

集成化的通用结构分析与设计软件

SAP2000®

案例教程



北京筑信达工程咨询有限公司
北京市古城西街 19 号研发主楼 4 层, 100043

版 权

计算机程序 SAP2000 及全部相关文档都是受专利法和版权法保护的产品。全球范围的所有权属于 Computers and Structures, Inc. (中文版版权同属于北京筑信达工程咨询有限公司)。如果没有 CSI 和北京筑信达工程咨询有限公司的预先书面许可, 未经许可的程序使用或任何形式的文档复制一律禁止。

更多信息和此文档的副本可从以下获得:

北京筑信达工程咨询有限公司

北京市古城西街 19 号研发主楼 4 层 100043

电话: 86-10-6892 4600

传真: 86-10-6892 4600 - 8

电子邮件: support@cisec.cn

网址: www.cisec.cn

北京筑信达工程咨询有限公司版权所有©, 2016.

说 明

本教程将通过具体的案例，介绍隔震分析在 SAP2000 中的实现流程，包括隔震支座选型与参数定义，荷载工况设置，结果提取及处理，水平减震系数确定，隔震层校核等。“模型概况”是对案例相关设计条件的介绍；“主要操作流程”是对隔震分析在程序中实现过程的描述；“要点详解”是对程序中相关参数或方法的详细说明。

目前各隔震支座厂家提供的产品参数不尽相同，隔震分析的方法也并不统一，案例中采用了较为通用的方法，工程师可作为参考，在实际工作中需根据工程实际状况综合考虑选择合适的方法。

本教程未涉及的软件操作，请参考 SAP2000 联机帮助或相关使用手册。

由于作者时间和水平有限，错误和不足在所难免，希望同仁谅解并指正。

我们将持续丰富案例种类。对于本教程的内容和需要增加的案例类型，欢迎您提出您的意见和建议，不胜感谢！联系方式如下：

技术热线：010-6892 4600 - 200

技术邮箱：support@cisec.cn

目 录

1 模型概况.....	1
1.1 材料属性.....	2
1.2 截面信息.....	2
1.3 荷载信息.....	2
1.4 隔震设计目标.....	2
1.5 基本设计参数.....	2
1.5 设计原则.....	3
1.6 相关设计规范.....	3
1.7 隔震设计基本流程.....	4
2 主要操作流程.....	5
2.1 隔震支座的选型及隔震层布置.....	5
2.2 水平减震系数确定.....	16
2.3 罕遇地震下隔震层校核.....	33
3 要点详解.....	41
3.1 层间剪力.....	41
3.2 橡胶隔震器定义.....	45
3.3 模态分析.....	48
3.4 快速非线性分析（FNA）法.....	52

SAP2000 隔震结构案例

本教程旨在指导用户利用 SAP2000 完成结构的隔震分析,包括隔震支座的选型和布置、减震系数的确定及隔震层验算等内容。通过本案例的具体操作,可以使用户了解并掌握用 SAP2000 进行隔震分析的基本流程和操作要点,如支座属性、工况设置、数据提取等。本教案具有一定代表性,用户在深入了解程序的技术条件后,可根据实际工程情况灵活应用。

1 模型概况

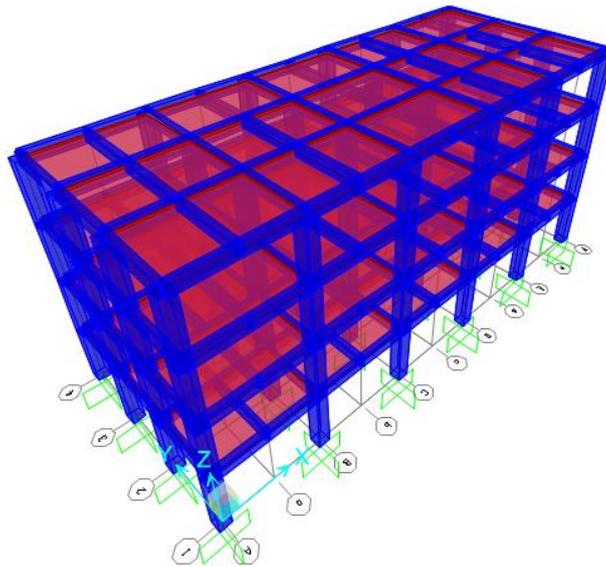


图 1-1 原结构

如图 1 所示，本案例工程为混凝土框架结构的建筑物，建筑平面呈矩形分布，沿 Y 向的主梁间设置单根次梁。

建筑物的基本布局如下：

- X 方向 5 跨，跨度 6m
- Y 方向 3 跨，边跨跨度 4m
- 结构共 4 层，各层层高均为 3.6m

1.1 材料属性

- 混凝土强度等级 C30
- 纵向受力钢筋 HRB335
- 箍筋 HPB300

材料的属性均采用默认值。

1.2 截面信息

- 立柱截面：700mm×700mm
- 主梁截面：700mm×300mm
- 次梁截面：600mm×300mm
- 楼板厚度：120mm

1.3 荷载信息

- 恒载：结构自重、楼板均布荷载 3kN/m^2
- 活载：楼板均布荷载 2kN/m^2
- 地震荷载：依据中国规范 2010 自动施加地震反应谱
 - 分别考虑 X、Y 方向地震作用
 - 地震烈度 8（0.2g）度
- 风荷载：依据中国规范 2010 自动施加
 - X、Y 方向分别定义
 - 基本风压 0.45kN/m^2 ，地面粗糙度 B 类
 - 体型系数 1.3

1.4 抗震设计目标

隔震设计的目标为：

- 1) 上部结构水平地震作用可按降低 1.0 度计算。
- 2) 在罕遇地震作用下，减小构件的塑性损伤，确保结构与人员安全。

1.5 基本设计参数

建筑结构设计使用年限：50 年

抗震设防类别：乙类

抗震设防烈度：8 度（0.2g）

设计地震分组：第二组

场地类别：III 类

场地特征周期：0.55s

多遇地震加速度时程最大值： 70cm/s^2

设防地震加速度时程最大值：200cm/s²

罕遇地震加速度时程最大值：400cm/s²

多遇地震下地震影响系数 $\alpha_{\max} = 0.16$

设防地震下地震影响系数 $\alpha_{\max} = 0.45$

罕遇地震下地震影响系数 $\alpha_{\max} = 0.90$

1.6 设计原则

本例采用的橡胶隔震支座，在选择其直径、个数和平面布置时，主要考虑了以下因素：

(1) 根据《抗规》12.2.3 条，在重力荷载代表值下橡胶隔震支座的竖向压应力不应超过乙类建筑的基准面压限值 12MPa。

(2) 在罕遇地震作用下，隔震支座不宜出现拉应力，当少数隔震支座出现拉应力时，其拉应力不应大于 1MPa。

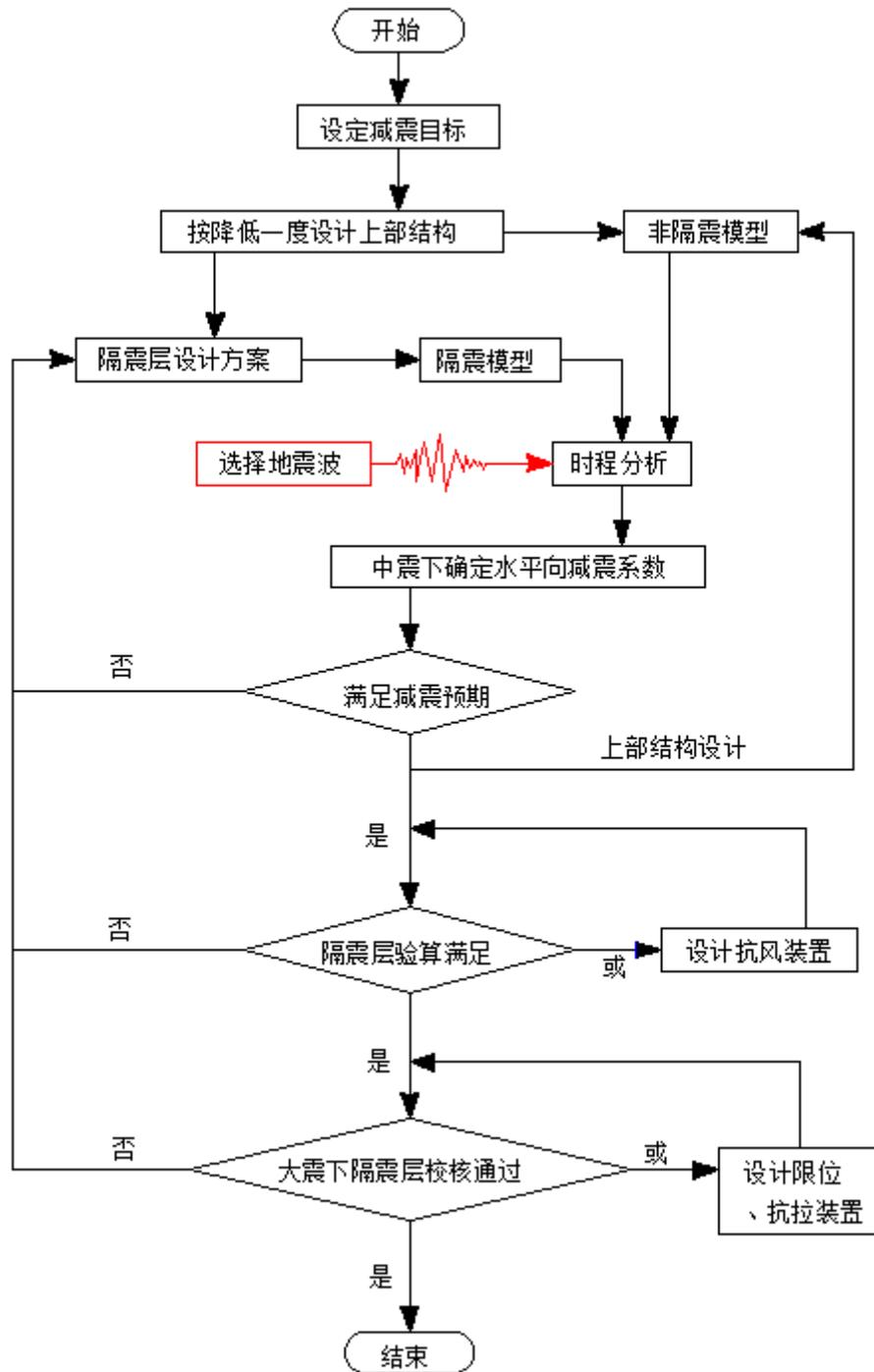
(3) 隔震支座的水平位移限值不应超过其有效直径的 0.55 倍和各橡胶层总厚度 3 倍二者的较小值，即 $1/\theta \leq \min(0.55D, 3Tr)$ 。

(4) 考虑到扭转影响，结构周边位移可能会稍大，铅芯隔震支座尽可能布置在周边。天然橡胶支座布置在中间，有铅芯支座和天然支座混用，可以提高隔震效率。

1.7 相关设计规范

- 1) 《建筑结构可靠度设计统一标准》 GB 50068-2001
- 2) 《建筑结构荷载规范》 GB 50009-2012
- 3) 《混凝土结构设计规范》 GB 50010-2010
- 4) 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223-2008
- 5) 《建筑抗震设计规范》 GB 50011-2010
- 6) 《叠层橡胶支座隔震技术规程》 CECS126:2001
- 7) 《橡胶支座第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》 GB20688.3-2006

1.8 隔震设计基本流程



隔震设计采用分部设计法，即把整个隔震体系分成隔震层、上部结构、下部结构和基础设计四个部分分别进行设计。

隔震层设计：隔震层的强度、稳定性设计及隔震体系在罕遇地震作用下的验算。

上部结构设计：计算水平地震作用时，水平地震影响系数的最大值可采用水平减震系数与抗震设计的水平地震影响系数最大值的乘积，竖向地震影响系数最大值不应降低。

下部结构设计：当隔震层以下有墙、柱等结构时，其地震作用和抗震验算，应采用罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行计算。

基础设计：基础设计时不考虑隔震产生的减震效应，按原设防烈度进行抗震设计。

本案例主要介绍利用 SAP2000 软件实现隔震层设计及水平减震系数的确定。工程师可在此基础上，完成其它部分设计。

2 主要操作流程

隔震结构分析主要包含以下三部分：

- 1) 隔震支座选型及隔震层布置：对原结构进行分析，根据计算结果及隔震设计目标完成隔震支座的规格数量选取及隔震层布置。
- 2) 减震系数计算：对设防烈度下的隔震模型进行分析，确定减震系数。
- 3) 隔震层验算：对罕遇地震下的隔震模型进行分析，验算支座相关参数是否满足要求。若不满足，需微调隔震支座的参数，重新进行计算，直至满足条件为止。

2.1 隔震支座的选型及隔震层布置

2.1.1 质量定义

在 SAP2000 程序中，质量定义通过质量源来实现，质量数值应与规范中的重力荷载代表值相对应。定义质量源的操作为：点击菜单定义>质量源>修改/显示质量源，本例中采用的具体参数见图 2-1，与中国规范相对应。

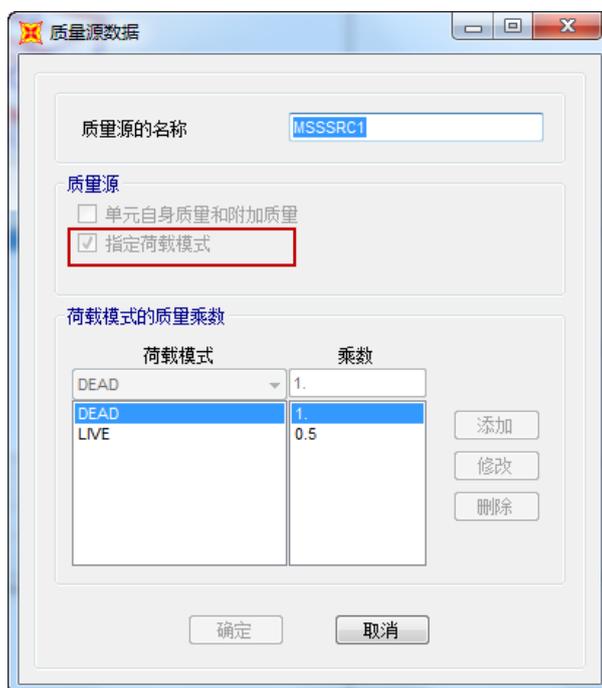


图 2-1 质量源

2.1.2 分析工况定义

本节需要对原结构进行设防地震下的反应谱分析和弹性时程分析，以得到相关的结构响应数据来估算支座尺寸和总水平屈服力。

定义反应谱函数

在定义反应谱工况之前，需要定义用于反应谱分析的反应谱函数。命令为：**定义>函数>反应谱**，选择 Chinese2010，点击**添加新函数**，在弹出的对话框中输入相应的地震参数，见图 2-2。

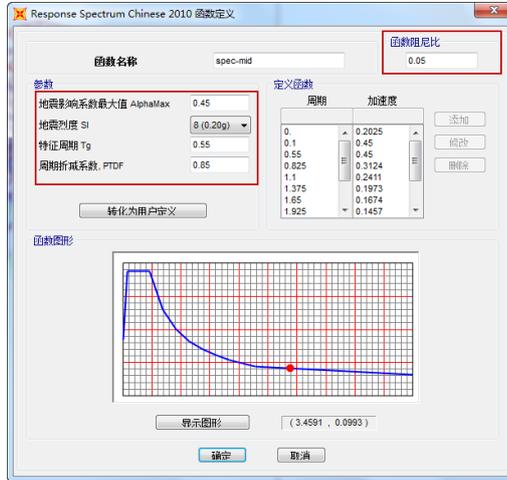


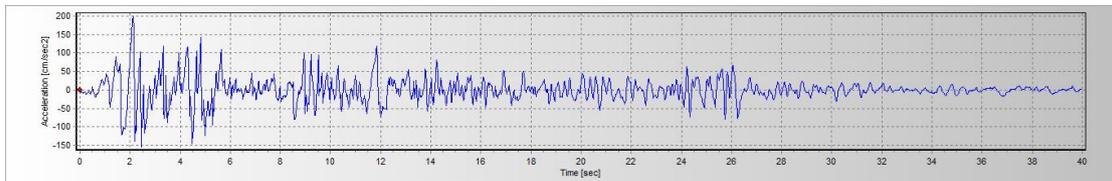
图 2-2 反应谱工况

定义时程函数

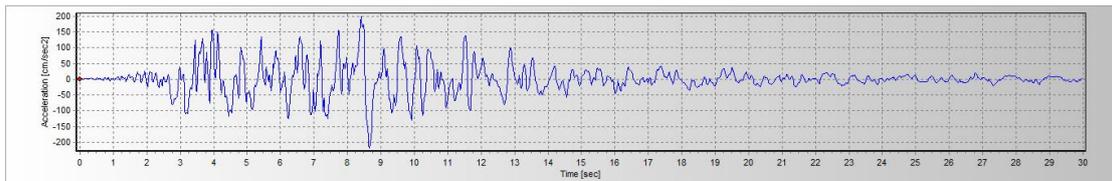
根据《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010）第 5.1.2 条的规定，采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。

本例中选用 3 组波进行计算分析，其中两组天然波 EL-centro 波、CPC 波和一条按抗震规范反应谱合成的人工 Ren 波，3 条地震波的波形曲线见图。在结构进行设防烈度和罕遇烈度下分析时，地震波的幅值分别调整到设防烈度地震和罕遇地震水平，并取 3 条波作用下结构反应的包络值作为时程分析的代表值。

EL-Centro 波:



CPC 波:



Ren 波:

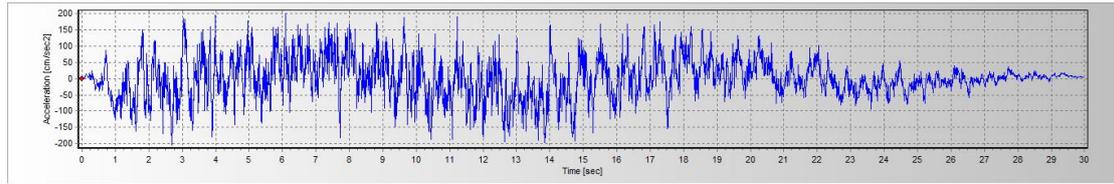
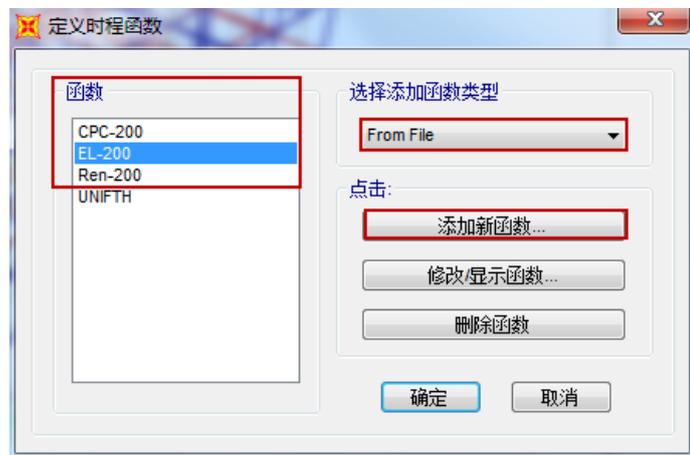


图 2-3 地震波反应谱与规范反应谱对比图

定义时程函数的命令为：**定义>函数>时程**，在选择函数类型下拉列表中选择 From File，点击**添加新函数**，通过以下三步操作可完成地震波定义。



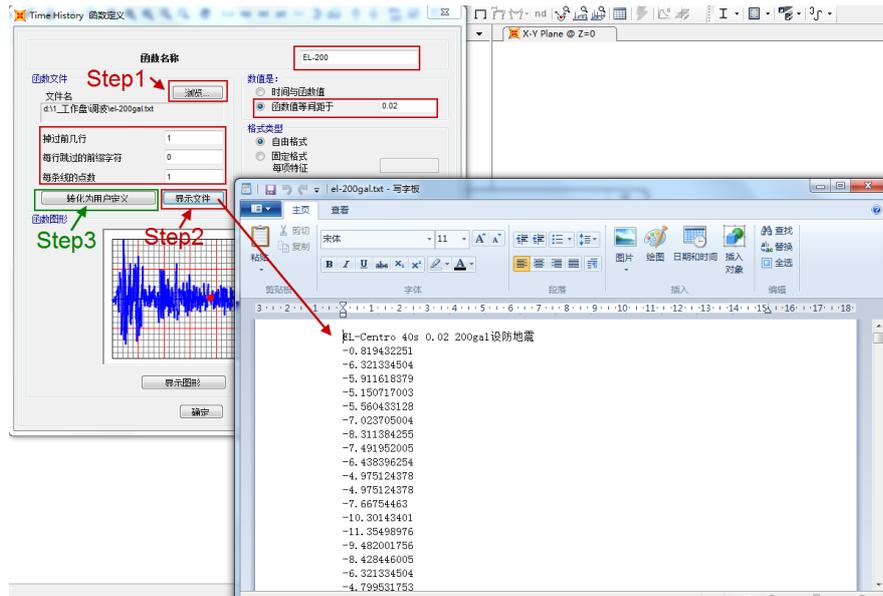


图 2-4 定义时程分析工况

步骤 1: 点击“浏览”选项，找到事先准备好的地震波文件，将其导入模型中；

步骤 2: 通过“显示文件”来查看地震波文件的内容，并根据地震波文件的格式定义对话框中相关参数，帮助程序识别地震波文件数据，生成地震波。

步骤 3: 点击“转化为用户定义”，可防止因地震波文件的移动、修改、删除等原因导致时程函数的丢失。

重复以上步骤完成三条地震波的定义。

定义反应谱工况

考虑 X 方向和 Y 方向的地震作用，分别定义对应方向的反应谱工况。

X 方向反应谱工况定义: 点击菜单定义>荷载工况>添加新的荷载工况，在弹出的对话框中输入相关参数，详见首先定义 x 方向的反应谱工况，具体操作见图 2-5。

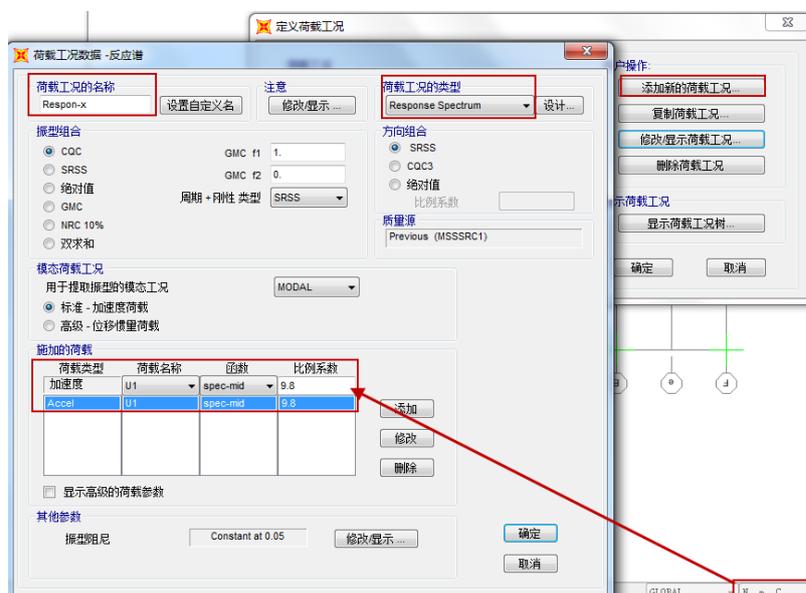


图 2-5 定义 X 向反应谱工况

注意：对话框中**比例系数**是指重力加速值，填写数值时注意与模型单位一致，如图所示，当系统的主单位为 m 时，此处输入 9.8。

Y 方向反应谱工况定义：选中定义好的 Respon-x 工况，点击“**复制荷载工况**”，修改工况名称为 Respon-y、荷载作用方向为 U2，如图 2-6 所示，即可完成 y 方向的反应谱工况的定义。

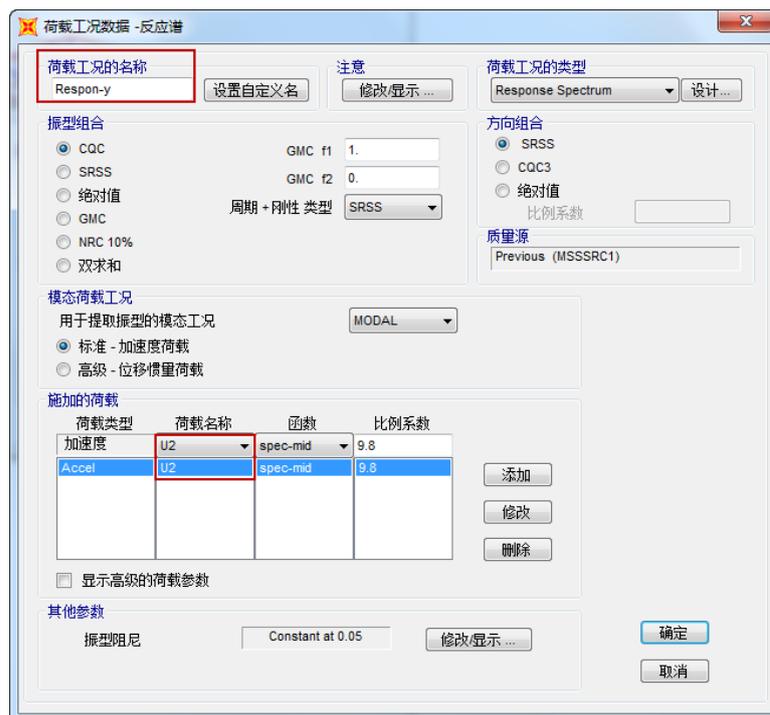
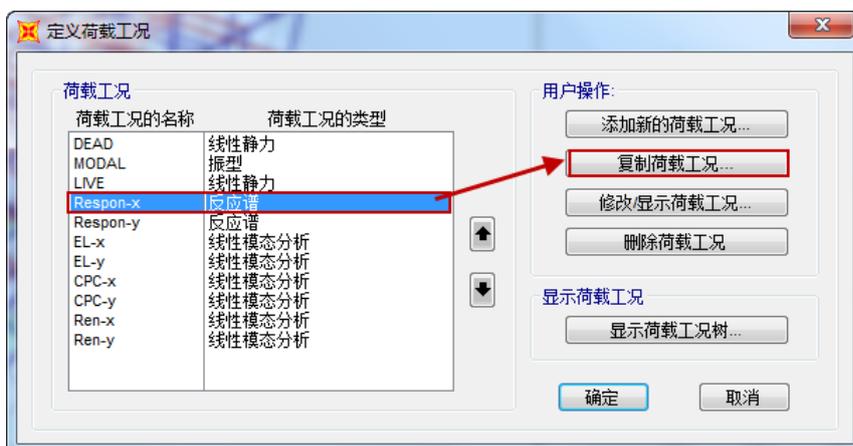


图 2-6 定义 Y 向反应谱工况

定义时程工况

分别考虑 x、y 方向三条地震波对结构的作用。以 EL-Centro 波 X 向的时程工况为例，点击菜单**定义>荷载工况>添加新的荷载工况**，在弹出的对话框中输入相关参数，如图 2-7 所示。



图 2-7 定义地震时程工况

比例系数：比例系数是对地震波加速度峰值的调整。在本例中，输入的地震波峰值为 200，对应程序使用的单位制 N.m.C，即为 200m/s^2 。设防地震加速度时程最大值为 200cm/s^2 ，所以比例系数为 0.01，将峰值加速度调整为 200cm/s^2 。

输出时间步的数量与输出时间步的大小：两值的乘积为地震波总时长，一般情况下，输出时间步的大小取地震波的时间间隔。

重复此步骤，完成 3 条地震波的 6 个时程工况定义。

至此，设防地震下的分析工况已定义完毕，如下图 2-8 中红色线框中所示。

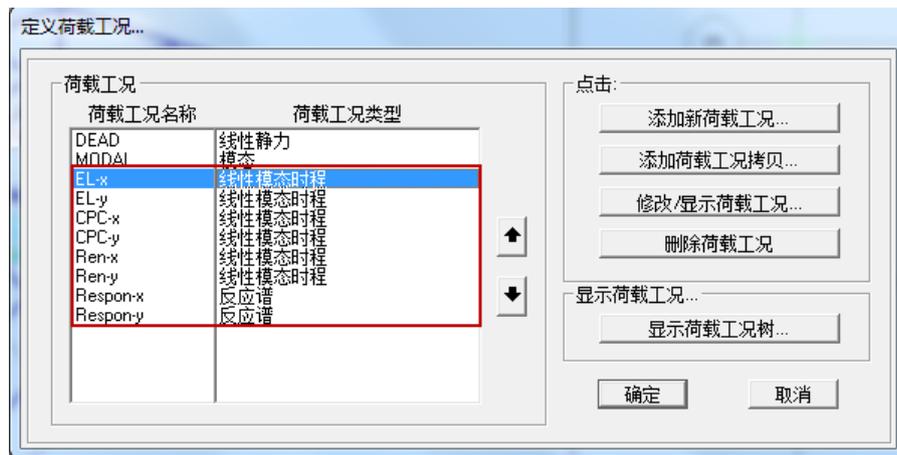


图 2-8 分析工况

2.1.3 运行分析

点击菜单分析>设置运行的荷载工况，在弹出的对话框中点击运行/不运行所有工况，将所有工况调整为运行状态，如图 2-9 中红框所示，点击运行分析按钮完成分析。

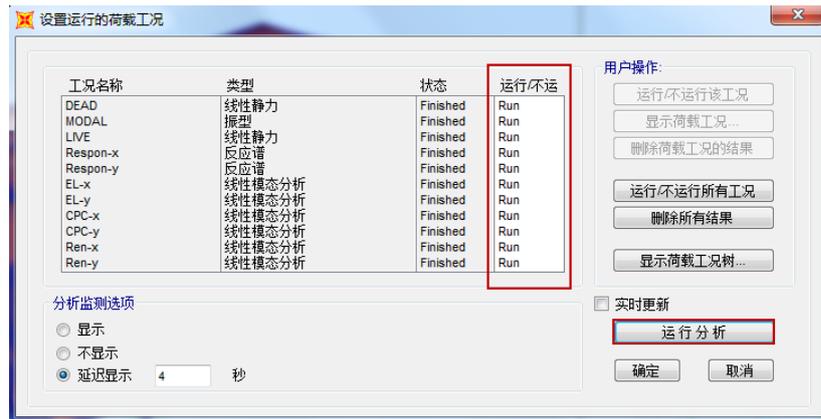


图 2-9 运行分析

2.1.4 验算地震波

根据规范规定：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%。

提取地震荷载下基底剪力

提取地震时程分析与反应谱分析的底部总剪力结果进行比较。

通过点击菜单**显示>显示表格>分析结果>结构输出>Base Reactions**，可提取相应工况下的结果。

注意，对于时程工况，可在**修改/显示选项**中选择时程工况结果显示的方式（包络值、一步一步、最后步），本例中此处选择**包络值**。

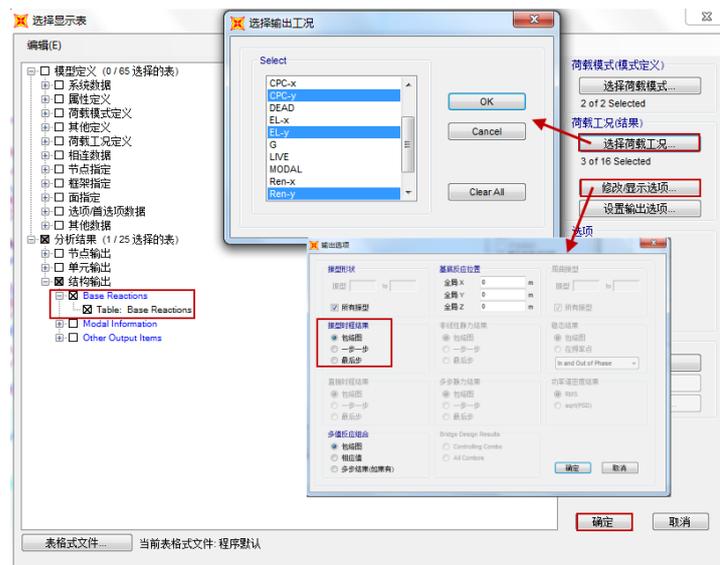


图 2-9 查看基底反力

Figure 2-10 displays two screenshots of the 'Base Reactions' software window, showing reaction results for different cases. The top screenshot shows results for 'Respon-y' cases, and the bottom screenshot shows results for 'Respon-x' cases. Both tables have columns for OutputCase, CaseType, StepType, and GlobalFX, GlobalFY, GlobalFZ, GlobalMX, GlobalMY, GlobalMZ, GlobalX, and GlobalY.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX N	GlobalFY N	GlobalFZ N	GlobalMX N-m	GlobalMY N-m	GlobalMZ N-m	GlobalX m	GlobalY m
Respon-y	LinRespSpec	Max	0.26	7100695.82	6.44	75213248.45	85.51	106510433.5	0	
EL-y	LinModHist	Max	0.2	6418444.58	4.7	61915102.51	62.11	96276664.25	0	
EL-y	LinModHist	Min	-0.21	-6485336.57	-4.53	-63313887	-59.45	-97280043	0	
CPC-y	LinModHist	Max	0.29	8804605.1	6	100703242.1	83	132069069.8	0	
CPC-y	LinModHist	Min	-0.31	-10333636.1	-5.73	-90439845	-85.27	-155004532	0	
Ren-y	LinModHist	Max	0.27	7521172.87	5.9	74365627.04	74.59	112817589.2	0	
Ren-y	LinModHist	Min	-0.24	-7662548.11	-5.87	-78893377	-82.87	-114938214	0	

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX N	GlobalFY N	GlobalFZ N	GlobalMX N-m	GlobalMY N-m	GlobalMZ N-m	GlobalX m	GlobalY m
Respon-x	LinRespSpec	Max	7054309.52	0.16	1.43	7.25	74685543.7	42325863.34	0	
EL-x	LinModHist	Max	4880121.43	0.12	1.18	5.87	46290383.08	34968568.66	0	
EL-x	LinModHist	Min	-5828093.97	-0.12	-0.94	-4.01	-57435682	-29280732.2	0	
CPC-x	LinModHist	Max	10489580.07	0.19	1.58	5.41	110089855.6	65449854.55	0	
CPC-x	LinModHist	Min	-10908307.5	-0.16	-1.67	-7.94	-111242988	-62937490	0	
Ren-x	LinModHist	Max	6958280.66	0.15	1.32	6.13	69859782.79	47393125.25	0	
Ren-x	LinModHist	Min	-7898853.18	-0.15	-1.4	-6.44	-79293884	-41749690	0	

图 2-10 不同工况下基底反力结果

为了方便进行数据统计，通过点击菜单文件>导出当前表格>到 Excel(E)，可以将表格导出到 Excel，如图 2-11 所示。

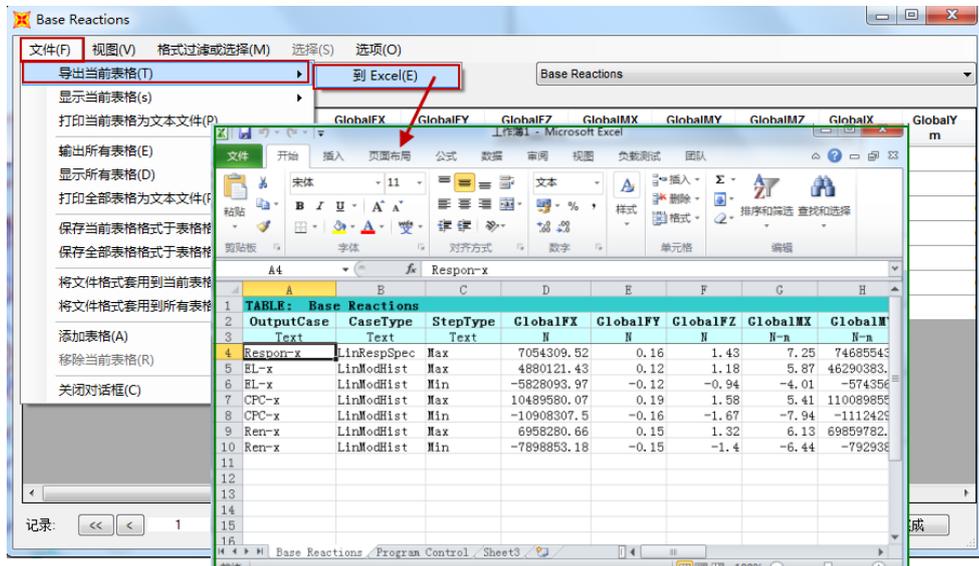


图 2-11 导出结果

验算地震波是否满足规范要求

对地震荷载作用下的底部剪力结果处理如表 2-1 所示，可以看出 3 条地震波均满足规范要求。

表 2-1 验算地震波

/	Y 向		X 向	
	基底剪力 (kN)	时程 反应谱	基底剪力 (kN)	时程 反应谱
反应谱法	7100	/	7054	/
EL-centro	6418	90.39%	4880	69.18%
CPC	8804	124.00%	10489	148.70%
Ren	7521	105.93%	6958	98.64%
平均	7581	106.77%	7442	105.51%

2.1.5 隔震支座的选型及布置

隔震支座一般设置在柱底或剪力墙底部。其数量及直径大小通常根据支座的面压确定，而隔震层承受的水平剪力则决定了隔震支座的水平刚度。

提取基底反力

本案例中对所有柱底均布置隔震支座，提取重力荷载标准值工况下柱底的竖向反力。

在查看结果前需定义代表重力荷载标准值的荷载组合。点击菜单定义>荷载组合>添加新的荷载组合，在弹出的对话框中，输入下图 2-12 所示的内容。

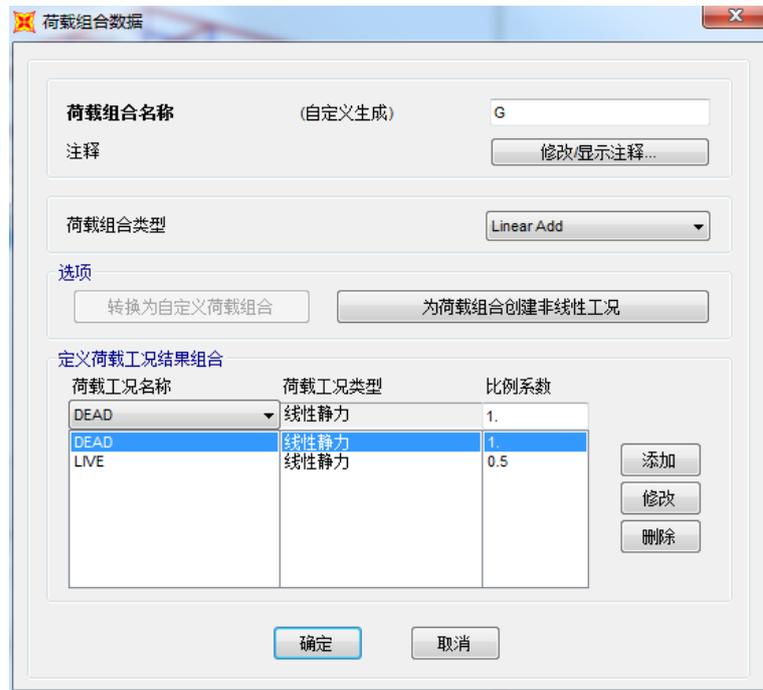


图 2-12 重力代表值组合

点击菜单显示>显示表格>分析结果>节点输出>Joint Reactions，选择输出工况为已定义的荷载组合 G，可得到如下图所示的重力荷载标准值下的柱底反力。

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
1	G	Combination	9.711	-3.14	472.636	3.6765	11.5932	0.061
6	G	Combination	0.415	-4.916	729.503	5.6682	0.819	0.0089
11	G	Combination	0.174	-4.928	729.209	5.6881	0.3114	0.0017
16	G	Combination	-0.174	-4.928	729.209	5.6881	-0.3114	-0.0017
21	G	Combination	-0.415	-4.916	729.503	5.6682	-0.819	-0.0089
26	G	Combination	-9.711	-3.14	472.636	3.6765	-11.5932	-0.061
31	G	Combination	16.657	-0.49	687.503	0.5969	19.5702	0.0056
36	G	Combination	0.378	-0.869	1119.046	1.0146	0.8005	-0.0048
41	G	Combination	0.186	-0.874	1118.502	1.0228	0.3301	-0.0013
46	G	Combination	-0.186	-0.874	1118.502	1.0228	-0.3301	0.0013
51	G	Combination	-0.378	-0.869	1119.046	1.0146	-0.8005	0.0048
56	G	Combination	-16.657	-0.49	687.503	0.5969	-19.5702	-0.0056
61	G	Combination	16.657	0.49	687.503	-0.5969	19.5702	-0.0056
66	G	Combination	0.378	0.869	1119.046	-1.0146	0.8005	0.0048
71	G	Combination	0.186	0.874	1118.502	-1.0228	0.3301	0.0013
76	G	Combination	-0.186	0.874	1118.502	-1.0228	-0.3301	-0.0013
81	G	Combination	-0.378	0.869	1119.046	-1.0146	-0.8005	-0.0048
86	G	Combination	-16.657	0.49	687.503	-0.5969	-19.5702	0.0056
91	G	Combination	9.711	3.14	472.636	-3.6765	11.5932	-0.061
96	G	Combination	0.415	4.916	729.503	-5.6682	0.819	-0.0089
101	G	Combination	0.174	4.928	729.209	-5.6881	0.3114	-0.0017
106	G	Combination	-0.174	4.928	729.209	-5.6881	-0.3114	0.0017
111	G	Combination	-0.415	4.916	729.503	-5.6682	-0.819	0.0089
116	G	Combination	-9.711	3.14	472.636	-3.6765	-11.5932	0.061

图 2-13 柱底反力结果

估算隔震支座尺寸

通过 SAP2000 分析得到支座布置位置处的柱底反力 F，由柱底反力计算每个支座的最小直径。本例中结构属于乙类建筑，竖向压应力σ不应超过 12MPa。

柱底支座面积 $A=F/\sigma$ ，再根据公式 $D = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$ 可算出每个柱底处支座的最小直径。表 2-2 中列出了每个支座最小直径的计算结果。

表 2-2 柱底支座最小直径

柱位置	节点标签	柱底反力/kN	基准面压/MPa	最小直径 D/mm
中柱	36	1119.05	12	344.67
	41	1118.50	12	344.58
	46	1118.50	12	344.58
	51	1119.05	12	344.67
	66	1119.05	12	344.67
	71	1118.50	12	344.58
	76	1118.50	12	344.58

	81	1119.05	12	344.67
边柱	6	729.50	12	278.28
	11	729.21	12	278.23
	16	729.21	12	278.23
	21	729.50	12	278.28
	96	729.50	12	278.28
	101	729.21	12	278.23
	106	729.21	12	278.23
角柱	111	729.50	12	278.28
	1	472.64	12	223.99
	26	472.64	12	223.99
	91	472.64	12	223.99
	116	472.64	12	223.99

估算隔震层总水平屈服力

本案例中估算支座总水平屈服力为重力荷载标准值下基底竖向反力的 2%。通过点击菜单显示>显示表格>分析结果>结构输出>Base Reactions，输出工况仍选择荷载组合 G，可看到基底竖向反力，如下图黄色区域所示。

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCentroidFX
G	Combination	1.182E-14	2.041E-14	19425.6	116553.6	-291384	-3.82E-13	0	0	0	0

图 2-14 基底竖向反力

所以支座总水平屈服力=19425.6X2%=388.5 KN。结合表 2-2 的计算结果，同时满足水平屈服承载力要求，初选含铅芯的橡胶隔震支座 LRB400 共 4 个、LRB500 共 8 个、LRB600 共 4 个、普通橡胶隔震支座 LNR400 共 8 个，不同型号的产品规格见表 2-3 和 2-4。

表 2-3 铅芯隔震支座产品规格

型号	有效直径 (mm)	橡胶总厚度 (mm)	屈服前 刚度 kN/m	等效刚度		竖向刚度 kN/mm	屈服力 kN
				100%水平 剪切变形 kN/m	250%水平 剪切变形 kN/m		
				LRB400	400		
LRB500	500	92	10910	1270	1010	2400	40.0
LRB600	600	110	13110	1580	1580	2800	63.0

表 2-4 橡胶隔震支座产品规格

型号	有效直径	橡胶总厚度	等效刚度	竖向刚度
	(mm)	(mm)	kN/m	kN/mm
LNR300	300	56	490	1000
LNR400	400	73	660	1600
LNR500	500	92	810	2200

隔震支座的选型及布置结果

初选隔震支座布置方案如图 2-15 所示。

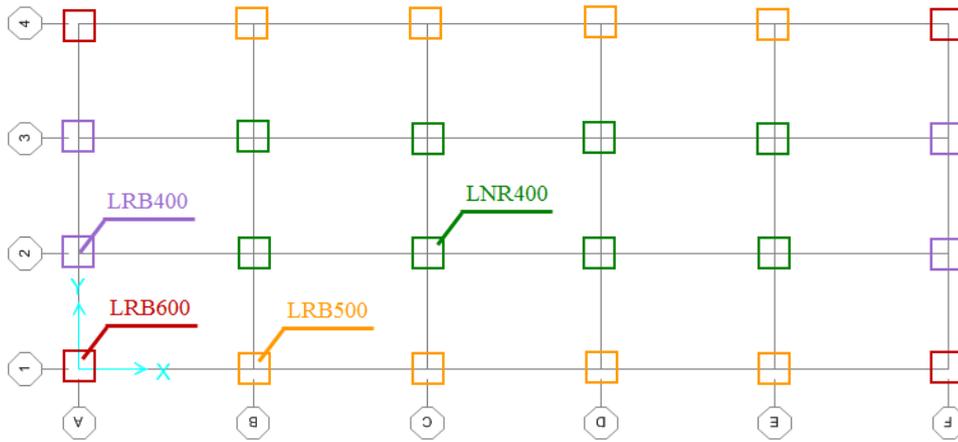


图 2-15 支座布置图

2.2 水平减震系数确定

对于采用橡胶隔震器的结构，其在地震烈度下，橡胶隔震器的性能不同。根据不同的分析需求，需要分别设置对应于不同地震烈度的模型。本节所涉及的水平减震系数确定是基于结构在设防地震下的响应计算得出的，故需要先确定设防地震下的隔震模型。基于分析后的结果进行隔震层验算、确定水平减震系数。

可在原有非隔震模型的基础之上直接建立设防烈度下的隔震模型。本案例采用柱底隔震，隔震层高 1.6m。

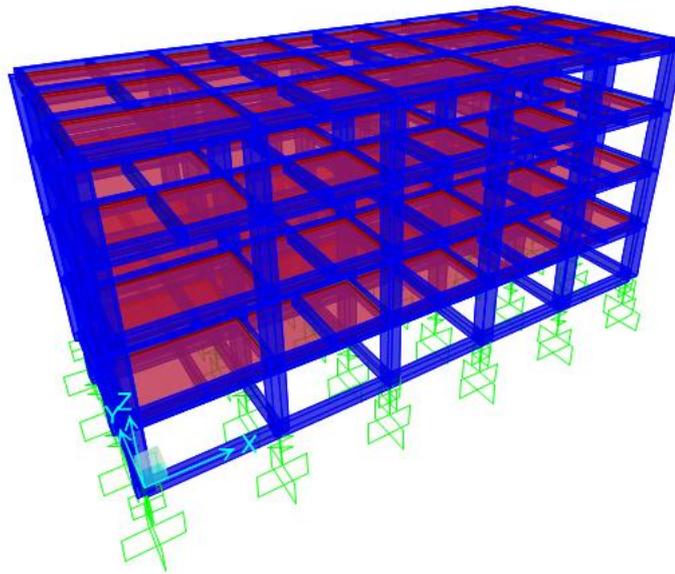


图 2-16 隔震模型 1

2.2.1 隔震器的定义和绘制

定义隔震器

通过菜单定义>截面属性>连接/支座属性>添加新属性，弹出如图 2-17 所示的连接单元定义对话框。

根据厂商提供的产品规格，分别定义模拟铅芯隔震支座 LRB400、LRB500、LRB600、橡胶隔震支座 LNR400 的连接单元。

对于本节所涉及的设防地震下的分析，支座参数取表 2-3 和表 2-4 中带底色的数据，其中水平等效刚度取 100%水平剪切变形对应的值。铅芯隔震支座和橡胶隔震支座的区别在于是否考虑 U_2 、 U_3 方向的非线性。

表 2-3 铅芯隔震支座产品规格

型号	有效直径 (mm)	橡胶总厚度 (mm)	屈服前 刚度 kN/m	等效刚度		竖向刚度 kN/mm	屈服力 kN
				100%水平 剪切变形 kN/m	250%水平 剪切变形 kN/m		
				LRB400	400		
LRB500	500	92	10910	1270	1010	2400	40.0
LRB600	600	110	13110	1580	1580	2800	63.0

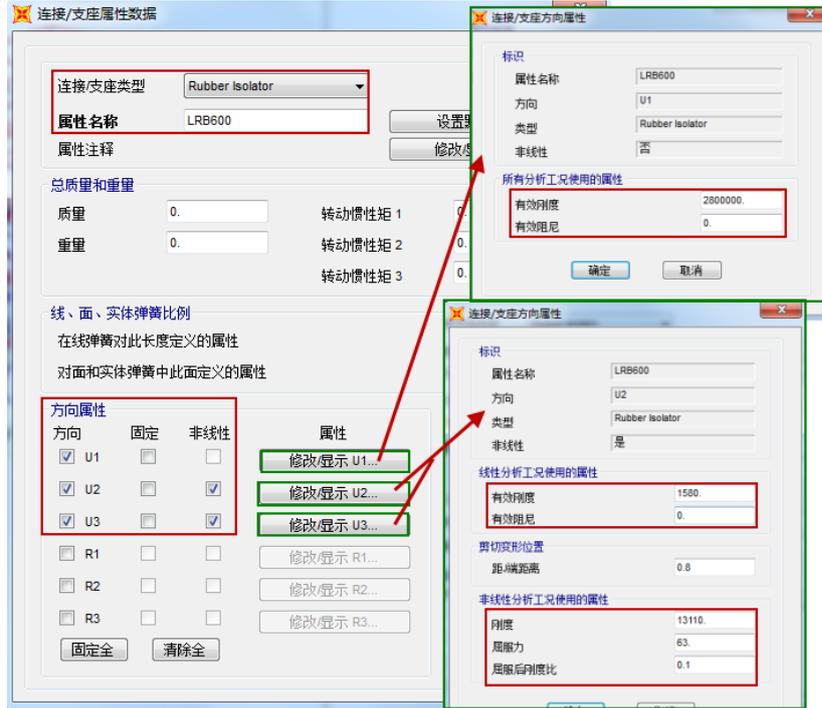


图 2-17 铅芯隔震支座 LRB600

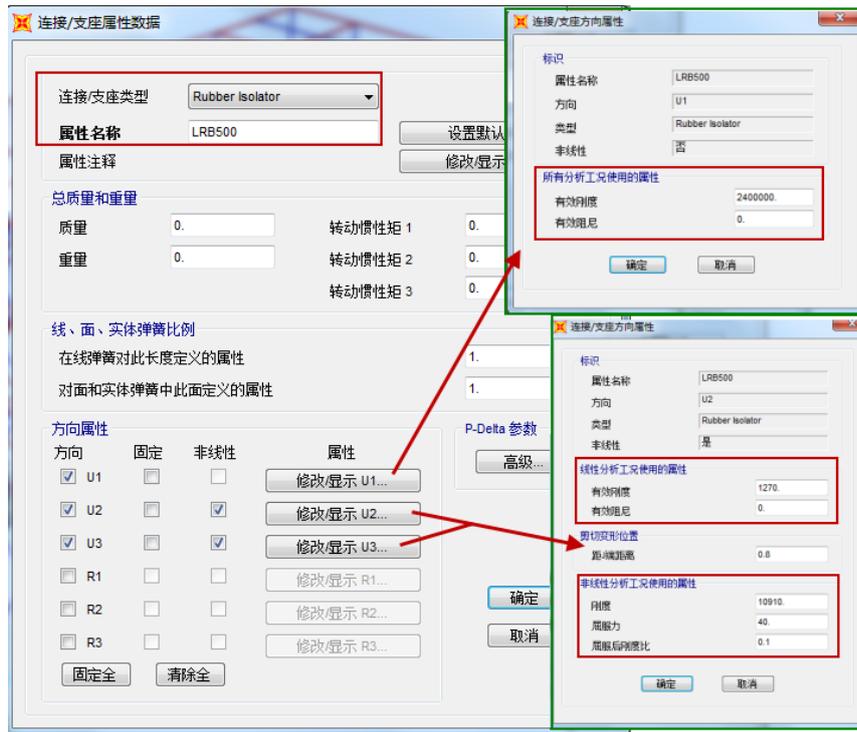


图 2-18 铅芯隔震支座 LRB500

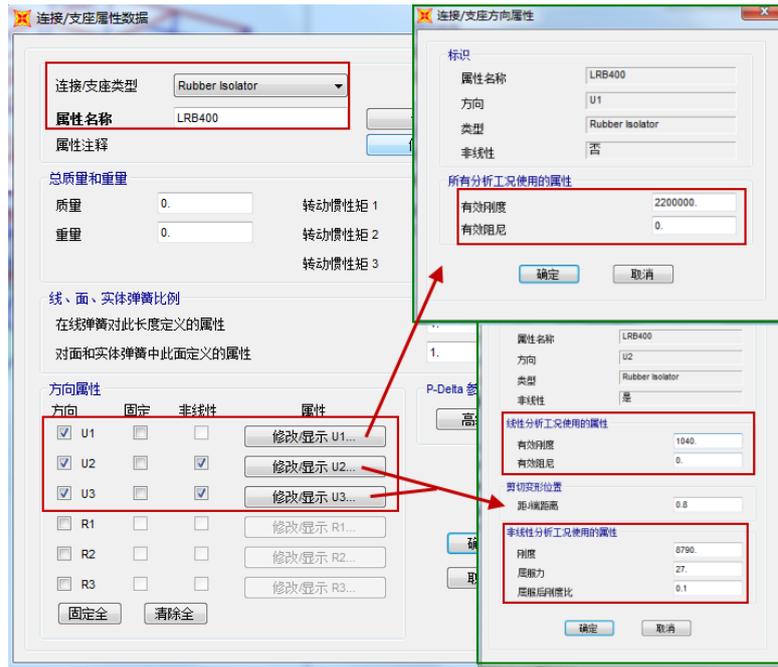


图 2-19 铅芯隔震支座 LRB400

表 2-4 橡胶隔震支座产品规格

型号	有效直径	橡胶总厚度	等效刚度	竖向刚度
	(mm)	(mm)	kN/m	kN/mm
LNR300	300	56	490	1000
LNR400	400	73	660	1600
LNR500	500	92	810	2200

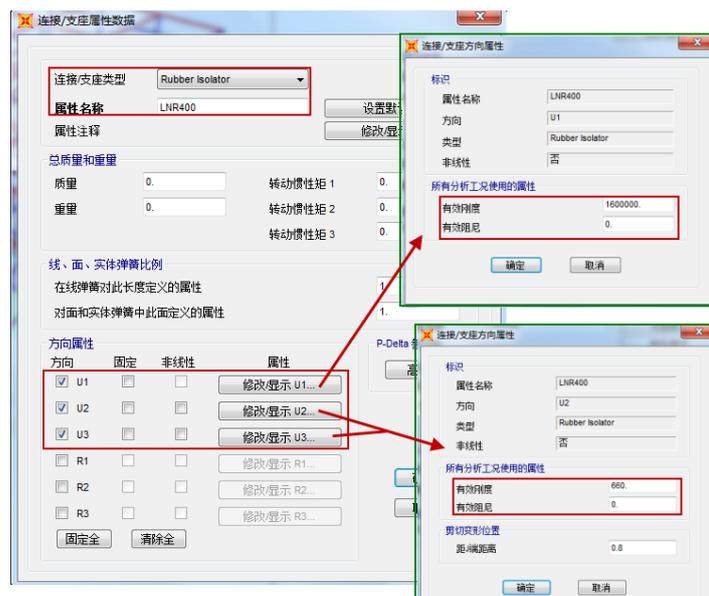


图 2-20 橡胶隔震支座 LNR400

绘制隔震层

步骤一：选择全部的柱底约束点，点击菜单**编辑>带属性复制**，在弹出的对话框中输入如下图 2-21 所示的参数。



图 2-21 生成隔震层

步骤二：点击菜单**选择>获取上次选择**，再次选中全部柱底约束点。再点击菜单**指定>节点>约束**，选择自由节点，点击**确定**，删除柱底节点约束。

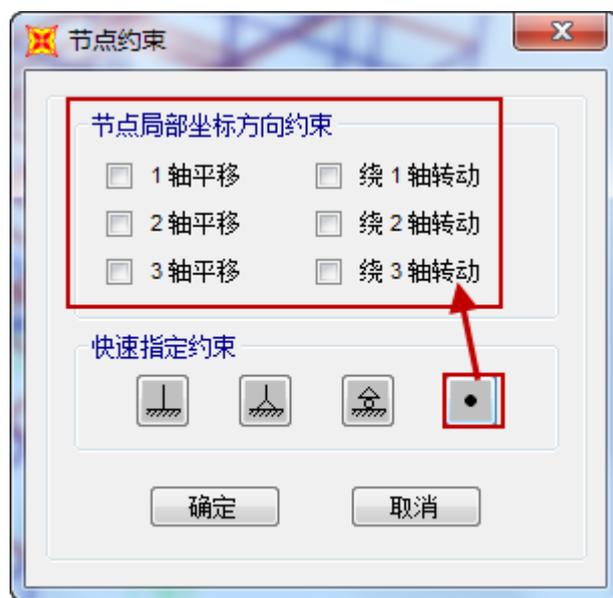


图 2-22 释放柱底节点约束

步骤三：点击菜单**绘图>绘制两点连接**，在弹出的如图 2-23 的对象属性对话框中，属性项选择定义好的隔震器，按照图 2-14 支座布置图在相应的位置绘制上不同型号的支座，绘制完成后如图 2-24 所示。



图 2-23 连接单元对象属性

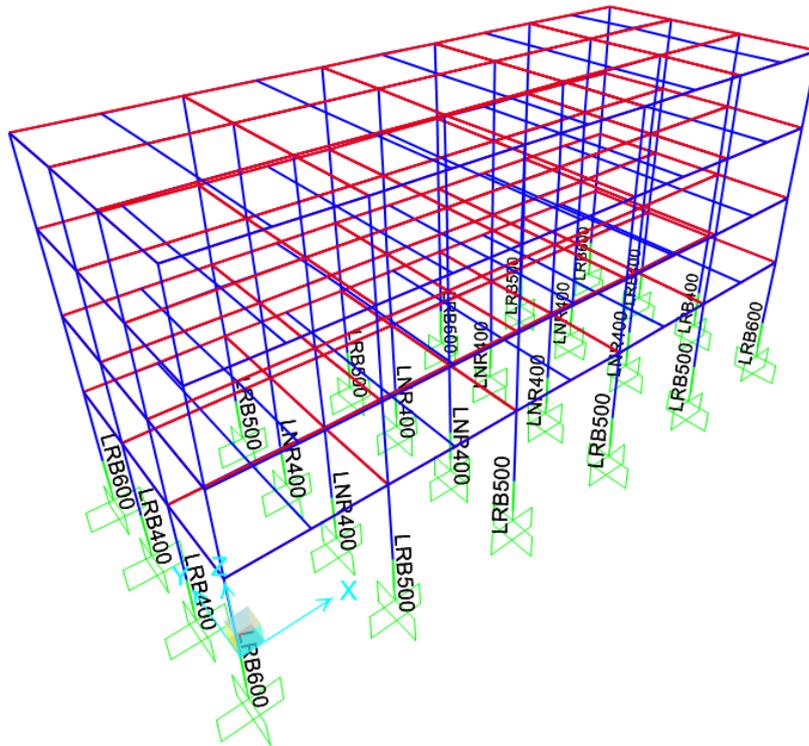


图 2-24 绘制隔震支座

2.2.2 地震工况的定义

在隔震分析中，推荐使用非线性模态叠加法时程分析，并且建议模态分析采用 Ritz 向量法。为了更真实模拟地震作用时结构的受力状况，需要分别定义初始条件和时程工况。其中，初始条件用来模拟地震作用时结构已承受的竖向荷载作用；时程工况用来模拟结构受到的地震作用。

定义初始条件

初始工况所施加的荷载一般采用重力荷载代表值。在 SAP2000 中，为使 FNA 法时程工况能够接力前续工况的内力和刚度，前续工况的工况类型也应为 FNA 工况，也就是说要使用 FNA 法来模拟竖向荷载。

步骤一：定义斜坡函数，单击菜单**定义>函数>时程**，通过如图 2-25 所示的操作进行斜坡函数定义；

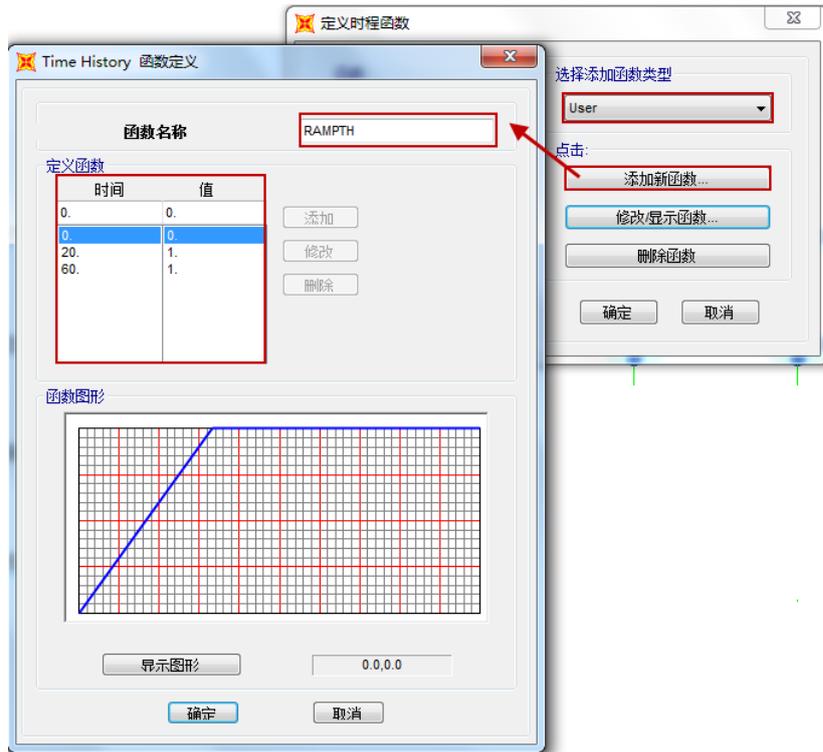


图 2-25 RAMPTH 函数

步骤二：点击菜单定义>荷载工况>添加新工况，在弹出的对话框中进行如下图 2-26 所示的设置，完成初始竖向荷载工况定义。

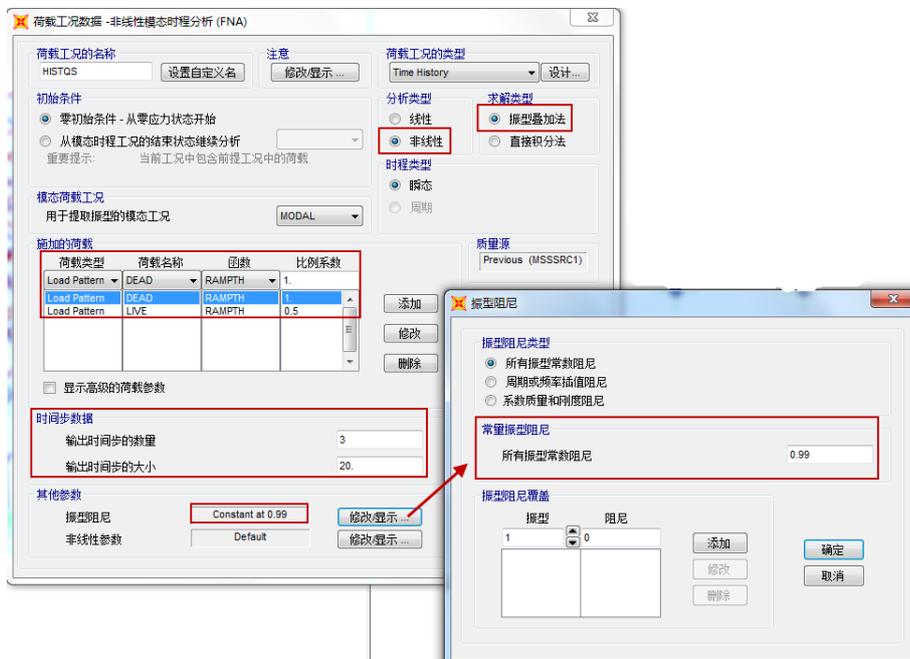


图 2-26 HISTQS 工况

施加地震荷载

修改时程工况为非线性模态时程工况，点击菜单**定义>荷载工况>修改/显示荷载工况**，在弹出的对话框中进行如图的修改，将 6 个地震时程工况逐个修改为 FNA 法时程工况。

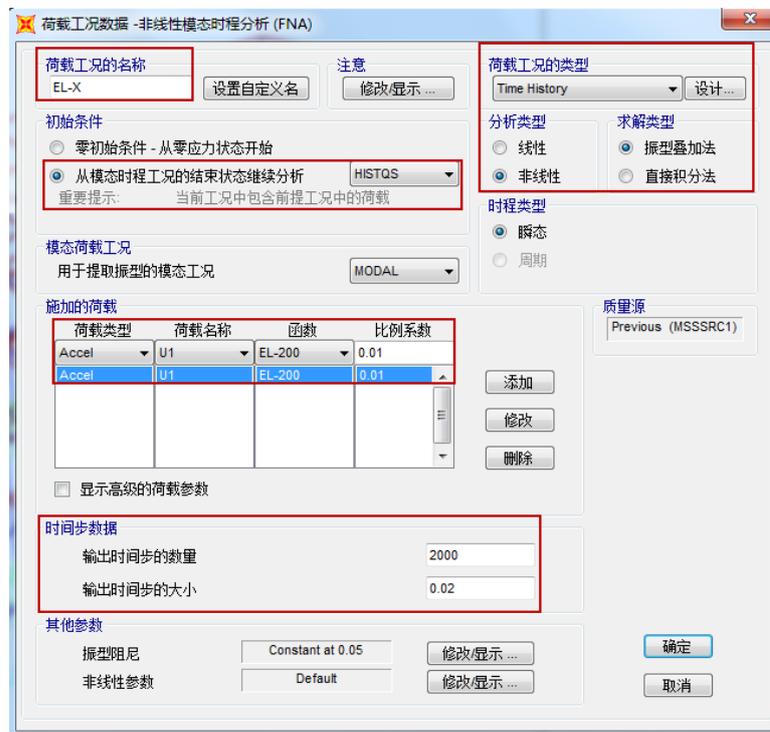
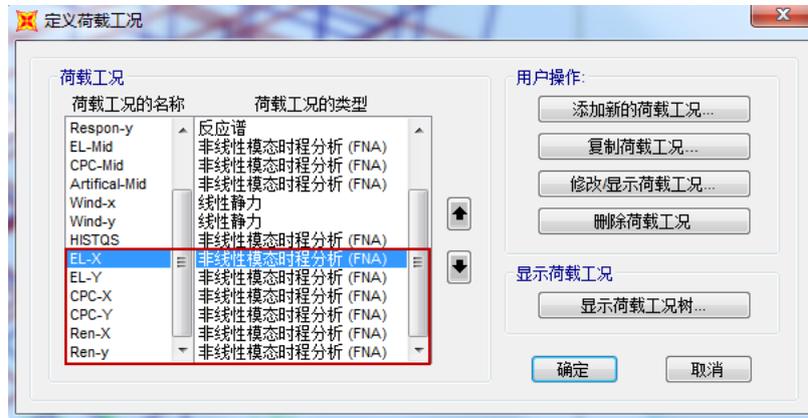


图 2-27 定义 FNA 时程分析工况

2.2.3 自动风荷载工况

本案例选择基于隔板的自动风荷载。

步骤一：隔板指定

选中楼层所有节点，点击菜单**指定>节点>束缚**，在弹出的对话框中进行如图 2-29 所示的定义。

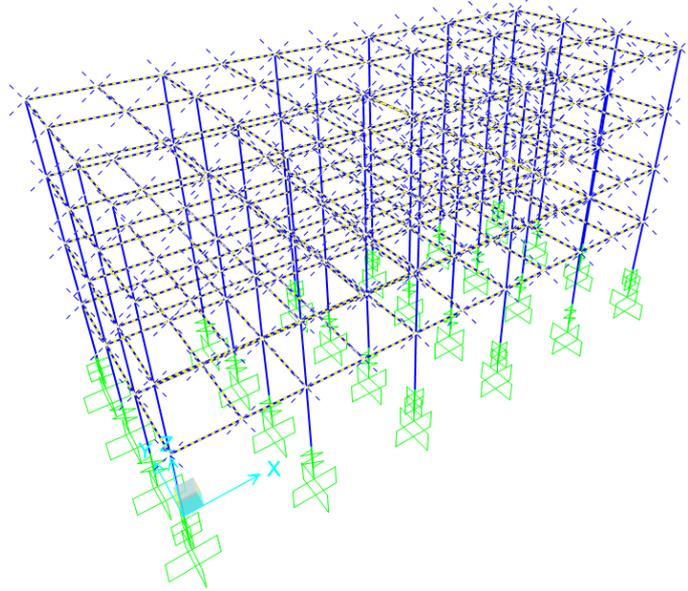


图 2-28 选择节点

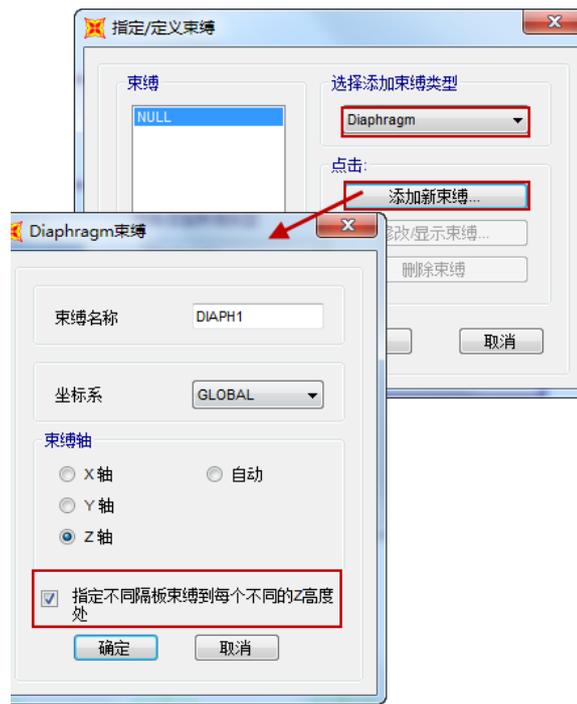


图 2-29 指定刚性楼板

注意：勾选“指定不同隔板束缚到每个不同的 Z 高度处”，该复选框可以分别在不同楼层处生成隔板。
 步骤二：定义自动风荷载模式。

点击菜单**定义>荷载模式**，在弹出的对话框中输入如图 2-30 所示的参数，分别定义 x、y 方向的风荷载。注意：本案例中隔震层在地下，不受风荷载作用，所以需要在**迎风高度**栏，将程序默认的最小全局 Z=-1.6 修改为 0。

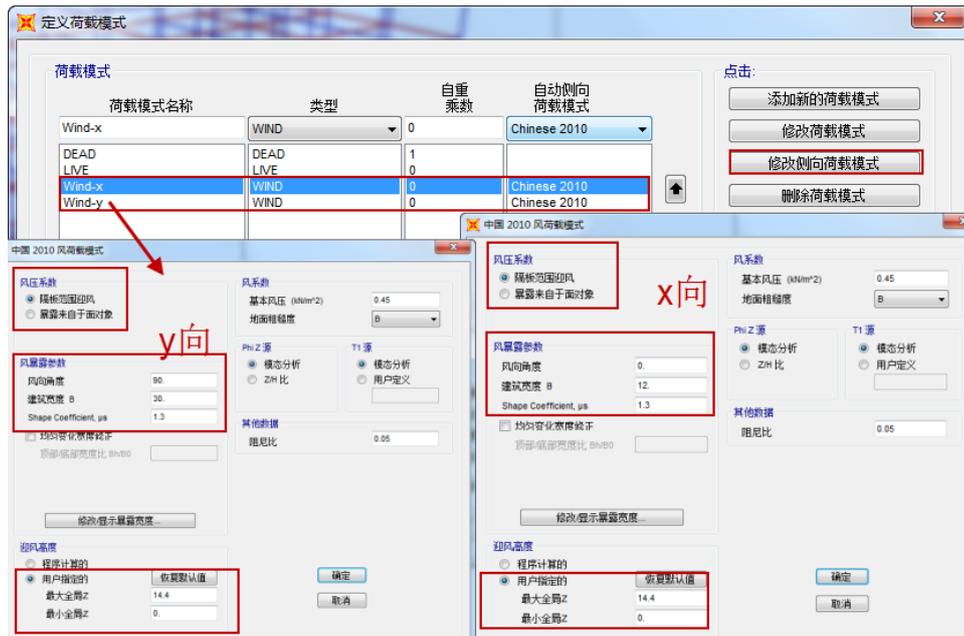


图 2-30 自动风荷载

2.2.4 隔震层验算

完成运行分析后，提取相关结果进行抗风及支座压应力验算，同时对比隔震前后结构的动力特性及基底剪力。

隔震结构抗风验算

《建筑抗震设计规范》第 12.1.3 条规定：风荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。

另外，风荷载下隔震层水平剪力设计值应小于隔震层总屈服力，即 $\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw}$ 。

其中，

γ_w —风荷载分项系数，取 1.4；

V_{wk} —风荷载作用下隔震层水平剪力标准值；

V_{Rw} —隔震层总屈服力；

通过点击菜单显示>显示表格>分析结果>结构输出>Base Reactions，查看结构在风荷载作用下的水平剪力。

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
Wind-x	LinStatic	-135.013	9.818E-11	-2.219E-13	-8.924E-10	-1071.2971	810.0788	0	0	
Wind-y	LinStatic	2.369E-10	-330.01	5.821E-13	2603.7704	2.15E-09	-4950.1555	0	0	

图 2-31 风荷载计算结果

表 2-5 隔震结构抗风验算

风荷载方向	风荷载标准值 (kN)	风荷载设计值 (kN)	隔震层屈服力 (kN)
X 向	135	189	680
Y 向	330	462	680

表 2-5 统计了 X、Y 方向风荷载标准值、设计值，以及隔震层屈服力。可知，风荷载设计值小于隔震层屈服力，该隔震结构抗风满足要求。

同时，风荷载标准值小于结构总重力的 10%（由图 2-14 中基底竖向总反力结果，可计算出结构总重力为 1942.56KN），保证了隔震建筑的舒适性。因此，该结构满足《建筑抗震设计规范》第 12.1.3 条对结构采用隔震设计的基本要求。

验算隔震器压应力

根据《建筑抗震设计规范》12.2.3 条，在重力荷载代表值下橡胶隔震支座的竖向压应力不应超过乙类建筑的基准面压限值 12MPa。

通过以下操作获取隔震支座在重力荷载代表值工况下的竖向压力，点击菜单**显示>显示表格>分析结果>单元输出>Link Output**，点击**确定**。弹出的对话框如图 2-32 所示，P 对应的数值即为单元轴力。

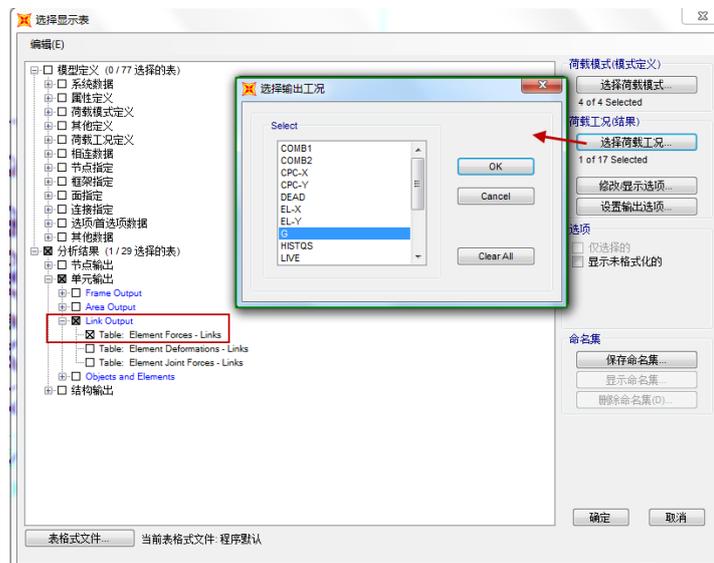


图 2-32 输出隔震支座单元内力

Link Text	LinkElem Text	Station Text	OutputCase	CaseType Text	P N	V2 N	V3 N
1	1	I-End	G	Combination	-494155.62	-25.32	11.79
1	1	J-End	G	Combination	-494155.62	-25.32	11.79
2	2	I-End	G	Combination	-760396.1	-1.47	18.19
2	2	J-End	G	Combination	-760396.1	-1.47	18.19
3	3	I-End	G	Combination	-769046.09	0.007135	18.49
3	3	J-End	G	Combination	-769046.09	0.007135	18.49
4	4	I-End	G	Combination	-676208.38	-29.67	3.11
4	4	J-End	G	Combination	-676208.38	-29.67	3.11
5	5	I-End	G	Combination	-1037353.98	-1.7	4.67
5	5	J-End	G	Combination	-1037353.98	-1.7	4.67
6	6	I-End	G	Combination	-1051739.82	0.00843	4.79
6	6	J-End	G	Combination	-1051739.82	0.00843	4.79
7	7	I-End	G	Combination	-1051739.82	-0.00843	4.79
7	7	J-End	G	Combination	-1051739.82	-0.00843	4.79

图 2-33 提取支座轴力

表 2-6 统计了各类型隔震支座在重力荷载代表值下竖向压力最大值和最大面压。可知，所有支座的面压均小于 12MPa（乙类建筑），满足《建筑抗震设计规范》12.2.3 第 3 条的要求。

表 2-6 隔震支座最大面压

隔震支座型号	支座编号	支座面积 × 10 ⁵ (mm ²)	最大竖向压力 (kN)	最大面压 (MPa)
LRB400	4	1.256	-676.21	-5.384
	12	1.256	-676.21	-5.384
	13	1.256	-676.21	-5.384
	23	1.256	-676.21	-5.384
	最大值			
LRB500	2	1.96	-760.396	-3.880
	3	1.96	-769.046	-3.924
	8	1.96	-769.046	-3.924
	10	1.96	-760.396	-3.880
	15	1.96	-760.396	-3.880
	18	1.96	-769.046	-3.924
	19	1.96	-769.046	-3.924
	22	1.96	-1051.74	-5.366
最大值				-5.366
LRB600	1	2.862	-494.156	-1.724
	11	2.862	-494.156	-1.724
	14	2.862	-494.156	-1.724
	24	2.862	-494.156	-1.724
	最大值			
LNR400	5	1.256	-1037.354	-8.259
	6	1.256	-1051.74	-8.374

	7	1.256	-1051.74	-8.374
	9	1.256	-1037.354	-8.259
	16	1.256	-1037.354	-8.259
	17	1.256	-1051.74	-8.374
	20	1.256	-1051.74	-8.374
	21	1.256	-1037.354	-8.259
	最大值			-8.374

动力特性对比

表 2-7 为原结构与隔震结构的周期对比。可以看出结构布置了隔震器后，前三阶周期延长为原结构的 4.5 倍左右。

表 2-7 原结构和隔震结构周期对比

振型	周期/s	
	原结构	隔震结构
1	0.412	1.844
2	0.384	1.831
3	0.343	1.554
4	0.124	0.206
5	0.118	0.193
6	0.106	0.168
7	0.065	0.072
8	0.064	0.071
9	0.059	0.07
10	0.059	0.059
11	0.058	0.055
12	0.058	0.053

基底剪力对比

通过对比非隔震结构和隔震结构的基底剪力，可以了解在地震作用下隔震支座对结构的影响。

SAP2000 程序可以直接绘制基底剪力时程曲线，点击菜单**显示>显示绘图函数**，在弹出的对话框中进行如图 2-34 所示的定义，绘制出如图 2-35 所示的基底剪力函数。

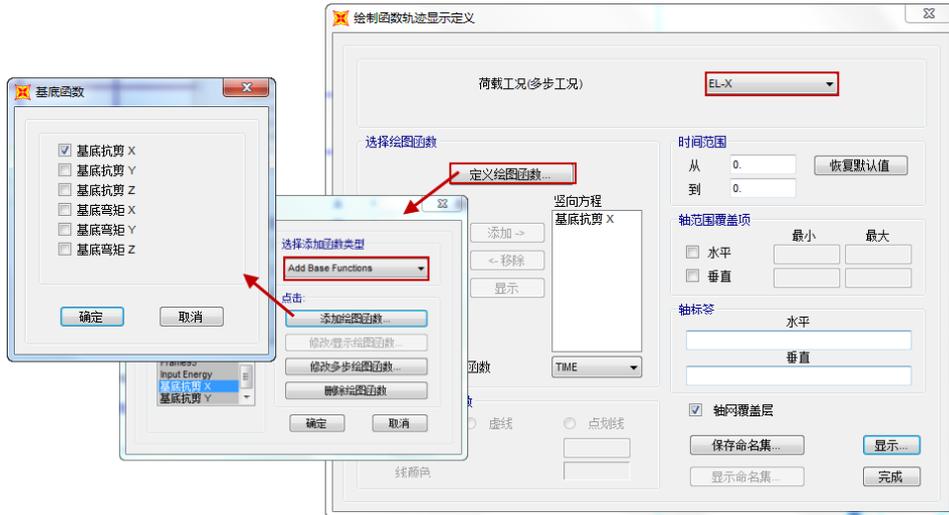


图 2-34 定义绘图函数

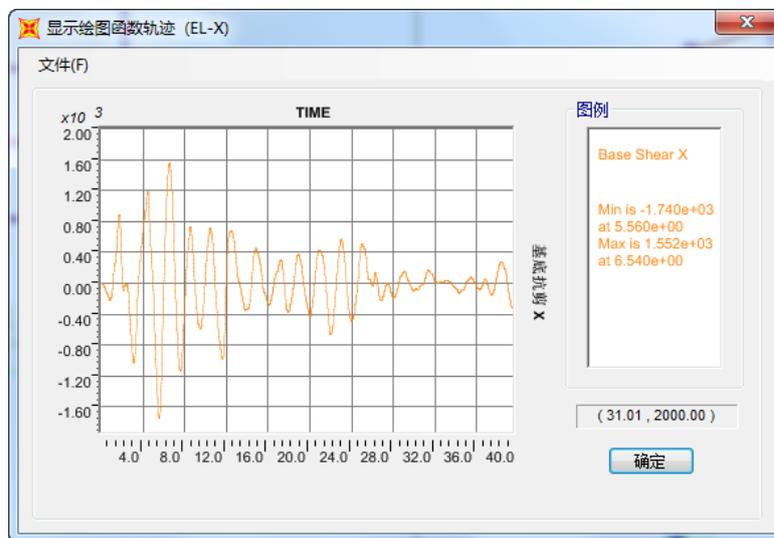


图 2-35 绘制基底剪力时程曲线

提取基底剪力时程曲线数据，可以通过点击菜单显示>显示表格>分析结果>结构输出，在弹出的对话框中进行如图 2-36 所示的操作，提取基底剪力数据。

注意：在输出选项中将“振型时程结果”改为“一步一步”。分别提取隔震结构和原结构的基底剪力数据，再利用绘图软件（如 Excle）容易得到隔震和非隔震结构的基底剪力对比图。



图 2-36 提取基底剪力时程数据

可得到隔震结构与原结构基底剪力时程曲线对比图，如图 2-37 至 2-39 所示，可以直观看出隔震支座的隔震效果。

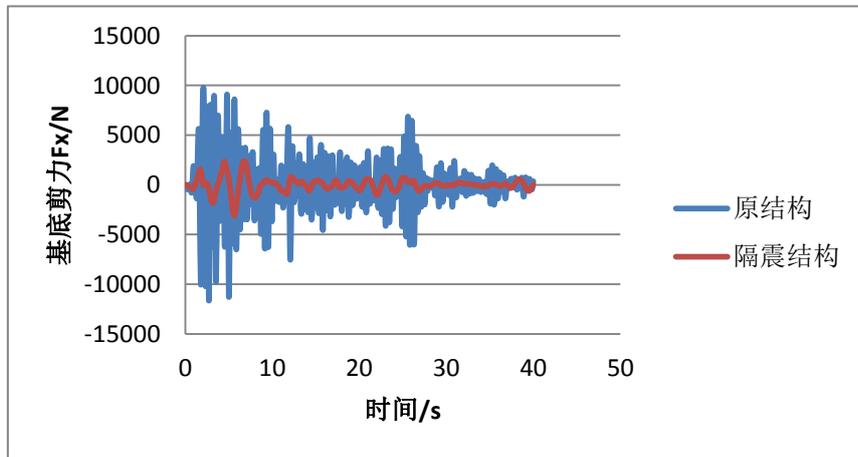


图 2-37 EL-CENTRO 波

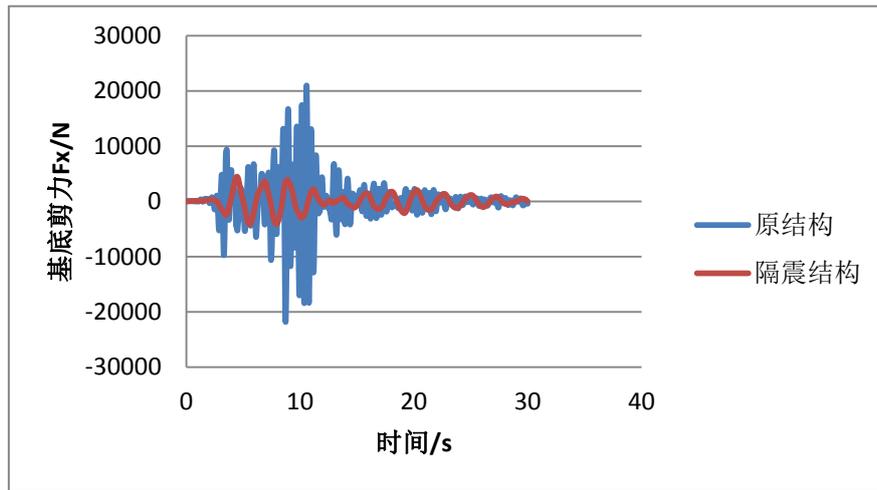


图 2-38 CPC 波

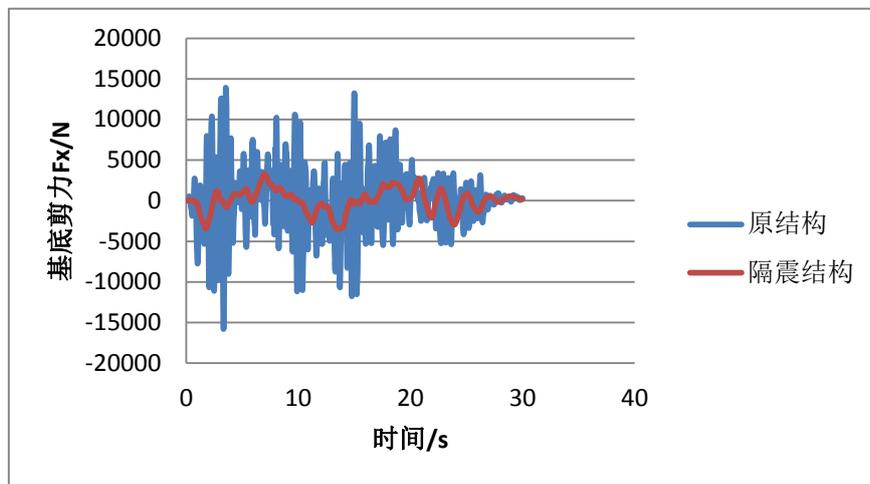


图 2-39 REN 波

2.2.5 确定水平向减震系数

根据《抗规》12.2.5 条对水平向减震系数取值的规定：对于多层建筑，为按弹性计算所得的隔震与非隔震各层层间剪力的最大比值；对于高层建筑：隔震与非隔震各层倾覆力矩的最大比值与层间剪力的最大比值，取二者的较大值。

注意：需对 X 方向、Y 方向分别求解，取最大值。

点击菜单**显示>显示表格>分析结果>结构输出**，在弹出的对话框中，显示层剪力如图 2-41 所示。整理得到的楼层剪力，统计在下表 2-8 和 2-9 中。

注：提取层剪力采用截面切割的方法，具体操作请见本文要点详解 3.1 节内容。

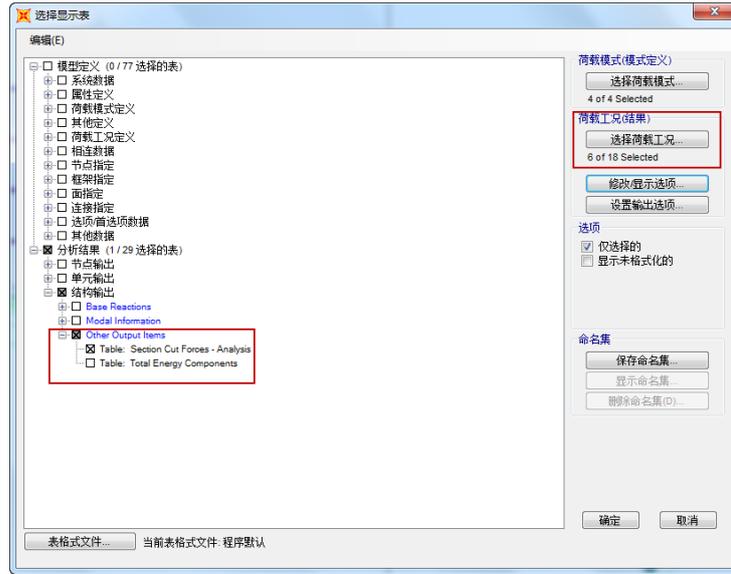


图 2-40 输出层剪力

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	GlobalX m	Global m
1	EL-X	NonModHist	Max	1171.404	0.352	19159.635	5.621	11659.6745	10.7068	15	
1	EL-X	NonModHist	Min	-1272.809	-0.315	19152.397	-4.3111	-13530.6183	-8.7437	15	
1	EL-Y	NonModHist	Max	0.44	1203.689	19195.812	12904.2982	67.5389	61.7331	15	
1	EL-Y	NonModHist	Min	-0.514	-1294.736	19128.57	-11641.0528	-58.1623	-78.8244	15	
1	CPC-X	NonModHist	Max	2174.276	0.598	19162.962	9.8557	19919.4007	17.6534	15	
1	CPC-X	NonModHist	Min	-2058.421	-0.646	19150.117	-6.0247	-19340.0222	-14.098	15	
1	CPC-Y	NonModHist	Max	0.631	2151.274	19199.774	18960.3671	87.5342	128.428	15	
1	CPC-Y	NonModHist	Min	-0.809	-2059.854	19111.353	-19410.1671	-75.0021	-91.0496	15	
1	Ren-X	NonModHist	Max	1912.461	1.028	19163.445	11.5654	17851.6615	19.8088	15	
1	Ren-X	NonModHist	Min	-1845.583	-1.176	19148.11	-10.8448	-18531.4368	-16.4775	15	
1	Ren-y	NonModHist	Max	1.103	1923.503	19202.577	18781.8472	81.5784	66.4175	15	
1	Ren-y	NonModHist	Min	-1.164	-1880.933	19088.662	-17486.3658	-63.1358	-72.7775	15	
2	EL-X	NonModHist	Max	992.194	0.398	14302.088	7.0654	7695.0243	25.9696	15	
2	EL-X	NonModHist	Min	-1171.968	-0.417	14295.888	-6.0301	-9055.7869	-14.5572	15	
2	EL-Y	NonModHist	Max	0.547	1000.234	14337.506	8439.7266	61.7385	152.3322	15	
2	EL-Y	NonModHist	Min	-0.346	-1094.46	14260.786	-7440.9336	-45.2979	-158.6284	15	
2	CPC-X	NonModHist	Max	1691.822	0.838	14302.998	9.6657	12157.2907	28.3559	15	
2	CPC-X	NonModHist	Min	-1649.71	-0.868	14295.69	-11.0298	-12687.2383	-30.1775	15	
2	CPC-Y	NonModHist	Max	0.793	1649.092	14348.709	12381.4268	64.1382	221.442	15	
2	CPC-Y	NonModHist	Min	-0.93	-1619.713	14246.534	-12263.4984	-79.3413	-228.1685	15	
2	Ren-X	NonModHist	Max	1492.856	0.924	14302.742	7.189	11098.9144	24.8727	15	

图 2-41 提取层剪力

表 2-8 X 向水平减震系数

X 向	层剪力/KN						水平向减震系数		
	非隔震结构			隔震结构			隔震/非隔震		
	EL	CPC	人工波	EL	CPC	人工波	EL	CPC	人工波
四层	1951.88	3764.27	2555.02	442.77	584.85	557.34	0.227	0.155	0.218

三层	3623.48	7051.61	4977.92	886.24	1209.74	1107.12	0.245	0.172	0.222
二层	4958.82	9570.85	6992.07	1171.97	1691.82	1558.67	0.236	0.177	0.223
一层	5844.74	10942.47	7897.14	1272.81	2174.28	1912.46	0.218	0.199	0.242

表 2-9 Y 向水平减震系数

Y 向	层剪力/KN						水平减震系数		
	非隔震结构			隔震结构			隔震/非隔震		
	EL	CPC	人工波	EL	CPC	人工波	EL	CPC	人工波
四层	2279.32	3164.85	2397.91	388.50	577.61	584.78	0.170	0.183	0.244
三层	4108.86	6225.19	4634.71	783.55	1182.52	1154.88	0.191	0.190	0.249
二层	5321.08	8704.66	6402.00	1094.46	1649.09	1606.76	0.206	0.189	0.251
一层	6488.45	10339.36	7667.53	1294.74	2151.27	1923.50	0.200	0.208	0.251

隔震后水平地震作用计算的水平地震影响系数为：

$$\alpha_{\max 1} = \beta \alpha_{\max} / \psi$$

β —水平向减震系数，取对于多高层建筑，为按弹性计算所得的隔震与非隔震各层层间剪力的最大比值；

ψ —调整系数，对一般橡胶支座，取 0.80；支座剪切性能偏差为 S-A 类，取 0.85；隔震装置带有阻尼器时，相应减少 0.05。

表 2-10 给出了结构计算所得的水平向减震系数和水平地震影响系数最大值。

表 2-10 隔震层以上结构水平地震影响系数最大值

方向	水平向减震系数	水平地震影响系数最大值
X	0.245	0.0490
Y	0.251	0.0502

由计算结果可知，采用基础隔震技术后，层间剪力有所降低。上部结构的地震影响系数最大值取 0.0502，满足《建筑抗震设计规范》12.2.5 第 3 条规定：隔震层以上结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在 6 度设防时的总水平地震作用。

根据《建筑抗震设计规范》条文说明 12.2.5 中表 7，隔震后该结构水平地震作用所对应的烈度可降低一度按 7 度（0.10g）进行计算。设计采用的楼层地震剪力同时要满足《建筑抗震设计规范》第 5.2.5 条的最小地震剪力系数的规定。

本案例满足既定的隔震目标，可进行下一步罕遇地震下隔震层校核。

注意：在实际项目中，用户需在此处判断是否满足减震目标，若满足，则进行下一步验算。若不满足，则需要修改支座布置方案，重新进行计算。

2.3 罕遇地震下隔震层校核

为验算支座相关参数是否满足规范要求，建立罕遇地震下的隔震模型。

2.3.1 罕遇地震下隔震模型建立

罕遇地震下隔震模型可基于设防地震下的隔震模型进行修改。注意：对于本节所涉及的罕遇地震作用下的分析，取水平剪切变形 250%时的支座参数。

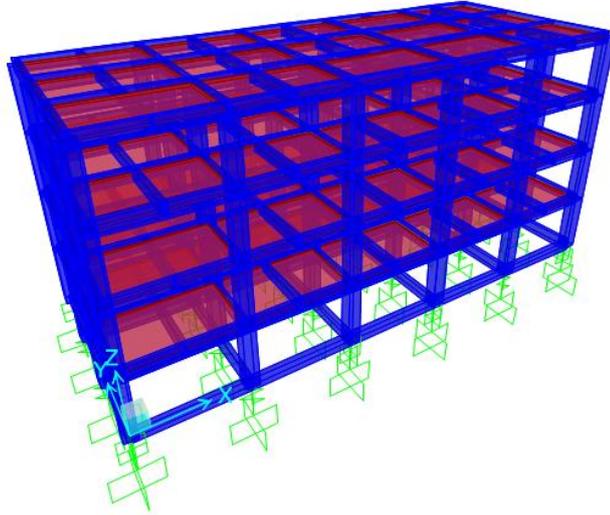


图 2-42 隔震模型 2

步骤一：修改支座参数。

点击菜单**定义>截面属性>连接/支座属性**，分别选择 LRB400 和 LRB500（由于本教程采用的 LRB600 产品参数中 250%水平剪切变形时等效刚度与 100%水平剪切变形时相同，故不进行修改），点击“**显示/修改属性**”，在弹出的对话框中进行如图 4-43 和 4-44 所示的操作，修改支座名称和线性分析属性中的有效刚度值。

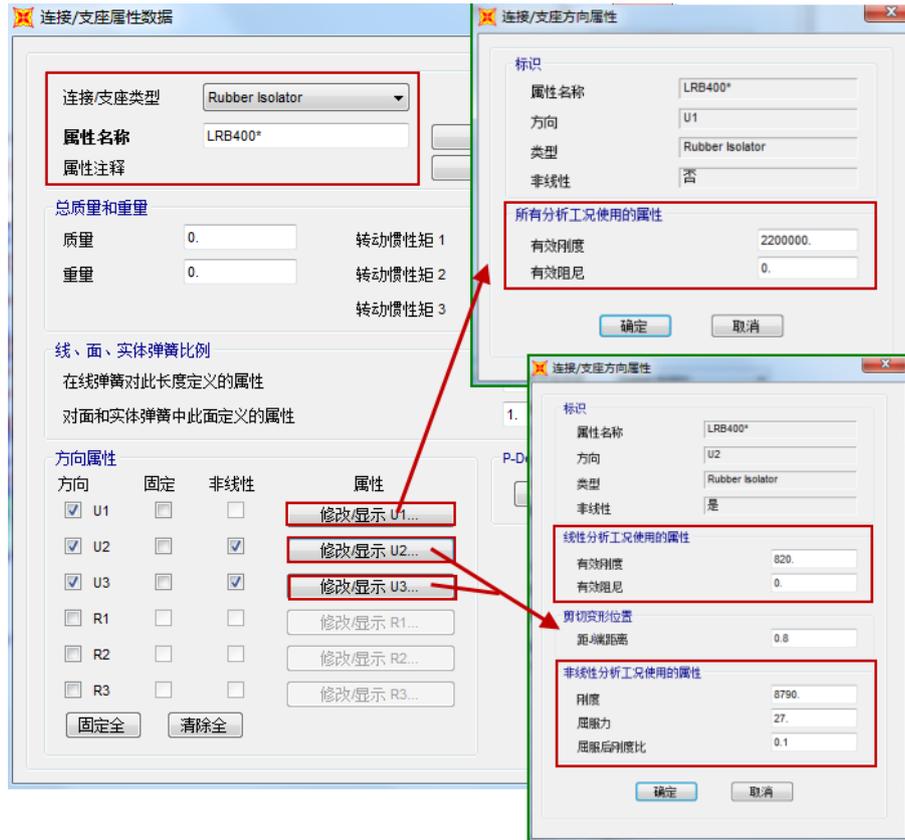


图 2-43 LRB400*属性定义

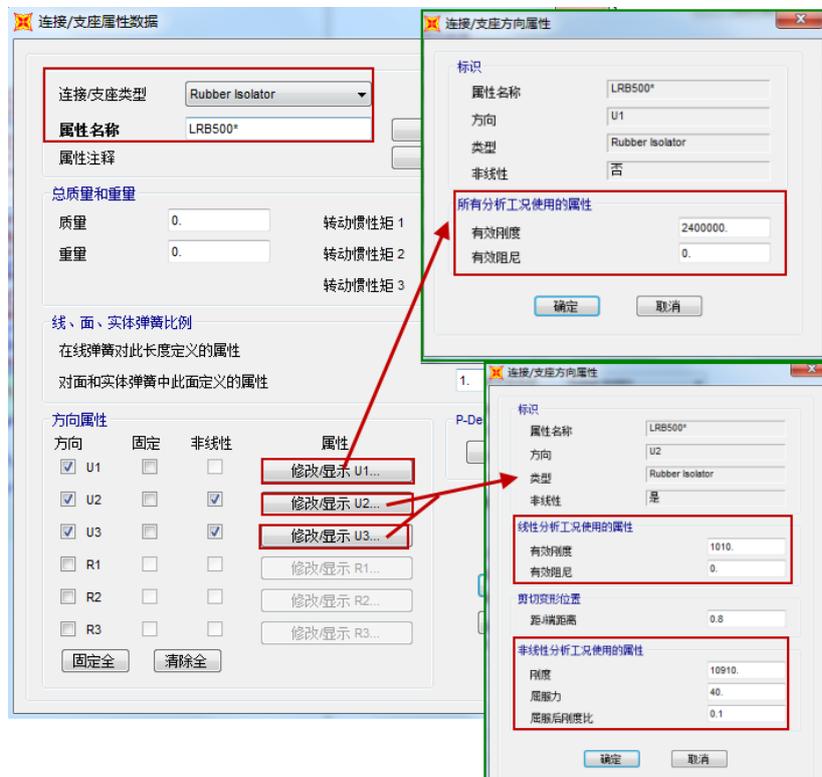


图 2-44 LRB500*属性定义

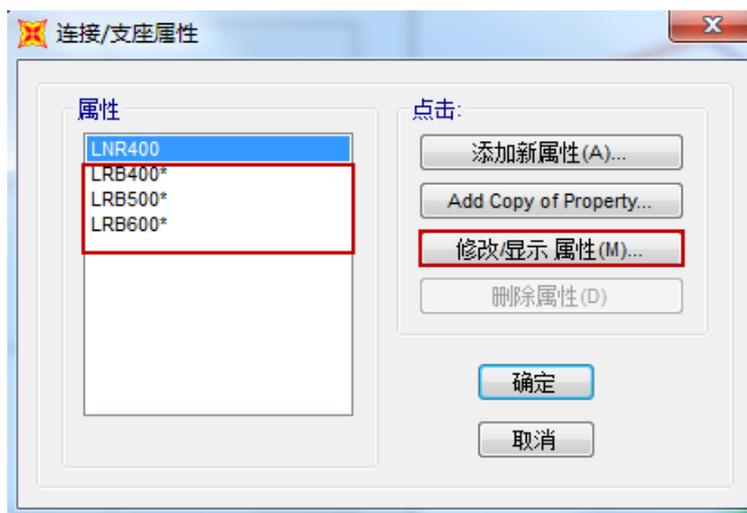


图 2-45 修改后支座列表

步骤二：调整地震工况

罕遇地震加速度时程最大值为 400cm/s^2 ，而设防地震下加速度时程最大值为 200cm/s^2 ，所以直接修改比例系数为 0.02，如图 2-46 所示，按此方法修改其他的地震工况。

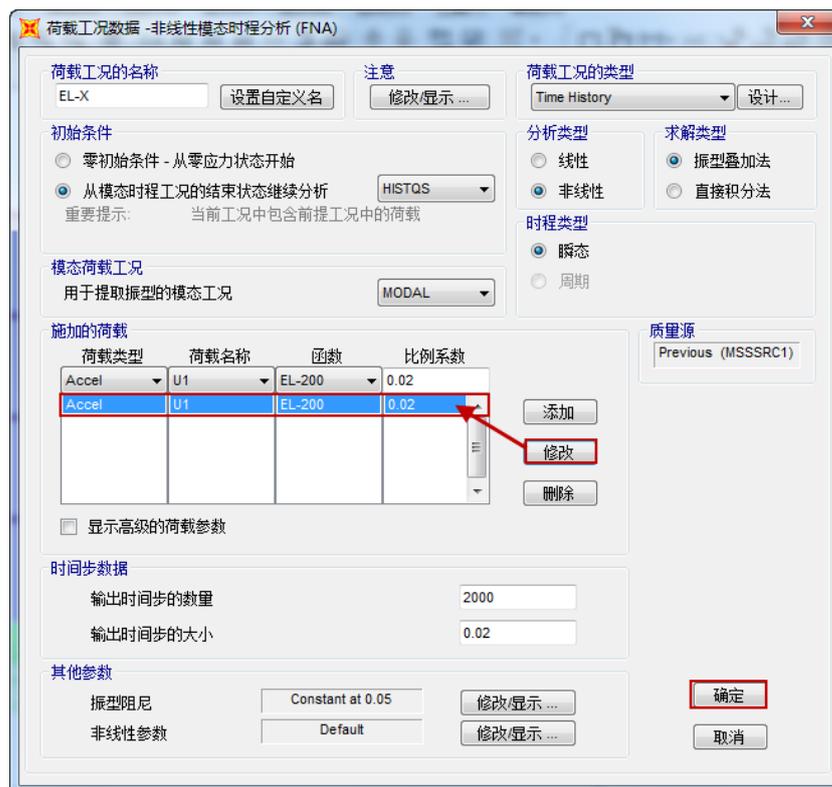


图 2-46 调整地震波为罕遇地震

2.3.2 隔震层水平最大位移校核

本案例中罕遇地震下，隔震支座最大水平位移值取三条地震波时程工况的包络值。规范规定该值不应超过有效直径的 0.55 倍和橡胶层总厚度 3 倍二者的较小值。

可分别定义 X 和 Y 方向的地震工况包络荷载组合，如下图 2-47 所示，提取三条地震波时程工况的水平位移包络值。

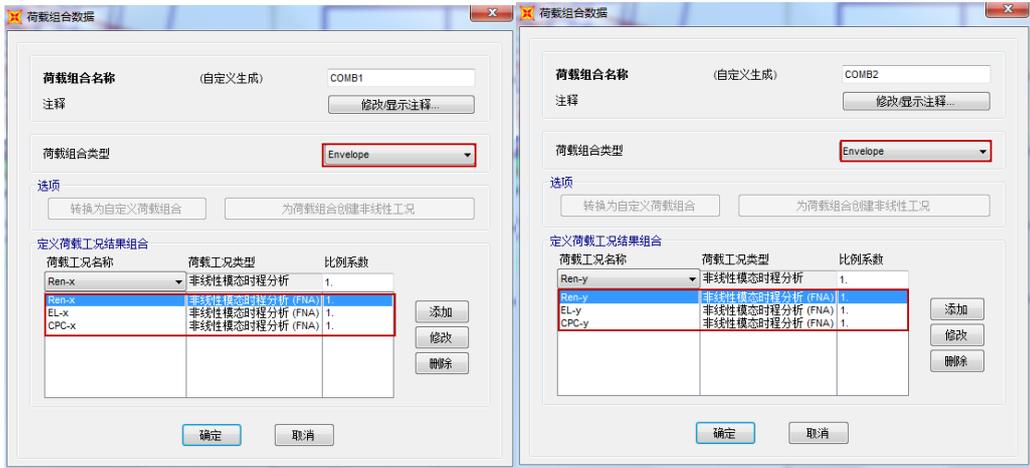


图 2-47 定义荷载组合

完成运行分析之后，点击菜单显示>显示表格>分析结果>单元输出>Link Output，提取三条地震波时程工况的包络值，作为隔震层水平最大位移的代表值，如下图 2-48 所示。

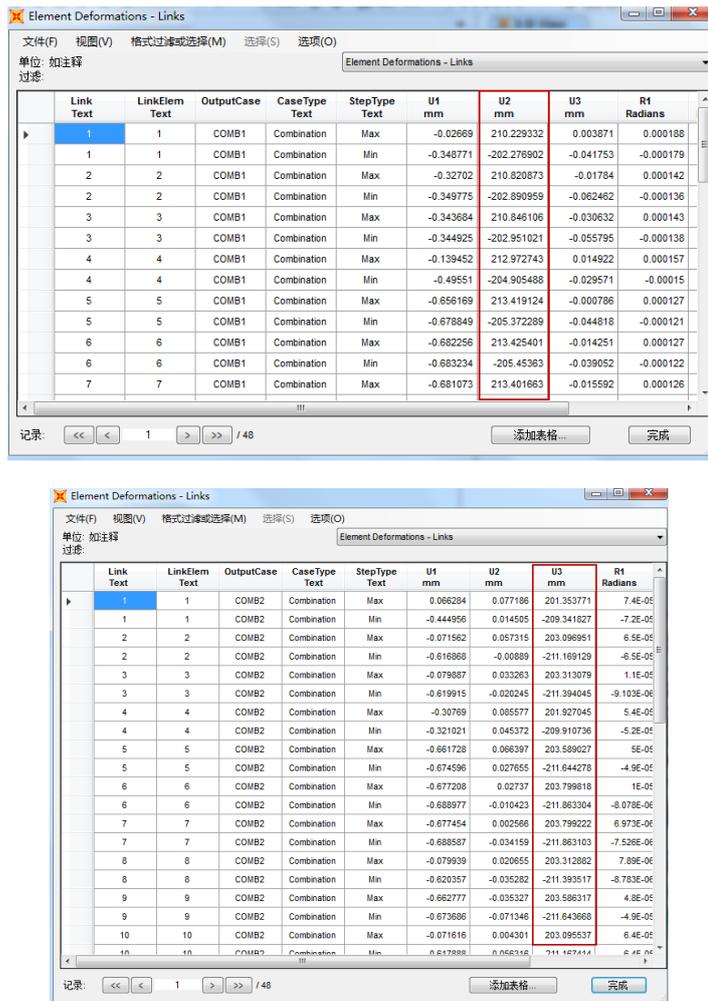


图 2-48 提取支座位移

表 2-11 列出了隔震支座的最大水平位移值，可以看出隔震支座最大水平位移均小于其允许极限位移值（ $\min(0.55D, 3Tr)$ ），满足规范要求。

表 2-11 隔震支座最大水平位移(mm)

支座型号	支座编号	X 向最大	Y 向最大	极限位移
LRB400	4	212.97	-209.91	219
	12	212.84	-209.91	
	13	212.84	-209.89	
	23	212.97	-209.89	
LRB500	2	210.82	-211.17	275
	3	210.85	-211.39	
	8	210.83	-211.39	
	10	210.77	-211.17	
	15	210.77	-211.08	
	18	210.83	-211.31	
	19	210.85	-211.31	
LBR600	1	210.23	-209.34	330
	11	210.14	-209.34	
	14	210.14	-209.29	
	24	210.23	-209.30	
LNR400	5	213.42	-211.64	219
	6	213.43	-211.86	
	7	213.40	-211.86	
	9	213.32	-211.64	
	16	213.32	-211.59	
	17	213.41	-211.81	
	20	213.43	-211.81	
	21	213.43	-211.59	

2.3.3 隔震支座拉应力校核

根据《抗规》12.2.4 条，关于橡胶隔震支座最大拉应力限值的规定；在罕遇地震作用下，隔震支座不宜出现拉应力；当少数隔震支座出现拉应力时，其拉应力不应大于 1MPa。

规范中对拉应力校核采用的荷载组合并无明确规定，各厂家采用的荷载组合也有所差异。本案例中取 $D + 0.5L + E_h - 0.5E_v$ 的荷载组合结果作为计算极小面压的压力值。

其中，

D—恒荷载，包含结构自重；

L—活荷载；

E_h —水平地震，本例中取三条地震时程工况包络值；

E_v —竖向地震，取 0.2 重力荷载代表值（ $D + 0.5L$ ）。

通过菜单显示>显示表格>分析结果>单元输出>Link Output, 提取水平地震作用下隔震支座轴力包络值。如图 2-49 所示的连接单元内力表中, 程序输出了内力的最大和最小值, 其中轴力为正值代表支座受拉, 轴力为负值代表支座受压。

Link Text	LinkElem Text	Station Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-mm
1	1	I-End	COMB1	Combination	Max	-74.731	332.311	0.127	
1	1	J-End	COMB1	Combination	Max	-74.731	332.311	0.127	
1	1	I-End	COMB1	Combination	Min	-976.558	-321.885	-0.291	
1	1	J-End	COMB1	Combination	Min	-976.558	-321.885	-0.291	
2	2	I-End	COMB1	Combination	Max	-784.847	266.006	0.068	
2	2	J-End	COMB1	Combination	Max	-784.847	266.006	0.068	
2	2	I-End	COMB1	Combination	Min	-839.459	-257.354	-0.459	
2	2	J-End	COMB1	Combination	Min	-839.459	-257.354	-0.459	
3	3	I-End	COMB1	Combination	Max	-824.843	266.033	0.019	
3	3	J-End	COMB1	Combination	Max	-824.843	266.033	0.019	
3	3	I-End	COMB1	Combination	Min	-827.82	-257.42	-0.468	
3	3	J-End	COMB1	Combination	Min	-827.82	-257.42	-0.468	
4	4	I-End	COMB1	Combination	Max	-306.795	211.503	0.086	
4	4	J-End	COMB1	Combination	Max	-306.795	211.503	0.086	

Link Text	LinkElem Text	Station Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m
1	1	I-End	COMB2	Combination	Max	185.594	0.576	320.675	0
1	1	J-End	COMB2	Combination	Max	185.594	0.576	320.675	0
1	1	I-End	COMB2	Combination	Min	-1245.878	-0.18	-331.147	0
1	1	J-End	COMB2	Combination	Min	-1245.878	-0.18	-331.147	0
2	2	I-End	COMB2	Combination	Max	-171.748	0.257	257.579	0
2	2	J-End	COMB2	Combination	Max	-171.748	0.257	257.579	0
2	2	I-End	COMB2	Combination	Min	-1480.484	-0.17	-266.386	0
2	2	J-End	COMB2	Combination	Min	-1480.484	-0.17	-266.386	0
3	3	I-End	COMB2	Combination	Max	-191.728	0.172	257.815	0
3	3	J-End	COMB2	Combination	Max	-191.728	0.172	257.815	0
3	3	I-End	COMB2	Combination	Min	-1487.795	-0.197	-266.631	0
3	3	J-End	COMB2	Combination	Min	-1487.795	-0.197	-266.631	0
4	4	I-End	COMB2	Combination	Max	-676.918	0.56	201.794	0
4	4	J-End	COMB2	Combination	Max	-676.918	0.56	201.794	0
4	4	I-End	COMB2	Combination	Min	-706.246	-0.022	-208.812	0
4	4	J-End	COMB2	Combination	Min	-706.246	-0.022	-208.812	0
5	5	I-End	COMB2	Combination	Max	-1058.766	0.044	134.369	0
5	5	J-End	COMB2	Combination	Max	-1058.766	0.044	134.369	0
5	5	I-End	COMB2	Combination	Min	-1079.354	0.018	-139.685	0

图 2-49 连接单元内力 (X 和 Y 向)

由于本案例中水平地震时程工况已考虑了重力荷载代表值的初始条件, 故水平地震的结果输出代表 $D + 0.5L + E_h$ 的结果。

将图 2-49 中轴力最大值 (即表中 Max 对应值) 与 0.5 竖向地震作用下支座轴力进行组合, 可得到 $D + 0.5L + E_h - 0.5E_v$ 组合下支座轴力, 进而得到支座极小面压值如下表 2-12 所示。

表 2-12 隔震支座极小面压

支座型号	支座编号	极小面压 (MPa)	
		X 向	Y 向
LRB400	4	-1.876	-4.823
	12	-1.784	-4.855
	13	-1.783	-4.855
	23	-1.882	-4.848
LRB500	2	-3.590	-0.462
	3	-3.789	-0.558
	8	-3.761	-0.559
	10	-3.618	-0.463
	15	-3.620	-0.331
	18	-3.805	-0.435
	19	-3.803	-0.437
	22	-3.616	-0.336
LRB600	1	-0.078	0.843
	11	-0.026	0.847
	14	-0.024	0.931
	24	-0.075	0.927
LNR400	5	-7.503	-7.574
	6	-7.820	-7.756
	7	-7.805	-7.759
	9	-7.519	-7.587
	16	-7.521	-7.587
	17	-7.826	-7.754
	20	-7.826	-7.754
	21	-7.515	-7.584

由表 2-12 可知，隔震支座罕遇地震作用下支座承受的拉应力均小于 1MPa，满足规范要求。

2.3.4 隔震支座压应力校核

一般可取支座极大面压限值为 2 倍基准面压（当支座在 2 倍基准面压下各项性能指标、变形能力及稳定性能够满足设计要求时）。本例中支座基准面压为 12MPa，取极大面压限值为 24MPa。

本案例中取 $D + 0.5L + E_h + 0.5E_v$ 的荷载组合结果，作为计算极大面压的压力值。

将图 2-49 轴力最小值（即表中 Min 对应值）与 0.5 竖向地震作用下支座轴力进行组合，可得到 $D + 0.5L + E_h + 0.5E_v$ 组合下支座轴力，进而得到支座极大面压值如下表 2-13 所示。

表 2-13 隔震支座极大面压

支座型号	支座	极大面压 (MPa)
------	----	------------

	编号	X 向	Y 向
LRB400	4	-9.246	-5.623
	12	-9.145	-5.602
	13	-9.144	-5.601
	23	-9.237	-5.608
LRB500	2	-4.697	-7.553
	3	-4.643	-7.591
	8	-4.673	-7.596
	10	-4.693	-7.566
	15	-4.697	-7.433
	18	-4.654	-7.471
	19	-4.653	-7.470
	22	-4.692	-7.430
LRB600	1	-3.642	-4.409
	11	-3.593	-4.411
	14	-3.590	-4.327
	24	-3.640	-4.325
LNR400	5	-9.504	-8.594
	6	-9.575	-8.777
	7	-9.594	-8.772
	9	-9.505	-8.582
	16	-9.508	-8.576
	17	-9.583	-8.774
	20	-9.581	-8.774
	21	-9.502	-8.576

由表 2-12 可知所有隔震支座的最大压应力均小于 24MPa，满足承载力要求。

3 要点详解

3.1 层剪力

由于 SAP2000 中没有层的概念，不能在分析结果中直接提取各楼层的层剪力，可借助截面切割来统计输出相应结果。

3.1.1 截面切割

截面切割是程序自带的一种内力统计的方式，一般用于统计和输出节点对单元的合力。在 SAP2000 中有两种方法定义截面切割：方法一，定义截面切割组法；方法二，直接绘制法。本文采用定义截面切割组法统计楼层力。

注：反应谱工况下，不可直接将各构件的剪力值直接进行代数相加当做楼层剪力值。截面切割更多内容可访问筑信达知识库：<http://www.cisec.cn/Support/knowledgeBase/KnowledgeBaseMain.aspx>

步骤一：定义组

利用三维视图，将模型视图调整到下图 3-1 所示，方便进行选择。

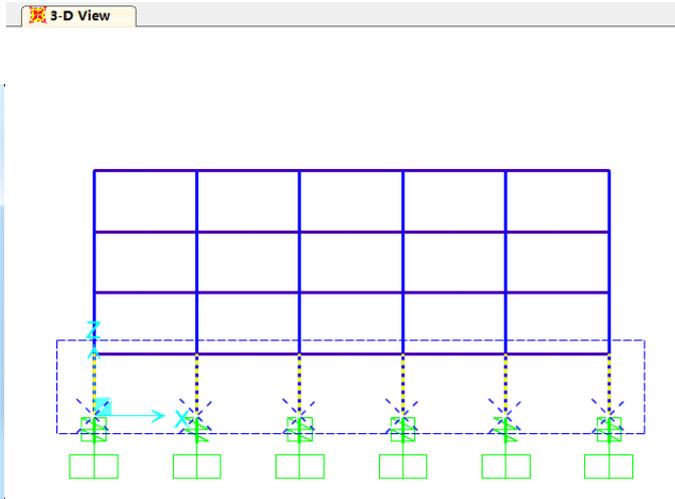


图 3-1 按层选择柱和节点

分别将每一层柱子及柱底节点定义为一组，方便后续截面切割定义。如上图所示，选择一层柱及柱底，通过菜单**指定>指定到组>添加新组**，在弹出的对话框中输入组名称，点击**确定**，完成一层柱分组定义。按同样的方法完成其它楼层柱的分组定义。



图 3-2 定义组

步骤二：定义截面切割

点击菜单**定义>截面切割>添加新截面切割**，对每层分别定义的截面切割。



图 3-3 定义截面切割

步骤三：提取层剪力

通过菜单显示>显示表格>分析结果>结构输出>Other Output Items>Table:Section Cut Forces Analysis，选择截面切割结果如图 3-4 所示。选中后点击“确定”，显示数据表如图 3-5 所示，在默认情况下，表中 F1 和 F2 值代表对应工况下的 X 方向和 Y 方向的楼层剪力。

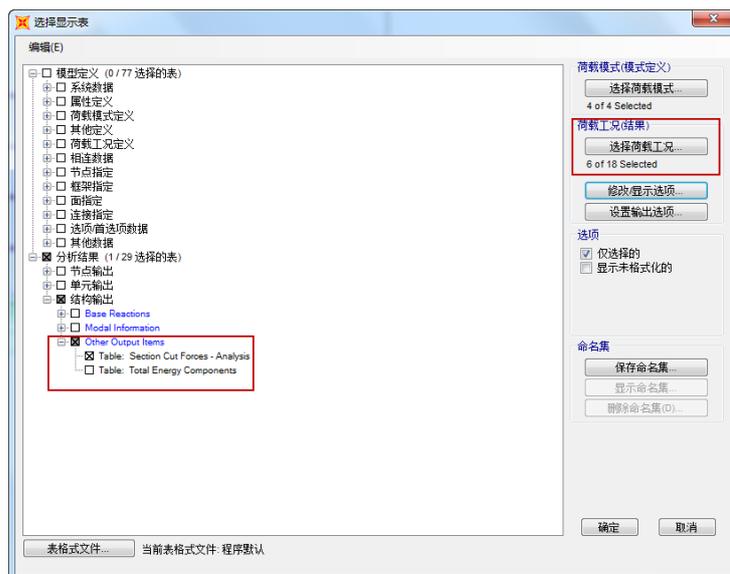


图 3-4 提取截面切割力

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm	GlobalX mm
1	EL-x	NonModHist	Max	2425.673	3.987	19116.943	49488.08	22126489.23	79070.6	150
1	EL-x	NonModHist	Min	-2686.957	-7.619	19115.275	13152.4	-26672623.5	-81328.81	150
1	EL-y	NonModHist	Max	7.158	2438.802	19117.372	24718996.92	48214.7	226924.54	150
1	EL-y	NonModHist	Min	-5.258	-2600.334	19115.362	-22964209.6	-38198.06	-312442.37	150
1	CPC-x	NonModHist	Max	5007.93	9.815	19117.567	72463.87	45558898.6	156594.59	150
1	CPC-x	NonModHist	Min	-4921.805	-12.901	19114.633	-9519.44	-44253665	-200092.79	150
1	CPC-y	NonModHist	Max	9.507	4991.346	19117.302	43557345.4	65055.39	416881.89	150
1	CPC-y	NonModHist	Min	-8.934	-4854.574	19115.007	-45205255	-53915.16	-326262.08	150
1	Ren-x	NonModHist	Max	3061.872	4.091	19117.022	47005.53	28841536.8	54416.29	150
1	Ren-x	NonModHist	Min	-3437.764	-6.638	19115.149	13497.86	-31155632.1	-84582.84	150
1	Ren-y	NonModHist	Max	4.705	3050.977	19116.984	31957569	35064.26	162501.1	150
1	Ren-y	NonModHist	Min	-2.974	-3456.967	19115.253	-28067291.7	-26636.78	-181270.13	150
2	EL-x	NonModHist	Max	1884.982	2.485	14336.345	33481	13774587.85	41756.66	150
2	EL-x	NonModHist	Min	-2280.976	-1.428	14326.519	-25613	-17004011.1	-23170.55	150

图 3-5 层剪力

3.1.2 层剪力

基于前述的结果提取，可整理得到对应工况下的层剪力，以 EL-x 工况为例。

表 3-1: 层剪力统计 (kN)

工况	楼层	层剪力
EL-x	4	442.77
	3	886.24
	2	1171.97
	1	1272.81

3.2 橡胶隔震器定义

在 SAP2000 中，使用 Rubber Isolator 连接单元模拟橡胶隔震器，连接单元中的各参数来模拟橡胶隔震器的属性。



图 3-6 隔震支座参数含义

连接单元参数定义中，1、2、3 指连接单元的局部坐标轴方向。如图 3-6 所示， U_1 代表连接单元轴向、 U_2 、 U_3 代表连接单元剪切方向。一般情况下，勾选 U_1 、 U_2 、 U_3 方向。

“固定”代表某方向上的刚度无限大，在对应方向上无变形；“非线性”则在对应方向上可考虑其非线性属性。

普通橡胶隔震器和铅芯橡胶隔震器和在模拟时有所不同，普通橡胶隔震器仅考虑其线性属性，而铅芯橡胶隔震器需要考虑水平剪切方向的非线性属性。

根据建筑抗震设计规范，在设防地震下，使用隔震支座水平剪切应变为 100%时的性能参数进行分析计算；在罕遇地震下，使用隔震支座水平剪切应变为 250%时的性能参数进行分析计算。

3.2.1 普通橡胶隔震器模拟

普通橡胶隔震器在分析过程中只考虑其线性性能。在 Rubber Isolator 定义中，只勾选 U_1 、 U_2 、 U_3 ，并对此三个方向的属性分别进行定义。



图 3-7 U1 方向属性定义对话框



图 3-8 U2 方向属性定义对话框

表 2-3 橡胶隔震支座产品规格

型号	水平等效刚度 (kN/m)	竖向刚度 (kN/mm)
LNR400	660	1600

有效刚度：隔震器的对应方向的刚度，U1 方向刚度代表其轴向刚度；U2 和 U3 方向刚度代表其水平剪切刚度。此数值为线性属性，只用于线性分析工况。

有效阻尼：隔震器的有效阻尼值，体现线性分析中隔震器的能量耗散能力，与隔震器的剪切应变相关。切记，有效阻尼不能与隔震器的等效阻尼比混为一谈。由于隔震模型一般采用非线性时程分析，此数值在非线性分析中不发挥作用，故通常情况下填写 0。

剪切变形位置：剪切变形发生的位置，注意此处输入的数值为距离 J 端的绝对距离。J 端指沿连接单元轴向，末端位置。

一般情况下，U2 方向的属性与 U3 方向属性相同，采用同样的参数。

3.2.2 铅芯橡胶隔震器模拟

铅芯橡胶隔震器在分析过程中考虑其水平方向的非线性性能。在 Rubber Isolator 定义中，勾选 U1、U2、U3，并勾选 U2、U3 方向的非线性。分别对此三个方向的属性进行定义完成铅芯橡胶隔震器属性模拟。

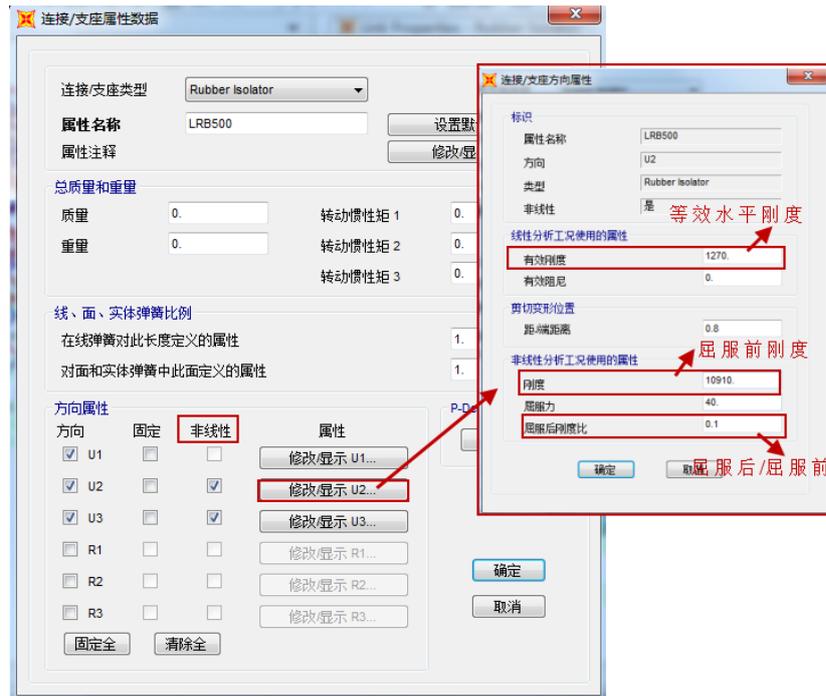


图 3-7 铅芯橡胶隔震支座参数

表 2-2 铅芯隔震支座产品规格

型号	屈服前 刚度 kN/m	等效刚度		竖向刚度 kN/mm	屈服力 kN
		100%水平 剪切变形 kN/m	250%水平 剪切变形 kN/m		
		LRB400	8790		
LRB500	10910	1270	1010	2400	40.0
LRB600	13110	1580	1580	2800	63.0

对于考虑 U2 和 U3 方向非线性属性的含铅芯隔震器，其水平剪切刚度，与隔震器的剪切应变相关，故在设防地震下取 100%水平剪切变形时对应的水平刚度；罕遇地震下，取 250%水平剪切变形时对应的水平刚度。

非线性分析工况使用的属性，包含以下内容：

刚度：隔震器的初始刚度 K_i ，即屈服前刚度。

屈服力：由实验确定，来自产品参数。

屈服后刚度比：屈服后刚度与屈服前刚度的比值。参考《橡胶支座第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》 GB20688.3-2006 中的规定，一般建筑结构取 1/10，桥梁结构取 1/6.5。

U2 方向的属性与 U3 方向属性相同，采用同样的参数。

3.3 模态分析

SAP2000 中提供两种模态分析方法：特征向量法和 Ritz 向量法。对于隔震结构，通常采用 FNA 法进行分析，该方法基于模态分析的结果。为保证 FNA 法结果计算的准确性，强烈建议模态分析采用 Ritz 向量法。

3.3.1 Ritz 向量法

Ritz 向量法模态分析是 CSI 推荐的模态分析方法。Ritz 向量法模态分析可求解由特定荷载激励下的模态，所以该方法求得的振型与荷载空间分布相关。

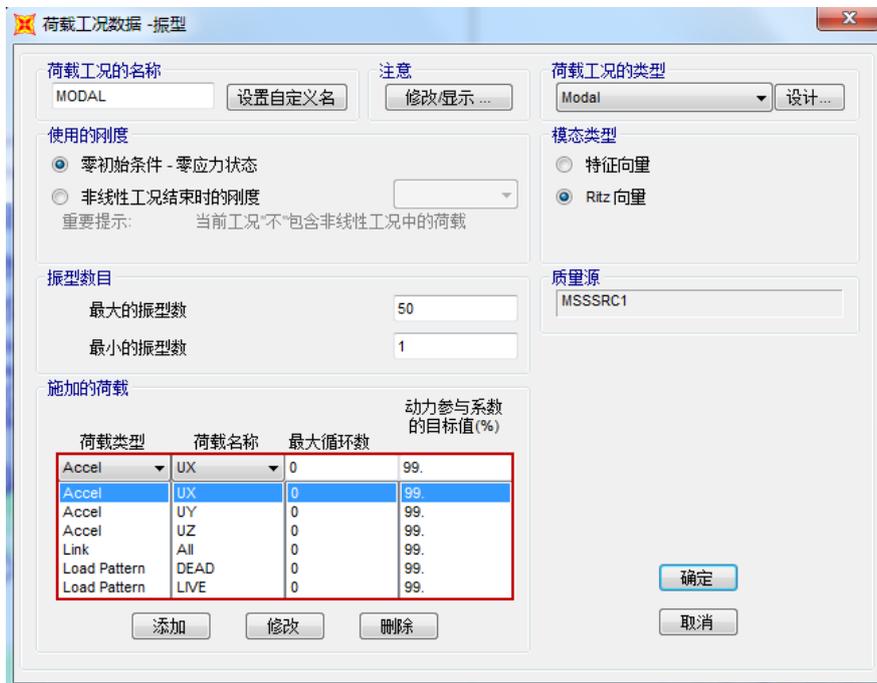


图 3-7 RITZ 向量法模态工况

如图 3-7 所示，在定义 Ritz 向量法模态工况时，用户需要输入“振型数目”和“施加的荷载”。

对于模态数量的取值，一般建议模态数量=连接单元的非线性自由度数+楼层数量 X3+考虑的荷载 X1。以本案例来讲，预估所需模态数量 $n=16 \times 2 + 4 \times 3 + 2 \times 1 = 46$ ，故取最大振型数为 50。判断 Ritz 向量模态数量是否满足要求，需要查看荷载参与系数是否达到较高水平，而非质量参与系数结果。其中，静力参与系数需达到 100%，动力参与系数尽量高。建议用户在计算时，选择多个模态数量进行试算，结果趋于收敛即可。

另外，用户还需要定义施加的荷载。施加的荷载可选择三种荷载类型：加速度荷载、荷载样式、内置的非线性变形荷载。

对于常规结构，可选择 X、Y 方向的加速度当做施加的荷载，此时，可基于模态分析的结果进行水平方向上的地震作用求解。若要考虑竖向地震作用，则需要同时施加 Z 方向的加速度。

对于隔震结构或消能减震结构，由于模型中存在使用连接单元模拟的隔震器或者消能减震器，在进行模态分析时，需要在施加的荷载中考虑连接单元的非线性变形荷载和恒、活荷载。

本案例中考虑了 UX、UY、UZ 方向的加速度荷载，所有连接单元的非线性变形荷载，以及恒、活荷载，如图 3-7 所示。

3.3.2 特征向量法

特征向量法模态分析求解无阻尼下结构自由振动的模态和频率，此分析只与结构自身的刚度和质量相关，通过此分析，可以很好地辅助我们直观了解结构的动力特性。



图 特征向量法模态工况定义对话框

一般情况下，使用此方法定义模态工况，工程师只需修改“**最大的振型数**”一项控制模态分析的求解阶数，以保证模态分析有足够的质量参与系数。

3.3.3 模态结果解读

对于模态分析的结果，我们常关注的内容包括周期、荷载参与系数、质量参与系数，以及基于质量参与系数对振型振动方向的判断。

周期结果

通过菜单**显示>显示表格>分析结果>结构结果>Modal Information>Table: Modal Periods And Frequencies**可显示周期结果，如下图 3-8 所示。

在图中可以看到每一阶的周期、频率、圆频率等相关信息。

Modal Periods And Frequencies

文件(F) 视图(V) 格式过滤或选择(M) 选择(S) 选项(O)

单位: 如注释
过滤: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.92019	0.52078183...	3.27216876...	10.7070884...
MODAL	Mode	2	1.907708	0.52418919...	3.29357782...	10.8476548...
MODAL	Mode	3	1.648669	0.60654971...	3.81106423...	14.5242106...
MODAL	Mode	4	0.207474	4.81987746...	30.2841832...	917.131755...
MODAL	Mode	5	0.195	5.12819846...	32.2214212...	1038.21998...
MODAL	Mode	6	0.174275	5.73806068...	36.0532985...	1299.84033...
MODAL	Mode	7	0.091971	10.8730506...	68.3173922...	4667.26608...
MODAL	Mode	8	0.086141	11.6088299...	72.9404298...	5320.30630...
MODAL	Mode	9	0.078138	12.7978463...	80.4112399...	6465.96750...
MODAL	Mode	10	0.070918	14.1007800...	88.5978142...	7849.57269...
MODAL	Mode	11	0.062892	15.9003340...	99.9047451...	9980.95811...
MODAL	Mode	12	0.061234	16.3308510...	102.609763...	10528.7635...
MODAL	Mode	13	0.054427	18.3730926...	115.441545...	13326.7504...
MODAL	Mode	14	0.053048	18.8509742...	118.444164...	14029.0200...
MODAL	Mode	15	0.052149	19.1758196...	120.485228...	14516.6901...
MODAL	Mode	16	0.051428	19.4445695...	122.173833...	14926.4457...
MODAL	Mode	17	0.049357	20.2606208...	127.301234...	16205.6044...
MODAL	Mode	18	0.047874	20.8883813...	131.324570...	17225.3998...
MODAL	Mode	19	0.047845	20.9009764...	131.324708...	17246.1789...
MODAL	Mode	20	0.046262	21.6160139...	135.817421...	18446.3719...
MODAL	Mode	21	0.045779	21.8438442...	137.248921...	18837.2664...
MODAL	Mode	22	0.044761	22.3408871...	140.371934...	19704.2798...

记录: << < 1 > >> / 50 添加表格... 完成

图 3-8 周期结果

荷载参与系数

通过菜单显示>显示表格>分析结果>结构结果>Modal Information>Table: Modal Participating Mass Ratios 可显示结构的荷载参与系数。

Modal Load Participation Ratios

文件(F) 视图(V) Edit 格式过滤或选择(M) 选择(S) 选项(O)

单位: 如注释
过滤: Modal Load Participation Ratios

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	100
MODAL	Acceleration	UY	100	100
MODAL	Acceleration	UZ	100	96.7003
MODAL	Load Pattern	DEAD	100	96.4154
MODAL	Load Pattern	LIVE	100	94.3657
MODAL	Link	1 (U1)	100	96.6663
MODAL	Link	1 (U2)	100	94.1434
MODAL	Link	1 (U3)	100	96.6663
MODAL	Link	1 (R1)	100	96.6663
MODAL	Link	1 (R2)	100	96.6663
MODAL	Link	1 (R3)	100	96.6663
MODAL	Link	2 (U1)	100	96.3475
MODAL	Link	2 (U2)	100	94.1434
MODAL	Link	2 (U3)	100	96.3475
MODAL	Link	2 (R1)	100	96.3475
MODAL	Link	2 (R2)	100	96.3475
MODAL	Link	2 (R3)	100	96.3475
MODAL	Link	3 (U1)	100	95.3483
MODAL	Link	3 (U2)	100	94.1434
MODAL	Link	3 (U3)	100	95.3483

记录: << < 1 > >> / 149 添加表格... 完成

图 3-9 荷载参与系数

质量参与系数

通过菜单显示>显示表格>分析结果>结构结果>Modal Information>Table: Modal Load Participating Ratios 可显示结构的质量参与系数。

规范中规定的质量参与系数大于 90%的规定，对应于 SAP2000 输出结果中最后一阶模态的 SumUX 和 SumUY 值，如红色线框所示。

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	35	0.029818	7.659E-09	7.102E-09	0.09521	1	1	0.99	2.119E-05	0.0002958	1.863E-10	0.79	0.61	1
MODAL	Mode	36	0.021936	1.518E-09	1.144E-09	9.589E-05	1	1	0.99	3.628E-06	0.0004793	1.34E-11	0.79	0.61	1
MODAL	Mode	37	0.00162	2.423E-13	7.461E-15	0.00129	1	1	0.99	9.013E-06	2.237E-06	2.758E-13	0.79	0.61	1
MODAL	Mode	38	0.001045	2.378E-14	5.501E-14	2.262E-05	1	1	0.99	0.001456	0.04293	4.592E-12	0.79	0.66	1
MODAL	Mode	39	0.000941	4.269E-13	2.849E-13	2.219E-05	1	1	0.99	0.00624	0.03842	7.229E-14	0.8	0.69	1
MODAL	Mode	40	0.000857	1.306E-12	2.886E-12	7.976E-06	1	1	0.99	0.01044	0.0961	2.21E-12	0.81	0.79	1
MODAL	Mode	41	0.000666	9.53E-13	4.827E-15	0.000115	1	1	0.99	0.008236	0.004744	3.185E-11	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	42	0.000584	2.073E-13	3.277E-14	0.0003864	1	1	0.99	3.256E-05	1.577E-08	4.975E-11	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	43	0.000413	3.351E-11	1.154E-12	0.0001714	1	1	0.99	1.256E-06	0.003788	1.009E-12	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	44	0.000309	1.173E-12	2.139E-12	5.256E-05	1	1	0.99	0.001144	0.000246	1.538E-13	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	45	0.000263	1.037E-11	1.131E-13	7.01E-05	1	1	0.99	5.062E-06	0.0001892	1.077E-13	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	46	0.000242	1.607E-13	9.792E-16	6.828E-05	1	1	0.99	0.000833	4.577E-06	2.715E-14	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	47	0.00024	1.457E-14	2.32E-14	8.38E-08	1	1	0.99	0.001381	4.59E-06	6.18E-14	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	48	0.00022	1.862E-13	2.356E-13	9.687E-06	1	1	0.99	0.003092	4.498E-05	1.085E-13	0.82	0.8	1
MODAL	Mode	49	0.000197	5.646E-13	3.705E-12	9.845E-06	1	1	0.99	0.003075	0.0001901	4.318E-15	0.83	0.8	1
MODAL	Mode	50	0.000167	2.38E-14	3.548E-12	7.662E-05	1	1	0.99	0.004103	0.001981	6.498E-13	0.83	0.8	1

图 3-10 质量参与系数

振型振动方向判断

对于振型振动方向的判断，在 SAP2000 中同样通过质量参与系数来进行判断。在如下图所示的质量参与系数表格中，对比每一阶模态下，UX、UY、RZ 三项质量参与系数的相对值，哪一项最大，则该阶模态的振型就以此方向振动为主。

在本例中，一阶模态，UX 的质量参与系数最大，则此阶模态以 X 方向振动为主；同理，二阶模态，UY 的质量参与系数最大，则此阶模态以 Y 方向振动为主；而三阶模态，RZ 的质量参与系数最大，则此阶模态以绕 Z 轴的扭转为主。

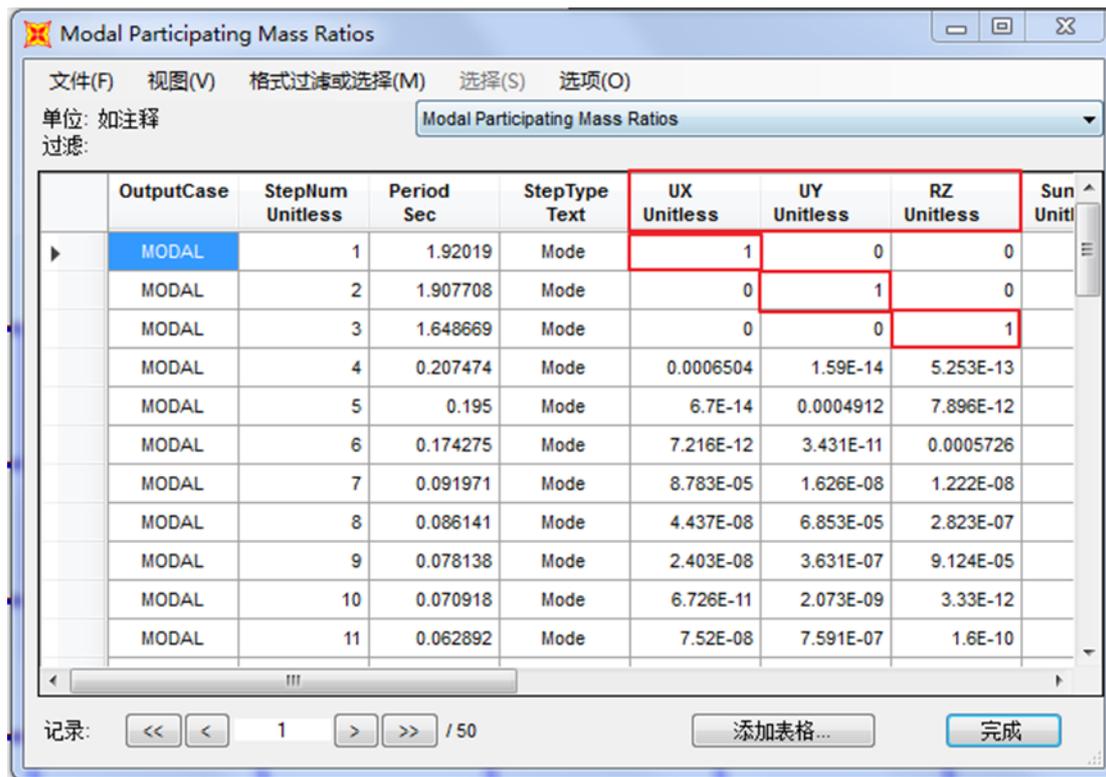


图 3-11 判断振动方向

注：关于模态分析的更多内容可参考《CSI 分析参考手册》模态分析一章。

3.4 快速非线性分析（FNA）法

SAP2000 提供两种时程求解方法：直接积分法和振型叠加法。非线性直接积分可以在分析中考虑所有非线性类型（包含塑性铰/分层壳/纤维铰的非线性、P-Delta 效应、大位移效应、连接单元的非线性、单拉单压单元的非线性等），是工程分析中最通用的方法。而振型叠加非线性分析，也称快速非线性分析（FNA）法，在目前的版本中只能考虑有限的非线性（连接单元的非线性、单拉单压单元的非线性），常见于减隔震结构分析中，具有计算稳定、运算速度快等优点。

注：在 FNA 法中也能考虑 P-Delta 效应，具体方法请参考筑信达知识库文章 <http://www.cisec.cn/Support/knowledgeBase/knowledgeBaseMenu.aspx?menuid=599>。

FNA 法分析基于模态分析的结果，建议模态分析采用 Ritz 向量法。

值得注意的是 FNA 法分析只能从其他 FNA 分析继续，也就是说用于考虑地震分析中竖向荷载的初始工况，只能使用 FNA 来模拟。利用 FNA 动力分析来模拟静力荷载，关键是在加载过程中结构震动而影响最终分析结果。具体操作如下：

步骤一：定义斜坡函数，以缓慢地施加重力荷载。

点击菜单定义>函数>时程>添加新函数，在弹出的对话框中进行如图 3-11 所示的操作。

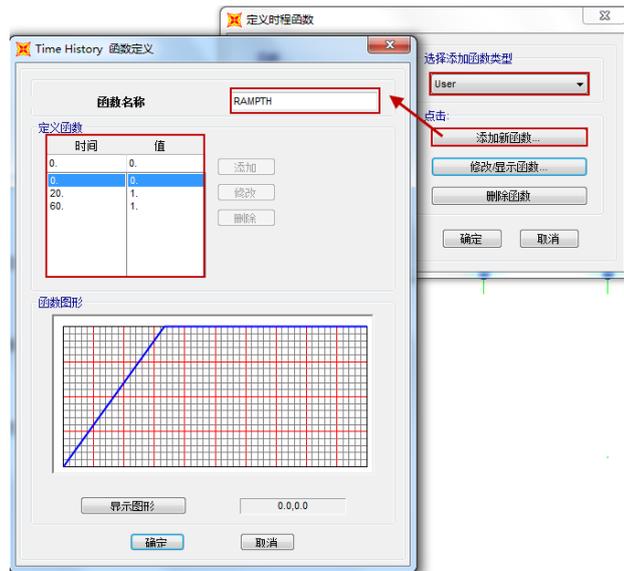


图 3-12 RAMPTH 函数

斜坡函数斜坡段时长一般取结构第一周期的 10 倍，水平段时间一般为斜坡段时间的 2 倍，目的是为了减缓荷载施加的速度，避免结构震动。本例中，斜坡时间为 20s，总时间为 60s。

步骤二：定义拟静态的 FNA 分析工况

通过菜单**定义>荷载工况**，在弹出的对话框中选择非线性模态叠加法时程分析，如下图 3-12 所示。

“**模态荷载工况**”项选择定义好的 Ritz 向量法模态分析；

“**施加的荷载**”栏中一般选择 1.0Dead+0.5Live，函数选择选择定义好的斜坡函数；

“**时间步数据**”：仅关注荷载施加后的结构相应，一般总时长取斜坡函数的总时长。FNA 分析与时间步大小无关，故时间步的大小一般不用取太小，本例中取 20s。

“**振型阻尼**”：为了抑制结构的振动，使用高模态阻尼，取 0.99。

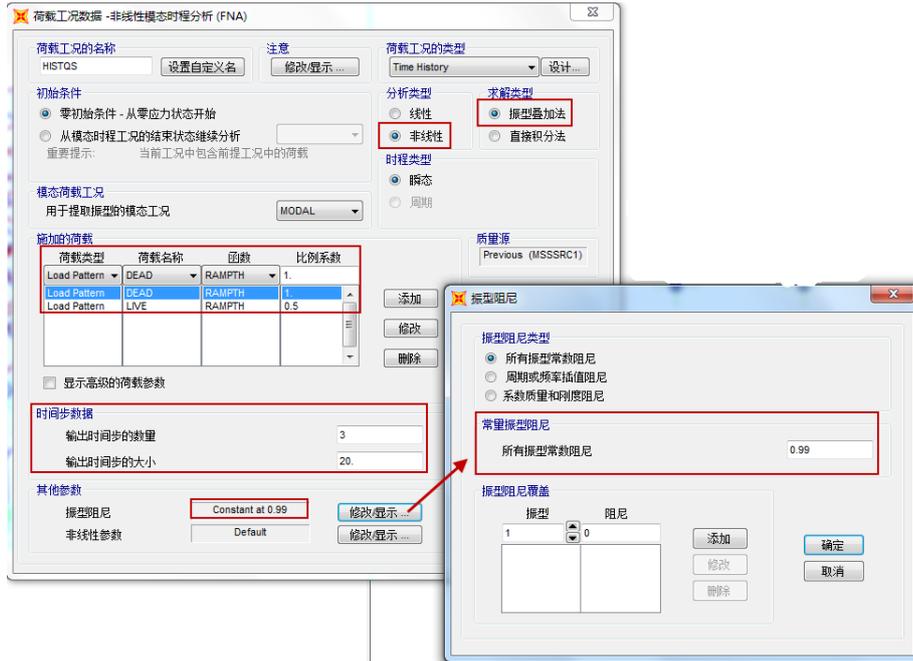


图 3-13 HISTQS 工况

步骤三：在定义地震时程工况时，选择从 HISTQS 工况的结束状态继续分析，如图 3-13 所示。

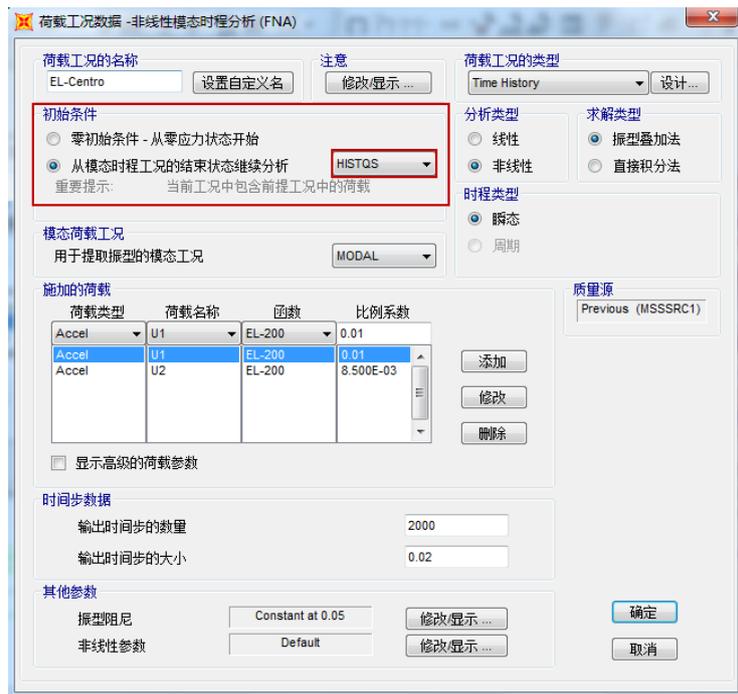


图 3-14 基于 FNA 法的时程工况

注意：非线性荷载工况可以继承初始条件荷载工况的刚度、全部结构效应（包括内力、应力、变形等），以及先前加载历史导致材料非线性效应等全面信息。