

目 录

带构造柱多层砖房的抗震可靠度..... 郭瑞锋、顾红霞（ 1 ）

水平配筋砖砌体抗震性能的试验研究..... 周炳章、夏敬谦（ 7 ）

变性砂浆及水平配筋提高砖墙抗震能力的试验研究..... 宋秉泽、杨婕姜等（ 57 ）

夹心轻质材料复合砖房足尺墙片抗震性能试验研究..... 刘立泉、刘 雯（ 82 ）

多层复合夹心砖房脉动试验..... 刘 雯、张前国等（ 122 ）

多层复合夹心砖结构抗震强度验算分析..... 刘 雯、李晓明等（ 134 ）

配筋砖墙体端部锚固试验研究..... 夏敬谦、黄昭质等（ 141 ）

多层砖房钢筋混凝土构造柱基础设置..... 黄泉生、陈懋恭（ 148 ）

大开间房屋钢筋砼进深梁与构造柱抗震节点试验研究..... 刘立泉、刘 雯（ 163 ）

多层砖房水平配筋抗震墙承载力验算..... 周炳章、郑 伟（ 177 ）

多层砖房设置钢筋砼构造柱抗震墙承载力验算..... 曹骏一、马炳链（ 181 ）

附录:

- （一）设置钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震技术规程
- （二）设置钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震技术规程条文说明

带构造柱多层砖房的抗震可靠度

郭瑞锋 顾红霞

大连理工大学

提 要

本文提出一个以房屋层间位移为控制指标的抗震可靠度计算方法。利用一次二阶矩法，计算了一座六层住宅房屋的开裂和倒塌概率。算例说明了用可靠度方法较之78抗震规范的计算方法有明显的优越性。

一、引言

原有抗震规范TJ11—78中对多层砖房的抗震验算是把地震力分配给平行于地震力作用方向的各片墙上，对各个单独的墙片进行强度验算。这种验算方法只能表明墙体是否开裂，不能确定墙体是否倒塌，当然也就更不能说明房屋是否倒塌。因此，这种方法不能满足对所设计的房屋能“裂而不倒”的要求。

我们认为决定房屋是否倒塌的主要因素是房屋的变形，只有变形达到一定数量房屋才可能倒塌，地震中很多裂而不倒的房屋就是最好的例证。墙体开裂也必然和墙体的变形相联系。因此，以不同的变形值为墙体开裂和房屋倒塌的指标是比较合理的。对钢筋混凝土框架结构尹之潜等曾提出过用位移控制的设计方法〔1〕。

问题的困难之点是如何确定相应于开裂和倒塌的变形量。最可靠的办法是进行大量的试验，以试验资料为基础来给出开裂和倒塌变形值。我们知道做整幢房屋的抗震试验很困难和耗资巨大，而且也不可能对各种不同情况的房屋（高度，开间，砂浆等等）都做试验。因此必需要有计算的方法来确定这些变形值，但据我们所知目前还没有对整幢房屋可进行弹塑性和开裂分析的计算方法，也没有可提供这些变形值的足够的整幢房屋抗震试验的试验数据。

砖房是脆性结构，变形能力差，离散性大，当房屋的某些墙体开裂后对整个结构要引起很大的应力重分配。这些因素都不利于用变形作为控制指标。设置钢筋混凝土构造柱〔及圈梁〕，使多层砖房大大地提高了变形能力，使每道墙体可看作为弹塑性构件，这就使以变形作为多层砖房的开裂和倒塌指标比较地容易做到和具有实际意义。

最近几年来，国内对带构造柱的单片墙体进行了较多的试验研究和理论分析工作〔2—5〕，在目前还缺少对整幢房屋的试验资料和计算方法的情况下，本文将利用对单片墙体的试验结果和计算方法来确定房屋的开裂和倒塌变形值，这是一种偏于安全的近似。

大家知道，地震作用、房屋的建筑材料和施工质量等都是随机变量。因此，基于概率论的结构可靠度是衡量结构是否安全的一个最合理的指标。本文将用一次二阶矩法来计算房屋的可靠度。这里出现了另一个困难，就是如何确定房屋的地震反应。对不同的地震作用，房屋将有不同的动力反应。因为要对房屋进行弹塑性动力反应分析，所以弹性反应谱方法是不适用的。本文将采用直接动力法，用不同的地震加速度记录对房屋进行弹塑性动力反应计算，取其统计值作为地震作用的反应值。当所用的各种地震加速度波的数量很多时，可望得到一个较好的结果。

二、失效概率和可靠度

我们应用一次二阶矩法的验算点法〔6〕,可考虑随机变量的实际分布。

我们以房屋的层间位移作为计算指标,即认为房屋动力反应的最大层间位移达到给定的开裂位移或倒塌位移时,房屋即发生开裂或倒塌。取极限状态函数

$$Z_i = g(\bar{u}_i, u_i) \quad \bar{u}_i - u_i = 0$$

式中 $\bar{u}_i$ ——给定的第*i*层的开裂变位或倒塌变位,

u_i ——地震作用下房屋第*i*层的变位反应。

第*i*层的失效概率为

$$P_{fi} = P[\bar{u}_i - u_i < 0] \quad (1)$$

用于地震作用下结构反应的不定性远大于抗力不定性,所以整个房屋的失效概率可近似地取为:

$$P_F = \max \{ P_{fi}, i = 1, 2, \dots, n \} \quad (2)$$

$$P_{fi} = 1 - \Phi(\beta_i) \quad (3)$$

β 称为可靠指标, $\Phi(\beta)$ 即为可靠度。这里是认为房屋的任一层发生破坏就意味着整幢房屋破坏,以下省略下标*i*。

$\bar{u}$ 值与钢筋的弹性模量,砖砌体的弹性模量、强度,墙体和构造柱的尺寸等因素有关,这些因素本身都具有不确定性,由于 $\bar{u}$ 值是与这些因素的乘积相对应,根据中心极限定理,可假定 $\bar{u}$ 为对数正态分布〔7〕,其分布函数为

$$F_{\bar{u}}(\bar{u}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \int_0^{\bar{u}} \frac{1}{\bar{u}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{L_n \bar{u} - \lambda}{\xi} \right)^2} d\bar{u} \quad (3)$$

化为正态分布时有

$$F_{\bar{u}}(\bar{u}) = \Phi \left(\frac{L_n \bar{u} - \lambda}{\xi} \right) \quad (4)$$

$$\text{式中 } \lambda = L_n m_{\bar{u}} - \frac{1}{2} \xi^2 \quad \xi^2 = L_n \left(1 + \frac{\sigma_{\bar{u}}^2}{m_{\bar{u}}^2} \right) \quad (5)$$

引入当量正态变量 $N(m_{\bar{u}'}, \sigma_{\bar{u}'})$,则可得

$$m_{\bar{u}'} = \bar{u}^* - \Phi^{-1}[F_{\bar{u}}(\bar{u}^*)] \sigma_{\bar{u}'} \quad (6)$$

$$\varphi \left\{ \Phi^{-1} \left[\Phi \left(\frac{L_n \bar{u}^* - \lambda}{\xi} \right) \right] \right\} \quad (7)$$

$$\sigma_{\bar{u}'} = \frac{f_{\bar{u}}(\bar{u}^*)}{f_{\bar{u}'}(\bar{u}^*)}$$

或可写为更简单的形式〔8〕

$$m_{\bar{u}'} = \bar{u}_i^* \left(1 - L_n \bar{u}_i^* + l_n \frac{m_{\bar{u}_i}}{1 + V^2 \bar{u}_i} \right) \quad (6')$$

$$\sigma_{\bar{u}'} = \bar{u}_i^* \sqrt{l_n (1 + V^2 \bar{u}_i)} \quad (7')$$

式中 $\varphi(\cdot)$ 为标准正态分布的密度函数, f 为概率密度函数。 V 为变异系数,当 $m_{\bar{u}}$ 和 $\sigma_{\bar{u}}$ 为已知时则可由(6)和(7)式求得 $m_{\bar{u}'}$ 和 $\sigma_{\bar{u}'}$ 。此时 β 为假定的初值,用迭代法可求得 β 值。

现在来确定 u 。取 u 为房屋动力反应的层间最大位移,假定 u 为极值I型分布(由计算所得

的29个子样，用柯尔莫哥洛夫法检验母体分布，当取信度 $\alpha = 0.05$ 时，得 $D = 0.1981 < D_n = 0.246$ ，接受极值I型分布），其分布函数为

$$F_u(u) = \exp \{ -e^{-a(u-\gamma)} \} \quad (8)$$

$$\text{式中 } a = \pi / \sqrt{6} \sigma_u \quad \gamma = m_u - 0.577/a \quad (9)$$

引入当量正态变量 $N(m_{u'}, \sigma_{u'})$ ，则有

$$m_{u'} = u^* - \Phi^{-1}[F_u(u^*)] \sigma_{u'} \quad (10)$$

$$\sigma_{u'} = \frac{\Phi \{ \Phi^{-1}[F_u(u^*)] \}}{f_u(u^*)} \quad (11)$$

当 m_u 和 σ_u 已知时，就可求得 $m_{u'}$ 和 $\sigma_{u'}$ 。

可靠指标 β 的公式为

$$\beta = \frac{m_{\bar{u}'} - m_{u'}}{\sqrt{\sigma_{\bar{u}'}^2 + \sigma_{u'}^2}} \quad (12)$$

当给定假设的 u^* 和 $\bar{u}^*$ 初值，就可由 (6) —— (12) 算出 β 的初值，再用下式计算下一步迭代的设计验算点

$$u^* = m_{u'} + \beta \sigma_{u'} \frac{\sigma_{u'}}{\sqrt{\sigma_{u'}^2 + \sigma_{\bar{u}'}^2}} \quad (43)$$

$$\bar{u}^* = m_{\bar{u}'} - \beta \sigma_{\bar{u}'} \frac{\sigma_{\bar{u}'}}{\sqrt{\sigma_{u'}^2 + \sigma_{\bar{u}'}^2}} \quad (14)$$

重复上列计算，直至 β 收敛，应用 (3) 即可求得第 i 层的失效概率。最后根据 (1) 式，由各层中的最大失效概率来确定整幢房屋的失效概率。

三、 u 和 $\bar{u}$ 值的确定

如上所述，确定 u 和 $\bar{u}$ 值归结为确定随机变量 u 和 $\bar{u}$ 的统计特性值 m_u, σ_u 和 $m_{\bar{u}}, \sigma_{\bar{u}}$ 。

影响随机变量 u 的主要因素是地震加速度波的频谱特性组成。对于一个给定的结构，输入不同的地震加速度波（峰值相等），其动力反应是不同的。把这些动力反应看成是样本观察值，这需要大量的震害调查和实测数据，目前是做不到的。我们建议采用对房屋用直接动力法进行动力反应计算，把输入不同地震加速度波计算所得的各层最大层间位移作为近似的样本观察值，由此计算 m_u 和 σ_u 。可见，一般说来，所用的地震加速度波愈多，可望得到愈为可靠的统计量，这里包含了计算公式所带来的不确定性，暂时略去了这个影响。

影响随机变量 $\bar{u}$ 的主要因素是结构的材料性质，几何特征，受力状态，施工质量等。这里所需的样本观察值是带构造柱多层砖房的极限变形（开裂和倒塌）的试验值，但目前这类试验很少。我们建议近似地把带构造柱墙体的极限变形试验值作为样本观察值。当然不可能对所有墙体都做试验，这可以已有的墙体试验数据为基础，对其他不同尺寸，不同强度，不同弹性模量，受不同垂直压力的墙体用公式进行修正，本文采用文献〔5〕所提供的公式计算结构各阶段的刚度和位移，求出 m_u 和 σ_u 。并以此构成计算所需的恢复力特性曲线，供动力反应计算时的需用。这样自然也带来一定的误差和不确定性，本文暂时略去这些影响。

四、算例

横墙承重六层砖混结构住宅 计算其在地震烈度为 8 度和 9 度时的开裂和倒塌概率。

经计算，房屋的基本周期为 0.18 秒。阻尼比为 0.032。假定楼板在自身平面内的刚度为无限大，振型为剪切型，层间剪力与层间位移间的恢复力特性曲线简化为退化两线型。房屋

的首层平面图见图 1，房屋特性见表 1。

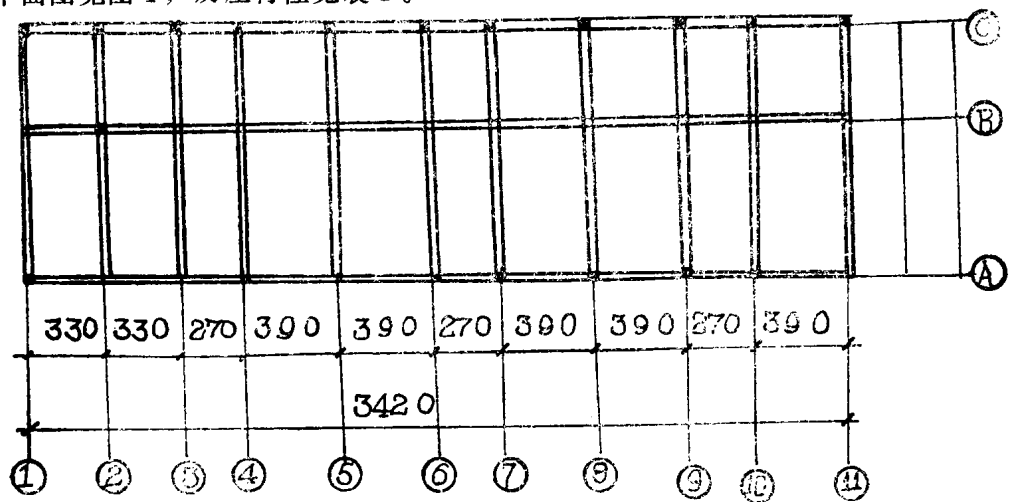


图 1 六层砖混结构住宅首层平面简图

六层砖混结构房屋特性 表1

层数	重量 (t)	层高 (m)	砂浆标号	构造柱混凝土标号	刚度 k_1 (t/m)	刚度 k_2 (t/m)
一	625.9	2.7	100	200	10680	3026
二	508.5	2.7	100	200	10680	3026
三	508.5	2.7	75	200	10010	2674
四	508.5	2.7	50	200	8990	2402
五	508.5	2.7	50	200	8990	2402
六	430.3	2.7	50	200	8990	2402

利用国内外的29条地震加速度记录波，将它们分别输入结构，计算长度为10秒，结构简化为剪切型串联多自由度体系，求出其弹性动力反应[9]。所有地震波的峰值均分别调至0.2g和0.4g。把计算出的各层最大相对位移作为样本观察值，得到相应于 8度和9度的两个容量为29的样本。根据收集到的墙体试验数据，经用[5]的公式修正后得出的开裂和倒塌（极限）位移两个样本，列于表 2。

以上共得 4 个样本，这样可以由样本均值和样本方差得到反应位移 $\bar{u}$ 和极限位移 $\bar{u}_l$ 两个随机变量的均值和方差，然后用二阶矩方法计算失效概率。计算结果列于表 3 和表 4。

从表 4 可看出，8度时房屋的开裂概率为13%，倒塌概率为 0.3×10^{-6} ，9度时的开裂概率为92%，倒塌率为 2%，均是底层为控制层。

现与用考虑构造柱的78抗震规范方法的计算作比较。此房屋是按 8 度 设 防 的，计算了②、⑦轴线的墙体，所得安全系数 k 列于表 5。

由表 5 可见，按规范计算，墙体的安全系数均大于 2，满足要求，墙体不会开裂，但按二阶矩法计算，其开裂概率为12%。按 9 度计算时安全系数 k 均小于 2，是不允许的，但按二阶矩法计算，其倒塌概率只有 2%。

可见按78规范得到的 8 度安全，9 度不安全是一个笼统的概念。所谓 9 度时不安全是指

单片墙试验的位移值 表2

层数	一	二	三	四	五	六
开裂位移 (10 ⁻⁴)	6.292	5.896	5.500	5.113	4.848	4.452
	3.238	3.118	3.007	2.921	2.830	2.761
	5.994	5.879	5.714	5.661	5.558	5.508
	5.892	5.780	5.619	5.492	5.370	5.277
极限位移 (10 ⁻³)	1.797	1.731	1.669	1.625	1.558	1.532
	2.908	2.776	2.588	2.544	2.424	2.262
	3.911	3.801	3.662	3.630	3.534	3.443
	1.700	1.659	1.643	1.612	1.597	1.568
	4.460	4.353	4.332	4.251	4.211	4.134
	2.760	2.693	2.655	2.630	2.570	2.546

注：表中数值均为除以墙体高度后的无量纲值

样本的数字特征 (10⁻⁴) 表3

层数	墙体开裂位移		墙体倒塌位移		8度时位移反应		9度时位移反应	
	均值	标准差	均值	标准差	均值	标准差	均值	标准差
一	5.354	1.412	29.23	11.07	3.537	0.989	10.04	3.550
二	5.168	1.368	28.35	10.83	3.204	0.962	8.610	2.865
三	4.960	1.305	27.58	10.74	2.911	0.817	7.941	3.299
四	4.797	1.271	27.16	10.62	2.467	0.696	6.40	2.370
五	4.652	1.251	26.49	10.56	1.537	0.224	3.652	2.754
六	4.500	1.245	25.81	10.38	0.744	0.127	1.393	1.232

注：表中数字为除以墙体高度后的无量纲值。

失效概率 表4

层数	8度		9度	
	开裂概率	倒塌概率	开裂概率	倒塌概率
一	0.1288	0.3169×10 ⁻⁶	0.9213	0.1723×10 ⁻¹
二	0.1035	0.2179×10 ⁻⁶	0.8850	0.8359×10 ⁻²
三	0.7473×10 ⁻¹	0.2178×10 ⁻⁶	0.8143	0.1088×10 ⁻¹
四	0.3852×10 ⁻¹	0.2175×10 ⁻⁶	0.7224	0.28064×10 ⁻²
五	0.2229×10 ⁻³	0.2174×10 ⁻⁶	0.3281	0.1612×10 ⁻²
六	0.2174×10 ⁻⁶	0.2174×10 ⁻⁶	0.4106	0.2174×10 ⁻⁶
最大值	0.1288	0.3169×10 ⁻⁶	0.9213	0.1723×10 ⁻¹

按规范方法计算的安全系数

表 5

	一	二	三	四	五	六
②轴线横墙	2.55	2.61	2.47	2.53	3.19	5.6
⑦轴线横墙	2.6	2.66	2.51	2.58	3.27	5.71

墙体开裂还是指结构倒塌，8度时安全是否意味着绝对不会开裂，这均是不明确的。墙体产生裂缝虽是一种破坏，但如果不倒塌的话也可以说是安全的。墙体从开裂到倒塌有一个过程，因此对于抗裂和抗倒塌应有两个可靠度。本文给出房屋的开裂概率和倒塌概率，这就对房屋的可靠度给出了全面的、定量的评价。

五、结论

1. 以层间变位为指标，用一次二阶矩方法可对带构造柱多层砖房给出开裂概率和倒塌概率。

2. 可利用现有的单片墙体试验数据，结合理论分析，给出各种不同尺寸和不同受力情况的墙体的开裂和倒塌变位容许值。利用现有的强震记录求出地震作用下动力反应的位移值。

3. 本文给出的房屋开裂概率和倒塌概率较之73规范只对墙体进行强度检算的方法有着明显的优越性。

4. 本文提供了一个按现有墙体试验和强震记录作为样本的多层砖房可靠度计算方法，在增加和整理强震记录和墙体试验数据，改进恢复力特性曲线和动力反应计算模型等方面，尚可作进一步的完善，以供实际应用。

参 考 文 献

1. 尹之潜等，结构抗震的可靠度与位移控制设计，地震工程与工程振动，1982年2卷2期。
2. 北京市建筑设计院，砖混结构抗震试验报告汇编，北京市建筑设计院，1978。
3. 刘锡芸等，用钢筋混凝土构造柱加强砖房抗震性能的研究，建筑结构学报，1981年6期。
4. 郭瑞锋、吕和祥、奚肖凤，具有构造柱墙体弹塑性、开裂、裂缝开展的分析，大连工学院学报，1979年1期。
5. 郭瑞锋，奚肖凤，带钢筋混凝土构造柱砖房的近似计算，大连工学院工程力学研究所研究报告82—3010，中美双边地震工程学术讨论会论文集，第1卷，1982. 8，哈尔滨。
6. A. H. —S. Ang，结构可靠性和基于可靠性的设计的现状，国外地震工程，1982年1期。
7. 中国建筑科学研究院结构所规范室，建筑结构荷载和抗力的统计特征，建筑结构，1981年，6期。
8. 大连工学院，四川建筑科学研究所，工程结构可靠度，大连工学院，1982年9月。
9. 林家浩、丁殿明、田玉山，串联多自由度体系弹塑性地震反应分析，大连工学院学报，1979年，2期。

水平配筋砖砌体抗震性能的试验研究

周炳章

北京市建筑设计院

夏敬谦

国家地震局工程力学研究所

一、前言

砖砌体结构具有取材方便, 造价低廉等优点, 是我国建筑中采用最广泛的一种结构型式。据统计, 目前我国粘土砖产量已超过 2 千 7 百亿块, 百分之 90 以上的住宅建筑是用砖砌筑的, 可见这是量大面广的一种建筑材料。

但是, 历次震害表明, 砖结构房屋破坏较重, 抗震性能较差, 特别是无筋砖砌体是一种脆性构件, 变形能力差, 抗剪能力低。为了在多层砖房中沿用原有的传统做法和墙体截面尺寸, 采取配置水平钢筋的措施, 来提高其抗剪强度和变形能力, 是一种切实可行的途径。

国外应用配筋砌体技术历史悠久, 早在一个世纪以前 Brunel 在英国地下铁路构筑物中首先采用了配筋砌体。三十年代以来由于抵抗地震力和建造高强度砌体的要求, 许多国家的地震区采用了这种结构, 美国是建造配筋砌体最多的国家并经过地震的考验, 如洛杉矶 Los Angeles 的 26 层混合结构的 Veterans 医院, 经受了圣费南多地震的考验。新西兰多年来也采用配筋砌体抗震, 此外南斯拉夫、加拿大、比利时、意大利、苏联、德国等都应用了这一技术, 有的建造了十层以上的房屋。对配筋砌体的研究越来越多地吸引着各国学者的兴趣, 特别是 1979 年以来对它的研究进展很快, 在第六、七、八届世界地震工程会议 (WCEE) 和第六、七届国际砖砌体会议 (IBMC) 以及第三届国际墙体会议 (CIB—W23) 发表了不少篇关于配筋砌体结构抗震研究方面的文章 [1—3]。

根据我国修订新抗震规范的编制要求, 需要提供一个适合我国材料情况和生产工艺要求的配筋砌体强度验算公式, 以供规范采用。

我国过去也有一些单位, 如工程力学研究所 [4], 西安冶金建筑学院 [5] 和北京市房屋修建技术研究所 [6] 等进行过配筋砌体抗震性能的研究, 但是不够系统全面, 特别是可供设计使用的计算资料还很不够。尚有许多问题需要进行探讨, 如配筋砖墙体的破坏机理, 侧向的效应以及构造等问题。为此, 在城乡建设部抗震办公室的组织协调下, 八四年三月成立水平配筋砖砌体结构抗震性能的研究专题组, 开展了水平配筋粘土砖结构抗震性能的研究。本文主要总结了北京市建筑设计院、国家地震局工程力学研究所、西安冶金建筑学院、辽宁省建研所和陕西省建研所进行的六十多片水平配筋砖墙体在水平往复荷载下的破坏试验。试验研究的主要目的与内容是:

- 1、研究水平配筋粘土砖砌体的抗震性能; 墙体破坏机理承载能力和变形能力等问题。
- 2、研究水平配筋砖墙体的抗震强度验算方法。
- 3、工程设计、构造措施的确定。

试验过程中参考了《砌体结构墙体抗震试验技术条例》（征求意见稿）的有关规定。

二、试件设计和试验方法

(一) 试件设计

试件尺寸是根据多层砖房纵、横墙体尺寸和试验设备能力综合考虑确定的，墙厚为24厘米。考虑到配筋砌体的强度和变形能力主要与砂浆标号（ R_2 ）、竖向压应力（ σ_0 ）、体积配筋率（ μ_v ）墙体高宽比（ h/b ），以及有无构造柱、孔洞大小和位置等因素有关。因此设计了两类试件；第一类为实心墙体，如表1所示。

试件种类及尺寸 表1.a

因素 种类	配 筋	砂浆强度 R_2 (公斤/厘米 ²)	压应力 σ_0 (公斤/厘米 ²)	高宽比 (h/b)	试件尺寸 (米×米)
1	0	50	4	0.25	1.35×5.4
2	每7皮2 ϕ 6	75	6	0.67	1.35×2.0
3	每4皮2 ϕ 6 每2皮2 ϕ 6	100	8	1.25	1.5×1.25

试 件 情 况 表1.b

因素 试件号	配 筋	砂浆强度 R_2 (公斤/厘米 ²)	压应力 σ_0 (公斤/厘米 ²)	高 宽 比
PJ—1	0	50	4	1 : 4
—2	0	75	6	1 : 1.5
—3	0	100	8	1 : 0.8
PJ—4	每7皮2 ϕ 6	50	6	1 : 0.8
—5	每7皮2 ϕ 6	75	8	1 : 4
—6	每7皮2 ϕ 6	100	4	1 : 1.5
PJ—7	每4皮2 ϕ 6	50	8	1 : 1.5
—8	每4皮2 ϕ 6	75	4	1 : 0.8
—9	每4皮2 ϕ 6	100	6	1 : 4
PJ—10	每2皮2 ϕ 6	50	8	1 : 1.5
—11	每2皮2 ϕ 6	75	4	1 : 0.8
—12	每2皮2 ϕ 6	100	6	1 : 4

另一类是考虑构造柱与门窗孔洞影响的，试件如表2所示。

开 孔 试 件 情 况 表2a

因素 试件号	开 孔 位 置	构 造 柱
PJ—13	中	无
PJ—14	中	有
PJ—15	偏	无
PJ—16	偏	有

表2中配筋量：每3皮2 ϕ 6，正应力：6公斤/厘米²，砂浆强度：75公斤/厘米²，试件

尺寸：135×200×24厘米 并补充了有构造柱无开孔的两种高宽比试件如表 2 b 所示，各试件的尺寸及配筋构造见图 1。专题组各单位对表 1、2 中试件分别进行试验。

补 充 试 件 情 况 表2.b

因 素 试 件 号	配 筋	砂浆强度 R_2 (公斤/厘米 ²)	压应力 σ_0 (公斤/厘米 ²)	高 宽 比
PJ—补1	每 2 皮 2 ϕ 6	100	6	1: 1.5
PJ—补2	每 4 皮 2 ϕ 6	100	8	1: 1.5
PJ—补3	每 2 皮 2 ϕ 6	100	8	1: 0.8
PJ—补4	每 4 皮 2 ϕ 6	100	6	1: 0.8

(二) 试件制作:

试件砌筑在钢筋混凝土或钢和混凝土组合的予制梁上，带有构造柱的试件、柱筋焊在底梁主筋上，构造柱混凝土标号为200 号。为了避免材料差异和施工质量产生的影响，尽可能保证墙体的同一性以取得试验结果的可信度，采用了分组分层流水砌筑方法（即砌完一组试件同一高度的一批砖后再进行下一批砖的砌筑）。一组试件由同一名中等技术的瓦工按照“施工现场操作规程”砌筑。一组试件采用 1～2 盘砂浆，以减少由于砂浆强度的变异和人工砌筑技术引起试件强度的离散性。为了测定砂浆实际强度，砌筑时应予留 6～9 块砂浆试块。全部试件在温度为20℃左右的室内自然条件下养护28天后进行试验。

(三) 试验装置

众所周知，地震力作用下多层房屋的层间墙体可以简化为底端为固端顶部可有位移无转动的矩形块体，为了尽可能模拟层间墙体的工作特性，墙体底端通过底梁固定在静力台座上。墙体顶端根据各单位设备情况，有的采用四连杆机构（见图 2 a），有的采用Π形刚架（见图 2 b），以保证在水平力作用下墙顶部只有平移而无转动的边界条件。由水平 推 拉 千 斤 顶 或 伪 静 力 试 验 机 的 伺 服 液 压 作 动 器 施 加 水 平 往 复 荷 载。

为了模拟 3～8 层多层砖房底层墙体的实际作用的轴向压应力，在试件顶梁上装置千斤顶施加压应力。

(四) 加荷顺序及仪表布置

施加水平荷载值在墙体初裂前以荷载控制，每级荷载取予计极限荷载的 1 / 5，当 墙 体 出 现 裂 缝 后，改为按位移 Δ_0 控制使每级循环荷载下试件所对应的位移值为 Δ_0 值的倍数，直到墙体破坏为止。

仪表布置如图 3 所示。利用位移传感器测量墙顶中部的水平位移，以X—Y 函数记录仪或磁带机记录。使用电阻应变片测量钢筋应变。

三、试验结果

(一) 试件的侧向承载能力与变形能力

全部试件的主要参数与试验数据列于表 3，表中：

P_0 与 Δ_0 为开裂荷载与位移，系指肉眼首次观察到斜裂缝所对应的荷载与位移，

P_u 与 Δ_u 指极限荷载与相应的位移；

P_w 与 Δ_w 为破坏荷载与位移，系指滞回曲线衰减终点，即骨架曲线下降段曲率突变点相应的荷载与位移（见图 4 中的 W 点）。本试验一般取下降到极限荷载的 80％作为破坏点。

由表 3 的试验结果看出配筋砌体的变形能力随配筋率的增加得到了显著的增加，砌体强度也有所提高。

（二）破坏特征

全部试件呈剪切型破坏。尽管试件配筋率较低，但其破坏现象与无筋墙有所不同，无筋墙破坏时沿墙面基本上只有一对主交叉斜裂缝，其它裂缝较少发生。而配筋墙即使是配筋率最低 PJ—4，也沿墙体两对角线方向出现几条斜裂缝，很难判别哪一条是主裂缝，配筋量越多，墙体裂缝的分布越均匀（见图 5）。带构造柱的配筋墙体的破坏除与配筋墙的裂缝相同外，于构造柱的上下两端处还出现斜裂缝（见图 5 h）。构造柱与砖砌体之间未发现明显的脱开现象，说明现有的构造措施和施工可保证柱与砌体较好地协同工作。部分墙体的裂缝图示于图 5 中。

（三）滞回曲线

墙体试件的滞回曲线可以全面地描述砖墙的弹性与非弹性性质和其抗震性能。部分比较典型的墙体滞回曲线示于图 6～10 中。从这些曲线可以看出墙体工作过程经历了三个阶段，在开裂荷载前，荷载——位移曲线接近于线性变化为弹性阶段。由开裂荷载至极限荷载墙体裂缝逐渐开展刚度明显地降低，为弹塑性阶段。超过极限荷载后，砖砌体的承载能力，随着位移的增加而逐渐下降称为破坏阶段。

（四）钢筋应力

配筋墙体在主要控制荷载下的钢筋应力值列于表 4。部分钢筋的荷载——应变变化曲线示于图 11 中，试验结果表明在墙体开裂前钢筋应力很小，平均约为 300kg/cm^2 ，但在开裂后裂缝处钢筋应力迅速增大。钢筋应力大小与墙体出现的裂缝位置有关，墙中部钢筋应变较大，而离开裂缝一定距离处的钢筋应变较小见图 12 所示，极限荷载时，部分钢筋可达到屈服。

墙体在破坏荷载时，则有更多的钢筋达到屈服强度，此时钢筋应变为最大。带构造柱的配筋墙由于钢筋锚固作用，钢筋的效应发挥得更好些。

四、试验结果分析

（一）配筋砌体的侧向承载能力

将墙体试件的荷载——位移骨架曲线及钢筋承受的平均拉力采用无量纲坐标绘于图 13。从图中能够看出在墙体工作的各个阶段中钢筋与砖砌体的受力状态。本文试件均属于低配筋率情况，砌体中的钢筋承担的侧向力所占比例较小。将极限荷载下的各组试件的钢筋内力与砌体承载力的平均值及其所占百分比列于表 5，表中 P_{gu}/P_u 表示钢筋承载力占配筋砌体的比例。按试验统计结果表明，随着配筋率的增加，配筋墙的侧向承载能力均有不同程度的提高，当体积配筋率为 $0.033\sim 0.167\%$ 时，极限承载力增加 $5\sim 25\%$ 。极限承载能力的提高与配筋量有关，基本上与含钢率呈正比例增加见图 11a。

比较试件 13 与 14；15 与 16；7 与 补 2；对同样含钢率的有构造柱的配筋墙较无柱墙的抗侧能力还可提高 13% 左右。

尽管墙体初裂荷载是用肉眼观察得到的，其数字不够精确，但仍可由表 3 中的试验数据看出，配筋率越高则墙体初裂荷载与极限荷载的比值越小，即强度储备大。其中带门洞的配筋墙的强度储备最大，其系数平均为 0.684 。墙体的强度储备与墙体的初始刚度大小及刚度退化速度有关，而带门洞墙体初始刚度退化慢，所以强度储备大。在相同配筋率情况下，

表3

序 号	试 件 编 号	试件尺寸 $B \times H \times t$ cm	面 积 $A=Bt$ cm^2	高宽比 H/B	配 筋 参 数			砌 体 参 数			压 应 力 σ_0 kg/cm^2	开 裂		
					强 度 R_g kg/cm^2	弹性模量 E_g 10^9kg/cm^2	含钢率 μ %	砂浆强度 R_z kg/cm^2	弹性模量 E_m 10^4kg/cm^2	抗剪强度 R_j kg/cm^2		荷 载 P_c t	位 移 Δc mm	转 角 γ_c 10^{-4}rad
1	PJ-2	$200 \times 135 \times 24$	4800	0.675				110.0	3.040	4.195	6.0	20.0	0.500	3.937
2			4800	0.675				79.7	2.813	3.571	6.0	28.6	1.261	9.929
3			4800	0.675				90.7	2.936	3.809	6.0	20.0	1.057	8.3230
4			4800	0.675				92.0	2.950	3.837	6.0	21.5	2630	4.961
5			4800	0.675				65.0	2.160	3.225	6.0	18.0		
6	PJ-3	$125 \times 150 \times 24$	3000	1.200				145.0	3.040	4.817	8.0	13.7	0.800	5.634
7			3000	1.200				93.7	2.969	3.872	8.0	13.1	1.210	8.521
8			3000	1.200				99.5	3.034	3.990	8.0	15.4	1.720	12.113
9			3000	1.200				129.0	3.040	4.543	8.0	193	2.250	15.845
10	PJ-4	$125 \times 150 \times 24$	3000	1.200	3600	2.42	0.033	70.0	2.704	3.347	6.0	4.0	0.500	3.521
11			3000	1.200	2867	2.22	0.033	62.0	2.614	3.150	6.0	12.4	2.179	15.345
12			3000	1.200	3000	1.98	0.033	73.0	2.738	3.418	6.0	16.4	2.600	18.310
13			3000	1.200	2630	2.00	0.033	17.0	1.285	1.649	6.7	11.1	2730	15.34
14			3000	1.200	2630	2.00	0.033	5.4	0.701	0.930	6.7	3.8	1.020	7.813
15	PJ-6	$200 \times 135 \times 24$	3000	1.200	2630	2.00	0.033	41.7	1.943	2.583	6.7	9.96	2.230	15.704
16			4800	0.675	3600	2.42	0.037	96.0	2.995	3.919	3.0	21.0		
17			4800	0.675	2867	2.22	0.037	118.4	3.040	4.352	4.0	14.2	0.344	2.09
18			4800	0.675	3000	1.98	0.037	139.0	3.040	4.716	6.0	26.0	0.500	3.34
19			4800	0.675	3600	2.42	0.074	75.0	2.670	3.464	8.0	27.0	1.400	11.24

极 限		破 坏			试 验 单 位	备 注
荷 载 P_u t	位 移 Δu mm	转 角 γ_u 10^{-4}rad	荷 载 P_w t	位 移 Δw mm		
24.0	0.800	6.299	18.0	5.500	43.307	I
32.2	2.128	16.756	25.76	4.091	32.313	II
23.7	2.944	23.181	18.86	6.691	52.635	III
29.5	1.630	12.835	26.5	5.00	39.370	IV
20.5						IV
15.25	3.200	22.535	12.0	4.00	28.169	I
13.1	1.210	8.521	10.44	2.230	15.704	II
15.4	1.720	12.113	12.32	5.106	36.169	II
21.0	4.900	34.507	10.0	11600	81.590	IV
12.5	3.300	23.239				I
14.4	5.034	35.451	11.52	101.8	71.183	II
18.1	6.500	45.775	12.0	11.500	102.113	II
12.3	2.830	19.930				IV
7.3	4.820	23.944	5.3	8.800	61.972	IV
11.9	4.680	32.953	9.9	5.300	37.324	IV
24.5						I
22.5	4.399	34.622	18.0	6.615	52.089	II
27.5	9.600	59.842	22.8	15.00	118.895	III
33.5	4.600	36.200	26.0	13.500	106.299	I

续表3

序 号	试 件 编 号	试件尺寸 $B \times H \times t$ cm	面 积 $A = Bt$ cm^2	高宽比 H/B	配 筋 参 数			砌 体 参 数			压 应 力 σ_0 kg/cm^2	开 裂		
					强 度 R_g kg/cm^2	弹性模量 E_g 10^5kg/cm^2	含钢率 μ %	砂浆强度 R_z kg/cm^2	弹性模量 E_m 10^4kg/cm^2	抗剪强度 R_j kg/cm^2		荷 载 P_c t	位 移 Δ_c mm	转 角 γ_c 10^{-4}rad
20	PJ-7	$200 \times 135 \times 24$	4800	0.675	3600	2.42	0.074	130.0	3.040	4.561	8.0			
21			4800	0.675	2867	2.22	0.074	87.4	2.899	3.740	8.0	22.0	1.975	15.551
22			4800	0.675	3000	1.98	0.074	39.0	2.144	2.498	8.0	33.0	0.750	5.905
23			4800	0.675	2630	2.00	0.074	6.08	0.753	0.986	4.4	7.6	0.970	7.638
24	PJ-8	$125 \times 150 \times 24$	4188	0.802	2630	2.00	0.074	36.75	1.819	2.425	5.0	15.0	1.350	10.227
25			3000	1.200	3600	2.42	0.083	68.0	2.682	3.298	3.0	4.0	0.700	4.930
26			3000	1.200	2867	2.22		89.95	2.927	3.794	4.0	12.0	2.587	18.218
27			3000	1.200	3000	1.98		108.0	3.040	4.157	8.0	20.5	2.100	14.737
28	PJ-10	$200 \times 135 \times 24$	3000	1.200	2630	2.00	0.083	74.4	22.160	3.450	4.7	10.7	1.800	12.676
29			3000	1.200	2630	2.00	0.083	7.8	0.890	1.117	4.7	5.6	3.240	22.817
30			3000	1.200	2630	2.00	0.083	72.4	2.160	3.040	4.7	9.5	2.730	19.225
31			4800	0.675	3600	2.42	0.167	68.0	2.682	3.298	8.0	20.0	0.800	6.299
32	PJ-11	$125 \times 150 \times 24$	4800	0.675	2867	2.22	0.167	39.75	2.166	2.522	8.0	22.4	1.363	10.732
33			4800	0.675	3000	1.98	0.167	59.0	2.581	3.072	6.0	30.0	1.500	11.811
34			4800	0.675	2630	2.00	0.167	6.08	0.753	0.986	4.7	11.6	2.240	17.638
35			3000	1.200	2630	2.00	0.165	41.7	1.943	2.583	6.7	11.0	2.170	15.282
36	PJ-11	$125 \times 150 \times 24$	3000	1.200	3600	2.42	0.165	71.0	2.715	3.370	6.0	6.0	0.600	4.225
37			3000	1.200	2667	2.22	0.165	91.0	2.939	3.816	4.0	10.6	1.669	11.753
38			3000	1.200	3000	1.98	0.165	62.0	2.614	3.150	8.0	17.8	2.500	17.606

续表3

极 限			破 坏			试 验 单 位	备 注
荷 载 P_u t	位 移 Δu mm	转 角 γ_u 10^{-4}rad	荷 载 P_w t	位 移 Δw mm	转 角 γ_w 10^{-4}rad		
33.3						I	I. $R_1=0.4 R_2$ 2. $\gamma=\Delta/h_0$ 3. $h_0=H-80$ 4. Em按《砖石结构设计规范》规定值 5. 试验单位为: I. 为北京院 II. 为陕西所 III. 为西冶院 IV. 为工力所 V. 为辽宁所
25.9	6.786	53.291	20.7	15.436	121.543	II	
34.5	2.100	16.535	28.5	7.500	59.055	III	
10.2	5.620	44.252	8.1	9.670	76.42	IV	
17.0	3.00	22.727	12.5	5.550	42.045	IV	
12.5	4.300	30.282	8.5	20.00	140.845	I	
15.15	3.094	57.000	12.1	9.776	68.845	II	
22.0	5.900	41.549	18.5	13.500	95.070	III	
13.95	4.360	30.704	10.1	8.640	60.845	IV	
6.50	5.900	41.549				IV	
11.7	7.350	51.761				IV	
36.5	6.00	47.244	30.0	8.00	62.992	I	
29.0	11.663	91.635	23.2	13.294	104.677	II	
33.3	4.800	37.795	27.0	7.800	61.417	III	
12.8	5.570	43.858	11.4	7.140	56.210	IV	
13.1	3.510	27.638				IV	
15.75	5.00	35.211	12.0	18.00	126.761	I	
15.3	10.643	74.951	12.24	12.265	86.373	II	
19.0	8.500	59.859	18.3	16.00	112.676	III	

续表3

序 号	试 件 编 号	试件尺寸 $B \times H \times t$ cm	面 积 $A = Bt$ cm^2	高宽比 H/B	配 筋 参 数			砌 体 参 数			压应力 σ kg/cm^2	开 裂		
					强 度 R_g kg/cm^2	弹性模量 E_g 10^3kg/cm^2	含钢率 μ %	砂浆强度 R_z kg/cm^2	弹性模量 E_m 10^4kg/cm^2	抗剪强度 R_j kg/cm^2		荷 载 P_c t	位 移 Δc mm	转 角 γ_c 10^{-3}rad
39			3000	1.200	2630	2.00	0.165	9.8	1.062	1.252	6.7	7.5	5.940	41.831
40			3000	1.200	2630	2.00	0.165	38.93	1.874	2.496	4.7	9.0	2.400	16.901
41	PJ-13	200×135 $\times 24$ 开洞		0.675	3600	2.42	0.105	109.0	5.040	4.176	6.0	12.0	1.400	11.024
42				0.675	2867	2.22	0.105	46.7	2.377	2.733	6.0	12.0	1.159	9.126
43				0.675	3000	1.98	0.105	81.0	2.827	3.600	6.0	12.0	1.10	8.651
44	PJ-14	200×135 $\times 24$ 构造柱、开洞		0.675	3600	2.42	0.104	40.0	2.174	2.530	6.0	15.0		
45				0.675	2867	2.22	0.104	48.3	2.407	2.760	6.0	8.0	0.802	6.315
46				0.675	3000	1.98	0.104	75.0	2.760	3.464	6.0	19.5	0.800	6.299
47	PJ-15	200×135 $\times 24$ 开洞		0.675	3600	2.42	0.105	53.0	2.514	2.912	6.0	10.0	1.00	7.874
48				0.675	2867	2.22	0.105	42.0	2.233	2.592	6.0	11.0	1.365	10.748
49				0.675	3000	1.98	0.105	75.0	2.760	3.464	6.0	16.5	2.500	19.685
50		200×135 $\times 24$ 构造柱、开洞		0.675	3600	2.42	0.104	67.0	2.670	3.274	6.0	15.0	1.600	12.598
51				0.675	2867	2.22	0.104	105.7	3.040	4.112	6.0	12.0	1.057	8.323
52				0.675	3000	1.98	0.104	63.0	2.626	3.175	6.0	16.5	1.500	11.811
	17							184				32		
	18							180				48		
53	PJ-1 $200 \times 135 \times 24$ 构造柱		4800	1: 1.5	3600	1.64	0.196	185	3.765	5.411	6.0	24.0	0.29	228