

用能力谱法分析钢混框架结构的抗震性能

曲哲

2006-5-31

一、计算简图

该结构为六层现浇钢筋混凝土框架，取弱轴方向一榀平面框架计算，框架构件定位尺寸、构件编号以及各构件截面尺寸、配筋如图 1 所示。忽略填充墙、围护墙对结构刚度的贡献，在静力分析中将其折算为竖向荷载，在动力分析中将其折算为结构质量。

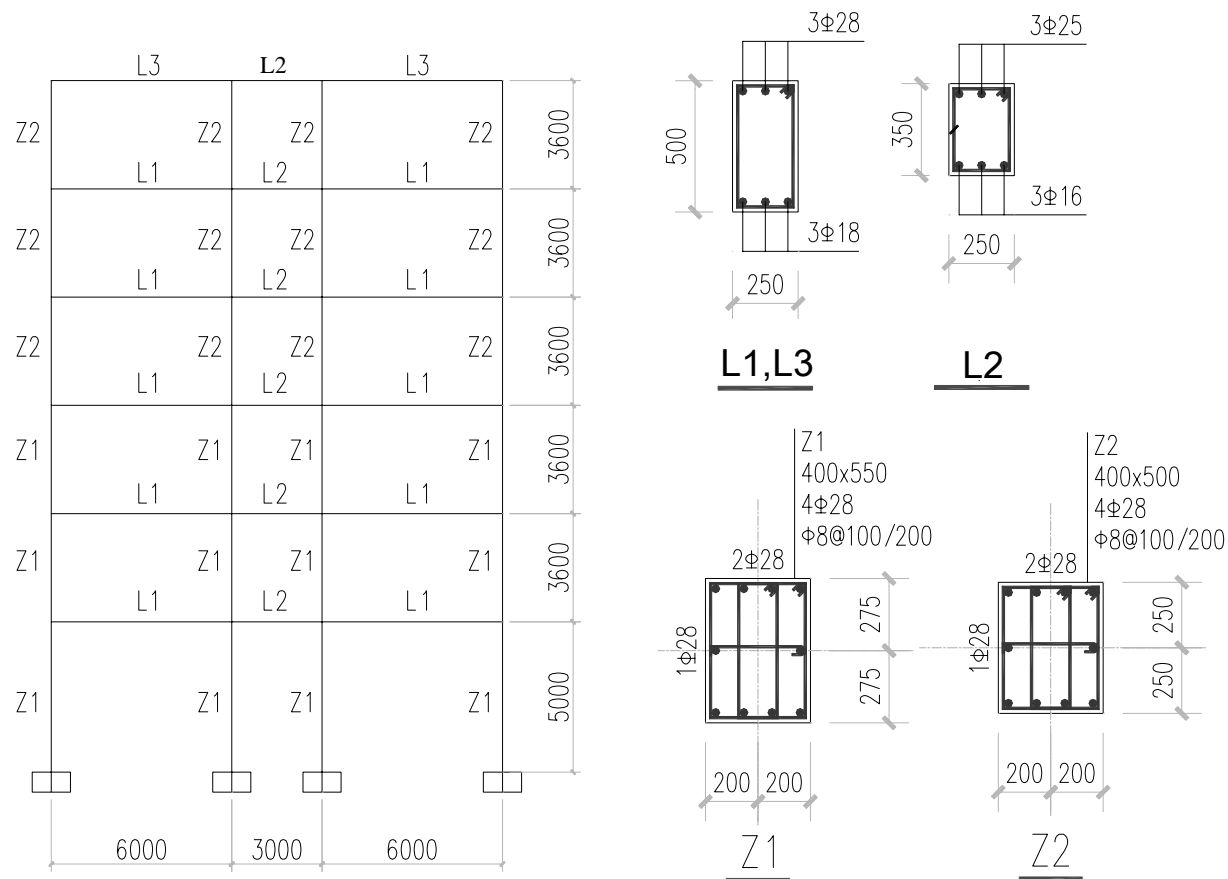


图 1：平面框架及构件截面

各构件的轴向刚度、抗弯刚度与剪切刚度列于表 1。表 1 中同时给出了各构件在静力分析中承受的等效竖向荷载以及在动力分析中的质量密度。

表 1 中梁等效竖向线荷载按 1 倍恒载+0.5 倍活载组合。其中恒载考虑了梁自重，120mm 厚楼板（屋面板）自重，2.0kN/m² 楼板（屋面板）面层作法以及 6kN/m 的填充墙竖向荷载。活荷载均取 2.0kN/m²。表 1 中梁的等效质量密度是按梁的等效竖向恒荷载折算的，柱的等效质量密度取柱本身的质量密度。

原结构楼盖为双向板布置，上述计算均按简化且偏于安全的原则将梁两侧半跨楼板之内的荷载（质量）全部折算到梁上。

表 1: 构件参数及荷载

构件编号	L1	L2	L3	Z1	Z2
轴向刚度 EA (kN)	3.75e6	2.63e6	3.75e6	6.60e6	6.00e6
抗弯刚度 EI (kNm ²)	7.81e4	2.68e4	7.81e4	16.64e4	12.50e4
抗剪刚度 GA (kN)	1.56e6	1.10e6	1.56e6	2.75e6	2.50e6
等效质量密度 (ton/m ³)	23.3	25.4	18.5	2.5	2.5
梁等效竖向线荷载 (kN/m)	30.1	21.2	24.1		
柱端竖向荷载 (kN)				42	42

注：取弹性模量 $E=3e4\text{MPa}$ ，泊松比 $\nu=0.2$ ，剪切模量 $G=1.25e4\text{MPa}$

等效质量密度用于动力时程分析，将楼板结构及面层做法质量折算到梁上；

等效线荷载用于静力分析，将楼板荷载折算到梁上，荷载组合取 1 倍恒载+0.5 倍活载。

二、静力推覆分析

在 SAP2000 中完成静力推覆（Pushover）分析。塑性的定义通过构件端部离散的塑性铰来模拟。利用截面分析软件 Response 2000 得到各构件截面的弯矩-曲率关系以及柱的弯矩-轴力相关关系。在 SAP2000 建模中，梁端设置 M3 型塑性铰，即不考虑轴向力对截面抗弯承载力的影响；柱端设置 PMM 型塑性铰。梁截面的弹塑性行为如图 2 所示，可见在正弯矩作用下，由于梁上铁较少，截面承载力较低，但延性较好；而负弯矩作用下承载力高，延性较差。

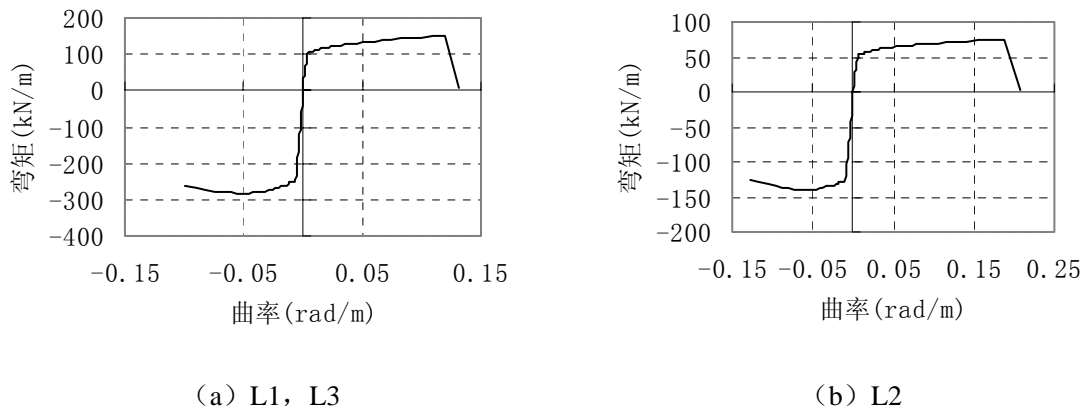
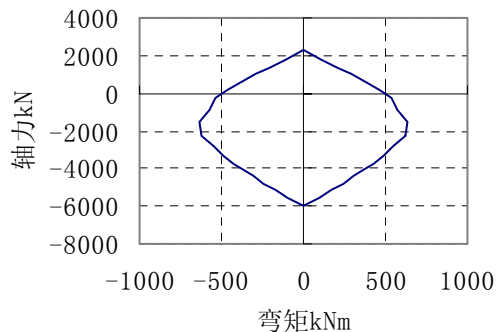
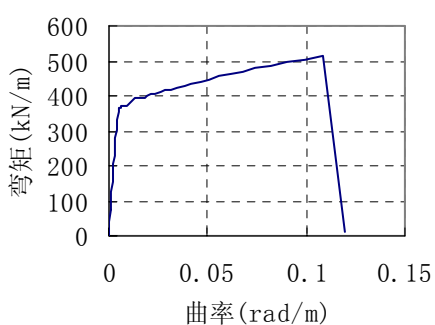


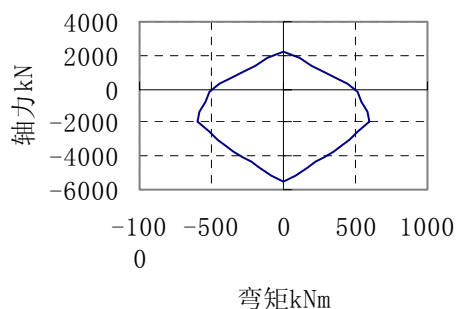
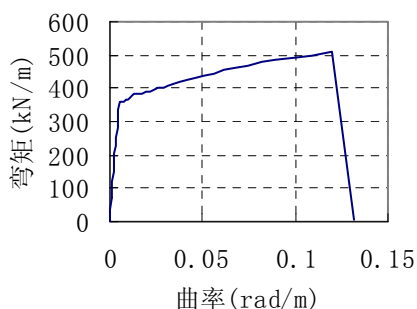
图 2: 梁截面弯矩曲率关系

两种柱截面的弯矩曲率关系和弯矩-轴力相关关系曲线如图 3 所示。

在 SAP2000 上输入参数时，首先将梁、柱截面的弯矩关系线性化，得到屈服点（B）和极限点（C），而 SAP2000 中的 D、E 点则以保证计算的稳定性为目标估得。最终在 SAP2000 中定义的塑性铰的参数如表 2、3 所示。其中梁上下铁不对称，其在正、负弯矩作用下参数不同；柱在正、负弯矩作用下行为对称，柱的弯矩-轴力关系简化成双线性输入。



(a) Z1



(b) Z2

图 3: 柱截面弯矩曲率关系与弯矩-轴力关系

表 2: 构件截面弯矩-曲系关系

	L1		L2		Z1		Z2	
	弯矩 kN.m	曲率 rad/m	弯矩 kN.m	曲率 rad/m	弯矩 kN.m	曲率 rad/m	弯矩 kN.m	曲率 rad/m
E	5.2	0.2	4.2	0.3	10	0.2	10	0.2
D	5.2	0.1317	4.2	0.2070	10	0.1197	10	0.1317
C	152.2	0.1197	75.6	0.1882	513.7	0.1089	507.5	0.1197
B	180.6	0.00469	55.2	0.0074	372.2	0.0076	362.1	0.0076
A	0	0	0	0	0	0	0	0
-B	-246.4	-0.006	-127.8	-0.0119	对称		对称	
-C	-282.4	-0.099	-140.0	-0.1285				
-D	-56.5	-0.12	-28.0	-0.15				
-E	-56.5	-0.2	-28.0	-0.2				

表 3: 柱构件截面弯矩-轴力相关关系

	A		B		C		
	弯矩 kNm	轴力 kN	弯矩 kNm	轴力 kN	弯矩 kNm	轴力 kN	
Z1	0	2248.8	632.1	-1549.0	0	-5973.0	
Z2	0	2271.7	592.8	-1978.5	0	-5570.5	

在 SAP2000 中，将上述塑性铰分别赋给梁、柱构件。注意在建模中，为防止同一单元上两个铰竞相卸载引起计算失败，将每个杆件划分为两个单元，每个单元中只包含一个塑性铰。

采用一阶模态加载，静力推覆工况以静载工况的结果为起点。SAP2000 中静力推覆分析工况的定义如图 4 所示。

The dialog box for defining a static pushover analysis case in SAP2000. It includes the following sections:

- Analysis Case Name:** PUSHOVER, with a 'Set Def Name' button.
- Analysis Case Type:** Static (dropdown menu).
- Initial Conditions:**
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (DEAD dropdown)
 - Important Note: Loads from this previous case are included in the current case
- Analysis Type:**
 - Linear
 - Nonlinear
 - Nonlinear Staged Construction
- Modal Analysis Case:** All Modal Loads Applied Use Modes from Case (MODAL dropdown)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1.
Mode	1	1.

 - Buttons: Add, Modify, Delete
- Other Parameters:**
 - Load Application: Displ Control (checked), Modify/Show...
 - Results Saved: Multiple States, Modify/Show...
 - Nonlinear Parameters: User Defined, Modify/Show...
- Buttons:** OK, Cancel

图 4: SAP2000 中静力推覆分析工况参数定义

其中分析参数的具体设置如图 5、6、7 所示。在加载参数中，选择用共轭位移控制加载的方式，这是 SAP2000 推荐的控制方式，它代表结构中所有位移自由度的加权总和，可以反映结构中最敏感的位移。监测位移选择结构的边柱的顶点在加载方向上的位移。

在结果保存选项中选取多步保存，保存步数适当选取得大一些。

The 'Load Application Control' dialog box. It includes the following sections:

- Load Application Control:**
 - Full Load
 - Displacement Control
- Control Displacement:**
 - Use Conjugate Displacement
 - Use Monitored Displacement
 - Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 500.
- Monitored Displacement:**
 - DOF: U1 at Joint: 7
 - Generalized Displacement
- Buttons:** OK, Cancel

图 5: 加载控制参数

The 'Results Saved' dialog box. It includes the following sections:

- Results Saved:**
 - Final State Only
 - Multiple States
- For Each Stage:**
 - Minimum Number of Saved States: 500
 - Maximum Number of Saved States: 2000
- Save positive Displacement Increments Only
- Buttons:** OK, Cancel

图 6: 结果保存参数

在非线形参数收敛容差取 5%，这样一方面便于计算收敛，另一方面也能够满足结构分析的需要。过小的收敛容差一方面可能造成计算成本的提高以及计算收敛的困难，另一方面在结构分析方面来讲并不必要。分析中不考虑几何非线性，塑性铰的卸载选择局部重分配选项 (Apply Local

Redistribution)。试算表明，卸载整个结构虽然效率较高，但计算会提前中止。而第三种方法(Restart Using Secant Stiffness)虽然计算总能收敛，但屈服后结构行为不稳定，屈服平台后结构反而有强烈的强化趋势，与实际情况不符，故不予采用。

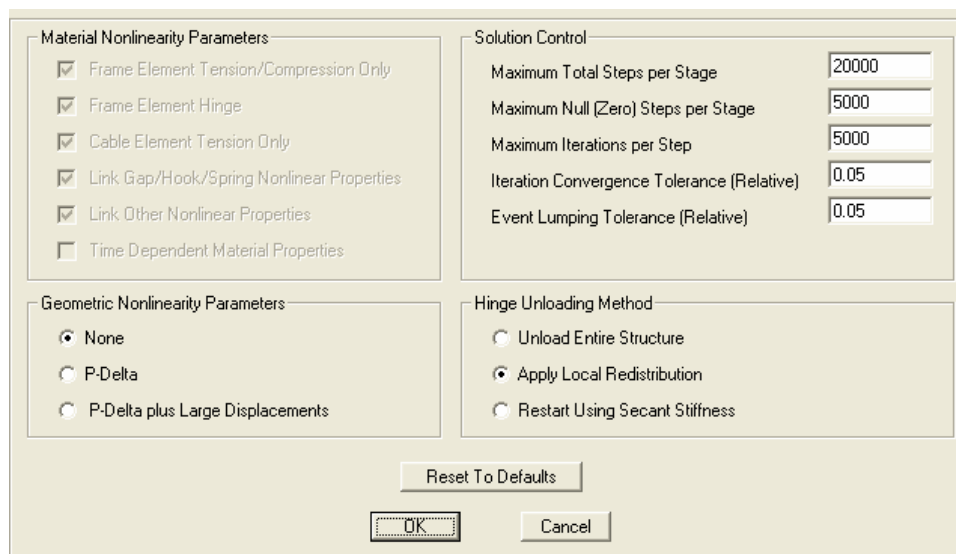


图 7: 非线性参数

静力推覆分析得到如图 8 所示的结构基底剪力-顶点位移曲线 (Pushover 曲线)。可见明显的双线性趋势，结构进入塑性后有较长的硬化段，达到峰值剪力后有很短的平台段，随即结构失效，基底剪力骤降。结构基底剪力峰值为 460.8kN，对应的顶点位移为 188.3mm。

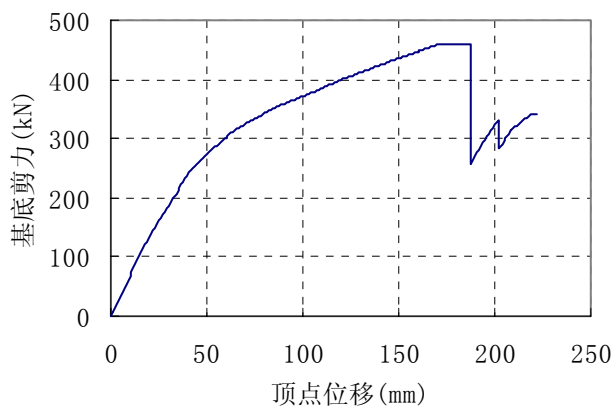


图 8: Pushover 曲线

三、能力谱法分析

Pushover 曲线是能力谱法的基础。由 Pushover 曲线可得到结构的能力谱曲线，对弹性需求谱的等效也需要用到 Pushover 曲线。得到能力谱与需求谱之后即可求得性能点。SAP2000 中集成了 ATC-40 的需求谱，能够自动将 Pushover 分析得到的曲线转换成能力谱，并由此对标准需求谱进行等效从而自动求解性能点。图 9 显示了 SAP2000 中自动求解的本例结构的性能点。其中谱参数 C_A 、 C_V 均暂取默认值 0.4，结构类型设为 B 型。可见对应于结构性能点的基底剪力为 302.2kN，顶点位移为 60.0mm。

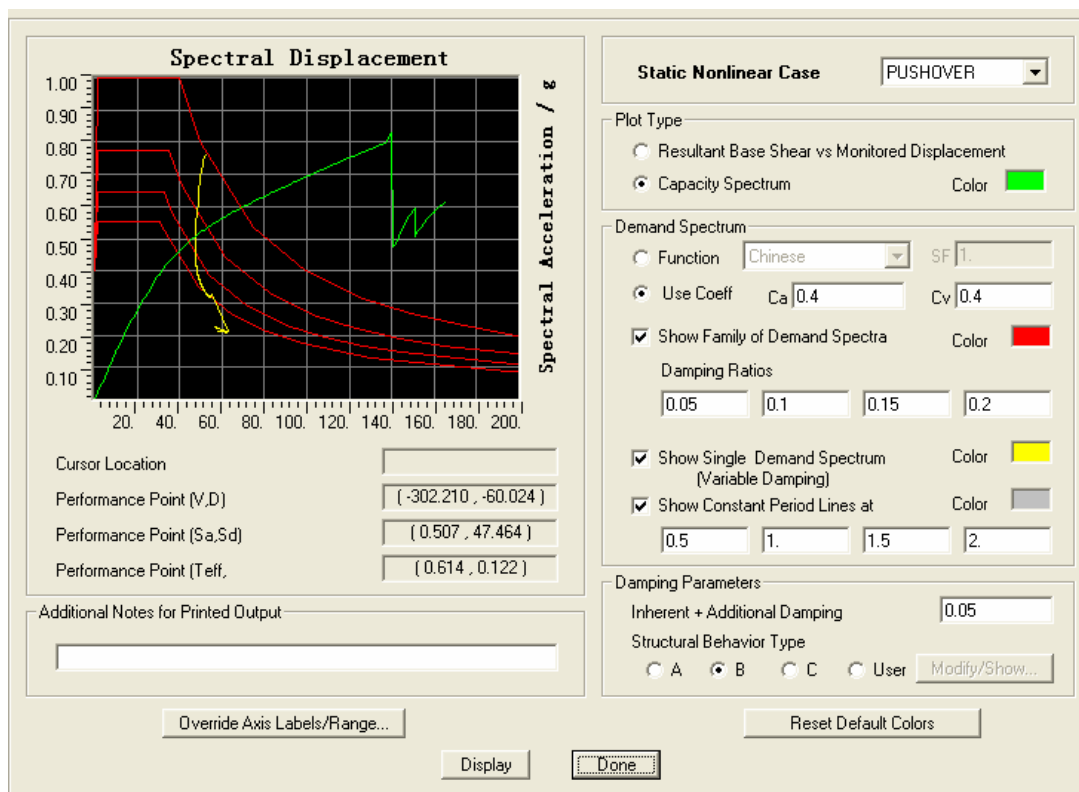


图 9: SAP2000 自动求解的性能点

然而我国规范没有直接给出位移谱，加速度谱的形式也与 ATC-40 不尽相同。故本文以我国抗震规范中的大震下阻尼比为 0.05 的弹性反应谱为基础，求解结构的性能点。其步骤如下：

- (1) 将 Pushover 曲线转换为能力谱；
- (2) 任选能力谱曲线上一点为性能点，根据能力谱曲线求解等效阻尼比 β_{eff} ；
- (3) 根据等效阻尼比 β_{eff} 确定等效需求谱；
- (4) 检查等效需求谱曲线与能力谱曲线的交点是否与 (3) 中选择的性能点重合；
- (5) 重复 (2) ~ (4) 步直到等效需求谱曲线与能力谱曲线的交点与预设的性能点重合，该点则为标准反应谱对应的结构性能点。

下面详细介绍上述步骤。

(1) 能力谱

对于多自由度结构，由 Pushover 曲线得到能力谱曲线将带来大量的计算工作，好在这一工作可由 SAP2000 自动完成，并且这一工作不受所选用的需求谱的影响，故这里直接采用 SAP2000 求出的能力谱曲线，如图 10 所示。峰值谱加速度约为 8.2m/s^2 ，对应的谱位移约为 140.6mm。

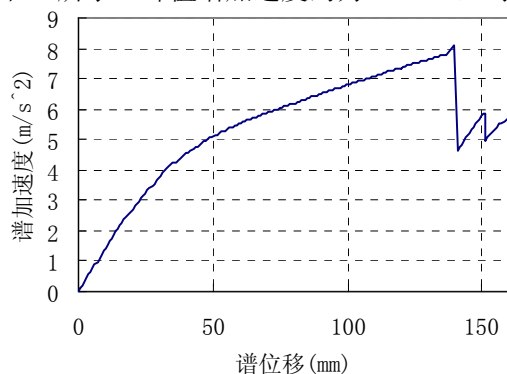


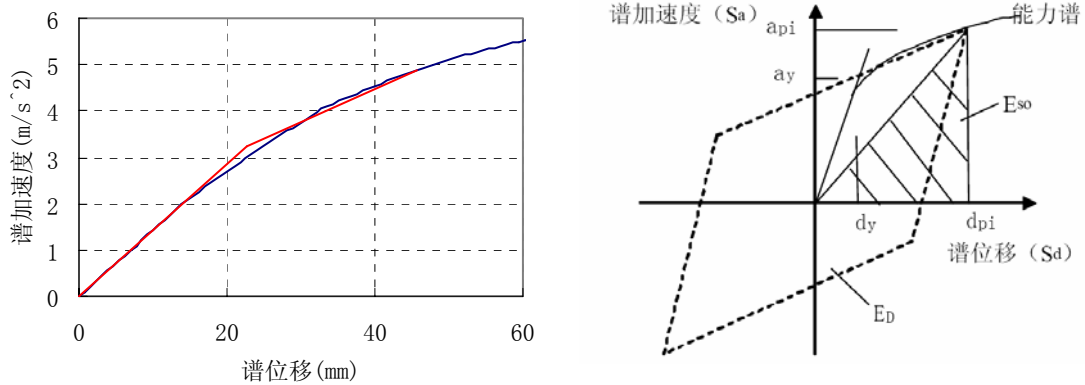
图 10: SAP2000 得到的能力谱曲线

(2) 等效需求谱

每选择一个性能点，都可以求出一个等效需求谱曲线。而只有当等效需求谱曲线与能力谱曲线的交点与选择的性能点重合时才算找到性能点。这需要一个试算的过程。ATC-40 建议了一种标准的方法，通过求出一系列不同等效阻尼比下的等效需求曲线，进而求出所谓的需求曲线，需求曲线与能力谱曲线的交点即为性能点。这一过程便于规范化操作，也便于计算机编程实现。而本文实践表明，通过少量几次试算即可得到足够精确的性能点，而在 Excel 中编制相应的计算表格则可大大减轻计算工作量，这一过程简单也并不十分繁琐，适于手算求解性能点。

下面仅列出本文通过试算得到性能点时各步骤的计算参数以说明问题。

首先对能力谱曲线进行双线性化，原则是选择的性能点之前，原能力谱曲线与双线性化后的能力谱曲线的下包面积相等。



(a) 本例能力谱曲线的双线性化 (b) 双线性化及等效阻尼比计算示意图

图 11: 能力谱的双线性化

利用双折线能力谱上的两个关键点（屈服点 y 和性能点 pi ）的坐标计算滞回耗能 E_D 与最大应变能 E_{S0} 。其中滞回耗能即为图 11 (b) 中虚线平行四边形的面积，最大应变能为图 11 (b) 中阴影部分三角形面积。本例中对应于最终求得的性能点 等效阻尼比 β_{eff} 计算过程如下所示。

- 预估性能点（这里选用试算得到的性能点）取 $S_d=47.39\text{mm}$, $S_a=5.96\text{m/s}^2$;
- 按下包面积相等的原则求出双折线能力谱屈服点 $d_y=22.34\text{mm}$, $a_y=3.18\text{m/s}^2$;
- 滞回耗能:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) = 4 \times (3.18 \times 47.39 - 22.34 \times 4.96) = 159.36 \text{ (unit)}$$

其中 d_{pi} 、 a_{pi} 即为预设的性能点坐标。

- 最大应变能:

$$E_{S0} = a_{pi} d_{pi} / 2 = 47.39 \times 4.96 / 2 = 117.49 \text{ (unit)}$$

- 滞回阻尼比:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{\kappa E_D}{E_{S0}} = \frac{1}{4\pi} \frac{0.67 \times 159.36}{117.49} = 0.072$$

其中 k 为考虑滞回捏拢的折减系数，这里取 0.67。

- 等效阻尼比:

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 0.05 = 0.132, \text{ 其中 } 0.05 \text{ 为标准需求谱对应的粘性阻尼。}$$

通过以上等效，实际上希望用带有滞回阻尼比的弹性结构来模拟实际的弹塑性结构。得到等效阻尼比后，即可根据我国抗震规范求出相应的反应谱，该反应谱乘以重力加速度后即为加速度谱，再通过下式求出相应的位移谱，从而得到谱加速度-谱位移曲线，即需求谱。

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

对应于不同的阻尼比，可以得到不同的需求谱。当阻尼比取 0.05 时，即不考虑滞回阻尼，这时得到的需求谱为标准的弹性需求谱。

本文按大震下第一组 8 度设防 III 类场地选取反应谱参数 $\alpha_{\max}=0.9$ ， $T_g=0.45s$ ，由此反应谱得到不同等效阻尼比下需求谱如图 12 所示。图中同时画出了能力谱和预设的性能点。由该性能点算出的等效需求谱与能力谱的交点，与该预设性能点重合，说明该点即为所求的性能点。

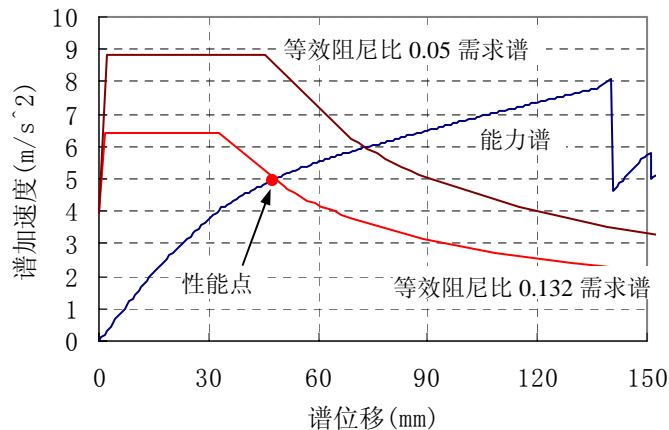


图 11：等效需求谱与性能点

(3) 性能点与目标位移

由能力谱上的性能点返回 Pushover 曲线，得到对应于性能点的基底剪力为 302.0kN，顶点位移（目标位移）为 59.9mm，这一性能点与 SAP2000 在默认的 ATC-40 谱下自动求得的性能点（302.2kN，60.0mm）非常接近。图 12 在 Pushover 曲线中标出了按我国规范大震反应谱求出的性能点与承载力极限点的位置。

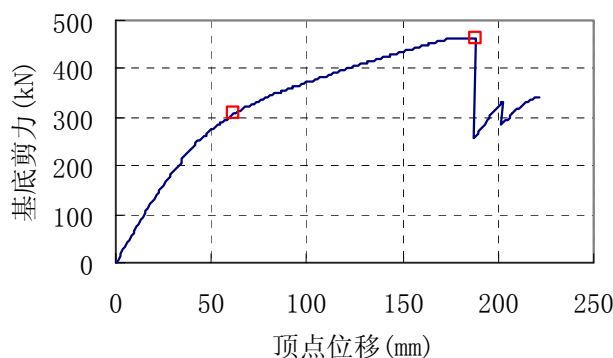


图 12：等效需求谱与性能点

可见大震下结构刚刚进入屈服不久，尚有较大的承载力和变形能力储备。图 13 画出了对应于图 12 中的性能点和极限点的框架塑性角分布情况。可见在达到性能点时，结构中仅有梁铰，且没有形成机构。可以达到极限点时，柱底全部出铰，同时在中间一榀框架出现了梁铰机构，结构将

丧失承载力。图中 B、C、D、E 的意义与表 2 一致。本例分析中不使用 IO、LS、CP 等评价指标。

图 14 画出了结构达到性能点时的楼层侧移和层间变形分布，可见明显的剪切型变形，层间位移底部大，上部小，其中二层的层间位移（15.5mm）反而稍大于底层（15.4mm），最大层间位移角为 1/230，发生在二层。而在楼层变刚度处（3、4 层之间）结构变形趋势没有明显改变。

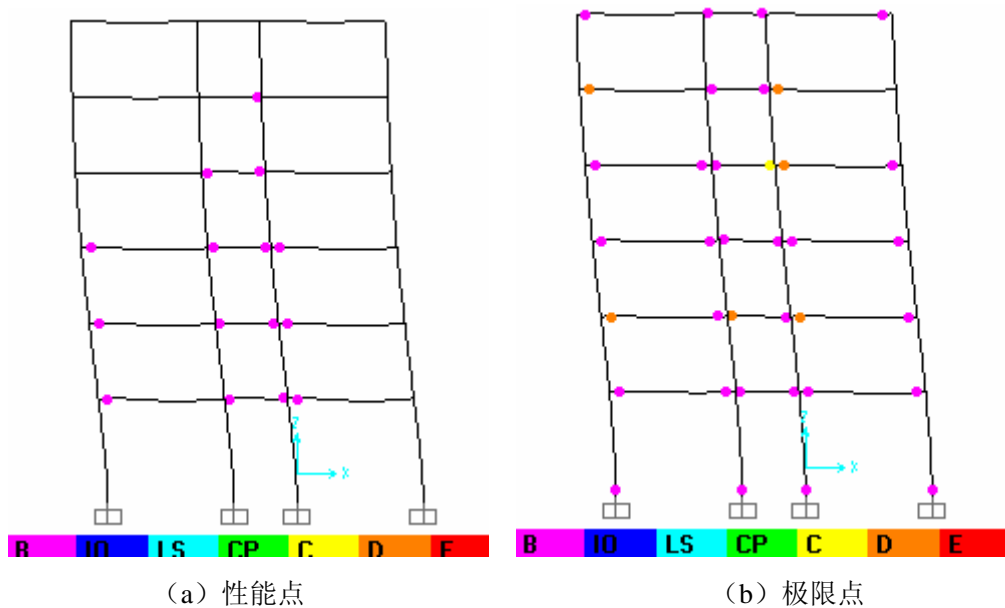


图 13: 塑性铰分布

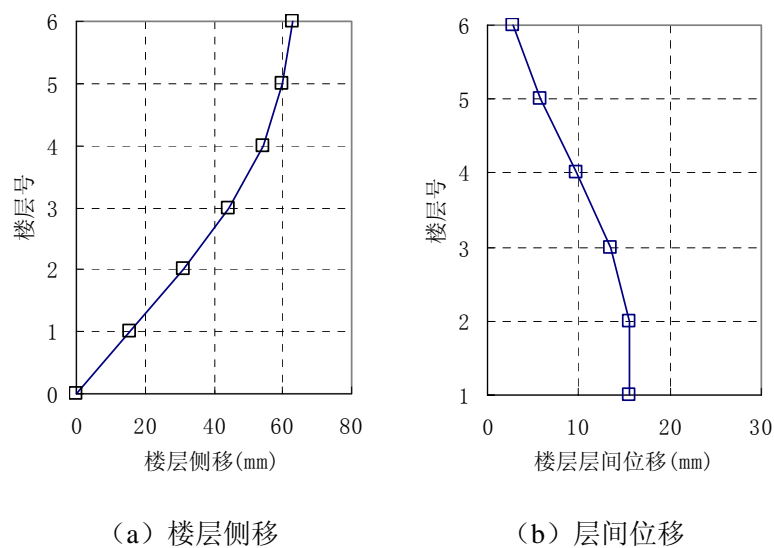
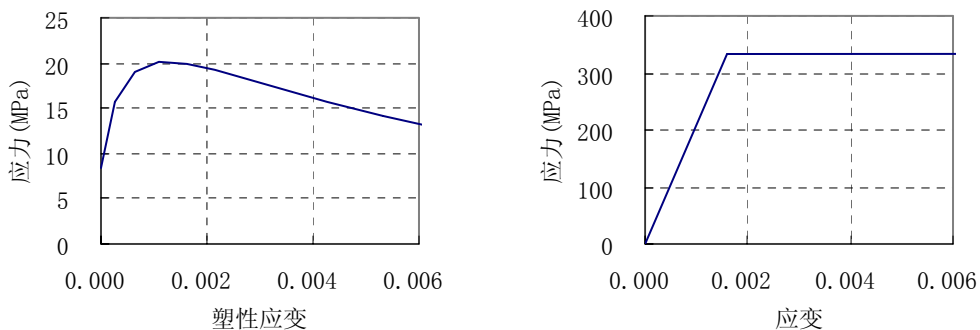


图 14: 达到性能点时的结构变形

四、弹塑性时程分析

在 ABAQUS 中对上述平面框架结构进行弹塑性时程分析，分析中不考虑活荷载的作用，把所有恒载（包括楼板与隔墙）折算为梁的质量，计入动力作用。折算后的梁、柱质量密度见表 1。采用 ABAQUS 的 2 节点梁单元 B21，并用 *REBAR 关键字在梁中配筋，配筋情况与图 1 完全一致。混凝土采用 ABAQUS 自带的 Drucker-Prager 弹塑性本构模型，受压硬化曲线以 Saenz 公式为准，峰值压应力取 C30 混凝土轴压强度标准值 20.1MPa，钢筋近似为理想弹塑性材料，屈服强度取 HRB335 钢筋强度标准值 335MPa，钢筋和混凝土的单轴应力应变关系如图 15 所示。



(a) 混凝土单轴受压应力-塑性应变关系 (b) 钢筋单轴受拉应力-应变关系

图 15: 混凝土、钢筋单轴应力-应变关系

弹塑性时程输入 El Centro NS 波的加速度记录，峰值加速度调整为 400gal，不予调频。调整后的加速度时程如图 16 所示。

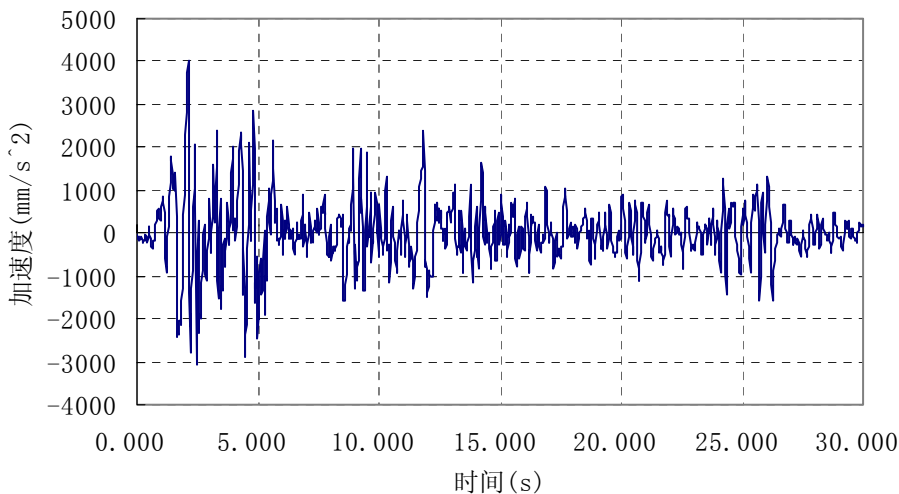
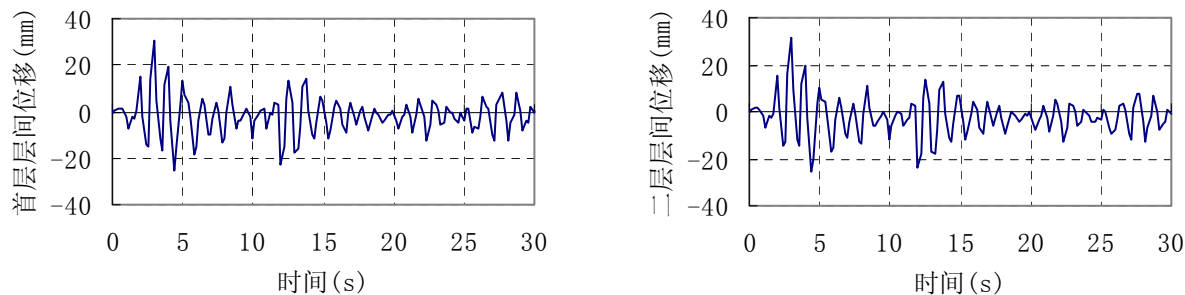


图 16: El Centro NS 地震动加速度时程

计算得到的各楼层层间位移时程如图 17 所示。其中首层层间位移峰值达 30.4mm，层间位移角约为 1/164；二层最大层间位移达 31.2mm，层间位移角约为 1/115，均小于《规范》规定的钢筋混凝土框架薄弱层弹塑性层间位移角限值 1/50。



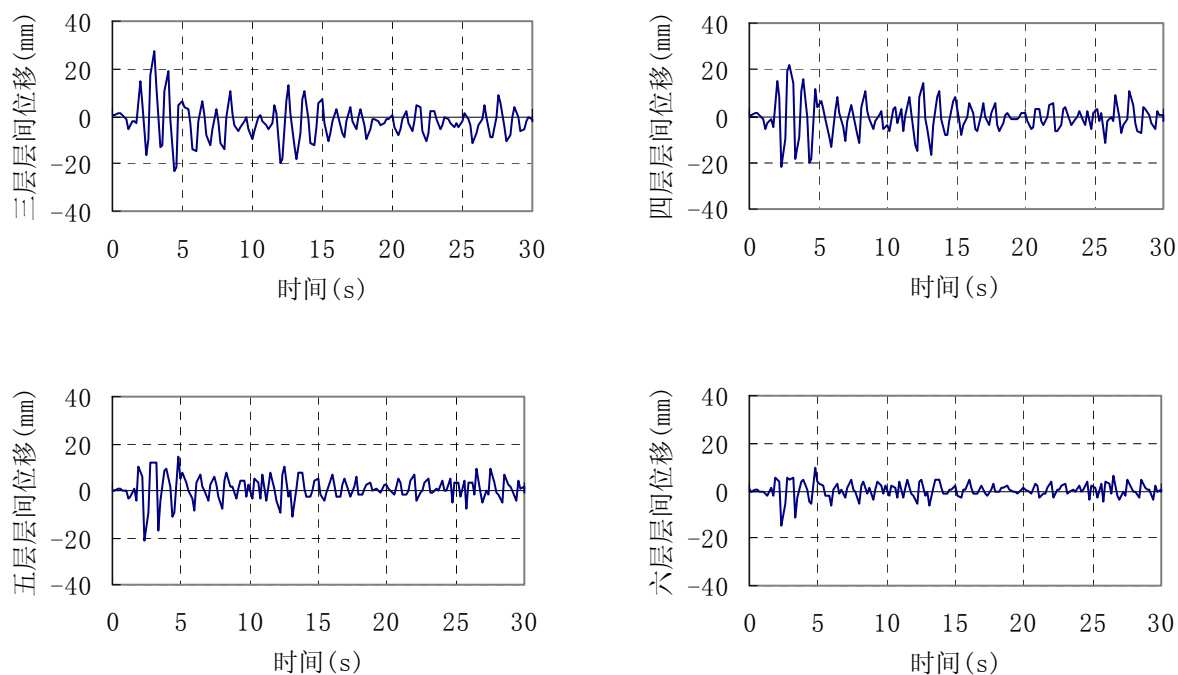


图 17: 各层层间位移时程

各楼层侧位包络图如图 18 所示，顶层最大位移达 128mm，各楼层侧移包络形状比较规整，整个结构侧向变形为剪切形，第一振型为主。

图 19 显示了框架各构件出现塑性铰的过程。需要指出的是，该图中以杆端出现塑性应变定义塑性铰的出现。而实际构件在某个截面出现塑性应变后并不一定意味着进入屈服阶段，而往往存在较长的硬化段。故图 19 中的塑性铰仍具有较强的荷载抵抗能力，而不意味着在塑性铰处可以发生无限制的位移。

从出铰过程可以看出，该框架结构首先在低层的梁端进入塑性，随着塑性的发展，框架的四支柱脚在陆续进入塑性。至 5 秒左右塑性铰已基本出完，之后不再出现新的塑性铰。而框架顶层始终处于弹性阶段。在地震过程中框架没有形成机构，经受住了大震的考验。

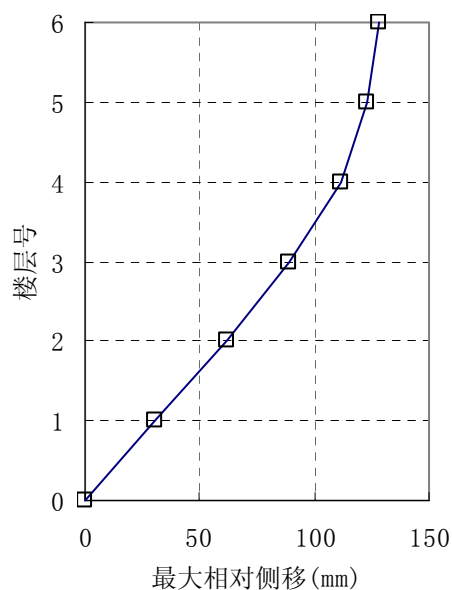
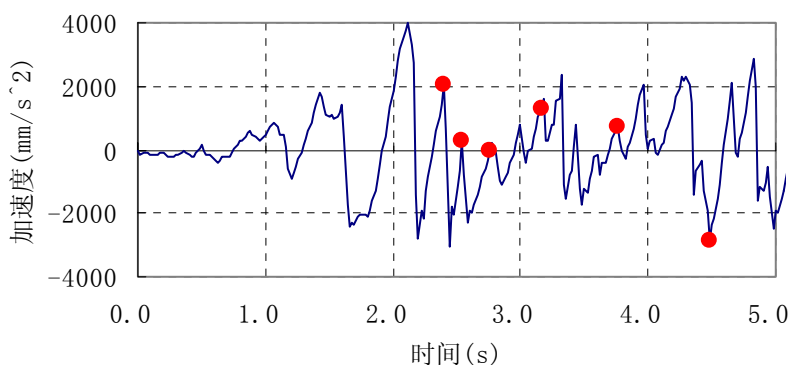


图 18: 楼层侧移包络图



(a) 以下各图示在 El Centro NS 波上对应的时间点

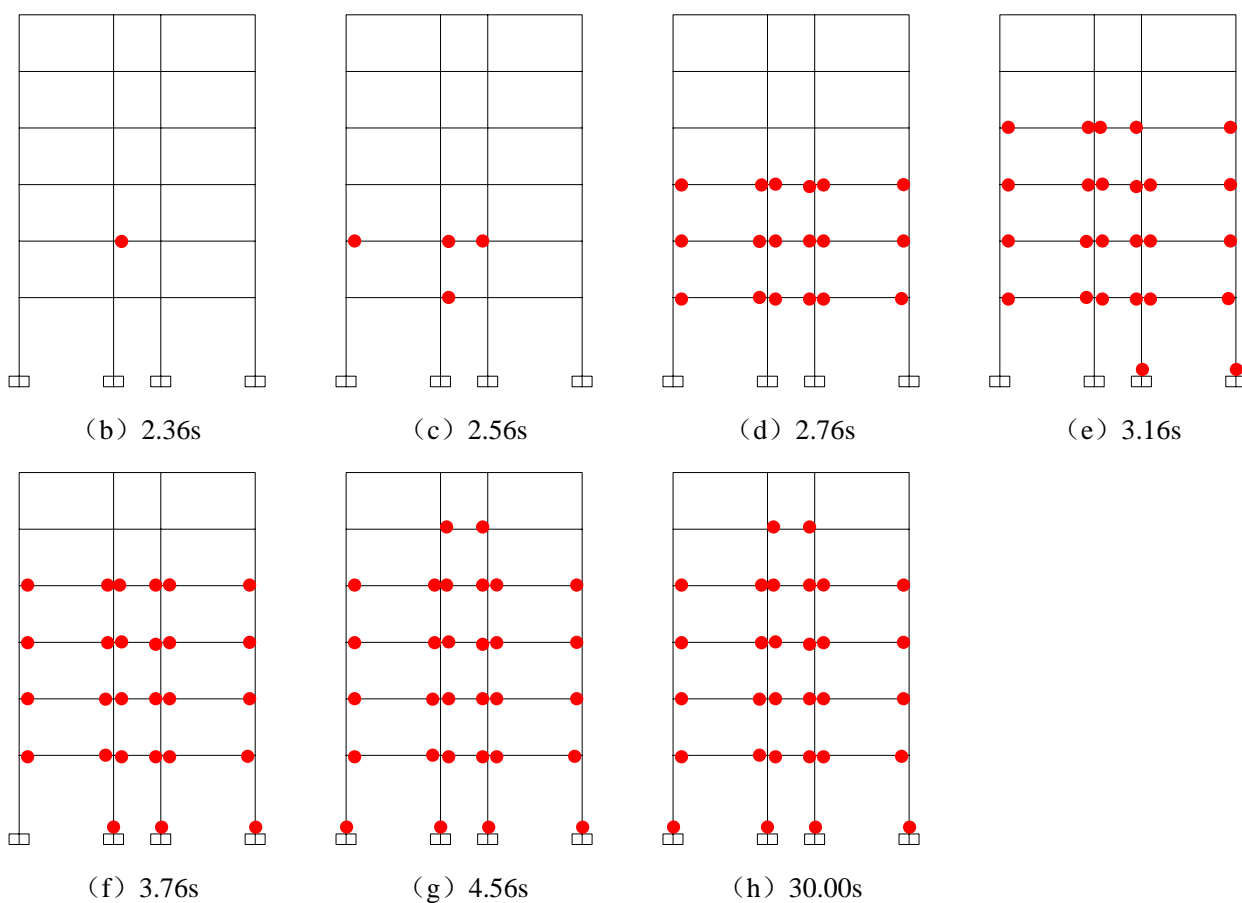


图 19: 塑性铰发展过程

本节的弹塑性时程分析在出铰的时间和模式上与第三节的静力推覆分析结果均有出入。比如在静力推覆分析中，结构达到性能点时顶点位移仅 60mm，框架构件中只出现梁铰；而弹塑性时程分析得到的顶点最大位移达 128mm，底层柱脚全部出铰。二种分析的共同点是在大震下结构都没有形成机构。由此可见用静力推覆分析代替弹塑性时程分析还有许多工作要做，同时由于混凝土结构弹塑性时程分析中材料参数复杂且有些参数难以标定，材料模型也比较复杂，其结果是否真实可靠需要谨慎对待。