

地震作用下高层钢-混组合结构的抗震性能分析

王先华^{1,2} 邓铁军¹

(1. 湖南大学土木工程学院,长沙 410082)(2. 湖南湖大建筑装饰有限责任公司,长沙 410082)

摘要 根据结构抗震设计规范,分别采用精细时程积分法和结构分析软件 Midas/gen 建模,对高层钢框架-混凝土核心筒的混合结构的动力特性和地震时程反应进行分析,得到自振周期及地震作用下的位移和加速度响应. 通过对比可知精细时程分析方法和 Midas/gen 两种不同建模方法得到的计算结果吻合较好,说明精细积分分析方法和 Midas/gen 的分析方法都是适用可靠的,均能为此类结构的抗震性能研究提供有效的途径.

关键词 高层钢-混凝土混合结构, 精细时程积分方法, 动力特性分析, 地震反应

引言

近年,在我国的高层钢结构设计中,结构设计师们都乐于采用钢-混凝土混合结构体系,并且建筑高度也越来越高. 由于目前国内尚未有相应规范来指导此类结构的抗震设计,因此对这种结构体系的理论计算模型,在常遇地震作用下结构层间相对位移控制,以及在罕遇地震作用下结构破坏形态等方面的研究需求日趋迫切. 本文通过采用精细时程分析法,并运用 Midas/gen 软件分析此类结构在地震动作用下的动力特性及时程反应分析,明确此类结构的地震反应特征,为此类结构的抗震性能分析提供方法.

1 结构模型

以文献[4]外钢框架内混凝土剪力墙的混合结构来进行分析. 结构平面如图 1(a)所示,结构三维透视图如图 1(b)所示. 钢框架构件均采用工字型截面,材料为 Q235 钢. 各结构构件截面参数参见表 1.

表 1 结构构件截面参数
Table 1 Section parameters

Component Category	Width (mm)	Height (mm)	Flange thickness (mm)	Web thickness (mm)	Thickness (mm)
Frame column	300	500	26	14	
Frame beam	150	300	12	10	
Core Wall					400
Slab					200

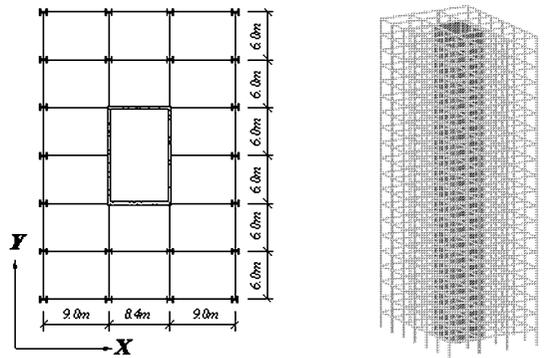


图 1 (a) 平面布置图; (b) 三维透视图

Fig. 1 (a) Plane framework disposal; (b) Three-dimension framework perspective graph

1.1 精细时程积分法建模

1.1.1 动力方程数值积分方法

Newmark - β 法在每一时间步内的基本假定为:

$$\dot{X}_{k+1} = \dot{X}_k + [(1 - \alpha)\ddot{X}_k + \alpha\ddot{X}_{k+1}]\Delta t \quad (1)$$

$$X_{k+1} = X_k + \dot{X}_k\Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta)\ddot{X}_k + \beta\ddot{X}_{k+1}](\Delta t)^2 \quad (2)$$

将式(1)改写为:

$$\dot{X} = \dot{X}_k + [(1 - \alpha)\ddot{X}_k + \alpha\ddot{X}]\Delta t \quad (3)$$

在 $[t_k, t_{k+1}]$ 上成立, 由式(3)可得:

$$\ddot{X} = \frac{1}{\alpha\Delta t}\dot{X} - \frac{1}{\alpha\Delta t}\dot{X}_k - \frac{1 - \alpha}{\alpha\Delta t}\ddot{X} \quad (4)$$

将上式代入基本动力方程中:

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + KX = P \quad (5)$$

可得:

$$\frac{1}{\alpha\Delta t}M\dot{X} - \frac{1}{\alpha\Delta t}M\dot{X}_k - \frac{1-\alpha}{\alpha}M\ddot{X}_k + C\dot{X} + KX = P \quad (6)$$

从而有:

$$\dot{X} = -\left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M + C\right)^{-1}KX + \left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M + C\right)^{-1}\left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M\dot{X}_k + \frac{1-\alpha}{\alpha}M\ddot{X}_k + P\right) \quad (7)$$

上式写成精细积分法的一般形式:

$$\dot{X} = HX + F \quad (8)$$

式中:

$$H = -\left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M + C\right)^{-1}K, \\ F = \left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M + C\right)^{-1}\left(\frac{1}{\alpha\Delta t}M\dot{X}_k + \frac{1-\alpha}{\alpha}M\ddot{X}_k + P\right) \quad (9)$$

对式(8)进行离散化,有:

$$X_{k+1} = \exp(H\Delta t)X_k + \int_{t_k}^{t_{k+1}} \exp(H(t_{k+1} - \tau)) \cdot F(\tau) d(\tau) = \exp(H\Delta t)\exp(Ht_k)X_0 + \int_0^{t_k} \exp(H(t_k - \tau)) \cdot F(\tau) d(\tau) + \int_{t_k}^{t_{k+1}} \exp(H(t_{k+1} - \tau)) \cdot F(\tau) d\tau = TX_k + \int_{t_k}^{t_{k+1}} \exp(H(t_{k+1} - \tau)) \cdot F(\tau) d\tau \quad (10)$$

当采用3节点高斯积分格式,有:

$$= TX_k + \sum_{i=1}^n A_i T_i \cdot F\left(t_k + \frac{1}{2}\Delta t(1 + y_i)\right) \frac{1}{2}\Delta t \quad (11)$$

在 Newmark- β 法中的两个参数 α, β 一般取为:

$$\alpha = \frac{1}{2}, \quad \beta = \frac{1}{4}$$

这种耦合方法每一时间步长 $[t_k, t_{k+1}]$ 的运算步骤如下:

(1) 每一步的初始位移 X_k 和初始速度值 \dot{X}_k 是已知的, 它们是问题的初始条件或是上一步的终点值;

(2) 初始加速度为:

$$\ddot{X}_0 = M^{-1}(P_0 - CX_0 - KX_0) \quad (12)$$

(3) 由式(10)可以求得终点的位移值 X_{k+1} ;

(4) 由式(2)可以求得终点的加速度值 \ddot{X}_{k+1} ;

(5) 由式(1)可以求得终点的速度值 \dot{X}_{k+1}

1.1.2 分析步骤

(1) 输入结构的构件几何尺寸、材料信息, 通过半刚架简化分析模型得到梁柱的单刚, 形成该层半刚架的刚度;

(2) 输入结构的构件几何尺寸、材料信息, 得到等效弯曲杆的刚度;

(3) 得到考虑柱轴向变形的一榀钢框架刚度矩阵;

(4) 输入结构的构件几何尺寸、材料信息, 通过弯剪两弹簧模型得到剪力墙(layer)的层间抗侧刚度;

(5) 形成结构的总体抗侧刚度矩阵;

(6) 通过质量集中方法得到结构的质量矩阵, 通过 Rayleigh 阻尼矩阵方法得到结构的阻尼矩阵;

(7) 输出结构的自振特性;

(8) 输入地震动加速度增量;

(9) 精细时程积分法求解动力方程;

(10) 输出每步的位移、速度、加速度增量。

1.2 Midas/gen 建模方法

1.2.1 模型选择

高层建筑动力分析一般采用剪切及弯剪层模型、杆模型和单柱模型^[3-5]。它们针对高层建筑的结构特点进行了不同程度的简化, 各有不同的适应性。由于杆模型能够比较好地分析结构的受力和破坏状态, 本文以杆模型为基础, 引入梁单元、板单元和剪力墙单元, 考虑均匀弹性的材料性质, 运用 Midas/gen 软件, 形成了梁单元、板单元和剪力墙单元混合的三维模型。

1.2.2 梁单元

框架柱、框架梁采用三维的梁单元模拟, 它属于“等截面三维梁单元”, 具有拉、压、剪、弯、扭的变形刚度, 梁单元由两个节点组成, 每个节点有3个平移和3个转动自由度。

1.2.3 板单元

楼板采用平板单元, 它由平面上的四个节点构成的板单元。根据平面外刚度不同, 板单元分为薄板单元和厚板单元两种, 单元的每个节点有3个线性平移自由度和两个旋转自由度, 本模型采用基于 Mindlin-reissner plate 理论的厚板单元, 能够较好的模拟楼板的受力作用。

1.2.4 墙单元

Midas/gen 包含构件型和板型两种墙单元, 墙单元的刚度以单元的平面为准分别拥有垂直方向

的面内抗拉和抗压刚度、水平方向的面内抗剪刚度和面外的抗弯刚度以及面外垂直方向的抗扭刚度. 单元自由度以单元坐标系为基准, 每个节点有 2 个平移自由度和 1 个旋转自由度.

1.2.5 建模方法

为了对比不同的建模方法之间的区别, 本文采用两种建模方法对此结构进行模拟. 第一种建模方法, 梁柱采用梁单元, 楼板采用板单元, 剪力墙采用墙单元; 第二种建模方法, 梁柱采用梁单元, 楼板采用板单元, 剪力墙采用实体单元.

2 结构的自振周期

通过特征值分析, 采用子空间迭代法进行计算, 得到了结构前 10 阶的自振周期. 结构的自振周期如表 2 所示. 结构自振特性的确定, 以便为后面采用时程分析方法进行反应分析提供必要条件.

表 2 结构自振周期

Table 2 Periods of structure

	rank 2	rank 3	rank 4	rank 5	rank 6	rank 7	rank 8	rank 9	rank 10	rank
Midas-1	1.876	1.451	0.725	0.362	0.301	0.305	0.296	0.273	0.271	0.250
Midas-2	1.902	1.510	0.733	0.372	0.303	0.304	0.291	0.253	0.262	0.258
Precise Integration	2.012	1.326	0.768	0.355	0.302	0.271	0.279	0.251	0.249	0.243
Reference [2]										Basic Period 1.90

表 2 说明从 Midas/gen 计算的结果中可以看出, Midas/gen 分析采用第一种方法时误差为 1.26%, 第二种方法的误差为 0.11%, 精细积分方法计算的误差为 5.9%. 在可接受范围之内, 所以 Midas/gen 两种建模方法都是适合可行的.

3 结构的抗震性能分析

3.1 地震波的选用

建筑物的地震反应不仅与地震的峰值加速度有关, 而且与地震的持续时间、场地土性质、地震的卓越周期、建筑物的位置和形状都有密切的关系^[5-8]. 作为研究分析, 本文选取了两条天然波^[9]进行计算: EL. CENTRO 波、TUFF 波, 如图 2 所示.

3.2 Midas/gen 分析方法

在分析时, 采用法进行数值积分, 迭代求解. 地震波的原始记录时间间隔为 0.02s, 则取迭代步长为 0.002s, 以提高迭代精度, 保证迭代收敛性; 在加载过程中采用逐级加载的方法.

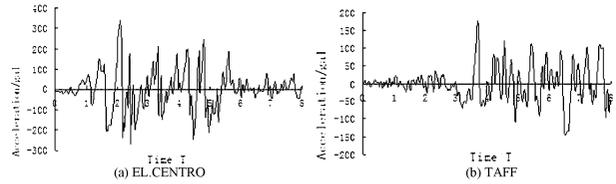


图 2 地震波形图

Fig. 2 Seismic wave graph

3.3 顶层位移时程反应分析

采用精细积分法和 Midas/gen 计算得到的不同地震波作用下的顶层位移时程对比图和位移随层变化图如图 3 至图 6 所示.

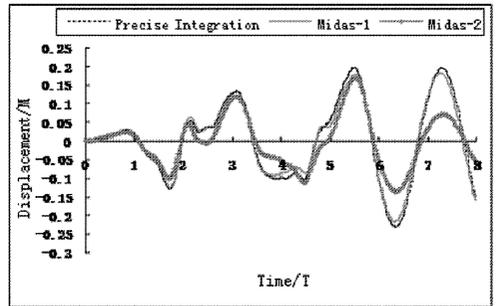


图 3 EL. CENTRO 波地震作用下顶层位移时程曲线对比图

Fig. 3 Time history curves of Top-level displacement by EL. CENTRO Seismic wave

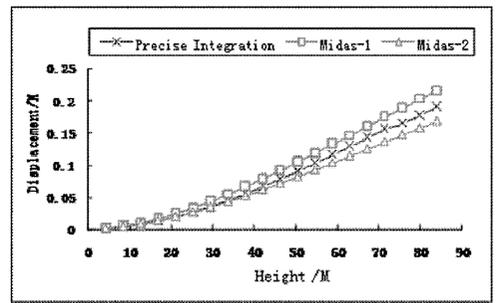


图 4 EL. CENTRO 波地震作用下 X 方向位移随层变化图

Fig. 4 Time history curves of Top-level displacement of X direction by EL. CENTRO Seismic wave

结构顶层最大位移以及发生最大位移的时刻如表 3 所示, 从表中可以看出, 三种方法求得的最大位移以及最大位移发生时刻相差不大.

表 3 结构顶层最大位移

Table 3 The maximum displacement of the top of the structure

Method	Seismic	Maximum displacement (mm)	Occurred (s)
Precise Integration	EL. CENTRO Seismic	215.3	6.20
Midas-1/Midas-2	EL. CENTRO Seismic	192.0/165.0	6.40/5.52
Precise Integration	TUFF Seismic	123.3	6.64
Midas-1/Midas-2	TUFF Seismic	124.4/134.8	7.88/7.24

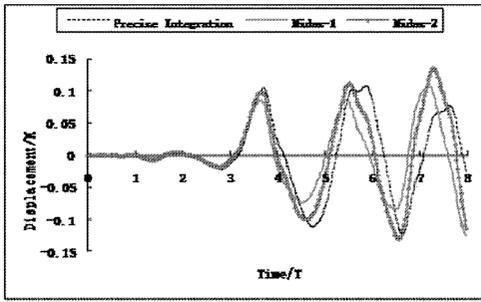


图5 TAFF 波地震作用下顶层位移时程曲线对比
Fig.5 Time history curves of Top-level displacement by TAFF Seismic wave

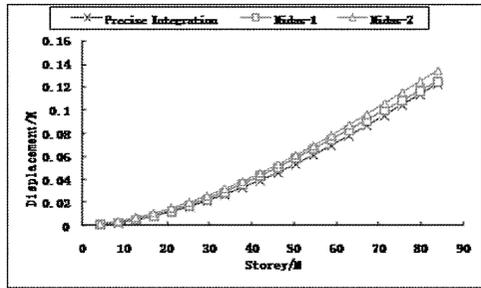


图6 TAFF 波地震作用下 X 方向位移随层变化图
Fig.6 Time history curves of Top-level displacement of X direction by TAFF Seismic wave

3.4 顶层加速度时程反应分析

结构的顶层加速度时程反应以及随层变化图如图7至图10所示。

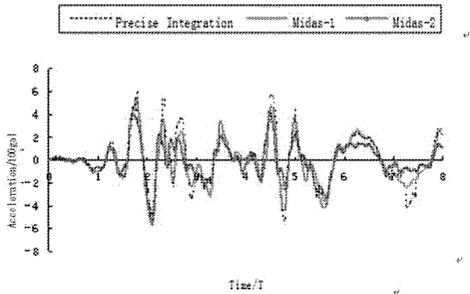


图7 EL. CENTRO 地震波作用下的顶层加速度时程曲线
Fig.7 Time history curves of Top-level acceleration by EL. CENTRO Seismic wave

表4 结构顶层最大加速度

Method	Seismic	Maximum Acceleration(gal)	Occurred(s)
Precise Integration	EL. CENTRO Seismic	612.7	1.84
Midas-1/Midas-2	EL. CENTRO Seismic	549.6/528.9	2.13/2.11
Precise Integration	TAFF Seismic	384.3	3.71
Midas-1/Midas-2	TAFF Seismic	319.8/439.7	3.69/6.57

结构顶层最大加速度以及发生最大加速度的时刻如表4所示,从表中可以看出,三种方法求得的最大加速度以及最大加速度发生时刻相差不大。

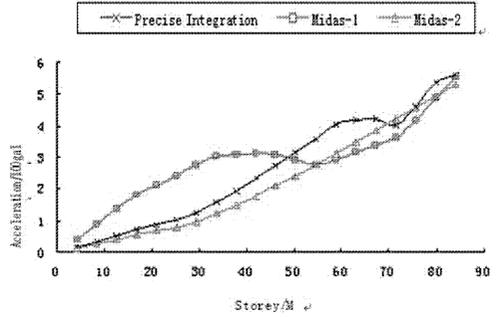


图8 EL. CENTRO 地震波作用下的 X 方向加速度随层变化图
Fig.8 Time history curves of Top-level acceleration of X direction by EL. CENTRO Seismic wave

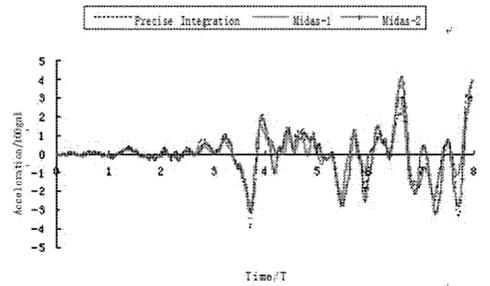


图9 TAFF 地震波作用下的顶层加速度时程曲线
Fig.9 Time history curves of Top-level acceleration by TAFF Seismic wave

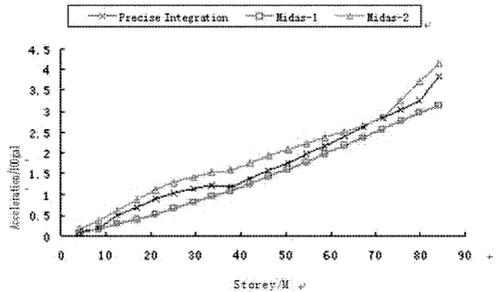


图10 TAFF 地震波作用下的 X 方向加速度随层变化图
Fig.10 Time history curves of Top-level acceleration of X direction by TAFF Seismic wave

3.5 层间变位角时程反应分析

层间变位角是层间相对位移与层高的比值.各种地震波作用下的结构层间变位角的反应如图11至图12所示。

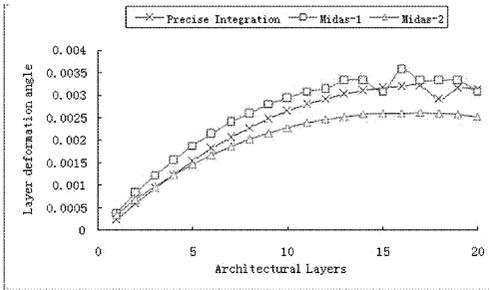


图 11 EL. CENTRO 地震波作用下的层间变位角沿层高变化图

Fig. 11 Interlayer displacement angle by Story changes by EL. CENTRO Seismic wave

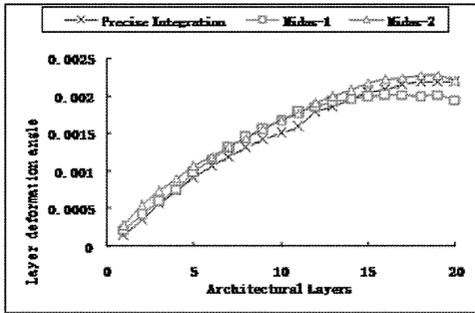


图 12 TAFF 地震波作用下的层间变位角沿层高变化图

Fig. 12 Interlayer displacement angle by Story changes by TAFF Seismic wave

4 结论

(1)从表 3 中可以得出,在地震波 EL. CENTRO 和 TAFF 作用下,最大位移出现在顶层,随着层数的增加,位移不断增大,采用精细积分法得到的最大位移值分别为 215.3mm、123.3mm,采用 Midas/gen 分析得到的最大位移分别为 192/162mm,124.4/134.8mm,相对误差为 10.8%,0.9%,表明同种地震波下的分析结果相差不大。

(2)从表 4 中可以得出,在地震波 EL. CENTRO 和 TAFF 作用下,最大加速度出现在顶层,随着层数的增加,加速度不断增大,采用精细积分法得到的最大加速度值分别为 612.7gal、384.3gal,采用 Midas/gen 分析得到的最大加速度值分别为 549.6/528.9gal,319.8/439.7gal,相对误差为 10.3%,14.5%,可见两种计算结果较为相近。

(3)由图 11 和图 12 可看出,在地震波 EL. CENTRO 和 TAFF 作用下,层间变位角值开始随着建筑层数的增多而增大迅速,而后逐渐趋向缓和,最后下降。

(4)由于选取的地震波不同,结构的反应差异比较明显,因此,在地震分析中应合理选择最接近

实际场地情况的地震波。

参 考 文 献

- 1 Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures. New York: McGraw-Hill, 1993
- 2 姜丽人. 高层建筑钢-砼混合结构地震反应简化分析模型及位移限值参数分析. [硕士学位论文]. 上海: 同济大学, 1998 (Jiang L R. High-rise buildings steel-concrete composite structure seismic response of simplified analysis model and displacement limits for parameters of Analysis [MSc Thesis]. Shanghai: Tongji University, 1998 (in Chinese))
- 3 孙景江, 江近仁. 框架-剪力墙型结构的非线性随机地震反应和可靠性分析. 地震工程与工程振动, 1992, 12(2): 59~66 (Sun J J, Jiang J R. Stochastic seismic response and reliability analysis of hysteretic frame-shear wall structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1992, 12(2): 59~66 (in Chinese))
- 4 周向明. 高层钢-混凝土混合结构弹塑性地震反应简化分析模型. [硕士学位论文]. 上海: 同济大学, 1998 (Zhou X M. Tall steel-concrete composite structure simplified elasto-plastic earthquake response analysis model [MSc Thesis]. Shanghai: Tongji University, 1998 (in Chinese))
- 5 胡聿贤. 地震安全性评价技术教程. 北京: 地震出版社, 1999 (Hu LX. Seismic safety evaluation technology tutorials. Beijing: Earthquake Press, 1999 (in Chinese))
- 6 中华人民共和国国家标准. GB50011-2001. 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001 (The People's Republic of China National Standard. GB50011-2001. Specification of Seismic Design of Buildings. Beijing: China Building Industry Press, 2001 (in Chinese))
- 7 王松涛, 曹资. 现代抗震设计方法. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997 (Wang S T, Cao Z. Modern seismic design method. Beijing: China Building Industry Press, 1997 (in Chinese))
- 8 王亚勇. 建筑结构时程分析法输入地震波的研究. 建筑结构学报, 1991, 12(2): 51~60 (Wang Y Y. Study seismic wave input on the structural time-history analysis. *Journal of Building Structures*, 1991, 12(2): 51~60 (in Chinese))
- 9 赵西安. 现代高层建筑结构设计. 北京: 科学出版社, 2000 (Zhao X A. Modern high-rise building structure design. Beijing: Science Press, 2000 (in Chinese))

ANALYSIS OF SEISMIC PERFORMANCE OF HIGH STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE

Wang Xianhua^{1,2} Deng Tiejun¹

(1. *College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China*)

(2. *Building Decoration Co., Ltd, Hunan University, Changsha 410082, China*)

Abstract According to the present code for seismic design of building, the characteristics of free-vibration and the time history of seismic performance of steel-concrete hybrid structure were carried out by using precise time integration method and Midas/gen software, the characteristics of free-vibration, the displacement and acceleration distribution were obtained. The comparison of the results shows that the analysis results of precise time-history analysis methods are in good agreement with two different Midas/gen methods. It is indicated that precise time-history analysis methods and two different Midas/gen methods are the reliable ways to study the seismic performance of the structure.

Key words steel-concrete hybrid structure, precise time-history integration method, earthquake response