

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2015.06.001

两跨三层型钢超高强混凝土框架抗震性能试验研究

张建成¹, 贾金青¹, 何慧荣²

(1. 大连理工大学 海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 鹤壁职业技术学院 建筑设计与工程学院, 河南 鹤壁 458030)

摘要: 为研究型钢超高强混凝土框架的抗震性能, 在恒定轴向压力和往复水平荷载作用下对一榀两跨三层的型钢超高强混凝土框架进行试验研究, 观测其破坏形态, 得到框架试件的荷载—位移滞回曲线, 分析了型钢超高强混凝土框架的破坏机制、滞回性能、延性、耗能能力、强度及刚度退化等力学性能。结果表明: 本框架试件基本实现了梁铰破坏机制, 在试验轴压比高达 0.38 的条件下, 试件的滞回曲线圆润饱满, 位移延性系数为 4.32~6.06, 极限破坏时的等效黏滞阻尼系数达到 0.295, 框架试件的强度和刚度退化较为平缓, 说明其具有良好的变形性能和耗能能力, 即型钢超高强混凝土框架的抗震性能优良。

关键词: 型钢超高强混凝土框架; 低周反复荷载; 滞回曲线; 位移延性; 抗震性能

中图分类号: TU398.2

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2015)06-0001-07

Experimental Study on Seismic Behavior of a Two-bay Three-story Steel Reinforced High Strength Concrete Frame

ZHANG Jiancheng¹, JIA Jinqing¹, HE Huirong²

(1. The State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. School of Architectural Design and Engineering, Hebi Polytechnic, Hebi, Henan 458030, China)

Abstract: In order to investigate the seismic behavior of steel reinforced high strength concrete (SRHSC) frame, a specimen of three-story and two-bay SRHSC frame was tested under constant static vertical loads and low reversed cyclic lateral loads. The failure condition of the experimental frame specimen was observed. The load-displacement hysteretic curves of frame specimen were obtained. The failure mechanism, hysteretic behavior, ductility, energy dissipation capacity, strength and stiffness degeneration were investigated. The test results indicate that the beam hinge failure mechanism is achieved. SRHSC frame, even if subjected to large axial load with an axial load ratio of 0.38, may still have rich and stable hysteretic load-displacement curves. The specimen ductility coefficients of SRHSC frame range from 4.17~5.72, and the coefficient of equivalent viscous damping reaches 0.295 when the specimen is damaged. The strength and stiffness degenerates gradually, which shows that the specimen has excellent seismic behavior with sufficient ductility and high energy dissipation capacity.

Keywords: steel reinforced high strength concrete frame; low reversed cyclic lateral load; hysteretic curves; displacement ductility; seismic behavior

随着高层和超高层建筑的大量兴建, 超高强混凝土和型钢组合的结构越来越多地应用于实际工程中^[1-5]。型钢超高强混凝土(以下简称 SRHSC)组合结构能够充分展现型钢和超高强混凝土两种材料各

自的优势, 既可发挥超高强混凝土优越的抗压性能, 又能施展型钢对混凝土的约束, 很好地解决超高强混凝土的脆性问题^[6-11], 从而改善了超高强混凝土结构的抗震性能。因此, 在震区的高层及超高层建

筑中具有广泛的应用前景。但是,目前国内外关于型钢超高强混凝土框架结构鲜有研究,相应的设计规范、规程更是空白,严重滞后于工程应用。为此,本文基于文献[11-13]的研究成果,设计了一榀两跨三层 SRHSC 框架,在试验高轴压比状态下,进行拟静力试验,分析其在低周反复荷载作用下,SRHSC 框架抗震性能,以期对后续研究和实际工程提供参考。

1 试验概况

1.1 试验材料

试件中梁、柱中分别采用强度 C40 和 C100 混凝土。

表 1 混凝土各组分含量

单位: kg/m³

强度等级	单位体积质量							水
	水泥	粉煤灰	硅粉	粗骨料	砂	减水剂	缓凝剂	
C100	420	120	60.0	1155	495	9.00	0.30	138
C40	352	88	0.00	1074	716	5.94	0.00	198

表 2 钢材力学性能

钢材	直径或截面尺寸/mm	A_s/mm^2	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa
φ6	6	28.3	500	718
φ10	10	78.5	424	620
φ16	16	201.1	360	570
I 型钢	100×68×4.5×7.6	1430.0	254	368
H 型钢	100×100×6×8	2190.0	265	385

1.2 试件设计及试验参数

本试验依托大连理工大学结构工程试验室相关设备,依据相似律原则^[14]以缩尺 1:4 制作了一榀两跨三层型钢超高强混凝土框架,其梁、柱分别采用普通强度 C40 和超高强度 C100 混凝土。试件尺寸、钢筋及钢骨的具体配置如图 1 所示。原型结构设计地震分组为第一组,场地类别为 II 类,抗震设防烈度为 8 度(0.2g)。本文着重研究高轴压力水平下 SRHSC 框架的抗震性能,依据文献[15],抗震等级为二级、剪跨比大于 2 的柱设计轴压比限值为 0.75,故试件中柱的试验轴压比 $n = P/A_g f_{cm} = 0.38$,边柱轴压力是中柱的一半,即 $n = 0.19$ 。

1.3 测量仪器及加载装置

本试验竖向荷载由在梁跨中设置的两个 3 000 kN 液压千斤顶施加,通过分配钢梁将轴压力传递到框架柱顶,以此保证中柱压力是边柱的 2 倍,水平荷载则由 1 000 kN 电液伺服作动器施加,试件加载装置如图 2 所示。

土。其中 C100 超高强混凝土由华日牌 P. O 52.5R 普通硅酸盐水泥、辽宁抚顺地区的石灰岩、硅砂、硅粉、I 级粉煤灰以及西卡牌高效减水剂等配置,如表 1 所示。随试件浇筑 150 mm×150 mm×300 mm 的棱柱体试块,并将其和试件在同等条件下养护。通过对棱柱体试块试验,测得两种标号的混凝土轴心抗压强度平均值 f_{cm} 分别为 105.52 MPa 和 41.55 MPa。框架梁、柱中分别配置 Q235 级工字钢和 HW10H 型钢,箍筋采用 HRB400 级钢筋,纵筋采用 HRB335 级钢筋,钢筋和型钢各力学性能详见表 2。

1.4 加载方案

正式加载前,首先施加轴向压力 100 kN,观察各测点采集的数据,判断轴力是否偏心、各测量仪器及数据采集系统工作是否正常。正式加载时,要使框架中柱试验轴压比 n 达 0.38,依据材料实测强度计算可得,液压千斤顶需先施加 1 600 kN 轴向压力,并保持恒定。然后电液伺服作动器开始施加水平荷载。水平荷载采用位移变幅等幅混合控制加载,即前三级加载的控制位移按位移角($\theta = \Delta/H$)分别为 0.2%、0.3% 和 0.4%,每级循环 1 次;此后每级加载按位移角分别为 0.6%、1.0%、1.4%…施行,每级循环 3 次,如图 3 所示,直至水平荷载降至峰值荷载的 80% 后停止试验^[13]。

2 试验破坏现象

试验中,由于中柱轴向压力是边柱的两倍,故框架中间区域要比两侧破坏严重,且破坏形势自上而下愈发加重。

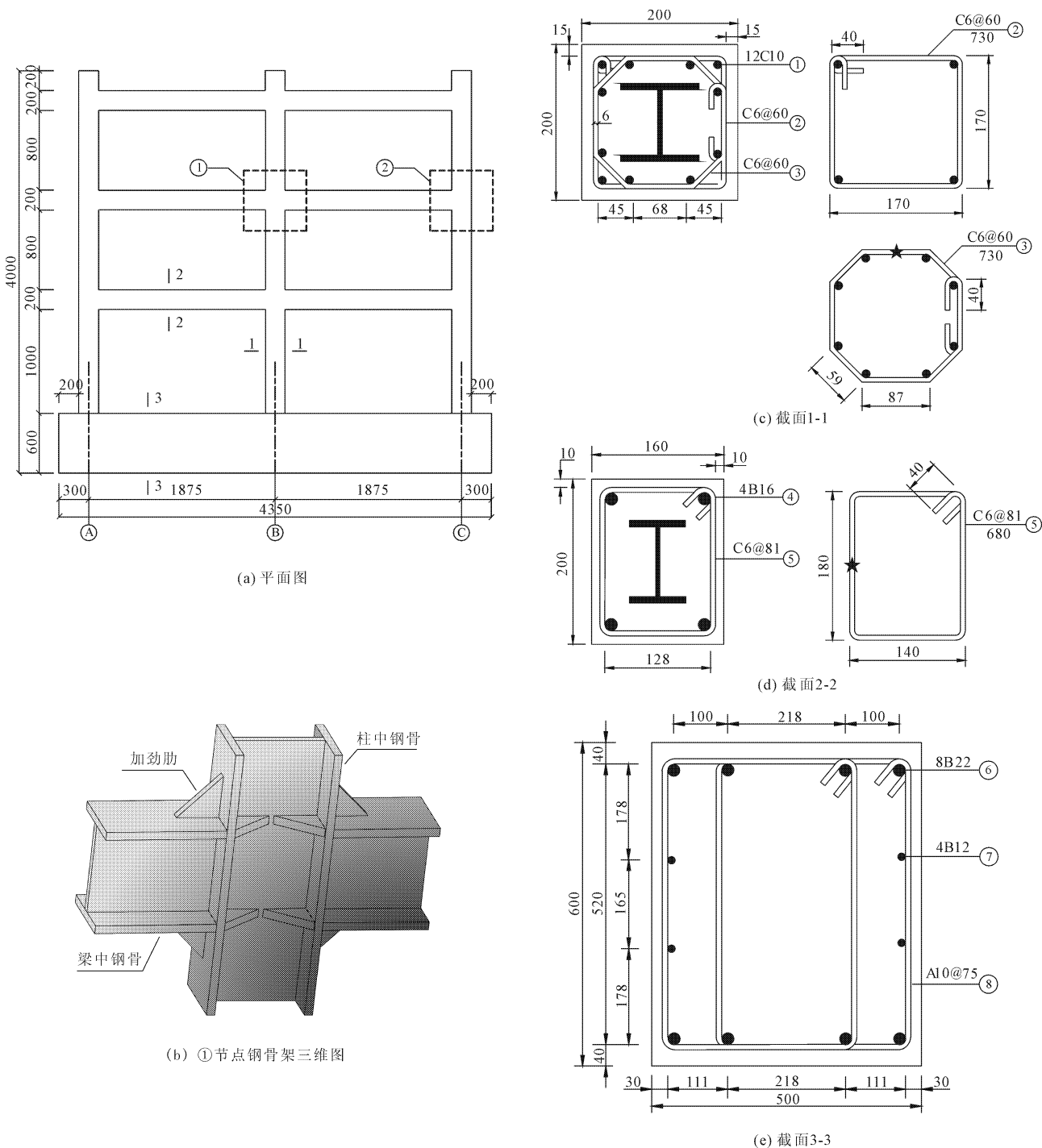


图 1 框架试件几何尺寸及构造

加载过程中,当试验进行到第 3 个加载步时,一层中节点的梁端首先产生弯曲微裂缝,随着加载位移递增,水平荷载增大,新的裂缝不断出现,原有裂缝继续扩展,但是明显可见反向加载时裂缝闭合能力很强。待到第 8 个加载步时,结构变形达到抗震设计规范^[16]对钢筋混凝土框架结构大震时层间位移角的限值 1/50,结构达到承载能力极限状态,此时一层中节点的梁端上、下部的主裂缝逐渐贯通,且

其自由区混凝土压碎,梁端塑性铰逐渐形成,中节点核心区出现交叉式分布的微小裂缝,如图 4(a)所示,边柱柱脚裂缝贯通,中柱柱脚混凝土有明显压酥现象。待到第 14 个加载步,即结构承载能力降至峰值的 80%(破坏)时,底层中柱柱脚混凝土保护层完全剥落、压酥,纵筋压屈、外鼓,箍筋外凸,如图 4(b)所示。由于中柱压力是边柱 2 倍,故破坏状况更严重,底层中柱和边柱柱端破坏区域长度分别约为 300 mm



图 2 试验模型及加载设备

和 150 mm。整个试验中,二、三层柱的裂缝较轻,亦无贯通裂缝产生,节点核心区的箍筋应变均未超出屈服值,满足“强节点”的设计原则。试验结束时,SRHSC 框架试件整体结构破坏形态如图 4(c)所示。

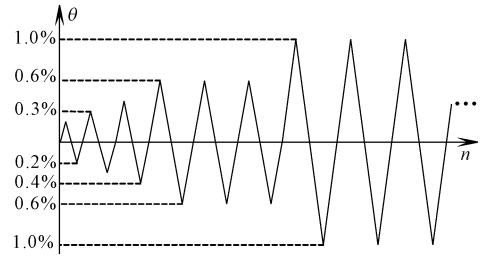
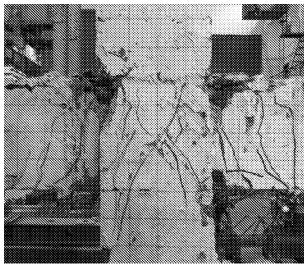


图 3 框架水平位移加载控制方案



(a) 一层中节点混凝土开裂



(b) 底层中柱柱脚混凝土压溃



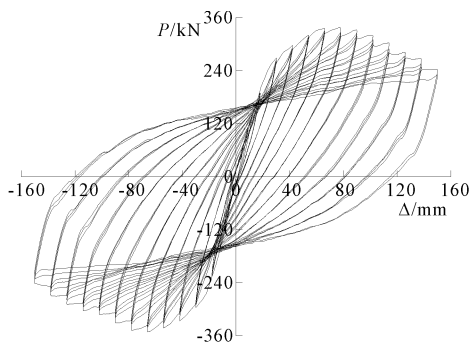
(c) 试验结束时框架全景

图 4 SRHSC 框架破坏形态

3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线

滞回曲线是结构抗震性能的综合体现。图 5 所示为框架顶点水平荷载 P —顶点水平位移 Δ 的滞回曲线,从中可见:

图 5 框架试件 P — Δ 滞回曲线

(1) 框架整体滞回曲线呈稳定且饱满的菱形,未出现明显捏缩,显示结构具有良好的耗能能力,同时也验证了本文框架设计思想的合理性。

(2) 试验中,同一级加载位移下,三个循环的荷载峰值较近,表明结构强度退化不明显。

(3) 当加载至第 8 个控制位移时,同级位移下三个加载循环滞回曲线包围的面积逐渐减小,表明框架产生了积累损伤,耗能能力开始减退。

3.2 骨架曲线

框架的水平荷载 P —顶点位移 Δ 的骨架曲线如图 6 所示。由图 6 可知:

(1) 整个试验中,SRUHSC 框架历经四个阶段:无裂缝的弹性阶段、轻微损伤阶段、损伤稳定发展阶段及损伤急剧发展的破坏阶段。

(2) 初始时,骨架曲线呈线性,结构尚处弹性。待结构开裂,曲线轨迹开始呈弯曲状,刚度渐渐下

降。之后,随加载位移递增,水平荷载增至峰值后开始下降,试件的积累损伤不断加深,其刚度也不断下降,直至进入负刚度阶段。

3.3 承载能力

表 3 列出了 SRHSC 框架试件开裂、屈服、峰值和破坏各阶段时的荷载及其对应的侧向位移。

由表 3 及图 5、图 6 可知:结构开裂时的水平荷载是峰值的 38.2%,屈服荷载为峰值的 85.2%。由于在加载初期,结构尚处弹性,故残余变形几乎没有,滞回轨迹基本呈线性往复。但随加载位移增大,结构进入弹塑性阶段,其表现为变形加快,当水平荷载卸载至零,但相应位移却未归零,残余变形显现且

渐增,直至水平荷载降至 $0.80F_{max}$ 后停止试验,此时认定结构破坏。

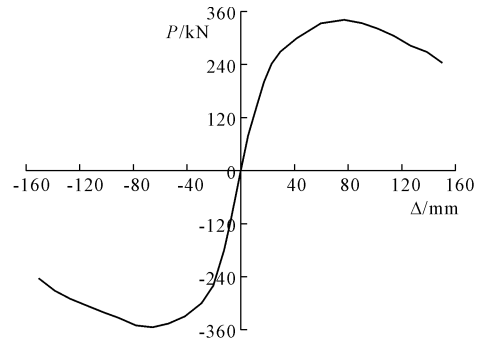


图 6 框架顶点骨架曲线

表 3 SRHSC 框架试件的开裂荷载和屈服荷载

加载	P/kN				Δ/mm			
	开裂时	屈服时	峰值时	破坏时	开裂时	屈服时	峰值时	破坏时
+	132.8	280.5	336.8	269.5	9.58	30.89	65.80	134.2
-	127.9	296.1	345.3	276.2	10.60	29.90	66.13	134.5
均值	130.4	288.3	341.1	272.9	10.09	30.40	65.97	134.4

3.4 位移延性

位移延性系数 μ_{Δ} 是评价结构抗震性能的重要指标,其计算公式

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (1)$$

式中: Δ_u 为结构达到极限破坏状态时的位移; Δ_y 为屈服位移,依据骨架曲线,按能量等值法求得。

表 4 列出了对应于开裂、屈服、峰值及破坏时 SRHSC 框架整体及层间特征点的侧向位移及延性系数。由表 4 可知:

(1) 框架顶点和各层间延性系数均在 4.32 ~

6.06 之间,均大于一般框架的延性系数 4 的要求,表现出良好的位移延性。

(2) 试件正反方向的最大弹性层间位移角 (Δ_0/h) 和弹塑性层间位移角 (Δ_u/h) 分别约为 1/360 和 1/21, 而我国现行抗震规范^[16]对钢筋混凝土框架结构及多高层框架结构对上述限值分别为 1/550 和 1/50, 各提高了 1.52 和 2.38 倍, 由此表明:即便结构达到破坏荷载, SRHSC 框架仍能确保在承载能力不显著降低的条件下, 具有良好的塑性变形能力。

表 4 SRHSC 框架试件的位移及延性系数

位置	方向	Δ/mm				θ				μ_{Δ}
		开裂时	屈服时	峰值时	破坏时	开裂时	屈服时	峰值时	破坏时	
框架	+	9.58	30.89	65.80	134.2	1/334	1/104	1/49	1/24	4.35
顶点	-	10.60	29.90	66.13	134.5	1/302	1/107	1/48	1/24	4.50
一层	+	2.84	9.11	26.89	55.2	1/423	1/132	1/45	1/22	6.06
层间	-	2.74	9.22	22.57	53.2	1/438	1/130	1/53	1/23	5.77
二层	+	2.78	9.08	25.03	48.6	1/360	1/110	1/40	1/21	5.35
层间	-	2.28	8.46	20.26	47.5	1/439	1/118	1/49	1/21	5.61
三层	+	2.43	7.90	18.78	34.1	1/412	1/127	1/53	1/29	4.32
层间	-	2.68	7.41	16.74	32.9	1/373	1/135	1/60	1/30	4.44

3.5 耗能能力

通过数值积分计算每个加载位移等级第 1 个加

载循环所耗散的能量 E , 可以计算框架试件耗能能力。等效黏滞阻尼系数 h_e 的概念是在 1930 年由

Jacobson 提出,其已作为工程抗震中衡量结构耗能能力的重要指标。等效黏滞阻尼系数可按式(2)计算,式中参数含义见图 7。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{\Delta ABC} + \Delta CDA}{S_{\Delta BOE} + S_{\Delta DOF}} \quad (2)$$

本文通过对 SRHSC 框架滞回环进行数值积分,可定量分析从加载到破坏整个过程试件的耗能状况。等效黏滞阻尼系数随循环位移变化的趋势如图 8 所示,由图 8 可知:

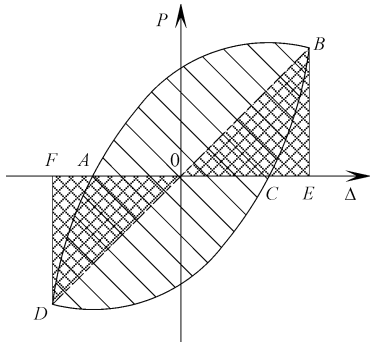


图 7 等效黏滞阻尼系数 h_e 示意图

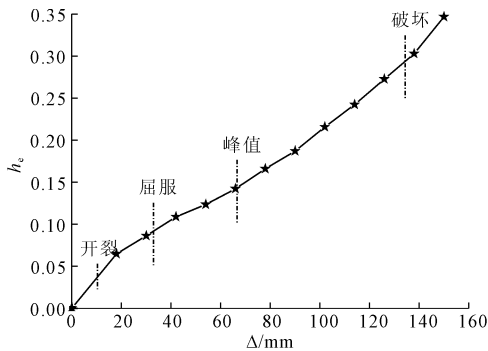


图 8 框架等效黏滞阻尼系数 h_e 曲线

由图 8 可知:

(1) 框架屈服前, h_e 较小, 表明框架基本处于弹性阶段。

(2) 随加载位移递增, h_e 也随之增加。待结构进入弹塑性阶段后, 试件的累积损伤虽然不断加大, 但承受外荷载的能力增长趋缓甚至下降, 而随加载位移的大幅增长, h_e 依然能够随之增长, 在达极限破坏状态时, h_e 达 0.295, 表明 SRHSC 框架结构具有良好的耗能能力, 是一种优越的抗震结构。

3.6 刚度与强度退化

为反映框架在推、拉反复荷载作用下对其刚度的影响, 分别取各循环滞回曲线的上、下半周, 依据文献[17]的统计方法对其整体及各层间割线刚度进行计算, 如图 9 所示。

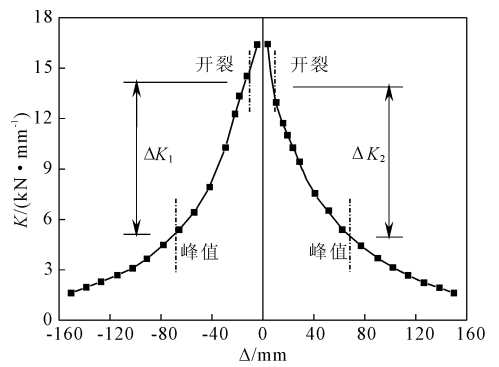


图 9 框架刚度退化曲线

结构强度退化反映在一定变形条件下, 其承载力随反复加载次数增加而降低的特性。一般按结构强度退化率计算:

$$\lambda_i = F_{i,3} / F_{i,1} \quad (3)$$

式中: $F_{i,1}$ 和 $F_{i,3}$ 分别为第 i 级加载, 第 1、3 次循环水平荷载的峰值。试件整体及各层间强度退化曲线如图 10 所示。

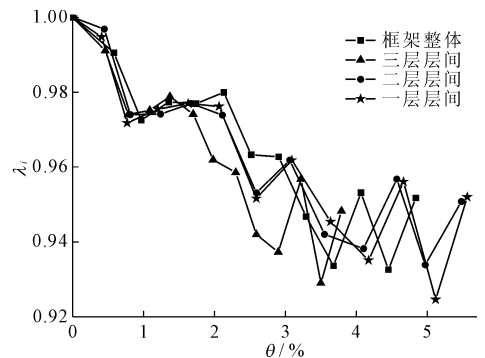


图 10 试件强度退化曲线

由图 9、图 10 可知, SRHSC 框架随位移增加:

(1) 整个加载过程中, 结构的刚度退化较为明显, 且主要集中于框架梁端开裂至荷载达峰值之间。而试件的强度退化系数均介于 0.92 ~ 1.00, 即说明试件的承载能力较稳定, 退化不明显。

(2) 第三层由于加载水平联动装置, 对顶层梁有所加强, 从而导致层间刚度相对较大。

(3) 框架各层间刚度和强度退化趋势较为接近。

4 结论

(1) 经合理设计, SRHSC 框架首先在一层中柱梁端形成塑性铰, 随后底层中柱柱脚和二层梁端产生塑性铰, 基本实现了较为理想的梁铰破坏机制。

(2) SRHSC 框架结构的水平承载能力高, 其层间最大弹性位移角和弹塑性位移角均大大优于普通

钢筋混凝土框架结构中的限值,表明 SRHSC 框架结构拥有良好的塑性变形能力。

(3) SRHSC 框架初始刚度较大,刚度和强度退化不显著,曲线下降段较平缓,且框架整体及层间的荷载-位移滞回曲线饱满,整体及各层间位移延性系数均在 4.32~6.06 之间,结构极限破坏时,等效黏滞阻尼系数 h_e 达到 0.295,表明结构具有良好的延性和耗能能力,抗震性能优良。

参考文献:

- [1] 丁大钧.高性能混凝土及其在工程中的应用[M].北京:机械工业出版社,2007.
- [2] 李惠.高强混凝土及其组合结构[M].北京:科学出版社,2004.
- [3] 聂建国,陶慕轩,黄远.钢-混凝土组合结构体系研究新进展[J].建筑结构学报,2010,31(6):71-80.
- [4] 贾金青,姜睿,厚童.钢骨超高强混凝土框架柱抗震性能的试验研究[J].土木工程学报,2006,39(8):14-18.
- [5] 李忠献,张雪松,丁阳.装配整体式型钢混凝土框架节点抗震性能研究[J].建筑结构学报,2005,26(4):32-38.
- [6] Paultre P, Légeron F, Mongeau D. Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns[J]. ACI Structural Journal, 2001,98(4):490-501.
- [7] Légeron F, Paultre P. Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load[J]. ACI Structural Journal, 2000,97(4):591-601.
- [8] Naito H, Akiyama M, Suzuki M. Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011,16(1):72-81.
- [9] El-Tawil S, Deierlein G G. Strength and ductility of concrete encased composite columns[J]. Journal of Structural Engineering, 1999,129(9):1009-1019.
- [10] Ellobody E, Young B. Numerical simulation of concrete encased steel composite columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011,67(2):211-222.
- [11] 朱伟庆,贾金青.型钢超高强混凝土柱抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2015,36(4):57-67.
- [12] 贾金青,朱伟庆,余芳,等.型钢超高强混凝土柱截面曲率延性研究[J].土木工程学报,2013,46(1):42-51.
- [13] ZHU Weiqing, MENG Gang, JIA Jinqing. Experimental studies on axial load performance of high-strength concrete short columns[J]. Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, 2013,167(9):509-519.
- [14] 郑山锁,邓国专,李磊.型钢高强高性能混凝土框架结构抗震性能的试验研究[J].工程力学,2009,26(5):88-93,101.
- [15] 中华人民共和国国家发展和改革委员会.钢骨混凝土结构技术规程:YB9082-2006[S].北京:冶金工业出版社,2006.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震设计规范:GB50011-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [17] 高向宇,杜海燕,张惠,等.国标 Q235 热轧钢材防屈曲支撑抗震性能试验研究[J].建筑结构,2008,38(3):91-95.