

第十届全国高层建筑结构学术交流论文集

第 二 卷

目 录

32. 用广义函数计算高层筒体结构的子结构分析	王建毅等 (275)
33. 佳木斯商业大厦的温度效应	王志忠等 (285)
34. 寒冷地区高层建筑减轻自重的几个问题	王志忠等 (290)
35. 广西北海皇都大厦设计实例	方学明 (296)
36. 筒中筒结构考虑楼板平面外刚度的简化计算	包世华等 (304)
37. 未来高层建筑结构空间体系的探索	薛顺应 (315)
38. 高层建筑现浇钢筋混凝土剪力墙的内外墙销键式节点设计	易显顺 (323)
39. 管井井点降水在深基础施工中的应用	于光海等 (332)
40. 丝旅大厦基础工程施工	陈伯阳 (340)
41. 多层钢筋混凝土框架的抗震优化设计	马贞信 (349)
42. 多种开洞剪力墙壁式框架分析法及其刚域的确定	楼文娟等 (356)
43. 高层建筑结构整体稳定分析的变方法	吕航等 (366)
44. 高层建筑结构分析的广义坐标法	吕航等 (371)
45. 高层建筑的空间分析	邵弘等 (378)
46. 筒中筒高层结构优化分析及应用	黄本才等 (392)
47. 复杂体型高层建筑楼板地震应力分析	马文祥等 (401)
48. 框架-剪力墙结构在水平荷载作用下的内力和位移计算	李恒生 (411)
49. 强风作用下高层建筑结构的控制	黄本才 (421)
50. 蜀都大厦塔楼及旋转食厅设计	潘生奎 (430)
51. 已有高层建筑抗力的模糊综合评判	江世永等 (438)
52. 柔性地基上高层筒体结构分析	江世永 (446)
53. 开洞核芯筒结构的受扭分析	屠成松等 (453)
54. 高层建筑结构安全储备的实用处理	裴文瑾 (463)
55. 控制高层建筑结构体系变形的途径	余安东 (471)
56. 有小墙肢的剪力墙内力调整设计方法与体会	张桐云等 (481)
57. 高强混凝土在高层建筑中的应用	林立岩等 (492)
58. 辽宁大学教学主楼的温度和收缩变形处理	王伟杰 (503)
59. 高层建筑剪力墙设计的一些问题	王慧贞 (512)
60. 悬挂式结构巨型本行架对核结构的影响	鲍育明等 (522)
61. 高层建筑设计结构电算中的若干问题	林金 (530)
62. 高层建筑结构设计若干问题的探讨	孙国栋 (538)

王建毅

许永康

西北建筑工程学院

提 要

本文在等效平面框架子结构法的基础上,引入广义的坐标,将高层筒体结构中的位移分量变换为广义位移分量,使结构自由度可不随层数提高而增加,从而能用IBM—PC等微机计算复杂的高层结构。通过算例分析,本文所提出的方法可满足工程设计的精度要求。

一、引 言

高层筒体结构是空间作用明显的复杂结构体系,如要获得精确解,可采用三维空间分析方法,进行内力和位移计算。由于高层结构层数多,杆件多,结构体系的总刚度阶数很高,所需计算机内存大,机时长,通常要用大型电子计算机计算,方能获得满意的空间分析结果,这对于工程设计来说不大适宜。

工程设计人员希望能在保证足够精度条件下,使用比较简便而行之有效的办法,通常的渠道有两种:连续化和离散化。

连续化的方法是为了避开解超静定次数很高,结点位移未知量很多的离散化杆件,而采用等效连续化的方法。把离散的杆件结构,按位移等效的原则,转化为正交各向异性的连续筒体,然后用平面有限元,有限条等方法进行计算,使运算得到很大的简化。

连续化方法的关键要求出等效的弹性常数(包括弹性模量和剪切模量等),许多学者提出了各种不同的计算公式,但在某些情况下计算误差较大。这对设计人员来说带来一定程度的困难。

离散化方法要想广泛应用于工程实际,通常要采用降维方法进行解决。文献〔1〕提出的平面框架子结构法便是这类有效方法之一。

平面框架子结构法的要点是将整个筒体结构分成三种类型子结构:外筒平面框架子结构;内筒等效平面框架子结构;斜角柱子结构。其计算简图见图1、图2、图3。每个子结构只有边界结点位移是独立的,采用静力凝聚概念,利用子结构间在边界处的位移协调,推导得到只含子结构边界结点位移为未知量的高层筒体结构体系的总刚度方程,大大的降低了结构自由度,且计算结果精度较好。

平面框架子结构法与精确的空间分析法相比,自由度少得多,有很高的实用价值。但当结构层数较多时,子结构法中结构自由度仍将随着层数的提高而增加,一般情况下,超过20层数时如欲在IBM—PC微机上运算,将会遇到内存不够而无法计算。

为了克服这一存在的问题,作者采用了离散化与连续化相混合运用的设想,本文引入了广义坐标,找到一个广义位移函数,通过广义变换矩阵,使整个结构的自由度与层数无关,大大降低了结

构自由度，编出了程序。运用在 IBM—PC 微机上，计算结果表明，本文所提出的方法能够满足工程设计需要。

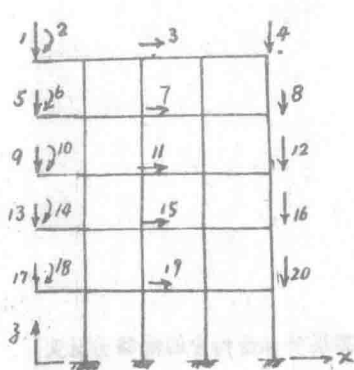


图 1: 平面框架子结构

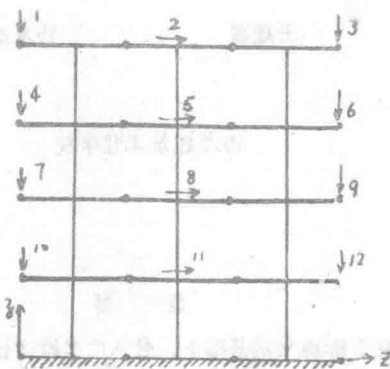


图 2: 实体墙等效平面框架子结构

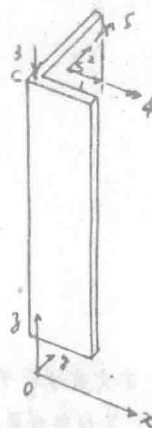


图 3: 斜角柱子结构

二、基本假定与理论推导

在结构计算中，用矩阵位移法所建立的刚度方程可写成： $\{F\} = [K] \cdot \{\Delta\}$ (2.1)
式中： $\{F\}$ 为结构荷载向量， $\{\Delta\}$ 为结构位移向量， $[K]$ 为结构刚度矩阵。

假如对公式 (2.1) 中的位移向量 $\{\Delta\}$ 变换成广义位移向量 $\{\Delta_c\}$ ，其变换矩阵用 $[C]$ 表示之，表达式为： $\{\Delta\} = [C] \cdot \{\Delta_c\}$ (2.2)

将公式 (2.2) 代入公式 (2.1)，得： $\{F\} = [K] \cdot [C] \cdot \{\Delta_c\}$ (a)

对 (a) 式前乘 $[C]^T$ ，并令 $\{F_c\} = [C]^T \{F\}$ ，变换成如下：

$$\{F_c\} = [C]^T [K] [C] \{\Delta_c\} \quad (b)$$

式中： $\{F_c\}$ 为广义荷载向量。

现令广义刚度矩阵 $[K_c]$ 等于

$$[K_c] = [C]^T [K] [C] \quad (2.3)$$

将公式 (2.3) 代入式 (b) 后，结构计算中用矩阵位移法所建立的刚度方程便转换成广义刚度方程

$$\{F_c\} = [K_c] \{\Delta_c\} \quad (2.4)$$

(一)、基本假定与计算模型选取

假设楼板在其平面内刚度无限大，平面外刚度忽略不计。

外框筒中的框架由于平面内刚度远大于平面外刚度，将框架作为平面框架子结构，其梁柱均作为平面杆件，梁不考虑轴向变形。

内筒或剪力墙也同样忽略平面外刚度，在其平面内等效为 I 字型单元杆件，组成等效平面框架子结构。

两个或几个相交的平面框架或等效平面框架，相交处的变形应互相协调，如相交角度非正交，按斜角柱子结构处理，斜角柱为双向弯曲、剪切和轴向拉压组合变形杆件。

假设结点位移可用广义位移乘以某一函数去逼近它，函数沿竖向是连续的，但仅限定在楼层平面内是符合该函数的规律。

(二)、平面框架子结构的广义刚度矩阵

如按一般矩阵位移法分析, 图4的平面框架子结构每层将有5个独立自由度, 一个水平位移 u_i , 左右两边边界结点各有一个竖向位移 w_{il}, w_{ir} 和转角位移 θ_{il}, θ_{ir} 。如该子结构有几层, 其总自由度有 $5n$ 个。

为了克服自由度不随层数增加的这一缺点, 我们设法找到一个位移函数, 将结构的位移向量转换成广义位移向量, 而这个广义位移向量与层数无关。

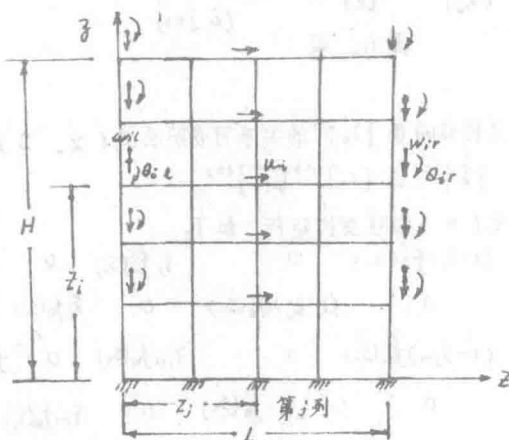


图4 平面框架子结构的独立自由度

对于边界结点位移向量 $\{\delta_b\}$ 我们仿照公式 (2.2) 形式建立如下模式:

$$\{\delta_b\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_{il} \\ \theta_{il} \\ w_{ir} \\ \theta_{ir} \end{Bmatrix} = \sum_s \begin{bmatrix} f_{us}(s_i) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & f_{ws}(s_i) & 0 & 0 & 0 \\ & & f_{\theta s}(s_i) & 0 & 0 \\ & & & f_{ws}(s_i) & 0 \\ & & & & f_{\theta s}(s_i) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_s \\ b_s \\ c_s \\ d_s \\ e_s \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

式中: a_s, b_s, c_s, d_s, e_s 为广义位移; $f_{us}(s_i), f_{ws}(s_i)$ 和 $f_{\theta s}(s_i)$ 为水平位移、竖向位移、和转角位移函数; s 为广义函数的项数;

$s_i = z_i / H$ 从第1层至第 i 层距离的无量纲值;

因子结构法中只有边界结点的位移是独立的, 其内部结点位移可根据边界结点位移内差求得, 一般情况下, 内差公式可用多项式内差。为了提高计算精度, 除了上设5个边界结点广义位移外, 另增设几个内部结点广义位移: 内部结点广义竖向位移 $\{g\}$ 和内部结点广义转角位移 $\{h\}$, 于是内部结点的水平位移 u_i , 竖向位移 w_i 和转角位移 θ_i 就构成如下矩阵形式:

$$\{\delta_{ij}\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_{ij} \\ \theta_{ij} \end{Bmatrix} = \sum_s \begin{bmatrix} f_{us}(s_i) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{ws}(s_i) & 0 & f_{us}(s_i) & 0 & f_w(f_j) & 0 \\ 0 & 0 & f_{\theta s}(s_i) & 0 & f_{\theta s}(s_i) & 0 & f_{\theta}(f_j) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_s \\ b_s \\ c_s \\ d_s \\ e_s \\ g_s \\ h_s \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

式中: $\xi_j = x_j / L$ 从第 j 结点至最左边水平距离的无量纲值;

$r_w(\xi_j)$ 和 $r_\theta(\xi_j)$ 为内部结点的竖向位移和转角位移函数。

由此我们可以写出平面框架中梁单元的广义位移向量。梁单元如图 5 所示, 每端有 2 个位移分量, 梁单元 e 的结点位移向量:

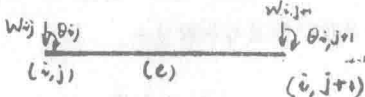
$$\{\delta\}^{(e)} = \begin{Bmatrix} w_{ij} & \theta_{ij} & w_{i+j} & \theta_{i+j} \end{Bmatrix}^{(e)T}$$


图 5、梁

(c)

其位移向量 $\{\delta\}^{(e)}$ 与广义位移向量 $\{\delta_e\}^{(e)}$ 的关系可仿照公式 (2.2) 的形式写成如下:

$$\{\delta\}^{(e)} = [C]^{(e)} \{\delta_e\}^{(e)} \quad (2.2a)$$

式中: $[C]^{(e)}$ 为梁单元 (e) 位移变换矩阵, 如下:

$$[C]^{(e)} = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} 0 & (1-\xi_j)f_w(\xi_i) & 0 & \xi_j f_w(\xi_i) & 0 & f_w(\xi_j) & 0 \\ 0 & 0 & (1-\xi_j)f_\theta(\xi_i) & 0 & \xi_j f_\theta(\xi_i) & 0 & f_\theta(\xi_j) \\ 0 & (1-\xi_{j+1})f_w(\xi_i) & 0 & \xi_{j+1} f_w(\xi_i) & 0 & f_w(\xi_{j+1}) & 0 \\ 0 & 0 & (1-\xi_{j+1})f_\theta(\xi_i) & 0 & \xi_{j+1} f_\theta(\xi_i) & 0 & f_\theta(\xi_{j+1}) \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

广义位移向量:

$$\{\delta_e\}^{(e)} = \{a_s \ b_s \ c_s \ d_s \ e_s \ g_s \ h_s\}^{(e)T} \quad (2.8)$$

平面框架中柱单元的位移分量如图 6 所示, 每端有 3 个位移分量, 则柱单元 e 的结点位移向量

$$\{\delta\}^{(e)} = \begin{Bmatrix} u_{ij} \\ w_{ij} \\ \theta_{ij} \\ u_{i+j} \\ w_{i+j} \\ \theta_{i+j} \end{Bmatrix}^{(e)} \quad (d)$$

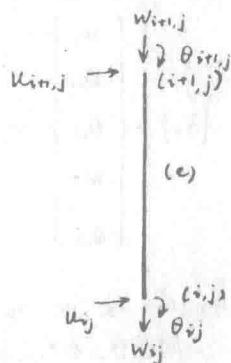


图 6、柱

柱单元位移向量 $\{\delta\}^{(e)}$ 与广义位移向量 $\{\delta_e\}^{(e)}$ 的关系式仍可按 (2.2a) 式, 但柱单元 e 的位移变换矩阵按下式取:

$$[C]^{(e)} = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} f_w(\xi_i) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (1-\xi_j)f_w(\xi_i) & 0 & \xi_j f_w(\xi_i) & 0 & f_w(\xi_j) \\ 0 & 0 & (1-\xi_j)f_\theta(\xi_i) & 0 & \xi_j f_\theta(\xi_i) & 0 \\ f_w(\xi_{i+1}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (1-\xi_j)f_w(\xi_{i+1}) & 0 & \xi_j f_w(\xi_{i+1}) & 0 & f_w(\xi_j) \\ 0 & 0 & (1-\xi_j)f_\theta(\xi_{i+1}) & 0 & \xi_j f_\theta(\xi_{i+1}) & 0 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

当杆件 e 的刚度矩阵 $[k]^{(e)}$ 知道后, 即可立即求得杆件 e 的广义刚度矩阵

$$[k_c]^{(e)} = [c]^{(e)T} [k]^{(e)} [c]^{(e)} \quad (2.10)$$

框架子结构广义刚度矩阵 $[k_c]$ 可按普通矩阵位移法直接迭加杆件广义刚度矩阵 $[k_c]^{(e)}$ 而得, 于是就可建立平面框架子结构 S 的广义刚度方程

$$\{F_c\}^{(s)} = [k_c]^{(s)} \{\Delta_c\}^{(s)} \quad (2.11a)$$

式中, $\{\Delta_c\}^{(s)}$ 为平面框架子结构 S 的广义位移向量,

$$\{\Delta_c\}^{(s)} = \{\{a\}^T \{b\}^T \{c\}^T \{d\}^T \{e\}^T \{g\}^T \{h\}^T\}^{(s)T} \quad (2.11)$$

$\{F_c\}^{(s)}$ 为平面框架子结构 S 的广义荷载向量, 可从作用在 i 楼层上的水平力 X_i 和

作用在 j 结点上的轴力 Z_j 和弯矩 M_j 乘以变换矩阵后获得,

$$\{F_c\}^{(s)} = \Sigma [c]^{(e)T} \{F\}^{(e)} \quad (2.12)$$

$[k_c]^{(s)}$ 为平面框架子结构 S 的广义刚度矩阵,

$$[k_c]^{(s)} = \Sigma [k_c]^{(e)} \quad (2.13)$$

(三)、内筒等效平面框架子结构的广义刚度矩阵

内筒的墙体根据开洞情况可分为二种类型, 实体墙和开洞墙。本文首先将墙体建立等效框架模型, 然后建立等效平面框架子结构的广义刚度方程进行计算。

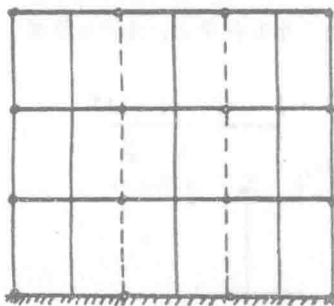


图 7 (a) 实体墙

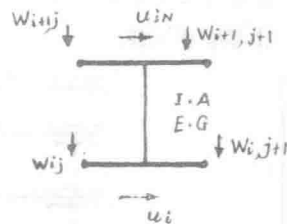


图 7 (b) I 字型单元

图 7 a 所示的实体墙, 根据需要沿横向可划分成若干段, 本图中设墙体分成三段, 每段每层等效成一个 I 字型柱单元的计算模型, 见图 7 b 所示, 由刚性横梁和弹性柱所组成 I 字形等效单元。

I 字形等效单元的结点位移有 6 个, 2 个水平位移和 4 个竖向结点位移, 故单元结点位移向量。

$$\{\delta\}^{(e)} = \{U_i, W_{i,j}, W_{i,j+1}, U_{i+1}, W_{i+1,j}, W_{i+1,j+1}\}^{(e)T} \quad (2.14)$$

I 字形等效单元的位移向量 $\{\delta\}^{(e)}$ 与广义位移向量 $\{\Delta_c\}^{(e)}$ 的关系可按 (2.2a) 式建立。但其广义位移向量

$$\{\Delta_c\}^{(e)} = \{\{a\}^T \{b\}^T \{d\}^T \{g\}^T\}^{(e)T} \quad (2.15)$$

其单元变换矩阵,

$$[C]^{(e)} = \sum_e \begin{bmatrix} f_w(S_i) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (1-\xi_j)f_w(S_i) & \xi_j f_w(S_i) & f_w(\xi_j) \\ 0 & (1-\xi_{j+1})f_w(S_i) & \xi_{j+1} f_w(S_i) & f_w(\xi_{j+1}) \\ f_w(S_{i+1}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (1-\xi_j)f_w(S_{i+1}) & \xi_j f_w(S_{i+1}) & f_w(\xi_j) \\ 0 & (1-\xi_{j+1})f_w(S_{i+1}) & \xi_{j+1} f_w(S_{i+1}) & f_w(\xi_{j+1}) \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

I字形等效单元的广义刚度方程为:

$$\{F_e\}^{(e)} = [K_e]^{(e)} \{\delta_e\}^{(e)} \quad (2.17)$$

式中: $\{F_e\}^{(e)}$ 为 I 字形等效单元广义力向量。

$$\{F_e\}^{(e)} = \{0\}^T \{F\}^{(e)} \quad (2.18)$$

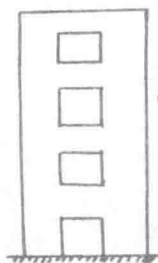
$\{F\}^{(e)}$ 为 I 字形等效单元力向量;

$[K_e]^{(e)}$ 为 I 字形等效单元广义刚度矩阵

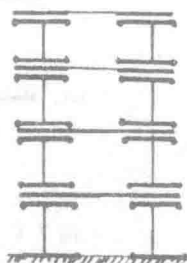
$$[K_e]^{(e)} = \{0\}^T [K]^{(e)} \{0\}^{(e)}$$

$[K]^{(e)}$ 为 I 字形等效单元刚度矩阵, 见文献 (6)。

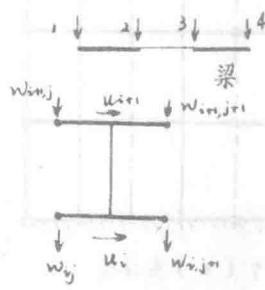
对于开洞墙, 计算模型如图 8 所示, 窗口二边实体墙段仍等效成 I 字形柱单元, 连梁等效成带刚域的梁单元, 计算原理同前。



(a) 开洞墙



(b) 等效平面框架



(c) 梁柱等效单元

图 8 开洞墙 及其计算模型

不论是实体墙, 或开洞墙, 均可化为等效平面框架子结构, 其广义刚度矩阵 $[K_e]^{(e)}$,

可由各单元刚度矩阵 $[K_e]^{(e)}$ 集成, 形式如 (2.18) 公式。

(四)、斜角柱子结构的广义刚度矩阵

斜角柱为双向弯曲、剪切和轴向拉压的杆件单元, 不考虑扭转刚度, 如图 9 所示。因斜角柱为一根杆件, 斜角柱单元和子结构的坐标便可合而为一。

斜角柱以楼层杆件为单元, 作用在第 1 楼层结点处 x 和 y 方向的水平位移为 u_i 和 v_i , z 方向的竖向位移为 w_i , 绕 x 和 y 轴的转角为 θ_x 和 θ_y 。于是对第 1 列斜角柱, 第 1 楼层斜角柱杆件单元的结点位移向量 $\{\delta\}^{(e)}$ 为:

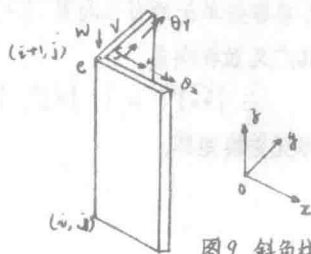


图 9 斜角柱

$$\{\delta\}^{(e)} = \{U_{ij}, V_{ij}, W_{ij}, \theta_{xij}, \theta_{yij}, U_{mij}, V_{mij}, W_{mij}, \theta_{x mij}, \theta_{y mij}\}^{(e)T} \quad (2.19)$$

斜角柱杆件单元的结点广义位移向量也应与普通平面杆件有所不同，水平位移 x 和 y 方向均有，应分别设 a_x 和 a_y ，转角位移也是 x 和 y 方向均有，也应分别设 c_x 和 c_y ，但内结点没有，故又得取消二项，即 g 和 h 没有，于是斜角柱杆件单元的结点广义位移向量为

$$\{\delta_c\}^{(e)} = \{\{a_x\}^T \{a_y\}^T \{b\}^T \{c_x\}^T \{c_y\}^T\}^{(e)T} \quad (2.20)$$

斜角柱单元的结点位移向量 $\{\delta\}^{(e)}$ 和结点广义位移向量 $\{\delta_c\}^{(e)}$ 的关系仍按公式(2.2a)表示，但斜角柱单元的位移变换矩阵 $[c]^{(e)}$ 应按下式应用。

$$[c]^{(e)} = \frac{1}{S} \begin{bmatrix} f_{us}(S_i) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{vs}(S_i) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_{ms}(S_i) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{us}(S_i) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f_{ys}(S_i) \\ f_{us}(S_{mi}) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{vs}(S_{mi}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_{ms}(S_{mi}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{us}(S_{mi}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f_{ys}(S_{mi}) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

斜角柱杆件单元和子结构的广义刚度矩阵计算原理均同前。

(五)、总体分析

正如子结构法分析一样，当求出了以每个子结构自身坐标的广义刚度矩阵以后，进行整体分析，必须把局部坐标转换成整体坐标，最后迭加得到整体坐标下的结构总广义刚度矩阵。

对于第1层楼板平面内，子结构局部坐标下的位移为 U_i, V_i, θ_i ，整体坐标下的位移为 $\bar{U}_i, \bar{V}_i, \bar{\theta}_i$ ，则其二者的关系为：

$$\left. \begin{aligned} \bar{U}_i &= \sum_j A_{ij} \cdot U_j(S_i) \\ \bar{V}_i &= \sum_j B_{ij} \cdot V_j(S_i) \\ \bar{\theta}_i &= \sum_j C_{ij} \cdot \theta_j(S_i) \end{aligned} \right\} \quad (2.22)$$

子结构在局部坐标下的广义位移向量 $\{\Delta_c\}^{(u)}$ 与整体坐标下的广义位移向量 $\{\bar{\Delta}_c\}^{(u)}$ 之间的关系为：

$$\{\Delta_c\}^{(u)} = (\bar{T})^{(u)} \{\bar{\Delta}_c\}^{(u)} = \frac{1}{S} [\bar{T}]^{(u)} \{\bar{\Delta}_c\}^{(u)} \quad (2.23)$$

对于实体墙的等效平面框架子结构来说，式中各项代表如下：

$$\{\Delta_c\}^{(u)} = \{\{a\}^T \{b\}^T \{d\}^T \{g\}^T\}^{(u)T} \quad (2.24)$$

$$\{\bar{\Delta}_c\}^{(u)} = \{\bar{U}_i, \bar{V}_i, \bar{\theta}_i, \bar{w}_i, \bar{w}_i, \bar{w}_i\}^{(u)T} \quad (2.25)$$

$(\bar{T})^{(u)}$ 为子结构 S 的坐标转换矩阵。

$$(\bar{T}_s)^{(s)} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \varphi & \dots & \cos \varphi \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 2\varphi \sin \varphi & \dots & \sin \varphi \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 2\varphi \varphi - \varphi \cos \varphi & \dots & \end{bmatrix} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

φ 表示局部坐标系与整体坐标系 $\bar{x}$ 轴之间的夹角。于是整体坐标系下子结构 s 的广义刚度矩阵为

$$(\bar{k}_s)^{(s)} = (\bar{T})^{(s)T} (k_s)^{(s)} (\bar{T})^{(s)} \quad (2.27)$$

将公式 (2.27) 中的值按各子结构位置对号入座，迭加所有子结构便得筒体结构的总广义刚度矩阵。

《六》、广义荷载向量

由公式 (2.28) 知，子结构 s 由局部坐标转换成整体坐标的坐标转换矩阵为 $(\bar{T})^{(s)}$ ，故子结构 s 在整体坐标下的广义荷载向量 $\{F_s\}^{(s)}$ 为

$$\{F_s\}^{(s)} = (\bar{T})^{(s)T} \{F\}^{(s)} \quad (2.28)$$

三、算例分析

作者将本文提出的方法编制了计算机程序，对上海建研所试验的 8 层框筒模型和 12 层筒中筒模型分别进行了计算，模型尺寸及详细物理参数见文献 [4]、及 [5]。

本例题的水平位移函数按下式取：

$$u = \beta_0 f_{u0}(s) + \sum \beta_n f_{un}(s) \quad (1.3)$$

式中，

$$f_{u0}(s) = s/H \quad (3.2)$$

$$f_{un}(s) = \sin \mu_n s - s H \mu_n - m_n (\cos \mu_n s - \cosh \mu_n s) \quad (3.3)$$

$$m_n = (s H \mu_n + \sin \mu_n s) / (\cosh \mu_n s + \cos \mu_n s) \quad (3.4)$$

$$\mu_n = 1.875, 4.694, \dots, \frac{2n-1}{2} \pi, \dots \quad (3.5)$$

竖向位移函数及转角位移函数按下式取：

$$w_2 = w_1 = \sum \alpha_n \cdot f_{w2}(s) \quad (3.6)$$

$$\theta_2 = \theta_1 = \sum \alpha_n \cdot f_{\theta 2}(s) \quad (3.7)$$

$$f_{w2}(s) = f_{\theta 2}(s) = \frac{1}{\mu_n} f'_{un}(s) \quad (3.8)$$

计算结果见图 10、11、12、及 13 所示。

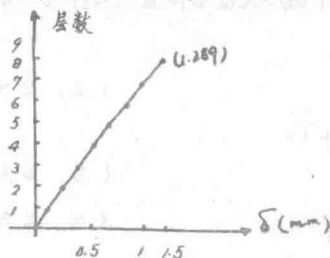


图10 八层框筒侧移(计算值)

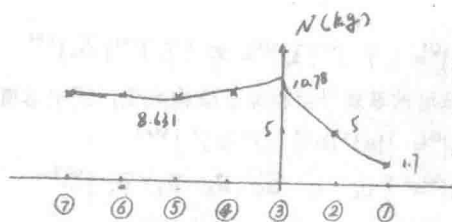


图11 第二层各柱所受轴力

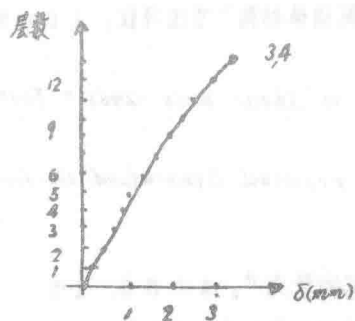


图 12、十二层筒中筒侧移

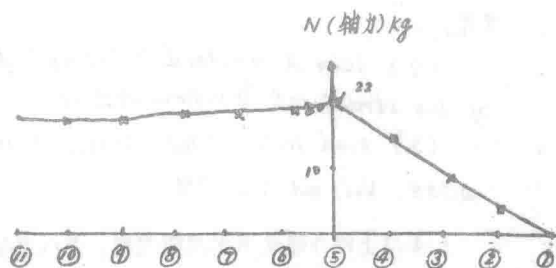


图 13、第二层各柱轴力

数字分析及对比结果见表 1, 2, 表明精度较好

表 1 侧向位移值 (mm)

层数		一	二	三	四	五	六	七	八	九	十	十一	十二	附注
8层 无肋 模型	实验测值	0.13	0.35	0.54	0.70	0.90	1.03	1.17	1.29					实验值取自 文献[4][5]
	子结构值	0.13	0.30	0.50	0.69	0.87	1.04	1.18	1.28					
	本文方法	0.16	0.38	0.59	0.77	0.91	1.03	1.18	1.28					
12层 无肋 模型	实验测值	0.20	0.45	0.77	1.10	1.44	1.70	2.10	2.40	2.70	2.95	3.20	3.42	
	本文方法	0.27	0.52	0.78	1.05	1.35	1.68	2.04	2.38	2.70	2.96	3.19	3.40	

表 2 第二层柱轴力图 (kg)

柱轴位置		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
8层 无肋 模型	实验值	1.8	5.4	10.3	6.9	5.8	5.8	5.3				
	本文方法	1.7	5.07	10.78	8.6	7.3	6.0	5.4				
12层 无肋 模型	实验值	0	4.8	12.48	19.2	24.6	2.2	20	20	20	20	20
	本文方法	0	5.5	11.0	16.5	22	21	17	17	17	16	16

四、结 论

对于复杂筒体结构的计算, 本文作者提出离散化和连续化混合运用的设想, 利用子结构法缩减自由度的概念, 将复杂的空间筒体化成离散杆件为单元的各种类型的等效平面框架子结构进行空间协调工作, 然后引入广义坐标变换来代替子结构法的静力缩聚, 从而克服了子结构法自由度随层数提高而增加的缺点, 使复杂的筒体计算能在 IBM—PC 等微机上实现, 为普及电算应用提出一个可行的方法。

参考文献:

〔1〕王萌长,“用平面框架子结构法分析高层建筑筒体结构”冷院科技,1985年第2期。

〔2〕Iain A. macleod “Framed Analysis of Shear Wall Cores” *Journal of the structural Division*. 1977.10

〔3〕Kink H. Ha, “Tall Frame Analysis by Reduced Generalized Coordinates” *ASCE*. Vol 104. ST3. 1978

〔4〕上海市建筑科学院研究所,“八层框筒模型试验研究”,1980、12

〔5〕上海市建筑科学研究所“十二层框筒模型试验研究”,1982年8

〔6〕王萌长编著“高层建筑筒体结构受力分析”,1986、4

表 1 结构参数表

层数	高度 (m)	截面尺寸 (mm)	混凝土强度等级	钢筋等级	轴压比	剪重比	周期比	刚度比	位移比	层间位移角	备注
1	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	底层
2	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
3	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
4	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
5	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
6	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
7	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
8	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
9	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
10	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
11	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
12	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	

表 2 结构参数表

层数	高度 (m)	截面尺寸 (mm)	混凝土强度等级	钢筋等级	轴压比	剪重比	周期比	刚度比	位移比	层间位移角	备注
1	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	底层
2	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
3	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
4	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
5	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
6	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
7	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
8	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
9	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
10	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
11	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	
12	2.8	1200×1200	C40	HRB335	0.45	0.015	0.015	1.0	1.0	1/1000	

佳木斯商业大厦的温度效应

王志忠

(佳木斯市建筑设计院)

霍 达

(郑州工学院)

提 要

本文对高层建筑结构温度效应计算做了几点假定,提出了分层算法,方法简单直观,适用于初步设计。本文对佳木斯商业大厦的温度效应做了详细分析,指出寒冷地区宜将围护结构移至承重结构之外,以便解决温度效应问题。

一、概 述

随着高层建筑高度增高,高层建筑结构的温度效应问题就引起了人们的重视。高层建筑的温度环境发生变化,其结构构件产生变形,构件变形受到约束限制就会产生温度应力。当建筑层数不多且承重结构位于围护结构之内时,温度环境变化不大,温度效应也不大,没有引起人们的重视。当高层建筑层数较多,特别是其承重结构骨架外露时,内柱和外柱的温度环境不同,其变形也不同;外柱之间由于各自外露程度不同,也会有不同变形。这样,内柱与外柱之间,外柱与外柱之间都有竖向变位差,从而引起楼面、窗、隔墙开裂,影响建筑物的使用。对于静定结构,温度环境变化虽然会引起变形,但在结构构件内不产生应力。高层建筑结构是高次超静定结构,整体刚度大,结构构件变形受到约束,因此温度环境变化在结构构件内产生温度应力。文(1)通过有限元分析,提出了高层建筑结构温度效应矩阵分析法,可以精确地计算高层建筑结构的温度效应。由于精确计算高层建筑结构温度效应,计算量大,占用机时多,不适用于初步设计。为了简化计算,能迅速地直观地计算高层建筑结构温度效应,本文在几条假设基础上提出高层建筑结构温度效应的分层算法。

二、高层建筑结构温度效应的分层算法

为了简化计算,假定:

- 1、高层建筑结构简化为平面结构,不考虑各平面结构之间的空间协同工作。
- 2、高层建筑结构室内温度均为 T_i ,室外温度均为 T_o 。
- 3、框架横梁温度效应不予考虑,即框架横梁不受温度变化的影响。
- 4、框架柱在其长度范围内温度分布相同,即框架柱四周温度相同。

5、高层建筑结构在温度作用下，框架侧移忽略不计。

6、各层之间仅考虑柱轴向变形的影响，不计其它影响。

根据上述假定，可以将图 1 a 所示高层建筑结构简化为图 1 b 所示的计算简图。由于此方法与高层建筑结构在竖向荷载作用下的分层计算法十分相似，故称此法为高层建筑结构温度效应的分层计算法。分层计算时，假定柱的远端是固定的，而实际上有转动产生，是弹性支承。为了消除在计算简图中假定柱的远端为固端所带来的误差，可令除底层各柱以外的各层柱的线刚度均乘以一个折减少系数 0.9。由于各层之间考虑柱轴向变形的影响，因而除首层外，其它各层的支座均有沉降，沉降值等于下层柱顶的变位值。一般情况下，用力法计算各层框架内力及各层柱顶的变位值，由下而上逐层计算。最后迭加就得到总的内力图和变位值。

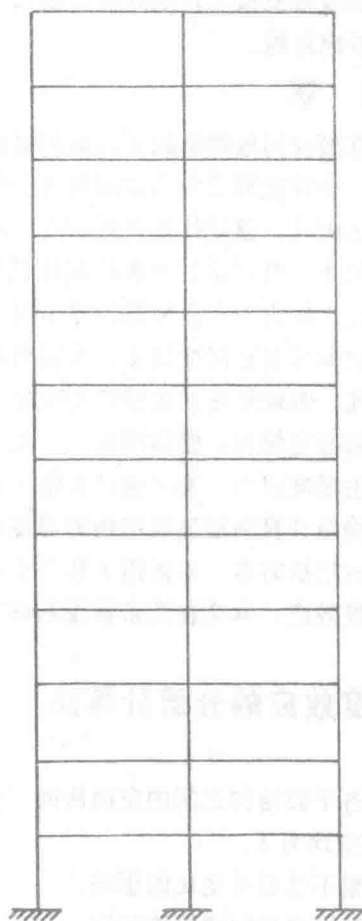


图 1 a

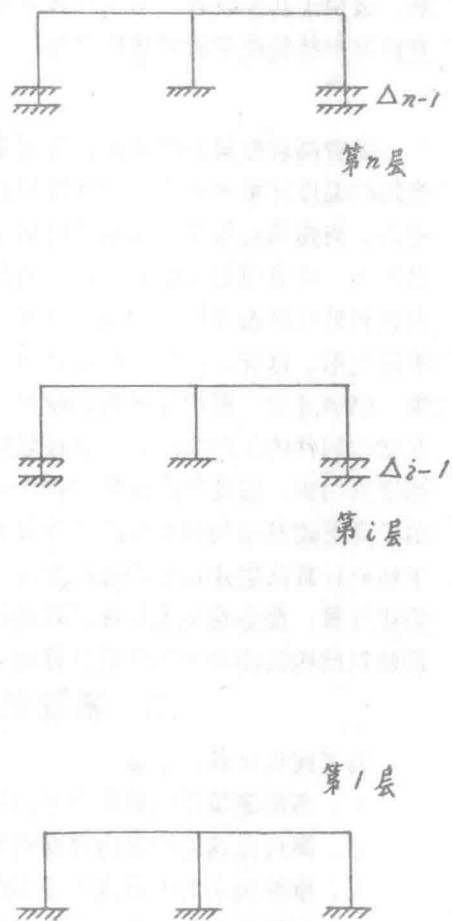


图 1 b

三、佳木斯商业大厦的温度效应

佳木斯商业大厦位于东经 $130^{\circ} 17'$ ，北纬 $46^{\circ} 49'$ ，夏季最高温度 35.4°C ，冬季最低温度 -41.1°C 。佳木斯商业大厦地下二层，地上26层，高90.50米。严冬季节室外温度为 -32°C ，室内温度 18°C ，温度差为 50°C 。初步设计时，部分外柱（外剪力墙）外露，采取内保温方法，其计算简图如图2所示，结构构件尺寸如下：

柱：

1—6层 $70\text{cm} \times 90\text{cm}$

7—12层 $70\text{cm} \times 80\text{cm}$

13—18层 $70\text{cm} \times 70\text{cm}$

19—26层 $60\text{cm} \times 60\text{cm}$

梁

1—26层 $30\text{cm} \times 60\text{cm}$

主要承重结构采用300#混凝土，热膨胀系数 $\alpha = 1.12 \times 10^{-5} / ^{\circ}\text{C}$ 。

首层框架柱附加轴为

$$N = \frac{E A_1 \Delta h_1}{h_1}$$

$$= \frac{3 \times 10^5 \times 70 \times 90 \times 0.1008}{360}$$

$$= 5.29 \times 10^5 \text{kgf} = 529 \text{tf}$$

首层框架梁端附加弯矩

$$M_1 = \frac{6 E I}{l_1} \cdot \Delta h_1$$

$$= \frac{6 \times 3 \times 10^5 \times \frac{1}{12} \times 30 \times 60^3}{435.5^3} \times 0.2$$

$$= 10.2 \times 10^5 \text{kgf} \cdot \text{cm} = 10.2 \text{tf} \cdot \text{m}$$

顶层框架柱附加轴力

$$N_n = \frac{E A_n \Delta h_n}{h_n}$$

$$= \frac{3 \times 10^3 \times 60 \times 60 \times 0.0896}{320}$$

$$= 3.76 \times 10^3 \text{ kgf} = 376 \text{ tf}$$

顶层框架梁附加弯矩

$$M_n = \frac{6EI}{L'n} \cdot \Delta h$$

$$= \frac{6 \times 3 \times 10^3 \times \frac{1}{12} \times 30 \times 60}{435.5} \times 2.47$$

$$= 63.3 \times 10^3 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 63.3 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

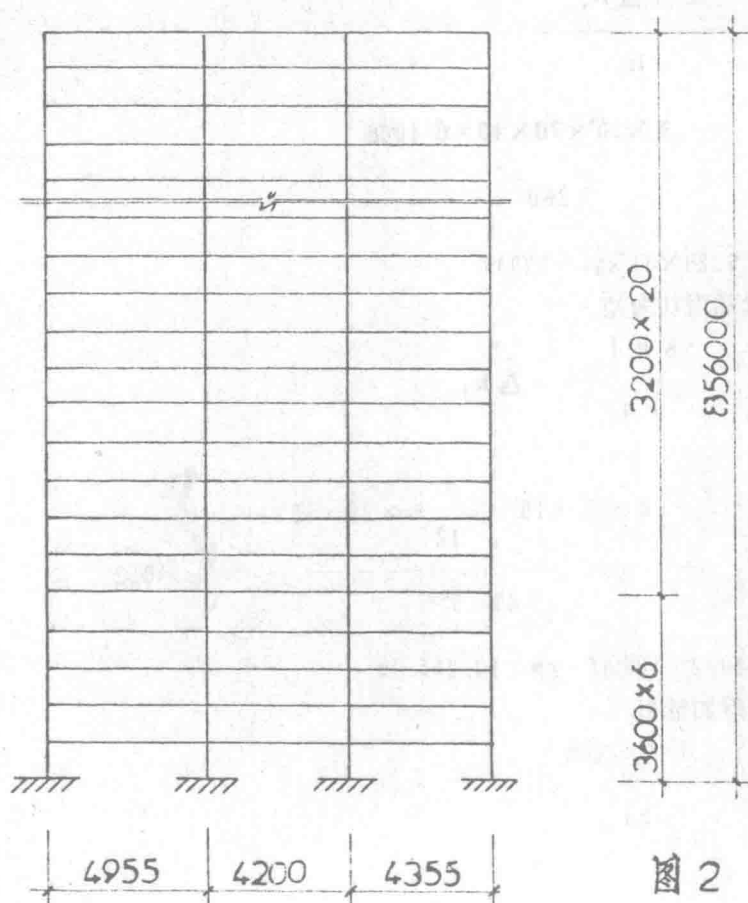


图 2

通过上述计算可以看出,佳木斯商业大厦初步设计方案的温度效应过大,框架柱附加轴力、顶层框架梁端附加弯矩都严重影响结构构件的配筋设计,大大增加钢筋用量和工程造价。为了解决内外柱(外剪力墙)的温度效应,将初步设计时设置在剪力墙内侧的保温材料移至剪力墙外侧,从而使内外柱(外剪力墙)的变位差大大减少。通过计算可知内外柱(外剪力墙)的温度差在 10°C 范围内,此时框架柱附加轴力为 $75.2\sim 105.8\text{tf}$,首层框架梁端附加弯矩仅 $2.04\text{tf}\cdot\text{m}$,顶层框架梁端附加弯矩为 $12.66\text{tf}\cdot\text{m}$ 。这样的温度效应可以通过结构构造处理、满足使用要求。经过上述调整后,在施工图设计时,用文(1)提供的高层建筑结构温度效应的矩阵分析法进行精确计算,与高层建筑结构在竖向和水平荷载作用下的内力组合,然后进行构件截面设计。

为了解决温度变位差,可以采用加强约束和放松约束两种不同的方法解决。加强约束方法有物理法、机械法。物理法就是增加层顶、楼面、梁柱的刚度,限制外柱的自由变位;机械法就是通过机械通风,减少内外柱的温度差达到减少内外柱变位差的目的。放松约束就是每隔一定层数将内柱中断,设置予应力大梁,将内外柱温度效应控制在允许范围内。上述这些方法都比较复杂,在应用时应慎重对待。就我国目前具体情况看,采用这些方法都比较困难。由于我国高层建筑结构层数一般在三十层以下,可以采用围护结构移至承重结构之外的方法来解决温度效应(如佳木斯商业大厦),这种方法适用寒冷地区解决高层建筑建设结构的温度效应问题,其特点是经济、适用,改善温度效应明显,适合我国的国情。哈尔滨、佳木斯等地区的高层建筑结构均采用此法解决温度效应问题。在北京地区的高层建筑结构中,采取围护结构与承重结构合而为一的方法来改善温度效应,如采用陶粒混凝土外墙板的剪力墙承重结构体系,由于陶粒混凝土导热系数低,使外剪力墙温度与内剪力墙的温度相差不至过大,借以改善温度效应。

四、结 语

在高层建筑结构分析中,考虑温度效应,是合理的也是符合实际情的。本文对高层建筑结构温度效应计算做了几点假定,提出了高层建筑结构温度效应的分层算法。分层算法简单直观,可满足初步设计的要求,为修改设计方案提供依据。施工图设计时,可用文(1)提供的高层建筑结构温度效应的矩阵分析法进行精确地计算。

本文通过对佳木斯商业大厦的温度效应进行详细地分析,指出将围护结构移至承重结构之外的方案是解决温度效应的较好的方案。

参 考 文 献

(1)王志忠、裔达:“寒冷地区高层建筑结构的温度效应”,国际寒冷地区经济技术开发讨论会论文集,1989年。

(2)Wolfgang·S:“High-Rise Building Structures”, John Wiley & Sons, 1977。

寒冷地区高层建筑减轻自重 的几个问题

王志忠

霍 达

(佳木斯市建筑设计院)

(郑州工学院)

提 要

目前,我国高层建筑结构自重一般为 $1.2\sim 1.7\text{t}/\text{m}^2$,寒冷地区则更大些。自重太大,造价高,用料多,给设计施工带来困难。本文结合工程实践介绍了减轻高层建筑结构自重的几个问题:(1)选择合理的结构体系;(2)推广结构优化设计方法;(3)采用高强混凝土;(4)采用轻质保温的建筑材料。

一、概 述

近几年来,我国北方大中城市陆续兴建高层建筑,而且高层建筑的高度不断增加。目前,我国高层建筑结构自重一般在 $1.2\sim 1.7\text{t}/\text{m}^2$,寒冷地区则更大一些。结构自重太大,不但建筑材料消耗多,工程造价高,而且给地基基础设计带来困难,减轻结构自重就可以在相同的工程地质条件下建造更高的高层建筑。减轻结构自重,可以减小结构构件尺寸,增加高层建筑使用面积,从而带来明显地经济效益。因此,减轻结构自重是高层建筑结构发展的必然趋势。现在,国外钢筋混凝土高层建筑结构自重已降到 $1.0\text{t}/\text{m}^2$ 左右。显然,我国高层建筑结构自重偏大,减轻结构自重是我国高层建筑结构发展的一个重要课题。目前,减轻结构自重已提到广大工程技术人员的设计日程上来,为了使结构设计更合理,人们正努力探索一些减轻结构自重的方法。本文结合几年来高层建筑结构设计的实践,介绍了几种减轻高层建筑结构自重的具体方法,其中有关结构设计方面的:合理选择结构体系,推广结构优化设计;有关建筑材料方面的:采用高强混凝土及轻质保温性能好的围护结构材料。下面结合具体工程实例,对上述问题进行探讨。