

二道防线耗能结构等效能量法设计研究

杨小卫

(中原工学院 建筑工程学院, 河南 郑州 450007)

摘要: 在屈曲装置和主体结构组成的二道防线结构抗震设计中,为满足承载力和刚度要求而在弹性变形条件下进行多次迭代的设计方法可能难以定量分析结构的塑性抗震性能。因此用塑性分析方法直接考虑结构构件和屈曲装置的非线性响应,采用考虑塑性变形的能量平衡概念进行设计分析,推导出不同地震强度水平下实现不同抗震性能目标的设计理论公式。最后,结合工程实例详细说明了等效能量法的设计过程,并与常规设计结构的地震易损性进行了比较,主要得出如下结论:将设有屈曲装置的二道防线耗能结构体系破坏过程简化为三线形的力-位移关系,推导出不同地震强度下的变形能方程,可以定量地进行不同抗震性能的需求设计;工程实例应用表明,在相同地震强度下,基于等效能量法设计的二道防线耗能结构具有较低的倒塌概率。在罕遇地震下,倒塌概率由7.9%降到0.7%,相对于框架结构降低了91%;倒塌储备系数CMR由1.72提高到2.80,比框架结构提高了63%。

关键词: 二道防线耗能结构;等效能量法;屈曲装置;地震易损性;倒塌概率;倒塌储备系数

中图分类号: TU375.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)01-0164-07

Equivalent Energy Method Design for the Energy Dissipation Structure of the Second Line of Defense

YANG Xiaowei

(School of Civil Engineering and Architecture, Zhongyuan University of Technology, Zhengzhou, Henan 450007, China)

Abstract: In the seismic design of the two-line defense structure composed of the buckling device and the main structure, the design method of multiple iterations under the condition of elastic deformation may be difficult to quantitatively analyze the plastic seismic performance of the structure in order to meet the requirements of bearing capacity and stiffness. Therefore, the nonlinear responses of structural members and buckling devices are directly considered by the plastic analysis method, and the design analysis is carried out by using the concept of energy balance considering plastic deformation. The design theoretical formulas to achieve different seismic performance goals under different seismic intensity levels are derived. Finally, combined with an engineering example, the design process of the equal efficiency method is explained in detail, and the seismic vulnerability of the conventional design structure is compared with that of the conventional design structure. The main conclusions are as follows. The failure process of the two-line energy dissipation structure with buckling device is simplified to the tri-linear force-displacement relationship, and the deformation energy equation under different earthquake intensity is derived, which can be used to quantitatively design the requirements of different seismic performance. The application of the engineering example shows that the energy consumption structure of the second line of defense designed based on the equal efficiency method has a lower collapse probability under the same earthquake intensity. Under rare earthquakes, the collapse probability is reduced from 7.9% to 0.7%, which is 91% lower than that of the frame structure, and the collapse margin ratio is increased from 1.72 to 2.80, which is 63% higher than that of the frame structure.

Keywords: energy dissipation structure of the second line of defense; equivalent energy method; buckling device; earthquake vulnerability; probability of collapse; collapse margin ratio

强烈地震作用时,结构通过变形、阻尼衰减来抵御地震能量。由于结构的固有阻尼较小,在结构体系中的某个控制部位安装屈曲装置,利用屈曲装置的塑性变形耗散大部分地震能量,防止主体结构构件破坏,是提高结构抗震性能的有效且经济的方法。Clark 等^[1]使用屈曲约束支撑、Baird 等^[2]使用 U 形弯曲板等作为屈曲装置通过塑性变形耗散大部分地震能量;郑泽炜等^[3]利用一种面外弯曲阻尼器的塑性变形来耗散地震能量;庾东等^[4]、贾晨等^[5]通过对多层钢框架设置屈曲约束支撑,利用耗能支撑的塑性变形耗散地震能量;黄忠海等^[6]利用消能墙框架结构体系中消能墙的塑性变形抵御地震能量。这些设计就是将屈曲装置作为抗震的第一道防线,主体结构作为抗震的第二道防线。张涛等^[7]对超高层建筑核心筒作为第一道防线、钢框架作为第二道防线的抗震性能进行分析,通过调整二者的刚度和关键构件的性能目标来达到抗震设防目标。王富民等^[8]对钢支撑-混凝土框排架结构中钢支撑作为第一道防线、框排架结构作为第二道防线的抗震性能进行分析,通过多次调整刚度匹配来达到抗震设防目标。在这些二道防线抗震设计时都是基于弹性变形条件下的承载力或者刚度需求进行分析,设计过程需要多次迭代,甚至难以定量实现破坏型地震的性能目标。柳春光等^[9]通过基于能量平衡的静力弹塑性方法对桥梁结构抗震性能进行研究,得出这种方法更有效地进行抗震性能评估的结论。Yang 等^[10]基于等效能量法对耗能型半刚性钢框架结构进行定量的抗震性能设计,在性能设计中有效地减少迭代次数。

因此,从二道防线的抗震概念入手,通过塑性分析直接考虑结构构件的非线性响应,采用带塑性能量平衡概念进行设计分析,在不同的地震强度水平上实现不同的性能目标,并结合工程实例,阐述二道防线耗能结构等效能量法的设计过程和结构的抗地震倒塌能力。

1 二道防线耗能结构设计理念

为了保证主体结构在强震下的安全,一般采用二道防线的抗震概念设计方法^[11-12]。通过在主体结构的适当位置设置屈曲阻尼器,使阻尼器先屈服,消耗能量形成第一道防线;地震强度继续加大后,主体结构再次屈服,实现了防止结构在强震下倒塌的第二道防线。如果将屈曲阻尼器和主体结构简化为理想的双折线弹塑性模型,则这种结构的整个损伤

过程可用如图 1 所示的一个三线形力-位移关系表示。

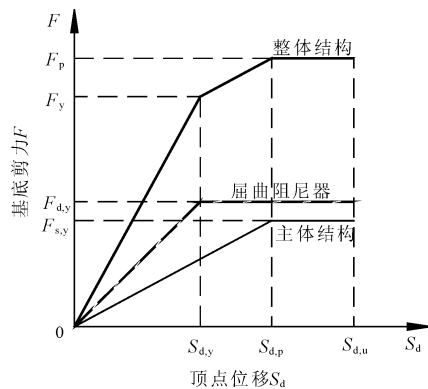


图 1 二道防线结构损伤过程示意图

图 1 中, $F_{s,y}$ 为主体结构的水平屈服剪力; $F_{d,y}$ 为阻尼器的屈服承载力; $S_{d,y}$ 为阻尼器屈服时整体结构的顶点位移; $S_{d,p}$ 为主体结构屈服时整体结构的顶点位移; $S_{d,u}$ 为整体结构罕遇地震时的顶点位移; k_1 为整体结构初始刚度, $k_1 = k_{s,1} + k_{d,1}$; k_2 为阻尼器屈服后整体结构的刚度, $k_2 = k_{s,1}$; k_3 为整体结构在主体结构屈服后的刚度; $k_{d,1}$ 为阻尼器初始刚度; $k_{d,2}$ 为阻尼器屈服后的刚度; $k_{s,1}$ 为主体结构初始刚度; $k_{s,2}$ 为主体结构屈服后刚度。

2 二道防线耗能结构等效能量设计方法

2.1 地震时结构中的能量转换

Housner^[13]在第一届世界地震工程会议上首次阐述了基于能量的设计思想。建筑物遭受强震时,地震输入能量 E_i ,除了通过阻尼能 E_ξ 耗散外,其余的能量还以动能 E_k 和变形能 E_a 的形式存储在结构中。结构在地震中保持弹性时,变形能 E_a 则为弹性变形能 E_s ,但结构发生屈服时,变形能 E_a 如式(1)所示分解为弹性变形能 E_s 和塑性变形能 E_h 。

$$E_i = E_k + E_\xi + E_a = E_k + E_\xi + (E_s + E_h) \quad (1)$$

秋山宏等^[14]则提出地震输入能 E_i 主要取决于结构的总质量和基本周期,与结构内质量、强度和刚度的分布无关。结构地震作用后,动能 E_k 转换为阻尼能 E_ξ 和变形能 E_a ,如果忽略阻尼能 E_ξ ,变形能 E_a 几乎等于输入能 E_i 。弹塑性结构时,变形能 E_a 由弹性变形能 E_s 和塑性变形能 E_h 组成。在二道防线耗能结构设计中,研究如何利用能量法中的塑性变形能 E_h 进行合理的设计。

二道防线耗能结构等效能量法示意图如图 2 所

示,图中纵轴表示基底剪力 F ,由伪加速度 S_a 乘以结构质量 m 计算得出,也即 $F = m \times S_a$ 。横轴表示顶点的位移 S_d ,采用式(2)将等效线性单自由度体系的位移 S_d 修正为多自由度体系的顶点位移 $S_{md,e}$ [15]。

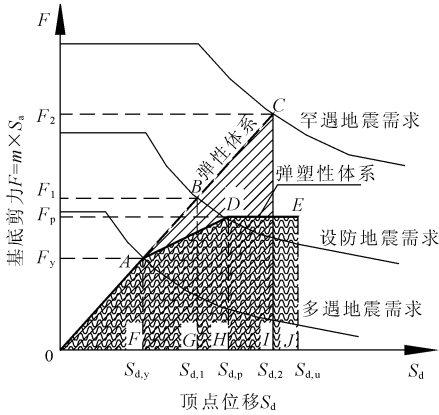


图 2 等效能量法示意图

$$S_{md,e} = C_0 S_d \quad (2)$$

其中 C_0 是将等效线性单自由度体系的顶点位移 S_d 修改为多自由度体系顶点位移 $S_{md,e}$ 的系数,可由式(3)求出。

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^n G_i \phi_{i,n}}{\sum_1^n G_i \phi_{i,n}^2} \quad (3)$$

式中: $\phi_{1,r}$ 为结构第一阶振型顶点的位移; G_i 为第 i 层重力荷载代表值; $\phi_{i,n}$ 为结构第一阶振型第 i 层的位移; n 为结构的总层数。

假定第一阶振型为倒三角形分布,楼层均质等高层时,可以用下式近似求出 C_0 。

$$C_0 \approx \frac{3n}{2n+1} \quad (4)$$

等效线性单自由度体系的伪加速度 S_a 与顶点位移 S_d 存在式(5)的换算关系。

$$S_d = \left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (5)$$

2.2 不同地震强度下的抗震能量需求

2.2.1 多遇地震设计抗震能量需求

如图 2 所示,多自由度体系多遇地震时,抗震需求的变形能 E_{ME0} 为:

$$E_{ME0} = \frac{1}{2} F_y C_0 S_{d,y} = \frac{1}{2} m S_{a,y} C_0 S_{d,y} \quad (6)$$

2.2.2 多遇地震到设防地震时抗震能量需求增量

如图 2 所示,多自由度体系从多遇地震到设防地震时,抗震需求变形能的增量 ΔE_{ME1} 为:

$$\begin{aligned} \Delta E_{ME1} &= \frac{1}{2} (F_1 + F_y) C_0 (S_{d,1} - S_{d,y}) \\ &= \frac{1}{2} m C_0 (S_{a,1} + S_{a,y}) (S_{d,1} - S_{d,y}) \end{aligned} \quad (7)$$

考虑结构弹塑性时,弹塑性多自由度体系从多遇地震到设防地震时,图 2 中多边形 AFGB 包围的面积 ΔE_{ME1} 与多边形 AFHD 的面积 ΔE_{NME1} 满足式(8)时即可达到中震可修的设防目标, γ_a 考虑弹塑性时的能量修正系数 [10],取 1.85。

$$\Delta E_{ME1} = \gamma_a \Delta E_{NME1} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \Delta E_{NME1} &= \frac{1}{2} (F_p + F_y) C_0 (S_{d,p} - S_{d,y}) \\ &= \frac{1}{2} m (S_{a,p} + S_{a,y}) C_0 (S_{d,p} - S_{d,y}) \end{aligned} \quad (9)$$

$$S_{a,p} = \frac{2\Delta E_{ME1}}{\gamma_a m C_0 (S_{d,p} - S_{d,y})} - S_{a,y} \quad (10)$$

$$F_p = \frac{2\Delta E_{ME1}}{\gamma_a C_0 (S_{d,p} - S_{d,y})} - F_y \quad (11)$$

2.2.3 设防地震到罕遇地震时抗震能量需求增量

如图 2 所示,弹性多自由度体系从设防地震到罕遇地震时,抗震需求变形能的增量 ΔE_{ME2} 为:

$$\begin{aligned} \Delta E_{ME2} &= \frac{1}{2} (F_1 + F_2) C_0 (S_{d,e} - S_{d,1}) \\ &= \frac{1}{2} m C_0 (S_{a,1} + S_{a,2}) (S_{d,e} - S_{d,1}) \end{aligned} \quad (12)$$

考虑结构弹塑性时,弹塑性多自由度体系从设防地震到罕遇地震时,图 2 中多边形 BGIC 包围的面积 ΔE_{ME2} 与多边形 DHJE 的面积 ΔE_{NME2} 满足式(13)时即可达到大震不倒的设防目标, γ_b 能量修正系数 [10],取 2.1。

$$\Delta E_{ME2} = \gamma_b \Delta E_{NME2} \quad (13)$$

$$\Delta E_{NME2} = \frac{1}{2} F_p C_0 (S_{d,u} - S_{d,p}) \quad (14)$$

$$= \frac{1}{2} m S_{a,p} C_0 (S_{d,u} - S_{d,p})$$

$$S_{d,u} = \frac{2\Delta E_{ME2}}{\gamma_b F_p C_0} + S_{d,p} \quad (15)$$

2.3 楼层地震剪力分配

如图 1,利用平衡关系,屈曲阻尼器的屈服强度 $F_{d,y}$ 和主体结构的屈服强度 $F_{s,y}$ 可以分别通过式(16)和式(17)计算。

$$F_{d,y} = \frac{F_y k_{d,1}}{k_1} \quad (16)$$

$$F_{s,y} = \frac{F_y k_{s,1}}{k_1} \quad (17)$$

其中

$$k_{s,1} = \frac{m(S_{ap} - S_{ay})}{S_{dp} - S_{dy}}; k_{d,1} = \frac{m(S_{ay}S_{dp} + S_{ap}S_{dy})}{S_{ay}(S_{dp} - S_{dy})}$$

2.4 结构构件承载力设计

一旦确定了屈曲阻尼器和主体结构的屈服强度和变形,就可以为二道防线结构中每道防线选择屈服机制和相关的屈服构件,并通过 Chaol 等^[16]提出的式(18)将计算的基底剪力沿建筑楼层高度进行分布。

$$F_{d,yi} = C'_{vi}F_{d,y} \text{ 和 } F_{s,yi} = C'_{vi}F_{s,y} \quad (18)$$

其中 $F_{d,yi}$ 和 $F_{s,yi}$ 分别是第 i 层屈曲阻尼器和主体结构的层剪力; C'_{vi} 是第 i 层楼层剪力分布系数。

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{G_n h_n}{\sum_{j=1}^n G_j h_j} \right)^{0.75T_1^{0.2}} \quad (19)$$

$$\beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n G_j h_j}{G_n h_n} \right)^{0.75T_1^{0.2}}$$

当 $i = n$ 时, $\beta_{i+1} = 0$; G_j 和 G_n 分别为 j 层和顶层的重力荷载代表值; h_j 和 h_n 分别是 j 层和屋顶从距地面的高度。

当楼层层高相等且质量分布均匀时,式(19)可以简化为式(20)。

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{2}{n+1} \right)^{0.75T_1^{0.2}} \quad (20)$$

$$\beta_i = \left(\frac{(i+n)(n-i+1)}{2n} \right)^{0.75T_1^{0.2}}$$

3 实例应用

3.1 工程概况

为了利用等效能量法进行二道防线耗能结构设计,如图 3 所示,设计一榀三跨五层平面框架。跨度分别为 7.5 m、3.0 m 和 7.5 m,层高均为 3.6 m。框架梁上的均布恒荷载为 40 kN/m,均布活荷载为 28 kN/m,混凝土强度等级为 C30,钢筋强度等级为 HRB400。抗震设防烈度为 8 度(0.2g),场地类别为 II 类,设计地震分组为第二组。

3.2 等效能量设计方法

首先在竖向重力荷载作用下依据规范^[17-18]对图 3 中框架进行结构设计,框架梁截面为 300 mm × 600 mm,框架柱截面为 400 mm × 400 mm,然后依据公式(4)~公式(20)采用基于等效能量法进行二道防线的水平抗侧构件设计。以下是基于等效能量法的计算过程,其中 $S_{d,y}$ 和 $S_{d,p}$ 取值参考文献[19-20]。

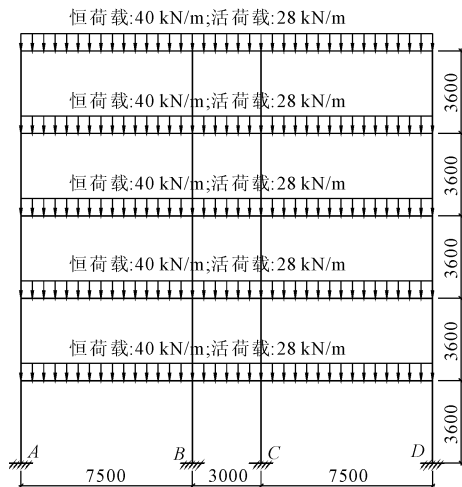


图 3 结构荷载示意图(尺寸单位:mm)

$$C_0 = \frac{3n}{2n+1} \approx 1.36$$

$$S_{d,y} = 18 \text{ mm}$$

$$\text{因为 } S_{a,y} = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 a_{\max} g,$$

又因为 $S_{d,y}$ 和 $S_{a,1}$ 存在下式的关系:

$$S_{d,y} = C_0 \left(\frac{T_1}{2\pi} \right)^2 S_{a,1}$$

所以可以求出 $T_1 = 0.78 \text{ s}$, $S_{a,y} = 0.862 \text{ m/s}^2$

其余参数计算结果如下:

$$S_{a,1} = 2.425 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,1} = 50.9 \text{ mm}$$

$$S_{a,2} = 4.85 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,e} = 101.8 \text{ mm}$$

$$S_{d,p} = 72 \text{ mm}$$

$$S_{a,p} = 1.936 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,u} = 163.6 \text{ mm}$$

结构总重力荷载代表值估算为:

$$\sum G_i = 4515 \text{ kN}$$

$$G_i = 903 \text{ kN}$$

每层第一道防线的屈曲阻尼器设计参数见表 1。

表 1 楼层屈曲阻尼器需求参数

楼层	屈服力 F_y/kN	屈服位移 d_y/mm	初始刚度 $k_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	峰值位移 d_u/mm
1	82.0	2	34	22
2	77.4	2	32	22
3	72.6	2	30	22
4	57.9	2	24	22
5	36.4	2	15	22

为了与常规框架结构设计作抗震性能对比,按照相关规范^[11,17-18]进行框架结构设计,框架柱截面为 450 mm × 450 mm,框架梁截面为 300 mm × 650 mm。

如图 4 所示利用有限元软件 Sap2000^[21]建立两种结构体系的弹塑性分析模型,其中框架梁、框架柱用纤维梁单元模拟,屈曲阻尼器用连接单元模拟,混凝土本构模型采用文献[18]中的单轴混凝土应力应变关系模型并考虑箍筋的约束作用,钢筋采用理想的双折线弹塑性模型。图 4 中 Model-1 为框架结构,Model-2 为按照前文的等效能量法设计具有二道防线的框架屈曲支撑的结构体系。

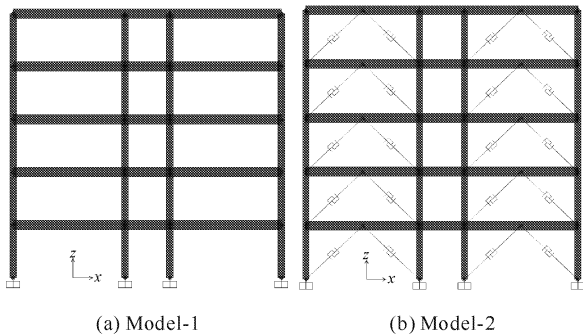


图 4 弹塑性模型

3.3 地震易损性分析

3.3.1 地震易损性分析方法

Cornell 等^[22]提出概率地震需求模型(Probabilistic Seismic Demand Model, PSDM)并用式(21)来描述地震强度指标(IM)和地震需求指标(DM)之间关系。假定地震需求的最大层间位移角 θ_{\max} 与地震强度指标 $S_a(T_1)$ 之间服从幂指数的关系,通过对多个地震动记录的增量动力分析数据进行回归分析,就可以计算出 a 和 b 的值。

$$DM = a \cdot IM^b \quad (21)$$

结构的地震易损性曲线函数 P 为结构的地震需求响应 D (Demand,本文为最大层间位移角 θ_{\max})超越其抗震能力 C (Capacity,本文为最大层间位移角限值 $[\theta_{\max}]$)的概率随地震动强度指标 IM 变化的关系^[23-24],用式(22)来表达:

$$P[D \geq C | IM] = \Phi\left(\frac{\ln(a \cdot IM^b) - \ln(m_c)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (22)$$

即 m_c 为结构在大震防止倒塌的极限状态指标,取最大层间位移角 $\theta_{\max} = 1/50 \cdot \beta_C$ 和 β_D 是对数标准差,可以通过统计分析得到,若以 $S_a(T_1)$ 为地震强度指标,可以参照 HAZUS99^[25]将 $\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}$ 取为

0.4。

得到结构地震易损性曲线后,再以结构周期 T_1 的地震强度 $S_a(T_1)$ 作为地面运动强度指标下,有 50% 的地震波输入发生了倒塌,则该地面运动强度就是结构体系的平均抗倒塌能力^[26]。将此地面运动强度和结构的设计罕遇地震强度比较,就可以得到结构的倒塌储备系数 CMR(Collapse Margin Ratio, 简称 CMR),即

$$CMR = \frac{S_a(T_1)_{50\%}}{S_a(T_1)_{RED}} \quad (23)$$

式中: $S_a(T_1)_{50\%}$ 为有 50% 地震输入出现倒塌对应的地面运动强度 $S_a(T_1)$; $S_a(T_1)_{RED}$ 为规范^[11]建议罕遇地震(Rare Earthquake Design, RED)对应的地面运动强度 $S_a(T_1)$ 。对于我国结构抗震, $S_a(T_1)_{RED}$ 可以按下式计算:

$$S_a(T_1)_{RED} = \frac{\alpha_{T_1} \cdot g \cdot PGA_{RED}}{PGA_{FED}} \quad (24)$$

其中, α_{T_1} 为规范规定对于周期 T_1 的水平地震影响系数; g 为重力加速度;依据文献[11],8度设防时罕遇地震时程计算的地面峰值加速度 PGA_{RED} 为 4 m/s^2 ,多遇地震(Frequent Earthquake Design, FED)时程计算的地面峰值加速度 PGA_{MED} 为 0.7 m/s^2 。

通过结构地震易损性曲线可以宏观地比较结构的抗地震倒塌能力,利用倒塌储备系数 CMR 可以对抗地震倒塌能力进行定量比较。

3.3.2 地震波的选择

地震易损性分析中主要依据规范^[11]根据 $S_a(T_1, \zeta)$ 的统计意义相符 23 条地震动记录,见表 2,反应谱如图 5 所示,为了减小地震动的离散性,每条波根据结构基本周期的弹性谱加速度 $S_a(T_1)$ 进行标准化^[27-28],并将其谱加速度作为地震动强度的衡量指标。为实现弹塑性时程分析的批量计算,以结构最大层间位移角超过 1/50 作为倒塌判据^[11]。

3.3.3 结构地震易损性分析结果

从图 6 的结构地震易损性曲线可以看出,相同地震动强度下,基于等效能量法设计的二道防线耗能结构(Model-2)具有明显较低的倒塌率。如表 3 所示,二道防线设计的耗能结构(Model-2)将罕遇地震下框架结构(Model-1)的倒塌概率由 7.9% 降到 0.7%,相对于框架结构(Model-1)降低了 91%。倒塌储备系数 CMR 由 1.72 提高到 2.80,相对于框架结构(Model-1)提高了 63%。可见,基于等效能量法的二道防线设计比一般设计方法更加优越,也易

于对抗震性能进行定量设计。

表 2 23 条地震动记录汇总表^[29]

序号	震级	发生年份	名称	地震台	分量
1	6.5	1933	LONG BEACH, USA	CMD BLDG	S08W
2	6.0	1935	HELENA MONTANA, USA	HELENA	S90W
3	7.1	1940	Imperial Valley, USA	IMPERIAL VALLEY IRRIG DISTRICT	S00E
4	7.7	1952	KERN COUNTY, USA	TAFT LINCOLN SCHOOL	S69E
5	6.6	1971	SAN FERNANDO, USA	CASTAIC OLD RIDGE ROUTE	N21E
6	6.6	1971	SAN FERNANDO, USA	1177 BEVERLY DRIVE	N83W
7	6.0	1975	ALASKA SUBDUCTION, USA	ALASKAN METHODIST UNIVERSITY	N315E
8	7.8	1976	TANGSHAN, CHINA	MIYUN RESERVOIR	EW
9	6.9	1976	TANGSHAN, CHINA	TONGXIAN BALI BRIDGE	EW
10	6.9	1979	IMPERIAL VALLEY, USA	EL CENTRO DIFF	360
11	6.5	1983	COALINGA, USA	STONE CORRAL 2E	NORTH
12	6.1	1984	MORGAN HILL, USA	GILROY #3	90
13	7.8	1985	VALPARISO, CHILE	LLOLLEO	100
14	6.1	1987	WHITTIER, USA	NORWALK	90
15	6.5	1987	Superstition Hills, USA	EI Centro Imp. Co.	SICC090
16	7.1	1989	LOMA PRIETA, USA	BLDG 137	20
17	7.1	1989	LOMA PRIETA, USA	APEEL ARRAY 9	137
18	7.0	1992	Cape Mendocino, USA	Rio Dell Overpass	RI0360
19	6.7	1994	NORTHRIDGE, USA	NORWALK,	90
20	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	NIS090
21	7.6	1999	Chi-Chi, China	TCU045	TCU045-N
22	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	BOL090
23	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	ARC090

表 3 谱加速度和倒塌概率

结构	Model-1	Model-2
$S_a(T_1)_{50\%}/g$	0.67	1.40
$S_a(T_1)_{SED}/g$	0.39	0.50
CMR	1.72	2.80
罕遇地震倒塌概率/%	7.90	0.70

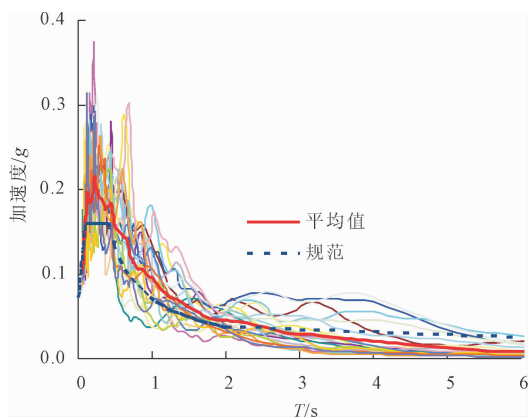


图 5 反应谱

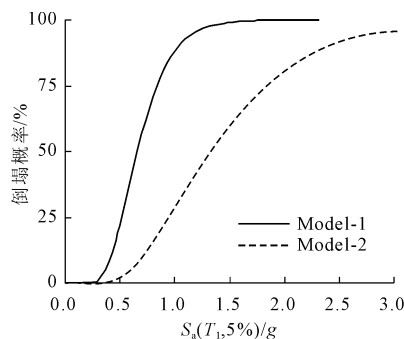


图 6 结构地震易损性曲线

4 结 论

通过研究基于等效能量的二道防线结构设计方法,给出该设计方法的相关理论公式,并结合工程实例详细阐述设计过程,与常规设计结构进行地震易损性比较,主要得出如下结论:

(1) 在地震作用下,忽略阻尼能后,变形能等于输入能,将含有屈曲装置的二道防线耗能结构体系破坏过程简化为三线形的力-位移关系,推导出不同地震强度下的变形能方程,可以定量地进行不同抗震性能的需求设计。

(2) 工程实例应用表明:在相同地震强度作用下,基于等效能量设计的二道防线耗能结构具有明显较低的倒塌率,将罕遇地震下框架结构的倒塌概率由 7.9% 降到 0.7%,相对于框架结构降低了 91%。倒塌储备系数 CMR 由 1.72 提高到 2.80,相对于框架结构提高了 63%。

参考文献:

[1] Clark P. Aiken I, Kasai K, et al. Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices[C] // Structural Engineers Association of California, Proceedings, 68th Annual Convention SEAOC, California, 1999;

- 355-371.
- [2] Baird A, Smith T, Palermo A, et al. Pampanin. Experimental and numerical Study of U-shape Flexural Plate (UFP) dissipaters[C]//New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Christchurch, 2013.
- [3] 郑泽炜,许立英,陆剑峰,等.一种面外弯曲阻尼器抗震性能分析[J].水利与建筑工程学报,2020,18(6):121-127.
- [4] 庾东,杨玉红,黄美玲.中日美多层屈曲约束支撑钢框架抗震性能比较分析[J].水利与建筑工程学报,2019,17(2):203-208.
- [5] 贾晨,邵永松,邵凤茹.BRB半刚接钢框架体系抗震性能分析[C]//天津大学、天津市钢结构协会.第十六届全国现代结构工程学术研讨会论文集,山东聊城,2016:423-435.
- [6] 黄忠海,刘付钧,李盛勇,等.基于消能减震的带消能墙框架结构体系的研究与应用[J].建筑结构,2017,47(8):33-40.
- [7] 张涛,王洪臣,褚玲.西咸新区1A楼超限结构设计难点解析[J].建筑结构,2020,50(14):20-24.
- [8] 王富民,高向宇,黄金,等.钢支撑-混凝土框排架结构抗震性能试验及有限元分析[J].建筑结构,2021,51(16):42-50.
- [9] 柳春光,焦伟玲,张士博.基于能量平衡的桥梁结构抗震性能分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(2):61-66.
- [10] Yang T Y, Tung D P, Li Y. Equivalent energy design procedure for earthquake resilient fused structures[J]. Earthquake Spectra,2018,34(2):795-815.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [12] 王亚勇,黄卫.汶川地震建筑震害启示录[M].北京:地震出版社,2009.
- [13] Housner G W. Limit design of structures to resist earthquakes[C]//Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Institute, 1956:1-12.
- [14] 秋山宏,叶列平,裴星洙.基于能量平衡的建筑结构抗震设计[M].北京:清华大学出版社,2010.
- [15] ASCE 41-06. Seismic rehabilitation of existing buildings [S]. USA: American Society of Civil Engineers, 2006.
- [16] Chao S H, Goel S C, Lee S S. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures [J]. Earthquake Spectra, 2007,23(3):547-569.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑结构荷载规范:GB 50009—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [19] 吕西林,王亚勇,郭子雄.建筑结构抗震变形验算[J].建筑科学,2002,18(1):11-15.
- [20] 郭子雄,王亚勇.建筑结构抗震变形验算中层间弹性位移角限值的研讨[J].工程抗震,1998(2):1-6.
- [21] 北京筑信达工程咨询有限公司.SAP2000技术指南与工程应用[M].北京:人民交通出版社,2018.
- [22] Cornell C A, Jalayer F, Hamburger R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002,128(4):526-533.
- [23] Nielson B G, DesRoches R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States [J]. Earthquake Spectra, 2007, 23(3): 615-633.
- [24] Farzin Zareian, Helmut Krawinkler. Assessment of probability and design for collapse safety [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(13):1901-1914.
- [25] Federal Emergency Management Agency. HAZUS99 earthquake loss estimation methodology, technical manual [R]. Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency, 1999.
- [26] Applied Technology Council. Quantification of building seismic performance factors: FEMA P695[S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [27] 马千里.钢筋混凝土框架基于能量抗震设计方法研究[D].北京:清华大学,2009.
- [28] 林旭川.基于系统方法的RC框架结构抗震性能优化设计[D].北京:清华大学,2009.
- [29] Ancheta T D, Darragh R B, Stewart J P, et al. PEER NGA-West2 Database [DB]. Pacific Earthquake Engineering Center, 2013.