

# RC 结构火灾后的三维抗震性能研究<sup>\*</sup>

黄奕辉 欧阳煜

( 华侨大学土木工程系, 泉州 362011 )

**摘要** 以结构工程分析中常见的三维空间杆系有限元为基础, 利用钢筋混凝土构件( RC )火灾后的截面剩余抗弯刚度统计公式, 对火灾后钢筋混凝土空间框架结构进行三维抗震分析. 可对灾后结构的剩余整体强度作出诊断, 并为加固设计提供依据.

**关键词** RC 结构, 火灾, 三维抗震分析

**分类号** TU 375. 402

任何建筑物总是处在三维空间的工作态度. 在火灾作用下, 由于建筑物不同部位的损伤程度不同, 各个构件的结构性能必然有不同程度的下降, 相应的结构整体性能, 特别是结构的抗震性能有显著的变化. 目前, 关于火灾后建筑物的受损诊断研究, 主要集中在对梁、柱等单根构件上. 文 [1] 采用平面有限单元法对平面框架进行分析; 文 [2] 采用平面杆系有限元法对平面框架进行抗震分析. 这两种方法都无法考虑结构的整体性能, 其结果必然有一定的误差. 对在三维空间作用下的建筑物而言, 判断火灾后结构在三维空间状态下的整体强度和抗震能力却更为重要. 本文以钢筋混凝土构件( 梁和柱 ) 火灾后的截面剩余抗弯刚度统计公式, 采用结构工程分析中常见的三维空间杆系有限元法, 对结构的抗震性能进行分析.

## 1 火灾后构件的截面剩余抗弯刚度

对于经过火灾作用的钢筋混凝土构件, 有关资料<sup>[3]</sup>表明构件的截面抗弯刚度受到的影响最大. 确定火灾后构件的截面剩余抗弯刚度, 关键在于如何确定构件在火灾作用时的受火状态( 单面受火或双面受火等 ), 以及表面最高温度和内部特征点的最高温度等. 这都需要对火灾后的建筑物进行准确的现场检测. 目前, 常见的检测手段有钻芯取样、超声波检测等. 文 [3] 通过数值计算给出了钢筋混凝土构件火灾后的截面剩余抗弯刚度.

(1) 梁单元剩余抗弯刚度为

$$EI = \alpha_i (EI)_0 \left[ A_1 \left( \frac{T_f}{1000} \right)^2 + B_1 \right],$$

$$A_1 = (-0.8856\rho + 0.1115) \frac{T_c}{1000} - 0.4550\rho + 0.0904,$$

$$B_1 = 0.1408 \ln \rho + 0.2922.$$

(2) 柱单元剩余抗弯刚度为

## (a) 双面对称受火

$$EI = \alpha_2(EI)_0[A_2\rho + B_2 - C_2 \frac{T_c}{1\ 000}],$$

$$A_2 = 0.302\ 2 - 0.047\ 7 \frac{T_f}{1\ 000},$$

$$B_2 = 0.172\ 7 - 0.065\ 3 \frac{T_f}{1\ 000},$$

$$C_2 = 0.173\ 0 - \left[ 0.176\ 7 + 0.145\ 3 \frac{T_f}{1\ 000} \right] \rho;$$

## (b) 单面压区受火

$$EI = \alpha_3(EI)_0[A_3 - B_3 - C_3 \frac{T_c}{1\ 000}],$$

$$A_3 = 0.308\ 6\rho + 0.179\ 0,$$

$$B_3 = (0.092\ 0\rho + 0.111\ 0) \frac{T_f}{1\ 000},$$

$$C_3 = 0.151\ 7 + \left[ 0.143\ 7 + 0.190\ 0 \frac{T_f}{1\ 000} \right] \rho;$$

## (c) 单面拉区受火

$$EI = \alpha_4(EI)_0[A_4 - (B_4 + C_4) \frac{T_c}{1\ 000}],$$

$$A_4 = (0.430\ 2 - 0.442\ 0n_0)\rho + 0.169\ 0,$$

$$B_4 = (0.128\ 4n_0 - 0.166\ 0)\rho + 0.205\ 1,$$

$$C_4 = [(0.501\ 7 - 1.407\ 0n_0)\rho + 0.202\ 5] \frac{T_f}{1\ 000}.$$

式中  $T_f$  为杆件表面最高温度,  $T_c$  为杆件内部特征点的最高温度,  $(EI)_0$  为杆件未受火时的截面抗弯刚度,  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  是和截面尺寸有关的参数,  $\rho$  为杆件截面配筋率,  $n_0$  为柱轴压比。

## 2 建立整体平衡方程及求解地震力

文献 [1] 分析表明, 火灾对钢筋混凝土构件的截面抗弯刚度影响较大。因此, 在本文分析中, 对于受火面不同的梁柱构件, 以相应方向上的截面剩余抗弯刚度  $EI$  代替原截面抗弯刚度  $(EI)_0$ , 不考虑轴向刚度和抗扭刚度的损失; 对于未受火的构件, 采用原截面抗弯刚度  $(EI)_0$ 。如图 1 所示的空间梁单元, 单元平衡方程为

$$K^e U^e = F^e,$$

其中  $U^e$  为杆端位移,  $F^e$  为杆端力,  $K^e$  为单元刚度矩阵,  $K^e, U^e$  和  $F^e$  分别表示为

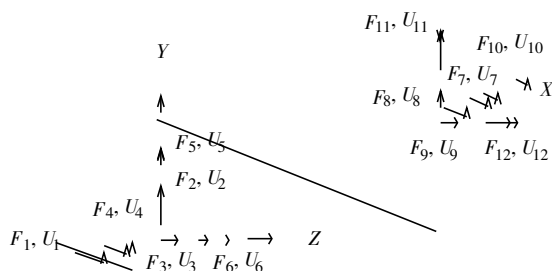


图1 空间梁单元

$$U^e = [U_1 \ U_2 \ U_3 \ U_4 \ U_5 \ U_6 \ U_7 \ U_8 \ U_9 \ U_{10} \ U_{11} \ U_{12}]^T.$$

$$F^e = [F_1 \quad F_2 \quad F_3 \quad F_4 \quad F_5 \quad F_6 \quad F_7 \quad F_8 \quad F_9 \quad F_{10} \quad F_{F11} \quad F_{12}]^T,$$

$$K^e = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix},$$

$$K_{ii} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GEI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix},$$

$$K_{ij} = K_{ji}^T = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GEI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix},$$

$$K_{jj} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GEI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}.$$

坐标系转换、节点荷载的处理和总刚度矩阵的形成等,与一般矩阵位移法相同. 建立结构整体平衡方程为

$$KU = F.$$

地震荷载的计算,采用结构的简约侧向刚度矩阵<sup>[6]</sup>,即对每层施加单位水平力,分别求出各层的水平位移,组成侧向柔度矩阵,求逆得到侧向刚度矩阵,从而求得结构的自振周期和振型。 $X$ 、 $Y$  方向的地震荷载,可以按《建筑抗震设计规范 GBJ 11-89》的第 4.2.2 条计算得到。采用 SRSS 法组合水平地震效应、地震影响系数曲线、特征周期等参数,均按规范要求取值。

3 算例

图 2 所示为某 6 层商住楼标准层平面图。该建筑为现浇钢筋混凝土框架结构,按 7 度抗震设防,为三类场地土。柱截面  $400 \times 400$ ,梁截面  $250 \times 550$ 。底层出租作为仓库,由于意外原因遭受火灾。经现场检测,表面最高温度  $T_f=600$ ,内部特征点的最高温度  $T_c=200$ ,梁柱配筋率 1.0%。计算所得结构的自振周期见表 1,各层水平位移( $\Delta$ )见表 2。表 1 中  $t_1$ 、 $t_2$  分别为火灾前、后的自振周期,表 2 中  $\Delta_1$ 、 $\Delta_2$  分别为火灾前后的水平位移。

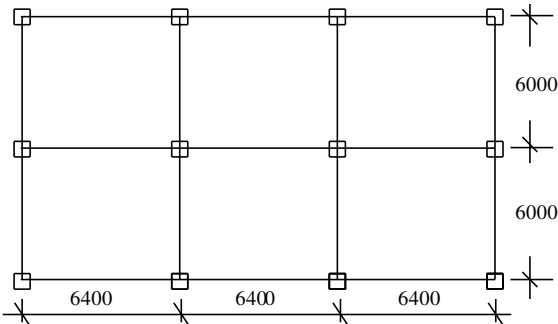


图2 标准层平面图

由计算结果可见,火灾后结构的刚度大幅下降,自振周期相应增加,尤其是对低振型影响较大。在本例中,占结构地震荷载比重最大的第一振型, $X$  和  $Y$  方向的自振周期分别增加了 36.46% 和 34.70%。对高振型影响较小,如第五振型只增加了 1.23% 和 1.20%。文 [2] 采用

表 1 结构  $X$ 、 $Y$  方向的自振周期

振 型	$X$ 方 向					$Y$ 方 向				
	—	二	三	四	五	—	二	三	四	五
$t_1/s$	1.557 6	0.473 4	0.259 5	0.183 6	0.137 4	1.446 9	0.450 3	0.251 2	0.177 1	0.134 3
$t_2/s$	2.125 0	0.545 1	0.284 9	0.189 3	0.139 1	1.949 0	0.518 0	0.272 7	0.182 2	0.135 9
$(t_2-t_1)/t_1/(%)$	36.46	15.14	9.79	3.10	1.23	34.70	15.03	8.56	2.88	1.20

表 2 各层  $X$  方向和  $Y$  方向的水平位移

楼层	$X$ 方 向			$Y$ 方 向		
	$\Delta_1/mm$	$\Delta_2/mm$	$(\Delta_2-\Delta_1)/\Delta_1/(%)$	$\Delta_1/mm$	$\Delta_2/mm$	$(\Delta_2-\Delta_1)/\Delta_1/(%)$
第六层	17.77	23.30	31.1	16.46	21.27	29.2
第五层	16.87	22.64	34.2	15.61	20.65	32.3
第四层	15.31	21.49	40.3	14.11	19.53	38.4
第三层	13.14	19.86	51.1	12.02	17.95	49.3
第二层	10.34	17.67	70.9	9.38	15.88	69.3
第一层	6.06	13.94	130.0	5.63	12.77	126.8

平面杆系有限元法进行地震分析,所得到火灾后结构在  $Y$  方向的自振周期分别为 1.795 1 s,

0.442 1 s, 0.237 0 s, 误差达 8.6% ~ 15.1%。究其原因, 在于文 [2] 的平面分析方法无法考虑各榀框架平面外构件对它的影响。

本文经过计算表明, 对于在验算结构火灾后的抗震性能时, 可按一般结构设计的方法, 取前三个振型即可。

结构经受火灾后的自振周期增加, 相应的地震荷载降低, 但由于刚度降低较大, 因此结构的各层位移迅速增大。特别是在遭受火灾的第一层和相邻的第二、三层, 位移增加量达 130.0% ~ 49.3%; 而距离发生火灾的第一层较远的第四至第六层, 各层位移的增加量逐步降低。因此, 在对发生火灾的某一层进行加固时, 还应对其相邻的楼层作适当的处理。

## 4 结论

本文以结构工程分析中常见的三维空间杆系有限元为基础, 利用钢筋混凝土构件火灾后的截面剩余抗弯刚度统计公式, 对火灾后钢筋混凝土空间框架结构进行三维抗震分析。该方法可对火灾后结构的整体抗震性能做出判断, 并找出结构薄弱层, 为结构加固提供依据。本法以每根构件作为一个单元, 对现有的空间框架计算程序稍做修改即可使用, 计算量较小, 便于实用。

本文为校科研基金资助项目。

## 参 考 文 献

- 1 陆洲导, 朱伯龙. 钢筋混凝土框架火灾作用后的加固修复研究. 四川建筑科学研究, 1995, (3): 7 ~ 12
- 2 黄奕辉. 钢筋混凝土框架结构火灾后的地震分析. 华侨大学学报(自然科学版), 1997, 18(4): 381 ~ 384
- 3 吴波, 马忠诚, 欧进萍. 火灾后钢筋混凝土结构的抗震性能研究. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, 29(1): 9 ~ 16
- 4 欧阳煜. 空间钢框架弹塑性稳定分析的一种数值方法. 华侨大学学报(自然科学版), 1997, 18(3): 252 ~ 259

# Three Dimensional Aseismic Performance of Reinforced Concrete Structure after Fire

Huang Yihui      Ouyang Yu

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou)

**Abstract** By making use of the statistical formula for sectional residual antiflex rigidity of reinforced concrete member after fire, a three dimensional aseismic analysis is made on reinforced concrete space frame structure. The method is based on the three dimensional space rod system finite element which is common in the analysis of structural engineering. It gives diagnosis on residual overall strength of a structure after fire; and provides a basis for bracing design.

**Keywords** reinforced concrete structure, fire, three dimensional aseismic analysis