

某高层建筑设计及分析

土硕 14 王萌资 2014210126

1. PKPM 设计

1.1 工程概况及设计条件

某办公楼，8 度抗震设防，第一组，II 类场地，抗震等级为一级，10 层现浇钢筋混凝土框架结构，无地下室，层高 3.6m，首层室内地面标高 0.00，室外标高-0.50m，基础顶面标高-1.20m；平面尺寸：长 6m x 7 跨=42m，宽 6m x 2 跨=14m，梁板的混凝土强度等级为 C30，柱混凝土强度等级为 C50（1~4 层）、C40（5~7 层）、C30（8~10 层）。

假设楼面与屋面除结构重量外的地面做法与吊顶等的等效面荷载按照 2.0kN/m² 计算，楼面与屋面活荷载均按照 2.0kN/m² 考虑。没有女儿墙。假设外围及沿轴线维护墙与隔断墙的等效线荷载为 6kN/m。假设梁截面尺寸：250×500 毫米；柱截面：600×600 毫米（1~4 层）、500×500 毫米（5~7 层）、450×450 毫米（8~10 层）。

1.2 PKPM 设计结果检查

(1) 位移比

《高规》4.3.5 条规定，“在考虑偶然偏心影响的地震作用下，楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移角，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。”

从直观上判断，该办公楼结构规则，刚度均匀，检查“WDISP.OUT”文件，亦可验证位移比满足规范要求。

(2) 层间位移角

《抗规》5.5.1 和《高规》4.6.3 条规定“按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 宜符合以下规定”，其中钢筋混凝土框架的弹性层间位移角限值为 1/550。检查发现 y 方向的最大层间位移角为 1/495，不满足规定的要求，且柱的轴压比较小，故修改梁的高度，框架梁的跨高比一般在 1/12~1/8 的范围内，取梁高为跨度的 1/10，即 600mm，最大层间位移角降到 1/629，满足规范要求。

(3) 周期比

《高规》4.3.5 条规定，结构扭转为主的第一周期 T_t 与平动为主的第一周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9；B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及复杂高层建筑不应大于 0.85。检查“WZQ.OUT”文件，可验证周期比满足规范要求。

(4) 层间刚度比

《抗规》4.4.2 条规定，抗震设计的高层建筑结构，其楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的 70%或其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%。检查“WMASS.OUT”文件，可验证刚度比满足规范要求，

(5)层间受剪承载力比

《高规》4.4.3 规定，A 级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不宜小于上一层受剪承载力的 80%，不应小于上一层受剪承载力的 65%；B 级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不应小于上一层受剪承载力的 75%。检查“WMASS.OUT”文件，可验证层间受剪承载力比满足规范要求，

(6)剪重比

《抗规》5.2.5 条规定剪力系数不应小于表 5.2.5 规定的楼层最小地震剪力系数值，检查“WZQ.OUT”文件，整层最小剪重比为 3.49%，满足 3.20%的规范要求。

(7)刚重比

《高规》5.4.4 条规定，高层建筑结构的稳定应符合下列规定。检查“WMASS.OUT”文件，该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10,能够通过高规的整体稳定验算。

(8)轴压比

《抗规》6.3.6 规定，柱轴压比不宜超过表 6.3.6 的规定。对于钢筋混凝土框架结构不宜超过 0.65，检查满足要求。

1.3 构件设计

取弱轴方向一榀平面框架计算，构件编号以及各构件截面尺寸、配筋如图 1 所示。

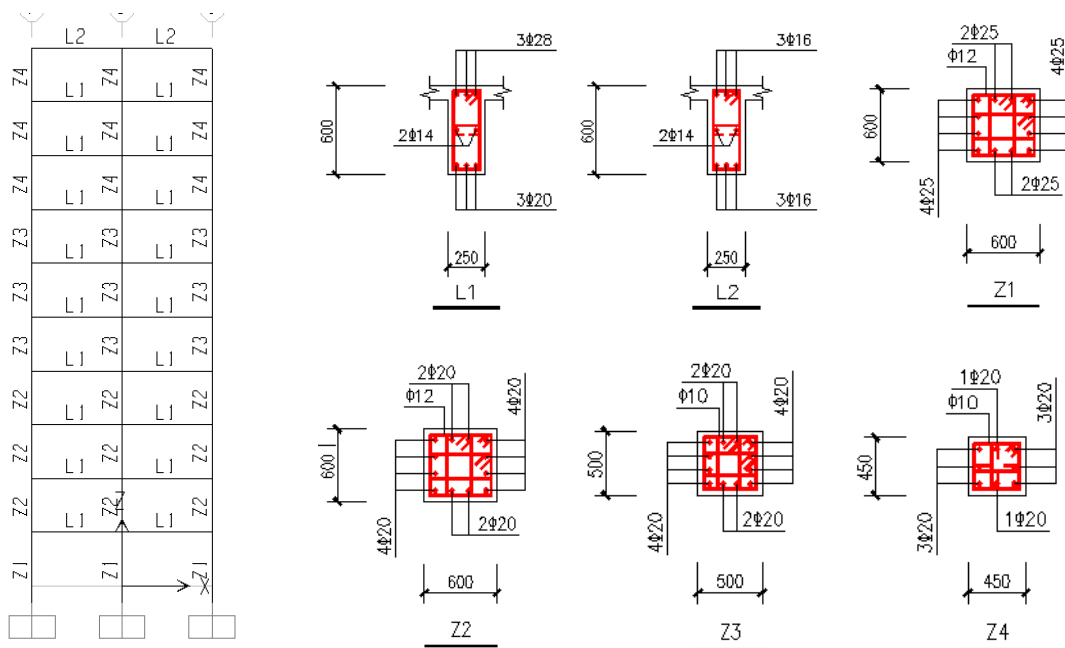


图 1.1 各构件配筋图

2.RESPONSE 分析截面特性

2.1 截面特性分析结果

在 response 中分析各构件的截面特性，作为 Sap2000 中塑性铰的输入参数。

梁 L1 的配筋上下不对称，故正反向的 $M - \Phi$ 曲线不对称。而梁 L2 和柱的配筋都是对称的，正反向的 $M - \Phi$ 曲线对称，图 2 中仅给出正向的 $M - \Phi$ 曲线。另外，柱在不同轴力 N 下的 $M - \Phi$ 曲线不同，偏安全地，将 PKPM 计算结果中各层柱的最大轴力提出，作为固定轴力，在 response 中计算柱的 $M - \Phi$ 曲线。其中，柱 Z1、Z2、Z3、Z4 的固定轴力分别取 -2885KN、-2569KN、-1675.6KN、-815.7KN。

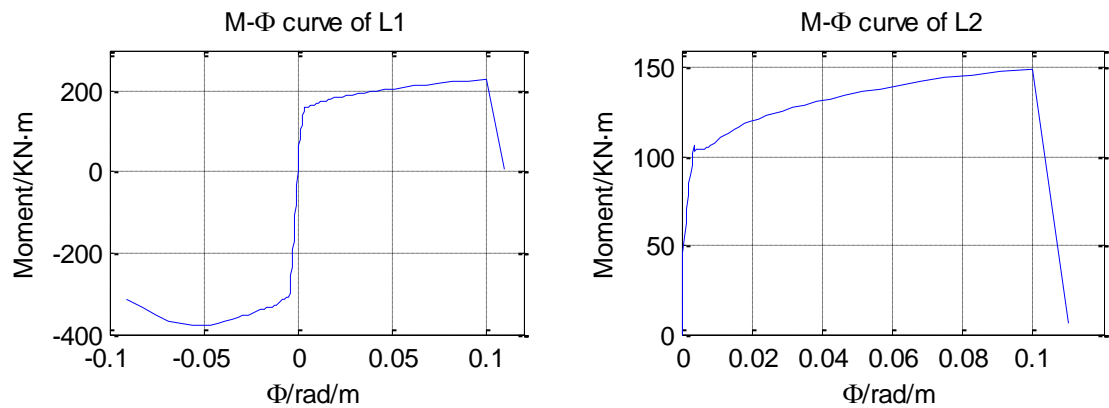


图 2.1 L1 和 L2 的 $M - \Phi$ 曲线

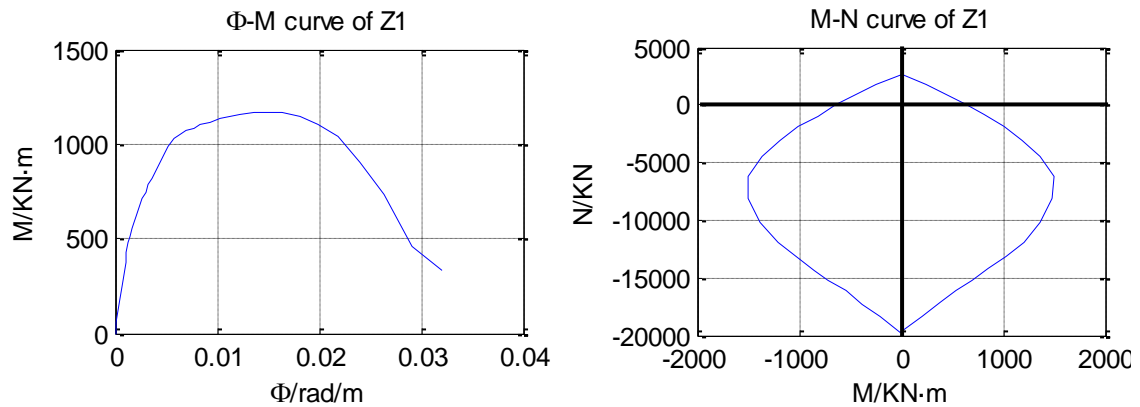
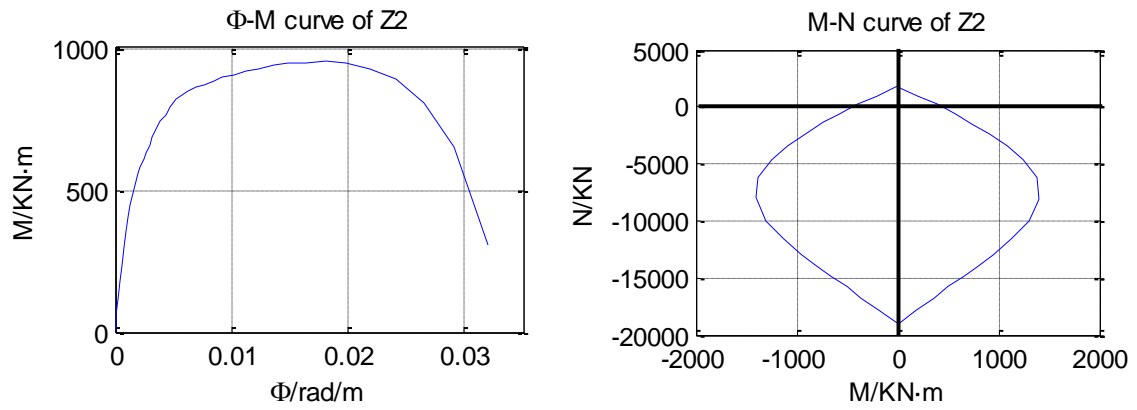
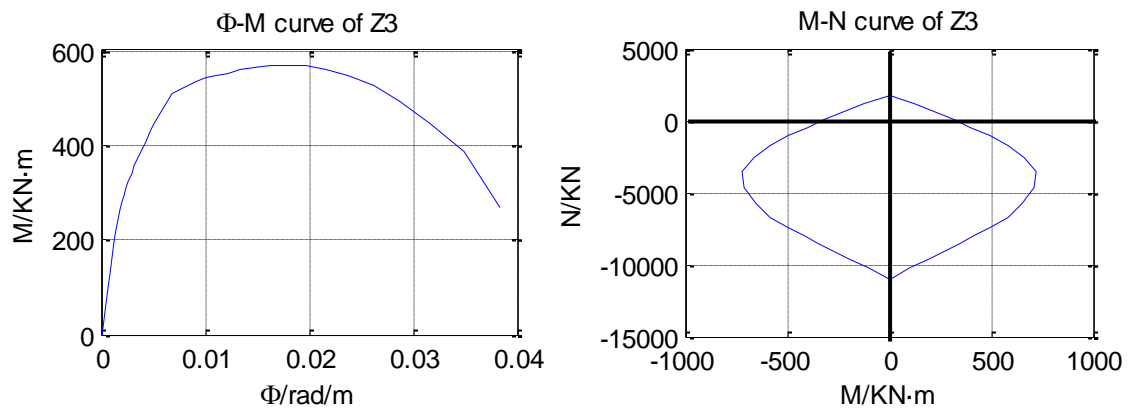
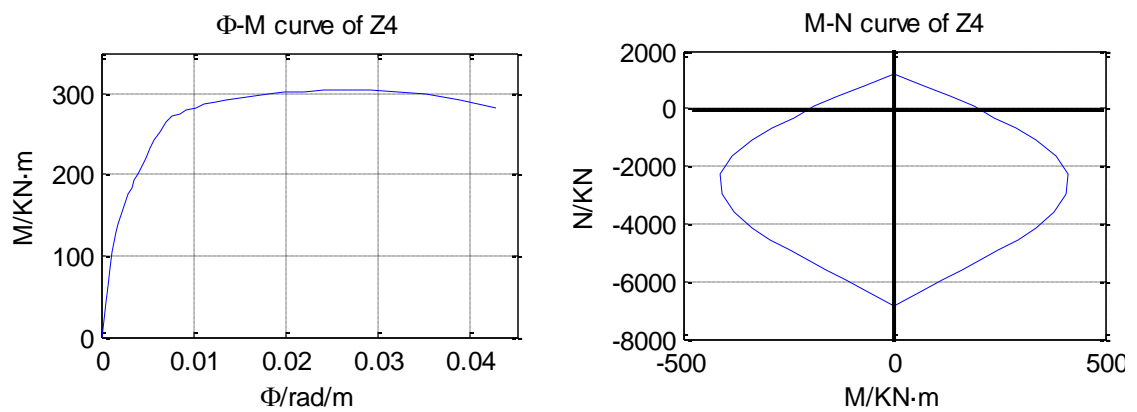


图 2.2 Z1 的 $M - \Phi$ 曲线和 $M - N$ 曲线

图 2.3 Z2 的 $M-\Phi$ 曲线和 $M-N$ 曲线图 2.4 Z3 的 $M-\Phi$ 曲线和 $M-N$ 曲线图 2.5 Z4 的 $M-\Phi$ 曲线和 $M-N$ 曲线

2.2 截面特性简化及塑性铰参数

对 2.1 中的结果进行简化，形成 Sap2000 中塑性铰的输入参数。 $M - \Phi$ 曲线的简化参数见表 2.1 和图 2.6。

表 2.1 各构件 $M - \Phi$ 曲线简化参数表

关键点	L1		L2		Z1	
	Φ_p rad/m	M KN · m	Φ_p rad/m	M KN · m	Φ_p rad/m	M KN · m
E-	-0.115	-75.60				
D-	-0.086	-75.60				
C-	-0.078	-333.55	对称		对称	
B-	0.000	-306.51				
A	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
B	0.000	161.63	0.000	101.53	0.000	1029.92
C	0.096	229.18	0.097	149.69	0.014	1108.48
D	0.106	6.93	0.107	6.27	0.014	221.70
E	0.146	6.93	0.117	6.27	0.029	221.70

表 2.1 各构件 $M - \Phi$ 曲线简化参数表 (续)

关键点	Z2		Z3		Z4	
	Φ_p rad/m	M KN · m	Φ_p rad/m	M KN · m	Φ_p rad/m	M KN · m
E-						
D-	对称		对称		对称	
C-						
B-						
A	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
B	0.000	823.29	0.000	508.05	0.000	272.11
C	0.017	928.31	0.017	546.63	0.021	304.93
D	0.017	185.66	0.017	109.33	0.021	60.99
E	0.030	185.66	0.028	109.33	0.037	60.99

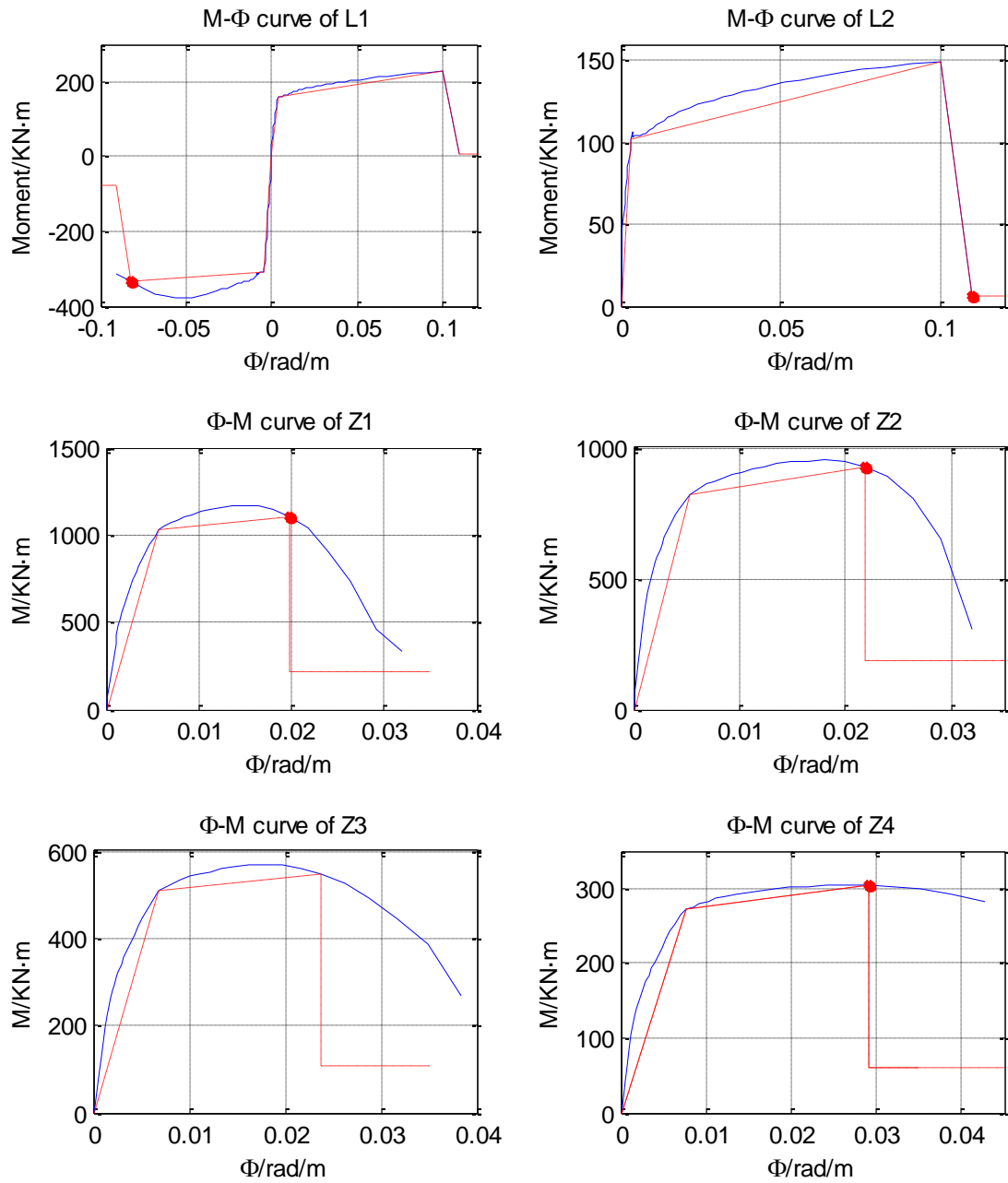


图 2.6 各构件M - Phi曲线简化

3.基于 SAP2000 的结构性能化评估和弹塑性分析

3.1 Sap2000 建模

建模步骤如下：

(1)选取计算模型量纲：N，mm，C。

(2)选择“二维框架”模板建立框架模型，层高取 3600mm，并将底层修改为 4800mm。

(3)修改约束。将底层约束修改为固支。

(4)按照 PKPM 设计的结果定义材料和截面属性。并考虑两侧楼板的影响对梁的刚度进行修正，修正系数为 2。

(5)将定义好的 L1、L2、Z1、Z2、Z3、Z4 截面指定给对应的构件。见图 3.1(a)。

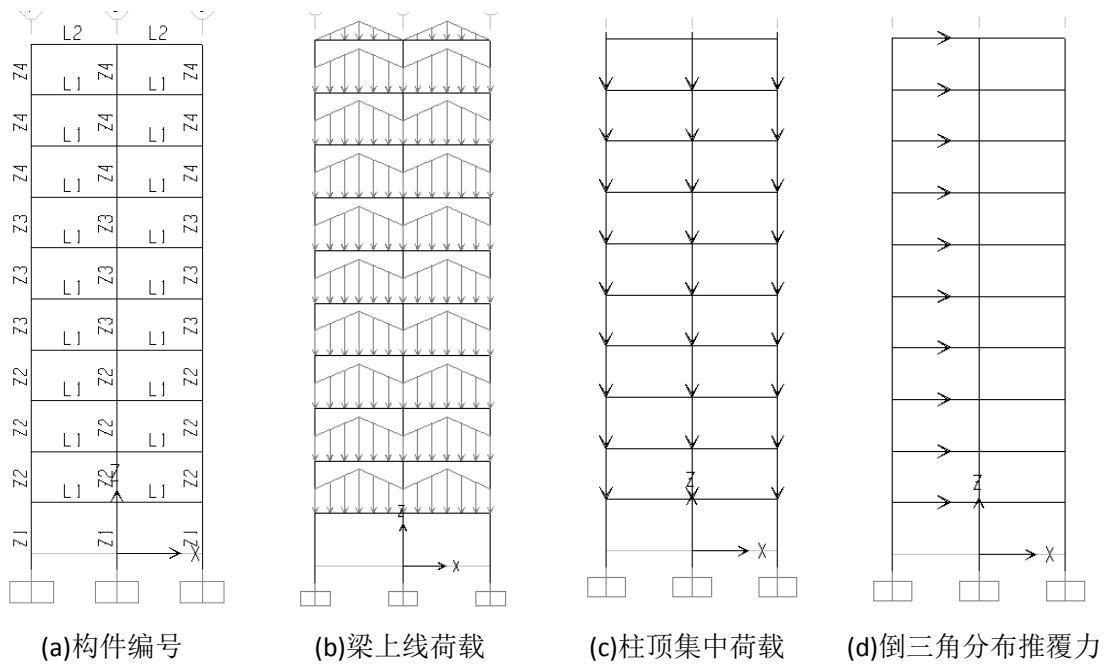


图 3.1 Sap 建模示意图

(6)定义荷载工况。分别定义 MODAL、DEAD、Pushover 三种工况。其中静力推覆工况 Pushover 示意图如图 3.2 所示，具体分析参数的设置见图 3.3，图 3.4,和图 3.5。

(7)添加荷载。将沿建筑纵向的围墙和隔断墙重量简化为柱顶的竖向集中荷载， $F = 6 \times 6 = 36\text{KN}$ ；梁上的线荷载按 1 倍恒载+0.5 倍活载进行组合，恒荷载为 6KN/m （均布）+ $2 \times 3 \div 2 = 3\text{KN/m}$ （三角形），活荷载为 $2 \times 3 \div 2 = 3\text{KN/m}$ （三角形）；推覆水平荷载采用倒三角形分布模式（图中仅反映力的方向，不反应力的大小关系）。见图 3.1(b)、图 3.1(c)和图 3.1(d)。

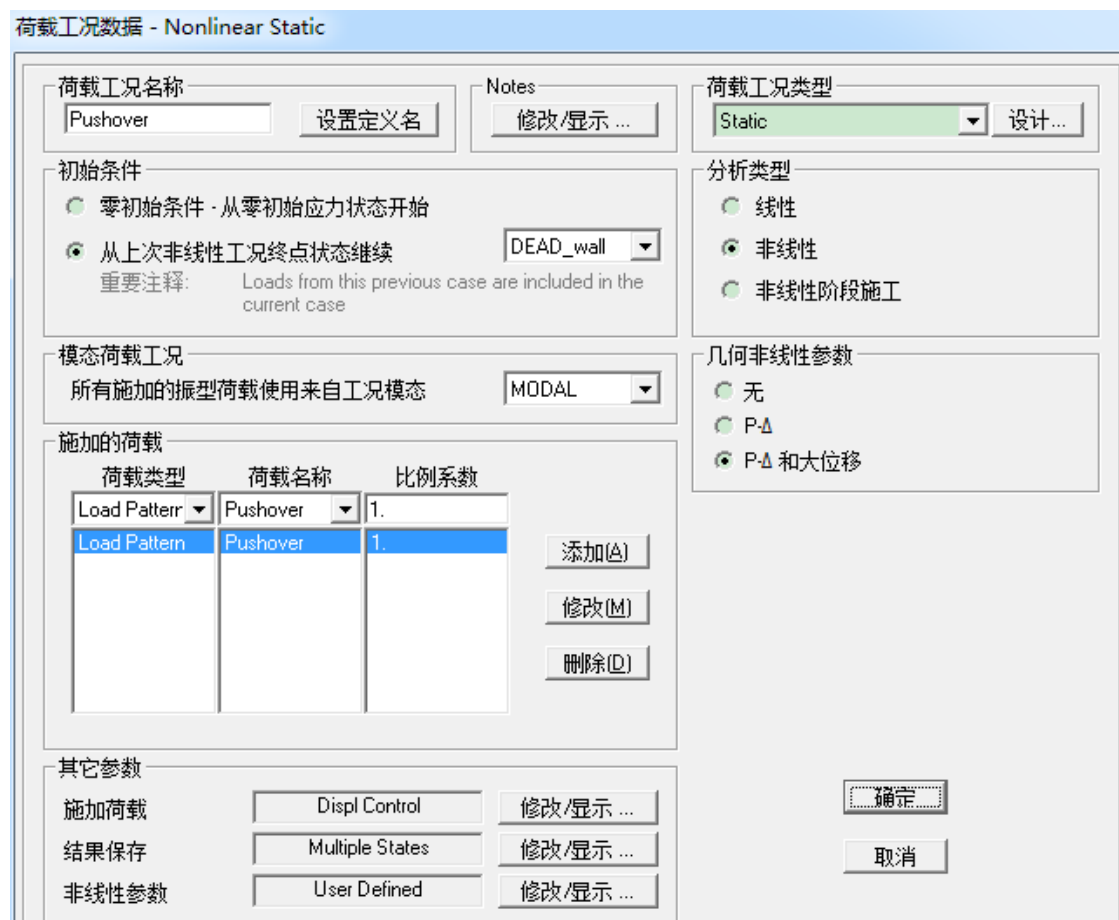


图 3.2 SAP2000 中静力推覆分析工况参数定义

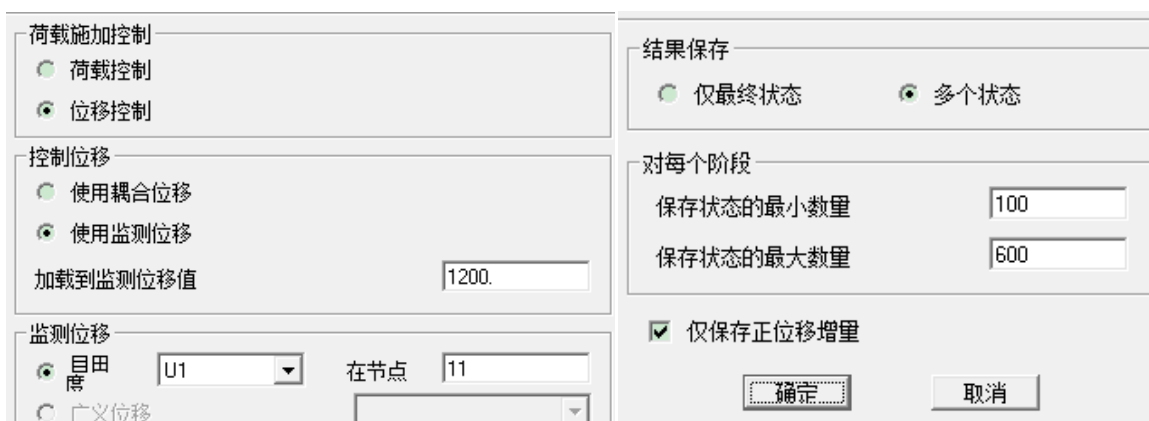


图 3.3 加载控制参数

图 3.4 结果保存参数



图 3.5 非线性参数

(8)定义塑性铰。梁采用 M3 铰；柱采用 PMM 铰。将第二节 Response 的分析结果简化后，输入塑性铰的参数。梁的 M3 铰需要输入截面的 $M - \Phi$ 曲线，如 L1 的 M3 塑性铰属性参数见图 3.6 所示。柱的 PMM 铰除 $M - \Phi$ 曲线外，还需输入 P-M2-M3 相关面数据，因为 Response 计算的是截面的破坏面，将其乘以折减系数 0.8 后作为 SAP2000 中输入屈服面的数据，并且由于选用的是平面简化模型，故屈服面可选择为“旋转对称”（对于三维模型应分别输入 P-M2 和 P-M3 曲线），Z1 的 PMM 塑性铰参数见图 3.7、图 3.8 所示。

(9)运行分析。

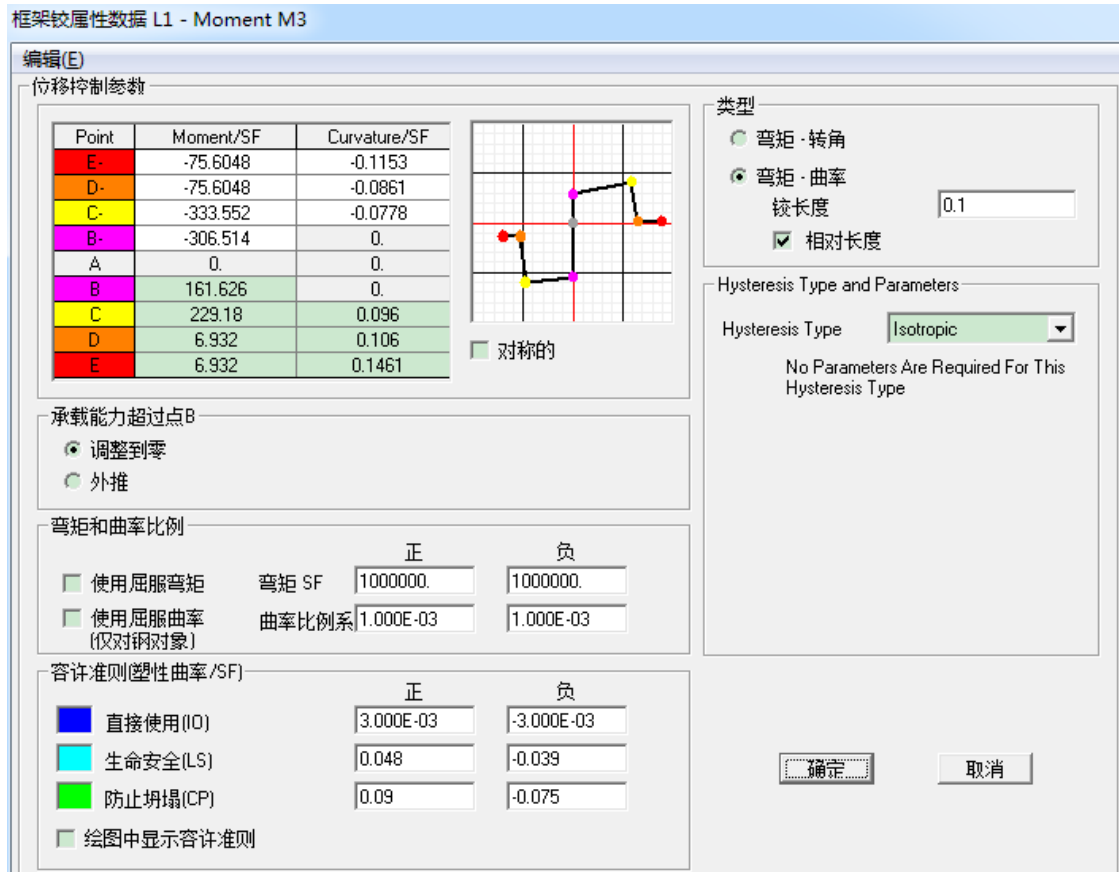
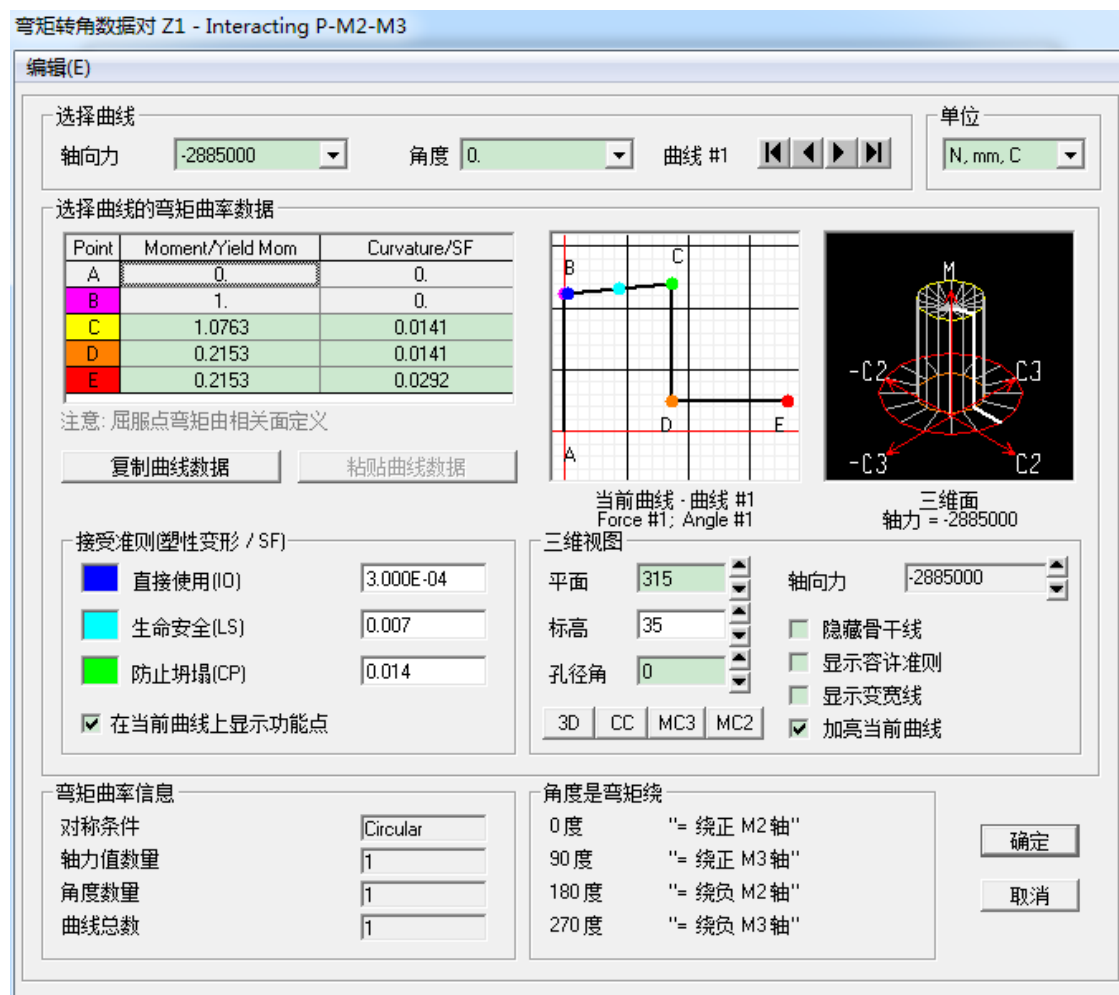


图 3.6 L1 的塑性铰属性参数



图 3.7 Z1 的 P-M2-M3 相关面定义

图 3.8 Z1 的 M - Φ 曲线定义

3.2 Pushover 分析

运行后 Pushover 曲线见图 3.9, 谱位移曲线见图 3.10。

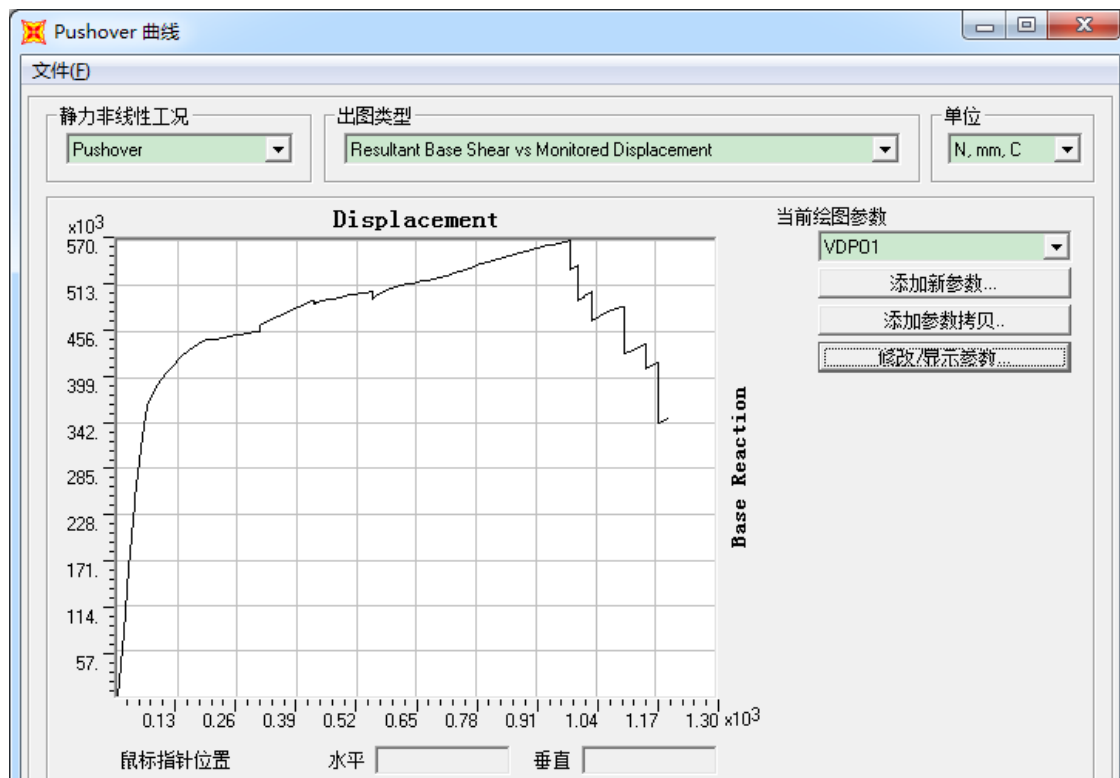


图 3.9 基底剪力—顶层位移曲线

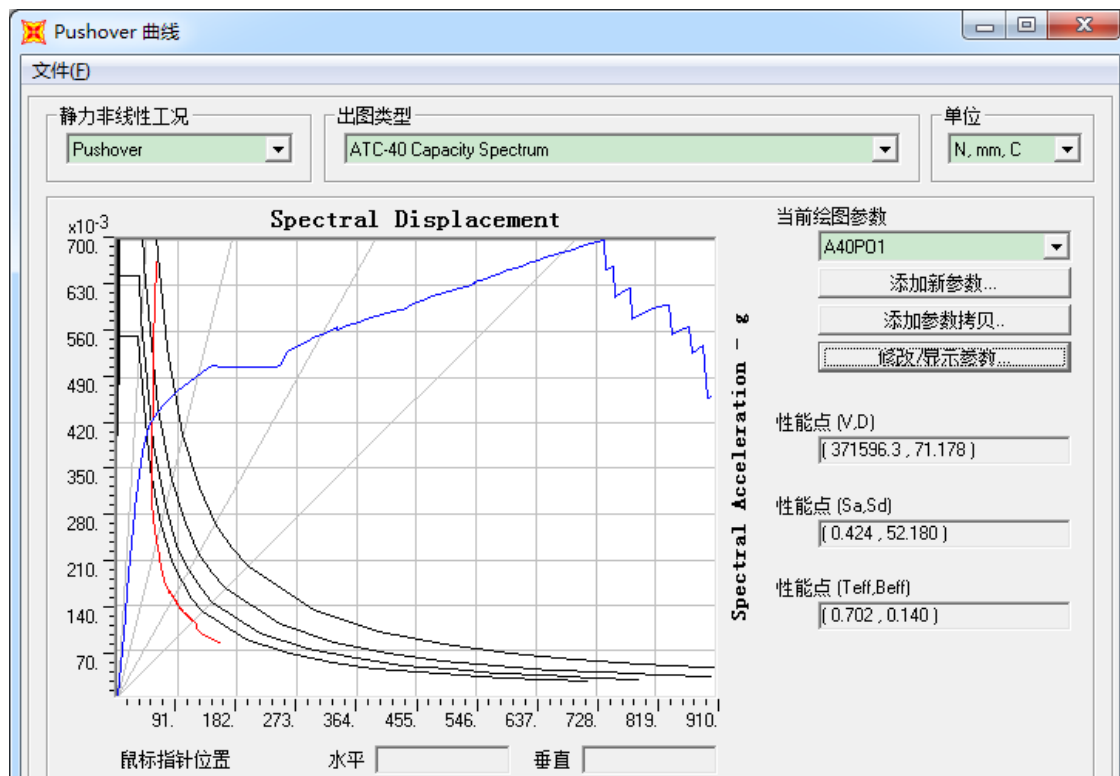


图 3.10 谱位移曲线

性能点(V,D)=(371596.3, 71.178) 单位: N, mm

性能点 $(S_a, S_d) = (0.424, 52.180)$ 单位: $\text{mm/s}^2, \text{mm}$

框架达到目标位移时各层层间位移角如表3.1, 据层间位移角判断, 框架没有明显的薄弱层。

表 3.1 结构达到目标位移时各层层间位移角

楼层数	水平位移 mm	层间位移 mm	层间位移角
1	9.50	9.50	1/505
2	21.15	11.65	1/412
3	33.52	12.37	1/388
4	45.10	11.57	1/414
5	55.65	10.56	1/454
6	63.48	7.82	1/613
7	69.51	6.03	1/796
8	75.17	5.66	1/847
9	79.34	4.17	1/1150
10	81.90	2.56	1/1872

达到目标位移时框架出铰情况如图 3.11:

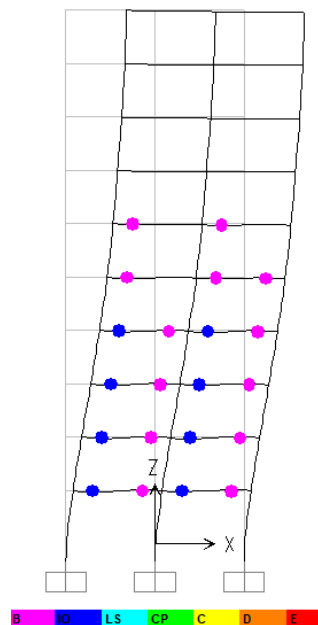


图 3.11 目标位移时框架出铰情况

3.3 EL-Centro 波时程分析

建模步骤:

(1) 导入 ELCENTRO-NS 波作为分析地震波。ELCENTRO-NS 波的峰值加速度为 3417mm/s^2 ，为满足峰值加速度 $0.4g$ 的要求，故输入比例系数取 $0.4 \times 9.8 / 3.417 = 1.147$ 。

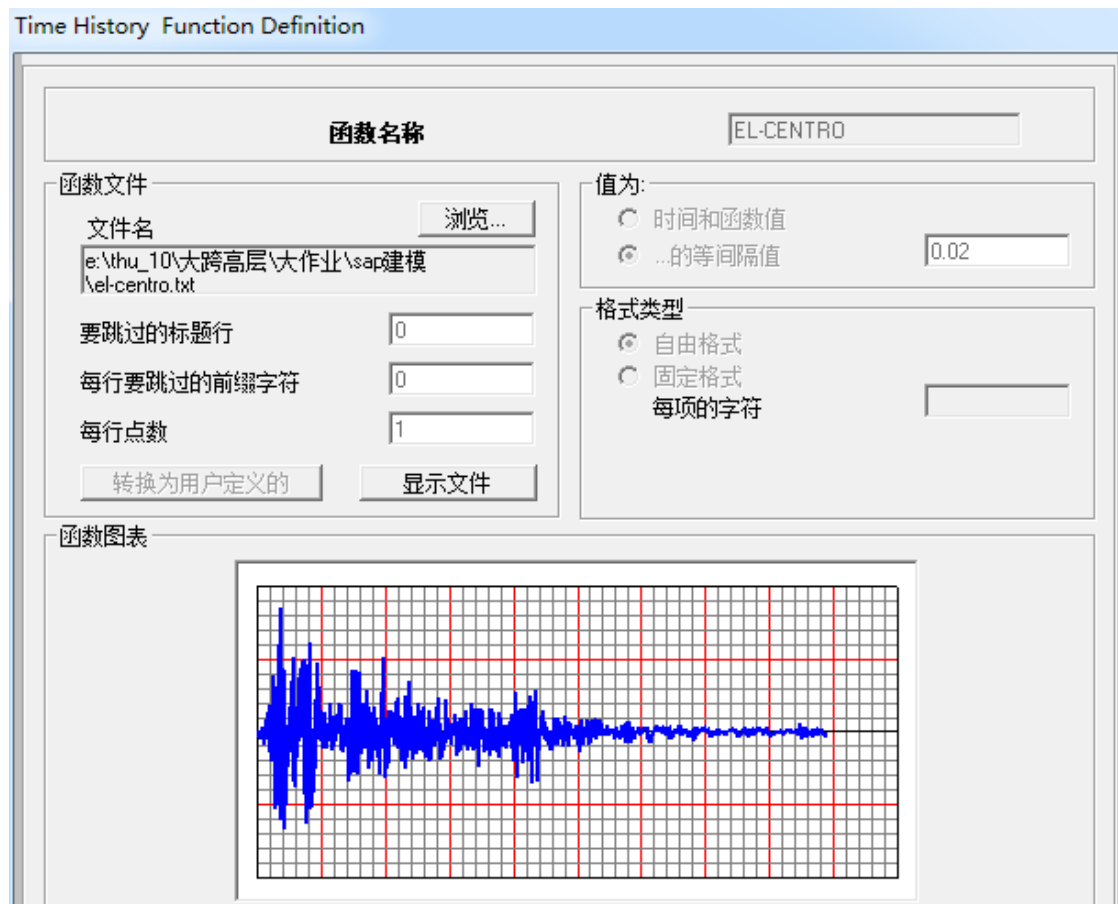


图 3.12 导入 ELCENTRO-NS 波

(2) 定义新的荷载工况 Timehistory。采用直接积分法进行分析，考虑 P - Δ 效应和大位移。阻尼、积分参数和非线性参数的设置见图 3.14、3.15 和 3.16 所示。

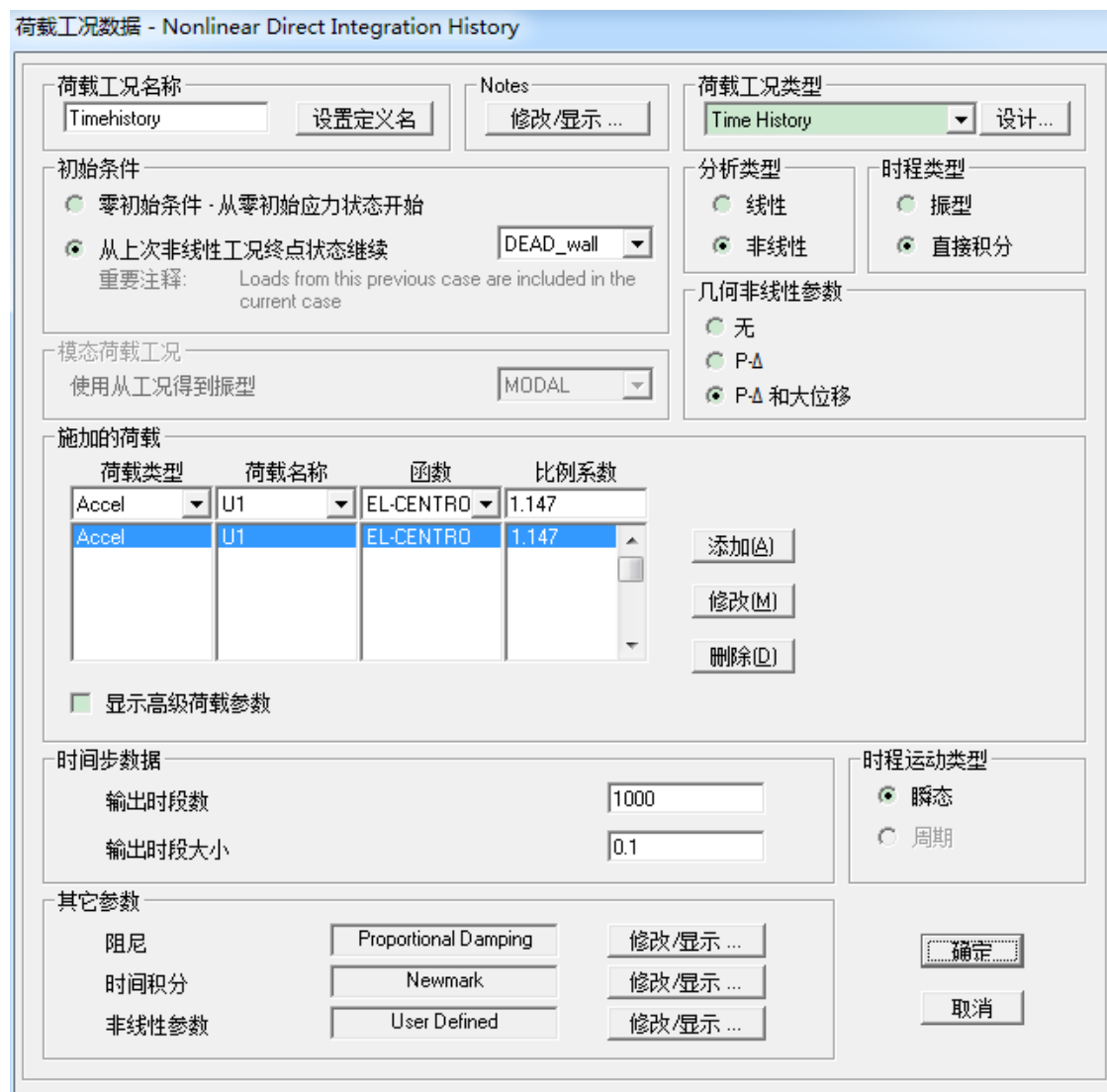


图 3.13 创建 Timehistory 工况

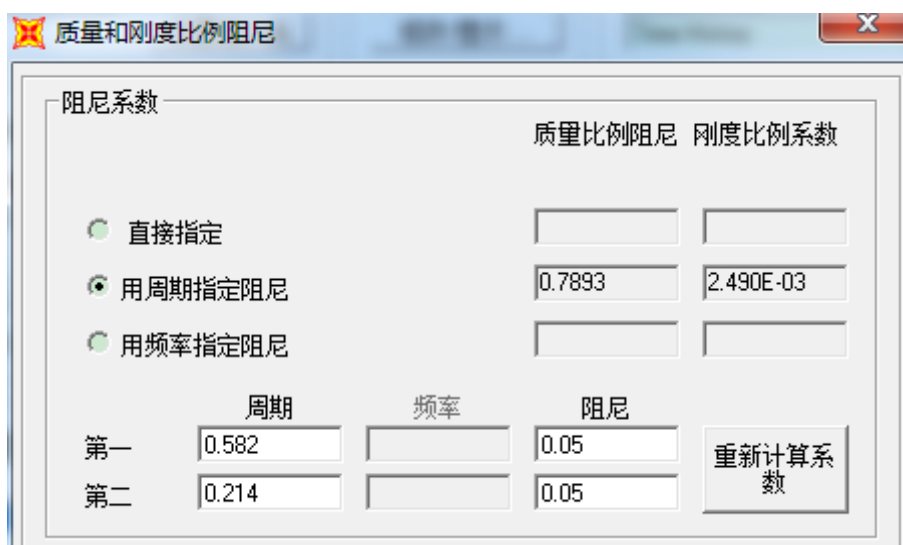


图 3.14 阻尼设置参数

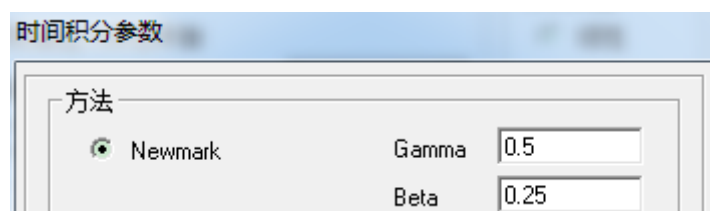


图 3.15 采用 Newmark 积分

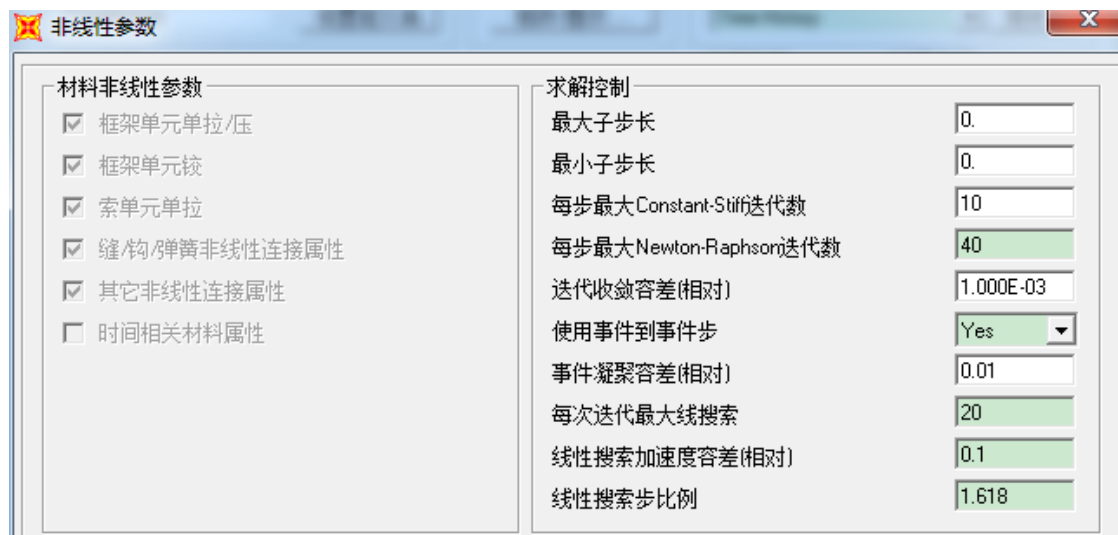


图 3.16 非线性参数设置

(3)运行分析。

结构的侧移包络值见表 3.2。

表 3.2 结构侧移包络值

楼层数	正向最大水平位移	负向最大水平位移	侧移包络值
	mm	mm	
1	9.04	-9.26	9.26
2	19.91	-20.16	20.16
3	30.81	-33.52	33.52
4	40.13	-46.68	46.68
5	47.87	-57.79	57.79
6	53.04	-64.33	64.33
7	56.48	-68.33	68.33
8	61.20	-71.18	71.18
9	65.25	-72.65	72.65
10	67.50	-73.39	73.39

通过定义广义位移的方法可以得到第 1、3、5、7 层的层间位移角包络值，见表 3.3。

表 3.3 1、3、5、7 层的层间位移角包络值

楼层数	正向最大层间位移角	负向最大层间位移角	层间位移角包络值
1	0.002512	-0.002574	0.002574
3	0.003027	-0.003712	0.003712
5	0.002366	-0.003086	0.003086
7	0.001637	-0.001808	0.001808

底层层间位移角时程及最终的塑性铰分布分别见图 3.17 和 3.18。

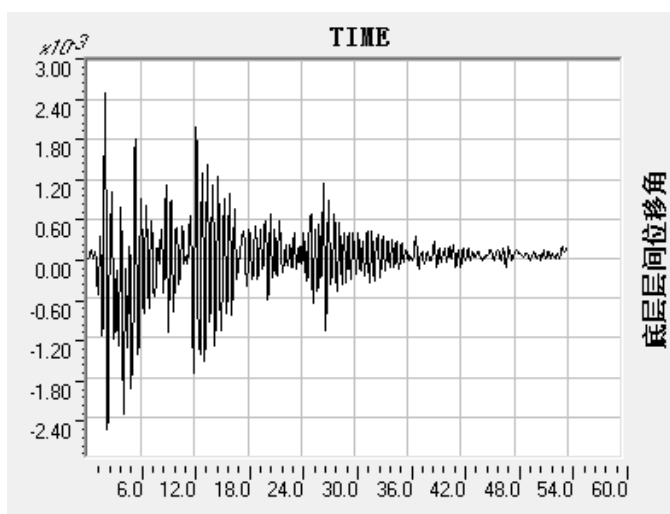


图 3.17 底层层间位移角时程

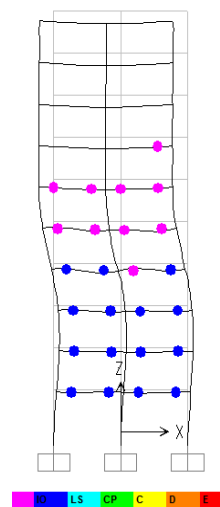


图 3.18 最终的塑性铰分布