

# 高延性混凝土加固框架柱抗震性能试验研究及其轴压比限值分析

邓明科 张阳玺 陈尚城

(西安建筑科技大学, 陕西西安 710055)

**摘要:** 混凝土框架柱的轴压比较高时, 在水平地震荷载作用下通常发生小偏心受压破坏。为改变高轴压比下混凝土柱的破坏形态并提高其抗震性能, 提出采用高延性混凝土(HDC)围套加固混凝土柱。设计 6 个 RC 柱, 其中 4 个采用 HDC 或钢筋网高性能复合砂浆加固。通过低周期反复荷载试验, 研究加固层形式和轴压比对试件破坏形态、滞回性能、承载力、变形能力、耗能能力和刚度退化的影响。试验结果表明: 采用 HDC 围套加固可使试件的破坏形态由小偏心受压破坏转变为大偏心受压破坏, 试件达到极限位移时仍维持稳定的竖向承载力; 通过 HDC 围套加固后, 试件的承载力, 延性和耗能能力均得到明显提高, 刚度退化速率减缓。采用 HDC 围套加固, 可增加柱截面受压区面积, 提高柱截面的相对受压区高度, 使加固柱的轴压比限值明显提高, 同时柱截面仍具有良好的变形能力。

**关键词:** 高延性混凝土; 混凝土柱; 抗震性能; 围套; 加固; 轴压比限值

中图分类号: TU375.3 TU317.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-131X(2019)02-0022-11

## Experimental research of the seismic performance of frame columns strengthened with high ductile concrete jacket and analysis of the limitation of axial load ratio

Deng Mingke Zhang Yangxi Chen Shangcheng

(Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

**Abstract:** The reinforced concrete (RC) columns are vulnerable to small eccentric compression failures in severe earthquake when the axial load ratio is at a high level. In order to change the failure modes and improve the seismic performance of the RC columns under high axial load ratio, the high ductile concrete (HDC) jacket was proposed to strengthen the RC columns. Six RC columns were designed and four of them were strengthened with HDC jacket or ferrocement jacket. The influence of strengthening schemes and axial load ratios on the failure modes, hysteresis performance, shear capacity, deformation capacity, energy dissipation capacity and stiffness degradation of the specimens were studied by the low cyclic loading test. The experimental results show that the failure mode of the RC columns was changed from small eccentric compression failure to large eccentric compression failure and the vertical load-carrying capacity were stably maintained when the ultimate displacements were reached. The bearing capacity, ductility and energy dissipation capacity of the RC columns were significantly improved and the stiffness degradation rate was slowed down after strengthening with HDC jackets. The area of the compression zone, the relative compression height and the limitation of the axial load ratio of the columns were obviously increased after strengthening. Besides, the column still exhibited good section deformation capacity.

**Keywords:** high ductile concrete; concrete column; jacket; strengthening; seismic performance; limitation of axial load ratio

**E-mail:** dengmingke@126.com

基金项目: 国家自然科学基金(51578445)

作者简介: 邓明科, 博士, 教授

收稿日期: 2017-11-29

## 引 言

混凝土框架结构中,由于设计或施工失误导致的混凝土强度等级偏低、结构加层后自重增加或结构使用功能改变等因素都有可能造成柱的轴压比增大甚至超过规范限值。水平地震荷载作用下,剪跨比较大的高轴压比框架柱易发生小偏心受压破坏,将造成柱塑性铰区的抗剪承载力及竖向承载力严重退化,甚至引起结构倒塌。因此,有必要研究高轴压比混凝土框架柱的抗震加固方法。

尚守平等<sup>[1]</sup>研究了钢丝网高性能复合砂浆加固钢筋混凝土方柱抗震性能,研究发现被加固柱延性和耗能能力均可得到提高。郭子雄等<sup>[2]</sup>进行了预应力钢板箍加固高轴压比框架柱的抗震性能试验,主要研究了轴压比、箍板特征值和预应力水平对加固柱抗震性能的影响,结果发现采用预应力钢板箍加固后,短柱破坏形态得到改善,抗震性能大幅提高。周长东等<sup>[3]</sup>研究了预应力碳纤维条带加固高轴压比混凝土圆柱的抗震性能,研究发现,加固后的试件破坏形态由脆性向延性转变,承载力和变形能力均有明显提高。顾冬生等<sup>[4]</sup>进行了碳纤维布(Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP)加固高轴压比钢筋混凝土短圆柱的低周反复荷载试验,探讨了 CFRP 加固用量对被加固试件抗震性能的影响,并给出了 CFRP 加固圆柱抗剪和抗弯承载力计算公式。王代玉等<sup>[5]</sup>采用 CFRP 对高轴压比下混凝土方柱的塑性铰区进行加固,并进行低周反复荷载试验,结果表明,轴压比较高的 CFRP 加固试件的延性和耗能能力明显好于低轴压比下的未加固试件。以上加固方法均可使高轴压比下混凝土柱的延性和耗能能力提高,但采用 CFRP 这类纤维增强材料加固方形截面试件或剪跨比较大的试件时,不能充分发挥材料的强度,且加固造价较高,耐久性较差。

高延性混凝土(High Ductile Concrete, HDC)是在 ECC<sup>[6-8]</sup>(Engineered Cementitious Composite)设计理论的指导下制备而成,具有高强度、高韧性的新型结构材料,受拉时具有应变硬化特性<sup>[9]</sup>,受压时表现出较高抗压韧性<sup>[10]</sup>。邓明科等<sup>[11-12]</sup>将其用于提高混凝土短柱和深梁的变形能力,均取得了良好的效果。本文在此基础上,提出采用 HDC 围套加固混凝土框架柱,以利用 HDC 较高的受压韧性,改善构件在高轴压比下的破坏形态并提高构件的延性和耗能能力。通过拟静力试验,研究 HDC 加固

层和轴压比对框架柱的破坏形态、滞回性能、变形能力及耗能能力的影响,分析 HDC 围套加固框架柱的轴压比限值及截面变形能力,为 HDC 运用于结构加固提供依据。

## 1 试验概况

### 1.1 试件制作及加固方法

试验中共制作 6 个相同的 RC 柱,编号分别为 Z-1~Z-6,试件加固前截面尺寸为 250mm×250mm,总高 1100mm,有效高度  $H=1000$ mm,混凝土设计强度为 C30,纵筋为 4 $\Phi$ 16,箍筋为  $\Phi$ 8@100。各试件加固前后的几何尺寸及配筋如图 1 所示。

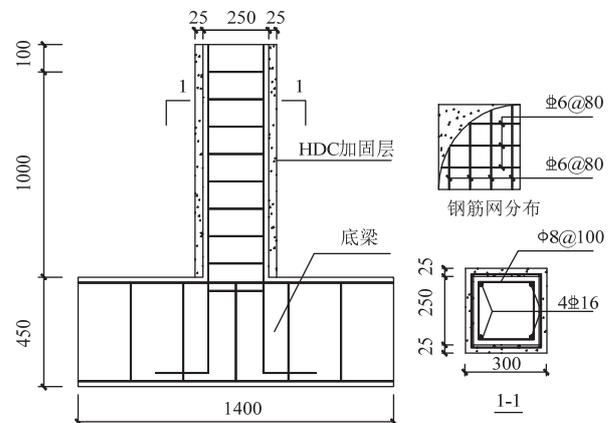


图 1 试件尺寸及配筋详图

Fig.1 Dimensions of specimens and reinforcement details

表 1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件 编号	围套 材料	网筋间距 (mm)	竖向荷载 (kN)	设计 轴压比	截面尺寸 (mm×mm)
Z-1	—	—	572	0.80	250×250
Z-2	砂浆	80×80	572	0.52	300×300
Z-3	HDC	—	572	0.52	300×300
Z-4	HDC	80×80	572	0.52	300×300
Z-5	—	—	715	1.00	250×250
Z-6	HDC	80×80	715	0.65	300×300

试件 Z-1、Z-5 为未加固试件,试件 Z-2 采用钢筋网高性能复合砂浆加固,作为对比试件,试件 Z-3 采用未配置钢筋网的 HDC 加固,试件 Z-4、Z-6 采用钢筋网 HDC 加固,加固层中配筋均采用直径为 6mm 的 HPB300 钢筋;试件 Z-2、Z-4 和 Z-6 加固层中钢筋网格横竖间距均为 80mm。加固前先对试件表面进行凿毛,露出约 50%粗骨料, HDC 加固层

均采用人工涂抹施工,分为两层涂抹,第一层 HDC 涂抹厚度约 15mm,待其初凝后涂抹第二层,并将 HDC 面层收光抹平,高性能复合砂浆采用模板浇筑,加固层厚度四面均为 25mm。各试件主要设计参数和加固方案见表 1。

HDC 峰值压应变接近 0.6%<sup>[10]</sup>,超过普通混凝土的两倍,加固柱同时承受轴力和水平力时,柱产生弯曲变形,外侧 HDC 应变大于内侧混凝土,可发挥 HDC 受压变形能力较大的特点,可保证内部混凝土强度得到充分发挥。《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)中,混凝土增大截面法加固对新增混凝土的材料强度利用系数取为  $\alpha_c=0.7$ ,基于此,HDC 加固柱的设计轴压比可按式(1)计算:

$$n = \frac{1.25N}{f_c A + 0.7 f_d A_f} \quad (1)$$

式中: $f_c$ 和 $f_d$ 分别为混凝土和 HDC 的轴心抗压强度设计值, $f_c$ 按 C30 考虑取为 14.3MPa, $f_d$ 按 C55 考虑取为 25.3MPa。

### 1.2 材料力学性能

试验中采用的 HDC 由普通硅酸盐水泥、粉煤灰、河砂、矿物掺合料、水和 PVA 纤维按一定比例制备而成<sup>[10]</sup>。PVA 纤维的体积掺量为 1.5%。纤维各项力学性能指标见表 2,钢筋力学性能指标见表 3,采用边长为 100mm 的立方体试块测得混凝土、HDC 和高性能复合砂浆的实测强度见表 4。

表 2 PVA 纤维性能指标

Table 2 Performance Indicators of PVA

纤维种类	长度 l(mm)	直径 d(μm)	抗拉强度 $f_t$ (MPa)	弹模 E(GPa)	伸长率 $\delta$ (%)	密度 $\rho$ (g·cm <sup>-3</sup> )
PVA	12	39	1200	32	8	1.3

表 3 钢筋力学性能

Table 3 Material properties of steel

钢筋种类	直径(mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸长率(%)
HPB300	6	341	530	20.50
HPB335	8	424	578	22.70
HRB400	16	410	570	26.50

表 4 材料力学性能

Table 4 Mechanical properties of materials

材料	混凝土	HDC	砂浆
$f_{cu}^{100}$ (MPa)	36.5	59	54.9
$f_{cm}$ (MPa)	26.4	51.9	—
$f_i$ (MPa)	—	4.32	—

### 1.3 试验加载与测点布置

试验采用低周反复水平加载,通过液压千斤顶对柱顶部施加竖向荷载并保持不变,采用 MTS100 作动器施加水平荷载。试件底梁通过四根地锚螺栓固定于地面,试验装置如图 2 所示。

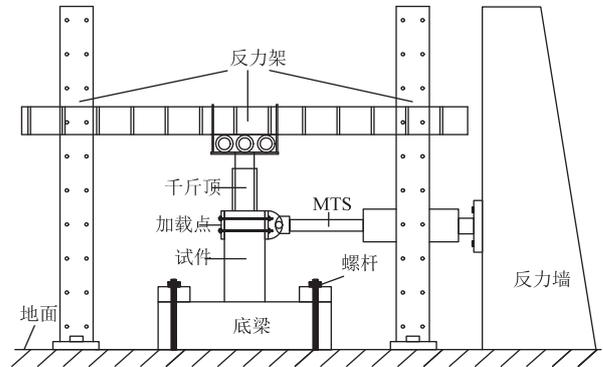


图 2 加载装置

Fig.2 Test set-up

试验采用荷载-位移混合控制方式加载,试件屈服前按荷载控制,每级荷载增量为 20kN;以荷载-位移曲线出现明显弯折确定试件的屈服,试件屈服以后采用位移控制加载,每级位移增量为 4mm,每级位移循环 3 次,直至试件破坏或荷载下降至最大荷载的 85%以下。

为避免底梁转动和滑移的影响,在底梁上固定一个钢支架,将 MTS 位移计安装在支架上,以测试柱顶水平荷载作用中心点的水平位移;在柱脚塑性铰区安装两个位移计测试试件塑性铰区的弯曲变形;在柱的纵筋和箍筋上粘贴电阻应变片,以测试钢筋的应变,试件测点布置见图 3。

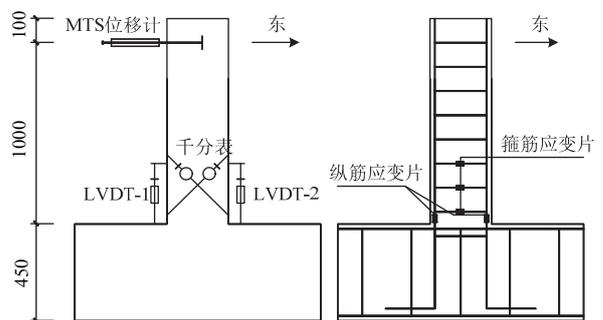


图 3 测点位置

Fig.3 Measurement position

## 2 试验现象及破坏形态

### 2.1 试验现象

为便于描述试验现象,规定加载中推向为正,

拉向为负,图 4 为各试件裂缝分布及破坏形态。

#### (1) 未加固试件 Z-1、Z-5

对于试件 Z-1,当加载至 60kN 时,柱脚部出现 1 条长约 3cm 的水平裂缝;加载至 -70kN 时,柱脚受压区出现数条细微竖向裂缝;加载至 90kN 时,柱塑性铰区出现数条水平裂缝,原有水平裂缝延伸变宽。此后,荷载按位移控制加载,加载至 5.3mm 时,试件中部水平裂缝斜向下延伸;随着加载位移增大,柱脚形成塑性铰,受压区混凝土达到极限压应变,保护层严重剥落,纵筋外露;由于试件轴压比较大,纵筋有压曲现象。

与试件 Z-1 相比,试件 Z-5 的轴压比较大,破坏过程与试件 Z-1 基本相似,其开裂荷载较大,裂缝数量较少,峰值点后荷载下降较快。试件 Z-5 破坏时,竖向承载力丧失,保护层剥落程度较试件 Z-1 更严重,柱脚纵筋有明显压曲现象。

#### (2) 对比试件 Z-2

试件 Z-2 采用钢筋网高性能复合砂浆加固,加载至 80kN 时,柱脚部出现 1 条长约 5cm 的细微水平裂缝;荷载达到 120kN 期间,塑性铰区相继出现了 6 条水平裂缝。此后,荷载按位移控制加载,加载至 9.4mm 时,部分水平裂缝斜向下延伸,加固层根部开裂;加载至 -12.8mm 时,受压区加固层出现了数条竖向受压细裂纹;加载至 17.4mm 时,柱脚加固层砂浆压碎剥落,伴随巨大响声;随着加载位移增大,加固层脚部砂浆不断剥落,钢筋网外露(图 4(c)),荷载下降较快。

#### (3) 试件 Z-3

试件 Z-3 采用未配置钢筋网的 HDC 加固。由于 HDC 具有良好的裂缝控制能力,加载至 -100kN 时,试件根部受拉(东)侧开裂,HDC 加固层表面未出现一条裂缝。此后,荷载按位移控制加载,加载至 8.7mm 时,柱脚部出现一条长约 8cm 的水平裂缝;加载至 16.7cm 的过程中,HDC 加固层表面相继出现了 8 条水平裂缝,其长度均未超过 10cm,且宽度较小于 1mm;随着加载位移继续增大,HDC 加固层表面未见新裂缝出现,加固层根部与底梁之间的裂缝不断分开、闭合,柱脚部后涂抹的 HDC 加固层出现了受压剥离(图 4(b));直至荷载下降至峰值荷载的 85%,停止加载。

#### (4) 试件 Z-4、Z-6

试件 Z-4、Z-6 加载过程中的现象与试件 Z-2 类似。试件 Z-4、Z-6 的水平裂缝均分布于柱下部 40cm 以内,裂缝间距为 4~7cm,裂缝长度为 3~14cm(图

4(d)、图 4(f));试件 Z-4、Z-6 破坏时 HDC 加固层表面裂缝宽度极小,试件具有良好整体性,水平荷载下降至 85%以后,试件仍保持竖向承载力。

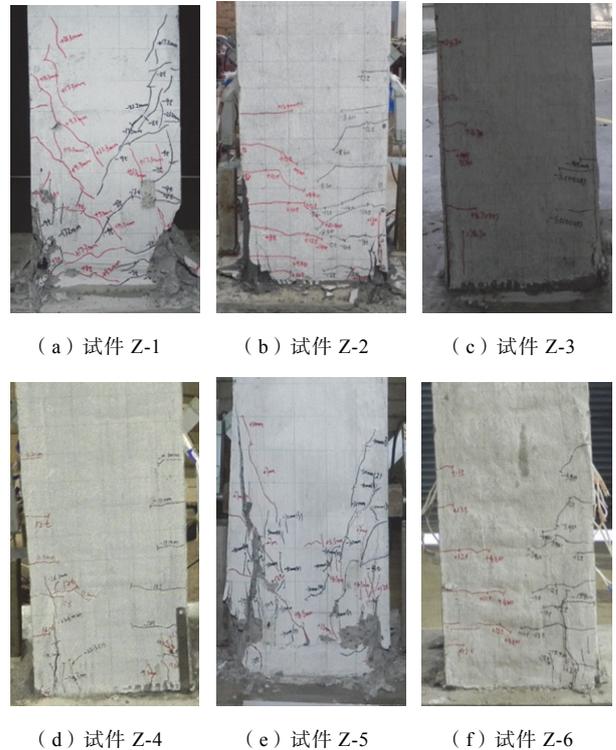


图 4 试件破坏形态

Fig.4 Failure patterns of specimens

## 2.2 破坏形态分析

根据试验现象及各试件的裂缝分布形态可得如下结论:

(1) 试件 Z-1 发生大偏心受压破坏,其受拉纵筋先达到屈服强度,随着受拉区混凝土裂缝不断变宽,受压区混凝土逐渐达到极限压应变,破坏时柱脚混凝土剥落较严重,纵筋外露;试件 Z-5 发生小偏心受压破坏,其受压纵筋先达到屈服强度,随后受压区混凝土很快达到极限压应变而受拉纵筋未达到屈服强度,破坏时纵筋明显压曲。

(2) 对比试件 Z-2 发生大偏心受压破坏,加固层材料为高性能复合砂浆,其强度较高,但具有明显脆性,受拉纵筋达到屈服强度后,受压区的复合砂浆很快达到其极限压应变,试件破坏时,加固层脚部出现了严重的压溃、剥落,加固层中纵向钢筋网轻微压曲。

(3) 试件 Z-3、Z-4 均发生大偏心受压破坏,其受拉纵筋先达到屈服强度,加载过程中,HDC 加固层表面出现的裂缝数量较试件 Z-1 明显减少,且裂缝宽度很小,HDC 加固层与原混凝土柱具有良好

的协同工作性能，两者界面未发生剥离破坏；由于 HDC 受压时韧性较高，对核心混凝土形成了有效的约束，试件 Z-3、Z-4 破坏时仍具有良好完整性。

(4) 轴压比增大，未加固试件 Z-5 发生小偏心受压破坏，而试件 Z-6 发生大偏心受压破坏。说明采用钢筋网 HDC 加固高轴压比框架柱，可改变其破坏形态。

### 3 试验结果及分析

#### 3.1 滞回曲线

图 5 为各试件的荷载-位移滞回曲线。对其进行比较分析主要有以下特点：

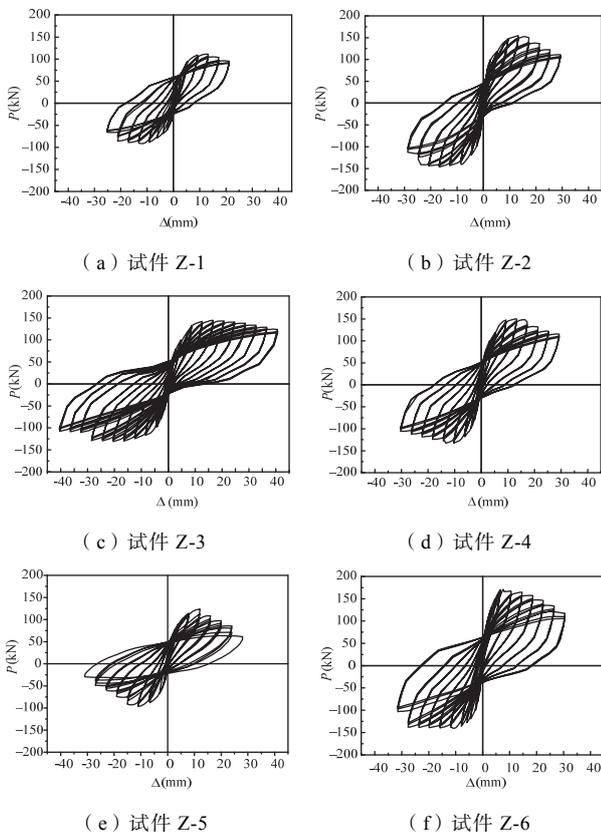


图 5 荷载-位移滞回曲线

Fig.5 Hysteretic curves of specimens

(1) 试件屈服前，荷载-位移滞回曲线基本为直线，加载卸载曲线基本重合，滞回环面积很小；试件屈服后，随着试件内部损伤累积，滞回环面积逐渐增大，耗能逐渐增加。

(2) 与未加固试件相比，加固后试件的滞回环数量更多，面积更大，形状更饱满；峰值后承载力下降更缓慢，耗能能力更好。实际工程中，加固层的应变滞后现象，使加固柱的承载力和变形的提

高幅度有所降低。

(3) 由于 HDC 峰值压应变（达 0.6%）明显高于高性能复合砂浆的极限压应变，可使加固柱截面承受更大弯曲变形，故试件 Z-4 的滞回性能好于试件 Z-2，其滞回环面积更大，峰值后荷载下降更缓慢，延性更好；试件 Z-3 的滞回环数量最多，其形状最饱满，承载力退化最慢，耗能最多，抗震性能最佳。

(4) 与试件 Z-1 相比，试件 Z-5 达到峰值荷载后承载力退化速率更快，滞回环面积较小；相反，试件 Z-6 的滞回环较试件 Z-4 更饱满，面积更大，且两者抗剪承载力退化速率接近，均表现出良好的抗震性能。说明，采用钢筋网 HDC 加固，可明显提高框架柱在高轴压比下的滞回性能。

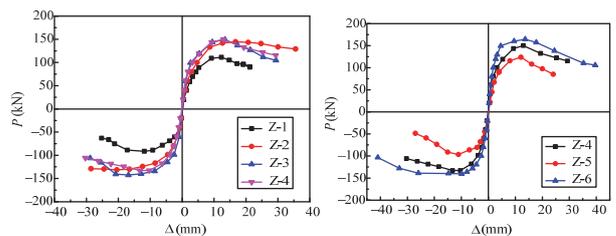
#### 3.2 骨架曲线

根据各试件的荷载-位移滞回曲线，可得其对应的骨架曲线，如图 6 所示。分析图 6 可得：

(1) 与未加固试件 Z-1、Z-5 相比，加固后的试件初始刚度均增大，峰值荷载得到不同程度的提高，峰值荷载后骨架曲线下降段更平缓。

(2) 由图 6 (a) 可见，各加固试件骨架曲线在弹性段基本重合；进入弹塑性段后，各加固层的裂缝开展程度不同，各试件累积损伤不同，使刚度退化程度不同，所以骨架曲线不再重合；峰值点后，骨架曲线进入软化段，随着高性能复合砂浆压碎、剥落，试件 Z-2 承载力下降相对较快，而试件 Z-3、Z-4 的加固层材料 HDC 具有较高抗压韧性，可使加固柱承受更大的弯曲变形，承载力下降速率减缓。

(3) 由图 6 (b) 可见，试件 Z-6 的峰值荷载明显高于试件 Z-5，且峰值荷载后，承载力退化速率明显减缓；试件 Z-6 的初始刚度和峰值荷载均高于试件 Z-4，而两者的骨架曲线软化段下降趋势基本相同，均表现出良好的延性。说明，在高轴压比下，采用钢筋网 HDC 对框架柱加固可明显提高试件的延性。



(a) 不同加固方式

(b) 不同轴压比

图 6 骨架曲线

Fig.6 Skeleton curves

### 3.3 承载力及变形能力

表 5 给出了各试件的屈服荷载、峰值荷载和极限荷载及各特征荷载对应的位移。其中, 屈服荷载  $P_y$  根据骨架曲线采用能量等值法确定; 峰值荷载  $P_m$  为试件承受的最大水平荷载(抗剪承载力); 极限荷载  $P_u$  取为水平荷载下降至峰值荷载的 85% 所对应的荷载,  $\Delta_y$ 、 $\Delta_m$ 、 $\Delta_u$  分别为屈服荷载、峰值荷载、极限荷载所对应的位移。采用位移延性系数  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$  和极限位移角  $\theta = \Delta_u / H$  来描述各试件的塑性变形能力, 试件有效高度  $H = 1000 \text{ mm}$ 。考虑试件加载过程中推、拉方向的不一致, 各荷载和对应的位移取两个方向的平均值。根据表 5 结果可得:

(1) 与未加固试件 Z-1、Z-5 相比, 加固后试件的屈服荷载、峰值荷载、位移延性系数和极限位移角均得到较大提高。

(2) 高性能复合砂浆抗压强度高于 HDC, 故试件 Z-2 的承载力略高于试件 Z-4; 高性能复合砂浆为脆性材料而 HDC 具有较高韧性, 因此 HDC 加固层受压时的变形能力较大, 故试件 Z-4 位移延性系数和极限位移角均大于试件 Z-2。

(3) 与试件 Z-1 相比, 试件 Z-3 和 Z-4 的承载

力分别提高了 35.9% 和 39.4%, 位移延性系数分别提高了 54.4% 和 15.9%, 极限位移角分别提高了 100% 和 21.9%。说明, HDC 加固层中配置钢筋网对试件的承载力提高贡献很小; 配置钢筋网使 HDC 加固层的连续性和密实度受到影响, 降低了加固层的耐损伤能力, 故试件 Z-4 的变形能力低于试件 Z-3。

(4) 比较试件 Z-2、Z-3 和 Z-4 的位移延性系数和极限位移角可知, 试件 Z-3 的变形能力最好。因为试件 Z-3 加固层中未配置钢筋网, HDC 加固层密实度良好, 同时不会受到竖向钢筋网压曲对 HDC 加固层整体性的影响, HDC 材料受压变形能力得以充分发挥, 可明显提高柱截面的弯曲变形能力, 并减缓承载力的退化速率。

(5) 与试件 Z-5 相比, 试件 Z-6 的承载力、位移延性系数和极限位移角分别提高了 39.8%、113.5% 和 57.9%; 且试件 Z-6 的位移延性系数和极限位移角均大于试件 Z-4。可见, 较高轴压比下, 更有利于体现 HDC 变形能力的优势, 不仅能明显提高其承载力, 还能大幅提高其变形能力, 可将其用于加固工程中轴压比超限的框架柱。

表 5 试件特征荷载及位移比较

Table 5 Comparisons of characteristic load and displacement

试件编号	屈服点		峰值点		极限点		变形	
	$P_y$	$\Delta_y$	$P_m$	$\Delta_m$	$P_u$	$\Delta_u$	$\mu = \Delta_u / \Delta_y$	$\theta = \Delta_u / H$
Z-1	83.1	5.52	101.4	12.08	86.2	20.11	3.64	1/50
Z-2	118.5	5.54	145.9	15.13	124.0	22.93	4.14	1/44
Z-3	114.3	7.03	137.9	18.61	117.2	39.51	5.62	1/25
Z-4	116.0	5.69	141.4	13.13	120.2	24.01	4.22	1/41
Z-5	92.6	5.52	110.1	11.57	93.6	16.33	2.96	1/60
Z-6	130.1	4.19	153.9	13.22	130.8	26.48	6.32	1/38

### 3.4 耗能能力

框架柱的耗能可由各试件达到屈服荷载、峰值荷载和极限位移时对应的累积耗能来表示, 见表 6。为便于比较试件的耗能能力, 将表 6 中对比试件在屈服荷载、峰值荷载和极限位移处的累积耗能设为 1, 对比分析可得:

(1) 与未加固试件相比, 加固后的试件在屈服荷载、峰值荷载和极限位移处的累积耗均能得到大幅提高。

(2) 试件 Z-3 在峰值荷载和极限位移处的累积耗能分别较试件 Z-4 高 53.7% 和 122.7%, 说明在 HDC 加固层中配置钢筋网后, HDC 加固层的连续

表 6 试件累积耗能

Table 6 Energy dissipations of specimens

试件编号	累积耗能 $E(\text{kN}\cdot\text{mm})$		
	屈服荷载	峰值荷载	极限位移
Z-1	1501/1	7077/1	27192/1
Z-2	5333/3.55	27075/3.82	60766/2.23
Z-3	3989/2.65	34709/4.90	139681/5.13
Z-4	3772/2.51	22579/3.19	62700/2.30
Z-5	1274/1	6618/1	20698/1
Z-6	2530/1.98	23298/3.52	74375/3.59

性和密实度受到较大影响, 削弱了加固层的耐损伤



根据式 (6) 和式 (7) 可得设计轴压比和标准轴压比的关系为:

$$n = 1.75n_k \quad (9)$$

通过式 (8) 和式 (9) 计算出框架柱设计轴压比的限值  $n=0.9$ , 与规范《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 中框架结构柱的轴压比限值相符。

#### 4.2 加固后框架柱轴压比限值

研究<sup>[10]</sup>表明, HDC 具有较高的受压变形能力和抗压韧性, PVA 纤维体积掺量为 1.5% 的 HDC 峰值压应变接近 0.6%, 达到极限压应变时仍具有较好整体性, 而混凝土超过其极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  时, 混凝土已经严重压碎。

假定采用 HDC 加固后, 加固柱正截面受力仍满足平截面假定。为简化分析, 不考虑 HDC 加固层与混凝土界面的滑移, 忽略加固层对核心混凝土的约束作用及加固层的受拉作用; 以原纵向受拉钢筋屈服, HDC 加固层内侧受压区混凝土达到极限压应变为界限破坏状态。

##### 4.2.1 不考虑加固层应变滞后

试验中, 加固层和混凝土柱同时受力, 不考虑加固层的应变滞后, 由图 8 中加固后的截面应变几何关系得到下式:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{dc}} = \frac{x_{cb}}{c + x_{cb}} \quad (10)$$

根据等效矩形应力图 (图 8) 算得加固前柱截面的界限受压区高度  $x_b = \beta_1 x_{cb}$ , 加固后界限受压区高度  $x_{bj} = x_b + c$ , 对应的相对界限受压区高度为:

$$\xi_{bj} = \frac{x_b + c}{h_0 + c} \geq \frac{x_b}{h_0} = \xi_b \quad (c \geq 0) \quad (11)$$

可见, 采用 HDC 加固后, 柱截面相对受压区高度较加固前增大, 本试验 HDC 厚  $c=25\text{mm}$ , 由式 (10) 可得受压区边缘 HDC 的压应变  $\varepsilon_{dc}=0.0041 < 0.006$ , 由式 (11) 算得加固后柱的相对界限受压区高度  $\xi_{bj}=0.566$ , 较加固前增加 9.3%。根据文献[14]中的 HDC 单轴受压本构方程, 得加固层 HDC 的平均压应力  $f_d=34.4\text{MPa} > f_{ck}=20.3\text{MPa}$ , 叠加 HDC 加固层和混凝土的竖向压力, 得 HDC 加固柱界限受压破坏时的竖向荷载  $N_{bj}=1048.5\text{kN}$ , 将该竖向荷载作用于加固前的混凝土柱, 由式 (7) 算得其设计轴压比  $n=1.45$ 。说明, 采用 HDC 加固后, 框架柱的轴压比限值可明显提高。

##### 4.2.2 考虑加固层应变滞后

结构加固工程中, 很难实现对原有结构完全卸

载。因此, 加固层材料的应变滞后于原结构, 存在二次受力问题。在竖向荷载作用下, 柱截面初始压应变为  $\varepsilon_0$ , 受到水平地震荷载作用后, 截面将产生弯曲应变, 将弯曲应变和初始压应变叠加可得截面应变分布, 见图 9。

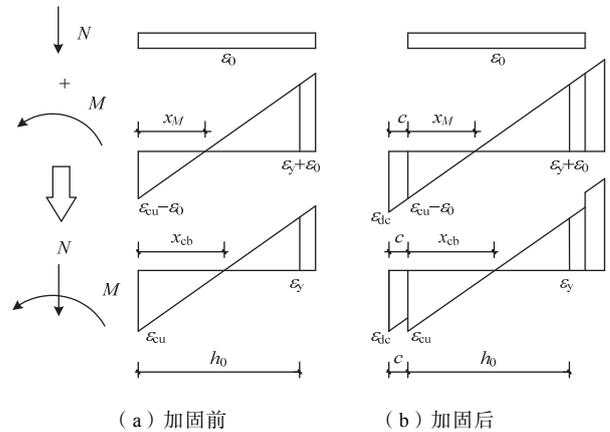


图 9 截面应变分布

Fig.9 Strain distribution of the cross section

由图 9 中的应变分布可见, 考虑加固层应变滞后时, 受压区加固层压应变滞后于原结构  $\varepsilon_0$ 。即加固层应变滞后程度取决于混凝土柱的轴压比。

由式 (8) 可知, 框架柱界限破坏时, 对应的竖向荷载  $N_b$  使混凝土产生的平均压应力为:

$$\sigma_{ck} = n_k f_{ck} \approx \xi_b f_{ck} \quad (12)$$

根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 得正截面分析采用的混凝土受压应力-应变关系:

$$\sigma_{ck} = f_{ck} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{00}} \right)^n \right] \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_{00}) \quad (13)$$

式中:  $\varepsilon_{00}$  为混凝土压应力达到  $f_{ck}$  时的混凝土应变值, 取值为 0.002; 系数  $n$  由混凝土强度等决定。

由式 (12) 和式 (13) 算得混凝土的初始压应变  $\varepsilon_0=0.06\%$ 。因此,  $\varepsilon_{dc}=0.0041-0.0006=0.0035$ , 由式 (14) 算出受压侧加固层平均压应变  $\varepsilon_d=0.0032$ 。

$$\varepsilon_d = \frac{\varepsilon_{dc} + \varepsilon_{cu} - \varepsilon_0}{2} \quad (14)$$

根据文献[14]中提出的 HDC 单轴受压本构, 由受压侧加固层平均压应变  $\varepsilon_d$  算出加固层 HDC 的平均压应力  $f_d=29.6\text{MPa} > f_{ck}$ 。按 4.2.1 方法, 得 HDC 加固柱界限破坏时承受的竖向荷载为  $N_{bj}=986\text{kN}$ , 将其作用于加固前的框架柱, 由式 (7) 算得其设计轴压比  $n=1.36$ 。可见, 考虑应变滞后时, 采用 HDC 加固仍可有效提高框架柱的轴压比限值。

### 4.3 柱截面变形能力分析

由框架柱正截面力平衡条件可知,轴压比越高,其截面相对受压区高度  $\xi = \beta_1 x_c / h_0$  越大。以受压区边缘混凝土达到极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  时,截面的曲率为极限曲率  $\phi_u = \varepsilon_{cu} / x_c$ ,可见轴压比越大,截面的极限曲率越小,弯曲变形能力越差。根据式(8)和式(9)可得:

$$\phi_u = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{\xi h_0} \approx \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{n_k h} = \frac{7 \beta_1 \varepsilon_{cu}}{4 n h} \quad (15)$$

可见,随混凝土强度、轴压比和截面高度增大,框架柱截面变形能力降低。轴压比达到规范(GB 50011—2010)限值(0.9)时,柱截面达到界限状态,此时截面的曲率  $\phi_{ub}$  可表示为:

$$\phi_{ub} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h_0} \approx \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h} \quad (16)$$

采用传统增大截面法加固,新增截面材料为混凝土或复合砂浆。以新增加固材料受压区边缘达到极限压应变,原有纵筋屈服为加固后截面的界限状态,此时,原截面受压区边缘混凝土未达到极限压应变(图8),截面曲率  $\phi_{ub} = (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y) / (h + c)$ ,较加固前曲率  $\phi_{ub} = (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y) / h$  反而减小,截面变形能力降低,且原有混凝土的强度也未得到充分发挥。采用HDC加固,原混凝土柱受压区边缘达到极限压应变时,受压区边缘HDC未达到其峰值压应变,加固层可对核心混凝土形成一定约束作用,使受压区混凝土压碎延后,构件损伤程度可得到控制。因此,HDC加固柱的截面曲率应以原柱截面计算。

按上述分析,采用HDC加固柱达到界限状态时,截面曲率  $\phi_{ub} = 0.0204 \text{ m}^{-1}$ ,采用传统增大截面法加固后,其截面曲率  $\phi_{ub} = 0.0186 \text{ m}^{-1}$ ,较HDC加固柱的截面曲率降低了9.7%。

### 4.4 设计建议及算例

工程中,大多数框架柱为矩形截面,其混凝土强度等级多在C50以下。以方形截面框架柱为例,根据4.2中的计算方法,考虑二次受力问题,并考虑不同的轴压比超限水平和不同的混凝土强度等级,给出了HDC加固层厚度的取值建议,使加固后框架柱的轴压比下降到规范要求的限值以内。为便于工程应用,定义相对加固层厚度,其取值为加固层厚度与原截面宽的比值( $c/b$ ),见表7。

为便于施工,建议HDC加固层厚度不宜低于15mm;当加固层厚度超过30mm时,宜在加固层中加入直径小于加固层厚度1/3的钢筋网。

表7 加固层相对厚度

Table 7 Relative thickness of jacket

混凝土 强度	轴压比水平(设计值)				
	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2
C30	0.028	0.042	0.056	0.070	0.084
C35	0.032	0.048	0.064	0.080	0.095
C40	0.036	0.055	0.073	0.090	0.107
C45	0.040	0.060	0.079	0.098	0.116
C50	0.044	0.065	0.086	0.106	0.125

现以某框架结构为例介绍HDC加固层相对厚度的计算过程,该结构混凝土设计强度为C35,框架柱纵向钢筋采用HRB400级钢筋,底层框架柱的设计轴压比为 $n=0.9$ ,截面尺寸为 $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ,由于混凝土施工配合比的失误造成底层框架柱的混凝土强度低于设计值,强度仅达到C30,使底层框架柱的轴压比设计值达到 $n=1.05$ ,超过规范限值。采用HDC对底层框架柱加固,使其发生大偏心受压破坏,加固层厚度的计算步骤如下:

(1) 由超限的轴压比设计值计算出轴压比标准值  $n_k=0.6$  和对应的竖向荷载  $N_k=3015 \text{ kN}$ ;

(2) 根据式(12)计算出该框架柱混凝土的压应力  $\sigma_{ck} = n_k f_{ck} = 12.1 \text{ MPa}$ ;

(3) 由式(13)计算出框架柱的初始压应变  $\varepsilon_0 = 0.00073$ ;

(4) 由式(5)计算出该框架柱界限破坏时的竖向荷载  $N_b = 2603 \text{ kN}$ ;

(5) 由  $N_j = N_k - N_b$  计算HDC加固层分担的竖向荷载  $N_j = 412 \text{ kN}$ ;

(6) 假定HDC加固层厚度为 $c$ ,考虑应变滞后,根据图9(b)的应变分布计算HDC加固层应变,并计算出HDC加固层的竖向荷载  $N_{ja}$ ;

(7) 令  $N_j = N_{ja}$ , 求解出加固层厚度  $c = 20.9 \text{ mm}$ , 根据表7加固层相对厚度取值建议,加固层厚度取值为  $c = 21 \text{ mm}$ 。

此外,针对表7所列以外的轴压比超限值,可根据表7中数据进行线性插值求解HDC加固层的相对厚度。

## 5 结论

(1) 较高轴压比下,未加固混凝土框架柱发生小偏心受压破坏,柱脚混凝土严重剥落,纵筋压曲并丧失竖向承载力;采用HDC围套加固后,被

加固柱发生大偏心受压破坏,破坏后,试件仍具有良好的整体性并保持竖向承载力。

(2) 采用人工涂抹 HDC 加固层,加固层与混凝土柱协同工作性能良好,试件破坏时,加固层与混凝土界面均未出现剥离破坏;试验中,HDC 加固层与原混凝土同步受压,HDC 加固柱的承载力、变形能力和耗能能力得到大幅提高,峰值荷载后其刚度的退化变缓。

(3) HDC 具有较高的抗压韧性,可使加固柱的变形能力明显提高;未配置钢筋网的 HDC 加固柱的变形能力最高,极限位移角到高达 1/25,明显高于其他加固柱,其抗震性能最佳;钢筋网 HDC 加固柱的承载力和钢筋网高性能复合砂浆加固柱相当,但其变形能力和耗能能力高于后者;试件 Z-6 的位移延性系数和极限位移角较试件 Z-4 分别提高 49.7%和 7.9%,说明轴压比增大,HDC 外套加固对框架柱变形能力的提高越明显。

(4) 采用 HDC 加固高轴压比框架柱,可增大柱截面受压区面积,还可提高其相对界限受压区高度,使加固柱的轴压比限值明显提高,考虑二次受力仍可有效提高柱的轴压比限值。

(5) 轴压比增大,混凝土框架柱截面弯曲变形能力减小。采用传统增大截面法加固,可降低轴压比,但截面变形能力(极限曲率)减小,采用 HDC 加固,不仅可降低柱截面轴压比,还可提高截面变形能力。

(6) 针对不同工况的轴压比超限框架柱,给出了采用 HDC 加固围套层的厚度建议。

#### 参 考 文 献

- [1] 尚守平,蒋隆敏,张毛心. 钢筋网高性能复合砂浆加固钢筋混凝土方柱抗震性能的研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 16-22 (Shang Shouping, Jiang Longmin, Zhang Maoxin. Study on seismic behavior of RC square columns strengthened using high-performance composite mortar reinforced with mesh reinforcements [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 16-22 (in Chinese))
- [2] 郭子雄,张杰,李传林. 预应力钢板箍加固高轴压比框架柱抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(12): 112-117 (Guo Zixiong, Zhang Jie, Li Chuanlin. Seismic strengthening of rectangular RC columns using prestressing steel jacket [J]. Journal of Civil Engineering, 2009, 42(12): 112-117 (in Chinese))
- [3] 周长东,田腾,吕西林,等. 预应力碳纤维条带加固高轴压比混凝土圆柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(11): 115-123 (Zhou Changdong, Tian Teng, Lu Xilin, et al. Experimental study on seismic behavior of circular RC columns strengthened with pre-stressed CFRP belts under high axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(11): 115-123 (in Chinese))
- [4] 顾冬生,吴刚,吴智深,等. CFRP 加固高轴压比钢筋混凝土短圆柱抗震性能试验研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 28(6): 71-77 (Gu Dongsheng, Wu Gang, Wu Zhisheng, et al. Experimental study on seismic performance of RC short circular columns strengthened with CFRP composites under high-level compression [J]. Earthquake Resistance Engineering and Retrofitting, 2006, 28(6): 71-77 (in Chinese))
- [5] Wang Daiyu, Huang Le, Yu Tao, et al. Seismic performance of CFRP-retrofitted large-scale square RC columns with high axial compression ratios [J]. Composites for Construction, 2017, 21(5): 04017031-1—04017031-12
- [6] Li V C, Wang S X, Wu C. Tensile strain-hardening behavior of PVA-ECC [J]. ACI Materials Journal, 2001, 98-M52: 483-492
- [7] Li V C. On engineered cementitious composites (ECC) a review of the material and its applications [J]. Journal of Advanced Concrete Technology, 2003, 1(3): 215-230
- [8] Li V C, Leung C K Y. Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1992, 118(11): 2246-2264
- [9] 寇佳亮,邓明科,梁兴文. 延性纤维增强混凝土单轴拉伸性能试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(1): 59-64 (Kou Jialiang, Deng Mingke, Liang Xingwen. Experimental study of uniaxial tensile properties of ductile fiber reinforced concrete [J]. Building Structure, 2013, 43(1): 59-64 (in Chinese))
- [10] 邓明科,刘海勃,秦萌,等. 高延性纤维混凝土抗压韧性试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2015, 47(5): 660-667 (Deng Mingke, Liu Haibo, Qin Meng, et al. Experimental research on compressive toughness of the high ductile fiber reinforced concrete [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2015, 47(5): 660-667 (in Chinese))
- [11] 邓明科,张辉,梁兴文,等. 高延性纤维混凝土短柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(12): 62-69 (Deng Mingke, Zhang Hui, Liang Xingwen, et al. Experimental study on seismic behavior of high ductile fiber reinforced concrete short column [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(12): 62-69 (in Chinese))
- [12] 邓明科,卢化松,杨开屏,等. 型钢高延性混凝土短梁抗剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(10): 73-80 (Deng Mingke, Lu Huasong, Yang Kaiping, et al. Experimental study on shear behavior of steel reinforced high ductile concrete short beams [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(10): 73-80(in Chinese))
- [13] 肖建庄,朱伯龙. 钢筋混凝土框架柱轴压比限值试验研究[J]. 建筑结构学报, 1998, 19(5): 2-7 (Xiao Jianzhuang, Zhu Bolong. Experimental research on limit value of axial compression ratio for reinforced concrete frame columns [J]. Journal of Building Structures, 1998, 19(5): 2-7 (in Chinese))

程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2008 (CECS 230: 2008 Specification for design of steel-concrete mixed structure of tall buildings [S]. Beijing, China Planning Press, 2008 (in Chinese))

[39] Ramamoorthy S K, Gardoni P, Bracci J M,. Probabilistic demand models and fragility curves for reinforced concrete frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132 (10): 1563-1572

刘 杨 (1993— ), 男, 博士研究生。主要从事组合结构抗多灾害方面的研究。

李宏男 (1957— ), 男, 博士, 教授。主要从事工程结构防灾减灾方面的研究。

李 超 (1989— ), 男, 博士, 讲师。主要从事工程结构抗多灾害全寿命性能分析方法研究。

郑晓伟 (1990— ), 男, 博士研究生。主要从事工程结构抗多灾害方面的研究。

张 皓 (1983— ), 男, 博士, 副教授。主要从事钢筋混凝土结构抗震性能评价与设计方法研究。

---

(上接第 31 页)

[14] 邓明科, 潘姣姣, 秦萌, 等. 高延性混凝土单轴受压本构模型研究[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2016, 48(6): 826-831 (Deng Mingke, Pan Jiaojiao, Qin Meng, et al. Research on the constitutive relation of

high ductile fiber reinforced concrete under uniaxial compression [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2016, 48(6): 826-831 (in Chinese))

邓明科 (1979— ), 男, 博士, 教授。主要从事新材料与新型结构体系研究。

张阳玺 (1990— ), 男, 博士研究生。主要从事结构加固研究。

陈尚城 (1994— ), 男, 硕士研究生。主要从事结构加固研究。