

文章编号: 1000-4750(2010)05-0128-09

高强箍筋高强混凝土柱抗震性能研究

孙治国¹, 司炳君², *王东升¹, 郭 迅³, 于德海¹

(1. 大连海事大学道路与桥梁工程研究所, 辽宁, 大连 116026; 2. 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁, 大连 116024;

3. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江, 哈尔滨 150080)

摘 要: 为研究高强箍筋高强混凝土柱的抗震性能, 首先进行了 6 根配置高强箍筋的高强混凝土柱和 3 个普通强度混凝土柱(作为对比)抗震拟静力试验, 并对其破坏形态、滞回曲线、延性及耗能指标以及抗剪强度等进行了对比分析。结果表明: 高强混凝土试件与普通混凝土试件破坏过程相似, 均呈弯剪破坏形态, 采用高强混凝土可有效降低试件轴压比, 对其延性和耗能能力有利。将国内外进行的高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力试验结果与美国 ACI318 规范、我国混凝土结构设计规范(GB 50010-2002)的抗剪公式进行了对比, 认为 ACI 规范及我国规范在计算高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力时均有不安全因素, 宜在设计时注意。采用 Mander 建议的约束混凝土本构关系和纤维单元程序 USC_RC 仍可以对高强箍筋高强混凝土柱的受弯承载力进行较为准确的模拟分析。

关键词: 结构工程; 高强混凝土柱; 高强箍筋; 抗震性能; 延性; 抗剪承载力

中图分类号: TU375.3 文献标识码: A

RESEARCH ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE COLUMNS WITH HIGH-STRENGTH STIRRUPS

SUN Zhi-guo¹, SI Bing-jun², *WANG Dong-sheng¹, GUO Xun³, YU De-hai¹

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian, Liaoning 116026, China;

2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

3. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin, Heilongjiang 150080, China)

Abstract: Reversed cyclic loading tests for 6 high-strength concrete (HSC) columns and 3 normal strength concrete (NSC) columns (for comparison) are conducted to evaluate the seismic behavior of HSC columns with high-strength stirrups (HSS). The failure patterns, hysteretic curves, ductility and dissipated energy parameters and shear strength of the specimens are studied and compared with each other. It is found that the failure patterns of the HSC columns are similar with NSC columns and all of them suffered flexural-shear failure modes. HSC concrete will decrease the axial load ratio of the column, which will be beneficial for the ductility of the columns. The shear strength of HSC columns with HSS are compared with ACI 318 and GB 50010-2002 codes, it is founded that both the codes would overestimate the shear strength of the columns and one should pay more attention in the design. The fiber element software USC_RC based on Mander model for confined concrete could also be used to simulate the flexural strength of HSC columns with HSS.

Key words: structural engineering; high-strength concrete columns; high-strength stirrups; seismic behavior; ductility; shear strength

收稿日期: 2008-12-08; 修改日期: 2009-07-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878033, 50978042); 地震行业科技专项项目(200808021)

作者简介: 孙治国(1980), 男, 山东德州人, 博士生, 主要从事结构及桥梁工程抗震研究(E-mail: szg_1999_1999@163.com);

司炳君(1971), 男, 黑龙江宾县人, 副教授, 博士, 主要从事结构及桥梁工程抗震研究(E-mail: sibingjun@sina.com);

*王东升(1974), 男, 内蒙古哲里木盟人, 教授, 博士, 主要从事桥梁抗震研究(E-mail: dswang@newmail.dlmu.edu.cn);

郭 迅(1967), 男, 黑龙江大庆人, 研究员, 博士, 博导, 主要从事结构抗震和结构健康诊断研究(E-mail: guoxun@iem.net.cn);

于德海(1977), 男, 辽宁朝阳人, 讲师, 博士, 主要从事工程地质和岩土工程研究(E-mail: ydhdhy@163.com).

由于高强混凝土柱在增大结构强度和刚度、加快施工进度、增加下部净空,以及在耐久性方面的明显优势,受到了广大科研工作者和工程师们的重视^[1-2]。在**高强混凝土柱**中使用**高强箍筋**,可有效增加对核心混凝土的有效约束、防止纵筋屈曲、提高抗剪能力,对保证**高强混凝土柱**的延性抗震性能和抗剪承载力具有重要意义^[3]。对**高强箍筋高强混凝土柱**的延性抗震性能,国内外进行了一系列的研究工作,一个基本认识结论是通过合理配置**高强箍筋**,可有效保证**高强混凝土柱**的延性和耗能能力^[4]。对**高强箍筋高强混凝土短柱**的抗震性能,Xiao等^[5]、Budek等^[6]、贾金青和赵国藩^[7]、姜睿^[8]、王全凤等^[9]进行了一系列的试验研究,并对其抗剪承载力进行对比分析,取得了若干认识结论。

注意到专门针对剪切及弯剪破坏的**高强箍筋高强混凝土柱**抗震试验结果仍然偏少,且对其延性变形能力、抗剪承载力的研究结果认识差别较大,

本文对**高强箍筋高强混凝土柱**的抗震性能进行了进一步的研究,为促进此种结构的应用提供参考依据。本文中,如无特殊说明,**高强箍筋高强混凝土柱**一般指箍筋屈服强度 $f_{yt}>400\text{MPa}$,混凝土轴心抗压强度 $f_c>40\text{MPa}$ 的试件。

1 高强箍筋高强混凝土柱拟静力试验

1.1 试件设计

共设计了6个配置**高强箍筋**的**高强混凝土柱**试件,分别为G1试件 G6试件。作为对比,又设计了3个普通强度混凝土柱试件,分别为R3试件、R10试件和R18试件。**高强混凝土试件** 150mm×150mm×150mm混凝土试块抗压强度在54.2MPa 64.4MPa之间,剪跨比在1.5 2.5之间,普通混凝土试件 150mm×150mm×150mm混凝土试块抗压强度在42.4MPa 48.4MPa之间,试件设计详见图1及表1;钢筋的材料参数见表2。

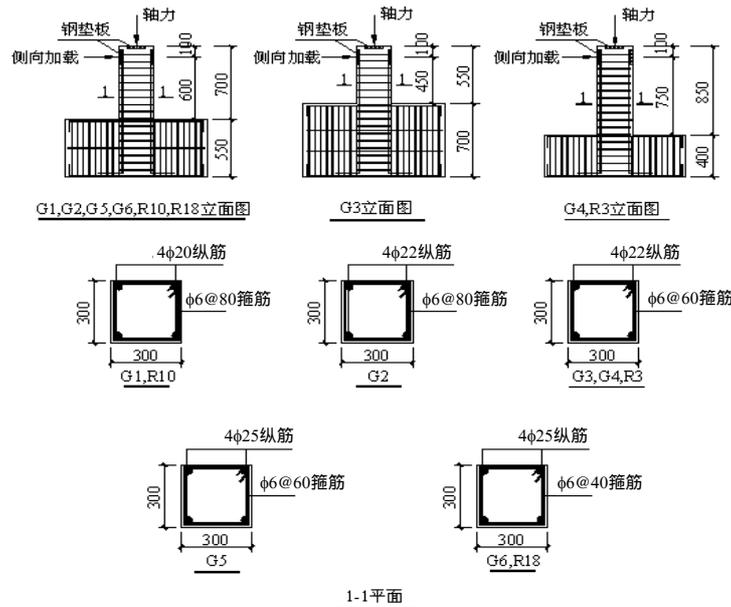


图1 试件设计详图

Fig.1 Design details of the specimens

表1 试件设计详表

Table 1 Design details of the specimens

试件编号	截面尺寸/mm	剪跨比	混凝土强度/MPa	纵向钢筋		箍筋		轴压比
				配筋	配筋率/(%)	配筋	体积配箍率/(%)	
G1	300×300	2.0	54.2	4φ20	1.4	φ6@80	0.51	0.05
G2	300×300	2.0	54.2	4φ22	1.7	φ6@80	0.51	0.15
G3	300×300	1.5	64.4	4φ22	1.7	φ6@60	0.69	0.15
G4	300×300	2.5	64.4	4φ22	1.7	φ6@60	0.69	0.15
G5	300×300	2.0	60.6	4φ25	2.2	φ6@60	0.69	0.05
G6	300×300	2.0	64.4	4φ25	2.2	φ6@40	1.03	0.15
R3	300×300	2.5	42.4	4φ22	1.7	φ6@60	0.69	0.09
R10	300×300	2.0	45.8	4φ20	1.4	φ6@80	0.51	0.05
R18	300×300	2.0	48.4	4φ25	2.2	φ6@40	1.03	0.23

表 2 钢筋的材料参数

Table 2 Properties for the reinforcing steel

钢筋	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率/(%)
Φ20	467	701	29
Φ22	444	641	30
Φ25	423	632	30.4
Φ6	511	559	16.3

1.2 加载方案

试验在大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室结构分室进行,试验加载装置如图 2 所示,试件通过高强螺杆固定于地面,试件顶部由竖向千斤顶施加轴力,试验过程中保持不变,竖向千斤顶通过滑动小车与反力架横梁相连,可保证轴力始终向下,两侧通过固定于反力架上的水平千斤顶施加侧向反复荷载。侧向加载按力-位移混合控制,每个幅值下循环 3 次,直到侧向承载力下降到极限荷载的 85% 以下,或试件发生严重破坏而无法承受轴力为止。

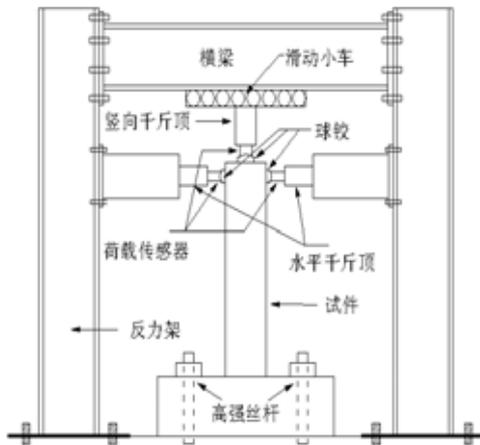


图 2 加载装置

Fig.2 Testing setup

2 拟静力试验结果

2.1 高强箍筋高强混凝土柱破坏形态

荷载控制阶段,在垂直于加载方向的截面上,高强混凝土柱根部及约 200mm 高度处各出现两条横缝,最宽约 0.4mm,横缝向两侧截面延伸,在柱侧面上形成斜裂缝,宽约 0.3mm。

位移控制阶段,高强混凝土柱破坏一般可分为三个破坏过程,首先是加载的初始阶段,即位移延性系数约在 1~2 时,为混凝土裂缝发展阶段,此时,柱塑性铰区保护层和核心混凝土均参加工作,在垂直于加载方向的截面上水平横缝和柱侧面的

斜裂缝逐步扩展,一般可形成 1 道~2 道主裂缝,宽度可达 1mm~2mm,由粘贴于塑性铰区钢筋上的应变片测得纵筋接近屈服,箍筋应力逐步增大。

随着侧向位移的增大,高强混凝土柱进入延性发展阶段,塑性铰区混凝土保护层压碎脱落,纵筋屈曲,箍筋应力急剧增大,箍筋弯钩逐渐拉直。柱侧面剪切主裂缝发展明显,宽度达 2mm~3mm,柱顺剪切裂缝发生滑移,产生剪切破坏面,试验结束时各柱剪切破坏面与柱纵轴的夹角见表 3,除 G3 试件因纵筋粘结破坏剪切破坏面不明显外,高强混凝土柱试件一般仅形成 1 个剪切破坏面,与试件纵轴夹角在 45°~49.6°之间,普通强度混凝土试件一般可形成 2 个剪切破坏面,与纵轴夹角在 38.3°~60.4°之间。

表 3 剪切破坏面与柱纵轴夹角

Table 3 Angles between major shear cracks and the column axis

试件	破坏面与纵轴夹角/(°)	
G1	49.6	
G2	45.0	
G4	45.0	
G5	48.1	
G6	45.0	
R3	56.3	38.3
R10	60.4	45.0
R18	45.0	

最终破坏阶段,箍筋弯钩拉直,纵筋严重屈曲,塑性铰区核心混凝土压碎脱落,柱顺剪切裂缝产生明显滑移,最终因塑性铰区抗剪承载力不足发生脆性剪切破坏,侧向承载力迅速下降,试验停止。其中 G5 试件在加载后期因无法继续承受轴向压力而停止试验。另外,由于纵筋较粗,混凝土保护层厚度较薄,试验过程中,柱角部混凝土沿纵筋均出现不同程度的劈拉裂缝,其中 G3 试件的滑移裂缝较为明显,呈剪切-粘结破坏形态,其余试件均为弯剪破坏形态。试件的典型破坏形态如图 3 所示。

试验过程中发现,所有柱塑性铰区箍筋弯钩均被拉直但未拉断,从箍筋应变片测得的应变分析,G1 试件箍筋最大应变约为 1600 微应变,未屈服,G2 试件、G3 试件、G4 试件、G6 试件箍筋最大应变约在 2500 微应变左右,G5 试件最大应变约为 3000 微应变,箍筋应力接近屈服或屈服。

与普通强度混凝土柱 R3 试件、R10 试件和 R18 试件的破坏形态相比,高强混凝土柱后期变形要集中于主剪裂缝且发展速度要快,即高强混凝土柱后



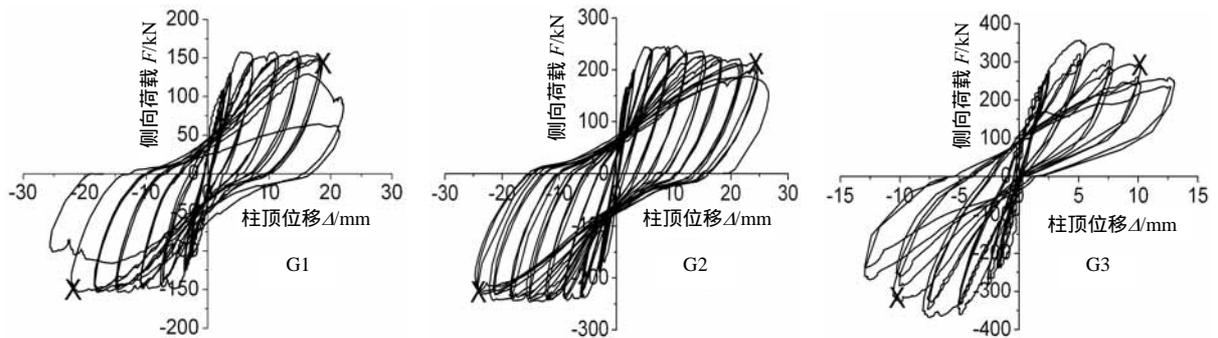
图 3 高强混凝土柱的破坏形态

Fig.3 The failure patterns of HSC columns

期脆性更为明显。另外，试验测得普通强度混凝土柱箍筋应变 R3 试件约为 2700 微应变，R10 试件约为 2500 微应变，R18 试件约为 4000 微应变，即普通强度混凝土柱箍筋应变略大于高强混凝土柱。排除轴压因素影响，作者认为可能与高强混凝土在轴压下的侧向变形能力小于普通混凝土，使得箍筋的约束效应减少有关。

2.2 高强混凝土柱滞回曲线

图 4 为进行的 6 个高强混凝土柱和 3 个普通强度混凝土柱的侧向荷载 F 和柱顶位移 Δ 滞回曲线，可以看出，除 G3 试件因发生粘结破坏导致滞回曲线“捏拢”效应明显外，其余试件的滞回曲线均呈反 S 形，为典型的弯剪破坏特征。图 4 中同时以“X”标出了试件发生剪切破坏时对应的抗剪强度。



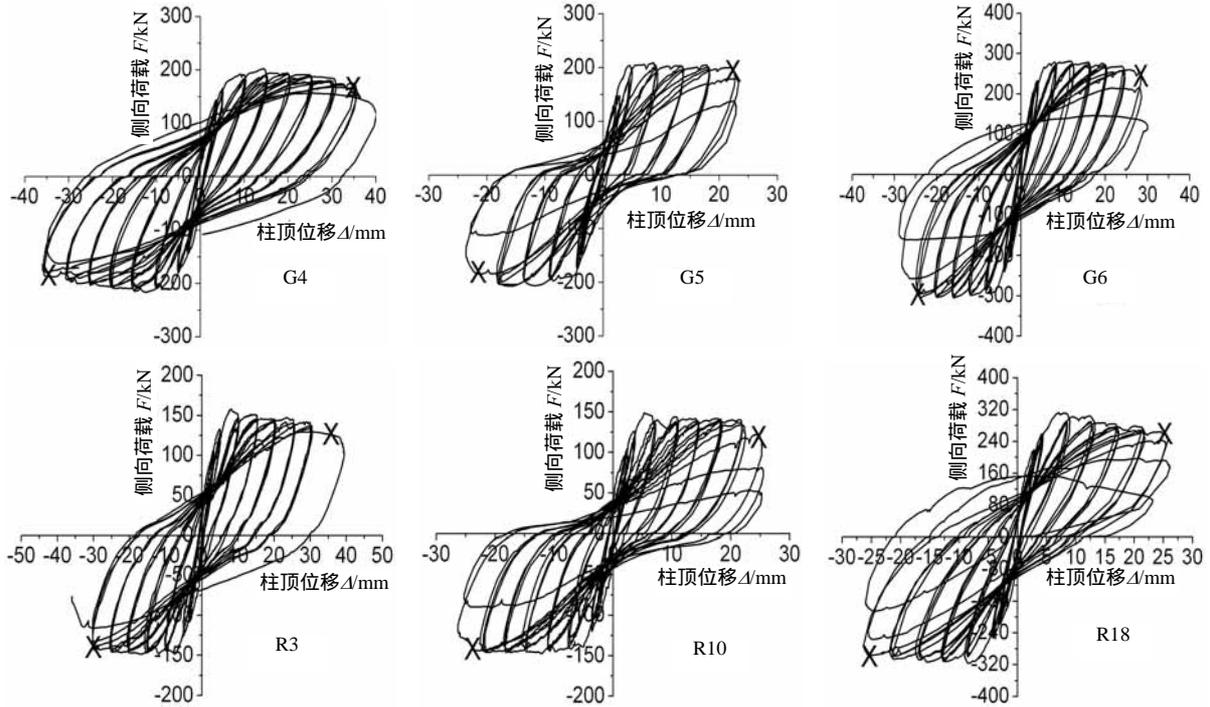


图4 试件的滞回曲线

Fig.4 Hysteretic curves of the specimens

2.3 延性及耗能指标分析

采用国外应用较为广泛的延性和耗能指标^[10]对高强混凝土柱延性抗震能力进行对比分析,各指标定义详见图5所示,计算得到的试件屈服位移 Δ_1 、

极限位移 Δ_u 、位移延性系数 μ_Δ 、累计位移延性系数 N_Δ 、极限位移角 R 、规格化累计滞回耗能 E_N 、工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W 分别列于表4中。位移延性系数 μ_Δ 、累计位移延性系数 N_Δ 和极限位

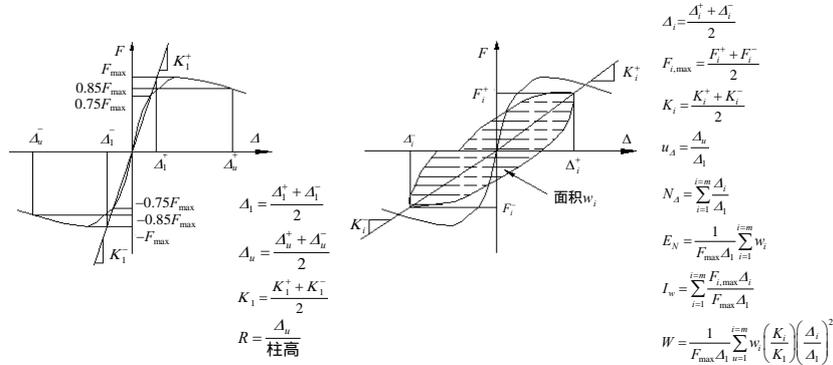


图5 柱延性及耗能指标的定义

Fig.5 Define of the ductility and dissipated energy parameters of the columns

表4 构件延性指标的对比

Table 4 Comparison of the member ductility parameters

试件编号	Δ_1/mm	Δ_u/mm	μ_Δ	N_Δ	$R/(%)$	E_N	I_W	W
G1	3.8	21.3	5.6	40.7	3.55	59.35	40.7	178.2
G2	3.4	24.5	7.2	94.0	4.08	101.46	86.3	566.2
G3	3.1	10.4	3.4	22.7	2.31	20.63	21.9	38.6
G4	5.3	35.2	6.6	78.2	4.69	102.31	69.3	505.0
G5	4.1	22.7	5.5	44.7	3.78	46.6	40.2	179.1
G6	4.3	27.6	6.4	56.4	4.60	83.48	55.8	308.7
R3	4.9	32.5	6.6	61.3	4.33	84.0	55.3	342.4
R10	3.7	24.8	6.7	60.0	4.13	79.4	57.5	306.4
R18	4.6	24.8	5.4	45.4	4.13	59.3	47.7	225.1

移角 R 反映的是试件的变形能力,规格化累计滞回耗能 E_N 反应的是试件的耗能能力,工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W 体现的是试件的韧性。

分析高强混凝土构件的延性及耗能能力, G3 试件由于发生粘结破坏,其延性及耗能能力最差,其位移延性系数 μ_{Δ} 、累计位移延性系数 N_{Δ} 及极限位移角 R 均远小于其它试件。其余试件的位移延性系数均在 5.4 以上,极限位移角均大于 3.55%,显示出高强箍筋高强混凝土柱在低轴压情况下(0.15)较好的延性变形能力。

将 G1 试件和 G2 试件对比分析, G2 试件纵筋配筋率高于 G1 试件(分别为 1.7% 和 1.4%)且承受更大的轴压(分别为 0.15 和 0.05),但 G2 试件延性指标却优于 G1 试件,这一方面说明在低轴压情况下轴压比的变化对高强混凝土柱延性抗震能力影响不明显,另外也说明,增大纵筋配筋率对柱延性变形能力是有利的,这一结论也曾被 Sakai 等^[11]、Galeota 等^[12]的试验结果所证实。

试件剪跨比对高强箍筋高强混凝土柱延性和耗能能力影响较大, G3 试件因剪跨比过小并发生纵筋粘结破坏,剪跨比最大的 G4 试件,其极限位移 Δ_m 、极限位移角 R 、规格化累计滞回耗能 E_N 都是最高的,虽然其位移延性系数 μ_{Δ} 、累计位移延性系数 N_{Δ} 、工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W 均略小于 G2 试件,但这主要是由于其屈服位移偏大造成的。

将普通强度混凝土试件与高强混凝土试件进行对比分析, G1 试件与 R10 试件除混凝土强度不同外,其余参数完全相同, R10 试件延性与耗能指标略优于 G1 试件,但 G1 试件承受了更多的轴力; G4 试件与 R3 试件对比发现, G4 试件混凝土强度与轴压比均大于 R3 试件, G4 试件轴力约为 R3 试件轴力的 2.3 倍,但 G4 试件延性及耗能指标却优于 R3 试件; G6 试件与 R18 试件进行对比, G6 试件混凝土强度高于 R18 试件而轴压比低于 R18 试件, R18 试件轴力略高于 G6 试件(约 1.2 倍),但 G6 试件延性及耗能指标明显优于 R18 试件。通过以上比较可认为采用高强混凝土代替普通混凝土柱,在同样轴压下可有效降低轴压比,对其延性及耗能能力有利。

3 高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力

3.1 抗剪强度的定义与识别

对高强箍筋高强混凝土柱的抗剪承载力,目前仍未有一致认识结论, Xiao 等^[5]通过 2 个发生弯剪

破坏的高强箍筋高强混凝土柱的试验结果证明, ACI318 规范^[13]过高的估计了高强混凝土柱的抗剪承载力,偏于不安全。贾金青和赵国藩^[7]的试验结果表明,按 GBJ10-89 规范^[14]计算的高强箍筋高强混凝土柱的抗剪承载力偏于不安全,而姜睿^[8]和王全凤等^[9]的试验结果均表明, GB 50010-2002 规范^[15]计算高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力却偏于保守,本文结合试验结果对高强箍筋高强混凝土柱的抗剪承载力作进一步讨论。

普瑞斯特雷等^[16]给出了钢筋混凝土墩柱不同破坏形态与抗剪强度、抗弯强度、位移延性系数的关系,如图 6 所示。可以看出,钢筋混凝土柱的地震抗剪强度包线将随着延性系数的增大而快速衰减。其地震破坏形态为: 1) 柱形成弯曲塑性铰对应的剪力 V_A 大于其抗剪强度 V , 直接发生脆性剪切破坏, 对应曲线 A , 此时抗剪强度称为塑性铰区外抗剪强度; 2) 柱形成弯曲塑性铰对应的剪力 V_B 小于其抗剪强度 V , 柱可以形成弯曲塑性铰, 但随位移延性系数增长, 抗剪强度将衰减至小于抗弯强度, 导致剪切破坏发生, 对应曲线 B , 此时抗剪强度称为塑性铰区内抗剪强度; 3) 柱形成弯曲塑性铰对应的剪力 V_C 小于其抗剪强度 V 且随延性系数增长一直位于抗剪强度包线的下方, 将发生完全的延性弯曲破坏, 对应曲线 C 。

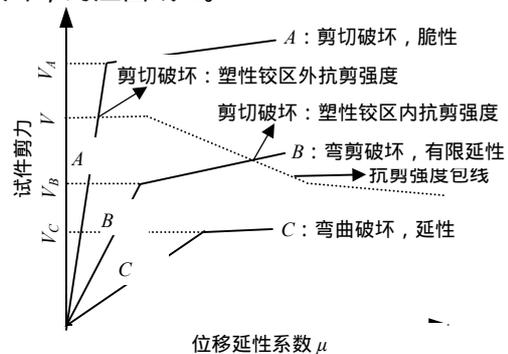


图 6 钢筋混凝土柱的地震破坏形态

Fig.6 Seismic damage mode of RC columns

基于以上分析,可定义如下抗剪强度识别方法:

1) 对弯剪破坏的试件,其抗剪强度可定义为: $V = F_{\Delta, \max}$, 其中, $F_{\Delta, \max}$ 为首次施加位移幅值 Δ 时对应的水平力,并且满足末次施加位移幅值 Δ 时对应水平力小于 $0.85F_{\Delta, \max}$, 当不满足上述条件时,可以将 $0.85F_{\max}$ 作为抗剪强度, F_{\max} 为整个试验过程中的最大荷载。

2) 对于剪切破坏的试件,可直接定义抗剪强度

$$V=F_{\max o}$$

3.2 高强箍筋高强混凝土柱抗剪强度分析

1) 美国 ACI318-05 规范^[13]规定的柱抗剪承载力计算公式为:

$$V = V_c + V_s \tag{1}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} b h_0 \tag{2}$$

$$V_s = \frac{A_{sv} f_{yt} h_0}{s} \tag{3}$$

式中: V_c 和 V_s 分别为混凝土和箍筋承担的抗剪能力; N 为轴力; A_g 为柱截面面积; f_c 为混凝土抗压强度; f_{yt} 为箍筋屈服强度; b 为截面宽度; h_0 表示混凝土受压边缘至纵筋中心的距离; A_{sv} 为截面上的抗剪箍筋总面积; s 为箍筋间距。

2) 我国混凝土结构设计规范(GB50010-2002)给出了考虑地震作用时框架柱抗剪强度计算公式^[15]:

$$V = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yt} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \tag{4}$$

式中: f_t 为混凝土抗拉强度; λ 为剪跨比,且 $1.0 \leq \lambda \leq 3.0$, $N \leq 0.3f_c A_g$ 。

将实测混凝土抗压、抗拉强度和箍筋屈服强度代入式(1) 式(4)进行计算,试件混凝土轴心抗压强度 f_c 和抗拉强度 f_t 与 $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ 立方体试块的抗压强度 f_{cu} 按下列关系换算^[17]:

$$f_c = 0.88\alpha_1\alpha_2 f_{cu} \tag{5}$$

$$f_t = 0.88 \times 0.395 f_{cu}^{0.55} \times \alpha_2 \tag{6}$$

式中: α_1 为棱柱体强度与立方体强度之比, C50 及以下混凝土取为 0.76, C80 混凝土取为 0.82; α_2 为高强混凝土的脆性折减系数, C40 混凝土为 1.0, C80 取为 0.87, 0.88 为考虑实际构件与试块混凝土

强度之间的差异而采用的折减系数。

将本文中发生弯剪破坏的 G2 试件、G4 试件 G6 试件(由于 G1 试件箍筋未屈服, G3 试件发生粘结破坏而影响了柱的抗剪能力,未予统计)、R3 试件、R10 试件和 R18 试件抗剪强度与 ACI318 规范及我国 GB50010-2002 规范进行对比,如表 5 所示,试验值取正负方向抗剪强度的平均值。可以看出,无论是高强混凝土还是普通强度混凝土试件,试验抗剪强度偏低,小于按 ACI318 规范和 GB50010-2002 规范计算的抗剪强度值。

表 5 试验抗剪强度与规范抗剪强度的比较

Table 5 Comparison of shear strength between test results and calculated value by current code

试件编号	$V_{\text{试验}}/\text{kN}$	V_{ACI}/kN	$V_{\text{GB50010}}/\text{kN}$	$V_{\text{试验}}/V_{\text{ACI}}$	$V_{\text{试验}}/V_{\text{GB50010}}$
G2	220	183	214	1.20	1.03
G4	178	223	245	0.80	0.73
G5	191	220	232	0.87	0.82
G6	273	290	324	0.94	0.84
R3	134	207	214	0.65	0.62
R10	132	176	188	0.75	0.70
R18	279	279	324	1.00	0.86

为进一步研究高强箍筋高强混凝土柱抗剪强度,共整理了 37 个配置高强箍筋的高强混凝土柱试验数据,其中包括本文 G2 试件、G4 试件 G6 试件,贾金青和赵国藩的 12 个试验数据^[7],姜睿的 14 个试验数据^[8],王全凤的 4 个试验数据^[9],Xiao 的 2 个试验数据^[5],以及在 PEER 数据库中的 1 个试验数据。其中,11 个试件发生弯剪破坏,26 个试件发生剪切破坏。试件剪跨比在 1.11~2.75 之间,混凝土强度为 C55~C120 之间,箍筋屈服强度为 375MPa~518MPa,试验轴压比为 0.05~0.53,按 ACI 规范及 GB50010-2002 计算结果的柱抗剪承载力与试验结果的对比如图 7 所示,并对发生弯剪及剪切破坏的试件进行了区分。

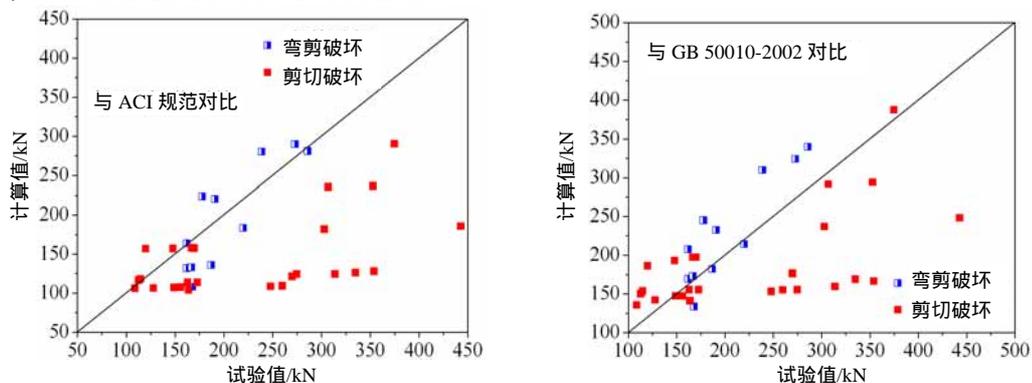


图 7 高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力的对比

Fig.7 Comparison of shear strength for HSC columns with HSS

总体来看,各规范计算值与试验结果差别较大,各规范计算得到的试件抗剪承载力均有相当部分大于试验结果,偏于不安全。进一步研究发现,对弯剪破坏试件,大部分试件的实际抗剪能力小于规范计算值,而对部分剪切破坏试件,按 ACI 及 GB50010-2002 计算得到的试件抗剪承载力过于保守,实际抗剪能力远大于计算值。强调一点,剪切破坏一般对应的是塑性铰外抗剪强度或不考虑地震作用时的抗剪承载力,一般大于塑性铰区地震抗剪承载力(或弯剪破坏抗剪承载力),本文中直接取剪切破坏试件与 GB50010-2002 规范中考虑地震作用的抗剪强度公式进行对比偏于不安全。

综上,考虑到现有试验数据较少,对采用高强箍筋的高强混凝土短柱进行抗剪承载力计算时,宜在 GB50010-2002 规范公式基础上进行适当折减,以充分保证其地震抗剪强度,防止短柱的脆性剪切

破坏。

4 高强箍筋高强混凝土柱抗弯承载力

采用美国南加州大学 USC_RC 纤维单元程序对本文的 G4、Xiao 等^[5]的 HC4-8L19-T10-0.2P、Paultre^[18]的 1006052 等 3 个方形截面柱,以及 Saatcioglu^[19]的 RC6、RC7 和 RC8 等 3 个圆形截面柱进行受全过程的模拟分析,除 G4 最终发生剪切破坏外,其余试件均为弯曲破坏。混凝土采用 Mander 等人^[20]建议的约束本构关系,计算得到的高强箍筋高强混凝土柱侧向荷载 F -柱顶位移 Δ 关系曲线与拟静力试验的骨架曲线进行对比,如图 8 所示,图中同时给出了试件的混凝土强度、箍筋强度以及轴压比,研究表明,尽管混凝土强度已达 100MPa,箍筋强度已达 1000MPa,但采用 Mander 模型仍可以较为准确的模拟出高强箍筋高强混凝土试件的抗弯承载力。

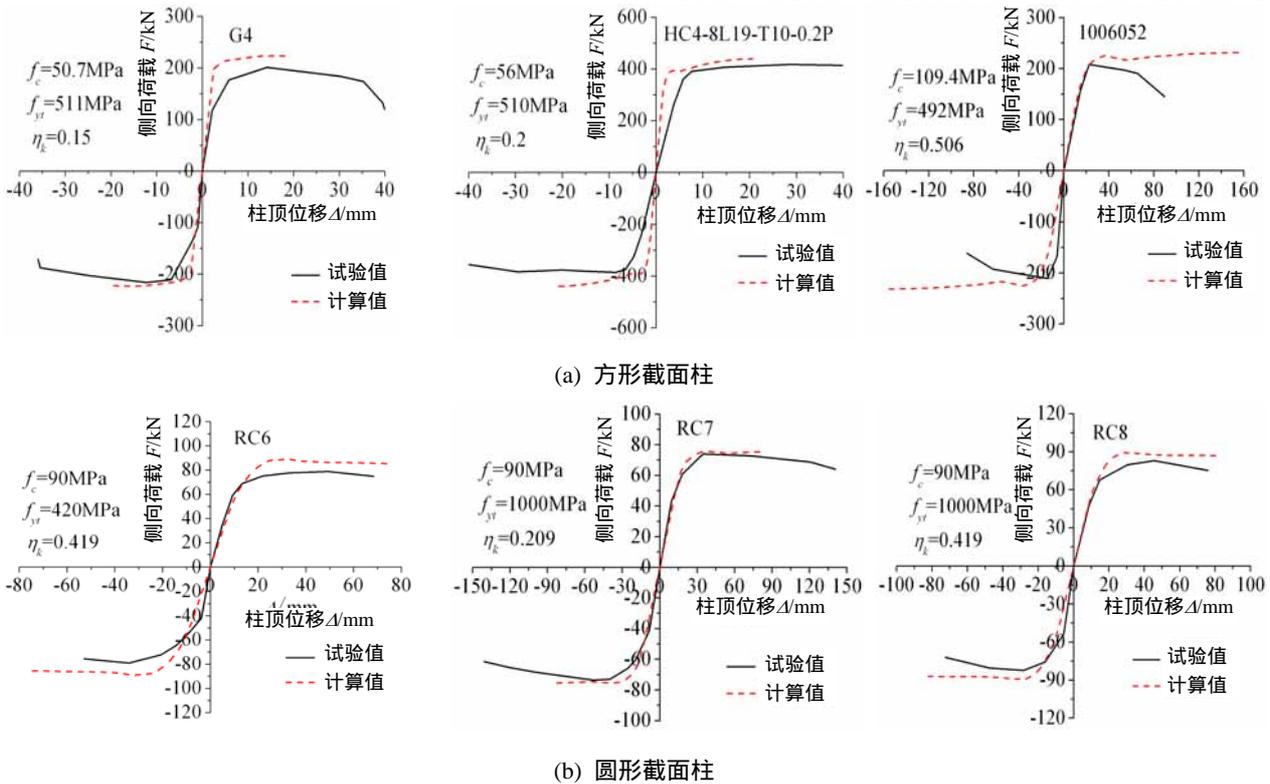


图 8 高强箍筋高强混凝土柱荷载-位移关系的模拟分析

Fig.8 Simulation of the load-displacement relationship for HSC columns with HSS

5 结论

进行了 6 个高强箍筋高强混凝土柱的抗震拟静力试验,同时与 3 个普通强度混凝土试件进行对比,对高强箍筋高强混凝土柱的破坏形态、滞回曲线、延性及耗能指标以及抗剪承载力等进行了对比分

析,同时对高强箍筋高强混凝土柱的抗弯承载力进行了模拟。总体看来,在框架柱中采用高强混凝土,可降低轴压比,对其延性抗震和耗能有利。对发生弯剪破坏的试件,按 ACI318-05 规范及我国混凝土结构设计规范 GB50010-2002 计算得到的高强箍筋高强混凝土柱抗剪承载力偏于不安全,而对部分剪

切破坏试件又过于保守，对此应进行进一步的研究。

参考文献：

- [1] 陈肇元. 高强与高性能混凝土的发展及应用[J]. 土木工程学报, 1997, 30(5): 3-11.
Chen Zhaoyuan. Development and utilization of high-strength and high-performance concrete [J]. China Civil Engineering Journal, 1997, 30(5): 3-11. (in Chinese)
- [2] ACI-ASCE Committee 441. High-strength concrete columns: State of the art [J]. ACI Structural Journal, 1997, 94(3): 323-335.
- [3] 徐有邻. 我国混凝土结构用钢筋的现状与发展[J]. 土木工程学报, 1999, 32(5): 3-9.
Xu Youlin. Present situation and development of reinforcing steel for concrete structure [J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(5): 3-9. (in Chinese)
- [4] 司炳君, 孙治国, 王东升. 高强箍筋约束高强混凝土柱抗震性能研究综述[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 1-9.
Si Bingjun, Sun Zhiguo, Wang Dongsheng. Review of studies on the seismic behavior of high strength concrete columns with high strength transverse reinforcement [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 1-9. (in Chinese)
- [5] Xiao Y, Martirosyan A. Seismic performance of high-strength concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(3): 241-251.
- [6] Budek A M, Priestley M J N, Lee C O. Seismic design of columns with high-strength wire and strand as spiral reinforcement [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(5): 660-670.
- [7] 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): 43-47.
Jia Jinqing, Zhao Guofan. Experimental research on mechanical performance of high-strength concrete frame short columns [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(3): 43-47. (in Chinese)
- [8] 姜睿. 超高强混凝土组合柱抗震性能的试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2007.
Jiang Rui. Experimental study on seismic performance of reinforced super-high-strength concrete composite columns [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2007. (in Chinese)
- [9] 王全凤, 沈章春, 杨勇新. HRB400级钢筋混凝土短柱抗震试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 114-117.
Wang Quanfeng, Shen Zhangchun, Yang Yongxin. Seismic behavior of HRB400 reinforcement concrete short columns [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(2): 114-117. (in Chinese)
- [10] Bayrak O, Sheikh S A. Confinement reinforcement design considerations for ductile HSC columns [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(9): 999-1010.
- [11] Sakai Y, Hibi J, Otani S. Experimental study on flexural behavior of reinforced concrete columns using high-strength concrete [J]. Transactions of the Japan Concrete Institute, 1990, 12: 323-330.
- [12] Galeota D, Giammatteo M M, Marino R. Seismic resistance of high strength concrete columns [C]. No.1390, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
- [13] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318M-05) [S]. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
- [14] GBJ10-89, 混凝土结构设计规范[S]. 1989.
GBJ10-89, Code for design of concrete structures [S]. 1989. (in Chinese)
- [15] GB50010-2002, 混凝土结构设计规范[S]. 2002.
GB50010-2002, Code for design of concrete structures [S]. 2002. (in Chinese)
- [16] 普瑞斯特雷 M J N. 桥梁抗震设计与加固[M]. 袁万城译. 北京: 人民交通出版社, 1997.
Priestley M J N. Seismic design and retrofit of bridges [M]. Translated by Yuan Wancheng. Beijing: People Communication Press, 1997. (in Chinese)
- [17] 王铁成, 康谷贻. 高强度混凝土构件斜截面受剪承载力设计[J]. 天津大学学报, 2001, 34(5): 659-663.
Wang Tiecheng, Kang Guyi. Shear design of high strength concrete member [J]. Journal of Tianjin University, 2001, 34(5): 659-663. (in Chinese)
- [18] Paultre P, Légeron F. Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4): 490-501.
- [19] Saatcioglu M, Baingo D. Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(3): 272-280.
- [20] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804-1826.