

文章编号:1000-6869(2006)03-0048-11

钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究

王文达¹, 韩林海², 陶忠¹

(1. 福州大学 土木工程学院, 福建福州 350002; 2. 清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘要:为了探讨钢管混凝土柱-钢梁平面框架的抗震性能,本文进行了12个框架试件在恒定轴力和水平反复荷载作用下的试验研究,主要考察了柱截面形状(圆形、方形)、含钢率(圆形: $\alpha = 0.06, 0.103$;方形: $\alpha = 0.125, 0.126$)、柱轴压比(圆形: $n = 0.06 \sim 0.60$;方形: $n = 0.04 \sim 0.60$)、梁柱线刚度比(圆形: $i = 0.36 \sim 0.58$;方形: $i = 0.34 \sim 0.62$)等参数对其力学性能的影响。试验结果表明:钢管混凝土柱-钢梁框架滞回曲线较为饱满,强度和刚度退化不明显;柱轴压比和含钢率对框架的承载力和抗震性能影响较大,随着轴压比的增大,框架的水平极限承载力下降,位移延性和耗能能力降低,而含钢率影响规律则相反;圆形截面柱框架抗震性能整体上优于方形截面柱框架。按照《钢管混凝土结构技术规程》(DBJ 13—51—2003)设计的钢管混凝土框架能够满足结构抗震设计要求。

关键词:钢管混凝土柱; 钢梁; 框架; 抗震性能; 延性; 耗能

中图分类号:TU398.2 TU317.1 **文献标识码:**A

Experimental research on seismic behavior of concrete filled CHS and SHS columns and steel beam planar frames

WANG Wenda¹, HAN Linhai², TAO Zhong¹

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China;

2. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: In order to realize the seismic behavior of concrete filled CHS (circular hollow section) and SHS (square hollow section) columns and steel beam planar frames, twelve test specimens were experimentally studied under constant axial load and cyclically lateral load. The column shape (CHS and SHS), steel ratio of the column section (CHS: $\alpha = 0.06, 0.103$; SHS: $\alpha = 0.125, 0.126$), axial load level of column (CHS: $n = 0.06 \sim 0.60$; SHS: $n = 0.04 \sim 0.60$), linear stiffness ratio of steel beam's to column's (CHS: $i = 0.36 \sim 0.58$; SHS: $i = 0.34 \sim 0.62$), are all considered as experimental parameters. The test results show that the lateral load (P) versus lateral displacement hysteretic curves of the frames are plump shuttle shape. The curves have no obvious strength and stiffness degradation. The axial load level of columns and steel ratio of the section have a evident effect on the strength and seismic behavior of the frames, and with the increase of axial load level of columns, the lateral ultimate strength of the frames become low, and the ductility of displacement and the capacity of energy dissipation also become descending, but the steel ratio has the opposite results. The frames with concrete filled CHS columns have a better seismic behavior than the frames with concrete filled SHS columns. All the test frames which design by the specification DBJ 13—51—2003 can meet the requirements of seismic design.

Keywords: concrete filled CHS (or SHS) columns; steel beams; frames; seismic behavior; ductility; energy dissipation

基金项目:国家杰出青年科学基金资助项目(50425823)、福建省引进高层次人才科研启动费、清华大学“百人引进计划”专项经费资助项目。

作者简介:王文达(1976—),男,甘肃天水人,兰州理工大学副教授,博士研究生。

收稿日期:2005年5月

1 前言

钢管混凝土结构由于具有承载力高、塑性韧性好、耐火性能较好、施工速度快、综合效益好等工程特点而在高层超高层建筑和多高层住宅中的应用越来越普遍^[1,2]。近年来,国内外对钢管混凝土结构的研究开展较多且取得了许多成果,基本都反映在各国设计规程中。国内的规程主要有:《钢管混凝土结构设计施工规程》(JCJ 01—89)^[3],《钢管混凝土结构设计施工规程》(CECS 28:90)^[4](目前在修编),《钢-混凝土组合结构设计规程》(DL/T 5085—1999)^[5]和《战时军港抢修早强型组合结构技术规程》(GJB 4142—2000)^[6],《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS 154:2004)^[7],《钢管混凝土结构技术规程》(DBJ 13—51—2003)^[8]等,上述规程基本包括了圆形、方形及矩形截面钢管混凝土构件的静力、动力和抗火等设计内容,可指导进行钢管混凝土结构的设计及施工。

钢管混凝土柱与钢梁(或钢-混凝土组合梁)组成的框架结构是钢管混凝土结构中最常用的结构形式之一。以往对钢管混凝土构件的研究较多,而对钢管混凝土柱-钢梁组成的框架体系整体性能的研究并不多。作为钢管混凝土框架结构中的框架柱,其力学性能要受到体系中其他构件对其的约束和影响,因此,合理地了解钢管混凝土构件在结构体系中的力学性能,进行结构体系的试验研究和理论分析是十分必要的。以往钢管混凝土柱-钢梁框架的低周反复荷载试验研究主要有: Matsui^[9]、Morino 等^[10]、Kawaguchi 等^[11]等进行了单层单跨的方钢管混凝土柱-H 型钢梁平面框架的试验研究;张文福^[12]、李斌^[13]进行了单层单跨圆钢管混凝土柱-工字钢梁平面框架的试验研究;王来等^[14]和许成祥^[15]分别各进行了一榀两跨三层方形和圆形钢管混凝土柱-钢梁平面框架只在顶层施加水平反复荷载的试验研究。上述试验研究得到钢管混凝土框架的滞回曲线饱满,稳定性好,没有明显的刚度退化现象,说明此类结构体系具有良好的抗震性能。以上试验研究不足之处在于:(1)试验试件数量和参数变化较少;(2)混凝土强度及钢材强度较低;(3)试验时柱轴压比较小,大多小于 0.5;(4)框架试件的梁柱线刚度比没有作为试验考察的参数而致使钢梁较早地发生破坏,难以得到框架受力后期的试验数据。为了系统地

研究更大参数范围内钢管混凝土框架的抗震性能,以柱截面形状、柱截面含钢率、柱轴压比、梁柱线刚度比等为主要参数,本文进行了 4 组共计 12 个单层单跨圆形和方形截面钢管混凝土柱-钢梁平面框架的低周反复荷载试验研究。

2 试验概况

2.1 试件设计与制作

表 1 列出了本文框架试件的详细资料,其中钢管混凝土柱的截面尺寸分别为钢管直径(边长)、壁厚;工字钢梁的截面尺寸分别为梁高、梁宽、腹板厚度、翼缘厚度;试件长度为其轴线长度。表中轴压比为 $n = N_0/N_u$,即为试验时施加在柱顶的恒定轴力 N_0 与钢管混凝土柱极限承载力标准值 N_u 之比, N_u 依据规程^[8]确定,其中的材料强度均采用实测值。焊接工字钢梁按照《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)进行设计,框架试件按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)进行抗震设计,验算试件满足强柱弱梁、强剪弱弯、强节点的要求。节点采用外加强环板式刚性节点,依据规程^[8]进行设计,环板厚度同钢梁翼缘厚,环板宽度对规程^[8]设计尺寸进行了缩小,取其 2/3 大小。环板形式见图 1。试件编号 CF 代表圆钢管混凝土框架(简称“圆柱框架”);SF 代表方钢管混凝土框架(简称“方柱框架”);后面的数字第一位代表框架组编号,每种截面形式按柱截面尺寸(含钢率)分 2 组,共 4 组;第二位代表柱轴压比编号,分 3 类。

框架试件的跨度和高度基本上是实际工程框架的 1/3 尺寸,试件的梁柱线刚度的取值则分别参考了深圳赛格广场及杭州瑞丰国际商务大厦工程中的数值,并在梁的刚度选取中已考虑了组合梁及楼板的刚度贡献,这样即使本文试件中只有钢梁,但其刚度已考虑了楼盖的贡献,使得本文试验中选用的梁柱线刚度比数值更具工程代表意义。

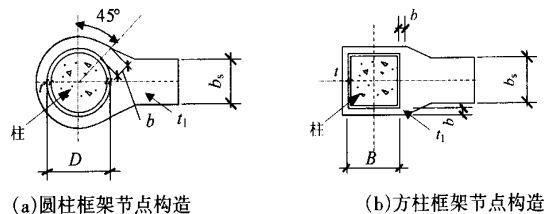


图 1 节点构造

Fig.1 Fabrication of joints

表 1 试验试件一览表

Table 1 Summary of test specimens

试件 编号	试件尺寸/mm		梁柱线 刚度比	轴压比 n	含钢率 α	环板 宽度 b /mm
	截面	长度				
CF-11	柱	$\Phi 140 \times 2.0$	1450	0.57	0.07	0.06
	梁	$150 \times 70 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
CF-12	柱	$\Phi 140 \times 2.0$	1450	0.57	0.30	0.06
	梁	$150 \times 70 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
CF-13	柱	$\Phi 140 \times 2.0$	1450	0.46	0.60	0.06
	梁	$140 \times 65 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
CF-21	柱	$\Phi 140 \times 3.34$	1450	0.58	0.06	0.103
	梁	$160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
CF-22	柱	$\Phi 140 \times 3.34$	1450	0.58	0.30	0.103
	梁	$160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
CF-23	柱	$\Phi 140 \times 3.34$	1450	0.36	0.60	0.103
	梁	$140 \times 65 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
SF-11	柱	$\square 120 \times 3.46$	1450	0.62	0.05	0.126
	梁	$160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
SF-12	柱	$\square 120 \times 3.46$	1450	0.62	0.30	0.126
	梁	$160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
SF-13	柱	$\square 120 \times 3.46$	1450	0.41	0.60	0.126
	梁	$140 \times 70 \times 3.44 \times 3.44$	2500			
SF-21	柱	$\square 140 \times 4.0$	1450	0.55	0.04	0.125
	梁	$180 \times 80 \times 4.34 \times 4.34$	2500			
SF-22	柱	$\square 140 \times 4.0$	1450	0.55	0.30	0.125
	梁	$180 \times 80 \times 4.34 \times 4.34$	2500			
SF-23	柱	$\square 140 \times 4.0$	1450	0.34	0.60	0.125
	梁	$160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44$	2500			

柱采用冷弯薄壁钢管,钢梁由钢板焊接而成,加强环板及钢梁腹板均与钢管焊接,并保证焊缝质量。钢构件由专业钢结构公司加工,运回实验室后再浇筑混凝土。对每个钢管均加工厚度为 16mm 的钢板作为柱顶的盖板,而厚度为 16mm 的柱底底板则按照地锚刚性基础梁上预埋螺栓的位置预先留置螺孔,以便试件最后安装,并在加工时与钢管底部焊接在一起。钢材的强度由拉伸试验确定,将钢板做成标准试件,每组三个,按《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228—2002)规定的方法进行试验,可测得钢管及钢梁的屈服强度、抗拉强度、弹性模量及泊松比分别如表 2 所示。

钢管混凝土中采用了自密实混凝土,其水胶比为 0.362,砂率为 0.58。配合比为:水:181kg/m³;32.5 普通硅酸盐水泥:300kg/m³;II 级粉煤灰:200kg/m³;砂:994kg/m³;石:720kg/m³;UNF-5 早强型减水剂的掺量为 1.0%。混凝土采用搅拌机拌合,浇筑时将钢管竖立,从顶部灌入混凝土,混凝土没有进行任何振捣方式,最后将核心混凝土顶部与钢管上截面抹平。自然养护两

周后,凿去柱顶的浮浆层,并用高强度混凝土(28 天养护期后强度可达 90N/mm² 以上)将混凝土表面与钢管抹平,然后焊上盖板,以期尽可能保证钢管与核心混凝土在试验施荷初期就能共同受力。

表 2 钢材力学性能指标

Table 2 Mechanics properties of steel specimens

钢材类型	厚度 mm	屈服强度 f_y N·mm ⁻²	极限强度 f_u N·mm ⁻²	弹性模量 E_s N·mm ⁻²	泊松比 ν_s
圆钢管	2.0	327.7	397.9	2.063×10^5	0.266
	3.34	352.0	430.1	2.066×10^5	0.262
方钢管	3.46	404.0	510.5	2.064×10^5	0.278
	4.00	361.0	433.8	2.062×10^5	0.261
环板和	3.44	303.0	440.9	2.061×10^5	0.262
钢梁	4.34	361.6	495.5	2.042×10^5	0.262

采用与试件中混凝土同条件养护的标准立方体混凝土试块达到 28 天养护期后,依据《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)测得平均立方体抗压强度为 42.7N/mm²,弹性模量为 33800N/mm²。进行试验时的立方体抗压强度为 52.6N/mm²。

2.2 试验装置

本次试验试件为平面刚接框架,因此框架的两个柱脚均采用了外露锚固式刚接构造,柱脚底板设置了加劲肋板。在实验室刚性地面上设置了预制钢筋混凝土刚性基础梁作为框架试件的台座,基础梁通过地锚螺栓固定在刚性地面上。基础梁中预埋有高强螺杆,试验时试件每个柱脚用 10 Φ 18 的高强螺栓固定。框架的每个柱顶轴向力各由 1000kN 液压千斤顶施加,柱顶与刚性横梁之间设有可自由滑动的支座,竖向液压千斤顶固定在滑动支座上,以保证柱顶发生水平位移时轴力能同步移动。两台千斤顶由 JFS2 型伺服液压加载系统控制。在梁端设置加载端板与固定于反力墙上水平方向的 MTS 液压伺服作动器连接用以施加水平反复荷载或位移,作动器最大静态加载值为 500kN,行程为 ± 200 mm。试验装置示意如图 2 所示。

为了避免试验过程中试件发生面外失稳,设计了一种侧向支撑装置。该装置为一带垂直推力轴承的撑板,在框架梁三分点两侧各布置一个,在每个柱三分点处两侧也布置有侧向支撑。侧向支撑固定于与地锚刚接的反力刚架上,可保证试件在荷载作用平面内自由移动,并限制试件发生侧向位移,以尽可能地模拟平面框架的工作条件。

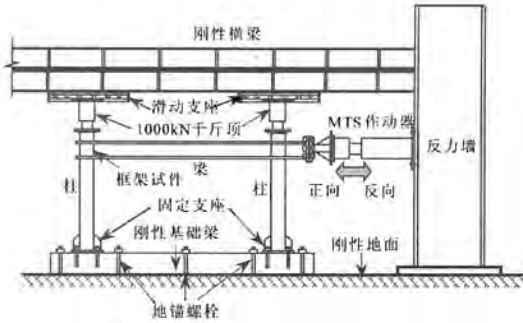


图2 框架低周反复荷载试验装置图

Fig.2 A schematic view of the test frames set-up

2.3 加载制度

试验开始时,先取 $0.4N_0 \sim 0.6N_0$ (N_0 为柱顶轴力) 加卸载一次,以消除装置内部初始缺陷的影响,再加载至 N_0 ,并保持轴力恒定,然后在梁端按照加载制度施加水平往复荷载。

根据 ATC-24(1992)^[16] 建议,采用如下加载制度: 试件屈服前采用位移控制加载,分别按照 $0.25\Delta_y$ 、 $0.5\Delta_y$ 、 $0.7\Delta_y$ 进行加载; 加载至 Δ_y 后,采用 $1\Delta_y$ 、 $1.5\Delta_y$ 、 $2.0\Delta_y$ 、 $3.0\Delta_y$ 、 $5.0\Delta_y$ 、 $7.0\Delta_y$ 、 $8.0\Delta_y$ 进行加载。每级循环的圈数也不一样,对于 Δ_y 前的三级,每级循环 2 圈,对于 Δ_y 后各级,前面 3 级 ($1\Delta_y$ 、 $1.5\Delta_y$ 、 $2.0\Delta_y$) 循环 3 圈,其余的循环 2 圈。试验前由文献[17]的非线性有限元理论模型计算得到试件的理论极限荷载 P_{max} ,并取对应 $0.7P_{max}$ 的位移为屈服位移 Δ_y 。

2.4 主要测试仪器及测试指标

此次试验主要考察框架试件的抗震性能,其荷载-位移滞回关系曲线由 MTS 系统的数据采集系统自动采集。为了跟踪梁柱构件在试验过程中的应力分布及塑性铰位置,在框架柱底部和上部截面处均设置了应变片,底部截面在荷载作用平面内和平面外的四个面上均布置了互成 90° 的双向应变片,以测试框架柱底部截面荷载平面内及平面外的轴向及横向应变,而柱上部截面只在荷载作用平面内的两侧布置了双向应变片。在框架梁两端截面上下翼缘均布置了沿轴线方向的单向应变片,腹板上布置了双向应变片。分别在框架梁两端及每个框架柱底截面附近布置了测试曲率的装置。所有的测试仪器与 MTS 系统的作动器位移进行同步采集。

3 试验过程及破坏特征

各框架试件的试验加载程序和测试仪器布置基本相同,只是不同试件在试验过程中的破坏模式及破坏现象有所不同。所有框架试件均发生了强柱弱梁型破坏模式,试验中的破坏过程基本类似,其破坏发展过程和梁、柱塑性铰的出现次序可用图 3 来说明:当水平荷载(位移)加载到一定数值时,距离加载端最近的钢梁梁端截面首先屈服,产生塑性铰 1;继续反向加载,塑性铰 1 截面处继续承担反向荷载,而钢梁另一端屈服并形成反向塑性铰 2;随着加载位移的继续增大,梁端截面上下翼缘交替鼓曲,而且鼓曲程度趋于严重,反向加载时并不能完全恢复;随着位移的进一步增大,柱脚截面处钢管开始鼓曲,荷载开始下降,首先在加载侧的柱脚形成塑性铰 3,反向加载时在加载的另一侧柱脚形成塑性铰 4;当塑性铰 3 及 4 位置截面的塑性开展到一定阶段时,柱钢管有局部断裂,可观察到内部混凝土有局部压碎,荷载急剧下降,最后框架达到破坏极限状态。由于塑性铰 1 出现后钢梁会消耗一定能量,因此塑性铰 2 的出现要晚于铰 1,同理,柱塑性铰 3 的出现早于铰 4。对于框架试件中的钢梁而言,其轴力较小,如果只考虑弯矩作用,则梁端形成纯弯塑性铰,而柱上承受这恒定数值的轴力和水平荷载,因此形成了偏压塑性铰。

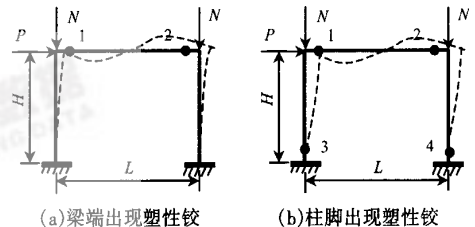
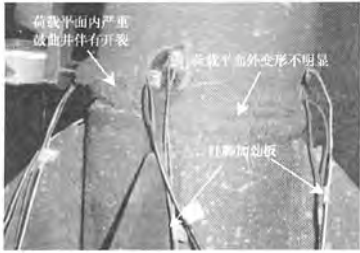


图3 框架试件破坏过程及塑性铰出现次序

Fig.3 Failure development and plastic hinges sequence of the frames

基于本文试件的设计和构造特点,所有试件的梁端塑性铰位置在加强环板之外约 50mm 范围内的钢梁截面上,而柱上形成的塑性铰位置在柱脚加劲肋板高度之上约 30mm 左右的位置,具体可见图 4。

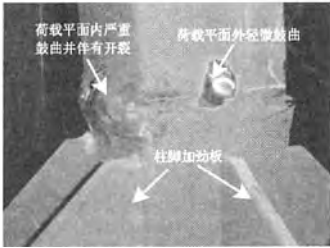
从试验过程中反映出各试件的破坏特征基本相同,所有框架试件的破坏首先从梁端屈服形成塑性铰而发生内力重分布开始,继而柱脚出现屈服,最终在柱



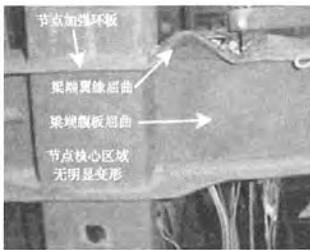
(a)圆柱框架柱脚典型破坏形态



(b)圆柱框架梁端典型破坏形态



(c)方柱框架柱脚典型破坏形态



(d)方柱框架梁端典型破坏形态

图4 试件典型破坏形态

Fig.4 Typical failure modes of the specimens

脚形成塑性铰而破坏。整个试验过程中,加强环板靠近梁端处位置虽然也有轻微鼓曲发生,但节点核心区域均未发生破坏,也没有明显变形产生,说明试件满足强节点的抗震要求。比较圆柱与方柱的不同破坏模

态,可看出方柱截面不仅在荷载作用平面内的管壁出现较大的鼓曲并伴随局部断裂,在荷载平面外的管壁上也出现轻微的鼓曲。而圆柱的鼓曲和断裂主要发生在荷载作用平面内,这主要是因为圆钢管对内部混凝土提供了更好的约束。

由于各试件柱截面形状、含钢率、轴压比等参数不同,发生上述破坏过程时所对应的加载位移及荷载数值不同。试件中轴压比 $n \approx 0$ 及 $n = 0.30$ 的试件(CF-11、CF-12、CF-21、CF-22、SF-11、SF-12、SF-21、SF-22)均在位移加载到 $3\Delta_y$ 第二循环时梁端出现轻微的鼓曲,在位移加载到 $5\Delta_y$ 时梁端鼓曲加重,柱脚钢管开始出现明显鼓曲;轴压比 $n = 0.60$ 的试件(CF-13、CF-23、SF-13、SF-23)在位移加载到 $3\Delta_y$ 时第一循环梁端出现轻微的鼓曲,在位移加载到 $3\Delta_y$ 第二循环时梁端鼓曲加重,柱脚钢管开始出现明显鼓曲。可见,随着轴压比的增加,试件梁柱出现塑性铰对应的位移减小,试件的破坏程度也趋于严重,反映了随着轴压比的增加框架延性降低的规律。每组试件中,随着梁柱线刚度比的减小,梁截面尺寸减小,表现为试验过程中钢梁的侧向失稳趋势更加明显,而且在梁端形成的塑性铰范围(长度)较大,整个钢梁有面外扭曲的趋势。由于试验中侧向支撑的限制,框架没有发生明显的面外失稳。可见,随着梁柱线刚度比的减小,不仅框架承载力下降,结构的塑性发展区域范围也有所扩大。

4 试验结果及分析

4.1 水平荷载-水平位移 ($P-\Delta$) 曲线

各框架试件实测的水平荷载-水平位移 ($P-\Delta$) 滞回曲线如图5所示。从中可以看出,钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回曲线形状较为饱满,没有明显的捏缩现象,表现出较好的耗能能力,在加载到极限荷载之后,曲线有较明显的强度退化,但刚度退化不明显,从而说明其具有良好的抗震性能。含钢率较低的CF-1组试件($\alpha = 0.06$)滞回曲线在加载后期有轻微的捏缩现象,但整体上仍表现出较好的耗能能力。对于同组试件,随着轴压比的增大,滞回曲线的滞回环面积明显减小,说明其耗能能力降低;对于不同组试件(圆柱框架),随着含钢率的增加,相同轴压比时滞回环趋于更加饱满,可见随着含钢率的增大,框架试件的承载力和耗能能力均有提高。

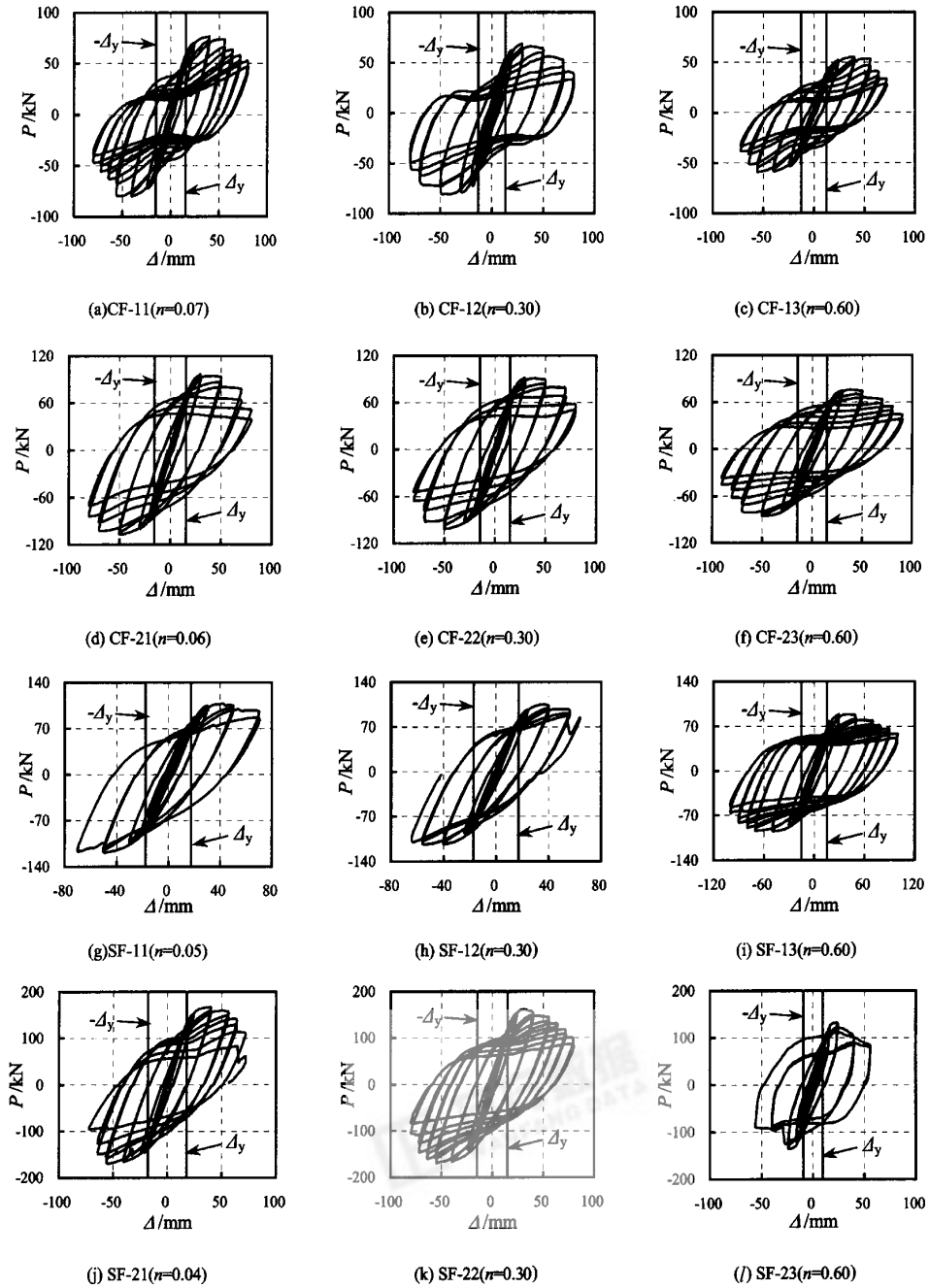


图5 $P-\Delta$ 滞回曲线

Fig.5 Lateral load (P) versus displacement (Δ) hysteretic curves

各试件的水平荷载-水平位移 ($P-\Delta$) 骨架曲线如图6所示。从图中可发现4组试件中轴压比 $n = 0.3$ 时较 $n \approx 0$ 时承载力下降不多; 而轴压比 $n = 0.60$ 时承载力较 $n \approx 0$ 时下降较多, 同时骨架曲线下降段变得更为明显。可见随着轴压比的增加框架的位移延性

有所降低。对于不同组方柱框架试件, 随着柱截面尺寸的增加, 承载力和弹性阶段刚度均有明显的提高。同时, 当含钢率较小时, 轴压比对试件水平承载力的影响更加明显, 如 CF-1 系列试件; 而含钢率较大时, 轴压比的增加对框架试件的水平承载力的降低程度要小一

些。SF-23 试件由于试验后期装置出现问题而没有继续试验,其滞回曲线和骨架曲线不是很完整,但总体趋势是符合上述规律的。

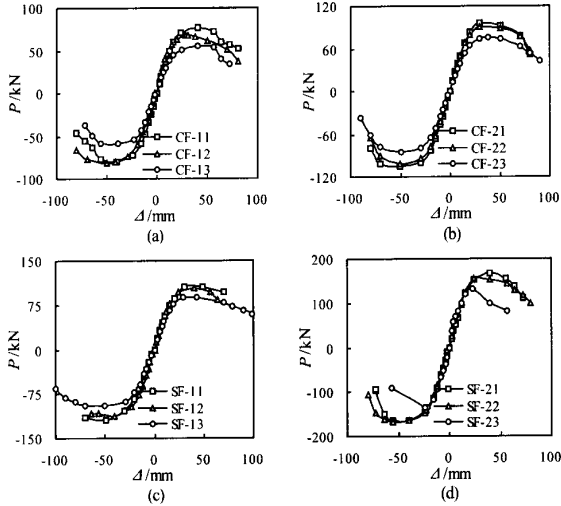


图6 $P-\Delta$ 骨架曲线

Fig.6 Lateral load (P) versus displacement (Δ) skeleton curves

4.2 应变分析

试件的水平荷载-应变 ($P-\epsilon$) 曲线可以反映试件加载过程中不同位置处应变的发展趋势。对于本文中的所有框架试件,应变最大的部位为梁端及柱底塑性铰位置截面,图 7 给出典型试件 CF-23 梁端及柱底截面处的水平荷载-应变 ($P-\epsilon$) 关系曲线,其余试件的曲线规律类似。图 7a 为试件 CF-23 钢梁梁端翼缘纵向应变与水平荷载关系曲线,可以看出,梁端应变在框架屈服之前均较小,且保持弹性,在钢梁屈服之后,梁端的应变发展很快,由于钢梁采用有明显屈服点的钢材,故而后期应变发展迅速。当试件达到极限承载力时,CF-23 的梁端翼缘纵向应变为 0.0038 左右,柱底钢管纵向应变为 0.0033 左右,可见达到极限荷载时梁端截面与柱底截面上的应变发展基本一致。图 7b 为试件 CF-23 柱底外钢管纵向应变与水平荷载关系曲线,由曲线可看出柱底应变在试件屈服之前均较小,且保持弹性,在试件屈服之后,钢管的纵向应变发展很快。由于柱钢管采用冷弯钢管,没有明显的屈服点,因此柱钢管应变的发展也没有明显的屈服阶段。在试件破坏阶段,柱脚截面塑性铰位置处出现很大的鼓曲,并伴随着钢管局部断裂和混凝土的压碎。梁端及柱端产生塑性铰(图 3)时所对应的应变位置在图 7 中分别以塑性

铰 1~4 表示。

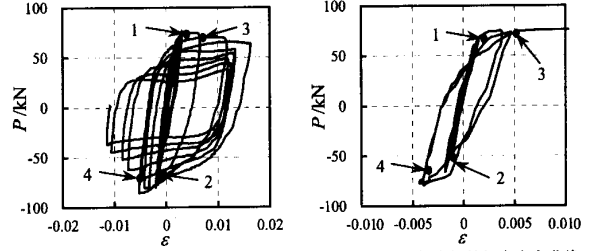


图 7 典型试件 CF-23 的水平荷载 (P)-应变 (ϵ) 曲线

Fig.7 Lateral load (P) versus strain (ϵ) curves of typical specimen CF-23

4.3 水平荷载与梁端及柱端曲率关系

试验实测了框架梁端及柱脚处的曲率,图 8 分别给出典型试件 CF-23 的梁端及柱脚荷载-曲率关系曲线,其余试件与此类似。可以看出,在弹性阶段梁端及柱脚的曲率很小;当梁端进入屈服发生屈曲以后,梁端曲率才发展较快。柱脚曲率的发展过程类似,但由于柱内有混凝土,框架柱的弯曲变形并没有钢梁显著,因此柱脚的曲率在加载位移后期的发展较钢梁缓慢,直到柱钢管鼓曲非常严重并有局部断裂时曲率发展到最大,而且其最大曲率数值也较梁端最大曲率小。梁端及柱端产生塑性铰(图 3)时所对应的曲率位置在图 8 中分别以塑性铰 1~4 表示。梁端曲率总体上发展较大,而柱钢管开裂后曲率发展才较大,这也与试验过程中梁、柱变形现象相一致。

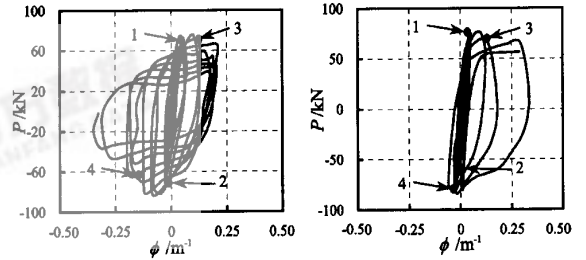


图 8 典型试件 CF-23 的水平荷载 (P)-曲率 (ϕ) 曲线

Fig.8 Lateral load (P) versus curvature (ϕ) curves of typical specimen CF-23

4.4 框架抗震性能分析

4.4.1 屈服及破坏荷载的确定

由于钢管混凝土柱-钢梁框架的受力特性既不同于钢筋混凝土框架,也不同于钢框架,其荷载-位移曲线没有明显的屈服点,目前对该类结构屈服和破坏的

确定尚无统一的准则。为便于分析比较,参考《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)^[18],本文采用文献[19]确定钢管混凝土柱屈服点的方法来确定钢管混凝土框架的屈服点和屈服荷载,对于如图9所示无明显屈服点的钢管混凝土框架的荷载-位移骨架曲线,以坐标原点 O 点作 $P-\Delta$ 曲线的切线与最高荷载点的水平线相交点的位移定义为试件的屈服位移 Δ_y ,并由该点作垂线与 $P-\Delta$ 曲线相交的点确定屈服荷载 P_y 。定义 $P-\Delta$ 关系曲线的最高点对应的荷载和位移分别为极限荷载 P_{max} 和极限位移 Δ_{max} ,定义 $P_u = 0.85P_{max}$ 为试件破坏荷载,相应的位移为框架试件的破坏位移 Δ_u 。按照上述方法,由图9所示的荷载-位移骨架曲线确定的框架试件的 P_y 、 Δ_y 、 P_{max} 、 Δ_{max} 和 P_u 、 Δ_u , 如表3所示。

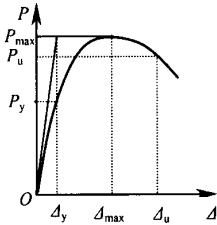


图9 试件屈服点的确定

Fig.9 Determination for yield point of specimen

表3 $P-\Delta$ 曲线上的特征点

Table 3 Typical points of $P-\Delta$ curves

试件	屈服状态		极限状态		破坏状态	
	P_y /kN	Δ_y /mm	P_{max} /kN	Δ_{max} /mm	P_u /kN	Δ_u /mm
CF-11	57.06	15.25	76.49	40.00	65.02	60.86
CF-12	52.59	13.11	68.43	30.00	58.17	56.47
CF-13	38.85	12.50	55.25	39.60	46.96	59.77
CF-21	70.38	15.71	96.38	30.00	81.92	63.39
CF-22	66.21	14.78	90.64	30.00	77.04	70.62
CF-23	53.27	14.72	75.66	30.00	64.31	69.34
SF-11	81.54	17.66	106.11	49.30	90.19	81.90
SF-12	80.29	17.18	102.75	40.11	87.34	77.36
SF-13	61.26	15.47	88.50	29.70	75.23	72.83
SF-21	128.75	17.77	166.65	40.00	141.65	63.25
SF-22	112.46	14.89	154.11	30.92	131.00	59.09
SF-23	87.03	9.39	133.01	24.00	113.07	33.43

从表3可看出,对于同组试件,随着轴压比的增大,框架的水平极限承载力降低,屈服位移 Δ_y 减小,说明框架的屈服状态提前。对于方柱框架,随着轴压比的增加,框架达到极限荷载时极限位移 Δ_{max} 减小,破坏位移 Δ_u 数值也减小,从而总体上反映了其位移延性随轴压比增大而降低的趋势。对于圆柱框架,含钢率较大

的CF-2组试件的屈服位移 Δ_y 及破坏位移 Δ_u 随轴压比的变化不是很敏感,其主要原因是较大的含钢率(约束效应系数)对核心混凝土提供了较好的约束,而含钢率较小的CF-1组的影响规律与方柱框架类似。每组试件中,随着梁柱线刚度比的减小,表现为框架梁对框架柱的约束作用减弱,从而框架的极限承载力也有所下降。不过由于本次试验中梁柱线刚度比变化参数范围有限,而且和轴压比的影响又耦合在一起,因此梁柱线刚度比对框架承载力影响的更普遍规律尚需进一步较大参数范围内的试验研究。

4.4.2 延性和耗能

采用位移延性系数和位移角延性系数来研究框架试件的延性特性。以框架柱顶破坏位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值定义为层间位移延性系数,即: $\mu = \Delta_u / \Delta_y$, 而层间位移角 θ 定义为 $\theta = \arctg(\Delta / H)$, 其中 H 为框架柱高度; 以试件破坏时位移角 θ_u ($\theta_u = \arctg(\Delta_u / H)$) 和屈服位移角 θ_y ($\theta_y = \arctg(\Delta_y / H)$) 的比值定义为层间位移角延性系数,即: $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$, 则得到本文试验中框架试件的位移延性系数 μ 和位移角延性系数 μ_θ 汇总见表4。

表4 试件延性及耗能

Table 4 Ductility and energy dissipation

试件	θ_y rad	θ_u rad	μ_θ	μ	耗能 kN·m	h_e	E
CF-11	0.0125	0.0499	3.99	3.99	33.18	0.271	1.701
CF-12	0.0107	0.0463	4.33	4.31	28.99	0.279	1.752
CF-13	0.0102	0.0490	4.80	4.78	25.11	0.249	1.564
CF-21	0.0129	0.0520	4.03	4.04	35.79	0.339	2.128
CF-22	0.0121	0.0579	4.78	4.78	34.99	0.343	2.152
CF-23	0.0121	0.0568	4.69	4.71	30.45	0.355	2.230
SF-11	0.0145	0.0671	4.63	4.64	76.44	0.314	1.975
SF-12	0.0141	0.0634	4.50	4.50	68.43	0.296	1.860
SF-13	0.0127	0.0597	4.70	4.71	47.47	0.267	1.678
SF-21	0.0146	0.0518	3.55	3.56	69.55	0.297	1.864
SF-22	0.0122	0.0484	3.97	3.97	52.72	0.279	1.749
SF-23	0.0077	0.0274	3.56	3.56	29.11	0.220	1.381

采用《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)^[18]中的能量耗散系数 E 及等效粘滞阻尼系数 h_e 来评价试件的耗能能力。计算得到框架试件达到破坏位移时的总耗能、滞回环的等效粘滞阻尼系数 h_e 和能量耗散系数 E 见表4。所有试件的粘滞阻尼系数 h_e 随加载位移 (Δ / Δ_y) 的变化情况分别见图10。

由图10及表4可见,轴压比及含钢率等参数对框

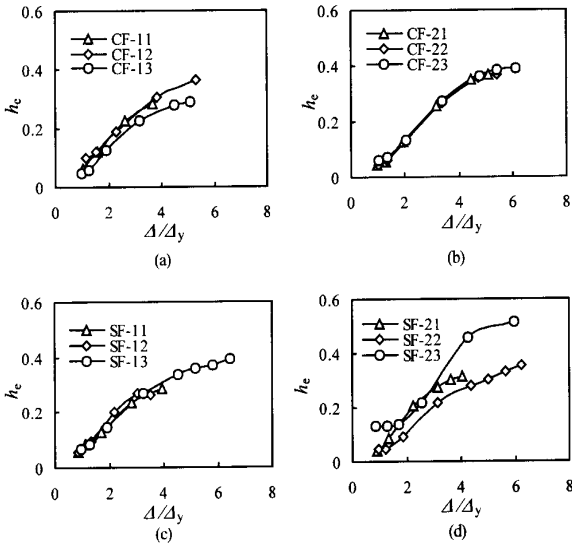


图 10 $h_e-\Delta/\Delta_y$ 曲线

Fig. 10 $h_e-\Delta/\Delta_y$ curves

架的抗震性能影响较大,主要规律如下:

(1)对于同组圆柱框架试件,含钢率较小的 CF-1 组试件,随着轴压比的增加,框架极限承载力下降,总耗能降低,当轴压比由 $n = 0.07$ 增加为 $n = 0.60$ 时,总耗能下降了 24.3%,而能量耗散系数 E 及等效粘滞阻尼系数 h_e 变化不很明显(图 10a);含钢率较大的 CF-2 组试件,随着轴压比的增加,框架极限承载力下降,总耗能下降了 14.9%,但其位移延性、能量耗散系数 E 及等效粘滞阻尼系数 h_e 等变化也不很明显(图 10b),说明随着圆柱含钢率的增加,框架的总体耗能能力增加,且轴压比对圆柱框架耗能能力的影响程度降低。对比两组圆柱框架试件,可见随着含钢率的增加,试件的弹性及塑性极限层间位移角均增大。

(2)对于同组方柱框架试件,随着轴压比的增加,试件在达到破坏位移时的总耗能等指标均减小,如 SF-1 组试件,当轴压比由 $n = 0.05$ 变为 $n = 0.60$ 时,总耗能下降了 38%,能量耗散系数 E 下降了 15%,等效粘滞阻尼系数 h_e 下降了 15%;而 SF-2 组试件,对应的上述指标分别下降了 58%、26%、26%,反映了方柱框架试件的耗能能力随着轴压比增加而降低的总体趋势;不同组的方柱框架,虽然两组试件柱含钢率基本相同,但截面尺寸较大时约束效果要差些,因此 SF-2 组试件位移延性系数及耗能能力均低于相应的 SF-1 组试件。

(3)从能量耗散系数 E 及粘滞阻尼系数 h_e 的变化规律可见,圆柱框架的能量耗散系数变化范围 $E = 1.564 \sim 2.230$,粘滞阻尼系数变化范围 $h_e = 0.271 \sim 0.355$;而方柱框架 $E = 1.381 \sim 1.975$, $h_e = 0.220 \sim 0.314$,可见方柱框架耗能能力要低于圆柱框架,同时,轴压对方柱框架耗能能力及抗震性能的影响要比对圆柱框架的影响明显,也说明圆柱框架的抗震性能优于方柱框架。

(4)对比各组框架试件,随着梁柱线刚度比的增加,梁对柱的约束效果加强,框架的延性和耗能能力也有所提高。

现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)规定:对于多高层钢结构弹性层间位移角限值 $[\theta_e] = 1/300 \approx 0.0033\text{rad}$,塑性层间位移角限值 $[\theta_p] = 1/50 = 0.02\text{rad}$,本次试验的 6 个圆钢管混凝土框架试件中,屈服位移角 $\theta_y \approx (3.09 \sim 3.91)[\theta_e]$,破坏位移角 $\theta_u \approx (2.32 \sim 2.90)[\theta_p]$,6 个方钢管混凝土框架试件中,屈服位移角 $\theta_y \approx (2.33 \sim 4.42)[\theta_e]$,破坏位移角 $\theta_u \approx (1.37 \sim 3.36)[\theta_p]$,均满足了抗震设计的要求。因此,本次试验的框架试件按照其滞回曲线分析得出的指标总体上均满足结构抗震设计的要求。

4.4.3 强度退化

结构构件的强度退化可用同级荷载强度退化系数 λ_i (或称荷载降低系数,参见规程^[18])来表示,即等于同一级加载各次循环所得峰值荷载与该级第一次循环所得峰值荷载的比值,图 11a、11b 分别为 CF-1 组及 SF-1 组试件的同级荷载退化系数 λ_i 随加载位移 (Δ/Δ_y) 的变化情况,另外两组试件的规律类似。可见,所有试件的同级荷载强度退化程度并不明显,即在试件屈服后直至钢梁屈曲前,同级荷载退化很不明显,有的甚至还略有提高;只有钢梁完全屈曲并在加载位移很大的试验后期,才出现较明显的同级荷载降低,但降低幅度较小。

同级荷载强度退化系数只能反映同一级加载位移下强度退化和荷载下降情况。为了反映框架试件的整体强度随加载位移增大的下降程度,本文引入总体强度退化系数 λ_j 来分析,定义其为每一级加载位移循环中的峰值荷载 P_j 与试件极限荷载 P_{\max} 之比,即 $\lambda_j = P_j/P_{\max}$ 。图 11c ~ 11f 为所有框架试件的总体荷载退化系数 λ_j 随加载位移 (Δ/Δ_y) 的变化情况,并与试件破坏荷载 $(P_u = 0.85P_{\max})$ 对应的 0.85 和 -0.85 水平线

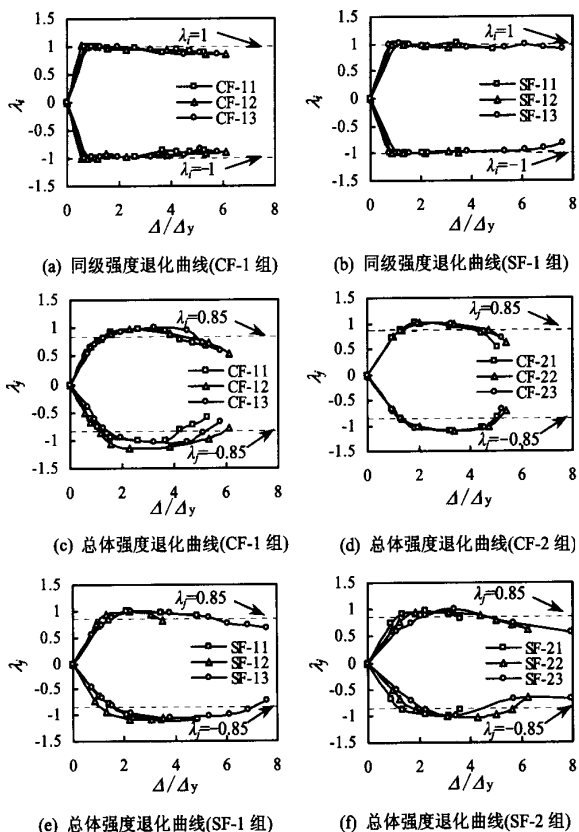


图 11 强度退化曲线

Fig. 11 Strength degradation curves

进行了比较,从图中可见,试件在屈服后都有较长的水平段,说明不会很快丧失承载能力,即使达到破坏荷载后仍能继续承受荷载。试件的总体强度退化只有在加载位移(Δ/Δ_y)达到4之后才比较明显,但退化趋势仍比较平缓,说明其屈服及破坏阶段延性较好。从图中还可看出各主要试验参数对荷载退化系数 λ_j 的影响:对于同组试件,随着轴压比的增加,在加载后期强度下降程度加快,可见轴压比是影响框架试件的强度退化程度的主要因素。

4.4.4 刚度退化

框架试件的刚度退化可以用其同级变形下的环线刚度来反映。定义环线刚度为^[20]: $K_j = \frac{\sum_{i=1}^n P_j^i}{\sum_{i=1}^n \Delta_j^i}$, 其中 K_j 为环线刚度,单位为 kN/m ; P_j^i 为加载位移 $\Delta/\Delta_y = j$ 时第 i 次加载循环的峰值点荷载值; Δ_j^i 为加载位移 $\Delta/\Delta_y = j$ 时第 i 次加载循环的峰值点变形值; n 为循环次数。

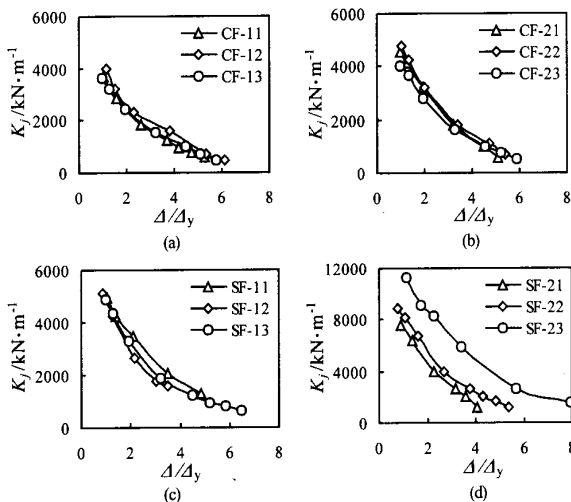


图 12 刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness degradation curves

图 12 为试件环线刚度 K_j 随位移加载级别(Δ/Δ_y)变化的曲线。从图中环线刚度变化趋势可见: (1) 轴压比对环线刚度曲线变化趋势有一定影响,同组试件随着轴压比的增加,曲线变陡,但总体上轴压比对圆柱框架刚度退化的影响不明显; (2) 方柱框架的环线刚度退化趋势总体上比圆柱框架明显,尤其在屈服之后,例如当 $\Delta/\Delta_y = 6$ 时,CF-13环线刚度退化范围为 $3633 \sim 493\text{kN/m}$,CF-23为 $4013 \sim 509\text{kN/m}$,SF-13为 $4904 \sim 798\text{kN/m}$,SF-23为 $11227 \sim 1567\text{kN/m}$ 。而且随着方柱截面尺寸的增加,钢管对核心混凝土约束效果降低,刚度退化更加明显; (3) 对于圆柱框架随着含钢率的减小,环线刚度曲线趋于平缓,这主要因为较高含钢率时其初始环线刚度数值较大,因此刚度退化相对较快; (4) 梁柱线刚度比对环线刚度的影响不明显。

5 结论

在本文试验研究的参数范围的基础上,可初步得到以下结论:

(1) 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回曲线较为饱满,没有明显的捏缩现象,刚度和强度退化不明显,说明其具有良好的抗震耗能能力。

(2) 本文试验的单层单跨钢管混凝土平面框架试件的位移延性系数 $\mu = 3.56 \sim 4.78$,屈服时的位移角 $\theta_y \approx 2.33[\theta_e] \sim 4.42[\theta_e]$,破坏时的位移角 $\theta_u \approx$

1.37 $[\theta_p] \sim 3.36[\theta_p]$, 等效粘滞阻尼系数 $h_e = 0.220 \sim 0.355$, 均满足了抗震设计要求。

(3) 圆柱框架的能量耗散系数 $E = 1.564 \sim 2.230$, 粘滞阻尼系数 $h_e = 0.271 \sim 0.355$; 而方柱框架 $E = 1.381 \sim 1.975$, $h_e = 0.220 \sim 0.314$, 总体上反映出圆柱框架的抗震耗能性能优于方柱框架。

(4) 轴压比和含钢率是影响钢管混凝土框架抗震性能的主要因素, 随着轴压比的增大, 框架的极限承载力下降, 屈服状态提前, 耗能能力和位移延性均有所降低。而含钢率的影响规律正好相反。当含钢率较大时, 轴压比对圆形柱框架耗能性能的影响程度变得不明显。框架梁柱线刚度比对其承载力和抗震性能有一定的影响, 随着梁柱线刚度比的减小, 框架水平极限承载力下降, 延性和耗能能力也下降。

参 考 文 献

[1] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.

[2] 钟善桐. 钢管混凝土结构(第3版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.

[3] JCJ 01—89 钢管混凝土结构设计与施工规程[S].

[4] CECS 28:90 钢管混凝土结构设计与施工规程[S].

[5] DL/T 5085—1999 钢-混凝土组合结构设计规程[S].

[6] GJB 4142—2000 战时军港抢修早强型组合结构技术规程[S].

[7] CECS 154:2004 矩形钢管混凝土结构技术规程[S].

[8] DBJ 13—51—2003 钢管混凝土结构技术规程[S].

[9] Matsui C. Strength and behavior of frames with concrete filled square steel tubular columns under earthquake loading [A].

Proceedings of 1st International Specialty Conference on CFST [C]. Harbin, 1985: 143—146.

[10] Morino S, Kawaguchi J, Yasuzaki C, Kanazawa S. Behavior of concrete filled steel tubular three-dimensional subassemblages [A]. Proceeding of the Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II [C]. Potosi, USA, June, 1993: 726—741.

[11] Kawaguchi J, Morino S, Sugimoto T. Elasto-plastic behavior of concrete-filled steel tubular frames [A]. Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Steel and Concrete Composite Construction III [C]. ASCE, New York, USA, 1997: 272—281.

[12] 张文福. 单层钢管混凝土框架恢复力特性研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2000.

[13] 李斌, 薛刚, 张园. 钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(5): 53—56.

[14] 王来, 王铁成, 陈倩. 低周反复荷载下方钢管混凝土框架抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 113—117.

[15] 许成祥. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验与理论研究[D]. 天津大学, 2003.

[16] ATC-24 Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures[S].

[17] 王文达. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的力学性能研究[D]. 福州大学, 2006.

[18] JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S].

[19] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2004.

[20] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震(第一版)[M]. 南京: 东南大学出版社, 1989.