

结构屈服后刚度对地震响应离散性影响的研究

马千里^{1,2}, 程光煜^{1,2}, 叶列平^{1,2}, 陆新征^{1,2}

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室)

摘要: 结构的弹塑性地震响应通常具有很大的离散性, 使结构在大震下的性能难以把握, 给基于性能抗震设计方法的实现带来困难。除了地震波本身的随机性原因外, 结构弹塑性地震响应的离散程度还与结构自身的抗震性能有很大关系。本文基于大量弹塑性地震响应数值分析, 研究了结构屈服后刚度对结构弹塑性地震响应离散性及累积滞回耗能的影响。研究表明, 结构屈服后刚度退化越小, 因结构自身原因导致的弹塑性地震响应离散性也越小, 累积滞回耗能越均匀。基于该研究结果, 本文指出具有主-次结构体系的抗震结构, 可有效控制结构的抗震性能, 有利于实现基于性能抗震设计。

关键词: 地震响应; 弹塑性; 屈服后刚度; 离散性; 基于性能抗震设计; 累积滞回耗能

Parametric Study of Structural Stiffness after Yielding on Inelastic Seismic Response for Multi-Degree of Freedom Structural Systems

Ma Qianli^{1,2}, Cheng Guangyu^{1,2}, Ye Lieping^{1,2}, Lu Xinzheng^{1,2}

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The remarkable discreteness of seismic response of structures under strong earthquakes significantly restricts the implementation of performance based seismic design. Response variation may be caused by the variant ground motions and the seismic capabilities of structures. Based on numerical simulations, the influence of structural stiffness after yielding on the inelastic seismic response for multi-degree of freedom structural systems is discussed. By avoiding degradation of structural stiffness after yielding, damage concentration in structures may be prevented which would also reduce the discreteness of inelastic seismic responses. Moreover, it is studied that structures with higher stiffness after yielding are more effective in controlling the seismic performance of structures, that will achieve the aims of performance based seismic design.

Key words: earthquake response; inelastic MDOF system; stiffness after yielding; discreteness; performance based design, cumulative hysteretic energy dissipation

1 概述

随着结构非线性受力分析方法得到广泛应用, 我国《建筑抗震设计规范GB50011-2001》^[1]对第二阶段抗震设计即罕遇地震下结构的弹塑性分析提出了有关规定, 以满足“大震不倒”的设防要求。但是, 随着地震工程研究的深入, 大量弹塑性地震响应分析发现, 普通抗震结构的弹塑性地震响应与地震波的选取有很大关系。即便是相同场地类别的地震波, 由不同地震记录计算得到的结构弹塑性响应的差异也非常显著。这种显著的弹塑性地震响应的离散性, 使得结构在大震下的性能难以控制, 对于发展精细化的基于性能抗震设计带来了很大困难。

除了地震波本身的随机性原因外, 结构弹塑性地震响应的离散性与结构自身的抗震性能也有很大关系。经杰^[2, 3]的研究表明, 在结构进入弹塑性阶段后, 如果屈服后刚度较小, 就会导致出现“薄弱层”, 引起损伤和变形集中, 这将进一步“放大”结构地震响应的离散性。为此经杰^[2, 3]指出, 如果采用主-次结构体系, 控制结构屈服后的刚度退化不致过于剧烈, 就可有效避免结构的地震损伤集中问题, 减小结构弹塑性地震响应的离散性。周靖^[4]的研究也表明, 随着框架结构强柱弱梁系数的增加, 结构弹塑性地震响应的离散性也会减小。叶列平^[5]等则提出了体系能力设计法的抗震设计思想, 同时指出利用现代高强高性能材料, 可以有效控制结构屈服后的刚度^[6, 7]。本文将在上述工作的基础上, 进一步基于大量的弹塑性地震响

作者简介: 马千里 (1983), 男, 江苏人, 博士生, 从事工程抗震与减震研究 (E-mail: maqianli00@mails.tsinghua.edu.cn);

程光煜 (1980), 男, 陕西人, 博士生, 从事工程抗震与减震研究 (E-mail: chengguangyu98@mails.tsinghua.edu.cn);

叶列平 (1960), 男, 浙江人, 教授, 博士生导师, 从事结构工程研究 (E-mail: ylp@tsinghua.edu.cn);

陆新征 (1978), 男, 安徽人, 讲师, 从事结构有限元与防灾减灾研究 (E-mail: luxinzheng@263.net)

应数值分析,更深入地研究结构屈服后刚度对弹塑性地震响应离散性,以及结构累积滞回耗能分布的影响。

2 最大层间相对位移

2.1 计算模型

计算模型采用图 1 所示剪切型层模型,结构层间剪力-变形采用图 2 所示的简化弹塑性滞回关系。分析对象是一个 10 层结构,层高 3m,重量和刚度均匀分布,每层重量为 5000ton,层间弹性剪切刚度为 $1 \times 10^9 \text{N/m}$ 。采用通用有限元软件 MSC.MARC 建立计算模型。结构的一阶自振周期为约为 0.9s,结构阻尼采用 Rayleigh 阻尼的质量项,结构第一振型阻尼比约 2.1%。弹塑性地震响应时程分析计算采用 Newmark- β 法。

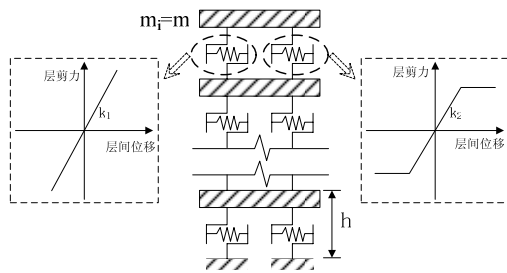


图 1 串联层模型

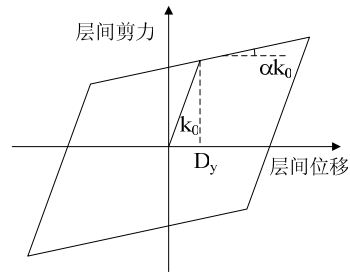


图 2 层间剪力-变形的滞回关系曲线图

本文按照美国地质勘测中心 (United States Geological Survey, USGS) 对场地土的划分,从美国加州大学地震数据库中分别按 4 种场地土各选取 10 条峰值加速度在 0.1~2g 之间的强震记录作为本文研究用的地震动输入,选择时尽量避开同次地震得到的记录。本研究的计算分析中所研究的影响参数包括:

(1) 地震波峰值加速度 (PGA) 分别从 0.1g~1.0g, 间隔 0.1g 共 10 个连续增大的地震动强度,共计 400 条地震波,基本涵盖了结构可能遭受的不同强度的地震;

(2) 结构层间屈服位移 (记为 Δ_{yield}), 分别设定为 1/1500, 1/750, 1/500, 1/375, 1/300, 1/250, 无穷大 (弹性) 共 7 组,反映结构层屈服强度变化对结构地震响应的影响;

(3) 结构 (弹性均匀结构除外) 屈服后刚度和初始刚度比值 (记为 α), 分别设定为 0.0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 共 8 组,反映结构屈服后刚度对结构弹塑性地震响应的影响。

所有计算工况总计为 $(10 \times 6 \times 8 + 10) \times 40 = 19,600$ 组,由于计算结果很多,本文仅取出具有代表意义的部分结果,并且仅讨论结构在地震过程中所经历的最大层间相对位移。

2.2 理想弹塑性结构

为便于对分析结果进行比较,本文对具有不同结构参数 Δ_{yield} 值和 α 值的分析模型,分别求出 40 条 PGA 相同地震波输入下最大层间位移角的平均值,并以该平均值作为在相应地震强度 (PGA) 下地震响应的代表值进行比较分析。结构参数 $\Delta_{yield}=1/375$ 和 α 不同的分析模型的最大层间位移角的平均值及其变异系数与 PGA 的关系曲线如图 4 所示。

由图 3 可见,对于 Δ_{yield} 一定的均匀层模型结构,当结构屈服后刚度为 0,即理想弹塑性滞回模型时,结构最大层间位移角平均值随 PGA 的增大而增大,特别是在 $\text{PGA}=0.4\text{g}$ 以上强地震时 ($\alpha=0$),结构最大层间位移角平均值在不同层屈服强度情况下都会迅速超越 1/50,不再满足规范的罕遇地震设防要求。从图 4 中最大层间位移角变异系数的图中可以看到,对于 Δ_{yield} 一定的均匀层模型结构,当为理想弹塑性滞回模型时 ($\alpha=0$),地震强度 (PGA) 较小时结构弹塑性地震响应的变异系数也相对较小,但随着地震强度的增大,变异系数逐渐增大且增长速度很快,当地震强度 (PGA) 很大时,结构弹塑性地震响应变异系数要比小震情况下大 4~6 倍,且基本维持在一恒定的较大的水平。这说明理想弹塑性结构在发生层屈服后,结构在不同地震波作用下的位移模式具有很大的不确定性,地震弹塑性响应十分离散。对于具有一定屈服后刚度的强化型结构 ($\alpha>0$) 而言,结构弹塑性地震响应及其离散程度则比理想弹塑性模型结果要小很多,

且保持了一定的稳定性，下文将对其结果做进一步分析。

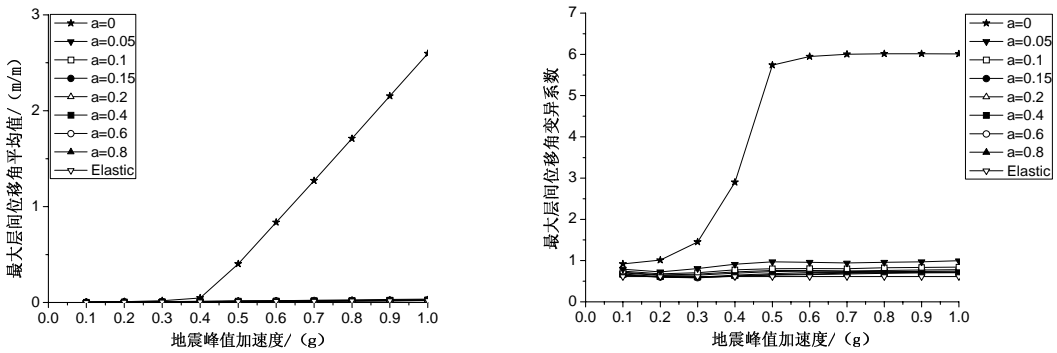


图3 最大层间位移平均值及变异系数变化图 ($\Delta_{yield}=1/375$, 含理想弹塑性模型)

2.3 强化型弹塑性结构

在强震作用下，对于强化型层模型结构，不仅最大层间位移的平均值比理想弹塑性层模型结构小很多，而且地震弹塑性响应的离散性也小很多。因此，对于抗震结构应采取合理的设计方法，使结构屈服后具有一定的刚度，形成强化型结构，可有效控制结构的弹塑性地震响应，有利于结构抗震性能的控制。为进一步研究强化型层模型结构的地震弹塑性响应，将图3中的理想弹塑性层模型结构的分析结果删去，以突出不同屈服后刚度结构的地震响应的对比，其结果比较如图4所示。

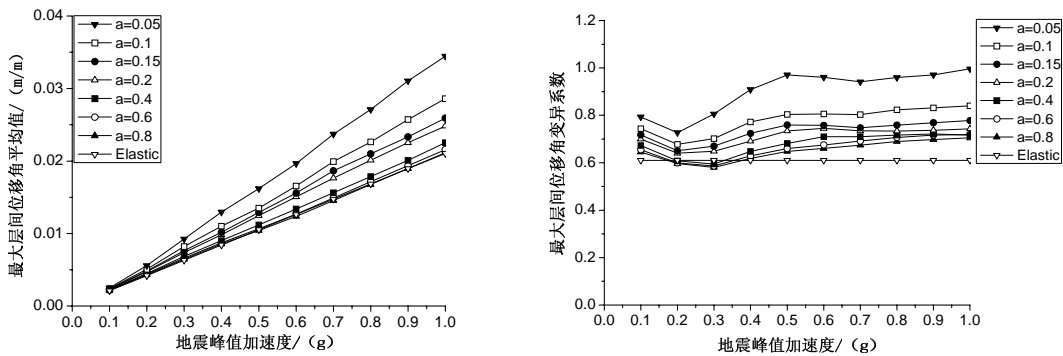


图4 最大层间位移平均值及变异系数变化图 ($\Delta_{yield}=1/375$, 不含理想弹塑性模型)

由图4可见，对于给定的 Δ_{yield} ，相同屈服后刚度系数 α 的结构，其最大层间位移平均值随PGA的增大大致呈线性增加，随屈服后刚度系数 α 的增大则逐渐减小并越来越趋近于弹性结构的平均响应，但平均值减小速度随屈服后刚度系数 α 的增大而不断减慢。当 α 大于0.4后，强化型弹塑性结构最大层间位移的平均值已基本接近弹性结构最大层间位移的平均值。因此具有合理屈服后刚度的结构，其结构抗震性能能够得到较好的控制，且结构整体的滞回耗能能力也较强，结构的地震响应也较小。因此，今后应加强合理抗震结构体系的研究，实现具有一定屈服后刚度的结构。

从图4强化型结构最大层间位移角变异系数的变化趋势来看，在PGA和 Δ_{yield} 给定的情况下，结构屈服后刚度系数 α 较小时，变异系数较大，而随着 α 的逐步增大，变异系数总体上呈现出大幅减小的趋势，但当 α 大于0.4以后，变异系数趋于稳定；对于 Δ_{yield} 和屈服后刚度系数 α 给定的情况，变异系数随PGA的增加基本呈现先减小后略有增加的趋势，这是因为结构进入弹塑性一定程度后，结构滞回耗能的增加使结构地震响应离散性减小，甚至会略小于纯弹性结构；而当PGA进一步增大，结构塑性变形过大，形成塑性变形集中的可能性增大，因此虽然结构滞回耗能可能增大，也无法降低结构地震响应，变异系数又重新上升。因此，具有合适的屈服后刚度对结构的强地震响应的离散性有重要影响。

2.4 破坏超越概率

如果以最大层间位移角超过 1/50 作为结构破坏的标准，以 $\Delta_{yield}=1/375$ 的结构为例，其破坏超越概率如图 5 所示。由图可见，对给定参数的结构而言，结构破坏概率随着 PGA 增大而增大，理想弹性或者接近理想弹性结构的破坏超越概率较大，而随屈服后刚度的增大，结构的破坏概率显著减小，当屈服后刚度系数 α 超过 0.4 时，其破坏超越概率基本趋于稳定。对于一般实际结构而言，若屈服后刚度系数 α 大于 0.2，就可以达到与弹性结构基本相同的破坏超越概率。

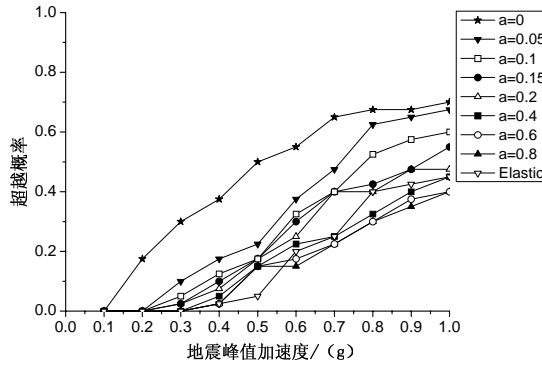
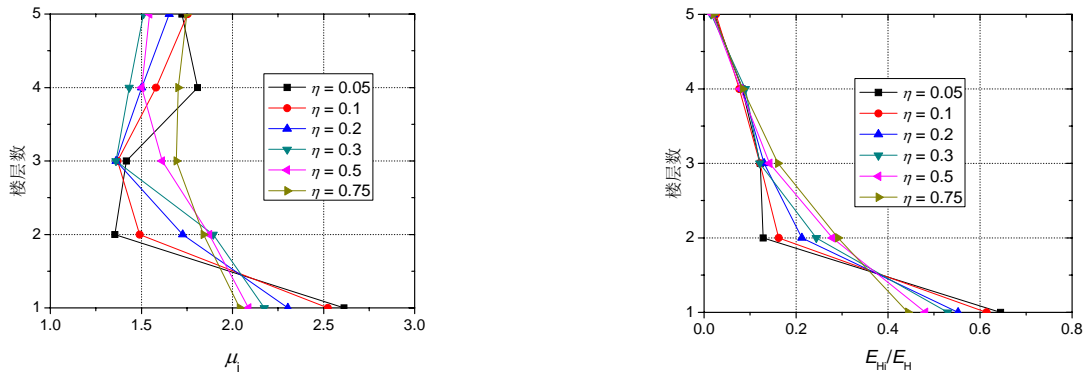


图 5 超越概率 ($\Delta_{yield}=1/375$)

3 累积滞回耗能分布

同样以图 2 所示剪切型层模型为对象，采用 Rayleigh 阻尼，双线性滞回模型，分析采用弹塑性时程分析程序 CANNY。分别计算 5、10、20、30 个自由度体系，一阶初始周期分别为 0.5、1、2、3s，第二阶段刚度系数为 0.05、0.1、0.2、0.3、0.5、0.75，阻尼比为 0.02、0.1、0.2、0.3，承载力降低系数为 1、2、4、6、8，共 480 个结构模型，不同地震波激励下的能量输入。以 El centro NS 波的部分计算结果为例，说明其对累积滞回耗能分布的影响。

图 6 给出了不同自由度、阻尼比和承载力降低系数系统，第二阶段刚度系数对累计滞回耗能分布和层延性系数分布的影响。可以看出，当第二阶段刚度系数较小 ($\eta < 0.5$) 时，累计滞回耗能和层延性系数分布杂乱无章，出现明显的位移和能量集中层。即使对于第一周期处于中长周期的系统，结构的延性系数与承载力降低系数之间也没有明确的对应关系。随着自由度数的增加，位移和能量的集中更加明显。当第二阶段刚度系数 $\eta \geq 0.5$ 时，各自由度、阻尼比和承载力降低系数的系统，延性系数趋于均匀 $\mu \approx R$ ，累计滞回耗能也未出现能量集中的现象。因此第二阶段刚度系数对位移和能量分布有着重要意义，它决定了结构屈服后的调整能力。第二阶段刚度系数越大，调整能力越强，地震的破坏作用可以均匀的分布在整个结构上。



(a) 5 自由度系统 $\zeta=0.02$, $R=2$

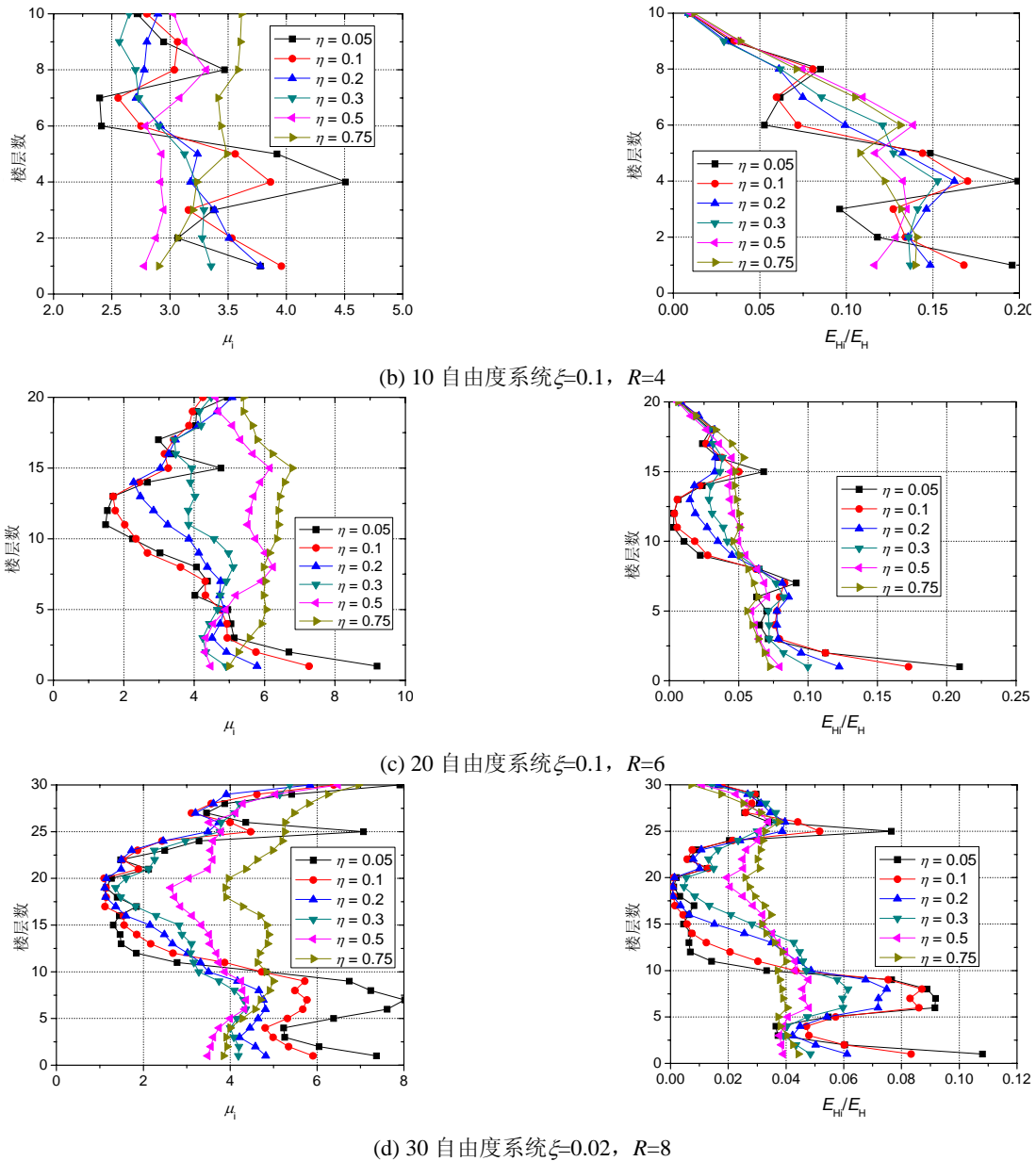


图 6 累积滞回耗能分布

4 结论

本文通过对均匀剪切型层模型结构的弹塑性地震时程分析，得出以下结论：

1. 层模型结构在用于结构简化计算分析时，若采用理想弹塑性层间滞回模型，则结构在强地震作用下的地震响应无法得到有效控制，且离散性极大，采用少数几个地震记录的分析结果不可信。
2. 对于层模型结构，其屈服后刚度系数大于 0.2 后，结构弹塑性地震响应具有较好的稳定性。若结构屈服后刚度系数大于 0.4，则结构在强震下的弹塑性响应不仅具有较好的稳定性，且离散性较小。
3. 根据 40 条地震波所计算的破坏超越概率结果来看，结构屈服后刚度系数达到 0.4 以上，能使结构在强震下的破坏概率显著减小。
4. 第二阶段刚度系数对位移和能量分布有着重要意义，它决定了结构屈服后的调整能力。第二阶段刚度系数越大，调整能力越强，地震的破坏作用可以均匀的分布在整个结构上。
5. 根据本文分析，应在结构设计中采取合理的措施，提高结构屈服后的刚度，这不仅可以使得结构在强震下地震响应的离散性降低，提高结构弹塑性分析的准确程度，更重要的是可以提高结构的抗震安全性和可靠性。

本文的分析是基于均匀剪切型层模型结构在多条不同场地地震波作用下的时程计算得出的,很多其它结构参数未详细加以讨论,如滞回模型、结构层数、刚度分布、阻尼矩阵、周期以及不均匀层模型结构等,这些都有待于将来做进一步补充分析。但本文的分析对抗震结构的设计和评价结构的抗震安全性与可靠性具有指导意义。另一方面,对于实际结构,如何采取合理的结构体系和结构形式及其设计方法,使得结构具有一定的屈服后刚度,也是值得今后进一步研究的问题。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国国家标准(GB50011-2001).《建筑抗震设计规范》[S].
- [2] 经杰. 双重结构基于位移抗震设计方法的研究[博士论文 D]. 北京: 清华大学, 2002.
- [3] 经杰, 叶列平, 钱稼茹. 双重抗震结构体系在高层建筑中的应用[J]. 建筑科学, 2001, 17(1): 42~45
- [4] 周靖. 钢筋混凝土框架结构基于性能系数抗震设计法的基础研究[博士论文 D]. 广州: 华南理工大学, 2006
- [5] 叶列平. 体系能力设计法与基于性能/位移抗震设计[J]. 建筑结构, 2004, 34(6): 10~14
- [6] 叶列平, Asad U Q, 马千里, 等. 高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 28(1): 8~24
- [7] 叶列平, 陆新征, 冯鹏, 等. 高强高性能工程结构材料与现代工程结构及其设计理论的发展[A]. 第一届结构工程新进展国际论坛文集[C], 北京: 中国建筑工业出版社, 2006, 208~250