷载的传力主要由拉杆及纵筋传递,故而出现了这一现象。CFSST 框架在正负向的平均

位移延性系数达到了 2.94,接近 3,总体而言,CFSST 框架表现出了较好的延性性能。

表 1 实测特征点处数值

Tab. 1 Test results of characteristic points

试件名称	加载方向	P_y/kN	Δ_y/mm	θ_y	P_m/kN	Δ_m/mm	θ_m	P_u/kN	Δ_u/mm	θ_u	u
CFSST 框架	正向	229.26	9.69	1/108	274.97	14.39	1/73	233.72	21.98	1/48	2.27
	负向	193.54	10.01	1/105	226.84	17.89	1/59	194.65	36.00	1/29	3.60
	平均	211.40	9.85	1/107	250.91	16.14	1/65	214.19	28.99	1/36	2.94

CFSST 框架屈服时在正向的层间位移转角为 1/108,负向的层间位移转角为 1/105,正负向的平均位移转角为 1/107,均远大于规范规定限值(钢筋混凝土框架为 1/550,多、高层钢结构为 1/250^[10]),表明 CFSST 框架在弹性阶段的变形能力能够较好的满足要求;试件破坏时在正向的层间位移转角为 1/48,负向的层间位移转角为 1/29,正负向的平均位移转角为 1/36,均大于规范规定限值 1/50^[10],表明 CFSST 框架具有较强的抗倒塌能力。

3.3 残余变形

结构的残余变形可以用平均残余变形率来评定,其计算公式如式(1)所示:

$$\delta = \frac{|\Delta_r^+| + |\Delta_r^-|}{|\Delta_s^+| + |\Delta_s^-|} \quad (1)$$

式中, δ 为平均残余变形率; Δ_r^+ 和 Δ_r^- 分别表示同一加载级正负方向荷载卸载至零时的残余位移; Δ_s^+ 和 Δ_s^- 分别表示同一加载级正负方向的最大位移。

表 2 为实测 CFSST 框架在每级循环位移下的平均残余变形率,图 6 为试件 δ 随加载位移的变化情况。由表 2 及图 6 可知:CFSST 框架的 δ 随着加载位移的增加呈现出线性上升的变化趋势,也即说明随着加载位移的增加,试件不可恢复的残余变形越来越大,其累积损伤越来越多。

表 2 试件实测残余变形率 δ Tab. 2 Measured average δ of specimen

试件名称	Δ	2Δ	3Δ	4Δ	5Δ	6Δ
CFSST 框架	0.126	0.203	0.268	0.354	0.474	0.579

3.4 耗能性能

试件在各加载位移下实测的等效粘滞阻尼系数 h_e 值见表 3,图 7 为试件的 h_e - Δ 曲线。其中,广义的对比框架为单层单跨钢筋混凝土柱-钢筋混凝土梁框架,其加载位移 Δ_y 为 8mm,其余相关设计参数

见文献[11]。

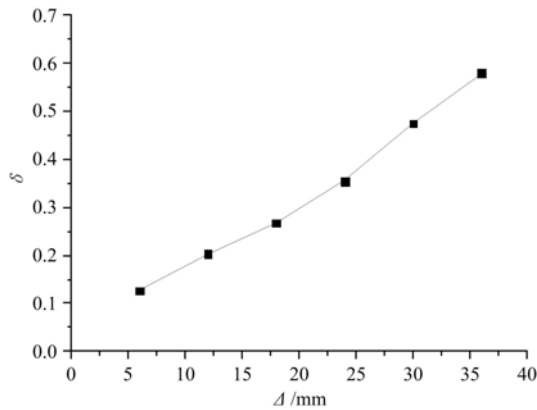


图 6 试件残余变形率 δ 变化情况

Fig. 6 Average δ change condition of specimen

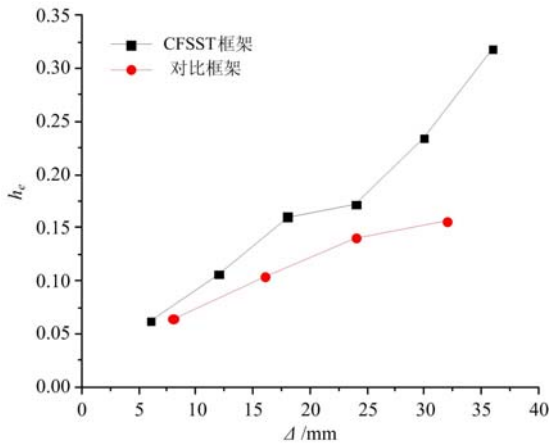


图 7 试件 h_e - Δ 曲线

Fig. 7 h_e - Δ curve

由表 3 可知:CFSST 框架的等效黏滞阻尼系数 h_e 随着加载位移的增加而不断增多,说明试件的滞回环越来越饱满,其耗散的能量也越来越多,试件破坏时的等效黏滞阻尼系数 h_{eu} 为 0.2241,表现出了良好的耗能性能;由图 9 可知:在同一加载位移下,CFSST 框架的 h_e 均明显大于对比框架,这主要是由于 CFSST 框架在加载过程中,柱脚处压弯塑性铰不断发展的缘故,显著提升了框架的整体耗能性能。综上所述,CFSST 框架具有良好的抗震耗能性能,可以应用于高烈度抗震设防区的高层建筑之中。

表 3 试件实测 h_e

Tab. 3 Measured h_e of specimen

试件名称	Δ	2Δ	3Δ	4Δ	5Δ	6Δ
CFSST 框架	0.0623	0.1064	0.1604	0.1713	0.2344	0.3182
对比框架	0.0640	0.1040	0.1400	0.1560		

3.5 强度衰减

本文用试件在某一加载级下第 i 次循环的峰值荷载 F_i 与该加载级的第一次循环峰值荷载 F_1 的比值来表示其强度衰减,即 F_i/F_1 表示。图 8 为实测试件在正负向不同加载位移下的强度衰减图,其中 i 分别取 1、2、3。

由图 8 可知:整体而言,试件的正向强度衰减幅度要大于负向强度衰减幅度,在 $\pm 3\Delta$ 处,试件的强度衰减达到最大值,并且在正向出现了一个很明显的强度衰减过程,这主要是因为,在 $\pm 3\Delta$ 时,CFSST 框架中的钢筋混凝土梁发生了脆性的剪切破坏;随着加载位移的增加,试件的强度衰减总体上呈现出先增大后减小的变化趋势,并且在同一加载位移下,第二循环的强度衰减幅度总体上要大于第三循环。

3.6 刚度退化

本文采用割线刚度来研究 CFSST 框架的刚度退化现象,其相关计算公式如式(2)所示:

$$K = \frac{|+F_{j1}| + |-F_{j1}|}{|+\Delta_{j1}| + |-\Delta_{j1}|} \quad (2)$$

式中, $+F_{j1}$ 、 $+\Delta_{j1}$ 表示试件在第 j 加载级第一循环下正向最大荷载及对应位移; $-F_{j1}$ 、 $-\Delta_{j1}$ 则表示试

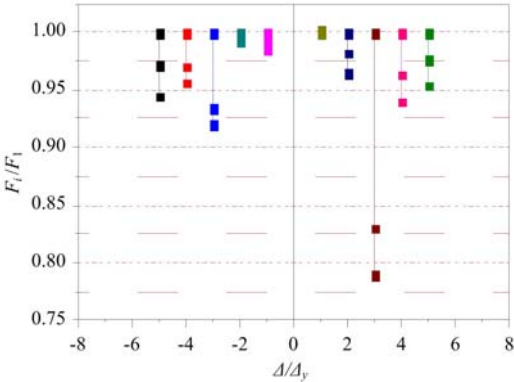


图 8 强度衰减

Fig. 8 Strength degradation

件在第 j 加载级第一循环下负向最大荷载及对应位移;与此同时,为了更加准确地分析试件在正负两个方向上的刚度退化规律,本文还引入以下两个系数: $K^+ = |F_{j1}|/|\Delta_{j1}|$ 及 $K^- = |-F_{j1}|/|-\Delta_{j1}|$ 来分别表示试件在正负方向上的割线刚度值。图 9 为按上述计算方法进行计算而得到的试件刚度退化情况图。

由图 9 可知:在试件达到峰值荷载之前,试件在正向的刚度值要大于负向刚度值,而随着加载位移的不断增加,试件在正负向的刚度变化曲线逐渐重合。总体而言,试件在正负向的刚度退化趋势基本一致,其刚度退化速率均呈现出先快后慢的变化趋势。

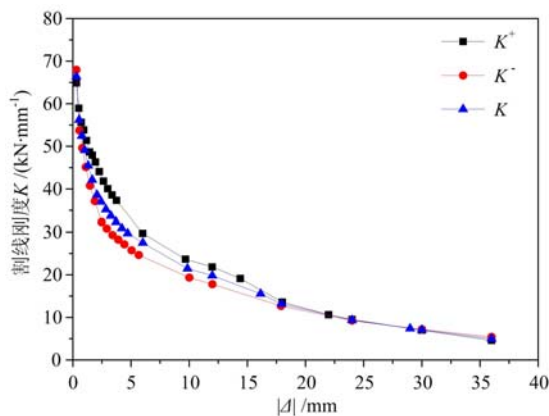


图 9 试件刚度退化

Fig. 9 Stiffness degradation of specimen

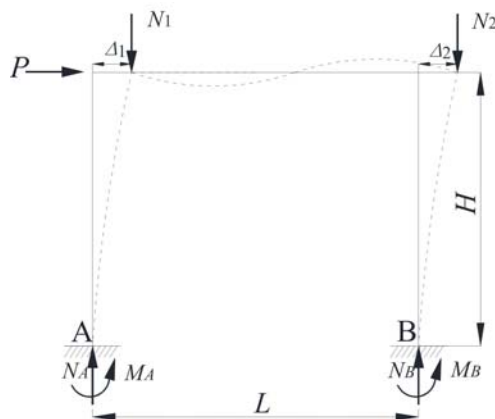


图 10 试件的受力情况图

Fig. 10 Stress figure of specimens

4 P-Δ 效应分析

在钢管混凝土结构之中,由于钢管混凝土柱具有良好的变形性能,从而使得其 $P-\Delta$ 二阶效应更加明显,因此对钢管混凝土结构的 $P-\Delta$ 二阶效应进行研究是非常有必要的。

图 10 为试件的受力情况图,在本文中忽略梁柱的轴向变形,且 $N_1 = N_2 = N$,则此时框架柱的横向变形 $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta$ 。根据力矩平衡原理,对 A 点取矩,当不考虑 $P-\Delta$ 效应时,其力矩平衡方程如式(3)所示:

$$P_0 \cdot H + N_2 \cdot L = M_A + M_B + N_B \cdot L \quad (3)$$

当考虑 $P-\Delta$ 效应时,其力矩平衡方程如式(4)所示:

$$P \cdot H + N_1 \cdot \Delta_1 + N_2 \cdot \Delta_2 + N_2 \cdot L = M_A + M_B + N_B \cdot L \quad (4)$$

在式(3)(4)中, P_0 表示不考虑 $P-\Delta$ 效应时框架的水平承载力, P 表示考虑 $P-\Delta$ 效应时框架的水平承载力,也即试验实测值。又因 $N_1 = N_2 = N$, $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta$,整理可得:

$$P_0 = P + 2N \cdot \Delta / H \quad (5)$$

本文引入系数 ϵ 来表示不考虑 $P-\Delta$ 效应时试件的水平承载力提高幅度,则此时 P_0 的计算式如式(6)所示:

$$P_0 = P(1 + \epsilon) = P + P \cdot \epsilon \quad (6)$$

由式(5)(6)可知:

$$\epsilon = \frac{2N\Delta}{PH} \quad (7)$$

由式(6)可知,在 $P-\Delta$ 效应影响下,试件的水平承载力降低系数 ζ 为:

$$\zeta = \frac{P_0 - P}{P_0} = \frac{P \cdot \epsilon}{P + P \cdot \epsilon} = \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} \quad (8)$$

表 4 为试件按式(7)(8)计算得到的在各特征点处实测的 ζ 值,图 11 为试件在加载过程中正负向的平均 ζ 值变化情况图,由表 4 及图 11 可知:

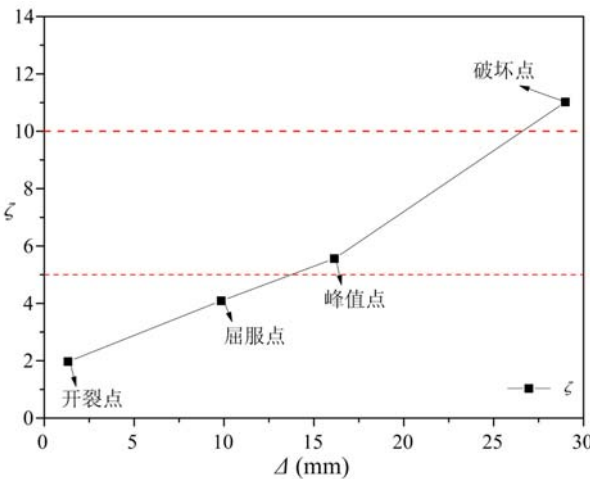


图 11 特征点位置处的平均 ζ 变化情况

Fig. 11 Change of ζ at characteristic points

- (1) 在 $P-\Delta$ 效应影响下,试件的水平承载力降低系数 ζ 随着加载位移的增加而逐渐增大,当达到峰值点后,其增加速率会提高。
- (2) 在开裂点时,试件的 ζ 值为 2% 左右;屈服点时, ζ 值为 4% 左右,均小于 5%,说明在屈服荷载之前,试件的水平承载力受 $P-\Delta$ 效应的影响较小。

表 4 试件特征点处的 ζ 值

Tab. 4 ζ value of specimens at characteristic points

试件名称	加载方向	ζ			
		开裂点	屈服点	峰值点	破坏点
CFSST 框架	正向	1.75	3.72	4.57	7.93
	负向	2.19	4.52	6.73	14.48
	平均	1.97	4.09	5.56	11.02

- (3) 在峰值点时,试件的 ζ 值为 6% 左右,超过 5%;破坏点时, ζ 值为 11% 左右,超过 10%,说明在弹塑性及破坏阶段,试件的水平承载力受 $P-\Delta$ 二阶效应的影响逐渐变大。因而本文建议,对于 CFSST 框架,在达到屈服荷载之前,为简化计算可以不考虑 $P-\Delta$ 二阶效应的影响,但在弹塑性及破坏阶段则应适当考虑 $P-\Delta$ 二阶效应的影响。
- (4) 文献[9]表明,对于压弯荷载作用下的方钢管组合构件,在屈服点前,试件的 ζ 值相对较小;在峰值点时, ζ 值可达到 20% 左右;在破坏点时,试件的 ζ 值可达到 30% 左右。由此可知: $P-\Delta$ 二阶效应对框架水平承载力的影响要弱于其对构件的影响。

5 结论

- (1) CFSST 框架的滞回曲线呈饱满的梭形,其破坏时的等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 为 0.2241,表明该框架结构具有良好的耗能性能;CFSST 框架在正负向的平均位移延性系数为 2.94,表现出了较好的延性性能。
- (2) CFSST 框架屈服时在正负向的平均位移转角为 1/107,远大于规定限值,说明 CFSST 框架在弹性阶段的变形能力能够较好地满足要求;破坏时的平均位移转角为 1/36,远大于规定限值,说明 CFSST 框架具有较强的抗倒塌能力。
- (3) 随着加载位移的增加,CFSST 框架的残余变形及等效黏滞阻尼系数 h_e 均会逐渐增大,而强度衰减总体上呈现出先增大后减小的变化趋势,刚度退化速率则呈现出先快后慢的变化趋势。

(4) 基于试验数据, 对 $P-\Delta$ 效应的影响进行了分析, 提出了相关建议, 可为相关研究提供参考。

参考文献:

- [1] 黄宏, 郭晓宇, 陈梦成. 圆中空夹层钢管混凝土压扭构件试验研究[J]. 实验力学, 2015, 30(1):101—110 (HUANG Hong, GUO Xiaoyu, CHEN Mengcheng. Experimental study of concrete-filled double skin steel tube members (CHS inner and CHS outer) subjected to compression and torsion[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2015, 30(1):101—110 (in Chinese))
- [2] 张国伟, 詹远. 圆截面钢管混凝土柱的局部屈曲性能研究[J]. 世界地震工程, 2016, 32(2):259—263 (ZHANG Guowei, ZHAN Yuan. Research on local buckling behaviors of CFT circular columns[J]. World Earthquake Engineering, 2016, 32(2):259—263 (in Chinese))
- [3] 彭忠, 戴绍斌, 刘记雄, 等. T形钢管混凝土组合柱—钢筋混凝土梁外伸端板连接节点抗震性能试验研究 [J]. 四川大学学报(工程科学版), 2016, 48(4):70—77 (PENG Zhong, DAI Shaobin, LIU Jixiong, et al. Experimental research on seismic performance of extended-end-plate connecting joint between T-shaped concrete-filled steel tubular composite column and reinforced concrete beam[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2016, 48(4):70—77 (in Chinese))
- [4] Evirgen B, Tuncan A, Takin K. Structural behavior of concrete-filled steel tubular sections under axial compression [J]. Thin-Walled Structures, 2014, 80:46—56.
- [5] Zhang D X, Gao S B, Gong J H. Seismic behavior of steel beam to circular CFST column assemblies with external diaphragms[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 76(9):155—166.
- [6] Tort C, Hajjar J F. Mixed finite-element modeling of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames under static and dynamic loads [J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(6):654—664.
- [7] 王先铁, 郝际平, 周观根, 等. 方钢管混凝土柱—钢梁平面框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(8):8—14 (WANG Xiantie, HAO Jiping, ZHOU Guangen, et al. Experimental research on seismic behavior of concrete filled square steel tube column sand steel beam planar frames [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(8):8—14 (in Chinese))
- [8] 蔡传国, 韦忠瑄, 杨绪普. 方钢管混凝土柱延性的实验研究[J]. 实验力学, 2013, 28(1):101—108 (CAI Chuanguo, WEI Zhongxuan, YANG Xupu. An experimental study of ductility for concrete-filled square steel tubular column[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2013, 28(1):101—108 (in Chinese))
- [9] 张向冈. 钢管再生混凝土构件及其框架的抗震性能研究[D]. 南宁: 广西大学, 2014:30—92 (ZHANG Xianggang. Study on seismic behavior of recycled aggregate concrete filled steel tube component and frame[D]. Nanning: Guangxi University, 2014:30—92 (in Chinese))
- [10] GB50011—2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (GB50011—2010. Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010 (in Chinese))
- [11] 周云, 尹庆利, 林绍明, 等. 带防屈曲耗能腋撑钢筋混凝土框架结构抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(11):29—38 (ZHOU Yun, YIN Qingli, LIN Shaoming, et al. Seismic performance investigations of RC frame structures with buckling-restrained haunch braces[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(11):29—38 (in Chinese))

On the seismic performance and $P-\Delta$ effect of concrete-filled square steel tubular frame

MENG Er-cong^{1,2}, YU Ya-lin¹, SU Yi-sheng², CHEN Zong-ping²

(1. School of Engineering and Technology, Southwest University, Chongqing 400715, China;

2. School of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: In order to study the seismic performance and $P-\Delta$ effect of concrete-filled square steel tubular frame, a concrete-filled square steel tubular frame was designed and manufactured, based on which, low cyclic repeated loading experiment was carried out. Results indicate that the hysteretic curve of specimen in concrete-filled square steel tubular frame presents plump shuttle shape. The equivalent viscous damping coefficient at break is 0.2241, which demonstrates that the frame structure has good seismic energy dissipation performance. The specimen's average displacement ductility coefficient along both positive and negative directions is 2.94, which shows good ductility performance. The average displacement angle at failure is $1/36$, which shows good anti-collapse capacity. With the increase of loading displacement, both residual deformation and the equivalent viscous damping coefficient of specimen increase gradually, while the intensity attenuation amplitude presents generally increasing first and then decreasing trend, the stiffness degradation rate exhibits first fast and then slow trend. Finally, based on experimental data, the $P-\Delta$ effect on the frame was analyzed, and some suggestions were put forward. Above results may provide reference for some relevant engineering application and theoretical analysis.

Keywords: concrete-filled square steel tubular frame; seismic performance; experimental study; $P-\Delta$ effect