

文章编号:1671-6833(2010)01-0006-05

## 钢框架结构基于能力谱法的抗震设计方法研究

熊二刚<sup>1</sup>, 梁兴文<sup>2</sup>, 张 倩<sup>3</sup>

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 3. 西安欧亚学院 建筑工程学院, 陕西 西安 710065)

**摘 要:** 阐述了能力谱方法的基本原理和实施步骤, 以一幢5层钢框架结构为例进行了基于能力谱法的抗震设计. 在对结构进行罕遇烈度地震作用下的抗震性能评估时, 不需要进行迭代求解, 直接对能力谱曲线进行数值模拟, 然后求解方程组, 得到性能点. 分析结果表明, 该方法可以较真实地反映结构抗震性能, 且直观方便. 最后采用动力时程分析法验证了该方法的可行性, 为钢框架结构基于能力谱法的抗震设计提供了一定的依据.

**关键词:** 钢框架; 能力谱法; 抗震性能评估; 性能目标

**中图分类号:** TU375

**文献标识码:** A

### 0 概述

我国现行抗震设计方法采用的是“两阶段设计法”, 即结构的承载力由小震下的弹性计算确定, 对于罕遇地震则进行薄弱层的变形验算, 并且通过一些抗震构造措施保证结构的延性和耗能能力. 然而, 按这种方法设计的结构尽管能够满足罕遇地震下不倒塌的设防目标, 但此时结构构件已出现严重的塑性变形, 从而导致结构丧失正常使用功能而引起巨大的经济损失. 鉴于此, 美国学者于20世纪90年代初提出了基于性能的抗震设计(Performance Based Seismic Design)方法, 其思想是使设计出的结构在未来的地震灾害下能够维持所要求的性能水平.

震害和理论研究表明, 在一定的地震作用下, 结构的变形值可以很好地反映建筑结构的性能状态, 结构的性能水平与其变形密切相关. 因此, 目前基于性能的抗震设计大多以位移作为控制参数, 即基于位移(变形)的抗震设计(Displacement-Based Seismic Design, DBSD). 作为一种基于位移的抗震设计方法, 能力谱法具有形象、直观、计算简单、分析可靠、易于被工程人员所接受等优点. 能力谱法一般作为既有结构的抗震性能评估方法, 也可以作为新结构的抗震设计方法. 当作为

抗震设计方法时, 首先按现行规范方法进行结构设计, 然后用能力谱法对设计结果进行评估, 如果不满足规范要求, 则修改设计, 即设计、评估、修改、再评估、再修改, 直至满足为止. 笔者以钢框架结构为例, 应用能力谱法进行设计.

### 1 能力谱法的基本原理

能力谱法本质上是一种 Pushover 分析与反应谱相结合的方法, 其基本思想为: 首先利用多自由度体系构造出对应的等效单自由度体系, 再利用单自由度体系结合反应谱求得目标位移; 采用对结构施加呈一定分布的单调递增水平力的加载方式, 将结构推至目标位移来分析结构进入非线性状态的反应, 从而判断结构及构件的变形和受力是否满足设计及使用功能的要求<sup>[1-4]</sup>. 其实施过程为:

(1) 按规范或经验设计方法进行结构的承载力设计.

(2) 对结构进行 Pushover 分析, 得到结构的基底剪力  $V_b$  与顶点位移  $u_n$  的关系曲线, 即 Pushover 曲线.

(3) 将 pushover 曲线转换成谱加速度  $S_a$ -谱位移  $S_d$  格式(A-D), 得到能力谱曲线. 谱加速度和谱位移按下式计算:

收稿日期: 2009-06-11; 修订日期: 2009-10-04

基金项目: 高等学校博士学科点专项科研基金资助项目(20070703002), 国家自然科学基金资助项目(50678146).

作者简介: 熊二刚(1980-), 男, 湖北麻城人, 长安大学讲师, 博士, 主要从事工程结构抗震及结构健康监测方面的研究, E-mail: x-e-g@163.com.

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*}, \quad S_d = \frac{u_n}{\gamma_1 \Phi_{n,1}} \quad (1)$$

式中:  $\gamma_1$ 、 $M_1^*$  为结构第一振型的振型参与系数和模态质量,分别按下列各式计算:

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i \Phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^n (G_i \Phi_{i1}^2)/g}, \quad M_1^* = \frac{[\sum_{i=1}^n (G_i \Phi_{i1})/g]^2}{\sum_{i=1}^n (G_i \Phi_{i1}^2)/g} \quad (2)$$

式中:  $G_i/g$  为第  $i$  层质点的质量;  $\Phi_{i1}$  为振型 1 中质点  $i$  的振幅;  $\Phi_{n1}$  为振型 1 中最顶层质点的振幅;  $n$  为结构的总自由度。

(4) 将弹性加速度反应谱转换成(A-D)格式的需求谱如图 1 所示。位移谱与加速度谱有下列关系:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3)$$

根据规范<sup>[5]</sup>的加速度反应谱,式(3)中的  $S_a$  可按下列各式确定:

$$\begin{cases} S_a = [0.45 + 10(\eta_2 - 0.45)T] \alpha_{\max} \cdot g & (T \leq 0.1 \text{ s}) \\ S_a = \eta_2 \alpha_{\max} \cdot g & (0.1 \text{ s} \leq T \leq T_g) \\ S_a = (\frac{T_g}{T})^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} \cdot g & (T_g \leq T \leq 5T_g) \\ S_a = [0.2^\gamma \eta_2 - \eta_1(T - 2T_g)] \alpha_{\max} \cdot g & (5T_g \leq T \leq 6.0 \text{ s}) \end{cases} \quad (4)$$

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{0.5 + 5\zeta_{\text{eff}}}, \quad \eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{8},$$

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{0.06 + 1.7\zeta_{\text{eff}}}$$

式中:  $\alpha_{\max}$  为水平地震影响系数最大值;  $\zeta_{\text{eff}}$  为结构的等效阻尼比。

等效阻尼比  $\zeta_{\text{eff}}$  可表示为<sup>[6]</sup>

$$\begin{cases} \zeta_{\text{eff}} = 0.049(\mu - 1)^2 - 0.011(\mu - 1)^3 + \zeta_0 & (1.0 \leq \mu < 4.0) \\ \zeta_{\text{eff}} = 0.14 + 0.0032(\mu - 1) + \zeta_0 & (4.0 \leq \mu \leq 6.5) \\ \zeta_{\text{eff}} = 0.19 \left[ \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \zeta_0 & (\mu > 6.5) \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $\mu$  表示位移延性需求;  $\zeta_0$  表示弹性阶段的黏滞阻尼比,对不超过 12 层的钢结构可取 0.035。

对弹塑性结构(A-D)格式需求谱的求法,一般是在典型的弹性需求谱的基础上,通过考虑等效阻尼比  $\zeta_{\text{eff}}$  或延性比  $\mu$  两种方法得到折减的弹

性需求谱或弹塑性需求谱。ATC-40 采用的是考虑等效阻尼比  $\zeta_{\text{eff}}$  的方法。

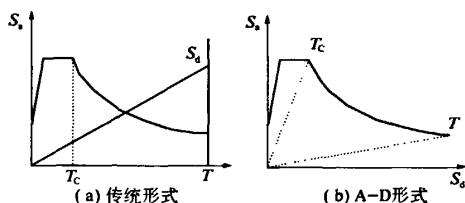


图 1 典型弹性加速度谱  $S_a$  与位移谱  $S_d$   
Fig. 1 Typical elastic acceleration spectrum  $S_a$  and displacement Spectrum  $S_d$

(5) 性能点的确定。将能力谱曲线与弹性谱的 ADRS 格式放置于同一坐标系上,在能力谱曲线上选一初始点  $P_i$ ,由该点计算等效阻尼比,根据等效阻尼比来调整弹性反应谱,调整后的反应谱称为需求谱,如图 2 所示;求出需求谱与能力谱的交点  $P$ ,若  $P$  点与  $P_i$  重合或接近到可接受的范围,则  $P_i$  为目标性能点,否则,重新在能力谱曲线上另选一点作为初始点,如此反复下去,直到找到目标性能点为止。此时,目标性能点所对应的位移即为等效单自由度体系的谱位移。

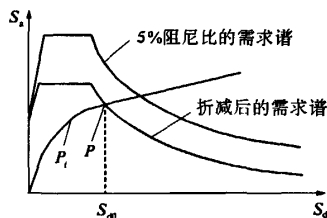


图 2 性能点的确定  
Fig. 2 Determination of the performance point

(6) 结构的抗震性能评估。将谱位移按式(1)转换为原结构的顶点位移,并对多自由度体系进行第二次 Pushover 分析,以此来评估该结构在设计地震作用下的抗震能力。若两曲线没有交点,说明结构的抗震能力不足,需要重新设计。

## 2 算例及其分析

### 2.1 工程概况

该工程为某行政办公楼,主体为 5 层钢框架结构,如图 3 所示。底层高 3.775 m,其余层层高 3.6 m,总高度 19.8 m(含女儿墙)。梁、柱截面尺寸见表 1。楼板采用压型钢板非组合型楼板。外墙为 240 mm 厚加气混凝土砌块,内墙为 200 mm 厚加气混凝土砌块。抗震设防烈度为 8 度,Ⅱ类场地,设计地震分组为第一组。

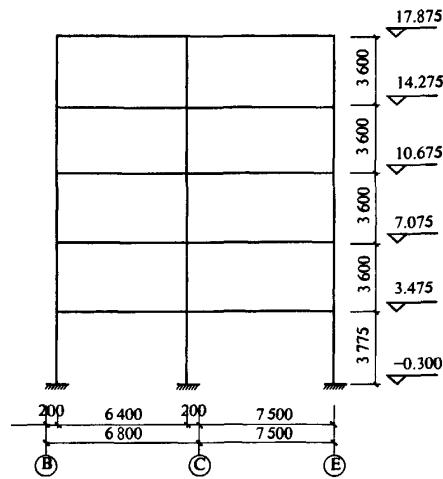


图3 结构计算简图  
Fig.3 Calculation chart of structure

2.2 按性能目标对结构进行性能评估  
在对结构进行性能评估时,结构顶点屈服位

表1 钢框架结构梁、柱截面尺寸  
Tab.1 Cross sectional sizes of beams and columns for SMRF

构件类别	楼层	
	一、二层	三~五层
7 700 mm 跨长的主梁	HN450 × 200 × 9 × 14	HN450 × 200 × 9 × 14
6 400 mm 跨长的主梁	HN450 × 150 × 9 × 14	HN450 × 150 × 9 × 14
边柱	HW300 × 300 × 10 × 15	HW250 × 250 × 9 × 14
中柱	HW350 × 350 × 12 × 19	HW250 × 250 × 9 × 14

与  $P_1$  点相应的延性系数为  $\mu_1 = 96.75 \text{ mm}/89 \text{ mm} = 1.1$ , 由此可得等效阻尼比为  $\zeta_{\text{eff}} = 0.049(\mu - 1)^2 - 0.011(\mu - 1)^3 + 0.035 = 0.0355$

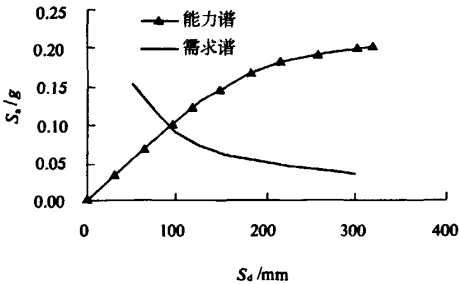


图4 基本烈度地震作用下能力谱曲线  
与需求谱曲线交点  
Fig.4 The intersection of capacity spectrum and demand spectrum curve in the earthquake of basic intensity

根据上述阻尼比可得新的需求谱方程为  $S_a = 3.255(1/S_d)^{0.8}$

移  $u_y$ , 采用结构出现第一批塑性铰时的顶点位移, 初步设计结构在振型分布荷载作用下, 出现第一批塑性铰时的顶点位移  $u_y = 115 \text{ mm}$ .  
本算例钢结构性能目标<sup>[7-8]</sup>以人身安全、防止结构倒塌来进行控制, 即基本烈度地震作用下层间位移角限值取  $[\theta_{p1}] = 1/100$ , 罕遇烈度地震作用下取  $[\theta_{p2}] = 1/50$ .

(1) 基本烈度地震作用下结构性能评估  
取钢框架弹性阶段的阻尼比  $\zeta_0 = 0.035$ , 由式 (3) 和 (4) 可得线弹性需求谱方程为  $S_a = 3.773(1/S_d)^{0.818} (T_g \leq T \leq 5T_g)$  式中:  $S_a$  的单位为  $g$ ;  $S_d$  的单位为  $\text{mm}$ . 根据上述方程, 采用描点作图法即可建立线弹性需求谱曲线, 如图 4 所示. 依据图 4 得能力谱与弹性需求谱的交点为初始点  $P_1(96.75, 0.10)$ , 等效单自由度体系的屈服位移为  $u_y^* = u_y/\gamma_1 = 115 \text{ mm}/1.293 = 89 \text{ mm}$

经过多次迭代最后得到目标性能点  $P(90, 0.089)$ .  
根据目标性能点, 可求得原结构的顶点位移:  $\mu_n = S_d \gamma_1 \Phi_{n,1} = 90 \times 1.293 \times 1.0 = 116.37 \text{ mm}$ .  
对结构进行 Pushover 分析, 推覆至目标位移为 116.37 mm 时, 可得各层层间位移及层间位移角见表 2.

表2 基本烈度地震作用下层间位移及层间位移角  
Tab.2 Interstory drift and interstory drift ratio in the earthquake of basic intensity

楼层	层间位移/mm	层高/mm	层间位移角
5	11.47	3 600	1/314
4	24.70	3 600	1/146
3	33.80	3 600	1/107
2	26.80	3 600	1/134
1	19.60	3 775	1/192

从表 2 中可以看出, 第三层层间位移角最大, 为薄弱层. 但是各层的层间位移角值均小于性能目标规定的层间位移角限值 1/100, 所以在基本烈度地震作用下, 初步设计的结构能满足保证人

身安全的性能目标要求。

(2) 罕遇烈度地震作用下结构性能评估

采用多项式对能力谱曲线进行数值拟合,可得以下近似方程:

$$S_a = -0.004 + 0.001\,3S_d - 2.11 \times 10^{-6}S_d^2$$

$$S_a = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{\max} \cdot g \quad (T_g \leq T \leq 5T_g)$$

$$S_a = [0.2^{\gamma} \eta_2 - \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max} \cdot g \\ (5T_g \leq T \leq 6.0\text{ s})$$

$$\mu = S_d/89$$

$$\zeta_{\text{eff}} = 0.049(\mu - 1)^2 - 0.011(\mu - 1)^3 + 0.05 \\ (1.0 \leq \mu < 4.0)$$

联立上述方程组,求解即可得到目标性能点  $P(166.8, 0.155\,3)$ 。

能力谱曲线与需求谱曲线如图 5 所示。

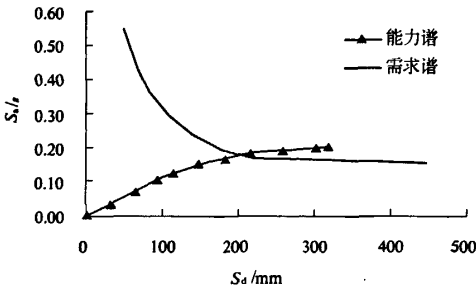


图 5 罕遇烈度地震作用下能力谱曲线与需求谱曲线交点

Fig.5 The intersection of capacity spectrum and demand spectrum curve in the earthquake of scarcely occurred intensity

根据目标性能点,可得到原结构顶点位移为 215.67 mm。然后将结构推覆至目标位移 215.67 mm,得到各层层间位移及层间位移角见表 3。

表 3 罕遇烈度地震作用下层间位移及层间位移角  
Tab.3 Interstory drift and interstory drift ratio in the earthquake of scarcely occurred intensity

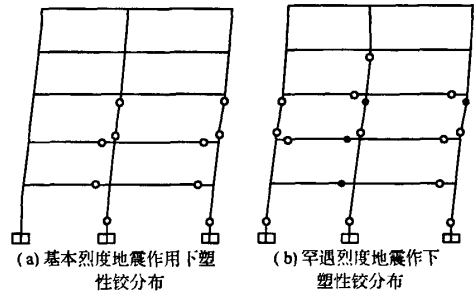
楼层	层间位移/mm	层高/mm	层间位移角
5	21.089	3 600	1/170
4	42.072	3 600	1/85
3	67.790	3 600	1/53
2	52.409	3 600	1/68
1	36.445	3 775	1/103

(3) 局部性能评估

从表 3 中可以看出,大多数楼层都已进入塑性阶段。但是各层的层间位移角值均小于性能目标规定的层间位移角限值 1/50,所以在罕遇烈度

地震作用下,初步设计的结构可以满足防止结构倒塌的性能目标要求。

图 6 是初步设计结构分别在基本烈度和罕遇烈度地震作用下的塑性铰分布情况。从图中可以看出,在基本烈度地震作用下,钢框架结构仅在一、二层梁的一端出现塑性铰(变形处于 B 阶段)。在罕遇烈度地震作用下,结构除顶层以外,其余各层梁端均出现了塑性铰(变形处于 B 或 IO 阶段);一、三层柱也都现了塑性铰,这些铰的变形也均落在 B 阶段,说明承载力满足要求。



(○出现塑性铰 ●塑性铰处于 IO 阶段)

图 6 塑性铰分布情况

Fig.6 Distribution of plastic hinges

3 时程分析

为了验证能力谱法对初步设计结构性能评估结果的可靠性,采用动力时程分析法对结构进行了补充验算。时程分析中所采用的地震加速度时程曲线的峰值,由现行规范<sup>[5]</sup>确定。选用人工兰州波 1, Elcentro 波和 Taft 波,将这 3 条地震波峰值调整为 8 度罕遇地震所对应的加速度值计算。

从表 4 中可以看出:在罕遇地震作用下,时程分析法与能力谱法计算的薄弱层均为第三层;除五层以外,其余各层能力谱法计算的层间位移角均大于时程分析法计算结果;时程分析法计算的最大层间位移角为 1/95,小于性能目标规定的层间位移角限值 1/50,即初步设计在罕遇地震作用下能够满足抗震设防的要求。

4 结论

结合我国建筑结构抗震设计实际,用能力谱法对钢框架结构进行抗震设计,通过实例分析,得到如下结论:

(1) 对钢框架结构,采用层间侧移角限值作为其性能水平的量化指标比较合适,可以反映钢框架不同受力阶段的性能水平。

表4 罕遇地震作用下时程分析结果

Tab.4 Results of time history analysis in the scarce earthquake

楼层/层	能力谱法		时程分析法				
	层间位移/mm	层间位移角	兰州波1	Elcentro波	Taft波	层间位移平均值/mm	层间位移角平均值
5	21.09	1/170	30.13	41.69	1.81	24.54	1/147
4	42.07	1/85	43.33	44.24	6.79	31.45	1/114
3	67.79	1/53	47.31	59.21	6.81	37.77	1/95
2	52.41	1/68	36.07	49.69	1.68	29.15	1/124
1	36.45	1/103	28.01	44.43	7.29	26.58	1/142

(2)根据 Pushover 分析所得的能力曲线,拟合出能力谱方程,然后联立求解能力谱方程与需求谱方程,得到性能点.此法适合于计算机分析,不用绘制能力谱曲线和需求谱曲线.

(3)用能力谱法进行结构抗震设计,采用的仍是现行抗震规范的方法,便于设计人员掌握.但与现行规范方法不同的是,此法可按不同抗震设防水准对结构进行控制,能够发现结构的薄弱部位和薄弱楼层,评价结构对应于不同地震水准下的抗震性能.

#### 参考文献:

- [1] ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings[R]. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [2] KRAWINKLER H, SENERVIRATNA G. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4):

452-464.

- [3] 张思海,梁兴文,邓明科.被动耗能减震结构基于能力谱法的抗震设计方法研究[J].土木工程学报,2006,39(7):26-32.
- [4] 何浩祥,李宏男.基于规范弹性反应谱建立需求谱的方法[J].世界地震工程,2002,18(3):67-71.
- [5] GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [6] FEMA 440(ATC-55).Improvement of nonlinear static analysis procedure[R].Applied Technology Council, Redwood City, California, 2005.
- [7] COCCO L J. Evaluation of the nonlinear seismic response of intake and control towers with the capacity spectrum method[D]. Master dissertation, University of Puerto Rico, Mayaguez (Puerto Rico), 2005.
- [8] GENCTURK B, ELNASHAI A S. Development and application of an advanced capacity spectrum method[J]. Engineering Structures, 2008, 30(1):3345-3354.

## Research on the Seismic Design Based on Capacity Spectrum Method for Steel Frames

XIONG Er-gang<sup>1</sup>, LIANG Xing-wen<sup>2</sup>, ZHANG Qian<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China; 2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 3. College of Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710065, China)

**Abstract:** The fundamental principles of capacity spectrum method are explained, the implementing procedures of this method are introduced, and the seismic performance of a five-story steel frame is evaluated on the basis of capacity spectrum method. The analysis results indicate that this method can comparatively objectively reflect the seismic performance of structure, and it is of immediate convenience. Finally, the dynamic time history analysis is utilized to verify the feasibility of this method, which can form a certain basis for the seismic design of steel frames based on the capacity spectrum method.

**Key words:** steel frame; capacity spectrum method; evaluation of seismic performance; performance objective