

文章编号:1000-582X(2004)07-0122-04

# 收进节点变截面柱的有限元计算分析\*

韩枫,袁政强,李正良,黄剑

(重庆大学土木工程学院,重庆 400045)

**摘要:**由于普通结构设计软件无法实现超高层向内错位变截面柱节点细化的计算分析,为解决这一问题,通过采用 ANSYS 计算程序,针对整体结构进行静态和模态分析,并与 TBSA 程序计算结果进行比较,同时提取收进节点处上层柱的内力,将其施加于收进节点的实体模型,进行了精细的有限元计算分析;检验收进节点实体模型内部应力是否满足强度要求,验证结构设计时收进节点配筋和选型的合理性。结果表明,ANSYS 计算程序能够准确完成普通的结构设计软件无法完成的复杂的结构模型的细化的有限元分析。

**关键词:**收进节点;实体模型;杆系单元;四面体单元

**中图分类号:**TU398<sup>+</sup>·2

**文献标识码:**A

## 1 工程概况

地处贵阳市某建筑地面上 30 层,地下一层,建筑物标高 108 m,建筑面积:48 457 m<sup>2</sup>,结构形式采用现浇钢筋混凝土框架-核心筒体结构体系。结构设计采用 TBSA 结构分析软件作内力分析。TBSA 程序是用来分析多层及高层钢筋混凝土结构的专用程序,计算程序要求楼板为刚性楼板,杆件只能是等截面杆。该建筑在第一层大厅有 187 m<sup>2</sup> 的开洞,100 mm 的楼面厚度很难完全满足楼板刚性假设。由于结构的需要,在 24 层楼的纵墙和山墙边柱采用了向内缩进,因此 24 层山墙边柱无法置于 23 层边柱上,只能置于 23 层相接处梁端,称为收进节点。在收进节点处,上下柱错位于下方的柱牛腿,无法满足杆件的计算程序要求杆件等截面要求。采用普通商业力学计算软件,由于其针对性差,无法实现该处复杂结构模型的计算模拟。由于该建筑结构的特殊性,为了结构安全,受有关建设单位的委托,采用商业力学计算软件 ANSYS 对该建筑 24 层处的 10 处错位梁柱即 10 个收进节点进行细化的有限元计算分析。

## 2 错位节点的计算模型

计算分析分为 2 部分,对整体建筑采用杆系单元 Beam188 和壳体单元 Shell63 的 ANSYS 静态和模态分析,其计算结果与原设计时采用的 TBSA 计算结果相比较,同时为第二部分分析提取 24 层收进节点处柱(杆单元)的内力。第二部分分析是对 10 个收进节点采用钢筋混凝土实体模型单元 Solid65<sup>[1]</sup>,进行详细分析节点实体模型内应力。这是因为 TBSA 规定杆系必须是等截面的,而对于收进节点计算部位,杆系截面是不等截面。在不等截面的部位,采用三维结构计算模式。下面是三维单元的有限元计算模型。

### 2.1 四面体单元<sup>[2]</sup>

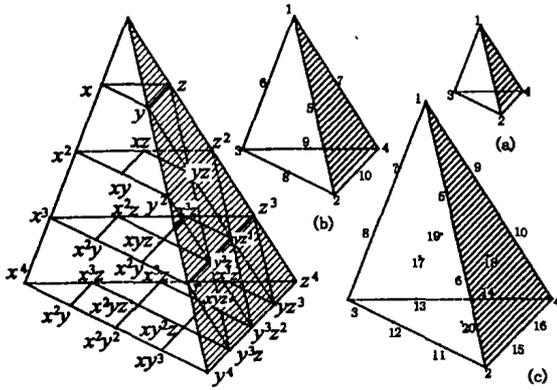
10 个收进节点实体模型单元 Solid65 精细有限元分析在计算分析时采用四面体单元进行单元划分。图 1 所示为各次四面体单元,这种单元和二维情况的三角形单元相类似,插值函数是在三维坐标内的各次完全多项式。在各个面上的结点配置和同次的二维三角形单元相同,函数是相应二维的完全多项式,从而保证了单元之间的协调性。

根据三维四面体单元的几何特点,引进的自然坐

\* 收稿日期:2004-03-05

基金项目:教育部骨干教师资助计划项目(200065)

作者简介:韩枫(1977-),男,重庆人,重庆大学博士研究生,主要从事工程力学的研究。



(a)线性的;(b)二次的;(c)三次的

图1 四面体单元

标是体积坐标,如图2,单元内任一点P的体积坐标是

$$\begin{aligned} L_1 &= \frac{\text{vol}(P234)}{\text{vol}(1234)}, L_2 = \frac{\text{vol}(P341)}{\text{vol}(1234)} \\ L_3 &= \frac{\text{vol}(P412)}{\text{vol}(1234)}, L_4 = \frac{\text{vol}(P123)}{\text{vol}(1234)} \end{aligned} \quad (1)$$

且有  $L_1 + L_2 + L_3 + L_4 = 1$

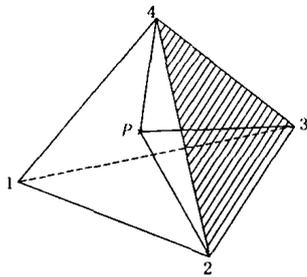


图2 体积坐标

当引入体积坐标以后,各次四面体单元的插值函数可以仿照二维三角形单元的构造方法得到。

线性单元:

$$N_i = L_i (i = 1, 2, 3, 4) \quad (2)$$

二次单元:角结点

$$\left. \begin{aligned} N_i &= (2L_i - 1)L_i, \quad (i = 1, 2, 3, 4) \\ N_5 &= 4L_1L_2, \quad N_6 = 4L_1L_3 \\ N_7 &= 4L_1L_4, \quad N_8 = 4L_2L_3 \\ N_9 &= 4L_3L_4, \quad N_{10} = 4L_2L_4 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

三次单元:角结点

$$N_i = \frac{1}{2}(3L_i - 1)(3L_i - 2)L_i, (i = 1, 2, 3, 4)$$

例如:棱内结点  $N_5 = \frac{9}{2}L_1L_2(3L_1 - 1)$

面内结点  $N_{17} = 27L_1L_2L_3$

### 2.2 杆单元与体单元的连接

如图3所示,竖杆  $me$  (柱杆系单元) 通过2根刚度无穷大的刚杆  $ac$  和  $bd$  来实现与下部实体模型连接。通过节点  $e$  的连接,杆单元  $me$  的内力传递给刚杆  $ac$  和

$bd$ ;由于  $ac$  和  $bd$  是嵌固在混凝土实体模型中,它们再次把所受到的内力通过与混凝土实体模型的四面体单元节点的连接作用传递给实体模型。所以,在地震荷载和地震作用下重力荷载的共同作用下,杆  $me$  受的力传给刚杆  $ac$  和  $bd$ , 在通过  $ac$  和  $bd$  杆传给钢筋混凝土实体模型;通过对实体模型内部应力的分析计算,检验其是否达到抗压抗拉屈服强度。

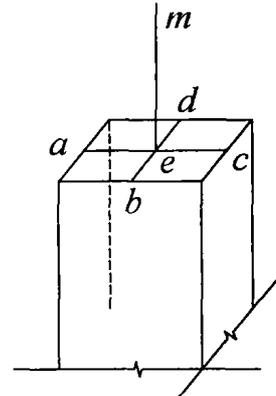


图3 连接模型

杆系单元 Beam188 有两节点,每个节点有6个自由度;对实体模型进行精细有限元划分的四面体单元有4个节点,每个节点有3个自由度。因此,杆单元与实体单元的连接节点需施加耦合。

在计算分析第一部分对整体结构进行静态和模态分析时,壳单元 Shell63 有4个节点,每个节点有6个自由度;因此,在壳单元与杆单元进行连接时节点自由度是一一对应的。

### 3 结构模态分析

结构的梁柱采用杆单元模型 beam188,杆单元总数:13823。楼盖和筒体采用壳单元模型 Shell63,壳单元总数:7625。节点总数是:7925。总刚度矩阵有 47550 阶。节点区采用三维弹性实体单元,实体单元总数:20773。

结构动力性能是结构力学性能的重要指标,它是结构刚度、地震力作用大小的关键因素,用模态分析可以确定结构的自振周期和振型,周期和振型是计算结构谱响应分析和谱分析的基础<sup>[3]</sup>。规范<sup>[4]</sup>规定 40 m 以上的结构必须采用振型分解法进行地震响应分析,采用 SRSS 法对 5 个以上的模态进行模态叠加。而原设计采用的 TBSA 软件,只能作简化葫芦串模型分析,得到的周期振型只能是平动振型,得不到结构扭转振型<sup>[5]</sup>。笔者采用的 ANSYS 梁壳空间模型得到结构前 30 的周期振型。结构的第一、第四周期和振型是 X 方向的第一、第二周期和振型,结构的第二、第五周期和振型

是 Y 方向的第一、第二周期和振型,结构的第三、第六周期和振型是扭转的第一、第二周期和振型。限于篇幅,只给出结构第一振型,如图 4。

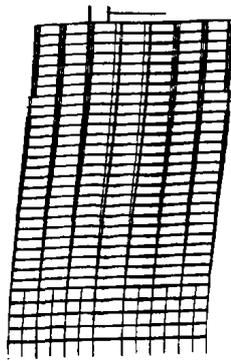


图 4 第一振型 X 方向振型第一振型

结构周期:  $T_1 = 4.214 \text{ s}$ ,  $T_2 = 3.848 \text{ s}$ ,  $T_3 = 2.722 \text{ s}$ ,  $T_4 = 1.146 \text{ s}$ ,  $T_5 = 0.9256 \text{ s}$ ,  $T_6 = 0.8834 \text{ s}$  原设计资料所给周期为  $T_1 = 3.655 \text{ s}$ 。考虑到原设计基于楼板刚度为无穷大的假设<sup>[6]</sup>,而采用 ANSYS 有限元方法演算没有此类假设。采用振型分解反应谱法得到的建筑物层间位移的地震响应是结构刚度的重要指标,规范<sup>[4]</sup>规定框架-核心筒结构在多遇地震作用下的最大弹性层间位移 1/800。表 1 是用 ANSYS 的计算结果。限于篇幅,笔者只给出部分楼层数据。

表 1 多遇地震作用下的弹性层间位移 (部分) m

层	X 位移	y 位移	H 层高	$u_x/h$	$u_y/h$
6	0.208 63E - 01	0.233 18E - 01	3.2	1/1 265	1/957
7	0.230 49E - 01	0.264 72E - 01	3.2	1/1 464	1/1 015
8	0.248 35E - 01	0.293 54E - 01	3.2	1/1 792	1/1 110
9	0.261 29E - 01	0.318 83E - 01	3.2	1/2 473	1/1 265
10	0.268 50E - 01	0.339 88E - 01	3.2	1/4 438	1/1 520
24	0.267 04E - 01	0.282 30E - 01	3.2	1/1 462	1/2 180
25	0.290 74E - 01	0.310 23E - 01	3.2	1/1 350	1/1 146
26	0.313 83E - 01	0.348 38E - 01	3.2	1/1 386	1/839
27	0.334 84E - 01	0.394 90E - 01	3.2	1/1 523	1/688

表 2 截面应力验算表 (部分)

截面	截面应力验算表 (部分)		%			
	截面计算平均拉应力 $\bar{\sigma}_t/\text{Mp}$	截面计算平均压应力 $\bar{\sigma}_c/\text{Mp}$	$f_y/\text{Mp}$	$f_c/\text{Mp}$	$\bar{\sigma}_t/f_y$	$\bar{\sigma}_c/f_c$
1-1	41.0	0.90	310	14.3	13.23	6.3
1-3	75.4	7.63	310	14.3	24.32	53.4
2-2	51.0	4.20	310	14.3	16.45	29.4
2-3	91.2	6.40	310	14.3	29.42	44.8
3-2	54.0	4.20	310	14.3	17.42	29.4
3-3	92.3	5.50	310	14.3	29.80	38.5
4-3	62.5	7.40	310	14.3	20.16	51.7
5-3	46.1	5.57	310	14.3	14.90	39.0

说明:  $i-1$  截面均为节点交错截面;  $i-2$  截面均为节点梁截面;  $i-3$  截面均为节点柱截面。其中  $i$  为柱的编号,表中为 1,2,3,4,5,如图 6。

## 4 结点计算及其分析

### 4.1 节点交错面应力图以及验算

10 个牛腿分别位于水平标高 73.87 m。两边纵墙中间各 2 个节点,两边山墙各 4 个节点,一共 10 个节点。由于受篇幅限制,笔者仅给出交错节点各个最不利截面的主应力的计算分析结果。

柱应力计算截面拉压应力分布图在 ANSYS 分析程序中用 6 ~ 8 种颜色代表不同的应力值。正值代表拉应力,负值代表压应力。将拉应力区的面积乘以拉应力值之和为钢筋拉应力承担。将压应力区的面积乘以压应力值之和为混凝土压应力承担。计算公式为:

$$\sum S_i \sigma_i < n S_s f_s \tag{5}$$

$$\sum S_i \sigma_i < C_s f_c \tag{6}$$

其中:  $S_i$  为  $\sigma_i$  颜色区的面积;  $\sigma_i$  为方向与截面法线方向相同的主应力绝对值,如图 5;  $n$  为拉应力区的钢筋根数;  $S_s$  为钢筋面积;  $f_s$  为钢筋应力设计值;  $f_c$  为混凝土抗压强度设计值;  $C_s$  为混凝土受压区面积。

截面计算平均拉应力:

$$\bar{\sigma}_t = \sum S_i \sigma_i / \sum S_i \tag{7}$$

### 4.2 节点配筋计算以及原配筋的合理性

拉、压区应力都不超过应力区应力值,见表 2。拉、压区有 27% 的截面平均拉应力小于 10%。33% 的截面平均拉应力在 10% ~ 20% 以内。有 27% 的截面平均拉应力在 20% ~ 30% 之内。有 6% 的截面平均拉应力分别在 30% ~ 40% 和 40% ~ 50% 之中。

在压应力区,有 40% 的截面平均压应力在 10% 之内。有 27% 的截面平均压应力在 10% ~ 30% 之内。有 13% 的截面平均压应力在 30% ~ 40% 之内。有 20% 的截面平均压应力在 40% ~ 55% 之内。

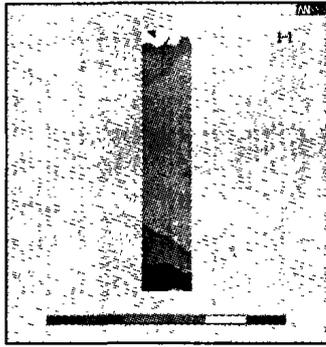
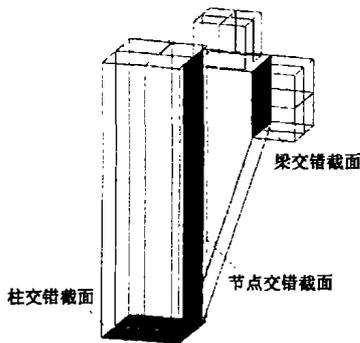
图 5 1-1 截面  $\sigma_x$  方向主应力分布图

图 6 交错节点实体模型

## 5 结 论

1) 从结构的模态分析结果看, 结构的第一周期为 4.21 s 比用 TBSA 的计算周期 3.65 s 大; 是因为 TBSA

把层间楼板结构刚度假设为无穷大, 而 ANSYS 对层间楼板是对壳体单元赋予属性按有限刚度进行的有限元计算。从计算结果对比看, 4.21 s 的结构刚度是比较合理的。

2) 多遇地震作用下的弹性层间位移按规定<sup>[4]</sup>是 1/800; X 方向的层间位移都小于 1/800; Y 方向在 1 ~ 26 层都小于 1/800; 在 27 ~ 30 层由于鞭梢效应影响大于 1/800; 最大的在 1/565; 基本满足结构变形要求。

3) 从节点截面的应力计算看, 拉、压应力区都不超过应力区应力值; 拉、压区应力一般不超过 30%, 个别截面平均拉应力在 50% 左右。截面钢筋和节点选型合理, 节点钢筋偏多, 安全性是完全安全的。

### 参考文献:

- [1] 嘉木工作室. ANSYS 5.7 有限元实例分析教程[M]. 北京: 机械工业出版社, 2002.
- [2] 王勖成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1997.
- [3] 东南大学. 建筑结构抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [4] GB50011-2001. 建筑抗震设计规范[S].
- [5] 江见鲸, 贺小岗, 傅得炫. 建筑结构分析程序[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
- [6] JGJ3-91. 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程[S].

## Calculation and Analysis of Finite Elements for Necked-inward Varied-section-beam

HAN Feng, YUAN Zheng-qiang, LI Zheng-liang, HUANG Jian

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

**Abstract:** The calculation and analysis of static and modal are fulfilled with ANSYS for the entire super-architecture, its results are compared with that with TBSA and prepared for later pattern of particular analysis of finite elements. The new material pattern so-called Necked-inward Node is presented for necked-inward varied-section beams of super-architecture, ordinary software but ANSYS for the analysis of pattern is not fit.

**Key words:** necked-inward node; material pattern; beam element; four-side element

(编辑 姚 飞)