

文章编号 1000-5013(2006)03-0273-04

框剪结构剪力墙中断条件的数值分析

方德平 王全凤

(华侨大学土木工程学院, 福建泉州 362021)

摘要 用杆系-层模型和振型分解反应谱法, 分析不同高度和结构刚度特征值的断层剪力墙框剪结构地震反应, 设定可中断剪力墙的高度条件. 计算表明, 可中断剪力墙高度的决定因素为上部框架的抗剪能力, 随着刚度特征值的增加, 可中断剪力墙的相对高度随之增加. 文中给出结构高度和相对高度的表达式, 结构高度对相对高度的影响较小.

关键词 框剪结构, 地震作用, 杆系-层模型, 振型分解反应谱法, 断层剪力墙

中图分类号 TU 973⁺.16; TU 933⁺.2

文献标识码 A

一般来说, 均匀连续分布承载力、变形能力和刚度的结构具有较好的抗震性能. 对于上部剪力墙中断的剪结构^[1,2], 国内学者认为, 剪力墙原则上不应中断, 假如是基于建筑的要求而必须中断, 那么转换层应进行加强^[3,4]. 国外学者则认为^[5,6], 剪力墙可以不通到顶, 上部剪力墙中断对结构侧移刚度不会造成很大影响, 对顶部的位移影响可以忽略, 转换层的截面设计只跟该层分配到的地震荷载有关, 不必对它进行特殊的加强. 王全凤等^[7,8]对这一问题进行较为深入的探讨, 得出框剪中的剪力墙可以在其反弯点以上中断的结论. 本文采用振型分解反应谱法, 通过分析不同剪力墙高度、结构刚度特征值和基本自振周期的框剪结构的地震反应, 确定了剪力墙的可中断高度及其主要影响因素.

1 分析方法及可中断剪力墙高度条件

由于框架和剪力墙的协同工作, 其水平位移为剪弯型, 剪力墙可十分有效地提高结构下部的强度和刚度; 而对结构上部而言, 框架的刚度则起控制作用, 剪力墙反而依靠在框架上. 因此, 从力学观点来分析, 贯通结构全高的剪力墙并非是必须的, 适当减少上部的剪力墙, 相应地增设成框架, 则框架的剪力、弯矩和顶点的位移都可减小. 本文采用杆系-层模型, 计算模型如图 1 所示. 将剪力墙作为宽柱, 考虑了剪切变形的影响, 其动力特征方程为

$$Kx = \omega^2 Mx, \quad (1)$$

在式(1)中, K 为框剪结构的侧向刚度矩阵, M 为多质点质量矩阵, 质点个数为 n , x 为某一振型, ω 为相应的圆频率. 杆系-层模型把高层建筑结构按杆件体系确定其变形和刚度, 但结构的质量集中于楼层处, 动力自由度为楼层的数目, 是一种介于杆系模型和层模型之间的计算模型. 它兼有层模型和杆系模型的优点,

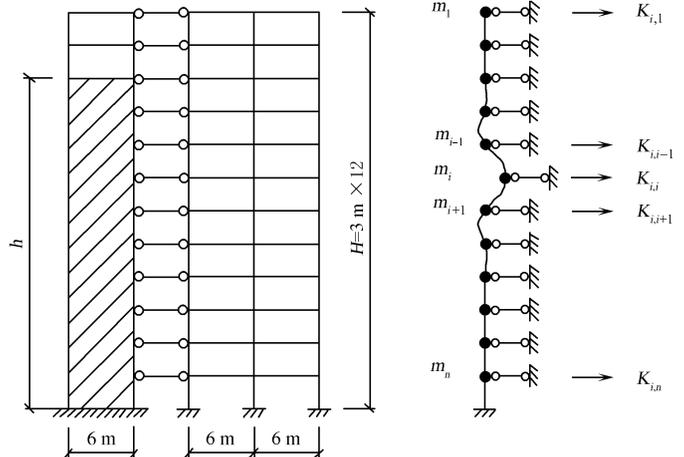


图 1 框剪计算模型和侧向刚度矩阵

收稿日期 2006-01-03

作者简介 方德平(1965-), 男, 副教授, 主要从事工程结构力学分析的研究. E-mail: fdp@hqu.edu.cn

基金项目 福建省自然科学基金资助项目(E0410023, E0540005)

并克服了两种模型的缺点. 其计算要点是把高阶总刚矩阵降为低阶的侧向刚度矩阵, 因此常见的有两种方法. (1) 方法 1, 即缩聚高阶总刚矩阵. 其缺点是需调整总刚矩阵的行列次序, 并对被缩聚的自由度的子刚度矩阵求逆, 不易利用总刚矩阵的稀疏性, 编程较繁. (2) 方法 2. 在 i 层处施加单位水平力 F_i , 各楼层的水平位移为 $\delta_{i1} \sim \delta_{in}$. 即侧向柔度矩阵中第 i 行, 对楼层循环得柔度矩阵, 再将柔度矩阵求逆, 得侧向刚度矩阵. 其缺点是有求逆过程. 实际上, 最便捷的方法是基于侧向刚度矩阵的物理含义, 即侧向刚度矩阵 K 第 i 行的含义是给各楼层加水平链杆约束, 第 i 层水平链杆约束有单位水平位移, 各楼层链杆约束的反力为 $K_{i1} \sim K_{in}$, 如图 1 所示. 对楼层循环, 直接得侧向刚度矩阵 K . 用广义 Jacobi 方法求解式 (1), 得出全部的圆频率和振型, 并对所求的计算周期乘以 0.75 进行折减. 依照《GB 50011-2001 建筑抗震设计规范》中的振型分解反应谱法, 通过地震影响系数曲线, 求得地震影响系数和各振型的地震荷载. 然后, 按静力方法求得各振型的内力和位移, 并取全部振型按平方和的平方根方法 (SRSS 方法), 求得振型组合的地震内力和变形.

本文从 3 个方面来比较剪力墙中断后结构的性能, 即框架柱剪力 V_t 、最大层间位移角 θ_{\max} 和顶点的位移 Δ_{\max} , V_t 为剪力墙中断的楼层 (如取消图 1 上部 2 层共 6 m 剪力墙的第 11 层) 框架柱剪力的和. 相应地有 3 个条件. (1) 中断的 Δ_{\max} 小于全高的 Δ_{\max} . (2) 中断后的上部框架 θ_{\max} 大于全高的 θ_{\max} 的 1.45 倍. 《GB 50011-2001 建筑抗震设计规范》规定, 框架弹性层间位移角 $\theta_e = \frac{1}{550}$, 框剪的 $\theta_e = \frac{1}{800}$, 两者比值为 1.45. (3) 中断的框架柱剪力 V_t 小于 $C \cdot V_{t,\max}$, $V_{t,\max}$ 为全高剪力墙中框架柱剪力和的最大值, C 为中断后框架的柱数与全高剪力墙框架柱数之比, 均发生在顶层. 中断剪力墙后有 5 根框架柱 (2 根设在中断剪力墙处), 全高的结构只有 3 根框架柱, 所以 $C = 1.67$. 当满足这 3 个条件时, 可认为中断后的结构性能与全高的结构性能相近.

2 计算结果及分析

算例如图 1 所示, 梁截面为 $0.25 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$, 柱截面为 $0.45 \text{ m} \times 0.45 \text{ m}$, 剪力墙截面为 $0.2 \text{ m} \times 6 \text{ m}$, 材料的弹性模量 $E = 32.5 \text{ GPa}$, 每层的质量为 120 T , 7 度抗震设防, 近震, 场地类别为 II 类, 地震设计分组为第 2 组, 特征周期 $T_g = 0.4 \text{ s}$, 地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.12 \text{ g}$. 由 D 值法求出顶层、一般层和底层的框架抗剪刚度 C_{Fi} , 沿高度加权平均得到总框架的抗剪刚度 C_F , 本文考虑了柱轴向变形的影响^[6], 抗剪刚度为 C_{F0} . 即 $C_{F0} = \frac{C_F \cdot \Delta_M}{\Delta_M + \Delta_N}$, 其中 Δ_M 为框架梁柱弯曲变形产生的侧移, Δ_N 为框架柱轴向变形产生的侧移. 按框架顶部作用水平集中力 F 计算, $\Delta_M = \frac{FH}{C_F}$, $\Delta_N = \frac{2FH^3}{3EAB^2}$, H 为结构总高, A 为边柱面积, B 为边柱间距. 考虑了剪切变形对剪力墙抗弯刚度的影响, 等效刚度为 I_{eq} . 这样, 框剪结构刚度特征值 $\lambda = H \sqrt{\frac{C_{F0}}{EI_{eq}}}$, 图 1 的 $\lambda = 1.183$. 一般希望, 框架承担的剪力 (最大的一层) 不宜小于 $0.2 V_0$ (V_0 为底部总剪力), 也不大于 $0.4 V_0$, 相应的 λ 值在 1.1~2.2 之间.

表 1 会断层剪力墙框剪结构的动力特性

λ	编号	T_1/s	T_2/s	T_3/s	Δ_{\max}/mm	V_0/kN	$\theta_{\max}/(\%)$	V_t/kN	$\theta_t/(\%)$
0.75	FW11	0.88	0.23	0.13	21.2	764.55	0.79(11)	176.0	0.75
	FW12	0.89	0.34	0.13	22.7	719.2	1.28(11)	294.0	1.28
	FW13	0.95	0.40	0.18	24.7	662.4	1.66(11)	355.7	1.56
1.00	FW21	1.09	0.25	0.16	26.9	648.3	1.03(11)	175.0	0.75
	FW22	1.10	0.35	0.16	27.6	646.9	1.17(11)	246.3	1.17
	FW23	1.12	0.43	0.19	28.9	619.0	1.50(10)	319.4	1.50
1.18	FW31	1.24	0.27	0.18	30.5	599.0	1.14(10)	172.2	0.76
	FW32	1.24	0.36	0.18	30.7	599.6	1.14(10)	227.0	1.13
	FW33	1.27	0.44	0.19	31.1	570.9	1.42(10)	294.5	1.42

续表

λ	编号	T_1/s	T_2/s	T_3/s	Δ_{max}/mm	V_0/kN	$\theta_{max}/(%)$	V_t/kN	$\theta_t/(%)$
1.50	FW43	1.44	0.46	0.21	36.0	529.9	1.4(10)	270.4	1.40
	FW44	1.45	0.52	0.25	36.7	527.0	1.59(9)	308.0	1.59
	FW45	1.49	0.54	0.29	37.5	522.0	1.83(9)	329.0	1.68
1.75	FW53	1.54	0.48	0.23	39.2	512.8	1.47(9)	257.9	1.39
	FW54	1.55	0.53	0.25	39.3	508.2	1.59(9)	298.3	1.59
	FW55	1.57	0.56	0.29	39.8	500.9	1.77(9)	319.6	1.70
2.00	FW64	1.67	0.55	0.26	41.9	481.9	1.57(9)	285.3	1.57
	FW65	1.68	0.58	0.30	42.1	467.2	1.74(9)	309.7	1.71
	FW66	1.71	0.59	0.34	42.7	473.6	1.92(8)	328.6	1.79
2.25	FW75	1.76	0.60	0.30	43.9	460.9	1.72(8)	299.9	1.72
	FW76	1.78	0.62	0.34	44.3	459.1	1.89(8)	321.2	1.81
	FW77	1.82	0.62	0.36	45.0	453.0	2.05(7)	341.0	1.88
2.50	FW86	1.84	0.63	0.34	45.9	448.2	1.87(8)	315.2	1.83
	FW87	1.88	0.63	0.37	46.2	443.3	2.03(7)	334.9	1.89
	FW88	1.93	0.63	0.38	47.3	431.2	2.18(6)	353.6	1.93

可中断的层数 k 如表 2 所示. 当 $\lambda = 0.75$ 时, 剪力墙刚度较大, 中断剪力墙后的鞭梢效应明显, V_t 显著上升. 综合上述 3 个条件, 认为不能中断剪力墙; 随着 λ 的增加, 鞭梢效应逐渐减弱, 剪力墙的作用也逐渐减小, 可中断的层数随之增加. 在本文所设定的 3 个条件中, 起决定作用的是条件(3), 框架的抗剪能力决定剪力墙的中断层数. 在本文的算例中, 中断层数无一例外地由条件(3)所决定. 从表 1 可知, 一般而言, θ_{max} 发生在剪力墙中断的楼层内, 即 $\theta_{max} = \theta_t$; 较少的剪力墙断层, θ_{max} 可能发生在有剪力墙的楼层内, 如 FW11, FW21 的 θ_{max} 在第 11 层, 而不在第 12 层; 对于较大的 λ , 较多的剪力墙断层, θ_{max} 可能发生在剪力墙中断的楼层的上一层, 如 FW45 的 θ_{max} 在第 9 层, 而不在第 8 层. 从表 2 可知, 对于全高剪力墙的结构 θ_{max} 并不发生在顶层, 随着 λ 的增大, θ_{max} 所在的楼层逐渐下移. 对于 λ 较大的框剪结构, 中断一些层数的剪力墙后, 结构 Δ_{max} 反而比全高框剪结构的 Δ_{max} 稍小, 如 FW80 的 Δ_{max} 为 50.2 mm, 而中断 8 层剪力墙后的 Δ_{max} 仅为 47.3 mm, 中断 9 层剪力墙后的 Δ_{max} 才达到 50 mm, 符合框剪结构受力特点. 由此可见, 中断剪力墙后, 通常情况能满足变形要求. 表 1, 2 中 λ 值范围 0.75~2.50, 大部分实际框剪结构的 λ 值在这一范围内. 在计算中, 保持 C_{F0} 不变, 改变 I_{eq} , 进而得到不同的 λ 表 1, 2 编号的第 1 个数字与 λ 相关, 第 2 个数字代表中断的剪力墙层数(例如 3 表示取消上部 3 层共 9 m 剪力墙, 同时在中断剪力墙的位置设置 6 m 跨度的框架, 梁柱尺寸与总框架的相同); T_1, T_2 和 T_3 为结构的计算周期; Δ_{max} 为结构的顶点位移; V_0 为基底剪力; θ_{max} 为最大层转角, 括号内的数值为 θ_{max} 所在的楼层, V_t 和 θ_t 分别为剪力墙中断的楼层(如对 FW13 而言为第 10 层) 框架柱剪力的和、层转角. 表 2 中, $V_{f,max}$ 为框架柱剪力和的最大值, 均发生在顶层; k 为中断层数.

表 2 全高剪力墙框剪结构的动力特性

λ	编号	T_1/s	T_2/s	T_3/s	Δ_{max}/mm	V_0/kN	$\theta_{max}/(%)$	$V_{f,max}/kN$	k
0.75	FW 10	0.88	0.16	0.07	21.2	794.6	0.79(11)	100.0	0
1.00	FW 20	1.08	0.21	0.09	27.8	690.1	1.02(11)	129.5	1
1.18	FW 30	1.24	0.25	0.10	31.1	631.9	1.13(11)	142.9	2
1.50	FW 40	1.39	0.31	0.13	37.2	591.5	1.34(10)	169.4	3
1.75	FW 50	1.53	0.35	0.15	39.7	547.8	1.37(9)	171.7	3
2.00	FW 60	1.67	0.39	0.17	43.6	530.9	1.48(8)	182.5	4
2.25	FW 70	1.77	0.42	0.19	45.8	511.7	1.53(8)	185.9	5
2.50	FW 80	1.78	0.46	0.20	50.2	509.2	1.67(8)	196.0	6

为了弄清结构总高度对剪力墙中断高度的影响, 本文计算了 24 层框剪结构中断剪力墙的动力特性. 其结构与图 1 的计算模型相似, 层高 3.2 m, 柱距 8 m, 剪力墙宽 8 m, 梁截面为 0.35 m × 0.8 m, 柱截面为 0.65 m × 0.65 m, 每层的质量为 210 T. 在中断剪力墙的位置设置 8 m 跨度的框架, 梁柱尺寸与总框架的相同, 其他计算参数与 12 层框剪结构相同, 分析其计算结果所得的结论也与 12 层结构的相

似. 限于篇幅未给出计算结果. 图 2 为刚度特征值 λ 与中断剪力墙的相对高度 β 的关系, $\beta = \frac{(H-h)}{H}$. 从图 2 可以看出, 结构高度对中断剪力墙高度的影响较小. 可中断的剪力墙相对高度 β 与框剪的刚度特征值 λ 有直接关系, 与结构高度的关系较弱, 可不予考虑. 依本文算例, 可以认为 (图 1 中直线), $\lambda < 1, \beta = 0; 1 < \lambda < 2.5, \beta = 0.267(\lambda - 1)$.

3 结束语

根据上述的计算分析, 得出 3 点结论. (1) 设立了可中断剪力墙的 3 个条件, 其中中断剪力墙后上部框剪的抗剪条件是控制条件. (2) 与全高剪力墙的结构相比, 可中断剪力墙的结构的第一振型的周期变化较小, 说明中断剪力墙后结构的主要动力性能变化较小. 第 2, 3 振型的周期有相当程度的增加, 由上部框架侧向刚度较弱所引起. (3) 可中断的剪力墙相对高度 β 与框剪的刚度特征值 λ 线性相关, 与结构高度的关系较弱, 可不予考虑.

参 考 文 献

- 1 Wang Quanfeng, Wang Lingyun, Liu Qiansheng, Seismic response of stepped frame shear wall structures by using numerical method[J]. Int J Computer Method in Applied Mechanics & Engineering, 1999, 173(12): 31~ 39
- 2 Wang Quanfeng, Wang Lingyun, Liu Qiansheng. Effect of shear wall height on earthquake response[J]. Int J Engineering Structures, 2001, 23(4): 376~ 384
- 3 赵西安. 高层建筑结构实用设计方法[N]. 上海: 同济大学出版社, 1998. 236~ 238
- 4 秦 荣. 高层框剪结构分析的新方法[J]. 工程力学, 1988, (5): 35~ 45
- 5 Moehle J P. Seismic analysis of R/C frame wall structure[J]. J of Structural Engineering, 1984, 110 (10): 2 619~ 2 634
- 6 Moehle J P. Seismic analysis method for irregular buildings[J]. J of Structural Engineering, 1986, 112 (1): 35~ 52
- 7 王全凤, 张 波. 含断层剪力墙框-剪结构的楼层地震力[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2001, 22(4): 389~ 393
- 8 王全凤, 张 波, 罗 漪, 等. 框-剪结构剪力墙中断和楼层刚度比[J]. 建筑结构, 2003, 33(5): 39~ 48
- 9 包世华. 新编高层建筑结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001. 100~ 101

Numerical Analysis of the Shear Wall Interruption Conditions in the Frame-Shear Wall Structures

Fang Deping Wang Quanfeng

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, 362021, Quanzhou, China)

Abstract Based on the member storey model and SRSS method, the frame shear wall structures with shear wall interruption for different heights and rigidity characteristics are analyzed. The conditions of interruptable shear wall height are established. The calculation results indicate: the decisive factor influencing relative height of interruptable shear wall is the shear force carrying capacity of the frame above shear wall interruption; with the increase of the rigidity characteristic, the relative height of interruptable shear wall increases also. The equation between the rigidity characteristic and the relative height of interruptable shear wall is also presented. The height of the structure influences little on the relative height of interruptable shear wall.

Keywords frame shear wall structure, seismic action, member storey model, SRSS method, shear wall interruption

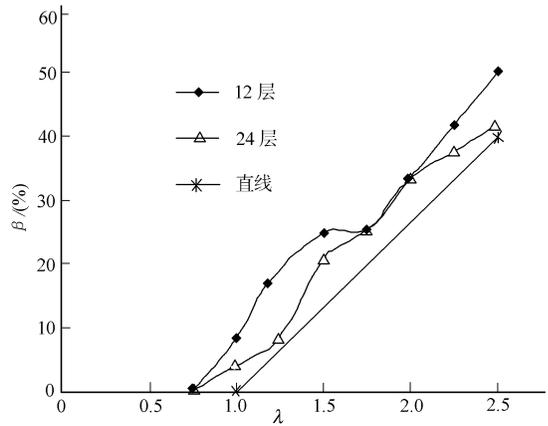


图 2 刚度特征值与中断剪力墙百分比的关系