

配置高延性不锈钢钢筋混凝土柱抗震性能试验研究

赵勇¹, 张琛¹, 王晓锋²

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 中冶建筑研究总院有限公司, 北京 100088)

摘要: 进行了6个配置高强度、低弹性模量、高延性的不锈钢钢筋混凝土柱的拟静力试验, 并与普通钢筋柱对比, 研究其破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、位移延性等抗震性能和承载力, 并分析轴压比和纵筋配筋率的影响。结果表明: 不锈钢试件均发生柱根部正截面压弯破坏; 其滞回曲线与普通钢筋试件的相似, 但耗能能力更好; 不锈钢试件的位移延性系数比普通钢筋试件的略低, 但其屈服位移和极限位移分别比普通钢筋试件的大21%~24%和2%~19%; 不锈钢试件的受弯承载力计算值和试验值之比与普通钢筋试件的相近, 平均为0.79, 具有一定的安全储备; 当箍筋间距大于100mm时, 其约束作用对试件承载力的提高不明显。

关键词: 不锈钢钢筋; 混凝土柱; 拟静力试验; 抗震性能

中图分类号: TU375

文献标志码: A

Experimental Research on Seismic Behaviors of Concrete Columns with High-ductility Stainless Steel Reinforcements

ZHAO Yong¹, ZHANG Chen¹, WANG Xiaofeng²

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Central Research Institute of Building and Construction Co. Ltd., MCC Group, Beijing 100088, China)

Abstract: The pseudo-static tests of six high-strength, low-elastic-modulus and high-ductility stainless steel reinforced concrete columns were conducted. By comparing with the ordinary reinforced concrete columns, failure patterns, hysteretic curves, skeleton curves, displacement ductility, bearing capacity and the influences of axial compression ratio and longitudinal reinforcement ratio on its seismic behaviors were analyzed. The results show that stainless steel specimens suffer axial and flexural failure at the end of columns. The hysteretic curves of stainless steel specimens are similar to those of ordinary steel specimens, but stainless steel

specimens show better energy dissipation capacity. The displacement ductility coefficients of stainless steel specimens are slightly smaller than those of ordinary steel specimens, but the yield displacements and ultimate displacements of stainless steel specimens are larger than those of ordinary steel specimens by 21%~24% and 2%~19% respectively. The ratios between the calculated values and test values of the flexural capacity of stainless steel specimens are similar to those of ordinary steel specimens, with an average value of 0.79, which has a certain safety reserve. When the stirrup spacing is greater than 100mm, the restraint effect on the bearing capacity of specimens is not obvious.

Key words: stainless steel reinforcement; concrete column; pseudo-static test; seismic behavior

混凝土结构中的普通钢筋锈蚀已成为土木工程的安全隐患, 它会降低钢筋承载力以及混凝土之间的黏结力, 最终导致结构失效^[1]。而传统的钢筋锈蚀防治方法均是基于普通钢筋外围入手, 不能从根本上阻滞钢筋腐蚀进程^[2]。不锈钢钢筋由于在轧制时加入了镍、铬等合金元素, 可以有效抵御有害离子的影响, 避免钢筋在酸碱盐等复杂环境下的锈蚀, 因此可在海洋建筑、跨海大桥等对耐久性要求较高的工程中推广应用^[3]。目前, 国内外对不锈钢钢筋应用的研究主要集中在钢筋自身的物理力学性能、耐腐蚀性能以及混凝土构件的受弯、偏压等静力性能等方面^[4-8], 对构件的抗震性能也有一些研究。其中, 文献[9-10]分别进行了配置不锈钢钢筋的混凝土梁、柱的抗震性能试验研究, 其结果表明: 不锈钢钢筋与混凝土共同工作的性能良好, 且不锈钢钢筋试件的位移延性和耗能能力均好于普通钢筋试件。但值得注意的是, 文献[9-10]试验中所采用的

收稿日期: 2020-03-27

基金项目: 国家高技术研究发展计划(2015AA03A502)

第一作者: 赵勇(1975—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为混凝土结构。E-mail: yongzhao@tongji.edu.cn

通信作者: 王晓锋(1977—), 男, 研究员, 工学博士, 主要研究方向为混凝土结构。E-mail: wxf77@139.com



论文
拓展
介绍

钢筋为法国产不锈钢钢筋,其弹性模量可达190GPa以上,且在最大力下的总伸长率约为17%。而目前国产的高强不锈钢钢筋则具有“高延性、低弹性模量”的特点,其弹性模量仅为140GPa左右,但在最大力下的总伸长率却可达20%以上^[3,7-8]。另一方面,文献[11]指出,配置HRB500级纵筋柱的屈服位移和极限位移均比配置HRB335级纵筋柱的大,但位移延性系数却偏小。由此可推测,对配置国产500MPa级不锈钢钢筋的构件,其屈服位移将会更大,从而可能会降低其位移延性和耗能能力等抗震性能。然而,目前尚缺少相关抗震性能的试验研究报告。因此,为在有抗震设防要求和对耐久性有较高要求的结构中推广应用不锈钢钢筋,有必要对相关结构和构件开展抗震性能试验与理论研究。本文拟对配置不锈钢钢筋的混凝土柱进行拟静力试验,以研究其抗震性能和承载能力,为相关标准修订和工程应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计了6个不锈钢钢筋混凝土柱试件(简称不锈钢试件)和2个普通钢筋混凝土柱试件(简称普通试件),考虑了轴压比、纵筋配筋率等参数的影响。试件的主要参数见表1,其中 n 为试验轴压比, f_{cu} 为与试件同条件养护试块的混凝土立方体抗压强度, c_s 为纵筋的混凝土保护层厚度。确定试验轴压力时,取混凝土轴心抗压强度 f_c 为 $0.76f_{cu}$ 。试件的几何尺寸和配筋如图1所示。试件的截面尺寸均为400mm×400mm,高为1600mm,加载点到基础顶面的距离为1400mm。试件SKC-1—6的纵筋和箍筋均为500MPa级不锈钢钢筋,而试件DBC-1—2的纵

筋和箍筋则为HRB500E钢筋。纵筋两端采用锚固板锚固,并通过配置附加架立筋②以控制箍筋肢距,使其满足规范GB 50 010—2 010^[12]的要求。

钢筋的实测力学性能参数见表2,部分钢筋应力—延伸率实测曲线见图2,其中 f_y 和 f_b 分别为钢筋的

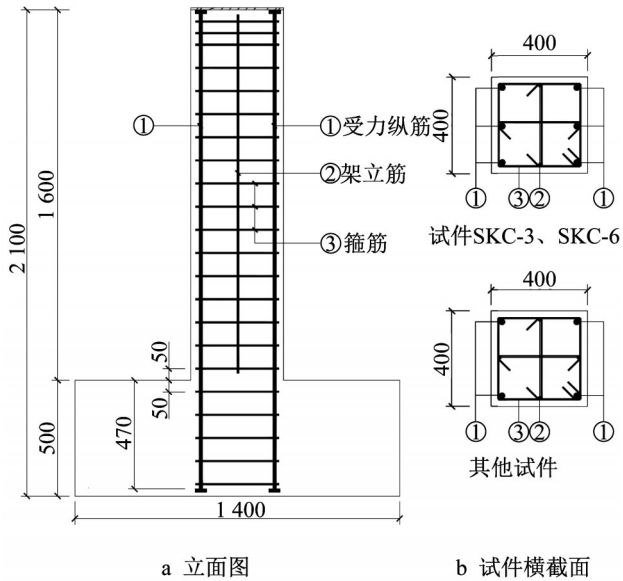


图1 试件的几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.1 Dimensions and reinforcement details of specimens (unit: mm)

表2 钢筋力学性能参数实测值

Tab.2 Measured values of mechanical properties of reinforcements

| 钢筋种类 | f_y /MPa | f_b /MPa | E_s /GPa | δ /% |
|------|------------|------------|------------|-------------|
| Φ10 | 560 | 794 | 204 | 13.8 |
| Φ25 | 553 | 750 | 206 | 12.7 |
| Φ32 | 578 | 786 | 213 | 10.7 |
| Φs10 | 517 | 789 | 129 | 21.7 |
| Φs25 | 605 | 781 | 137 | 20.9 |
| Φs32 | 547 | 747 | 151 | 18.9 |

表1 试件主要参数

Tab.1 Main parameters of specimens

| 试件 编号 | n | f_{cu} / MPa | 配筋 | | | c_s / mm |
|----------|------|-------------------|-------|-------|----------|---------------|
| | | | ① | ② | ③ | |
| SKC-1 | 0.45 | 38.4 | 2Φs32 | 4Φs10 | Φs10@100 | 35 |
| SKC-2 | 0.45 | 40.6 | 2Φs25 | 4Φs10 | Φs10@100 | 25 |
| SKC-3 | 0.45 | 40.7 | 3Φs25 | 2Φs10 | Φs10@100 | 25 |
| SKC-4 | 0.20 | 38.4 | 2Φs32 | 4Φs10 | Φs10@150 | 35 |
| SKC-5 | 0.20 | 40.6 | 2Φs25 | 4Φs10 | Φs10@150 | 25 |
| SKC-6 | 0.20 | 40.7 | 3Φs25 | 2Φs10 | Φs10@150 | 25 |
| DBC-1 | 0.45 | 40.9 | 2Φ32 | 4Φ10 | Φ10@100 | 35 |
| DBC-2 | 0.20 | 40.9 | 2Φ25 | 4Φ10 | Φ10@150 | 25 |

注:Φs指500MPa级带肋不锈钢钢筋。

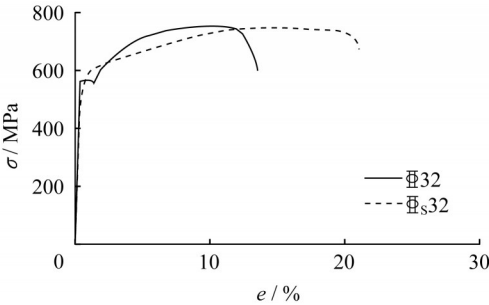


图2 钢筋应力—延伸率实测曲线

Fig.2 Measured stress-elongation curves of reinforcements

屈服强度和抗拉强度, E_s 为弹性模量, δ 为在最大力下的总伸长率, e 为伸长率。由表2和图2可知, 试验所用的不锈钢钢筋具有无明显屈服点、延性大、弹性模量小等特点, 其中, 弹性模量平均为 139 GPa, 仅为普通钢筋的 0.67; 而在最大力下的伸长率平均为 20.5%, 是普通钢筋的 1.65 倍。

1.2 加载方案

试验采用悬臂式加载, 如图3所示。首先采用 3 MN 竖向作动器对试件柱顶施加竖向预定轴力并保持恒定, 然后采用 2 MN 水平作动器对试件施加水平低周反复荷载。加载过程中竖向作动器可以与水平作动器联动从而实现水平跟动。水平加载采用荷载一位移混合控制, 即首先采用荷载控制加载, 首次加载直接加载到 $\pm 0.30P_{u,c}$ ($P_{u,c}$ 为极限承载力计算值), 循环2次后, 以 $\pm 0.15P_{u,c}$ 为加载步距, 每级加载循环2次, 直至水平力达到 $0.75P_{u,c}$; 之后, 改用位移加载, 每级位移增量为 5 mm, 每级加载循环2次, 直至试件的承载力下降至 $\pm 0.85P_u$ (P_u 为极限承载力试验值, 也称峰值荷载) 以下后, 停止加载。

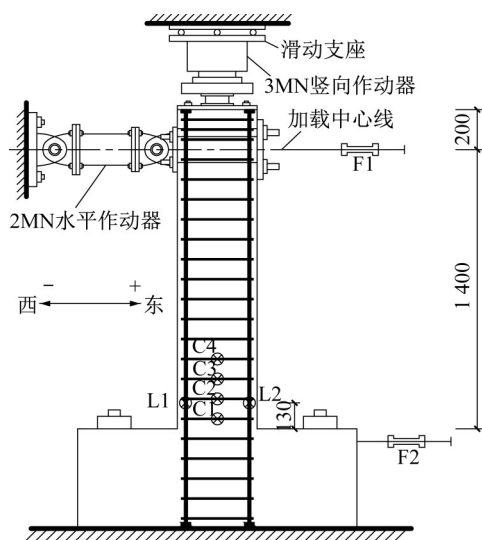


图3 试验加载装置及测点布置(单位:mm)

Fig.3 Test setup and layout of tested points (unit: mm)

1.3 测量方案

位移计和钢筋应变测点布置见图3。其中, 在加载点和基础顶部各布置1个位移计 F1 和 F2, 以测量柱顶相对基础顶面的水平位移 Δ ; 在距离柱底 130 mm 处左右两侧分别布置1个纵筋应变测点 L1 和 L2; 沿柱底向上的前四道箍筋, 每道箍筋中部布置1个应变测点 C1—C4。

2 试验结果及分析

2.1 试验现象与破坏形态

加载至 $0.40P_u$ 左右时, $n=0.20$ 试件的东、西侧面在距柱根部 200 mm 左右出现水平贯通裂缝; 加载至 $0.55P_u$ 左右时, $n=0.45$ 试件也出现水平贯通裂缝。加载至 $0.75P_u$ 左右时, 各试件南、北面出现斜裂缝, 并自上而下向中和轴延伸。

加载至 P_u 时, 不锈钢试件的裂缝开展形态与普通试件相近, 其中, 南、北面在距柱根部 700 mm 范围内斜裂缝数量增多并进一步发展, 东、西侧面的裂缝宽度变大; $n=0.45$ 试件的各面在距柱根部 150 mm 范围内角部混凝土压碎, 而 $n=0.20$ 试件仅在柱根部有少量混凝土压碎。

荷载下降至 $0.85P_u$ 时, 试件破坏^[13]。各试件南面的破坏形态如图4所示。不锈钢试件和普通试件破坏形态相近, 各试件根部混凝土均有一定范围的剥落, 但不同轴压比下, 破坏形态有所区别。其中, $n=0.45$ 试件破坏较突然, 在距柱根部四周 300 mm 范围内混凝土保护层剥落; 而 $n=0.20$ 试件仅在东、西侧面距柱根部 200 mm 范围内混凝土保护层剥落; 配筋率较高试件的柱根部混凝土压碎范围比配筋率较低试件的更大, 且斜裂缝数量更多、分布区域更大。

2.2 滞回曲线与耗能

各试件的荷载一位移滞回曲线如图5所示。采用每级循环位移下第一次循环的等效黏滞阻尼系数 h_e 作为耗能指标^[13]。试件在屈服、峰值和破坏三个特征点下的 h_e 见表3。由图5和表3可知:

(1) 达到屈服荷载前, 各试件的滞回曲线形状细长狭窄, 残余变形较小, 曲线包围的面积小, 耗能较少; 当试件屈服后, 滞回曲线开始偏向位移轴, 曲线包围的面积增加, 耗能增加。

(2) 由于不锈钢钢筋弹性模量小、延性大, 所以不锈钢试件的弹塑性变形大, 耗能能力良好, 且试验过程中不锈钢试件均未出现钢筋—混凝土黏结失效、滑移等现象, 所以不锈钢试件的滞回曲线均呈较饱满的梭形, 未见明显捏拢。

(3) 对比试件 DBC-1 和 SKC-1、试件 DBC-2 和 SKC-5 可知, 两种试件的滞回曲线相似, 但普通试件的滞回曲线略有捏拢, 且不锈钢试件在屈服、峰值和破坏时的 h_e 分别比普通试件的大 32%、31% 和 3%, 说明不锈钢试件的耗能能力较好。

(4) 不锈钢试件的滞回曲线和耗能能力反映的规律与普通试件相似, 即轴压比越小、纵筋配筋率越

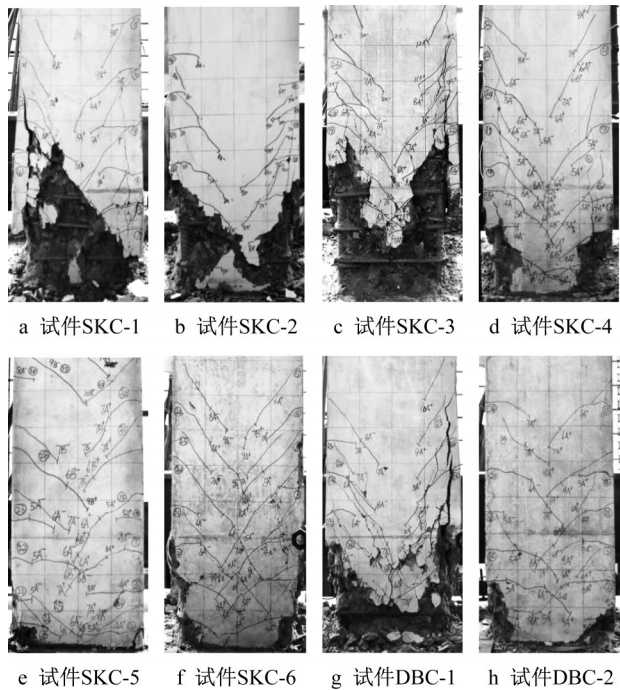


图 4 试件南面的破坏形态

Fig.4 Failure patterns of specimens on the south side

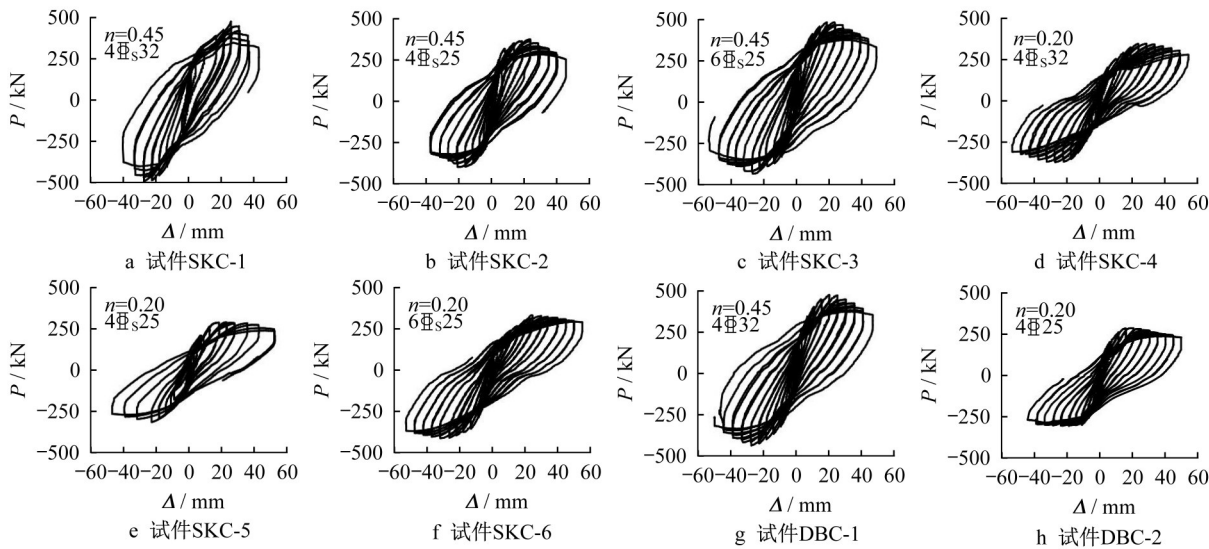


图 5 各试件的荷载-位移滞回曲线

Fig.5 Load-displacement hysteretic loops of specimens

表 3 各特征点的等效黏滞阻尼系数

Tab. 3 The equivalent viscous damping coefficients of characteristic points

| 试件编号 | 屈服 | 峰值 | 破坏 |
|-------|-------|-------|-------|
| SKC-1 | 0.182 | 0.186 | 0.305 |
| SKC-2 | 0.177 | 0.197 | 0.335 |
| SKC-3 | 0.179 | 0.201 | 0.338 |
| SKC-4 | 0.167 | 0.233 | 0.343 |
| SKC-5 | 0.143 | 0.209 | 0.341 |
| SKC-6 | 0.152 | 0.215 | 0.345 |
| DBC-1 | 0.133 | 0.144 | 0.298 |
| DBC-2 | 0.112 | 0.157 | 0.332 |

高,试件的滞回曲线就越饱满,耗能能力越好。

2.3 骨架曲线

各试件的荷载—位移骨架曲线如图 6 所示。采用 Park 法确定试件的屈服荷载 P_y 和位移 Δ_y ,取骨架曲线上荷载下降至 $0.85P_u$ 时的荷载为破坏荷载,相应的位移即为极限位移 $\Delta_m^{[13]}$ 。各试件在屈服、峰值和破坏时荷载和位移的试验结果见表 4。由图 6 和表 4 可知:

(1)对比试件 SKC-1 和 DBC-1、试件 SKC-5 和

DBC-2可知,加载至约 $0.55P_u$ 之前,不锈钢试件和普通试件骨架曲线基本重合;之后,由于不锈钢钢筋弹性模量小、变形大,导致不锈钢试件刚度退化较快,在各特征点的刚度均比普通试件小。

(2)在不同轴压比和纵筋配筋率条件下,不锈钢试件的骨架曲线和刚度退化规律与普通试件一致,即轴压比越小、纵筋配筋率越高,试件的刚度退化越慢,变形能力越好。

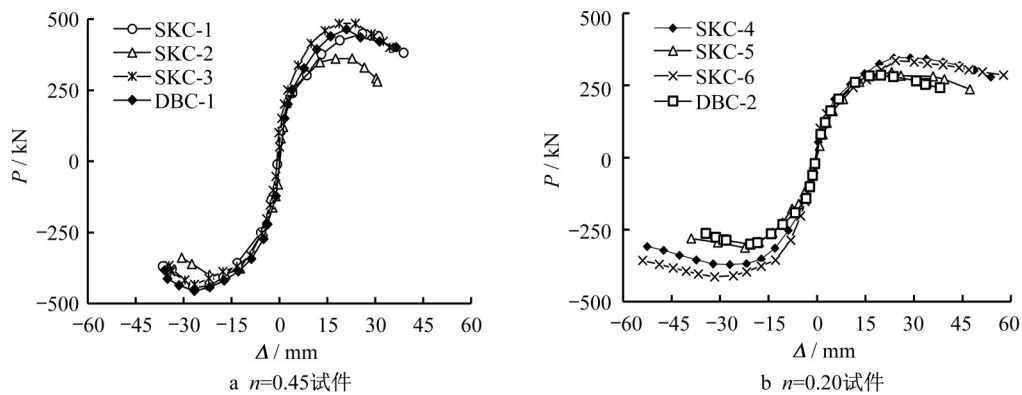


图6 各试件的荷载-位移骨架曲线
Fig.6 Load-displacement skeleton curves of specimens

表4 试件各特征点的试验结果

Tab. 4 Experimental results of specimens at characteristic points

| 试件 编号 | 屈服点 | | | | 峰值点 | | | | 破坏点 | | θ_m | | | μ |
|----------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------|-------|------|-------|
| | 正向 | | 反向 | | 正向 | | 反向 | | 正向 | 反向 | 正向 | 反向 | 均值 | |
| | $+P_y/$ kN | $+\Delta_y/$ mm | $-P_y/$ kN | $-\Delta_y/$ mm | $+P_u/$ kN | $+\Delta_u/$ mm | $-P_u/$ kN | $-\Delta_u/$ mm | $+\Delta_m/$ mm | $-\Delta_m/$ mm | | | | |
| SKC-1 | 386 | 14.2 | -390 | -15.7 | 449 | 26.0 | -443 | -27.0 | 38.8 | -36.5 | 1/36 | -1/38 | 1/37 | 2.53 |
| SKC-2 | 292 | 7.5 | -347 | -10.7 | 362 | 22.8 | -399 | -21.9 | 28.8 | -30.5 | 1/49 | -1/46 | 1/47 | 3.35 |
| SKC-3 | 410 | 9.2 | -356 | -10.9 | 485 | 23.8 | -433 | -26.6 | 33.4 | -34.5 | 1/42 | -1/41 | 1/41 | 3.40 |
| SKC-4 | 290 | 14.6 | -310 | -14.1 | 346 | 23.8 | -372 | -27.0 | 49.2 | -47.8 | 1/28 | -1/29 | 1/29 | 3.38 |
| SKC-5 | 261 | 12.9 | -272 | -15.2 | 296 | 23.1 | -313 | -22.3 | 44.1 | -47.8 | 1/32 | -1/29 | 1/30 | 3.28 |
| SKC-6 | 281 | 16.8 | -357 | -13.1 | 336 | 24.3 | -415 | -25.9 | 57.7 | -55.9 | 1/24 | -1/25 | 1/25 | 3.85 |
| DBC-1 | 397 | 12.0 | -359 | -12.2 | 465 | 21.0 | -456 | -26.6 | 38.2 | -35.7 | 1/37 | -1/39 | 1/38 | 3.05 |
| DBC-2 | 244 | 10.2 | -256 | -13.2 | 285 | 19.8 | -301 | -20.7 | 37.8 | -39.2 | 1/37 | -1/36 | 1/36 | 3.34 |

2.4 试件刚度机理分析

根据平截面假定,各试件在屈服和破坏时的截面应变、应力情况^[14]如图7,其中 ϕ_y 、 ϕ_m 分别为试件屈服和破坏时的截面曲率。

$$\phi_y = \frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{h_0} \tag{1}$$

$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cm} + \epsilon_s}{h_0} \tag{2}$$

$$B = \frac{M}{\phi} \tag{3}$$

式中: ϵ_c 、 ϵ_{cm} 分别为试件屈服和破坏时的混凝土压应变; ϵ_y 、 ϵ_s 分别为试件屈服和破坏时的纵筋拉应变; B 为试件刚度; ϕ 为试件截面曲率。

由于不锈钢钢筋的弹性模量较小,不锈钢试件在屈服和破坏时的纵筋应变均大于普通试件,所以在屈服和破坏时的截面曲率均大于普通试件,即不锈钢试件的刚度小于普通试件。

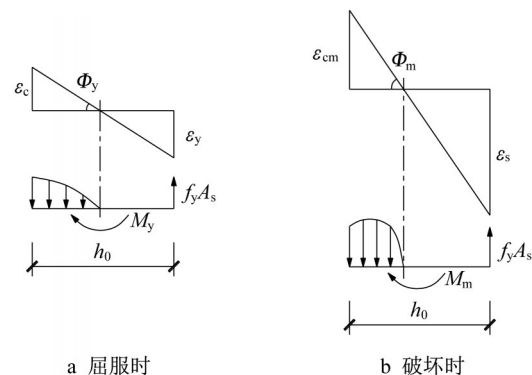


图7 柱截面应变-应力图

Fig.7 Strain-stress diagram of column section

2.5 位移延性和变形性能

各试件的位移延性系数和极限位移角的计算结果如表4,其中 Δ_u 为峰值荷载对应的位移; θ_m 为极限位移角,取为 $\theta_m = \Delta_m / l$ (l 为加载中心线到基础顶面的距离); μ 为位移延性系数,取为 $\mu = \Delta_m / \Delta_y$ 。由表

4可知:

(1)试件SKC-1、SKC-5的屈服位移分别比试件DBC-1、DBC-2的大24%和21%,但试件SKC-1、SKC-5的极限位移仅比试件DBC-1、DBC-2的分别大2%和19%,导致不锈钢试件的位移延性系数较小。由于不锈钢试件的刚度较小,导致在同等水平力作用下的变形较大,所以不锈钢试件的屈服位移和极限位移均比普通试件的大,但是当以极限位移角来衡量试件变形时,不锈钢试件的变形能力并不比普通试件的差^[11]。综合来看,不锈钢试件的位移延性和变形性能仍比普通试件的好。

(2)在不同轴压比和纵筋配筋率条件下,不锈钢试件的位移延性和变形性能反映的规律与普通试件一致,即轴压比越小、纵筋配筋率越高,试件的位移延性和变形性能越好。

2.6 纵筋应变滞回曲线

部分试件的纵筋应变滞回曲线如图8所示,其中 ϵ_s 为纵筋应变。由图8可知:

(1)各试件在峰值荷载前,纵筋均能屈服,其中, $n=0.45$ 试件的纵筋为受压屈服,而 $n=0.20$ 试件的纵筋为受拉屈服。

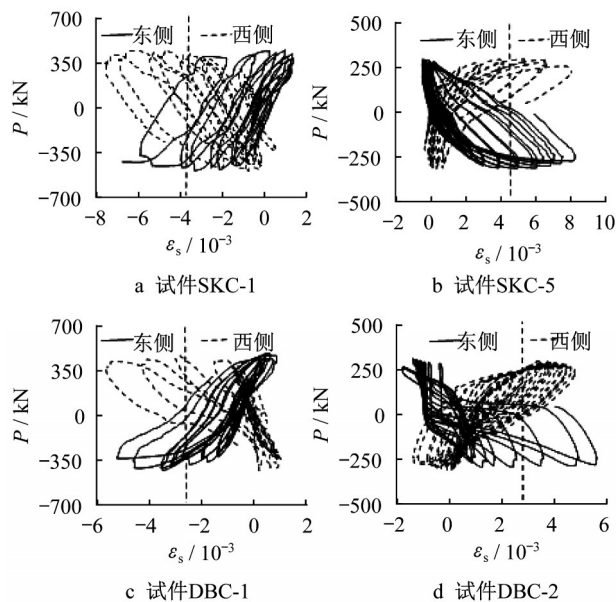


图8 纵筋应变滞回曲线

Fig.8 Hysteretic loops of strains of longitudinal reinforcements

(2)对比试件DBC-1和SKC-1、试件DBC-2和SKC-5可知,由于不锈钢钢筋弹性模量小、延性大,所以不锈钢试件在各特征点的纵筋应变均比普通试件的大。

2.7 箍筋应变滞回曲线

部分的箍筋应变滞回曲线如图9所示,其中 ϵ_v 为箍筋应变。由图9可知:

(1)由于高强箍筋的屈服强度较高,各试件的箍筋均未屈服,对核心混凝土的约束较好,核心混凝土在三向受压状态下并未发生破坏,具有较高的安全储备^[15]。

(2)对比试件DBC-1和SKC-1、试件DBC-2和SKC-5可知,由于不锈钢钢筋弹性模量较小,所以不锈钢试件在各特征点的箍筋应变均比普通试件的大。

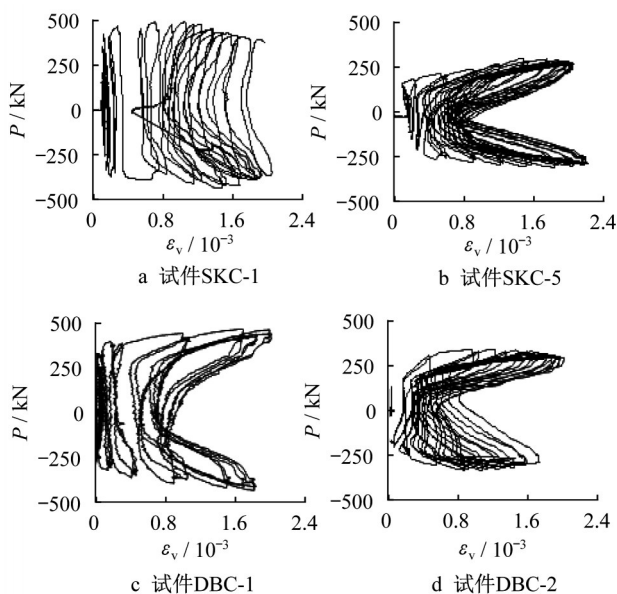


图9 箍筋应变滞回曲线

Fig.9 Hysteretic loops of strains of stirrups

3 极限承载力分析

由前分析可知,在达到极限荷载时, $n=0.45$ 试件的混凝土压碎突然,纵筋受压屈服,表现出小偏心受压破坏特征; $n=0.20$ 试件的纵筋受拉屈服,混凝土压碎,表现出大偏心受压破坏特征。各试件的柱根部正截面受弯承载力试验值 M_u 见表5。

3.1 按规范算得的计算值

按规范GB 50010—2010^[12]偏心受压构件计算柱根部正截面受弯承载力,并考虑柱顶侧移二阶效应对柱根部产生的弯矩附加值,相加所得的柱根部正截面受弯承载力 $M_{u,c1}$ 见表5。计算时,钢筋屈服强度 f_y 按表2取,混凝土轴心抗压强度 f_c 取为 $0.76f_{cu}$, f_{cu} 按表1取。由表5可知:不锈钢试件柱根部正截面受弯承载力的计算值和试验值之比与普通试件的相

表5 柱根部正截面受弯承载力试验值和计算值
Tab. 5 Test and calculated values of flexural bearing capacity at the end of the columns

| 试件 编号 | $M_u/$ kN·m | $f_{cc}'/$ MPa | $\epsilon_v/$ 10^{-3} | $M_{u,c1}/$ kN·m | $M_{u,c1}/$ M_u | $M_{u,c2}/$ kN·m | $M_{u,c2}/$ M_u |
|----------|----------------|-------------------|----------------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|
| SKC-1 | 624 | 38.4 | 2 083 | 450 | 0.72 | 485 | 0.78 |
| SKC-2 | 532 | 38.9 | 1 857 | 398 | 0.75 | 430 | 0.81 |
| SKC-3 | 643 | 38.4 | 1 648 | 485 | 0.75 | 517 | 0.80 |
| SKC-4 | 503 | 34.0 | 1 538 | 424 | 0.84 | 425 | 0.85 |
| SKC-5 | 426 | 33.8 | 631 | 357 | 0.84 | 359 | 0.84 |
| SKC-6 | 525 | 35.8 | 1 548 | 453 | 0.86 | 456 | 0.87 |
| DBC-1 | 644 | 41.0 | 1 427 | 503 | 0.78 | 541 | 0.84 |
| DBC-2 | 410 | 34.6 | 588 | 339 | 0.83 | 340 | 0.83 |

近。其中,不锈钢试件柱根部正截面受弯承载力的计算值和试验值之比为0.72~0.86,平均值为0.79,普通试件柱根部正截面受弯承载力的计算值和试验值之比为0.78~0.83,平均值为0.80,均具有较高的安全储备。

3.2 考虑箍筋约束对计算值的修正

在 Sheikh 的拱作用理论基础上, Mander 和 Park 等提出了考虑箍筋约束影响的箍筋内侧核心混凝土抗压强度修正值 $f_{cc}'^{[16]}$:

$$f_{cc}' = 1.05f_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.543f_1'}{f_c}} - \frac{1.9f_1'}{f_c} \right) \quad (4)$$

$$f_1' = k_e f_1 \quad (5)$$

$$f_1 = A_s E_s \epsilon_v / (s d_c) \quad (6)$$

$$k_e = (d_c^2 - \sum_{i=1}^n w_i^2 / 6) \cdot [1 - s / (2d_c)]^2 / [d_c^2 (1 - \rho_{cc})] \quad (7)$$

式中: f_1' 为由箍筋提供的有效侧向约束应力; f_1 为由箍筋提供的侧向约束应力; A_s 为一个方向的箍筋面积之和; d_c 为箍筋肢距; s 为箍筋间距;箍筋应变 ϵ_v 按表5取; k_e 为有效约束系数; w_i 为第*i*个相邻纵向钢筋之间的横向净间距; ρ_{cc} 为箍筋内侧的全部纵筋截面面积占核心混凝土面积的百分比。按式(4)~式(7)算得的 f_{cc}' 取值见表5。

考虑箍筋约束后重新计算柱根部正截面受弯承载力 $M_{u,c2}$,结果如表5所示。由表5可知:考虑箍筋约束对普通试件和不锈钢试件承载力的提高程度相近。其中,对 $n=0.20$ 试件的承载力仅提高0.5%,对 $n=0.45$ 试件的承载力仅提高7.4%。

3.3 箍筋约束核心混凝土机理分析

如图10所示,当试件受到轴力和弯矩作用时,

核心混凝土产生横向变形,挤压外围箍筋,此时箍筋会有变形的趋势。此外,箍筋的约束应力沿周长分布不均,在各肢交点处达到最大,这是由于该处的侧向约束主要由两个方向箍筋的轴向刚度决定,直至箍筋受拉屈服之前其刚度很高;而随着远离箍筋各肢交点处,箍筋的抗弯刚度开始起主导作用,侧向约束作用很快减小^[17]。同理,在纵向,箍筋的侧向约束力只能在图11所示的有效约束核心混凝土区域发挥作用。

本文采用的箍筋间距为100mm和150mm,有效约束区域较小,且应变较小、均未屈服,所以横向约束应力也较小,对核心混凝土的约束作用有限,因此箍筋约束对试件承载力的提高并不明显。

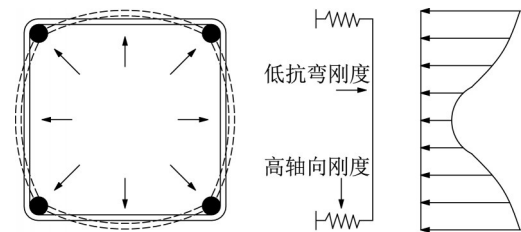


图10 箍筋侧向约束应力分布

Fig.10 Lateral confining stress distribution of stirrup

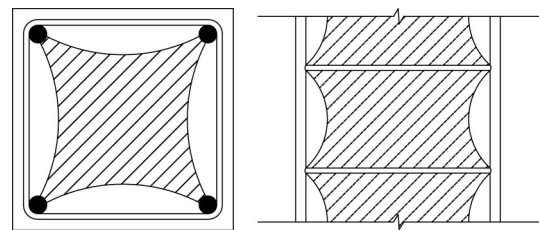


图11 有效约束混凝土区域(阴影部分)

Fig.11 Effective confined concrete area (dash area)

4 结论

(1)不锈钢试件的滞回性能与普通试件相近,但在屈服、峰值和破坏时的 h_c 分别比普通试件的大32%、31%和3%,耗能能力更好。

(2)减小轴压比、增加纵筋配筋率对不锈钢试件的抗震性能有所提高。

(3)由于不锈钢试件的刚度较小,其屈服位移和极限位移分别比普通试件的大21%~24%和2%~19%,以致位移延性系数比普通试件的略低,但以极限位移角来衡量试件变形时,不锈钢试件的位移延性和变形能力仍比普通试件的好。

(4)不锈钢试件的受弯承载力计算值和试验值

之比与普通试件的相近,平均为0.79,具有一定的安全储备。

(5)当箍筋间距大于100mm时,对核心混凝土的约束作用有限,所以箍筋约束对试件承载力的提高也不明显。

参考文献:

- [1] 陈肇元. 土建结构工程的安全性与耐久性[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
CHEN Zhaoyuan. Safety and durability of structural works in civil engineering [J]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [2] 宋丹, 游凯, 程兆俊, 等. 混凝土结构用钢筋耐蚀性提升研究进展[J]. 热加工工艺, 2016, 45(2): 9.
SONG Dan, YOU Kai, CHENG Zhaojun, *et al.* Research progress of corrosion-resistance improvement of rebar used in concrete structure [J]. Hot Working Technology, 2016, 45(2): 9.
- [3] 张劲泉, 李承昌, 郑晓华, 等. 不锈钢钢筋混凝土结构研究[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2015.
ZHANG Jingquan, LI Chengchang, ZHENG Xiaohua, *et al.* Research on stainless steel reinforced concrete structure [M]. Beijing: China Communications Press Co. Ltd, 2015.
- [4] CASTRO H, CRISTINA R, BELZUNCE F J. Mechanical behavior and corrosion resistance of stainless steel cold rolled reinforcing bars [J]. Materials Science Forum, 2003, 426(432): 1541.
- [5] MEDINA E, MEDINA J M, COBO A, *et al.* Evaluation of mechanical and structural behavior of austenitic and duplex stainless steel reinforcements [J]. Construction and Building Materials, 2015, 78: 1.
- [6] 张国学, 徐永生, 丁舟. 不锈钢钢筋混凝土梁受弯性能的试验研究[J]. 铁道建筑, 2008(2): 13.
ZHANG Guoxue, XU Yongsheng, DING Zhou. Experimental study on flexural behavior of stainless steel reinforced concrete beams [J]. Railway Engineering, 2008(2): 13.
- [7] 高迪, 张辉, 王晓峰, 等. 配置高强不锈钢钢筋混凝土梁受弯承载力试验研究[J]. 建筑科学, 2018, 34(5): 40.
GAO Di, ZHANG Hui, WANG Xiaofeng, *et al.* Experimental investigation on flexural capacity of reinforced concrete beams with high-strength stainless steel bars [J]. Building Science, 2018, 34(5): 40.
- [8] 王海龙, 凌佳燕, 孙晓燕, 等. 不锈钢钢筋混凝土柱小偏心受压性能[J]. 浙江大学学报(工学版), 2018, 52(10): 1919.
WANG Hailong, LING Jiayan, SUN Xiaoyan, *et al.* Performance of stainless steel reinforced concrete column under small eccentric compression [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2018, 52(10): 1919.
- [9] 张国学, 赵峰, 张志浩, 等. 不锈钢钢筋混凝土梁抗震性能试验研究[J]. 中国铁道科学, 2010, 31(5): 35.
ZHANG Guoxue, ZHAO Feng, ZHANG Zhihao, *et al.* Experimental study on seismic behavior of stainless steel reinforced concrete beam [J]. China Railway Science, 2010, 31(5): 35.
- [10] 张志浩. 不锈钢钢筋混凝土柱抗震性能试验研究[D]. 广州: 广东工业大学, 2010.
ZHANG Zhihao. Experimental study on seismic behavior of stainless steel reinforced concrete column [D]. Guangzhou: Guangdong University of Technology, 2010.
- [11] 傅剑平, 邓艳青, 王晓峰, 等. 考虑箍筋约束的HRB500级纵筋柱抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2012, 42(1): 78.
FU Jianping, DENG Yanqing, WANG Xiaofeng, *et al.* Experimental studies on seismic behaviors of RC columns with HRB500 longitudinal reinforcements considering confinement of stirrups [J]. Industrial Construction, 2012, 42(1): 78.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Design code of concrete buildings: GB50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [13] 中国工程建设标准化协会. 钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接设计规程: CECS 43—1992[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.
China Association for Engineering Construction Standardization. Design specification for joints and connections of precast monolithic reinforced concrete frames: CECS 43—1992 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1992.
- [14] 李爱群, 王铁成, 颜德姮, 等. 混凝土结构设计原理[M]. 6版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
LI Aiqun, WANG Tiecheng, YAN Deheng, *et al.* Design principle of concrete structure [M]. 6th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [15] 史庆轩, 王朋, 田园, 等. 高强箍筋高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(8): 161.
SHI Qinxuan, WANG Peng, TIAN Yuan, *et al.* Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete columns with high-strength stirrups [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(8): 161.
- [16] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R, *et al.* Theoretical stress-strain behavior for confined concrete [J]. Structure Engineering, 1988, 114(8): 1804.
- [17] SHEIKH S A, UZUMERI S M. Analytical model for concrete confinement in tied columns [J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(12): 2703.