

钢筋套筒灌浆搭接连接的预制剪力墙抗震试验

余 琼, 孙佳秋, 许雪静, 方永青

(同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

摘要: 为改善钢筋灌浆套筒连接的施工便利性, 在已研发的内径大、施工方便的 I 和 III 型套筒灌浆搭接连接的基础上, 进行了 1 片现浇剪力墙和 2 片纵筋采用 I 与 III 型套筒搭接连接的预制剪力墙拟静力试验。结果如下, 现浇墙初始裂缝出现在墙底部, 而预制墙由于套筒竖向约束, 初始裂缝出现在套筒上方, 预制墙开裂荷载大于现浇墙; 在极限状态时, 现浇墙两侧根部混凝土压碎, 而预制墙套筒上方混凝土先压碎, 后套筒外侧混凝土保护层局部脱落而破坏; 预制墙开裂、屈服荷载、极限位移大于现浇墙, 极限承载力与现浇墙的基本相同, 但延性略差; 由于套筒区域边缘构件箍筋及墙身水平钢筋的加密, 预制墙的耗能略优于现浇墙; 钢筋应变曲线一致性表明, I 和 III 型套筒在预制混凝土剪力墙中能够很好地传递钢筋应力。

关键词: 预制剪力墙; 套筒; 环向应变; 滞回曲线; 开裂荷载; 极限位移

中图分类号: TU375

文献标志码: A

Experimental Study on Seismic Behavior of Precast Shear Walls with Reinforcement Spliced by Grouted Sleeve Lapping Connector

YU Qiong, SUN Jiaqiu, XU Xuejing, FANG Yongqing

(Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the seismic behavior of grouted sleeve lapping connector, pseudo-static experiments were conducted on a cast-in-place shear wall and two different precast shear walls in which longitudinal reinforcement were connected by type I and type III grouted sleeve lapping connector respectively. Initial crack appeared at the bottom of the cast-in-place shear wall, while for the precast shear walls, the initial crack appeared above the sleeve due to the vertical confinement of sleeve, and the cracking load of the precast wall was greater than the cast-in-place wall. At the ultimate stage, concrete were crushed at the root of the cast-in-place shear wall; the concrete cover around the sleeve peeled locally

and then was destroyed, following the crush of the concrete above the sleeve in the precast shear walls. The ultimate bearing capacities of the two different types of shear wall were almost same. Compared to the cast-in-place shear wall, the cracked degree, yield load and ultimate displacement of the precast shear walls were larger, the ductility of the precast shear walls was a little lower. Due to the densification treatment of the horizontal bars in wall body and the stirrup of the rim member in the region of sleeve, the energy dissipation of the precast shear walls was better than that of the cast-in-place shear wall. The strain curve of the steel bar above and below the sleeve is consistent, which shows that both type I and type III grouted sleeve lapping connectors performed well in transferring the stress of the steel bar.

Key words: precast shear wall; sleeve; hoop strain; hysteresis loop; cracking load; ultimate displacement

预制装配混凝土结构中钢筋连接是关键技术, 套筒灌浆对接接头是目前应用最为广泛的钢筋连接方式。

套筒灌浆对接接头^[1-3]即在对接的 2 个钢筋外部放置套筒, 灌入灌浆料, 实现 2 根钢筋的连接, 国家规范^[4]中规定了其设计及施工中的相关技术要求。竖向钢筋采用套筒灌浆对接连接的预制剪力墙试验国外研究进行得较早, 1995 年加拿大的 Soudki 等^[5]就进行该种钢筋连接方式的预制墙拟静力试验, 国内 2011 年钱稼茹等^[6]、2017 年刘香等^[7]也进行了该种连接方式的预制墙拟静力试验, 研究结果都表明预制墙的刚度、承载力、耗能能力与现浇墙相当, 预制墙极限位移角都大于 1/100, 套筒浆锚连接能够有效传递竖向钢筋的应力, 运用于预制装配式结构中是可行的。

套筒灌浆对接接头优点是连接接头短, 但套筒孔径小, 插入钢筋外壁与套筒内壁间隙约为 5~6

收稿日期: 2017-07-04

第一作者: 余 琼(1968—), 女, 副教授, 硕士生导师, 工学硕士, 主要研究方向为预制装配式结构。

E-mail: yiongyu2005@163.com



扫码
查看
作者
独家
介绍

mm,施工精准性要求高,灌浆不易密实;当多根钢筋同时插入施工时,难度大,施工质量不易保证。

为改善已有钢筋接头的施工便利性,笔者于 2014 年提出具有自主知识产权的套筒约束浆锚搭接^[8]接头,该接头即在 2 根搭接钢筋外部放置套筒或 4 根搭接钢筋外部放置套筒,并注入灌浆料,实现钢筋的连接。该套筒灌浆搭接接头具有套筒直径较大、装配施工便利、造价低等优势。

2016 年笔者进行了直径 18 mm 一根钢筋在不同搭接长度下(6.0d、8.0d、10.0d、12.5d,d 为钢筋直径)16 个 I 型套筒(内径 70 mm、壁厚 3 mm)搭接接头拉伸试验和以搭接长度(8.0d、10.0d、12.5d)、钢筋直径(12 mm~25 mm)为变化参数的 63 个 I 型套筒(内径 70 mm、壁厚 3 mm)搭接接头的拉伸试验;2017 年,笔者进行了 20 mm、22 mm、25 mm 大直径钢筋在不同搭接长度下(6.0d、8.0d、10.0d、12.5d)36 个 I 型套筒(内径 79 mm、壁厚 3.5 mm)搭接接头拉伸试验,结果表明,试件的破坏形态有钢筋与灌浆料间滑移(套筒长度较短时)和套筒外钢筋拉断(套筒长度较长时),钢筋拉断的试件力-位移曲线、极限承载力与单根相近。

2016 年,笔者进行了 2 根钢筋的搭接接头试验,以不同搭接长度(8.0D、10.0D、12.5D,D 为 2 根钢筋按面积等效的直径)、不同钢筋直径(12 mm~25 mm)为变化参数的 63 个 III 型套筒(约束 4 根钢筋)浆锚搭接接头拉伸试验,试件破坏形态为钢筋与灌浆料间滑移(套筒长度较短时)和套筒外钢筋拉断

(套筒长度较长时),III 型套筒钢筋拉断试件极限承载力与 2 根钢筋材性试验极限承载力相同。

试验表明,由于套筒约束,搭接接头承载能力提高,接头搭接长度降低。I 型套筒的长度可取 12.5d、钢筋直径小于 20 mm 的 III 型套筒的长度可取 20.0d 均能保证钢筋拉断而接头不发生破坏。

在先期试验^[9]的基础上,进行竖向钢筋采用 I、III 型套筒连接的 2 片预制剪力墙和 1 片现浇剪力墙的拟静力试验,对比研究预制墙与现浇墙的破坏形态、开裂荷载、位移角、延性、刚度和耗能等性能,并测量套筒上、下端钢筋应变、套筒的环向应变,以衡量接头的传力效果和套筒的工作状况。

1 剪力墙试验概况

1.1 剪力墙中钢筋接头构造示意

传统的接头即为套筒灌浆对接接头,如图 1a 所示,接头传力途径为钢筋—灌浆料—套筒—灌浆料—钢筋,传力间接。

笔者提出的套筒约束浆锚搭接接头(本次剪力墙试验中纵筋即采用该接头)即在 2 根搭接钢筋外部放置套筒(称为 I 型套筒,如图 1b)或 4 根搭接钢筋外部放置套筒(称为 III 型套筒,如图 1c),并注入灌浆料,实现钢筋的连接,接头传力主要途径为钢筋—灌浆料—钢筋,传力较为直接。接头制作过程如下:先将预留钢筋点焊在筒壁两端,以固定钢筋位置,再插入搭接钢筋,注入灌浆料。

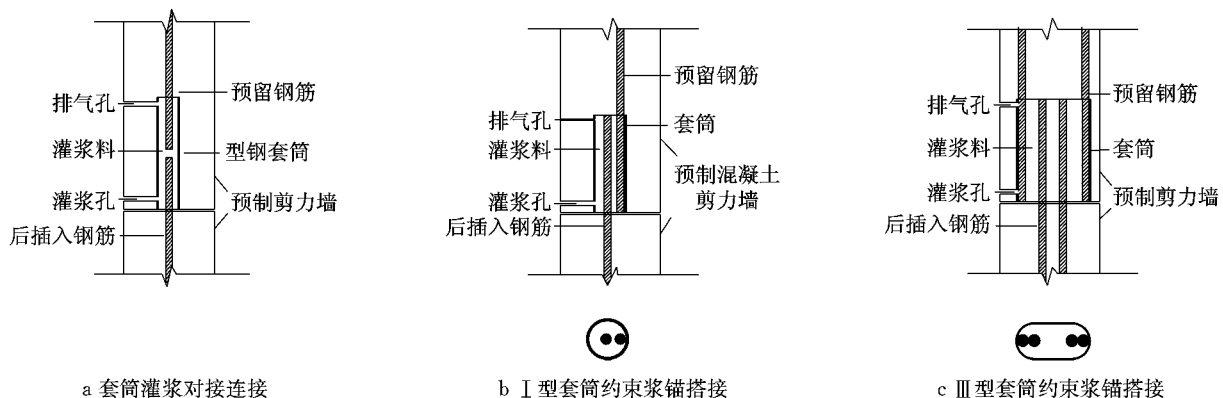


图 1 钢筋接头构造示意

Fig. 1 Forms of grouted connection joints of reinforcement bars

1.2 剪力墙试验设计及制作

1.2.1 剪力墙设计

3 片剪力墙中 XW1 为现浇墙,YW1、YW2 为预制墙。试件由试验墙体、墙顶的加载梁以及墙底的地梁组成,试验墙体为矩形截面,外形尺寸相同,墙

高 2 700 mm、厚 200 mm、墙长 1 300 mm,墙高、墙长分别与实际工程的层高和窗间墙长相同,试件立面如图 2 所示。加载梁中心至地梁的表面的垂直距离为 2 900 mm,墙剪跨比为 2.23。

剪力墙试件的截面尺寸及配筋如图 3 所示。水

平分布钢筋为 $\Phi 8@200$,两端设置长 400 mm 的边缘构件,柱内配置 6 $\Phi 14$ 竖向钢筋和 $\Phi 8@100$ 箍筋,体积配箍率为 0.58,竖向分布钢筋为 6 $\Phi 10$.

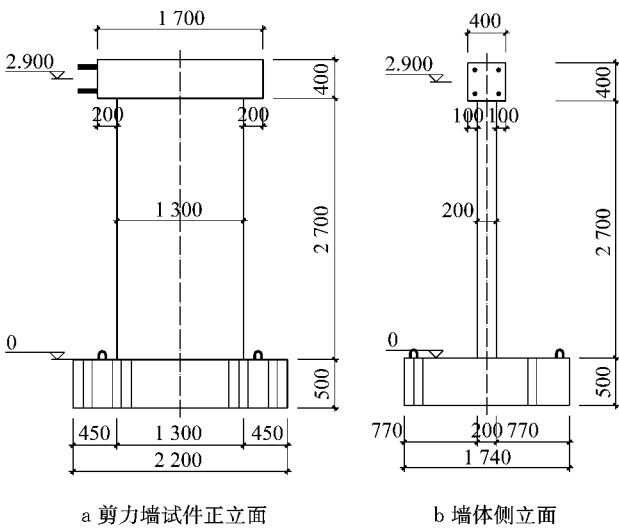


图 2 剪力墙试件尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Specimen dimensions of shear wall panel (unit: mm)

试件的主要区别是试验墙体的制作方式以及剪力墙竖向钢筋与地梁的连接方式,如表 1 所示。

XW1 试件为墙身、加载梁和地梁同时浇筑形成的整体,全部竖向钢筋锚固在地梁中,如图 3b 所示。YW1 为边缘构件、墙身竖向钢筋采用 I 型套筒与地梁钢筋搭接连接的全预制剪力墙, YW2 为边缘构件

竖向钢筋采用 III 型套筒、墙身竖向钢筋采用 I 型套筒与地梁钢筋搭接连接的全预制剪力墙。

预制 YW1 配筋如图 3b 所示,边缘构件内均预埋 6 个内径 60 mm、壁厚 3 mm I 型套筒,每个套筒内预留 1 $\Phi 14$ 钢筋与地梁中预埋 1 $\Phi 14$ 钢筋搭接连接,套筒长、套筒内钢筋长均为 175 mm。构件装配时地梁钢筋伸入套筒中,注入灌浆料,形成了 6 个搭接接头;墙身内的 6 $\Phi 10$ 竖向分布钢筋采用间接搭接连接;2 个内径 70 mm、壁厚 3 mm I 型套筒预埋在预制墙中,每个套筒中预留 1 $\Phi 18$ 钢筋与地梁预埋 $\Phi 18$ 钢筋搭接连接,套筒长、套筒内钢筋长均为 225 mm;用 2 $\Phi 18$ 钢筋代替剪力墙的竖向 6 $\Phi 10$ 分布钢筋(2 $\Phi 18$ 钢筋的实测受拉屈服承载力为 205.35 kN,6 $\Phi 10$ 钢筋的实测受拉屈服承载力为 232.42 kN,两者相近),墙身 6 $\Phi 10$ 竖向分布钢筋与 2 $\Phi 18$ 钢筋间接搭接,搭接长度 945 mm。

YW2 配筋如图 3c 所示。剪力墙边缘构件内预埋 3 个 III 型套筒(宽 60 mm、长 130 mm、壁厚 3 mm),每个套筒内预留 2 $\Phi 14$ 钢筋与地梁中预埋的 2 $\Phi 14$ 钢筋搭接连接,套筒长、套筒内钢筋长度均为 280 mm;墙身内的 6 $\Phi 10$ 竖向分布间接连接同 YW1。

YW1、YW2 套筒外保护层厚均为 25 mm^[10],为提高套筒外混凝土的受压变形能力、避免套筒外保护层过早脱落,在距底部 400 mm 长范围内附加竖

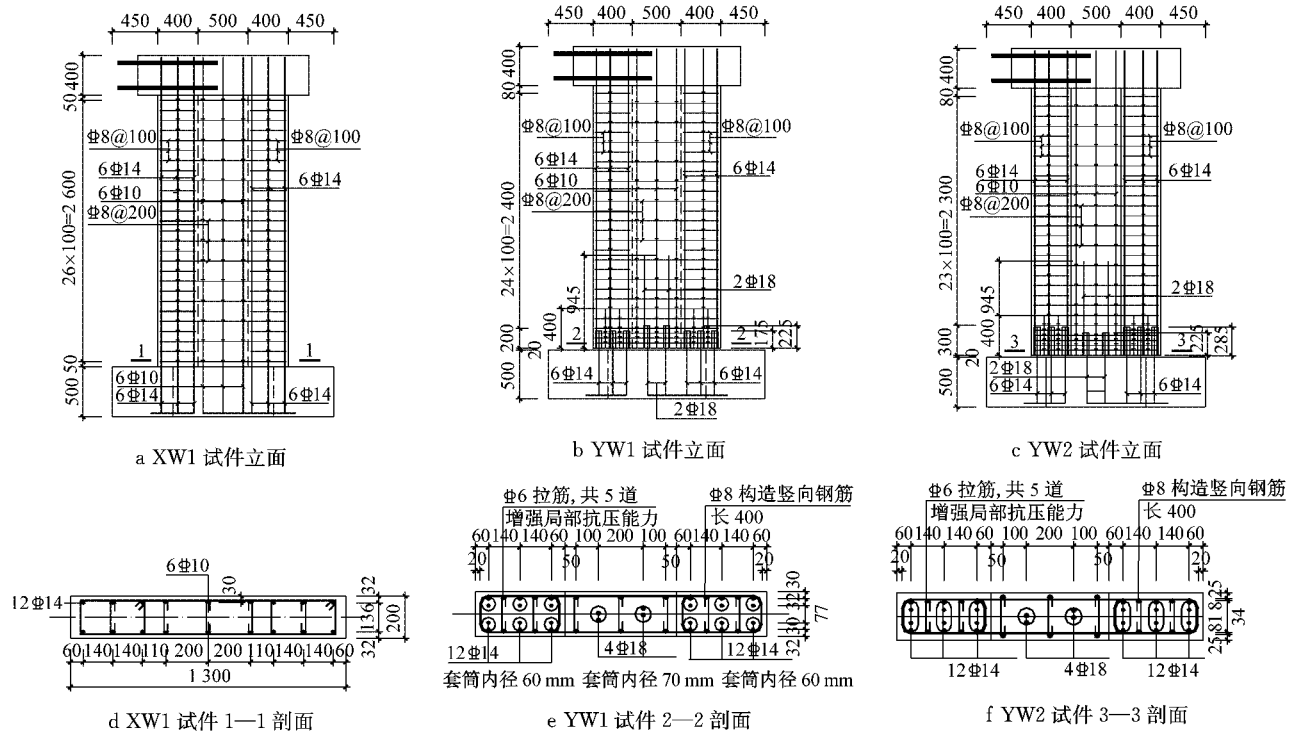


图 3 剪力墙试件配筋

Fig. 3 Reinforcement of shear wall specimens

表 1 试件制作方式及竖向钢筋连接形式

Tab. 1 Casting method of specimen and connection form of vertical steel bar

试件编号	制作方式	套筒形式	
		边缘构件钢筋接头	墙身钢筋接头
XW1	现浇		
YW1	预制	I 型(φ60, 长 175 mm)	I 型(φ70, 长 225 mm)
YW2	预制	III 型(宽 60, 长 130, 高 280 mm)	I 型(φ70, 长 225 mm)

向构造钢筋 $\Phi 8$,在距底部 200~300 mm 长套筒范围内加密箍筋(间距由 100 mm 变为 50 mm)和水平分布钢筋(间距由 200 mm 变为 50 mm). YW1、YW2

墙身与底座间空隙为 20 mm,采用灌浆连接.

1.2.2 套筒设计

套筒详图如图 4(图中所标直径为内径,套筒壁厚为 3 mm,采用 Q235 钢).在套筒顶部增加 1mm 钢盖板,防止浇筑时混凝土进入套筒内部;在盖板边缘钻比钢筋直径大 2 mm 的孔,便于预留钢筋插入套筒;在距离套筒上、下端的侧壁开设出浆孔和灌浆孔,内径分别为 14、27 mm,出浆孔和灌浆孔的上、下边缘距套筒的上、下端距离均为 20 mm(试验灌浆后发现出浆孔到套筒边缘距离 20 mm 偏大,可缩短为 0~5 mm,这样有利排气,使套筒灌注密实).

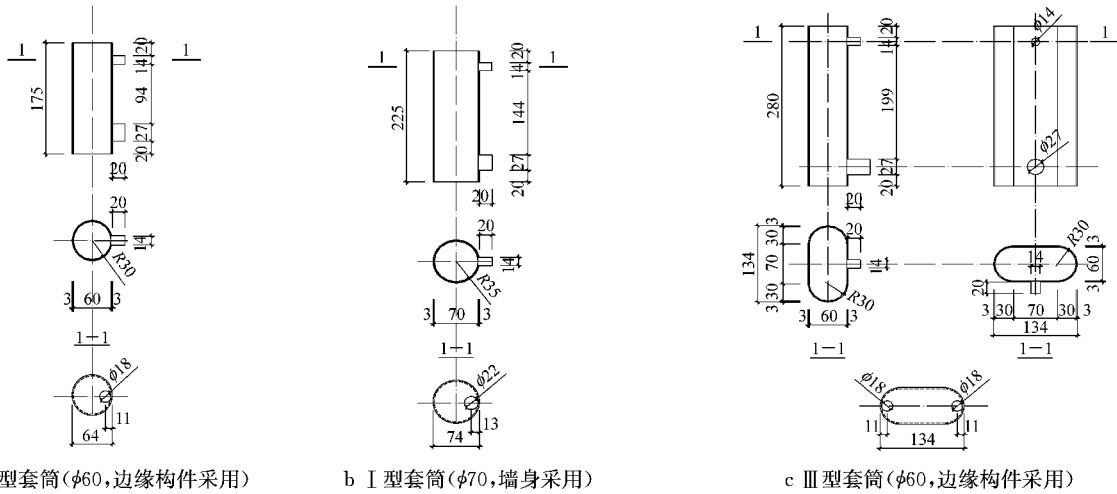


图 4 套筒详图

Fig. 4 Details of sleeves

1.2.3 墙体组装及灌浆

对底座、墙体连接处表面进行人工凿毛,底座上对应墙体的两端各放置一个厚度 20 mm 的钢垫块,用以预留墙体与底座间缝隙;在吊装墙体至底座处,

对于中底座预留的连接钢筋与墙身中的套筒,钢筋插入套筒,完成组装;剪力墙施工及组装过程如图 5a~5d 所示.

组装完成后,采用 40 mm 厚的方木封堵预制墙

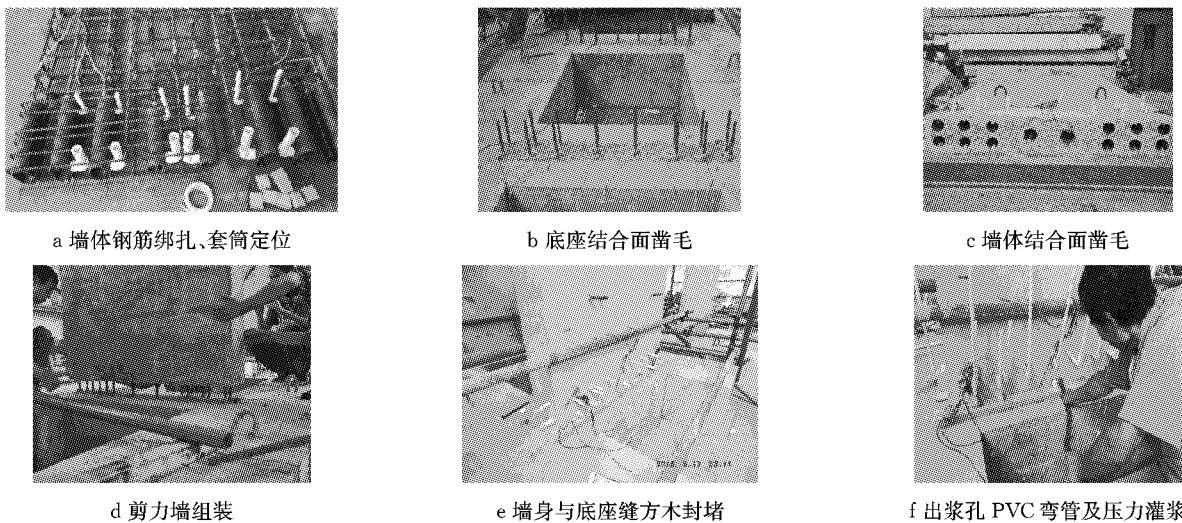


图 5 剪力墙施工、组装及压力灌浆

Fig. 5 Construction, assembly and pressure grouting of shear walls

与底座的四周,并用发泡剂密封,如图 5e,由于筒壁上出浆口比套筒顶部低,为使浆液灌注到顶部,在出浆孔上接 PVC 弯管,再从剪力墙底部中间区段套筒的注浆孔进行压力灌浆,如图 5f,直到所有上部出浆孔都出浆为止。

1.3 试验材料

使用 HRB400 级钢筋,通过拉伸试验得到基本力学指标见表 2。

表 2 钢筋力学参数

Tab. 2 Mechanical parameters of reinforced bar

直径/ mm	屈服强度 平均值/ MPa	极限强度 平均值/ MPa
6(预制剪力墙中底部拉筋)	549.24	650.88
8(边缘构件箍筋及水平分布筋)	470.70	650.63
10(剪力墙竖向分布筋)	493.28	655.10
14(剪力墙边缘构件竖向钢筋)	492.08	624.15
18(预制墙间接搭接钢筋)	404.49	614.05

采用 H-40 灌浆料,28 d 抗压强度不小于 60 MPa。灌浆时制作 6 个 $40\text{ mm}\times 40\text{ mm}\times 160\text{ mm}$ 抗折试块、3 个 $150\text{ mm}\times 150\text{ mm}\times 150\text{ mm}$ 劈裂抗拉试块,试块抗折、抗压强度均值为 10.77 MPa、77.98 MPa,劈裂抗拉强度均值为 4.33 MPa,比 C80 混凝土的抗拉强度标准值 3.33 MPa 大。试件墙身和底座的混凝土立方体抗压强度分别为 30.9 MPa、42.4 MPa。

1.4 加载制度及测量内容

试验在同济大学结构静力实验室进行,加载装置如图 6a 所示。轴压比设计值 0.26,试验时施加 800 kN 的竖向力且试验过程中保持不变,然后施加往复水平力,先加推力,为正向,后加拉力,为反向,具体加载制度如图 6b 所示,前 3 级荷载采用力控制的方式,水平力分别为 50 kN、100 kN、150 kN,各循环一次。随后采用位移控制方式,分别为 4 mm、8 mm、12 mm、16 mm、20 mm、24 mm,其中作动器位移为 4 mm 时循环 1 次,其他位移等级循环 2 次。24 mm 之后,每级位移增加 8 mm,直至当墙体承载力首次下降至峰值荷载的 85% 时,将不再加载。

在 YW1 和 YW2 边缘构件竖向钢筋 $\Phi 14$ 、间接搭接钢筋 $\Phi 18$ 上距套筒上方 20 mm 处、地梁顶面 20 mm 处(套筒下方)粘贴应变片,测量钢筋的应变,应变片布置见图 7a、7c 和 7d。

地梁高 490 mm 处布置钢筋应变片,测量 YW1、YW2 中 $\Phi 10$ 的竖向分布钢筋和 2 根 $\Phi 18$ 间接搭接钢筋应变,应变片布置如图 7b 所示。

测量套筒的横向应变,套筒应变片见图 7e、7f,

其中应变片编号为奇数表示应变片粘贴的位置距离套筒内部的钢筋较近,偶数表示较远。

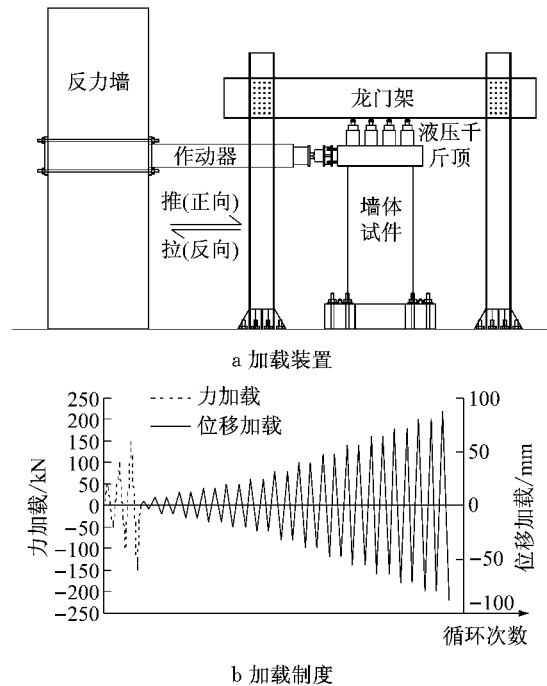


图 6 试验加载装置及加载制度

Fig. 6 Test loading device and loading system

2 试验结果与分析

2.1 破坏过程与破坏形态

水平位移 4 mm 时,XW1 墙体右侧根部出现受拉水平裂缝;水平位移 16 mm 时,右侧水平裂缝向斜向下约 45° 延伸,墙体左下角首次出现受压竖向裂缝;水平位移 32 mm 时墙体左下角出现竖向裂缝,在水平位移 40 mm 时,墙体右下角混凝土开始剥离、脱落;在水平位移 64 mm 时,剪力墙根部混凝土压碎,墙体达到极限状态。

水平位移为 8 mm 时,YW1 墙体左右两侧约 500 mm 高度处各出现 1 条水平裂缝;水平位移为 12 mm 时,原有裂缝向左下方发展,倾斜约 30° ;当水平位移为 32 mm 时,墙体左下角出现受压竖向裂缝,墙体右下角灌浆层和墙体结合面开裂;72 mm 时墙体两侧角部套筒外侧及套筒上方混凝土压碎,墙体达到极限状态。

水平位移为 12 mm 时,YW2 墙体左右两侧约 300 mm 高度处出现水平裂缝;水平位移为 16 mm 时,裂缝向中部发展裂缝呈 45° 斜向左下方开展;当水平位移为 32 mm 时墙体右下角灌浆层和墙体结合面开裂;水平位移为 40 mm 时,墙体左下角出现多条竖向裂缝;72 mm 时墙体两侧角部套筒外侧及

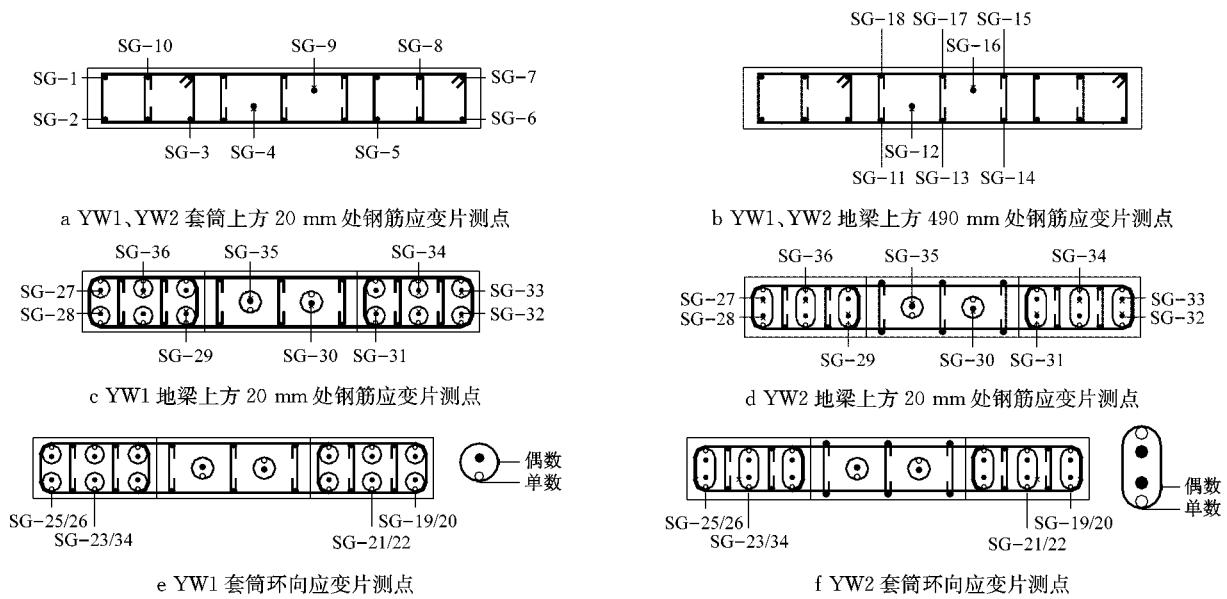


图 7 YW1、YW2 钢筋应变片测点布置

Fig. 7 Measuring points diagram of strain gauge on YW1 and YW2

套筒上方混凝土压碎,墙体达到极限状态.

图 8 为 XW1、YW1、YW2 极限状态时试件破坏示意图. 可见,预制和现浇墙裂缝发展规律基本一

致,破坏形态基本相同,为边缘构件竖向钢筋受拉屈服、底部混凝土压碎剥落的压弯破坏.

不同点在于:①预制墙的水平裂缝较现浇墙的

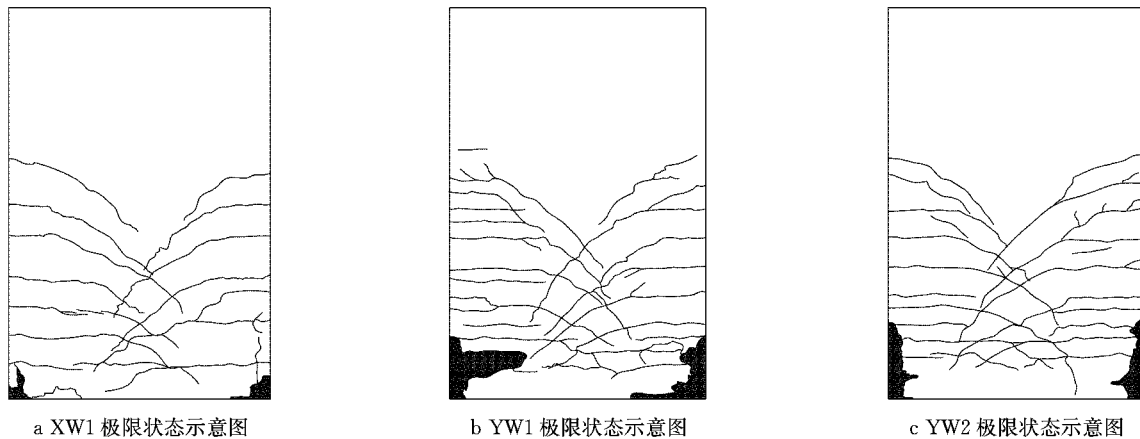


图 8 墙体极限状态破坏对比

Fig. 8 Failure contrast of the limit state of the wall

裂缝延迟出现,主要由于墙体边缘套筒纵向约束了混凝土应变,延迟了混凝土水平开裂;②极限状态下墙体根部混凝土破坏情况(见图 9). 现浇墙是墙体两侧根部混凝土压碎,区段短,而预制墙则是套筒上方混凝土首先破坏,随后套筒外侧混凝土保护层局部脱落,破坏区段长,破坏时由于套筒区段水平钢筋加密,并未出现文献[6]套筒外混凝土整体脱落现象,仅为套筒外混凝土局部脱落,说明采取的措施对加强套筒与外部的混凝土保护层黏结是有效的. 试验后凿开套筒区段发现套筒处钢筋相对灌浆料并未发生滑移.

加载位移为 32 mm 时 XW1 与 YW1 边缘构件

竖向裂缝出现,加载位移为 40 mm 时 YW2 边缘构件竖向裂缝出现,可见 YW2 由于套筒较长,延迟了受压区混凝土竖向裂缝. 现浇墙在较小荷载下就出现根部水平裂缝,而预制墙与底座的结合面开裂比现浇墙滞后,这是由于预制墙与底座间的结合层采用了灌浆料,其抗拉强度可达 C80,具有良好的黏结性能.

2.2 滞回曲线及耗能能力

试件顶点的水平力-位移滞回曲线如图 10 所示. 现浇及预制试件的滞回曲线虽然存在捏拢现象,但包络曲线均较为饱满,具有较好的耗能能力.

剪力墙的耗能能力通常用水平力-位移滞回环

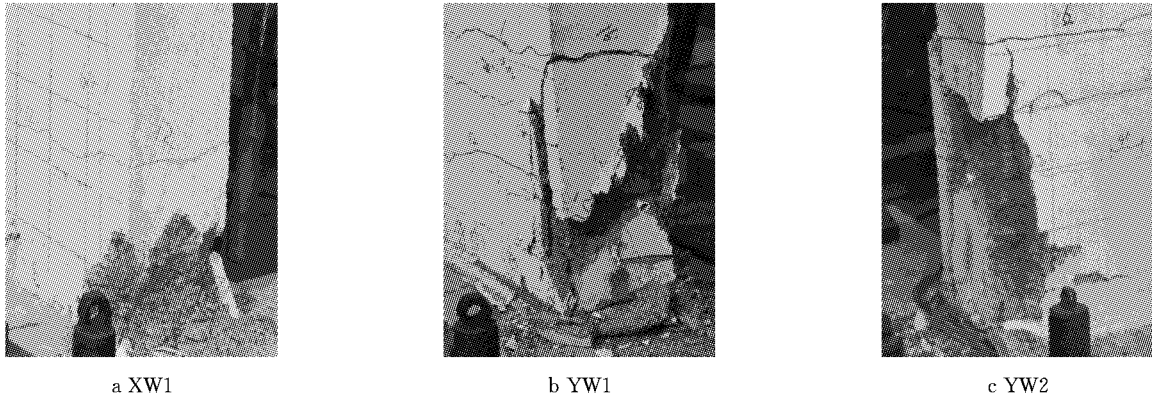


图 9 极限状态时剪力墙根部破坏情况
Fig. 9 Failure of the shear wall at the limit state

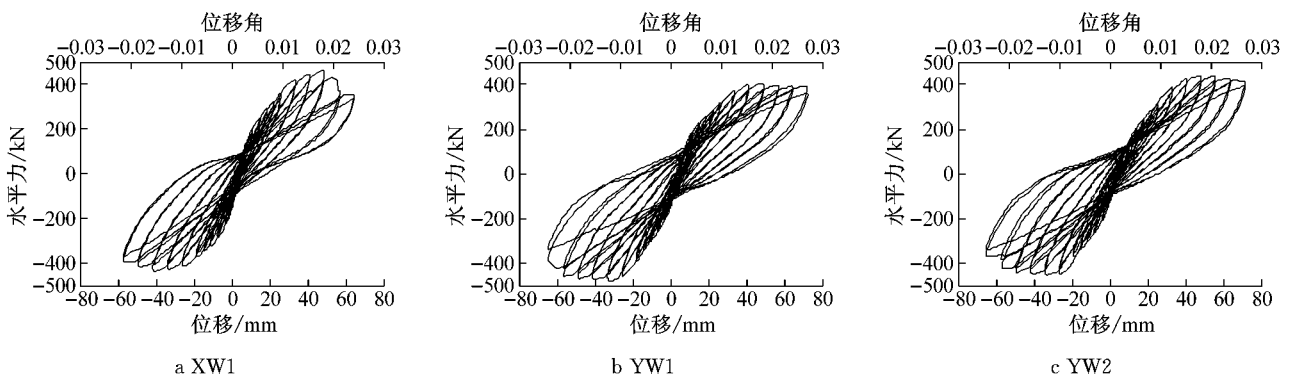


图 10 墙体的滞回曲线与骨架曲线对比
Fig. 10 Comparison of hysteretic curve and skeleton curve

的面积(即耗能 E)及等效黏滞阻尼系数 D_e 来度量。

图 11、12 为各墙体能耗、黏滞阻尼系数情况。墙体的能耗为 2 次循环的平均能耗。

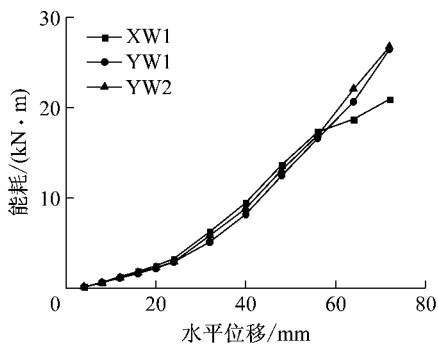


图 11 能耗系数与水平位移关系
Fig. 11 Relationship between energy consumption coefficient and horizontal displacement

从图中可以看出:56 mm 以前预制墙的 E 、 D_e 与现浇墙的基本相当,56 mm 以后现浇墙 E 增长变慢,而预制墙的 E 几乎线性增长;现浇墙 D_e 在位移为 56 mm 后基本不再增加,而预制墙 D_e 增加持续至 72 mm。加载后期,预制墙的耗能能力好于现浇墙。

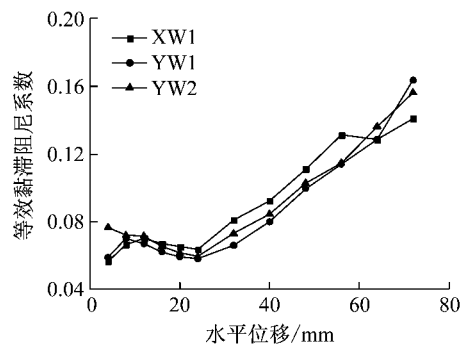


图 12 黏滞阻尼系数与水平位移关系
Fig. 12 Relationship between viscous damping coefficient and horizontal displacement

表 3 给出了构件极限位移时 E 、 D_e 对比,预制墙的 E 是现浇墙的 1.41~1.43 倍, D_e 是现浇墙的 1.22~1.27 倍,预制墙极限位移下的耗能能力略大于现浇墙,这是由于本试验中为增强套筒外混凝土的抗脱落能力,在墙体套筒范围内箍筋及水平钢筋加密,同时由于套筒的约束,预制墙体的耗能也会略有提高。

2.3 承载力

表 4 列出了墙体的开裂荷载 F_{cr} 、屈服荷载 F_y 和峰值荷载 F_p 。其中屈服荷载 F_y 为墙体受拉区外

表 3 试件极限位移时耗能及等效黏滞阻尼系数

Tab. 3 Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficient under ultimate displacement of the specimen

试件	E	预制与现浇墙 E 比值	D_e	预制与现浇墙 D_e 比值
XW1	18.71	1.00	0.13	1.00
YW1	26.47	1.41	0.16	1.27
YW2	26.75	1.43	0.16	1.22

侧竖向钢筋达到屈服应变时墙体承受的水平荷载;峰值荷载 F_p 为墙体所能承受的最大水平荷载。

表 4 试件不同状态下水平力对比

Tab. 4 Comparison of horizontal force under different conditions

试件编号	F_{cr}/kN			F_y/kN			F_p/kN			$\frac{F_{cr}}{F_{cm}}$	F_{pm}/kN	$\frac{F_p}{F_{pm}}$
	正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均			
XW1	188.77	139.48	164.13	280.51	267.00	273.76	464.07	435.68	449.88	1.11	280.6	1.60
YW1	185.58	206.07	195.83	301.21	322.92	312.07	405.13	479.91	442.52	1.33	280.6	1.58
YW2	196.39	251.79	224.09	353.92	350.40	352.16	439.16	452.28	445.72	1.52	280.6	1.59

墙的极限荷载与现浇墙基本一致。

表 4 列出了试件不同状态下水平力对比,表中给出了参考现行规范^[10-12]计算得到的压弯承载力对应的水平力 F_{pm} ,计算公式为

$$x = \frac{N + f_{ywk}A_{sw}}{\alpha_1 f_{ck}b_w + 1.5f_{ywk}A_{sw}/h_{w0}} \quad (1)$$

$$F_{pm} = M/H = \left[\frac{f_{ywk}A_{sw}}{2} h_{w0} \left(1 - \frac{x}{h_{w0}} \right) \left(1 + \frac{N}{f_{ywk}A_{sw}} \right) + f_{yk}A_s (h_{w0} - a'_s) \right] / H \quad (2)$$

式中: N 为竖向荷载; x 为相对受压区高度; f_{ywk} 取墙身纵筋受拉屈服强度值实测值; A_{sw} 为墙身竖向分布筋总面积; f_{ck} 取混凝土立方体试块强度平均值乘以 0.88 再乘以 0.76; f_{yk} 取墙体边缘构件纵筋受拉屈服强度实测值; A_s 为一侧边缘构件纵筋总面积; M 为最不利弯矩; H 为墙身高度加上 1/2 加载梁高; a'_s 为受压钢筋合力作用点到受压区边缘的距离。本试验峰值水平力 F_p 为计算值 F_{pm} 的 1.60 倍。预制剪力墙承载力按照规范^[11]的公式直接计算是可行的。

参考文献^[12]进行开裂荷载计算。

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{H} \quad (3)$$

$$M_{cr} = \left(\gamma_m f_t + \frac{N}{A} \right) W_0 \quad (4)$$

$$W_0 = \frac{E_s}{E_c} W_s + W_c \quad (5)$$

$$\gamma_m = 1.75 \left(0.7 + \frac{120}{h} \right) \quad (6)$$

式中: F_{cr} 为开裂荷载; M_{cr} 为开裂弯矩; W_0 为等效截面模量; γ_m 为截面抵抗塑性系数; f_t 为混凝土抗拉

强度,取 $f_t = 0.395 f_{cu,m}^{0.55}$,其中 $f_{cu,m}$ 为立方体抗压强度平均值; E_c 为混凝土弹性模量; E_s 为钢筋弹性模量。得开裂荷载理论值 $F_{cm} = 147.39 \text{ kN}$,得开裂荷载理论值与计算值示于表 4,可见,该方法计算现浇墙体开裂荷载较准确,但计算预制墙时偏小,这是由于套筒的存在改变了裂缝出现的位置,延迟了裂缝的开展。

2.4 变形及延性
定义顶点位移角 $\theta = \Delta/H$,其中 Δ 为作动器的水平位移。表 5 列出了试件开裂位移 Δ_{cr} 与开裂角 θ_{cr} 、屈服位移 Δ_y 与屈服角 θ_y 、峰值位移 Δ_p 与峰值角 θ_p 、极限位移 Δ_u 与极限角 θ_u ,位移延性系数 $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ 。

从表 5 可知:预制墙的开裂位移大于现浇墙,这是由于套筒约束了混凝土纵向变形。YW2 的套筒最长,约束作用最大,故 YW2 的开裂位移最大。

2.4 变形及延性

预制试件的开裂位移角大于 1/400,大于现浇墙的 1/508,远大于《建筑抗震设计规范:GB 50011—2010》^[13]中的剪力墙、框剪结构弹性层间位移角限值分别为 1/1 000 及 1/800,说明小震作用下,当剪力墙结构满足规范弹性层间位移角限值时,预制墙体尚未开裂,仍处于弹性阶段,满足“小震不坏”的要求。

试验中 2 片预制墙的屈服位移、极限位移均大于现浇墙。产生该现象的原因是本试验钢筋接头是套筒搭接连接,接头上、下钢筋不在一条直线上,较现浇墙中一根钢筋直接拉拔有着更大的变形。同时,加密的水平钢筋及箍筋对受压区混凝土起约束作用,使预制墙承载力下降更为缓慢,位移也增大。

总之,预制墙的开裂荷载大于现浇墙,且 YW2 的开裂荷载最高。这是由于套筒的存在约束了套筒外侧混凝土的竖向变形, YW2 的套筒最长,约束最强,开裂荷载最大。

试验中预制墙屈服荷载大于现浇墙,预制墙的极限荷载与现浇墙基本一致,这是由于当钢筋刚屈服时,受压区高度较大,套筒对压区灌浆料有约束作用,使压区抗压能力提高,屈服荷载提高;达极限荷载时,随着中和轴上升,受压区高度降低,套筒外混凝土压坏,套筒对压区承载力无明显提高作用,预制

表 5 试件不同状态下水平位移及位移角

Tab. 5 Horizontal displacement and displacement angle of specimens under different conditions

试件编号	项目	$\Delta_{cr}(\theta_{cr})$			$\Delta_y(\theta_y)$			$\Delta_p(\theta_p)$			$\Delta_u(\theta_u)$			$\mu=\Delta_u/\Delta_y$		
		正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均
XW1	位移	7.34	4.07	5.71	13.91	9.97	11.94	46.31	47.13	46.72	53.89	64.08	58.99	3.87	6.43	4.94
	位移角	1/395	1/713	1/508	1/208	1/291	1/243	1/63	1/62	1/62	1/54	1/45	1/49			
YW1	位移	7.66	7.65	7.66	20.85	17.37	19.11	46.15	38.05	42.10	71.53	69.17	70.35	3.43	3.98	3.68
	位移角	1/379	1/379	1/379	1/139	1/167	1/152	1/63	1/76	1/69	1/41	1/42	1/41			
YW2	位移	10.92	12.54	11.73	25.67	23.56	24.62	53.86	39.01	46.44	76.76	63.6	70.18	2.99	2.70	2.85
	位移角	1/266	1/231	1/247	1/113	1/123	1/118	1/54	1/74	1/62	1/38	1/46	1/41			

YW1、YW2 的平均极限位移角均为 1/41, 大于现浇墙的极限位移角 1/49, 远大于《建筑抗震设计规范: GB50011—2010》^[13] 中的剪力墙、框剪结构在大震作用下的弹塑性位移角限值分别为 1/120 及 1/100. 说明在大震作用下, 当剪力墙结构满足规范的弹塑性位移角限值时, 墙体尚未达到极限承载力, 满足“大震不倒”的要求.

预制墙的极限变形能力大于现浇墙, 但由于预制墙的屈服位移较现浇墙的屈服位移大较多, 预制墙的延性系数仍然小于现浇墙的延性系数.

2.5 刚度退化

剪力墙刚度用割线刚度 K_i 来表示, 即往复荷载作用下每次循环加载峰值荷载之和除以峰值位移之和, 按式(7)计算.

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (7)$$

式中: $|+F_i|$ 、 $|-F_i|$ 为第 i 次循环正向、反向加载时的峰值荷载绝对值; $|+\Delta_i|$ 、 $|-\Delta_i|$ 为对应的峰值位移绝对值.

表 6 列出各墙体的开裂、屈服、峰值和极限刚度, 表中刚度为 2 次循环的平均刚度, 从表中可以看出预制墙的开裂和屈服刚度小于现浇墙, 峰值和极限刚度与现浇墙基本一致.

表 6 试件不同特征点下的割线刚度

Tab. 6 Secant stiffness of specimens in different characteristic points ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)

特征点	XW1	YW1	YW2
开裂	28.77	25.58	19.10
屈服	22.93	16.33	14.31
峰值	9.63	10.51	9.60
极限	6.77	5.43	5.63

图 13 为墙体正、反平均刚度退化曲线, 可见在位移达 30 mm 之前, 在相同位移下, 预制墙的刚度较大, 但位移超过 30 mm 即在屈服荷载后达极限荷载前, 现浇及预制墙的刚度基本一致.

当荷载不大时, 预制构件的刚度小于现浇构件, 当荷载较大时, 两者基本一致. 由于预制构件是二次浇筑的, 整体性略差, 对荷载较小时的刚度、刚度退

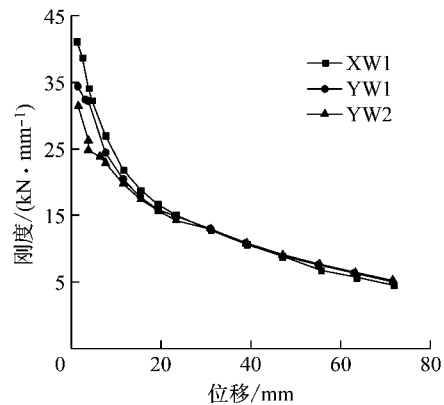


图 13 平均刚度退化曲线

Fig. 13 Average stiffness degradation curve

化影响较大.

3 竖向钢筋应变

由钢筋材性试验可知钢筋受拉屈服时的应变为 $2\ 470 \times 10^{-6}$, 故以下分析时最大应变取至 $3\ 000 \times 10^{-6}$ 用以分析屈服前钢筋应变随水平力变化规律(钢筋屈服后应变规律性差). 应变为正值时, 钢筋受拉; 应变为负时, 钢筋受压.

3.1 YW1、YW2 的钢筋应变

图 14 为 YW1、YW2 边缘构件最外侧竖向 $\Phi 14$ 钢筋于套筒(YW1 为 I 套筒, YW2 为 III 型套筒)上、下方的水平力-应变滞回曲线. 图 15 为用于间接搭接的 $\Phi 18$ 钢筋在套筒(I 套筒)上、下方的水平力-应变滞回曲线, 可见在应变较小时套筒上、下方曲线形状基本一致, 说明 I、III 型钢筋套筒搭接连接能够有效地传递套筒上下方钢筋的应力.

图 16 为 YW1、YW2 间接搭接钢筋 $\Phi 18$ 和竖向分布钢筋 $\Phi 10$ 距地梁顶面 490 mm 处的水平力-应变滞回曲线, 可以看出两者滞回曲线形状基本一致, 说明间接搭接钢筋能够有效地将自身应力传递到墙体竖向分布钢筋.

3.2 套筒环向应变

图 17 为边缘构件内 I、III 型套筒中部的近钢筋

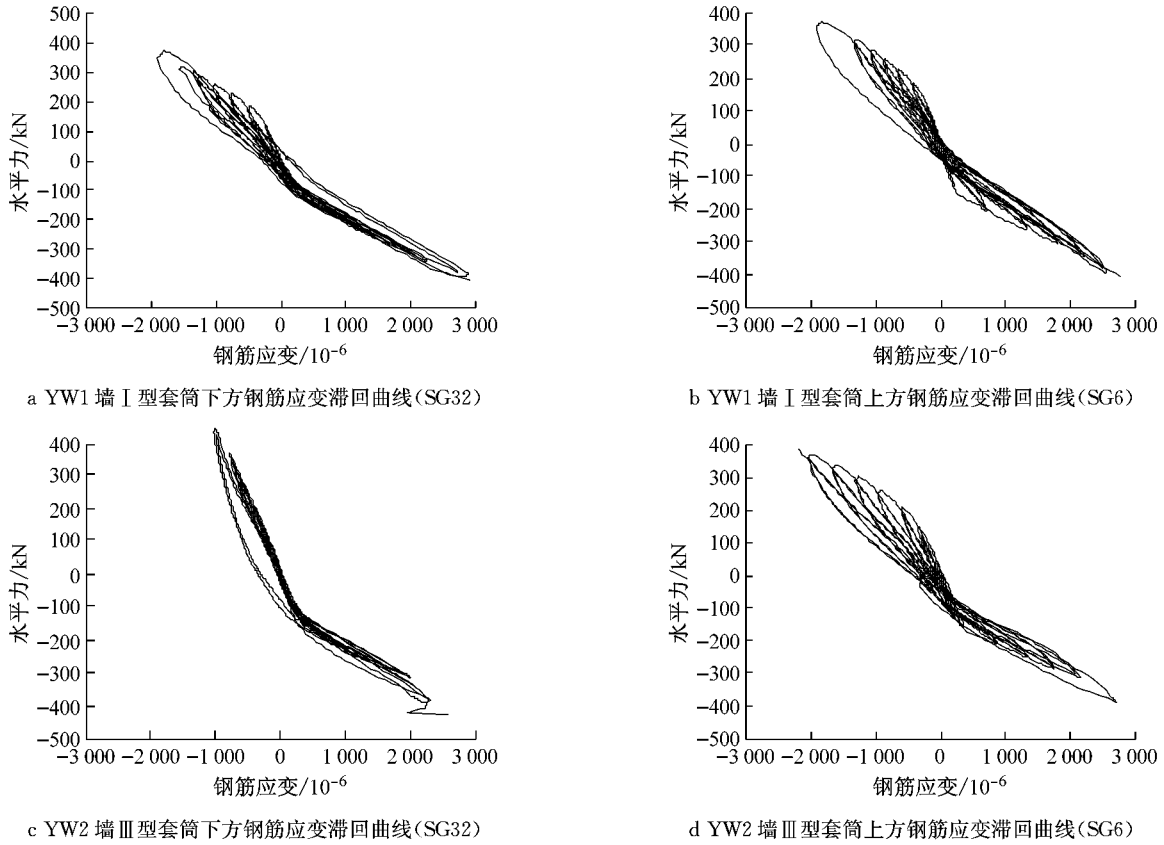


图 14 YW1、YW2 边缘构件外侧套筒上、下方Φ 14 钢筋应变滞回曲线对比

Fig. 14 Comparison of strain hysteresis curves of steel bars Φ 14 on the outer side of the outer column of YW1 and YW2

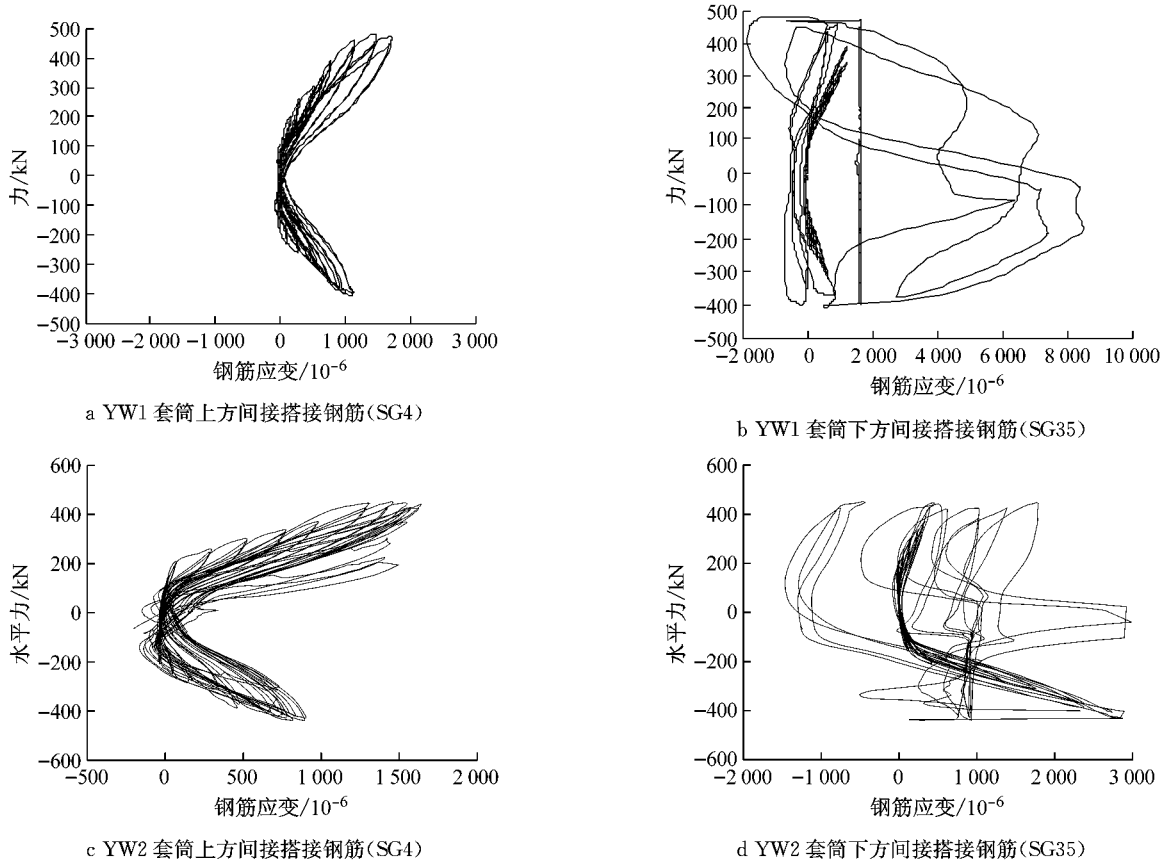


图 15 YW1、YW2 间接搭接Φ 18 钢筋在套筒上、下方的应变滞回曲线

Fig. 15 Strain hysteresis curves of steel bars Φ 18 above and below the sleeve of YW1 and YW2

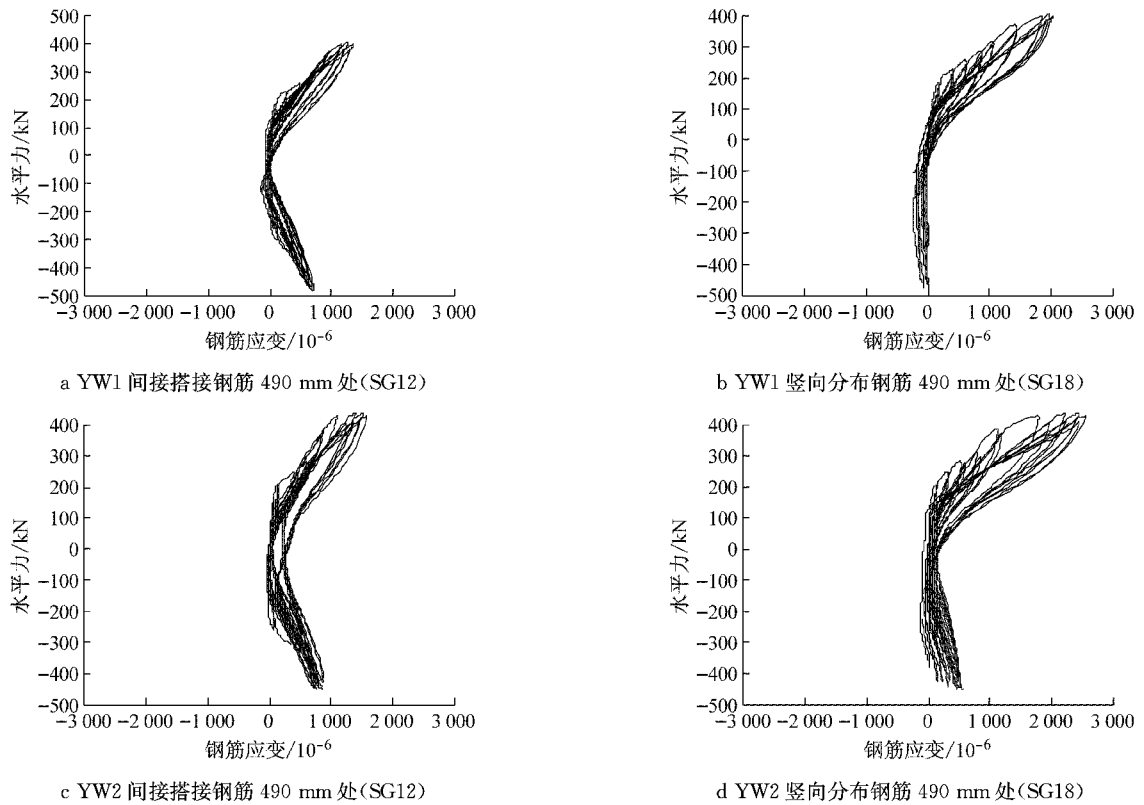


图 16 YW1、YW2 间接搭接钢筋和竖向分布筋距地梁顶面 490 mm 处水平力与应变滞回曲线

Fig. 16 Horizontal stress strain hysteresis curves of indirect reinforcement bars and vertical distributed reinforcements from the top surface of 490 mm of YW1 and YW2

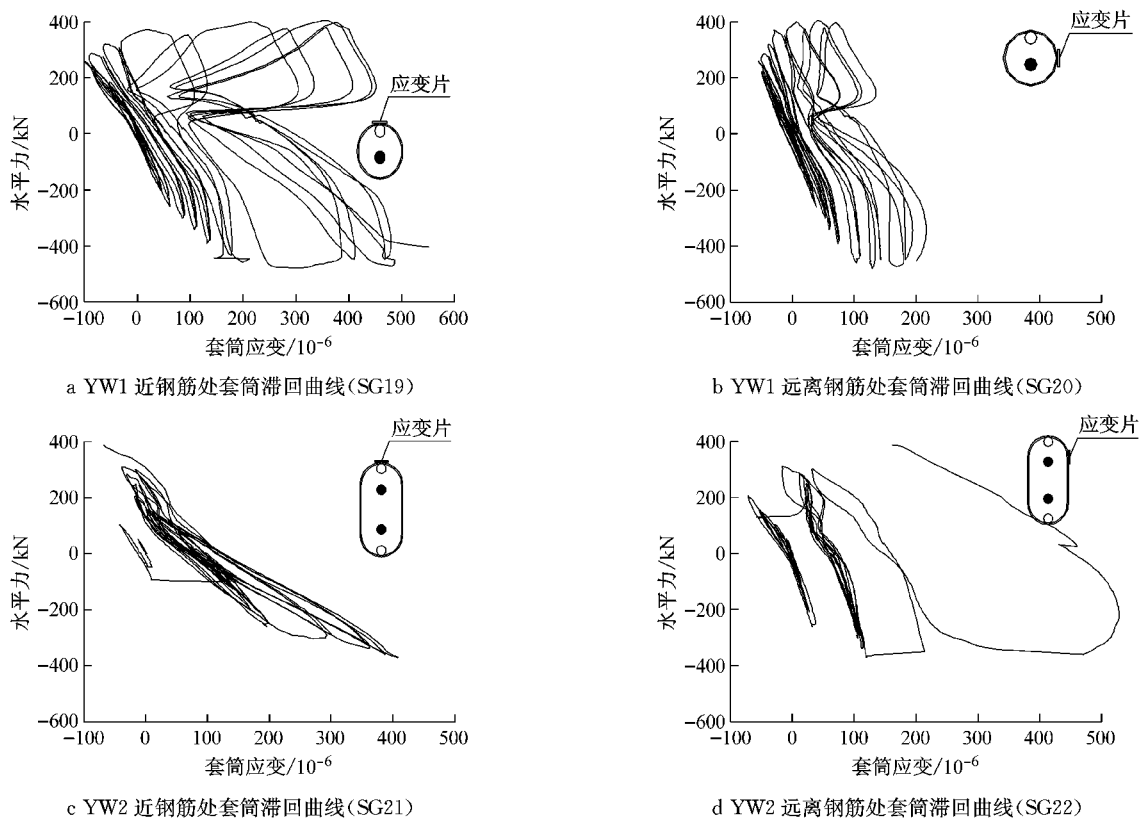


图 17 YW1、YW2 内 I、Ⅲ型套筒的横向应变

Fig. 17 Transverse strain of type I and III sleeves in YW1 and YW2

及远钢筋侧应变片环向应变情况。I、Ⅲ型套筒在水平荷载较小的情况下,当反向加载时(水平力为负),套筒处于墙体受拉侧,钢筋受拉,套筒的环向应变为正值;当正向加载时(水平力为正),套筒处于墙体受压侧,钢筋受压,套筒的环向应变为负值。当水平荷载接近峰值荷载,正、反向加载时,套筒横向应变均为正值。

I型套筒的滞回曲线呈“K”型,滞回曲线更饱满,而Ⅲ型套筒呈倾斜的“L”型。2种套筒远离钢筋处套筒应变规律和临近钢筋处套筒应变规律基本一

致,但临近钢筋位置的应变基本上较远离钢筋位置的应变更大一些。

表 7 为峰值状态时墙体受拉侧和受压侧套筒环向应变及其均值。“—”表示套筒应变片已经破坏,未测到数据。当水平荷载接近峰值荷载,无论套筒处于受拉还是受压侧,套筒环向均受拉,即灌浆料体积膨胀。在极限荷载时,Ⅲ型套筒近钢筋侧的环向应变接近钢材的屈服应变,其余位置套筒应变均较小,为 500×10^{-6} 。这说明套筒工作状态良好。

表 7 峰值状态时墙体受拉侧和受压侧套筒环向应变

Tab. 7 Transverse strain of the tension and compression of the wall at the peak state		10 ⁻⁶									
墙体	状态	19	20	21	22	均值	23	24	25	26	均值
YW1	峰值+	152	125	357	43	压侧 169	443	437	249	352	拉侧 370
I型套筒	峰值-	454	164	299	129	拉侧 262	135	56	118	107	压侧 104
YW2	峰值+	38		58		压侧 48	1 313	561			拉侧 937
Ⅲ型套筒	峰值-	407		405	119	拉侧 310	1 154	156		266	压侧 525

4 结论

通过 1 片现浇剪力墙和 2 片纵筋采用 I 与Ⅲ型套筒搭接连接的预制剪力墙拟静力对比试验,得到主要结论如下,为按本文构造方法浇筑的预制剪力墙提供工程应用参考。

(1) 极限状态时预制和现浇墙体根部混凝土均压坏,但现浇墙是墙体两侧根部混凝土压碎,而预制墙均是套筒上方混凝土先压碎,后套筒外侧混凝土保护层局部脱落而破坏。

(2) 套筒的存在约束了套筒外侧混凝土的竖向变形,预制墙的开裂荷载、位移均大于现浇墙。

(3) 预制墙与底座的结合面开裂均比现浇墙同样位置开裂滞后,说明预制墙与底座间的灌浆料结合层具有良好的黏结性能。

(4) 预制墙的开裂位移角均大于 1/800,极限位移角均大于 1/100,说明本文构造方法浇筑的预制墙满足规范位移角要求,在弹性阶段,预制墙尚未开裂;在弹塑性阶段,预制墙尚未达到极限承载力,与现浇墙相同。

(5) 预制墙屈服荷载大于现浇墙,极限荷载与现浇墙一致,预制墙承载力计算可按现行规范进行。

(6) 预制墙的刚度、延性系数小于现浇墙。

(7) 由于套筒区域边缘构件箍筋及墙身水平钢筋加密,预制墙耗能能力略优于现浇墙。

(8) 2 片预制墙中 I 型和Ⅲ型套筒上、下方钢筋

应变变化趋势基本一致,说明本文套筒能够很好地传递竖向钢筋的应力。

(9) 在极限荷载作用下,无论套筒处于墙体受拉侧还是受压侧,套筒环向均受拉,但拉应变基本小于钢材屈服应变。

参考文献:

- [1] LING J H, RAHMAN A B A, IBRAHIM I S, *et al.* Behaviour of grouted pipe splice under incremental tensile load [J]. *Construction and Building Materials*, 2009, 23(3): 90.
- [2] ALIAS A, ZUBIR M A, SHAHID K A, *et al.* Structural performance of grouted sleeve connectors with and without transverse reinforcement for precast concrete structure [J]. *Procedia Engineering*, 2013, 53(7): 116.
- [3] LING J H, RAHMAN A B A, IBRAHIM I S. Feasibility study of grouted splice connector under tensile load [J]. *Construction and Building Materials*, 2014, 50(1): 530.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢筋套筒灌浆连接应用技术规程: JGJ355—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Technical specification for grout sleeve splicing of rebars: JGJ355—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [5] Soudki K A, Rizkalla S H, LeBlanc B. Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations Part 1: Mild steel connections [J]. *Pci Journal*, 1995, 40(4): 78.
- [6] 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): 51.

(下转第 1373 页)