

文章编号:1673-2049(2006)02-0046-06

混凝土框架结构抗震设计的弯矩增大系数

易伟建,张颖

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:基于结构的不同功能失效时对应的损失值不同这一基本事实,利用分枝限界法找出了框架结构在地震作用和竖向荷载共同作用下的主要失效模式和代表机构,通过引入基于失效概率的结构优化模型和结构失效损失期望值,并结合一个框架算例,对现行抗震设计规范的“强柱弱梁”弯矩增大系数的取值进行校核,优化分析得到了柱端弯矩增大系数的合理取值。计算结果表明,梁式失效机构的可靠指标为1.8,柱式失效机构的可靠指标为2.6,说明按照现行抗震设计规范设计的混凝土框架结构,可以满足“强柱弱梁”的要求。

关键词:框架结构;失效模式;失效概率;结构优化;弯矩增大系数

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

Moment Magnification Factor in Anti-seismic Design of Concrete Frame Structure

YI Wei-jian, ZHANG Ying

(School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China)

Abstract: Based on the fact that different failure modes have different loss values in a concrete frame structure under earthquake actions, the main failure modes and representative mechanisms of concrete frame structures under earthquake actions and vertical loads were found by the branch-bound method. Through introducing a structural optimization model based on the failure probability and a failure loss expectation of the structure, the values of the bending moment magnification factor of “strong column-weak beam” in the code for anti-seismic design of buildings were calibrated with an example of concrete frame. The reasonable values of bending moment magnification factor were obtained by optimization analysis, and the reliable indexes of beam mechanism and column mechanism in the frame were respectively 1.8 and 2.6. It is shown that the concrete frame structure designed according to the anti-seismic code can meet the requirement of “strong column-weak beam”.

Key words: frame structure; failure mode; failure probability; structure optimization; bending moment magnification factor

0 引言

按中国现行抗震设计规范(GB 50011-2001,以下简称现行规范),钢筋混凝土框架结构抗震设计必

须满足“强柱弱梁”的基本要求。要将框架结构设计成具有较大延性的“延性结构”,应当避免塑性铰首先在梁中出现,因此对梁柱的相对强度应加以控制。

为了满足“强柱弱梁”的要求,必须做到在同一

收稿日期:2006-02-11

基金项目:国家自然科学基金项目(50378034);教育部高等学校博士学科点专项科研基金项目(20030532020)

作者简介:易伟建(1954-),男,湖南长沙人,教授,博士生导师,工学博士,E-mail:hunuyi@public.cs.hn.cn。

节点柱的抗弯能力大于梁的抗弯能力。为此,现行规范中规定,一、二、三级框架的梁、柱节点处,除顶层柱和轴压比值小于 0.15 的柱外,柱端组合弯矩设计值应符合式(1)要求

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (1)$$

式中: $\sum M_c$ 为节点上下柱端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和,上下柱端的弯矩设计值可按弹性分析分配; η_c 为柱端弯矩增大系数,一级取 1.4,二级取 1.2,三级取 1.1; $\sum M_b$ 为节点左右梁端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和,一级框架节点左右梁端均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩应取 0。

由于框架底层柱过早出现塑性铰将影响整个框架的变形能力,从而对框架造成不利的影响;同时,随着框架梁塑性铰的出现,由于塑性内力重分布,使得底层框架柱的反弯点位置具有较大的不确定性,因此,抗震设计规范(GBJ 11-89)中规定,一、二、三级框架底层柱底截面组合的弯矩设计值,应分别乘以增大系数 1.5、1.25 和 1.15。欧洲各国及美国、新西兰等国家的抗震设计规范中对“强柱弱梁”弯矩增大系数也做出了相应的规定^[1-3]。

虽然有人对“强柱弱梁”的概率意义进行过分析,但都没有对相应的目标可靠度进行研究,即柱强到一个什么样的程度才算合理^[4-6]。相对于 1989 年的抗震设计规范(GBJ 11-89),现行规范中对弯矩增大系数的取值给予了一定的提高,虽然不能确切地知道其取值的具体来历,但可以认为是出于提高结构安全度的基本考虑^[7-9]。在结构设计中,弯矩增大系数的取值与结构主要失效模式的失效概率有关,而对结构失效概率的全面分析,又应考虑影响结构安全度的初始成本,并对结构失效后的损失进行合理的估计。笔者从此背景着手,引入最优化概念,对现行抗震设计规范的弯矩增大系数的取值进行了校核。

1 基于失效损失期望的结构优化模型

结构体系可靠度的优化模型是近年来一个研究热点^[10-14],其中的难点问题主要来自两方面:

(1) 结构体系可靠度是表示整体结构安全性能指标的概念,它与表征结构失效的极限状态紧密相关。结构的承载能力极限状态一般可采用结构是否转变为几何可变机构来进行判断,而土木工程结构中,荷载作用的变异性较大,结构体系的冗余程度往

往较高,一个简单结构也会有大量的失效模式,且失效模式间有着不同的统计相关性,即使采用近似方法,计算也十分复杂。

(2) 当结构按不同失效模式失效时,结构功能的损失可能有很大的差别。一些失效模式的出现仅仅造成结构的局部失效,如梁机构;另一些可能导致结构的整体倒塌,如柱机构。前者造成的损失值远远小于后者,很难给出单一的一个结构系统失效损失值,更无法用系统可靠度和系统失效损失值的乘积来表示系统失效损失期望。

为了使优化模型的结果和工程实际符合,显然应该考虑失效模式的相对重要性,并应该采用更为精细的办法来估计结构失效损失期望值。现行规范中已经注意到这种区别。例如《建筑结构可靠度设计统一标准》中规定:建筑结构设计时,应根据结构破坏可能产生的后果的严重性采用不同的安全等级。现行规范中给出了建筑结构安全等级的划分,并根据结构构件的损失期望或重要性和失效行为给出了不同的可靠指标。

根据这一基本概念,可以构造合理的优化模型。在结构优化的目标函数中,引入结构失效损失期望的估计,考虑不同失效模式的重要性。因为结构以不同模式失效时,不同的结构功能对应的损失值不同。结构总投资与设计变量 x 相关,最优化过程是求 x ,使表示总投资的目标函数取最小值,即

$$\left. \begin{aligned} \min C &= \min C(x) = \min \left(C_0 + \sum_{i=1}^m C_{fi} P_{fi} \right) \\ \text{s. t.} \quad &\beta_j \geq [\beta_j] \quad j = 1, 2, \dots, n \\ &g_i(x) \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: C_0 为结构的初始成本; $\sum_{i=1}^m C_{fi} P_{fi}$ 为机构失效损失期望,即 m 个机构的失效损失期望之和, C_{fi} 为失效模式 i 失效时的损失值, $C_{fi} P_{fi}$ 为该失效模式失效时的损失期望值; β_j 为第 j 个结构性能指标; g_i 为第 i 个功能函数。本文中研究的主要对象为钢筋混凝土框架结构抗震设计中的弯矩增大系数,因此,模型中的设计变量取为弯矩增大系数。当梁的抵抗弯矩不变时,随着弯矩增大系数的增加,初始成本将增大,而损失期望值则会减小,两者之间的相对变化使目标函数有最小值(图 1),这个最小值可以看作是最合理的弯矩增大系数值。最优化的目的就是寻求这个最小值。

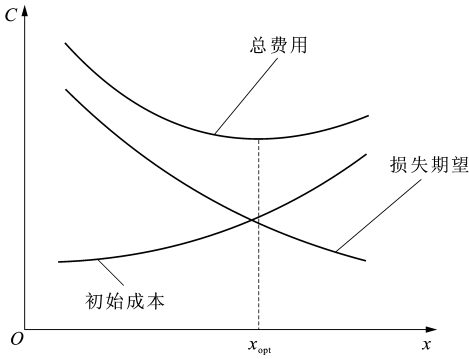


图1 总费用的最小值

Fig. 1 Minimum Values of Total Payment

2 主要失效模式及代表机构

土木工程结构一般是超静定体系,在理论上它可以有很多失效模式,即失效机构。这些失效模式中,有些对体系的可靠度影响很大,有些则影响很小,还有些理论失效模式,在实际中几乎不会发生。所谓主要失效模式指的是对结构失效概率有明显影响的模式,它与结构形式和结构受力条件有关。

分枝限界法(Branch-Bound Method)本质上是一种寻找结构主要失效模式的方法^[15]。笔者采用分枝限界法对框架结构进行失效模式分析时,做出了下列4个假定:

(1)框架梁、柱的截面是理想弹塑性的,结构的非线性行为由杆端集中塑性铰来反映。

(2)不考虑轴力的变化和剪力对框架梁、柱截面抗弯承载力的影响。

(3)当塑性铰的数目足够多以至于形成几何可变体系时,认为结构失效,但不考虑所谓“节点失效”模式;当截面的相对受压区高度较小时,塑性铰具有足够的转动能力,在机构形成之前不会发生“节点失效”。

(4)只考虑外部荷载和截面抗弯承载力为基本随机变量的情况,两杆端之间的构件刚度保持为一个确定的常量。

该方法采用矩阵位移法进行结构分析,构造出各级失效路径上每一个候选失效元截面的功能函数

$$Z_{w_k}^{(i)} = \sum_{l=1}^m a_{kl}^{(i)} M_l - \sum_{j=1}^n b_{kj}^{(i)} P_j \quad (3)$$

式中: $a_{kl}^{(i)}$ 、 $b_{kj}^{(i)}$ 分别为在*i*级失效路径上截面*k*在 M_l 和 P_j 作用下的弯矩影响系数,由结构分析计算确定; M_l 、 P_j 分别为截面*l*抗弯承载力和第*j*个外部荷载; m 、 n 分别为荷载数目和截面数目。

采用一次二阶矩法计算截面失效概率 $P_{f,w_k}^{(1)} = P(Z_{w_k}^{(1)} \leq 0)$,根据分枝限界法选出分枝失效元和限界候选失效元集合。将分枝失效元视为塑性铰,并附加两个该截面的塑性弯矩。就这样不断地修改结构,并进行结构重分析,直到结构形成机构($\det \mathbf{K} = 0$,其中 \mathbf{K} 为不断修改的结构总刚度矩阵),即认为得到了结构的一条主要失效路径^[16]。

另外结构体系的各个失效模式之间,往往存在着某种程度的联系,这种联系表现为它们的功能函数间的相关性,其大小用相关系数 ρ_{Z_i, Z_j} 来表示

$$\rho_{Z_i, Z_j} = \frac{\text{cov}(Z_i, Z_j)}{\sigma_{Z_i} \sigma_{Z_j}} \quad (4)$$

式中: $\text{cov}(Z_i, Z_j)$ 为功能函数 Z_i 和 Z_j 的协方差; σ_{Z_i} 、 σ_{Z_j} 分别为 Z_i 与 Z_j 的方差。结构体系中功能函数的这种相关关系,可按定限相关系数 ρ_0 划分为高级相关或非高级相关。在工程结构可靠度分析中, ρ_0 一般取值为0.7~0.8,当两功能函数的相关系数 $\rho \geq \rho_0$ 时,称它们为高级相关;当 $\rho < \rho_0$ 时,称它们为非高级相关。这样可将结构体系的主要失效模式按其相关性程度分成几组,同一组中失效概率最大的失效模式即为该结构体系的一个代表机构,各代表机构之间则假设是完全独立的。

3 工程结构的震害预测

建筑物在地震作用下造成的损失,可分为直接经济损失、间接经济损失以及人员伤亡等。这些损失的大小都与工程结构的破坏程度和破坏形式有关。直接损失是指建筑物在遭受地震时,发生破坏而造成的自身价值的损失。当建筑物整体失效时直接损失为建筑物的初始成本;同时建筑物的破坏将导致内部物资损失、人员伤亡以及影响人们日常的生产和生活,这就是间接损失。震害分析表明,地震造成的间接损失不容忽视^[17-18]。

地震对建筑物产生的破坏程度有基本完好、轻微、中等、严重破坏和倒塌之分。在建筑基本完好和轻微破坏时,几乎不会引发间接损失。建筑物的中等破坏和严重破坏将对间接损失产生较大的影响;建筑倒塌对间接损失的影响更大一些;同时间接损失的大小与建筑物的重要程度也有密切的关系,对于不同类别的房屋,其间接损失和直接损失的比值也不同。根据天津震害和云南澜沧-耿马地震中耿马县城震害等直接损失与间接损失的分析,文献^[12]中建议在不同破坏程度下,对于丙类建筑和乙类建筑,间接损失和直接损失的关系采用表1的数据。

表 1 间接损失与直接损失的比值

Tab. 1 Ratio Values of Indirect Loss to Direct Loss

| 破坏程度 | 基本完好 | 轻微破坏 | 中等破坏 | 严重破坏 | 倒塌 |
|------|------|------|---------|---------|----------|
| 丙类建筑 | 0.0 | 0.0 | 0.5 | 2.0 | 6.0 |
| 乙类建筑 | 0.0 | 0.0 | 0.5~1.0 | 3.0~6.0 | 8.0~20.0 |

利用表 1 中建议的数据对优化模型式(2)中的失效模式损失值 C_f 进行分析。当失效模式为柱机构,且在底层柱下端形成了塑性铰时,结构的破坏程度应该属于严重破坏或倒塌。由于按现行规范设计的框架结构,利用弹塑性位移限值防止了结构的倒塌,且在实际震害调查中发现按现行规范设计的框架结构很少倒塌,因此,笔者认为柱机构的破坏程度为严重破坏,其失效模式的损失值 C_f 为直接损失与间接损失之和,对于丙类建筑取 $C_f=3.0C_0$,而对于

表 2 外荷载和弯矩抗力的统计参数

Tab. 2 Statistical Parameters of Outer Load and Bending Moment Resistance

| 参 数 | 外荷载(极值 I 型分布, $\delta=0.3$)/kN | | | | 弯矩抗力效应(对数正态分布, $\delta=0.1$)/(kN·m) | | | | | | |
|-----|---------------------------------|--------|-------|-------|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | F_1 | F_2 | F_3 | F_4 | M_1 | M_2 | M_3 | M_4 | M_5 | M_6 | M_7 |
| 均 值 | 214.00 | 185.80 | 86.84 | 43.42 | 178 | 200 | 229 | 400 | 326 | 229 | 419 |
| 方 差 | 64.20 | 55.74 | 26.05 | 13.03 | 17.8 | 20.0 | 22.9 | 40.0 | 32.6 | 22.9 | 41.9 |

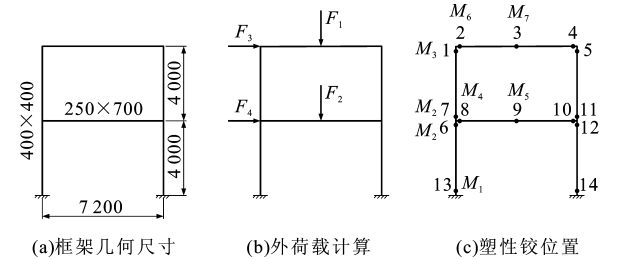


图 2 单跨两层框架(单位:mm)

Fig. 2 Single-Span Two-Storey Frame(Unit:mm)

经过内力分析和组合后,可以得到结构各塑性铰截面[图 2(c)]的最不利弯矩设计值,该值是进行截面配筋计算的依据。由于它只考虑了荷载组合的分项系数,没有考虑材料抗力的分项系数,若以此值作为弯矩抗力的均值来计算结构各失效模式的可靠度,得到的失效概率很大。考虑到材料强度的随机性,将弯矩设计值乘以 1.2 作为弯矩抗力的均值。运用自行编制的改进分枝限界程序,计算得到该结构的 11 个主要失效模式及其失效概率,如表 3 所示。由表 3 可知:各失效模式的可靠指标均低于《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50086-2001)中二级建筑延性破坏的最低可靠指标 3.2。这是由于地

乙类建筑或是业主对房屋的安全度要求较高时可取为 $C_f=6.0C_0$ 。当失效模式为梁机构时,其失效并不会造成整个建筑物的报废,只会造成单个构件的价值损失,经过维修加固后,建筑物仍可使用,且梁机构造成的间接损失也比柱机构少得多,因此,对于丙类建筑取 $C_f=0.5C_0$,乙类建筑取 $C_f=1.0C_0$ 。这与文献[12]中建议的底层柱下端出现塑性铰的损失与梁机构造成的损失比值为 6.0 是一致的。

4 算 例

单跨两层平面混凝土框架采用 C30 混凝土,柱的截面尺寸为 400 mm×400 mm,梁的截面尺寸为 250 mm×700 mm,建筑场地为 II 类,抗震设防烈度 8 度,设计地震分组为第二组,普通荷载和地震荷载均按现行规范进行设计,如图 2 所示。仅考虑外荷载和弯矩抗力的随机性,统计参数和分布类型见表 2。

震作用属于可变作用或偶然作用,在考虑地震作用效应的内力组合时,乘以了一个小于 1 的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ,或者说是抗震设计中采用的材料强度设计值高于静力作用时的材料强度设计值,因此其可靠指标低于静力作用下的可靠指标。

表 3 主要失效机构及其失效概率

Tab. 3 Main Failure Mechanisms and Failure Probability

| 机 构 | 塑性铰位置 | 可靠指标 | 失效概率 |
|-----------------|-------------------|------|----------|
| S ₁ | 6,12,13,14 | 1.76 | 0.003 96 |
| S ₂ | 2,3,4 | 1.82 | 0.003 45 |
| S ₃ | 3,5,7,11 | 1.92 | 0.002 76 |
| S ₄ | 3,5,9,11,12,13,14 | 2.04 | 0.002 06 |
| S ₅ | 3,5,9,10,13,14 | 2.04 | 0.002 06 |
| S ₆ | 1,5,9,11,12,13,14 | 2.17 | 0.001 51 |
| S ₇ | 1,5,9,10,13,14 | 2.17 | 0.001 51 |
| S ₈ | 7,9,11,12,13,14 | 2.18 | 0.001 47 |
| S ₉ | 7,9,10,12,13,14 | 2.20 | 0.001 40 |
| S ₁₀ | 3,5,8,10,13,14 | 2.22 | 0.001 32 |
| S ₁₁ | 3,5,8,11,12,13,14 | 2.23 | 0.001 28 |

分析算例结构各失效模式之间的相关性,取 ρ_0

为 0.8, 代表机构选择 S_1 、 S_2 、 S_4 、 S_6 。经过大量的计算和调查分析, 发现对于大偏心受压柱, 弯矩设计值每增加 10%, 其纵向钢筋用量增加 15% 左右, 而单跨两层框架的总造价增加 1%~2%。

基于震害损失预测和结构成本估算, 运用本文中提出的优化模型进行分析。为简化分析, 采用了单变量直接迭代算法, 首先取底层柱下端弯矩增大系数为 1.25 (此框架抗震等级为二级), 对中间层柱端弯矩增大系数 η_c 优化; 然后取中间层柱端的 $\eta_c = 1.2$, 对底层柱下端弯矩增大系数优化。图 3、4 为结构总耗费指数与柱端弯矩增大系数的关系曲线。从图 3、4 可以看出, 柱端弯矩增大系数与结构总耗费之间接近二次抛物线关系, 乙类建筑的全过程结构预期总耗费在整体水平上高于丙类建筑, 这是由于乙类建筑的重要性高于丙类建筑, 在灾害荷载作用下产生的失效损失值也必然大于丙类建筑。

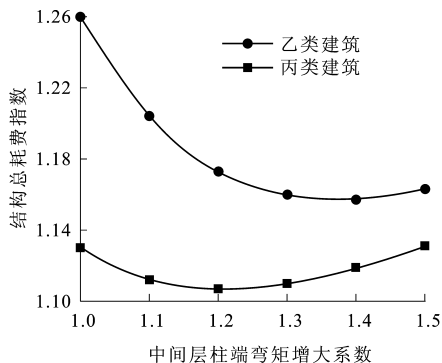


图 3 中间层柱端弯矩增大系数优化曲线

Fig. 3 Optimal Curves of Bending Moment Magnification Factor at the End of Column in Middle Storey

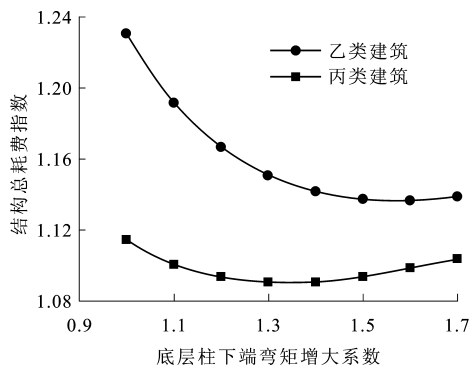


图 4 底层柱下端弯矩增大系数优化曲线

Fig. 4 Optimal Curves of Bending Moment Magnification Factor at the End of Column in the First Storey

采用本文的方法对框架结构进行大量计算, 结果表明^[19], 对于一般重要性的丙类建筑, 现行规范中关于二级抗震等级框架结构的中间层柱端弯矩增大系数 η_c 的取值基本上是合理的, 而底层柱下端弯

矩增大系数稍微偏小, 但是对于乙类建筑, 现行规范的取值偏小, 也就是说当结构的失效损失值增大时, 优化曲线的最低点将向右移动, 此类建筑中间层柱端弯矩增大系数 η_c 的最优取值约为 1.4, 底层柱下端弯矩增大系数约为 1.6。

5 结 语

(1) 近年来, 大地震造成的重大损失已经使结构工程界认识到, 必须在抗震设计时将技术因素和社会经济因素更好地结合起来, 基于失效损失期望的结构优化模型考虑了结构的不同功能失效时损失值不同这一基本事实, 更加合理而且更符合工程实际。

(2) 不同建筑物遭受地震后的损失值各不相同, 通过优化分析, 发现对于一般重要性的丙类建筑, 现行规范中关于柱弯矩增大系数的取值基本上是合理的, 但是对于乙类建筑或是业主对建筑的安全度要求较高时, 现行规范的取值偏小, 也就是说当结构的失效损失值增大时, 优化曲线的最低点将向右移动, 柱端弯矩增大系数 η_c 的合理取值约为 1.4, 底层柱下端弯矩增大系数则约为 1.35。

(3) 优化计算结果表明, 按现行规范设计的结构, 梁机构失效的可靠度水平约为 1.8; 柱机构失效的可靠度水平在 2.6 左右, 充分体现了“强柱弱梁”的设计思想。

(4) 基于性能的抗震设计是目前国际上普遍推行的一种设计方法, 设计人员可以根据震害损失预测, 建筑的重要性类别以及业主对建筑安全性能的要求, 运用优化模型在一定范围内确定最优的柱弯矩增大系数。本文中建议的优化模型还可用于结构抗震设计中的其他变量优化。

参考文献:

References:

- [1] Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance[S].
- [2] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99), and Commentary (ACI 318R-99)[S].
- [3] NZS 3101, Concrete Structures Standard[S].
- [4] 袁贤讯. 钢筋混凝土框架结构抗震设计理论与方法研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2000.
YUAN Xian-xun. Research on Theory and Method of Anti-seismic Design of RC Frame Structures[D]. Changsha: Hunan University, 2000.
- [5] 董学江. 强柱弱梁型 RC 框架在地震荷载作用下的可

- 靠度[J]. 青岛建筑工程学院学报, 1996, 17(3): 29-32.
- DONG Xue-jiang. Reliability of RC Frame with Strong Column-Weak Beam Under Seismic Load Action[J]. Journal of Qingdao Institute of Architecture and Engineering, 1996, 17(3): 29-32.
- [6] 沈蒲生, 孟焕陵. 框筒结构梁柱截面基于剪力滞最小的合理高度[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 16-19.
- SHEN Pu-sheng, MENG Huan-ling. Reasonable Section Height of Beam and Column Based on the Minimum Shear Lag in Framed Tube Structures[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 16-19.
- [7] 陈肇元. 要大幅度提高建筑结构设计的安全度[J]. 建筑结构, 1999, 29(1): 3-6.
- CHEN Zhao-yuan. The Design Safety of Building Structures Should Be Greatly Raised [J]. Building Structures, 1999, 29(1): 3-6.
- [8] 李明顺. 结构设计安全度专题讨论综述[J]. 土木工程学报, 1999, 32(6): 75-77.
- LI Ming-shun. Review and Discussion of Structural Design Safety [J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(6): 75-77.
- [9] 王锁军, 王元清, 吴杰, 等. 组合梁刚度对组合框架的抗震性能影响分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 39-44.
- WANG Suo-jun, WANG Yuan-qing, WU Jie, et al. Analysis of Composite Beam Rigidity Influencing Seismic Properties of Composite Frame[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 39-44.
- [10] 马玉平, 马昕, 崔建涛. 高强度混凝土试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 67-69.
- MA Yu-ping, MA Xin, CUI Jian-tao. Experimental Research on High-Strength Concrete[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 67-69.
- [11] 郭军庆, 王雪韵, 雷自学, 等. 加芯混凝土框架柱轴压比限值试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(4): 45-49.
- GUO Jun-qing, WANG Xue-yun, LEI Zi-xue, et al. Experimental Research on Limit Value of Axial Compression Ratio for Concrete Frame Columns with Central Reinforcement [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(4): 45-49.
- [12] 王光远, 程耿东, 邵卓民, 等. 抗震结构的最优设防烈度与可靠度[M]. 北京: 科学出版社, 1999.
- WANG Guang-yuan, CHENG Geng-dong, SHAO Zhuo-min, et al. Optimal Fortification Intensity and Reliability of Anti-seismic Structures [M]. Beijing: Science Press, 1999.
- [13] 贺拥军, 周绪红, 刘永健, 等. 超大跨度巨型网格结构[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 25-29.
- HE Yong-jun, ZHOU Xu-hong, LIU Yong-jian, et al. Super-Span Reticulated Mega-structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 25-29.
- [14] 刘伯权, 潘元. 框架-抗震墙结构抗震墙抗弯刚度的优化研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1): 55-57.
- LIU Bo-quan, PAN Yuan. Study on Optimum Bending Rigidity of Seismic Wall in Frame-Shear Wall Structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(1): 55-57.
- [15] THOFT-CHRISTENSEN P, MUROTSU Y. Application of Structural System Reliability [M]. Berlin: Springer-Verlag, 1986.
- [16] MELCHERS R E. Structural Reliability Analysis and Prediction[M]. Chichester: Ellis Horwood Ltd, 1987.
- [17] 章在墉. 抗震措施的经济评价和决策分析[C]//中国地震学会. 全国地震工程论文选集. 上海: 上海科技出版社, 1984: 27-35.
- ZHANG Zai-yong. Economic Evaluation and Decision-Making Analysis on the Anti-seismic Measurements [C]//Seismological Society of China. Selections of Proceedings on the National Earthquake Engineering Conference. Shanghai: Shanghai Science and Technology Press, 1984: 27-35.
- [18] KAZUHIKO K, TAKASHI K. Evaluation of Indirect Economic Effect Caused by the 1983 Nihonkai Chubu Earthquake Japan [J]. Earthquake Spectra, 1990, 6(4): 739-756.
- [19] 张颖. 基于失效损失期望的 RC 框架抗震设计参数优化[D]. 长沙: 湖南大学, 2005.
- ZHANG Ying. Optimal Parameters in Anti-seismic Design of RC Frame Based on the Failure Loss Expectation[D]. Changsha: Hunan University, 2005.