

文章编号: 1000-4750(2017)10-0061-07

# 基于损伤控制函数与失效概率的 结构抗震性能多目标优化与评估

徐龙河, 于绍静, 卢 啸

(北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

**摘 要:** 为避免高层建筑结构由于薄弱层破坏而引起整体倒塌, 该文提出基于楼层组损伤控制函数与失效概率的结构抗震性能多目标优化方法。该方法通过增量动力分析选择结构失效概率达到50%的峰值加速度为目标地震动, 定义楼层组损伤控制函数及失效概率两个性能指标, 以构件截面尺寸为优化变量对结构进行优化分析。对一30层钢筋混凝土框筒结构进行优化, 并基于PACT(Performance Assessment Calculation Tool)平台对优化前后结构的抗震性能进行评估。结果表明, 优化后结构各层层间位移角分布趋于均匀且自上而下损伤逐渐减小, 倒塌储备系数增加29.8%; 外框架与核心筒修复费用均降低, 墙与框架协同作用加强, 优化后结构的抗震性能显著提高。

**关键词:** 钢筋混凝土框筒结构; 抗震性能; 损伤控制函数; 失效概率; 修复费用

中图分类号: TU352.11 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.04.0252

## DAMAGE CONTROL FUNCTION AND FAILURE PROBABILITY BASED STRUCTURAL SEISMIC PERFORMANCE MULTI-OBJECTIVE OPTIMIZATION AND ASSESSMENT

XU Long-he, YU Shao-jing, LU Xiao

(School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** To avoid global collapse of high-rise building structures caused by the damage of weak stories, a multi-objective optimization method based on damage control function of story group and failure probability was proposed. Through incremental dynamic analysis, the peak acceleration corresponding to the structural failure probability of 50% was selected as the objective earthquake intensity, and two performance indices: the damage control function of story group and failure probability, were defined and the section dimension of components was used as the variables to conduct the structural optimization analysis. A 30-story reinforced concrete frame-core structure was optimized, and the seismic performance of structure before and after optimization was assessed based on PACT (Performance Assessment Calculation Tool). Results indicate that the inter-story drift angle distribution of the optimized structure is more uniform than that of the original structure, and the damage is gradually decreased from the top to the bottom. The Collapse Margin Ratio (CMR) is increased by 29.8, and the repair cost is reduced for both the frame and core tube. The working coordination between the wall and the frame is strengthened, and the seismic performance of the structure after optimization has been significantly improved.

**Key words:** reinforced concrete frame-core structure; seismic performance; damage control function; failure probability; repair costs

收稿日期: 2016-04-05; 修改日期: 2016-06-15

基金项目: 国家自然科学基金项目(51322806, 51578058, 51408034); 中央高校基本科研业务费项目(2014JBZ011)

通讯作者: 徐龙河(1976—), 男, 黑龙江人, 教授, 博士, 博导, 从事结构抗震与健康监测研究(E-mail: lhxu@bjtu.edu.cn).

作者简介: 于绍静(1989—), 女, 山东人, 硕士生, 从事高层建筑结构抗震研究(E-mail: 13121132@bjtu.edu.cn);

卢 啸(1986—), 男, 湖南常德人, 副教授, 博士, 从事高层建筑结构抗震研究(E-mail: luxiao1018@gmail.com).

高层建筑结构即使按照规范“大震不倒”的原则进行设计,也可能在某一地震作用下发生倒塌破坏。因此抗震优化设计中应注重提升结构的整体抗震性能,降低其失效概率。国内外学者主要以损伤与经济损失、损伤与能量、结构体系可靠度等性能指标作为优化函数对结构进行分析。Wen等<sup>[1]</sup>将地震作用下结构损伤与经济损失联系起来,从概率角度定义目标函数对结构进行优化;Hajirasouliha等<sup>[2]</sup>基于Park-Ang双参数准则采用质量最轻与损伤最小为目标函数对钢筋混凝土框架结构进行优化设计;Fragiadakis等<sup>[3]</sup>提出基于结构非线性反应的钢筋混凝土框架结构优化方法;徐龙河等<sup>[4-5]</sup>提出基于性能的钢框架结构失效模式识别及优化方法;林旭川等<sup>[6]</sup>提出基于构件重要性指标的钢筋混凝土框架结构优化方法;吕杨等<sup>[7-8]</sup>提出基于抗震性能的结构失效模式优化方法。

高层钢筋混凝土结构失效的主要原因是局部楼层相对位移超限引起的部分楼层破坏继而导致结构整体破坏,其倒塌破坏会带来巨大经济损失,因此优化高层结构时应该提高其倒塌储备系数,降低其失效概率。本文考虑楼层的重要性与地震动的不确定性,引入楼层组损伤控制函数,提出基于楼层组损伤控制函数与失效概率的结构抗震性能优化方法,该方法通过优化各楼层抗震性能,提高结构各部分协同作用,使结构在目标地震强度作用下楼层的损伤自上而下逐渐减小,结构失效概率降低,提高结构整体抗震性能。结构在地震作用下的反应是不确定的,处于不同损伤状态所需的修复费用也不同,PACT平台<sup>[9]</sup>充分考虑这种不确定性,基于蒙特卡洛原理,由结构地震响应根据构件易损性判断构件所处损伤状态,计算各类构件在地震作用下的经济损失。本文以一30层钢筋混凝土框筒结构为例,基于楼层组损伤控制函数与失效概率的结构抗震性能优化方法对其进行优化分析,并通过PACT平台对优化效果进行评估。

## 1 结构抗震性能优化

### 1.1 性能指标

高层结构在不同地震波作用下各楼层的损伤程度不同,本文根据增量动力分析结果,基于层间位移角建立给定地震强度不同地震波作用下楼层损伤权重系数,认为楼层损伤越重,地震对该楼层的影响越大,并提出楼层损伤控制函数指标。

$$\lambda_{ik} = \frac{\theta_{ik}}{\sum_{k=1}^{N_{eqk}} \theta_{ik}} \quad (1)$$

$$d_i = \sum_{k=1}^{N_{eqk}} \lambda_{ik} \theta_{ik} \quad (2)$$

式中: $\lambda_{ik}$ 为给定峰值加速度(PGA)第 $k$ 条地震波对结构第 $i$ 层的楼层损伤权重系数; $\theta_{ik}$ 为给定PGA第 $k$ 条地震波作用下第 $i$ 层的层间位移角; $N_{eqk}$ 为计算所选地震波总条数; $d_i$ 为考虑楼层损伤权重系数的第 $i$ 层损伤控制函数,代表各楼层的损伤。

大震作用下高层建筑的梁柱失效在相邻层是相关的,通过增量动力分析,根据大震时各地震波作用下结构层间位移角分布情况,将损伤变化较大的楼层划分到一组,从而将高层结构楼层数转变为多层结构楼层组数。若将高层结构楼层分成 $n$ 组,假设第 $j$ 楼层组起始楼层为第 $i$ 层,则:

$$\beta_{lj} = \frac{d_{i+l-1}}{\sum_{i=1}^n d_{i+l-1}}, l=1,2,\dots,\frac{N}{n}; j=1,2,\dots,n \quad (3)$$

$$D_j = \sum_{i=1}^n \beta_{ij} d_{i+l-1}, i=1,1+\frac{N}{n},\dots,1+\frac{N}{n}(n-1) \quad (4)$$

式中: $N$ 为结构总楼层数; $\beta_{lj}$ 为第 $j$ 个楼层组中第 $l$ 个楼层的损伤组合系数,该系数考虑了楼层的重要性,认为损伤越重,楼层越重要; $D_j$ 为组合后第 $j$ 个楼层组的损伤控制函数,代表结构各楼层组的损伤。

根据结构易损性函数表达式,以结构层间位移角作为损伤指标,以PGA为强度指标,可得结构处于第 $m$ 个损伤状态的超越概率表达式<sup>[10]</sup>:

$$F(y,m) = P_r[\theta \geq \mathcal{G}_m | \mathbf{IM} = y] \quad (5)$$

$$P_r[\theta \geq \mathcal{G}_m | \mathbf{IM} = y] = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(\theta / S_\theta)}{\beta_{\theta|\mathbf{IM}}} \right] \quad (6)$$

式中: $F(y,m)$ 为在地震强度PGA为 $y$ 时,结构达到或超过第 $m$ 个极限状态的超越概率; $\mathcal{G}_m$ 为结构达到第 $m$ 个极限状态时最大层间位移角限值; $\theta$ 为增量动力分析中给定强度地震作用下结构最大层间位移角; $\mathbf{IM}$ 为地震强度指标,假定结构最大层间位移角与地震强度均服从对数正态分布,且互相独立; $\Phi[\cdot]$ 为标准正态分布的累计分布函数; $\beta_{\theta|\mathbf{IM}}$ 为结构最大层间位移角的标准差; $S_\theta$ 为地震需求参数的均值。

### 1.2 优化目标及过程

本文以结构失效概率达到50%的PGA为目标

地震强度对结构进行优化分析。结构抗震性能不仅依赖各构件独立的抗震性能，也依赖于结构各个楼层的协同作用，为此本文通过楼层组损伤控制函数控制结构各楼层组损伤分布，使各楼层组损伤控制函数值相差不大且按楼层顺序自上而下逐渐减小，使目标地震动作用下结构失效概率最低。即：

$$\begin{cases} \min F(y, M) \\ D_1 \leq D_2 \leq \dots \leq D_n \end{cases} \quad (7)$$

约束方程为：

$$ABS(F(y, M)_{p+1} - F(y, M)_p) \leq \varepsilon \quad (8)$$

式中： $p$  为结构优化步数； $\varepsilon$  为收敛精度； $M$  为结构失效状态。优化流程如图 1 所示。

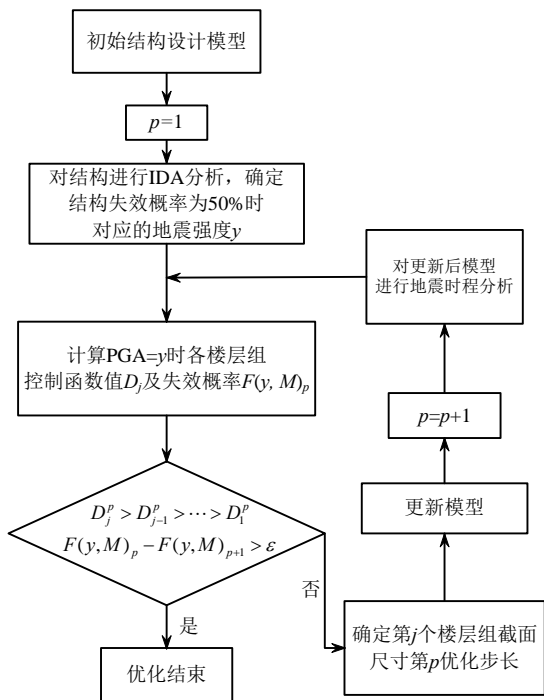


图 1 优化分析流程图

Fig.1 Optimization analysis flowchart

### 1.3 倒塌储备系数

强震作用下高层结构的抗震性能可以通过倒塌储备系数评价，选用 FEMA P695<sup>[11]</sup>中给出的结构倒塌储备系数(Collapse Margin Ratio, 简称CMR)，其计算方法为 50%的地震动作用下结构发生倒塌时的地震动强度与结构设计所考虑的最大地震强度的比值：

$$CMR = \frac{IM_{50\%}}{IM_{max}} \quad (9)$$

式中： $IM_{50\%}$  为结构在 50%地震动作用下失效时对应的地震动强度； $IM_{max}$  为结构设计时所考虑的最大地震强度。

### 1.4 基于构件类别地震损失的评估方法

高层结构构件类别、数量较多，有必要研究各类构件的损伤状态，FEMA 及 ATC 对地震作用下同一类构件(如墙、柱、梁等结构构件及天花板、电梯等非结构构件)的损伤进行了大量的统计与试验，建立了不同类型构件的易损性曲线库，同一类构件为同一易损性组，PACT 平台<sup>[9]</sup>每一类易损性组根据构件在结构中的布置、构件尺寸、破坏方式又分为多个性能组，可以根据输入的结构反应，基于蒙特卡洛原理判断各类构件所处的损伤状态，计算各类构件的经济损失。具体评价流程如图 2。

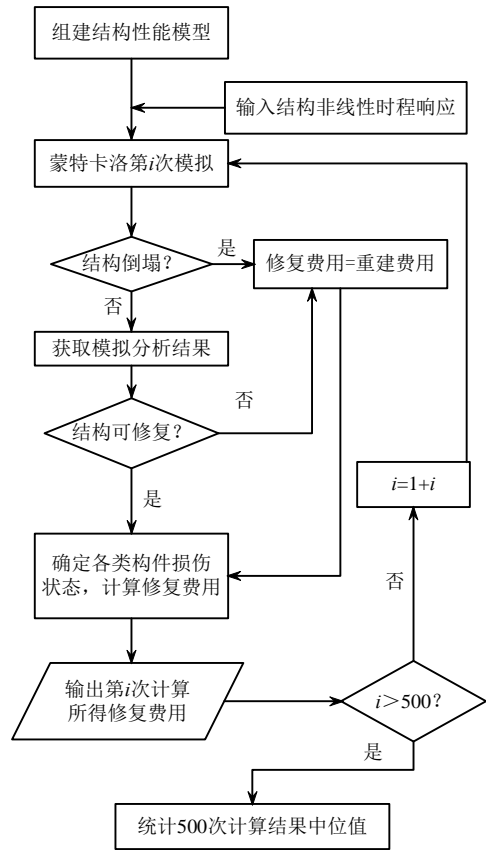


图 2 PACT 模拟分析流程图

Fig.2 PACT simulation analysis flowchart

## 2 算例分析

### 2.1 模型选取

选取一 30 层钢筋混凝土框筒结构<sup>[12]</sup>进行分析，II 类场地，设防烈度为 7.5 度，基本设计地震加速度为 0.15 g，地震分组为第一组。结构平面尺寸为 27.2 m×27.2 m，总高度为 98.7 m，南北方向各三跨，东西方向各三跨。第一到第七层层高 4.2 m，第八层为 3.3 m，其余层高为 3.0 m。核心筒外筒厚 500 mm，内墙厚 200 mm。具体材料强度、截面配

筋及构件尺寸变化详见文献[12]。采用 ABAQUS 软件建立三维有限元模型，梁、柱均采用纤维单元模拟，墙体采用分层壳单元模拟。混凝土采用 Concrete02 本构模型，能考虑混凝土受拉软化的线性加、卸载规则，并且可以考虑混凝土的初始开裂，钢筋采用双折线模型。混凝土极限压应变为 0.0033，剪切模量  $G=10833 \text{ N/mm}^2$ ，卸载刚度参数  $\lambda=0.1$ ，受拉下降段的直线斜率  $E_t=1165 \text{ N/mm}^2$ ；钢筋弹性模量取  $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，应变硬化率  $\alpha=0.01$ 。建立 30 层有限元模型如图 3 所示。

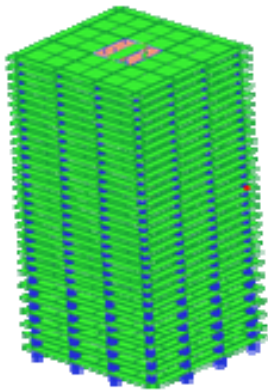


图 3 结构有限元模型

Fig.3 Finite element model of structure

2.2 优化结果分析

选取如表 1 所示十条地震波，将其 PGA 分别调幅至 0.1 g, 0.2 g, ..., 2.0 g，对结构进行增量动力分析，其中 PGA=0.4 g 各地震作用下结构层间位移角分布如图 4 所示，可以看出，结构层间位移角变化较大楼层多集中于 5 层、10 层、15 层、25 层，故本文将楼层分为 6 组，每组 5 层。

我国抗震规范规定钢筋混凝土框筒结构最大弹塑性层间位移角限值为 1/100，以此作为结构失效状态层间位移角限值。基于增量动力分析结果得

表 1 输入地震动信息

Table 1 Messages of input earthquakes

事件名称	年份	记录站	震级
HelenaMontana1	1935	Carroll College	6.0
ImperialValley02	1940	El Centro Array #9	6.95
NorthernCalif01	1941	FerndaleCity Hall	6.4
Kern County	1952	Pasadena Athen	7.36
Kern County01	1952	Santa Bar Courthouse	7.36
ImperialValley4	1953	El Centro Array #9	5.5
Parkfield	1966	CholameShanArray	6.19
Borrego Mtn	1968	El Centro Array #9	6.63
ImperialValley03	1951	El Centro Array #9	5.6
NorthwestCalif3	1951	Ferndale City Hall	5.8

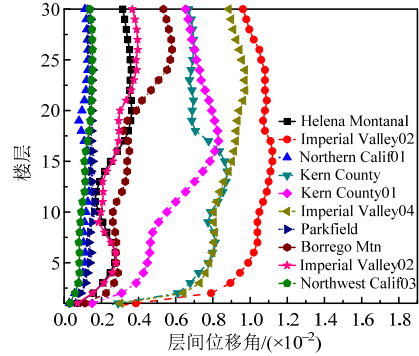


图 4 PGA=0.4 g 各地震作用下层间位移角分布

Fig.4 Distributions of inter-story drift angle under different earthquakes with PGA of 0.4 g

到优化前结构在不同 PGA 下的失效概率，如图 5 所示。可以看出，结构在失效概率达到 50%时对应的 PGA=1.0 g，本文基于此地震强度对结构进行优化分析。基于图 1 所示优化流程，优化前后主要构件截面参数如表 2 所示，各柱中钢筋主要配筋率 0.8% 保持不变，优化前混凝土用量  $7286.6 \text{ m}^3$ ，钢筋用量为 1273.87 t；优化后混凝土用量  $7496.6 \text{ m}^3$ ，较优化前增加了 2.8%；钢筋用量为 1274.12 t，较优化前增加了 0.2%。此外，各层次梁初始尺寸为  $220 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ，优化后为  $250 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ 。

表 2 优化前后构件截面参数 /mm

Table 2 Parameters of component sections before and after optimization

楼层	边柱		角柱	
	优化前	优化后	优化前	优化后
1~4	1250	1200	1200	1250
5~6	1150	1100	1100	1150
7	1150	1100	1100	1150
8	1150	1100	1100	1050
9~10	1150	1100	1100	1050
11~13	1100	1150	1100	1050
14~16	1050	1150	1000	900
17~20	900	950	900	900
21~23	800	850	800	750
24~29	650	700	650	600
30	650	500	650	500

优化前各 PGA 下结构楼层组损伤控制函数值如图 6 所示。可以看出 PGA=1.0 g 时底部楼层组损伤控制函数值达到 0.027，约为顶部楼层组损伤控制函数值的 1.5 倍，损伤控制函数值自上而下逐渐增加；PGA 为 0.6 g~0.8 g 时底部楼层组损伤控制函数大于顶部楼层组损伤控制函数，地震作用下结构底层损伤大于顶部楼层损伤；PGA>1.0 g 时，楼层组之间损伤控制函数值相差较大，最大楼层组损伤

函数值达到 1.8，最小为 0.9，表明结构各层抗震性能分布不均匀。

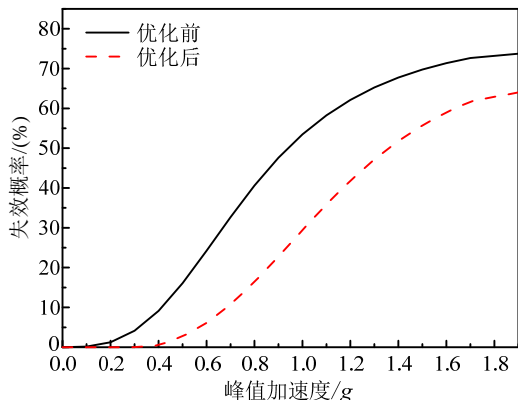


图5 优化前后结构失效概率曲线

Fig.5 Structural failure probability curves before and after optimization

框筒结构抗震性能的发 挥不仅依靠核心筒的性能，也依靠核心筒与外框架间的协同作用，由于剪力墙刚度较大，抗震性能较好，本文根据优化目标只调整各楼层组梁柱截面尺寸以增强框架结构的抗震能力，使筒结构、连梁、外框架三道防线整体协同作用加强，控制结构损伤过程，延缓框架失效时间，降低结构失效概率。

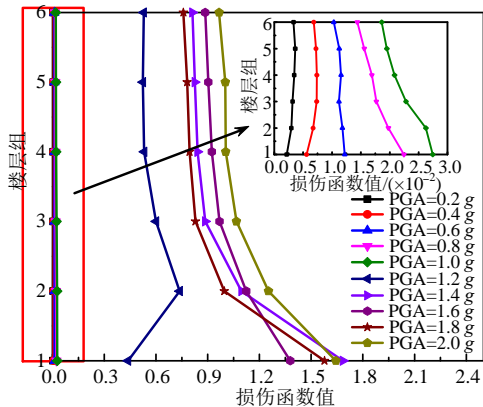


图6 优化前结构楼层组损伤控制函数值的分布

Fig.6 Distribution of damage control function value of structural story groups before optimization

图 7 给出了优化后结构楼层组损伤控制函数值在不同 PGA 下的分布情况。可以看出 PGA 在 1.0 g 以内时，结构各楼层组损伤控制函数值基本按照楼层组顺序自上而下减小，达到优化目标；PGA>1.0 g 时结构各楼层组损伤控制函数值相差较小；PGA=1.0 g 时，结构楼层损伤控制函数最大值约为 1%，较优化前 PGA=1.0 g 时楼层损伤控制函数最大值降低 48%；PGA=2.0 g 时结构楼层组损伤控制函数最大值在 0.03~0.035，较优化前降低 97%。

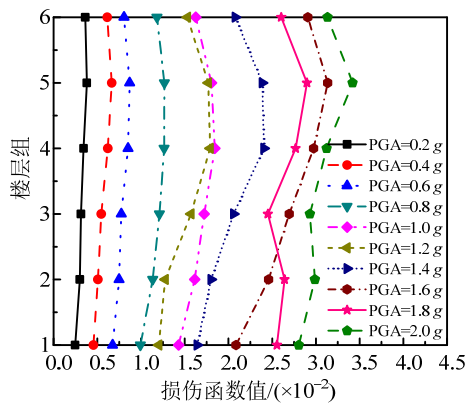


图7 优化后结构楼层组损伤控制函数值的分布

Fig.7 Distribution of damage control function value of structural story groups after optimization

从图 5 所示优化前后在不同 PGA 情况下结构失效概率曲线可以看出，PGA 为 1.0 g 时优化前失效概率为 50%，优化后约为 25%，降低约 25%；PGA 为 0.4 g~0.9 g 时失效概率降低约 10%；PGA 为 1.2 g~1.8 g 时失效概率降低 15%左右。本文结构设计最大 PGA=0.22 g，优化前  $IM_{50\%}=1.0$  g，优化后  $IM_{50\%}=1.3$  g，优化前结构  $CMR=4.54$ ，优化后  $CMR=5.91$ ，结构倒塌储备系数增加了 28.9%，优化后结构抗震性能显著提高。表明基于楼层组损伤控制函数与失效概率的优化方法使结构各层抗震性能分布均匀，整体抗震性能增强。

优化前后中震、大震、超大震下结构层间位移角分布如图 8 所示，其中中震、大震、超大震分别对应 PGA 为 0.2 g、0.4g、0.6 g。可以看出，优化前三种地震强度下结构底层损伤均最大，各层层间位移角分布不均匀；中震时最大层间位移角为 0.7%，大震与超大震时底层率先达到最大层间位移角限值 1%，而其他层层间位移角相对较小，与优

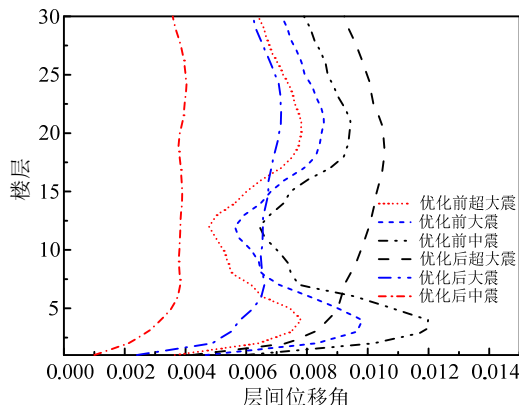


图8 优化前后不同地震强度下层间位移角分布

Fig.8 The distribution of inter-story drift angle under different earthquake intensity before and after optimization



化前损伤控制函数值大小一致；优化后三种地震强度下结构各层损伤分布均匀，中震作用下结构最大层间位移角为0.4%，较优化前减小50%；大震时优化后结构最大层间位移角接近0.7%，优化前结构最大层间位移角接近1%；超大震情况下结构顶部楼层层间位移角达到钢筋混凝土框筒结构弹性层间位移角限值，底部楼层层间位移角约为0.8%，与优化后损伤控制函数值一致。表明本文所定义的损伤控制函数能有效的控制结构层间位移角及结构的损伤分布。

### 2.3 抗震性能评估

本文只考虑结构性构件损伤引起的经济损失，根据 FEMA P-58<sup>[9]</sup>选取钢筋混凝土核心筒与外框架两大类性能组，核心筒主要分为内墙与外墙两个性能组，内墙根据其高宽比又分为两个性能组，内墙1高宽比小于1，内墙2高宽比大于2；由于结构外框架破坏是梁和柱的相对强弱决定的，因此 PACT 中只考虑梁的性能组，选取框架梁与梁柱节点性能组。根据 FEMA P-58<sup>[9]</sup>对构件的分类统计每层不同方向的各性能组的构件数量，以层间位移角为需求指标，基于地震强度的分析，蒙特卡洛方法中模拟次数设为 500，计算优化前后结构在中震、大震、超大震作用下所需修复费用，统计结果如图 9、图 10、图 11 所示。

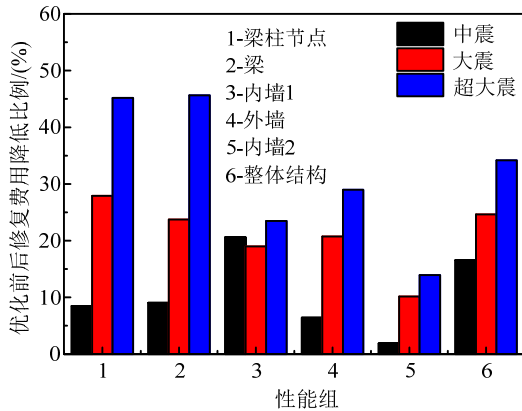


图 9 优化前后各性能组的修复费用降低比例

Fig.9 The repair costs reduction ratio of each performance group before and after optimization

图 9 给出了优化后结构各性能组修复费用较优化前降低的比例，可以看出中震情况下整体结构修复费用降低 15%左右，内墙降低最多，约 20%，其余性能组皆为 10%左右，因为中震情况下结构主要由墙体承受地震作用，且墙体基本没有超过结构弹性层间位移角限值，构件只需修复，不需更换，优化后的结构修复量减小，其所需修复费用降低；

大震情况下结构整体修复费用降低 25%左右，外框架与核心筒共同分担地震作用，墙体与外框架协同作用增强使二者修复费用较优化前均降低，外框架性能组修复费用降低比例为 25%左右，墙性能组修复费用降低约 20%；超大震情况下，结构在优化前多数构件已破坏，修复费用主要为构件替换费用，耗费较多，而优化后结构失效概率降低，修复费用在三种地震强度下降低最多，约为 35%。表明框架抗震性能提高的同时，墙体与框架的协同作用也相应提高，从而提高了结构的整体抗震性能。

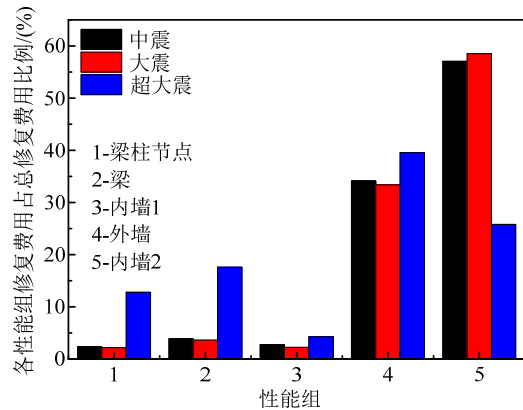


图 10 优化前各性能组修复费用占总修复费用的比例

Fig.10 Repair costs account for the proportion of total repair costs of each performance group before optimization

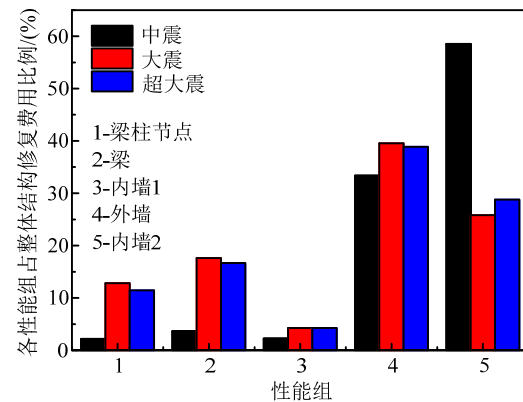


图 11 优化后各性能组修复费用占总修复费用的比例

Fig.11 Repair costs account for the proportion of total repair costs of each performance group after optimization

图 10、图 11 分别为优化前后各性能组在中震、大震、超大震情况下修复费用占整体结构修复费用的比例。中震情况下优化前后核心筒修复费用占总修复费用比例约为 90%，外框架修复费用占比约为 10%，梁柱节点性能组修复费用占比不到 5%，满足强节点弱构件的基本抗震性能要求，结构损伤主要来自墙体，且优化后墙体损伤减小；大震时，优化后墙体修复费用占整体结构修复费用比例较优化

前减小 35%，框架修复费用占总修复费用比例较优化前增加 15%，主要因为大震情况下墙承担大部分地震作用，优化后的结构外框架性能增强，分担一部分地震作用，使墙体损伤减小，所需修复费用减小；超大震情况下优化后墙体修复费用占整体结构修复费用比例约 65%，比优化前减小 5%，外框架占比 35%左右，比优化前增加 5%，核心筒抗震性能增强。

综合图 9、图 10、图 11 可以看出，优化后的结构地震损失在核心筒与框架间的分布更合理，核心筒与外框架的修复费用因结构失效概率的降低而大大降低，结构整体抗震性能增强，优化后整体修复费用大大降低。

### 3 结论

本文提出基于损伤控制函数与失效概率的钢筋混凝土结构抗震性能优化方法。以一 30 层钢筋混凝土核心筒结构为例，对其进行优化分析并从构件损伤损失的角度基于 PACT 平台对结构优化效果进行评价，所得结论如下：

(1) 该优化方法使结构在不同地震强度作用下各楼层组损伤分布均匀且自上而下逐渐减小，消除薄弱层，优化后的结构在目标地震强度下失效概率降低 20%，结构倒塌储备系数增加了 29.8%，有效增强了结构的抗震性能。

(2) 优化后结构整体修复费用在中震、大震、超大震情况下分别降低 15%、25%、35%；核心筒与框架协同作用增强，整体结构抗震性能增强。

#### 参考文献：

- [1] Wen Y K, Kang Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria. I: methodology [J]. *Structure Engineering*, 2001, 127(3): 330—337.
- [2] Hajirasouliha I, Asadi P, Pilakoutas K. An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012, 41(4): 663—679.
- [3] Fragiadakis M, Papadrakakis M. Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2008, 37(6): 825—844.
- [4] 徐龙河, 吴耀伟, 李忠献, 滕军. 基于性能的钢框架结构失效模式识别及优化[J]. *工程力学*, 2015, 32(10): 44—51.
- [5] 徐龙河, 吴耀伟, 李忠献. 基于概率的钢框架结构地震失效模式识别方法[J]. *工程力学*, 2016, 33(5): 66—73.
- [6] 林旭川, 叶列平. 基于构件重要性指标的 RC 框架结构抗震优化设计研究[J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(6): 16—21.
- [7] 吕杨. 高层建筑结构地震失效模式优化及损伤控制研究[D]. 天津: 天津大学, 2012.
- [8] 吕杨, 徐龙河, 李忠献, 丁阳. 钢筋混凝土柱基于能量阈值的损伤准则[J]. *工程力学*, 2011, 28(5): 84—89.
- [9] FEMA P-58, Seismic performance assessment of buildings, volume 1- methodology; and volumn 2- implementation guide [R]. Washington, D C: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [10] 李永梅, 李玉占, 孙国富. 基于易损性方法评估楼板对结构抗震性能的影响[J]. *工程力学*, 2016, 33(1): 141—147.
- [11] FEMA P695, Quantification of building seismic performance factors [R]. Washington, D C: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [12] 李永康, 马国祝. PKPM2010 结构 CAD 软件应用与结构设计实例[M]. 北京: 机械工业出版社, 2012: 130—137.