

文章编号: 1000-5013( 2009) 04 0436- 07

# 节能砌块隐形密框墙板偏心受压承载力试验

宋美洁, 李升才, 罗焯钊

( 华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021 )

摘要: 对 4 片 1/2 模型节能砌块隐形密框墙板进行偏心受压试验, 分析各试件的破坏过程、协同工作性能、破坏形态及承载力, 得出承载力计算公式. 研究表明, 计算结果与试验结果吻合较好, 且偏于安全, 该公式可用于节能砌块隐形密框墙板的偏心受压承载力计算. 随着偏心距的加大, 试件由小偏心受压逐渐变为大偏心受压, 其破坏荷载逐渐减小, 而延性逐渐加大, 符合钢筋混凝土构件的破坏规律. 密框和砌块间可以很好地协同工作; 试件的偏心受压破坏属于材料破坏范畴, 不会发生试件平面外纵向弯曲破坏.

关键词: 节能砌块; 隐形密框墙板; 偏心受压; 承载力; 破坏形态; 协同工作

中图分类号: TU 398<sup>+</sup>. 202 文献标识码: A

节能砌块隐形密框结构, 是针对多层及中、高层住宅研制开发的新型结构. 该结构用节能砌块隐形密框墙板作内外承重墙, 轻型隔墙板作隔墙, 现浇混凝土板作楼板, 形成节能砌块隐形密肋框架结构. 节能砌块隐形密框结构墙板作为该结构的核心构件, 将原本非承重的轻质节能砌块与起主要承重作用的隐形密肋框架有机地组合在一起. 两者互相作用, 使墙板不但起到保温节能作用, 还可以作为承重构件使用. 该结构自身具有的独特构造, 不同于普通的框架填充墙、砌体剪力墙、混凝土剪力墙等结构<sup>[1-6]</sup>. 目前, 尚无在竖向荷载作用下对节能砌块隐形密框结构墙板的理论和试验分析. 基于此, 本文对该结构墙板进行偏心受压试验研究.

## 1 试验概况

### 1.1 试件

为了测试在偏心压力作用下不同偏心距对墙板的承载力、变形等受力性能的影响, 设计了 4 组( 每组一片) 相同高度和配筋的节能砌块隐形密框结构墙板模型. 试件外形尺寸为 600 mm × 125 mm × 900 mm, 试件模型的总高度为 1 250 mm; 高厚比为 7. 2, 试件总高度与墙厚之比为 10. 0; 试验受压类型为偏心试验; 密框混凝土强度设计等级为 C20, 密肋梁/柱配筋( 纵筋) 为 1 Φ6, 对试件 PW1, PW2, PW3, PW4 施压, 其偏心距分别为 50, 100, 150, 200 mm. 墙板模型如图 1 所示.

### 1.2 材料的力学性能

墙板的隐形密框只配了一种经过轻微冷拉调直的 HPB235 级钢筋. 该钢筋的力学性能: 钢筋直径 Φ6, 实测截面积为 32. 37 mm<sup>2</sup>, 屈服强度为 541. 31 MPa, 极限强度为 553. 02 MPa, 延伸率为 12. 31%, 屈服应变为 0. 258% ( 取钢筋弹性模量为 210 GPa, 由此得到屈服应变的换算值) .

各构件( 包括墙板顶梁、底梁和隐形密框) 的抗压强度试验结果和计算结果, 如表 1 所示. 表 1 中,  $m$

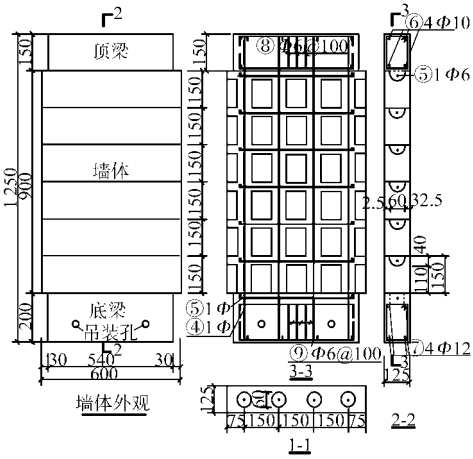


图 1 墙板模型尺寸及配筋图(mm)

Fig. 1 The dimension of the wall model and the reinforcement diagram(mm)

收稿日期: 2008-02-23

通信作者: 李升才( 1960- ), 男, 教授, 主要从事工程结构计算与分析的研究. E-mail: lsc50605@hqu.edu.cn.

基金项目: 建设部研究开发项目( 06-K3-17); 厦门市科技计划资助项目( 3502Z20073035)

为立方体试块龄期,  $f_{c,av}$  为抗压强度平均值,  $f_{cu,k}$  为立方体抗压强度标准值,  $f_c$  为轴心抗压强度换算值 (取立方体抗压强度与  $0.88 \times 0.76$  的乘积), 混凝土设计强度等级为 C20.

表 1 混凝土抗压强度试验及计算结果

Tab. 1 The test and calculation results of the concrete compressive strength											
试件编号	构件	$m$	$f_{c,av}/\text{MPa}$	$f_{cu,k}/\text{MPa}$	$f_c/\text{MPa}$	试件编号	构件	$n$	$f_{c,av}/\text{MPa}$	$f_{cu,k}/\text{MPa}$	$f_c/\text{MPa}$
PW 1	密框	29	32.16	29.68	21.51	PW 2	密框	28	28.93	28.72	19.35
	顶梁	28	32.33	31.12	21.63		顶梁	28	25.03	24.75	16.74
	底梁	29	30.78	30.05	20.59		底梁	29	18.06	17.36	12.08
PW 3	密框	29	32.45	30.99	21.71	PW 4	密框	28	30.31	29.96	20.27
	顶梁	28	32.33	31.12	21.63		顶梁	28	25.03	24.75	16.74
	底梁	29	30.78	30.05	20.59		底梁	29	18.06	17.36	12.08

墙板中的节能砌块采用福建厦门集美新特建材联合公司生产的蒸压加气混凝土砌块. 该混凝土试验后的物理力学性能: 干容重为  $616\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , 相应含水率为  $13.2\%$ , 立方体抗压强度为  $2.11\text{ MPa}$ , 棱柱体抗压强度为  $1.67\text{ MPa}$ , 弹性模量为  $1.105\text{ GPa}$ . 试块是经切割后加载试验, 而试块两个受压表面不能保证完全平行, 因此试验结果略有偏差.

2 试件的破坏过程与分析

各个试件破坏的正、反面情况, 如图 2 所示(小图是破坏处已经去掉了压碎的砌块与混凝土).

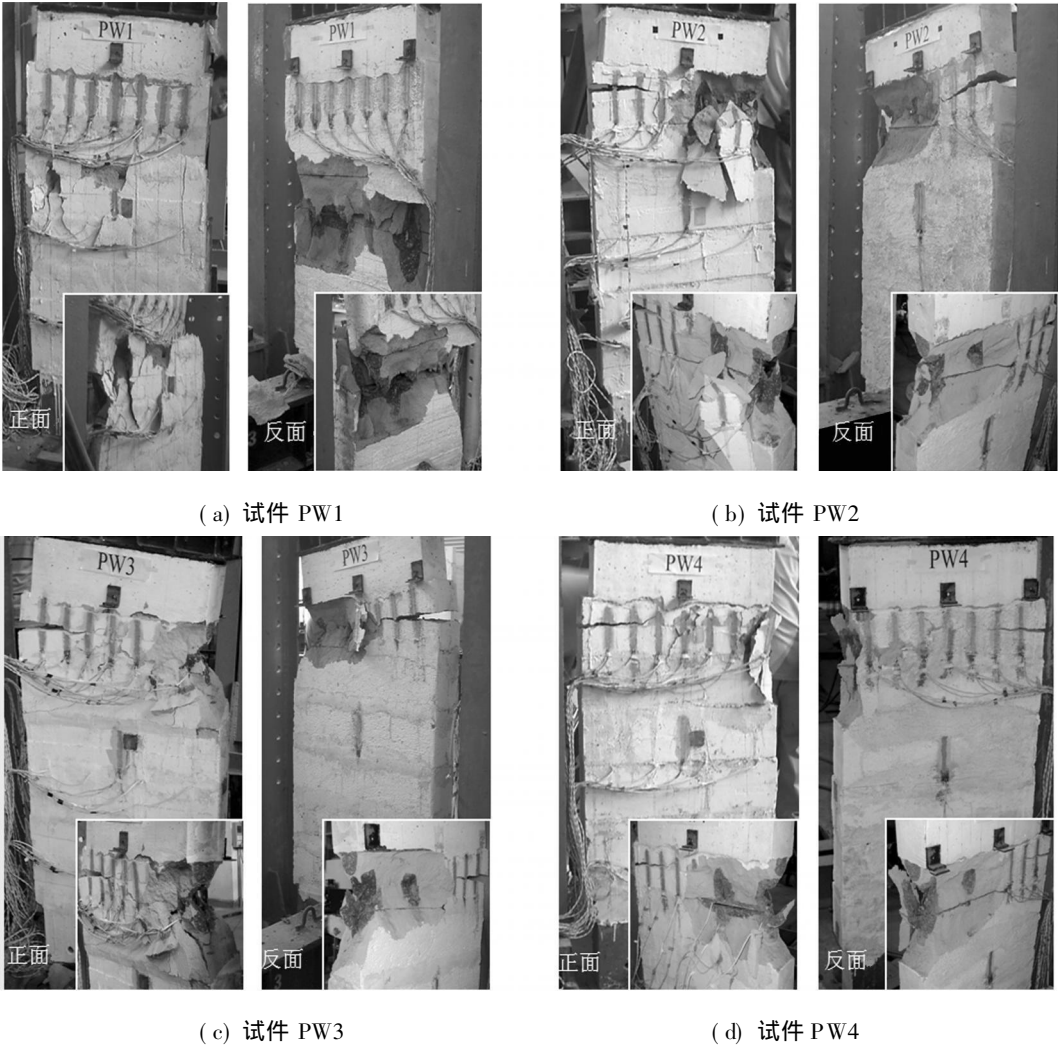


图 2 试件的破坏照片

Fig. 2 The photos of the damaged specimens

2.1 试件 PW1 的破坏过程

当试件 PW1 加载到 241.5 kN 时,从墙板内部传来“噼啪”声,继续加载,“噼啪”声逐渐明显.当加载到 339.1 kN 时,试件在中部被压坏,出现上、下两部分错开现象,有部分砌块崩落、压碎,混凝土也被压碎,钢筋弯折.整个加载过程中未发现试件上有任何裂缝出现.

2.2 试件 PW2 的破坏过程

当试件 PW2 加载到 130.0 kN 时,从墙板内部传来“噼啪”声,继续加载,“噼啪”声逐渐明显.当加载到 165.4 kN 时,由于附近有人振捣混凝土浇筑试件,对试验有扰动,位移计读数突增.而当加载到 322.1 kN 时,试件正面的右上端出现第一条竖向裂缝,很快裂缝明显变密,并在试件正面左上端出现水平向裂缝.当加载到 332.5 kN 时,试件被压垮.有部分砌块崩落、压碎,混凝土也被压碎,正面左端钢筋已经被拉断,正面右端钢筋被压弯折.

2.3 试件 PW3 的破坏过程

当试件 PW3 加载到 155.0 kN 时,试件正面的左上端出现第一条水平向裂缝,随着荷载的增加,裂缝有所延伸并通向反面.当加载到 160.0 kN 时,从试件内部开始传来“噼啪”声.当加载到 260.0 kN 时,试件正面右部出现竖向裂缝,随即出现若干其他竖缝.当加载到 298.3 kN 时,试件被压垮,有部分砌块崩落、压碎,混凝土也被压碎,正面左端钢筋被拉断,正面右端钢筋被压弯折.

2.4 试件 PW4 的破坏过程

当试件 PW4 加载到 63.0 kN 时,试件左侧面上部出现第一条水平裂缝;随着荷载值的增加,该水平缝逐渐向试件内延伸,并在左侧面中部出现其他水平裂缝,同时向试件内部延伸.当加载到 170.0 kN 时,试件右上部出现竖向裂缝,随着荷载值进一步加大,两种裂缝均有增加、延伸.当加载到 188.0 kN 时,可以看见裂缝有明显增宽现象;在荷载加至 191.2 kN 时,试件被压坏,砌块和混凝土已经被压碎,钢筋被压弯折.试件破坏为缓慢的延性破坏.

2.5 结果分析

分析各试件的受压过程及破坏现象,可以得到如下 3 点结论.

- (1) 各个试件的破坏荷载是按偏心距从小到大依次递减的.即试件受到荷载时,截面受压面积相应逐个减小,这符合偏心受压构件的一般受力特点.
- (2) 试件 PW1 在加载过程中始终没有出现裂缝,破坏时也没有任何前兆;试件 PW2 在出现裂缝时已经接近破坏荷载,破坏时出现了砌块等崩落现象,两者均表现出明显的脆性破坏性质.试件 PW3, PW4 在加载过程中较早地出现了裂缝,并先出现在受拉侧,后出现竖向裂缝在受压侧;破坏时,没有传出巨响且破坏时的预兆明显,尤其试件 PW4 的延性破坏性质表现突出.
- (3) 各试件的破坏均为材料破坏.从各试件的平面外位移分析看,所有试件的位移值都很小,不存在试件平面外纵向弯曲破坏破坏的情况.

3 协同工作性能

偏心受压试件在偏心荷载作用下,其协同工作性能与轴心均布荷载作用下的试件类似.密框和砌块各自承担一定的荷载,并相互传力,相互作用的结果直接影响到密框和砌块的受力和受力特点.图 3 是试件 PW4 破坏前、后的比较图.从图 3 的破坏处可以观察到,隐形梁、隐形柱上的裂缝和旁边砌块的裂缝一致,密框和砌块间的粘结良好,说明密框和砌块间可以很好地协同工作.

当开始加载时,墙板处在弹性阶段,密框和砌块处在完全变形协调的状

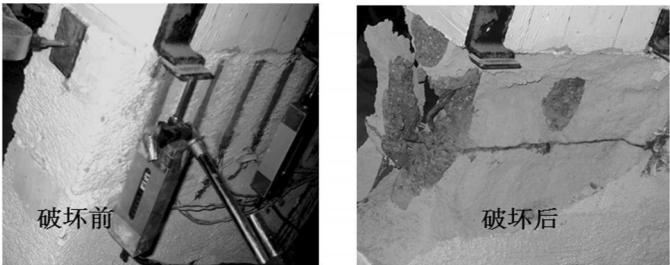


图 3 试件 PW4 破坏前、后比较  
Fig. 3 The comparison of the PW4 specimens before and after damage

态, 砌块和密框之间传力均匀, 可以将试件视为一完全弹性的墙板. 随着荷载值的增加, 受荷偏心距大的试件在较小的荷载值下就出现裂缝, 进入弹塑性阶段, 而偏心距小的试件在荷载较大时进入该阶段. 弹塑性阶段试件的密框与砌块的变形已经不那么协调了, 偏心距大的试件表现要比偏心距小的试件明显.

在破坏阶段, 偏心距大的试件出现砌块压碎、剥落, 砌块和密框的协调工作性能越来越差, 随后混凝土也被压碎; 偏心距小的试件由于在受荷过程中出现的裂缝本身就较少, 虽然试件内砌块和密框的工作协调性也越来越差, 但不如偏心距大的试件明显. 最后, 破坏表现为墙板上砌块的突然崩落, 混凝土被压碎, 钢筋被压弯折. 试件的破坏并没有出现像均布轴心受压试件那样的试件平面外纵向弯曲破坏破坏现象, 均为材料破坏.

### 4 墙板的破坏形态

偏心受压试件在加载时, 由于偏心距的不同, 破坏形态也不同. 各试件的开裂荷载( $P_c$ )及破坏荷载( $P_d$ ), 如表 2 所示. 图 4 是隐形柱钢筋的应变( $\sigma$ )-荷载( $P$ )关系曲线; 图 5 是不同荷载时, 柱上部截面钢筋的应变分布, 其中,  $d$  为到试件正面左端的距离.

表 2 各试件的开裂及破坏荷载

Tab. 2 The cracking and damaging loads of the specimens

参数	PW1	PW 2	PW 3	PW 4
$P_c$	-	322. 1	155. 0	63. 0
$P_d$	339. 1	332. 5	298. 3	191. 2
$P_c \cdot P_d^{-1} / \%$	-	96. 87	51. 96	32. 95

试件 PW1, PW2 的破坏荷载相对较高. 从破坏特征和破坏荷载分析可知, 在较小偏心距荷载作用下, 试件的破坏主要是靠近荷载一侧受压区的混凝土及砌块先达到材料强度. 这使得试件整体在没有预兆的情况下发生突然间的脆性破坏而发出很大的响声.

从破坏情况看, 两试件同属于材料破坏, 并随着偏心距的增加荷载值略有下降. 从隐形柱内纵向钢筋应变情况看, 加载过程中远离荷载一侧钢筋应变基本表现为受压, 即两试件基本为全截面受压. 可以认为, 试件 PW1, PW2 的破坏为小偏心受压破坏, 其破坏从受压区开始.

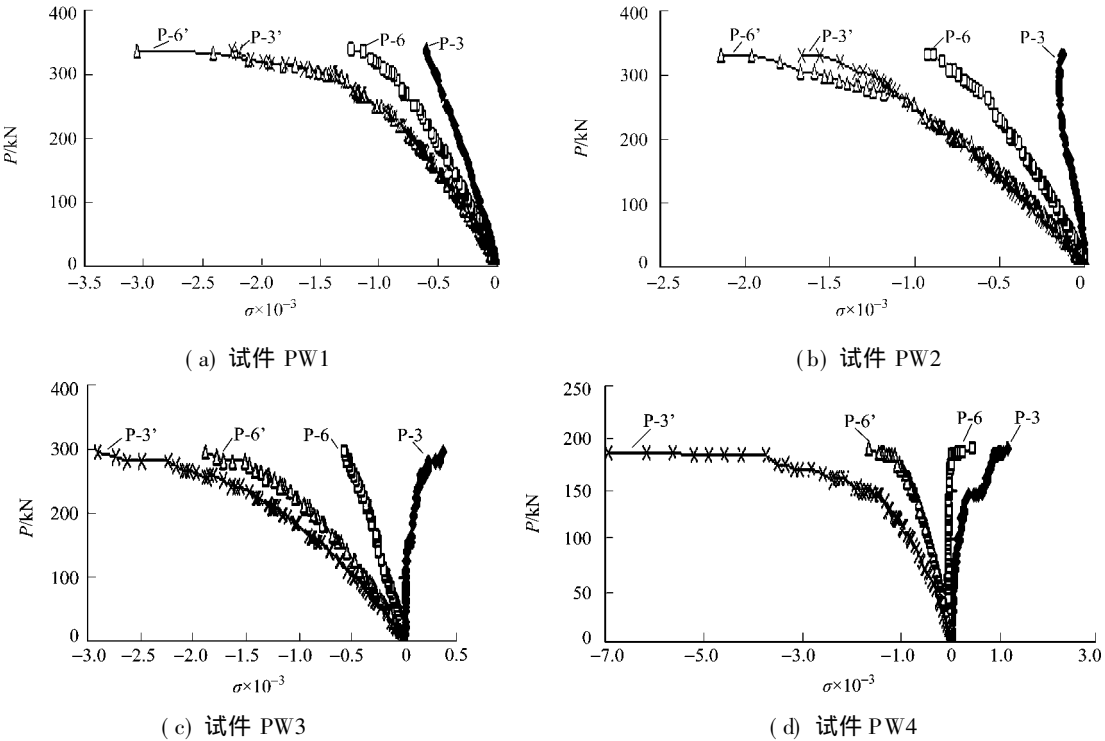


图 4 隐形柱钢筋的应变-荷载关系曲线

Fig. 4 The strain load curve of steel bars in the hidden column

试件 PW3 的破坏荷载值相应有所降低. 从破坏特征和破坏荷载分析可知, 它的破坏类似于试件 PW1, PW2, 属于近荷载一侧混凝土和砌块先压坏而使试件压坏. 破坏依然是材料破坏, 突然的脆性破坏, 没有预兆. 从隐形柱内纵向钢筋应变情况看, 靠近荷载一侧应变为压应变, 远离荷载一侧钢筋应变始

终为拉应变,但直到破坏荷载时钢筋也未见屈服.由此可见,试件在加载过程中的部分受压部分受拉,可以认为试件 PW3 的破坏为小偏心受压破坏,其破坏依然从受压区开始.

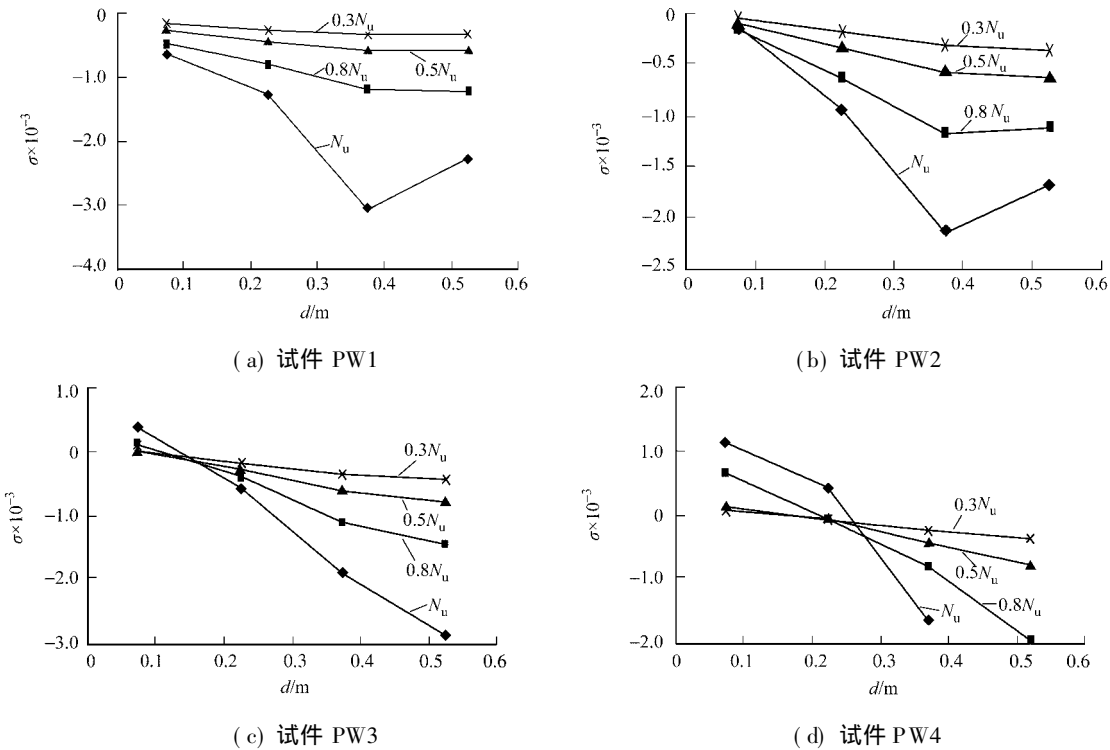


图 5 试件上部截面钢筋应变分布

Fig. 5 The strain distribution of the steel bars in the upper section of the specimens

试件 PW4 的破坏荷载最低.从破坏特征和破坏荷载分析可知,破坏时的近荷载一侧混凝土和砌块达到材料抗压强度,远离荷载一侧钢筋已达到屈服强度的破坏.试件在破坏前已显露出明显的预兆,极限荷载时表现为缓慢的延性压碎破坏.从裂缝的发生和发展情况看,试件受拉侧裂缝在接近破坏时已很明显.通过以上 3 个试件的破坏比对分析,试件 PW4 的破坏应该是在小偏心受压破坏和大偏心受压破坏的分界线上,可以认为试件 PW4 的破坏是大偏心受压破坏.

5 墙板的承载力分析

满足正截面抗压弯承载力,是节能砌块隐形密框结构墙板主要的设计控制目标.根据该结构的构造特点和试验结果,在偏心荷载作用下,试件破坏类似于钢筋混凝土剪力墙.因此,节能砌块隐形密框结构墙板偏心受压承载力的计算公式,可参照钢筋混凝土偏心受压构件的计算方法.

5.1 墙板承载力组成

由试验结果分析可知,偏心压力的作用由轴向压力和弯距组成.当受压侧最外隐形柱正应变达到混凝土极限压应变时,墙板达到压弯承载力的极限状态,此时的墙板截面极限轴向力及弯距称为墙板的压弯极限承载力.根据节能砌块隐形密框结构墙板的构造特点,墙板在偏心荷载作用下的荷载分为隐形柱和砌块两部分.由平衡条件,可得节能砌块隐形密框结构墙板压弯承载力为

$$N_u = N_b + N_c, \quad M_u = M_b + M_c. \tag{1}$$

式(1)中,  $N_u, M_u$  分别为墙板截面极限轴力和弯距,  $N_b, M_b$  分别为砌块承担的轴向力和弯距,  $N_c, M_c$  分别为隐形柱承担的轴向力和弯距.

根据文[7]的分析,砌块对抵抗竖向荷载的贡献是不可忽视的.所以,分析墙板压弯承载力的计算公式时不可忽略砌块的作用,而隐形柱是压弯承载力的主要贡献者.

5.2 基本假定

根据以上的分析,在提出墙板偏心承载力计算公式之前,作如下 3 点假定.

- (1) 墙板应变符合平截面假定,即墙板弯曲变形前的平截面弯曲变形后仍保持平截面.

(2) 不考虑截面受拉区混凝土和砌块的受拉作用.

(3) 小偏心和大偏心受压时, 受压区边缘混凝土的极限压应变分别取 0.002 0, 0.003 3.

由于节能砌块隐形密框结构墙板构造的特殊性, 且隐形柱的截面为圆形, 相应的砌块截面是不规则的图形, 使得该墙板的偏心受压承载力计算变得更为复杂. 要解决这个问题, 必须对墙板的截面做相应的转化. 对墙板截面的转化有以下两个方法:

(1) 不改变原结构材料塑性, 只单一转换墙板截面形状, 如将圆形截面改为矩形;

(2) 将原结构材料塑性改为同一材料, 并同时改变墙板截面形状.

方法(1)的转化方便, 但不同材料的荷载分配, 以及中和轴位置判断而引出相应的拉压区面积计算繁琐问题, 使得难于得出偏心承载力的计算公式. 即使得出, 设计时的计算也相当繁琐, 工作量较大. 方法(2)转化难度较大, 但设计计算方面的工作量可以较方法(1)减少许多. 因此, 采用方法(2)对墙板截面进行转化.

经分析, 考虑不改变墙板截面长度尺寸而改变厚度的方案. 由于要统一材料, 将截面统一为矩形, 原钢筋位置不变. 根据试件截面尺寸情况, 截面转换公式为

$$HBf_c = nA_c f_c + nA_b f_b. \tag{2}$$

式(2)中,  $H$  为墙板截面高度, 这里取为 600 mm;  $B$  为转换后墙板截面厚度;  $f_c$  为隐形柱混凝土轴心抗压强度, 取立方体抗压强度实测值换算成轴心抗压强度的平均值;  $f_b$  为砌块棱柱体抗压强度实测值;  $A_c$  为单根隐形柱截面积,  $A_b$  为墙板截面某一段砌块面积;  $n$  为墙板截面上分段数, 即图 1 中的墙板单皮砌块个数. 本试验用试件中  $n = 4$ . 由式(2)可得到

$$B = \frac{nA_c f_c + nA_b f_b}{Hf_c}.$$

经计算, 试件 PW1~PW4 转换后的  $B$  值分别为 27.1, 28.0, 27.0, 27.6 mm.

### 5.3 计算公式

根据以上分析, 可以采用剪力墙偏压承载力计算公式, 将节能砌块隐形密框结构墙板的各试件截面均转换为混凝土材料的矩形截面.

(1) 对于大偏心受压剪力墙, 其计算公式为

$$\left. \begin{aligned} N &= \alpha f_c Bx - \frac{f_{yw} A_{sw} (H_0 - 1.5x)}{H_0}, \\ Ne &= \alpha f_c Bx (H_0 - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (H_0 - a'_s) - \frac{f_{yw} A_{sw} (H_0 - 1.5x)^2}{2H_0}. \end{aligned} \right\} \tag{3}$$

(2) 对于小偏心受压剪力墙, 其计算公式为

$$\left. \begin{aligned} N &= \alpha f_c Bx + f'_y A'_s - \alpha_s A_s, \\ Ne &= \alpha f_c Bx (H_0 - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (H_0 - a'_s), \\ \alpha_s &= \frac{f_y}{\xi_b - \beta} (\frac{x}{H_0} - \beta_1). \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

式(3), (4) 中,  $N$  为偏心轴向力,  $e$  为轴向力作用点到竖向受拉钢筋合力点之间的距离;  $x$  为截面换算受压区高度(按  $x = \beta_1 x_0$  计算),  $x_0$  为实际受压区高度;  $\alpha$  为系数,  $\alpha$ ,  $\beta_1$  值按国家标准 GB 50010-2002《混凝土结构设计规范》取值;  $f_{yw}$  为竖向分布钢筋抗拉强度平均值(取钢筋实测值),  $A_{sw}$  为竖向分布钢筋的截面积;  $H_0$  为截面有效高度,  $H_0 = H - \alpha_s$ ,  $\alpha_s(a'_s)$  分别为截面受拉区(受压区)端部钢筋合力点到受拉区(受压区)边缘的距离;  $f'_y, f_y$  分别为竖向受压、受拉主筋强度平均值(实测值),  $A'_s, A_s$  分别为竖向受压、受拉主筋截面积;  $\xi_b$  为界限相对受压区高度, 按  $\xi_b = \frac{x_b}{H_0} = \frac{\beta_1 x_{cb}}{H_0} = \beta_1 / [1 + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}]$  计算, 其中  $x_b$  为界限状态换算受压区高度,  $x_{cb}$  为界限状态实际受压区高度,  $E_s$  为钢筋弹性模量,  $\epsilon_{cu}$  为混凝土极限压应变.

### 5.4 结果比较

通过式(3), (4) 计算各试件的极限承载力的计算值( $F_c$ ), 并与试验值( $F_{exp}$ )进行比较, 结果如表 3 所示. 从表 3 可以看出, 计算值相对于试验值是偏于安全的. 从实际的试件受力情况看, 由于隐形柱是主

要的受力组分, 式(3) 计算的转换值降低了隐形柱的受力面积. 即在受压区的受力面积减少了, 得出各试件的计算值略低于试验值.

6 结束语

所得出的墙板偏心受压承载力计算公式的计算结果与试验结果吻合较好, 且偏于安全. 因此, 该公式可用于节能砌块隐形密框墙板的偏心受压承载力计算. 试验结果表明, 随着偏心距的加大, 试件由小偏心受压逐渐变为大偏心受压, 其破坏荷载逐渐减小, 但其延性逐渐加大. 这符合钢筋混凝土构件的破坏规律. 此外, 密框和砌块间可以很好地协同工作. 试件的偏心受压破坏属于材料破坏范畴, 不会发生试件平面外纵向弯曲破坏.

参考文献:

[ 1 ] 孙恒军, 周广强. 混凝土小砌块配筋砌体墙片受压性能试验研究[ J ]. 山东建筑大学学报, 2006, 21( 4 ) : 316- 320.  
[ 2 ] 许淑芳, 范仲暄, 张兴虎, 等. 平面内偏心受压空心钢筋混凝土剪力墙的试验研究[ J ]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2002, 34( 4 ) : 346- 348.  
[ 3 ] 武敏刚, 冯瑞玉, 李守恒, 等. 轴向压力作用下空心剪力墙的稳定 性分析[ J ]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2002, 34( 4 ) : 358- 361.  
[ 4 ] 李升才. 复合墙板轴心受压试验研究[ J ]. 华侨大学学报: 自然科学版, 2006, 27( 4 ) : 384- 387.  
[ 5 ] 王爱民. 中高层密肋壁板结构密肋复合墙体受力性能及设计方法研究[ D ]. 西安: 西安建筑科技大学, 2006.  
[ 6 ] 藏人卓. 新型复合墙板受力性能试验研究[ D ]. 北京: 清华大学, 2004.  
[ 7 ] 李升才. 节能砌块隐形密框结构住宅墙板受压性能研究( I ) : 试验部分[ R ]. 泉州: 华侨大学, 2007.

Experimental Research on Bearing Capability of  
Energy-Saving Block and Hidden Multi-Ribbed  
Frame Walls under Eccentric Compression

SONG Mei-jie, LI Sheng-cai, LUO Ye-ke

( College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China )

**Abstract:** Four pieces of 1/2 scale energy saving block and hidden multi-ribbed frame wall models are studied experimentally under the eccentric compression. Failure processes, cooperative working action, failure modes and bearing capability are analyzed to obtain the bearing capability calculation formula. Research indicates that the result of the calculation formula agrees conservatively with the test results. And the formula may be used to calculate the bearing capability of this type of wall. With increasing the eccentricity, the failure modes change from small eccentric compression to large eccentric compression, and the failure load decreases, while the ductility increases. These phenomenon coincide with the failure of the reinforced concrete structures. The conclusion shows that the multi-ribbed frame and the blocks can work well together, the structure fails due to material damage, out of plane axial bending failure doesn't occurs.

**Keywords:** energy-saving block; hidden multi-ribbed frame walls; eccentric compression; bearing capability; failure mode; cooperative work

( 责任编辑: 黄晓楠 英文审校: 方德平 )