

高强混凝土扁柱拟静力试验

马泽峰^{1,2}, 陆洲导¹, 余江滔¹, 蔡兹红²

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 上海建筑设计研究院有限公司, 上海 200041)

摘要: 为研究高强混凝土扁柱的抗震性能, 以 6 根缩尺模型为 1:3 的不同轴压比、混凝土强度、剪跨比扁柱试件为研究对象, 采用拟静力试验方法, 通过对试验现象的观察以及试验数据的处理, 定量地从刚度、骨架曲线、滞回曲线、延性、耗能能力等几个方面详细分析了试验试件的抗震性能。研究结果表明, 此类构件延性较差, 耗能能力差, 但在合理构造措施下, 破坏形式仍为压弯型, 破坏截面符合平截面假定。

关键词: 高强混凝土; 扁柱; 骨架曲线; 滞回曲线; 延性; 耗能

中图分类号: TU375.3

文献标志码: A

Pseudo-static Test on Flat Columns Made of High-strength Concrete

MA Zefeng^{1,2}, LU Zhoudao¹, YU Jiangtao¹, CAI Zihong²

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Institute of Architectural Design & Research, Shanghai 200041, China)

Abstract: In order to research seismic performance of flat column made of high-strength concrete, pseudo-static tests are conducted, which include six 1:3-scaled flat columns with different axial compression ratios, concrete strengths and shear span ratios. By observing the test phenomenon and analyzing the data, the seismic performance of the columns including stiffness, skeleton curves, hysteresis curves, ductility and energy dissipation are obtained. It is concluded that flat columns have poor ductility and energy dissipation capacity. Based on the proper seismic measures, failure characteristic is compression-flexure destruction and the failure section conforms to the assumption of plane cross section.

Key words: high-strength concrete; flat column; skeleton curves; hysteresis curves; ductility; energy dissipation

高强混凝土(HSC)构件因刚度大、承载力高、空间布置灵活、适用范围广等优点在现代建筑中得到广泛应用^[1]。但高强混凝土同时存在脆性大、延性差、耗能能力较弱的缺点^[2]。针对这些优缺点, 国内外许多学者对高强混凝土柱构件做了深入的研究^[3-4], 并找到了影响其抗震性能的主要因素。其中影响承载力的因素可归纳为: 柱端约束效应、配箍形式及配箍率、箍筋强度、剪应力、荷载反复作用、混凝土强度、剪跨比以及轴压比^[5-6]; 影响延性的因素可归纳为: 轴压比、剪跨比、配箍率、混凝土强度、保护层厚度、加载制度以及纵筋^[7-9]。

我国现行的《混凝土结构设计规范》^[10]中规定: “柱的剪跨比宜大于 2; 柱截面高度与宽度的比值不宜大于 3; 竖向构件截面长边、短边(厚度)比值大于 4 时, 宜按墙的要求进行设计。”但对于截面高宽比在 3 到 4 之间区域的扁柱则无明确规定, 且目前尚无涉及此类构件的研究。理论分析及试验结果均表明, 随柱截面高宽比的逐渐加大, 柱中剪力成分作用也增加, 破坏形式会逐渐向墙过渡。若同时考虑轴压比、剪跨比及高强混凝土等多种因素的影响, 此类宽扁异形柱的受力机理及抗震性能将更加复杂。本文以此类扁柱为对象, 对 2 种混凝土强度、定截面高宽比、变剪跨比、变轴压比的 6 根高强混凝土扁柱在拟静力试验的基础上进行了细致的分析。

1 试验概况

试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室进行。6 根扁柱均为 1:3 的缩尺模型, 试件的安装及测点布置详见图 1, 加载梁端设置上、下限位滑轮, 保证加载端只能发生水平位移。经过 28 d 的标准养护, 高强混凝土及钢筋材性指标见表 1、表 2。

收稿日期: 2012-04-19

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划(2009BAJ28B00)

第一作者: 马泽峰(1979—), 男, 博士生, 主要研究方向为工程抗震。E-mail: mazf@siadr.com.cn

通讯作者: 陆洲导(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震加固。E-mail: luzhoudao@163.com

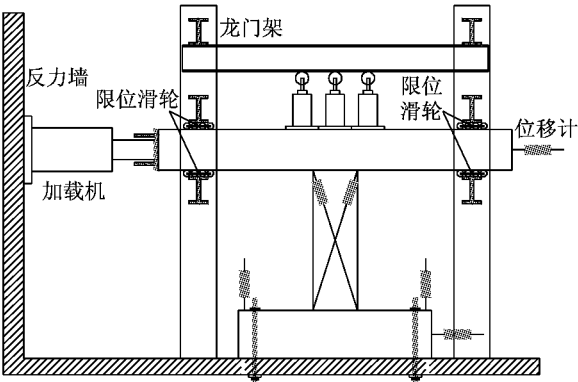


图 1 试件安装及位移计布置

Fig.1 Intallation of specimens and LVDT position

表 1 混凝土力学性能指标

Tab.1 Mechanical properties of concretes

混凝土标号	弹性模量/MPa	抗压强度/MPa
C60	3.63×10^4	58.8
C80	3.84×10^4	88.2

表 2 钢筋力学性能指标

Tab.2 Mechanical properties of steels

钢筋直径/mm	弹性模量/MPa	抗拉强度/MPa
8	2.02×10^5	598
14	2.01×10^5	547
18	2.01×10^5	570

扁柱截面尺寸及配筋相关信息见表 3 及图 2,其中 b 为截面宽度, h 为截面高度. BZ1—BZ3 截面高宽比 h/b 为 2.89,剪跨比 λ 为 1.59;BZ4—BZ6 截面高宽比 h/b 为 3,剪跨比 λ 为 1.94. 为验证模型的可靠性,保证试验成功,试件 BZ1 和 BZ2,BZ4 和 BZ5 完全相同,互为校核.

表 3 试件信息

Tab.3 Information of specimens

编号	截面尺寸/mm		混凝土标号	轴力/kN	设计轴压比
	b	h			
BZ1,BZ2	190	550	C60	700	0.24
BZ3	190	550	C60	1 000	0.35
BZ4,BZ5	150	450	C80	1 000	0.42
BZ6	150	450	C80	1 300	0.54

试验的加载制度遵循下述原则:一次性加载设计试验轴力的 70%,以消除试件制作及安装误差;加载至设计轴力并保持恒定;加载初期控制水平加载力,以较小的加载级数逐级加载,每级循环 1 次;构件接近屈服时改用位移控制,采用屈服时的位移为加载级数逐级加载,每级循环 3 次,直到构件承载力下降到极限承载力的 80%左右时停止试验. 每个试件共布置 6 组线性差动位移计 LVDT、30 组电阻应变片(分布于纵筋根部及箍筋中). 采用东华 DD3815 数据采集仪记录,人工描绘裂缝.

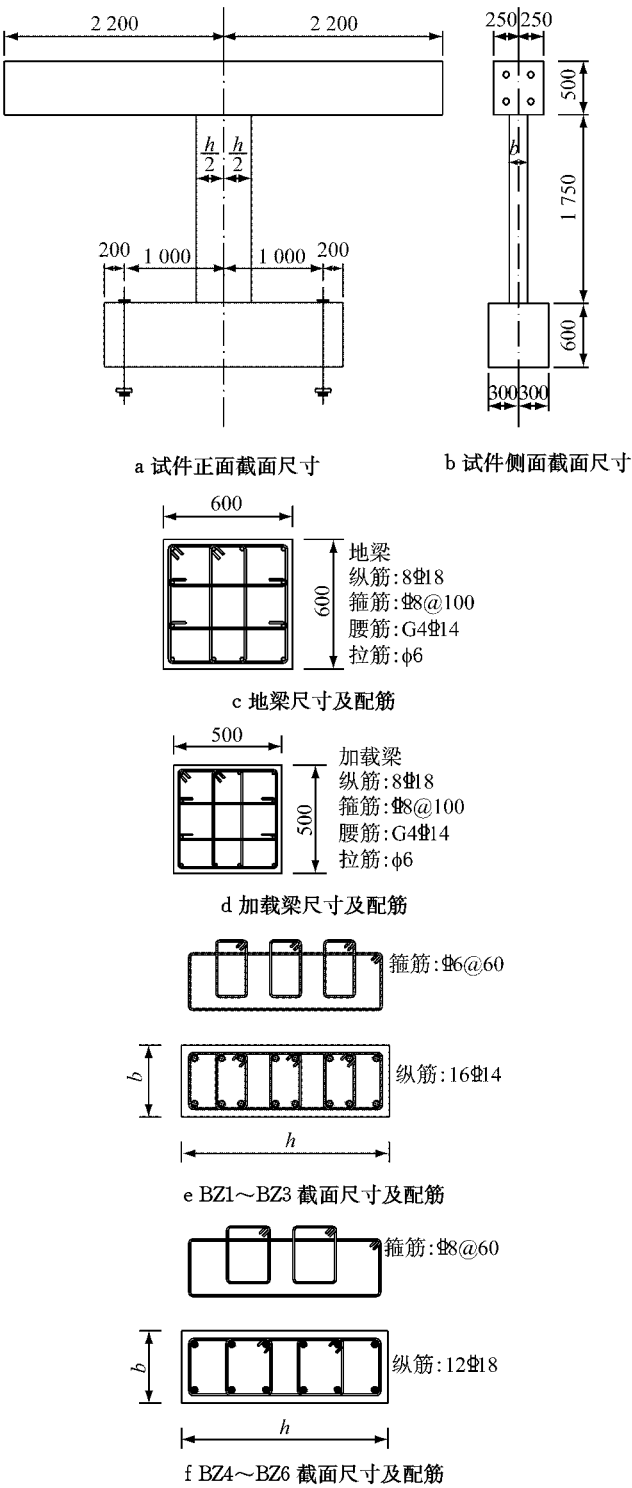


图 2 试件截面尺寸及配筋示意(单位:mm)

Fig.2 Section size and reinforcement of specimens(unit:mm)

2 试验结果及分析

2.1 恢复力

试件的恢复力曲线由滞回曲线和骨架曲线构成. 滞回曲线是试件在反复作用下的荷载-变形曲

线,它反映结构在反复受力过程中的变形特征、刚度退化及能量消耗,是确定恢复力模型和进行非线性地震反应分析的依据。滞回曲线的典型形状一般有梭形、弓形、反 S 形和 Z 形 4 种。骨架曲线是滞回曲线上同向(拉或压)各次加载的荷载极值点依次相连得到的包络曲线。骨架曲线是每次循环加载达到的

水平力最大峰值的轨迹,反映了构件受力与变形的各个不同阶段及特性,也是确定恢复力模型中特征点的重要依据。

由拟静力试验得到的骨架曲线及滞回曲线如图 3 和图 4 所示。

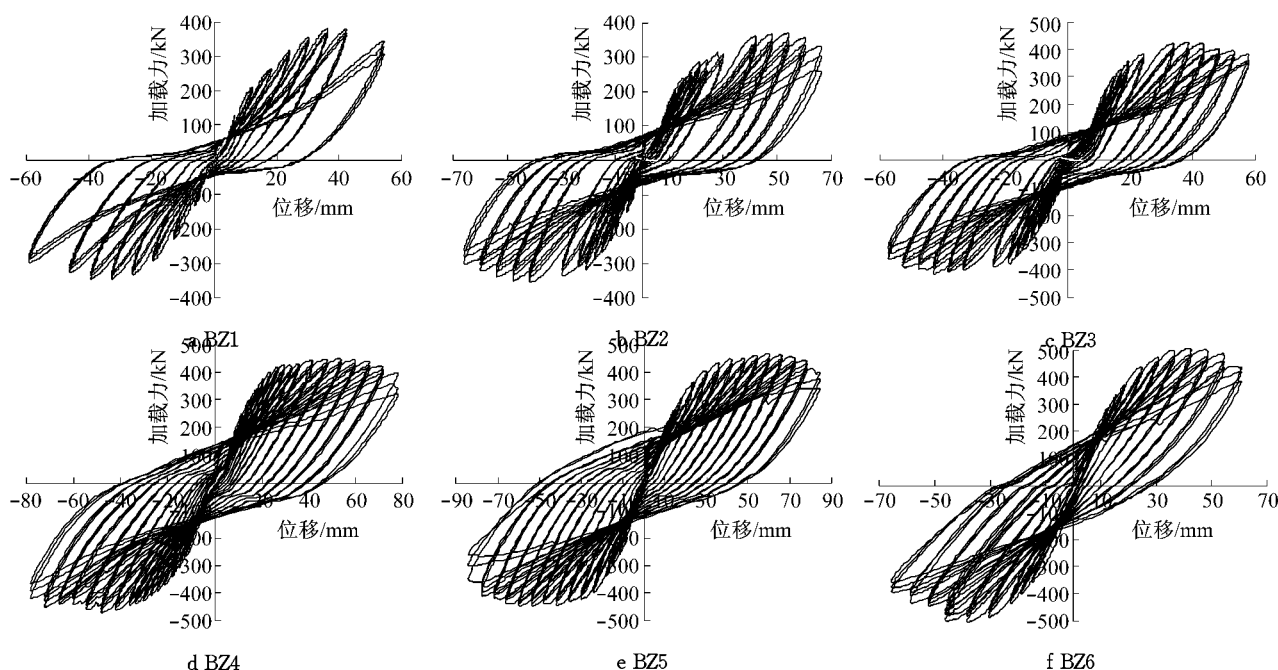


图 3 滞回曲线

Fig.3 Hysteresis curves

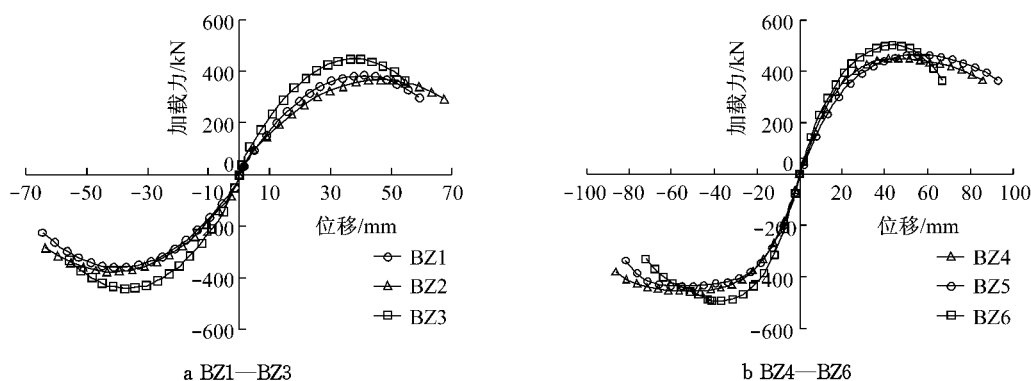


图 4 骨架曲线

Fig.4 Skeleton curves

2.2 承载力

试件的屈服荷载 F_y 、极限荷载 F_u 的数值详见表 4。由表中数据可以看到:

(1) BZ1 和 BZ2, BZ4 和 BZ5 对比度较好, 数据相差基本在 5% 左右。

(2) BZ4—BZ6 较 BZ1—BZ3 截面小却有更大的承载能力, 说明提高高强混凝土强度能有效提高试

件的承载力。

(3) 对于 BZ1—BZ3, 试验竖向加载由 700 kN 提高到 1 000 kN, 试件极限承载力相应提高了 19%, 对于 BZ4—BZ6, 试验轴压比由 1 000 kN 提高到 1 300 kN, 试件极限承载力相应提高了 10%, 说明轴压力对试件承载力有较大影响。

(4) 试件的屈强比 (F_y/F_u) 普遍偏高, 说明此类

构件安全储备较小,试件屈服后会较快丧失承载力。

表 4 试件极限抗侧移荷载实测值
Tab.4 The measured bearing capacity
values of specimens

试件	正向		负向		两向均值		F_y/F_u
	F_y	F_u	F_y	F_u	F_y	F_u	
BZ1	330	382	320	362	325	372	0.87
BZ2	305	367	310	378	308	373	0.83
BZ3	365	446	370	442	368	444	0.83
BZ4	380	450	382	455	381	453	0.84
BZ5	400	463	370	437	385	450	0.86
BZ6	420	501	405	493	413	497	0.83

2.3 刚度

由于构件截面及配筋是对称的,故刚度实测值取正负两向荷载均值与位移均值的比值,实测刚度及各阶段刚度变化详见表 5。表中 K_0 为试件初始弹性刚度; K_y 为明显屈服刚度; K_d 为极限荷载时试件刚度; K_u 为骨架曲线上荷载下降到极限荷载的 85% 时对应的刚度。 D_{y0} , D_{d0} 及 D_{u0} 分别为各刚度与初始刚度的比值。图 5 表示随加载进行构件刚度的变化情况,图中 θ 为截面转角, K 为与转角对应的刚度,由图可见:

(1)轴力的增加会引起试件刚度的增大,在相同

位移角变形条件下,BZ3 刚度大于 BZ1 和 BZ2,同样 BZ6 刚度大于 BZ4 和 BZ5。

(2)大剪跨比试件(BZ4—BZ6, $\lambda=1.94$)刚度随位移角增大而衰减的幅度比小剪跨比试件(BZ1—BZ3, $\lambda=1.59$)平缓。

(3)试件刚度 K 随位移角衰减的过程大致可分为 3 个阶段,即从微裂缝开展到肉眼所见的裂缝为刚度速降阶段,从结构开裂到明显屈服为次速降阶段,从明显屈服到最大弹塑性变形为刚度缓降阶段。

(4)由图 4 试件的骨架曲线可见,此类扁柱构件骨架曲线上升段陡,极限荷载段维持较短,过极限荷载后下降快,这也直接导致试件的刚度衰减较快。

表 5 不同阶段刚度变化
Tab.5 Stiffness variation at different stages

试件	$K_0/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	$K_y/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	$K_d/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	$K_u/$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	D_{y0}	D_{d0}	D_{u0}
BZ1	48.1	24.3	9.3	6.0	0.505	0.193	0.125
BZ2	50.5	25.6	8.9	5.8	0.507	0.176	0.115
BZ3	47.3	24.1	11.8	7.5	0.510	0.249	0.159
BZ4	29.5	22.7	9.0	4.6	0.769	0.305	0.156
BZ5	26.4	21.3	7.9	4.5	0.807	0.299	0.170
BZ6	33.0	21.3	11.1	7.2	0.645	0.336	0.218

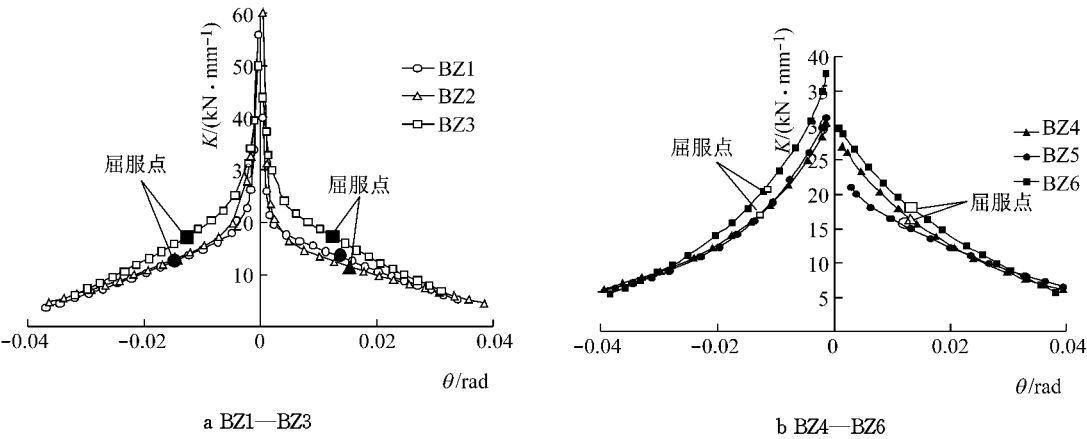


图 5 刚度-转角关系
Fig.5 Stiff-angle curves

2.4 延性性能

用位移延性系数 u 来衡量试件延性的大小,即构件在 85%最大承载力时的极限位移 U_{max} 与其屈服位移 U_y 之比。表 6 中列出了各试件的位移延性系数,可以看到:扁柱的延性水平处于柱和剪力墙之间;轴力增大会导致试件延性的降低;忽略轴压比影响前提下,试件剪跨比增加 22%,延性系数增加了 30%~50%,可见为控制试件处于中等延性水平 ($u>3$),必须控制剪跨比,对于扁柱试件应有 $\lambda_{min}>2$;图 4 中较陡、上凸的骨架曲线形状也说明扁

柱试件延性较差,试件屈服后的变形能力较弱。

表 6 位移延性系数
Tab.6 Displacement ductility coefficients

试件	正向		负向		u		
	$U_y/$ mm	$U_{max}/$ mm	$U_y/$ mm	$U_{max}/$ mm	正向	负向	均值
BZ1	23.9	55.7	24.8	55.2	2.33	2.23	2.28
BZ2	27.1	62.8	24.0	59.3	2.32	2.47	2.39
BZ3	24.1	52.6	24.0	52.4	2.18	2.18	2.18
BZ4	23.2	81.1	22.1	85.4	3.50	3.86	3.68
BZ5	21.0	87.7	21.5	77.3	4.18	3.60	3.89
BZ6	23.1	61.5	19.5	59.9	2.66	3.07	2.86

2.5 滞回耗能

为使不同试件的耗能能力具有可比性,这里引入等效粘滞阻尼系数 h_e 和能量耗散系数 E 作为衡量标准,详见表 7. 能量耗散系数反映了滞回耗散能量与相同变形的弹性体耗散能量的比值,直观上反应的是滞回环的饱满程度.

表 7 耗能指数

Tab. 7 Energy dissipation indexes

试件	屈服阶段		极限荷载阶段		破坏阶段	
	h_e	E	h_e	E	h_e	E
BZ1	0.06	0.40	0.10	0.60	0.14	0.86
BZ2	0.07	0.41	0.12	0.75	0.16	0.98
BZ3	0.06	0.40	0.10	0.66	0.14	0.86
BZ4	0.06	0.38	0.13	0.81	0.20	1.29
BZ5	0.06	0.36	0.12	0.78	0.32	1.37
BZ6	0.06	0.40	0.11	0.70	0.17	1.05

总体上扁柱试件的滞回环形状不饱满,说明此类构件的耗能能力偏弱. BZ1—BZ3 的滞回曲线呈现明显的反 S 形,说明柱底裂缝贯通后试件沿破坏面发生一定的滑移; BZ4—BZ6 由于剪跨比稍大,滞回环的形状相对圆滑,曲线上虽没出现明显的拐点,但外凸程度依然较小. 这也在表 7 的数据中得到证实,试件的耗能指数较正常截面的柱构件普遍偏小.

3 破坏机理分析

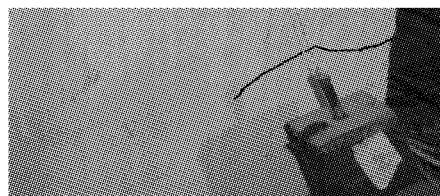
3.1 破坏过程描述

由上述试验现象及数据的分析可以推断出扁柱试件的破坏大致经历了以下过程.

在水平加载初期,离散于试件中的混凝土微裂缝在扁柱顶、底的受压侧闭合,而受拉侧裂缝根部出现应力集中. 随加载的进行,受压侧混凝土压应力逐渐加大,受拉侧裂缝逐渐开展,相邻裂面相互贯通,并形成第 1 道表观水平裂缝. 试验中观察到的试件首次开裂的荷载 BZ1—BZ3 约为 80~100 kN, BZ4—BZ6 约为 120~140 kN,以 BZ1 和 BZ6 为例,详见图 6. 一般肉眼看到第 1 条水平裂缝时的加载力会大于按混凝土极限拉应力计算得到的试件开裂加载力. 裂面处混凝土退出受力,并将原承担拉力转加给受拉侧钢筋,受拉钢筋拉应力陡增,产生拉应变变化. 受拉侧的受力机制也由混凝土和钢筋共同受力变为只有钢筋受力. 这些现象宏观上的反应就是骨架曲线刚度的第 1 次变化略偏于试件初始刚度. 加载的往复造成受拉、受压侧的交替变化,扁柱顶、底的混凝土均出现拉裂缝. 此时试件基本尚处于弹性区段,滞回曲线的面积较小,耗能并不明显.



a BZ1



b BZ6

图 6 首条裂缝示意

Fig. 6 The first crack

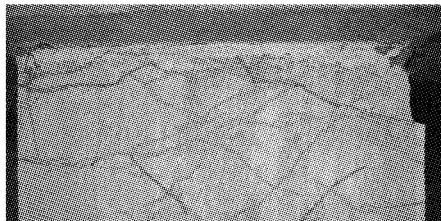
随加载级数增大,在第 1 条裂缝的上下出现若干条几乎平行的裂缝,并逐渐向扁柱内部开展,裂缝向内开展的方向与试件中主拉应力迹线方向相同. 在试件的构造条件下,扁柱的抗剪承载力均大于抗弯承载力,最终能继续开展的只有扁柱顶、底的水平裂缝,并继续发展为试件的强度控制截面. 随水平裂缝的开展,最外侧受拉钢筋屈服,受压侧混凝土边缘达到极限压应变而压碎,保护层沿纵筋剥落,受压侧纵筋尚能与混凝土共同受力. 混凝土强度较高的 BZ4—BZ6 其保护层沿竖向劈裂的高度和面积均大于 BZ1—BZ3,显示出明显的脆性. 受拉侧钢筋相继进入屈服,受压层混凝土在轴力和剪力的共同作用下处于剪压状态. 在大应力条件下受压侧混凝土中微裂缝的开展造成体积膨胀,此时受压侧箍筋开始工作,径向受拉的箍筋以及纵向受压钢筋对混凝土的膨胀起到约束作用,受压区的混凝土处于多向受力的状态,其受压承载力也相应提高. 这些现象宏观上的反应就是骨架曲线刚度逐渐衰减,上升趋势越来越弱. 扁柱上下 1/3 高度范围斜裂缝多、细且密,但只有柱顶、柱底的水平裂缝得以开展. 此时试件处于弹塑性区段,滞回耗能逐级加大. 以 BZ1 和 BZ6 为例,详见图 7.

往复加载使得受压区混凝土的损伤逐步累计,不断破碎,处于箍筋间隙的混凝土碎块逐渐从约束区剥离,受压纵筋因丧失与混凝土的粘结能力而被压屈. 柱底水平裂缝贯通,试件主要通过纵筋的销键作用、裂面处混凝土的摩擦力以及骨料的咬合力来抵抗水平剪力. 纵向受拉纵筋发生较大受拉变形,边缘纵筋径缩、断裂,试件逐步丧失承载力. 这些现象宏观上的反应就是骨架曲线进入下降区段,滞回环

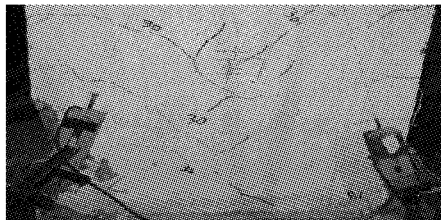
呈反 S 形,捏拢效应明显,耗能能力到达极限.以 BZ1 和 BZ6 为例,详见图 8.



a BZ1 柱底



b BZ1 柱顶



c BZ6 柱底



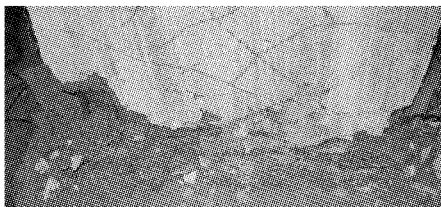
d BZ6 柱顶

图 7 裂缝开展示意

Fig.7 Crack development

3.2 试件承载力计算

由试验结果可以看到,试件均为压弯型的大偏



a BZ1 柱底



b BZ1 柱顶



c BZ6 柱底



d BZ6 柱顶

图 8 破坏状态示意

Fig.8 Failure status

心受压破坏,柱顶、底的贯通截面为控制截面.

承载力计算时假定破坏截面符合平截面假定,则根据截面平衡条件,详见图 9,图中 σ_{yi} , σ'_{yi} 为第 i 根受压、受拉钢筋应力; A_{si} , A'_{si} 为第 i 根受压、受拉钢筋截面面积; x_h , x_n 为中和轴到受压边缘、截面中心距离; x_i , x'_i 为第 i 根受压、受拉钢筋到中和轴距离; α_1 为等效矩形受压截面高度系数,取 0.8; f_{cu} 为混凝土材料强度试验值,见表 1、表 2; N 为截面轴力; M 为截面弯矩值; ϵ_u 为混凝土极限压应变. 试件的承载力应符合 $\sum F = 0$, $\sum M = 0$, 即

$$N + \sum_{i=1}^k \sigma'_{yi} A'_{si} - 0.8 x_h f_{cu} b - \sum_{i=k}^{8-k} \sigma_{yi} A_{si} = 0$$

$$N x_n + \sum_{i=1}^k \sigma'_{yi} A'_{si} x'_i + 0.8 x_h f_{cu} b (x_h - 0.4 x_h) + \sum_{i=k}^{8-k} \sigma_{yi} A_{si} x_i - M = 0$$

$$\sigma_{yi}, \sigma'_{yi} \leq f_{yk}$$

式中, f_{yk} 为钢筋材料强度试验值.

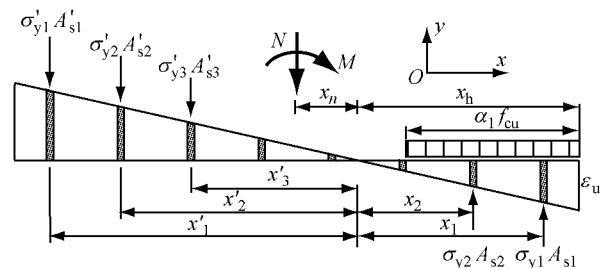


图 9 承载力计算截面示意

Fig.9 Section of capacity calculation

由此可以得到试件承载力计算结果如表 8. 由表 8 可见,按平截面假定计算的试件承载力与试验值对比性好,说明在试验试件的构造条件下高强混凝土

扁柱试件破坏形式及承载力计算符合现有大偏压柱的强度理论。

表8 计算结果对比

Tab.8 Comparison of capacity calculation

试件	X_h/mm	承载力/kN		偏差/%
		计算值	试验值	
BZ1	150	390	372	4.83
BZ2	150	390	373	4.56
BZ3	180	440	444	-0.90
BZ4	155	427	453	-5.74
BZ5	155	427	450	-5.11
BZ6	170	452	497	-9.05

4 结论

(1) 混凝土强度等级越高,沿纵向钢筋的劈裂现象就越明显,构件破坏时压碎区域的混凝土表现越脆。

(2) 较高的混凝土强度等级有利于扁柱构件获得更大的承载能力,在构件上部荷重相同的情况下可以通过提高混凝土强度来缩小构件截面。同时,此类构件的屈强比较高,构件一旦发生屈服随即破坏,安全储备小。

(3) 扁柱构件骨架曲线上凸明显,上升、下降段曲线较陡,曲线峰值段短,造成构件刚度变化明显,随加载进程构件刚度迅速下降。

(4) 高强混凝土扁柱构件延性较差,轴压比的增加虽会提高构件的承载能力,但同时也会降低其延性水平。剪跨比的提高会相应增加构件的延性;要获得一定的延性水平($u>3$),必须严格控制其轴压比和剪跨比。这里建议应控制扁柱的设计轴压比小于0.45,剪跨比不小于2。

(5) 构件耗能能力差,滞回曲线扁、呈反S形、捏拢明显,应严格控制此类构件的体积配箍率,保证对柱脚混凝土的有效约束。

(6) 在有效构造措施(箍筋全高加密、控制配箍率及限制轴压比和剪跨比)的前提下,高强混凝土扁柱的破坏为压弯型的大偏心受压破坏,破坏控制截面为弯矩最大处,可通过平截面假定计算构件的承载力。

参考文献:

- [1] 贾金青,赵国藩. 高强混凝土框架短柱力学性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(3):43.
JIA Jinqing, ZHAO Guofan. Experimental research on mechanical performance of high-strength concrete frame short columns[J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(3):43.
- [2] Razvi S, Saatcioglu M. Confinement model for highstrength concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 25(3): 281.
- [3] 肖岩,伍云天,尚守平. 高强混凝土柱抗震性能的足尺试验研究及理论分析[J]. 东南大学学报:自然科学版, 2002, 32(5): 746.
XIAO Yan, WU Yuntian, SHANG Shouping. Experimental and analytical studies on full-scale high-strength concrete columns [J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2002, 32(5):746.
- [4] 张国军,吕西林. 高强混凝土框架柱的地震损伤模型[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(2):100.
ZHANG Guojun, LÜ Xilin. Seismic damage model of high strength reinforced concrete frame columns [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(2):100.
- [5] Saatcioglu M, Razvi S R. Strength and ductility of confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118 (6):1590.
- [6] Scott B D, Park R, Priestley N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. 1982, 79(1):13.
- [7] Samra R M. Ductility analysis of confined columns[J]. Journal of Building Structures, 1990, 116(11):3148.
- [8] 张荣,苏小卒. 竖向加预应力钢筋混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2006, 34(12):1578.
ZHANG Rong, SU Xiaozu. Experimental study on aseismic behavior of R. C. columns with vertical prestressing [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2006, 34(12): 1578.
- [9] 李奎明,李杰. 钢筋混凝土双连梁短肢剪力墙结构试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2009, 37(5):587.
LI Kuiming, LI Jie. Experimental study on reinforced concrete short-leg shear walls with dual binding beams[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2009, 37(5):587.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50017—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.