

文章编号:1673-9469(2022)02-0011-08

DOI: 10.3969/j.issn.1673-9469.2022.02.002

底部加强双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能研究

袁朝庆,代晓辉,宋爽,李国洋,房宽光,计静

(东北石油大学土木建筑工程学院,黑龙江大庆163318)

摘要:为研究底部加强双钢板混凝土组合剪力墙的抗震性能,以型钢数量($m=2,4,6$)、型钢尺寸(I)、型钢强度(Q235、Q345) (f_p)、钢板强度(Q235、Q345) (f_s)、轴压比($n=0.4,0.5,0.7$)为主要参数。设计了9片双钢板混凝土组合剪力墙,利用ABAQUS软件建立其有限元模型,并对类似双钢板混凝土组合剪力墙开展验证分析,将仿真结果与试验结果进行对比分析,验证结果的合理性。基于验证结果,开展了9片双钢板混凝土组合剪力墙的参数分析,研究不同参数对底部加强双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能影响规律。研究结果表明,底部加强试件在承载能力、延性、塑性变能力、刚度退化和耗能能力方面均有所提升。轴压比为0.4和0.5时,延性接近;轴压比为0.7时,延性下降;轴压比为0.5时,随着型钢数量的增加,承载能力逐渐提高;提高钢板和型钢强度,延性、初始刚度和耗能能力均有较大提升,抗震性能较优。

关键词:底部加强;工字型钢;轴压比;双钢板混凝土组合剪力墙

中图分类号:TU398.2

文献标识码:A

Study on Seismic Resistance of Double Steel Concrete at the Bottom

YUAN Zhaoqing, DAI Xiaohui, SONG Shuang, LI Guoyang, FANG Kuanguang, JI Jing

(School of Civil Architecture and Engineering, Northeast Petroleum University, Daqing, Heilongjiang 163318, China)

Abstract: In order to strengthen the seismic performance of double steel concrete combined shear wall, the number of the type steel ($m=2,4,6$), type steel size (I), type steel strength (Q235, Q345) (f_p), steel plate strength (Q235, Q345) (f_s), axial pressure ratio ($n=0.4,0.5,0.7$) were utilized as the main parameters. Nine double steel concrete combined shear walls were designed and its finite element model was established using ABAQUS software and validated with similar double steel concrete combined shear walls. The numerical results were compared with the test results to verify the rationality of the finite element model. Based on the verification results, the parameter analysis of 9 double steel concrete combined shear walls were conducted to study the main parameters affecting the seismic performance of reinforced double steel concrete. The results show that the bottom strengthening test piece has been improved in the load-carrying capacity, ductility, plastic degeneration capacity, stiffness degradation and energy consumption capacity. When the axial pressure ratios are 0.4 and 0.5, the ductility is close, whereas the ductility decreases when the axial pressure ratio reaches 0.7; When the axial pressure ratio is 0.5, the load-carrying capacity gradually increases with the increase of the number of the type steel. Increasing the strengths of the steel plate and type steel can significantly increase the ductility, initial stiffness and energy consumption and improve the seismic performance.

Key words: bottom strengthening; I-type steel; axial pressure ratio; double steel plate concrete combined shear wall

目前随着社会经济高速发展,商业用地较为紧张,为了提高土地利用率出现越来越多的

收稿日期:2021-12-16

基金项目:黑龙江省自然科学基金联合引导项目(LH2020E018)

作者简介:袁朝庆(1970-),男,黑龙江依安人,博士,教授,从事工程结构抗震方向的研究。

高层及超高层建筑。剪力墙构件是超高层及高层建筑中主要抗侧力构件之一^[1-2],因此本文主要对剪力墙构件展开研究。对于传统的钢筋混凝土剪力墙(Reinforced Concrete Shear Wall, RCSW),其作为主要抗侧力构件,在地震中广泛应用^[3-5]。但RCSW存在明显的不足,如自重较大;混凝土容易产生裂缝,延性较差;工期相对较长。为了弥补这些不足,钢板混凝土组合剪力墙应运而生,钢板混凝土组合剪力墙有着较强的耗能能力和延性^[6-7]。特别是双钢板混凝土组合剪力墙重量较轻、强度较高,充分发挥了钢板和混凝土的优势。双钢板混凝土组合剪力墙最初应用于海底隧道和核电工程等领域,逐渐应用到高层及超高层建筑结构领域。虽然双钢板混凝土组合剪力墙结构得到了明显的改善,但也有不足。双钢板混凝土组合剪力墙在循环往复荷载作用下,双钢板混凝土组合剪力墙底部最容易发生屈曲。国内外学者对其端部引入了方钢管边缘柱构件,延性和耗能能力均有所提升。纪晓东^[8]、武晓东^[9]分别对端柱方钢管内配圆钢管试件的抗震性能展开试验研究,纪晓东试验结果表明,相比普通试件,内配圆钢管试件的耗能能力和承载能力均有所提高。武晓东设计的端部内配圆钢管试件全部发生压弯破坏,塑性变形能力较好。

目前对试件底部加强的研究较少,张鹏^[10]设计了9个底部加强试件,通过改变底部尺寸的方式,进行底部加强。研究表明,墙体的承载能力、延性及耗能能力均有提高。随着底部加强区的高度,底部屈曲位置上移。目前国内外没有对于将工字型钢加入双钢板混凝土组合剪力墙底部的研究。本文在双钢板混凝土组合剪力墙底部不同位置设置了型钢,研究型钢数量、型钢强度、钢

板强度、型钢尺寸和轴压比对双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能的影响。

1 有限元模型建立

1.1 材料本构选取

钢板、方钢管和型钢本构关系,均采用理想的四折线本构关系,金属塑性模型。钢材材料选用Q235钢和Q345钢。常温静载状态下,钢材的单向拉伸的应力应变曲线如图1(a)所示,混凝土本构关系采用韩林海^[11]的本构关系,如图1(b)所示塑性损伤模型,混凝土材料选用C40。

混凝土受压本构关系表达式为:

$$y = \begin{cases} 2x^2 - x^2, & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta}, & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

式中: $x = \varepsilon/\varepsilon_0$, $\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$, $\varepsilon_c = (1300 + 12.5f_c/88) \times 10^{-6}$; $y = \sigma/\sigma_0$;

$$\eta = \begin{cases} 2, & \text{圆形;} \\ 1.6 + \frac{1.5}{x}, & \text{矩形。} \end{cases}$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25+(\xi-0.5)^7]} f_c^{0.5 \times 0.5 \geq 0.12}, & \text{圆钢管混凝土;} \\ \frac{f_c^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}}, & \text{方钢管混凝土。} \end{cases}$$

f_c 为混凝土圆柱体抗压强度, ξ 为组合柱的套箍系数;其他物理参数详见文献[11]。

混凝土受拉本构关系表达式为:

$$y = \begin{cases} 1.2 - 0.2x^6, & x \leq 1 \\ \frac{x}{0.31\delta_p^2(x-1)^{1.7} + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

式中: $x = \varepsilon/\varepsilon_0$; $y = \sigma/\sigma_0$; $\delta_p = 0.26 \times (1.25f_c)^{2/3}$; $\varepsilon_p = 43.1\delta_p$ 。其他物理量意义见文献[11]。

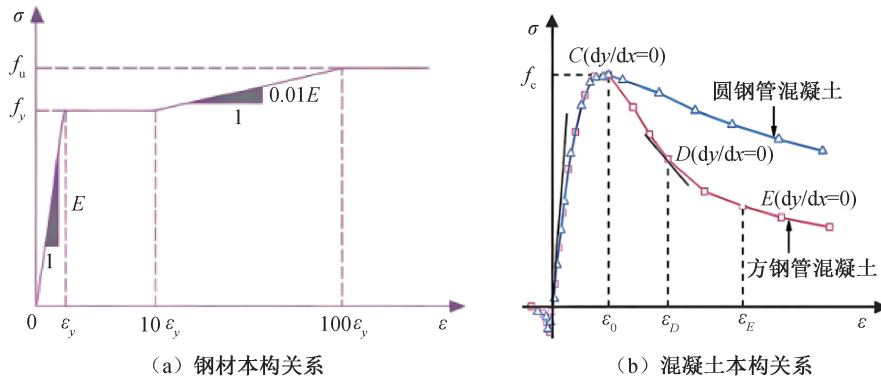


图1 材料本构关系

Fig.1 Constitutive relation of material

1.2 单元选取与接触关系

本文分析模块采用的是 ABAQUS/Standard,混凝土、方钢管、型钢、钢板和栓钉均选用 C3D8R 实体单元。混凝土与钢材的接触方式定义为表面与表面接触,钢材与混凝土的关系为粘结滑移,混凝土和钢材的法向接触为“硬接触”,切向接触为“罚”接触,摩擦系数设置为 0.6。

1.3 加载方式与边界条件

模型计算分析步设置 step1 和 step2,初始状态,试件的底部边界条件设置为完全固定,顶部为自由。在剪力墙顶面设置参考点与顶面耦合,step1 时在顶部耦合点施加恒力荷载,分析步 step2 时在顶部耦合点施加水平位移循环往复荷载,加载制度如图 2 所示。

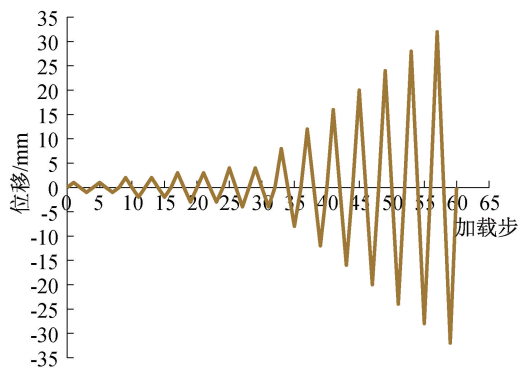


图 2 加载制度
Fig. 2 Loading system

2 有限元模型对比验证

本文以文献[12]中的双钢板剪力墙试件 DCSW1 的拟静力试验为例,对其进行有限元模拟,从而验证有限元模型的可行性。本文建立的双钢板剪力墙模型 DCSW1#与文献[12]中的模型 DCSW1 尺寸相同,有限元模型如图 3 所示。有限元破坏模式和试验所得的破坏形态一致,如图 4 所示。

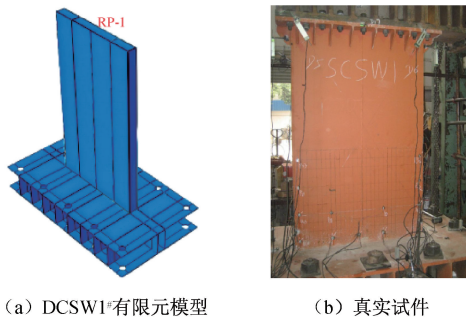
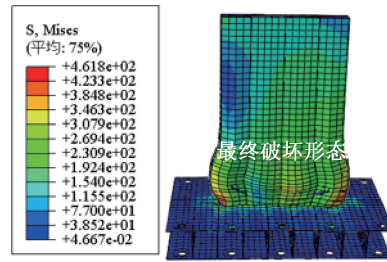


图 3 验证模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of the validation model



(a) DCSW1#有限元模型



(b) 真实试件

图 4 破坏形态对比

Fig. 4 Comparison of failure modes

图 5 是骨架曲线,图 6(a)、(b)分别为文献的试验试件 DCSW1 和本文的验证模型 DCSW1#的滞回曲线,由图 5 和图 6 可以看出:两条骨架曲线形状相同,有限元模拟的骨架曲线 DCSW1#与试验的骨架曲线相似。由滞回曲线图可以看出,试验的带回曲线和本文验证的带回曲线接近一致,有限元模拟情况下的带回曲线更加光滑饱满。由表 1 可知,最大误差为 8.32%,可以认为 ABAQUS 能较好地模拟双钢板剪力墙在往复荷载作用下的抗震性能。

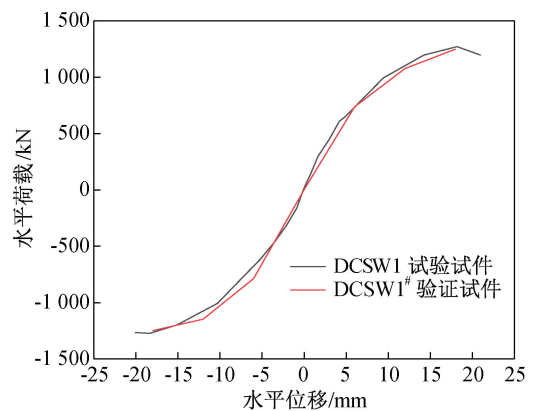


图 5 骨架曲线对比

Fig. 5 Comparison of skeleton curves

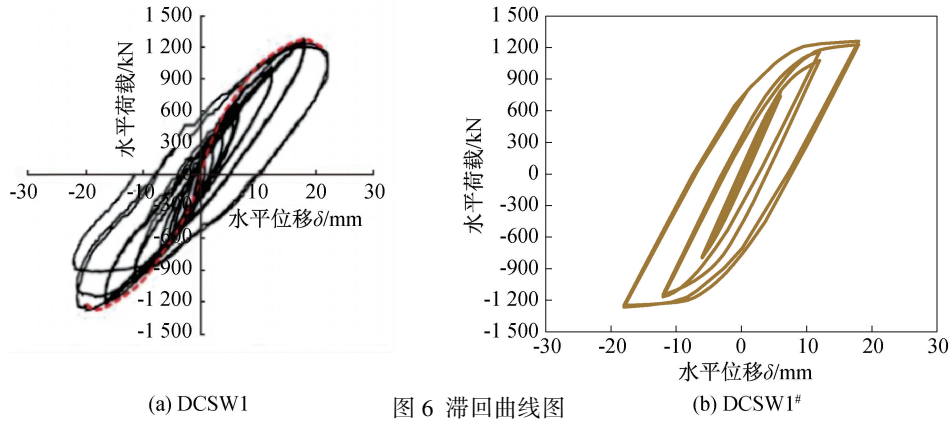


图6 滞回曲线图

Fig. 6 Hysteresis curve

表1 试验结果与有限元结果对比

Tab. 1 Comparison of test results and finite element results

试件编号	初始刚度 $/(kN \cdot mm^{-1})$	屈服阶段		峰值阶段	
		P_y/kN	$\Delta y/mm$	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm
DCSW1	143.73	1 091.02	12.10	1 270.02	18.3
DCSW1#	132.69	1 096.50	12.76	1 228.38	18.0
误差/%	8.32	0.50	5.54	3.38	1.63

注:表中误差均为有限元模拟结果与试验结果的误差,表中所列结果均为平均值。

3 端部加强双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能研究

3.1 试件设计

本文设计了1个底部不加强试件,8个底部加强试件,如表2所示,试件的有限元模型示意图如图7所示,模型构造示意图如图8所示,分别对其滞回曲线、骨架曲线、承载能力、延性、耗能能力进行对比分析,研究其相关规律。

3.2 荷载-位移曲线分析

3.2.1 滞回曲线分析

图9为9片DSCSW试件的滞回曲线,由图9可

知,底部配置型钢对试件的 $P-\Delta$ 曲线影响效果显著。由图9(a)、(b)可知,底部配置型钢,滞回环更

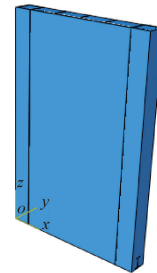


图7 有限元模型示意图

Fig. 7 Schematic representation of the finite element model

表2 试件参数

Tab. 2 Parameters of test specimens

模型编号	钢板高度 $/mm$	宽度 $/mm$	厚度 $/mm$	钢板厚度 $/mm$	钢板强度 $/(N \cdot mm^{-2})$	型钢强度 $/(N \cdot mm^{-2})$	混凝土 强度	剪跨比	轴压比	型钢 数量
DSCSW1	1 800	1 200	150	8	235	-	C40	1.5	0.5	0
DSCSW2	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.5	2
DSCSW3	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.5	4
DSCSW4	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.5	6
DSCSW5	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.5	2
DSCSW6	1 800	1 200	150	8	235	345	C40	1.5	0.5	2
DSCSW7	1 800	1 200	150	8	345	345	C40	1.5	0.5	2
DSCSW8	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.4	2
DSCSW9	1 800	1 200	150	8	235	235	C40	1.5	0.7	2

注:DSCSW1为底部无型钢构件;DSCSW2~4为型钢数量不同的构件;DSCSW5~6不同型钢强度的构件;DSCSW7~9为不同轴压比的构件;型钢 I_1 尺寸:90 mm×50 mm×3 mm×3 mm,型钢 I_2 尺寸:75 mm×50 mm×3 mm×3 mm,DSCSW5为型钢尺寸 I_2 试件,其余试件的型钢尺寸均为 I_1 。

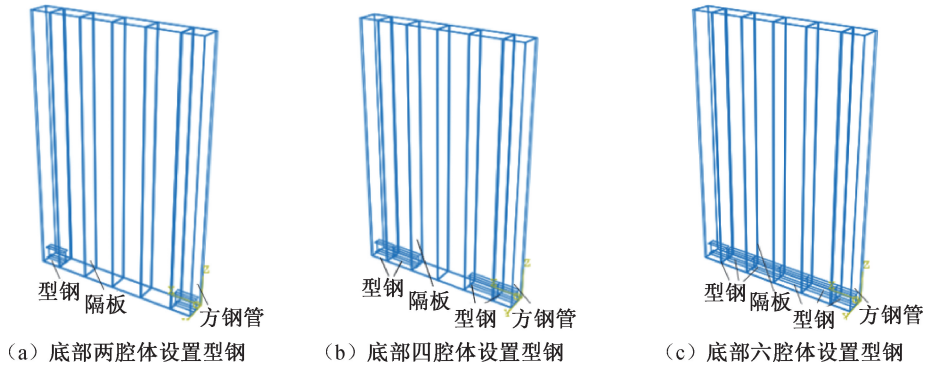


图 8 模型构造示意图

Fig. 8 Schematic representation of the mode construction

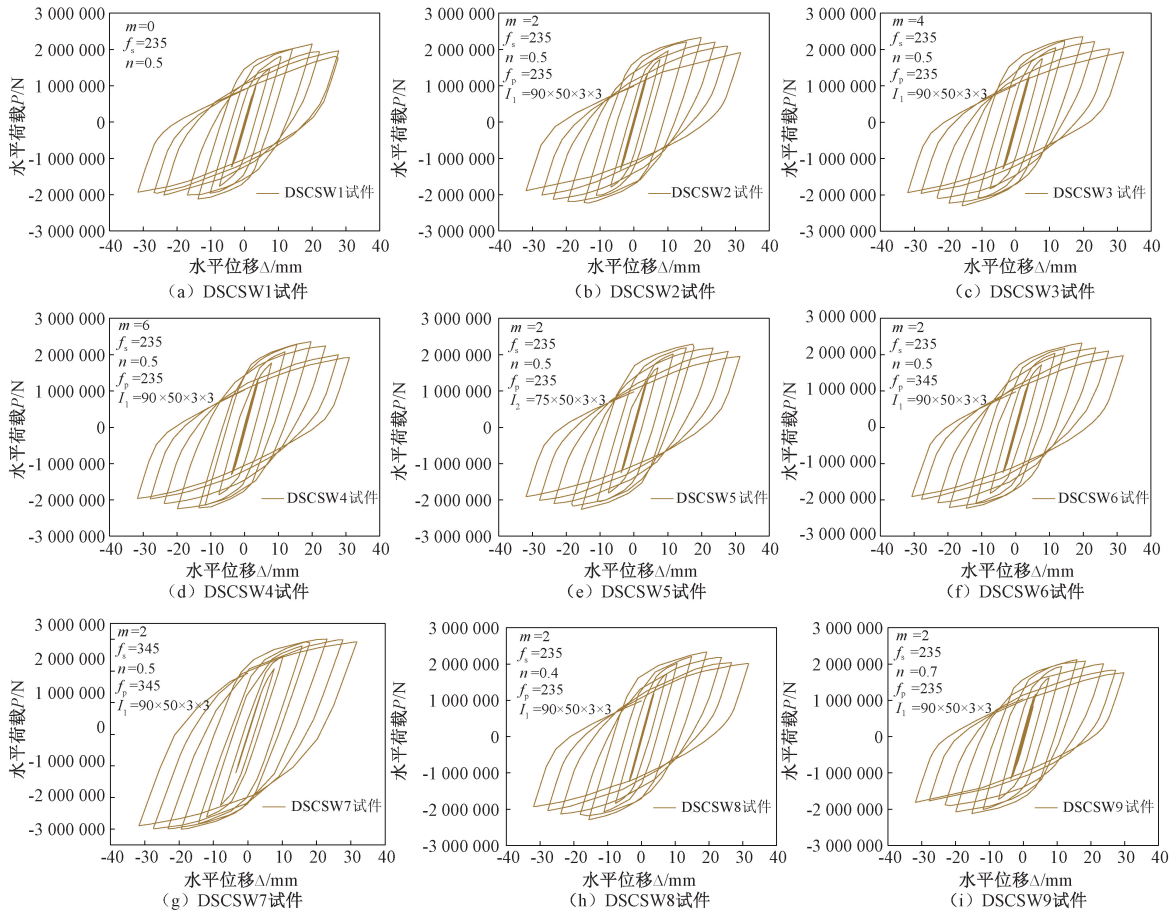


图 9 滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curve

加饱满,极限位移增大,塑性变能力增强,且随着水平位移增大,水平荷载的下降速率逐渐缓慢。图 9(b)一(f)可知,改变型钢数量、型钢强度和型钢尺寸,对试件影响不显著。由图 9(a)、(e)、(g)可知,提高钢板和型钢强度,极大地提高了滞回环饱满程度和峰值荷载,极限位移增大,塑性变能力增强。图 9(d)、(h)、(i)可知,轴压比为 0.4 和轴压比 0.5 试件滞回环相近,轴压比为 0.7 的试件峰值荷载下降,极限位移下降,塑性变能力下降,延性降低。

3.2.2 骨架曲线分析

图 10 为 9 片底部加强试件的骨架曲线,各组试件骨架曲线均呈倒 S 形,试件破坏可以分为弹性、塑性和破坏阶段。加载初期,各组试件的骨架曲线接近重合,此时试件处于弹性阶段,试件达到峰值以后,试件卸载不可完全恢复。由图 10(a)可知,底部加入型钢的试件相比底部不加强试件,提高了承载能力,极限位移增大,骨架曲线下降段愈发平缓,延性较好,型钢的数量对试件影响并不显

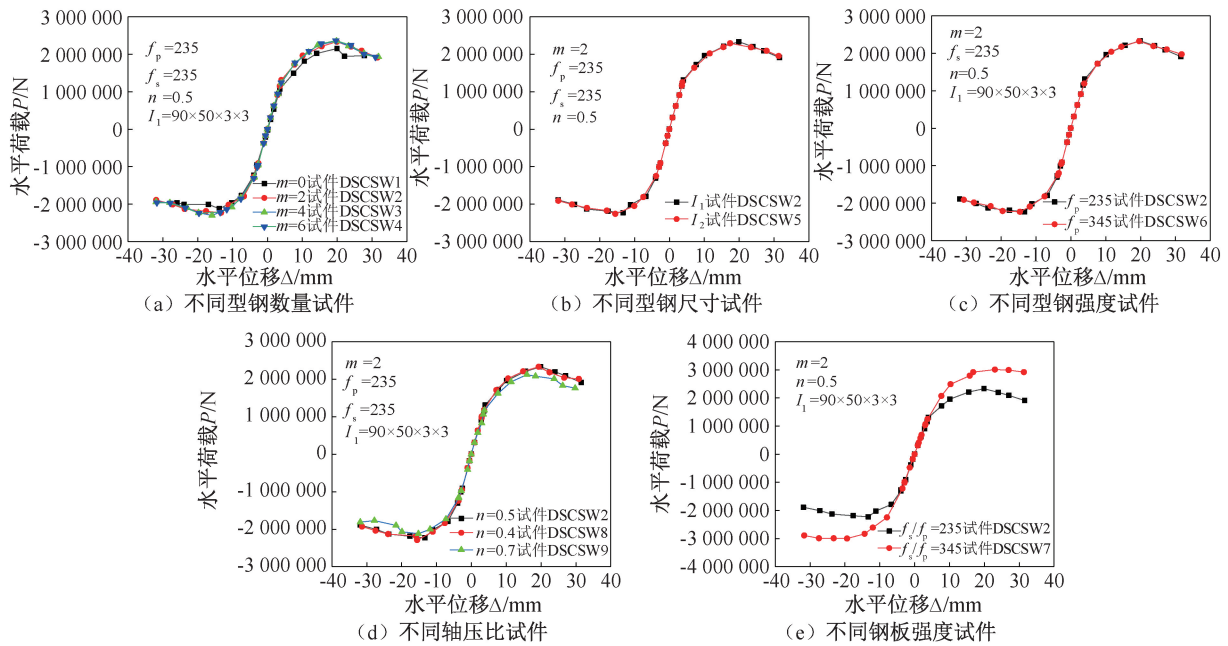


图 10 骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curve

著。由图 10(b)、(c)可知,型钢的尺寸和强度对底部加强试件影响不显著,但可以看出,型钢尺寸较小的试件提前进入下降段,延性相对较差。由图 10(d)可知,轴压比为 0.4 和 0.5 试件峰值荷载和屈服荷载接近,轴压比为 0.7 试件相比轴压比为 0.4 和 0.5 试件,峰值荷载有所下降,且下降段愈发陡峭,延性降低。由图 10(e)可知,钢板强度和型钢强度提高,峰值荷载有所提高,下降段趋于平缓,延性较好。

3.3 承载能力对比分析

结构承载能力是评价结构强度和结构抗震性能的重要指标之一,本文采用“割线刚度法”,达到 85%的峰值荷载即达到极限荷载,视为破坏,如公式(3)所示。各组构件的屈服荷载、峰值荷载、极限荷载值大小可见表 3。

$$p_u = 0.85p_m \quad (3)$$

由表 3 可知,底部加入型钢试件的屈服荷载、峰值荷载和极限荷载均有所提高。屈服荷载方面分别提升了 1.27%、8.08%、8.60%、0.87%、3.25%、34.44%、5.46%、1.39%,峰值荷载分别提升了 5.19%、8.49%、10.38%、6.60%、5.19%、41.04%、8.02%、9.43%。可以看出,随着型钢数量的增加,屈服荷载和峰值荷载在逐渐增加。提高型钢强度和钢板强度,屈服荷载均有提升,屈服荷载最大提升了 34.44%、峰值荷载最大提升了 41.04%。

表 3 各模型承载力特征点的有限元结果

Tab. 3 Finite element results of characteristic points of bearing capacity of each model

模型 编号	屈服荷载 p_y/kN	峰值荷载 p_{\max}/kN	极限荷载 p_u/kN
DSCSW1	1 836.65	2 120.00	1 802.00
DSCSW2	1 859.95	2 260.00	1 895.50
DSCSW3	1 985.11	2 300.00	1 955.00
DSCSW4	1 994.70	2 340.00	1 904.00
DSCSW5	1 852.71	2 250.00	1 921.00
DSCSW6	1 896.36	2 230.00	1 895.50
DSCSW7	2 469.17	2 990.00	2 541.50
DSCSW8	1 936.85	2 290.00	1 946.50
DSCSW9	1 862.21	2 320.00	1 802.00

3.4 变形与延性分析

构件在发生屈服后,在满足承载力要求下的良好塑性变形能力称为延性。延性的具体求出方法按照极限位移与屈服位移之比,即公式(4):

$$\beta = \frac{\Delta_u}{\Delta_x} \quad (4)$$

式中: Δ_u 为极限位移, Δ_x 为屈服位移, β 为延性。

通过 DSCSW 系列模型提取计算出具体位移参数和延性参数如表 4 所示。

由表 4 可知,底部加入型钢的试件相比普通试件,延性有较大提高。延性分别提高了 19.08%、14.13%、15.19%、9.89%、12.72%、21.55%、14.84%、9.54%。由 DSCSW2—DSCSW4 可知,在

轴压比为 0.5 时, $m=2$ 的试件延性提高程度最大。型钢尺寸对延性影响较大, 减小型钢尺寸, 延性降低。在轴压比 0.5 时, 提高型钢强度和钢板强度, 延性提高程度很高。轴压比为 0.4 和 0.5, 延性相近, 轴压比为 0.7 时, 延性降低。

表 4 各模型变形能力计算的有限元结果
Tab. 4 Finite element results of the deformation capacity of each model

模型编号	屈服位移 Δ_s/mm	峰值位移 Δ_{\max}/mm	极限位移 Δ_u/mm	延性
DSCSW1	8.42	13.82	23.87	2.83
DSCSW2	8.07	13.30	27.18	3.37
DSCSW3	8.66	15.88	28.00	3.23
DSCSW4	8.55	19.66	27.89	3.26
DSCSW5	9.00	15.51	27.94	3.11
DSCSW6	8.72	14.61	27.83	3.19
DSCSW7	9.98	22.93	34.30	3.44
DSCSW8	8.20	15.57	27.49	3.35
DSCSW9	8.49	15.21	26.29	3.10

3.5 刚度退化能力分析

刚度退化曲线是指滞回曲线每次循环加载的峰值荷载点与峰值位移的比值按照加载级别顺序连接的曲线。对于双钢板混凝土组合剪力墙在往复荷载作用下抵抗变形的能力, 本文采用公式(5)分析了 DSCSW 系列模型的刚度退化关系。

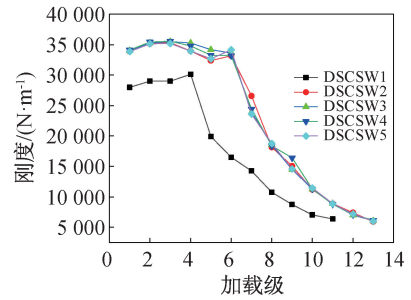
$$K = \frac{|P_i|}{|i|} \quad (5)$$

式中: p_i 等于第 i 次循环的峰值荷载, Δ_i 为第 i 加载对应的峰值位移。

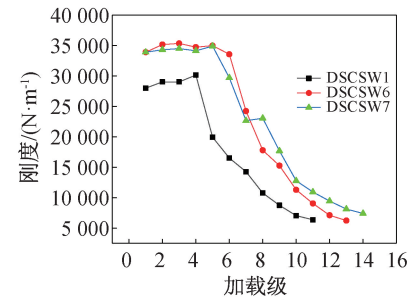
由图 11(a) 可以看出, 底部加强的试件相比普通试件, 整体刚度均有所提高, 且刚度退化速度较慢, 滞回曲线较为稳定, 耗能能力较好。由图 11(b) 可知, 提高型钢和钢板强度, 整体刚度有较大提升。由图 11(c) 可知, 轴压比对试件刚度退化速度影响不大, 刚度退化速度接近一致。

3.6 耗能能力分析

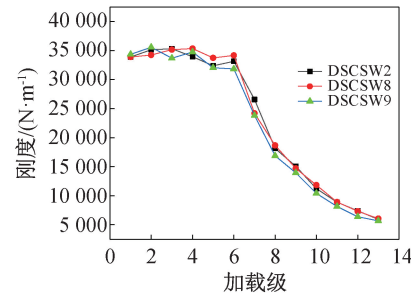
等效粘滞系数、能量耗散系数和累积耗能均能反映组合剪力墙的耗能能力。本文选用等效粘滞系数来定量地分析带型钢暗柱双钢板混凝土组合剪力墙的耗能能力, 等效粘滞系数越大, 剪力墙在往复荷载下产生的滞变阻尼越大, 剪力墙的耗能能力越好, 即地震作用下的安全性更加优良, 其计算简图 12 和公式(6)如下:



(a) 不同型钢试件分析



(b) 不同钢板强度试件分析



(c) 不同轴压比试件分析

图 11 刚度退化曲线

Fig. 11 Skeleton degradation curve

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{\Delta ABC} + S_{\Delta CDA}}{S_{\Delta OBE} + S_{\Delta ODF}} \quad (6)$$

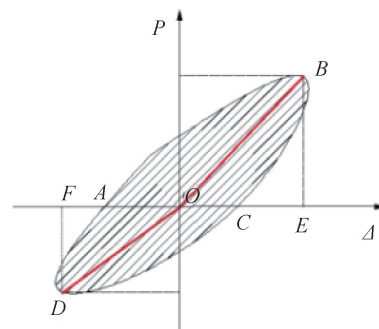


图 12 等效粘滞系数示意图

Fig. 12 Schematic diagram of the equivalent viscosity coefficient

图 13 为各组试件的等效粘滞系数对比图, 由图可知, 各组试件的等效粘滞系数随着层间位移角的增加, 快速增长至峰值而后平缓。由图 13(a) 可知, 随着层间位移角的增加, 底部加强试件的等效粘滞系数要高于普通试件, 在轴压比为 0.5 时, 型钢数量

增加,对等效粘滞系数的峰值影响并不显著。由图 13(b)可知,提高型钢强度,等效粘滞系数增大,提高钢板和型钢强度,等效粘滞系数的峰值极大增加,

提高了试件的耗能能力。由图 13(c)可知,轴压比为 0.4 和 0.5 试件的等效粘滞系数接近重合,轴压比为 0.7 试件的等效粘滞系数有所提高。

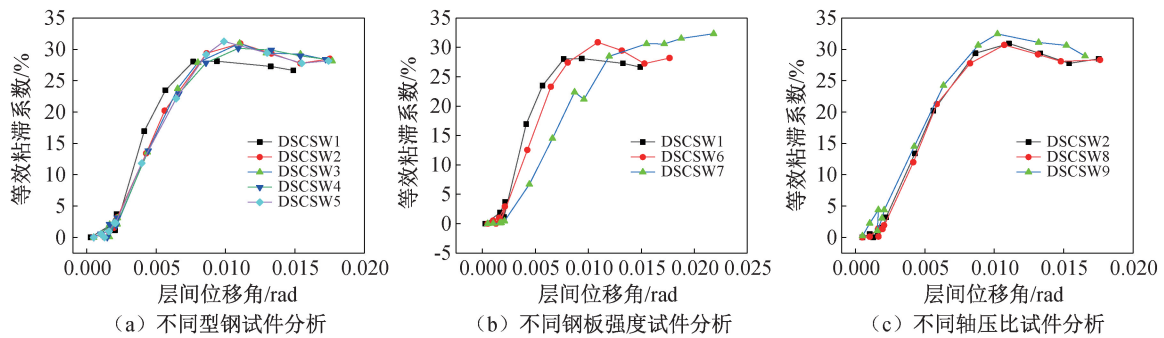


图 13 等效粘滞系数对比

Fig. 13 Schematic diagram of the equivalent viscosity coefficient

4 结论

1)底部加强试件在承载能力、延性、塑性变能力、刚度退化和耗能能力方面均有所提升,承载能力方面,屈服荷载提升幅度达到了 34.44%、峰值荷载提升幅度达到了 41.04%,延性方面提升了 21.55%。

2)试件底部型钢数量对承载能力影响显著,通过 9 片试件相比较,可以得出,底部加型钢试件随着型钢数量的增加,承载能力逐渐提高。但底部型钢的数量对延性、耗能能力、刚度退化能力影响并不显著。对于提高钢板和型钢强度,试件的延性、初始刚度和耗能能力均有较大提升,可以看出,底部加型钢试件相比底部不加型钢试件抗震性能较优。

3)轴压比对试件的延性影响显著,在轴压比 0.5 时,提高型钢强度和钢板强度,延性提高程度较大。轴压比为 0.4 和 0.5,延性相近,轴压比为 0.7 时,延性降低。但轴压比对初始刚度和耗能能力影响并不显著。

参考文献:

- [1] QIAN J,JIANG Z,JI X. Behavior of Steel Tube-Reinforced Concrete Composite Walls Subjected to High Axial Force and Cyclic Loading[J]. Engineering Structures,2012,36: 173-184.
- [2] GB50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
- [3] RONG X L,ZHENG S S,ZHANG Y X,et al. Experimental Study on the Seismic Behavior of RC Shear Walls After Freeze-Thaw Damage[J]. Engineering Structures,2020, 206:110101.
- [4] FAN G,ZHAO Z,YANG G. Cyclic Response of Rein-

forced Concrete Shear Walls with Continuous Rectangular Spiral Stirrups[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018,22(5):1771-1781.

- [5] ASLANI K,KOHNEHPOOSHI O. Structural Behavior of FRP-Strengthened Reinforced Concrete Shear Walls with Openings Using Finite Element Method[J]. Advances in Structural Engineering,2018,21(7): 1072-1087.
- [6] KURBAN C O, TOPKAYA C. A Numerical Study on Response Modification, Overstrength, and Displacement Amplification Factors for Steel Plate Shear Wall Systems[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics,2009,38 (4):497-516.
- [7] PACHIDEH G,GHOLHAKI M,DARYAN A S. Analyzing the Damage Index of Steel Plate Shear Walls Using Push-over Analysis[J]. Structures,2019,20:437-451.
- [8] 纪晓东,蒋飞明,钱稼茹,等. 钢管-双层钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013, 34(6):75-83.
- [9] 武晓东,童乐为. 带方钢管混凝土端柱隔板连接双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2019,40(12):41-50.
- [10] 张鹏,周新刚,苗志华,等. 考虑底部加强的钢管束混凝土组合剪力墙压弯性能模拟分析[J]. 烟台大学学报:自然科学与工程版,2018,31(1):69-75.
- [11] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2007.
- [12] 邱丽秋. 开洞双层钢板内填混凝土剪力墙抗震性能试验研究[D]. 上海:同济大学,2014.

(责任编辑 周雪梅)