

# 地震作用下钢框架-混凝土核心筒组合结构体系的抗震性能

巩玉发,尹兆岩,王琦琳

(辽宁工程技术大学 辽宁省阜新,123000)

**摘要:**钢框架-混凝土核心筒组合结构体系是外框架采用钢结构,内筒采用混凝土剪力墙结构,形成钢框架-混凝土内筒体系。采用 ANSYS 有限元软件对 25 层钢框架-混凝土核心筒组合结构体系进行地震作用下的地震响应分析和稳定性分析,得到数据结果表明,该结构体系抗震性能比纯钢框架结构的抗震性能更加优越。

**关键词:**钢框架-混凝土核心筒组合结构;地震响应分析;稳定性分析;临界荷载

中图分类号:TU355

文献标志码:A

文章编号:1674-4764(2012)S2-0131-04

## Earthquake of Steel Frames-the Seismic Performance of Composite Structural Systems of Concrete Core wall

GONG Yufa, YIN Zhaoyan, WANG Qilin

(College of Postgraduate, Liaoning Technical University, Fuxin 12300 Liaoning, P. R. China)

**Abstract:** The steel frame-concrete core wall combination of structural system is outside the framework with steel inner cylinder with concrete shear wall, steel frame-concrete inside the tube system. In this paper, the finite element software ANSYS earthquake seismic response analysis and stability analysis, the 25-story steel frame-concrete core wall combination of structural system data results show that the structural system performance than the purity steel framework structure is superior.

**Key word:** Framework of steel-concrete composite structure of the core tube; Seismic response of analysis; stability analysis; critical load

钢框架-混凝土组合结构是外框架采用钢结构,内筒采用混凝土剪力墙结构,形成钢框架-混凝土内筒体系。这种结构形式将混凝土核心筒和与之铰(刚)接的钢结构框架联合使用,由具有较大侧向刚度的混凝土核心筒或剪力墙承受大部分水平荷载,而具有较高材料强度的钢结构主要承受竖向荷载,两种材料的巧妙组合能满足建筑使用功能上的灵活性要求,避免了单一结构体系带来的弊端<sup>[1]</sup>。在结构受力方面,可减轻结构自重,提高竖向承载力和抗风抗震能力,增强了结构的延性,使结构高度不断突破钢筋混凝土结构的极限,同时可加快施工进度,降低结构成本,提高建筑面积使用率<sup>[2]</sup>。与钢结构相比,可以减小用钢量,增大刚度,增加稳定性和整体性,提高结构的防火性和耐久性等<sup>[3]</sup>。

本文设计了一个钢框架-混凝土核心筒组合结构体系模型,对其进行地震作用下的地震响应分析和稳定性分析。为了更好地认识地震作用下钢框架-混凝土核心筒组合结构体系的抗震性能,本文还设计了一个与该结构相近的纯钢框架结构体系模型,将两个模型进行对比分析。

## 1 结构模型

### 1.1 模型的平面图及截面尺寸汇总

本文采用的模型 A 为一栋 25 层办公楼(定义为模型 A),总高 100 m,层高 4 m,II 类场地,抗震设防烈度为 8 度,

抗震等级为 I 级,设计使用年限为 100 年。平面尺寸为 48 m × 28 m,柱距为 8 m,边跨为 8 m,中跨为 10 m,高宽比为 3.85。钢材材料选 Q235 钢,弹性模量为  $2.06 \times 10^{11}$  N/m<sup>2</sup>,泊松比为 0.3,密度为 7 850 kg/m<sup>3</sup>。核心筒的混凝土强度等级为 C40,弹性模量为  $3.25 \times 10^{10}$  N/m<sup>2</sup>,泊松比为 0.2,密度为 2 500 kg/m<sup>3</sup>。楼板和墙体的混凝土强度等级为 C30,弹性模量为  $3.00 \times 10^{10}$  N/m<sup>2</sup>,泊松比为 0.2,密度为 2 500 kg/m<sup>3</sup>。

模型 B 的平面布置和结构尺寸与 A 完全相同,只是该结构为纯钢框架结构,其中心内部由钢框架梁代替了混凝土核心筒体。

2 个模型的平面图如图 1 所示,模型 A 的平面图如图 1(a)所示,模型 B 的平面图如图 1(b)所示,模型 A 和模型 B 的截面尺寸如表 1。

表 1 模型的构件截面尺寸

构件类别	mm				
	钢框架柱	钢外环梁	钢内框架梁	核心筒壁厚	混凝土板厚
模型 A 截面尺寸	300×500	150×300	100×300	400	200
模型 B 截面尺寸	300×500	150×300	100×300		200

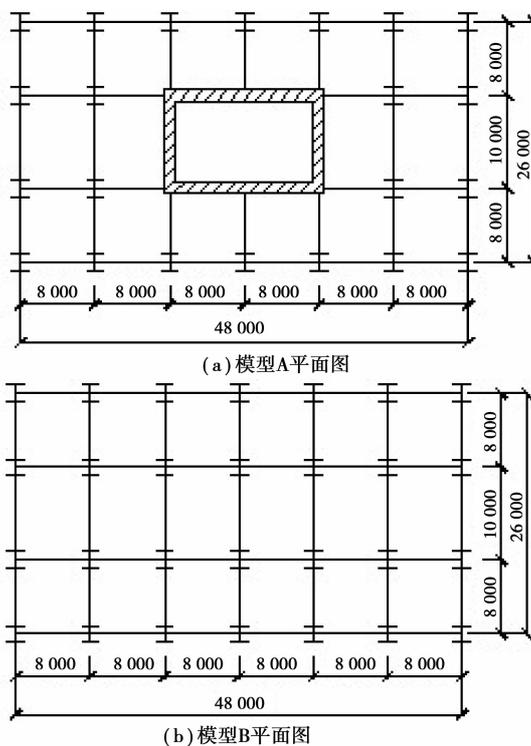


图 1

## 1.2 工程数值模拟分析

以 ANSYS 有限元程序做为通用平台,通过选择合理的单元类型、设置单元实常数、定义材料属性,建立数值模拟分析模型。

模型 A:

1) 单元类型: 梁单元类型采用“BEAM188”三维有限元变梁单元,筒体楼板及外墙单元类型采用“SHELL181”四节点三维壳单元。

2) 单元实常数: 定义框架柱截面实常数为 1, 尺寸为  $0.30\text{ m} \times 0.50\text{ m}$ ; 外环梁截面实常数为 2, 尺寸为  $0.15\text{ m} \times 0.30\text{ m}$ ; 内框架梁截面实常数为 3, 尺寸为  $0.10\text{ m} \times 0.30\text{ m}$ ; 定义楼板及墙体实常数为 2, 厚度为  $0.20\text{ m}$ ; 筒体实常数为 3, 厚度为  $0.40\text{ m}$ 。

3) 材料属性: 钢材选 Q235 钢, 弹性模量为  $2.06 \times 10^{11}\text{ N/m}^2$ , 泊松比为 0.3, 密度为  $7850\text{ kg/m}^3$ 。核心筒的混凝土强度等级为 C40, 弹性模量为  $3.25 \times 10^{10}\text{ N/m}^2$ , 泊松比为 0.2, 密度为  $2500\text{ kg/m}^3$ 。楼板和墙体的混凝土强度等级为 C30, 弹性模量为  $3.00 \times 10^{10}\text{ N/m}^2$ , 泊松比为 0.2, 密度为  $2500\text{ kg/m}^3$ 。

有限元模型如图 2。

模型 B:

1) 单元类型: 梁单元类型采用“BEAM188”三维有限元变梁单元, 楼板及外墙单元类型采用“SHELL181”四节点三维壳单元。

2) 单元实常数: 定义框架柱截面实常数为 1, 尺寸为  $0.30\text{ m} \times 0.50\text{ m}$ ; 外环梁截面实常数为 2, 尺寸为  $0.15\text{ m} \times 0.30\text{ m}$ ; 内框架梁截面实常数为 3, 尺寸为  $0.10\text{ m} \times 0.30\text{ m}$ ; 定义楼板及墙体实常数为 2, 厚度为  $0.20\text{ m}$ 。

3) 材料属性: 钢材选 Q235 钢, 弹性模量为  $2.06 \times 10^{11}\text{ N/m}^2$ , 泊松比为 0.3, 密度为  $7850\text{ kg/m}^3$ 。楼板和墙体的混

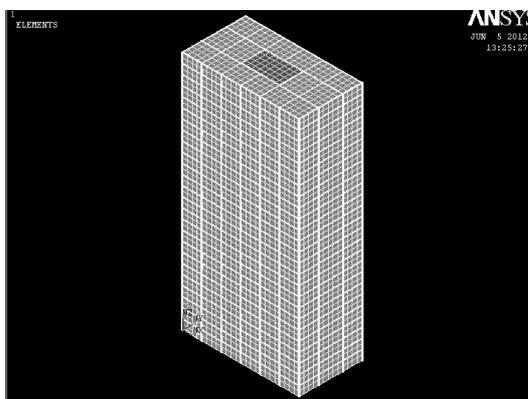


图 2 模型 A 有限元模型

凝土强度等级为 C30, 弹性模量为  $3.00 \times 10^{10}\text{ N/m}^2$ , 泊松比为 0.2, 密度为  $2500\text{ kg/m}^3$ 。

有限元模型如图 3。

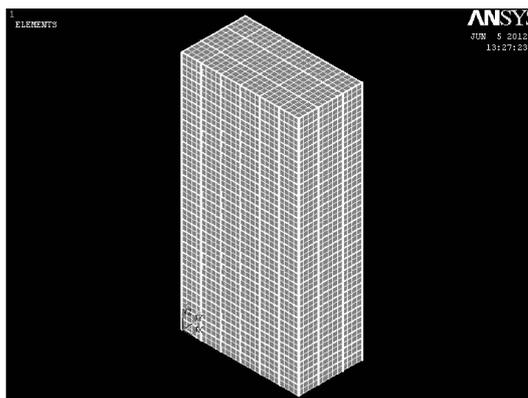


图 3 模型 B 有限元模型

## 2 结构的模态分析

### 2.1 结构模态分析的自振周期和自振频率

结构的地震反应不仅取决于地震动力特性, 结构自身固有特性也存在一定影响。结构自身固有特性是结构在无阻尼情况下得到的结构自由振动频率和相应的振型。结构在地震荷载作用下, 各构件的最大内力、位移和变形都与结构自身的固有振动频率和相应的振型相关, 因此各项动力分析的前提和基础就是求出结构的自振频率和振型。模态分析一般用于确定结构的振动特性, 即确定结构的固有频率和振型, 也是谐响应分析、瞬态分析及谱分析等其它动力学分析的起点<sup>[4]</sup>。因此首先要进行模态分析。

表 2 模型 A 前 6 阶自振周期和自振频率

振型阶数	1	2	3	4	5	6
周期/s	0.818 0	0.558 5	0.365 7	0.198 3	0.164 6	0.142 0
频率/Hz	1.222 8	1.790 6	2.734 2	5.043 3	6.075 1	7.093 5

表 3 模型 B 前 6 阶自振周期和自振频率

振型阶数	1	2	3	4	5	6
周期/s	0.820 8	0.577 9	0.369 9	0.200 1	0.174 0	0.146 8
频率/Hz	1.218 3	1.730 4	2.703 0	4.983 0	5.746 5	6.814 0

通过 ANSYS 软件进行模态分析选取前 6 阶自振周期和自振频率,使我们了解了该模型结构振动的基本振型对应的频率,这些基本自振频率可以给我们一个准则,即在实际中可以避开这些基本自振频率,以防止共振。

自振周期和自振频率也可以用来衡量结构稳定性的好坏,结构的自振周期越小,自振频率越大表示结构的稳定性就越好。本文通过模态分析所得出的表 2 和表 3 数据,对比模型 A 和模型 B 的自振周期和自振频率可知,模型 A 的自振周期小于模型 B 的自振周期,模型 A 的自振频率大于模型 B 的自振频率,则说明模型 A 结构的稳定性比模型 B 结构的稳定性好。

## 2.2 结构模态分析的振型分析

进行结构的模态分析,还需要拟定几个振型来确定结构的变形趋势,而结构的前几阶振型起主要作用,因此在计算式主要提取前几阶的振型来分析。模型 A 前 3 阶的振型如图 4。

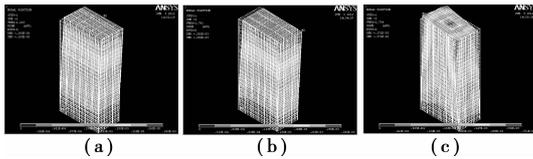


图 4 模型 A 前三阶振型图

从振型图 4 可以看出模型 A 的第 1 振型为 Y 方向整体平动,对应频率为 1.222 8 Hz,周期为 0.818 0 s 对应的最大位移为 0.293 mm;第二振型为 X 方向整体平动,对应频率为 1.790 6 Hz,周期为 0.558 5s,对应的最大位移为 0.282 mm。由此得出第 1 主振型 Y 方向的最大位移大于第 2 主振型 X 方向的最大位移,则 Y 方向为短轴方向, X 方向为长轴方向,沿长轴方向布置的梁柱多于沿短轴方向布置的梁柱,使 Y 方向的刚度较 X 方向的小,因此结构的振动控制方向为 Y 方向。第 3 振型为绕 Z 轴方向的扭转振型,对应频率为 2.734 2 Hz,周期为 0.365 7 s,符合《高层建筑混凝土结构技术规程》<sup>[5]</sup>中前两阶振型不能为以扭转振型为主的规定。此外结构以平动为主的第 1 自振周期  $T_1=0.818 0$  s,以扭转为主的第 1 自振周期  $T_3=0.365 7$  s,其比值  $T_3/T_1=0.45$ ,低于《高层建筑混凝土结构技术规程》中规定的值 0.85,说明该结构设计符合规范要求。

## 3 选取地震波进行地震响应计算分析

目前有关地震波的选择主要有 2 种方法,一是直接利用典型的强震记,二是采用人工地震波,按照拟建场地的地基和建筑物状况,按概率方法人工地产生一种随机的地震波。本文中考虑的强震记录,根据场地条件和烈度要求,选择了适合 II 类场地的 EL-Centro 波。输入的地震波对建筑物的作用方向为沿 X 坐标轴方向、Y 坐标轴方向。定义楼层 1 层、10 层、25 层节点在 X、Y 方向的位移共 6 个变量。地震波的持续时间取 5 s,时间间隔为 0.1 s。

由模型 A 的 3 层节点在 X、Y 方向的瞬态位移响应曲线看出,钢框架-混凝土核心筒组合结构在其下部楼层,核心筒体的位移较小,它拉着框架按照弯曲型变形,上部楼层则相反,核心筒体位移越来越大,有外扩的趋势,而框架则有内收

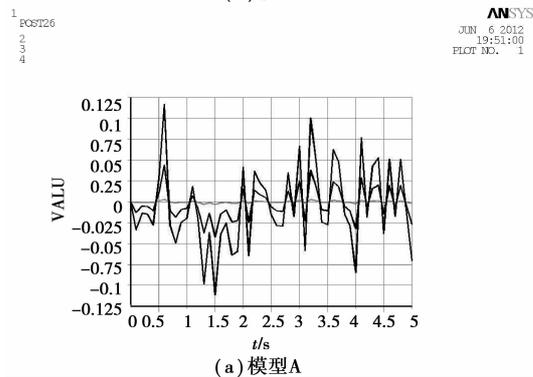
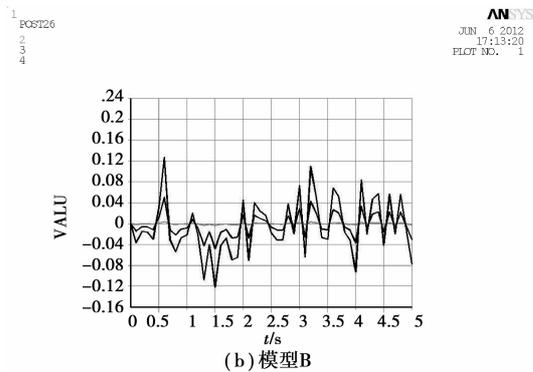


图 5 3 层节点瞬态位移响应曲线(X 方向)

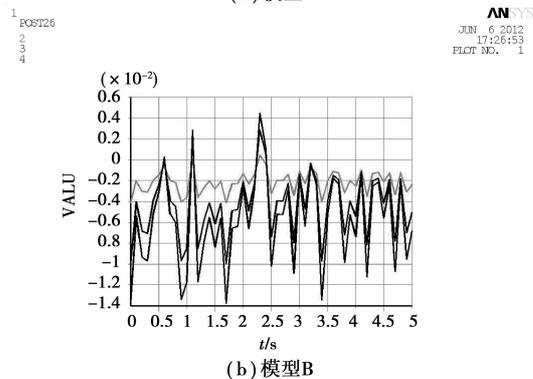
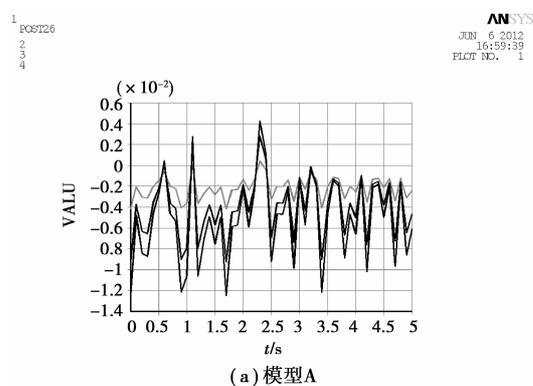


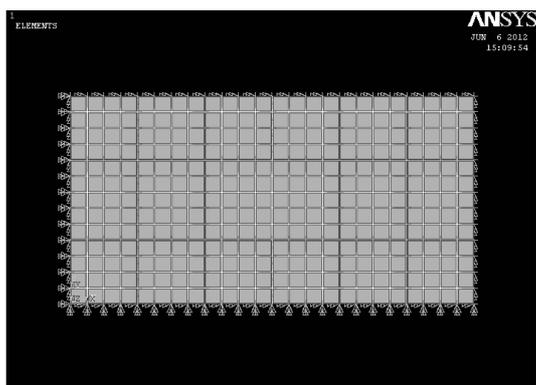
图 6 3 层节点瞬态位移响应曲线(Y 方向)

的趋势,框架拉核心筒按照剪切型曲线变形。

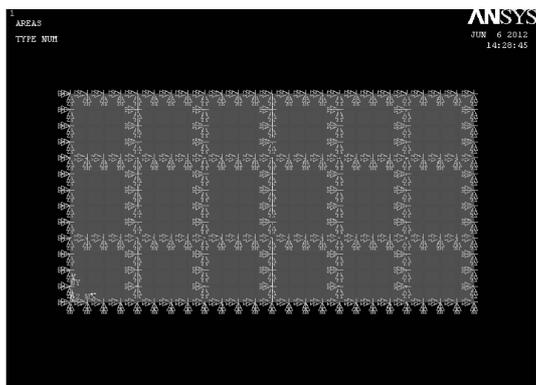
再由图 5 和图 6 可以看出,在同一地震波作用下,模型 A 没有模型 B 的总位移曲线变化剧烈,模型 B 的偏移位移大于模型 A 的偏移位移,说明模型 A 结构更加安全和完善。

## 4 结构的稳定性分析

稳定分析又叫屈曲分析,所谓稳定性在工程结构上指结构或构件受力后保持原有稳定平衡状态的能力。临界荷载  $F_{cr}$  是指使压杆直线形式的平衡,开始由稳定转变为不稳定的轴向压力值。而临界荷载系数(荷载安全系数)均是对应于某种工况或荷载组合的。本文对 2 种模型的所有楼板分别施加每单位面积均为  $1 \text{ kN/m}^2$  的均布荷载,如图 7。



(a) 模型A



(b) 模型B

图 7 楼板施加均布荷载计算简图

通过 ANSYS 软件对 2 种模型进行计算得出 2 种模型的临界荷载系数  $n_{st}$  分别为 84.909, 78.985。再由理论公式  $F_{cr} = F \cdot n_{st}$  得出临界荷载值(其中  $F$  包括所有结构的重力与所有楼板均布力之和)分别为:

模型 A:  $F_{cr} = 3.28 \times 10^7 \text{ kN}$

模型 B:  $F_{cr} = 3.12 \times 10^7 \text{ kN}$

由上式可知模型 A 的临界荷载值大于模型 B 的临界荷载值,则模型 A 的结构稳定性大于模型 B 的结构稳定性,这就说明模型 B 结构体系比模型 A 结构体系容易发生破坏。

而由于模型 A 的结构体系由于临界荷载较大,不但减小了位移的变化,而且使框架柱抵抗倾覆力矩的性能得以提高,进而说明模型 A 结构体系的抗震性能比模型 B 结构体系的抗震性能更加优越。

## 5 结论

本文通过对两个模型进行模态分析并输入适合 II 类场地的 EL Centro 波,对钢框架-混凝土组合结构体系(模型 A)和纯钢框架结构体系(模型 B)进行了地震作用下的抗震性能分析和结构稳定性分析,分析结果表明:

1) 模态分析计算出的自振频率可以给我们一个准则,在实际中可以避开这些基本自振频率,以防止共振。

2) 由于第 1 主振型 Y 方向的最大位移大于第 2 主振型 X 方向的最大位移,则 Y 轴方向为短轴方向, X 轴方向为长轴方向,即结构的振动控制方向为 Y 方向。

3) 钢框架-混凝土核心筒组合结构在其下部楼层,核心筒体的位移较小,它拉着框架按照弯曲线型变形,上部楼层则相反,核心筒体位移越来越大,有外扩的趋势,而框架则有内收的趋势,它拉着核心筒按照剪切型曲线变形。

4) 纯钢结构体系位移时程曲线变化剧烈,其偏移位移大于钢框架-混凝土核心筒组合结构体系的偏移位移,这说明钢框架-混凝土核心筒组合结构更加安全和完善。

5) 钢框架-混凝土核心筒组合结构体系的稳定性好于纯钢结构体系的稳定性,且由于钢框架-混凝土核心筒组合结构体系临界荷载较大,不但减小了位移的变化,而且使框架柱抵抗倾覆力矩的性能得以提高,进而说明钢框架-混凝土核心筒组合结构体系的抗震性能比纯钢结构体系的抗震性能更加优越。

### 参考文献:

- [1] Michael D. Conceptsof composite construction-mutatis mutandis [C]. Composite Construction-Conventional and Innovative, Innsbruck, Austria, 1997: 19-28.
- [2] 李勇,孙立杰. 高层建筑结构特点、现状及发展趋势[J]. 黑龙江科技信息, 2010.
- [3] 徐培福,傅学怡,王翠坤,等. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005: 392-399.
- [4] 王金龙. ANSYS12.0 土木工程应用实例解析[M]. 北京: 机械工业出版社, 2010.
- [5] JGJ3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

(编辑 王秀玲)