

编号	90-2584-4
页数	
归档日期	

建筑科学研究报告

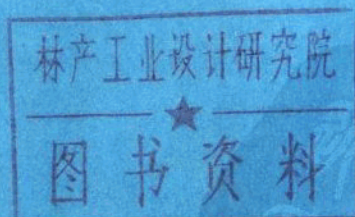
REPORT OF BUILDING RESEARCH

1984

No. 3-1

外加钢筋混凝土构造柱加固多层 砖房抗震性能的研究

Aseismic Behaviour of Multi-Storey Brick Building
by Additional R/C Columns with Steel Tie Rods



中国建筑科学研究院

CHINA ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

建筑科学研究报告

编辑出版：中国建筑科学研究院科技处
印 刷：水电总局服务公司印刷厂
发 行：中国建筑科学研究院劳动服务公司
北京市安外小黄庄路9号

提 要

本文首先叙述了用外加钢筋混凝土柱和钢拉杆加固的 $1/2$ 缩尺单片模型砖墙在侧向水平往复荷载作用下的抗震性能的试验及其结果。根据试验模型的破坏机理提出了三种破坏模式,就每种破坏模式分别提出了侧向承载能力和刚度计算公式及相应的滞回曲线模型。计算与试验结果的比较表明,二者吻合程度甚好。同时利用上述结果,选择了一座四层教学楼作为分析对象,取El—Centro波和20条拟合标准反应谱的人工地震波作为输入,通过对此多层砖房加固前、后进行的非线性地震反应分析,对采用外加钢筋混凝土柱加固多层砖房的抗震能力提出了建议。

目 录

一、引言	(2)
二、外加柱墙体的试验及分析	(2)
三、外加柱墙体破坏模式的确定	(7)
四、外加柱墙体侧向承载能力计算公式	(9)
五、外加柱墙体侧向极限承载能力的简化计算公式	(11)
六、外加柱墙体滞回曲线模型和刚度计算公式	(11)
七、外加柱加固砖房的抗震性能分析	(13)
八、结束语	(17)
参考文献	(17)

Aseismic Behaviour of Multi-Storey Brick Building by Additional R/C Columns with Steel Tie Rods

Institute of Earthquake Engineering

Niu Zezhen Chen Yiping Du Qi

Cui Jianyou Yu Runtao

Abstract

The experimental investigation results of earthquake resistant behaviour of $\frac{1}{2}$ scale brick walls strengthened by additional R/C columns with steel tie rods under lateral repeated loading are presented in this paper, firstly. Then, three failure modes and corresponding formulae for calculating lateral load bearing capacities and stiffnesses of such strengthened walls as well as their hysteresis loop models are developed based on failure mechanism of specimens. Comparing the calculating results with testing data, it shows that both results are coincident. Besides, a selected four-storey school brick building was analysed based on the above mentioned results and El-Centro time-history and 20 artificial standard earthquake response spectrum fitting time-history. According to the non-linear seismic response analysis of the selected building in both pre-strengthening and after strengthening conditions, recommendations of estimating aseismic capacities of multi-storey brick building strengthened by means of additional R/C columns and steel tie rods were presented.

外加钢筋混凝土构造柱加固多层 砖房抗震性能的研究

中国建筑科学研究院 工程抗震研究所
钮泽蓁 陈一平 杜 麒 崔建友 于润涛

一、引 言

在近年多及强震中,许多无筋砖房遭到了严重破坏或倒塌,改善和提高砖房抗震性能成为亟待研究解决的课题。1976年唐山地震时,有几幢采用钢筋混凝土构造柱的多层砖房,位于烈度为10度以上的唐山市区,震后虽有严重破坏,但仍屹立未倒。基于这个经验,唐山地震后,普遍采用外加钢筋混凝土柱(以下简称外加柱),钢拉杆与圈梁加固多层砖房。但对这样加固的砖墙的破坏机理不甚清楚,也缺乏合适的抗震性能分析方法。

本文首先介绍用外加柱和钢拉杆加固的 $\frac{1}{2}$ 缩尺模型砖墙在不同正应力 σ_0 作用下受侧向水平往复荷载作用的试验结果和破坏机制。然后根据破坏机制的分析,提出了外加柱墙体的三种破坏模式,并分别提出了侧向承载能力和刚度的计算公式,建立了滞回曲线模型。计算结果与本试验及有关单位的同类墙体的试验结果比较表明,吻合程度甚好。同时利用所提计算公式,选择了一座四层教学楼作为分析对象,取 El—Centro 波和20条拟合标准反应谱的人工地震波作为输入,分别对此多层砖房加固前、后进行了非线性地震反应分析,对采用外加柱加固砖房的抗震能力提出了建议。

二、外加柱墙体的试验及分析

(一) 模型试件

砖砌体是非匀质非弹性的脆性组合材料,其试件尺寸对试验结果影响较大,因此以用原型足尺墙体或用标准砖砌筑的大比例墙体试验为宜。抗震加固所采用的外加柱一般沿房屋宽度两侧设置,故外加柱墙内砖墙宽度即为房屋宽度,一般约为9至10米左右。考虑到试验条例,试验模型墙体的宽度和高度均为实物墙体的 $\frac{1}{2}$,而厚度相同。

试件简图如图1所示。为保证外加柱的连续性,试件高度按两个楼层模拟,但只对底

注:参加本试验研究工作的还有李德荣、茹杏丽、杨长松、李永红、黎海南。朱锦心协助作了外加柱加固砖房的计算工作。

层墙体进行试验。试件分为五组，其中三组为有外加柱墙体，砖墙竖向正应力 σ_0 。分别取为2.0、3.25和4.5公斤/厘米²，简称“大墙”；一组也为有外加柱的墙体，其竖向正应力 σ_0 为3.25公斤/厘米²，砖墙宽度为“大墙”宽度的一半，简称“小墙”。另一组为没有外加柱的砖墙，其竖向正应力 σ_0 为3.25公斤/厘米²，简称“素墙”，用以确定砖墙破坏后的侧向稳定荷载值及检验加固效果。模型试件的尺寸，材性见表1。

(二) 试验方法

首先在墙顶施加竖向荷载至使底层墙高中部达预定的正应力 σ_0 值，并保持恒定，然后，在底层墙顶外侧施加侧向水平往复荷载。由于外加柱是后加的，不承受楼层重量，因此侧向水平往复荷载直接施加在砖墙上(图1)。柱所受的侧向荷载由砖墙和钢拉杆传递。这种试验方法称为“推墙”试验。裂缝出现以前，用荷载控制，每级荷载循

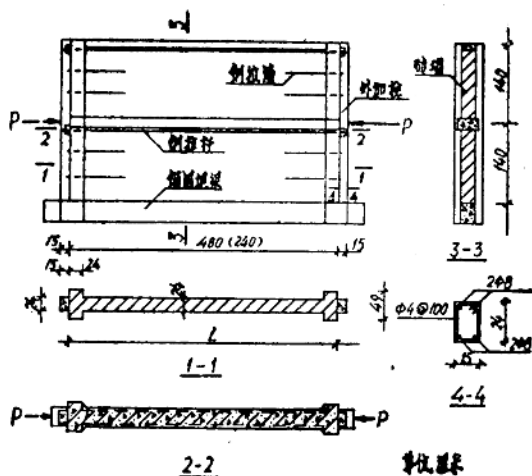


图1 模型试件简图

试件及其材料指标

表1

试件 编 号	墙宽 L (cm)	砂浆 标号	砌体材性指标 (kg/cm ²) ^①				墙 体 抗 剪 强 度		混凝土材性指标 (kg/cm ²)				钢筋抗 拉 强 度		钢 拉 杆	
			抗压 强度 R _w	抗剪 强度 R _j	抗拉 强度 R _l	弹 性 模 量 E _w	σ_0 (kg/ cm ²)	R _t (kg/ cm ²)	抗压 强度 R _c	抗拉 强度 R _t	弹 性 模 量 E _c	拉 强 度 R _h (kg/ cm ²)	数量	抗拉强度 R _g (kg/ cm ²)		
WC-I-1	480	26.0	49.34	2.10	3.38	3.1×10 ⁴	2.0	4.26	232	17.9	1.8×10 ⁵	2517	2φ12	2350		
WC-I-2	480	27.3	49.34	2.10	3.38	3.1×10 ⁴	2.0	4.26	232	17.9	1.8×10 ⁵	2517	2φ12	2350		
WC-I-3	480	19.6	61.12	1.71	4.19	4.0×10 ⁴	2.0	5.09	180	14.8	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-I-4	480	25.8	61.12	2.03	4.19	4.0×10 ⁴	2.0	5.09	180	14.8	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-II-1	480	12.4	55.73	1.35	3.82	3.9×10 ⁴	3.25	5.19	213	16.78	1.8×10 ⁵	2517	2φ12	2350		
WC-II-2	480	16.8	55.73	1.56	3.82	3.9×10 ⁴	3.25	5.19	213	16.78	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-II-3	480	10.6	55.73	1.35	3.82	3.9×10 ⁴	3.25	5.19	213	16.78	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-II-4	480	20.7	61.12	1.77	4.19	4.0×10 ⁴	3.25	5.58	180	14.8	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-III-1	480	17.1	55.73	1.58	3.82	3.9×10 ⁴	4.5	5.64	171	14.2	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-III-2	480	14.8	55.73	1.46	3.82	3.9×10 ⁴	4.5	5.64	171	14.2	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-III-3	480	15.6	55.73	1.50	3.82	3.9×10 ⁴	4.5	5.64	171	14.2	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-IV-1	240	20.7	60.49	1.77	4.14	3.1×10 ⁴	3.25	5.53	186	15.16	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-IV-2	240	17.7	60.49	1.61	4.14	3.1×10 ⁴	3.25	5.53	186	15.16	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-IV-3	240	14.4	60.49	1.43	4.14	3.1×10 ⁴	3.25	5.53	186	15.16	1.8×10 ⁵	2517	2φ14	2350		
WC-V-1	480	26.8	61.12	2.07	4.19	4.0×10 ⁴	3.25	5.58	—	—	—	—	—	—		
WC-V-2	480	19.4	61.12	1.70	4.19	4.0×10 ⁴	3.25	5.58	—	—	—	—	—	—		

① 本试验试件砌筑质量较好，故砌体抗压强度为《砖石结构设计规范》(GBJ3-73)相应数值的2倍左右。

环一次。裂缝出现以后，改用位移控制，每级位移循环三次，每级位移增量为0.25厘米。

试验过程中测量侧向水平往复荷载作用高度处墙中线的水平位移和荷载——位移滞回曲线，底层墙高中部截面的墙面应变，柱顶、柱中部和柱底的钢筋应变，钢拉杆应变和钢拉杆应变。

(三) 破坏过程

在侧向水平往复加载的初始阶段，试件基本上在弹性阶段工作（图12a中的a点），荷载继续增加，在加荷点上角部1~10皮砖的范围内沿灰缝出现斜裂缝（图12a中的b点），但对于“小墙”（WC—Ⅳ₁₋₃）和正应力 $\sigma_0 = 2.0$ 公斤/厘米²的“大墙”（WC—I₁₋₂）在加荷端沿墙底已出现水平裂缝。根据测得的墙面应变判断，墙体初裂主要是由主拉应力控制。此时，砖墙与柱未见脱离，钢拉杆中应力极小，相邻面上变形基本协调，这说明柱与墙能共同工作。荷载继续增加到接近极限荷载时（图12a中的c点），上角部斜裂缝一般扩展到墙高中线附近，裂缝大都未穿过钢拉杆，钢拉杆应力一般不超过200公斤/厘米²。极限荷载时，墙面裂缝迅即贯通。经反向加载，墙面形成交叉主裂缝，除“小墙”外，此交叉裂缝中间有水平段，墙体被分割成四块见图2。此后，荷载迅速下降。按位移控制继续加载。砖墙主要沿交叉主裂缝摩擦滑移，由于外加柱的约束作用，在加荷远端的三角块体和翼缘处还会出现一些裂缝。

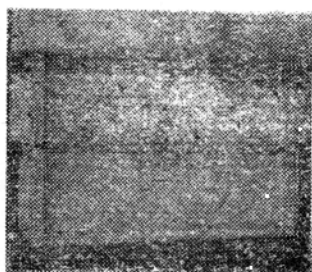


图2 墙体破坏

加荷远端柱底钢筋应力在极限荷载时处于受压状态，而加荷端柱底接近抗拉屈服强度（图3、4）。柱顶部应力很小。“小墙”的加荷端柱在极限荷载前，其底部出现水平弯曲裂缝，而大墙加荷远端柱底在极限荷载后出现剪切裂缝（图5）。

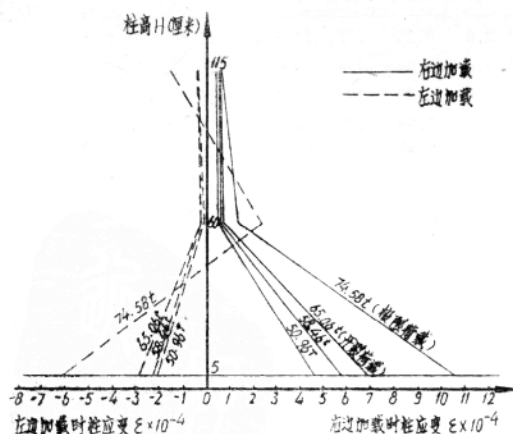


图3 “大墙”右端柱外侧纵向钢筋应变沿柱高分布图

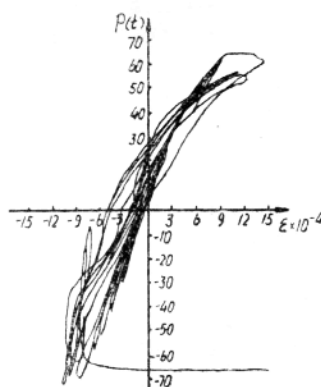


图4 纵向钢筋应变滞回曲线

钢拉杆在试验前预拉应变值 ϵ_1 为 300×10^{-6} 。从图6钢拉杆滞回曲线看出,在开裂荷载前,钢拉杆的预拉应变有所减少,极限荷载时,“大墙”的钢拉杆应力为1000公斤/厘米²左右,但“小墙”的钢拉杆应力为1600公斤/厘米²,即“大墙”钢拉杆拉应力增加400公斤/厘米²,“小墙”钢拉杆拉应力增加1000公斤/厘米²。继续加载至极限荷载后2级,钢拉杆达到屈服强度(图10a中的d点)。

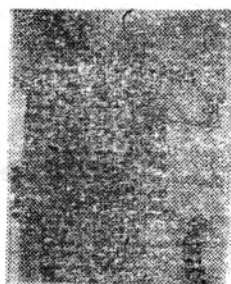


图5 柱底破坏

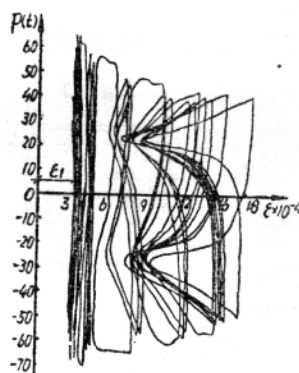


图6 钢拉杆滞回曲线

(四) 破坏特征

根据试件的上述破坏过程,可将破坏特征归结如下:

1. 墙体开裂主要是受主拉应力控制,墙与柱变形协调,能共同工作,此时可将柱按其剪切弹性模量换算为等效墙面积,并考虑墙、柱剪应力不均匀分布引起的柱子剪力折减。

2. 极限荷载瞬间,墙面裂缝基本贯通。此时,加荷远端外加柱尚未出现裂缝,柱底钢筋处于受压状态,“大墙”的钢拉杆中拉应力不大,加荷端柱顶部钢筋应力很小,“小墙”钢拉杆应力较大。这表明,极限荷载主要由砖墙和加荷远端柱的抗剪能力及钢拉杆的拉应力所承担。

3. 所有墙体都出现剪切型交叉裂缝,但 $\sigma_0 = 2.0$ 公斤/厘米²的“大墙”和高宽比较大的“小墙”,在加荷端墙底还出现水平裂缝。这说明这些墙体有明显的弯曲影响,从而降低了砖墙的抗剪能力。

4. 钢拉杆的主要作用是保证外加柱与砖墙的共同工作,它与外加柱共同约束砖墙、阻止砌体塌落,从而提高墙体的整体性和抗倒塌能力。并且在极限荷载后,能使侧向水平荷载的下降速度减慢以及提高下降后的稳定荷载值。

5. 大多数墙体交叉主裂缝都未穿过钢拉筋,可见,足够长度的钢拉筋对防止纵墙外甩是有利的。

(五) 破坏模式

从上述破坏过程和破坏特征可以看出,用外加柱和钢拉杆加固的墙体有以下三种基本破坏模式:

1. 弯剪破坏。外加柱墙在交叉主裂缝出现之前,加荷端砖墙底部出现较长水平裂缝,

外加柱底部出现弯曲裂缝, 极限荷载后加载的第2至第3级, 加荷远端的翼缘处出现竖向挤压裂缝。“小墙”试件(WC-Ⅳ₁₋₃)就属于这种破坏模式, 如图7a所示。

2. 剪弯破坏。外加柱墙出现交叉主裂缝之前, 加荷端砖墙底部出现局部水平裂缝, 在按位移控制加载至第2级或第3级时, 加荷远端三角块体和翼缘处及主裂缝附近又出现一些斜裂缝, 柱底也出现剪切斜裂缝, $\sigma_0 = 2.0$ 公斤/厘米²的“大墙”试件(WC-I₁₋₄)就属于这种破坏模式(图7b)。

3. 剪切为主破坏。外加柱墙仅出现交叉主裂缝和其附近的斜裂缝。柱底出现剪切斜裂缝。

$\sigma_0 = 3.25$ 和 4.5 公斤/厘米²的“大墙”试件(WC-II₁₋₄和WC-III₁₋₃)属于这种破坏模式, 如图7c所示。

(六) 试验结果

墙体试件的开裂荷载与极限荷载见表2。

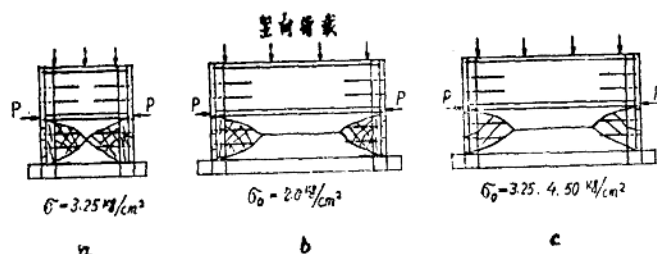


图7 墙体裂缝示意图

试件试验结果与计算结果

表2

试件编号	开裂荷载 $P_k(t)$			极限荷载 $P_u(t)$					初始刚度 $K_0 \times 10^5$ (kg/cm)			试验方法
	试验值	计算值	试验值/计算值	试验值	计算值(公式14)	试验值/计算值	计算值(公式15)	试验值/计算值	试验值	计算值	试验值/计算值	
WC-I-1	37.40	36.13	1.035	45.24	45.80	0.988	42.68	1.060	—	—	—	推柱
WC-I-2	41.58	36.13	1.151	42.90	45.80	0.937	42.68	1.005	—	—	—	
WC-I-3	40.10	42.07	0.953	46.28	46.46	0.996	49.09	0.943	14.92	13.13	1.136	推
WC-I-4	43.88	42.07	1.043	50.48	50.15	1.007	52.84	0.955	14.92	13.13	1.136	
WC-II-1	58.17	58.90	0.988	62.30	58.41	1.067	56.77	1.097	16.77	14.92	1.124	
WC-II-2	59.42	58.95	1.008	67.62	61.96	1.091	59.77	1.131	16.67	14.92	1.117	
WC-II-3	61.17	58.95	1.038	65.63	59.29	1.107	57.31	1.145	16.89	14.92	1.132	
WC-II-4	65.25	59.15	1.103	67.82	63.92	1.061	61.52	1.102	10.65	15.32	0.695	
WC-III-1	70.94	63.18	1.123	77.62	74.01	1.049	70.80	1.096	20.07	16.84	1.192	
WC-III-2	65.06	63.18	1.030	74.58	72.48	1.029	69.40	1.075	19.52	16.84	1.159	
WC-III-3	64.16	63.18	1.016	70.57	72.99	0.967	69.86	1.010	9.33	16.84	0.554	墙
WC-IV-1	25.91	25.67	1.009	31.03	30.33	1.023	33.34	0.931	5.11	5.44	0.939	
WC-IV-2	21.86	25.67	0.852	30.20	29.46	1.025	32.58	0.927	4.61	5.44	0.847	
WC-IV-3	25.30	25.67	0.986	27.26	28.76	0.948	31.72	0.859	4.60	5.44	0.846	
WC-V-1	63.17	59.15	1.068	63.80	59.15	1.079	59.15	1.079	16.80	14.39	1.167	
WC-V-2	60.05	59.15	1.015	61.20	59.15	1.035	59.15	1.035	13.77	14.39	0.957	
平均值	—	—	1.026	—	—	1.025	—	1.028	—	—	1.000	—
均方差	—	—	0.070	—	—	0.050	—	0.084	—	—	0.20	—
变异系数	—	—	6.8%	—	—	4.9%	—	8.2%	—	—	20%	—

三、外加柱墙体破坏模式的确定

试验表明,外加柱墙的破坏模式影响墙体的侧向承载能力。因此在进行抗震强度验算时,首先必须确定其破坏模式。通过对试验结果的分析,明确了墙体破坏模式与砖墙的正应力、高宽比、外加柱与砖墙抗剪强度的比值等因素有关,因此提出了对无柱砖墙和外加钢筋混凝土柱后的外加柱墙分别按偏压和抗剪计算其侧向极限承载能力,按其较小值的组合确定相应的三种破坏模式的方法,即:

1. 无柱砖墙和外加柱墙的侧向承载能力均由偏压计算控制,此即为弯剪破坏模式。
2. 无柱砖墙的侧向承载能力由偏压计算控制,而外加柱墙由抗剪计算控制,此即剪弯破坏模式。
3. 无柱砖墙和外加柱墙的侧向承载能力均由抗剪计算控制,此即剪切为主破坏模式。

无柱砖墙与外加柱墙按偏压和抗剪计算侧向极限承载能力的公式为:

(一) 无柱砖墙

1. 偏压计算 (图8a)

(1) 中和轴在翼缘

受压区高度 x 为

$$x = \frac{N}{R_w b_1} \quad (1)$$

式中: N ——无柱砖墙 $\frac{1}{2}$ 层高处截面的竖向荷载;

R_w ——砖砌体抗压强度;

b_1 ——砖墙翼缘宽度。

此时,侧向极限承载能力 P_u 为:

$$P_u = \frac{R_w b_1 x}{H} \left(\frac{L-x}{2} \right) \quad (2)$$

式中: L ——砖墙宽度;

H ——侧向水平往复荷载至墙底的高度。

(2) 中和轴在腹板

$$x = \frac{N}{R_w b} + \left(1 - \frac{b_1}{b} \right) l_1 \quad (3)$$

$$P_u = \frac{1}{2H} [R_w b_1 l_1 (L-l_1) + R_w b (x-l_1) (L-x+l_1)] \quad (4)$$

式中: b ——砖墙厚度;

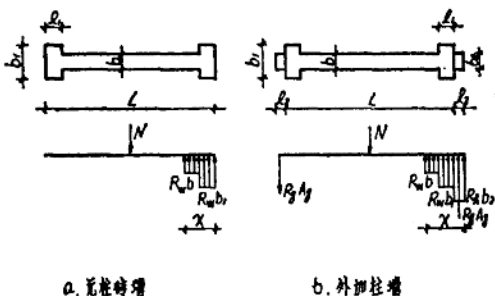


图 8 偏压计算时,墙体截面正应力分布

l_1 ——砖墙翼缘厚度。

2. 抗剪计算

侧向极限承载力 P_u 为

$$P_u = R_\tau A_w \quad (5)$$

式中: R_τ ——砖墙抗剪强度, $R_\tau = R_1 \sqrt{1 + \sigma_0 / R_1}$;

R_1 ——砖砌体抗拉强度, 按表1试验结果取值, 一般情况下, 可按《砖石结构设计规范》(GBJ3—73) 砖砌体沿阶梯形截面抗剪强度 R_j 取值;

A_w ——砖墙水平截面积。

由上述二种计算得到的较小 P_u 值确定无柱砖墙的侧向极限承载力。

(二) 外加柱墙

1. 偏压计算 (图8b)

(1) 中和轴在外加柱

$$x = \frac{N + R_g (A_g - A'_g)}{R_h b_2} \quad (6)$$

$$R_u = \frac{1}{H} \left[-N \left(\frac{L + l_2}{2} \right) + R_g A'_g \left(L + \frac{3}{2} l_2 - a'_g \right) + R_h b_2 x \left(L + \frac{3}{2} l_2 - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (7)$$

式中: N ——外加柱墙1/2层高处截面的竖向荷载;

R_g ——外加柱纵向钢筋抗拉(压)屈服强度;

A_g ——一根外加柱内纵向钢筋截面积;

A'_g ——外加柱受压区纵向钢筋截面积;

R_h ——外加柱混凝土弯曲抗压强度;

b_2 ——外加柱截面宽度;

l_2 ——外加柱截面高度;

a'_g ——外加柱受压区钢筋的重心至柱外侧边缘的距离。

(2) 中和轴在翼缘

$$x = \frac{N + R_g (A_g - A'_g)}{R_w b_1} + \left(1 - \frac{R_h b_2}{R_w b_1} \right) l_2 \quad (8)$$

$$P_u = \frac{1}{H} \left[-N \left(\frac{L + l_2}{2} \right) + (R_h b_2 l_2 + R_g A'_g) (L + l_2) + R_w b_1 (x - l_2) \left(L + l_2 - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (9)$$

(3) 中和轴在腹板

$$x = \frac{N + R_g (A_g - A'_g)}{R_w b} + \left(1 - \frac{R_h b_2}{R_w b} \right) l_2 + \left(1 - \frac{b_1}{b} \right) l_1 \quad (10)$$

$$P_u = \frac{1}{H} \left[-N \left(\frac{L+l_2}{2} \right) + (R_b b_2 l_2 + R_g A'_g) (L+l_2) \right. \\ \left. + R_w b_1 l_1 \left(L + \frac{l_2 - l_1}{2} \right) + R_w b (x - l_1 - l_2) \left(L + l_2 - \frac{x + l_1}{2} \right) \right] \quad (11)$$

2. 抗剪计算

$$P_u = (R_j + f\sigma_0) A_w + R_t b_2 l_2 + \frac{1}{\sqrt{3}} R_g A_g + \frac{H_0}{L} R_{g1} A_{g1} \quad (12)$$

式中: R_j ——砖砌体沿阶梯形截面的抗剪强度;

σ_0 ——外加柱墙1/2层高截面处的竖向正压力;

f ——与砖砌体破坏后稳定荷载有关的系数, 一般

$f = 0.7$, 本试验根据“素墙”滞回曲线(图9)最后水平段的荷载值 $f = 0.8$;

R_t ——外加柱混凝土抗裂强度;

R_{g1} ——钢拉杆抗拉屈服强度;

A_{g1} ——钢拉杆的总截面积;

H_0 ——砖墙计算高度。

由上述两种计算得到的较小 P_u 值确定外加柱墙的侧向极限承载能力。

根据无柱砖墙与外加柱墙的侧向极限承载能力的组合, 确定外加柱墙的破坏模式。

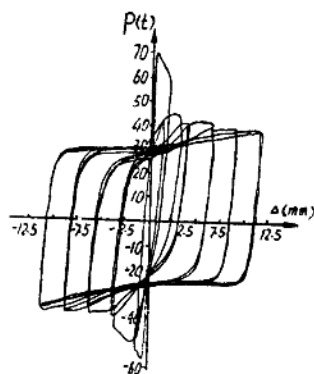


图9 “素墙”滞回曲线

四、外加柱墙体侧向承载能力计算公式

外加柱墙中砖墙所提供的侧向承载能力与破坏模式直接有关。在计算外加柱墙的侧向承载能力时, 用与破坏模式有关的砖墙有效抗剪面积 A'_w (表3) 代替砖墙面积 A_w , 可以得到与试验结果甚为吻合的计算值。

外加柱墙的侧向开裂荷载 P_k 和侧向极限荷载 P_u 可按下列公式计算:

注: ① 由于本试验试件砌筑质量较好, 抗拉强度为《砖石结构设计规范》(GBJ3-73)相应数值的2倍左右, 试件砖墙抗剪强度 $R_t = R_1 \sqrt{1 + \sigma_0} / R_1$ 的计算值大于 $(R_j + f\sigma_0)$ 的计算值。故公式(12)中用二者的较小值 $R_j + f\sigma_0$ 。在一般情况下, 由于 $R_t < (R_j + f\sigma_0)$, 计算时取 R_t 。

② 如果侧向荷载直接作用在柱上, 即“推柱”试验, 则公式(12)中的 $R_t b_2 l_2 + \frac{1}{\sqrt{3}} R_g A_g + \frac{H_0}{L} R_{g1} A_{g1}$

用 $\frac{2}{\sqrt{3}} R_g A_g$ 代替, 以后同样适用于类似公式。

砖墙有效抗剪面积 A'_w

表 3

破坏模式	计算侧向开裂荷载	计算侧向极限荷载
I	$0.8Lb$	
II	$0.8Lb$	Lb
III	$Lb + 2(b_2 - b_1)l_1$	

注：表中计算值是根据试验结果而得

$$P_k = \frac{R_T}{\xi} A'_w (1 + S') \quad (13)$$

$$P_u = (R_1 + f\sigma_0) A'_w + R_1 b_2 l_2 + \frac{1}{\sqrt{3}} R_g A_g + \frac{H_0}{L} R_g A_{g1} \quad (14)$$

式中： $S' = \eta_s \frac{G_b}{G_w} \cdot \frac{2A_c}{A'_w}$

A'_w ——砖墙有效抗剪面积，其值与破坏模式有关，按表3采用；

A_c ——一根外加柱的截面面积；

G_w ——砖砌体剪切弹性模量；

G_b ——外加柱混凝土剪切弹性模量；

ξ ——剪应力不均匀系数，一般取 $\xi = 1.2$ ；

η_s ——墙、柱剪应力不均匀分布引起的柱子剪力折减系数，按式

$$\eta_s = 0.05 \frac{H_0}{L} + 0.2 \text{ 取值。}$$

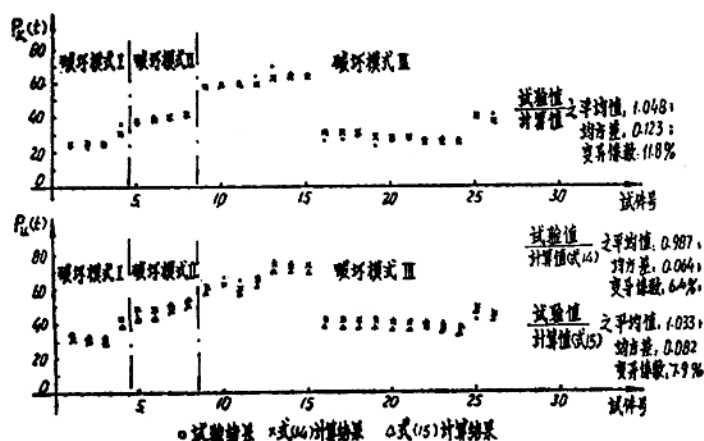


图 10 外加柱墙试验结果与计算结果对比

表 2 列出了本试验 16 个试件侧向开裂荷载和侧向极限荷载的试验值和计算值。计算值系按本文所述方法确定破坏模式及砖墙有效抗剪面积而算得。由表可见，试验值与计算值甚为吻合，其试验值与计算值之比平均值分别为 1.026 与 1.025，均方差为 0.07 与 0.05，变异系数为 6.8% 与 4.9%。

图10为大连工学院、甘肃省建筑科学研究所和中国建筑科学研究院工程抗震研究所的26根用标准砖砌筑的外加柱墙的试验结果与计算结果的对比,其计算结果(图中的“X”点)是按本文所述方法算得,计算极限荷载时,砖墙抗剪强度取 R_t 与 $R_t + f\sigma_0$ 的较小值,从图中可见二者也甚为符合,其试验值与计算值之比的平均值、均方差和变异系数列入图中。这表明上述计算方法及提出的计算公式是可行的。

五、外加柱墙体侧向极限承载能力的简化计算公式

由于现有房屋的抗震加固设防标准低于新建房屋的设防标准,所以抗震加固设计是按极限强度进行验算的。但计算外加柱墙的侧向极限荷载公式(14)中的砖墙有效抗剪面积 A_w' 与破坏模式有关,计算较为复杂。根据试验结果, P_u 也可采用下列简化公式进行计算:

$$P_u = \left[1 - \left(\frac{H_0}{L} \right)^2 \right] (R_t + f\sigma_0) A_w + R_t b_2 l_2 + \frac{1}{\sqrt{3}} R_s A_s + \frac{H_0}{L} R_{s1} A_{s1} \quad (15)$$

本试验16个试件按(15)式算得的侧向极限荷载值也列于表2中,其试验值与计算值之比的平均值为1.028,均方值为0.084,变异系数为8.2%,可见两者也甚为符合。图10中符号“Δ”为按(15)式计算的26根外加柱墙的计算值,其值与试验值也很接近。由此可见,公式(15)是可用的。

六、外加柱墙体滞回曲线模型和刚度计算公式

将各试件滞回曲线对应每一级荷载(或位移)的滞回环的顶点连接起来,就是骨架曲线。对于弯剪破坏模式的墙体,即“小墙”,其骨架曲线可用三折线表示,如图11b所示。其滞回特性为刚度退化型,如图11a试验曲线所示。对于剪弯破坏和剪切为主破坏模

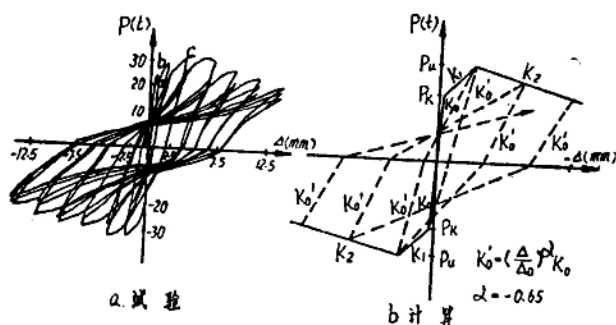


图 11 “小墙”恢复力模型

① 对于一般情况, $R_t < (R_t + f\sigma_0)$, 此时式(15)中的 $(R_t + f\sigma_0)$ 改用 R_t 。

式的墙体，即“大墙”，其骨架曲线可用带负刚度的回折线表示，其滞回特性也为负刚度退化型，如图12a、12b所示。

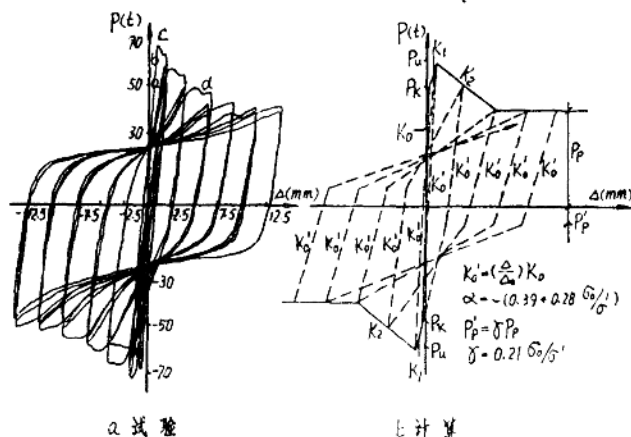


图 12 “大墙”恢复力模型

外加柱墙的初始刚度可按下式计算：

$$K_0 = \frac{\lambda G_W A_W (1+S)}{H} \left[1 + 0.35 \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'} - 1 \right) \right] \quad (16)$$

式中：\$\lambda = 1/[1 + G_W A_W (1+S) (2H_0)^2 / 12 E_W J_z \zeta]\$；

$$S = \eta_g \frac{G_b}{G_W} \cdot \frac{2A_c}{A_W} ;$$

$$J_z = 2\eta_g \frac{G_b}{G_W} A_c \left(\frac{L+I_2}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} b L^3 + (b_1 - b) I_1 \left(\frac{L-I_1}{2} \right)^2 ;$$

$$\sigma_0 = 3.5 \text{ 公斤/厘米}^2 ;$$

$$\zeta = 1, 2.$$

骨架曲线第二、第三段刚度\$K_1\$、\$K_2\$分别为：

对于弯剪破坏模式的外加柱墙：

$$K_1 = 0.058 K_0 \quad (17)$$

$$K_2 = -0.0176 K_0 \quad (18)$$

对于剪弯和剪切为主破坏模式的外加柱墙：

$$K_1 = 0.11 K_0 \quad (19)$$

$$K_2 = \frac{P_p - P_u}{1.1 \Delta g_1} \quad (20)$$

式中：\$P_p = f \sigma_0 A_W + R_{g1} A_{g1}\$

\$\Delta g_1\$——钢拉杆屈服时总伸长。

试验墙体初始刚度的计算值与试验值也列于表2中。从表可见，除少数墙体外，二者

也符合甚好。其试验值与计算值之比的平均值为 1.0, 均方差为 0.20, 变异系数为 20%。

当墙体位移 Δ 超过开裂位移 Δ_0 后, 其刚度退化为:

$$K_0^1 = \left(\frac{\Delta}{\Delta_0} \right)^{\alpha} K_0 \quad (21)$$

式中: 对弯剪破坏的外加柱墙 $\alpha = -0.65$;

对剪弯和剪切为主破坏的外加柱墙 $\alpha = -(0.39 + 0.28\sigma_0/\sigma')$

对剪弯和剪切为主破坏的外加柱墙, 反向加载开始时仍按退化的卸荷刚度前进, 直至荷载 P'_0 时才指向曾到达的最远点, 这里由试验得到 $P'_0 = \gamma P_0$, $\gamma = 0.21\sigma_0/\sigma'$ 。

在多层砖房中, 墙体高度 H_0 取楼层净高的 $1/2$ (对一般楼层) 或 $2/3$ (顶层), 则对于仅在房屋宽度外侧设置外加柱的外加柱墙, 其破坏模式绝大多数为剪弯或剪切为主的破坏模式, 故其恢复力模型以图 12 所示者为主。

七、外加柱加固砖房的抗震性能分析

目前, 我国现行《抗震设计规范》(TJ11—78) 对结构进行抗震能力验算是以弹性反应谱理论为出发点的, 而结构的非弹性变形能力和耗能能力等通过引入结构影响系数 C 以折减地震力来考虑。换句话说, 用相应于设计烈度的地震激励按结构影响系数 C 折减后对结构进行弹性分析, 所得到的安全概率与用此地震激励对同一结构进行非线性分析求得的安全概率相当。在计算分析中, 我们引用了这一概念。

对结构进行弹性分析时, 对任一时刻, 我们假定第 i 构件的地震剪力 $|Q(i)|$ 与允许剪力 $[Q(i)]$ 之比值 $\Psi_{\text{弹}i} = |Q(i)|/[Q(i)]$ 。并且认为当结构中有任一构件的 $\Psi_{\text{弹}i} > 1$ 时, 即认为结构破坏。用给定的地震波作为输入, 可以计算出结构各质点的弹性时程反应, 根据时程反应可统计得到各构件 $\Psi_{\text{弹}i} \leq 1$ 的概率 $P(\Psi_{\text{弹}i} \leq 1)$, 取各构件中 $P(\Psi_{\text{弹}i} \leq 1)$ 的最小值 $\text{MIN}[P(\Psi_{\text{弹}i} \leq 1)]$ 作为结构安全性的度量 $P(\Psi_{\text{弹}i} \leq 1)$ 作为结构的安全概率。

对结构进行非线性分析时, 我们则认为第 i 构件的延性要求 $\mu(i)$ 与该构件的允许延性 $[\mu(i)]$ 之比值 $\Psi_{\text{塑}i} = |\mu(i)|/[\mu(i)]$, 与上述同理, 根据时程反应曲线也可统计得各构件的 $\Psi_{\text{塑}i} \leq 1$ 的概率 $P(\Psi_{\text{塑}i} \leq 1)$, 而非线性分析时结构的安全概率 $P(\Psi_{\text{塑}i} \leq 1) = \text{MIN}[P(\Psi_{\text{塑}i} \leq 1)]$ 。

整个计算分析是按下述步骤进行的: 首先选择一组相当于设计烈度的输入地震波, 本文在计算分析中, 采用了 El—Centro 波和 20 条拟合标准反应谱 (相应场地土类别) 的人工地震波, 将加速度峰值调到相当于设计烈度地震作为输入。然后, 用步步积分法分别对加固前和加固后的结构进行非线性动力分析, 算得每条地震波作用下结构各层相应的非线性时程曲线, 进而求出对应于不同 Ψ_i 值的概率 $P(\Psi \leq \Psi_i)$, 并假定结构反应按极值 I 型分布, 亦即 Ψ 值为极值 I 型分布, 即:

$$P(\Psi \leq \Psi_i) = e^{-e^{-Y_i}} \quad (22)$$

其中 $y_i = a(\Psi_i - \beta)$ 。

把由21条地震波计算得到的对应于同一结构同一 Ψ_i 的 $P(\Psi \leq \Psi_i)$ 值进行统计平均, 求出其估计值 $\hat{P}(\Psi \leq \Psi_i)$, 将对应于不同 Ψ_i 的 $\hat{P}(\Psi \leq \Psi_i)$ 绘于 Gumbel 图上求得所计算结构的反应极值分布函数, 从而得加固前和加固后结构的安全概率 $P_1(\Psi_{塑} \leq 1)$ 和 $P_2(\Psi_{塑} \leq 1)$ 的值。完成上述非线性分析后, 再分别采用适当的系数 Z_1 和 Z_2 折减输入地震波的峰值作为加固前和加固后结构进行弹性分析时的输入地震波, 并求出安全概率 $P_1(\Psi_{弹} \leq 1)$ 和 $P_2(\Psi_{弹} \leq 1)$, 调整 Z_1 和 Z_2 , 使得 $P_1(\Psi_{弹} \leq 1)$ 和 $P_2(\Psi_{弹} \leq 1)$ 分别与 $P_1(\Psi_{塑} \leq 1)$ 和 $P_2(\Psi_{塑} \leq 1)$ 相当, 即使得采用系数 Z_1 和 Z_2 后弹性分析得到的结构安全概率和非线性分析得到的结构安全概率相一致。求在这个条件下, Z_1 和 Z_2 的比值, 令:

$$K = Z_1 / Z_2 \quad (23)$$

我们称 K 为采用外加柱加固后结构抗震能力的提高系数, 它反映了结构加固后抗震能力的提高程度。

本文计算分析所取的结构为一座处于Ⅱ类场地土上的四层教学楼, 门宽 1m, 窗宽 1.8m, 预制钢筋混凝土楼(屋)盖, 砖为75号, 砂浆标号25号。设计烈度按八度考虑。楼层平面和外加柱布置见图13。此砖房按《工业与民用建筑抗震鉴定标准》(TJ23—77)验算一、二层②~④轴的墙片和三层③~⑥轴的墙片, 面积率均不满足要求, 但差值小于 20%, 故宜采用外加柱加固。外加柱截面尺寸选为 $24 \times 30 \text{ cm}^2$, 混凝土标号为 200 号, 配筋为 $4\Phi 12$ 。砖房简化为层间多杆件剪切模型, 各楼层集中质量见表4, 考虑了每层各轴线墙片恢复力特性的差异。各墙片的结构参数按公式(13)、(14)和(16)~(21)进行计算, 其结果列于表5和表6中。

各 楼 层 集 中 质 量

表 4

层 数	四 层	三 层	二 层	一 层
集中质量 $m_i (\text{t} \cdot \text{m} / \text{sec}^2)$	0.8631	1.2941	1.2941	1.2941

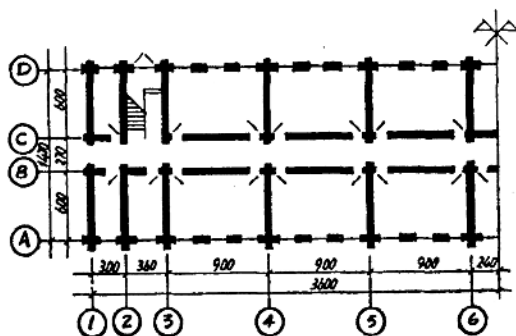


图 13 四层教学楼平面示意图