文章编号:1000-6869(2015)06-0044-09

DOI: 10. 14006/j. jzjgxb. 2015. 06. 006

预制混凝土空心模剪力墙上下层插筋连接 抗震性能试验研究

周 剑¹,赵作周¹,侯建群²,任宝双²,初明进³,刘继良³

(1. 清华大学 土木工程安全与耐久教育部重点实验室,北京 100084; 2. 清华大学建筑设计研究院有限公司,北京 100084;
 3. 烟台大学 土木工程学院,山东烟台 264005)

摘要:为研究预制混凝土空心模剪力墙上下层插筋连接的抗震性能,校验所取的搭接长度是否满足要求,对比不同的插筋 形式,完成了4个预制混凝土空心模剪力墙试件的拟静力试验和2个试件的静力试验。试验结果表明:所有试件均为受弯 破坏,承载力试验值与规范预测值的比值平均为1.31,试件极限位移角为1/85~1/55;试件根部水平滑移较小,对墙体整体 抗震性能影响较小;由插筋及竖向分布筋的应变曲线、应变分布及试件整体抗震性能可知,采用的插筋连接及其搭接长度 可以有效传递钢筋应力,满足抗震要求;采用双排插筋的试件抗震性能略好于采用单排插筋的试件。 关键词:剪力墙;预制;插筋;搭接长度;拟静力试验;静力试验;抗震性能 中图分类号:TU973.16 TU317.1 文献标志码:A

Experimental study on seismic behavior of splice rebar connection between upper and lower floors of shear walls with precast concrete hollow moulds

ZHOU Jian¹, ZHAO Zuozhou¹, HOU Jianqun², REN Baoshuang², CHU Mingjin³, LIU Jiliang³

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

China Education Ministry, Isinghua University, Derjing 100064, China,

2. Architectural Design and Research Institute of Tsinghua University Co., Ltd , Beijing 100084 , China;

3. School of Civil Engineering , Yantai Univercity , Yantai 264005 , China)

Abstract: To study the seismic behavior of splice rebar connection between the upper and lower floors of shear walls with precast concrete hollow moulds and verify the chosen splice length and compare different styles of the splice rebars, quasi-static tests of four full scale wall specimens and static tests of two full scale wall specimens have been carried out. The test results indicate that all specimens fail in flexural mode. The measured load-carrying capacity of the wall specimens is about 1.31 times as large as the predicted value according to the formula in the current design code. The ultimate drift ratios of the specimens are 1/85-1/55. The bottom horizontal slippage of the wall specimens is negligible. According to the measured strain curves, strain distribution and seismic behavior of the specimens, it is shown that the stress in the distributed reinforcements can be transferred by the splice rebars effectively. The designed splice length can ensure their strength contribution. Seismic behavior of the specimens with two-row splice rebars seems better than that of the specimens with single-row splice rebars slightly.

Keywords: shear wall; precast; splice rebar; splice length; quasi-static test; static test; seismic behavior

基金项目: 国家高技术研究发展计划(863 计划) 课题(2013AA041307) 周家自然科学基金项目(51478243)。 作者简介: 周剑(1989—) , 男, 甘肃庆阳人, 硕士研究生。E-mail: zhoujian12@ mails. tsinghua. edu. cn 通信作者: 赵作周(1967—), 男, 甘肃天水人, 工学博士, 副教授。E-mail: zzzhao@ tsinghua. edu. cn 收稿日期: 2014 年 11 月

0 引言

目前,预制剪力墙结构中的上下层连接方式主 要有套筒灌浆、浆锚搭接、水平后浇带连接等^[1-5]。预 制混凝土空心模剪力墙结构^[6-7]是一种新型预制装 配式剪力墙结构体系,其中的剪力墙由预制双向孔 空心墙板和孔内后浇混凝土组成,边缘构件为现浇 形式。预制双向孔空心墙板(简称"空心模")具有竖 向孔和水平孔(图1a) 既作为永久性模板,又作为剪 力墙的一部分,剪力墙竖向分布筋配置在空心模内, 水平分布筋布置在水平孔内。剪力墙上下层之间采 用插筋连接,即下层预留插筋(图1b),上层空心模吊 装时,插筋伸入竖向孔,然后向孔内浇灌混凝土,实 现上下层连接。预制混凝土空心模剪力墙由于采用 具有水平孔和竖向孔的空心模,有效减少了现场模 板支设和钢筋绑扎的工作量,使上下层连接和同层 拼接更为简单。



与现浇混凝土结构中的钢筋绑扎搭接不同,预 制混凝土空心模剪力墙上下层插筋连接中的插筋和 墙体竖向分布筋间有一定距离,且数量不一定对等, 称为间接搭接或非接触搭接。其他装配式剪力墙, 如叠合板式混凝土剪力墙^[8],竖向分布筋单排连接 的预制剪力墙^[940],其连接筋与墙体竖向分布筋之间 均属于间接搭接。

针对非接触搭接,国内外学者们进行了相关研究^[11-45] 结果表明,当搭接钢筋间距较小时,非接触 搭接和接触搭接性能无明显差异,可以将非接触搭 接按照接触搭接设计;当钢筋间距较大时,采用非接 触搭接的试件承载力降低,建议采用拉-压杆模型进 行非接触搭接设计。ACI 318-11^[16]规定,在受弯构件 中采用非接触搭接时,钢筋之间横向距离不应大于 0.2倍搭接长度和152 mm的较小值。11G101-1 图 集^[17]中的规定与ACI 318-11 一致,但GB 50010— 2010《混凝土结构设计规范》^[18]中并未给出明确的搭 接长度及间距、横向钢筋等构造要求;同时空心模剪 力墙中的插筋间接搭接还受预制混凝土与孔内后浇 混凝土结合面的影响,因此,有必要对插筋连接性能 进行试验研究。

针对采用插筋连接的预制混凝土空心模剪力 墙 本文作者设计了6个试件,其中对4个试件进行 恒定轴压力及往复水平荷载作用下的拟静力试验, 对2个试件进行静力试验。通过分析钢筋应变及墙 体的整体抗震性能,校验所选取的插筋搭接长度是 否满足抗震要求及比较采用不同插筋形式时的墙体 抗震性能,为预制混凝土空心模剪力墙的工程应用 提供依据。

1 试验概况

1.1 试件设计及制作

按照强剪弱弯的原则,共设计6个预制混凝土 空心模剪力墙试件,变化参数包括插筋形式、加载方 式及轴压比。试件的主要设计参数见表 1,试件 SWS1、SWS2、SWS3 采用单排插筋(1个竖向孔对应1 根插筋),试件 SWS4、SWS5、SWS6 采用双排插筋(1 个竖向孔对应2根插筋) 表中 lar mar 为插筋和竖向分 布筋抗震锚固长度的较大值 抗震等级按一、二级考 虑,对于双排插筋,由于插筋沿高度位于竖向孔孔壁 附近 因此不考虑保护层厚度对基本锚固长度的影 响。试件几何尺寸及构造如图 2 所示。试件高宽比 为1.74,为反映墙体竖向分布筋对抗弯的贡献,边缘 构件纵筋设计为4 单12。为更加直接、充分地校验插 筋连接的受力性能及对比两种插筋形式对预制混凝 土空心模剪力墙受力性能的影响,试件SWS2、SWS5 采用单调加载。为考虑工程设计中墙肢轴压比较大 或墙肢处于底部加强区的情况,试件 SWS3、SWS6 的 设计轴压比取为0.4。

在制作试件过程中,首先在工厂制作具有双向 孔且内部配置竖向分布筋的预制空心模。然后在实 验室制作地梁,并安装边缘构件的钢筋骨架、预留插 筋;待地梁拆模后对其顶面与墙体连接的部位进行 凿毛,然后吊装空心模并在其水平孔内布置水平分 布筋,再支设边缘构件模板,绑扎加载梁钢筋;最后 浇筑混凝土。后浇混凝土采用微膨胀细石混凝土。

Table 1 Main design parameters of speciment	5
---	---

试件编号	设计轴压比	插筋形式	搭接长度 /mm	加载方式
SWS1	0.3	单排 <u>中</u> 12	410($1.2l_{aE,max}$)	往复
SWS4	0.3	双排⊈8	390($1.2l_{aE,max}$)	往复
SWS2	0.3	单排 <u>中</u> 12	445(1.5 <i>l</i> _{a,max})	单调
SWS5	0.3	双排 <u>Φ</u> 8	420(1.5 <i>l</i> _{a,max})	单调
SWS3	0.4	单排盘12	510($1.5l_{aE,max}$)	往复
SWS6	0.4	双排 <u>Φ</u> 8	485($1.5l_{aE,max}$)	往复



Fig. 2 Geometric dimension and details of specimens

1.2 材料性能

在制作预制混凝土空心模及浇筑墙体混凝土 时,分别预留尺寸为150 mm×150 mm×150 mm的混 凝土立方体试块,试验当天对其进行抗压强度测试。 抗压强度实测值及轴压力计算值见表2,钢筋强度实 测值见表3。混凝土平均抗压强度是按预制部分和 现浇部分占墙体的体积比例所得到的立方体抗压强 度平均值(其中预制部分占45.37%,现浇部分占 54.63%)。轴压力 $N = n_d f_c A/1.2$, f_c 为混凝土轴心 抗压强度设计值,对试件SWS1、SWS4、SWS2、SWS5 按文献[18]中的C35 取值,对试件SWS3、SWS6 按 C30 取值 A 为试件截面面积, n_d 为设计轴压比。试 验轴压比 $n_t = N/(0.76f_cA)$ 。

表 2 混凝土立方体抗压强度实测值及轴压力

 Table 2
 Measured cubic compressive strength of concrete and axial pressure

	01	concrete	und um	ai presse		
2+274			$f_{\rm cu}/{\rm MPa}$			
以什 	$n_{ m d}$	预制	后浇	平均抗	N /kN	n_{t}
调亏		空心模	混凝土	压强度		
SWS1	0.3	49.1	28.4	37.8	1 336	0.145
SWS4	0.3	42.9	25.6	33.4	1 336	0.164
SWS2	0.3	44.2	26.7	34.6	1 336	0.159
SWS5	0.3	50.1	28.3	38.1	1 336	0.144
SWS3	0.4	32.1	27.4	29.5	1 525	0.212
SWS6	0.4	35.8	25.7	30.3	1 525	0.207

	表3	钢筋强度	实测值	
Table 3	Measur	ed strengtl	ı of rein	forcements
영양米미		昆肥理度(/MD _a	结节结束

钢筋奀别	.旧服强度f _y /MPa	机拉强度ƒ _u /MPa
<u></u>	429	636
<u></u>	474	621
<u>\$\$</u> 12	523	632

1.3 加载及量测方案

试验在烟台大学结构工程实验室完成。试验中 采用3000 kN 千斤顶施加轴压力,并控制轴压力在试 验过程中保持恒定,采用1000 kN 推拉千斤顶施加往 复水平荷载。加载装置如图3 所示。 加载时,首先施加轴压力并保持其恒定,然后施 加水平荷载。水平荷载的加载制度为:首先根据预 测的屈服荷载分级加载,之后以试件边缘构件最外 侧纵筋屈服时对应的推拉平均位移为级差,按位移 控制加载。峰值荷载前,加载级差为1倍屈服位移, 峰值荷载后级差取2倍屈服位移。对于往复加载,力 控制阶段每级循环1次,位移控制阶段每级循环3 次。对于单调加载,每级加载完成时保持水平荷载 或位移不变约3min,然后再施加下一级。当水平荷 载降至峰值荷载的85%以下或试件竖向承载能力降 低导致轴压力无法维持时,加载结束。施加水平荷 载时先推后拉,规定推向为正向,拉向为负向。



试验中量测了荷载、位移及钢筋应变。荷载、位 移测点布置如图 4a 所示。采用力传感器 VF 量测轴 压力,HF 量测水平荷载。采用位移计 MHO 量测试件 顶点的水平位移,试件顶点与水平荷载加载点位于 同一高度,距墙体根部 2 780 mm,位移计 MH1 ~ MH5 量测墙体不同高度处的水平位移,位移计 BH1 量测 地梁水平位移,位移计 MBH1、MBH2 分别量测墙体 根部相对于地梁的水平滑移。图 4b 所示为不同截 面上的插筋、竖向分布筋及边缘构件纵筋的应变测 点布置,编号为 B 的插筋及边缘构件纵筋的应变测 点布置,编号为 B 的插筋及边缘构件纵筋的应变测 点布置,编号为 B 的插筋及边缘构件纵筋应变测点 位于距地梁顶面 20 mm 处的底截面,编号为 M 的插 筋及竖向分布筋应变测点位于距地梁顶 0.5 倍搭接 长度处的中间截面,编号为 T 的竖向分布筋及边缘 构件纵筋应变测点位于搭接区域的顶截面。

2 试验现象及破坏形态

所有试件裂缝分布相似,首先在边缘构件根部 及下端出现水平裂缝,然后随水平荷载增大,裂缝逐 渐增多,其分布范围向上延伸,水平裂缝向墙体中间 延伸并发展为斜裂缝。采用双排插筋的试件 SWS4、 SWS5、SWS6 破坏过程与采用单排插筋的试件 SWS1、SWS2、SWS3 基本一致,为此,以试件 SWS1、

46



SWS2、SWS3 为例描述试件的破坏过程。对于加载结束时水平荷载已下降至峰值荷载的 85% 以下的试件 极限点(极限状态)取水平荷载下降至峰值荷载的 85% 对于水平荷载未下降至峰值荷载的 85% 的试件 极限点取加载结束前最后一个加载级第1循环的最大荷载点。试件 SWS1、SWS2、SWS3的

破坏过程及极限点定义见表 4。各试件的破坏情况 如图 5 所示。由表 4 及图 5 可以看出,所有试件均为 受弯破坏,但由于试件构造不同于普通现浇钢筋混凝 土剪力墙,其破坏特征也有所不同,除边缘构件纵筋被 拉断、角部混凝土压溃外,所有试件在峰值荷载后至极 限破坏阶段,均出现不同高度范围的空心模受压开裂、 预制混凝土与孔内后浇混凝土剥离后脱落的现象,最 终表现为局部混凝土压溃,试件竖向承载力降低后轴 压力无法维持而停止加载。出现这一现象的主要原因 是:空心模剪力墙中存在空心模与孔内后浇混凝土之 间的内部结合面,在往复荷载及轴压力作用下,结合面 出现切向滑移和法向开裂,导致空心模在承受轴压力 时,水平孔前后壁易受压外鼓、开裂,其与受压的边缘 构件相互影响,致使从边缘构件起,混凝土沿水平孔水 平方向受压开裂,并逐渐向墙内延伸。



表4 试件破坏过程和极限点定义

radie 4 ranure process and ultimate point of specifier	Table 4	Failure	process	and	ultimate	point	of	specimer
--	---------	---------	---------	-----	----------	-------	----	----------

试件编号	破坏过程	极限点
SWS1	加载至位移 20 mm(位移角 1/139) 时,西侧墙根角部混凝土剥落; 加载至位移 30 mm(位移角 1/93) 时,西侧最外侧边缘构件纵筋压曲、外鼓,西侧根部表面混凝土脱落; 加载至位移 40 mm(位移角 1/70) 时,西侧外侧两根边缘构件纵筋及内侧一根边缘构件纵筋被拉断; 加载至位移 52 mm(位移角 1/53) 时,东侧外侧边缘构件纵筋被拉断; 加载至位移 60 mm(位移角 1/46) 时,西侧根部宽 800 mm、高 200 mm 范围内边缘构件及空心模混凝土压溃, 袖压力无法维持,加载停止	推向取水平荷载下降至其峰值 荷载的 85%; 拉向取加载停止 前最后一级第1循环的最大荷 载点,此时拉向水平荷载下降 至峰值荷载的 89%
SWS2	加载至位移 26 mm(位移角1/107)时,西侧边缘构件底部高 800 mm 范围内沿外侧纵筋出现竖向裂缝; 加载至位移 34.6 mm(位移角1/80)时,西侧发出爆裂声,边缘构件底部外侧高 400 mm 范围内混凝土开 裂、外鼓;加载至位移 43.3 mm(位移角1/64)时,西侧根部高 300 mm 处沿水平受压开裂;加载至位移 48 mm(1/58)时,西侧空心模水平受压裂缝迅速向东延伸,轴压力无法维持,加载停止,水平荷载已下 降至其峰值荷载的 62%	水平荷载下降至峰值荷载的 85%
SWS3	加载至位移 19.5 mm(位移角1/143)时,西侧边缘构件外侧高400 mm 处混凝土起皮、剥落;加载至位 移 26 mm(位移角1/107)时,西侧边缘构件外侧高400 mm 处混凝土开裂、外鼓高500 mm 处受压产生 水平裂缝,并由边缘构件外侧向内延伸;加载至位移32.5 mm(位移角1/86)时,东侧墙根角部混凝土 压碎,西侧水平受压开裂处混凝土压碎、脱落,釉压力无法维持,加载停止	加载停止前最后一级第1循环 的最大荷载点,此时推、拉向水 平荷载分别下降至峰值荷载的 90%和97%

单调加载的试件 SWS2、SWS5 与往复加载的试 件 SWS1、SWS4 相比,试件破坏范围相同,但由于往 复荷载作用下边缘构件纵筋处于反复拉压状态,最 终被拉断,而单调加载中钢筋未被拉断。设计轴压 比为0.4 的试件 SWS3、SWS6 与设计轴压比为0.3 的 试件 SWS1、SWS4 相比,预制空心模受压开裂现象提 早发生,且开裂区域稍高。

3 试验结果及其分析

3.1 水平荷载-位移曲线及承载力

试件在不同受力阶段时的水平荷载及按 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》^[19] (简称《高规》)中剪力墙墙肢正截面受压承载力计 算公式预测的承载力见表 5。按《高规》中的公式 计算时,钢筋采用实测屈服强度,混凝土采用实测 立方体抗压强度换算得到的轴心抗压强度(0.76 f_e),不考虑抗震调整系数。表中开裂荷载 F_e为试 件出现第 1 条可见裂缝时的水平荷载,对比纵筋屈 服法(以边缘构件纵筋屈服作为试件屈服点)、作图 法和能量法^[20]三种方法确定的屈服荷载 F_y,发现 作图法结果较小,能量法与纵筋屈服法接近,为方 便对比,统一采用能量法确定屈服荷载,峰值荷载 F_p为加载过程中的最大水平荷载,极限荷载 F_u 为 极限点对应的水平荷载。

由表5可知,试件的峰值荷载(即试验承载力) 与《高规》预测承载力F_{eal}比值的平均值为1.31,说明 可以按《高规》对预制混凝土空心模剪力墙进行压弯 承载力计算。对于设计轴压比为 0.3 的试件 SWS1、 SWS4、SWS2、SWS5,各试件的开裂、屈服荷载相差很 小。单调加载时,峰值荷载比往复加载时推向的峰 值荷载略高,与推、拉向峰值荷载的平均值相当。采 用双排插筋时,峰值荷载总体略高于采用单排插筋。 设计轴压比为 0.4 的试件 SWS3 与试件 SWS6 的开 裂、屈服、峰值荷载大小相当。

各试件水平荷载 F-位移 △ 曲线及骨架曲线对比 如图 6 所示,为对比试件 SWS1、SWS4、SWS3、SWS6 的荷载-位移骨架曲线,其中图 6f 纵坐标为剪压比 $(F/(f_bh_a))$ b 为截面宽度 h_a 为截面有效高度)。由 图 6a、6b、6f 及表 5 可知 ,试件 SWS1、SWS4 的滞回曲 线形状基本相同,骨架曲线在峰值荷载前基本吻合, 但采用双排插筋的试件 SWS4 的骨架曲线下降段不 明显,试件 SWS1 推、拉向的极限荷载分别为其峰值 荷载的 85% 和 89% ,而试件 SWS4 的对应值分别为 97%和99.6%。由图 6c、6d、6f 可知,试件 SWS3 和 试件 SWS6 的滞回曲线、骨架曲线基本相同,骨架曲 线在峰值荷载后不下降或下降很少,二者无明显差 异,二者的极限位移相比试件 SWS1、SWS4 明显减 小。由图 6e 及表 5 可知 采用单调加载、双排插筋的 试件 SWS5 与采用单调加载、单排插筋的试件 SWS2 相比 其荷载在达到峰值荷载后下降不明显,试件 SWS2 的极限荷载为峰值荷载的 85%, 而试件 SWS5 的对应值为 93%,且其峰值荷载略高,极限位移较 大 采用往复加载的试件 SWS1、SWS4 推向荷载-位 移骨架曲线与单调加载的试件 SWS2、SWS5 的结果 基本一致。

					able 5	Itst	i couito	or spec	intens a	u vain	Jus stag					
试件	加载		开裂			屈服			峰值			极限		E /kN	F/F	
编号	方向	$F_{\rm cr}/{ m kN}$	$\Delta_{ m cr}$ / mm	$\theta_{\rm er}$	F_y/kN	Δ_y /mm	θ_{y}	$F_{\rm p}/{ m kN}$	$\Delta_{ m p}$ / mm	$\theta_{ m p}$	$F_{\rm u}/{\rm kN}$	$\Delta_{ m u}/ m mm$	θ_{u}	$-I_{cal}/KIV$	I' p / I' cal	μ_{Δ}
	推向	195	0.95	1/2 926	503	9.47	1/294	598	30.99	1/90	508	42.89	1/65			4.53
SWS1	拉向	261	1.12	1/2 482	595	9.56	1/291	709	30.38	1/92	628	44.92	1/62	506	1.29	4.70
	平均	228	1.04	1/2 673	549	9.52	1/292	654	30.68	1/91	568	43.90	1/63			4.62
	推向	350	1.89	1/1 471	523	9.28	1/300	632	27.84	1/100	610	45.33	1/61			4.88
SWS4	拉向	252	0.90	1/3 089	572	9.29	1/299	691	27.28	1/102	688	45.53	1/61	495	1.27	4.90
	平均	301	1.40	1/1 986	548	9.28	1/300	662	27.56	1/101	649	45.43	1/61			4.89
SWS2	推向	325	1.82	1/1 527	516	8.36	1/326	631	25.49	1/109	536	38.54	1/72	498	1.27	4.61
SWS5	推向	294	1.46	1/1 904	536	10.37	1/268	663	25.35	1/110	614	50.62	1/55	506	1.31	4.61
	推向	272	1.62	1/1 716	534	8.39	1/331	644	26.19	1/106	578	33.07	1/84			3.94
SWS3	拉向	274	1.14	1/2 439	576	8.58	1/324	706	26.18	1/106	684	32.00	1/87	512	1.32	3.73
	平均	273	1.38	1/2 014	555	8.48	1/328	675	26.18	1/106	631	32.54	1/85			3.84
	推向	349	2.11	1/1 318	532	8.06	1/345	648	24.98	1/111	616	31.94	1/87			3.96
SWS6	拉向	298	1.72	1/1 616	585	10.03	1/277	709	33.68	1/83	709	33.68	1/83	515	1.32	3.36
	平均	324	1.92	1/1 448	558	9.04	1/308	678	29.33	1/95	662	32.81	1/85			3.66

表 5 试件不同受力阶段的试验结果 Table 5 Test results of specimens at various stages



Fig. 6 Top lateral force-displacement curves of specimens

3.2 钢筋应变

采用单排插筋的试件 SWS1、SWS2、SWS3,在不 同受力阶段时的根部截面钢筋应变分布如图7所 示,其中Δ_{xt}为实测的边缘构件外侧纵筋屈服时的试 件顶点水平位移,d为距试件西侧边缘的水平距离。 由图7可知,试件在边缘构件纵筋屈服前基本满足 平截面假定,屈服时应变分布与基于平截面假定预 测的计算结果(计算时混凝土强度取表2中的平均 抗压强度)吻合良好,说明插筋能够有效发挥作用, 预制空心模、孔内后浇混凝土及边缘构件能够共同 工作。

对于试件 SWS1、SWS2、SWS3,位于最外侧竖向 圆孔内插筋测点 B3 的应变和与其相邻的竖向分布 筋测点 T3 的应变随水平荷载的变化曲线如图 8 所 示,由图可知,插筋和竖向分布筋均受拉屈服,且二 者应变曲线形状相同,变化规律一致。试件 SWS1、 SWS3 搭接区域内的中间截面上,插筋测点 M2 的应 变与竖向分布筋测点 M1、M3 的应变的骨架曲线如 图9 所示,由图可知,中间截面的插筋应变与相邻竖 向分布筋的应变变化规律一致,插筋应变随水平荷 载的增大而增大,未发生应变突然减小的现象。加 载至0.5Δ₄、Δ₄、2Δ₄时的插筋与竖向分布筋应变沿



搭接区域高度的分布如图 10 所示,图中 h_i为距试件 根部高度。由图 10 可知,沿竖向从下往上插筋应变 逐渐减小,竖向分布筋应变逐渐增大。试件 SWS4、 SWS5、SWS6 的钢筋应变分析结果与试件 SWS1、 SWS2、SWS3 类似,不再给出。此外,试验中插筋搭接 区域在极限破坏时未出现横向裂缝或纵向劈裂裂 缝,且根部裂缝能得到有效控制,没有出现影响试件 整体受力性能和破坏形态的特征,试件破坏形态与 普通现浇剪力墙基本一致。综上,采用插筋连接可 以有效传递应力,所取搭接长度满足要求。





3.3 变形能力

各试件不同受力阶段的顶点水平位移、位移角 及位移延性系数见表 5。表中位移角 $\theta = \Delta/H \Delta$ 为 顶点水平位移,H为顶点水平位移的测点高度,H =2 780 mm。屈服位移 Δ_y 、峰值位移 Δ_p 和极限位移 Δ_u 分别为试件屈服点、峰值点及极限点对应的顶点水 平位移。由表 5 可知,各试件 θ_y 为 1/378 ~ 1/268, θ_p 为 1/110 ~ 1/91 θ_u 为 1/85 ~ 1/55,峰值位移角 θ_p 均大于 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[21]规 定的罕遇地震作用下剪力墙结构层间弹塑性位移角 限值 1/120,满足抗震变形能力要求,极限位移角 θ_u 远大于 1/120,可见,试件变形能力强。设计轴压比 为 0.3 时,位移延性系数均值为 5.04;设计轴压比为 0.4 时,其均值为 3.75,降低了 25.6%。

峰值荷载时各试件根部水平滑移。及其占顶点 水平位移 Δ, 的比例见表 6。由表 6 可见,采用插筋 连接的空心模剪力墙,将与墙体根部连接的混凝土 界面凿毛后,峰值荷载时根部水平滑移占顶点水平 位移的比例最大不超过 2%,对墙体整体抗震性能影 响较小。

3.4 刚度

各试件不同受力阶段的割线刚度可由水平荷载与 位移的比值确定,计算值见表7(往复加载试件取推、 拉向的平均值)。由表7可见,采用双排插筋的试件在 主要阶段的割线刚度与采用单排插筋时大小相当。每

量

Table 6 Bottom horizontal slippage of

specimens at peak point

编号 方向 37Åp SWS1 推向 0.24 30.99 1/90 0.77% SWS1 拉向 0.15 30.38 1/92 0.49% SWS4 推向 0.29 27.84 1/100 1.04% SWS3 推向 0.42 27.28 1/102 1.54% SWS3 推向 0.51 26.18 1/106 0.42% SWS6 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% SWS6 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	试件	加载	. /	A /mm	θ	s/A
推向 0.24 30.99 1/90 0.77% 拉向 0.15 30.38 1/92 0.49% SWS4 推向 0.29 27.84 1/100 1.04% SWS4 拉向 0.42 27.28 1/102 1.54% SWS3 推向 0.11 26.19 1/106 0.42% SWS3 推向 0.51 26.18 1/106 1.95% SWS6 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	编号	方向	<i>s /</i> mm	Δ _p /mm	$v_{\rm p}$	<i>зт</i> д _р
訪前 0.15 30.38 1/92 0.49% 3WS4 推向 0.29 27.84 1/100 1.04% SWS4 拉向 0.42 27.28 1/102 1.54% SWS3 推向 0.11 26.19 1/106 0.42% SWS3 推向 0.51 26.18 1/106 1.95% SWS6 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	SWS1	推向	0.24	30.99	1/90	0.77%
服向 0.29 27.84 1/100 1.04% 拉向 0.42 27.28 1/102 1.54% SWS3 推向 0.11 26.19 1/106 0.42% SWS4 拉向 0.51 26.18 1/106 1.95% SWS6 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%		拉向	0.15	30.38	1/92	0.49%
3W34 拉向 0.42 27.28 1/102 1.54% SW53 推向 0.11 26.19 1/106 0.42% SW53 拉向 0.51 26.18 1/106 1.95% SW56 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% SW56 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	SWS4	推向	0.29	27.84	1/100	1.04%
服向 0.11 26.19 1/106 0.42% 拉向 0.51 26.18 1/106 1.95% 服向 0.19 24.98 1/111 0.76% SWS6 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%		拉向	0.42	27.28	1/102	1.54%
3w33 拉向 0.51 26.18 1/106 1.95% Sw56 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% Sw56 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	SWIS2	推向	0.11	26.19	1/106	0.42%
SWS6 推向 0.19 24.98 1/111 0.76% 拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	5 W 55	拉向	0.51	26.18	1/106	1.95%
拉向 0.48 33.68 1/83 1.43%	CWICC	推向	0.19	24.98	1/111	0.76%
	3 W 30	拉向	0.48	33.68	1/83	1.43%

级加载第1循环最大荷载点的割线刚度 *K* 与顶点水 平位移 Δ 的关系曲线如图 11 所示。综合图 11 及表 7 可知 插筋形式对试件割线刚度影响较小。

表7 试件割线刚度

Table 7 Secant stiffness of specimens

试件	K/(kN·mm ⁻¹ $)$						
编号	开裂	屈服	峰值	极限			
SWS1	219.2	68.6	21.3	13.8			
SWS4	232.6	59.0	19.0	14.3			
SWS2	178.6	61.7	24.8	13.9			
SWS5	201.4	51.7	26.2	12.1			
SWS3	204.2	65.4	25.8	19.4			
SWS6	169.4	62.2	23.5	20.2			



图 11 割线刚度-顶点水平位移曲线



3.5 耗能能力

各试件每级加载第1循环的耗能 E(水平荷载-位移滞回环面积)、等效黏滞阻尼系数 $h_e($ 能量耗散 系数除以 2π)^[22]与顶点水平位移 Δ 的关系曲线如图

50

12 所示。由图 12 可知,各试件的耗能随水平位移的 增大而增大,各试件的等效黏滞阻尼系数在屈服荷 载前先减小后增大,屈服荷载后略有减小,之后随水 平位移的增大而增大。可以看出,屈服荷载前,各试 件耗能及等效黏滞阻尼系数大小相当,从屈服荷载 至峰值荷载,采用双排插筋的试件 SWS4、SWS6 耗能 及等效黏滞阻尼系数略大于采用单排插筋的试件 SWS1、SWS3 峰值荷载后,二组试件的耗能指标基本 相当。总体上,采用双排插筋的试件,其耗能能力略 好于采用单排插筋的试件。





4 结论

 1) 从裂缝分布、破坏过程可以判断所有试件为 受弯破坏,其破坏特征,除边缘纵筋拉断、角部混凝 土压溃外,所有试件在峰值荷载后至极限破坏阶段, 均出现不同高度范围的预制空心模受压开裂、剥离 脱落现象。

2)通过分析插筋及竖向分布筋的应变曲线及应 变分布,结合插筋搭接区域的破坏形态可知,采用插 筋连接可以有效传递钢筋应力。6个试件试验承载 力与规范预测承载力比值平均为1.31,说明可以按 规范公式对预制混凝土空心模剪力墙进行压弯承载 力计算。6个试件的峰值位移角为1/110~1/91,极 限位移角为1/85~1/55,均大于规范规定的弹塑性 位移角限值1/120,满足抗震变形能力要求。往复荷 载作用下,峰值荷载时,各试件根部水平滑移占顶点 水平位移的比例最大不超过2%,对墙体整体抗震性 能影响较小。综合来看,本文采用的插筋连接及其 搭接长度满足抗震要求。

3)采用双排插筋的试件与采用单排插筋的试件 相比,其荷载-位移骨架曲线在峰值荷载前基本吻合, 但采用双排插筋的试件,其峰值荷载略高,峰值荷载 后水平荷载下降缓慢,极限位移较大。插筋形式对 刚度影响很小。采用双排插筋的试件耗能能力总体 略好于采用单排插筋的试件。总体上,采用单排和 双排插筋均能满足抗震要求,采用双排插筋的空心 模剪力墙整体抗震性能略好于采用单排插筋。

参考文献

- [1] 钱稼茹,杨新科,秦珩,等. 竖向钢筋采用不同连接 方法的预制钢筋混凝土剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构学报,2011,32(6):51-59.(QIAN Jiaru, YANG Xinke, QIN Heng, et al. Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with various methods of vertical reinforcement splicing [J]. Journal of Building Structures,2011,32(6):51-59.(in Chinese))
- [2] 姜洪斌,陈再现,张家齐,等. 预制钢筋混凝土剪力 墙结构拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报,2011, 32(6): 34-40. (JIANG Hongbin, CHEN Zaixian, ZHANG Jiaqi, et al. Quasi-static test of precast reinforced concrete shear wall structures [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(6): 34-40. (in Chinese))
- [3] 钱稼茹,彭媛媛,秦珩,等. 竖向钢筋留洞浆锚间接 搭接的预制剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构, 2011,41(2): 8-11. (QIAN Jiaru, PENG Yuanyuan, QIN Heng, et al. Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with vertical reinforcements grouted in holes and spliced indirectly [J]. Building Structure, 2011, 41(2): 8-11. (in Chinese))
- [4] 王墩,吕西林,卢文胜.带接缝连接梁的预制混凝 土剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报, 2013,34(10):1-11.(WANG Dun,LU Xilin,LU Wensheng. Experimental study on seismic performance of precast concrete shear walls with joint connecting beam [J]. Journal of Building Structures, 2013,34 (10):1-11.(in Chinese))
- [5] 刘家彬,陈云钢,郭正兴,等. 装配式混凝土剪力墙 水平拼缝U型闭合筋连接抗震性能试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版),2013,43(3):565-570. (LIU Jiabin, CHEN Yungang, GUO Zhengxing, et al. Test on seismic performance of precast concrete shear wall with U-shaped closed reinforcements connected in horizontal joints [J]. Journal of Southeast University(Natural Science Edition),2013,43(3): 565-570. (in Chinese))
- [6] 初明进,刘继良,崔会趁,等. 装配整体式双向孔空 心模板剪力墙受剪性能试验研究[J]. 工程力学, 2013,30(7):219-229. (CHU Mingjin,LIU Jiliang, CUI Huichen, et al. Experimental study on shear behaviors of assembled monolithic concrete shear walls built with precast two-way hollow slabs [J]. Engineering Mechanics,2013,30(7):219-229. (in Chinese))
- [7] 初明进,刘继良,崔会趁,等.不同构造竖缝的装配 式空心模板剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结

51

构学报,2014,35(1):93-102. (CHU Mingjin,LIU Jiliang,CUI Huichen, et al. Experimental study on seismic behaviors of assembled monolithic concrete shear walls built with precast two-way hollow slabs with various details [J]. Journal of Building Structures, 2014,35(1):93-102. (in Chinese))

- [8] 连星,叶献国,王德才,等.叠合板式剪力墙的抗震 性能试验分析[J].合肥工业大学学报(自然科学 版),2009,32(8):1219-4223.(LIAN Xing,YE Xianguo,WANG Decai,et al. Experimental analysis of seismic behavior of superimposed slab shear walls [J]. Journal of Hefei University of Technology (Natural Science),2009,32(8):1219-4223.(in Chinese))
- [9] 张微敬,钱稼茹,陈康,等. 竖向分布钢筋单排连接的预制剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构,2011, 41(2):12-46.(ZHANG Weijing,QIAN Jiaru,CHEN Kang, et al. Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with vertical distributed reinforcements spliced by a single row connection rebars [J]. Building Structure, 2011,41(2):12-46.(in Chinese))
- [10] 张微敬,钱稼茹,于检生,等. 竖向分布钢筋单排间 接搭接的带现浇暗柱预制剪力墙抗震性能试验[J]. 土木工程学报,2012,45(10): 89-97. (ZHANG Weijing,QIAN Jiaru,YU Jiansheng, et al. Tests on seismic behavior of precast shear walls with cast-in-situ boundary elements and vertical distributed reinforcements spliced by a single row of steel bars [J]. China Civil Engineering Journal, 2012,45(10): 89-97. (in Chinese))
- [11] 宋绪传. 钢筋混凝土梁钢筋非接触搭接性能研究
 [D]. 济南:山东大学, 2007: 19-37. (SONG Xuchuan. The working performance of non-contact splice of reinforcing bar in reinforced concrete [D]. Jinan: Shandong University, 2007: 19-37. (in Chinese))
- [12] Sagan V E, Gergely P, White R N. Behavior and design of non-contact lap splices subjected to repeated inelastic tensile loading [J]. ACI Structural Journal, 1991, 88(4): 420–431.
- [13] Hamad B S , Mansour M Y. Bond strength of noncontact tension lap splices [J]. ACI Structural Journal , 1996 ,

93(3): 316-326.

- [14] McLean D I, Smith A L. Noncontact lap splices in bridge column-shaft connections [R]. Pullman, Washington, USA: Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, 1997: 15–40.
- [15] Kilpatrick A E, Gilbert R I. A preliminary investigation of the strength and ductility of lapped splices of reinforcing bars in tension [C]// 22nd Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials (ACMSM 2012). Leiden, Netherlands: Taylor & Francis-Balkema, 2013: 305-311.
- [16] ACI 318-11 Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2011.
- [17] 11G101-1 混凝土结构施工图平面整体表示方法制 图规则和构造详图(现浇混凝土框架、剪力墙、梁、 板[M].北京:中国计划出版社,2011:94.
- [18] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2010. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2010. (in Chinese))
- [19] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010. (JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2010. (in Chinese))
- [20] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,2013:313.
- [21] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中 国建筑工业出版社, 2010. (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [22] JGJ 101—1996 建筑抗震试验方法规程[S].北京: 中国建筑工业出版社,1997.(JGJ 101—1996 Specification of testing methods for earthquake resistant building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press,1997.(in Chinese))