

文章编号:1000-582x(2000)02-0073-06

② 73-78

# 底部两层框剪砖房的抗震性能分析

杨佑发<sup>1</sup>, 郑硕才<sup>1</sup>, 杨华<sup>2</sup>, 邹银生<sup>2</sup>

(1. 重庆大学建筑工程学院, 重庆 400044; 2. 湖南大学结构研究所, 长沙 410082)

TU362.01

**摘要:** 采用剪切型串联多质点振动模型分析底部两层框剪砖房的地震反应, 编制了相应的弹塑性分析程序。在此基础上, 主要研究了结构频率特性, 影响房屋抗震性能的主要因素、相邻层间侧移刚度比的合理取值及 8 层底部两层框剪砖房在 7 度区和 8 度区是否有足够的抗震性能。

**关键词:** 底部两层框剪砖房; 抗震性能; 侧移刚度比

**中图分类号:** TU 362

**文献标识码:** A

随着城市建设和商业发展, 在沿街道两侧建造底部两层为商店、上边为居住或办公的底部两层框剪砖房, 是旧城改造和避免商业过分集中的较好结构形式。与多层钢筋混凝土框架房屋相比, 它具有造价低和便于施工等优点, 而与底层框剪砖房相比可增加一层大空间房屋面积, 在使用上更加灵活。近年来, 底部两层框剪砖房在我国大中城市得到了广泛应用。在我国《建筑抗震设计规范》GBJ11-89, 只对底层框剪砖房结构做了明确规定, 而对底部两层框剪砖房则无涉及内容, 这类房屋的抗震性能还有待于进一步研究。

## 1 结构的频率特性

通过对典型两层框剪砖房频率特性的大量计算, 得出各自的基本自振周期和对应的第一自振频率, 列于表 1。

表 1 结构的频率特性

房屋类型	层数	自振周期(s)	自振频率(Hz)
二拍六	8	0.313	3.191
二拍五	7	0.281	3.685
二拍四	6	0.247	4.057

从表 1 可以看出, 底部两层框剪砖房的基本自振周期约为 0.20~0.40 s 之间, 对应的第一自振频率为 3~5 Hz。结构的第一频率及其对应的第一振型对结构的地震反应影响最大, 因此对结构进行动力分析时, 选

用的地震波必须使其共振频率范围能够包含结构的第一自振频率。否则, 被分析的结构有可能一直处于弹性工作阶段, 难以了解其弹塑性工作阶段的性能。因此选择地震波时, 就必须分析其频谱特性, 尽可能使时程分析结果反映出结构可能出现的薄弱部位。

根据以上分析, 选用 El-Centro 波, Taft 波作为 II 类场地的输入地震波, 并选用天津波作为 III 类场地的输入地震波, 为了使计算具有可比性, 还需将 3 条地震记录调整到相当于《规范》中 7 度, 8 度, 9 度时的情况。

## 2 影响底部两层框剪砖房抗震性能的主要因素

影响底部两层框剪砖房抗震性能的主要因素包括下部三层的抗侧刚度比  $K_1 : K_2 : K_3$  和屈服强度系数比  $\epsilon_1 : \epsilon_2 : \epsilon_3$ , 房屋层数  $n$  和下部抗震墙的类型。

对上述各种影响因素按 7 度罕遇地震计算的层间位移角变化情况如图 1 所示,  $n$  为层数。

从图 1a, b, c 中可以看出, (1) 房屋的底部出现了明显的变形集中, 且变形集中的程度随  $K_3 : K_2$  的增加而加强(3 种刚度比中  $K_2 : K_1$  基本一致); (2) 下部三层屈服强度系数之比  $\epsilon_1 : \epsilon_2 : \epsilon_3$  对房屋的抗震性能也有重要影响, 当  $\epsilon_2 : \epsilon_1$  较大时( $\epsilon_3 : \epsilon_2$  基本一致), 房屋下部两层变形集中较显著; (3) 随  $K_3 : K_2$  的增加, 下部两层变形集中程度加强, 但上部砖砌体结构的反应却减弱。

收稿日期: 1999-06-08

作者简介: 杨佑发(1968-), 男, 湖南醴陵人, 博士后, 主要从事结构工程的教学和研究工作。

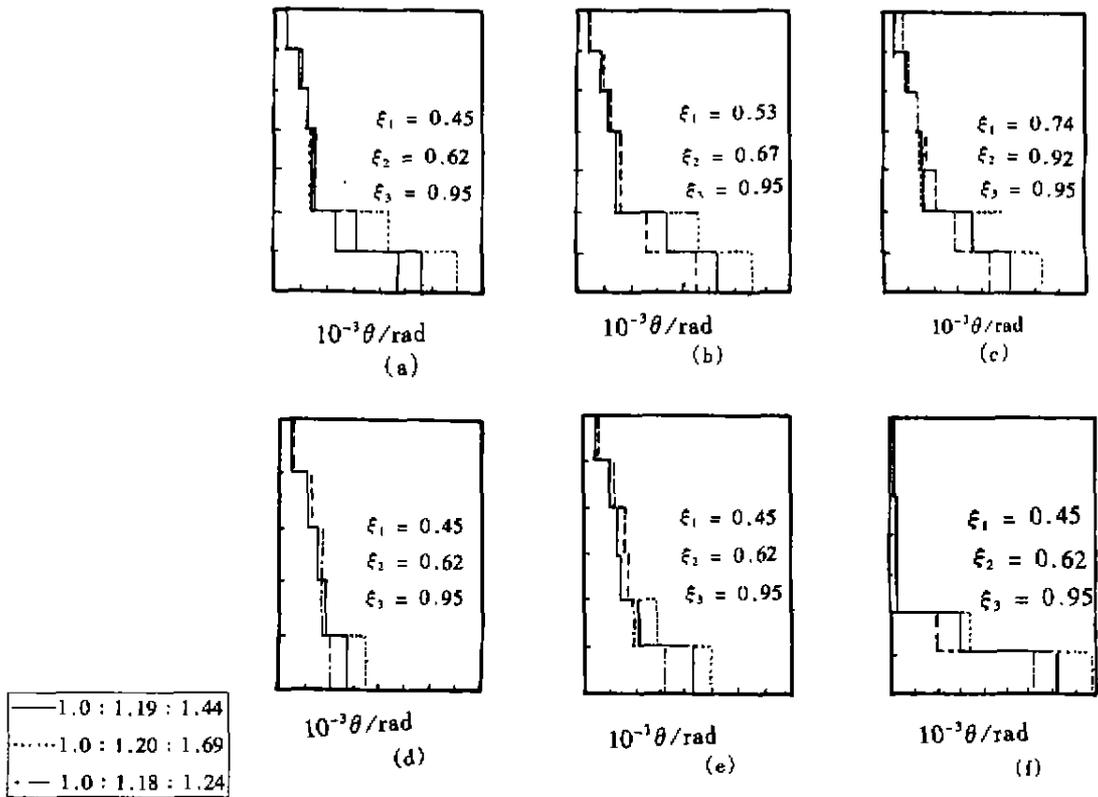


图1 各因素对房屋层间位移角分布的影响

对图1a,d,e进行比较可发现,房屋层数越多,其下部两层变形的集中程度越明显,层数越少,其下部两层的变形程度也越轻,这主要是因为房屋的层数越少,则地震力越小。

图1f是下部采用粘土砖抗震墙房屋的情况,与图1a比较可看出采用砖抗震墙的房屋较采用钢筋砼抗震墙的抗震效果要差得多。

### 3 底部两层框剪砖房的动力分析

本节主要研究相邻层间侧移刚度比的合理取值及8层底部框剪砖房在7度和8度区是否有足够的抗震性能。所分析的典型底部两层框剪砖房的刚度比  $K_1 : K_2 : K_3 = 0.693 : 0.826 : 1.0$ ,  $K_3 : K_2 = 1.21$ ,  $K_2 : K_1 = 1.19$ ,基本周期为0.286 s,平面布置见图2,称该种刚度比的房屋为典型房屋,主要是为了叙述方便。为了寻找一种合理的层间侧移刚度比,以该典型房屋为基础,通过减小剪力墙厚度、数量或材料标号的方法,还计算了另外5种刚度比情况下的动力性能,刚度比  $K_3 : K_2$  分别为1.42,1.93,2.19,2.56,3.96,其它层的质量和刚度不变,采用多种层间侧移刚度比以及多种层数进行了弹塑性动力分析。

#### 3.1 运动微分方程

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{\ddot{x}_0(t)\} \quad (1)$$

式中,  $[M]$  为质量矩阵,采用层间剪切模型,不考虑各质点间惯性力的相互耦联作用,形式如下:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & 0 \\ & m_2 & & \\ & & \dots & \\ 0 & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

$[K]$  为刚度矩阵,对于本文的层间剪切模型,  $[K]$  为三对角阵,形式如下:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & & & 0 \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & & \\ & \dots & \dots & \dots & \\ 0 & & & K_{n,n-1} & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (3)$$

其中  $K_{ii} = K_i + K_{i+1}$ ,  
 $K_{i,i+1} = -K_{i+1}, (i = 1, 2, \dots, n-1)$   
 $K_{i,i-1} = -K_i, (i = 2, 3, \dots, n), K_{nn} = K_n$

式中,  $K_i$ —房屋第  $i$  层抗侧刚度。

对于底部两层,有:

$$K_i = K_f + K_r \quad (i = 1, 2)$$

式中  $K_f$ —框架抗侧刚度;

$K_1$ —剪力墙抗侧刚度。

$[C]$  为阻尼矩阵, 采用瑞利阻尼的形式, 其表达式为:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4)$$

上式中常数  $\alpha, \beta$  可由结构体系  $i, j$  振型的阻尼比  $\xi_i, \xi_j$  和自振圆频率  $\omega_i, \omega_j$  求得:

$$\alpha = 2\omega_i\omega_j(\xi_i\omega_j - \xi_j\omega_i)/(\omega_j^2 - \omega_i^2)$$

$$\beta = 2(\xi_j\omega_j - \xi_i\omega_i)/(\omega_j^2 - \omega_i^2) \quad (5)$$

### 3.2 力学模型及恢复力特性曲线的确定

#### 3.2.1 力学模型

文献[1]的实验表明:底部多层框剪砖房的上部砌体结构的受力变形特点仍为剪切型;底部的框剪层虽然已表现出协同工作的特征,但因其抗震墙的高宽比均在 1~3 之间,属于中等高度的剪力墙,其作用仅限于底部 2 层或 3 层,且有框架柱的影响,所以底部的框剪结构仍然可以认为是以剪切变形为主的。此类上、下混合承重结构的总体变形呈现出剪切变形的特点。因此,这类结构的地震反应分析可采用层间剪切型串联多自由度振动模型。

#### 3.2.2 恢复力特性曲线

根据结构材料性能、构件类型和受力状态,笔者选择退化三线性恢复力模型。三线性模型需由骨架曲线上开裂、屈服及屈服后各折线段的刚度  $K_1, K_2, K_3$  及开裂、屈服点的位移  $\Delta_c, \Delta_y$  5 个参数确定:

##### 1) 砖砌体骨架曲线

底部多层框剪砖房上部采用砖砌体承重结构。砖砌体水平低周反复荷载实验所取得的墙体剪力与侧移之间的滞回曲线显示出,在砌体开裂之前,滞回环面积很小,近于弹性状态;开裂到极限状态之间,滞回环基本上呈梭形,出现了明显的刚度退化;达到极限荷载之后,裂缝不能闭合,残余变形很大,此时滞回环虽然基本上呈梭形,但反映了墙体的摩擦滑移特性。各类砌体在超过极限承载力之后,其恢复力骨架曲线都有一定长度的下降段。

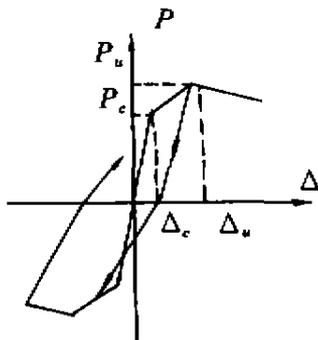


图 2 砖砌体恢复力骨架曲线

笔者采用三折线恢复力模型,其骨架曲线用三折线表示,滞回特性则是刚度退化型。三折线模型骨架曲线上两个折点分别代表墙体的开裂点和极限点。极限剪力  $P_u$  按各类砌体材料的有关公式计算,开裂剪力  $P_c$  一般取  $P_u$  的 80%~90%。墙体的初始弹性刚度

$$K_1 = \lambda Et / [(H/B)^3 + 3(H/B)] \quad (6)$$

式中:  $E$  是砌体材料弹性模量;  $t$  是墙体厚度;  $H/B$  代表墙体的高宽比;  $\lambda$  是垂直压应力系数。

$$\lambda = 0.7(0.99 + 2.755\sigma_0) \quad (7)$$

计算  $\lambda$  时,  $\sigma_0$  (垂直压应力) 不计量纲,当  $\sigma_0 < 0.343$  MPa 时,  $\lambda$  用  $\lambda = 1$  和  $\sigma_0 = 0.343$  之间插值。三折线模型骨架线第二刚度  $K_2 = 0.08K_1$ , 负刚度  $K_3 = -0.02K_1$ , 卸载刚度取

$$K_u = (\Delta_c/\Delta_u)^\alpha K_1 \quad (8)$$

式中:  $\Delta_c$  代表墙单元开裂位移,  $\Delta_u$  代表历史上达到的最大位移,  $\alpha$  是刚度退化系数,一般取 0.5~0.6。

##### 2) 框架的骨架曲线

钢筋混凝土框架柱在反复荷载下的荷载位移性能,国内外实验研究较多,笔者参考我国建筑科学研究院等单位提出的经验公式,计算柱的开裂、屈服荷载  $P_c, P_y$ ; 柱开裂前的弹性抗侧移刚度  $K_1$  按  $D$  值法计算; 弹性阶段的侧移刚度  $K_2$  通过屈服时刚度降低系数  $\alpha$  推算,并求出相应的位移  $\Delta_c, \Delta_y$ , 骨架曲线如图 3 所示。  $\Delta_u$  作为大震验算时的抗倒塌限制,按抗震规范取值。

框架第  $I$  层柱的层间总侧移刚度  $K_I = \sum_{j=1}^n K_{Ij}$ ,  $n$  为层间柱的总根数。

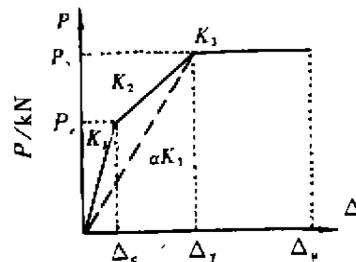


图 3 框架骨架曲线

##### 3) 剪力墙的刚度及骨架曲线

在房屋底部所设剪力墙,主要承受层间剪力,以剪切变形为主。由于剪力墙的高宽比、配筋率、轴压比、开洞不开洞、洞口率大小不同以及有无边框等等各异,剪力墙的刚度的确定是比较复杂的问题,且墙的刚度随变形的增长迅速下降,特别是在墙开裂以后,对于在房屋底部增设的剪力墙,层模型分析中其刚度的取值,目

前尚无令人满意的定论,笔者取用如图4所示的钢筋砼低矮剪力墙在低周反复加载下的骨架曲线,该骨架曲线所示的开裂及屈服阶段的层间弹塑性位移角分别为1/2000及1/555,与国内外实验结论基本一致。

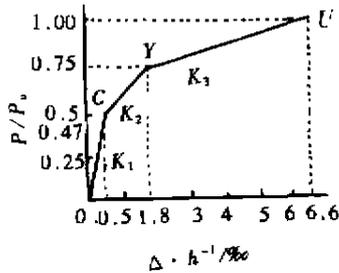


图4 剪力墙骨架曲线

4) 滞回曲线

考虑到实用方便并能基本反映底部框剪结构在反复荷载下的性能,取图5所示退化三线型恢复力模型。按照侧移变形协调,层间刚度取框墙抗侧刚度之和,第*i*层层间侧移刚度:

$$K_i = \sum K_{ik} + C_w \sum K_{iw} \quad (9)$$

式中:  $K_{ik}$  为第  $i$  层层间框架柱的侧移刚度;  $K_{iw}$  为第  $i$  层层间墙的侧移刚度;  $C_w$  为墙的刚度降低系数。根据此时刻层位移角参考文献[3]取用。

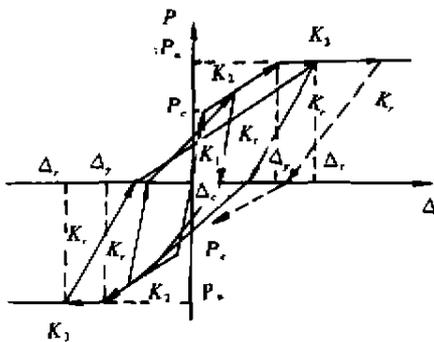


图5 退化三线型恢复力模型

滞回曲线上的加荷段刚度,开裂前取  $K_1$ ,开裂后取加荷段指向同一方向骨架曲线上曾经到达过的最远点,如加荷方向以前的位移尚未超过开裂点,则取相反方向最远点相对称的点作为指向点;卸荷刚度,屈服前取  $K_r = K_1$ ,屈服后取  $K_r = 3K_1/[2 + (\Delta_r/\Delta_c)^{0.9}]$ ,式中  $\Delta_r$  为骨架曲线上卸载点所对应的位移。

3.3 计算结果及分析

动力时程分析法输入的地震波为 El - Centro 记录。底部两层框剪砖房的特点是由两种承重和抗侧力体系构成的。对于  $K_3 : K_2$  的合理取值,实质上是既控制底部两层的钢筋砼抗震墙不宜过少也要控制其不宜

过多。底部两层的钢筋砼墙过少,则  $K_2$  比  $K_3$  小得多,底部两层中的一层为该房屋的薄弱楼层。反之,则这类房屋的薄弱楼层会出现在上部砖房部分。因此必须控制好  $K_3 : K_2$  的值。在7度,8度和9度罕遇地震作用下,各种类型的房屋底层、2层、3层层间最大位移角的计算结果列于表3至表5。

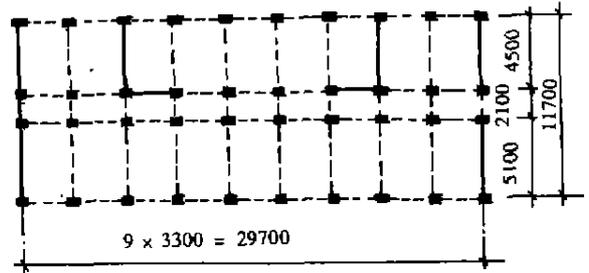


图6 框剪层平面图

表2 底部两层框剪砖房的  $K_3/K_2$  类型

类型	1	2	3	4	5	6
$K_3/K_2$	1.21	1.42	1.93	2.19	2.56	3.94

表3 7度罕遇地震作用下最大层间位移角

层位	$K_3/K_2$					
	1	2	3	4	5	6
7 底层	1/948	1/757	1/337	1/290	1/231	1/165
二层	1/1450	1/1093	1/462	1/385	1/291	1/198
三层	1/2982	1/3158	1/2866	1/2844	1/2582	1/2583
8 底层	1/678	1/486	1/226	1/171	1/152	1/99
二层	1/978	1/660	1/361	1/308	1/262	1/186
三层	1/2911	1/2814	1/2654	1/2673	1/2658	1/2772

表4 8度罕遇地震作用下最大层间位移角

层位	$K_3/K_2$			
	1	2	3	4
7 底层	1/179	1/167	1/82	1/74
二层	1/509	1/453	1/294	1/257
三层	1/1195	1/1573	1/2020	1/2070
8 底层	1/123	1/94	1/71	1/67
二层	1/461	1/372	1/273	1/251
三层	1/2008	1/1784	1/2133	1/2214

由计算结果可见,在7度罕遇地震作用下,当房屋为7层且  $K_3 : K_2 = 3.94$  时,底部两层的位移角还未超过1/70(规范中对底层框剪砖房的限制),但8层的房屋却接近极限值,当  $K_3 : K_2 = 2.56$  时,不论是7层还是

表 5 9 度罕遇地震作用下最大层间位移角

层数	位置	$K_3/K_2$	
		1	2
6	底层	1/156	1/83
	二层	1/484	1/427
7	底层	1/72	1/65
	二层	1/307	1/343
8	底层	1/451	1/716
	三层	1/219	1/514

8 层房屋,底部两层的位移角都远小于这个极限。出于安全起见,在 7 度区,对于底部两层框剪砖房建议不宜超过 8 层, $K_3 : K_2$  不应超过 2.5。在 8 度罕遇地震作用下,房屋为 7 层,当  $K_3 : K_2 = 2.19$  时,底层的位移角已达到 1/74 左右。房屋为 8 层时,已超过限值 1/70,而当  $K_3 : K_2 = 1.93$  时,7 层房屋能满足弹塑性变形的要求,而 8 层房屋则刚刚满足;对于 8 层房屋,当  $K_3 : K_2 = 1.42$  时,房屋较安全,但从这个严格的限值也可看出,在 8 度区,底部两层框剪砖房不宜超过 7 层, $K_3 : K_2$  不应超过 1.9。在 9 度罕遇地震作用下,刚度比  $K_3 : K_2 = 1.21$  时,7 层的房屋刚满足弹塑性变形的要求,6 层的房屋此时较安全;刚度比  $K_3 : K_2 = 1.42$  时,6 层的房屋仍未超过限值,但比较接近。因此,在 9 度区,此类房屋不宜超过 6 层, $K_3 : K_2$  不应超过 1.4。从上述计算结果可看出,当  $K_3 : K_2 > 1.0$  时,对于各种层数的房屋,在 7 度、8 度和 9 度抗震区,上部砖砌体层层间位移角相当小,仅在 9 度区  $K_3 : K_2 = 1.21$  时,层间位移角为 1/451,这个值也仍未超过砖砌体层的弹塑性变形限值。因此可规定  $K_3 : K_2$  不应小于等于 1.0。

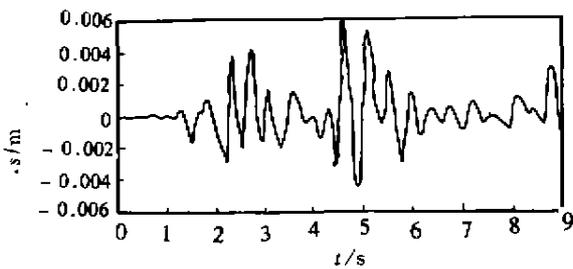


图 7 第 1 层层间位移时程曲线(0.22 g)

通过对 8 层典型底部两层框剪砖房输入 0.22 g 峰值和 0.40 g 峰值加速度的 El-Centro 波作用后,经地震反应分析可知,当加速度峰值为 0.22 g 时,房屋各层的

层间位移相差较小;当输入加速度峰值为 0.40 g 时,框剪层的层间位移,尤其是底层的层间位移较大,说明框剪层开裂较严重,刚度已大幅度降低,现只给出第一层的计算结果(图 7,8)。

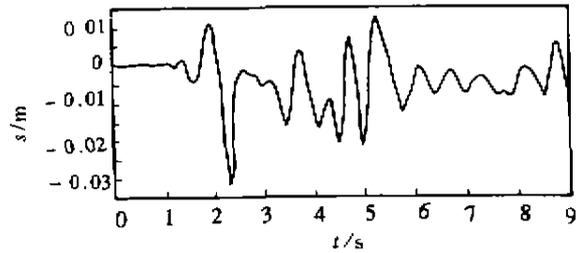


图 8 第 1 层层间位移时程曲线(0.40 g)

表 6 列出了用时程分析法计算得到的 7 度、8 度罕遇地震作用下典型房屋底层的弹塑性位移角,它们尽管较大,但远小于规范给出的限值。

表 6 典型房屋底层最大弹塑性层间位移角及发生时间

7 度		8 度		规范取值
位移角( $\theta$ )	时间(s)	位移角( $\theta$ )	时间(s)	
1/678	4.60	1/123	2/23	1/70

#### 4 结论

- 1) 底部两层框剪砖房的第一自振周期在 0.2~0.4 s 之间,对应的自振频率为 2.5~5 Hz;
- 2) 影响房屋的抗震性能的主要因素包括下部 3 层的抗侧刚度比  $K_1 : K_2 : K_3$  和屈服强度系数比  $\xi_1 : \xi_2 : \xi_3$ ,房屋层数  $n$  及下部抗震墙的类型;
- 3) 对应 7 度区,  $K_3 : K_2 \leq 2.5, n \leq 8$ ; 对应 8 度区,  $K_3 : K_2 \leq 1.9, n \leq 7$ ; 对应 9 度区,  $K_3 : K_2 \leq 1.4, n \leq 6$ ;
- 4) 8 层底部两层框剪砖房具有较大的抗震能力,可应用于 8 度设防区。

#### 参 考 文 献

- [1] 高小旺,李荷,王菁等. 底层框架-抗震墙砖房的抗震性能[J]. 建筑结构,1997(2):3-8.
- [2] 夏敬谦. 底部框剪砌体房屋抗震性能研究[J]. 建筑科学,1995(3):36-40.
- [3] 杨佑发. 底部两层框剪砌体房屋抗震及隔震性能研究[D]:[博士学位论文]. 长沙:湖南大学土木工程系,1998.
- [4] 杨佑发,邹银生. 底部两层框架-剪力墙砌体房屋非线性地震反应分析[J]. 世界地震工程,1998(1):28-33

