

doi:10.11835/j.issn.2096-6717.2019.098



基于位移的钢筋混凝土框架结构 整体等效阻尼比模型

闫路路, 冯治斌, 贡金鑫

(大连理工大学 土木工程学院; 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 现有针对钢筋混凝土框架结构的等效阻尼比公式大多使用简化的单自由度滞回模型等效推导得出, 难以充分反映结构的整体非线性滞回特征。按现行抗震规范设计了66个不同层数和跨度的规则钢筋混凝土框架结构, 并对其进行单向推覆分析, 选出其中主要通过梁铰变形耗能的51个结构进行往复推覆分析, 基于等能量耗散原则建立了适用的整体等效阻尼比模型, 分析表明, 基于该等效阻尼比的结构位移需求预测值总体偏低。为此, 进一步通过动力时程分析对其进行修正, 采用修正后的整体等效阻尼比模型进行拟静力非线性分析, 所得结果与时程分析得到的平均最大位移基本一致, 说明该模型具有较好的适用性, 可以更好地反映结构整体耗能特性。

关键词: 钢筋混凝土; 框架结构; 抗震设计; 推覆分析; 整体等效阻尼比

中图分类号: TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2019)05-0082-10

Development of equivalent damping ratio model of reinforced concrete framed structures for displacement based seismic design

Yan Lulu, Feng Zhibin, Gong Jinxin

(School of Civil Engineering; State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, Liaoning, P. R. China)

Abstract: Most equivalent damping ratio (EDR) models available to date for RC framed system are generally difficult to describe the structural hysteretic characteristic effectively since they are derived on the bases of equivalent single degree of freedom system. In this paper, 66 RC framed structures with various parameters and configurations are established based on the current seismic design code and monotonic pushover analyses are implemented. Then, 51 structures that have ductility deformation mechanism are selected to perform cyclic pushover analyses for establishing a global EDR model based on the principle of equating energy dissipation. Considering that this EDR model may underestimate the displacements demand, nonlinear dynamic analyses (NDA) are implemented and this EDR model is modified. It is found that the results obtained by nonlinear static analysis using the proposed modified EDR are consistent with those obtained by NDA. The proposed EDR model is of wide applicability and can reflect the global energy

收稿日期: 2018-11-02

基金项目: 国家自然科学基金(51478077, 51678104)

作者简介: 闫路路(1987-), 女, 博士生, 主要从事工程结构抗震研究, E-mail: 312156634@qq.com.

贡金鑫(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, E-mail: jinxingong@163.com.

Received: 2018-11-02

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51478077, 51678104)

Author brief: Yan Lulu (1987-), PhD candidate, main research interest: engineering structure seismic performance, E-mail: 312156634@qq.com.

Gong Jinxin (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: jinxingong@163.com.

dissipation characteristics of RC framed structures.

Keywords: reinforced concrete; framed structure; seismic design; pushover analysis; equivalent damping ratio

基于位移的抗震设计方法是近年来结构抗震设计发展的一个重要方向,相比于传统基于力的抗震设计方法,基于位移的抗震设计方法^[1-3]不仅考虑了结构在正常使用条件下的承载能力,还考虑了强震下结构屈服后的能力,从而可从多方面对结构抗震性能进行有效控制。等效线性化方法作为一种基于静力非线性分析确定结构位移需求的简化方法,已广泛应用于结构性能分析与位移设计中。该方法的核心是通过构造一个与非线性结构等效的线性体系,计算结构的最大位移,等效周期和等效阻尼比作为其中的关键参数,其取值的合理性将直接影响结构抗震分析和设计的可靠性。

学者们很早就开展了等效周期和等效阻尼比的相关研究^[4-14],研究方法可分为3类:解析方法、经验方法和试验分析方法。在解析方法中^[4-7],等效周期早期采用结构的初始周期,后来采用 Rosenbluenth 等^[4]建议的按最大位移处割线刚度计算的周期,等效阻尼比采用 Jacobsen^[5]提出的等能量耗散原则,根据结构的滞回耗能进行确定;经验方法^[8-11]主要基于动力时程分析结果与等效线性化分析结果的误差最小化原则,通过拟合分析获取结构的等效周期和等效阻尼比;试验方法^[12]主要通过分析结构或构件振动台试验结果,并依据能量平衡原则计算等效参数,但由于实验所用的结构或构件样本数量较少,其计算结果的适用性依然有待进一步明确。

对于钢筋混凝土框架结构,当前已有的等效阻尼比模型大多通过将结构等效为单自由度体系并利用 Takeda 滞回模型或与之类似的滞回模型推导得出^[1]。然而,Takeda 滞回模型是通过钢筋混凝土柱的拟静力实验发展而来的^[15],对于单个构件或桥梁等类型的结构适用性较好,而在框架结构中,由于各构件在轴压比、配筋率等方面存在差异,不同构件适用的滞回参数并不相同。同时,抗震规范从能力保护的角度要求实现强柱弱梁,即塑性铰尽可能出现在梁端和底层柱底。由此可见,地震作用下框架结构的整体滞回耗能行为通常较为复杂,使用由构件滞回模型推导得到的等效阻尼比近似反映实际结构的整体滞回特性并不十分合理,故有必要直接从多自由度钢筋混凝土框架结构本身出发并考虑其变形

机制,确定结构的整体等效阻尼比模型。

首先,采用 PKPM 软件,按现行抗震设计规范设计了66个不同层数、跨度和设防烈度的规则钢筋混凝土框架结构;然后,采用 Opensees 软件对结构进行单向推覆(Pushover)分析,挑选出其中符合性能设计所要求的塑性铰分布结构(即主要通过梁端和底层柱脚处的塑性铰进行滞回耗能的机构,分析表明,按现行规范设计的框架,塑性铰并不一定只出现在梁端和底层柱脚),再对这些结构进行不同位移幅值下的往复推覆分析,根据结构滞回环的面积,采用 Jacobsen 方法确定结构整体等效阻尼比;最后,以弹塑性动力时程分析结果为基准对该等效阻尼比进行修正,使拟静力非线性分析结果与弹塑性时程分析结果的均值保持一致,并与已有的等效阻尼比模型进行了对比。

1 分析采用的钢筋混凝土框架结构

1.1 结构模型

为了确定多自由度钢筋混凝土框架结构的等效阻尼比模型,综合考虑结构布置和设计参数对结构整体滞回特征的影响,设计了66个符合《建筑抗震设计规范》(GB 500011—2010)^[16]的规则钢筋混凝土框架结构,表1给出了这些结构的基本信息。所有结构的横向(X)和纵向(Y)均为三跨,底层层高均为4.5 m,其他楼层层高均为4 m。按照平面尺寸将结构分为两组,每组33个结构,如表1所示。第1组结构(编号1~33)的横向(X)和纵向(Y)跨度均为6 m;第2组结构(编号34~66)的横向(X)跨度为9 m,纵向(Y)跨度为6 m。每组结构考虑4个不同的设防烈度(7度(0.1g)、7度(0.15g)、8度(0.2g)、8度(0.3g)),每个设防烈度下均包含若干不同层数的结构,其中,最低层数为3,最高层数依据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[17]确定。所研究模型的跨度参考《建筑模数协调标准》(GB 50002—2013)确定,此外,模型的平立面布置方式及跨数参考文献^[18]确定。根据该文献可知,表1所列模型能够包含典型规则钢筋混凝土框架结构体系的主要结构构件并考虑其基本受力特征。所有结构的场地类别均按Ⅱ类考虑,设计地震分组为第1组,柱混凝土强度等级为C35,梁和板

均为 C30,纵筋使用 HRB400 钢筋。楼面活荷载为 2.0 kN/m^2 ,附加恒荷载为 2.5 kN/m^2 ,梁上恒荷载为 5 kN/m ;屋面活荷载为 0.5 kN/m^2 ,附加恒荷载为 4.0 kN/m^2 。楼板厚均为 150 mm ,各结构梁柱截面尺寸根据结构跨度、层高等几何条件以及规范中

的轴压比限值要求、配筋率要求、变形要求等设计条件综合确定,构件配筋借助 PKPM 结构设计软件确定,表 2 以 15 号结构为例,给出了其截面尺寸及配筋信息。

表 1 结构模型

Table 1 Characteristic of studied structures

第 1 组结构			第 2 组结构		
设防烈度	楼层数	结构编号	设防烈度	楼层数	结构编号
7 度(0.1g)	3~12	1~10	7 度(0.1g)	3~12	34~43
7 度(0.15g)	3~12	11~20	7 度(0.15g)	3~12	44~53
8 度(0.2g)	3~9	21~27	8 度(0.2g)	3~9	54~60
8 度(0.3g)	3~8	28~33	8 度(0.3g)	3~8	61~66

表 2 15 号结构的截面及配筋信息

Table 2 Information of cross section and reinforcement for the structure with No. 15

楼层数	柱		梁	
	截面尺寸	配筋	截面尺寸	配筋
1~4	550 mm×550 mm	16 Φ 20	600 mm×300 mm	4 Φ 22(顶部)+3 Φ 22(底部)
5~7	500 mm×500 mm	12 Φ 20	600 mm×300 mm	4 Φ 22(顶部)+3 Φ 22(底部)

采用有限元软件 OpenSees 对表 1 中的结构进行非线性分析。由于所选结构的平面、立面布置较为规则,为简化分析,仅从结构的 X 方向取中间一榀进行计算。结构模型的建立过程主要考虑主梁、柱等抗侧力构件,且不考虑楼板对梁的影响;对于填充墙等非结构构件及次梁等非抗侧构件,则仅考虑其对结构自重的影响,而不考虑对结构整体滞回特性的影响。梁柱构件均使用纤维单元模拟,其中,混凝土纤维使用 Concrete02 材料模型,钢筋纤维使用 Steel02 材料模型。此外,采用 Zhao 等^[19]建议的方法,在梁端附加零长度单元,以模拟梁端纵筋粘结滑移的影响,使用 Pinching4 本构模型模拟其滞回行为^[20-21],相关模型参数依据文献^[22]确定。

1.2 结构变形模式

对表 1 中的框架结构进行单向推覆分析。考虑到地震作用下结构的位移反应主要由第一振型控制,使用式(1)的侧向荷载分布模式进行推覆。

$$F_i = \frac{m_i \varphi_{1,i}}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{1,j}} V \quad (1)$$

式中: m_i 和 m_j 分别为第 i 层和第 j 层的质量; $\varphi_{1,i}$ 和 $\varphi_{1,j}$ 分别为结构第一振型向量在第 i 层和第 j 层的分量; n 为结构的总层数; V 为结构的基底剪力。

依据推覆分析得到的结构塑性铰分布情况,可将结构变形模式分为梁铰变形模式、柱铰变形模式和混合铰变形模式。对于框架结构,通常难以完全

避免柱端塑性铰的出现,但当柱铰的数量较少且塑性发展程度较弱时,其对整体结构失效机制的影响较小,结构依然以梁铰变形耗散地震能量为主,从而具有较好的延性变形能力和滞回耗能能力^[23]。

表 3 统计了最大层间位移角为 0.02 时各结构的塑性铰机制,其中,0.02 对应于中国抗震规范规定的大震下框架结构层间位移角限值。图 1 分别以 17、34、15、54 号结构为例给出了塑性铰分布图,其中,塑性铰的性能状态参考文献^[24]的方法确定,可以看出,图 1(a) 结构为梁铰模式,图 1(b) 结构为柱铰模式,图 1(c)、(d) 结构均为混合铰模式,其中,图

1(c) 中的柱铰(除柱底外)均处于立即使用状态,塑性变形程度较轻。对混合铰结构进行进一步区分,将柱端塑性变形不超过“立即使用”性能水平、出现塑性变形的柱不超过其所在楼层柱总数量 50% 的结构(如图 1(c) 所示)判定为柱端塑性程度较轻的混合铰结构。在后面确定结构整体等效阻尼比时,仅选取其中出现梁铰变形机制的结构和柱端塑性程度较轻的混合铰变形机制的结构进行分析,所选结构具备性能化抗震所要求的耗能机制,从而使所提出的等效阻尼比模型满足性能化设计需求,共选取 51 个结构。

表 3 66 个结构的破坏机制

Table 3 Deformation mechanisms of the 66 frame structures

结构层数	第 1 组				第 2 组			
	7 度(0.1g)	7 度(0.15g)	8 度(0.2g)	8 度(0.3g)	7 度(0.1g)	7 度(0.15g)	8 度(0.2g)	8 度(0.3g)
3	柱铰	柱铰	混合	混合	柱铰	柱铰	混合	混合
4	混合	混合	混合	混合	柱铰	柱铰	混合	混合
5	柱铰	混合	混合	梁铰	柱铰	柱铰	混合	梁铰
6	混合	混合	梁铰	梁铰	柱铰	柱铰	混合	梁铰
7	混合	混合	梁铰	梁铰	混合	混合	梁铰	梁铰
8	梁铰	混合	梁铰	梁铰	混合	混合	梁铰	梁铰
9	梁铰	梁铰	梁铰		梁铰	梁铰	梁铰	
10	梁铰	梁铰			梁铰	梁铰		
11	梁铰	梁铰			梁铰	梁铰		
12	梁铰	梁铰			梁铰	梁铰		
选取的结构数量(共 51 个)	8	9	6	5	6	6	6	5

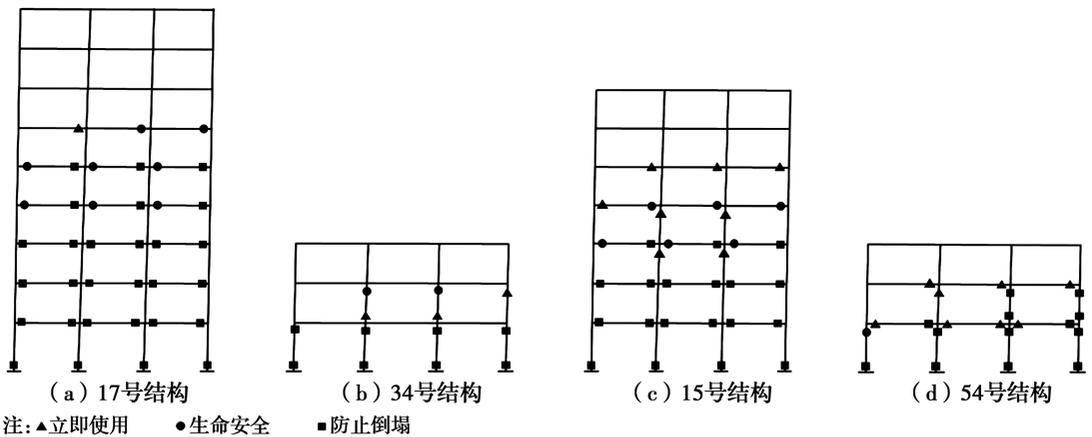


图 1 结构的塑性铰模式
Fig. 1 The plastic hinge mechanism of structures

2 结构整体等效阻尼比

2.1 基于等能量原则的等效阻尼比

对表 3 中选取的 51 个符合抗震耗能要求的结

构进行往复推覆分析,分析时使用变幅加载方式,即位移循环的幅值逐级增加,且每级荷载往复 1 次,最终可得到不同位移幅值下的结构基底剪力-顶点位移滞回环。图 2(a) 所示为结构在一个位移循环下

的典型滞回环,参考文献[12]可知,根据 Jacobsen 所提出的等能量耗散原则,结构在一个位移循环下的滞回耗能应等于相应位移循环下等效线性结构的粘滞阻尼耗能(如图 2(b)所示),此时,结构的等效阻尼比为

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{vis}} + \zeta_{\text{hys}} \quad (2)$$

式中: ζ_{vis} 为结构的弹性粘滞阻尼比,钢筋混凝土结构一般取 0.05; ζ_{hys} 为结构的等效滞回阻尼比,可按式(3)确定。

$$\zeta_{\text{hys}} = \frac{E_{\text{hys}}}{4\pi E_{\text{so}}} \quad (3)$$

式中: E_{hys} 为图 2(a)中 ABCD 面积,代表结构的滞回耗能; E_{so} 为等效线性体系的弹性变形能,等于图 2(b)中三角形 OAE 的面积,按式(4)计算。

$$E_{\text{so}} = \frac{1}{2} V_1 u_1 \quad (4)$$

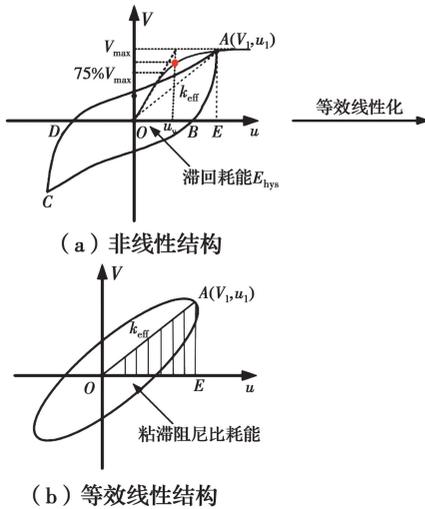


图 2 非线性结构基于 Jacobsen 方法^[12]的等效线性化

Fig. 2 Equivalent linearization

后文分析中需确定不同位移幅值对应的延性系数,而结构 Pushover 曲线通常是一条光滑的曲线,为此,使用 Park 方法^[25]确定结构的屈服点,如图 2(a)所示,图中 u_y 代表屈服位移。

图 3(a)~(d)以编号为 7、23、42 和 58 的结构为例,给出了结构在往复推覆下的基底剪力-顶点位移滞回曲线。可以看出,各结构的滞回环形状是相似的,且均近似关于原点对称。

计算表 3 中选取的 51 个结构在不同位移幅值下的滞回环所包围面积,得到对应的结构整体滞回耗能 E_{hys} ,进一步计算弹性变形能 E_{so} ,即可由式(2)得到不同延性系数 μ 对应的等效阻尼比,其中,延性系数根据位移幅值使用式 $\mu = u/u_y$ 进行计算。表 4

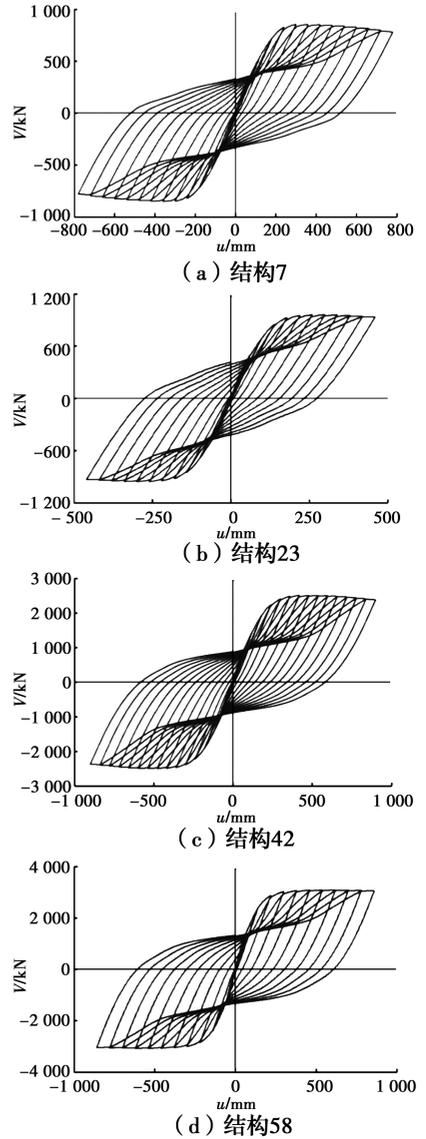


图 3 钢筋混凝土框架结构的滞回曲线

Fig. 3 Cyclic pushover curves of RC frame structures

给出编号为 7 和 43 结构在不同位移幅值下对应的滞回耗能 E_{hys} 、弹性变形能 E_{so} 、等效阻尼比 ζ_{eff} 和延性系数 μ 的计算结果。

图 4 给出了表 3 所选 51 个结构等效阻尼比 ζ_{eff} 与延性系数 μ 的关系散点图,对图 4 中的数据进行回归分析,得到钢筋混凝土框架结构基于等能量原则的整体等效阻尼比公式。

$$\zeta_{\text{eff}} = 0.05 + 0.124(\mu - 1)^{0.5} \quad (5)$$

2.2 等效阻尼比的修正

已有对单自由度体系等效阻尼比的相关研究^[26-27]表明,采用基于 Jacobsen 等能量原则提出的等效阻尼比进行拟静力非线性分析时,得到的结构最大位移与动力时程分析得到的结果通常有一定差别。例如,Dwairi 等^[26]对 4 种不同单自由度滞回模

表 4 结构 7 和 43 在不同位移幅值下对应的 E_{hys} 、 E_{so} 、 ζ_{eff} 和 μ

Table 4 The results of E_{hys} , E_{so} , ζ_{eff} and μ corresponding to different displacement for Structure No. 7 and 43

结构 7				结构 43			
E_{hys}/mm^2	E_{so}/mm^2	ζ_{eff}	μ	E_{hys}/mm^2	E_{so}/mm^2	ζ_{eff}	μ
8 644.0	14 639.4	0.097	1.174	30 288.7	42 300.4	0.107	1.167
18 077.5	18 896.4	0.126	1.468	51 796.9	53 012.7	0.128	1.401
29 150.4	22 640.0	0.153	1.761	99 718.9	72 518.5	0.159	1.868
41 266.1	26 313.4	0.175	2.055	125 415.7	81 371.3	0.173	2.101
54 129.9	29 863.7	0.194	2.349	180 162.8	99 094.0	0.195	2.568
66 941.4	33 266.7	0.210	2.642	208 834.6	107 611.9	0.204	2.801
80 148.5	36 522.0	0.225	2.936	238 275.2	115 811.4	0.214	3.035
94 158.0	39 561.4	0.239	3.229	299 170.5	131 591.1	0.231	3.502
108 110.9	42 381.4	0.253	3.523	329 898.6	139 130.3	0.238	3.735
122 516.0	44 855.5	0.267	3.816	360 590.2	146 459.9	0.246	3.969

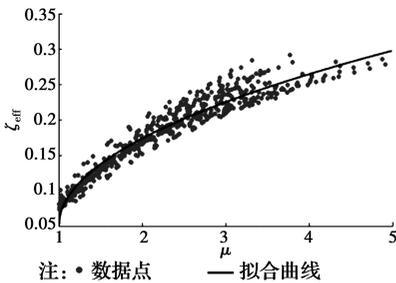


图 4 等效阻尼比 ζ_{eff} 与延性系数 μ 的关系
Fig. 4 Relationship between ζ_{eff} and μ

型的分析表明:在中长周期范围内,与弹塑性动力时程分析得到的最大位移相比,采用基于等能量原则的等效阻尼比进行拟静力非线性分析得到的位移偏低,即等效阻尼比偏大;在周期较短时,采用基于等能量原则的等效阻尼比计算得到的位移偏高,即等效阻尼比偏小。因此,Priestley 等^[12]建议应使用动力时程分析结果对基于能量相等原则提出的等效阻尼比进行修正,以提高其准确性。

为研究采用式(5)进行拟静力非线性分析得到的结构最大位移与弹塑性时程分析结果的偏差,使用程玲^[28]从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库里选取 250 条地震记录。地震波的选

取不考虑近场地,以地面峰值加速度 a_g 作为强度指标,将所选地震波分别调幅至 $0.3g \sim 0.8g$,间隔为 $0.1g$,并对表 3 中选出的 51 个结构进行弹塑性动力时程分析,得到其最大顶点位移,随后采用拟静力非线性分析常用的能力谱法,根据式(5)所得等效阻尼比,计算不同地震强度下结构的目标位移,并将两种方法计算结果进行对比。需要说明的是,拟静力非线性分析与弹塑性动力时程分析结果的比较应以相同的地震作用为前提,为此,基于所选 250 条地震记录的平均反应谱,确定拟静力分析所需的需求谱,图 5 所示为不同阻尼比下的平均伪加速度反应谱,式(6)为其拟合表达式^[28]。

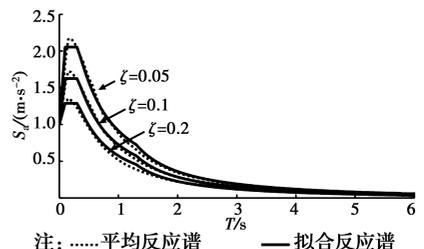


图 5 不同阻尼比下的加速度反应谱
Fig. 5 Response spectra with different damping ratios

$$S_a(T) = \begin{cases} \left[(2.05\eta - 1.0) \frac{T}{0.1} + 1.0 \right] a_g & 0 < T \leq 0.1 \text{ s} \\ 2.05\eta a_g & 0.1 \text{ s} < T \leq 0.3 \text{ s} \\ \left[3.4727 \left(\frac{0.3}{T} - \frac{0.03687}{T^2} \right) \right] \eta a_g & 0.3 \text{ s} < T \leq 1.3 \text{ s} \\ \left[0.7256 + 0.4351 \frac{(1.3 - T)}{T} + 0.2244 \frac{(1.3^2 - T^2)}{T^2} + 0.1153 \frac{(1.3^3 - T^3)}{T^3} \right] \eta a_g & 1.3 \text{ s} < T \leq 6.0 \text{ s} \end{cases} \quad (6)$$

式中: η 为阻尼比修正系数, 其计算表达式为 $\eta = 0.366 1\zeta^{-0.336}$, 其中 ζ 代表阻尼比。

图6给出了弹塑性动力时程分析所得结构顶点位移均值(\bar{u}_{\max})和采用式(5)等效阻尼比进行拟静力非线性分析所得顶点位移(u_{p1})的对比。从图中可以看出, 拟静力非线性分析所得位移总体偏低, 计算结果偏于不安全, 因此, 有必要对式(5)进行修正。

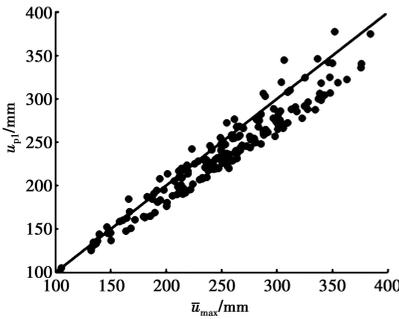


图6 基于式(5)等效阻尼比所得位移 u_{p1} 与动力时程分析结果 \bar{u}_{\max} 的对比

Fig. 6 Comparison between u_{p1} obtained by Eq. (5) equivalent damping ratio and \bar{u}_{\max}

以弹塑性动力时程分析得到的平均最大位移为基准, 为使拟静力非线性分析得到的位移与弹塑性动力时程分析的平均最大位移一致, 将式(5)修正为 $\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{vis}} + \kappa\zeta_{\text{hys}} = 0.05 + \kappa \times 0.124 \times (\mu - 1)^{0.5}$

(7)

式中: κ 为修正系数, 根据表3中所选的51个结构, 按下列步骤确定:

1) 从表3中选取一个结构, 并依据式(1)的加载模式进行 Pushover 分析, 得到该结构的基底剪力-顶点位移曲线。

2) 利用式(8)分别计算结构的振型参与系数 γ_1 和等效质量 m , 将步骤1)所得结构 Pushover 曲线 ($V-u$ 关系) 转换为等效单自由度的力-位移关系 ($f-x$ 关系), 并进一步计算屈服位移 x_y 。

$$\gamma_1 = \frac{\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{l}}{\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1}, \quad m = \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{l}, \quad f = \frac{V}{\gamma_1}, \quad x = \frac{u}{\gamma_1}$$

(8)

式中: $\boldsymbol{\varphi}_1$ 为结构的第一振型向量; \mathbf{M} 为结构的质量矩阵; \mathbf{l} 为影响系数向量; f 和 x 分别代表等效单自由度的力和位移。

3) 选取地面峰值加速度 a_g ($0.3g \sim 0.8g$), 使用所选的250条地震动对结构进行弹塑性动力时程分析, 得到平均最大顶点位移 \bar{u}_{\max} , 并将其作为拟静力

非线性分析方法的目标位移 u_p (即令 $u_p = \bar{u}_{\max}$)。

4) 利用式(8)将 u_p 转换为等效单自由度结构的目标位移 x_p , 并由式(9)计算对应的延性系数 μ 、等效刚度 k_{eff} 、等效周期 T_{eff} 和谱加速度 S_a 。

$$\mu = \frac{x_p}{x_y}, \quad k_{\text{eff}} = \frac{f_p}{x_p}, \quad T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{\text{eff}}}}, \quad S_a = \frac{f_p}{m} \quad (9)$$

式中: f_p 为步骤2)所得等效单自由度体系力-位移曲线上与目标位移 x_p 对应的荷载值。

5) 将步骤4)所得等效周期 T_{eff} 和谱加速度 S_a 代入反应谱公式(6)中, 计算修正后的等效阻尼比 $\zeta_{\text{cor,eff}}$ 。

6) 将延性系数 μ 代入式(5), 计算对应的基于等能量方法的等效阻尼比 ζ_{eff} 。

7) 将 $\zeta_{\text{cor,eff}}$ 和 ζ_{eff} 均减0.05 (固有阻尼比 ζ_{vis}), 得到对应的等效滞回阻尼比 $\zeta_{\text{cor,hys}}$ 和 ζ_{hys} (参考式(2)), 则修正系数 κ 可通过式(10)计算。

$$\kappa = \frac{\zeta_{\text{cor,hys}}}{\zeta_{\text{hys}}} \quad (10)$$

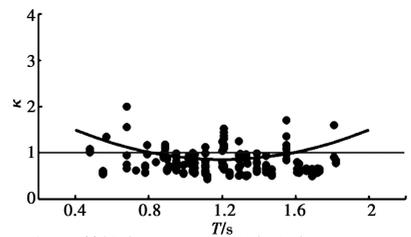
8) 改变峰值地面加速度 a_g , 重复步骤3)~7), 得到不同 a_g 下的阻尼比修正系数 κ 。

9) 从表3中另选结构, 重复步骤1)~8), 得到不同结构的阻尼比修正系数 κ 。

图7给出了表3中所选51个结构的阻尼比修正系数 κ 与结构周期 T 的关系。通过非线性拟合分析可得修正系数 κ 的表达式(式(11))。

$$\kappa = (T - 1.2)^2 + 0.70 \quad (0.4 \leq T \leq 2.0)$$

(11)



注: ● 数据点 — 拟合曲线

图7 κ 与 T 的关系

Fig. 7 Relationship between κ and T

将式(11)代入式(7), 即得到修正后的等效阻尼比表达式

$$\zeta_{\text{eff}} = 0.05 + 0.124 \times (\mu - 1)^{0.5} \times [(T - 1.2)^2 + 0.70] \quad (0.4 \leq T \leq 2.0) \quad (12)$$

由式(12)可以看出, 修正后的等效阻尼比与结构基本周期有关。

为了验证所提出等效阻尼比公式(12)的准确性,基于式(6)的反应谱,采用拟静力非线性方法计算表 3 中所选 51 个结构在不同地震强度下的目标顶点位移,并将计算结果与弹塑性动力时程分析所得平均最大位移进行对比。图 8 给出了两种方法计算得到的位移对比结果。将图 8 与图 6 进行对比可以看出,采用式(12)的修正等效阻尼比进行拟静力非线性分析得到的位移比基于式(5)等效阻尼比进行分析得到的位移更接近于弹塑性动力时程分析结果,说明采用修正的等效阻尼比模型能够更准确地预测结构的最大位移响应。

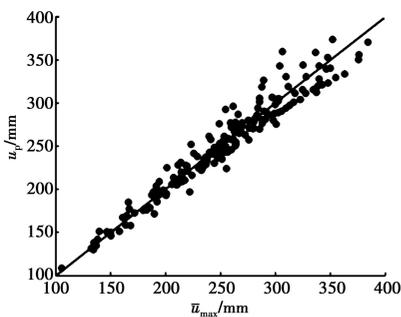


图 8 使用修正后的等效阻尼比计算的 u_p 与 \bar{u}_{max} 的对比

Fig. 8 Comparison between u_p and \bar{u}_{max}

2.3 与已有等效阻尼比模型的对比

尽管前述中已经提到,现有的钢筋混凝土结构等效阻尼比模型是基于单自由度结构得到的,且其与钢筋混凝土框架结构的耗能机制也不完全相同,图 9 将所提出的修正等效阻尼比模型与已有的 5 个等效阻尼比模型进行了对比,其中,所提出的模型仅给出 $T = 0.8$ s 时的情况。

图 9 中 Rosenblueth 模型由双线性滞回规则发展而来,滞回环较为饱满,因而具有较高的等效阻尼比。ATC-40^[29]采用 Rosenblueth 模型,并根据建筑物类型及新旧情况对其进行折减,图 9 中 ATC-40 模型的曲线对应 Type B 建筑物的情况。图中 TT 模型(Takeda thin)和 TF 模型(Takeda fat)均基于单自由度 Takeda 滞回模型得到,两者的滞回参数不同^[12],TF 模型的滞回环比 TT 模型的更为饱满,因此,由 TF 模型得到的阻尼比较大。Gulkan 模型^[11]是通过缩尺钢筋混凝土框架的振动台试验并依据能量平衡原则得到的等效阻尼比。总体来看,所提修正等效阻尼比模型的数值介于 TF 模型、TT 模型和 ATC-40 模型之间。

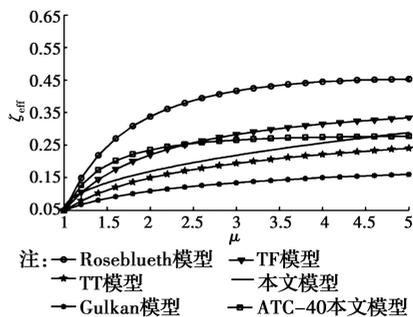


图 9 不同等效阻尼比的对比

Fig. 9 Comparison of the equivalent damping ratios

3 算例验证

前文在分析时仅考虑了等跨的钢筋混凝土框架结构,为进一步验证所提等效阻尼比模型的适用性,设计了一个 9 层的不等跨钢筋混凝土框架结构,图 10(a)、(b)分别给出了该结构的平立面布置。结构的抗震设防烈度为 8 度(0.2g),场地类别为 II 类,使用 PKPM 软件对其进行配筋设计,各梁柱截面尺寸及配筋如图 10(c)所示。

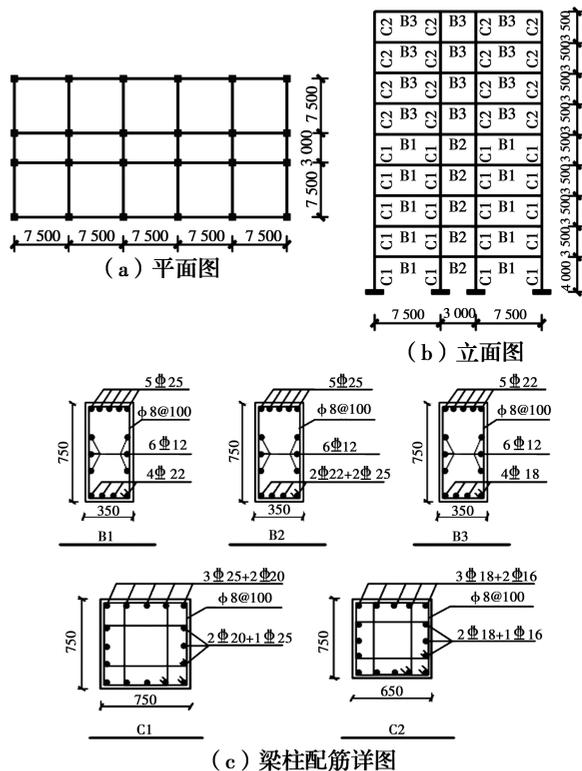


图 10 框架结构布置图及截面配筋

Fig. 10 Plan, elevation and member cross-sections

为简化计算,沿 Y 方向选取一榀框架建立有限元模型,并分别对其进行拟静力非线性分析和动力时程分析,其中,拟静力分析使用式(1)给出的侧

向荷载分布模式进行 Pushover 加载并使用所提修正等效阻尼比计算结构在不同地震强度下的目标位移,动力时程分析使用上文所选的 250 条地震记录。表 5 分别给出了地面峰值加速度 a_g 为 0.3g、0.4g、0.5g 和 0.6g 时,由动力时程分析计算得到的平均最大顶点位移和拟静力非线性分析计算结果。可以看出,两者总体上差异较小,在地震强度为 0.3g 时误差最小,仅为 0.65%。说明所提出的等效阻尼比可以较为准确地预测此类不等跨钢筋混凝土框架结构在不同地震强度下的位移响应,具有较好的适用性。

表 5 计算结果对比

Table 5 Comparison of results

PGA	Pushover/mm	动力分析/mm	误差/%
0.3g	109.24	109.96	0.65
0.4g	136.59	146.9	7.02
0.5g	166.95	183.74	9.14
0.6g	198.69	219.6	9.52

4 结论

对符合抗震设计规范的 66 个钢筋混凝土框架结构进行单向和往复推覆分析,建立了反映规则钢筋混凝土框架结构实际变形和耗能特征的结构整体等效阻尼比模型,并通过弹塑性动力时程分析对等效阻尼比进行了修正。得出如下主要结论:

1) 目前已有的结构等效阻尼比模型多是通过单自由度体系进行分析得来,且采用的多是针对构件的滞回模型,不能反映钢筋混凝土多层框架结构的耗能特点,即主要通过梁端和柱底塑性铰的塑性变形耗能。

2) 在地震作用下,按现行抗震规范设计的钢筋混凝土框架结构大部分结构塑性铰主要出现在梁端,但有少部分结构出现了明显的柱铰变形机制。在建立结构整体等效阻尼比模型时,去除了其中耗能能力较差的结构,主要针对能够满足性能化设计要求的钢筋混凝土框架结构。

3) 采用基于等能量原则建立的等效阻尼比模型进行拟静力非线性分析时,得到的结构最大位移通常与弹塑性动力时程分析所得平均最大位移有一定差异,需进一步以动力时程分析结果为基准对其进行修正,修正后的等效阻尼比可较为准确地预测结构在不同地震强度下的位移需求。

参考文献:

- [1] PRIESTLEY M J N, CALVI G M, KOWALSKY M J. Displacement-based seismic design of structure [R]. Iuss Press, Pavia, Italy, 2007.
- [2] 杨博雅, 吕西林. 预应力预制混凝土剪力墙结构直接基于位移的抗震设计方法及应用 [J]. 工程力学, 2018, 35(2):59-75.
YANG B Y, LV X L. Direct displacement-based aseismic design and application for prestressed precast concrete shear-wall structures [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(2):59-75. (in Chinese)
- [3] 吕大刚, 贾明明, 李佳, 等. 钢框架结构基于位移的抗震性能设计 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(2): 14-18, 29.
LV D G, JIA M M, LI J, et al. Direct displacement-based seismic performance design of steel frame structures [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2011, 43(2):14-18, 29. (in Chinese)
- [4] ROSENBLUETH E, HERRERA L. On a kind of hysteretic damping [J]. Journal of Engineering Mechanics Div-ASCE, 1964, 90(1): 37-41.
- [5] JACOBSEN L S. Damping in composite structures [C]//Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, 1960:1029-1044.
- [6] KOWALSKY M J. Displacement-based design: A methodology for seismic design applied to RC bridge columns [D]. University of California at San Diego, La Jolla, California, 1994.
- [7] LOEDING S, KOWALSKY M J, PRIESTLEY M J N. Direct displacement-based design of reinforced concrete building frames: Report No. SSRP-98/08 [R]. University of California, San Diego, La Jolla, CA, 1998.
- [8] IWAN W D. Estimating inelastic response spectra from elastic spectra [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1980, 8(4): 375-388.
- [9] KWAN W P, BILLINGTON S L. Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(5):576-585.
- [10] LIU T, ZORDAN T, ZHANG Q L, et al. Equivalent viscous damping of bilinear hysteretic oscillators [J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(11): 06015002.
- [11] GULKAN P, SOZEN M A. Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions

- [J]. ACI Journal Proceedings, 1974, 71(12): 604-610.
- [12] BLANDON C A, PRIESTLEY M J N. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, 9(Sup2): 257-278.
- [13] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬, 等. 基于位移的高桩码头抗震设计等效阻尼比计算公式[J]. 大连理工大学学报, 2016, 56(6): 589-599.
- GAO S F, GONG J X, FENG Y F, et al. Equivalent damping ratio equations for displacement-based seismic design of pile-supported wharves [J]. Journal of Dalian University of Technology, 2016, 56(6): 589-599. (in Chinese)
- [14] 陆本燕, 刘伯权, 刘鸣, 等. 等效阻尼比对基于位移的抗震设计的影响分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(6): 667-673.
- LU B Y, LIU B Q, LIU M, et al. Analysis of equivalent damping ratio on displacement-based seismic design [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2010, 30(6): 667-673. (in Chinese)
- [15] TAKEDA T. Reinforced concrete response to simulated earthquakes [J]. Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1970, 96: 2557-2573.
- [16] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [17] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ 3-2010 [S]. China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [18] Federal Emergency Management Agency (FEMA). Quantification of building seismic performance factors: FEMA P695 [R]. Washington, D. C., 2009.
- [19] JIAN Z, SRI S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(2): 133-141.
- [20] 杨红, 白绍良. 考虑节点内梁纵筋粘结滑移的结构弹塑性地震反应[J]. 土木工程学报, 2004, 37(5): 16-22.
- YANG H, BAI S L. Elastoplastic earthquake response of structure considering slippage between longitudinal steel bar and concrete of beam in nodes [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(5): 16-22. (in Chinese)
- [21] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations: EERC Report 83/23 [R]. Berkeley, University of California, 1983.
- [22] LOWES L N, ALTOONTASH A. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(12): 1686-1697.
- [23] PRIESTLEY M J N. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering, 1997, 1(1): 157-192.
- [24] SHARIFI A, BANAN M R, BANAN M R. A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members [J]. Engineering Structures, 2012, 37(4): 143-151.
- [25] PARK R. State of the art report: ductility evaluation from laboratory and analysis testing [C]// Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
- [26] DWAIRI H M, KOWALSKY M J, NAU J M. Equivalent damping in support of direct displacement-based design [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2007, 11(4): 512-530.
- [27] GRANT D N, BLANDON C A, PRIESTLEY M J N. Modeling inelastic response in direct displacement-based design: Report No. ROSE 2004/02 [R]. European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Pavia, Italy, 2004.
- [28] 程玲. 基于 Pushover 方法的单自由度结构抗震易损性分析[D]. 辽宁大连: 大连理工大学, 2014.
- CHENG L. Fragility analysis of SDOF based on pushover method [D]. Dalian, Liaoning: Dalian University of Technology, 2014. (in Chinese)
- [29] Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: ATC-40 [S]. Applied Technology Council, California, 1996.