

考虑波纹管组合钢筋浆锚搭接长度的装配式剪力墙拟静力试验

陈 昕^{1,2}, 刘 明^{*2,3}, 姚 大 鹏^{3,4}, 管 乃 彦⁵, 丁 浩 爽², 陈 则 全³

(1. 大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024;
2. 沈阳建筑大学 土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168;
3. 辽宁省现代建筑产业工程技术研究中心, 辽宁 沈阳 110168;
4. 沈阳建筑大学 建筑研究设计院, 辽宁 沈阳 110168;
5. 天津大学 建筑学院, 天津 300072)

摘要: 通过4个剪跨比为1.39、考虑波纹管组合钢筋浆锚搭接长度的装配式混凝土剪力墙试件的拟静力试验,从试验结构试件的承载力、延性和耗能能力等方面,分别研究波纹管内钢筋搭接长度对装配式混凝土剪力墙的抗震性能影响.试验结果表明:4个试件的破坏模式表现基本相同,试件边缘竖向钢筋首先受拉屈服,墙体两侧底部混凝土受压破坏;各试验工况下试验结构试件的承载力试验值高于《高层建筑混凝土结构技术规程》中公式计算值的1.57~1.71倍,延性系数均大于4,弹塑性层间位移角大于1/120.

关键词: 装配式剪力墙;浆锚连接;波纹管成孔;搭接长度;拟静力试验

中图分类号: TU375 **文献标识码:** A **doi:** 10.7511/dllgxb201606009

0 引 言

装配式混凝土结构^[1]中钢筋的连接技术是关键技术之一,可靠的连接^[2]是保证结构整体性和抗震性能的关键.

装配式混凝土结构中钢筋连接主要采用套筒连接^[3-4]、钢筋浆锚连接^[5-6]和机械连接^[7-8]等连接方式.江苏南通建设集团的工业化全预制装配整体式剪力墙技术体系(NPC体系),采用以波纹管成孔钢筋浆锚搭接连接方式;黑龙江宇辉建设集团采用以芯模管(浇筑养护后取出)为成孔方式、螺旋箍筋作为约束的钢筋浆锚搭接连接装配式混凝土剪力墙体系.

约束钢筋浆锚搭接连接方式在预制构件制作过程中采用芯模成孔,制作过程需取出芯模管,施工难以控制,经常出现塌孔.而采用波纹管浆锚搭接连接搭接长度过大,导致连接部位较大.本文提出采用波纹管成孔、螺旋箍筋约束的钢筋浆锚连接组合的钢筋竖向连接方式.

1 试验概况

辽宁省地方标准《装配整体式剪力墙结构设计规程(暂行)》^[9](DB21/T 2000—2012)第7.4.5条规定:节点及接缝处的钢筋采用约束浆锚搭接连接时,当位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率为100%时,受拉钢筋搭接长度按下式计算:

$$l_1 = \zeta_1 \zeta_2 l_a \quad (1)$$

式中: l_1 为受拉钢筋的搭接长度; l_a 为受拉钢筋的锚固长度,按《混凝土结构设计规范》^[10](GB 50010—2010)计算,抗震设计时 l_a 取 l_{aE} ,当充分利用钢筋的抗压强度时,锚固长度不应小于受拉锚固长度的0.7倍; ζ_1 为受拉钢筋搭接长度修正系数; ζ_2 为受拉钢筋搭接长度约束修正系数,取0.9.

DB21/T 2000—2012中第7.4.5条规定,受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ_1 是由螺旋箍筋环内

收稿日期: 2016-05-10; 修回日期: 2016-09-28.
基金项目: “十三五”国家重点研发计划项目(2016YFC0701402).
作者简介: 陈 昕(1982-),女,博士生, E-mail: chenxin_zoe@163.com; 刘 明*(1962-),男,教授,博士生导师, E-mail: liumingsy2008@163.com.

径和墙体纵筋直径来确定的。

为确定采用波纹管成孔、螺旋箍筋约束的钢筋浆锚连接组合的钢筋竖向连接方式搭接长度, 本文进行装配式剪力墙的拟静力试验研究, 研究波纹管成孔内竖向钢筋的搭接长度分别采用 $0.7l_{aE}$ 和 $0.9l_{aE}$ 时对装配式剪力墙结构抗震性能的影响。

1.1 试件设计

(1) 试件尺寸及配筋

本文共设计了4个足尺剪力墙模型, 试件的几何尺寸为 $1\,920\text{ mm} \times 2\,800\text{ mm} \times 200\text{ mm}$, 墙内顶部暗梁的截面尺寸为 $200\text{ mm} \times 400\text{ mm}$, 底梁的截面尺寸为 $400\text{ mm} \times 550\text{ mm}$. 墙体两侧竖向钢筋分别为 HRB400 级 $4\Phi 16@200$, 其余竖向钢筋为 $12\Phi 12@200$, 水平分布钢筋为 HRB400 级 $\Phi 12$, 箍筋为 HRB400 级 $\Phi 8@200$, 配筋图如图 1 所示。

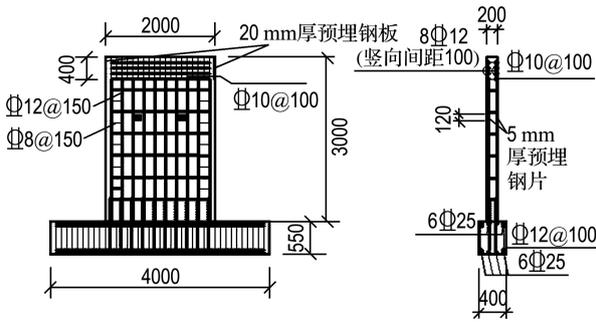


图 1 试验构件配筋图

Fig. 1 The figure of reinforcement of specimens

(2) 试件数量及参数

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 中第 6.4.2 条规定: 一、二、三级抗震墙在重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比, 一级时, 9 度不宜大于 0.4, 7、8 度不宜大于 0.5; 二、三级时不宜大于 0.6. 结合结构试验室加载装置实际情况, 本文采用的试件数量见表 1.

表 1 试件数量设计

Tab. 1 Number of specimen design

试件编号	成孔方式	搭接长度	墙片数量
Z4B1-1	波纹管	$0.7l_{aE}$	2
Z4B1-2			
Z4B2-1	波纹管	$0.9l_{aE}$	2
Z4B2-2			

试件编号中字母“Z”代表轴压比, “4”代表轴压比 0.4, “B”代表波纹管, “1”代表钢筋搭接长度为 $0.7l_{aE}$ 的试件, “2”代表钢筋搭接长度为 $0.9l_{aE}$ 的试件。

1.2 材料性能及试件制作

(1) 材料性能

试件内部钢筋型号均采用 HRB400 级. 根据《金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1—2010) 中对于直径为 8、10、12 和 16 mm 的钢筋分别进行拉伸试验, 实测得出钢筋的屈服强度 f_y 和极限强度 f_u 平均值, 如表 2 所示. 钢筋屈服应变按实测屈服强度和弹性模量 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 计算得到。

表 2 钢筋抗拉强度及屈服应变

Tab. 2 Steel tensile strength and yield strain

直径/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	$\epsilon_y/10^{-3}$
8	430	685	2.15
10	545	655	2.73
12	495	655	2.48
16	488	696	2.44

试验墙体混凝土强度等级设计值为 C30, 28 d 实测立方体抗压强度 f_{cu} 为 42.5~47.3 MPa. 波纹管连接部位采用灌浆料灌浆, 28 d 抗压强度实测值 $f_{cu,m}$ 为 84.7~89.2 MPa.

(2) 试件制作

试件由试验墙体和墙下的底梁组成. 墙体底部安装波纹管和螺旋箍筋(箍筋直径 50 mm, 螺距 40 mm), 底梁预留竖向钢筋, 底梁和墙体分别浇筑成型(见图 2), 经 28 d 养护后试验墙体与底梁进行装配并在波纹管内部灌浆, 试件制作完成。

1.3 试验装置及加载制度

(1) 试验装置

本次试验在沈阳建筑大学结构试验室进行, 加载装置见图 3. 试件顶部采用 500 kN 液压千斤顶进行加载, 由 5 000 kN 力传感器, 通过静态电阻应变仪 XL2101B5+ 来实时控制竖向加载的力值, 在整个试验过程中始终保持不变, 并且保持千斤顶与试件同步同向; 水平荷载采用 MTS 电液伺服作动器(1 500 kN)施加低周往复荷载, 加载点设立在加载梁的中心, 同时在剪力墙两侧设置侧

向支撑,防止试件在试验过程中产生平面外变形。



(a) 底梁



(b) 剪力墙

图2 剪力墙和底梁混凝土浇筑

Fig.2 Concrete pouring of shear wall and bottom beam



图3 加载装置

Fig.3 Loading scheme

(2) 加载制度

根据《混凝土结构试验方法标准》(GB/T 50152—2012),试验正式开始前对试件进行预加载,检查仪器设备是否正常工作.试验开始时由正向开始加载,采用荷载-位移控制的方法.试件屈服前采用水平力控制并分级加载,试件屈服后采用水平位移控制加载.加载由力控制时以100 kN为一级分级加载;试件屈服后采用位移控制,每级位移循环3次.加载时当试件墙片达到极限荷载后,继续加载至进入下降段,直至荷载下降到极限

荷载的85%,或者构件失去继续承载的能力,即认为构件破坏,停止加载.加载制度见图4.由于施加水平荷载采用MTS电液伺服作动器反向加载最大力值限制,反向加载循环未能实现按屈服位移的倍数加载,每次只是加到作动器最大力限值作为反向加载的循环点.

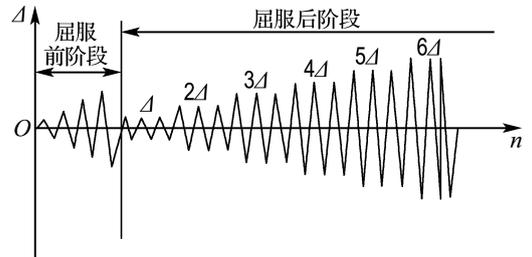


图4 加载制度

Fig.4 Loading system

1.4 量测内容及量测方法

本次试验量测的主要内容为力、位移和应变,其中应变测量包括钢筋应变测量和混凝土应变测量,测点布置见图5和图6.

各试件的位移计布置相同,共计8个.在墙体一侧沿中轴线从上至下布置5个位移计,最高处的位移计距墙体底部3.15 m;垂直于底梁布置1个位移计,与墙体位移计布置在同一平面内,量测底梁的平动;在底梁顶面的两侧各布置1个位移计,量测底梁在试验过程中是否发生位移.

试验结构构件的钢筋应变测量:在试验结构构件Z4B1-1、Z4B1-2、Z4B2-1和Z4B2-2底梁伸出的钢筋上、距试验墙体底面40 mm处粘贴钢筋应变片,以量测试验墙体与底梁交界处钢筋的应变变化;为研究波纹管竖向钢筋间接搭接的传力情况,在Z4B1-1、Z4B1-2、Z4B2-1和Z4B2-2内部波纹管竖向间接搭接的上下两根钢筋、距墙底320 mm高度的位置上粘贴钢筋应变片.

试验结构构件的混凝土应变测量:将9组混凝土应变花交叉布置在试件Z4B1-1、Z4B1-2、Z4B2-1和Z4B2-2的表面上,每组应变花的应变片角度分别为 0° 、 45° 和 90° ,用以量测试件从开裂、屈服、极限和破坏形态下混凝土的应变变化情况.

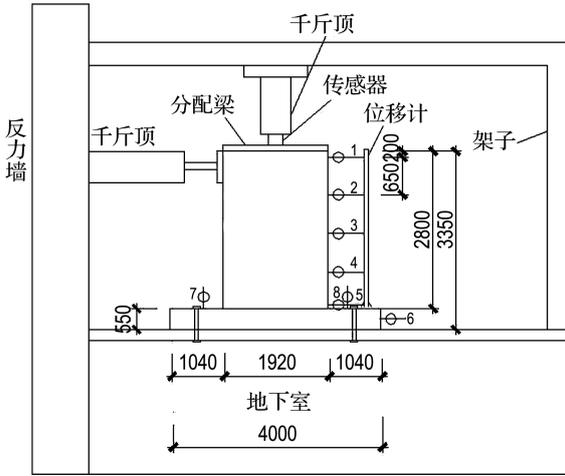


图5 试验结构试件位移计布置

Fig. 5 Test specimen displacement meter arrangement

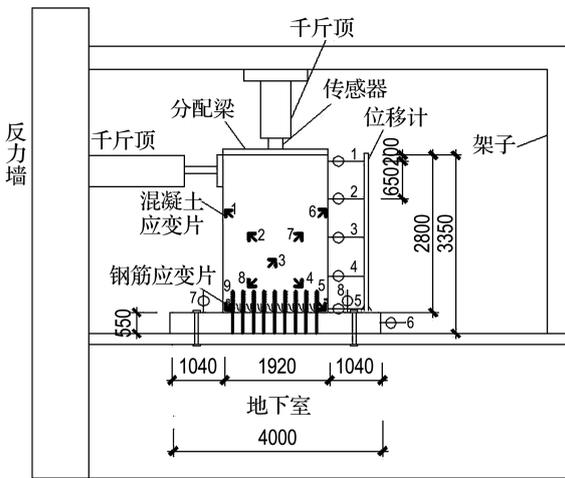


图6 试验结构试件钢筋和混凝土应变片布置

Fig. 6 Strain gauge arrangement of steel and concrete specimens

点水平位移达到 $2\Delta_y$ ($\Delta_y = 10 \text{ mm}$) 时, 墙底与底梁交界面的裂缝连成通缝, 裂缝出现在墙体高度的 $1/2$ 处, 随着加载该裂缝宽度变大, 逐渐发展成为墙体主要破坏裂缝; 当顶点水平位移达到 $3\Delta_y$ 时, 位于波纹管上方的裂缝宽度持续增大, 该裂缝部分保护层脱落; 当顶点水平位移达到 $4.5\Delta_y$ 时, 墙体两侧根部混凝土压溃剥落, 此时承载力达极限值 $1\,326.1 \text{ kN}$; 当正向加载水平力已达到极限承载力的 85% 时, 试件承载力降至 $1\,127.24 \text{ kN}$, 顶点水平位移达到 49 mm .



(a) Z4B1-1



(b) Z4B1-2



(c) Z4B2-1



(d) Z4B2-2

图7 试件的裂缝分布和破坏状态

Fig. 7 Crack distribution and failure mode of specimens

2 试验结果

2.1 破坏模式

试验结构构件 Z4B1-1、Z4B1-2、Z4B2-1 和 Z4B2-2 的破坏形态基本相同, 表现为试件边缘竖向钢筋首先受拉屈服, 墙体两侧底部混凝土受压破坏, 破坏状态如图 7 所示. 以试件 Z4B1-1 为例详细描述试件的破坏过程. 荷载由 0 kN 开始施加, 当水平推力达到极限承载力的 22% 时, 试件的第一条裂缝出现在墙底与底梁交界面. 当水平推力达到极限承载力的 61% 时, 墙体边缘钢筋受拉屈服, 墙上出现多条水平裂缝, 部分斜向发展. 从此以后以屈服位移的倍数作为控制加载; 当顶

2.2 滞回曲线

试验结构构件的顶点水平力 F 与位移 Δ 连接而成的曲线即为滞回曲线, 试验结构构件 Z4B1-1、Z4B1-2、Z4B2-1 和 Z4B2-2 的滞回曲线如图 8 所示. 在正向推力作用下, 试件 Z4B1-1 屈服前滞回环内面积较小, 耗能少, 屈服后滞回环面积增大, 耗能也有大幅增加; 试件 Z4B1-2 滞回环稳定, 上半环面积逐渐扩大, 在卸载后残余变形很小, 滞回环饱满; 试件 Z4B2-1 和 Z4B2-2 的滞回环有一定程度的捏缩现象, 在相同位移级别下, 与前一次循环相比, 后一次循环的加载刚度和强度退

化明显. 因受到加载仪器设备的限制, 反向加载的滞回曲线明显不同于正向加载的, 试件仅在正方向加载达到承载力极限状态, 反方向试件屈服后位移加至 Δ_y 时, 试件水平荷载已达到仪器最大量程.

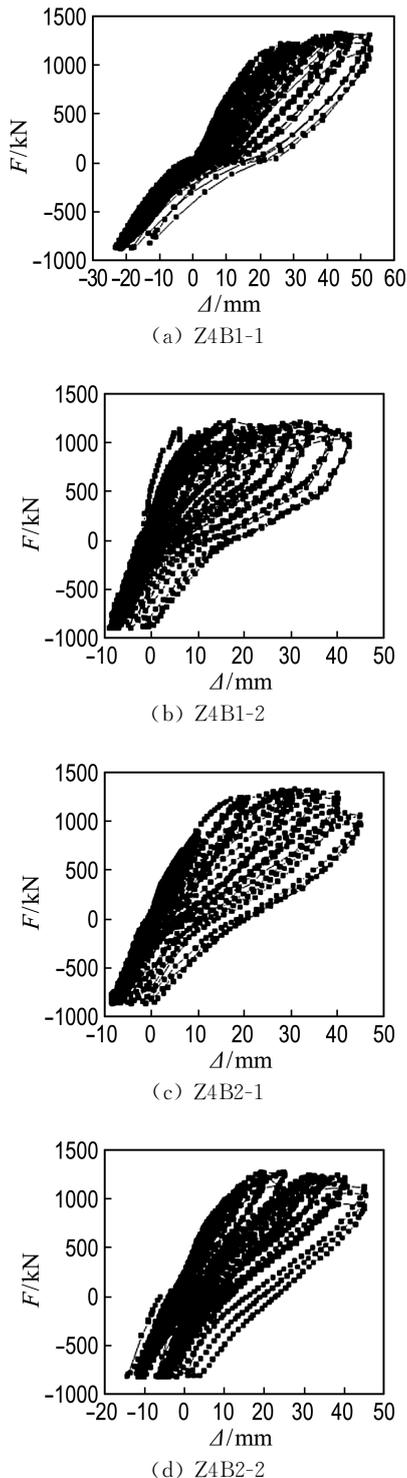


图8 试件的滞回曲线

Fig. 8 Hysteresis curves of the specimens

2.3 骨架曲线

将滞回曲线各循环的峰值点连接起来得到了骨架曲线, 骨架曲线的形状反映了构件整个历程的受力和变形特征, 4个试件的骨架曲线如图9所示. 从骨架曲线可见, 各个墙体的骨架曲线均包括上升段、平缓段和下降段. 墙体屈服前, 骨架曲线基本呈线性, 屈服后墙体骨架曲线由直线变为弯曲, 刚度发生退化, 达到极限承载力, 骨架曲线开始向下发展; 4个试件的骨架曲线基本重合, 表明采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度的试件对承载能力的影响可忽略不计; 试件达到极限荷载后, 骨架曲线的下降段比较平缓, 试件有较好的延性. 从骨架曲线可见, 两个试件的骨架曲线在屈服前呈弹性变化, 屈服后开始进入非线性发展; 在试件达到极限承载力后, 随着位移的不断增大, 水平力开始缓慢下降.

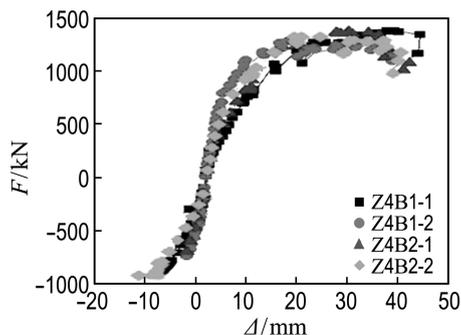


图9 试件的骨架曲线

Fig. 9 Skeleton curves of the specimens

3 试验结果分析

本文分别从装配式剪力墙结构的承载力、延性和耗能能力等方面分析钢筋搭接长度为 $0.7l_{aE}$ 和 $0.9l_{aE}$ 时对其抗震性能的影响.

3.1 荷载特征值及其确定方法

本文研究涉及的荷载特征值主要有开裂荷载 P_{cr} 、屈服荷载 P_y 、极限荷载 P_{max} 、破坏荷载 P_u 、屈服位移 Δ_y 和延性系数 μ , 分别按下述方法确定:

(1) 开裂荷载、极限荷载和破坏荷载及相应的位移

试验结构或构件出现第一条裂缝对应的荷载即为开裂荷载; 极限荷载为试验荷载的最大值, 破

坏荷载取极限荷载的 0.85 倍。

与破坏荷载对应的位移定义为极限位移。

(2) 屈服荷载和屈服位移

本文采用如图 10 所示的几何作图法来确定屈服荷载 P_y 、屈服位移 Δ_y 及极限位移 Δ_u 。

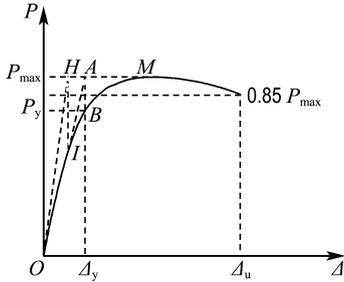


图 10 几何作图法确定的屈服位移

Fig. 10 The yield displacement determined by the geometric drawing method

(3) 延性系数

在抗震设计中,延性系数是一个反映结构或构件塑性变形能力的重要指标,为极限位移与屈服位移之比,可按下式计算:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

3.2 钢筋搭接长度对承载力的影响

试验确定的各试件开裂荷载、屈服荷载、极限荷载、破坏荷载和延性系数见表 3。

表 3 试件的水平力和位移

Tab. 3 Horizontal force and displacement of specimens

试件 编号	$P_{cr}/$ kN	$(P_y/\Delta_y)/$ (kN/mm)	$(P_{max}/\Delta_p)/$ (kN/mm)	$(P_u/\Delta_u)/$ (kN/mm)	μ
Z4B1-1	331.0	816.0/10.0	1 326.1/46	1 127.2/49.0	4.95
Z4B1-2	596.5	750.0/8.5	1 219.0/32	1 036.2/42.5	
Z4B2-1	418.0	849.5/10.0	1 321.0/38	1 122.9/40.0	4.25
Z4B2-2	400.0	859.5/10.0	1 271.0/23	1 080.4/45.0	

从表 3 中可以看出,竖向钢筋采用 $0.7l_{aE}$ 钢筋搭接长度的两个试件承载力均值与 $0.9l_{aE}$ 钢筋搭接长度的试件承载力均值相当,证明了采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度的试件对承载能力的影响可忽略不计。

按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)计算得到的试件受压承载力所对应的水平力为 776.9 kN。可见试验工况下 4 个试件的水平

力试验值为按 JGJ 3—2010 计算值的 1.57~1.71 倍。

3.3 钢筋搭接长度对延性的影响

从表 3 中延性系数的计算值来看,各试验工况下,4 个试件的延性系数均大于 4,具有良好的延性。竖向钢筋采用 $0.7l_{aE}$ 钢筋搭接长度的两个试件的延性系数大于 $0.9l_{aE}$ 钢筋搭接长度的试件,说明采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度的试件可以承受较大的塑性变形,有效减少地震效应。

定义顶点位移角 $\theta = \Delta/H$, Δ 为试件顶点水平位移, H 为测点高度, $H = 2\ 800$ mm,通过计算,4 个剪力墙试件的极限位移角分别为 1/53、1/81、1/65、1/58,均大于薄弱层(部位)弹塑性层间位移角 1/120。

3.4 钢筋搭接长度对耗能能力的影响

以荷载-变形滞回曲线所包围的面积计算出的各试件在屈服、极限和破坏阶段的能量耗散系数 E_y 、 E_p 、 E_u 和等效黏滞阻尼系数 h_{ey} 、 h_{ep} 、 h_{eu} 见表 4 和表 5。从表中可以看出,在破坏阶段,采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度试件的能量耗散系数、等效黏滞阻尼系数均值略高于 $0.9l_{aE}$ 搭接长度的试件。

表 4 试件的能量耗散系数

Tab. 4 The coefficient of energy dissipation of the specimens

试件编号	E_y	E_p	E_u
Z4B1-1	1.19	1.05	1.01
Z4B1-2	1.09	1.10	1.50
Z4B2-1	1.15	1.18	1.15
Z4B2-2	1.54	1.12	1.23

表 5 试件的等效黏滞阻尼系数

Tab. 5 Equivalent viscous damping coefficient of the specimens

试件编号	h_{ey}	h_{ep}	h_{eu}
Z4B1-1	0.19	0.17	0.16
Z4B1-2	0.17	0.18	0.24
Z4B2-1	0.18	0.19	0.18
Z4B2-2	0.25	0.18	0.20

4 结 论

(1) 装配式剪力墙试件的破坏模式基本相同,试件表面、波纹管上方出现水平裂缝,并充分斜向

发展,试件最终破坏位置都是在墙体与底梁处,边缘竖向钢筋受拉屈服,墙体底部混凝土压碎的弯剪破坏。

(2) 竖向钢筋采用 $0.7l_{aE}$ 钢筋搭接长度的两个试件承载力均值与 $0.9l_{aE}$ 钢筋搭接长度的试件承载力均值相当,说明采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度的试件对承载能力的影响可忽略不计;4 个试件极限承载力的试验值为按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)计算值的 1.57~1.71 倍。

(3) 各试验工况下,装配式剪力墙试件的延性系数均大于 4,具有良好的延性.采用 $0.7l_{aE}$ 钢筋搭接长度的试件,墙体的底部连接部位高度小,相应的刚度加大的范围小,导致整个墙体水平位移增大,使其延性系数略大于 $0.9l_{aE}$ 搭接长度的试件。

(4) 装配式剪力墙试件的实测极限位移角均大于薄弱层(部位)弹塑性层间位移角 $1/120$,可实现《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)对钢筋混凝土抗震墙结构弹塑性层间位移角的要求。

(5) 在破坏阶段,采用 $0.7l_{aE}$ 搭接长度试件的能量耗散系数、等效黏滞阻尼系数均值略高于 $0.9l_{aE}$ 搭接长度的试件。

本文提出考虑波纹管组合钢筋浆锚连接方式的剪力墙具有良好的抗震性能,可以有效地减少搭接长度,施工安装简单,同时成孔质量得以保证,为该体系的应用及编制辽宁省地方标准和行业标准提供了试验依据。

参考文献:

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配式混凝土结构技术规程:JGJ 1—2014[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2014.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Precast Concrete Structures: JGJ 1—2014 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2014. (in Chinese)

[2] 孙长征,高 强,赵唯坚,等. 预制混凝土构件间钢筋连接技术的发展与应用[J]. 中国建筑金属结构,2013, 10(11):198-199.
SUN Chang-zheng, GAO Qiang, ZHAO Wei-jian,

et al. Development and application on reinforced connection technology of precast concrete members [J]. **China Construction Metal Structure**, 2013, 10(11):198-199. (in Chinese)

[3] 钱稼茹,彭媛媛,张景明,等. 竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试验[J]. 建筑结构,2011, 41(2):1-6.
QIAN Jia-ru, PENG Yuan-yuan, ZHANG Jing-ming, *et al.* Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with vertical reinforcements spliced by grout sleeves [J]. **Building Structure**, 2011, 41(2): 1-6. (in Chinese)

[4] 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):12-16.
ZHANG Wei-jing, QIAN Jia-ru, CHEN Kang, *et al.* Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with vertical distributed reinforcements spliced by a single row connecting rebars [J]. **Building Structure**, 2011, 41(2):12-16. (in Chinese)

[5] 陈云钢,刘家彬,郭正兴,等. 装配式剪力墙水平拼缝钢筋浆锚搭接抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报,2013, 45(6):83-89.
CHEN Yun-gang, LIU Jia-bin, GUO Zheng-xing, *et al.* Test on seismic performance of precast shear wall with reinforcements grouted in holes and spliced indirectly in horizontal connections [J]. **Journal of Harbin Institute of Technology**, 2013, 45(6):83-89. (in Chinese)

[6] 张家齐. 预制混凝土剪力墙足尺子结构抗震性能试验研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2010.
ZHANG Jia-qi. Experimental research on seismic behavior of full-scale precast shear wall substructure [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010. (in Chinese)

[7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢筋机械连接通用技术规程:JGJ 107—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Mechanical Splicing of Steel Reinforcing Bars: JGJ 107—2010 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010. (in Chinese)

[8] 钱冠龙. PC 构件用水泥灌浆直螺纹钢筋接头[J].

住宅产业, 2011(6):62-63.

QIAN Guan-long. PC components with cement grouting straight thread steel joint [J]. **Housing Industry**, 2011(6):62-63. (in Chinese)

[9] 辽宁省质量技术监督局. 装配整体式剪力墙结构设计规程(暂行):DB21/T 2000—2012[S]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2012.

Bureau of Quality and Technical Supervision of Liaoning Province. Specification Assembled Monolithic Shear Wall Structures (Trial): DB21/T

2000—2012 [S]. Harbin: Harbin Institute of Technology Press, 2012. (in Chinese)

[10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010. (in Chinese)

Quasi-static experiments on lap length of precast shear walls assembled with reinforcement grouting anchor connection and corrugated pipes

CHEN Xin^{1,2}, LIU Ming^{*2,3}, YAO Da-peng^{3,4}, GUAN Nai-yan⁵,
DING Hao-shuang², CHEN Ze-quan³

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, China;

3. Research Center of Engineering Technology of Modern Construction Industry in Liaoning Province, Shenyang 110168, China;

4. Architecture Research and Design Institute, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, China;

5. School of Architecture, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Quasi-static experiments are carried out on four precast concrete shear wall specimens with shear span ratio of 1.39, assembled with reinforcement grouting anchor connection and corrugated pipes. The influence of the reinforcement lap length in the corrugated pipes on seismic performance of precast concrete shear walls is studied in the experiments from the aspects of bearing capacity, ductility and energy dissipation capacity of the experiment specimens. The experimental results indicate that the failure modes of the four fabricated wall specimens are basically the same, the vertical reinforcements in the edge of the specimens firstly tensilely yield, and both sides of the concrete are compressive damaged at the bottom of the wall. Under various conditions, the bearing capacities of experiment specimens are 1.57-1.71 times of the calculated value of Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building, the ductility coefficients are greater than 4, and the inter-storey displacement angles (ISDA) on elastic-plastic of all the precast specimens are greater than 1/120.

Key words: precast shear wall; grouting anchor connection; corrugated pipe for the hole; lap length; quasi-static experiment