

8

预应力 砖墙 低周反复荷载

52-66

预应力砖墙在低周反复荷载下 抗裂及承载力试验研究

骆万康*
(重庆建筑大学)

王天贤
(西北建筑工程学院)
TU 378.03

摘要 通过1:2预应力与非预应力带圈梁、构造柱砖墙在低周反复水平荷载作用下的对比试验,研究了墙片的裂缝出现与开展过程、破坏机理、滞回特性、强度、刚度、延性及耗能能力。本文仅就其抗裂及承载力进行了论述,说明在砖墙中施加预应力能明显提高其抗震性能,并提出了有关抗裂及极限承载力的计算方法,计算结果与试验相当吻合。

关键词 预应力砖墙, 低周反复加载, 抗裂荷载, 极限荷载

中图法分类号 TU312.1

1 预应力砖墙抗震性能课题之提出

砌体结构因自重而引起很大的地震效应,但其抗震性能却很差,故在历次大地震中多数破坏,甚至倒塌,损失惨重。如何改善砌体的脆性性质,以提高结构的抗震性能,已是刻不容缓了。

已查明的资料表明,在砌体结构中施加预应力是一种提高抗震能力的有效途径。在这方面,英国的研究卓有成效,并已应用于实际工程^[1,2]。而美、加、澳、日及前苏联则极少研究,甚至具有世界权威性的“砌体结构设计和施工的国际建议”(CIB58)亦未有反映。然而英国的作法尚有如下主要问题值得考虑:

1) 英国的预应力筋沿墙长均匀密排,并设于墙面预留孔槽、空心砖垂直孔洞或空心墙体的空腔中。这不仅延缓砌筑速度,且增加了预应力筋的保护工作量,这对我国常用的一砖墙承重结构是很不适宜的。

2) 英国预应力砌体结构设计仍旧参照了钢筋砼及预应力砼的设计原理,即采用了BS5628规范关于素砌体和CP110规范关于钢筋砼及预应力砼的有关方法,而无专门的设计建议,更何况专门的规范了。

在国内,采用钢筋砼构造柱、圈梁及拉杆等,无非是对砌体结构进行抗震加固或构造设计。而预应力技术则多用于水池、水塔、烟囱、挡墙甚至大型石雕等结构中^[3]。至今仍缺乏适合我国国情,而又有充分试验及理论根据的预应力砌体设计与施工规范。因此,笔者提出

* 收稿日期:1994-02-27.

** 骆万康,男,1936年生,副教授,重庆建筑大学建筑工程学院(630045).

了如下新构想: 在低震区砌体结构房屋已广为采用的钢筋砼构造柱和圈梁中加设预应力筋, 并通过圈梁对砌体的弹性地基梁作用施加预压应力, 以提高其抗裂及抗剪能力, 改善其延性, 增强其耗能能力, 从而最终提高墙体的抗震性能。

2 模型试验概况

2.1 模型试件

模型比例为 1:2, 分为非预应力及预应力两种, 各二件, 分别以 W-I、W-II、PW-I、PW-II 示之, 其规格为 $LbH=(3 \times 0.12 \times 1.5) \text{ m}^3$ 。构造柱、圈梁及砌体材料详表 1, 截面尺寸及配筋详表 2。模型制作有如下特点(图 1):

表 1 模型用材料强度等级或实测值 (N/mm^2)

材 料	砖	砂浆	砌			钢		筋	
			柱	圈 梁		类别与直径	$\phi 4$	$\phi 8$	冷拉 $\phi 12$
				非预应力	预应力				
强度等级和 其实测值	$\geq \text{MU}_{10}$	4.71	C_{20}	C_{25}	C_{30}	f_{yk}	340	235	335
						f_{yk}	470	418	180

表 2 构造柱及圈梁截面尺寸与配筋

	构 造 柱		圈 梁	
	非预应力	墙预应力	非预应力墙	预应力墙
截面尺寸	120 × 120		120 × 300	
纵 筋	4 $\phi 8$	4 $\phi 8$ 、1 $\phi 12$	4 $\phi 8$	2 $\phi 8$ 、2 $\phi 12$
箍 筋	$\phi 4 @ 180$		$\phi 4 @ 180$	

注: 构造柱中 1 $\phi 12$ 为冷拉 I 级钢预应力筋

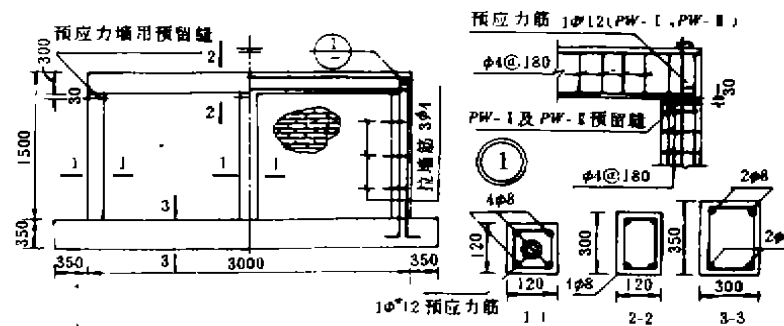


图 1 试件构造及配筋

- 1) 在底梁上先砌墙后浇构造柱与圈梁。
- 2) 墙柱间未留马牙槎, 仅设拉墙筋。
- 3) 在预应力墙的构造柱中所设预应力筋套以塑料软管。下端锚固于底梁内, 上端在圈梁顶面张拉完毕后以螺帽锚固之。管内不灌浆。此时以 C_{30} 细石砼或砂浆干捻梁柱接头预留缝, 以保证节点刚性。
- 4) 在柱内纵筋上、砖墙每单元对角线上及预应力与圈梁交界面侧分别粘贴电阻应变片 (详见图 2)。

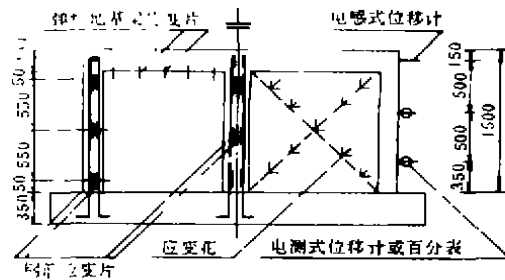


图 2 位移计与电阻片布置图

- 5) 为便于贴片及裂缝观察, 将墙之一面粉刷。

2.2 试验概况

2.2.1 加载装置

试验在静力试验台座上进行。加载装置如图 3。

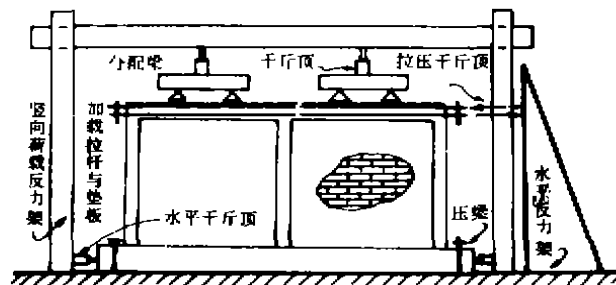


图 3 加载装置示意图

2.2.2 加载方案

1) 竖向荷载: 采用同步千斤顶与分配梁将 12 kN 竖向荷载施加于墙顶, 平均压应力 $\sigma_0 = 0.333 \text{ N/mm}^2$ 。加载后静停 15 分钟再加水平力。

2) 预应力: 以扭矩扳手在每根柱顶施加后张法预应力 10 kN, 则墙体预压应力为 0.0852 N/mm^2 。待梁柱接头达到设计强度后, 再加水平荷载。

3) 水平荷载: 由拉压千斤顶逐级往复施加。开裂前按荷载控制, 开裂后按位移控制。加载程序如图 4。每级加载均往复三次, 每一循环约需 2 分钟, 每级约需 6 分钟。

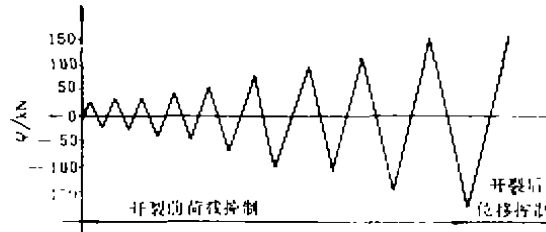


图 4 加载程序示意图

2.2.3 测量方法与内容

- 1) 以 5 cm 或 10 cm 电感式位移计安装于墙顶两端,接 X-Y 函数记录仪,描记墙片荷载—位移滞回曲线。
- 2) 以应变片测量沿“小墙片”对角线方向之应变。
- 3) 以应变片测量构造柱内外侧各一根纵筋之应变。
- 4) 以 10 张应变片测量施加预应力时,圈梁对砖墙的压应变分布。
- 5) 墙片开裂前后的逐级观察记录,并绘记裂缝出现与发展示意图。

3 试验成果及分析

3.1 试件的破坏过程、形态及机理

预应力及非预应力墙片最早出现裂缝的部位多在所谓小墙片中央偏中柱一侧,且沿水平灰缝展现。随着水平荷载 Q 之增大,裂缝便向整个墙片之四大角倾斜延展,或与角部新裂缝贯通,并迅速进入边柱上下端,此时柱虽亦开裂,但尚未贯通。当水平荷载进一步增大,裂缝继续开展,于是随即贯通边柱上下端合截面,继而是中柱开裂并迅速与两个小墙片四条主要斜裂缝连通,从而形成两条沿整个墙片对角线方向的交叉斜裂缝。其中最大缝宽 0.5 mm ~ 2.0 mm 不等。至此,墙片完全裂开,对应的水平荷载即为开裂荷载 Q_c (详见表 3)。由于水平荷载之往复作用,墙片被交叉斜裂缝分割为上下左右四个块体,且与圈梁构造柱组成具有周边约束的组合块体(详见图 5 及图 6)。

表 3 墙片试验结果初步分析

墙序号	开裂状态		极限状态		垂直压应力 σ_c, σ_{cr} (N/mm ²)	平均抗裂强度 Q_c/A (N/mm ²)	变形模式		Q_m, Q_u 平均值 (kN)	Q_{cr}/Q_c	Q_u, Q_c' 平均值 (kN)	Q_u/Q_c
	Q_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	Q_u (kN)	Δ_u (mm)			开裂前	开裂后				
W-1	135.0	1.80	191.80	10.60	σ_p $= 0.333$	0.375	剪切型	弯剪型	137.50	1.31	191.85	1.24
W-I	140.00	0.86	191.90	11.70		0.389						
PW-1	180.00	1.90	224.00	10.30	$\sigma_p + \sigma_{pr} =$ $0.333 +$ $0.0852\beta_p$	0.500			180.00		239	
PW-I	180.00	2.90	254.00	11.70		0.500						

注: 位移 Δ_{cr}, Δ_u 均为往复荷载下两侧向位移之平均值, β_p 为预应力提高系数^[4]。



图 5 非预应力墙

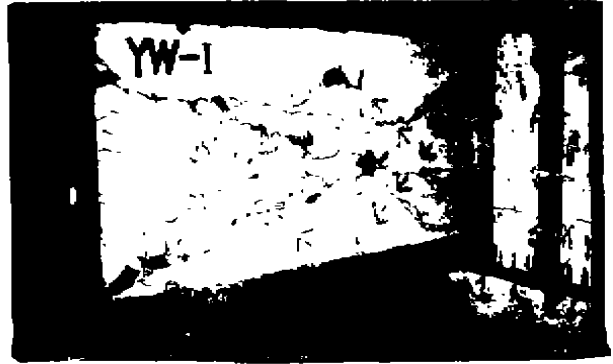


图 6 预应力墙

裂缝开展后,灰缝砂浆粘结作用完全消失,仅剩余少部份机械啮合及摩擦作用。此外尚有构造柱裂缝面上纵筋销栓作用及为数不多的砼机械啮合与摩擦作用。在水平荷载往复作用下,组合块体间发生相对滑移和错动。随着往复循环次数增多,滑移与错动的增加与积累,引起墙体位移的“迭移”和裂缝的“迭裂”^[6]。此时构造柱参与共同工作越显著。因左右两块体不断挤压边柱,使其向外弯曲,上下端之附近产生若干水平裂缝(图 7),故引起柱内纵筋应变明显变化。同时墙片受力变形模式由剪切型变为弯剪型。此时最大裂缝宽度达 6 mm 左右,以致完全能透视。两根边柱在弯剪压复合作用下,上下端砼被压酥剥落,纵筋曲折,形成铰机构^[11](相比之下,预应力墙片柱则轻微得多)。柱中裂缝面机械啮合及摩擦和纵筋销栓作用大为减弱(图 8 示)。最后整墙片在同样的弯剪压复合作用下达到了水平荷载的极限值^[12](详表 3),试件破坏

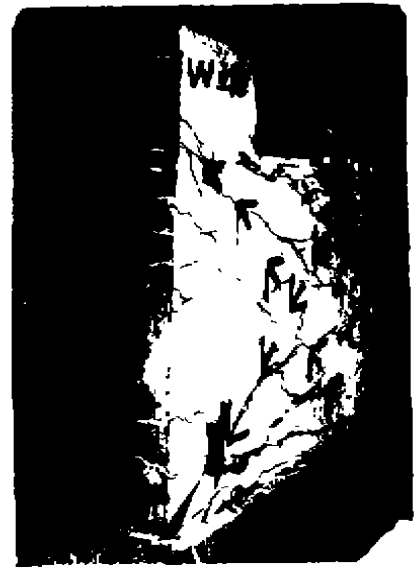


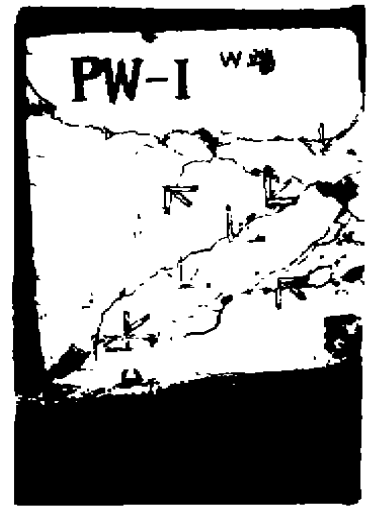
图 7 边柱外测水平裂缝



(a) 柱上端破坏状态



(b) 柱下端破坏状态



(c) PW-I 墙柱上端破坏状态

图 8 构造柱端破坏状态

然而,尽管如此,由于构造柱和圈梁对块体的约束,各块体并无脱离而致垮塌之势。破坏形态如图 5、6、8、9。破坏机构如图 10 所示。



图 9 PW-I 墙破坏状况

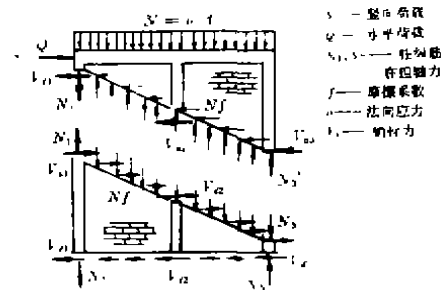


图 10 破坏机构示意图

3.2 预应力及非预应力墙试验结果比较

两种墙体裂缝的出现、开展、形态、开裂荷载 Q_c 及极限荷载 Q_u 之比较详见表 4。

表 4 预应力墙及非预应力墙试验结果比较

类别	非 预 应 力 墙	预 应 力 墙
裂缝出现	较早	较迟
裂缝形态与开展	相对集中。主裂缝形成后,新裂缝产生较少,裂缝开展较快(图 5)。	相对分散,主裂缝形成前后,均伴有较多细微裂缝产生。裂缝开展较慢(图 9)。
破坏形态	边构造柱明显外曲,上下端砼压酥剥落,纵筋曲折。中柱除 PW-I 根部有水平裂缝外,所有中柱中间均有交叉裂缝。墙片分为四个块体。	边柱变形与上下端破坏状况较非预应力减轻。中柱同非预应力墙。墙片亦分为四块体。
Q_c 及 Q_u	Q_c 及 Q_u 均低于预应力墙(详见表 3)	随水平荷载加大,四块体相互滑移错动加剧,裂缝开展与块体变位积累增大,致使预应力筋拉应力提高 β 倍 ^[4] ,从而增强墙体抗剪能力,故 Q_c 及 Q_u 分别较非预应力提高约 30% 及 25%。

3.3 预应力作用下圈梁对墙体的弹性地基梁作用

张拉构造柱中的预应力筋,通过圈梁对墙体的弹性地基梁作用,实现对墙体的预压应力。由弹性理论分析,可得出弹性地基梁与墙体交界而上的压应力分布曲线及其峰值 σ_0 (图

11), 该值按下列公式计算:

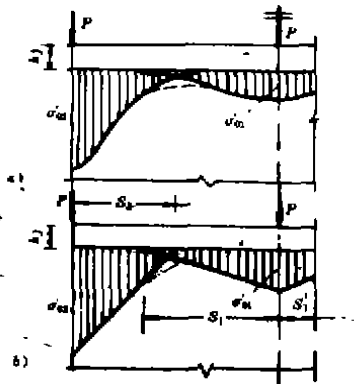


图 11 弹性地基梁下应力分布图

1) 对多个等间距集中力弹性地基梁的中间集中力处

$$\sigma_0 = \frac{0.31P}{b} \sqrt[3]{\frac{E_0 b}{EI}} \quad (1)$$

式中: E_0 ——砌体弹性模量;

EI ——弹性地基梁(即圈梁)截面刚度;

b ——砌体厚度;

P ——作用于弹性地基梁上的集中力(即实际建立的预应力合力)。

工程中可将图 11a) 所示之曲线分布, 简化为 σ_0' 不变之三角形分布(图 11b 所示), 其分布范围为 $2S_1$, 根据力的平衡可得

$$P = \frac{1}{2} \sigma_0' 2S_1 b$$

移项得:

$$S_1 = \frac{P}{\sigma_0' b}$$

代(1)式入上式:

$$S_1 = \frac{1}{0.31} \sqrt[3]{\frac{EI}{E_0 b}} \quad (2)$$

2) 对边端集中力处

$$\sigma_0' = \frac{2.41P}{bh_1}$$

式中: h_1 ——弹性地基梁相对于弹性地基(砌体)之折算高度。

$$h_1 \approx 2 \sqrt[3]{\frac{EI}{E_0 b}} \quad (3)$$

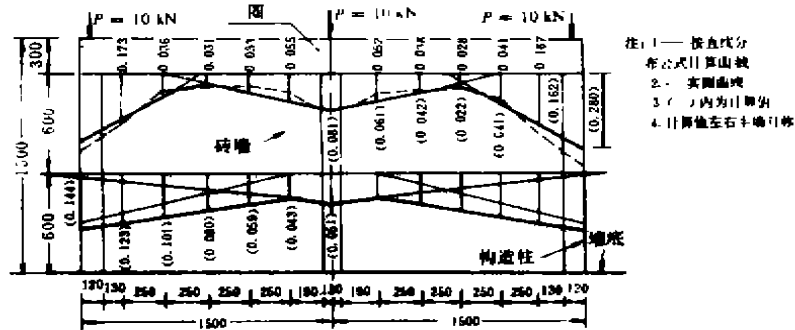
代入上式得:

$$\sigma_0' = \frac{1.07P}{b} \sqrt[3]{\frac{E_0 b}{EI}} \quad (4)$$

式中各符号意义同前。同理, 可将分布曲线简化为直角三角形(图 11b 所示), 其分布范围

$$S_1 = \frac{2P}{\sigma_0' b} = 1.87 \sqrt[3]{\frac{EI}{E_0 b}} = 0.93h_1 \quad (5)$$

试验实测值与按上式计算结果比较于图(12)中, 可知两者的应力分布规律及各测点应力值均较接近。从应力分布来看, 砌体所受预压应力仍以集中力 P 作用点处为最大, 其间则较小, 尚不够均匀, 尤以边端处为最大。然而这对角裂缝之产生与开展正好起着阻碍作用。随着压力分布角之不断扩散, 到墙体高度中央水平处预压应力已趋均匀, 这对中间的交叉裂缝之出现与开展同样起到阻碍作用。这就是施加预应力可提高抗裂能力及极限承载力的原因。



注： 1. —— 为按直线分布公式计算曲线
 2. () 内为计算值
 3. 计算结果左右半墙对称
 4. - - - 为实测值曲线

图 12 预压应力分布规律图

4 墙片在水平荷载下抗裂及承载能力的计算方法

墙片在水平荷载下抗裂及承载能力的计算方法,本文借鉴了国内外的有关研究资料,并结合自己的研究成果,作了较多的修正与处理,经计算与试验结果吻合较好。计有“齿缝抗剪及摩擦法”、“摩擦力及销栓力法”^[6]、“抗剪强度法”、“折算截面摩擦法”^[7]及“J. G. Burchell 法”^[8]等。兹按现行规范符号及单位表述如下:

4.1 开裂荷载 $[Q_{cr,t}]$ 及 $[Q_{cr,t}]$

4.1.1 齿缝抗剪及摩擦力法

1) 非预应力墙

$$[Q_{cr,t}] = \frac{f_{r,t}A_s + fN_s\beta}{\xi \left(1 - \frac{f\beta}{\xi}a \right)} \quad (6)$$

式中: A_s ——构造柱除外的砖墙水平截面积, $A_s = 120 \times 2640 = 316800 \text{ mm}^2$ 。

$f_{r,t}$ ——砌体抗剪强度标准值。按砂浆强度为 4.71 插值法得 $f_{r,t} = 0.183 \text{ N/mm}^2$ 。

f ——砌体裂缝摩擦系数,取 0.7。

N_s ——竖向荷载标准值, $N_s = \frac{120 \times 10^3}{120 \times 3000} \times 316800 = 105600 \text{ N}$ 。

ξ ——截面剪应力分布不均匀系数,取 1.2。

β ——竖向荷载降低系数,取 0.9。

a ——墙片高宽比, $a = \frac{H}{B} = \frac{1500}{3000} = 0.5$

代以上各值入上式得

$$[Q_{cr,t}] = 140.60 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 135 \text{ kN(W-I)} \\ 140 \text{ kN(W-II)} \end{matrix}$$

2) 预应力墙

$$[Q_{\sigma, s}] = [Q_{\sigma, s}] \frac{\xi}{\xi_s} + [Q_{\sigma}] \quad (7)$$

式中: $[Q_{\sigma}]$ 系预压应力产生的抗裂能力。

$$[Q_{\sigma}] = \frac{f \beta_r \sigma_0 A_0}{\xi_r \left(1 - \frac{f \beta_r}{\xi_r} \alpha \right)} \quad (8)$$

式中: β_r ——砖墙预应力提高系数, 取 1.10 (按中柱预应力筋在墙体开裂时应变变化数理统计值 1.104 取为 1.10)^[4]。

σ_0 ——砖墙预压应力, $\sigma_0 = \frac{3 \times 10^4 \times 0.9}{316800} = 0.0852 \text{ N/mm}^2$, 其中 0.9 系考虑有 10% 之预压力由构造柱纵筋承担。

ξ_r ——截面剪应力分布不均匀系数。考虑墙两端及中央的预应力影响, 剪应力分布趋于均匀, 故取 1.10。

代以上各值入上式得

$$[Q_{\sigma}] = 29.06 \text{ kN}$$

$$[Q_{\sigma, s}] = 140.6 \times \frac{1.20}{1.10} + 29.06 = 182.44 \text{ kN} \approx 180 \text{ kN (PW-I, PW-II)}$$

4.1.2 折算截面抗剪强度法

此法在原资料中系按包括构造柱的全部水平截面积计算, 与本文实测值相差甚大, 故本文作了如下处理:

1) 将原式之水平截面积改按折算截面积 $A_0 = A_0 + \frac{G_c}{G_s} A_c$ 计算。式中: A_c ——构造柱截面积; G_c 与 G_s 分别为砼与砌体剪切模量。

2) 按抗震规范取砌体抗震抗剪强度标准值 $f_{v, s, k} = \zeta_N f_{v, k}$, 以取代原式抗剪强度。式中 ζ_N 为砌体强度正应力影响系数^[9], $f_{v, k}$ 为非抗震砌体抗剪强度标准值。

3) 预应力墙考虑预应力提高系数 β_r , 经统计分析, 抗裂计算取 1.1。

(1) 非预应力墙

$$[Q_{v, s}] = \frac{\zeta_N f_{v, k} A_0}{\xi} (1 + G + W) \quad (9)$$

式中:

$$\zeta_N = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45 \frac{\sigma_0}{f_{v, k}}} \quad (10)$$

由上式算得 $\zeta_N = 1.124$;

$$\begin{aligned} A_0 &= A_0 + \frac{G_c}{G_s} A_c \\ &= 316800 + \frac{0.425 \times 2.55 \times 10^4}{0.4 \times 2.38 \times 1500} \times 120^3 \times 3 \\ &= 644657 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

G ——墙柱共同工作系数, $G = 0.025e^{3.7 \frac{H}{B}} = 0.159$;

W ——弯曲效应系数, $W = 0.018e^{3.93\frac{H}{b}} = 0.128$; 其余同前注。代以上各值得

$$[Q_{\sigma, \tau}] = \frac{1.124 \times 0.183 \times 644657}{1.2} \times (1 + 0.159 + 0.128)$$

$$= 142.23 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 135 \text{ kN(W-I)} \\ 140 \text{ kN(W-II)} \end{matrix}$$

(2) 预应力墙

以 $(\sigma_0 + \beta_s \sigma_{0p})$ 代替非预应力墙之 σ_0 , 其中 $\beta_s = 1.1$, 则 $(\sigma_0 + \beta_s \sigma_{0p}) = 0.427 \text{ N/mm}^2$ 。由 (10) 式 $\xi_N = 1.2, \xi = 1.1$ (考虑因构造柱中预应力筋的作用, 使截面剪应力分布较非预应力墙均匀)。代入 (9) 式得:

$$[Q_{\sigma, \tau}] = \frac{1.2 \times 0.183 \times 644657}{1.1} \times (1 + 0.159 + 0.128)$$

$$= 165.62 \text{ kN} \approx 180 \text{ kN(PW-I 及 PW-II)}$$

4.1.3 J. G. Borchelt 法

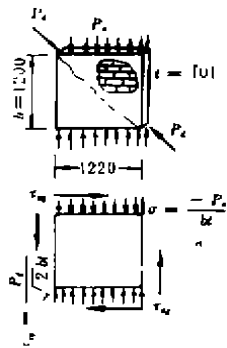


图 13

此法是建立在当砂浆强度相对较高, 可视与砖组成之砌体为趋于连续、匀质体的基础上。其计算结果与试验实测值较接近。此法由图 13 所示之墙片破坏试验而得。由材料力学可知:

$$\text{主拉应力 } T = -\frac{P_v}{bt} + \sqrt{\left(\frac{P_v}{2bt}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{P_d}{bt}\right)^2} \quad (11)$$

将上式右端第一项左移, 平方后简化之, 并乘以 $\frac{1}{F}$ (F 为砌体抗压强度), 同时将试验平均值 $\frac{T}{F} = 0.1161$ 代入上式得

$$\frac{P_d}{Fbt} = \sqrt{0.0270 + 0.2322 \frac{P_v}{Fbt}} \quad (12)$$

令 $V = \frac{P_d}{\sqrt{2}bt}$ (即齿缝剪应力), $\sigma_0 = \frac{P_v}{bt}$ (即压应力) 并代入上式得

$$\frac{V}{F} = \sqrt{0.0135 + 0.1161 \frac{\sigma_0}{F}} \quad (13)$$

结合本试验特作如下建议:

- 1) 考虑剪应力分布不均匀系数 $\xi = 1.2$;
- 2) 考虑构造柱与墙体共同工作及预应力对墙体抗剪能力提高的综合影响系数 $\eta = 1 +$

$G + 0.8 \frac{\sigma_{0p} \beta_s}{\sigma_0 \beta}$, 式中 G 同前述。

于是将式 (13) 改写为下式, 以资应用:

$$[Q_{v,t}] = \frac{\eta}{\xi} \sqrt{0.0135 + 0.1161 \frac{\sigma_0}{f_t}} f_t b t \quad (14)$$

(1) 非预应力墙

已知 $f_t = 2.29 \text{ N/mm}^2$, $b = 3000 \text{ mm}$, $t = 120 \text{ mm}$, $G = 0.159$, $\sigma_0 = 0.333 \text{ N/mm}^2$, $\eta = 1 + 0.159$, 代入上式得

$$\begin{aligned} [Q_{v,t}] &= \frac{1.159}{1.2} \sqrt{0.0135 + 0.1161 \times \frac{0.333}{2.29}} \times 2.29 \times 3000 \times 120 \\ &= 138.8 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 135 \text{ kN (W-I)} \\ 140 \text{ kN (W-II)} \end{matrix} \end{aligned}$$

(2) 预应力墙

虽然竖向荷载与预压应力均在梁柱接头尚未形成刚性节点之前即已施加,且由柱中纵向非预应力筋传给柱的竖向荷载及预应力,通过与砖墙变形协调关系求得约占 10%,但此 10% 有助于提高砼柱的抗剪能力,从而与砖墙协同抗剪.为简化计算,不予划分.于是仍有 $\beta\sigma_0 = 0.9 \times 0.333 = 0.3 \text{ N/mm}^2$, $\beta_s\sigma_{0s} = 1.1 \times 0.0852 = 0.0937 \text{ N/mm}^2$, $\eta = 1 + 0.159 + 0.8 \times \frac{0.0937}{0.3} = 1.40$, $\xi = 1.2$. 由式(14)得:

$$[Q_{v,t}] = \frac{\eta}{\xi} \sqrt{0.0135 + 0.1161 \frac{\beta\sigma_0 + \beta_s\sigma_{0s}}{f_t}} f_t b t \quad (15)$$

代以上各值入式(15)得:

$$\begin{aligned} [Q_{v,t}] &= \frac{1.40 \times 0.2}{1.2} \sqrt{0.0135 + 0.1161 \times \frac{0.3 + 0.0937}{2.29}} \times 2.29 \times 3000 \times 120 \\ &= 175.90 \text{ kN} \approx 180 \text{ kN (PW-I, PW-II)} \end{aligned}$$

4.2 极限荷载 $[Q_{v,t}]$ 及 $[Q_{v,t}^*]$

4.2.1 摩擦力及销栓力法

(1) 非预应力墙

仅考虑裂缝破坏面上摩擦力及构造柱中纵筋的销栓力抗剪。

$$[Q_{v,t}] = \frac{fN_s + V_{s,t}}{1 - f\alpha} \quad (16)$$

$$\text{式中: 纵筋销栓力} \quad V_{s,t} = n \frac{\sigma_{st} A_{s1}}{3} \quad (17)$$

n ——纵筋总根数, $n = 12$;

A_{s1} ——纵筋单根截面积, $A_{s1} = 50.3 \text{ mm}^2$;

σ_{st} ——达到极限荷载时纵向钢筋实测应力值.根据实测平均值 $\mu\epsilon = 1320 \times 10^{-6}$. 取 1100×10^{-6} , 故 $\sigma_{st} = 1100 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^5 = 231 \text{ N/mm}^2 \approx f_{st} = 235 \text{ N/mm}^2$. 说明在达到极限荷载时钢筋已达到 $\mu\epsilon_{max}$, 而屈服, 故取 $\sigma_{st} = f_{st} = 235 \text{ N/mm}^2$ [4].

其余各符号意义同前。

由式(17)得

$$V_{s,s} = 12 \times \frac{235 \times 50.3}{3} = 47282 \text{ N}$$

由式(16)得

$$[Q_{v,s}] = \frac{0.7 \times 12 \times 10^4 + 47282}{1 - 0.7 \times 0.5} = 201.97 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 191.8 \text{ kN(W-I)} \\ 191.9 \text{ kN(W-II)} \end{matrix}$$

(2) 预应力墙

在非预应力墙 $[Q_{v,s}]$ 之基础上,考虑预应力产生之摩擦力抗剪能力 $[Q_{p,s}]$,即

$$[Q_{v,s}^p] = [Q_{v,s}] + [Q_{p,s}] = [Q_{v,s}] + \frac{\beta_p N_{p,s} f}{1 - f\beta_p \alpha} \quad (18)$$

式中: β_p ——预应力提高系数,经对试验成果 $\mu_{c_{max}}$ 之统计分析,取 $\beta_p = 1.30^{[1]}$ 。

其余各符号含义及取值同前。由上式得

$$[Q_{v,s}^p] = 201.97 - \frac{1.30 \times 3 \times 10^4 \times 0.7}{1 - 0.7 \times 1.30 \times 0.5} = 252.6 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 224 \text{ kN(PW-I)} \\ 254 \text{ kN(PW-II)} \end{matrix}$$

4.2.2 折算截面摩擦力法

(1) 非预应力墙

$$[Q_{v,s}] = f\sigma_0 A_0 (1 + G + W) \quad (19)$$

式中各符号及取值同前。由式(19)得

$$\begin{aligned} [Q_{v,s}] &= 0.7 \times 0.333 \times 644657 \times (1 + 0.159 + 0.128) \\ &= 193.4 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 191.8 \text{ kN(W-I)} \\ 191.9 \text{ kN(W-II)} \end{matrix} \end{aligned}$$

(2) 预应力墙

$$[Q_{v,s}^p] = f(\sigma_0 + \sigma_{0p}\beta_p) A_0 (1 + G + W) \quad (20)$$

式中: $\sigma_{0p} = \frac{1 \times 10^4 \times 3}{120 \times 3000} = 0.083 \text{ N/mm}^2$ ——预压应力;

β_p ——预应力提高系数,取1.30。则

$$\begin{aligned} [Q_{v,s}^p] &= 0.7 \times (0.333 + 0.083 \times 1.30) \times 644657 \times 1.287 \\ &= 256.1 \text{ kN} \approx \begin{matrix} 224 \text{ kN(PW-I)} \\ 254 \text{ kN(PW-II)} \end{matrix} \end{aligned}$$

5 预应力墙片抗裂及承载力验算

5.1 抗裂验算

5.1.1 齿缝抗剪及摩擦力法

由式(7)得

$$Q_k \leq \frac{f_{v, \xi} A_0 - f N_k \beta}{\xi \left(1 - \frac{f \beta \alpha}{\xi} \right)} + \frac{f \beta_s \sigma_{0s} A_0}{\xi_s \left(1 - \frac{f \beta_s \alpha}{\xi_s} \right)} \quad (21)$$

式中: Q_k ——引起墙体开裂的水平荷载标准值;

其余各符号意义及取值同式(7)。

5.1.2 折算截面抗剪强度法

由式(9):

$$Q_k \leq \frac{S_v f_{v, \xi} A_0}{\xi} (1 - G + W) \quad (22)$$

式中: ξ ——截面剪应力分布不均匀系数,取 1.1。

S_v ——砌体强度正应力影响系数。

$$S_v = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.15 \frac{\beta \sigma_0 + \beta_s \sigma_{0s}}{f_{v, \xi}}} \quad (23)$$

其余各符号同式(9)。

5.1.3 J. G. Borchelt 法

由式(15)得

$$Q_k = \frac{\eta}{\xi} \sqrt{0.0135 + 0.1161 \frac{\beta \sigma_0 + \beta_s \sigma_{0s}}{f_k}} \cdot f_k b t \quad (24)$$

式中: η ——墙片抗剪能力综合提高系数。

$$\eta = 1 + G + 0.8 \frac{\sigma_0 \beta_s}{\sigma_0 \beta}$$

β_s 及 β 分别取 1.1 及 0.9, ξ 取 1.2。

b 及 t 分别为墙片水平宽度及高度。

f_k ——砌体抗压强度标准值。

其余同式(15)。

5.2 承载能力验算

5.2.1 摩擦力及销栓力法

由式(18)得

$$Q \leq \frac{f N_k + V_k}{1 - f \alpha} + \frac{f \beta_s N_{k, s}}{1 - \beta_s f \alpha} \quad (25)$$

式中: Q ——水平荷载设计值;

V_k ——纵筋销栓力,按式(17)计算;

其余符号同式(18)。

5.2.2 折算截面摩擦力法

由式(20)得

$$Q \leq f(\sigma_0 + \sigma_{0s} \beta_s) A_0 (1 + G + W) \quad (26)$$

式中各符号意义及取值同式(20)。

6 结 论

1) 在构造柱中设置预应力筋,采用后张法张拉工艺,并通过通圈梁对砌体的弹性地基梁作用施加预压应力于砌体上,以提高墙体的抗剪能力,增强其抗震性能是切实可行的,且设计施工方法简便。

2) 在整个加荷至墙体破坏的全过程中,无论边柱或中柱,预应力筋的应变均持续增长,说明并不因墙体开裂、位移增长、裂缝开展以至破坏而有所降低。由于 H/B 很小,故水平力引起之弯曲效应(两边柱分侧受拉和受压)很小,而随着墙片剪切变形与水平位移、裂缝所分割成的四个块体相互错动的积累(迭移),将使预应力筋进一步拉伸,致使预拉应力增大。这便是预应力墙片极限荷载之增长率远远超过加荷初期预应力相对于竖向荷载压应力之比率的根本原因。

表 5 相对抗裂及极限荷载实测平均值及其比较

资 料	四川省建筑科学研究院 ^[1]		本 文	
	素 墙	非预应力双柱墙	非预应力三柱墙	预应力三柱墙
$\frac{Q_c}{A f_n}$ 及其比	0.250 ~ 0.255/0.221 = 1.13 ~ 1.15 平均 1.14(1)	0.270 ~ 0.290/0.221 = 1.22 ~ 1.31 平均 1.265(1.11)	0.375 ~ 0.389/0.183 = 0.05 ~ 2.13 平均 2.09(1.83)	0.500/0.183 = 2.73 平均 2.73(2.40)
$\frac{Q_u}{A f_n}$ 及其比	0.263 ~ 0.27/0.221 = 1.19 ~ 1.22 平均 1.2(1.05)	0.290 ~ 0.310/0.221 = 1.31 ~ 1.40 平均 1.355(1.19)	0.533/0.183 = 2.91(2.55) 平均 2.91	0.620 ~ 0.705/0.183 = 3.39 ~ 3.86 平均 3.63(3.18)
Q_u/Q_c	1.05	1.07	1.39	1.33

3) 国内研究资料表明:带构造柱墙片开裂荷载较素墙片提高不过 10% ~ 20%,而对前者施加预应力则可较非预应力墙提高 28% ~ 33%,裂缝出现推迟。极限承载力较带构造柱非预应力墙提高 24.7% 左右。同样,无论素墙片还是非预应力带柱墙片,极限承载力仅比其开裂荷载提高 10% 左右^[7]。本研究由于多加了中柱,其“循环变形能力”有所加强,故其极限荷载较开裂荷载提高 37% ~ 42%。而预应力墙则较其开裂荷载提高 24% ~ 41%。预应力墙片的开裂荷载及极限荷载分别是素墙片的 2.40 及 3.18 倍,详见表 5。

4) 预应力墙片同非预应力墙片一样,在竖向荷载、预应力及侧向力复合作用下其破坏机制属于剪切摩擦型,因而提出了相应的计算公式(详本文第 4 节)。竖向荷载固然能提高砌体抗剪及摩擦能力,但也同时增大了地震荷载,不利于结构抗震。而预压应力却能在不增大地震荷载的前提下,净增墙体的抗剪强度及摩擦力,故能明显提高其抗震能力,其效应随侧向力之增加而有所增大。

5) 充分发挥预应力抗震的这一优势,可将八度以及八度以上烈度区现行规范所规定的砌体结构房屋层数及总高适当提高,其经济效益相当可观,特别是抗震能力的大为提高,将有效地体现“小震不坏,大震不倒”的原则,其社会效益不可低估。

6) 预应力墙片的变形、延性、耗能机制等方面的性能都与非预应力墙片具有十分相似的变化规律,且都具有足够的良好性能。限于篇幅,将另作专门论述。

参 考 文 献

- 1 朱君道,陈源华译. 砖石结构设计手册,上海:同济大学出版社,1989. 5
- 2 Curtin, W. ,Shaw, G. ,Beck, J. K. ,& Howard, J. ,Design of Prestressed Brickwork Brick Development Association 1986
- 3 杜拱辰,龚思礼,蒋学海. 用预应力箍对多层砖混结构房屋的抗震加固. 建筑结构,1981.(5)
- 4 骆万康,王天贤. 预应力抗震砖墙构造柱中的钢筋应变问题. 第二届全国砌体建筑结构暨墙体改革中的结构问题学术交流会议论文-3. (成都,1994.10)
- 5 梁国晃. 建筑部件的变形与裂缝. 广州:广东高等教育出版社,1988. 7
- 6 钟德涛等. 带钢筋砼构造柱砖房模型与墙体抗震性能试验研究. 中国建筑科学研究院抗震所,1985. 5
- 7 张海峰等. 高 2.8 m 宽 6 m 带构造柱原型墙片抗震性能试验研究. 四川省建筑科学研究院,1982. 2
- 8 J. G. Borchelt. Analysis of Brick Walls Subject to Axial Compression and In-plane Shear. "SIBMAC" Proceeding England, 1970
- 9 建筑抗震设计规范(GBJ 11-89). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- 10 刘经纬,刘锡芸. 多层砖房设置钢筋砼构造柱抗震设计方法. 建筑结构,1982.(5)

(编辑:刘家凯)

EXPERIMENTAL RESEARCH ON THE CRACK RESISTANCE AND BEARING CAPACITY OF PRESTRESSED BRICK MASONRY WALLS UNDER CYCLIC LOADING

Luo Wankang

(Chongqing Jianzhu University)

Wang Tianxian

(Northwestern Institute of Architectural Engineering)

ABSTRACT By comparing the tests of prestressed and nonprestressed brick masonry walls with peripheral beams and constructional columns, under cyclic lateral loading, the appearance and development of cracks, failure mechanism, hysteretic behavior, strength, stiffness, ductility and energy dissipation of the brick masonry walls are studied. Only the crack resistance and bearing capacity of walls are discussed in this paper. It is shown that prestressing on brick masonry wall can obviously improve its seismic behavior. Moreover, calculating methods for the crack resistance and the ultimate bearing capacity are presented, and the calculating results are identical with the tests.

KEY WORDS prestressed brick masonry wall, cyclic loading, crack resistant load, ultimate load