

7

ANSYS 房屋建筑工程应用

知识点:

- 钢筋混凝土结构裂纹 ANSYS 分析
- 大跨度网架结构受力分析
- ANSYS 在框架 - 剪力墙结构设计中的应用

本章导读:

利用 ANSYS 软件对钢筋混凝土、大跨度网架结构进行设计与力学行为分析, 并仿真模拟高层框架房屋结构的三维力学行为, 从而阐述 ANSYS 程序中丰富的单元库及有效的建模手段, 并且证明房屋建筑工程设计中的有限元数值模拟可行性及必要性。

7.1 概述

随着经济的快速发展, 我国的城市建设步伐加快, 使用和安全标准越来越高, 建筑结构日趋多元化, 建筑功能也更趋综合化。当今外形复杂化的建设潮流给结构工程师带来了挑战, 人们需要通过合理分析来保证建筑物的安全性、合理性, 因而对功能强大、灵活的分析工具有了越来越高的需求。ANSYS 对于高层建筑(框剪结构)、体育场馆(大跨网架)等体形复杂建筑力学线性和非线性等分析具有强大的优势, 可以很好地反映这些建筑物及其基础在各种复杂因素作用下的力学行为, 为确保结构的安全、正常设计和使用提供可靠的科学依据。

1. 钢筋混凝土结构设计 ANSYS 分析

近年来, ANSYS 逐步在钢筋混凝土中得到应用, 可以体现混凝土、岩石等抗压能力远大于抗拉能力的非均匀材料开发的单元, 它可以模拟混凝土中的加强钢筋、材料的拉裂和压溃现象及裂纹扩展过程, 得到令人满意的结果。

2. ANSYS 在大跨度网架结构设计中的应用

网架是一种空间汇交杆系结构, 杆件之间的连接可假定为铰接, 忽略节点刚度影响, 不计此应力对杆件内力引起的变化。由于一般网架均属平板型, 受荷后网架在“板”平面内的水平变位小于网架挠度, 属小挠度范畴。网架结构的材料都按弹性受力状态考虑, 未进入弹塑性状态和塑性状态, 因此不考虑材料非线性性质。

在空间结构领域中,网架结构以其特点,在体育馆、展览厅、影剧院、工业厂房、仓库、飞机库等各类建筑中获得了广泛的应用,但是要对网架结构在试验室进行试验比较困难,模型制作和试验工作量大,试验结果的离散性大,费用高,需要较多的人力、物力和场地。相对而言,有限元数值计算及软件模拟在这方面具有很大的优势。

3. ANSYS 在框架-剪力墙结构设计中的应用

框架-剪力墙结构也称框剪结构,一般用于高层建筑中,这种结构是在框架结构中布置一定数量的剪力墙,构成灵活自由的使用空间,是由框架和剪力墙两种不同的抗侧力结构组成新的受力形式,因此框架不同于纯框架结构中的框架,剪力墙也不同于纯剪力墙结构中的剪力墙。

框架-剪力墙结构在其下部楼层,剪力墙的位移较小,它拉着框架按照弯曲形曲线变形,剪力墙承受大部分水平力,上部楼层则相反,剪力墙位移越来越大,有外扩的趋势,而框架则有内收的趋势,框架拉剪力墙按照剪切型曲线变形,框架除了负担外荷载产生的水平力外,还负担把剪力墙拉回来的附加水平力,剪力墙不但不承受荷载产生的水平力,还因为给框架一个附加水平力而承受负剪力。所以,上部楼层即使外荷载产生的楼层剪力很小,框架中也会出现相当大的剪力。ANSYS 可以实现对结构的整体分析,任意设定荷载工况,并可完成复杂的荷载工况组合,分析其力学行为及稳定性。

7.2 钢筋混凝土结构设计 ANSYS 分析

混凝土是目前应用最为广泛的建筑材料之一,它可以很方便地与钢筋、型钢、钢管及其他一些结构材料组合成多种多样的构件和节点,应用于各种结构形式中。为了了解混凝土结构的详细受力机理和破坏过程,往往需要利用三维实体单元进行非线性有限元分析。而混凝土本身同时具有开裂、压碎、塑性等诸多复杂力学行为,在三维条件下这些力学行为更加难以确定,给实际应用带来了较大的困难。

7.2.1 问题的描述

现代建筑中时常涉及大体积混凝土施工,如高层楼房基础、大型设备基础、水利大坝等。它主要的特点就是体积大,一般实体最小尺寸不小于 1m。大体积混凝土表面系数比较小,水泥水化热释放比较集中,内部温升比较快。因此,大体积混凝土的开裂问题突出,它不仅造成裂缝而出现渗水现象,更主要的是它对结构的应力状态具有很大的影响,甚至会导致严重的质量问题,造成重大的工程事故,产生不必要的损失和危害。研究探索大体积混凝土裂缝的成因与控制,已成为当前结构设计施工中一个重要课题。

7.2.2 混凝土承载力及裂纹弥散分析

混凝土在外力作用下自发变形,受到外部约束时(支承条件、钢筋等),将在混凝土中产生拉应力,使得混凝土开裂。众所周知,材料的力学性能是进行工程设计、评定材料、研制新材料、新工艺及选用替代材料的重要依据。不过在过去的很长一段时期内,它都是以传统力学理论为基础的。传统的强度计算理论是长期以来在工程上对构件强度或结构强度进行计算的方法。它以材料力学、结构力学为基础,假定材料为均匀的各向同性的连续体(避开客观存在的缺陷和裂纹),采用连续介质力学的方法对构件进行整体的受力和变形分析。计算时,只要某一危险点的工作应力不超过允

许应力，即

$$\sigma \leq [\sigma] \quad (7-1)$$

就认为构件或结构是安全的；反之，就认为是不安全的。这种强度计算理论已有了 100 多年的历史，它在过去的工程设计和实际运用中发挥了重要的作用。当混凝土所受的应力状态超过其极限承载力时，裂缝就会出现。

7.2.3 钢筋混凝土模型建立

根据钢筋的处理方式，有限元模型主要有分离式、分布式和组合式。在建模过程中，一般采用体分割法，即用工作平面根据钢筋的位置不断地将体分割，分割后体上的一条线定义为力筋线，最终形成许多复杂的体和多条力筋线。然后分别进行单元划分，施加荷载和边界条件，最后求解。此法基于几何模型的处理，优点是力筋位置比较准确，求解结果比较准确，特别是对体内普通钢筋和体内有粘结预应力的钢筋；用这种方法建模后，钢筋和混凝土能够直接共同工作，优点是建模比较简单，用来分析力筋形状复杂且数量较多的结构比较方便。

1. 定义单元及材料属性

```
finish
/clear
/prep7
rd0=20.0                !钢筋直径
et,1,solid65
et,2,link8
mp,ex,1,33e3
mp,prxy,1,0.20
r,1
hnta=28
hntl=2.6
tb,concr,1
tbdata,,0.7,1.0,hntl,-1
mp,ex,2,2.1e5
mp,prxy,2,0.30
```

2. 几何建模

```
r,2,acos(-1)*0.25*rd0*rd0
!定义梁体即单元划分
blc4, , ,100,200,3000
/view,1,1,1,1
/ang,1
gplot
!定义网分时边长控制
lsel,s,loc,z,1,2999
lsel,r,loc,y,0
latt,2,2,2
lesize,all,,,20        !钢筋网格数目
lmesh,all
lsel,s,loc,z,0
lesize,all,,,4        !截面上的网格数目 4×4
vsel,all
vatt,1,1,1
```

```
mshape,0,3d
mshkey,1
vmesh,all
allsel,all
finish
```

3. 施加约束并求解

```
/solu
!施加约束
lsel,s,loc,z,0
lsel,r,loc,y,0
dl,all,,uy
dl,all,,uz
lsel,all
lsel,s,loc,z,3000
lsel,r,loc,y,0
dl,all,,uy
lsel,all
ksel,s,loc,x,0
ksel,r,loc,y,0
dk,all,ux
allsel,all
!施加荷载
qmz=0.3
asel,s,loc,y,200
sfa,all,1,pres,qmz
allsel,all
nsubst,40
outres,all,all
time,qmz*10
neqit,40
solve
finish
```

有限元模型如图 7-1 所示。

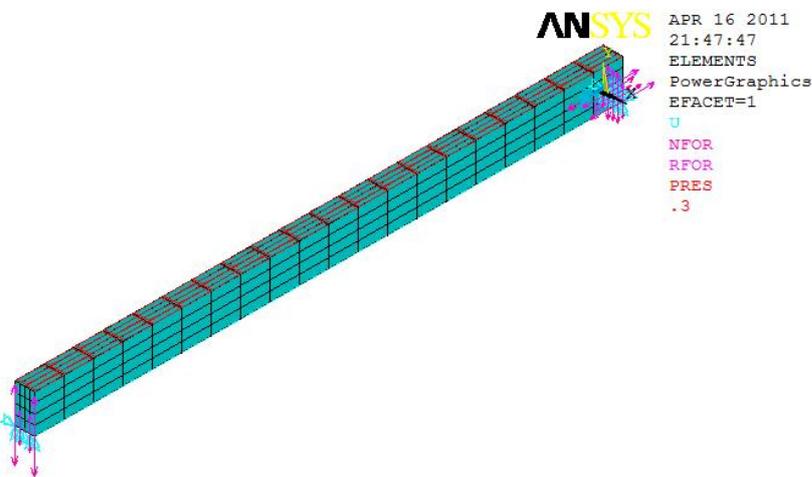


图 7-1 混凝土裂纹扩展有限元计算模型

7.2.4 加载与求解过程

施加荷载阶段，可以把荷载施加在实体模型上，但求解之前要保证所有的荷载施加在有限元模型上，荷载可以分为 DOF 约束、力、表面荷载、体积荷载、惯性力及耦合场。

```

/solu
nset,s,loc,y,15
sf,all,pres,100
nset,all
OUTRES,ALL,ALL,
nsub,10
solve
fini

```

7.2.5 计算实例及结果分析

荷载施加导致应力场的重分布，结构上表面均为受压状态，下表面均为受拉状态，当拉应力或剪应力超过结构极限强度时，出现有裂纹，构件拉应力、钢筋变形和拉—剪裂纹如图 7-2 至图 7-4 所示。

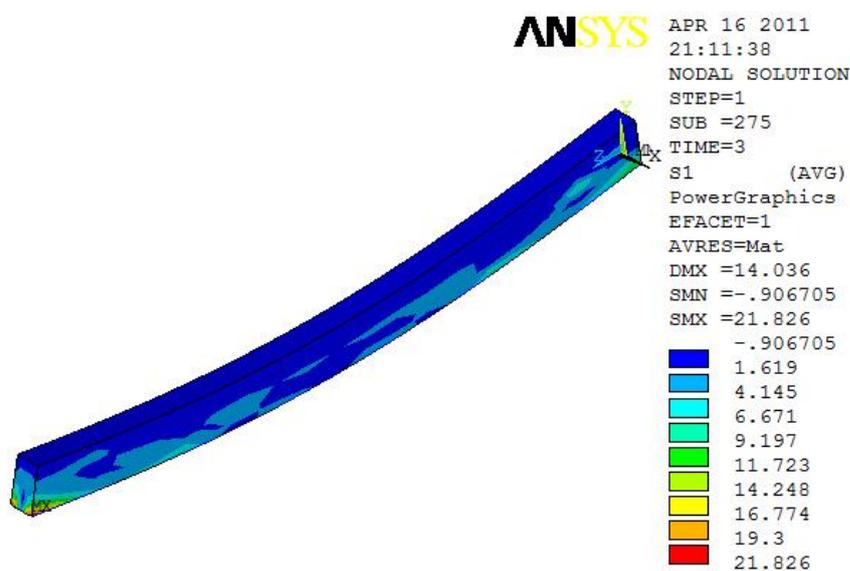


图 7-2 构件拉应力（第一主应力）(Pa)

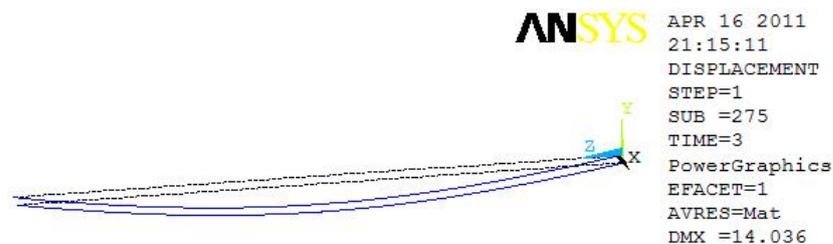


图 7-3 钢筋变形图

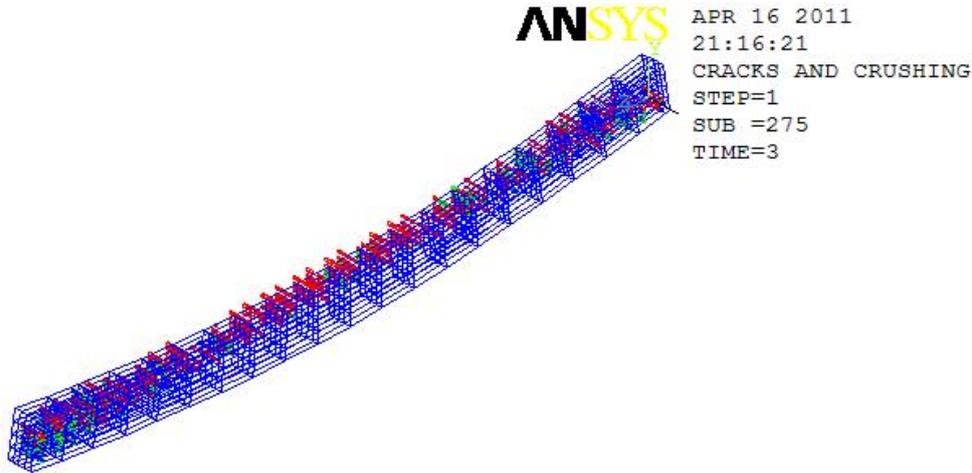


图 7-4 结构出现拉—剪裂纹

7.3 大跨度网架结构受力分析

近年来，在形式众多的复杂结构中，网格结构的发展非常迅速，在我国建成的空间网格结构就有近千座，网格结构是将杆件按一定的规律布置，通过节点连接而成的一种空间杆系结构。

7.3.1 问题的描述

网架结构按照传统的设计方法进行设计时，一般过程为：首先进行设计规划、选定网架形式及其使用材料，并根据同类结构已有的经验，假设网格尺寸、网架高度及杆件截面形状与截面面积等，在此基础上进行结构分析，然后验算整个网架结构及其组成构件是否满足强度、刚度和稳定性设计要求等。如果计算截面和假定截面有出入，则需重新假定截面再次进行计算，重新假定截面也只是根据经验做出的一种估计。由于过程繁琐且不连续，一般只进行很少几次。由此确定的截面，只能是在给定的设计规划范围内获得相对经济合理的方案。设计的好坏常取决于最初方案的优劣，而最初方案的选定则依赖于设计人员的经验和水平，因此实际采用方案往往并非最佳方案。目前国内对网架结构的优化设计已进行了一些研究和应用，编制了相应计算程序，利用计算机实现了对截面的自动优选以求得重量最小、用料最省或造价最低的设计方案。这对于提高网架的设计质量、加快设计进程都起到一定的作用。常用的结构优化设计方法有以下几种：

(1) 准则方法。准则方法是从结构力学原理出发，建立一些最优准则，从而寻求用解析形式表示的结构设计的参数，或者通过直观的迭代运算决定结构各单元的截面参数。常用的准则方法有应力准则法、位移准则法和能量准则法等。

(2) 数学规划法。从解极值问题的数学原理出发，运用数学规划中各种方法，求得一系列设计参数的最优解。当前被引用的几种规划方法有线性规划、非线性规划中的约束最优化方法与无约束最优化方法、动态规划、几何规划等。

7.3.2 空间结构模型建立

空间刚架结构和网壳结构都属于杆系结构，多采用梁单元模拟，根据杆件构造和受力特征也可

以杆单元模拟。除非常明确的铰接连接外，杆件连接可采用刚接，而不必考虑连接节点的弹性刚度。虽然节点的连接既非铰接亦非刚接，而是弹性连接，但一般节点弹性刚度对结构内力和变形的影响都很小，均在可忽略范围之内。

建模步骤如下：定义分析类型→定义参数初始值→定义单元类型→定义实常数→定义材料属性→建立模型→生成单元。

7.3.3 加载与求解过程

有限元模型建立完毕后，就可以对其施加边界条件、惯性力及外部荷载等。

(1) 施加位移约束。路径：Main Menu→Solution→Define Loads→Apply→Structural→Displacement→On Nodes。

(2) 施加重力场。路径：Main Menu→Solution→Define Loads→Apply→Structural→Inertia→Gravity。执行路径，在弹出的 Apply Acceleration 对话框中，设置 ACELY 为 9.81，其余保持默认值，单击 OK 按钮。完成后，这时可以看到有一个红色向上的箭头出现在坐标原点。

(3) 施加外部荷载。路径：Main Menu→Solution→Define Loads→Apply→Structural→Force/Moment→On Nodes。

(4) 求解。执行路径 Main Menu→Solution→Current LS，完成求解。

上述过程也可通过命令施加。

7.3.4 计算实例及结果分析

1. 六角星形穹顶

空间桁架采用 LINK8 单元，空间刚架为 BEAM 单元，计算命令流如下：

```
!建立模型前处理
finish
/clear
/prep7
!定义单元和实常数选择控制参数
!1=link8,实常数 1;2=beam4,实常数 2;3=beam4,实常数 3
elestif=3
r1=500
r2=250
b=62.16
a=20
*if,elestif,eq,1,then
et,1,link8
*else
et,2,beam4
*endif
mp,ex,1,3030.0
mp,prxy,1,3030/1096/2-1
```

```
r,1,317
r,2,317,23770,2950,1,1,,
rmore,,9180
r,3,317,8370,8370,1,1,,
rmore,,14110

csys,1
k,1,r1,30
kgen,6,1,1,,,60
k,7,r2,,b
kgen,6,7,7,,,60
k,13,,,a+b
csys,0
*do,i,1,5,1
l,i,i+6
l,i,i+7
*enddo
l,6,7
l,6,12
*do,i,7,11,1
l,i,i+1
*enddo
l,12,7
*do,i,7,12,1
l,i,13
*enddo
*if,elestif,eq,1,then
latt,1,1,1
lesize,all,,,1
*elseif,elestif,eq,2
latt,1,2,2
lesize,all,,,10
*elseif,elestif,eq,3
latt,1,3,2
lesize,all,,,10
*endif
lmesh,all
ksel,s,loc,z,0
dk,all,all
ksel,all
finish
```

六角星形穹顶空间计算模型如图 7-5 和图 7-6 所示。

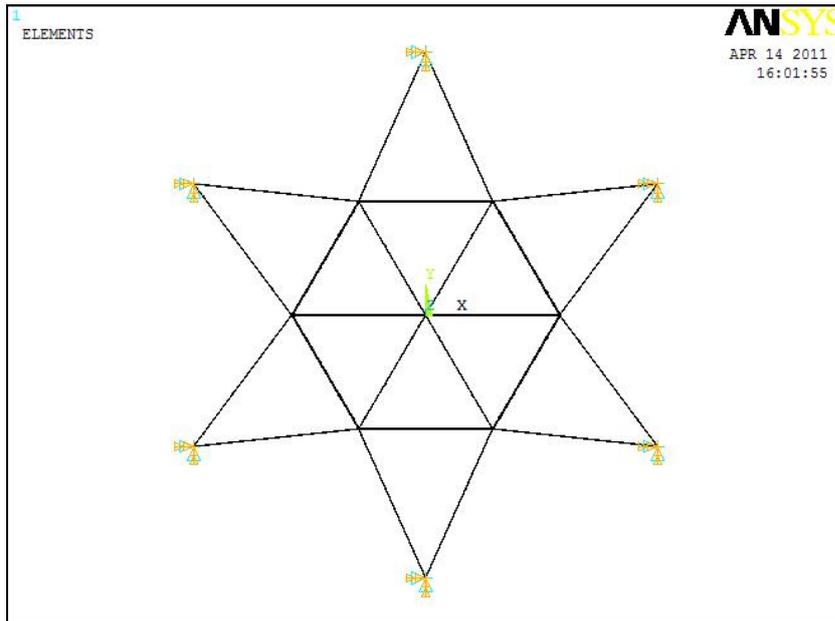


图 7-5 平面图

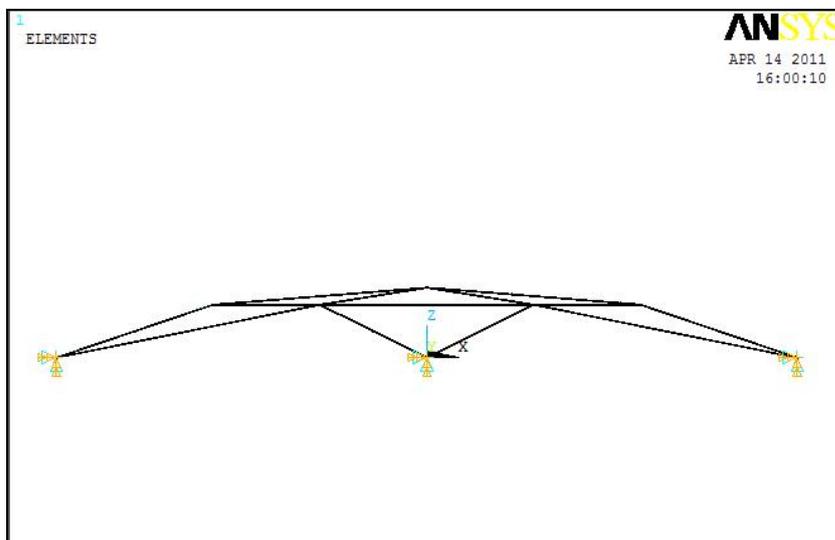


图 7-6 正面图

```
!进入求解器
/solu
antype,0
nlgeom,1
outres,all,all
nsubst,200
fk,13,fz,-1500
arclen,1
solve
finish
```

```

! 后处理
/post26
node1=node(0,0,kz(13))
nsol,2,node1,u,z,dduz
prod,3,2,,,,,,,,-1,1,1
prod,4,1,,,,,,,,1500,1,1
xvar,3
plvar,4

```

穹顶中心沉降如图 7-7 所示。

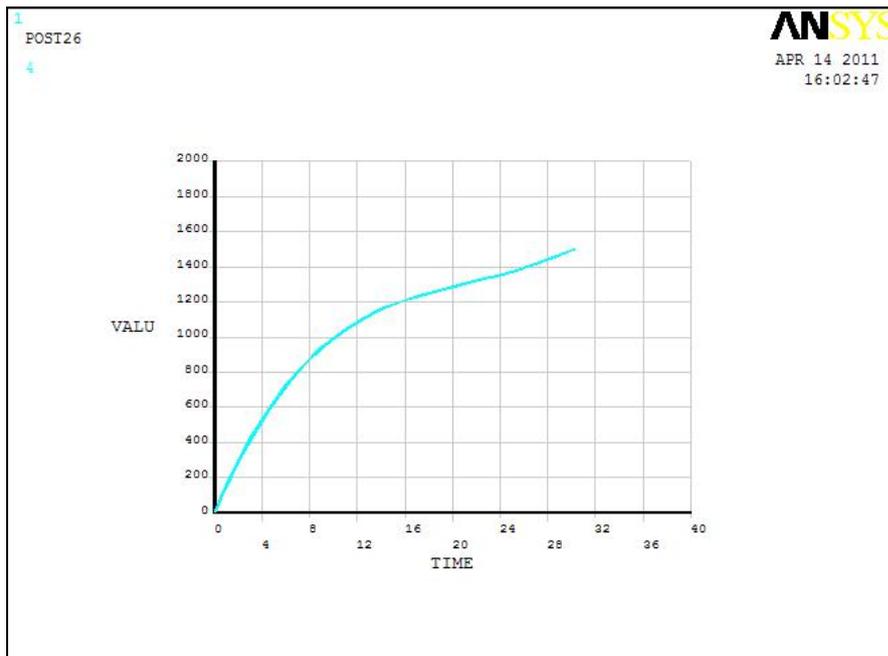


图 7-7 穹顶中心沉降时间历程曲线

```

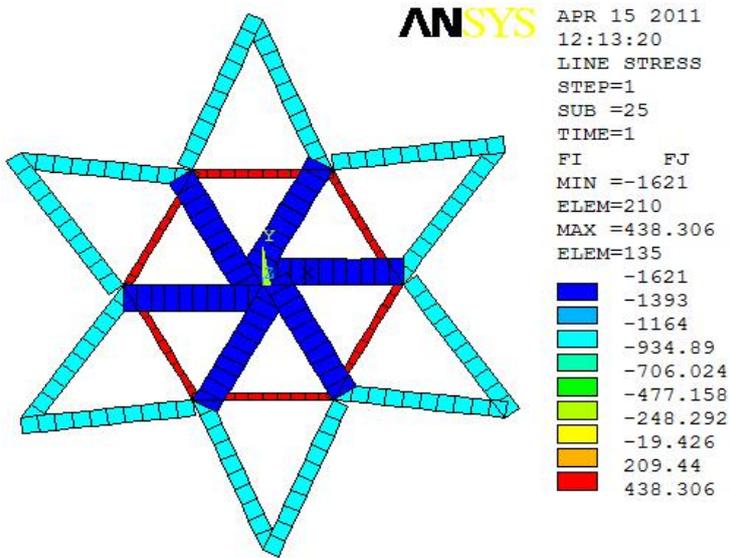
! 提取网架结构弯矩、轴力
/post1
etable,mi,smisc,6
etable,mj,smisc,12
p1ls,mi,mj,-0.2
etable,fi,smisc,1
etable,fj,smisc,7
p1ls,fi,fj,0.2

```

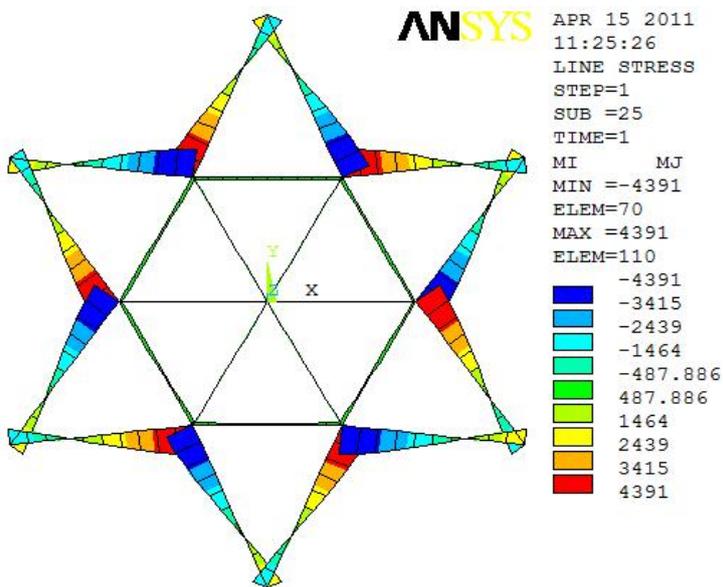
大跨度网架结构受力如图 7-8 所示。

2. 菱形单片索网分析

索网结构与单悬索不同，从建筑几何角度出发，可以要求结构在预应力张拉完毕后的初始状态具有给定的外形和几何。从施工方便角度，各索段具有相同的无应力长度。从受力合理的角度，可以要求结构某些或全部单元在初始状态具有相同的预应力等。一般在设计索网结构时，大多给定期望的预应力状态和几何边界，要求确定初始形状。由于索网结构的内容是十分丰富的，这里仅就给定期望的预应力状态和几何边界介绍如何确定初始形状问题。



(a) 轴力



(b) 弯矩

图 7-8 大跨度网架结构受力

!建立模型前处理

```

finish
/clear
/prep7
netnum=4
netsiz=9.15
f=3.66
a=0.001468

```

```

t0=8e5
deadld=1e3
istran=0.999
et,1,link10
r,1,a,istran
mp,ex,1,t0/(istran*a)
mp,prxy,1,0.3
k,1
k,2,0,netnum*netsiz
k,3,netnum*netsiz
l,1,2
l,1,3
l,2,3
ldiv,all,,netnum
*do,i,1,netnum-1
xi=i*netsiz
yi=(netnum-i)*netsiz
l,kp(xi,0,0),kp(xi,yi,0)
l,kp(0,xi,0),kp(yi,xi,0)
*enddo
lsel,u,tan1,x
lsel,u,tan1,y
ldele,all
lsel,all
lovlap,all
lsymm,x,all
lsymm,y,all
nummrg,all
*do,i,1,netnum+1
xi=(i-1)*netsiz
yi=(netnum+1-i)*netsiz
dfv=f-(netnum+1-i)*2*f/netnum
dk,kp(xi,yi,0),ux,,,,uy
dk,kp(xi,yi,0),uz,dfv

dk,kp(xi,-yi,0),ux,,,,uy
dk,kp(xi,-yi,0),uz,dfv

dk,kp(-xi,yi,0),ux,,,,uy
dk,kp(-xi,yi,0),uz,dfv

dk,kp(-xi,-yi,0),ux,,,,uy
dk,kp(-xi,-yi,0),uz,dfv
*enddo
lesize,all,,,1
lmesh,all
finish

```

菱形单片索网计算模型如图 7-9 和图 7-10 所示。

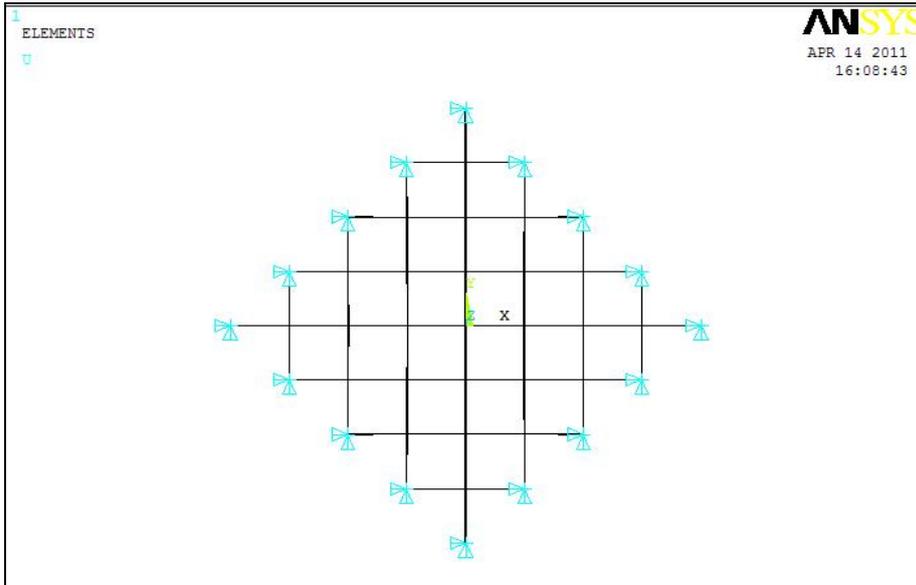


图 7-9 平面图

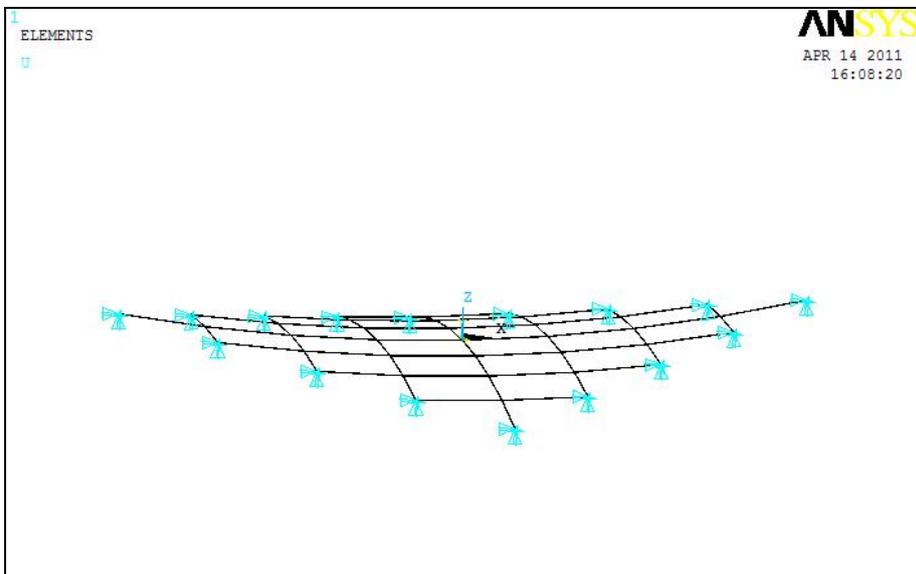


图 7-10 正面图

```
!进入求解器
/solu
antype,0
nlgeom,on
nsubst,10
solve
finish
/prep7
upgeom,1,last,last,ex822,rst
*do,i,1,netnum+1
```

```

xi=(i-1)*netsiz
yi=(netnum+1-i)*netsiz
dk,kp(xi,yi,0),uz
dk,kp(xi,-yi,0),uz
dk,kp(-xi,yi,0),uz
dk,kp(-xi,-yi,0),uz
*enddo
*do,i,1,5
finish
/solu
solve
finish
/prep7
upgeom,1,last,last,ex822,rst
*enddo

mp,ex,1,2.0e11
r,1,a,t0/(a*2.0e11)
/solu
time,1
solve
time,2
f,all,fz,-deadld*netsiz*netsiz
solve
! 后处理提取索网轴力
/post1
etable,fi,smisc,1
etable,fj,smisc,7
ppls,fi,fj,0.2

```

菱形单片索网结构轴力如图 7-11 所示。

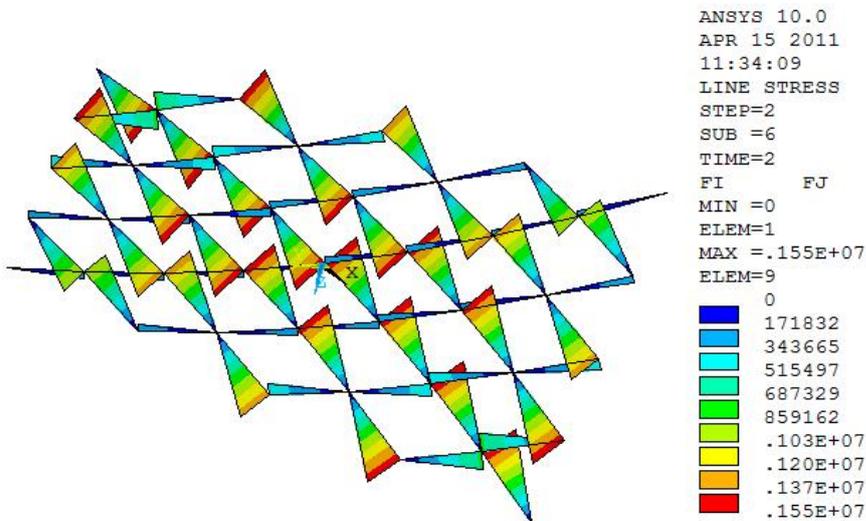


图 7-11 菱形单片索网结构轴力

3. 伞形索分析

上述单片索网采用刚性边界，即索网均采用较小的弹性模量以削弱索弹性刚度的影响。当采用索边界或有主、副索时，应当考虑边界索和主索弹性刚度的影响，而副索仍然可假定较小的弹性模量找形。图 7-12 所示为伞形索网，从中间的桅杆上吊挂 4 根主索，其面积为 0.01m^2 ，初始预拉力为 1800kN 。边界索面积同主索，初始预拉力为 500kN 。内部索面积均为 0.0006m^2 ，初始预拉力为 200kN 。找形时控制主索的最大拉力不超过 4000kN ，可利用该条件进行多次模型更新，以获得预期的索力分布，其找形分析命令流如下：

```
! 进入前处理
finish
/clear
/prep7
netn=36
l0=60
r0=1.2
nets=l0/netn
f=25.0
a1=0.01
a2=0.0006
a3=0.01
t1=1800e3
t2=200e3
t3=500e3
em=1.8e11
istran=0.999
et,1,link10
r,1,a1,t1/(a1*em)
r,2,a2,istran
r,3,a3,t3/(a3*em)
mp,ex,1,t2/(istran*a2)
mp,prxy,1,0.3
mp,ex,2,em
mp,prxy,2,0.3
!创建边界线
csys,1
*do,i,1,12
k,i,l0/2,(i-1)*30
*enddo
*do,i,1,4
k,l2+i,r0,(i-1)*90
*enddo
csys,0
*do,i,1,11
l,i,i+1
*enddo
l,1,12
!将边界线切分
wpoff,-l0/2
wprota,,,90
```

```
*do,i,1,netn-1
wpoff,,nets
lsbw,all
*enddo
wpcsys,-1
wpoff,-10/2
wprota,-90
*do,i,1,netn-1
wpoff,,nets
lsbw,all
*enddo
wpcsys,-1
cm,outline,line
!创建边界上点与点的连线
*do,i,1,netn-1
xi=(i-netn/2)*nets
ksel,s,loc,x,xi
*get,kp1,kp,,num,min
kp2=kpNext(kp1)
l,kp1,kp2
*enddo
*do,i,1,netn-1
yi=(i-netn/2)*nets
ksel,s,loc,y,yi
*get,kp1,kp,,num,min
kp2=kpNext(kp1)
l,kp1,kp2
*enddo
allsel,all
!删除对称轴上的线并重建
lsel,s,length,,10
ldele,all
lsel,all
l,13,1
l,14,4
l,15,7
l,16,10
lovlap,all
lsel,s,loc,x,0
lsel,a,loc,y,0
cm,mainlin,line
cmsel,a,outline
lsel,inve
cm,midline,line
latt,1,2,1
cmsel,s,mainlin
latt,2,1,1
cmsel,s,outline
latt,2,3,1
allsel,all
lesize,all,,1
```

```

lmesh,all
!选择边界线上的特征点施加约束
ksel,s,,,1,12
dk,all,all
ksel,s,,,13,16
dk,all,ux,,,,uy
dk,all,uz,f
ksel,all
finish

```

有限元模型平面、正面如图 7-12 和图 7-13 所示。

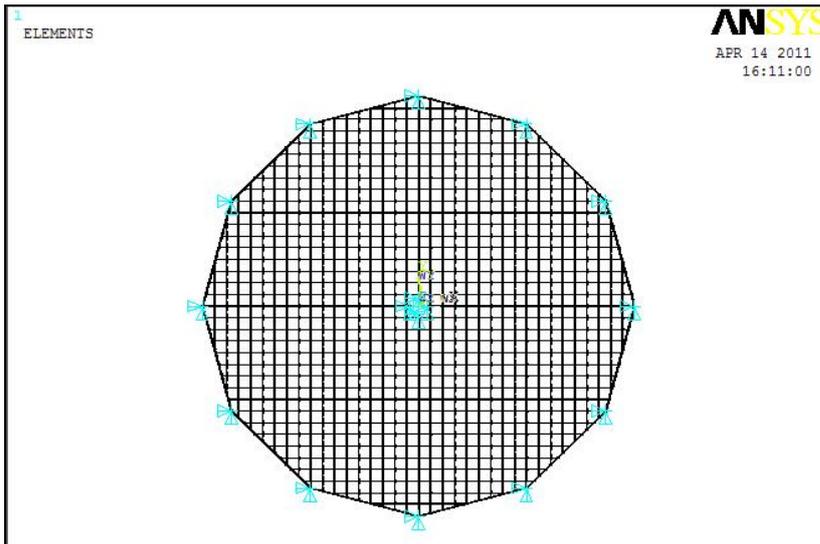


图 7-12 平面图

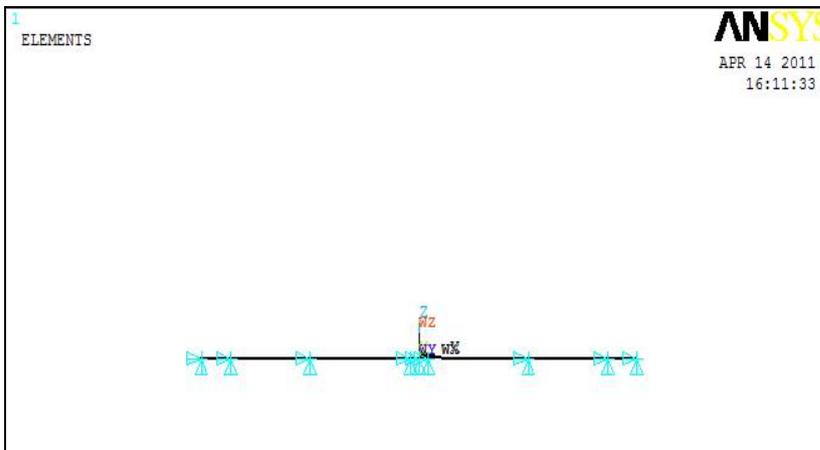


图 7-13 正面图

```

! 进入求解器
/solu
antype,0
nlgeom,on

```

```

nsubst,10
solve
finish
/prep7
upgeom,1,last,last,ex824,rst
kset,s,,,13,16
dk,all,uz
kset,all
*do,i,1,6
finish
/solu
solve
finish
/prep7
upgeom,1,last,last,ex824,rst
*enddo
! 后处理
/post1
set,1,last
plesol,smisc,1
cmsgsel,s,mainlin
esll,s
plesol,smisc,1
cmsgsel,s,midline
esll,s
plesol,smisc,1
cmsgsel,s,outline
esll,s
plesol,smisc,1

```

伞形索变形和轴力图如图 7-14 所示。

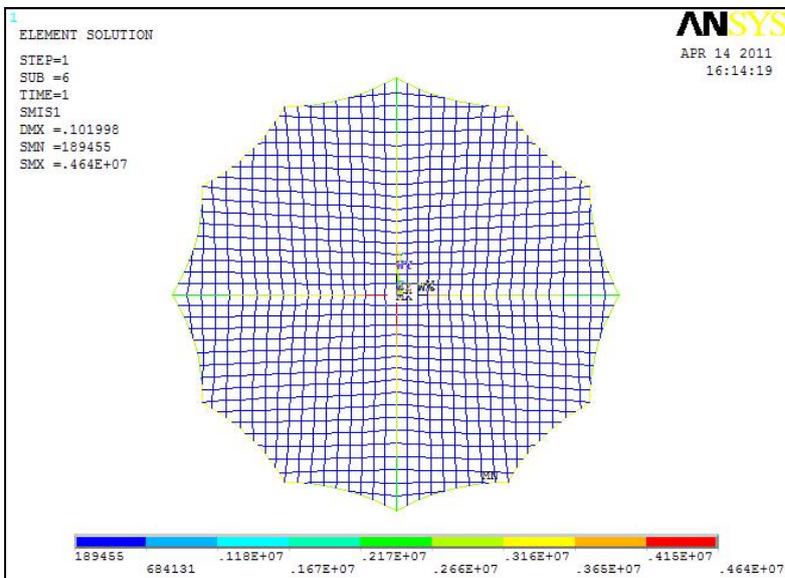


图 7-14 伞形索变形和轴力图

7.4 框架—剪力墙结构三维仿真分析

随着我国社会经济的飞速发展,建筑科学技术的不断提高,建设规模较大、结构形式多样的高层建筑是缓解我国日益紧张的土地问题和充分发挥土地综合利用率的重要途径。

7.4.1 问题的描述

对于高层建筑,结构形式一般分为框架结构、剪力墙结构、框架—剪力墙结构和筒体结构等 4 种。其中,筒体结构主要用于超高层建筑,在一般的高层结构中,前 3 种结构形式应用比较普遍。

框架结构指由梁和柱以刚接或者铰接相连接而构成承重体系的结构,即由梁和柱组成框架共同抵抗使用过程中出现的水平荷载和竖向荷载。采用结构的房屋墙体不承重,仅起到围护和分隔作用,一般由预制的加气混凝土、膨胀珍珠岩、空心砖或多孔砖、浮石等轻质板材等材料砌筑或装配而成。

剪力墙结构是用钢筋混凝土墙板来代替框架结构中的梁柱,能承担各类荷载引起的内力,并能有效控制结构的水平力,这种用钢筋混凝土墙板来承受竖向力和水平力的结构称为剪力墙结构。

框架—剪力墙结构,也称为框剪结构,它是框架结构和剪力墙结构两种体系的结合,吸取了各自的长处,既能为建筑平面布置提供较大的使用空间,又具有良好的抗侧力性能。框剪结构中的剪力墙可以单独设置,也可以利用电梯井、楼梯间、管道井等墙体。因此,这种结构已被广泛地应用于各类房屋建筑。

显然,框架—剪力墙结构的安全性检算显得相当重要,以下从几个方面分别说明。

1. 框剪结构变形特性及力学响应

框架—剪力墙结构的变形是剪弯型,即剪切型,上部层间相对变形小,下部层间相对变形大。剪力墙结构的变形为弯曲线,上部层间相对变形大,下部层间相对变形小。对于框架—剪力墙结构,由于两种结构协同工作变形协调,形成了弯剪变形,从而减小层间相对位移比和顶点位移比,使结构的侧向刚度得到了提高。

从受力特点看,水平荷载主要由剪力墙来承受。由于框架—剪力墙结构中的剪力墙侧向刚度比框架的侧向刚度大得多,在水平荷载作用下,一般情况下,约有 80%以上由剪力墙来承担。因此,使框架结构在水平荷载作用下所分配的楼层剪力,沿高度分布比较均匀,各层梁柱的弯矩比较接近,有利于减小梁柱规格,便于施工。

2. 风荷载简介

通常把风作用的平均值看成稳定风压或平均风压,实际风压是在平均风压上、下波动的。平均风压使建筑物产生一定的侧移,而波动风压使建筑物在该侧移附近左、右振动。对于高度较大,刚度较小的高层建筑,波动风压会产生不可忽略的动力效应,在设计中必须加以考虑。目前采用加大风荷载的办法解决这个动力效应问题,在风压值上乘以风振系数。结构上的风荷载可分为两种成分:平均风和脉动风。对应的,风对结构的作用也有静力的平均风作用和动力的脉动风作用。平均风的作用可用静力方法计算,而脉动风是随机荷载,它引起结构的振动,一般采用随机振动理论对其振动进行分析。

3. 风荷载计算方法

(1) 风压高度变化系数 μ_z

在大气边界层中,随着高度增加,风速加快,风速沿高度的变化规律称为风剖面,我国规范采

用指数型的剖面, 其表达式为

$$\mu_z = \begin{cases} 3.12(z/300)^{0.24}, & \text{A类地面粗糙度} \\ 3.12(z/350)^{0.32}, & \text{B类地面粗糙度} \\ 3.12(z/400)^{0.44}, & \text{C类地面粗糙度} \\ 3.12(z/450)^{0.6}, & \text{D类地面粗糙度} \end{cases} \quad (7-2)$$

式中, z 为离地面高度。

(2) 风载体型系数 μ_s 。

当风流动经过建筑物时, 对建筑物不同的部位会产生不同的效果。分为压力、吸力。空气流动产生的涡流对建筑物局部有较大的压力或吸力。因此, 对建筑物表面的作用力并不等于基本风压值。风荷载将随建筑物的体型、尺度、表面位置、表面状况而改变。一般在迎风面产生压力, 背风面产生吸力, 侧风面也产生吸力。

(3) 风振系数 β_z 。

风的作用是不规则的, 风压随着风速、风向的紊乱变化而不停地改变。通常可以把风压作用的平均值看成稳定风压。平均风压使建筑物产生侧移, 波动风压使建筑物在平均侧移附近左右摇摆, 风振系数按式 (7-3) 计算, 即

$$\beta_z = 1 + \frac{H_i}{H} \cdot \frac{\xi v}{\mu_z} \quad (7-3)$$

式中, H_i 为第 i 层标高; H 为建筑物总高; ξ 为动力系数; v 为脉动影响系数。本文不考虑风振系数的影响, 即认为 $\beta_z = 1$ 。

(4) 结构上的平均风荷载。

考虑了上述因素的影响后, 作用在建筑物表面单位面积上的风荷载标准值 W_k 由式 (7-4) 计算, 即

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z W_0 \quad (7-4)$$

(5) 我国建筑结构中抗风设计的发展。

我国目前的建筑结构技术、大跨度空间结构技术等已达到或者已接近国际先进水平。随着经济持续快速发展和城镇化进程的加快, 我国已成为建筑结构和大跨度空间结构的大国。在一些高层和超高层建筑的设计、建造过程中, 我国的科研、设计和施工水平不断提升。从单纯的学习到逐渐掌握再到创新, 完成了很多有特色的工程。在高层建筑混合结构这一符合中国经济发展特色的领域取得了丰富的研究成果和实践经验。

风作用在建筑物上虽然没有地震那么强烈, 但由于风的作用极为频繁, 实际上因风对建筑物产生的灾害比地震灾害大得多。在以后的研究中要考虑到基本风速 (风压) 的风剖面的主要因素, 然后分析随机振动理论的风振响应方法, 最后分析在风荷载作用下的基底剪力、基底弯矩和顶点顺风向水平位移的响应, 并找到引起差异的原因。当前, 我国工程建设的规模巨大, 要抓住大规模工程建设的机遇, 迎接挑战, 加强研究, 加快促进我国由建筑结构大国向强国发展。

4. 计算实例

以一框架-剪力墙结构为例, 总高度为 54m, 18 层, 层高为 3m, 结构平面图如图 7-15 所示。求其模态响应及风荷载作用下的静力行为。

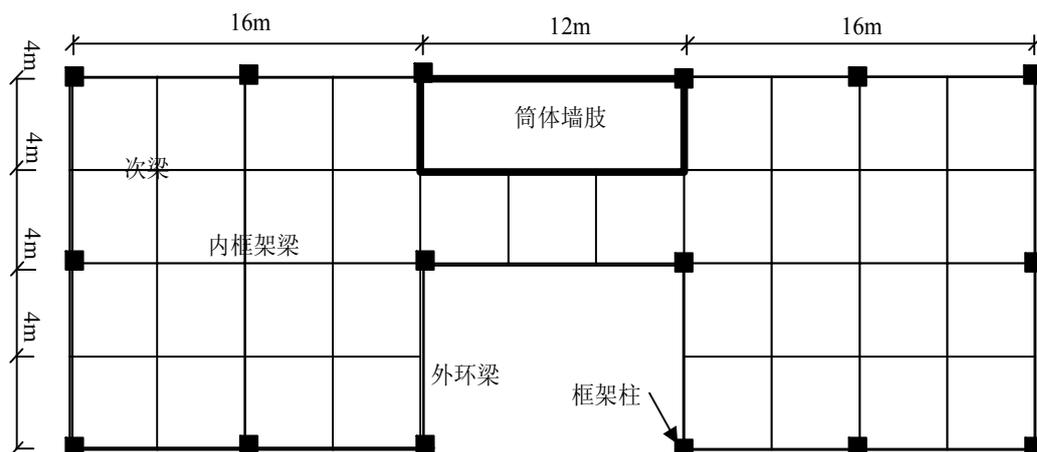


图 7-15 结构平面示意图

其主要承重构件的截面尺寸及混凝土强度标号如表 7-1 所示。为了计算方便，钢筋混凝土的密度统一为 2700kg/m^3 ，弹性模量按混凝土的弹性模量取值，泊松比取为 0.2。

表 7-1 模型参数表

构件	截面尺寸 (m)	混凝土	弹性模量 E (MPa)
框架柱	1.1×1.1	C40	3.25×10^{10}
外环梁	0.4×0.6	C40	3.25×10^{10}
内框架梁	0.5×0.8	C40	3.25×10^{10}
次梁	0.3×0.5	C40	3.25×10^{10}
筒体墙肢	0.3	C40	3.25×10^{10}
楼屋面板	0.2	C30	3.0×10^{10}
外围墙体	0.2	C30	3.0×10^{10}

竖向荷载只考虑自重。水平荷载只考虑风荷载的作用，取基本风压值为 700N/m^2 ，对于高层建筑，考虑 50 年一遇，基本风压取规定数值的 1.1 倍。风压高度变化系数按 D 类地貌取值，即 $\mu_z = 3.12(z/450)^{0.6}$ ，风荷载体形系数参照规范，对于 M 形平面，取值如图 7-16 所示，风振系数取为 1。

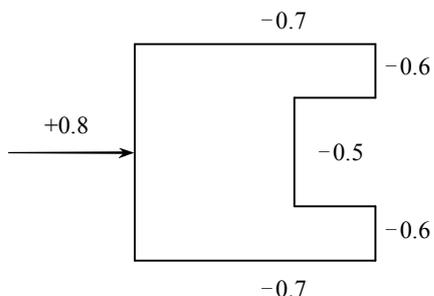


图 7-16 体形系数取值

作用在建筑物表面风荷载如下：

$$W_k = \begin{cases} 0.8 \times 0.32(z/450)^{0.6} \times 770 \\ -0.7 \times 0.32(z/450)^{0.6} \times 770 \\ -0.6 \times 0.32(z/450)^{0.6} \times 770 \\ -0.5 \times 0.32(z/450)^{0.6} \times 770 \end{cases} \quad (7-5)$$

7.4.2 复杂模型建立

框架—剪力墙结构的柱、梁采用 BEAM188 单元，楼板和外墙采用 SHELL63 单元。建模过程如下，均为命令流方式操作。

(1) 定义单元类型及材料属性。

```
/prep7
et,1,BEAM188          !梁的单元类型
et,2,SHELL63         !楼板及外墙单元类型
mp,ex,1,3.25e10      !C40 混凝土
mp,prxy,1,0.2        !泊松比
mp,dens,1,2700       !密度
mp,ex,2,3.0e10      !C30 混凝土
mp,prxy,2,0.2       !泊松比
mp,dens,2,2700      !密度
```

(2) 定义柱、梁的横截面形状及尺寸。

```
sectype,1,beam,rect  !框架柱截面
sectdata,1,1,1,1.1
sectype,2,beam,rect  !外环梁截面
sectdata,0.4,0.6
sectype,3,beam,rect  !内框架梁截面
sectdata,0.5,0.8
sectype,4,beam,rect  !次梁
sectdata,0.3,0.5
```

(3) 定义筒体、楼板及外墙的实常数。

```
r,2,0.2              !楼板及外墙厚度
r,3,0.3              !筒体厚度
```

(4) 建立整个模型的关键点。

```
k,5000,22,8,72      !设置 BEAM188 单元方向
k,1                 !第一层关键点
k,12,44
kfill,1,12
kgen,5,1,12,,,4
kgen,19,1,60,,,3   !整个模型关键点
/view,1,1,1,1      !改变视角
/ANGLE,1,270,XM,0
/REPLOT
```

(5) 建立框架柱模型。共有 16 根柱子，每根柱子由 18 条线元素构成，完成后最大的线单元编号为 288，框架柱单元模型如图 7-17 所示。

```
*do,i,1,1021,60
l,i,i+60
```

```

*enddo
lgen,3,1,18,1,8,,2
lgen,2,1,54,1,,16,,48
lgen,2,1,18,1,,8,,24
lgen,2,37,54,1,,8,,24
lgen,2,1,144,1,28,,7
latt,1,,1,,5000,,1
lesize,all,1.5
lmesh,all
lsel,u,,,all

```

!给线单元指定单元类型、材料属性、横截面编号及单元方向
!指定单元长度
!划分单元
!去掉框架柱的线元素

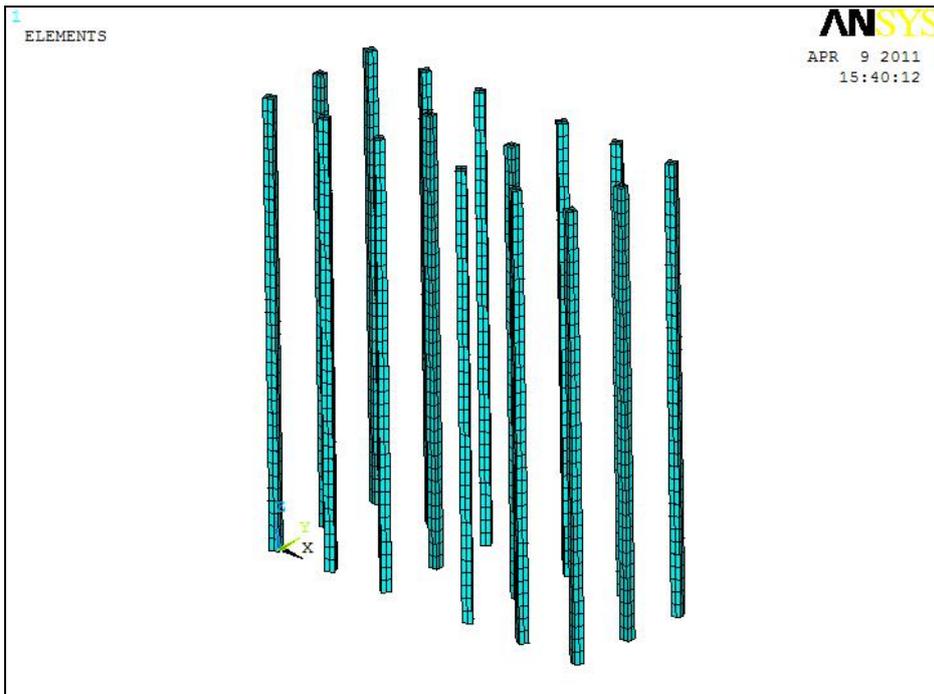


图 7-17 框架柱单元模型

(6) 建立外环梁模型。每层的外环梁共 8 根，完成后最大的线单元编号为 432。

```

1,61,65
1,65,89
1,89,92
1,92,68
1,68,72
1,72,120
1,120,109
1,109,61
lgen,18,289,296,1,,3,60
latt,1,,1,,5000,,2
lesize,all,2
lmesh,all
lsel,u,,,all

```

完成后的外环梁有限元模型如图 7-18 所示。

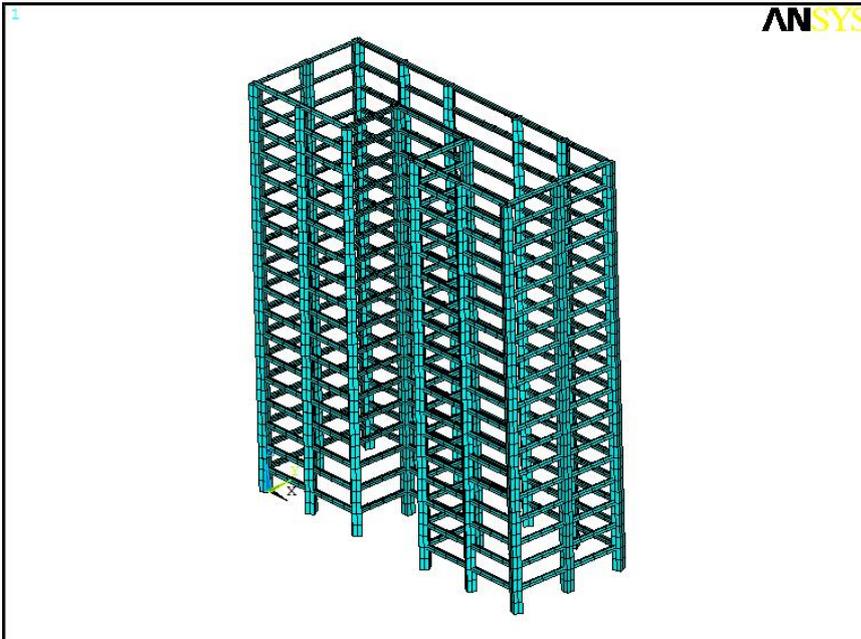


图 7-18 外环梁有限元模型

(7) 建立内框架梁模型。每层的内框架梁有 6 根，完成后最大的线单元编号为 540。

```

1,63,111
1,85,89
1,89,113
1,70,118
1,92,96
1,92,116
lgen,18,433,438,1,,3,60
latt,1,,1,,5000,,3
lesize,all,2
lmesh,all
lsel,u,,all

```

(8) 建立次梁模型。每层的内框架梁有 9 根，完成后最大的线单元编号为 702。

```

1,62,110
1,64,112
1,69,117
1,71,119
1,97,108
1,73,77
1,80,84
1,90,102
1,91,103
lgen,18,541,549,1,,3,60
latt,1,,1,,5000,,4
lesize,all,2
lmesh,all
allsel

```

!选择所有的元素

梁、柱完成后的有限元模型如图 7-19 所示。

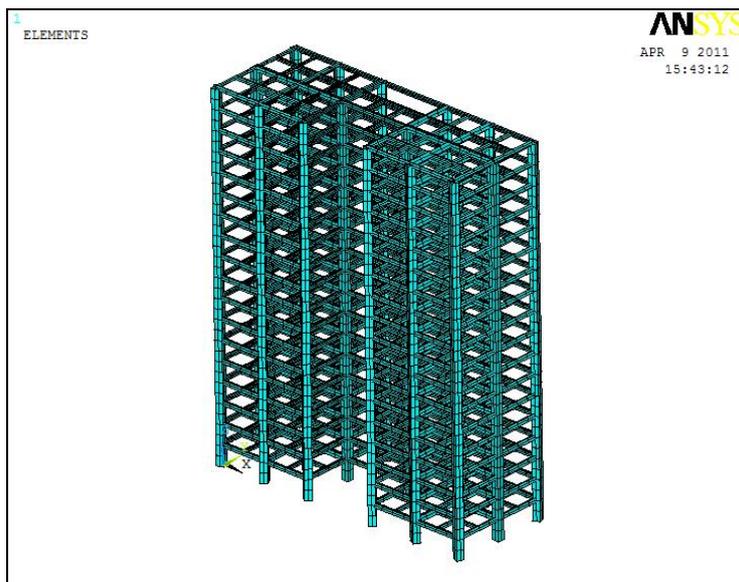


图 7-19 梁、柱有限元模型

(9) 建立楼层板模型，楼层板共 631 个面元素。

```
*do,i,61,64,1
a,i,i+1,i+13,i+12
*enddo
agen,4,1,4,1,,4,,12
*do,i,68,71,1
a,i,i+1,i+13,i+12
*enddo
agen,4,17,21,1,,4,,12
*do,i,89,91,1
a,i,i+1,i+13,i+12
*enddo
agen,18,1,35,1,,,3,60
a,1133,1136,1124,1121
```

楼层板几何模型如图 7-20 所示。

(10) 建立外墙几何模型并对楼层板及外墙划分网格，外墙共 527 个面元素，完成后最大的面元素编号为 1158。

```
*do,i,61,64,1
a,i,i+1,i+61,i+60
*enddo
*do,i,89,91,1
a,i,i+1,i+61,i+60
*enddo
*do,i,68,71,1
a,i,i+1,i+61,i+60
*enddo
*do,i,109,112,1
a,i,i+1,i+61,i+60
*enddo
```

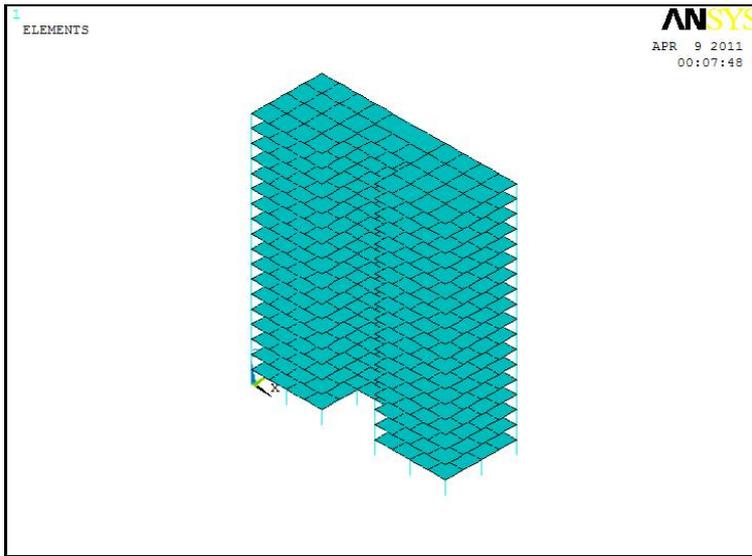


图 7-20 楼层板几何模型

```

*do,i,116,119,1
a,i,i+1,i+61,i+60
*enddo
*do,i,61,97,12
a,i,i+12,i+72,i+60
*enddo
*do,i,65,77,12
a,i,i+12,i+72,i+60
*enddo
*do,i,68,80,12
a,i,i+12,i+72,i+60
*enddo
*do,i,72,108,12
a,i,i+12,i+72,i+60
*enddo
agen,17,632,662,1,,,3,60
aatt,2,2,2
aesize,all,2
amesh,all
asel,u,, ,all

```

!指定楼层板及外墙单元属性、材料属性和实常数

完成后的有限元模型如图 7-21 所示。

(11) 建立筒体模型。

```

a,53,56,1136,1133
a,41,44,1124,1121
aatt,1,3,2
aesize,all,2
amesh,all
asel,u,mat,,1
a,41,53,1133,1121
a,44,56,1136,1124
aatt,1,3,2

```

```
aesize,all,1.5  
amesh,all  
nummrg,all  
numcmp,all  
acel,,,9.8  
allsel  
finish
```

!合并元素
!压缩元素编号

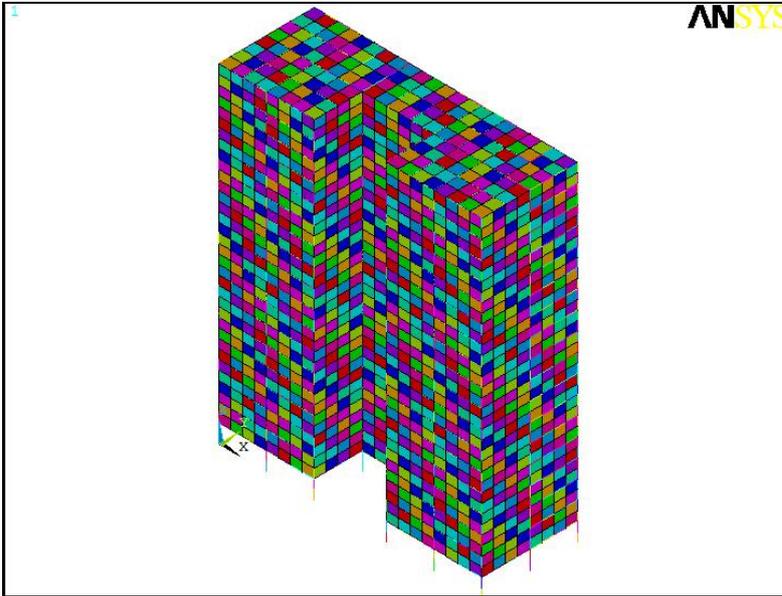


图 7-21 外墙及楼层板有限元模型

有限元整体三维计算模型如图 7-22 所示。

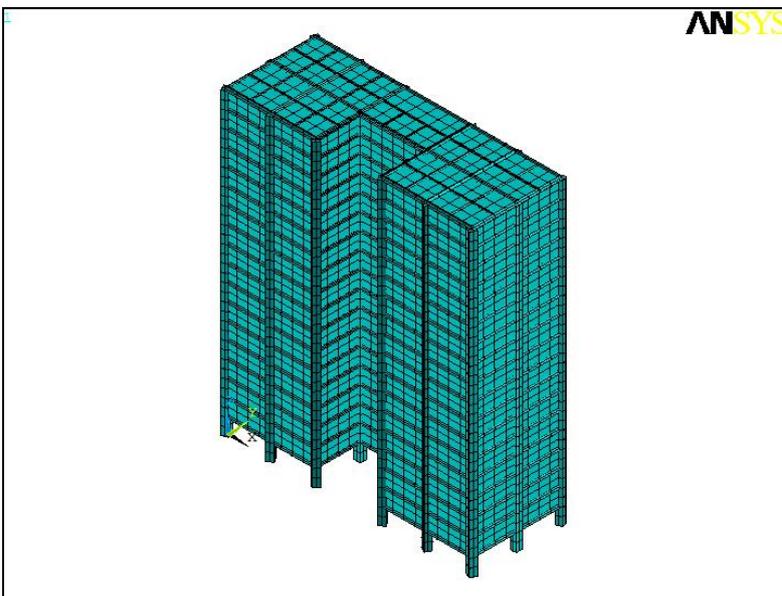


图 7-22 整个有限元模型

7.4.3 加载与求解

模型建立完毕后即可对其施加边界条件和外部荷载，并进行相应的计算求解分析。

(1) 施加边界条件及模态分析。

```
/solu
nset,s,loc,z,0
d,all,all
allsel
antype,modal
modopt,subsp,5
mxpand,5,,yes
solve
finish
```

(2) 施加重力和风荷载。

```
/solu
antype,static
alls
nset,s,loc,z,0
d,all,all
allsel
fcum,add,,
acel,,9.8
sfgrad,pres,0,z,3,-5
asel,s,loc,y,16
sfa,all,,pres,-90.7
```

(3) 求解。

```
deltim,0.2,0.05,0.4
autots,on !使用自动时间步
pred,on !打开时间步长预测器
!lnsrch,on !打开线性搜索
nlgeom,on !打开大位移效果
nropt,full,,on !设定牛顿-拉普森选项
KBC,0 !线性增加荷载
TIME,1
OUTRES,basic,1 !输出选项控制，按每一子步 rescontrol,,all,1,100
cnvtol,f,,0.02,2,1
solve
save
rescontrol,file_summany
```

施加载荷及约束的三维计算模型如图 7-23 和图 7-24 所示。

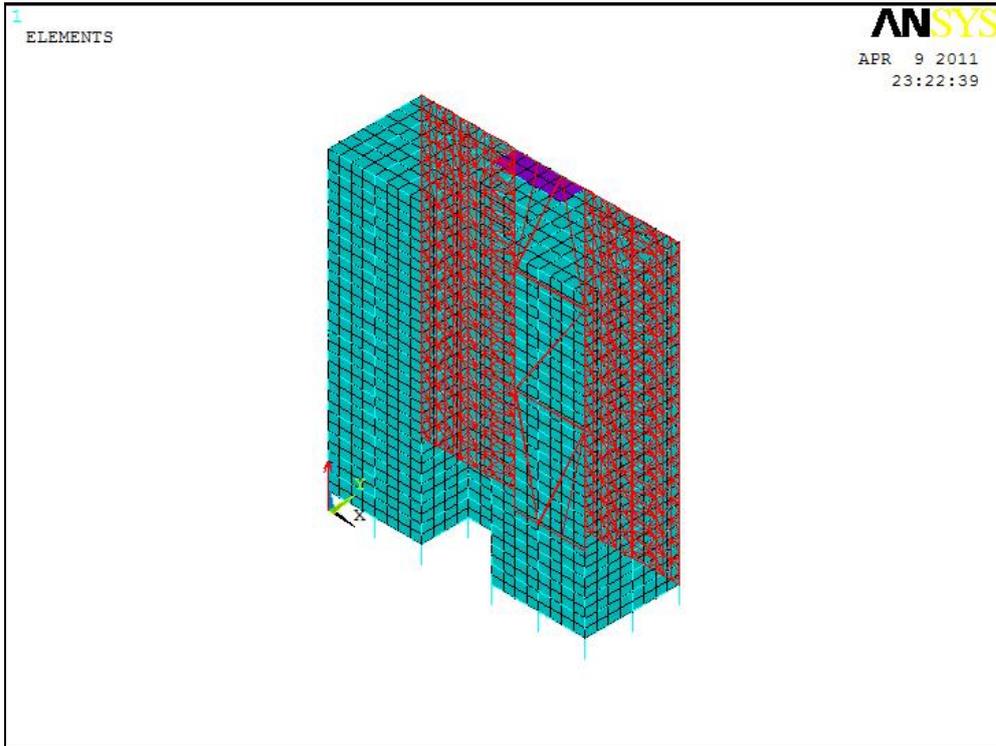


图 7-23 完成风荷载施加后的模型

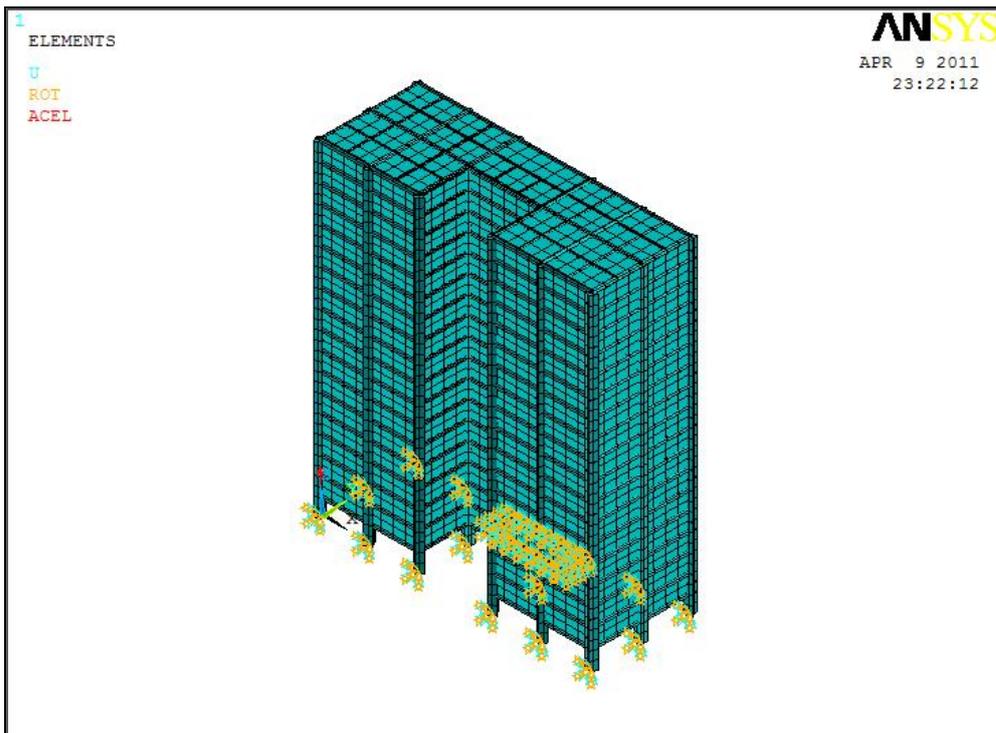


图 7-24 施加约束的三维计算模型

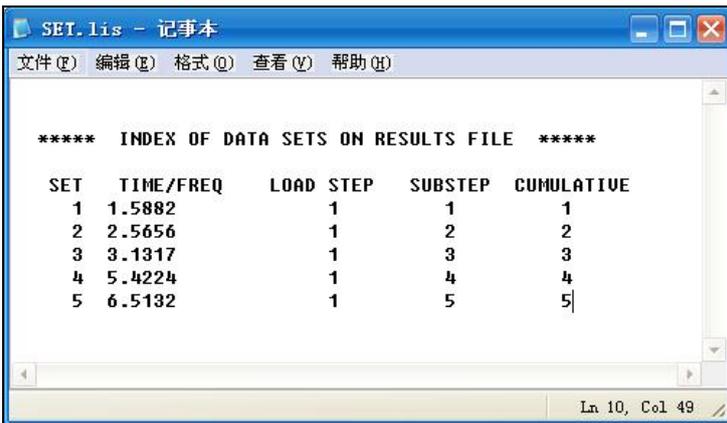
7.4.4 计算实例及结果分析

1. 模态分析结果

频率和模态振型是结构的重要动力特性,这里计算了框架—剪力墙结构的固有频率及对应的振型,以参照对比。

(1) 结构自振周期。

执行路径 Main Menu→General Postproc→Results Summary, 就可以得到前 5 阶的频率, 如图 7-25 所示。



SET	TIME/FREQ	LOAD	STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	1.5882		1	1	1
2	2.5656		1	2	2
3	3.1317		1	3	3
4	5.4224		1	4	4
5	6.5132		1	5	5

图 7-25 前 5 阶频率

(2) 结构振形。

路径 1: Main Menu→General Postproc→Read Results→By Pick, 如图 7-26 所示。

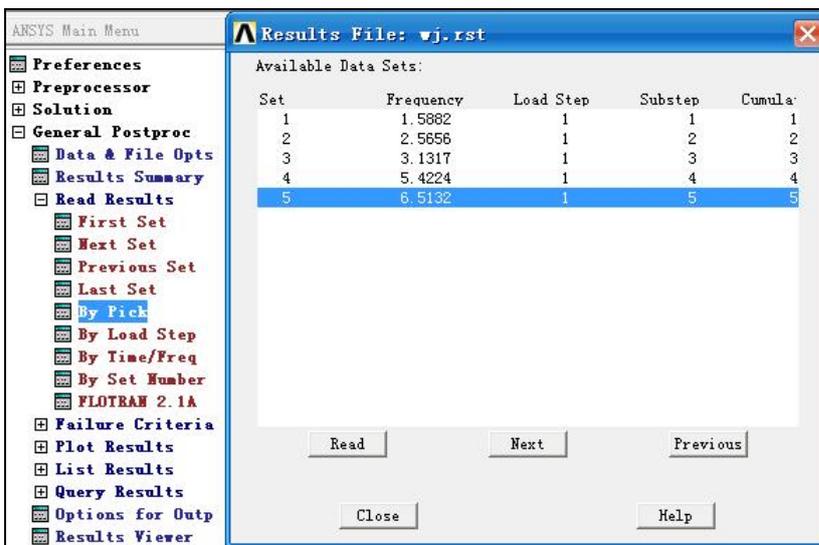


图 7-26 选择计算步

路径 2: Main Menu→General Postproc→Plot Results→Deformed Shape, 如图 7-27 所示。



图 7-27 提取振形图

! 后处理, 提取各阶振形图

```

/post1
set,1
/view,1,1,1,1
/ang,1
/ang,1,-180,xs,1
/ang,1,-60,zs,1
pldisp,1
set,2
pldisp,1
set,3
pldisp,1
set,4
pldisp,1

```

由振形图 7-28 至图 7-31 可以看出, 模型结构以水平振形为主。第一阶振形为 Y 向的平动, 第二阶振形为绕 Z 轴的转动, 第三阶振形也为绕 Z 轴的转动, 第四阶振形为 X 向的平动。

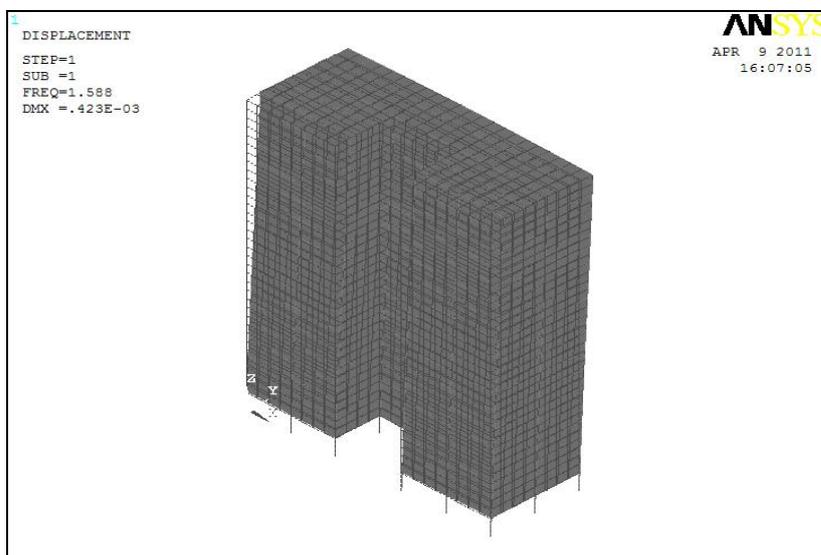


图 7-28 第一阶振形

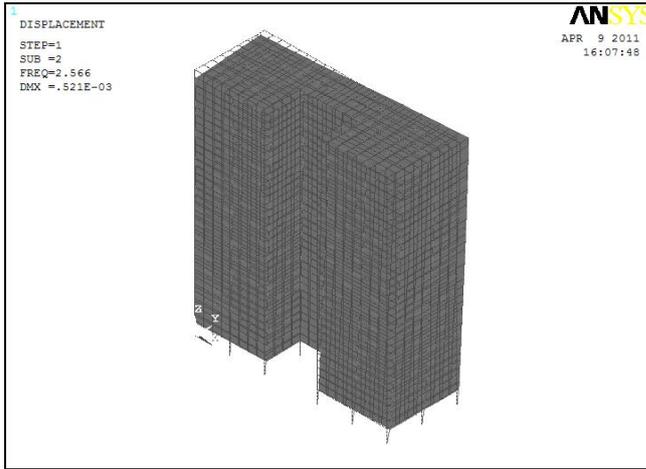


图 7-29 第二阶振形

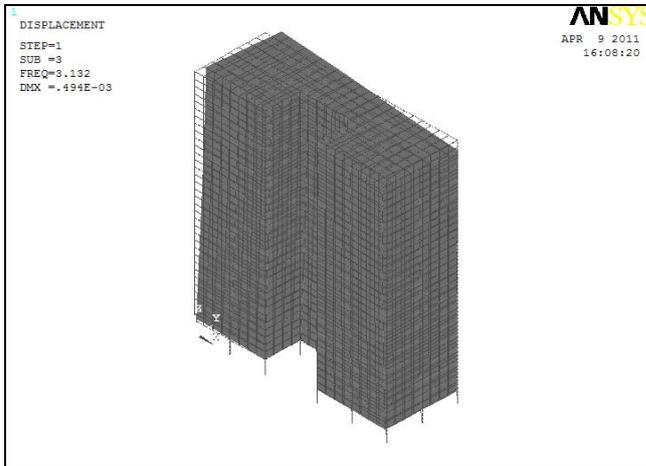


图 7-30 第三阶振形

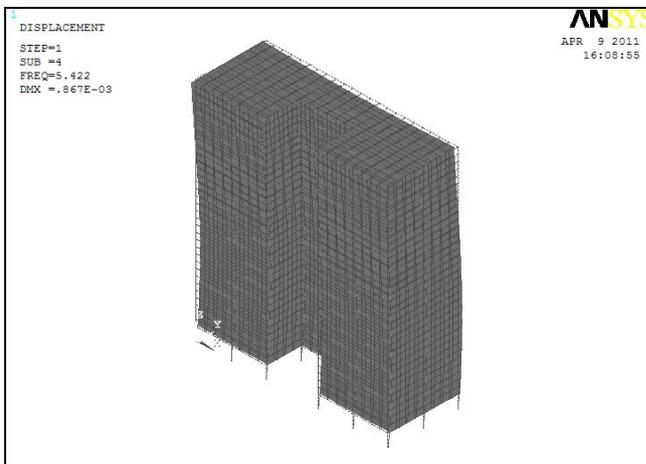


图 7-31 第四阶振形

2. 力学行为分析结果

框架—剪力墙结构主要承受自重和风荷载，为检算其结构安全性，计算得到变形特性和受力特性如下：

(1) 结构变形分析。

```

/post1
set,last
plnsol, u,sum, 0,1.0
plnsol, u,x, 0,1.0
plnsol, u,y, 0,1.0
  
```

得到如图 7-32 至图 7-34 所示的总变形、X 方向和 Y 方向节点位移图。

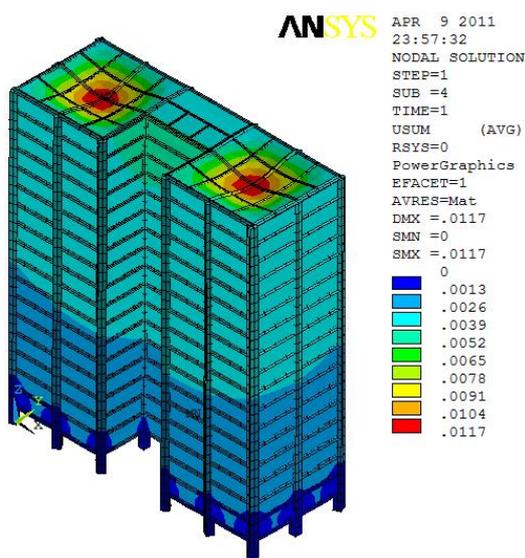


图 7-32 整体变形图 (m)

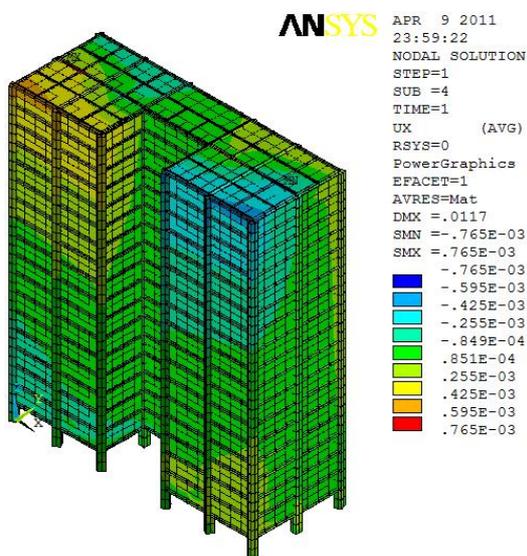


图 7-33 X 方向节点位移图 (m)

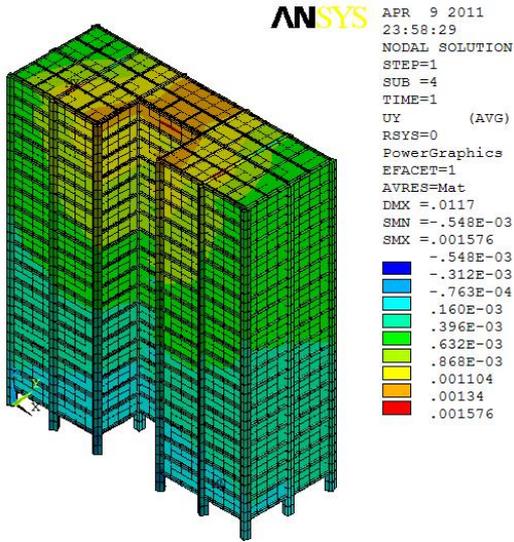


图 7-34 Y 方向节点位移图 (m)

路径 1: Main Menu→General Postproc→Path Operation→Define Path→By nodes

路径 2: Main Menu→General Postproc→Path Operation→Define Path→Path options

选择节点 1 和 70, 定义路径 path1。执行路径 2, 指定分段方式为 Accurate divisions。

路径 3: Main Menu→General Postproc→Path Operation→Map onto Path

执行路径 3, 在弹出的对话框中, 输入 Lab 为 PX, 选择 “Ux”, 单击 Apply 按钮; 输入 Lab 为 PY, 选择 “Uy”, 单击 OK 按钮。

路径 4: Main Menu→General Postproc→Path Operation→Plot path Item→Path range

路径 5: Main Menu→General Postproc→Path Operation→Plot path Item→On graph

执行路径 4, 指定 ZG 为 X 坐标, 其范围为 0~60, 增量为 1。执行路径 5, 在弹出的对话框中选择 “px”, “py”。单击 OK 按钮, 得到如图 7-35 所示的沿高度方向的位移变化曲线。

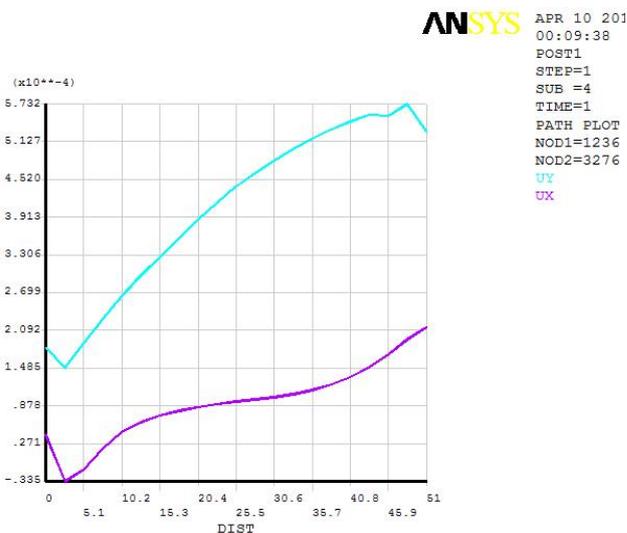


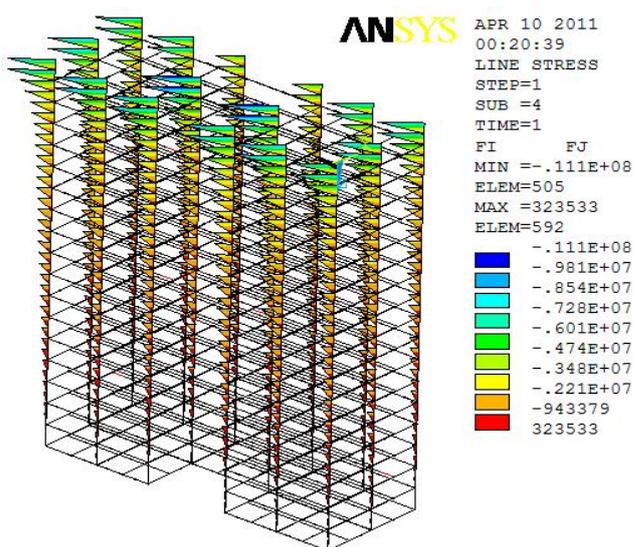
图 7-35 变形沿高度变化曲线

(2) 各柱的受力分布。

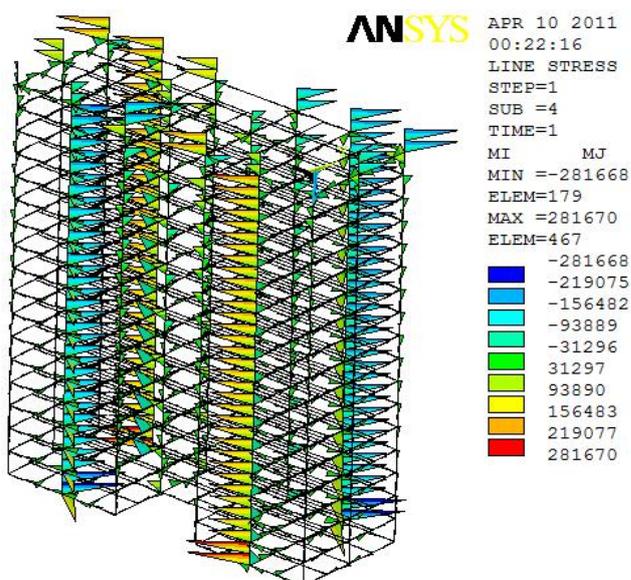
```

/post1
etable,fi,smisc,1
etable,fj,smisc,7
ppls,fi,fj,0.2
etable,mi,smisc,6
etable,mj,smisc,12
ppls,mi,mj,-0.2
  
```

得到框架结构轴力、弯矩分布如图 7-36 所示。



(a) 轴力 (N)



(b) 弯矩 (N·m)

图 7-36 框架结构受力状态