

砌体建筑结构学组
成都市建委墙改办
四川省建筑设计院

联合召开

第二届全国砌体建筑结构学术交流会论文集

1994年10月8日—10月14日

四川·成都

第二卷

北 京

第二届全国砌体建筑结构学术交流会论文集

第 二 卷

目 录

试验研究

八层钢筋混凝土—砖组合墙房屋模型振动台试验研究.....	夏敬谦	张前国等	(1)
钢筋混凝土—砖组合墙片抗震性能试验研究.....	刘立泉	陈德高等	(9)
开洞钢筋混凝土—砖组合墙在垂直荷载作用下承载能力研究.....	宋雅涵	王 非	(21)
大开间砌体房屋进深梁下墙体的工作性能研究.....	史庆轩	易文宗等	(29)
配筋砌块剪力墙正截面承载力.....	唐岱新	费金标等	(35)
配置预应力纵向钢筋砖墙抗震性能试验研究.....	庄一舟	卢奂采等	(43)
配置钢筋混凝土构造柱组合砌体 偏心荷载作用下抗压承载力试验研究.....	胡 伟	贾留东	(54)
有垫片料石墙体抗震抗剪性能及其加固效果的试验与研究.....	陈鲁生	黄艺珍等	(59)
砌筑砂浆饱满度对砌体抗剪强度的影响.....	周国民	王占林	(67)
新型节能墙板 UBS板正截面承载力研究.....	郭建伟	姚崇德等	(71)
破坏砖柱有正应力情况下的钢筋混凝土加固试验.....	侯汝欣	梁 爽	(77)
八层底两层框剪组合墙模型房屋模拟地震振动台试验.....	夏敬谦	邬瑞锋等	(90)
六层大开间多孔砖砌体房屋动力特性测试与分析.....	易文宗	史庆轩	(99)

计算分析

底层框架砖房托墙梁受荷状态初探.....	奚肖凤	邬瑞锋等	(106)
底层框剪组合墙八层房屋抗震性能分析.....	解明雨	夏敬谦等	(115)
底两层框剪组合墙八层房屋抗震性能分析.....	黄维平	黄泉生等	(122)
底层框剪组合墙八层房屋动力分析及抗震可靠度.....	陈熙之	张前国等	(130)
三种组合墙砌体房屋抗震性能的综合比较.....	邬瑞锋	陈德高等	(137)
减震缝错动位移分析.....	楼永林	赵公华	(146)
砌体构筑物的地基基础处理——桩与土的共同工作.....	王华敏		(152)
墙段中带构造柱砖墙抗震承载力计算公式中存在的问题分析.....	戴旭谦		(159)
附:编后语.....			(172)

八层钢筋混凝土一砖组合墙房屋 模型振动台试验研究

夏敬谦 黄泉生 张培珍
(国家地震局工程力学研究所)
解明雨 黄维平 邬瑞锋
(大连理工大学)

张前国
(辽宁省建筑设计院)
陈德高
(沈阳市建委)

一. 前 言

钢筋砼一砖组合墙结构是将钢筋砼梁、柱和砌体牢固地联结起来组合成约束块体,再由约束块体组合成整体房屋。这种新型砌体结构自 87 年以来,经过墙片试验和整体模型静力试验以及理论计算分析工作,证明了在七度地震区建造八层组合墙房屋具有良好的抗震性能。为了进一步研究这种房屋的动力性能以及地震作用下的破坏机理,我们进行了大比例模型的模拟地震振动台试验研究。试验的目的在于:

1. 研究八层钢筋砼一砖组合墙房屋的抗震性能;
2. 探讨分配梁、约束柱和砖砌体在房屋中的受力情况;
3. 对模型进行静刚度测试,为能较正确地模型进行动力计算提供数据。

二. 模型设计

模型是取沈阳地区某幢住宅的一个单元,根据工程力学研究所振动台台面尺寸为 5×5 米,最大试件重 300kN,模型取 $1/4$ 缩尺比例,模型材料和强度等级与原型相同。采用人工质量法模拟模型受到振动台的承载能力的限制,在配置附加人工质量时只能使模型所受的正应力为原型房屋的 $1/2$ 。

模型的平、立面图见图 1。约束柱、约束梁的配筋率与原型相同。约束柱配筋 $4\phi 4$,屈服强度为 237.5MPa,抗拉极限强度为 375.5MPa。约束柱、梁的砼强度等级为 C20,底层砌筑砂浆强度等级为 M10,2、3 层为 M7.5,4 至 8 层为 M5。模型的材料力学性能指标的试验结果列于表 1。

表 1. 墙体材性试验结果

砂浆设计标号	平均抗压强度 MPa	弹性模量 10^4 MPa	波桑比 γ_i	剪切模量 G (按 $E \cdot \gamma_i$ 值计算) 10^4 MPa	通缝抗剪 强度 MPa
M10	6.74	0.91	0.24	0.37	0.29*
M7.5	5.88	0.77	0.31	0.29	0.25*
M5	5.39	0.58	0.25	0.23	0.214

* 为按砌体规范根据 M5 抗剪强度试验的估计值

为了满足应力比为 $1/2$ 的关系,于各层楼盖处分别施加了人工质量块,各层重量分

别为 1 至 7 层 11.84kN, 8 层为 11.97kN。

三. 试验方法

试验仪表布置如图 2 所示, 在模型底板和各层楼板上分别布置了加速度传感器和位移传感器, 以测量各层的水平加速度和水平位移。为了测量模型的扭转振动反应, 在屋盖对角线方向布置了加速度传感器。

应变测点主要布置在约束柱和砖砌体上, 见图 2b。

试验过程主要分以下几个阶段:

1. 模型的静刚度试验。

测试模型的静刚度, 测试方法与文献[1]相同;

2. 模型弹性阶段试验。

未施加人工质量时模型弹性状态试验, 输入了 El Centro 地震波。试验目的是分析模型施加人工质量与不施加人工质量时地震反应的影响;

3. 模型动力特性测试。

测定了模型在弹性状态, 开裂状态以及破坏状态自振频率、阻尼比和振型, 并比较动力特性的变化。测试方法与文献[1]相同。

4. 模型弹性状态的动力试验。

研究了三种地震波作用下模型的动力反应, 输入了迁安波 (19776.8.11 S-N), El Centro 波 (1940.5.18 S-N) 和宁河波 (1976.11.15 S-N)。地震加速度时程的时间压缩比为 1/2.8, 输入加速度峰值分别为 0.10g、0.15g 和 0.20g。

5. 模型开裂与破坏状态试验。

输入了 El Centro, 以 0.1g 幅值为级差, 逐次增大加速度峰值, 直到模型破坏为止。

四. 试验结果及初步分析

1. 动力特性

频率: 模型在不同状态下的自振频率列于表 2, 由表 2 可见, 未施加人工质量时的模型正应力近似为原型的 $\sigma_0/4$, 施加人工质量后为 $\sigma_0/2$ (σ_0 为原型墙体的正应力), 它们的周期比纵、横向均为 1.39。

模型的频率随着模型墙体的开裂和破坏程度的加重而不断下降。开裂时的横向、纵向和扭转第一频率与初始状态相比分别下降了 15%、14%和 18%, 第二频率下降了 11%、11%和 15%, 第三频率下降了 12%、11%和 11%。模型破坏后与初始状态的横向、纵向和扭转频率相比, 第一频率分别下降了 30.6%、27.5%和 35.5%; 第二频率分别下降了 55.9%、26.7%和 34.8%, 第三频率下降 56.2%、24.8%和 25%。这表明由于地震波是横向作用, 横向破坏重, 所以无论是第一还是二、三频率, 横向均比纵向下陷得多。

表 2. 模型自振频率

状态 \ 方向	X			Y			扭 转		
	f_1	f_2	f_3	f_1	f_2	f_3	f_1	f_2	f_3
空 载	12.12	53.60	115.2	8.92	34.6	57.8	20.2	61.8	100.8
初始 (加载)	8.7	41.7	77.6	6.4	21.0	42.8	15.68	46.2	72.8
初 裂	7.44	37.0	68.0	5.48	78.6	38.2	12.84	39.2	65
破 坏	6.04	18.4	34.0	4.64	15.4	32.2	18.12	30.12	54.60

阻尼比：由于是在微幅振动下测得的阻尼比数值偏小，初始弹性状态阻尼比为 1.55% 左右，破坏后阻尼比增长 1 倍左右。

振型：图 3 为模型初始状态第一、二、三频率对应的振型曲线，第一振型曲线沿高度呈直线变化，表明模型在振动过程中主要是剪切变形，在模型开裂和破坏后，第一振型曲线的变化不大，二、三振型变化较大。

2. 破坏特征

当输入加速度峰值为 0.344g 时，西侧一层门角出现细微斜裂缝，但在以后地震能级输入下，扩展不明显。在 0.473g 加速度峰值作用下，东、西侧横墙均出现斜裂缝，同时东侧墙体门顶部有一水平缝。再输入 0.405g 加速度峰值时，模型的一层和五层出现多条裂缝，在 0.651g 峰值加速度作用下，模型一至五层墙体普遍开裂，一至四层的纵墙窗洞口上下出现多条斜裂缝与水平缝。当输入 0.851g 加速度峰值时，各层墙体裂缝扩展，有的已经贯通并且裂缝已扩展至六层。最后输入 1.012g 加速度峰值时，一至五层，无论是横墙还是纵墙都有多条裂缝相互贯通，并且有的还扩展至约束柱，使约束柱砼开裂，个别严重处砼有掉落的。最后模型墙体开裂扩展到七层。模型破坏裂缝在横墙和纵墙上多数为斜裂缝，少数为水平缝，墙体破坏属剪切破坏。纵墙上裂缝都是从窗角开始，这可能是由于模型上未设窗台板和窗过梁的缘故，这些裂缝不严重、不构成威胁，但说明纵墙在横向振动时也受有地震力。模型的最终裂缝图见图 4。

3. 加速度反应

(1) 表 3 给出了加速度反应峰值及相应时刻 (略)，表 3 最后一栏为模型顶层加速度反应峰值除以输入加速度峰值，我们称之为模型的放大系数，El Centro 波的顶层放大系数为 2.17~3.07 反应最大，宁河波为 1.56~1.90 反应次之，迁安波为 1.50~1.63 反应最小。因此选择 El Centro 波进行模型开裂和破坏试验。

(2) 为了比较横墙墙体正应力对各层加速度反应的影响，在模型未加人工质量 (相当于正应力为 $1/4\sigma_0$) 和加了人工质量 (相当于正应力为 $1/2\sigma_0$) 进行弹性阶段试验，表 3 中的第 9 次与 12 次试验，取 $1/4\sigma_0$ 时的 0.1518g 加速度峰值与 $1/2\sigma_0$ 时的 0.1478g 峰值反应进行比较，列于表 4，就反应绝对值而言，后者一、二、三层比前者大，而四至八层比前者小，两者各层加速度比值平均增大 2.3%，从这个结果来看，在模型弹性状态，墙体正应力的大小 (人工质量的多少)，对加速度反应几乎没有什么影响。

(3) 模型在试验的全过程中，加速度的放大系数一直比较大。以往的模型试验如文

献[1]底框剪组合墙模型在底层开裂后,随着破坏程度的加重放大系数不断下降,有的甚至小于 1,这表明地震能量已经传不上去了,而本模型在开裂和破坏阶段,在最后一级(1.012g)加速度放大系数降低减少较慢,这可能是因为墙体开裂或严重开裂,但大多数约束柱还没有受到严重破坏。这或许可说明这种结构体系房屋整体性和整体刚度较好,改善了房屋的抗震性能。

图 5 给出了不同加速度峰值下,模型加速度反应(对应地震剪力最大时刻)。图中表明,在弹性状态各层加速度沿高度分布基本符合线性变化,当模型开裂破坏后,三、四、五层加速度增加迅速,六、七、八层反而减小,这些与墙体破坏裂变成过程是相符的。

3. 位移反应

从模型位移反应峰值表(略)中,可以看出三条地震波的谱特性不同,模型绝对位移反应以迁安波最小,El Centro 波次之,宁河波最大。但层间位移则以 El Centro 地震波反应最大,由此选择 El Centro 波进行开裂和破坏试验。

表 4 给出了墙体应力为 $1/4\sigma_0$ 和 $1/2\sigma_0$ 时各层位移反应。

表 4. 不同正应力下模型层间位移反应

正应力	输入加速度峰值(g)	Δ_1	Δ_2	Δ_4	Δ_6	Δ_8
$1/4\sigma_0$	0.1518	0.0529	0.043	0.0693	0.0855	0.056
$1/2\sigma_0$	0.1478	0.046	0.088	0.1025	0.1149	0.056
$1/2\sigma_0$ $1/4\sigma_0$		0.87	2.05	1.48	1.34	1.00

从表中可见,它们各层的位移值以 $1/2\sigma_0$ 时略大,也就是说墙体正应力的大小对位移反应是有影响的。

表 5 给出了不同状态下模型最大层间位移反应,一般来说,一、二和四层的层间位移较大。当输入加速度峰值为 0.2682g 时(弹性状态)最大层间剪切角为 11.4×10^{-4} ,而模型开裂时(0.4731g)有裂缝的二层和五层层间剪切角分别为 21.9×10^{-4} 和 18.7×10^{-4} ,当输入加速度峰值为 1.012g 时,四层层间位移明显增大其剪切角为 61.9×10^{-4} ,此时二层剪切角为 62.8×10^{-4} ,因此认为 6.28×10^{-4} 为最大层间剪切角。

图 6 给出了模型同一时刻的位移沿高度分布,模型从弹性至开裂状态,位移曲线基本上属剪切型。在最后破坏状态位移曲线的倾斜度变小。

表 5. 模型最大层间位移反应

加速度 峰值 (g)	δ_{01} (mm)	γ_{01} $\times 10^{-4}$	δ_{12} (mm)	γ_{12} $\times 10^{-4}$	δ_{23} (mm)	γ_{23} $\times 10^{-4}$	δ_{34} (mm)	γ_{34} $\times 10^{-4}$	δ_{45} (mm)	γ_{45} $\times 10^{-4}$	δ_{56} (mm)	γ_{56} $\times 10^{-4}$	δ_{67} (mm)	γ_{67} $\times 10^{-4}$	δ_{78} (mm)	γ_{78} $\times 10^{-4}$
0.2682	-0.31	3.6	-0.77	11.4	0.56	8.3	-0.10	1.5	0.66	9.8	0.05	0.7	0.41	6.1	0.09	1.2
0.4731	-0.59	6.9	-1.48	21.9	-0.93	13.8	-0.59	8.7	1.26	18.7	0.82	12.1	1.57	23.3	1.67	14.0
0.8511	-2.87	33.8	4.24	62.8	4.05	60.0	3.60	53.3	3.29	48.7	3.19	47.3	2.87	42.5		
1.012	-3.4	40.0	4.21	62.4	2.34	34.7	-4.18	61.9	3.00	40.4	-1.83	27.1	-1.4	20.7		

4. 应变反应

从模型最外侧的边约束柱上的应变可以看出, 柱根部应变大于柱顶端应变, 且最外侧边约束柱有一正一负现象, 如在输入加速度为 $0.1478g$ 时, 边约束柱测点 19 应变为 $-51\mu\epsilon$, 与之对称的另一边约束柱测点 20 应变为 $+55\mu\epsilon$, 边约束柱承担了模型整体弯曲作用, 底层外侧边约束柱的最大钢筋应力为 $217MPa$, 未达到钢筋的屈服强度。

由于组合墙体是由几种材料组合的复合墙体, 这给应变测量带来相当的难度, 只能定性的看出应变值随输入加速度峰值的增大而增加, 开裂前约束柱的应力大于墙体上的应力。

5. 地震力与剪力分布

利用集中质量法得出各层楼板的重力, 再从各输入能级的加速度矩阵中计算各层的地震力和地震剪力, 比较其大小, 取出基底剪力最大值为这一能级的最大地震力, 将其主要结果列于表 6。

表 6. 模型地震力

楼层 项目	模型基底	一 层	二 层	三 层	四 层	五 层	六 层	七 层	八 层
加速度(g)	-0.268	-0.139	-0.200	-0.265	-0.305	-0.360	-0.376	-0.444	-0.473
地震力(kN)	-63.747	-3.649	5.082	-6.967	-7.665	-9.047	-9.449	-11.402	-10.486
加速度(g)	0.473	-0.212	-0.320	-0.438	-0.531	-0.600	-0.614	-0.671	-0.698
地震力(kN)	-101.348	-5.591	-8.131	-11.068	-13.344	-15.078	-15.430	-17.231	-15.475
加速度(g)	0.494	0.538	0.678	0.761	0.816	0.845	0.812	0.825	0.854
地震力(kN)	152.847	14.123	17.228	19.230	20.506	21.235	20.406	21.186	18.933
加速度(g)	0.651	0.258	0.361	0.569	0.745	0.945	1.057	1.309	1.480
地震力(kN)	165.784	6.773	9.173	14.378	18.722	23.748	26.562	33.615	32.812
加速度(g)	0.694	0.618	0.755	1.191	1.233	1.095	0.967	0.695	0.618
地震力(kN)	179.857	16.223	19.185	30.097	30.985	27.517	24.301	17.848	13.701
加速度(g)	0.851	0.387	0.431	1.196	1.423	1.359	1.125	0.780	0.723
地震力(kN)	185.576	10.159	10.952	30.223	35.760	34.152	28.271	20.030	16.029
加速度(g)	0.920	-0.187	-0.440	-0.809	-1.388	1.371	-0.988	-0.715	-0.590
地震力(kN)	-162.134	-4.909	-11.180	-20.443	-34.880	-34.453	-24.828	-18.361	-13.080
加速度(g)	-1.012	-0.211	-0.363	-0.392	-1.184	-1.502	-1.116	-0.867	0.622
地震力(kN)	-128.688	-5.539	-9.244	-9.906	-29.754	-37.745	-28.045	-22.265	13.790

(1) 从表中可见, 前面根据模型破坏裂缝、加速度反应、位移反应等确定的模型开裂荷载为 $0.473g$, 极限荷载为 $0.851g$ 是适当的, 因为基底剪力在输入加速度峰值为 $0.902g$ 和 $1.012g$ 时基底剪力反而下降了。

(2) 从图 7 所示的各主要能级地震力分布曲线可见, 在墙体开裂以前, 地震力分布为剪切型, 按倒三角形分布计算地震力, 对八、七、六层地震力算大了, 而以下几层算小了。极限荷载时, 三、四、五层地震力变大, 这与在 0.851g 能级时三、四、五层斜裂缝出现增多是相符的。

在模型未施加人工质量及施加人工质量后均测量了模型的静刚度, 其刚度矩阵(略)。

五. 初步结论

根据试验数据和开裂破坏情况的综合分析, 有以下几点结论:

1. 组合墙房屋的整体性较好, 墙体裂缝较均匀, 没有明显的薄弱层, 能较充分地发挥各层墙体的抗震能力。由于设置了约束柱和约束柱参加抗剪作用, 当砖砌体开裂后, 墙体仍有抗剪力和承载力, 使地震作用能向上传递, 全部各层墙体均参与了抵抗地震作用, 从而提高了房屋的抗震性能。

2. 底层边柱的最大钢筋应力为 217MPa 未达到屈服强度, 所有约束柱没有形成塑性铰, 所以当达到破坏状态时, 整个模型的第一自振频率只下降 31% 左右, 模型的刚度下降了约 50%, 较之一般砌体的刚度降低要小。

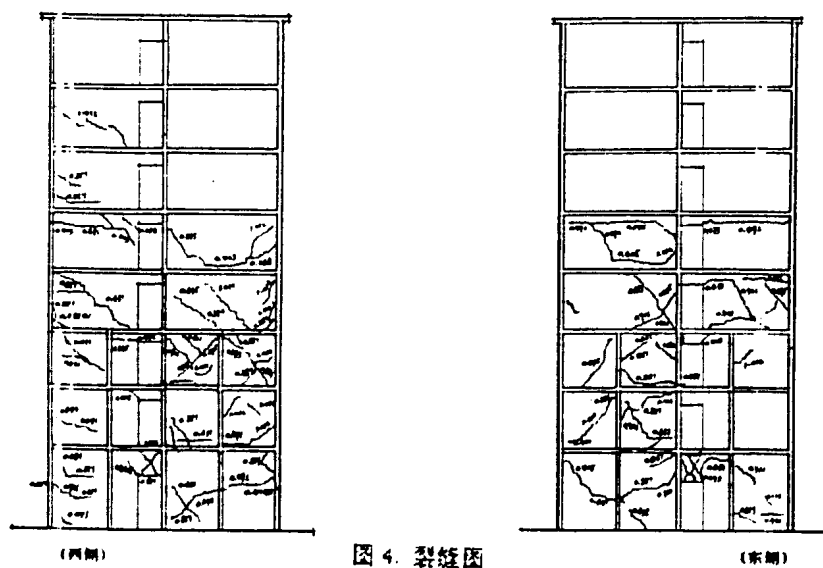
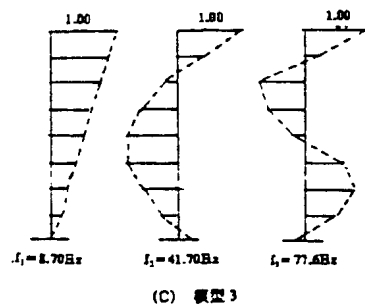
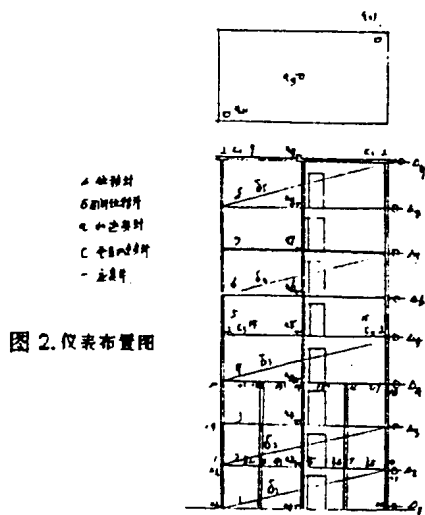
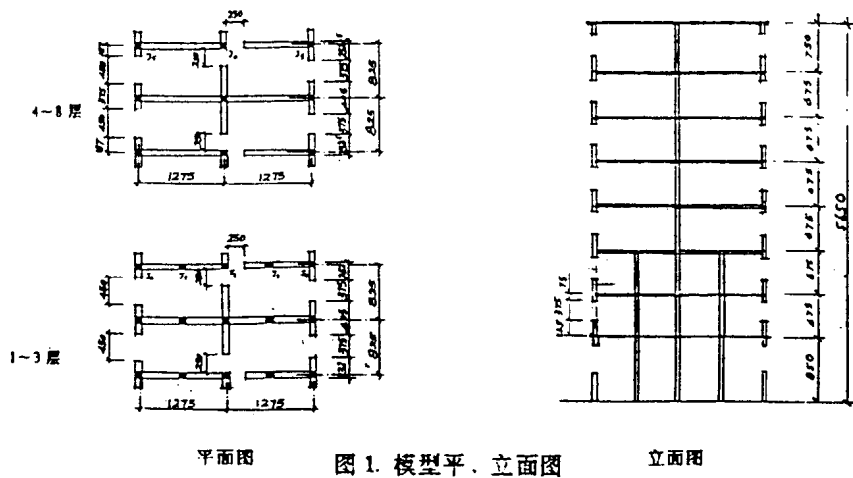
3. 输入加速度峰值为 0.85g 和 1.01g 时, 最大层间剪切角为 6.3×10^{-3} , 尚满足变形要求。

4. 在三层顶设置了分配梁, 且一至三层增加了约束柱, 使竖向荷载大部分由约束柱承担, 约束柱参与抗压减轻了砌体的竖向应力。

5. 开裂前在弹性范围内加速度沿高度的分布基本呈倒三角形, 可以使用基底剪力法来求各层地震力。

参考文献

- [1] 夏敬谦等, 八层底两层框剪组合墙模型房屋模拟地震振动台试验, 第二届全国砌体建筑结构学术论文集, 1994.9.
- [2]. 王天锡、林立言等, 钢筋混凝土一砖组合墙体成套技术研究, 第一届全国砌体建筑结构学术论文集, 1991.10.



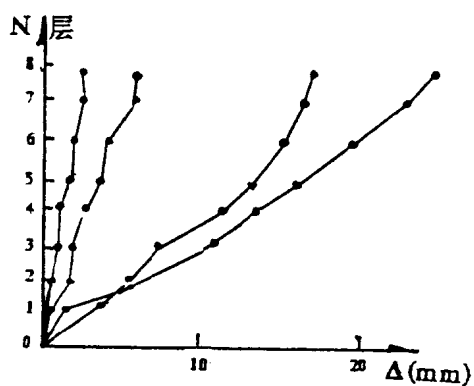
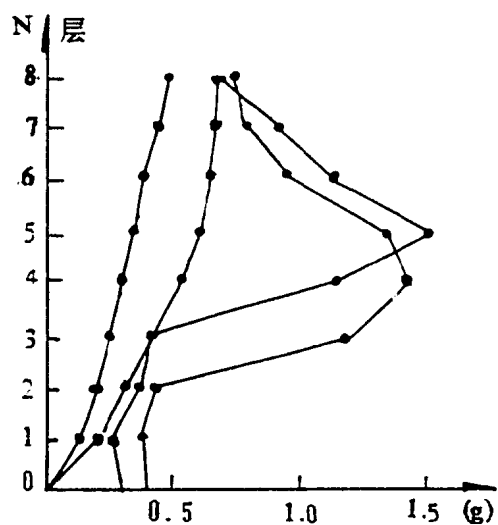


图 6. 模型位移反应 (同一时刻)

图 5. 模型加速度反应 图 6. 模型位移反应 (同一时刻)

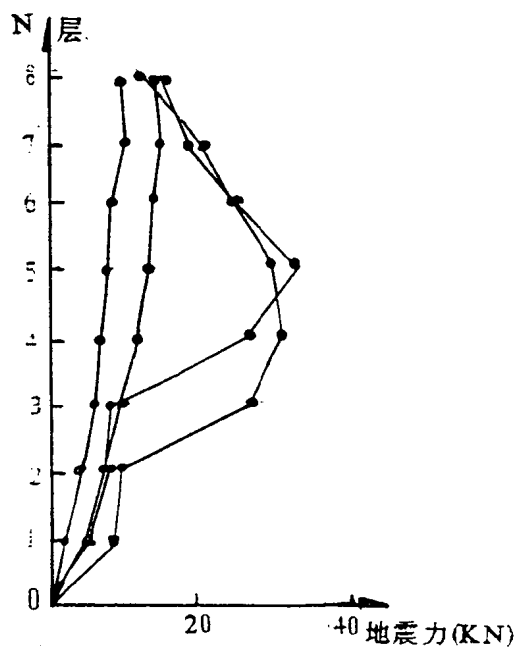


图 7. 模型地震力分布

钢筋混凝土—砖组合墙片 抗震性能试验研究

刘立来 刘 雯

中国建筑科学研究院工程抗震研究所

陈德高

张前国

沈阳市城乡建设委员会

辽宁省建筑设计研究院

一. 前 言

钢筋混凝土—砖组合墙结构是近年来根据一定的试验研究及理论分析发展起来的新型砌体结构形式。为了对这类结构的抗震性能做进一步的定量分析,本试验采用多层钢筋混凝土—砖组合墙片作为试验构件,并与相应的单片墙试件进行比较分析,探讨多层钢筋混凝土—砖组合墙片中的钢筋混凝土约束柱的受力状态,组合墙片的刚度、抗剪强度计算方法,以及在房屋高宽比大于 1.5 和不同开孔情况下,组合墙的薄弱环节及构造措施。

二. 试验构件

试验墙片的原型进深尺寸为 10m,层高 2.8m,墙厚 240mm。为了减少工作量,节约开支,在保证试件边界条件与实际结构基本相符的条件下,采用 1/2 和 1/4 比例模型墙片。这些墙片可分为两大类,一类为单层单片组合墙试件,比例为 1/4 的两组编号为 MZQ1 和 MZQ2,墙厚分别为 120mm 和 60mm;比例为 1/2 的四组开洞试件编号为 DZQ1~DZQ4。另一类为多层单片组合墙试件,即 1/4 比例的七层和九层试件各一组,编号为 MZQ2 和 MZQ3。上述试件每组两樘,合计八组十六樘试件。试件尺寸及基本情况如图 1 所示。

为了保证多层单片墙试件在垂直和水平荷载作用下不发生失稳现象,在试件的两端和中间设置了翼缘,并以此模拟纵墙影响。同时,在不影响试件刚度的情况下,将墙厚改为 1/2 比例,即 120mm。墙片采用 115 X 53 X 25mm 模型砖砌筑。

试件砖的强度等级为 MU7.5,砌筑砂浆为 M5.0;约束柱和梁的混凝土强度等级为 C20;钢筋均采用 I 级(A3)钢;地梁混凝土采用 C30。

组合墙砌体与柱混凝土之间设有马牙槎,槎口深度为 30mm,槎高为 10 皮砖,并沿高每 10 皮砖设置 2Φ4 水平拉接钢筋。约束柱钢筋搭接长度为 35d,柱顶钢筋锚固长度为 30d,并锚入试件圈梁内。

三. 试验方法

1. 加荷方法

(1) 垂直荷载

对单层单片组合墙均采用在试件顶部安装千斤顶模拟均布荷载,千斤顶沿试件长向间

距为 $(B-200)/4$, 其中 B 为试件长度尺寸。

多层单片组合墙试件的垂直压应力均采用分层加配重铁块的方法模拟实际受力状态, 而且将 MZQ2 及 MZQ3 的底层垂直压应力均调整为与单层试件的压应力相等, 即 $\sigma_0 = 0.8\text{MPa}$ 。

但是, 在实际试验过程中, 单层墙片 MZQ1-2 在水平千斤顶作用点产生局压破坏, 致使试验无法继续进行。因而, 除 MZQ1-1 外, 其余单层墙片的垂直压应力均调整为 0.35MPa 。

(2) 水平荷载

单层试件利用三角反力架在试件一端安装推拉千斤顶。

多层试件利用反力墙在试件一端自上而下安装两只 30KN 、两只 (七层试件为一只) 100KN 的千斤顶。各千斤顶通过分配梁传递水平荷载, 按倒三角形分层作用在试件楼层上。

试验在试件的弹性阶段用荷载控制, 试件产生裂缝后, 改由位移控制。

2. 测点布置

为了进一步探讨这类结构在垂直和水平荷载作用下弯曲和剪切变形的影响, 在试件两端设置了竖向变形测点, 并在试件墙面设置了对角变形测点。多层组合墙试件的一至五层均布置了这种测点。在单层及多层组合墙试件的底层 $1/2$ 层高处分别布置了 14 组直角应变花, 其中 5 组布置在柱混凝土表面; 在多层组合墙试件两端的翼缘墙底层 $1/2$ 层高处, 布置了 5 片大标距电阻片。在单层组合墙约束柱的纵向钢筋表面分上、中、下对角位置布置了各一片小标距电阻片; 在多层组合墙一至四层约束柱纵向钢筋的上、下截面及五至九层柱根部截面对角布置各一片小标距电阻片。图 2 为多层墙片的测点布置。

为了监测试件的滑动及倾斜, 在地梁两端还设置了电子百分表, 并分层设置倾角仪。在试件的一端还安装了位移计, 并同千斤顶端头的荷载传感器相连, 以记录试件的 $P-\Delta$ 曲线。

四. 试验结果及分析

1. 开裂过程及破坏状态

多层组合墙片试件由于弯曲影响产生的水平裂缝, 均早于剪切斜裂缝的出现。如图 3 所示, 七层组合墙开始产生水平裂缝时的荷载为 76KN 、 85KN , 九层墙片产生初始水平裂缝的荷载为 55KN 、 58KN , 即九层组合墙的弯曲水平裂缝的产生早于七层组合墙。随着往复水平荷载的增加, 产生的水平裂缝也不断沿高度向上发展, 一般分布在一至四层层间。其中一、二两层的水平裂缝较多, 尤其是九层结构, 其底层水平裂缝有一部分与剪切斜裂缝连通。当墙面产生斜裂缝时, 水平裂缝的延伸使多层墙片的整体变形和层间变形有显著增加。九层墙片的斜裂缝和水平裂缝一样, 大部分分布在一、二两层, 斜裂缝的倾斜角度比七层墙片的小。而七层墙片的斜裂缝集中在四、五层, 且产生时间较早, 斜裂缝使墙面产生的破坏现象也较严重。底部一、二层墙面的裂缝宽度均较小, 最大宽度为 1mm ; 而在四、五层不带中间柱的墙面, 虽然只有 X 形交叉斜裂缝, 但裂缝宽度较大, 最大宽度为 5mm , 甚至有个别部位楼板和墙体产生明显的错位脱落现象。

与多层组合墙试件的裂缝产生过程及破坏形态明显不同, 单层组合墙试件首先在墙面产生剪切斜裂缝, 当剪切变形逐渐增大时, 试件两端的组合柱沿高产生一些分布均匀的水平裂缝, 但这些裂缝均未穿过整个柱截面。开洞单层组合墙的破坏首先在带门洞的墙段内, 这是由于门洞处的应力集中所引起的。当门洞水平截面积接近墙段水平截面积时, 洞上的过梁易于出现失稳现象。图 3、图 4、图 5 分别为各类组合墙试件的破坏形态。

表一、表二分别列出了多层和单层墙片开裂及极限 (最大) 荷载、位移的试验值。由表中可知, 多层墙片的开裂及极限荷载普遍低于相应单层墙片的试验值, 平均低 32% 。这

是由于随着层数增多, 弯曲影响逐渐增大的结果。弯曲影响使多层单片墙过早地沿高度出现了一批水平裂缝, 进而减少了墙体的水平抗剪面积, 加之墙体的抗弯刚度低于抗剪刚度, 因而多层墙片开始产生水平裂缝的荷载值较低, 同时极限承载力也因弯曲影响而降低。九层试件的极限承载力又低于七层试件, 而相应的侧向变形则是九层墙片远远大于七层墙片, 顶点位移值平均大67%, 底层层间位移平均大五倍多, 如图6所示。应该指出的是, 七层墙片第四层的位移外形形式同八层 1/2比例模型结构抗震试验时的第四层变形相似, 占相应顶点位移的63%, 八层 1/2比例模型结构的第四层位移占相应顶点位移的60.5%, 该结构由于有纵、横墙共同工作影响, 该数值低于七层单片墙。另外, 九层墙片在进入破坏时, 由于沿结构高度出现的弯剪裂缝大部分分布在第一、二两层纵墙上, 在水平荷载作用下产生的位移增长速度远远大于荷载的增加速度, 如图7的P- Δ 曲线所示。该曲线是由同一荷载等级下推、拉两个方向的位移平均值绘制而成的。

试验表明, 带门洞的组合墙承载力, 是随着门洞水平截面积的增加而减小的; 其次是门洞的设置位置, 即在同样的门洞水平截面积的情况下, 中间设置门洞的墙片开裂荷载和极限承载力比设置边门洞墙片的相应值高。

由上述可知, 钢筋混凝土-砖组合墙房屋在目前的设计方案基础上, 八层以下仍以剪切裂缝为主, 弯曲裂缝较少, 墙体最终是由剪切破坏导致承载力丧失。通过试验还可再次证明, 单层墙片由于等效剪跨比小, 基本为剪切破坏, 这不能代表实际多层房屋的受力及破坏状态。房屋层数越多, 即剪跨比越大, 其受力状态与单层试件相差越大。

2. 应力应变

单层单片墙在往复水平荷载作用下, 沿试件 1/2高度截面布置的电阻片呈现的应力应变曲线如图8所示。图8a是墙面靠中间位置开门洞的试件, 图8b是在墙体一端开1/4墙长大洞的试件。图8a、8b应力应变曲线除在推(拉)荷载近端加荷点处有较大局部应力外, 在试件各点的应力应变值, 基本上都是在位于钢筋混凝土约束柱处的剪应力大于砌体的剪应力, 这种现象同带构造柱抗震墙的抗剪性能非常相似。

应该指出的是多层单片墙, 尤其是九层单片墙在往复水平层间荷载作用下, 弯曲应力较大, 致使在一、二层的底部或沿试件两端的约束柱上较早出现了水平裂缝。随着往复水平荷载的增加, 一、二层组合墙面又产生了剪切应力引起的交叉斜裂缝, 并与弯曲水平裂缝连通, 造成九层单片墙破坏。由于这类试件的应力应变数据不够完整, 有待于今后进一步研究。

3. 约束柱

多层组合墙试件一至三层设有五根约束柱。试验证明, 该试件的约束柱应力(应变)比相同边界条件下的单层组合墙约束柱钢筋应力(应变)大很多。其中试件两端的约束柱钢筋拉压应力(应变)随着组合墙的层数增加而增大。位于受拉一侧的约束柱钢筋基本上都接近屈服强度。而相同条件下的单层组合墙约束柱钢筋最大拉应变为 $585\mu\epsilon$, 仅相当于屈服强度的60%。

多层和单层组合墙在墙面产生斜裂缝, 且贯通形成“X”形交叉斜裂缝后直至破坏, 约束柱与砖砌体的马牙槎和拉接钢筋仍能保持完好。由此可见, 钢筋混凝土-砖组合墙的整体工作性能是可靠的。

当墙体产生“X”形交叉斜裂缝后, 多层单片组合墙两端的约束柱在往复水平荷载作用下仍保持拉、压受力状态, 而单层单片组合墙两端的约束柱则全部呈销键式的受拉状态。

当多层组合墙中设有五根约束柱时, 根据试验实测数据表明, 混凝土和砖墙的竖向承载比例为 4:1; 中间约束柱和边柱的承载比例为 3:2。由此可见, 组合墙的抗震验算应对砖砌体部分的垂直压应力予以适当折减, 以便满足实际工程的安全要求。

4 约束梁

组合墙顶设置的约束梁，一方面象普通抗震墙的钢筋混凝土圈梁，对墙体起到箍的作用，保证墙体在水平荷载作用下抗震墙的整体性，另一方面是将组合墙中的约束柱连接成一封闭的格栏，使约束柱和砖砌体共同承担垂直荷载，并按刚度分配。试验证明约束梁截面高度为 240mm 时，受力状态较为理想。当组合墙中开有宽度不大于 1.0m 的门洞时，也易于满足稳定要求。单层组合墙顶的约束梁一般在试验过程中很少产生裂缝，钢筋的应变也较小，最大应变值为 $250\mu\epsilon$ 。多层组合墙的约束梁在水平荷载作用下，受力状态较为复杂，当多层组合墙墙身开洞高度大于 $0.8H$ (H 为层高) 时，组合墙形成联肢墙受力状态，此时约束梁的截面应予以适当加大。

5 墙片承载力计算

根据八层 1/2 比例模型试验 [文献 1] 给出的组合墙抗剪强度计算公式，对多层组合墙试件的底层进行了抗剪强度计算。

组合墙的开裂抗剪强度计算公式如下：

$$Q_c = \frac{R_w A_j}{\xi} + 0.05\alpha R_m A_h \quad (1)$$

式中： Q_c — 组合墙的开裂承载力；

R_w — 组合墙砖砌体抗剪验算强度；

$$R_w = R_j \sqrt{1 + \sigma_o / R_j}$$

R_j — 砖砌体主拉应力强度；

σ_o — 垂直压应力；

A_j — 扣除约束柱混凝土截面积后砖砌体净截面积；

ξ — 剪力分布不均匀系数，取 1.2；

α — 约束柱混凝土的抗剪强度折减系数；

带中柱组合墙 $\alpha = 0.7$ ，无中柱组合墙 $\alpha = 0.9$

R_m — 混凝土抗压设计强度；

A_h — 组合墙约束柱混凝土截面面积和。

考虑约束柱钢筋的组合墙极限抗剪强度验算公式为：

$$Q = \frac{R_w A_j}{\xi} + 0.05\alpha R_m A_h + \gamma R_m A_{sw} \quad (2)$$

式中： γ — 约束柱钢筋抗剪强度修正系数；

带中柱 $\gamma = 0.15$ ，无中柱 $\gamma = 0.12$

R_m — 钢筋抗拉设计强度；

A_{sw} — 钢筋截面面积和。

表三列出了七层、九层试件底层的抗剪强度试验值、计算值及其比值。从表中可以看出，当不考虑尺寸效应时，结构地震剪力试验值与计算值之比均大于 1.0，这与试件的破坏形态是一致的。

另外,对比表二中的单层墙片MZQ1-1与表三中的七层、九层墙片,可以看出,单层墙片的开裂、最大荷载比多层墙片的开裂、极限荷载相应高出1.5倍。由此可见,在将单层墙片试验承载力用于多层墙片抗剪强度验算中时,应该考虑弯曲影响予以折减。

五. 结 语

1. 根据多层及单层组合墙片抗震性能试验,再次证明相同截面形式的多层和单层墙片应力状态、抗剪强度及变形能力均有较大差别。因此,对于有一定弯曲影响的结构,不应将单层墙片试验结果直接作为实际结构抗震验算的依据。

2. 根据七~九层墙片试验结果建立的公式(1)和(2),其计算结果与试验实测结果较吻合,用于工程中偏于安全。

3. 随着试件高宽比的增加,试件破坏形态也有明显不同。九层结构试件的剪弯破坏裂缝基本集中在底部两层。为避免发生上部楼层还未参与工作,而因底部破坏严重导致整个结构丧失抗震能力的现象,本文建议,九层组合墙结构应将底部两层砌体强度等级、约束柱混凝土强度等级比七、八层结构的底部两层分别提高一级,或增加混凝土约束柱截面积,并在砌体中增设水平钢筋。

4. 根据带孔洞组合墙单片墙试验结果和带构造柱开孔墙的试验结果比较,证明两类抗震墙的洞口影响是一致的。因此,在组合墙抗震设计中可采用[文献2]中的开洞影响系数及有关参数。

5. 开孔洞组合墙的破坏一般在洞口两侧因往复水平力作用,结构变形大,使砌体发生明显的外鼓现象,为避免脱落,在九层组合墙房屋设计中,宜在洞口两侧增设适当竖向钢筋。

6. 在组合墙中开洞高度不应大于80%层高,否则应加强连系梁的刚度和配筋量,保证其稳定性。

参 考 文 献

1. 八层组合墙房屋1/2比例模型结构抗震试验

沈阳市组合墙结构研究组 中国建筑科学研究院抗震所 90.6.

2. 设置钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震技术规程 (JGJ13-93)

表一

试件编号	开裂位移 (MM)	开裂荷载 (KN)	极限位移 (MM)	极限荷载 (KN)	备注
MZQ2-1	9.5	80	69.9	157	
MZQ2-2	8.3	98	41.3	162	
MZQ3-1	21.2	101	103.1	146.9	
MZQ3-2	10.2	97	81.0	157	

表二

试件编号	开裂位移 (MM)	开裂荷载 (KN)	最大位移 (MM)	最大荷载 (KN)	备注
MZQ1-1	0.90	361.9	1.69	402.2	
MZQ1A-1	1.47	91.0	1.57	114.2	
MZQ1A-2	1.66	90.9	8.38	134.6	
DZQ1-1	1.42	146.0	2.81	265.9	
DZQ1-2	0.76	137.0	2.22	262.9	
DZQ2-1	0.83	167.4	1.32	207.5	
DZQ2-2		103.6	0.71	194.6	
DZQ3-1	0.18	137.5	0.31	214.8	
DZQ3-2	0.45	115.9	3.53	238.1	
DZQ4-1	0.38	138.3	1.26	266.3	
DZQ4-2	0.47	136.7	0.52	189.9	