# 4小震下结构的分析

在上一章，确定了用CSI公司研发的ETABS建模分析，在本章，我们主要对结构进行小震下的分析。

### 4.1FNA快速非线性分析

### 4.1小震分析**分析**

对于带桁架的模型，其中的滑动平板支座。我们使用ETABS中的摩擦摆隔震支座模拟，由于是滑动平板支座，故Friction Isolator模拟器的参数具体设置见图4-5，图4-6，图4-7。

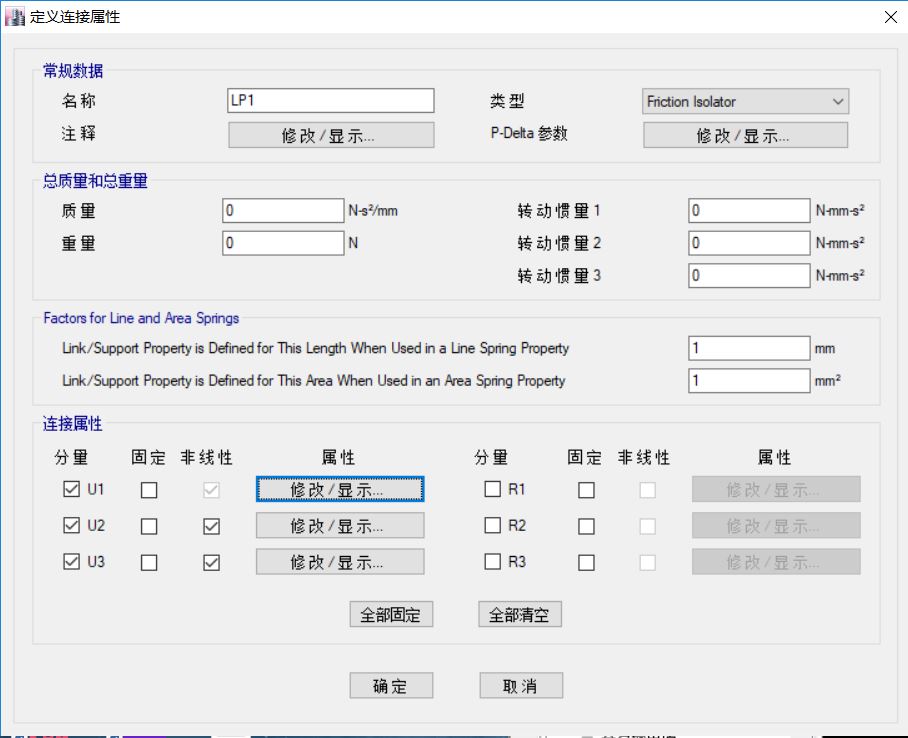


图4-5本案例中滑动平板支座模拟参数设置

其中有效刚度可以近似的等于滑动平板的刚度，摩擦系数按照滑动平板支座的真实摩擦系数取值，在水平面即U2、U3方向，由于滑动平板支座支撑面水平，故我们将净摆半径设置为0，速率参数我们取0.03，具体取值流程参见参考《软件校验手册》。



图4-6 滑动平板支座模拟U1方向参数



图4-7滑动平板支座的模拟U2,U3方向参数

ETABS中建立的结构模型如下图所示：

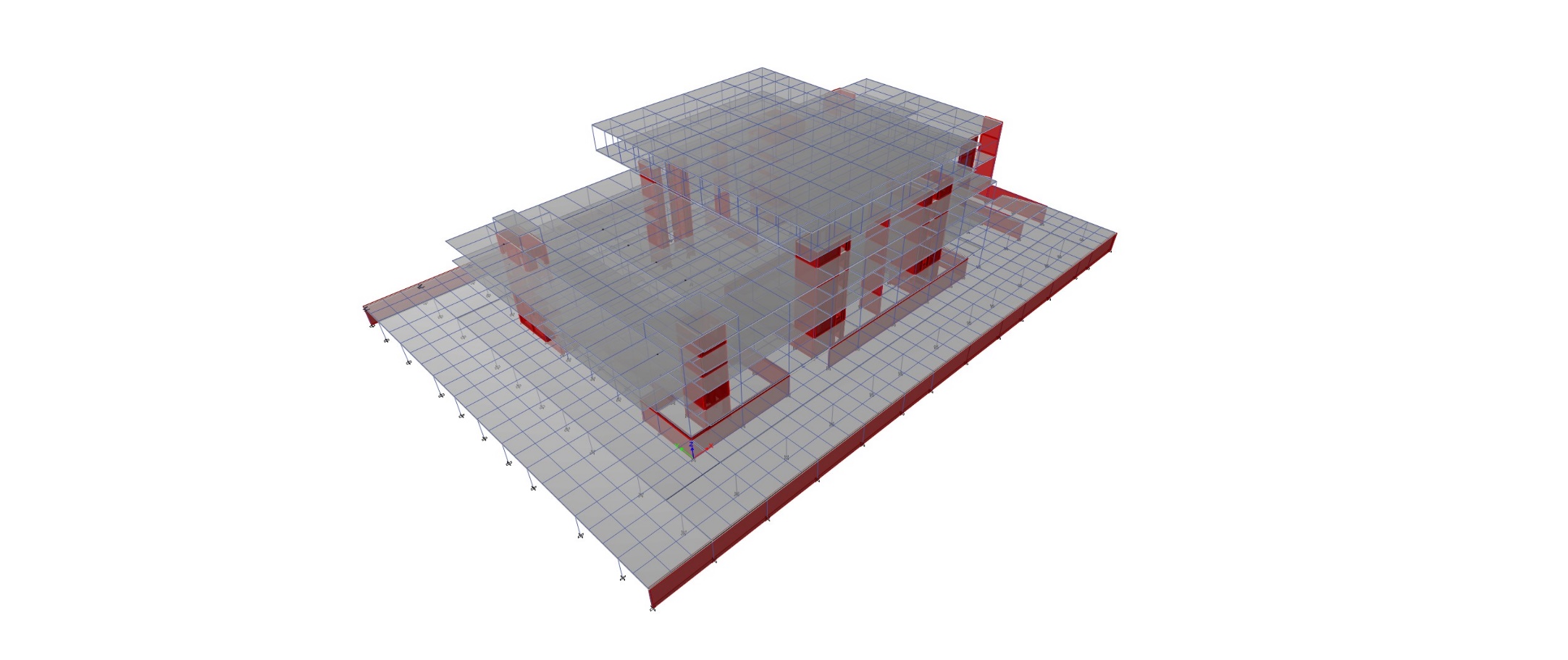


图4-1结构模型

1结构的质量

为了验正ETABS模型的正确性，我们用PKPM建立带桁架且将滑动支座固定的模型，用于对比两者的质量，PKPM中建立的模型如下图所示：

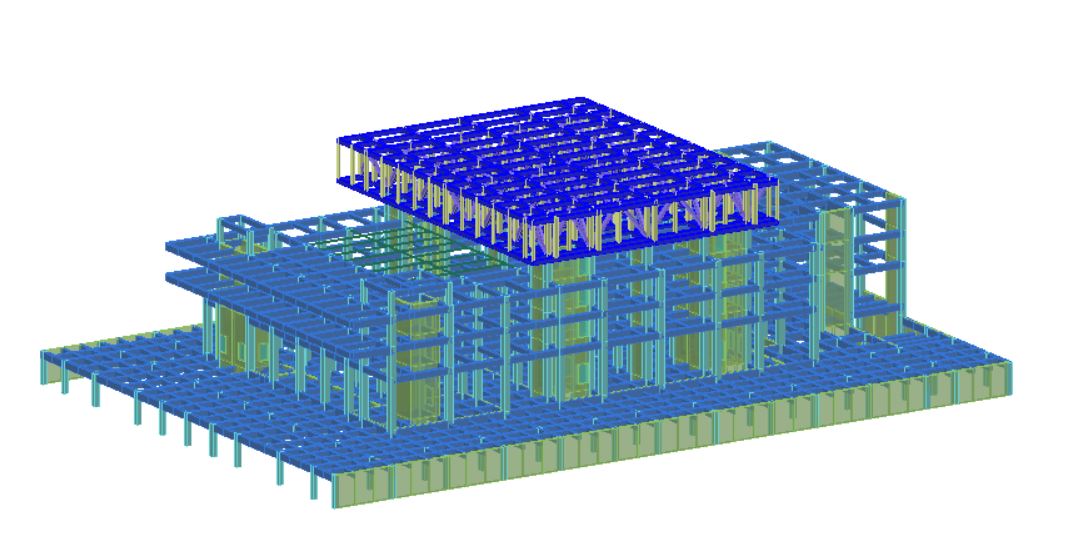


图4-1PKPM中的模型（固定上部桁架层）

两种软件中质量的对比如下表：

表4-2带桁架的质量对比

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 楼层 | SATWE | ETABS | 误差 |
| 7 | 1710.8 | 1616.03 | 5.4 |
| 6 | 1523.2 | 1644.6 | 8.0 |
| 5 | 724.0 | 633.8 | 12.4 |
| 4 | 4910.7 | 4520.4 | 7.9 |
| 3 | 4228.1 | 3851.2 | 8.9 |
| 2 | 5449.2 | 5200.3 | 4.5 |
| 1 | 28558.0 | 29179.1 | 2.2 |
| 总质量 | 47103.9 | 46645.9 | 1.0 |

如上表示所示，误差最大的位置式第5层，由于ETABS中，平板滑动支座不考虑质量，而在SATWE中，平板滑动支座用钢柱代替，因此才会出现SATWE模型在该层的质量远大于ETABS中模型该层的质量。而在其他层，楼层误差基本小于10%，可以看作两种建立的模型一致。

2结构模拟计算结果的周期：

计算结果表明，在ETABS带桁架的模拟结果中，各个方向的振型质量参与系数均大于90%，符合规范的要求，对于第一周期，带桁架模型的模拟结果和不带桁架模型模拟结果均小于《高规》规定的0.85，可以认为是符合要求，但是两种模型第一周期模拟结果的误差为6.2%。

表4-3 结构周期和振型计算结果

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 振型号 | 周期(s) | X向侧振成分 | Y向侧振成分 | 扭振成分 |
| 1 | 0.408 | 0.913 | 0.005 | 0.082 |
| 2 | 0.379 | 0.006 | 0.989 | 0.005 |
| 3 | 0.326 | 0.067 | 0.004 | 0.929 |
| 4 | 0.224 | 0.29 | 0.004 | 0.705 |
| 5 | 0.204 | 0.059 | 0.859 | 0.081 |
| 6 | 0.201 | 0.609 | 0.065 | 0.326 |
| 7 | 0.154 | 0.006 | 0.03 | 0.964 |
| 8 | 0.127 | 0.04 | 0.576 | 0.384 |
| 9 | 0.121 | 0.237 | 0.052 | 0.711 |
| 10 | 0.106 | 0.013 | 0.603 | 0.384 |
| 11 | 0.103 | 0.242 | 0.013 | 0.745 |
| 12 | 0.099 | 0.004 | 0.541 | 0.455 |
| 13 | 0.097 | 0.003 | 0.001 | 0.996 |
| 14 | 0.092 | 0.673 | 0.012 | 0.315 |
| 15 | 0.085 | 0.013 | 0.691 | 0.296 |
| 16 | 0.084 | 0.18 | 0.216 | 0.604 |
| 17 | 0.082 | 0.113 | 0.067 | 0.821 |
| 18 | 0.081 | 0.542 | 0.026 | 0.432 |
| 19 | 0.08 | 0.104 | 0.048 | 0.848 |
| 20 | 0.076 | 0.48 | 0.18 | 0.34 |
| 21 | 0.076 | 0.472 | 0.001 | 0.527 |

表4-3参与振型的有效质量系数

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 工况 | 项目类型 | 项目 | 静力（%） | 动力（%） |
| Modal | Acceleration | UX | 100 | 98.35 |
| Modal | Acceleration | UY | 100 | 98.9 |

依据《高规》5.1.13条，各振型的参与质量之和不应小于总质量的90%

第1地震方向EX的有效质量系数为98.35%，参与振型足够。

第2地震方向EY的有效质量系数为98.9%，参与振型足够。

前三阶振型图如下所示

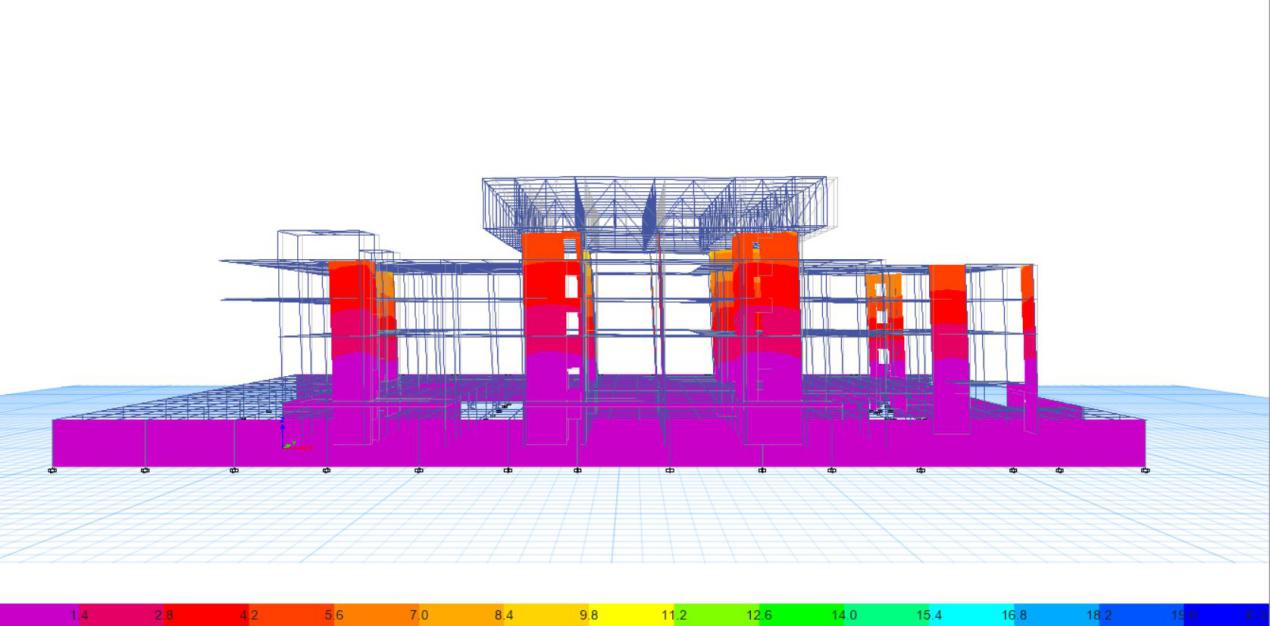


图4-2 带桁架有滑动模态1位移图

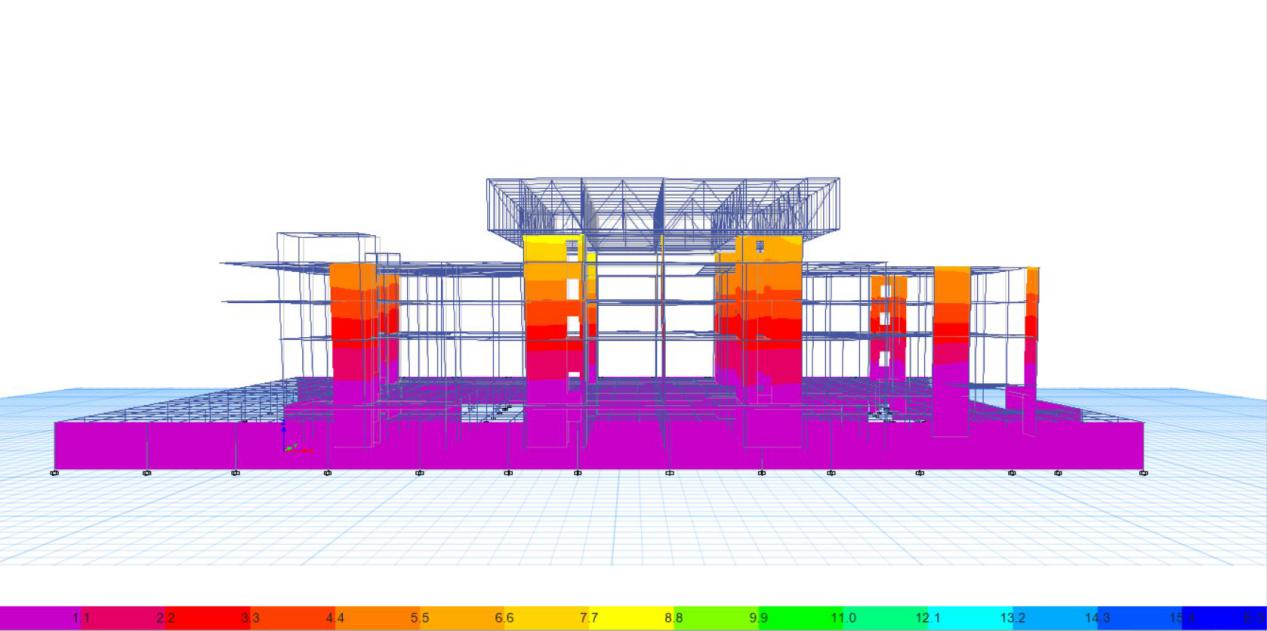


图4-2 带桁架有滑动模态2位移图

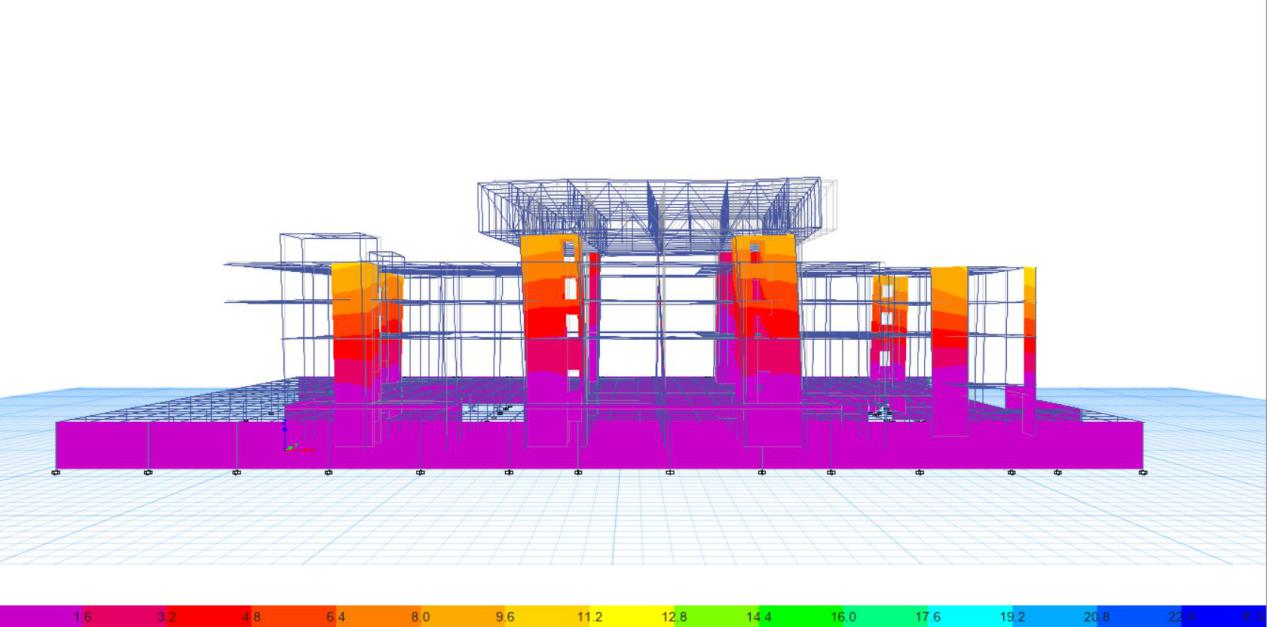


图4-2 带桁架有滑动模态3位移图

1. 带桁架模型模拟计算结果的剪力

图4-5 X向地震作用下楼层剪力

图4-6 Y向地震作用下楼层剪力

计算结果表明，带桁架模型模拟结果的剪重比和不带桁架模型模拟结果的剪重比均满足《抗规》5.2.5条规定，7度(0.10g)设防地区，水平地震影响系数最大值为0.08，X、Y向楼层剪重比不应小于1.60%。的要求。但是就模拟结果而言，与理论推导的结果基本一致，在ETABS中用摩擦摆隔震支座模拟的结果更优，具有更优的抗震能力。

由于带有隔震摩擦支座的模型（方案2）抗震性能在楼层剪力上优于不带滑动摩擦隔震支座的模型（方案1），由4.1小节可知，不带滑动摩擦支座的模型（方案1）可以在剪重比满足《抗规》设防水准1的要求，则带有滑动摩擦的模型（方案2），具有更优的抗震性能，故也满足《抗规》设防水准1的要求。

1. 位移角

各楼层的位移角如下所示：

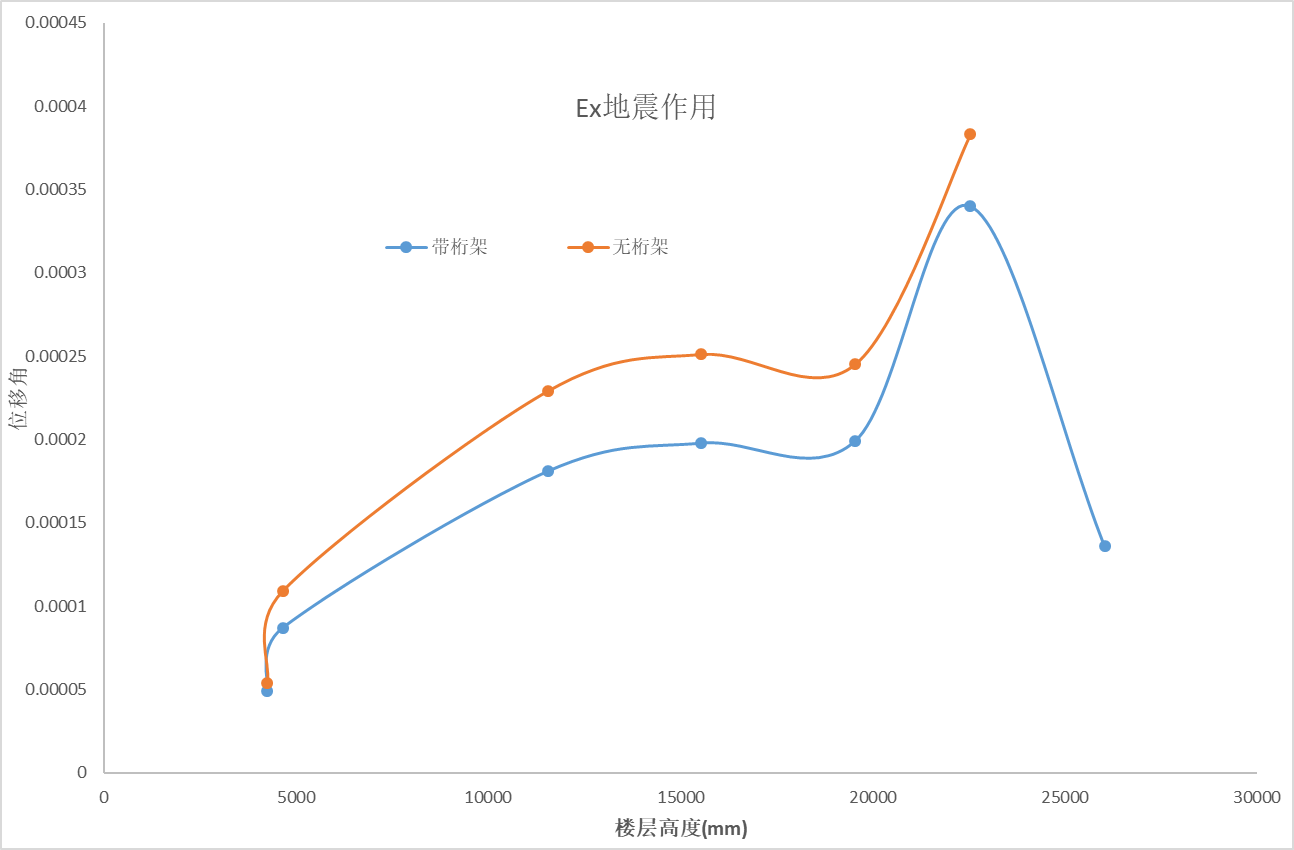


图4-7 X向地震作用下的楼层最大位移角

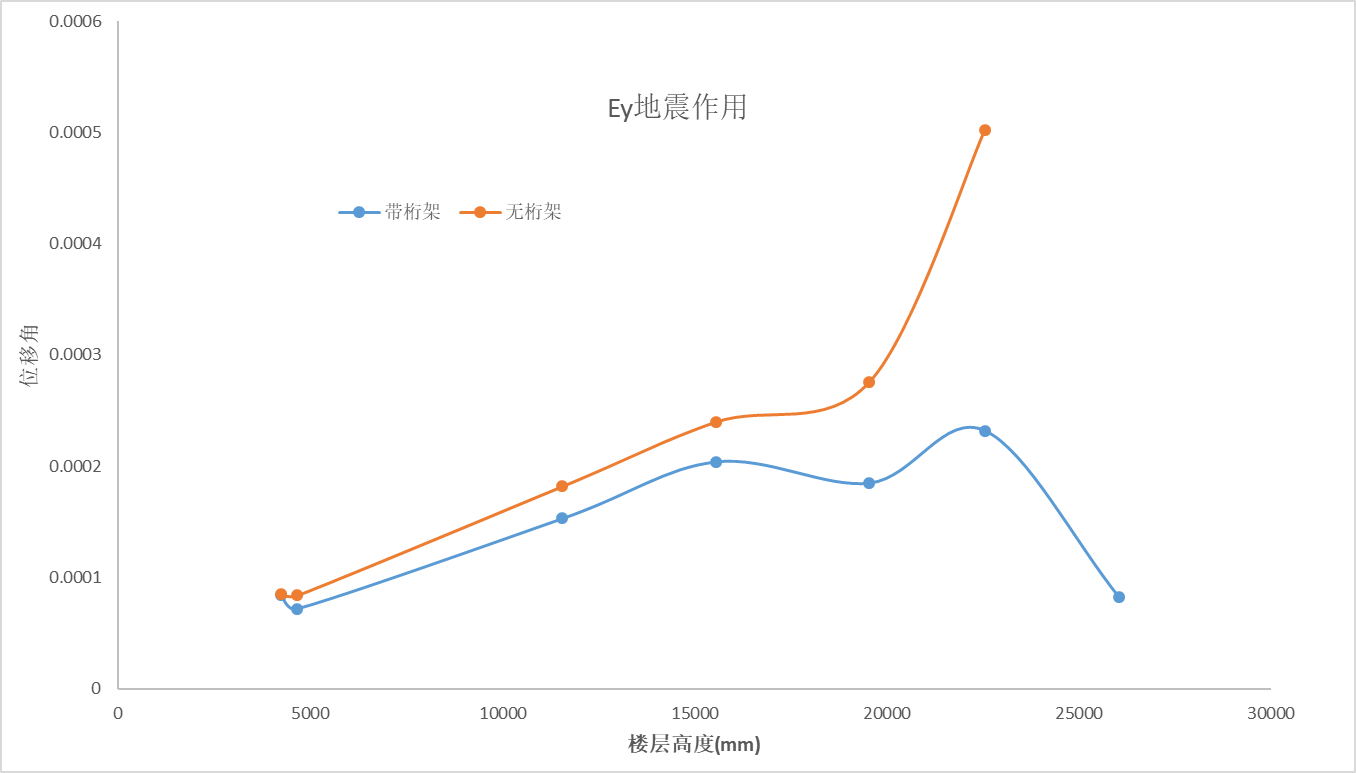


图4-8 Y向地震作用下的楼层最大位移角

根据《高规》3.7.3条规定：对于高度不大于150m的框剪结构，按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比△u／h不宜大于1/800，对于高度不小于250m的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比△u／h不宜大于1/500，结构设定的限值为1/800。对模拟结果总结以后，可以发现，两种模型的模拟结果都满足规范的要求。

4.2节小结：

在本节内容中，我们主要讨论两种设计方案对比，经过对不同方案下模型的模拟，我们可以总结以下几点

1. 就设计方案而言，方案一和方案的结果均能满足规范的基本要求，保证结构第一水准“小震不倒”的设计要求。
2. 同过对方案1和方案2的对比，我们发现方案2，将滑动平板支座用ETABS中的摩擦摆隔震支座模拟，得到的模拟结果更加符合理论值。也就是说，将上部滑动层简化为恒定荷载的设计方案1，是存在设计缺陷的，在以后的工程实践中，不建议使用。
3. 由于带桁架结构带滑动摩擦支座的模型（方案2）的抗震设防性能优于不带桁架不含滑动支座的模型（方案1）的模型，故在方案1满足《抗规》抗震设防水准1的要求的情况下，方案2亦满足《抗规》抗震设防水准1的要求。

### 4.3 带桁架结构的弹性是时程分析

我们做结构在小震下的时程分析。

在不同地区，通过对大量的地震加速度谱统计回归，总结而得反应谱。反应谱地震计算，可以在统计意义上确保建筑物的真实抗震效果。对于结构规则，较底高度的建筑，反应谱法可以满足抗震设防要求。但是对于本文中的超限结构，不规则建筑物，使用振型分解反应谱法的结果并不保守，因为无法考虑高阶振型对建筑物的影响。因此，我们必须对不规则建筑物或超限建筑做补充计算，补充计算我们一般使用弹性时程分析法。而且高规[26]第 4.3.4 条文中第 3 条规定的建筑，则应该对结构进行多遇地震作用下的弹性时程补充计算。

由于本文的案例属于超限建筑，有薄弱层，因此，我们必须做弹性时程分析补充计算，以确保结构的抗震性能。

### 4.3.1 时程分析地震波的选取

根据《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010）第 5.1.2 条的规定，采用时程分析法时， 应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实 际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。 对于本结构的弹性时程分析，依据规范要求，在波形的数量上，采用2条天然波和1条人工拟合波。

并且选择的时程曲线应该和振型分解反应谱法使用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，即：每条时程曲线计算所得的结构底部剪力均超过振型分解反应谱法计算结果的 65%，3 条时程曲线计算所得的结构底部剪力平均值大于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

依据高规4.3.5，由于本工程建设在烈度为7度的地区，设计基本加速度取0.10g，峰值加速度为35(gal)；在地震波有效时长，依据高贵，地震波的有效持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和15s。针对本工程，结构的基本自振周期为7s左右，有效持持续时间不宜小于35s。关于地震波的频谱特性，依据规范，在结构主要振型所对应的周期上，波普转换后与规范反应谱正负相差不大于20%。

本文从太平洋地震工程研究中心地震数据库中选取2条地震波EL-CENTRO 波和SAN FERNANDO波以及一条按抗震规范反应谱合成的人工波REN，3条波的波形图如下表所示：

表4-2 地震波

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 名称 | 时间 | 发生地点(采集台站) |
| EL-CENTRO | 5/19/1940 | EL CENTRO ARRAY #9, 270 (USGS STATION 117) |
| SAN FERNANDO | 02/09/1971 | SANTA FELICIA DAM, 172 (CDMG STATION 285) |

三条地震波的波形图分别如下图4-8，图 4-9，图4-9所示

EL-CENTROEL-CENTRO

图4-7EL-CENTRO波

图4-8 SAN FERNAND波

图4-7 人工波

##### 4.3.2 设防地震弹性时程分析结果

##### 地震波验算。依据规范，每条时程曲线所模拟的结构基底剪力均应超过反应谱法计算结果的64%，3条时程曲线模拟所得的结构基地剪力平均值大于振型分解反应谱法计算结果的80%。从计算模拟的结果中提取不同时程函数模拟所得的结果，具体如下表所示：

表4-8 地震波验算结果

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 工况 | X向 | | Y向 | |
| 基地剪力 |  | 基地剪力 |  |
| 反应谱 | 14133 | / | 15269 | / |
| IMPERIAL VALLEY | 13684 | 96.8% | 13290 | 87.0% |
| SAN FERNANDO | 11260 | 79.75 | 12254 | 80.2% |
| COALINGA | 15129 | 107.0% | 14351 | 93.9% |
| 平均值 | 13358 | 94.5% | 13298 | 87% |

从上表设防地震时程分析所得的结果中可知，时程分析所得的基底剪力均大于反应谱分析所得基底剪力的65%，且小于反应谱分析所得基底剪力的135%。三条时程曲线分析所得的平均基底剪力大于反应谱分析所得基底剪力的80%，小于反应谱剪力分析所得基底剪力的120%，因此我们所选的三条时程函数完全符合要求。

如下表4-10所示，列出了，不同时程函数下不同楼层的剪力

表4-10 时程分析所得楼层剪力

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 楼层 | 波1 | | 波2 | | 波3 | |
| Fx | Fy | Fx | Fy | Fx | Fy |
| 7 | 582.3 | 617.9 | 482.1 | 410.5 | 614.9 | 8.5 |
| 6 | 1116.1 | 1174.3 | 912.5 | 836.7 | 1164.4 | 0 |
| 5 | 1091.9 | 1244.2 | 1122.4 | 960.7 | 1570 | 524 |
| 4 | 3856.8 | 4318.1 | 3550.3 | 3581.9 | 3875.2 | 4141.2 |
| 3 | 6657.1 | 6711.3 | 4514.8 | 4415.9 | 6516.7 | 6568 |
| 2 | 10004.5 | 8868.8 | 4052.1 | 3750.6 | 8913.4 | 9542.2 |
| 1 | 10029.0 | 10861.8 | 8429.1 | 10705.2 | 10375.6 | 14407.2 |
| Story 1 | 11677.5 | 7826.9 | 8656.3 | 13107.9 | 12001.9 | 11672.8 |

表4-11 时程分析剪重比

其中，在U1方向，最大剪力为：13107.9 KN；在U2方向最大剪力为： 14407.2KN。

根据《抗规》5.2.5条规定，7度(0.10g)设防地区，水平地震影响系数最大值为0.08，X、Y向楼层剪重比不应小于1.60%。

由上表可知，时程分析下，三条地震波模拟所得结果均满足规范抗震设防要求。

多遇地震下，不同时程函数函数下分析位移结果：

弹性时程分析的位移如下图所示，由图我们可知层间最大位移在EL CENTRO波x向震动时，其值为 1/1494，其结果满足规范要求的1/500的限值。

4.3小结：

在本节中我们通过对ETABS有桁架且有平板滑动支撑的模型做了设防地震下的时程分析。可以总结得出以下结论：

1. 在本小节，我们挑选了两条天然波和一条人工波对方案2的设计模型做了时程分析，得到分析结果符合抗震设防水准1的基本要求。

##### 4.4 罕遇地震下结构的分析

罕遇地震下，在7度设防区，按照规范，设置其最大加速度为：225gal，

##### 4.4 本章小结

在本章，我们主要做了以下工作：

1. 对方案1（不带桁架）的建筑模型，使用SATWE和ETABS进行了对比分析，得出SATWE和ETABS计算模拟所得的结果误差在合理范围之内，我们近似的可以认为两种数值分析软件对建筑模型的模拟基本一致。
2. 我们对方案2（带桁架）的建筑模型，使用ETABS中的摩擦摆隔震模拟器模拟平板滑动支座对模型进行了数值模拟，所得结果和方案1结果基本一致，但是方案2更加符合理论期望结果，方案2更加符合工程实际的情况。
3. 我们对方案2的设计，进行了多遇地震弹性时程分析，所得结果符合规范要求，满足抗震设防水准1的要求。