

# 基于损伤机制控制的钢筋混凝土结构 抗震设计方法研究

曲哲, 叶列平

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

**摘要:** 合理有效地控制地震作用下建筑结构的损伤机制, 是提高建筑结构抗震性能的重要手段。体系设计、需求分析和构件设计是结构损伤机制控制的三个主要方面。在总结建筑结构抗震损伤机制控制发展过程的基础上, 着重于需求分析, 建议了一套基于建筑结构损伤机制控制的抗震设计方法。该方法采用两阶段设计: 在多遇地震设计阶段, 采用线弹性分析给出结构预期损伤部位的承载力需求; 在罕遇地震设计阶段, 采用等效线性化法定量给出结构在罕遇地震作用下实现预期损伤机制下损伤部位的变形能力需求和非损伤部位的承载力需求, 为构件的抗震设计提供依据。通过一个钢筋混凝土延性框架结构算例说明了建议方法的实施流程, 并通过动力弹塑性分析评价了建议方法的效果。分析结果表明, 与现行规范方法相比, 建议方法更有助于预期损伤机制的实现。

**关键词:** 建筑结构; 钢筋混凝土; 等效线性化法; 损伤机制控制; 抗震设计

**中图分类号:** TU375 TU318.1 文献标志码: A

## Seismic design methodology based on damage mechanism control for reinforced concrete structures

QU Zhe, YE Lieping

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** Damage mechanism control is an effective way of enhancing the seismic performance of building structures, where system design, demand analysis and member design are the three essential aspects. A brief review of the development history of seismic structural systems in the sense of damage mechanism control is followed by the proposal of a damage mechanism control-based seismic design methodology which incorporates a two-phase design procedure. In the first phase, linear elastic analysis is used to determine the strength demand for potentially inelastic members. And in the second phase, equivalent linear analysis is used to quantitatively determine the deformability demands for potentially inelastic members and strength demands for other members in order to achieve the desirable damage mechanism. These demands form the basis for the proportioning and section design of each structural member. An example of reinforced concrete ductile moment-resisting frame is provided to demonstrate the implementation of the proposed design method. Nonlinear dynamic analysis is conducted to evaluate its effectiveness. Results show that the proposed method can better ensure the desirable damage mechanism.

**Keywords:** building structure; reinforced concrete; equivalent linear analysis; damage mechanism control; seismic design

基金项目: 高等学校博士学科点专项科研项目(200800030001), 国家自然科学基金重大研究计划重点项目(90815025)。

作者简介: 曲哲(1983—), 男, 陕西西安人, 博士研究生。E-mail: qz@mails.tsinghua.edu.cn

通讯作者: 叶列平(1960—), 男, 浙江温州人, 工学博士, 教授。E-mail: ylp@tsinghua.edu.cn

收稿日期: 2010年11月

## 0 引言

建筑结构在其设计基准期内遭遇强烈地震的概率很小。基于经济方面考虑,强烈地震作用下允许结构产生一定程度的损伤。GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》<sup>[1]</sup>(以下简称新《抗规》)在条文说明中指出“在抗震设计中有意识、有目的地控制薄弱层(部位),使之有足够的变形能力又不使薄弱层发生转移,这是提高结构总体抗震性能的有效手段。”因此,采用合理的方法和措施有效控制强震作用下结构的损伤部位,并将损伤程度控制在可接受范围内,便可在结构造价与抗震安全之间取得较好的均衡。

建筑结构在强震作用下的损伤机制控制主要包括“损伤部位控制”和“损伤程度控制”两个方面,而损伤形式则基本以延性耗能损伤为主。在与地震灾害的长期斗争和实践中,人们越来越深刻地认识到强震作用下结构损伤机制控制的重要性,这体现在近一个世纪以来抗震结构体系的演化中。20世纪50年代前后出现的延性框架结构,首次在结构抗震设计中考虑了一定程度的损伤对提高结构抗震性能的积极作用,而在钢筋混凝土框架结构中使用剪力墙或支撑的做法则使抗震结构体系的损伤机制更加明确<sup>[2-3]</sup>。Paulay等提出的“能力设计法”强调了损伤机制控制在结构抗震设计中的重要性<sup>[4-6]</sup>。随着结构体系中预期损伤部位(构件)与主体结构功能的逐渐分化,近年来出现了各种专门用于耗散地震能量的消能减震装置,并由此发展出各种消能减震结构体系<sup>[7]</sup>。在隔震结构中利用隔震支座减小上部结构地震作用的做法,也是通过在结构体系中实现接近单自由度体系振动的简洁明了的变形模式,将结构损伤和耗能集中在隔震层,从而更加有效地保证上部结构的安全。由此可见,抗震结构体系的发展使得损伤机制越来越明确、且越来越易于控制。

以最为常见的钢筋混凝土延性框架结构为例,为了有效控制其损伤机制,图1的“体系设计”、“需求分析”和“构件设计”三个层次的内容是不可缺少的。其中:

(1)“体系设计”主要是根据结构在地震作用下的受力特点,确定合理的预期损伤部位。目前这方面尚未建立相应的科学理论。然而,根据大量的震害调查和相关研究,对于常见结构体系的损伤部位,结构工程师和研究人员已取得一些共识。如图1a所示的“强柱弱梁”机制中的预期损伤部位,通常被认为是延性框架结构的合理损伤部位。此外,在联肢剪力墙结构中使连梁率先屈服耗能,在支撑框架结构中的支撑屈服耗能等,都是根据结构受力特点和

震害经验总结出的合理损伤部位。与传统抗震结构体系相比,各类消能减震结构和隔震结构的预期损伤部位更加明确。

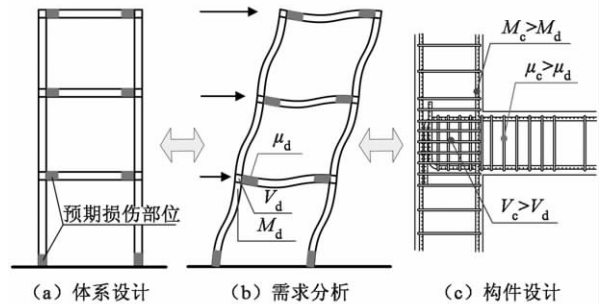


图1 钢筋混凝土结构抗震损伤机制控制的基本内容

Fig. 1 Basic aspects of seismic damage mechanism control for RC structures

(2)“需求分析”是结构抗震设计方法的主要内容,其任务是定量地确定预期强震作用下结构各构件的抗震能力需求,包括承载力需求(如受弯与受剪承载力需求 $M_d$ 、 $V_d$ )和塑性变形能力需求(如延性需求 $\mu_d$ )等(如图1b所示)。

(3)“构件设计”是在需求分析的基础上,通过有效的抗震措施保证构件的抗震能力(如承载力 $M_c$ 、 $V_c$ 和变形能力 $\mu_c$ 等)大于其抗震需求。试验研究是确定不同类型构件抗震能力的最主要方法。

## 1 损伤机制控制的需求分析方法

实现结构损伤机制控制目标的需求分析方法有很多,如非损伤部位的承载力增大系数法、考虑损伤机制的弹塑性分析方法(包括静力和动力弹塑性分析方法)和等效线性化法等。

非损伤部位的承载力增大系数法是目前工程设计中常用的方法,该方法基于结构弹性分析得到设计内力,对强震作用下预期非损伤部位乘以承载力增大系数,如新《抗规》中框架结构的柱端弯矩增大系数 $\eta_c$ 。由于非损伤部位的承载力增大系数主要来自典型结构算例的分析结果,且各种因素影响考虑有限,具有一定的经验性,因此其合理性和有效性存在不足。

考虑损伤机制的弹塑性分析方法,是通过分别对预期损伤部位(或构件)采用弹塑性模型和对非预期损伤部位采用弹性模型,进行整体结构的弹塑性分析,获得强震作用下预期损伤部位的承载力需求和塑性变形需求,以及非预期损伤部位的承载力需求(变形能力通过构造保证)。从可操作性上来说,静力弹塑性分析方法较为可行,但该方法仅适用于以第一振型控制为主的结构;而动力弹塑性方法的困难主要在于地震动记录的选取。

等效线性化法基于设计反应谱,采用振型组合方法确定结构在强震作用下的地震响应,包括预期损伤部位和非预期损伤部位的承载力需求,以及预期损伤部位的变形能力需求,并可同时获得结构在强震作用下的非线性响应,是一种实用的简化分析方法,该方法也是新《抗规》推荐的,但新《抗规》并未给出具体实施方法。本文以钢筋混凝土框架为例,介绍基于等效线性化法的建筑结构损伤机制控制的抗震设计方法。

## 2 计算结构非线性地震峰值响应的等效线性化法

等效线性化法是新《抗规》推荐采用的结构抗震分析和性能化设计方法之一。如图2所示,该方法通过预设结构损伤机制和预期损伤部位的损伤程度,建立结构的等效线性化分析模型。图2中 $\zeta_0$ 和 $K_0$ 分别为整体结构的初始阻尼比和各单元的初始刚度, $\zeta_c$ 和 $K_c$ 分别为将强震作用下进入弹塑性阶段的结构等效为线弹性结构的等价阻尼比和各单元的等价刚度。预期损伤构件在地震作用下可能屈服,并伴随刚度降低,在地震往复作用下具有一定的弹塑性滞回耗能能力。在等效线性化结构分析模型中,预期损伤构件可用具有等价刚度的线弹性构件替代,并通过增大整体结构的等价阻尼比来考虑损伤部位的滞回耗能对结构整体地震响应的影响。等效线性化结构模型为线弹性结构模型,故可采用振型分解反应谱法计算其地震峰值响应。为使假设的损伤机制和损伤程度与计算得到的结构响应相一致,往往需要进行少量的迭代。本文采用如图3所示的流程进行等效线性化法计算。文献[8]详细地介绍了该流程各个细节,并通过算例分析检验了等效线性化法在计算结构非线性地震峰值响应方面的有效性。

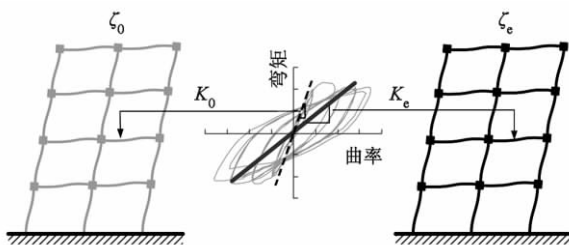


图2 等效线性化法的基本原理

Fig. 2 Principles of equivalent linear analysis

与动力弹塑性分析方法相比,等效线性化法直接利用振型分解反应谱法计算结构的地震响应,并可得到结构构件的承载力需求和变形能力需求,计算效率高,且可避免因选用不同的地震动记录而引起的动力弹塑性分析结果差异较大的问题。与静力

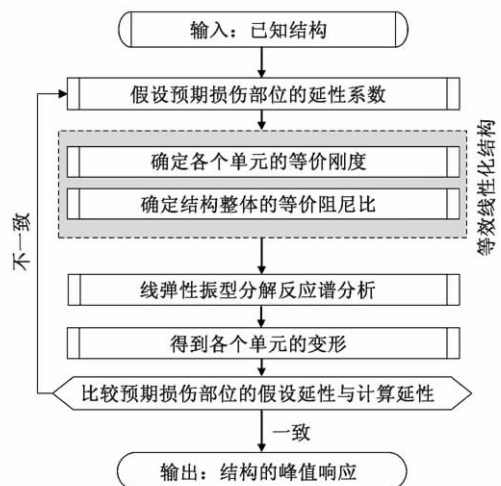


图3 等效线性化法的实施流程

Fig. 3 Procedure of equivalent linear analysis

弹塑性分析方法相比,因具有振型分解反应谱法的优点,等效线性化法可以方便地应用于空间结构,且可考虑更多振型的参与,也适用于不规则结构,具有更强的适用性<sup>[8]</sup>,避免了静力弹塑性分析方法的一些局限性,如结构地震响应需以第一振型为主、受不同侧力模式影响较大、难以用于高阶振型参与程度较大或振型耦合较大的空间不规则结构等。

## 3 基于损伤机制控制的抗震设计方法

根据建筑场地遭遇地震的发生概率,地震强度分为多遇地震、设防地震和罕遇地震。在不同强度地震作用下,一般建筑结构的抗震性能目标可直观地表示为图4所示的抗震性能曲线(粗实线)。随着地震强度的增大,结构的基底剪力和顶点位移也随之增大。在超过弹性界限后,结构开始出现损伤,其地震响应开始表现出非线性特征。基于损伤机制控制的抗震设计需首先明确预期损伤部位,并根据强震作用下这些部位的损伤程度确定等效线性化结构模型的参数,进而确定各构件在强震作用下的承载力需求和塑性变形能力需求。为使结构在强震作用下实现预期损伤机制,本文建议按以下3个步骤对结构进行抗震设计(参见图4)。

### 3.1 多遇地震作用下预期损伤部位承载力设计

根据新《抗规》要求,结构在多遇地震作用下,应基本处于弹性范围,不应发生损伤。由于非预期损伤部位的承载力需求将在后面罕遇地震作用下的承载力设计中确定,因此在多遇地震作用下的承载力设计阶段,只需根据新《抗规》确定预期损伤部位的承载力需求并进行设计,即将多遇地震作用效应与重力荷载效应分别乘以相应的作用和荷载分项系数

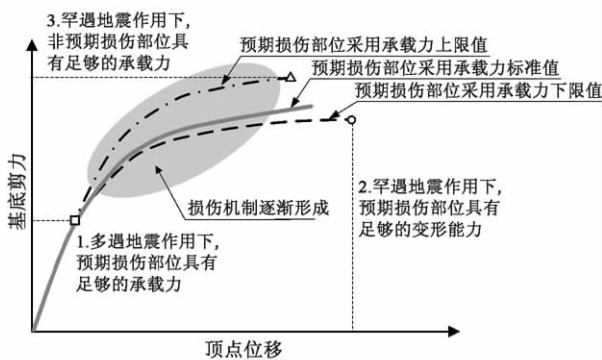


图4 结构的抗震性能曲线

Fig. 4 Seismic performance curve of structures

后得到的基本组合效应作为设计内力,并按材料强度设计值进行构件的承载力设计(考虑抗震承载力调整系数,但不考虑柱端弯矩增大系数等)。

### 3.2 罕遇地震作用下预期损伤部位塑性变形能力设计

确定了预期损伤部位的承载力之后,可采用等效线性化法计算结构在罕遇地震作用下的非线性地震响应。对于预期损伤部位,通过折减刚度和增大阻尼比的等效线性化法考虑其损伤对结构地震响应的影响;对于非预期损伤部位则假设其始终保持弹性(刚度不降低也不提供附加阻尼),即不发生损伤。

由于材料性质的离散性可能导致预期损伤部位承载力不足,在确定预期损伤部位塑性变形能力需求时,建议对预期损伤部位采用式(1)所示的承载力下限值,相应的结构抗震性能曲线如图4中的虚线所示。

$$R_L = 0.95R_k \quad (1)$$

其中:  $R_L$  为预期损伤部位的承载力下限值;  $R_k$  为按材料强度标准值计算的构件承载力; 0.95 为承载力降低系数,该值低于钢筋强度的废品限值(即  $f_{ym}(1-2\delta)$ ) 与标准值(即  $f_{ym}(1-1.645\delta)$ ) 之比,其中  $f_{ym}$  为钢筋强度平均值,  $\delta$  为变异系数,取 0.10。

在对预期损伤部位进行塑性变形能力设计之前,应首先检查对应于罕遇地震作用下结构响应点(图4中的○点)的层间位移是否满足新《抗规》要求。如满足要求,则由等效线性化法计算得到的损伤部位的塑性变形即为其塑性变形能力需求,以此为依据,可对预期损伤部位进行塑性变形能力设计,如钢筋混凝土构件的配箍设计等;如不满足,则需增大构件截面或增加配筋,直至满足新《抗规》中罕遇地震作用下的层间位移要求。

相比之下,对于一般建筑结构,新《抗规》仅根据经验采用抗震构造措施保证预期损伤部位具有一定的塑性变形能力,而没有直接计算罕遇地震作用下预期损伤部位的塑性变形能力需求并据此确定相应

的抗震构造措施。

### 3.3 罕遇地震作用下非预期损伤部位承载力设计

非预期损伤部位是结构在罕遇地震作用下维持其整体稳定和抗倒塌的关键,也是确保实现预期损伤机制的关键,因此,在罕遇地震作用下非预期损伤部位应基本保持弹性。与上一步相同,可以利用等效线性化法计算结构在罕遇地震作用下非预期损伤部位的承载力需求。不同之处在于,预期损伤部位承载力的可能超强(如材料离散性的影响)会使非预期损伤部位的承载力需求增大。为此,建议在这一步的等效线性化法计算中,对预期损伤部位采用式(2)所示的承载力上限值,相应的抗震性能曲线如图4中的点划线。

$$R_U = 1.25R_k \quad (2)$$

其中:  $R_U$  为预期损伤部位承载力上限值; 1.25 为超强系数,该值略高于钢筋强度平均值  $f_{ym}$  与标准值(即  $f_{ym}(1-1.645\delta)$ ) 之比。

根据等效线性化法分析得到的罕遇地震作用下的结构响应点(图4中的△点)对应的承载力,即可作为非预期损伤部位的承载力需求。在对非预期损伤部位进行承载力设计时,考虑到罕遇地震发生的概率较小,本文建议采用地震作用效应与重力荷载效应的标准组合,并按材料强度标准值进行构件的承载力设计,如式(3)所示。

$$S_G + S_{Ek} \leq R_k \quad (3)$$

其中:  $S_G$  为重力荷载效应;  $S_{Ek}$  为地震作用效应;  $R_k$  为按材料强度标准值计算的构件承载力。

值得注意的是,梁端预期损伤部位的承载力超强和罕遇地震作用下结构塑性内力重分布造成的柱端弯矩增大,是新《抗规》为实现“强柱弱梁”而引入的柱端弯矩增大系数  $\eta_c$  的两个来源<sup>[1,6]</sup>。等效线性化法的分析结果可以直接反映结构在弹塑性响应阶段的塑性内力重分布,在此基础上进一步考虑预期损伤部位的超强,更具有一般性和合理性。

### 3.4 设计流程

上述钢筋混凝土框架结构基于损伤机制控制的抗震设计方法可用图5所示的流程表示。该流程首先要求工程师对结构的预期损伤机制有明确的把握。根据已有的实际震害与结构弹塑性分析经验,所设定的预期损伤机制在强震作用下应具有实现的合理性。在此基础上,通过等效线性化法分别计算结构在多遇地震和罕遇地震作用下的受力状态,确定结构中预期损伤部位和非预期损伤部位的承载力与塑性变形能力需求,以此作为构件设计的定量依据。

为了更好地说明上述设计流程,以1个8层钢筋混凝土延性框架结构为例,采用上述设计流程,确定结构实现“强柱弱梁”损伤机制所需的抗震承载力需

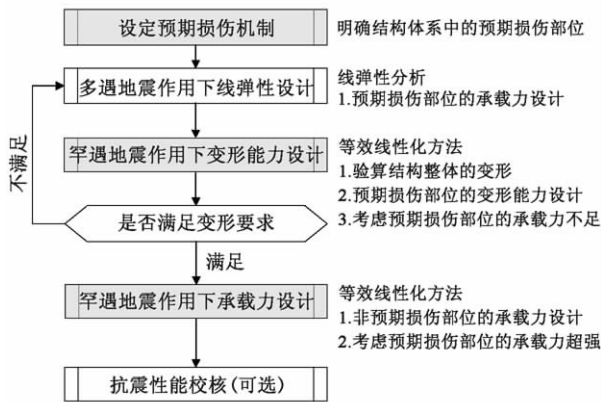


图5 基于损伤机制控制的抗震设计流程

Fig. 5 Seismic design procedure based on damage mechanism control

求和塑性变形能力需求,并在此基础上对梁、柱构件进行配筋设计。

## 4 钢筋混凝土框架结构的抗震设计算例

### 4.1 算例概况

算例为8层钢筋混凝土框架结构,位于8度抗震设防区,地震分组为第一组,II类场地。结构纵向(X向)4跨,跨度均为7.5m;横向(Y向)3跨,边跨7.5m,中跨跨度3.0m,如图6所示。结构在1~4层和5~8层分别采用相同的梁、柱截面。其中,1~4层的柱截面尺寸为800mm×600mm,纵向与横向梁截面尺寸分别为700mm×350mm与750mm×350mm;5~8层的柱截面尺寸为600mm×600mm,纵向与横向梁截面尺寸分别为700mm×300mm与750mm×300mm;楼板厚度均为100mm。表1给出了结构各层的层高与质量。所有柱均采用C45级混凝土,所有梁均采用C40级混凝土,梁、柱纵筋均为HRB400级。楼板采用C40级混凝土,双向布置 $\Phi 10@200$ 分布钢筋。

表1 框架结构楼层参数

Table 1 Story height and weight of frame structure

楼层	层高/mm	楼层质量/t
1	4 500	345.0
2	4 000	341.7
3~4	3 500	338.1
5~7	3 500	322.1
8	3 500	246.6

### 4.2 预期损伤部位的承载力设计

该结构的预期损伤机制为图7所示的“强柱弱梁”机制,即梁端和底层柱脚是预期损伤部位,其他部位则为非预期损伤部位。

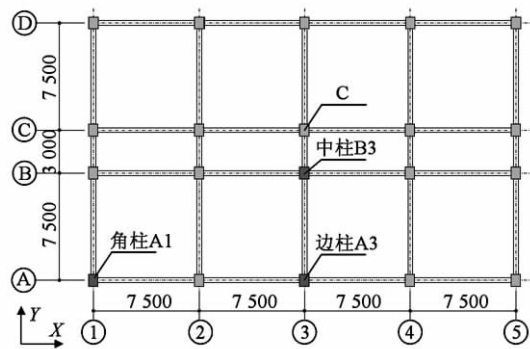


图6 算例8层框架结构的平面布置

Fig. 6 Plan layout of the 8-story frame structure

首先对该结构进行多遇地震作用下预期损伤部位的承载力设计,即分别对结构进行纵向、横向和斜向地震动输入下的线弹性振型分解反应谱分析,得到其多遇地震作用效应,并按新《抗规》要求与重力荷载效应组合,得到预期损伤部位的设计内力,即承载力需求。斜向地震动输入时,根据新《抗规》条文说明的建议,取纵向与横向分量之比1:0.85。对不同楼层框架梁的设计内力进行适当归并后,采用材料强度设计值对预期损伤的框架梁端和底层柱脚进行配筋设计。设计中将一定范围内的楼板等效为T形梁的翼缘以考虑楼板对梁端受弯承载力的贡献。有效翼缘宽度按我国GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》<sup>[9]</sup>的建议取值。

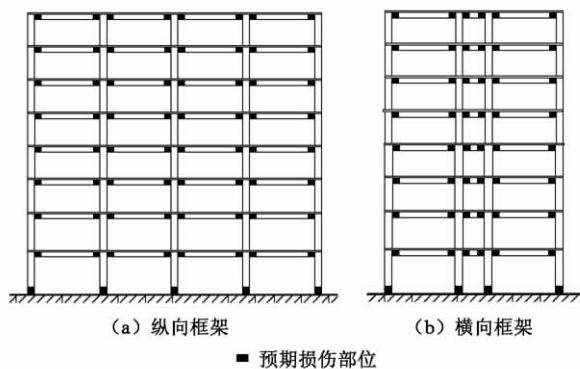


图7 算例结构的预期损伤机制

Fig. 7 Intended damage mechanism of frame structure

### 4.3 预期损伤部位的塑性变形能力设计

预期损伤部位采用式(1)的承载力下限值,通过等效线性化法计算结构在纵向、横向和斜向(即纵向与横向分量之比为1:0.85)的罕遇地震作用下的地震响应,得到结构平面在两个主轴方向的最大层间位移角如图8中的“调整前”计算结果所示。等效线性化法计算中采用新《抗规》的设计反应谱,并按照新《抗规》的相应公式计算不同阻尼比对应的设计反应谱。由图8可见,如果采用上文计算的预期损伤部位的配筋结果,纵向框架的最大层间位移角不满足新《抗

规》要求(由于本文建议方法第一步多遇地震作用下的设计并没有考虑柱端弯矩增大系数和底层柱脚放大系数等,故与新《抗规》方法的设计结果并不完全一样)。同时,分析结果显示,底层柱脚的最大曲率延性高达8.08,下部楼层梁端的最大曲率延性系数接近8.0(图9“调整前”),这将导致构件配箍设计困难。因此,有必要对4.2节得到的预期损伤部位的配筋设计进行调整。

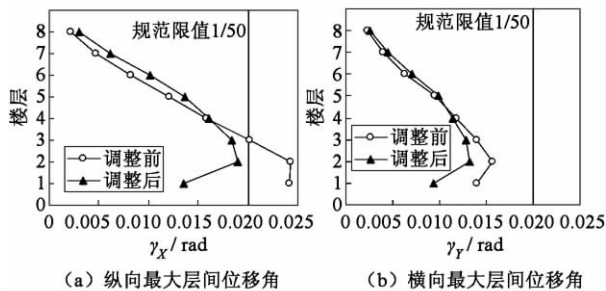


图8 最大层间位移角

Fig. 8 Maximum story drift ratio in both directions

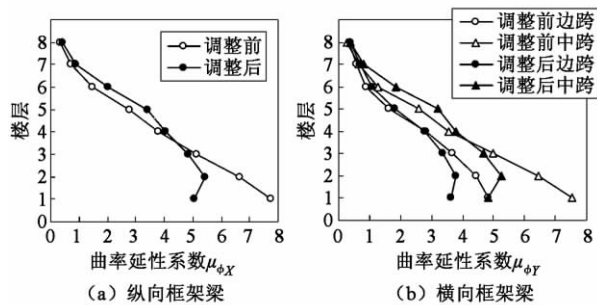


图9 罕遇地震作用下梁端的曲率延性系数

Fig. 9 Curvature ductility of beam ends under rare earthquakes

为了减小结构底部楼层的层间位移,推迟底层柱脚塑性铰的出现,在调整配筋时,保持梁截面配筋不变,增加底层柱脚的配筋,直到能够满足罕遇地震作用下结构层间位移角限值的要求。底层柱脚配筋增加后结构的最大层间位移角、底层柱脚以及梁端的曲率延性系数见图8和图9中“调整后”的结果,以便于与“调整前”的结果进行比较。此时,框架的最大层间位移角为1/52,满足新《抗规》要求。

在结构层间位移满足新《抗规》要求的基础上,进一步对预期损伤部位(梁端和底层柱脚)进行塑性变形能力设计,即根据以上等效线性化法得到的预期损伤部位的曲率延性系数进行配箍设计。新《抗规》尚未规定相应的设计方法,本文采用钱稼茹等<sup>[10-11]</sup>建议的钢筋混凝土梁、柱构件的变形能力设计方法,确定所需的配箍特征值。

在结构满足罕遇地震作用下层间位移要求,完成预期损伤部位的塑性变形能力设计之后,进行罕

遇地震作用下非预期损伤部位的抗震承载力设计。

#### 4.4 罕遇地震作用下非预期损伤部位承载力设计

仍采用等效线性化法计算结构在不同方向罕遇地震作用下的非线性响应。与上一步的不同之处在于,对预期损伤部位采用式(2)的承载力上限值。

通过等效线性化法计算出结构在纵向、横向以及斜向输入的罕遇地震作用下的非预期损伤部位(框架柱)的设计内力。图10给出了图6中标示的角柱A1、边柱A3和中柱B3在斜向地震作用下的设计内力。采用式(3)的标准荷载组合和材料强度标准值对框架柱截面进行配筋设计。

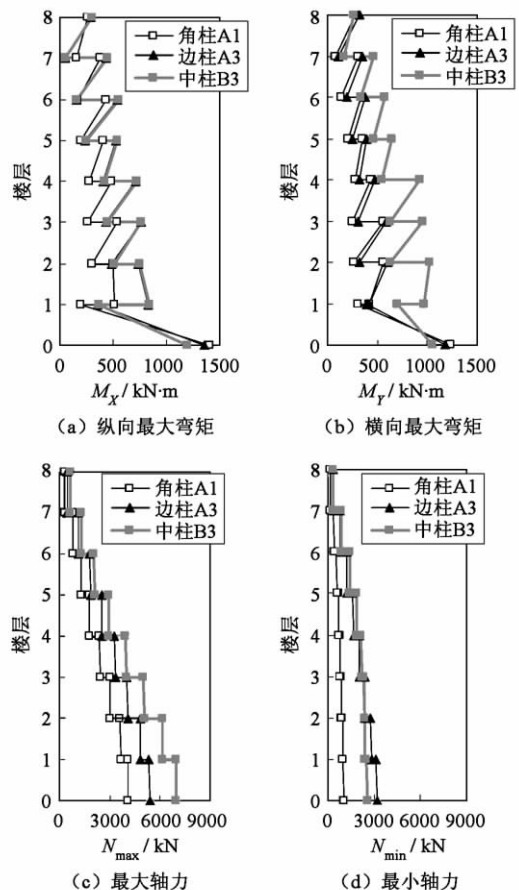


图10 斜向地震作用下的框架柱的设计内力

Fig. 10 Strength demands for frame columns under diagonal input of ground motions

理想情况下,当通过有效措施保证框架柱在大震作用下不发生损伤时,可以不要求框架柱具有塑性变形能力。但由于实际地震作用具有很大的不确定性,同时框架柱作为结构体系中重要的竖向承重构件,其脆性破坏将造成严重的后果,因此框架柱仍应满足基本的抗震配箍构造要求。

根据上述分析结果,本文框架算例中角柱的柱梁承载力比在1.8~2.3之间,高于新《抗规》中一级框架的柱端弯矩增大系数 $\eta_c$ ;中柱在1.2~1.4之间,与新《抗规》中二、三级框架的柱端弯矩增大系数

$\eta_c$  取值范围相近。与 GB 50011—2001《建筑抗震设计规范》<sup>[12]</sup>(以下简称“旧《抗规》”)相比,新《抗规》大幅提高了各级框架的柱端弯矩增大系数  $\eta_c$ 。本文框架算例的柱梁承载力比与新《抗规》更加接近。但应注意到,在同一个框架结构内,按本文方法得到的不同部位的柱梁承载力比并不相同。

#### 4.5 设计结果的抗震性能检验

在上述设计流程中,等效线性化法在给出所设计结构的预期损伤部位和非预期损伤部位抗震承载能力和变形能力需求的同时,也给出了结构在罕遇地震作用下的峰值响应。对于一般建筑结构,不必再进行额外的抗震性能验算。但为了检验上述设计结果的合理性,下面采用动力弹塑性分析比较上述设计的框架结构(本文框架)与按照旧《抗规》设计的框架结构(规范框架)的地震响应。采用的地震动记录是按照以下原则从美国 PEER/NGA 数据库和中国强震台网中心(CSMNC)在 2008 年汶川地震中得到的共计 3 000 余条强震记录中挑选得到的:①地震震级  $M > 6.5$ ;②断层距大于 10 km;③  $PGA$  大于  $0.2g$ ,  $PGV$  大于  $15\text{ cm/s}$ ;④ 30 m 土层平均剪切波速介于  $200 \sim 500\text{ m/s}$  之间;⑤记录的有效周期至少达到 6 s;⑥同一地震最多只取 1 条记录,当同一地震事件中记录到的地震波有不止 1 条符合其他所有条件时,选取  $PGV$  最大的 1 条;⑦仪器位于自由场地或小型建筑物的地面层。表 2 列出了所选地震动记录的基本信息。在进行动力弹塑性分析时,统一将这些地震动记录调幅至  $PGV = 50\text{ cm/s}$ ,大致相当于我国的 8 度抗震设防地区的罕遇地震水平。

采用 ABAQUS 6.7 进行动力弹塑性分析,分析中考虑了几何非线性效应。框架梁、柱采用纤维梁模型,钢筋与混凝土的单轴滞回本构模型考虑了钢筋混凝土构件在往复荷载作用下的刚度与承载力退化行为。文献[13]详细介绍了该数值模型,并通过与

大量试验数据的比较,验证了该模型的准确性。

“本文框架”与“规范框架”的梁、柱构件截面尺寸均相同,与“规范框架”相比,“本文框架”的总纵筋用量增加了 19.4%,其中框架柱的纵筋用量增加了 33.6%,框架梁增加了 7.5%。

图 11 比较了“规范框架”与“本文框架”在 10 条地震动记录输入下的地震响应平均值与标准差。“本文框架”的最大层间位移响应与规范框架相差不多,但框架柱平均延性系数有所减小,离散性也更小(图 11c);同时框架梁端的延性系数有所增大(图 11d),图中的曲率延性系数为弯矩作用方向上的截面曲率与该方向屈服曲率的比值的最大值。这说明本文建议的基于损伤机制控制的抗震设计方法对框架柱承载力提出了更高的要求,因而有助于减小框架柱在强震作用下进入塑性的程度,更有利于预期的强柱弱梁机制的实现。

值得注意的是,虽然与“规范框架”相比,“本文框架”更加有利于预期损伤机制的实现,但从图 11c 可以看出,在不同地震动记录的作用下,“本文框架”的框架柱在一些楼层仍然会有轻微的屈服。由此可见,仅简单通过增加框架柱的配筋难以在纯框架结构中真正实现理想的“强柱弱梁”的损伤机制,这是由框架结构自身的受力特性所决定的,也是实际震害中框架结构难以实现理想的“强柱弱梁”损伤机制的更深层次的原因。由此也可以看出,新《抗规》中提高柱端弯矩增大系数  $\eta_c$  的做法固然有助于改善钢筋混凝土框架结构的抗震性能,但并不能从根本上解决问题。要充分实现预期的损伤机制,需进一步在结构体系层次上进行合理的设计与创新。

## 5 结语

本文简要回顾了建筑结构抗震损伤机制控制的

表 2 选用地震动记录的基本信息

Table 2 Basic information of selected ground motion records

编号	地震事件			台站条件		强震记录			
	震级 $M$	年份	名称	$V_{s,30} / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	断层距/km	原库中的文件名称	$PGA/g$	$PGV / (\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	$T_d / \text{s}$
1	6.50	1976	Friuli, Italy-01	424.8	14.97	A-TMZ270	0.31	30.80	4.9
2	6.53	1979	Imperial Val. -06	274.5	22.03	H-DLT352	0.35	33.09	50.3
3	6.54	1987	Supert. Hills-02	207.5	23.85	B-IVW360	0.21	34.51	28.7
4	6.93	1989	Loma Prieta	370.8	27.67	HSP000	0.37	62.30	16.4
5	7.28	1992	Landers	353.6	23.62	YER270	0.24	51.40	17.6
6	6.69	1994	Northridge-01	450.3	20.10	ORR090	0.57	52.54	9.1
7	6.90	1995	日本阪神	256.0	19.14	SHI000	0.24	37.84	10.3
8	7.14	1999	Duzce, Turkey	326.0	12.02	BOL090	0.82	62.07	9.4
9	7.62	1999	台湾集集	446.6	45.15	TCU095-E	0.38	62.02	13.2
10	8.00	2008	汶川地震	300.0*	18.76	UA0097	0.48	35.87	72.0

注:带\* 的数值为估计值,代表 II 类场地。

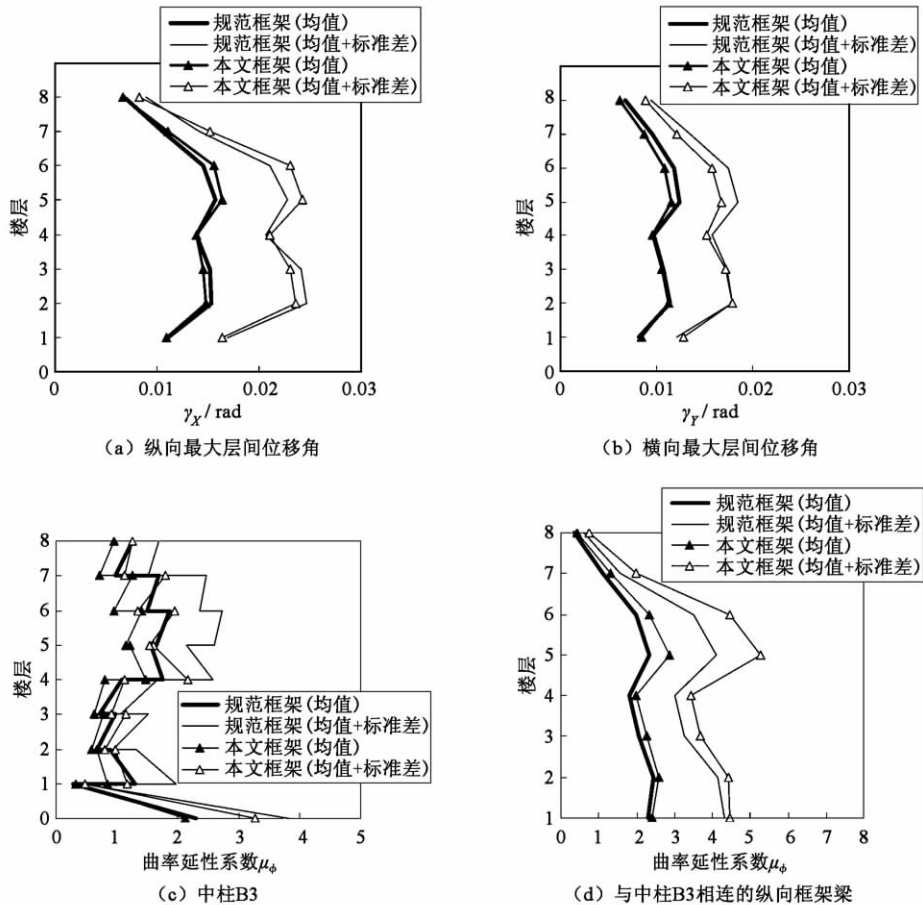


图 11 本文框架与规范框架的地震峰值响应的比较

Fig. 11 Comparison of seismic peak responses of frames designed by proposed method and code method

发展,介绍了损伤机制控制设计的思路和主要内容,并以等效线性化法为基础,建立了基于损伤机制控制的抗震设计方法。与基于小震弹性分析与大震构造保证的设计方法相比,本文建议的方法可定量计算罕遇地震作用下结构的非线性损伤状态,并根据预期损伤机制,确定预期损伤部位的塑性变形能力需求和非预期损伤部位的承载力需求,从而能更加合理有效地保证结构预期损伤机制的实现。

在此基础上,通过一个钢筋混凝土延性框架结构的设计算例,说明了所建议的基于损伤机制控制的抗震设计方法的实施流程,并采用动力弹塑性分析方法检验了按本文建议方法设计的框架结构的抗震性能。结果表明,建议方法有助于预期损伤机制的实现。

#### 参 考 文 献

[1] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.(GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))  
 [2] Mahin S A, Bertero V V. Nonlinear seismic response of a coupled wall system [C]// Proceedings of ASCE National Convention. Reston, VA, USA: American

Society of Civil Engineering (ASCE), 1975.

[3] 壁谷澤寿一,壁谷澤寿海,松森泰造,等. 実大3層鉄筋コンクリート建物の振動実験[J]. 日本建築学会構造系論文集, 2008, 73(632): 1833-1840. (Kabeyasawa T, Kabeyasawa T, Matsumori T, et al. Shake table test on a full-scale three-story reinforced concrete building structure [J]. Journal of Structural Construction Engineering, AIJ, 2008, 73(632): 1833-1840. (in Japanese))  
 [4] Paulay T. Deterministic design procedures for ductile frames in seismic areas [J]. ACI Publication, 1980, SP-63: 357-381.  
 [5] Paulay T. Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings [J]. Engineering Structures, 1983, 5(1): 79-86.  
 [6] Paulay T, Priestley M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992: 38-46.  
 [7] Wada A, Connor J J, Kawai H, et al. Damage tolerant structure [C]// Proceedings of the 5th U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practice. Redwood City, CA, USA: ATC & JSCA, 1992.



- [8] 曲哲,叶列平. 建筑结构弹塑性地震响应计算的等价线性化法研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(9): 95-102. ( QU Zhe, YE Lieping. Equivalent linear analysis in estimating nonlinear seismic responses of building structures [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(9): 95-102. ( in Chinese) )
- [9] GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. ( GB 50010—2002 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. ( in Chinese) )
- [10] 钱稼茹,徐福江. 钢筋混凝土梁基于位移的变形能力设计方法[J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(2): 1-3. ( Qian Jiaru, Xu Fujiang. Displacement-based deformation capacity design method of reinforced concrete beams [J]. Sichuan Building Science, 2007, 33(2): 1-3. ( in Chinese) )
- [11] 钱稼茹,徐福江. 钢筋混凝土柱基于位移的变形能力设计方法[J]. 建筑结构, 2007, 37(12): 30-32. ( Qian Jiaru, Xu Fujiang. Displacement-based deformation capacity design method of reinforced concrete columns [J]. Building Structure, 2007, 37(12): 30-32. ( in Chinese) )
- [12] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001. ( GB 50011—2001 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. ( in Chinese) )
- [13] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010. ( Qu Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010. ( in Chinese) )

---

## 《建筑结构学报》2012 年征订启事

《建筑结构学报》( 邮发代号: 2-190) 是由中国科学技术协会主管, 中国建筑学会主办的学术性刊物, 创刊于 1980 年, 自 1992 年起入选为中文核心期刊, 2007 年起被 Ei Compendex 收录, 期刊影响因子连续多年在国内同类期刊中名列前茅。

《建筑结构学报》旨在报道和交流建筑结构领域中代表我国学术水平的最新研究成果, 反映本学科发展最新动态和趋势, 推动国内外的学术交流。主要刊登建筑结构、抗震减振、地基基础等学科的基础理论研究、应用研究和科学实验技术的学术论文、研究报告及最新进展动态, 为我国建筑科学技术研究的发展服务。

《建筑结构学报》读者对象为相关专业的高等院校师生和科研、设计、施工单位的工程技术人员, 以及相关科技工作者。

《建筑结构学报》2012 年为月刊, 大 16 开本, 144 页, 每期定价 25 元, 全年共 300 元。欢迎您直接汇款至《建筑结构学报》编辑部订阅本刊, 通过编辑部订阅全年杂志可享受九折优惠并免收邮寄费。

欢迎国内外读者订阅!

地 址: 北京市三里河路 9 号住房和城乡建设部内《建筑结构学报》编辑部

邮 编: 100835

电 话: ( 010) 58933734

E-mail: ascjgxb@126.com

网 址: <http://jzjgxb.chinaasc.org>