

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1983

No. 06

带钢筋混凝土构造多层砖房的抗震性能研究

Study on the Seismic Behaviour of Multi-storey Brick
Masonry Buildings with R/C Tie Columns.

中国建筑科学研究院
CHINESE ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

提 要

本文较详细地叙述了为研究带钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震性能所进行的试验和理论研究工作。通过足尺墙片试验,提出了恢复力计算模型和刚度、承载能力的计算公式。用地震波作用下非线性反应计算,研究了这类房屋的延性要求和合理的结构影响系数。 $1/4$ 房屋模型试验,进一步揭示了它的破坏机理。文中还介绍了用模糊统计进行有关高度限值规定中“横墙较多”、“横墙较少”概念执行情况的检查,并用模糊数学分析了各因素的影响。实际建筑物的动力性能实测的结果和近年地震中带构造柱房屋表现的调查,也在文中作了介绍。

项目负责人: 刘锡荃 钟德腾

项目参加人: 刘经纬 董竞成 刘五泉 杜麒 吴希南

Abstract

In the paper presented here are the main results of theoretical and experimental work to study the seismic performance of brick masonry building with R/C tie columns. According to the data obtained from full-scaled wall specimens test, a mode of restoring forces and a set of formulas to calculate the stiffness and loadbearing capacity of wall segments with R/C tie columns are suggested herein. Using artificially generated ground motions, the responses of such buildings are studied, and the rational value of structural influence coefficient used in seismic design code is suggested too. The results of investigation about some fuzzy concept used in the code are also presented. This tentative application of fuzzy math has shown its effect to solve problems concerning fuzzy concepts. The test of a $1/4$ modal is outlined to reveal its failure mechanism and the results of dynamic properties measured on real buildings are listed briefly in the paper.

目 录

一、足尺墙片的试验研究.....	(1)
二、 $1/4$ 模型试验	(5)
三、抗震性能分析.....	(21)
四、与高限有关问题的调查.....	(29)
五、动力性能的实测.....	(33)
六、道孚地震震后调查.....	(40)
七、结 语.....	(45)

带钢筋混凝土构造柱多层砖房的抗震性能研究

唐山等近年来强烈地震的经验表明,采用钢筋混凝土构造柱可以约束开裂后的墙体,增加延性,提高砖石结构的抗震能力。设置钢筋混凝土构造柱已经成为我国地震区使用得最广泛的抗震措施。因此,进一步研究设置构造柱的砖墙墙体和多层砖房的破坏机制、力学性能,以及其他抗震设计有关问题,对于地震区砖房抗震设计有很重要的意义。近年来,北京市建筑设计院,大连工学院等单位在理论和实验研究上作了不少工作,取得许多有益的结果。自1979年末以来,我们对这类结构进行了一系列试验和理论研究,包括墙片试验,整体模型试验,地震反应分析,震害经验总结,实际结构测量,以及规范有关规定实践情况的调查等等。通过这些工作取得了一些有用的数据,也进一步弄清了其破坏机制,为建立一个合理的设计方法和抗震强度验算方法,提供了一些依据。

一、足尺墙片的试验研究*

为了评定带钢筋混凝土构造柱砖房的抗震性能,必须知道作为这类结构的基本单元——单片墙体在往复荷载作用下的力学性能。为此,进行了若干带构造柱砖砌体大尺寸足尺墙片的试验,研究了它的变形能力、破坏机制和恢复力特性。提出了恢复力模型和刚度、承载能力的计算公式。为评定这类结构地震安全性提供了依据。试验结果表明,由于构造柱与墙体的共同工作,改变了砖墙的脆性性质,提高了墙体的变形能力,可以利用其非弹性变形吸收与耗散地震输入能量,增加砖房裂而不倒的能力。

(一) 试验概况

试件的构造及尺寸如图1所示。构造柱尺寸及配筋均取目前工程中常用的做法。试件分为三组,每组各为三榀。主要考虑的是正应力的影响,所以,三组分别

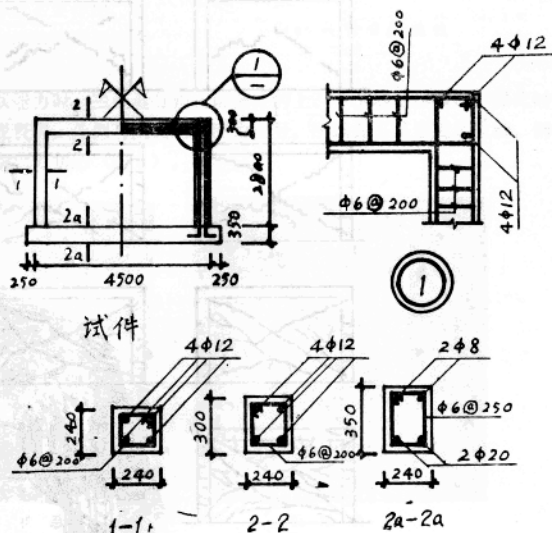


图1 试件构造及尺寸

* 这部份工作系与山东省建筑科学研究所共同完成。

取正应力 σ_0 为 2.0、3.5 和 5 公斤/厘米²。其它尺寸和材料均不变。水平往复荷载和垂直固定荷载。均通过千斤顶施加。试验装置见图 2。

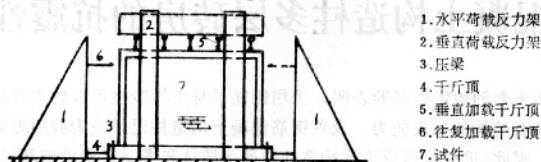


图2 试验装置

加荷过程是先施加垂直荷载至预定的 σ_0 值,并保持恒定,然后施加水平往复荷载。在裂缝出现以前采用荷载控制,裂缝出现以后,采用位移量控制。每级加荷均循环三次。测量了墙面应变和柱内钢筋上、中、下三个部位的应变,沿试件中线的顶点及 $3/4$, $1/2$ 高度处测了水平位移与荷载的滞回曲线。

(二) 试验分析

在加荷初始阶段,试件基本上近于线弹性性质。荷载继续增加,则荷载位移曲线的曲率有明显变化。尔后观察到微小裂缝。裂缝首先出现在墙体中下部位,继而发展为二条接近墙体对角线的 X 型交叉的主裂缝,及主裂缝附近的一些次裂缝。图 3 为墙体裂缝的一例。示出

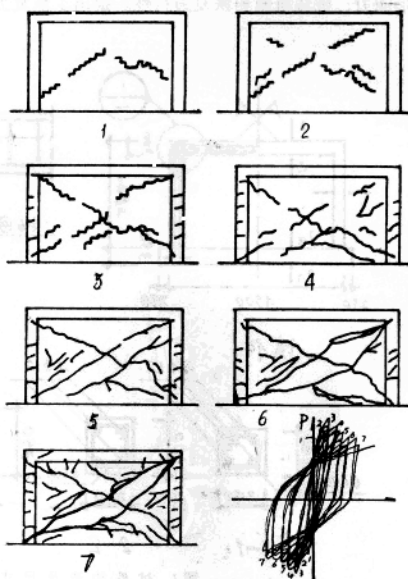


图3 裂缝发展过程

了裂缝的发展过程,并给出了与力——位移曲线上对应的点。但砖砌体与柱之间直至严重破坏也未发现脱开。同时,在柱上及与之相邻的墙面上测到的应变,二者也基本一致,说明在相邻面上二者变形基本协调。从我们所作的这样尺寸的几组试件墙面测得的应变来看,墙体开裂是受主拉应力所控制。同时剪应力分布在柱上迅速增大。而在开裂阶段,实测到的柱内钢筋应变一般均不大,所以可以将构造柱混凝土截面折算成砌体抗剪截面参加构件的抗剪。全部试验结果表明,构造柱并不能显著提高墙体的抗侧力能力,与无构造柱墙体相比,提高量一般不超过20%。

在试验中记录了每一墙体试件的滞回曲线,图4为典型一例。

这些滞回曲线的普遍规律是在墙体开裂以后,刚度下降。亦即承载能力虽然仍能继续提高,使已有裂缝的砌体不致从侧向推出。这时抗侧力能力,主要由裂缝尚未扩及的墙体。裂缝两侧砌体的摩擦和构造柱的抗侧力能力所组成。柱中钢筋随着柱上裂缝增多和墙体变形增加,越来越发挥着主要作用,这样,砌体与柱的共同工作,使墙体变形能力大为提高。

在接近及到达极限承载能力时,主裂缝分别在两侧柱的上、下二端延伸贯通。但此时,在柱上裂缝附近测得的应变表明,外侧与内侧钢筋应力同号,所以并不是形成塑性铰。钢筋处于以剪切变形为主的复杂应力状态(图5)。

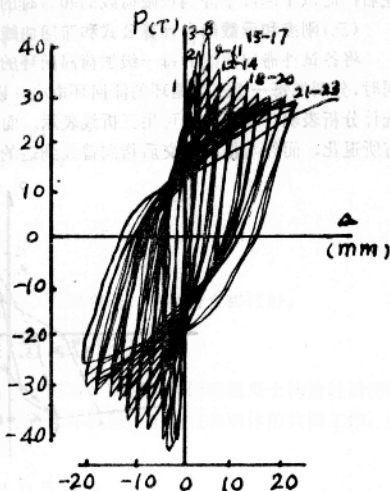
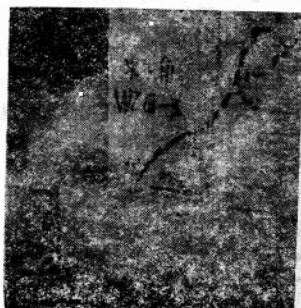


图4 典型滞回曲线



初裂状态



极限状态

图5

构造柱继续参与墙体抗侧力作用,起着阻止砌体坍落的约束作用。所以墙体在极限荷载

之后,还能保持一定的承载能力。经过一段变形之后,承载能力方迅速下降。这反映在骨架曲线上为负刚度段,但坡度比较平缓。以达到极限荷载时的变形来算,延性系数一般在2~3左右;而以下降段下降到极限荷载的90%时的变形来算,则可达4~6。

(三)刚度和承载能力计算公式和滞回曲线模型

将各试件滞回曲线的每一级加荷滞回环的顶点连接起来,以研究骨架曲线的合理形式。同时,分别把每一级三次循环的滞回环取出,以分段直线拟合,以研究滞回特性的合理模型。统计分析表明,骨架曲线可用三折线表示。而滞回特性则为刚度退化型,即在卸荷段,刚度有所退化,而经与横轴相交后指向曾经到达的最大点,如图6所示。

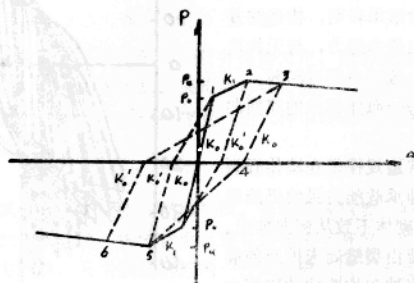


图6 三线型滞回模型

实测数据表明,初始刚度 K_0 比不带构造柱的同样墙体稍有提高。 K_0 可用如下公式计算:

$$K_0 = \frac{\lambda G_w A_z}{\xi_1 H} \quad (1-1)$$

式中 $\lambda = 1 / (1 + G_w A_z H^2 / 12 E_w J_z \xi_1)$

$$J_z = 2A_0 \eta \frac{E_c}{E_w} \left(\frac{L - 2Bc}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} t(L - 2Bc)^3$$

$$A_z = A_w (1 + S)$$

$$S = \eta (G_c / G_w) (2A_c / A_w)$$

式中 η 为墙柱共同工作系数,取0.26; H 为墙体高度; A_w 为砖砌体截面积,即 $t(L - 2Bc)$; L 为墙体总长; A_c 为每根柱子的截面积,即 tBc ; t 为墙厚; Bc 为柱的宽度; ξ_1 为剪应力不均匀影响系数,可取1.2; G_w 为砖砌体的剪切模量; E_w 、 E_c 分别为砖砌体与柱混凝土的弹性模量; A_z 、 J_z 分别为折算面积和折算二次矩。

骨架曲线第二、三段刚度为 K_1 、 K_2 , 可取

$$K_i = \alpha K_1 \quad i = 1, 2 \quad (1-2)$$

式中 $\alpha = \pm (24 - 3.9\sigma_0) 1.5 \times 10^3$, $\sigma_0 \leq 6 \text{ Kg/cm}^2$

当 $i = 1$ 时取“+”号,当 $i = 2$ 时取“-”号。

开裂时的承载能力 Q_K 比无侧造柱的砖墙稍高。试验数据表明,基本上可用折算面积来计算

$$Q_K = (1 + B) \frac{R_t A_w}{\xi_2} = \frac{R_t A_z}{\xi_2} \quad (1-3)$$

$\xi_2 = 1.2$, $R\tau = R_1 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{R_1}}$, R_1 为砖砌体沿阶梯形截面的抗剪强度。

极限承载力 Q_u , 由砖砌体和柱子二部分所组成:

$$Q_u = \beta_1 (\beta_2 R_1 + f \sigma_0) A_w + \beta_3 R_g A_g \quad (1-4)$$

式中 f 为砖砌体摩擦系数; A_g 为钢筋面积;

R_g 为钢筋强度; $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ 分别取:

$\beta_1 = 1 - 0.052 \sigma_0$; $\beta_2 = 0.069$; $\beta_3 = 0.41$ 。

当墙体变形超过滞回模型的 Δ_0 时, 卸荷刚度为

$$K'_0 = \left(\frac{\Delta}{\Delta_0} \right)^\alpha K_0 \quad (1-5)$$

式中 Δ_0 ——开裂位移; Δ ——卸荷处位移;

α ——建议取 -0.53 。

表 1 列出了试验值与按上列各式计算的结果。可以看出, 两者符合得较好。

二、1/4 模型试验

为了研究这类结构的抗震性能和受力特点, 我们对一座四层带钢筋混凝土构造柱砖房模型进行了试验。研究结构各受力阶段的力学特性和破坏机理, 构造柱和墙体的共同工作, 以及加载过程中砌体的强度刚度和滞回特性。

(一) 试验模型设计

模型为四层, 由两片实心承重横墙和带一个窗洞的两道纵墙组成开间。为便于施加垂直荷载和反映纵横墙同楼板的共同工作, 两纵墙各延长半个开间。

模型比例为 1:4, 层高 75 厘米, 开间 82.5 厘米, 进深 246 厘米, 墙厚 6 厘米, 横墙高宽比为 0.3 (图 7)。

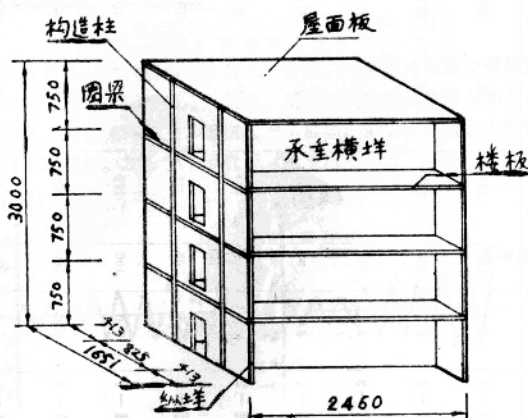


图7 模型外形

表 1

试 件 编 号	垂 直 压 力 Kg/cm ²	砖 标 号	混 凝 土 抗 压 强 度 (Kg/cm ²)	砌 体 抗 剪 强 度 R _s (Kg/cm ²)	初 始 刚 度		K _s K ₀	开 裂 荷 载		极 限 荷 载	
					K _s (Kg/cm)	K ₀ (Kg/cm)		Q _k (T)	Q _k (计算) (T)	Q _k (T)	Q _k (计算) (T)
WZ I-1	2.0	150	190	1.92	2740	2.27×10 ⁵	0.88	30.0	29.1	38.9	34.1
WZ I-2	2.0	150	195	1.92	2740	2.33×10 ⁵	0.9	31.9	30.0	35.4	34.1
WZ I-3	2.0	150	230	1.92	2740	2.44×10 ⁵	0.95	30.5	30.0	35.6	34.1
WZ I-1	3.5	100	195	1.95	2740	2.51×10 ⁵	0.97	37.6	38.3	40.8	40.4
WZ I-2	3.5	100	195	1.95	2740	2.43×10 ⁵	0.94	38.8	38.3	43.8	40.4
WZ I-3	3.5	100	207	1.95	2740	2.39×10 ⁵	0.93	38.2	38.3	40.4	40.4
WZ I-1	5.0	100	190	1.29	2740	2.19×10 ⁵	1.03	35.0	33.5	39.0	41.7
WZ I-2	5.0	100	238	1.29	2740	1.73×10 ⁵	0.84	33.8	33.5	38.8	41.7
WZ I-3	5.0	100	185	1.29	2740	1.59×10 ⁵	0.75	33.3	33.5	36.7	41.7

横墙同纵墙交接处设置 6×6 厘米钢筋混凝土构造柱，并同圈梁钢筋锚接，墙体沿高度每层设二道长30厘米的10号铅丝作为水平插筋同柱锚固。墙侧留马牙槎同柱现浇成整体。

底层构造柱混凝土的实测抗压强度为 255 公斤/厘米^2 。每根构造柱配 $4\phi 6$ 纵筋，钢筋屈服强度为 2500 公斤/厘米^2 ，箍筋 10 号铅丝，间距 10 厘米。

模型采用标号为 100 号的 $12 \times 6 \times 3$ 厘米特制小砖，50 号水泥石灰砂浆砌筑。在模型试验同时进行砌体材性试验，底层砌体实测抗压强度为 46.9 公斤/厘米^2 ，通缝抗剪强度 3.11 公斤/厘米^2 。楼板和屋面板厚 5 厘米。

同时，还设计了墙片单墙，其尺寸、构造和制作材料同模型底层一样，以便与模型试验结果进行比较。

(二) 试验概述

模型的垂直荷载用铁块施加，荷载值见表 2

模型各层垂直压应力值 (σ_0)

表 2

层 次	一 层	二 层	三 层	四 层
σ_0 (公斤/厘米 ²)	3.0	2.1	1.3	0.45

模型的水平荷载由水平千斤顶通过分配钢梁系统施加，加荷点在楼板底标高处(图 8)。

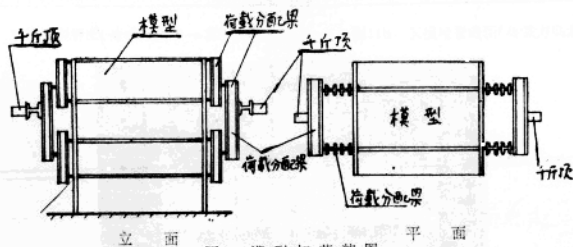


图 8 模型加荷装置

试验时先加垂直荷载；调试后再加反复水平荷载。开裂前按荷载控制施加水平荷载，每级增量 1 吨，每级反复三次，逐级递增至开裂。试件开裂后按位移控制加荷，每级增量为初裂时位移 (Δ) 的倍数，每级循环三次，逐级递增至破坏，最后阶段进行大位移加荷，观测结构倒塌前的破坏过程和性状。加荷制度示意于 (图 9)。

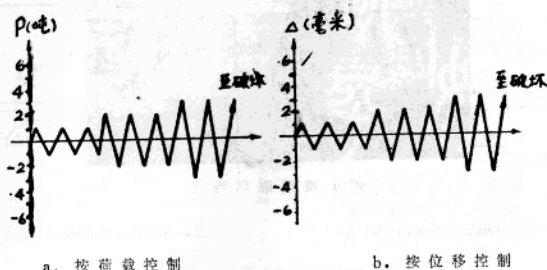


图 9 反复加荷程序

层次	H_i (米)	W_i (公斤)	$W_i H_i$ (公斤/米)	$\frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$	$P_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} P$ (公斤)
4	3.00	1521.2	4563.6	0.271	0.271P
3	2.25	2743.7	6113.3	0.366	0.366P
2	1.50	2714.4	4071.6	0.242	0.242P
1	0.75	2714.4	2035.8	0.121	0.121P
Σ		10066	16844.3	1.00	1.00P

测量了各层楼板高度处水平荷载——位移滞回曲线。将位移传感器装于模型横墙中部靠近楼板标高处。通过 X—Y 函数记录仪描绘水平荷载——位移的 P— Δ 滞回曲线。也测试了墙体、柱和圈梁钢筋应变。

(三) 试验结果

1. 模型裂缝开展和破坏特征图 10、11 a~f 是将裂缝开展按加荷方向和墙面分别绘出。

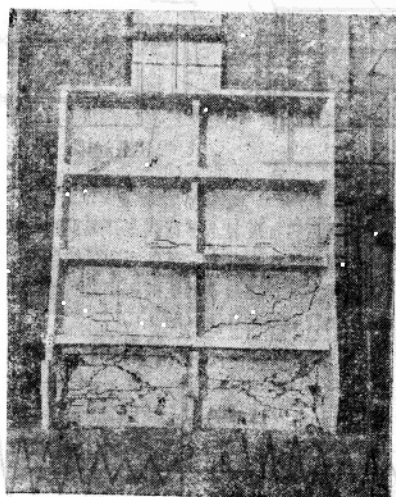


图10 模型破坏特征

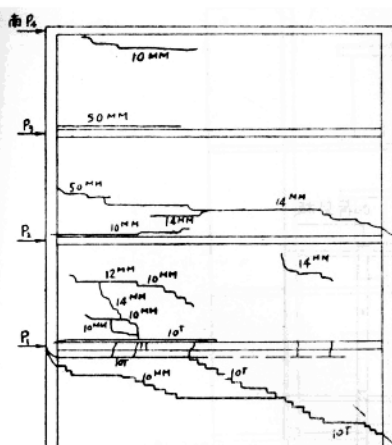


图11a 东横墙裂缝图(荷载方向南→北)

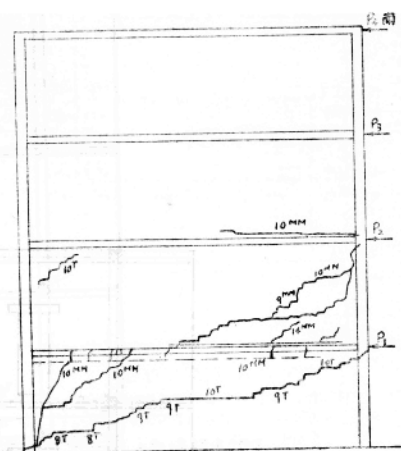


图11b 东横墙裂缝图(荷载方向北→南)

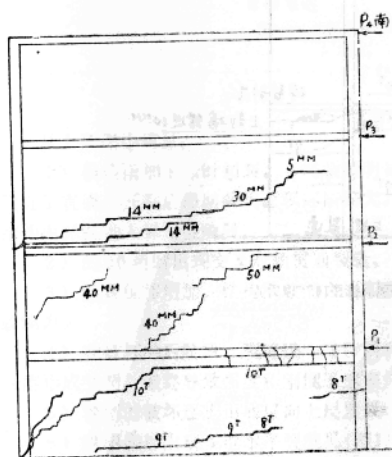


图11c 西横墙裂缝图(荷载方向南→北)

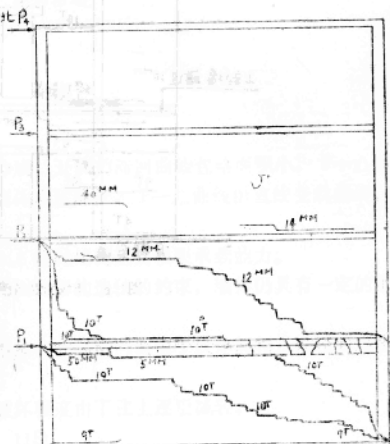


图11d 西横墙裂缝图(荷载方向北→南)

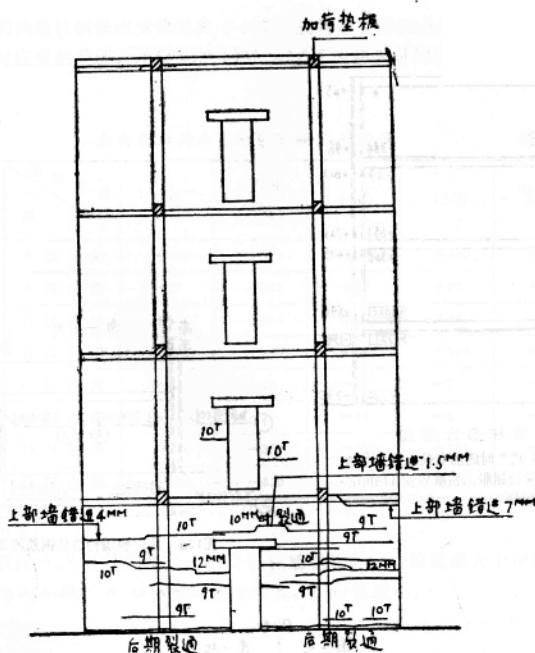


图11f 北纵墙裂缝图 (顶点位移18mm以后)

从上列图中可见:

- 1) 横墙南加 8 吨时初裂, 9 吨裂缝明显伸展, 开裂前滞回曲线包络面积小, $P-\Delta$ 曲线近于直线。开裂后滞回曲线面积逐渐增大, 墙体刚度降低, $P-\Delta$ 曲线由直线变成曲线, 结构由弹性进入弹塑性阶段。
- 2) 约 10 吨时出现交叉对角贯通裂缝, 10.5 吨时结构达到极限承载能力。
- 3) 随着位移增加, 结构承载能力逐渐下降, 由于构造柱的约束, 墙体仍具有一定的承载能力。
- 4) 在破坏的后阶段, 裂缝进一步发展和增加, 在横墙两侧由于块体间相互推压而逐步剥落形成空洞, 最终导致强度和刚度迅速丧失。
- 5) 模型的破坏逐步由底层向上层发展, 破坏程度由下往上逐层减轻。
- 6) 纵墙底层出现多道水平裂缝见(图11c, 11f)。

2. 钢筋应力和构造柱破坏特征

模型在顶点水平位移 9 毫米时, 墙面裂缝开展和构造柱钢筋应变值见图12, 底层构造柱钢筋应力变化见图13a—c。

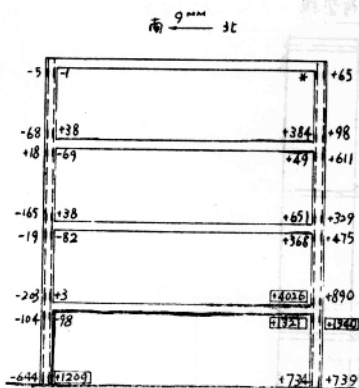


图12 东墙柱筋应变图

图示为北→南 9°m 时的加载前应变之差值
标□者表示已受拉屈服。屈服应变 $1190\mu\text{c}$
* 应变片已坏

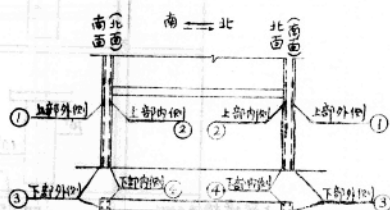


图13a 底层横墙构造柱钢筋测点位置

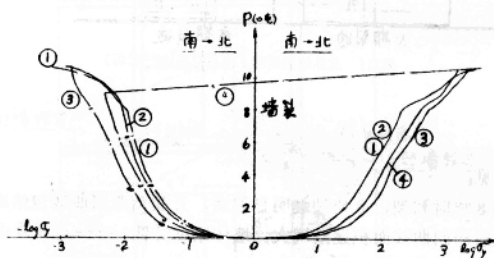


图13b 东横墙北侧柱钢筋应力(实际每片墙4T开裂)

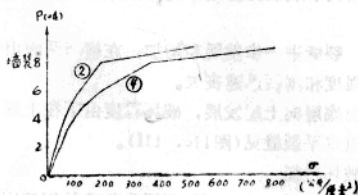


图13c 北→南,东横墙北侧柱钢筋 P- Δ 曲线
(实际上每片墙 4T 开裂)

单墙 5 的构造柱钢筋应变值见表 4—7。表列数字为测点处的相对应变值，即加载时同前一级卸荷时应变的差值，单位 $\mu\epsilon = 10^{-6}$ 。“△”为初裂时的位移值，“○”内数值为反复加载第几循环。

南向北加荷 A 区初裂时钢筋应变值

表 4

加 荷 等 级 测 点	5 吨	5.73 吨 (初裂)	1△②	1△③	2△①
A 区 外 侧	+252	+990	+530	+460	+840
A 区 内 侧	-17	+357	+68	+72	+223
B 区 外 侧	+167	+124	+26	+40	+170
B 区 内 侧	+270	+240	+384	+290	+510
C 区 外 侧	-22	-13	-5	-7	-76
C 区 内 侧	-31	-24	-14	-5	-230
D 区 外 侧	-140	-270	-120	-110	-150
D 区 内 侧	-220	-320	-180	+170	-170

从表 4 可见：

- 1) 开裂前 A、B 区柱筋受拉，C、D 区柱筋受压，应变值底部大于顶部。
- 2) 5.73 吨初裂时 A、D 区相对应变增大，B、C 区减小。

北加荷时 C 区初裂时钢筋应变值

表 5

加 荷 等 级 测 点	5 吨	6 吨①	6 吨②	6 吨③	6.6 吨 (初裂)	2△②	2△③	4△①
A 区 外 侧	-9	-6	-221	-120	-150	-190	-177	-188
A 区 内 侧	-15	-18	-116	-60	-70	-93	-90	-96
B 区 外 侧	-168	-189	-167	-160	-330	-150	-170	-230
B 区 内 侧	-155	-190	-172	-170	-310	-170	-185	-240
C 区 外 侧	+111	+134	+125	+126	+518	+110	+134	+232
C 区 内 侧	-20	-2	-5	-2	+718	+190	+250	+420
D 区 外 侧	+260	+430	+475	+410	+280	+184	+190	+210
D 区 内 侧	+260	+310	+321	+367	+200	+140	+160	+200

从表 5 可见：

- 1) 开裂前 C、D 区柱筋受拉，A、B 区受压，应变值底部大于顶部。
- 2) 北端加荷 6.6 吨时，C 区初裂，C、B 区相对应变增大，D 区减小，A 区的变化不大。

南加荷斜裂缝贯通D区时钢筋应变值

表 6

加 荷 等 级 测 点	8△①	8△②	8△③	30△① (贯通)	30△②	30△③
A 区 外 侧	+2400	+1950	+1870	+2865	+1300	+857
A 区 内 侧	+1317	+1323	+1300	+6261	+2819	+2005
B 区 外 侧	+258	+265	+260	+880	+423	+602
B 区 内 侧	+551	+249	+454	+2760	+576	+1860
C 区 外 侧	-90	-113	-103	-725	-760	-500
C 区 内 侧	-301	-310	-282	+175	+248	+252
D 区 外 侧	-95	-109	-99	+470	+344	+321
D 区 内 侧	-500	-478	-455	+1919	+676	+615

从表 6 可见:

- 1) 8△①时, A区钢筋已超过屈服极限(1190 $\mu\epsilon$), 并大大超过支座 B 处拉应变值;
- 2) 30△①时, A、D 斜向裂缝已开始贯通, A 区拉应变迅速增加;
- 3) 裂缝贯通到 D 区后, D 区柱内侧钢筋由负应变值变为正应变值, 内侧钢筋超过屈服极限。B 区钢筋应变突增, 内侧钢筋应变超过屈服极限。

北加荷斜裂缝贯通B区时钢筋应变值

表 7

加 荷 等 级 测 点	8△①	8△②	8△③	30△① (贯通)	30△②	30△③
A 区 外 侧	-301	-530	-518	-514	-107	+119
A 区 内 侧	-207	-500	-514	-500	-1660	-654
B 区 外 侧	-285	-276	-264	+621	-143	-490
B 区 内 侧	-241	-266	-253	-3294	-3553	-2800
C 区 外 侧	+596	+600	+540	+2090	+2031	+1202
C 区 内 侧	+960	+882	+819	+1070	-250	-360
D 区 外 侧	+255	+219	+197	+209	-112	-119
D 区 内 侧	+253	+280	+196	+267	-540	-642

从表 7 可见:

- 1) 8△①时, C 区拉应变已超过 D 区, 30△①时 C B 向斜裂缝贯通, 此时 C 区拉应变大增, B 区柱内侧钢筋压应变超过屈服极限, 柱外侧钢筋由受压变为受拉;
- 2) 自 30△②起, C 区柱外侧钢筋应变值只在拉伸塑性范围内增减, B 区柱内侧钢筋只在塑性范围内变化, 表明 B、C 区钢筋因销键作用引起的翘曲已很明显。

图14和15表明, 构造柱小剪跨比短柱抗剪造成节点钢筋翘曲。