

Experimental Study on Seismic Performance of Cold-Formed Thin-Walled Steel-Concrete Composite Wall

Zhenfang Lu, Jianxiong Li, Fei Meng, Dan Gao, Shengzhan Shi

Civil Engineering Institute, Inner Mongolia University of Technology, Hohhot Inner Mongolia
Email: ljxnmg@126.com

Received: Apr. 4th, 2020; accepted: Apr. 30th, 2020; published: May 7th, 2020

Abstract

In this paper, a cold-bent thin-walled steel lightweight concrete composite wall is proposed. The wall is made of a steel frame formed by cold-bent thin-walled steel as the main force-bearing member, and a free-form template such as a cement board or a steel mesh form is fixed on the outside, and concrete is poured in between. Considering the combination of pouring different types of lightweight concrete (pollterm concrete and polystyrene granulated concrete) and whether the steel frame is provided with braces, the four combined walls were repeatedly tested in low cycles and analyzed. The stress process and failure mode of the combined wall, and the seismic performance indicators such as hysteretic performance, skeleton curve, ductility, and rigidity degradation of the combined wall are studied. The test results show that the main failure forms of the four composite walls are basically the same. When the control displacement is small, the wall only has small cracks in the corners. As the displacement increases, the small cracks gradually appear along the direction of the steel layout, and slowly extend in this direction until it penetrates, and finally the steel buckles and the wall is destroyed. The use of granulated concrete and the installation of diagonal braces can improve the seismic performance of the composite wall, but if these two factors are considered separately, the improvement effect of the use of pollterm concrete on the seismic performance is better than the installation of diagonal braces.

Keywords

Cold-Formed Thin-Walled Steel, Lightweight Concrete, Damaged Form, Seismic Performance

冷弯薄壁型钢轻质混凝土组合墙体抗震性能试验研究

卢振方, 李建雄, 孟斐, 高丹, 时圣占

内蒙古工业大学土木工程学院, 内蒙古 呼和浩特
Email: ljxnmg@126.com

收稿日期: 2020年4月4日; 录用日期: 2020年4月30日; 发布日期: 2020年5月7日

摘要

本文提出了冷弯薄壁型钢轻质混凝土组合墙体, 该墙体以冷弯薄壁型钢形成的钢骨架作为主要受力构件, 外侧固定水泥板或钢网模等免拆模板, 其间浇筑混凝土。考虑了组合墙体浇筑不同种类的轻质混凝土(分别为筑粒混凝土和聚苯颗粒混凝土)、型钢骨架是否设置斜撑两种因素, 对4个组合墙体进行低周反复加载试验, 分析了组合墙体的受力过程和破坏模式, 并对组合墙体的滞回性能、骨架曲线、延性、刚度退化等抗震性能指标进行研究。试验结果表明: 4个组合墙体的主要破坏形式基本相同, 在控制位移较小时, 墙体只在角部出现细小裂缝, 随着位移的增大, 表面的轻质混凝土在沿型钢布置方向处出现细小裂缝, 并逐渐沿此方向延伸, 直至贯通, 最后型钢屈曲, 墙体破坏。使用筑粒混凝土和设置斜撑均可以提高组合墙体的抗震性能, 但若单独考虑这两种因素时, 使用筑粒混凝土对抗震性能的提高效果要好于设置斜撑。

关键词

冷弯薄壁型钢, 轻质混凝土, 破坏形态, 抗震性能

Copyright © 2020 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

近年来, 随着城镇化进程的加快, 建筑能耗占我国社会总能耗量的30%以上[1]。未来几年, 我国住宅建造量继续增加, 出于对绿色节能建筑的发展、节能和经济效益的考量, 研究学者将科研方向更多的集中于新材料、新结构、新工艺的研究。

冷弯薄壁型钢轻质混凝土组合墙体结构体系采用冷弯薄壁轻型钢和轻质混凝土, 组成了一种与传统结构房屋建造方式不同且适用于低层房屋的新型结构体系。该体系以冷弯薄壁型钢形成的钢骨架作为主要受力构件, 外侧固定水泥板或钢网模等免拆模板, 其间浇筑混凝土, 构成墙体和楼板等结构构件[2], 骨架表面覆盖的钢网模是由镀锌薄钢板加工成的蛇皮网, 该体系具有工业化程度高, 能耗低、减少资源浪费和环境污染、自重低等优点。

2. 试验方案

2.1. 试件设计

本试验采冷弯薄壁型钢, 通过规格为 $ST4.8 \times 19$ 的盘头自攻自钻螺钉连接在一起, 形成两种不同的墙体钢骨架, 外侧固定钢网模, 每种形式的钢骨架内浇筑两种不同的轻质混凝土, 制成 $1500 \times 1200 \times 100$ 的墙体模型, 所有组合墙体试件的立柱和上下导轨采用 Q235 级镀锌钢, 其中立柱的规格为 $C89 \times 44.5 \times 12 \times 1.0$ mm, 上下导轨的规格为 $U91 \times 40 \times 1.0$ mm, 试件具体尺寸及型钢布置方式如图 1 所示。

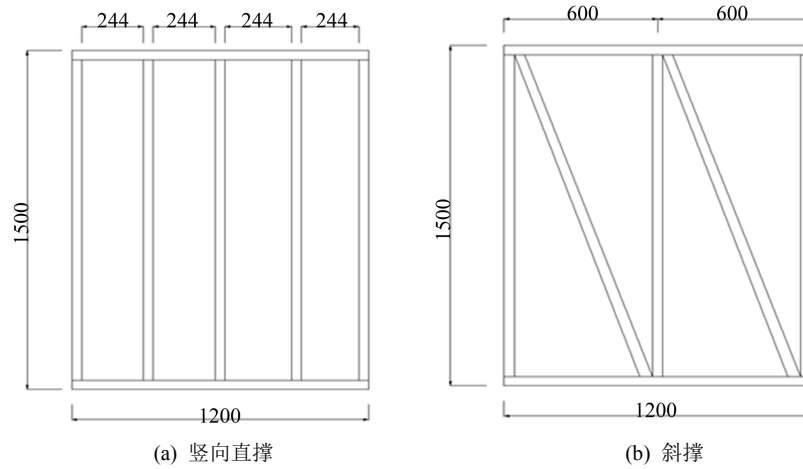


Figure 1. Construction site and foundation pit
图 1. 试件的几何尺寸与构造

2.2. 材料属性

轻质混凝土是由水泥、砂、水和筑粒或聚苯颗粒按照一定的比例配合搅拌而成，制作 $100 \times 100 \times 100$ mm 的立方体试块进行抗压强度试验，其中，筑粒颗粒由北京顺港筑邦环保科技有限公司生产。轻质混凝土的材料性能见下表 1。

Table 1. Slight concrete strength

表 1. 轻质混凝土试件强度

类型	编号	容重(kg/m^3)	抗压强度(MPa)	抗压强度平均值(MPa)
聚苯颗粒混凝土	J1	400	0.78	0.78
	J2	400	0.81	
	J3	400	0.77	
筑粒混凝土	Z1	600	1.12	1.1
	Z2	600	1.1	
	Z3	600	1.08	

组合墙体的立柱、导轨均采用 Q235B 级镀锌钢材，试验前对钢材进行单向拉伸试验，试验方法参考规范[3]的方法，力学性能见表 2。

Table 2. Mechanical properties of cold-formed thin-walled steel

表 2. 冷弯薄壁型钢力学性能

试件种类	试样标号 (MPa)	屈服强度 (MPa)	极限强度 (MPa)	弹性模量(MPa)
冷弯薄壁 C 型钢	L1	290.08	351.81	1.65×10^5
	L2	288.21	344.23	1.65×10^5
	L3	295.25	354.21	1.65×10^5
平均值		291.18	350	1.65×10^5

2.3. 试验装置及加载制度

本试验是在内蒙古工业大学结构实验室完成的, 加载装置如图 2 所示, 其中垫块与固定槽钢和固定底槽的连接为焊接, 固定槽钢与墙体底部采用钻尾丝连接。

该装置采用的是成都液压伺服加载系统, 主要由竖向荷载千斤顶(200 t)、千斤顶与反力横梁之间的滑板、分配梁、反力墙和横向千斤顶(60 t)组成。

水平荷载是由液压伺服加载系统施加荷载, 并对墙体施加水平往复荷载。

竖向荷载采用竖向液压千斤顶对墙体施加荷载, 千斤顶的中心要, 跟墙体中心在一条直线上, 保证轴心受压, 墙体无附加弯矩。

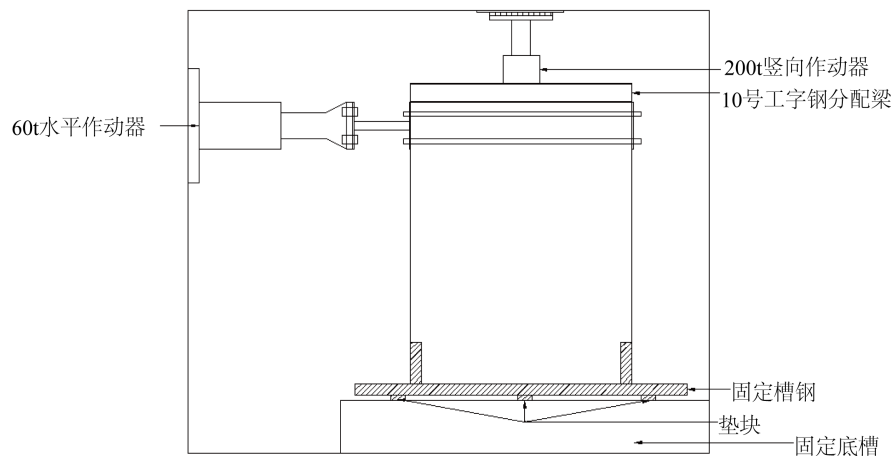


Figure 2. Device of low cyclically loading
图 2. 低周反复加载装置示意图

本次试验所施加的竖向荷载由荷载控制, 水平荷载由位移控制, 这样为了更好地观察试验现象。首先通过荷载控制的加载方式对试件进行竖向加载, 加至其轴压力, 水平荷载切换到位移控制加载, 其具体步骤为下:

(1) 试验开始之前, 先对墙体的竖向方向进行预加载, 加载量为 3 kN。

再将墙体水平方向进行预加载, 加载量为 2 kN。之所以预加载一方面可以检测各测试仪器是否正常工作, 另一方面使加载装置与试件各结合部位更加紧密, 加载完毕后, 将荷载卸载至零, 并读取各仪表的初始数据。

(2) 试验开始后, 首先对墙体施加竖向荷载 10 kN, 并在加载过程中保持不变, 轴压比为 0.1, 在水平方向逐级施加往复荷载, 用位移控制加载, 且每级位移循环两次, 然后逐级增大墙体顶部位移, 墙顶最大位移(对应位移角)分别为 1 (1/1500)、1.25 (1/1200)、1.5 (1/1000)、2 (1/750)、3 (1/500)、4 (1/375)、6 (1/250)、8 (1/187.5)、12 (1/150)、15 (1/100)、20 (1/75)、25 (1/60)、30 (1/50)、37.5 (1/40)当荷载下降到峰值荷载的 85%以下时, 试验结束加载。此过程注意观察裂缝的出现。

2.4. 测点布置

试验共布置 5 个位移计, 见图 3, 其中位移计 1 测量墙体顶部随水平作动器变化的位移; 位移计 2 测量墙体底部水平方向相对于底部固定槽钢的位移; 位移计 3 测量底部固定槽钢相对于加载架的水平位移, 位移计 4 测量底部固定槽钢相对于加载架的竖向位移, 位移计 5 测量墙体平面外位移。

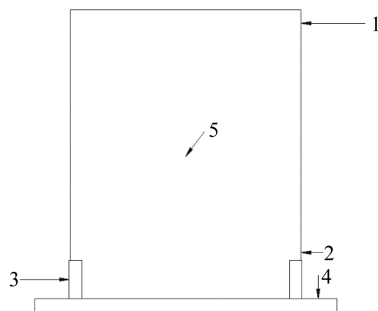


Figure 3. Displacement meter position
图 3. 位移计支设位置图

3. 试验现象

3.1. Q1 的试验现象

Q1 的采用聚苯颗粒混凝土，竖其型钢间距为 244 mm，无斜撑。在试件受竖向荷载时，Q1 试件表面无明显变化。准备施加水平位移，当加载至 5 mm 第二个循环时，墙体内部聚苯颗粒混凝土受到挤压发出轻微响声，墙体的左上角出现少许裂缝，当加载至 10 mm 第二个循环时，墙体发出较大的响声。当加载至 12 mm 第一个循环时，墙体右下角出现 0.4 mm 裂缝，随着水平荷载值持续增大，墙体所产生的裂缝持续增多，并沿竖向型钢有大量细小裂缝产生。加载至 15 mm 第一个循环时，型钢骨架发生倾斜，此时内部轻质混凝土能承受的荷载已大大减小，荷载主要由型钢承受，当加载至 18 mm 第一个循环，峰值荷载为 21.24 KN，此时可以较明显的看出沿型钢布置出的裂缝，加载至 24 mm 第二个循环时，荷载为 18.24 KN，试件产生剧烈响动，部分混凝土应变片溢出。随着水平位移的变大，墙体背面继续掉渣，有的甚至大区域掉渣，墙体正面右下角的型钢周围的泡沫混凝土碎裂，裂缝愈加明显，裂缝开展就是沿着墙体内部型钢的放置位置开展，期间也有响动产生。当加载至 27 mm 第二个循环时，型钢有屈曲，墙体的抗剪承载力急剧下降，试验停止。Q1 墙体破坏现象，如图 4。

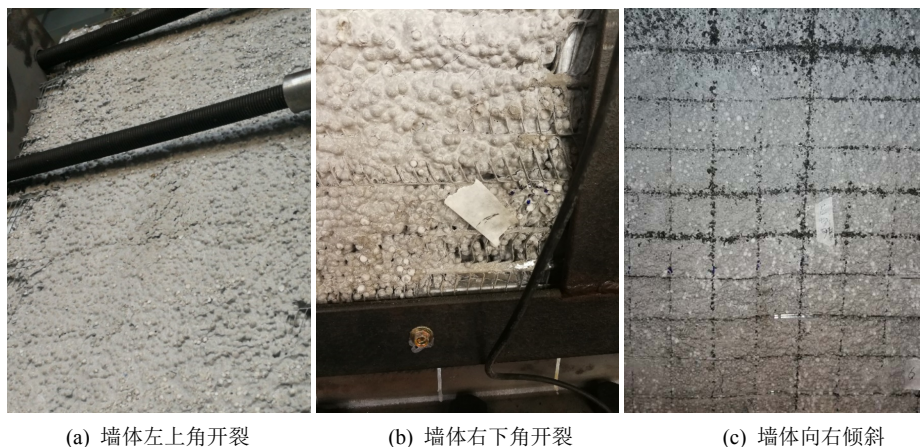


Figure 4. Failure process of Q1
图 4. 试件 Q1 破坏过程

3.2. Q2 的试验现象

Q2 的采用筑粒混凝土，型钢骨架有斜撑。加载至 5 mm 第一个循环时，墙体内部发出轻微响声，墙

体表面看不出任何变化, 加载至 8 mm 第二个循环时, 墙体远离加载一侧的角部出现第一条细小裂缝, 加载至 12 mm 第二个循环时, 在第一条裂缝周围又形成许多细小裂缝, 在墙体右下角又出现了新的裂缝, 同时在沿型钢布置方向上出现了第一条裂缝, 加载至 15 mm 第二个循环时, 墙体表面沿型钢骨架布置方向出现的裂缝增多, 加载至 20 mm 第一个时, 此时承载力达到最大值为 28 KN, 沿型钢出裂缝更加明显, 基本贯通, 此时轻质混凝土和型钢之间的约束力大大减小, 主要靠型钢受力, 加载至 30 mm 第二个循环时, 此时荷载为 24 KN, 加载过程中主要表现为位移的增加要比荷载的增加更为明显, 且墙体右下角型钢变形明显, 承载力急剧下降, 试验停止, 如图 5。

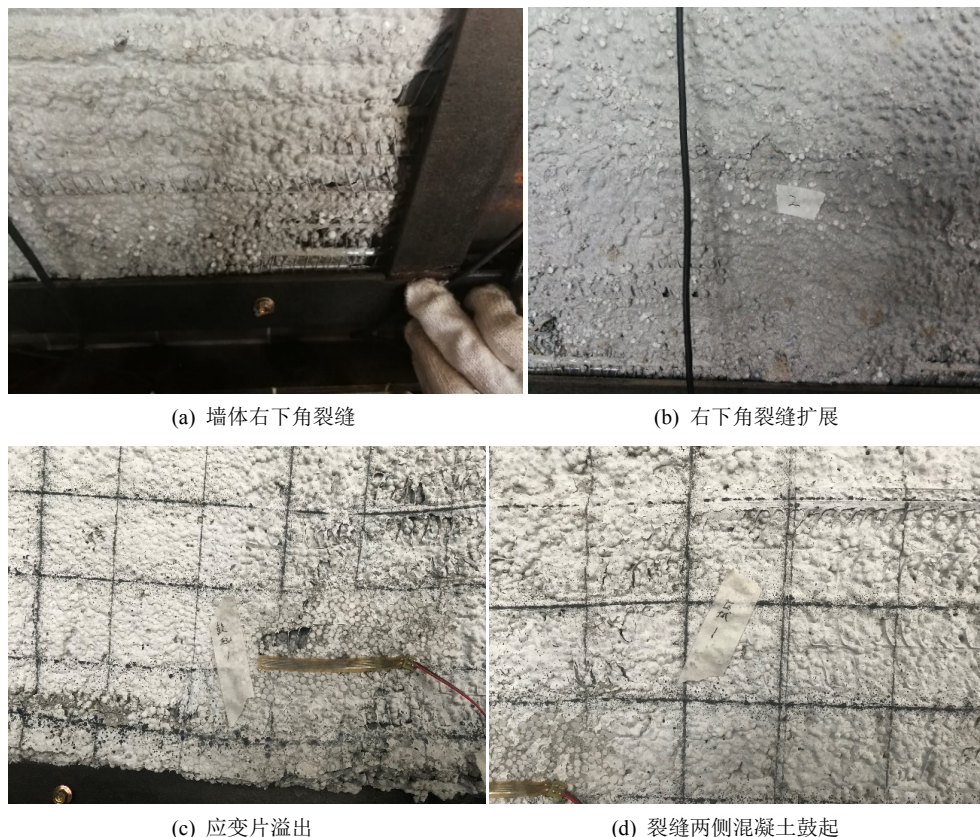


Figure 5. Failure process of Q2
图 5. 试件 Q2 破坏过程

3.3. Q3 的试验现象

Q3 采用聚苯颗粒混凝土, 型钢骨架有斜撑。加载至 5 mm 第一个循环时, 墙体内部发出轻微响声, 墙体表面看不出任何变化, 加载至 8 mm 第二个循环时, 墙体远离加载一侧的角部出现第一条细小裂缝, 加载至 12 mm 第二个循环时, 在第一条裂缝周围又形成许多细小裂缝, 在墙体右下角又出现了新的裂缝, 同时在沿型钢布置方向上出现了第一条裂缝, 加载至 15 mm 第二个循环时, 墙体表面沿型钢骨架布置方向出现的裂缝增多, 加载至 20 mm 第一个时, 此时承载力达到最大值为 28 KN, 沿型钢出裂缝更加明显, 基本贯通, 此时轻质混凝土和型钢之间的约束力大大减小, 主要靠型钢受力, 加载至 30 mm 第二个循环时, 此时荷载为 24 KN, 加载过程中主要表现为位移的增加要比荷载的增加更为明显, 且墙体右下角型钢变形明显, 承载力急剧下降, 试验停止, 如图 6。

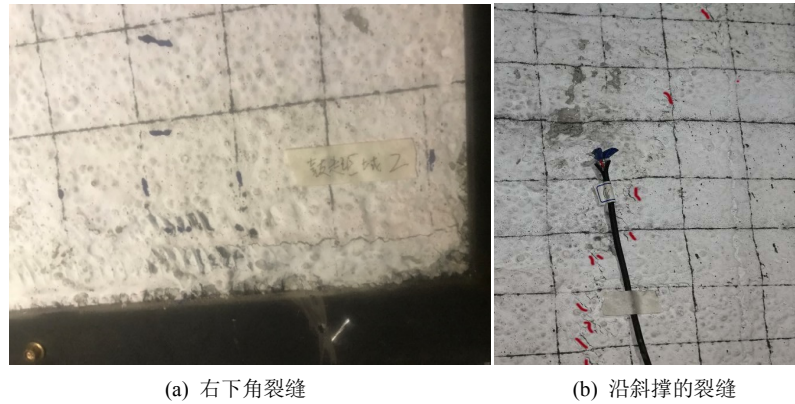


Figure 6. Failure process of Q3
图 6. 试件 Q3 破坏过程

3.4. Q4 的试验现象

Q4 的采筑粒混凝土，竖向龙骨间距 244 mm，无斜撑。其破坏过程和 Q1 相似，加载至 5 mm 第一个循环时，在墙体右下角部出现第一条细小裂缝，当加载至 8 mm 第二个循环时，轻质混凝土与型钢互相挤压，墙体内部发出轻微响声，加载至 12 mm 第一个循环时，在原来产生裂缝的周围，又产生了新的裂缝，形成区域，同时在沿型钢龙骨布置方向开始出现细小裂缝，加载至 15 mm 第一个循环时，沿型钢布置方向上的裂缝逐渐增多，墙体内部因为轻质混凝土和型钢的挤压发出较大响声，加载至 20 mm 第二个循环时，沿型钢龙骨布置方向已形成较明显的裂缝，此时，墙体倾斜较明显，内部轻质混凝土对型钢的约束力较小，裂缝两侧的混凝土凸起，脱落，加载至 27 mm 时，越来越多的混凝土应变片开始溢出，型钢有屈曲，承载力下降，试验停止，如图 7。

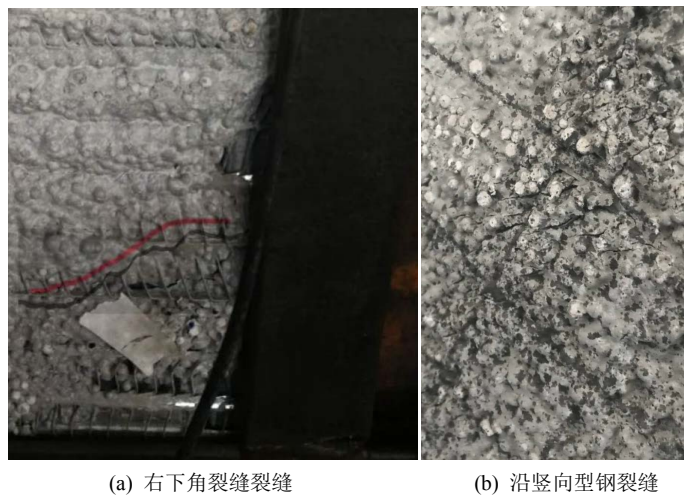


Figure 7. Failure process of Q4
图 7. 试件 Q4 破坏过程

4. 试验结果分析

4.1. 滞回曲线

它可以反映结构或者构件的承载力、滞回耗能能力、刚度退化特征及变形能力等。滞回曲线越饱满，

结构或构件的抗震性能越强。

4 个试件的墙体顶部位移 - 荷载滞回曲线如图 8 所示，试件的滞回环形状随着加载循环的次数的变化而变化，根据滞回环的形状和面积可以反映试件的耗能能力，可以看出其相似之处：

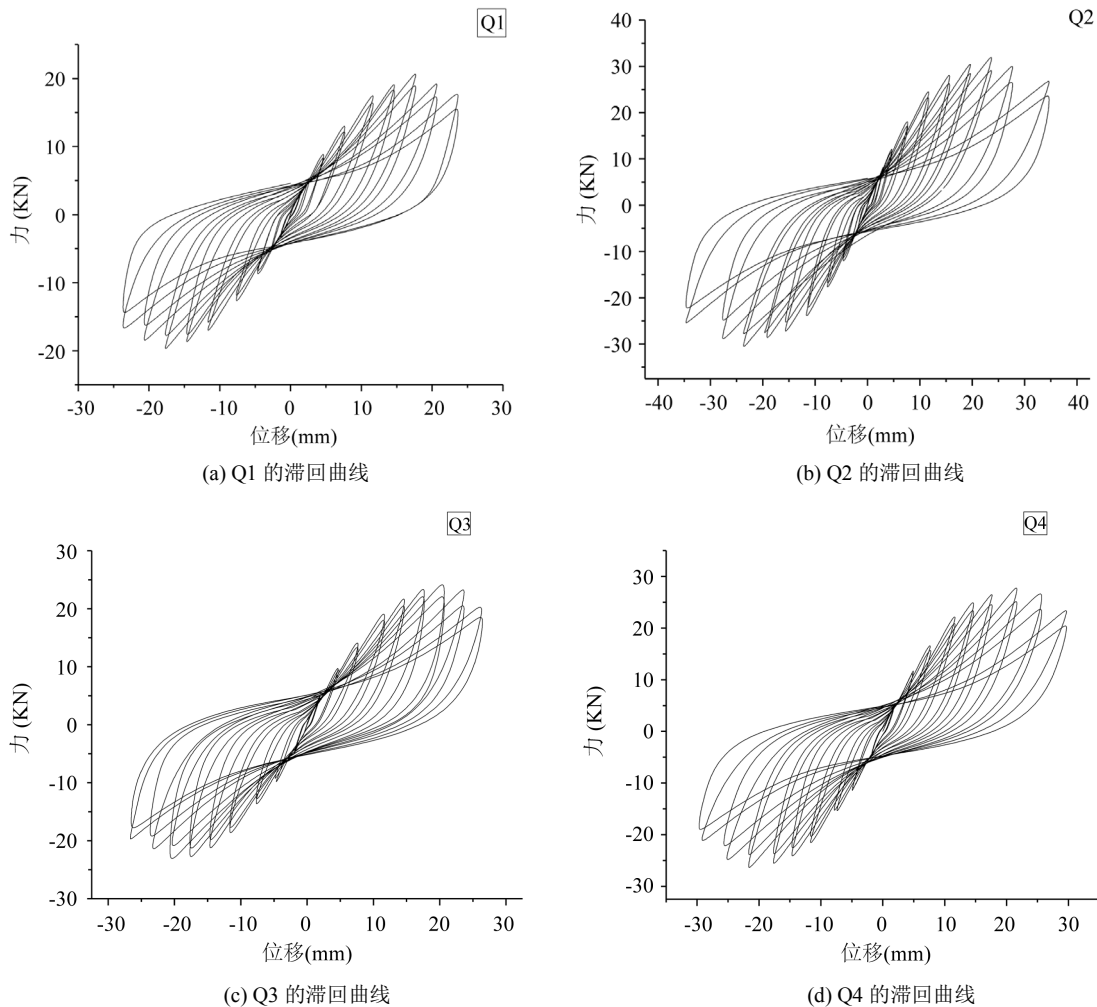


Figure 8. Hysteretic curve of composite wall

图 8. 组合墙体滞回曲线

(1) 前几次加载，控制位移很小，试件未开裂，滞回曲线基本为通过原点直线，卸载时基本无残余变形，所包围的面积也很小，刚度较大，耗能少，组合墙体处于弹性工作阶段；

(2) 随着位移的增大，滞回曲线呈现梭形，刚度下降，滞回环的面积逐渐增大，卸载时出现明显的残余变形，耗能能力有所改善；

(3) 位移继续增加，此时滞回曲线向弓形发展，滞回环面积继续加大，承载力不断提高，卸载时残余变形明显增加，刚度退化明显，并伴有捏缩；

(4) 当试件达到最大荷载后，试件表现出明显的刚度退化和强度退化，捏缩效应更明显，具有良好的耗能能力，滞回曲线基本呈反 S 形；

(5) 随着位移的增加，承载力开始下降，此时滞回曲线开始呈 Z 形。

但不同的是：

- (1) 组合墙体 Q2 的极限承载力明显大于其他三个组合墙体;
- (2) Q3 和 Q4 的承载力也均大于 Q1, 组合墙体 Q2 的滞回曲线相也比其他墙体较为饱满, 包围面积更大, 表示耗能能力更好;
- (3) 组合墙体 Q1 的滞回曲线对比其他三个相对不饱满, 包围面积也小, 表示耗能能力差;
- (4) 通过 Q2 与 Q3 相比可知, 使用筑粒混凝土的墙体要比使用聚苯颗粒混凝土的墙体承载力大的多, 塑性变形能力更强, 初始刚度也较大, 通过 Q2 与 Q4 相比, 设置斜撑虽然也能提高组合墙体的承载力和变形, 但与筑粒混凝土相对对墙体的提高要小的多。

4.2. 骨架曲线

在试件滞回曲线的基础上, 将同方向各次加载的峰值点依次相连得到其骨架曲线[4], 它反应了试件的刚度、延性, 受力和变形的关系, 是结构抗震的性能的综合体现。4 个试件的骨架曲线如图 9 所示。

本文参考《建筑抗震试验规程》(JGJ/T101-2015) [5]的研究方法, 来确定组合墙体的屈服荷载和破坏荷载。

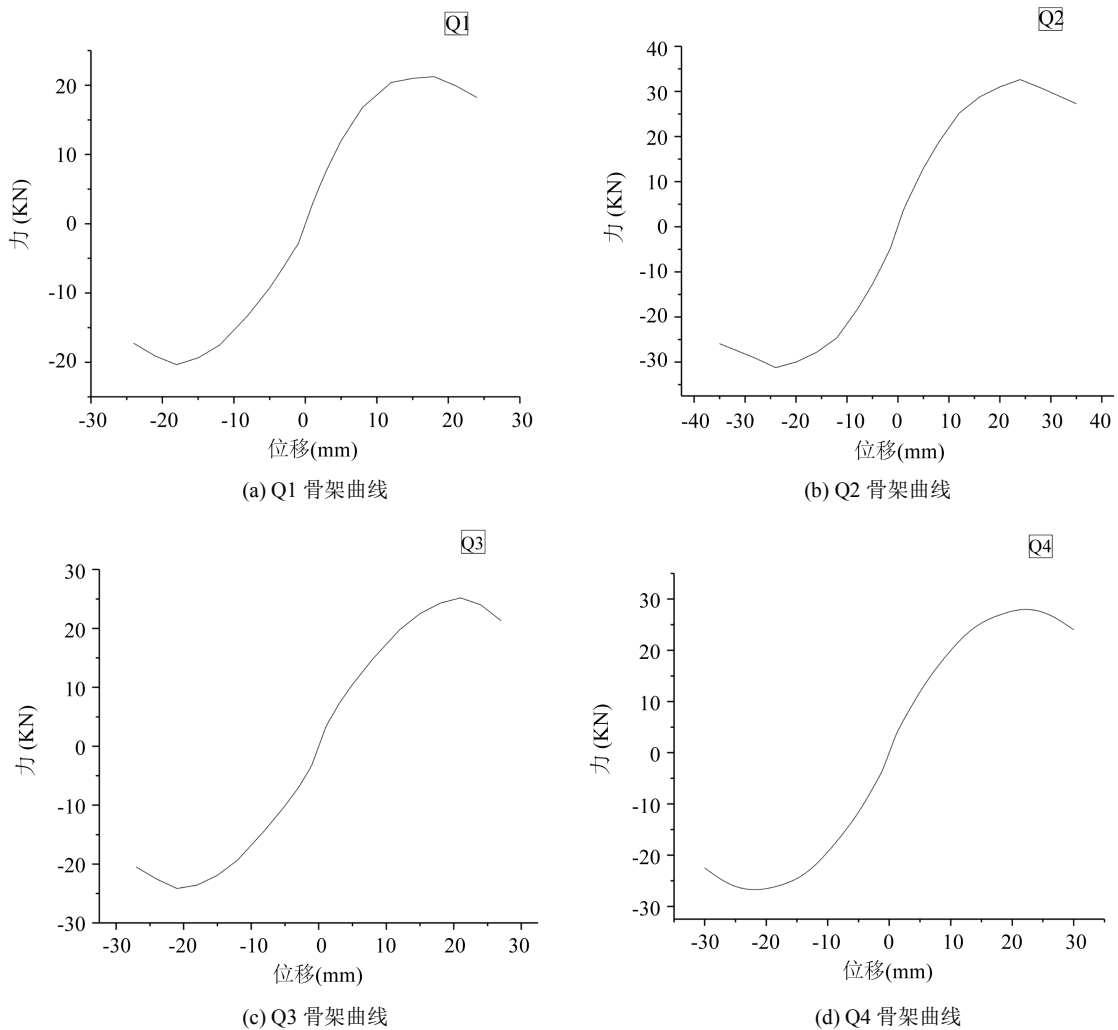


Figure 9. Skeleton curves of specimens
图 9. 试件骨架曲线

如图 10 所示, 在骨架曲线中, 通过原点做曲线的切线, 即可求出骨架曲线的屈服点、极限点和破坏点。其中切线与最高荷载点的水平线相交点的位移定义为结构的屈服位移 Δ_y , 与之对应为屈服荷载 P_y , 而破坏荷载 $P_f = 0.85 P_m$ 。

表 3 给出了各模型的 P- Δ 骨架曲线的特征值。

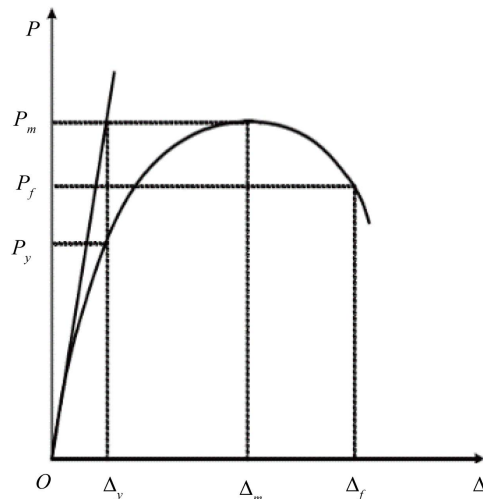


Figure 10. Characteristic points on envelop curves
图 10. 骨架曲线的特征点

Table 3. Feature points of skeleton curve
表 3. 骨架曲线的特征点

试件编号	初始刚度 (KN/mm)	屈服点		极限点		破坏点	
		Δ_y /mm	P_y /KN	Δ_m /mm	P_m /KN	Δ_f /mm	P_f /KN
Q1	2.9	7.3	13	18	21.24	24	18.24
Q2	3.6	9.14	21.82	24	32.64	35	27.3
Q3	3.1	8.12	15.67	21	25.2	27	21.33
Q4	3.3	8.6	16.2	22	28.38	31	24

从骨架曲线和表 3 中可以得出以下结论:

(1) Q1 的承载力、弹塑性最大位移和小于其他试件, 抗震性能较差, 初始刚度仅为 2.9, 相比其他 3 个墙体的屈服位移和屈服荷载最小。

(2) Q2 初始刚度在 3.6, 是 4 个组合墙体中初始刚度最大的试件, 屈服荷载和屈服位移均大于其他 3 个试件, 表示使用筑粒混凝土和设置斜撑不会使墙体过早屈服。

(3) 由组合墙体 Q2 和 Q1 相比, 表示同时使用筑粒混凝土和设置斜撑可以使组合墙体极限承载力提高 53%, 极限位移提高 45%;

(4) 由组合墙体 Q2 和 Q3 相比可知, 在同时设置斜撑时, 筑粒混凝土相比聚苯颗粒混凝土可以使组合墙体的极限承载力可以提高 30%, 极限位移提高 30%;

(5) 由组合墙体 Q2 和 Q4 相比可知, 同时使用筑粒混凝土时, 设置斜撑可以使组合墙体极限承载力提高 15%, 极限位移提高 16%;

(6) 由组合墙体 Q3 和 Q1 相比, 在同时使用聚苯颗粒混凝土的情况下, 设置斜撑可以使组合墙体的极限承载力提高 18%, 极限位移提高 16%;

(7) Q4 和 Q1 相比, 在型钢全为竖向排列的情况下, 不设斜撑, 使用筑粒混凝土相比聚苯颗粒混凝土, 可以使组合墙体的承载力提高 33%, 极限位移提高 25%。

综合来看, 引起 4 个墙体之间的差异主要是轻质混凝土的种类不同和型钢骨架的形式不同, 使用筑粒混凝土和设置斜撑, 都会提高组合墙体的抗侧刚度、承载力和极限位移, 这是因为筑粒混凝土的力学性能要优于聚苯颗粒混凝土, 有斜撑的型钢骨架相对于无斜撑的可以抵抗一部分水平力, 但如果单独考虑这两种因素, 用筑粒混凝土代替聚苯颗粒混凝土对墙体承载力和极限位移的提高, 都远远大于设置斜撑的提高效果, 进一步可以推断出, 组合墙体内部轻质混凝土的种类对抗震性能的影响程度要远大于型钢骨架对抗震性能的影响。

4.3. 延性指标

延性是指结构达到屈服后承受变形的能力, 衡量延性的延性指标可以用位移延性系数、转角延性系数、曲率延性系数等不同的系数来表示, 在低周反复荷作用下, 常用位移延性系数 μ 来反映结构在屈服后的塑性变形能力, 是评价结构或构件的抗震性能的一个重要指标, 在地震作用下, 结构或构件通过产生变形来吸收和耗散地震能量, 以减小地震所带来的影响。其延性性能越好, 耗能能力和承受塑性变形的能力越强, 因而其抗震性能就优越, μ 为极限位移与屈服位移的比值, 根据上表给出的数据, 可得出各个组合墙体的延性系数, Q1 的延性系数为 3.25, Q2 的延性系数为 3.83, Q3 的延性系数为 3.33, Q4 的延性系数为 3.60。从组合墙体的延性系数可以看出:

(1) Q2 的延性系数均比其他三个试件的延性系数大, Q2 与 Q1 相比, 延性系数提高了 17%, 说明同时使用筑粒混凝土和设置斜撑, 能提高组合墙体的延性, 使组合墙体具有较大的变形能力;

(2) 由 Q2 和 Q4 在同时使用筑粒混凝土的组合墙体中, 设置斜撑比不设斜撑延性系数提高了 6%;

(3) 由组合墙体 Q2 和 Q3 相比可知, 在同时设置斜撑时, 筑粒混凝土使延性系数提高了 15%;

(4) 由组合墙体 Q3 和 Q1 相比, 在同时使用聚苯颗粒混凝土的情况下, 设置斜撑可以使延性系数提高 2%;

(5) Q4 和 Q1 相比, 在型钢全为竖向排列的情况下, 不设斜撑, 使用筑粒混凝土相比聚苯颗粒混凝土, 可以使延性提高 10%。

4.4. 刚度退化

刚度是结构抗震性能的重要指标, 定义试件的刚度为同级荷载作用下割线刚度的平均值[6], 即为正负两个方向峰值荷载绝对值与位移绝对值之和的比值。

如图 11 所示, 由图可知, 4 个墙体的初始刚度基本相同, 随着位移的增大, 刚度 K 呈现下降趋势, 在较小的位移是刚度下降较明显, 在位移较大时刚度则下降逐渐变慢; 但值得注意的时, Q2 初始刚度要比其他墙体高, 下降的数值更少, 最小刚度约为 0.8, 大于其他三个试件的最小刚度, 这是因为筑粒混凝土性能更好, 且设置斜撑提高了墙体的变形能力和抗剪承载力。同时, 在位移相同的情况下, 4 个墙体的负向刚度小于正向刚度, 其原因是首先正向施加荷载对试件造成了损伤。

5. 结论

本章通过对 4 个冷弯薄壁型钢与轻质混凝土组合墙体进行低周反复加载试验, 从滞回曲线、骨架曲线、延性指标、刚度退化详细分析了组合墙体的抗震性能, 试验结果表明:

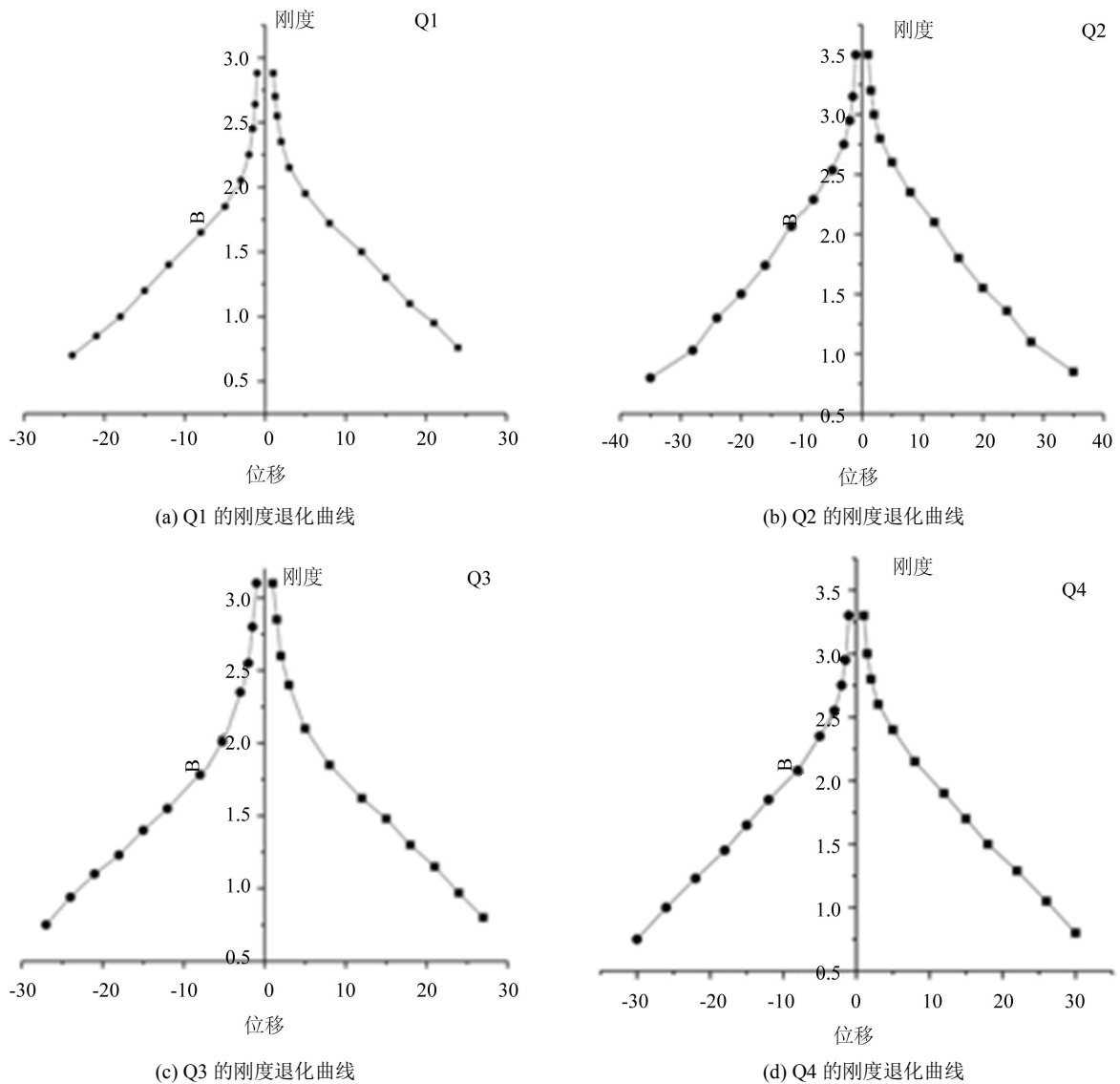


Figure 11. Stiffness degradation curve of composite wall
图 11. 组合墙体刚度退化曲线

(1) 4 个组合墙体的主要破坏形式基本相同，在控制位移较小时，墙体只在角部出现细小裂缝，随着位移的增大，渐渐的在沿型钢布置方向处出现细小裂缝，并慢慢沿此方向延伸，直至贯通，最后型钢屈曲，墙体破坏。

(2) 组合墙体 Q2 的滞回曲线最为饱满，包围面积大，Q4 次之，Q3 不及 Q4，Q1 的滞回曲线相对最不饱满的，包围面积小。

(3) 从 4 个组合墙体的骨架曲线及其特征点可以看出，骨架曲线形状虽然很相似，但 Q2 初始刚度最大，随着位移的增大，其差距也越来越大，说明筑粒和斜撑在位移较大时发挥的作用明显，使得组合墙体 Q2 的荷载峰值点，极限位移得以提高，但通过 4 个组合墙体两两对比可以发现，单独使用筑粒混凝土对承载力和极限位移提高的效果要好于单独使用斜撑时的效果。

(4) 从组合墙体的延性性能、刚度退化、残余变形等方面分析可知，使用筑粒混凝土和设置斜撑，可以使墙体具有良好的整体性能和抗震性能。

参考文献

- [1] 初明进. 冷弯薄壁型钢混凝土剪力墙抗震性能研究[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 初明进, 冯鹏. 不同构造措施的冷弯薄壁型钢混凝土剪力墙抗剪性能试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(8): 45-55.
- [3] 湖北省发展计划委员会. GB50018-2002 冷弯薄壁型钢结构技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002.
- [4] 王宇航, 邓锐, 姚欣梅. 带斜撑冷弯薄壁型钢墙体抗震性能试验[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36(2): 30-38.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ/T101-2015 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [6] 袁泉, 杨逸, 吕东鑫. 轻钢聚苯颗粒泡沫混凝土组合墙体受剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(11): 104-111.