

文章编号: 1673-2049(2012)04-0032-06

高层建筑结构抗震性能评估方法的研究与改进

马恺泽¹, 刘伯权¹, 鄢红良¹, 梁兴文²

(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)

摘要:为在高层建筑静力弹塑性分析中考虑高阶振型的影响,在模态 Pushover 分析方法基础上,采用能力谱法替代原有的动力时程分析,在现行规范加速度反应谱基础上计算结构各振型等效单自由度(ESDOF)体系各性能水平的位移反应,然后将其转化为相应多自由度(MDOF)结构的位移反应,并通过振型组合方法(SRSS)求得结构的总位移反应,用其与剪力墙的目标位移进行比较,判断设计结果是否满足性能目标要求。结果表明:该方法较合理地反映了结构在设计地震作用下的位移需求。

关键词:高层建筑结构;抗震性能;评估方法;模态 Pushover 分析方法;能力谱法;位移反应谱;性能目标;弹塑性分析

中图分类号: TU973 文献标志码: A

Research and Improvement on Seismic Performance Evaluation Method of High-rise Building Structures

MA Kai-ze¹, LIU Bo-quan¹, YAN Hong-liang¹, LIANG Xing-wen²

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China)

Abstract: In order to calculate the influence of high-order vibration modes for elastic-plastic analysis of high-rise buildings, based on modal Pushover analysis (MPA) method, the capacity spectrum theory was used to take the place of dynamic time-history analysis. Converting the acceleration response spectrum of current code into displacement response spectrum, the displacement response of equivalent single degree of freedom system (ESDOF) in each vibration mode could be calculated by capacity spectrum method. Then, the displacement response of multiple degree of freedom (MDOF) could be obtained too, and it was used to compare with the objective displacement of each performance level, judging whether the structure satisfied its performance objective requirements or not. The results show that the method is reasonable to reflect the requirements of the structure under design earthquake displacement.

Key words: high-rise building structure; seismic performance; evaluation method; modal Pushover analysis method; capacity spectrum method; displacement response spectrum; performance objective; elastic-plastic analysis

0 引言

简便而合理地确定结构在指定强度水准地震作

用下的抗震性能是基于性能的抗震设计方法首要解决的问题之一^[1],弹塑性时程分析用于求解结构地震反应可以反映结构随时间变化的破坏情况,被认

收稿日期: 2012-09-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078305, 51078037); 中国博士后科学基金项目(2012M511958)

作者简介: 马恺泽(1981-), 男, 内蒙古包头人, 讲师, 工学博士, E-mail: topmkz@126.com。

为是正确可靠的方法。然而使用过程中却存在不少问题,如地震波的选取、计算结果的评定以及计算效率低等问题,导致其在工程中难以推广应用。因此,发展简易而快速地评估结构抗震性能的方法就显得非常重要。

静力弹塑性分析(Pushover)方法是一种计算结构非线性地震响应的简便方法,并已得到了广泛的应用。传统 Pushover 方法的分析结果受不同侧力模式的影响较大^[2-3],且一般只适用于结构振动以第 1 振型为主的结构,无法考虑高阶振型的影响。因此,Chopra 等^[4]基于弹性多自由度结构体系的振型分解反应谱法,提出了模态 Pushover 分析(Modal Pushover Analysis,简称 MPA)方法。MPA 方法利用振型分解原理,根据每个振型的惯性力求出相应的地震分布特点,对每个振型分别进行 Pushover 分析,然后采用振型组合方法(SRSS)将各振型的地震反应进行组合,求出总地震反应。这种方法将 Pushover 分析方法与振型分解法相结合,考虑了高阶振型的影响,而且在 Pushover 分析时采用不变的侧向荷载分布模式,计算工作量相对较小,是较好的评估方法。

本文中笔者首先对 MPA 方法进行阐述,然后结合中国地震反应谱,对 MPA 方法进行改进,最后用此方法评估型钢混凝土剪力墙结构的抗震性能。

1 MPA 分析步骤

模态 Pushover 方法的原理及相关公式推导可参考文献[1],此处只给出该方法的具体实施步骤。MPA 分析步骤如下:

步骤 1:对结构进行自由振动分析,求解各阶振型;选取前 m 阶振型进行分析,计算各阶振型的振型值、有效质量以及振型参与系数。

步骤 2:对于所选定的各阶振型,如第 j 振型,按下列步骤确定第 j 振型的 Pushover 曲线。

(1)对结构施加分布为 $F_j^* = M\Phi_j$ 的侧向荷载,其中, F_j^* 为侧向荷载矩阵; M, Φ_j 分别为结构的有效质量矩阵与振型值矩阵;然后对结构进行 Pushover 分析。

(2)假设目标位移,逐步推覆到目标位移。

步骤 3:利用图 1 中的模型将第 j 振型的 Pushover 曲线按照以下步骤线性化。图 1 中的 B 点为目标位移点, u_j 为顶点位移, u_{jr} 为顶点目标位移, u_{yj} 为屈服位移, V_{yj} 为屈服剪力, V_{bj} 为基底剪力, V_{jr} 为顶点目标位移所对应的基底剪力。

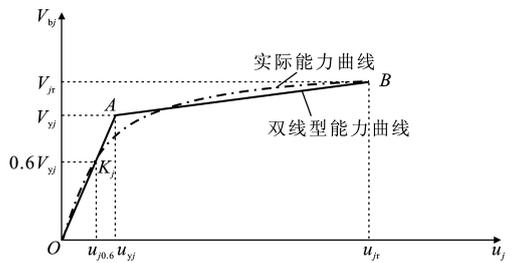


图 1 能力曲线的简化

Fig. 1 Simplified Capacity Curves

(1)利用梯形法或辛普森法等数值积分法,计算真实 Pushover 曲线下的面积 A_{pj} 。

(2)假设 1 个屈服剪力 V_{yj} ,若基底达到 $0.6V_{yj}$ 时对应的顶点位移为 $u_{j0.6}$,则初始刚度 K_j 、屈服位移 u_{yj} 以及结构屈服后刚度折减系数 β_j 分别按下式计算

$$K_j = 0.6V_{yj} / u_{j0.6} \quad (1)$$

$$\beta_j = (V_{jr} / V_{yj} - 1) / (u_{jr} / u_{yj} - 1) \quad (2)$$

$$u_{yj} = V_{yj} / K_{yj} \quad (3)$$

(3)连接 O, A, B 三点得到简化的双线性曲线,然后计算 Pushover 曲线下的面积 A_{pj} 与理想双线性 OAB 下的面积 A_j 两者的误差 ϵ

$$\epsilon = 100(A_j - A_{pj}) / A_{pj}$$

若 $\epsilon > 0.01$,则将屈服剪力 V_{yj} 乘以 (A_{pj} / A_j^i) 作为下一次计算时的 V_{yj} ,并重复步骤 2~3,直至满足精度要求,迭代结束。所得的等效单自由度体系双线性能力曲线如图 1 所示。

步骤 4:在求得结构第 j 振型的剪力-顶点位移 $(V_{bj} - u_j)$ 曲线的基础上,利用多自由度体系与等效单自由度体系的相互转换关系,可求得相应等效单自由度体系的基底剪力-顶点位移 $(V_{bj} - d_j)$ 能力曲线,如图 2 所示。两者基底剪力相等,而结构顶点位移与等效单自由度的等效位移关系为

$$d_j = u_j / \gamma_j \quad (4)$$

式中: d_j 为第 j 振型结构等效单自由度体系的等效位移; γ_j 为结构第 j 振型的振型参与系数。

步骤 5:绘制以加速度与位移格式、延性系数为定值的地震非线性需求谱,并将步骤 4 所求得的第 j 振型的等效单自由度双线性能力曲线转换后绘制在上面,检查等效单自由度能力曲线终点 C (目标位移点)是否在延性系数定值 μ_j 的地震非线性需求反应谱曲线上,若未达到,则重新设定目标位移,重复步骤 3~5,直至延性系数满足精度要求。

步骤 6:重复步骤 2~5,根据等效原理,计算多

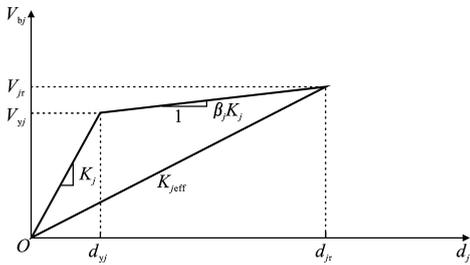


图2 等效单自由度体系双折线型能力曲线

Fig. 2 Bilinear Capacity Curves of ESDOF

自由度结构的各阶振型的响应(包括楼层位移、层间位移等)。

步骤7:对各阶振型响应进行SRSS组合,可得到考虑各阶振型影响的结构地震反应。

2 MAP方法的改进

对于地震非线性需求谱,可以通过2种方法得到:①通过对弹性反应谱进行折减;②进行统计研究,直接获得非弹性反应谱。显然,如果可以合理预测具体场地的地面运动,那么第2种方法能够得到更为精确的结果,但需要做大量的计算,所以很多文献^[5-11]多采用第1种方法。现行规范采用的是弹性加速度反应谱[加速度-周期(α - T)形式],通过阻尼比来调节结构地震作用,阻尼比可以表示为延性系数的函数。笔者通过采用修正的阻尼比公式得到以加速度-位移(α - D)形式的需求谱。

在进行结构抗震性能评估时,由假定延性系数(步骤3)到最终确定延性系数(步骤5)是比较麻烦的。为了方便计算,本文中提出将延性系数的迭代计算直接在基于规范加速度谱的非线性位移谱上进行。

对于等效单自由度体系的双折线型能力曲线(图2),任意位移 d_j 对应的基底剪力 V_{bj} 可以表示为

$$V_{bj} = \begin{cases} K_j d_j & d_j \leq d_{yj} \\ V_{yj} [1 + \beta_j (\mu_j - 1)] & d_j > d_{yj} \end{cases} \quad (5)$$

式中: V_{yj} , d_{yj} 分别为结构第 j 振型的屈服承载力和屈服位移; μ_j 为位移延性系数, $\mu_j = d_j / d_{yj}$ 。

式(5)中, V_{yj} , β_j , K_j , d_{yj} 均为已知量,即结构的能力曲线可以表示为位移延性需求 μ_j 的函数。

本文中,将等效单自由度体系在弹塑性阶段视为与其割线刚度相等的弹性体,弹塑性阶段等效单自由度体系的等效割线刚度 K_{jeff} 和等效周期 T_{jeff} 分别为

$$K_{jeff} = \frac{V_{bj}}{d_j} = \frac{V_{yj} + \beta_j K_j d_{yj} (\mu_j - 1)}{d_j} = \frac{1 + \beta_j (\mu_j - 1)}{\mu_j} K_j \quad (6)$$

$$T_{jeff} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{jeff}}{K_{jeff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{jeff}}{K_j}} \sqrt{\frac{\mu_j}{1 + \beta_j (\mu_j - 1)}} = T_j \sqrt{\frac{\mu_j}{1 + \beta_j (\mu_j - 1)}} \quad (7)$$

式中: T_j 为结构第 j 振型的弹性自振周期; m_{jeff} 为结构第 j 振型等效单自由度体系的等效质量。

上述计算理论可直接在现行规范的加速度反应谱上来执行(图3),其中反应谱中的纵坐标水平地震影响系数 α_j 可以表示为

$$\alpha_j = \frac{V_{bj}}{m_{jeff} g} \quad (8)$$

式中: g 为重力加速度。

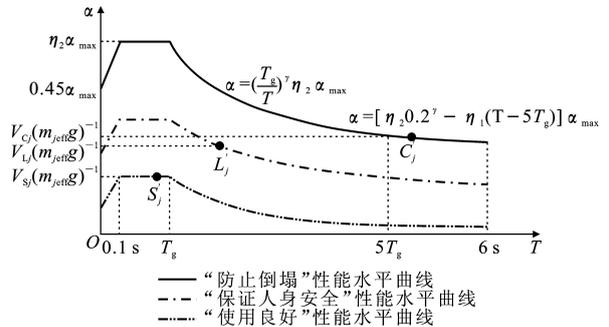


图3 等效单自由度体系的反应谱

Fig. 3 Response Spectra of ESDOF System

“使用良好”、“保证人身安全”和“防止倒塌”3个性能水平对应的地震风险水准仍为现行规范中的“小震”、“中震”和“大震”。对于第 j 振型, S'_j , L'_j , C'_j 为3个性能水平在加速度反应谱上的性能点; V_{Sj} , V_{Lj} , V_{Cj} 为3个性能水平的基底剪力。

进入弹塑性阶段后,规范加速度反应谱需要确定等效阻尼比。采用本文中建议的计算公式

$$\zeta_{eq} = \zeta_{el} + \frac{a}{\pi} [1 - \mu^b (\frac{1 - \beta_j}{\mu} + \beta_j)] \quad (9)$$

式中: ζ_{eq} 为等效阻尼比; ζ_{el} 为弹性阻尼; μ 为延性系数; a , b 均为拟合系数。

3 不同性能水平 ESDOF 的位移计算

3.1 “使用良好”性能水平

由于结构在“使用良好”性能水平处于弹性阶段,可通过数值分析计算结构各阶振型值 ϕ_{ji} 及相应的弹性自振周期 T_j ,根据位移反应谱,由 T_j 可以求得结构第 j 振型等效单自由度体系的位移需求。可

以将现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[12]中的加速度反应谱转化为位移反应谱,即

$$S_{dj} = \begin{cases} \frac{T_j^2 [0.45 + 10(\eta_2 - 0.45)T_j] \alpha_{\max} g}{4\pi^2} & T_j \leq 0.1 \text{ s} \\ \frac{T_j^2 \eta_2 \alpha_{\max} g}{4\pi^2} & 0.1 \text{ s} < T_j \leq T_g \\ \frac{T_j^{2-\gamma} T_g^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} g}{4\pi^2} & T_g < T_j \leq 5T_g \\ \frac{T_j^2 [0.2^\gamma \eta_2 - \eta_1 (T_j - 5T_g)] \alpha_{\max} g}{4\pi^2} & 5T_g < T_j \leq 6 \text{ s} \end{cases} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 0.9 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{0.3 + 6\zeta_{\text{eff}}} \\ \eta_1 &= 0.02 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{4 + 32\zeta_{\text{eff}}} \\ \eta_2 &= 1 + \frac{0.05 - \zeta_{\text{eff}}}{0.08 + 1.6\zeta_{\text{eff}}} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中: S_{dj} 为结构第 j 振型等效单自由度体系在“使用良好”性能水平的需求位移; T_g 为场地特征周期; α_{\max} 为水平地震影响系数最大值,当抗震设防烈度为8度时,对应于“小震”、“中震”和“大震”, α_{\max} 分别取0.16,0.45,0.90; γ 为曲线下降段的衰减指数; η_1 为直线下降段斜率调整系数; η_2 为阻尼调整系数。

3.2 “保证人身安全”和“防止倒塌”性能水平

结构在“保证人身安全”与“防止倒塌”性能水平已进入弹塑性阶段。结构进入弹塑性阶段后,各阶振型之间虽有耦合,但这种耦合可以忽略不计。因此,进入弹塑性阶段后,本文中仍将结构各阶振型分开独立讨论,且认为振型值在弹性阶段和弹塑性阶段相一致。一般参与计算的结构前几阶振型在“使用良好”性能水平等效周期均大于0.1 s,且结构在“保证人身安全”和“防止倒塌”性能水平已进入弹塑性阶段,本文中利用图3对其进行分段讨论并求得 μ_j ,进而确定等效单自由度体系的需求位移 d_j 。

(1) 交点位于平段时的计算

根据式(8)以及抗震规范中的加速度反应谱,可以得到如下计算公式

$$\alpha_j = \frac{V_{bj}}{m_{j\text{eff}}g} = \frac{V_{yj} [1 + \beta_j (\mu_j - 1)]}{m_{j\text{eff}}g} = \eta_2 \alpha_{\max} \quad (12)$$

即有

$$\frac{\alpha_j}{\alpha_{\max}} = \eta_2 \geq 0.55 \quad (13)$$

将式(9)代入式(11),可以求出 μ_j 。

式(12)适用条件为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\alpha_j}{\alpha_{\max}} &\geq 0.55 \\ T_j &\leq T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} \leq T_g \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

(2) 交点位于 $T_g \sim 5T_g$ 段时的计算

根据上述原理,可得到以下计算公式

$$\frac{V_{bj}}{m_{j\text{eff}}g} = \frac{V_{yj} + \beta_j K_j d_{yj} (\mu_j - 1)}{m_{j\text{eff}}g} = \alpha_j = \left(\frac{T_g}{T_{j\text{eff}}} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = [T_g / (T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)})]^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} \quad (15)$$

由式(15)直接求解 μ_j 是非常困难的,为此可将式(15)改写为便于迭代计算的形式

$$\left. \begin{aligned} (1 - \beta_j) / \left[\left(\frac{\alpha_j}{\alpha_{\max}} \right)^{2/\gamma} \left(\frac{1}{\eta_2} \right)^{2/\gamma} \right. \\ \left. \left(\frac{1}{T_g / T_j} \right)^2 - \beta_j \right] = \mu_j \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

迭代计算时,先将 μ_j 的初值代入式(16)等号左边,则可计算出 μ_j 。若该值与初值不符,则取其平均值的绝对值代入重新计算,直至式(16)等号左、右两边所得 μ_j 值的差值符合设定的允许要求为止,输出最后的 μ_j 值。

式(16)的适用范围为

$$T_g \leq T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} \leq 5T_g \quad (17)$$

将求得的 μ_j 值代入式(17)进行检验,若

$$T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} \leq T_g, \text{ 则按交点位移平段时的公}$$

式进行计算;若 $T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} > 5T_g$,则按下述公式重新计算 μ_j 。

(3) 交点位于 $5T_g \sim 6 \text{ s}$ 段时的计算

根据图3可得

$$\frac{V_{bj}}{m_{j\text{eff}}g} = \alpha_j = [\eta_2 \times 0.2^\gamma - \eta_1 (T_{j\text{eff}} - 5T_g)] \alpha_{\max} = [\eta_2 \times 0.2^\gamma - \eta_1 (T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} - 5T_g)] \alpha_{\max} \quad (18)$$

式(18)可演变成用于迭代计算的形式

$$\left. \begin{aligned} (1 - \beta_j) / \left\{ \left[(5T_g - \frac{\alpha_j}{\alpha_{\max}} - \eta_2 \times 0.2^\gamma) \right]^2 \right. \\ \left. \left(\frac{1}{T_j} \right)^2 \right\}^{-1} - \beta_j \right\} = \mu_j \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式(19)的适用范围为

$$5T_g \leq T_j \sqrt{1 + \beta_j (\mu_j - 1)} \leq 6 \text{ s} \quad (20)$$

4 实例分析

某25层型钢混凝土剪力墙结构办公楼,位于抗震设防烈度8度区,II类场地,设计地震分组为第2组,抗震等级为2级。混凝土强度等级为C60,底层高度为4.5m,其余各层高度均为3.0m。剪力墙截面厚度 b_w 取为:1~2层 $b_w=250$ mm,3~25层 $b_w=200$ mm,剪力墙之间通过连梁连接,连梁截面高度为600mm;楼板厚度均取130mm。结构平面布置如图4所示。采用MPA方法分析结构各性能水平的位移需求,进而判断结构是否满足性能目标要求。

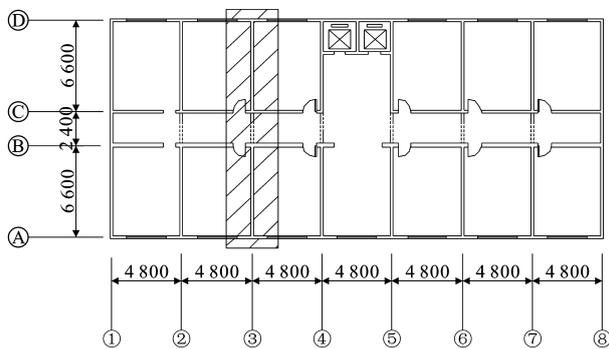


图4 结构平面布置(单位:mm)

Fig. 4 Structural Plane Arrangement (Unit:mm)

4.1 多遇地震下“使用良好”性能评估

前3阶振型的基本周期 T_1, T_2, T_3 分别为 $T_1=1.25$ s, $T_2=0.32$ s, $T_3=0.13$ s, 振型参与系数 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ 分别为 $\gamma_1=1.50, \gamma_2=-0.72, \gamma_3=0.43$ 。水平地震影响系数最大值取 $\alpha_{max}=0.16$,由结构前3阶振型自振周期算得结构前3阶需求位移 S_{d1}, S_{d2}, S_{d3} 分别为 $S_{d1}=29.6$ mm, $S_{d2}=6.6$ mm, $S_{d3}=2.5$ mm。

按照等效原理,将各阶振型等效单自由度体系的位移需求转化为多自由度结构位移需求,采用SRSS法计算结构整体位移需求。其中顶层的层间侧移角 θ 为

$$\theta = \frac{u_n^m - u_{n-1}^m}{h_n} = \frac{1}{1307} < [\theta] = \frac{1}{1000}$$

式中: h_n 为结构顶层(第 n 层)的层高; u_n^m, u_{n-1}^m 分别为结构按第 m 阶振型荷载作用下距离第 n 层、第 $n-1$ 层的位移。

由此可见,结构满足多遇地震下“使用良好”性能水平设防目标要求。

4.2 罕遇地震下“防止倒塌”性能评估

此时结构已进入弹塑性状态, $\alpha_{max}=0.9, T_g =$

0.6s,按前3阶振型施加侧向分布荷载,并对结构分别进行Pushover分析,所得结构Pushover曲线如图5所示。

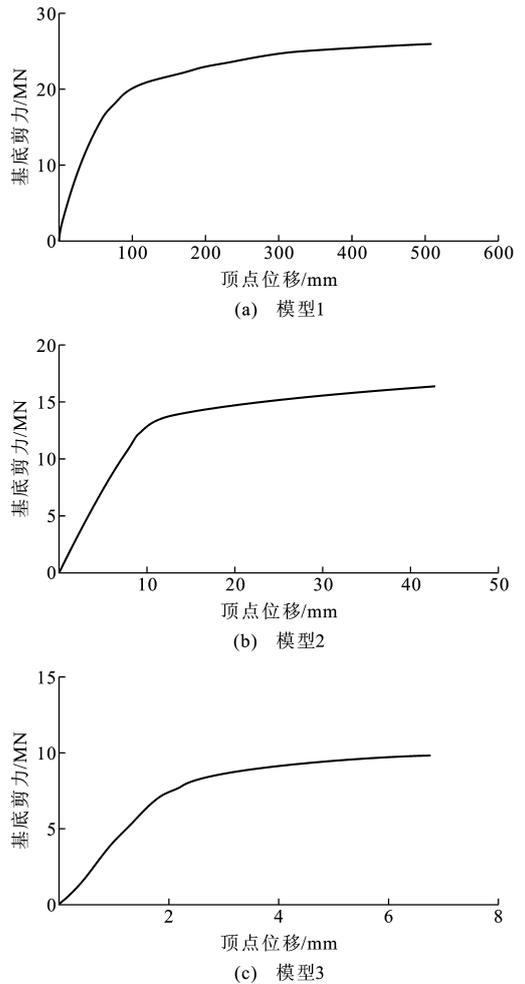


图5 结构Pushover曲线

Fig. 5 Pushover Curves of Structure

(1)计算结构第1振型位移需求,地震影响系数 $\alpha_1=0.180$;将 $T_1=1.25$ s代入式(15),迭代求解延性系数 μ_1 ,可以得到 $\mu_1=d_1^c/d_{y1}=4.1$, d_1^c, d_{y1} 分别为第1振型下的目标位移和屈服位移,满足 $T_g \leq T_j \sqrt{\frac{\mu_j}{1+\beta_j(\mu_j-1)}} \leq 5T_g$ 的要求,则有 $d_1^c = \mu d_{y1} = 295.2$ mm。

(2)第2振型地震影响系数 $\alpha_2=0.544$,算得延性系数 $\mu_2=3.5$,满足 $T_g \leq T_j \sqrt{\frac{\mu_j}{1+\beta_j(\mu_j-1)}} \leq 5T_g$ 的要求,则第2振型下的目标位移为 $d_2^c = 56.7$ mm。

(3)第3振型地震影响系数 $\alpha_3=0.68$,此时 $T_j \sqrt{\frac{\mu_j}{1+\beta_j(\mu_j-1)}} \leq T_g$,不满足式(17)要求,按式

(14)进行计算,可得延性系数 $\mu_2=2.8$,则第3振型下的目标位移为 $d_3^c=15.7\text{ mm}$ 。

上述3种情况均满足 $\alpha/(\eta_2\alpha_{\max})<1$,所得结果可靠。按照等效原理,将各阶振型等效单自由度体系的位移需求转化为多自由度结构的位移需求,采用SRSS法计算结构整体位移需求,可算得结构顶层层间位移角需求为 $\theta=1/143$,小于 $[\theta]=1/110$,说明结构满足罕遇地震下“防止倒塌”性能水平的性能目标要求。

4 结 语

(1)与传统的Pushover方法相比,MPA方法可以考虑高阶振型的影响,而且适用于计算所有结构的地震反应。通过延性系数在基于规范加速度谱的非线性位移谱上的迭代计算,使传统的MPA方法计算过程得到很大的简化。

(2)根据结构的自振周期,由位移反应谱及结构相应振型求解结构的位移曲线是可行的。该方法简单易行,较合理地反映了结构在设计地震作用下的位移需求。

(3)本文中采用简化的理想弹塑性能力曲线对结构进行性能评估,所得“中震”及“大震”时的侧移偏于保守。

参考文献:

References:

[1] WOLFGRAM C, ROTH D, WILSON P, et al. Earthquake Simulation Tests of Three One-tenth Scale Models[J]. Publication SP, 1985, 84: 347-373.

[2] FAJFAR P, FISCHINGER M. N2—A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Structures [C]//JAEPD. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo: JAEPD, 1988: 111-116.

[3] GUPTA B, KUNNATH S K. Adaptive Spectra-based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures[J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(2): 367-392.

[4] CHOPRA A K, GOEL R K. A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582.

[5] 龚思礼. 建筑抗震设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

GONG Si-li. Seismic Design Manual [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002.

[6] SHIBATA A, SOZEN M A. Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C[J]. Journal of the Structure Division, 1976, 102(1): 1-18.

[7] FILIATRAULT A, FOLZ B. Performance-based Seismic Design of Wood Framed Buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(1): 39-47.

[8] 刘 鸣, 李世翠, 刘伯权. 高层建筑抗震设计振型数目选取原则[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2009, 29(7): 73-76.

LIU Ming, LI Shi-cui, LIU Bo-quan. Criterion of Mode Number Selection in Seismic Design for High-rise Building Structures[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2009, 29(7): 73-76.

[9] 潘 元, 邢国华, 吴 涛, 等. 梁高不等的混凝土中柱节点抗震性能[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2010, 30(4): 60-65.

PAN Yuan, XING Guo-hua, WU Tao, et al. Failure Mechanism and Seismic Behavior of Interior Joints with Different Depth Beams[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2010, 30(4): 60-65.

[10] 贡金鑫, 李金波, 程 玲. 锈蚀钢筋混凝土圆柱加固后的抗震性能[J]. 中国公路学报, 2010, 23(6): 41-48.

GONG Jin-xin, LI Jin-bo, CHENG Ling. Seismic Behavior of Strengthened Corrosion-damaged Circular Reinforced Concrete Columns [J]. China Journal of Highway and Transport, 2010, 23(6): 41-48.

[11] 何世钦, 安雪晖, 小原孝之, 等. 配置夹式钢筋的钢筋混凝土柱抗震性能试验[J]. 中国公路学报, 2008, 21(4): 43-49.

HE Shi-qin, AN Xue-hui, OBARA Takayuki, et al. Experiment on Anti-seismic Performance of Reinforced Concrete Columns with Clip Reinforcement [J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(4): 43-49.

[12] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].

GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].