

文章编号:1001-4888(2007)02-0182-07

新型外包钢混凝土组合梁框架结构抗震性能的试验^{*}

路 森, 石启印, 王 莉

(江苏大学 理学院, 江苏 212013)

摘要: 为克服型钢混凝土柱—钢梁组合框架结构体系存在的缺点,提出了一种新型外包钢混凝土组合梁—型钢混凝土柱组合框架结构体系。设计制作了一榀一跨两层型钢混凝土柱—外包钢砼梁的组合框架结构模型,并通过施加恒定竖向荷载和低周反复水平荷载,对模型框架进行了抗震性能试验研究。结果表明,基于现行规范及作者新研究外包钢组合梁计算理论所设计的型钢混凝土组合框架在地震时能形成梁铰破坏机制,框架的变形能力、承载能力、延性、耗能能力等均满足延性框架的抗震要求,且模型框架的有效延性系数达到了 7.93。可见,新型型钢混凝土组合柱—外包钢混凝土组合梁框架结构的抗震性能优于钢框架结构和型钢混凝土柱—钢梁框架结构,可在高层建筑中应用。

关键词: 外包钢混凝土组合梁; 框架结构; 抗震性能; 模型试验; 低周反复水平荷载

中图分类号: TU398; TU317.1

文献标识码: A

从 20 世纪 80 年代初,美日率先在传统的钢筋混凝土框架结构、钢结构及后来的钢骨混凝土(SRC)复合式框架结构的基础上,成功地开发研制了一种充分利用和发挥钢构件和钢筋混凝土构件各自的抗弯或抗压强度、刚度、延性及建筑功能适用性方面优势的新型组合式框架结构体系^[1],即由钢筋混凝土柱与钢梁组成的 RCS 组合框架结构体系,并已成功地在中、高层建筑中。研究表明,这种组合框架结构体系具备优越的工作性能,其主要优点有:承载力高;塑性和韧性好;经济效果好。大量工程实例表明,该种结构比钢筋混凝土框架结构具有更优越的施工上的优点,比纯钢结构具有更加优越的性价比。随着国内外对由钢筋混凝土柱与钢梁组成的 RCS 组合框架结构体系计算理论研究的日益深入,工程应用也越来越多。同时发现该种组合框架结构在抗火及在负弯矩作用下,由于框架梁是钢梁,钢梁自身及钢梁与楼板连接上存在一定缺点。从相关文献[2]中可以看出,由钢梁及其上面的压型钢板组成的这种形式的钢—混凝土组合梁存在的主要缺点是:1)混凝土与型钢之间的连接始终没有得到很好的解决,两者之间的滑移和掀起不容忽视;2)混凝土纵向抗剪能力不足,如果横向钢筋配置不够或不当,就可能产生先于抗弯破坏的纵向劈裂破坏,这增加了设计和施工的难度,不易把握;3)这种截面形式的横向稳定性极差,在扭转破坏时,钢梁与砼面板的抗扭能力极不平衡,钢梁的抗扭能力得不到充分利用;4)这种截面一般不能用于连续结构,在承受负弯矩时,将使砼翼缘受拉而出现裂缝;5)由传统的叠合梁形式的钢—混凝土组合梁和普通压型钢板组成的楼盖体系,要求布置较密的工字钢梁支撑其上的普通压型钢板,工字钢梁的间距由压型钢板跨度控制,间距为 3~3.6m,此外,随着跨度增大,正常使用极限状态(变形、振动)成为组合梁截面设计的控制因素,因而组合梁截面高度显著增大^[2]。

为解决上述问题,本文作者提出一种新型钢—混凝土组合梁^[2],并相应提出一种新型钢—砼组合框架结构体系。这种组合梁截面除了具有传统的工字钢—混凝土组合梁的优点外,还具有如下主要优点:

^{*} 收稿日期: 2006-01-24; 修订日期: 2007-03-22

基金项目: 江苏省自然科学基金资助项目(BK2004064); 江苏省建设系统科技项目(JS200321)

通讯作者: 路森(1959—),男,博士,副教授,主要从事结构抗震与振动控制。

具体设计时只需要改变 U 型截面及底钢板厚度,便可满足结构承载力(抗剪、抗弯承载力)及变形的要求;截面配有一定的防火构造纵筋,保证结构在火灾情况下不会倒塌;截面配有横向分布拉结钢筋,增强了混凝土和 U 形截面的整体作用;这种新型结构体系是一种工业化建筑体系,它将具有较大跨高比的组合梁及型钢砼柱组成新型组合框架结构,这种组合梁在土木工程中具有较高的工程应用价值。它可能成为组合梁研究的一个发展方向,因而进一步开展这种新型组合框架结构的研究,具有一定理论意义及工程应用价值。本文是在前面进行的基本构件试验研究的基础上,开展新型钢—混凝土组合框架在低周反复荷载下的试验研究及理论分析,以揭示这种组合框架结构的破坏形态、破坏机制、抗震延性、耗能能力、变形恢复能力、承载力等。

1 试验设计

1.1 模型设计

根据作者研究的新型外包钢混凝土组合梁的计算理论及计算公式,以及现行设计规范和设计规程的有关规定,设计制作了一榀单跨两层 1:3 比例的组合框架结构模型,如图 1 所示。层高 1.2m,跨度 5m,尺寸比例可以较好地保证外包钢—混凝土组合梁的性能,并符合实际结构构件和节点的构造要求。模型结构由型钢混凝土柱和新型外包钢混凝土组合梁组成。其中新型外包钢混凝土组合梁的梁高尺寸为 250mm,梁宽尺寸为 160mm,梁的混凝土翼缘板宽度为 450mm,翼缘板高度为 100mm,框架柱为截面 350mm×350mm 的型钢混凝土柱,柱中采用焊接 H 型钢,截面为 200mm×180mm×10mm。为了消除柱顶施加竖向装置对顶层节点的转动所造成的约束,柱上端设计了高 120mm 的悬臂段。用 C30 细石混凝土浇筑,柱的轴压比为 0.32,新型外包钢混凝土组合梁采用完全剪切连接设计,节点加密区箍筋采用 Φ8@50,以保证节点工作性能。模型框架梁及节点的构造见图 2。钢筋、钢材及混凝土的力学性能指标实测值见表 1。

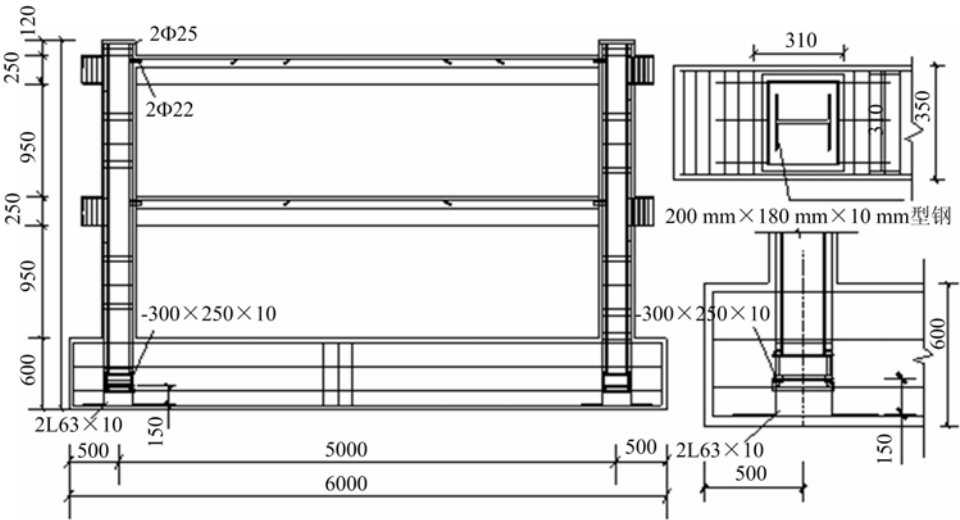


图 1 模型框架及连接构造
Fig. 1 Configuration of frame model

表 1 材料力学性能指标实测值(N/mm²)
Tab. 1 Mechanical property testing value of material (N/mm²)

材料类型	屈服强度 f_y	极限强度 f_u	弹性模量 E_s
钢筋:HPB335Φ22	367	463.2	2.07×10^5
钢板 $t=10\text{mm}$ (Q345)	405	511.2	2.10×10^5
混凝土(C30)	立方体抗压强度 f_{cu}	轴心抗压强度 f_c	弹性模量 E_c
	36.2	31.3	3.17×10^4

1.2 加载设计

模型框架通过螺栓固定在试验台座上,在两根框架柱的顶部通过油压千斤顶施加竖向荷载,并通过滑动滚轴装置保证产生水平自由移动;在模型框架的顶层节点处通过固定在反力墙上的液压助动器沿梁的中心线施加水平荷载。试验时,控制上层水平力为 F ,下层为 $F/2$ 。试验加载装置如图 2 所示。

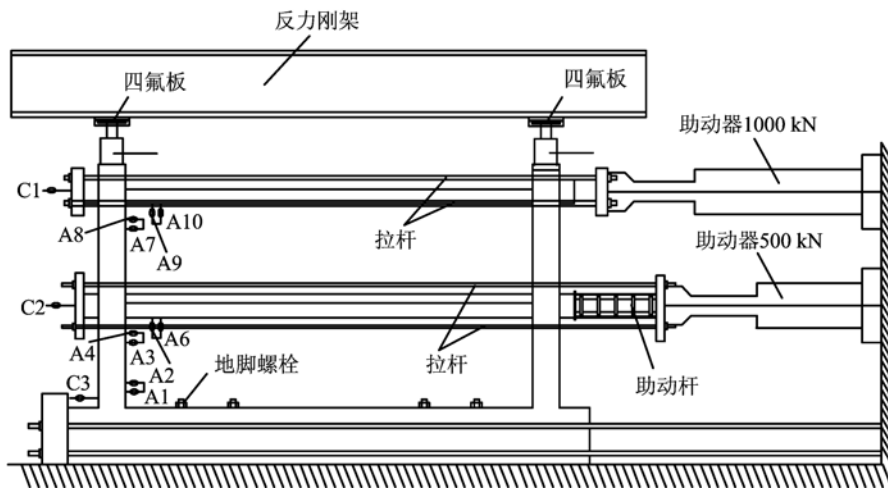


图 2 加载装置及量测仪器图

Fig. 2 Experimental setup for testing of frame

根据《建筑抗震试验方法规程(JGJ101-96)》的规定,采用结构抗震试验—拟静力方法对新型组合框架结构施加低周反复水平荷载。试验时,先按照轴压比的要求施加竖向荷载,并保持稳定不变,然后采用控制力和控制位移的混合加载法施加低周反复荷载。在结构屈服以前,采用控制力的方法逐级施加水平荷载 F (此处 F 为顶层水平荷载,下层施加水平荷载为 $F/2$),每级荷载循环一次;在结构屈服以后,按照结构屈服位移的倍数控制逐级加载,每级加载循环三次,直至某级加载的第一循环荷载低于最大荷载值的 85%,认为结构破坏。试验前估算了结构的屈服荷载。屈服位移 Δ_y 根据绘制的 $P-\Delta$ 曲线上出现较为明显的拐点来确定。

1.3 量测设计

整个模型结构的量测设计如图 2 所示。通过位移传感器量测各层层间位移和顶层的整体位移,通过荷载传感器量测低周反复水平荷载;为了及时发现试验过程中塑性铰的出现,通过粘贴在梁端和柱端表面的电阻应变片,量测梁端和柱端的弯曲应变;采用手持式应变仪量测模型框架柱脚的转角;采用百分表量测上下层柱节点的梁端转角。

2 试验结果与分析

2.1 破坏过程

图 3、图 4 分别给出了模型框架的水平荷载 P 与顶点位移 Δ 的 $P-\Delta$ 滞回曲线及相应的 $P-\Delta$ 骨架曲线。

试验过程中,先加竖向荷载并保持稳定不变,按照轴压比的要求,柱顶加载 500kN,然后施加水平反复荷载。当顶层水平荷载加载至 $\pm 20\text{kN}$ 、 $\pm 40\text{kN}$ 、 $\pm 50\text{kN}$ 时,模型框架处于弹性状态,刚度基本保持不变。当水平荷载加至 $\pm 60\text{kN}$ 时,骨架曲线略有偏转,表明结构抗侧刚度略有下降,框架模型开始进入弹塑性工作阶段。当水平荷载加至 $\pm 75\text{kN}$ 时,测得框架上层和下层梁端纵向钢板应变超过屈服应变,梁端部钢板已经屈服,且模型框架的 $P-\Delta$ 骨架曲线出现明显的拐点,说明模型框架已经屈服,屈服位移为 Δ_y ,屈服荷载为 P_y 。模型框架屈服后,其抗侧刚度明显下降,继续加载,荷载增长较慢,但变形增长迅速。当模型框架顶层水平位移达到 $+2\Delta_y$ 时,框架的所有梁端部钢板应变均超过屈服应变,框架梁全部屈服。当模型框架顶层水平位移达到 $+3\Delta_y$ 时,框架的 $P-\Delta$ 骨架曲线达到最高点,对应的最大荷载 $P_{\max}=559.4\text{kN}$,此时框架柱脚已经屈服,形成了柱脚塑性铰。

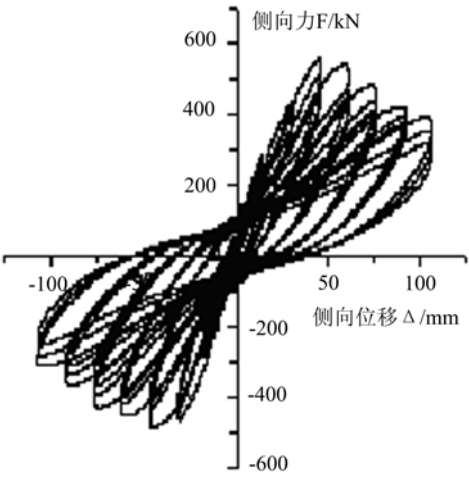


图 3 模型框架 P—Δ滞回曲线
Fig. 3 Load-displacement hysteresis curve of frame

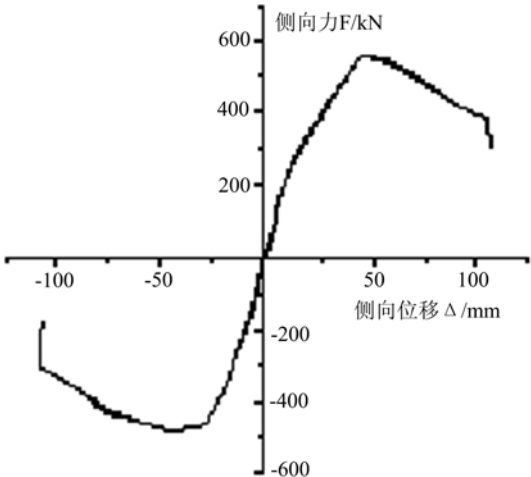


图 4 模型框架 P—Δ骨架曲线
Fig. 4 Load-displacement skeleton curve

表 2 试验各阶段荷载、位移值及延性系数
Tab. 2 Load and displacement factor in the phases of testing

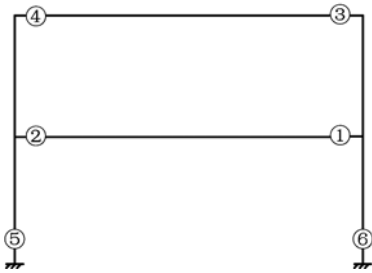
阶 段	屈 服			最 大				破 坏			
实测值	P_y/kN	Δ_y/mm	$\frac{\Delta_y}{H}$	$P_{\max}/\text{kN}$	$\Delta_{\max}/\text{mm}$	$\frac{\Delta_{\max}}{H}$	$\mu_{\max}$	P_u/kN	Δ_u/mm	$\frac{\Delta_u}{H}$	μ_u
正向	279.9	13.52	1/222	559.4	45.19	1/66	3.34	312.9	107.17	1/28	7.93
负向	284.4	-17.13	1/175	-482.6	-44.03	1/68	2.57	-304.7	107.67	1/28	6.29

注: $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$ (Δ_u —结构破坏时的位移; Δ_y —结构屈服时的位移)。

位移加载到 $+7\Delta_y$ 循环时,荷载下降到 $P_u = +312.9\text{ kN}$,降低到最大承载力的 85%,框架的骨架曲线达到破坏点,框架的有效延性系数 $\mu_u = 7.93$;相应地位移为 $-7\Delta_y$ 时,达到负向破坏点,对应的破坏荷载为 $P'_u = -304.7\text{ kN}$,有效延性系数 $\mu'_u = 6.29$,至此,试验结束。由此可以看出,模型框架结构具有较好的延性性能。在顶层水平反复荷载作用下经历了屈服、最大和破坏三个阶段,各阶段的荷载及位移值见表 2。

2.2 破坏机制

图 5 给出了模型框架结构在水平反复荷载作用下,框架各梁端和柱端塑性铰的出现顺序。可以看出,无论是正向加载还是负向加载,模型框架均表现出梁端先出铰,柱端后出铰,且基本上在梁端出铰后柱端才开始出铰,这充分说明了模型框架属于梁铰破坏机制,体现出强柱弱梁的设计概念,且模型框架的最终破坏是由柱端塑性铰导致的。



2.3 变形恢复能力与刚度退化

表 3 给出了外包钢混凝土组合梁—型钢混凝土柱组合框架试件在试验结束时的残余变形值和残余变形率。由表 3 可以看出,本文研究的框架结构的残余变形率是比较小的(和文[1]相比较而言),说明型钢混凝土柱框架的变形恢复能力优于钢筋混凝土柱框架,因为型钢的弹性恢复能力优于钢筋混凝土,这与客观规则相符。

从图 4 所示的模型框架的 P—Δ骨架曲线可以得到模型框架屈服以后,在各加载阶段经历三次循环的相对刚度 P/Δ 的下降值(见表 4)。由表可以看出,模型框架各循环具有较大的残余变形,但随着循环次数的增加,强度降低和刚度下降都较慢,每一级加载经历三次循环后,刚度下降 11%~29.3%。

在水平反复荷载的作用下,框架模型的整体刚度不断退化,图 6 给出了组合框架从开裂至破坏阶段的刚度退化图。由图 6 可以看出,在框架开裂后,刚度就开始逐渐下降;在模型框架进入屈服状态以后,由于个别框架梁出现塑性铰,导致荷载增长的速率低于位移增长的速率,也即刚度继续下降;模型框架达到最大荷载后,刚度下降变缓,这是因为多个框架梁形成塑性铰,且由于框架柱中的箍筋对混凝土的约束作用,使得框架柱的塑性铰发展较缓慢。模型框架结构到达极限破坏荷载的速率比较缓慢,这有利于框架结构吸收和释放能量,防止结构坍塌,从而进一步体现了本文研究的新型框架结构体系的抗震性能比传统的钢筋混凝土框架结构优越。

表 3 试件残余变形值和残余变形率

Tab. 3 Remnant distortion value and ratio of frame

残余变形值 $\Delta p(1/100\text{mm})$	最大变形值 $\Delta u(1/100\text{mm})$	残余变形率
5582	10717	0.52

表 4 组合框架各阶段刚度

Tab. 4 Rigidity of composite frame in the phases

方 向		正 向	反 向
开裂刚度	P_{cr}/Δ_{cr}	28.5	29.3
屈服刚度	P_y/Δ_y	20.7	16.6
最大荷载时刚度	P_p/Δ_p	12.4	11.0

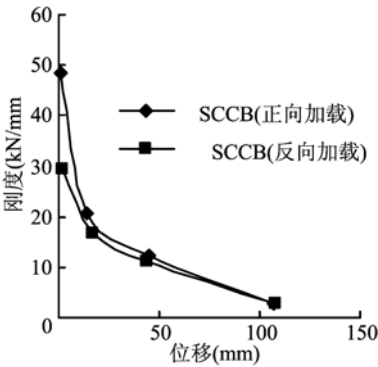


图 6 组合梁框架的刚度退化图

Fig. 6 The curve of frame rigidity degeneration

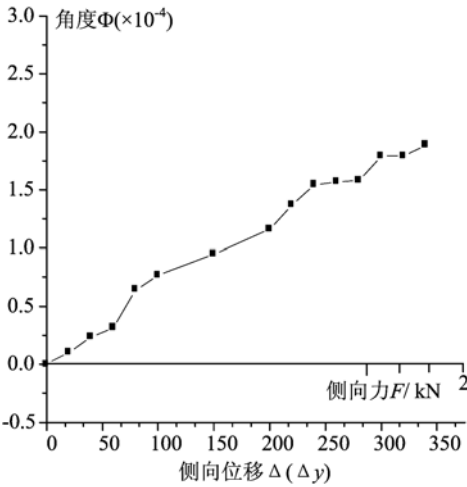


图 7 模型框架柱柱脚曲率变化

Fig. 7 Curvature-displacement curve of column

2.4 滞回特性

对比图 3 所示的新型钢—混凝土组合框架模型结构的滞回曲线与钢框架^[4]和钢筋混凝土柱—钢梁组合框架^[3]模型结构的滞回曲线可以看出,钢筋混凝土框架由于混凝土和钢筋的塑性变形、裂缝的闭合以及钢筋锚固滑移等因素的影响,滞回曲线有明显的“捏缩”现象,耗能能力较差;纯钢结构的框架结构呈理想的梭形,耗能能力最好。作者研究的新型钢—混凝土组合框架结构滞回曲线的特点介于钢结构和钢筋混凝土结构之间,滞回环的丰满程度大大优于钢筋混凝土框架,耗能能力较好。

观察图 3,不难发现如下规律:1)二个构件滞回曲线基本对称,说明组合框架在低周反复荷载作用下,起主要作用的是框架柱,梁的影响不大。因为如果梁起的作用较大,在低周反复荷载作用下,框架梁的正、负弯矩区不断交替,而梁的强度和刚度在两个方向上是非对称的,因而会造成框架滞回曲线非对称;2)在试件开裂前,力和位移基本呈线性关系,在荷载往复作用过程中,刚度退化不明显,残余变形也很小,构件基本处于弹性工作状态。

观察图 4,亦不难发现:1)在弹性极限点前,骨架曲线接近于直线,变形呈弹性性质;在试件开裂后,曲线继续上升,荷载的增长速度慢于位移增长速度,这一阶段一直持续到屈服点;这时骨架曲线出现一个明显拐点,试件刚度进一步降低,骨架曲线斜率越来越小,一直持续到最大荷载点,骨架曲线上阶段结束;过了最大荷载点,曲线就进入下降段;2)从骨架曲线可以看出,框架在竖直恒定荷载和水平低周反复荷载的作用下,经历了弹性、屈服、最高荷载和破坏荷载而破坏。

2.5 延性与耗能

表 2 给出了在各加载阶段模型框架的顶点侧移 Δ 值、侧移率 Δ/H 值和延性系数 μ 。可以看出,在极限荷载下,模型框架的顶点极限位移 Δ_u 达到 107.67mm,侧移率 Δ_u/H 为 1/28,满足地震作用时大变形的要求。框架破坏时的有效延性系数分别为正向 7.93 和负向 6.29,均远高于一般延性框架延性系数大于 4.0 的要求,表明模型框架具有较好的延性,满足罕遇地震的抗震要求。从有效延性系数上来看,钢骨柱框架的延性要好于钢筋混凝土柱框架。

塑性区段的转动可用截面的转角表示,图 7 给出了模型框架柱根部转角图。由图可以看出,在屈服位移之前,随框架侧移的增加,柱脚根部转角增加的速率也在不断增加,但转角增加的速率明显低于侧移增长速率,此时柱脚处于弹性阶段具有较大的刚度;在过了屈服位移以后,柱脚进入塑性阶段,转角随位移增加的速率明显提高。

在反复荷载作用下,框架每经过一个循环荷载作用,加载时结构吸收能量,卸载时释放能量,两者之差为结构在一个循环中的耗能,耗能能力是衡量结构抗震性能的一个重要方面,它是指结构(或构件)在地震作用下通过自身塑性变形而消耗地震能量的能力。根据框架试件在低周反复荷载作用下的滞回曲线,可以对框架试件在非弹性变形阶段吸收能量和耗散能量的情况进行研究分析,见表 5。从表 5 可以看出,随着梁端位移的增加,框架的耗能能力逐渐加大,框架耗能能力较强。

表 5 实测框架的功比指数
Tab. 5 Coefficient of useful effect

位 移	$1\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$	$5\Delta_y$	$6\Delta_y$	$7\Delta_y$
功比指数 I_w	1	2.46	4.52	6.05	6.24	7.72	8.74

3 结论

通过一榀新型钢—混凝土组合框架模型抗震性能的试验研究和分析,可以得到以下结论:

(1) 按照作者研究的新型外包钢混凝土组合梁的计算理论及计算公式,以及现行设计规范和设计规程的有关规定所设计的新型钢—混凝土组合框架结构,延性较大,耗能能力较高,能满足延性框架的设计要求;

(2) 新型钢—混凝土组合框架结构的侧移较小,水平抗力较大,且在弹性阶段没有明显的捏缩现象,其抗震性能明显优于普通钢筋混凝土框架结构。能满足“强柱弱梁”关系,达到延性框架的要求,与钢框架结构相比具有明显优势;

(3) 克服了 RCS 组合框架结构的缺点,即本文研究的新型组合框架结构跨高比较大、横向稳定性好、在负弯矩作用下没有出现屈曲现象;

(4) 组合框架结构能使钢和混凝土协同工作,充分发挥了钢和混凝土两种材料的强度和刚度特性,避免了材料强度的浪费,其在工程中的应用将会产生较大的经济效益。

参考文献:

[1] 石启印,张科强,等.低周反复荷载下两跨三层钢—砼组合框架受力性能的试验研究[J].陕西工学院学报,1996,12(3):50~57(Shi Qi-yin, Zhang Ke-qiang, et al. The Experimental Study of the Behavior of the Two-lay Three-story Composite Frame Composed of Steel Beams and Steel Concrete Columns under Cyclic-loading. Journal of Shanxi institute of Technology,1996,12(3):50~57(in Chinese))

[2] 石启印,马波,等.新型外包钢—砼组合梁的受力性能分析[J].实验力学,2005,20(1):115~122(Shi Qi-yin, Ma

- Bo, et al. Analysis of Flexural Behavior of Steel-encased Concrete Composite Beams. Journal of Experimental Mechanics, 2005, 20(1): 115~122 (in Chinese))
- [3] Wendel M. Sebastianl, Richard E. McConnel. Nonlinear FE analysis of steel-concrete composite structures[J]. J. Struct. Eng., 2000, 126(6): 662~674.
- [4] Xuemei Liang, Gustavo J. Parra-Montesinos. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Column-Steel Beam Subassemblies and Frame Systems[J]. J. Struct. Eng., 2004, 130(2): 310~319.

The Experimental Study on the Seismic Behavior of the New Type of Composite Frame Structure System

LU Miao, SHI Qi-yin, WANG Li

(Dept. of Civil Engineering, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, China)

Abstract: To overcome the shortcoming of common composite frame structure, the authors put forward a new type of frame structure system, steel-encased composite beam-steel reinforced concrete column. A 1 bay and 2-stories model of composite frame is designed and manufactured. The composite frame is composed of steel-encased concrete composite beams (SCCB) and steel reinforced concrete columns. Experiments on the seismic behavior of the frame are carried out under vertical stable loads and lateral cyclic loads. And its deformation capacity, bearing capacity, ductility and energy dissipation basically meet the requirement for seismic design of ductile frames. SCCB frame may form the beam-hinged collapse mechanism when it is destroyed. Its effective ductility factor reaches 7.93. We may draw a conclusion that SCCB frames merit broad applications to the multistory residential buildings in our country as the design has been improved by us.

Keywords: steel-encased concrete composite beam (SCCB); frame structure; seismic behavior; model experiment; lateral cyclic load