# C80 高强混凝土柱在反复荷载作用下的抗剪性能

金辰华1,潘钻峰2,孟少平1,尤方宸1

(1. 东南大学 土木工程学院, 南京 210096; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘 要:通过1根 C40 普通混凝土柱与4根 C80 高强混凝土柱在竖向轴压力和水平反复荷载作用下的抗剪性能试验, 深入研究了混凝土强度等级、剪跨比、轴压比和配箍率等因素对柱的破坏形态、滞回性能、位移延性及受剪承载力的影响.分别采用中国规范 GB50010—2010、美国规范 ACI318—08、加拿大规范 CSA—04 及桁架-拱模型对钢筋 混凝土柱的受剪承载力进行计算, 并与试验值进行对比分析.结果表明: 对于小剪跨比钢筋混凝土柱, 上述规范受 剪承载力计算公式均偏于保守; 由于考虑了拱效应, 桁架-拱模型较其他规范对钢筋混凝土柱受剪承载力的预测更 为准确.

关键词:高强混凝土;受剪承载力;剪跨比;轴压比;配箍率;桁架-拱模型 中图分类号:TU 375.3 文献标志码:A 文章编号:0254-0037(2014)08-1219-07

# Shear Behavior of C80 High Strength Concrete Columns Under Cyclic Loading

JIN Chen-hua<sup>1</sup>, PAN Zuan-feng<sup>2</sup>, MENG Shao-ping<sup>1</sup>, YOU Fang-chen<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Experimental observations on one normal strength concrete column of C40 and four high strength concrete columns of C80 under vertical axial loading and horizontal cyclic loading were presented. The influences of concrete strength, shear span ratio, axial load ratio and transverse reinforcement ratio on hysteretic behavior, displacement ductility and shear strength of reinforced concrete (RC) columns were analyzed. Furthermore, the measured shear strength was compared with the calculated values by GB50010-2010, ACI318-08, CSA-04 and truss-arch model for shear strength. Results show that the calculated strength by the truss-arch model is consistent with the experimental observed strength of shear-critical RC columns.

Key words: high strength concrete; shear strength; shear span ratio; axial load ratio; transverse reinforcement ratio; truss-arch model

高强混凝土由于其抗压强度高、耐久性好<sup>[1]</sup>, 被广泛运用于高层、超高层建筑、桥梁结构及海洋平 台等结构中.在结构中使用高强混凝土可明显地减 少构件的截面尺寸、减轻自重、减少地基基础负担、 增加建筑使用面积和有效空间.但与普通混凝土相 比,高强混凝土极限应变较小、脆性较大. 在地震作 用下,柱的破坏将直接影响建筑的整体性能甚至引 起结构倒塌,剪切破坏属脆性破坏,防止高强混凝土 柱发生剪切破坏,这在以延性耗能为主题的现代抗 震设计中尤为重要.

收稿日期: 2013-10-25

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51208093);教育部博士点基金资助项目(20120092120021)

作者简介:金辰华(1988一),女,博士研究生,主要从事混凝土结构抗剪性能方面的研究,E-mail:jchczyz@163.com

自 20 世纪 70 年代起,国内外学者对高强混凝土 柱的抗剪性能进行了一系列研究<sup>[2-7]</sup>,结果表明:剪跨 比、轴压比、配箍率、纵筋配筋率对高强混凝土柱的抗 剪性能有着重要的影响,但现行规范中的受剪承载力 的计算方法主要针对普通混凝土,对高强混凝土是否 适用还缺乏充分的试验验证和理论分析.目前,不少 学者研究了高强混凝土柱的抗震性能,但 C60 以上高 强混凝土的抗剪性能研究较少,本文开展了1根 C40 普通混凝土柱,4根 C80 高强混凝土柱的低周反复荷 载试验,研究 C80 高强混凝土柱的破坏形态、滞回性 能及受剪承载力,分析各参数对高强混凝土柱抗剪性 能的影响;分别采用中国规范 GB50010—2010<sup>[8]</sup>、美 国规范 ACI318—08<sup>[9]</sup>、加拿大规范 CSA—04<sup>[10]</sup>及桁 架-拱模型<sup>[11]</sup>对构件的受剪承载力进行计算,并与 试验值进行比较与分析.

# 1 试验概况

#### 1.1 试验设计

以混凝土强度、剪跨比、轴压比及配箍率为主 要变化参数,共设计了1根C40普通混凝土柱和4 根 C80 高强混凝土柱试件,研究高强混凝土柱在 竖向轴压力和反复水平荷载作用下的抗剪性能. 试件整体浇筑,呈倒"T"形,柱截面尺寸为150 mm × 300 mm, 混凝土保护层厚度为 15 mm, 剪跨比λ有 2种,分别为1.65和2.20,对应柱高分别为550、 700 mm. 除 C40 普通混凝土柱中钢筋采用 HRB335 外,其余试件均采用 HRB400 钢筋. 为了使试件发 生剪切破坏,试件纵筋配筋率较高,截面每边均配置 2 根 20 钢筋,纵筋配筋率(ρ<sub>0</sub>)为 2.8%;箍筋采用带 135°弯钩的普通双肢箍,直径为6mm,箍筋间距采 用 90、120 mm 两种, 配箍率(p<sub>sv</sub> = A<sub>sv</sub>/(bs))分别为 0.31% 和 0.47%. 试验轴压比取 0.10 和 0.13 两 种. 试件尺寸和配筋如图 1 所示,试件编号及基本 参数见表1.

表 1 构件详细参数表 Table 1 Properties of test specimens

编号	$f_{\mathrm{cu}}$	λ	n	ρ,/%	箍筋布置	$ ho_{sv}/\%$
HC-4	87.8	1.65	0.10	2.8	₫ 6@ 90	0. 47
HC-5	87.8	1.65	0.13	2.8	∯ 6@ 90	0. 47
PC-2	45.3	2. 20	0. 13	2.8	$\Phi$ 6@ 120	0.31
HC-8	87.8	2. 20	0.13	2.8	₫ 6@ 120	0.31
HC-9	87. 8	2. 20	0.13	2.8	₫ 6@ 90	0. 47



Fig. 1 Details of specimens

#### 1.2 试验加载装置与加载制度

本试验在东南大学土木工程结构试验室 50 t 试 验机上完成,试验装置如图 2 所示.水平往复荷载 由固定在反力墙上的 50 t 水平液压作动器提供,竖 向荷载由柱顶 150 t 油压千斤顶提供,在试验过程中 通过控制油泵读数保持竖向轴压力的恒定.试件通 过槽道上的双压力杆与穿过预留孔的高强螺杆固定 于地面,在柱顶安装聚四氟乙烯板保证构件顶部发 生自由平动.

在正式加载前,分别取 100 kN 竖向荷载与 20 kN 水平往复荷载进行 2 次预加载.试验时,首先施加竖向荷载至预定值,并保持该荷载不变,然后由水平作动器施加往复水平荷载,水平加载采用荷载和位移双控制加载方法:构件屈服前采用荷载控制并分级加载,荷载增量为 20 kN,每级荷载循环一次;构件屈服后,采用位移控制,首次加载位移为屈服位移,之后每级位移增量为 1.5 mm,循环 2 次,直至构件承载力下降至极限荷载的 80%或不适宜再继续加载为止.



图 2 低周反复加载试验装置



#### 1.3 测试内容

测试内容主要包括荷载、柱顶水平位移、箍筋和 纵筋的应变分布及各级荷载作用下裂缝开展与破坏 情况. 试验中,分别在柱顶与基座各布置一个水平 位移计,分别测量柱顶水平位移和试件的整体滑移: 在剪跨区的纵筋和箍筋上布置电阻应变片,以测量 钢筋应变值;各测点数据通过 TDS303 静态数据采 集仪自动采集. 观察每级荷载下的构件裂缝开展与 分布情况.

## 2 试验结果分析

#### 2.1 材料力学性能

通过标准试验方法,测得与柱试件同条件养护 的 C40 普通混凝土与 C80 高强混凝土立方体抗压 强度均值分别为 45.3、87.8 MPa, 轴心抗压强度均 值分别为 33.4、78.9 MPa, 弹性模量分别为 3.63 × 10<sup>4</sup>、4.37×10<sup>4</sup> MPa. 试件中所采用的不同直径不同 等级的钢筋根据试验规范<sup>[12]</sup>的要求各取样3根,实 测基本力学性能指标如表2所示.

表2 钢筋力学性能

Table 2 Mechanical properties of reinforcement

			MPa
钢筋种类	$f_y$	$f_{u}$	E,
HRB335(6 mm)	454	563	$2.03 \times 10^{5}$
HRB335(20 mm)	418	518	$2.00 \times 10^{5}$
HRB400(6 mm)	512	610	2.01 × 10 <sup>5</sup>
HRB400(20 mm)	488	628	1.96 × 10 <sup>5</sup>

## 2.2 试验现象及破坏形态

加载初期,试件基本处于弹性阶段,卸载后残余 变形很小;对剪跨比为 1.65 和 2.20 的高强混凝土 构件,当水平荷载分别加载至 200、160 kN 附近时,





(a) HC-4

万方数据



(c) PC-2

(d) HC-8

(e) HC-9

图 3 各构件破坏形态 Fig. 3 Failure modes of each specimen

柱底 1/3~2/3 截面高度范围内出现第1 批斜裂缝, 斜裂缝角度(斜裂缝与水平轴的夹角)在 50°~60°, 并随轴压比与配箍率的增大而变陡;随着荷载的进 一步增大,构件中部出现多条平行的斜裂缝,并逐渐 发展形成一条延伸较长、宽度较大的主要斜裂缝:主 裂缝形成后,构件还能继续加载,斜裂缝随荷载的往 复循环而不断变宽,柱角处混凝土保护层开始剥落, 构件剪压区面积不断减小,刚度不断退化;最后剪压 区混凝土在压应力和剪应力的复合作用下达到极限 强度并被压碎,构件随水平荷载下降而发生剪压破 坏. 高强混凝土构件较普通混凝土构件破坏突然, 且主裂缝两侧的混凝土剥落严重, HC-8 和 HC-9 个 别箍筋拉断. 普通混凝土构件 PC-2 仅出现了较宽 的临界斜裂缝,当荷载退化至最大承载力的80%以 下时,构件仍能保持稳定的受力状态. 各构件最终 破坏形态如图 3 所示.

1221

#### 2.3 滞回曲线和骨架曲线

各构件实测水平荷载-位移滞回曲线如图 4 所 示,加载初期,构件尚未开裂,处于弹性阶段,卸载后 残余变形几乎为0. 构件屈服后,构件的刚度、承载 力逐渐退化,变形增加较初期快,残余变形明显增 大.图5给出了此次试验中各构件的骨架曲线,其 中P为柱端水平荷载, $\Delta$ 为构件水平位移.

由于混凝土强度、轴压比、剪跨比、配箍率的不 同,各构件的滞回曲线与骨架曲线存在较大差异: 1) 构件 HC-5 的剪跨比为 1.65, 滞回曲线扁平, 呈 狭长梭形,荷载循环次数少,水平荷载达到峰值后, 随着位移幅值的增加,构件刚度和强度退化迅速,当 构件 HC-9 的剪跨比增加至 2.20 时,初始刚度变 小,受剪承载力下降 33%,但荷载循环次数明显增 多,滞回曲线饱满,峰值荷载后,骨架曲线下降缓慢, 极限位移为 HC-5 的 1.37 倍,延性明显增加;2) 对 比构件 HC-5 与 HC-4 可发现,当轴压比由 0.13 降





Fig. 4 Hysteresis loops for specimens



Fig. 5 Comparison of envelopes of hysteresis curves of specimens

低至 0.10 时,受剪承载力下降 11%,但滞回性能明 显提高,滞回曲线饱满,循环次数增多,峰值点后, HC-5 的骨架曲线几乎无平直段,但 HC-4 的刚度和 强度退化较缓,有较大的塑性耗能能力;3)在相同 的配筋形式下,构件 HC-8 的配箍率较低,滞回曲线 狭长,极限位移小,循环次数少,且斜裂缝形成后,很 快发生了脆性的剪切破坏,HC-9 的配箍率较 HC-8 提高了 50%,承载力较高,且滞回曲线饱满,混凝土 保护层剥落后,箍筋仍能对核心混凝土提供较好的 约束作用,骨架曲线强化段长,峰值点后曲线下降缓 慢,极限位移约为 HC-8 的 1.4 倍,构件变形及耗能 能力明显增加;4)相比于高强混凝土构件,普通混 凝土构件 PC-2 的受剪承载力明显降低,但滞回曲线 循环次数明显增多,峰值点后,强度与刚度退化缓 慢,下降段平稳,极限位移明显增大.

#### 2.4 延性分析

延性是衡量结构或构件塑性变形能力的指标, 也是抗震设计中最重要的考虑因素之一,通常表示 为极限位移与屈服位移的比值

$$\mu_{\Delta} = \Delta_{u} / \Delta_{y} \tag{1}$$

由于材料的非线性发展和不同部位钢筋进入屈服时间的不同,骨架曲线往往没有明显的屈服点,本 文采用 Sezen 等<sup>[13]</sup>提出的方法确定屈服位移,同时 定义极限位移为荷载下降至最大荷载的 80% 时所 对应的位移值,各构件的位移延性系数如表 3 所示, 表中负值表示推力方向,正值表示拉力方向.

由表3可看出,不同的设计参数对混凝土柱的 延性有较大的影响.普通混凝土构件 PC-2 的位移 延性系数为3.35,明显高于高强混凝土构件;当轴 压比由0.10(HC-4)增加至0.13(HC-5)时,位移延 性系数由2.14降低至1.28,说明轴压比越大,截面 的曲率延性越差,塑性转动能力越差,构件的延性越 差,破坏越突然;当配箍率由 HC-8 的 0.31% 增加至 HC-9 的 0.47% 时,位移延性系数增大 30%,说明增 大配箍率可提高箍筋对核心混凝土的约束作用,增 加构件的延性及变形能力;对比 HC-5 和 HC-9 可

知,随着剪跨比的增大,后者的位移延性系数约为前 者的 1.8 倍,说明小剪跨比构件的延性及变形能力 较差.

表 3 高强混凝土柱的承载力及变形 Table 3 Strength and deformation of high strength concrete columns

构件编号	V <sub>y</sub> ∕kN	∆ <sub>y</sub> /mm	V <sub>max</sub> /kN	$\Delta_{\rm max}/{ m mm}$	V <sub>u</sub> /kN	$\Delta_u/mm$	$\mu_{\Delta}$	$\Delta_{\rm u}/\Delta_{\rm max}$
	- 285. 14	- 7. 92	- 364. 46	- 13. 14	- 290. 77	- 16. 92	2.14	1.29
HC-4	265.87	7.34	329.61	11.42	-	-	-	-
	- 347. 92	- 10. 28	- 411. 76	- 12. 92	- 329. 00	- 13. 14	1.28	1.02
HC-5	322. 20	8.34	360. 52	9.24	-	-	_	-
	- 289. 85	-7.24	- 312. 37	- 7. 61	-	-	-	-
HC-8	230. 43	6. 17	262. 65	11.02	211.86	11.02	1.77	1.00
	- 239. 79	- 6. 17	- 299. 70	- 14. 55	-	4	-	-
HC-9	178.60	6. 12	233.74	12.34	187.00	14.10	2.30	1.14
	- 193. 32	- 11. 14	- 237. 99	- 13. 47	- 190. 54	- 25. 70	2. 31	1. 91
PC-2	121.00	8.28	151.12	13.60	121. 54	27.76	3.35	2.04

#### 2.5 刚度退化

试验中混凝土的开裂、纵筋与箍筋的屈服及钢筋与混凝土之间的滑移等均会引起构件的刚度退化.刚度退化反映了结构累积损伤的影响,是结构动力性能的重要特点之一,构件在各个循环下的割线刚度<sup>[14]</sup>表示为

$$K_{i} = \frac{(|+P_{i}|+|-P_{i}|)}{(|+\Delta_{i}|+|-\Delta_{i}|)}$$
(2)

各构件的刚度退化如图 6 所示. 由图 6 可知, 小剪跨比构件 HC-4、HC-5 的初始刚度大,但刚度退 化速度相对较快,脆性破坏特征明显;HC-5 的轴压 比较 HC-4 高,较高的轴压力使得混凝土保护层剥 落严重,削弱了构件的承载力与刚度,刚度退化速度 较快;随着配箍率的提高,HC-9 的刚度退化速度较



图 6 各构件刚度退化

Fig. 6 Comparison of stiffness degeneration of specimens

HC-8 缓慢,说明增加配箍率可提高箍筋对纵筋与核 心混凝土的约束作用,降低核心混凝土的破坏程度, 减缓刚度损失;普通混凝土构件 PC-2 的初始刚度与 相同条件下高强混凝土构件差别不大,但后期刚度 较低,在较大的位移下,试验现象仍较稳定.

# 2.6 耗能能力

构件的能量耗散能力以荷载-位移曲线所包围 的面积来衡量,曲线越饱满,构件的耗能能力越强, 抗震性能越好,能量耗散系数 *E*<sup>[14]</sup>为

$$E = \frac{S_{(ABC + CDA)}}{S_{(OBE + ODG)}}$$
(3)

不同侧向位移比下各构件的能量耗散系数如图 7 所示.由图7可知,构件在加载初期处于弹性变形 阶段,变形较小、耗能较少;随着加载位移的增大,构 件开裂,纵筋屈服,发生塑性变形,能量耗散系数迅 速增大.本次试验中,各构件最后均发生剪切破坏, 能量耗散系数均较小.随着轴压比由0.10增加至 0.13,柱的塑性转动能力下降,E值变小,耗能能力 下降;HC-9的耗能系数E较HC-5大,说明随着剪 跨比的增加,耗能能力也相应增强;配箍率为 0.47%的HC-9的E值明显大于配箍率为0.31%的 HC-8,说明增加配箍率可对混凝土形成有效约束, 增加配箍率能提高高强混凝土柱的耗能能力;普通 混凝土柱 PC-2 较相同条件下高强混凝土柱延性好, 耗能系数也较大.



图 7 各构件能量耗散系数

Fig. 7 Comparison of energy dissipation parameters of specimens

# 3 高强混凝土柱受剪承载力计算方法

20世纪至今,国内外学者对钢筋混凝土构件的 抗剪性能进行了大量的理论分析和试验研究,提出 了许多抗剪模型和半经验半理论的计算公式,但由 于剪切机理复杂,影响受剪承载力的因素众多,仍然 没有一种被普遍接受的剪切破坏计算理论.

#### 3.1 受剪承载力计算模型

1) 中国规范 GB50010—2010<sup>[8]</sup>

规范 GB50010—2010 规定,钢筋混凝土柱斜截 面受剪承载力的计算公式为

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_1 b h_0 + \rho_{w} f_{yv} b h_0 + 0.07N$$
 (4)

式中: $\lambda$ 为偏心受压构件计算截面的剪跨比,取为  $M/(Vh_0)$ ;N为与剪力设计值V相应的轴向压力设 计值,当 $N > 0.3f_cA$ 时取 $N = 0.3f_cA$ .

2)美国规范 ACI318—08<sup>[9]</sup>

规范 ACI318—08 的受剪承载力计算方法是以 桁架模型为理论基础,其表达式为

$$V_{\rm u} = V_{\rm c} + V_{\rm s} \tag{5}$$

$$V_{\rm s} = A_{\rm sv} f_{\rm vv} h_0 / s \tag{6}$$

$$V_{\rm c} = \left(0.16\sqrt{f_{\rm c}'} + 17\rho_{\rm s}\frac{V_{\rm u}h_{\rm 0}}{M_{\rm m}}\right)bh_{\rm 0}$$
(7)

式中: $f_{c}$ 为混凝土圆柱体抗压强度; $\rho_{s}$ 为纵筋配筋 率; $V_{u}h_{0}/M_{m}$ 为计算截面的广义剪跨比,并要求 $V_{u}/M_{m} \leq 1.0(M_{m},V_{u}分别为计算截面的弯矩和剪力).$ 

3)加拿大规范 CSA—04<sup>[10]</sup>

规范 CSA—04 的受剪承载力计算公式以修正 压力场(MCFT)为理论基础,一般表达式为

$$V_{\rm u} = \beta \sqrt{f_{\rm c}'} b d_{\rm v} + A_{\rm sv} f_{\rm yv} d_{\rm v} \cot \theta / s \tag{8}$$

$$\beta = \frac{0.4}{1+1.500\varepsilon} \cdot \frac{1\,300}{1\,000+\varepsilon} \tag{9}$$

$$\theta = 29 + 7\ 000\varepsilon_{x} \qquad (10)$$

式中: β 为混凝土贡献系数,包含了尺寸效应及纵 筋率的影响; V<sub>3</sub>则采用变角桁架理论进行计算.

4) 桁架-拱模型<sup>[11]</sup>

钢筋混凝土构件抗剪中不仅存在桁架作用,还 存在拱作用,潘钻峰等采用一根自顶部受压区至底 部受压区的压杆来表示拱作用,并考虑变形协调及 位移延性对受剪承载力的影响,得到构件受剪承载 力的表达式为

$$V_{\rm n} = k_{\mu} \left( 1 + \frac{K_{\rm a}}{K_{\rm t}} \right) V_{\rm ct} + \left( 1 + \frac{k_{\mu}K_{\rm a}}{K_{\rm t}} \right) V_{\rm s} \qquad (11)$$

式中:k<sub>µ</sub>为位移延性系数;K<sub>a</sub>和 K<sub>1</sub>分别为拱作用与 桁架作用的剪切刚度;V<sub>et</sub>为桁架作用中混凝土贡献 项;V<sub>s</sub>为桁架作用中箍筋贡献项.

# 3.2 试验结果与各受剪承载力计算模型的对比

试验结果与各方法计算结果的比值 V<sub>test</sub>/V<sub>pre</sub>如 表 4 所示.

试件编号	λ	$P/(A_{\rm g}f_{\rm c}')$	V <sub>test</sub> /V <sub>GB</sub>	$V_{\rm test}/V_{\rm ACI}$	V <sub>test</sub> /V <sub>CSA</sub>	$V_{\rm test}/V_{\rm m}$
HC-4	1.65	0.3	1.67	2. 17	2.90	1.21
HC-5	1.65	0.4	1.88	2.43	3. 32	1.31
PC-2	2. 20	0.3	1.43	1.89	2.38	1.22
HC-8	2.20	0.4	1.52	1.85	2. 43	1.14
НС-9	2.20	0. 4	1.18	1.39	1. 69	0. 96
	平均值		1.55	1.96	2. 59	1.18
	方差		0. 22	0.35	0.56	0. 10
	变异系数		0.14	0.18	0. 22	0. 09

表 4 各计算方法受剪承载力对比 Table 4 Comparison of experimental data and calculated results

由表4可知, V<sub>test</sub> / V<sub>GB</sub>的平均值为1.55, 标准差 为 0. 22, 变异系数为 0. 14. 所有构件的计算值均小 于试验值,公式计算结果偏保守,且剪跨比越小、轴 压比越高的构件偏离程度越大. V<sub>test</sub>/V<sub>ACI</sub>的平均值 为1.96,标准差为0.35,变异系数为0.18,所有试件 的计算值均小于试验值,公式计算结果偏保守,这是 因为美国规范中受剪承载力的计算仍是基于桁架模 型,忽略了拱效应对抗剪的贡献,所以计算结果相对 保守. V<sub>tel</sub>/V<sub>CSA</sub>的平均值为 2.59,标准差为 0.56,变 异系数为0.22,相较于其他规范,公式计算结果过 于保守,离散性偏大. 这是因为加拿大规范是以 MCFT 为理论基础的, MCFT 是截面设计方法, 未考 虑拱效应,公式对 λ≥2.5 构件的受剪承载力预测 比较准确,但本文试验构件的剪跨比均较小,拱效应 显著,因此加拿大规范对小剪跨比构件的受剪承载 力预测精度较差. V<sub>iest</sub>/V<sub>m</sub>的平均值为1.18,标准差 为 0.10, 变异系数为 0.09, 由于桁架-拱模型计算了 拱作用对受剪承载力的贡献,并合理地考虑了桁架 作用与拱作用之间的变形协调关系,计算结果明显 优于其他规范.

#### 4 结论

 1)试验柱均发生剪压破坏,与普通混凝土构件 相比,高强混凝土构件的受剪承载力明显提高,但峰 值点后,刚度与强度退化迅速,骨架曲线下降段陡 峭,位移延性系数小,且表面混凝土剥落严重,破坏 突然,耗能能力差.

2)随着轴压比的增大,构件的受剪承载力提高,但较高的轴压力使得混凝土保护层剥落严重,柱的塑性转动能力下降,滞回曲线扁平,峰值荷载后, 骨架曲线的下降段变陡,刚度与承载力下降迅速,极限位移变小,耗能能力显著降低.

3)随着剪跨比的增大,构件的受剪承载力降低,但滞回曲线越来越饱满,骨架曲线的下降段变缓,刚度损失变小,极限变形增大,延性增加,耗能能力增大.

4)随着配箍率的增加,滞回曲线饱满,出现斜裂缝后,箍筋仍能对核心区混凝土提供较好的约束 作用,骨架曲线下降缓慢,变形能力增大,同时可延 缓构件的破坏,增加耗能能力.

5) 对于小剪跨比构件(λ < 2.5 的构件), 拱效 应显著, 各国规范中受剪承载力计算公式均偏于保 守. 以 MCFT 为理论基础的加拿大规范未考虑拱效 应, 对于该类构件, 计算结果过于保守; 美国规范抗 剪计算基于桁架模型,计算结果也偏于保守;中国规 范采用系数 1.75/(λ + 1)来考虑拱效应,并以 0.07N来反映轴压力对受剪承载力的提高作用,低 估了混凝土对受剪承载力的贡献,计算结果偏于保 守;而桁架-拱模型计算了拱作用对受剪承载力的 贡献,并合理地考虑了桁架作用与拱作用之间的变 形协调关系,计算结果较为合理.

#### 参考文献:

- [1] 陈肇元. 高强混凝土及其应用[M]. 北京:清华大学出版社, 1992.
- [2]陕西建筑设计院,西安冶金建筑学院,西北电力设计院.钢筋混凝土框架柱抗震性能的试验研究[M].北京:地震出版社,1979.
- [3] 李立仁,李明,支运芳,等. 高强砼柱抗剪强度的试验 研究[J]. 重庆建筑大学学报, 1996, 18(2): 1-9.
  LI Li-ren, LI Ming, ZHI Yun-fang, et al. Experimental study on shear strength of high strength concrete columns
  [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 1996, 18
  (2): 1-9. (in Chinese)
- [4] 洪柏年. 钢筋混凝土框架柱在反复循环荷载作用下的 抗剪强度和延性的试验研究[J]. 西安建筑科技大学学 报:自然科学版, 1982(3): 77-96.
  HONG Bo-nian. Experimental study on shear strength and ductility of reinforced concrete columns under cyclic loading[J]. Journal of Xi'an University of Architecture Technology: Natural Science Edition, 1982(3): 77-96. (in Chinese)
- [5] 贾金青. 高强混凝土短柱抗剪承载力试验研究[J]. 大连理工大学学报, 2001, 41(1): 104-106.
  JIA Jin-qing. Experimental study on shear strength of high strength concrete short columns [J]. Journal of Dalian University of Technology, 2001, 41(1): 104-106. (in Chinese)
- [6] 张国军,吕西林、高轴压比高强混凝土短柱力学性能的试验研究[J]. 工业建筑,2005,35(3):20-33.
  ZHANG Guo-jun, LÜ Xi-lin. Experimental study on mechanical behavior of high strength concrete short columns with high axial load ratio [J]. Industrial Construction, 2005, 35(3): 20-33. (in Chinese)
- [7]恢复力特性专题组.钢筋混凝土柱恢复力特性的研究
   [M].西安:西安冶金建筑学院工程结构研究所, 1991.
- [8] 中华人民共和国建设部. GB50010—2010 混凝土结构 设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010. (下转第1274页)

#### 参考文献:

- [1] 中国建筑科学研究院. GB 50736-2012 民用建筑供暖 通风与空气调节设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出 版社, 2012.
- [2] 王波. 小型住宅的理论能耗分析与实验验证[D]. 上海交通大学机械与动力工程学院, 2013.
   WANG Bo. Small residential energy consumption theory analysis and experimental verification [D]. Shanghai: School of Medanical Engineering, Shanghai Jiaotong University, 2013. (in Chinese)
- [3] KOTANI H, SATOH R, YAMANAKA T. Natural ventilation of light well in high-rise apartment building[J]. Energy and Building, 2003, 35(4): 427-434.
- [4] 王波, 吴静怡, 王如竹. 夏热冬冷地区的节能住宅能耗 分析[J]. 电力与能源, 2013(2): 124-127.
  WANG Bo, WU Jing-yi, WANG Ru-zhu. Energy consumption analysis of energy-saving residential in hot summer and cold winter areas [J]. Power and Energy, 2013(2): 124-127. (in Chinese)
- [5] 孙萍. 节能住宅建筑能耗模拟研究 [D]. 北京:北京 工业大学建筑工程学院, 2005.
  SUN Ping. Energy simulation study of energy-saving residential building [D]. Beijing: College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, 2005. (in Chinese)

- [6] ZHONG Ke, KANG Yan-ming. Applicability of air-to-air heat recovery ventilators in China [J]. Applied Thermal Engineering, 2009, 29(5/6): 830-840.
- [7] 程桃桃. 基于 EnergyPlus 平台的办公建筑动态能耗模 拟分析[D]. 西安:西安建筑科技大学环境与市政工 程学院, 2011.
  YAO Tao-tao. Dynamic energy consumption simulation of office building based on the platform of EnergyPlus[D].
  Xi'an: School of Environmental and municipal Engineering, Xi'an Building University of Science and Technology, 2011. (in Chinese)
- [8] 朱丹丹,燕达,王闯,等.建筑能耗模拟软件对比: DeST、EnergyPlus and DOE-2[J].建筑科学,2012(增刊 2):213-222.
  ZHU Dan-dan, YAN Da, WANG Chuang, et al.

Comparison of building energy simulation software: DeST, EnergyPlus and DOE-2 [J]. Building Science, 2012 (Suppl 2): 213-222. (in Chinese)

[9] LÜ Shi-lei, WU Yong. Target-oriented obstacle analysis by PESTEL modeling of energy efficiency retrofit for existing residential buildings in China's northern heating region [J]. Energy Policy, 2009, 37(6); 2098-2101.

(责任编辑 杨开英)

(上接第1225页)

- [9] ACI Committee 318. ACI318-08 Building code requirements for structural concrete and Commentary (ACI318R-08) [S]. Farmington (MI): American Concrete Institute, 2008.
- [10] CSA Committee A23. 3. CSA A23. 3-04 Design of concrete structures [S]. Mississauga: Canadian Standards Association, 2004.
- PAN Zuan-feng, LI Bing. Truss-arch model for shear strength of shear-critical reinforced concrete columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(4): 548-560.
- [12] 原冶金工业部钢铁研究总院,原冶金工业部信息标准 研究院. GB/T2975—1998 钢及钢产品力学性能试验 取样位置及试样制备[S]. 北京:中国建筑工业出版 社,1998.
- [13] SEZEN H, MOEHLE J P. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(11): 1692-1703.
- [14] 中国建筑科学研究院. JGJ 101-1996 建筑抗震试验 方法规程[S].北京:中国建筑工业出版社,1997.
   (责任编辑 杨开英)