

文章编号:1006-7329(2002)05-0038-08

# 高强约束混凝土框架柱抗震性能的研究\*

李立仁, 支运芳, 陈永庆, 张学民

(重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

**摘要:**通过九根强度 68.3~76.5 MPa, 采用箍筋约束的高强约束混凝土框架柱在低周反复作用下的试验研究, 分析了影响高强混凝土框架柱延性的主要因素。着重提出了在满足构件有限延性基础上的, 可用于工程设计的轴压比限值和配箍水平限值。在试验结果与按照文献[6]建议方法的计算对比基础上, 提出了高强约束混凝土压弯构件正截面强度计算方法的建议。

**关键词:**高强约束混凝土; 延性; 轴压比; 正截面承载力

中图分类号: TU375.3

文献标识码: A

高强混凝土具有抗压强度高的特点, 用于高层及超高层建筑下部柱中, 可减少柱截面尺寸, 增加有效使用空间, 有较好的社会效益和经济效益。但是, 随混凝土强度提高, 混凝土呈现明显的脆性破坏特征, 其应力-应变曲线的下降段较陡, 延性较差。高强混凝土的这一受力特征与地震区框架柱要有足够的延性的要求是相矛盾的。因此, 了解高强混凝土柱在地震作用下的受力特点, 采取合理措施, 改善高强混凝土框架柱的延性, 是在高层及超高层建筑中推广应用高强混凝土的关键。

目前国内外已有的研究成果表明<sup>[1-5]</sup>, 合理限制轴压比, 采用箍筋约束的方式, 可以显著提高高强混凝土框架柱的延性, 获得足够的抗震能力。本文就通过试验和分析进行了这方面的研究。

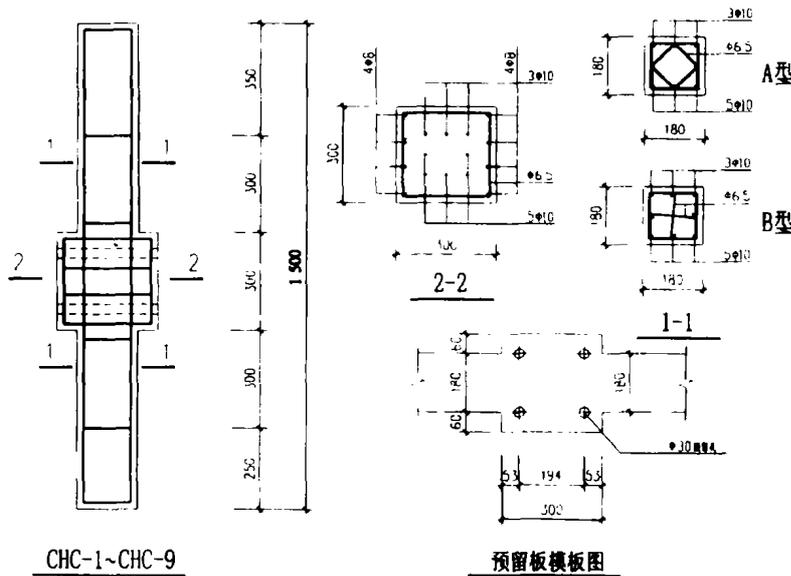


图1 试件尺寸及配筋

\* 收稿日期: 2002-06-28

基金项目: 国家自然科学基金和建设部联合项目资助(59338120)

作者简介: 李立仁(1952-), 男, 河北唐山人, 副教授, 主要从事高强、高性能混凝土结构性能研究。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

本次试验共设计试件九个,试件尺寸及配筋图见图 1。试件混凝土立方强度  $f_{cu} = 68.3 \sim 76.5$  MPa,试件纵筋为 II 级,箍筋为 I 级,箍筋采用焊接封闭箍。试件各参数见表 1。

表 1 试件参数表

| 试件编号  | 截面宽度 $b$ (mm) | 截面高度 $h$ (mm)  | 纵向配筋 $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | 箍筋形式 | 箍筋间距 $s$ (mm) | 体积配箍率 $\rho_v$ | 配箍特征值 $\lambda_v = \rho_v f_y / f_c$ | 砼抗压强度 $f_{cu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 纵筋屈服强度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 箍筋极限强度 $f_{yv}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 试验轴压比 $n_s$ |
|-------|---------------|--|-------------------------------|------|---------------|----------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| CHC-1 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 60            | 2.43%          | 0.244                                | 76.5                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.35        |
| CHC-2 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 60            | 2.43%          | 0.244                                | 76.5                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.40        |
| CHC-3 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 75            | 1.95%          | 0.219                                | 68.3                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.40        |
| CHC-4 | 180           | 180  | 628.3                         | B    | 60            | 2.15%          | 0.228                                | 72.3                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.40        |
| CHC-5 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 60            | 2.43%          | 0.253                                | 73.8                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.45        |
| CHC-6 | 180           | 180 </td <td>628.3</td> <td>A</td> <td>75</td> <td>1.95%</td> <td>0.219</td> <td>68.3</td> <td>497.1</td> <td>629.5</td> <td>0.45</td> | 628.3                         | A    | 75            | 1.95%          | 0.219                                | 68.3                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.45        |
| CHC-7 | 180           | 180  | 628.3                         | B    | 60            | 2.15%          | 0.228                                | 72.3                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.35        |
| CHC-8 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 60            | 2.43%          | 0.253                                | 73.8                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.45        |
| CHC-9 | 180           | 180  | 628.3                         | A    | 75            | 1.95%          | 0.218                                | 68.6                                | 497.1                             | 629.5                                | 0.35        |

## 2 试验方法

试验采用重庆大学 B 区大型结构实验室 MTS 电液伺服式加载系统。竖向荷载采用 1 000 kN 作动器施加,水平荷载采用 250 kN 作动器施加,加载装置见图 2。

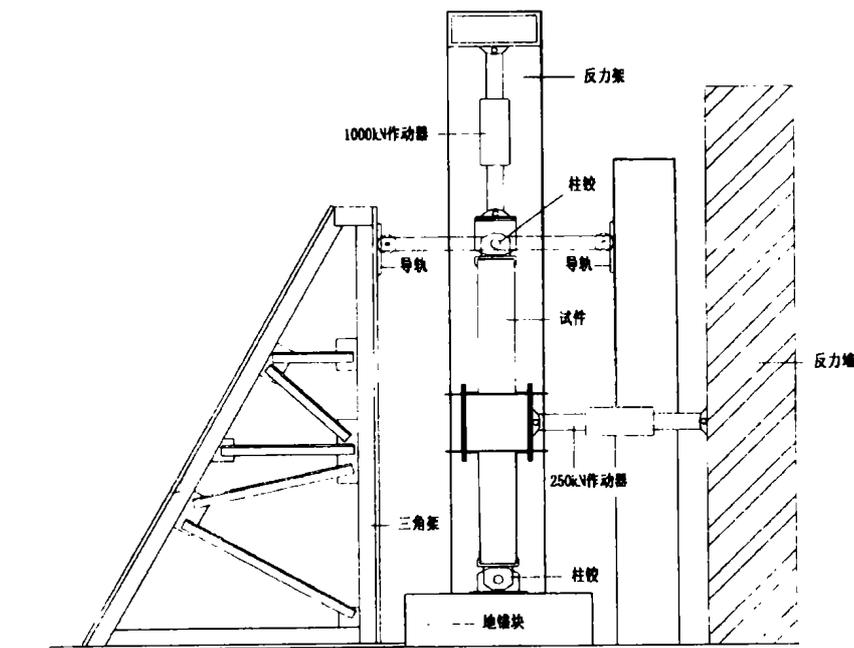


图 2 试验加载示意图

加载区分两种情况采用不同加载方式:

对预估的大偏心破坏试件,参照文献[7]确定制度。首先加足竖向荷载,再按荷载控制方式分级施加水平荷载,当达到屈服荷载后,转为按位移控制加载。按对应于纵筋屈服时的位移  $\Delta_y$  的一

半( $0.5\Delta_y$ )和倍数( $n\Delta_y$ )增加荷载,每级荷载反复作用三次。

对预估的小偏心破坏试件,以试件高度中点水平位移控制加载,加载控制量为半柱高的 $\frac{1}{300}$ 、 $\frac{1}{250}$ 、 $\frac{1}{100}$ 、 $\frac{1}{50}$ …。每级荷载反复作用三次。

试验中,在纵筋及箍筋上均粘贴了应变片,以测定试验过程中各控制截面钢筋的应变(应力)变化情况。沿试件高度设置了若干个位移计,测定试件的水平位移。

所有试验数据均由 HP3562A 动态信号分析系统和 7V13 数据采集系统转换和记录。试件高度中点水平位移值和荷载值还传递给 X-Y 函数记录仪,直接给出水平荷载-水平位移滞回曲线。

### 3 试验结果及分析

#### 3.1 破坏形态

本次试验九个试件均为高轴压比试件,除 CHC-6、CHC-8 有两向偏压破坏特征外,其余试件为大偏压破坏。破坏发生在柱试件中部扩大段上部预估的塑性铰区域。扩大段下部在加载过程中仅出现三至四条水平裂缝。无破坏现象。下面提及的水平裂缝均指扩大段上部裂缝。

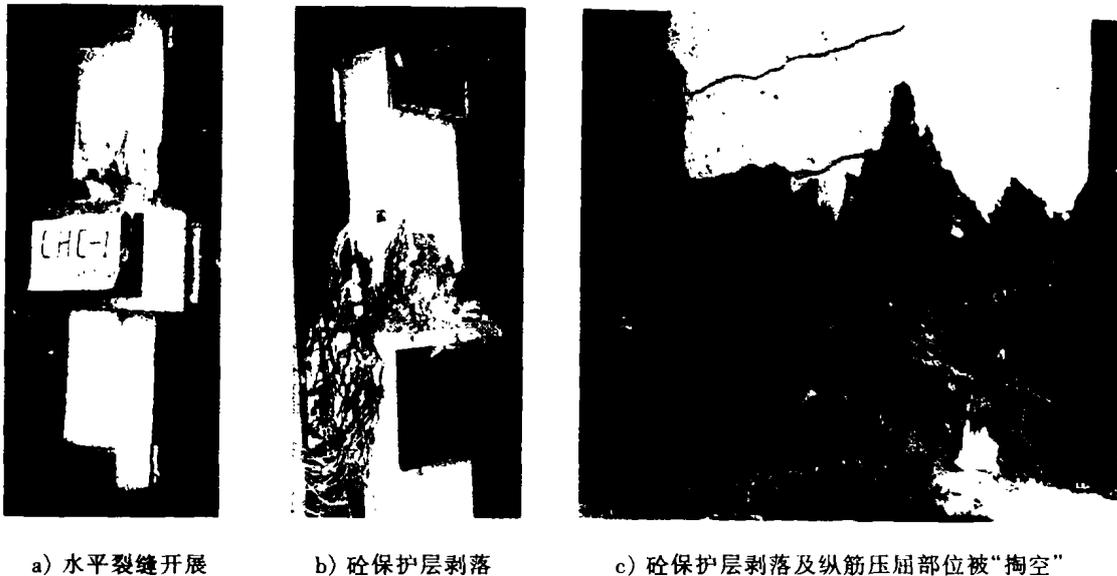


图3 CHC-1

试件破坏过程大致分四个阶段:

第一阶段:当荷载增到  $0.8H_y$  (水平屈服荷载),出现第一条水平裂缝,随循环次数增加,裂缝数量增多。裂缝数量随试验轴压比(以下简称轴压比)增大而减少。最大裂缝宽度约  $1.0 \sim 2.0$  mm。当反向加载时裂缝能完全闭合。由于裂缝数量不多,宽度不大,对试件强度及刚度影响较小。

第二阶段:轴压比为  $0.35 \sim 0.40$  的试件自  $1.5\Delta_y$  循环,轴压比为  $0.45$  的试件自  $1.0\Delta_y$  循环起,在破坏区段压区角部出现微小纵向裂缝,个别部位混凝土保护层起皱。随循环次数增加,纵向裂缝向上发展并加宽,保护层开始脱落,导致混凝土有效受压面积减小,试件强度及刚度出现退化现象。

第三阶段:压区混凝土保护层大面积脱落,个别试件(CHC-5)混凝土保护层全部脱落。试件由纵筋与箍筋形成的骨架约束核心混凝土共同受力,试件强度和刚度退化加剧。

第四阶段:随位移的进一步加大,压区承受很大的纵向压应力,上、下两根箍筋之间表面受约束较弱的部分混凝土有少量压碎剥落现象,个别纵筋开始压屈,试件强度和刚度急剧下降。为防止损坏设备,当水平荷载下降至峰值的 50% 时,中止试验。此时七根大偏压破坏试件纵筋明显压屈。

而 CHC-6、8 由于出现双向偏心受压,一角部纵筋很快压屈、失稳,导致压溃破坏。

从试验观察发现,高轴压比下高强混凝土压弯试件大偏心受压破坏有如下特点:

1) 水平裂缝位置、条数固定,并出现在箍筋处,加密区箍筋有几根,水平裂缝就有几条。

2) 水平裂缝没有斜向发展,表明试件抗剪能力较高,剪力的影响较小。

3) 从纵筋实测应变看,先是受压纵筋屈服,其压应变发展相当迅速,此时受压区混凝土及受压纵筋所提供的抗弯能力增长减慢,由水平荷载增大和轴力引起的  $P-\Delta$  产生的弯矩由受拉纵筋迅速屈服来抵抗。

4) 在保护层脱落后及部分纵筋开始压屈的情况下,仍能在增大一至二级位移幅值的情况下循环四至七次。这时试件完全依靠由纵筋和箍筋构成的钢筋骨架及其受约束的核心混凝土来抵抗轴力、水平荷载及轴力引起的附加弯矩。

### 3.2 纵筋和箍筋行为分析

通过实测纵筋和箍筋应变分析,可发现高轴压比下高强约束混凝土压弯试件破坏区段内纵筋和箍筋应变有如下规律:

1) 当轴力加至预定值后,纵筋有较大预压应变。随水平荷载增大,受拉纵筋预压应变减小,并逐渐转变为拉应变。受压纵筋压应变增加缓慢。在出现第一条水平裂缝后,受拉纵筋应变增长加快,但受压纵筋压应变增长仍缓慢。当水平荷载接近  $H_y$  时,受压纵筋应变迅速增大至屈服。

2) 破坏区段保护层剥落前,纵筋应变变化比较协调。但当保护层大面积剥落,两根箍筋间纵筋有压屈趋势后,纵筋应变发展主要集中于该压屈部位,其它部位纵筋应变增加不大。

3) 实测纵筋应变表明,试件破坏前,纵筋最大拉应变一般可以达  $5000 \mu\epsilon$  以上,最大压应变处可达  $8000 \mu\epsilon$  以上。表明在高强约束混凝土压弯构件中,可以采用强度更高的纵向钢筋。

4) 试验中除 CHC-8 由于双向偏压而忽然破坏导致内箍拉断外,没有发生箍筋拉断、拉结钢筋钩被拉直及箍筋焊接接头拉开的现象。实测箍筋应变表明,A、B型复合箍筋的应变均接近或达到箍筋的屈服应变值。箍筋应变是由于核心混凝土横向变形引起的,这证明箍筋对核心混凝土产生了很好的约束作用。

## 4 高轴压比下高强约束混凝土压弯构件的抗震性能

### 4.1 滞回曲线

图4为几个试件的水平荷载-水平位移滞回曲线及根据滞回曲线绘出的骨架曲线。从试验结果可看出,高强约束混凝土压弯构件滞回曲线饱满,无“捏缩”现象,其骨架曲线下降段较平缓。与无约束时高强混凝土压弯构件的滞回曲线相比,其滞回性能有明显的改善。

从滞回曲线还可看出,在  $1.0\Delta_y$  循环时,三次循环的滞回环几乎重合,基本上没有强度和刚度退化现象。随着循环位移幅值增大,每一循环较上一次循环强度与刚度产生退化,但强度退化是收敛的。在水平荷载过峰值点后,强度和刚度退化加剧,且有发展趋势,预示试件接近破坏。

### 4.2 试件延性

延性是评价压弯构件抗震性能的主要参数之一。试件延性可用位移延性系数和极限层间位移来表示。

1) 位移延性系数  $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ 。

2) 极限层间相对转角  $R_u = \Delta_u / a$ 。

$\Delta_y$ ——水平屈服位移,用骨架曲线能量等效面积法确定。

$\Delta_u$ ——水平最大荷载下降至 0.85 时对应的位移。

$a$ ——柱扩大段上边缘至上端铰心的距离。

各试件实测位移延性系数及极限层间相对转角见表2。

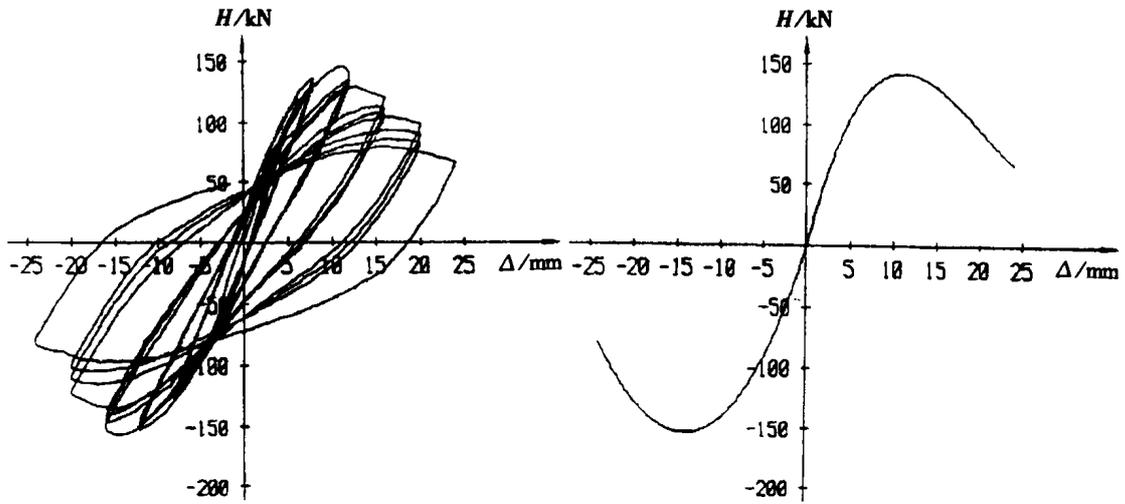


图4a 试件 CHC-1 实测  $H-\Delta$  滞回曲线及骨架曲线

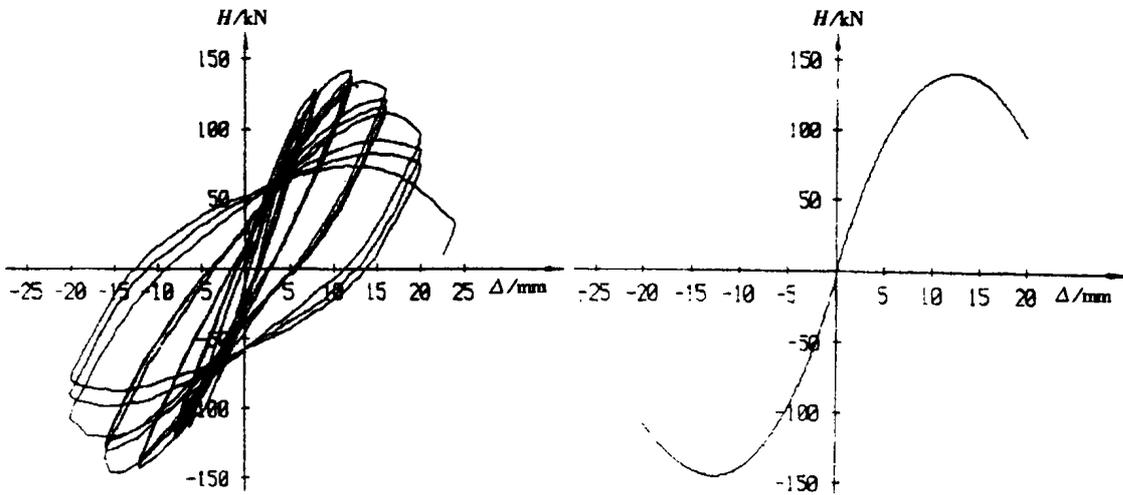


图4b 试件 CHC-3 实测  $H-\Delta$  滞回曲线及骨架曲线

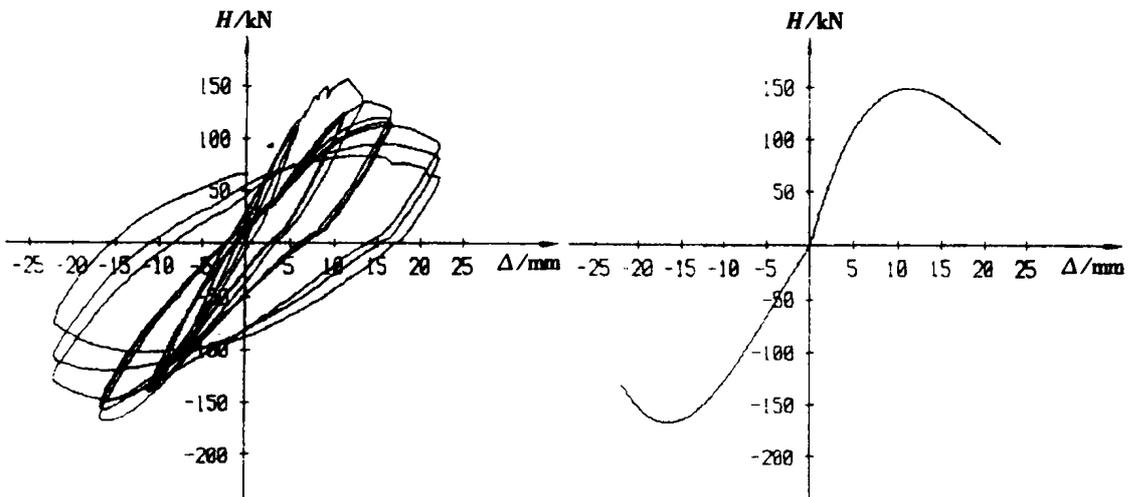


图4c 试件 CHC-5 实测  $H-\Delta$  滞回曲线及骨架曲线

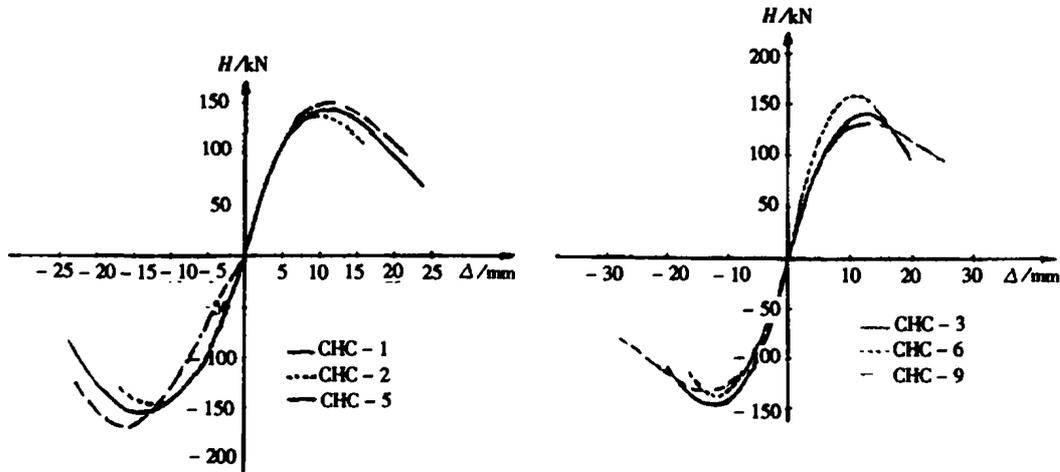


图 5 轴压比对试件延性的影响

表 2 实测试件位移延性系数和极限层间相对转角

| 试件编号  | 试验轴压比 $n_x$ | 加荷方向   | 水平屈服位移 $\Delta_y$ | 水平极限位移 $\Delta_u$ | 位移延性系数 $\mu_\Delta$ | 平均位移延性系数 | 极限层间相对转角 $R_u$   | 平均极限层间相对位移角 |
|-------|-------------|--------|-------------------|-------------------|---------------------|----------|------------------|-------------|
| CHC-1 | 0.35        | 正<br>反 | 6.84<br>-9.09     | 16.70<br>-19.65   | 2.44<br>2.16        | 2.30     | 1/51.5<br>1/43.8 | 1/47.3      |
| CHC-2 | 0.40        | 正<br>反 | 6.07<br>-7.95     | 15.12<br>-18.18   | 2.49<br>2.29        | 2.39     | 1/56.9<br>1/47.3 | 1/51.7      |
| CHC-3 | 0.40        | 正<br>反 | 8.05<br>-7.67     | 17.62<br>-18.30   | 2.19<br>2.39        | 2.29     | 1/48.8<br>1/47.0 | 1/47.9      |
| CHC-4 | 0.40        | 正<br>反 | 7.56<br>-8.13     | 16.90<br>-19.18   | 2.24<br>2.36        | 2.30     | 1/50.9<br>1/44.9 | 1/47.7      |
| CHC-5 | 0.45        | 正<br>反 | 6.92<br>-13.29    | 17.39<br>-21.07   | 2.51<br>1.59        | 2.05     | 1/49.5<br>1/40.8 | 1/44.7      |
| CHC-6 | 0.45        | 正<br>反 | 6.88<br>-8.48     | 15.67<br>-16.16   | 2.28<br>1.91        | 2.10     | 1/54.9<br>1/53.2 | 1/54.0      |
| CHC-7 | 0.35        | 正<br>反 | 7.39<br>-8.43     | 18.13<br>-19.73   | 2.45<br>2.34        | 2.40     | 1/47.4<br>1/43.6 | 1/45.4      |
| CHC-9 | 0.35        | 正<br>反 | 7.71<br>-8.15     | 20.81<br>-21.04   | 2.70<br>2.58        | 2.64     | 1/41.3<br>1/40.9 | 1/41.1      |

试验分析表明,影响高强约束混凝土压弯构件延性的主要因素有:轴压比、体积配箍率、箍筋间距、混凝土保护层厚度等。

1) 轴压比——轴压比是影响高强约束混凝土延性的最主要因素。在其它条件接近的情况下,随轴压比增大骨架曲线下降段变陡,延性下降(见图 5)。

2) 体积配箍率——本次试验采用了三档均较高的体积配箍率(以下简称配箍率)。试验中箍筋与纵筋构成的钢筋骨架发挥了良好的约束作用。但分析各档配箍率时的延性,发现配箍率对延性的影响并不显著,这与诸多文献的看法不一致。产生这种不一致的原因有:

(1) 在高轴压比下,构件能够达到的延性系数不大,箍筋未能发挥其最大约束作用。

(2) 本次试验试件最小体积配箍率已相当高,在此情况下,再增加箍筋效果就不明显了。

3) 箍筋间距——本次试验各试件中中止试验或突发性破坏均是由于纵筋明显压屈或失稳造成,这成为影响构件延性的重要原因。高强约束混凝土压弯构件在加载后期保护层剥落或退出工作是不可避免的,因此防止纵筋过早压屈是十分重要的。这批试件箍筋间距与纵筋直径之比  $S/d \approx 7$ ,明显偏大。若将  $S/d$  控制在  $\leq 4$ ,则对提高构件的变形能力是有利的。

4) 混凝土保护层厚度——由于试件尺寸和最小保护层厚度限制,核心混凝土面积仅占总截面面积的 60.5%。当保护层剥落或退出工作后,轴力完全由核心混凝土及纵筋承担。因此核心区混

混凝土的实际轴压比要高得多。这导致构件强度下降较快,骨架曲线下降段较陡,延性降低。在实际工程中,核心区占总面积的比例要高得多,这对构件强度和延性是有利的。

#### 4.3 试件耗能能力

具有良好抗震性能的构件,应在保持一定水平承载力和竖向承载力不失效的条件下通过发展塑性变形吸收和耗散大量能量来降低地震反应。构件的耗能能力一般用滞回阻尼来定义,或用等效粘滞阻尼,以及构件的总滞回阻尼和总等效粘滞阻尼。由计算结果分析表明:

1) 随轴压比增大,总耗能能力下降。

2) 当循环位移幅值较小时,试件滞回阻尼小,耗能能力差。随位移幅值增大,试件滞回阻尼和等效粘滞阻尼有较大增大。而且随每一位移幅值下循环次数增多,滞回阻尼和等效粘滞阻尼进一步增大,显示出良好的耗能能力。特别是在混凝土保护层剥落后,试件依靠产生较大塑性变形,耗散大量能量。表明箍筋和纵筋形成的骨架对约束核心混凝土从而提高结构构件的耗能能力是十分重要的。

### 5 正截面承载能力计算

本文采用了两种方法计算各试件的正截面受弯承载力。

第一种:利用高强约束混凝土应力-应变全曲线模型,采用非线性有限元方法计算试件的  $M-\varphi$  曲线,从而得到各试件的极限弯矩。

第二种:按照文献[6]建议的柱正截面受弯承载力计算方法,考虑约束混凝土在破坏时压区也有较大的变形,选用  $\epsilon_{cu} = 0.003$ ,  $\epsilon_{cu} = 0.004$ ,  $\epsilon_{cu} = 0.005$  三种情况对比计算,计算结果列于表3。

表3 正截面承载力理论计算值与实测值

| 试件<br>编号 | 非线性分析<br>( $\epsilon_{cu} = 0.004$ ) |          | 《指南建议方法》                |      |                         |      |                         |      | 实测结果            |          |
|----------|--------------------------------------|----------|-------------------------|------|-------------------------|------|-------------------------|------|-----------------|----------|
|          | $M_n$<br>(kN·m)                      | 破坏<br>形态 | $\epsilon_{cu} = 0.003$ |      | $\epsilon_{cu} = 0.004$ |      | $\epsilon_{cu} = 0.005$ |      | $M_n$<br>(kN·m) | 破坏<br>形态 |
|          |                                      |          | $M_n$ (kN·m)            | 破坏形态 | $M_n$ (kN·m)            | 破坏形态 | $M_n$ (kN·m)            | 破坏形态 |                 |          |
| CHC-1    | 62.02                                | 大偏心      | 56.52                   | 小偏心  | 57.92                   | 大偏心  | 57.90                   | 大偏心  | 58.62           | 大偏心      |
| CHC-2    | 64.59                                | 大偏心      | 56.88                   | 小偏心  | 58.99                   | 小偏心  | 59.97                   | 大偏心  | 56.71           | 大偏心      |
| CHC-3    | 58.80                                | 大偏心      | 52.86                   | 小偏心  | 55.16                   | 小偏心* | 55.33                   | 大偏心  | 59.05           | 大偏心      |
| CHC-4    | 61.66                                | 大偏心      | 54.71                   | 小偏心* | 56.90                   | 小偏心* | 57.57                   | 大偏心  | 59.27           | 大偏心      |
| CHC-5    | 64.59                                | 大偏心      | 55.63                   | 小偏心  | 57.20                   | 小偏心  | 58.54                   | 小偏心  | 63.06           | 大偏心      |
| CHC-6    | 60.44                                | 大偏心      | 52.80                   | 小偏心  | 54.50                   | 小偏心  | 55.90                   | 小偏心  | 58.73           | 双向偏压     |
| CHC-7    | 59.34                                | 大偏心      | 54.49                   | 小偏心  | 55.75                   | 大偏心  | 55.73                   | 大偏心  | 58.44           | 大偏心      |
| CHC-8    | 65.04                                | 大偏心      | 55.63                   | 小偏心  | 57.20                   | 小偏心  | 58.54                   | 小偏心  |                 | 双向偏压     |
| CHC-9    | 56.95                                | 大偏心      | 52.94                   | 小偏心* | 53.82                   | 大偏心  | 53.83                   | 大偏心  | 55.35           | 大偏心      |

从结果可以看出:

1) 非线性分析结果与试验结果吻合较好。

2) 除双向偏压破坏的 CHC-8 外,当取  $\epsilon_{cu} = 0.004$ ,  $\epsilon_{cu} = 0.005$  时,按文献[6]方法计算结果与实测结果吻合较好,而当  $\epsilon_{cu} = 0.003$  时,吻合较差一些。建议高强约束混凝土柱正截面承载力计算时取  $\epsilon_{cu} = 0.004$ ,其它假定均按文献[6]。

### 6 小结及设计建议

根据本次试验的分析研究,提出以下看法及设计建议。

1) 通过由较密箍筋和纵筋构成的骨架对核心混凝土的约束,可以显著改善高轴压比下高强混凝土压弯构件的延性和耗能能力,提高构件的抗震性能。

2) 影响高强约束混凝土压弯构件延性的主要因素有轴压比、体积配箍率、箍筋间距与纵筋直

径之比、核心区面积与截面面积之比。其中轴压比是最主要的因素。

3) 根据试验结果,在保证高强约束混凝土框架柱具有规定延性的前提下,为充分发挥高强混凝土的优势,建议将高强混凝土框架柱的轴压比维持在与普通强度混凝土相同的水平上。

4) 为保证对核心混凝土产生足够的约束作用,建议柱箍筋加密区最体积配箍率取为 2.0%。

5) 在高强约束混凝土柱中,可采用强度较高的纵筋。为保证混凝土保护层剥离后,纵筋不会过早压屈,箍筋间距应尽量小些,建议箍筋间距  $S \leq 100 \text{ mm}$ ,且  $S/d \leq 6$ 。

6) 可按文献[6]建议方法计算高强约束混凝土压弯构件。但考虑约束混凝土的实际情况,建议取  $\epsilon_{cu} = 0.004$ 。

## 参考文献:

- [1] 陈肇元,朱金铨,吴佩刚.高强混凝土及其应用[M].北京:清华大学出版社,1992.
- [2] Salim R. Razvi, Murat Sactcioglu. Strength and Deformability of confined High - Strength Concrete Columns[J]. ACI Structural, 1994, 91(6): 60 - 68.
- [3] Atorod Azizinamini, Sharon S. Baum Kuska, Paul Brungardt. Erleen Hatfield. Seismic Behavior of Square High - Strength Concrete Columns[J]. ACI Structural Journal, 1994, 91(3): 30 - 45.
- [4] 框架柱专题组.高强混凝土框架柱抗震性能的试验研究[A].混凝土结构研究报告选集(3)[C].北京:中国建筑工业出版社,1994.
- [5] 曲成平.高强混凝土框架柱的抗震性能试验研究[D].重庆:重庆建筑大学,1994.
- [6] 中国土木工程学会高强混凝土委员会.高强混凝土结构设计与施工指南[M].北京:中国建筑工业出版社,1994.
- [7] 沈在康.混凝土结构试验方法新标准应用讲评[M].北京:中国建筑工业出版社,1994.

## Research on Anti - seismic Ability of Hoop Reinforced High Strength Concrete Frame Column

LI Li - ren, ZHI Yun - fang, CHEN Yong - qing, ZHANG Xue - min

(Faculty of Civil Engineering, Chongqing University B, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** On the basis of experimental results on nine hoop reinforced high strength concrete frame columns with compressive strength of 68.3 - 76.5 MPa and vertically loaded by low period repeated load, the key factors mostly affecting the ductility of the column are analyzed in this paper. The authors give emphasis on presenting the limit of axial compression ratio and hoop reinforcement quantity. Based on comparison of the experimental results with the calculation ones by the method according to literature[6], some suggestions are given to calculate the strength of lateral section of restricted high strength concrete compressive - bending elements.

**Keywords:** hoop reinforced high strength concrete; ductility; axial compression ratio; bearing capacity of lateral section