

基于遗传算法的钢筋混凝土框架-剪力墙 结构失效模式多目标优化

颜欣桐, 徐龙河

(北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘 要: 该文提出了一种基于遗传算法(GA)的钢筋混凝土框架-剪力墙结构失效模式多目标优化方法。该方法以截面尺寸为优化变量, 材料用量为约束条件, 最大层间位移角及结构整体损伤指数为算法目标函数, 利用基因序列的杂交及变异, 实现有利基因的传递。将一 5 层钢筋混凝土框架结构简化为集中质量体系, 验证了优化算法的正确性。以一 10 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构为例, 运用增量动态分析(IDA), 确定其敏感地震动及相应峰值加速度(PGA), 并作为优化过程中的地震动输入。对结构进行静力弹塑性分析, 得到其屈服及极限位移, 用于计算整体损伤指数。提出了多目标最小值优化问题的线性加权方法, 并评价各性能指标的算法收敛性。历经 4 代共 654 个随机样本的弹塑性时程分析, 结果表明: 该方法在不增加材料用量的前提下, 使得结构最大层间位移角减少了 16.3%, 整体损伤值减少了 20.8%, 各极限状态的年超越概率降低, 结构抗倒塌储备系数提高, 有效改善了结构的抗震性能。

关键词: 遗传算法; 失效模式优化; 钢筋混凝土框架-剪力墙结构; 增量动态分析; 性能指标

中图分类号: TU398+2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.12.0981

MULTI-OBJECTIVE OPTIMIZATION OF GENETIC ALGORITHM-BASED FAILURE MODE FOR REINFORCED CONCRETE FRAME-SHEAR WALL STRUCTURES

YAN Xin-tong, XU Long-he

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

Abstract: The multi-objective optimization method of genetic algorithm (GA) based failure mode is proposed for reinforced concrete (RC) frame-shear wall structure. The sectional dimensions and materials consumption are served as the optimization variable and constraint condition, respectively. The maximum drift ratio and global structural damage index are used to construct the objective functions of GA related, and the favorable gene is transmitted by the crossover and mutation of the gene sequence. With simplifying a 5-story RC frame structure to a lumped mass system, the validity of the algorithm is proved. A case study of a 10-story RC frame-shear wall structure is carried out. Applying Incremental Dynamic Analysis (IDA), the severest ground motion and corresponding peak ground acceleration are determined to serve as the seismic input during the process of optimization. Meanwhile, pushover analysis is implemented on the structure to obtain the values of the yield and ultimate displacements, which are used to calculate the global damage index. A linear weighted method for the multi-objective minimum optimization problem is proposed to evaluate the algorithm convergence speed for each

收稿日期: 2016-12-16; 修改日期: 2017-04-25

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0701101); 国家自然科学基金项目(51578058, 51322806); 北京市自然科学基金项目(8172038)

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: 颜欣桐(1993—), 男, 重庆人, 硕士生, 从事结构抗震研究(E-mail: 15121117@bjtu.edu.cn).

evaluation criteria of the performance. After 654 random samples' elastic-plastic time-history analyses in 4 generations, on the condition of little increase of materials consumption, it is indicated that the maximum drift ratio of the structure and the global damage index are reduced by 16.3% and 20.8%, respectively. The mean annual exceeding probability of each limit state is decreased, the Collapse Margin Ratio (CMR) is increased at the same time, and the aseismic performance of structure is effectively improved.

Key words: genetic algorithm; failure mode optimization; RC frame-shear wall structure; incremental dynamic analysis; performance index

地震具有极强的随机性和不可预测性,波及范围广,严重影响了人类的正常生产活动,威胁生命安全。以往震灾表明,建筑结构的破坏、倒塌是造成经济损失的直接原因。为了在不显著提高工程成本的前提下,使结构在地震作用下具有更好抗震性能,有必要寻找结构的薄弱部位及失效规律,并改善结构的不利失效模式。采用不同的优化方法,其计算效率及优化效果也相差甚远。因此,结构失效模式优化现已成为国内外抗震设计理论的研究热点。

欧进萍等^[1]提出根据失效路径加强结构中薄弱构件的加固方法。Zacharenaki 等^[2]借助 Pushover2IDA 工具提出了基于性能的结构设计优化算法,并显著降低了一 9 层钢结构的成本费用。Vamvatsikos^[3]借助静力弹塑性分析提出了公路桥梁的多准则抗震设计优化方法。Papadopoulos 等^[4]以结构损伤等级为约束准则,提出了一种基于随机易损性的结构优化设计方法。徐龙河等^[5-6]以损伤和滞回耗能作为评价指标识别最不利地震动下的失效模式,并用基于性能的多目标优化方法提高结构的抗震性能。吕杨等^[7]提出一种基于能量阈值的损伤准则,并基于构件等抗震性能原则对一 9 层钢框架及一 15 层钢板剪力墙结构进行失效模式优化分析。吕大刚等^[8]基于结构可靠度理论,对结构失效模式进行了研究。Beck 等^[9]基于可靠度理论,考虑结构和地震的随机性对一 3 层钢框架进行了多目标优化设计。

国内外学者对结构失效模式识别及结构体系可靠度分析的研究已经较为成熟,但关于失效模式优化方法的研究还较少,优化对象也多选用钢结构。本文首先利用 IDA 方法,通过数值计算,确定了结构的敏感地震动,并将其作为优化过程的地震动输入。考虑地震动的不确定性,又定义各极限状态的年超越概率用以评价优化效果。为了有效减小结构在地震作用下层及整体的损伤,本文以最大层间位移角及整体损伤指数作为结构的性能指标,并

作为目标函数置入遗传算法内。以构件的截面及配筋作为优化变量,结构的材料用量作为约束条件,实现了对一 10 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构的失效模式优化,优化后结构抗震性能显著提高,失效模式得到有效改善。该算法针对采用纤维梁单元建立的有限元模型,结合 MATLAB 可实现自动计算。

1 性能指标

1.1 结构整体损伤

为了准确量化结构在地震作用下的损伤程度及其演化规律,需要确定合适的损伤指数计算原则。结构的损伤可分为三个层次:材料损伤、构件损伤及结构整体损伤。材料损伤能从根本上描述结构性能劣化的微观过程;构件的损伤及破坏能够从宏观上反应结构的薄弱位置及失效路径,但单一构件的损伤不一定引起整个结构的倒塌破坏,对于由构件损伤集成总体损伤的研究还不够完善。整体损伤能从宏观上直接反应结构在地震持续时间内的损伤发展及性能退化过程,且形式简单,便于统计分析,因此,本文定义基于位移的损伤指标 DI ^[10],如下所示:

$$DI = \frac{\delta - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} = \frac{\mu - 1}{\mu_u - 1} \quad (1)$$

式中: δ 为地震作用下结构的最大位移; δ_y 是结构的屈服位移; δ_u 是结构的极限位移; μ 为结构最大延性系数; μ_u 为极限延性系数。上述两个特征位移均可用静力弹塑性分析求出,其中 δ_y 等于结构初始刚度发生明显退化时的位移, δ_u 等于结构承载力下降到最大承载力的 80% 时对应的位移。如果 $\delta - \delta_y < 0$, 令其等于 0, 即结构处于弹性受力阶段时,整体结构处于无损状态。

1.2 最大层间位移角

我国建筑抗震设计规范^[11]通过限定层间位移角限值($\max(\theta_d)$)来确保结构的正常工作性能。针对框架-剪力墙结构,其弹性层间位移角限值为 1/800,

弹塑性层间位移角限值为 $1/100$ 。根据上述规定, 定义结构的第一极限状态 LS_1 及第二极限状态 LS_2 分别为:

$$\begin{aligned} LS_1: \max(\theta_d) &\geq 1/800 \\ LS_2: \max(\theta_d) &\geq 1/100 \end{aligned} \quad (2)$$

1.3 极限状态年均超越概率

考虑地震动的不确定性, 用各损伤状态的年均超越概率(Mean Annual Frequency, MAF)来评价建筑物的抗震能力, 更具有统计意义。MAF 可用极限状态易损性曲线和地震危险性曲线的卷积计算。而根据 IDA 分析结果回归即可得到各极限状态的易损性曲线, 根据地震危害性的概率分析可得到地震危险性曲线, 本文选用文献[12]中考虑场地土非线性效应的危险性曲线, 根据全概率理论计算各极限状态的 MAF, 如下所示:

$$\nu(LS_i) = \int_0^{+\infty} P(LS_i | IM = im) \left| \frac{dv(IM)}{dIM} \right| dIM \quad (3)$$

式中, $P(LS_i | IM = im)$ 为地震强度参数 (文中选用 PGA) $IM = im$ 时极限状态 LS_i 的超越概率, $|dv(IM)/dIM|$ 为地震危险性曲线的斜率绝对值。假设地震作用下层间位移角服从对数正态分布, 那么条件概率 $P(LS_i | IM = im)$ 可根据下式计算:

$$P(LS_i | IM = im) = \Phi \left(\ln \frac{\max(\hat{\theta}_d)}{\max(\theta_d)_{lim}} / \sigma \right) \quad (4)$$

式中: $\ln(\max(\hat{\theta}_d))$ 及 σ 分别为 $\max(\theta_d)$ 均值和标准差的极大似然估计值; Φ 为正态分布的累积概率函数。本文选取有限个 PGA 进行 IDA 分析, 将式(3)离散化近似计算各极限状态的 MAF, 如下式所示:

$$\nu(LS_i) = \sum P(LS_i | IM = im) \nu(IM | \Theta) \quad (5)$$

式中, $\nu(IM | \Theta)$ 为所选地震动强度 Θ 的发生概率。

2 优化流程及 GA 验证

2.1 失效模式优化

优化过程的目标函数如式(6)所示, 目的在于减少原始结构的整体损伤, 提高其抗震性能。优化变量选择为梁柱截面面积, 采用配筋率不变原则确定钢筋面积。选取待优化构件材料用量作为优化过程的约束条件, 如式(7)所示:

$$\begin{cases} \min[\max(\theta_d)] \\ \min[DI] \end{cases} \quad (6)$$

$$(V_k - V_l) / V_l < 10\% \quad (7)$$

式中: V_k 为第 k 代优化时的材料用量; V_l 为待优化

构件的初始材料用量。

优化全过程为:

1) 对结构进行 IDA 分析, 确定结构主要失效模式, 敏感地震动及对应 IM 值, 并将该失效模式下关键层构件分组, $k=1$ 。

2) 用 GA 生成初代优化方案, 并统计优化构件的截面及材料用量变化。

3) 如果结构满足规范设计要求且符合约束条件, 则进入第 4) 步。

4) 对初始模型进行第 k 代修改并在不利地震动下进行弹塑性时程分析。根据式(6)选择第 k 代最优方案, 并作为第 $k+1$ 代的初始方案。

5) 若未达到收敛条件, 令 $k=k+1$, 并返回第 2) 步进行下一代优化; 若达到收敛条件, 且 MAF 提高, 那么返回第 1) 步, 重新确定结构主要失效模式及敏感地震动; 若达到收敛条件, 且 MAF 降低, 则优化结束。优化流程如图 1 所示。

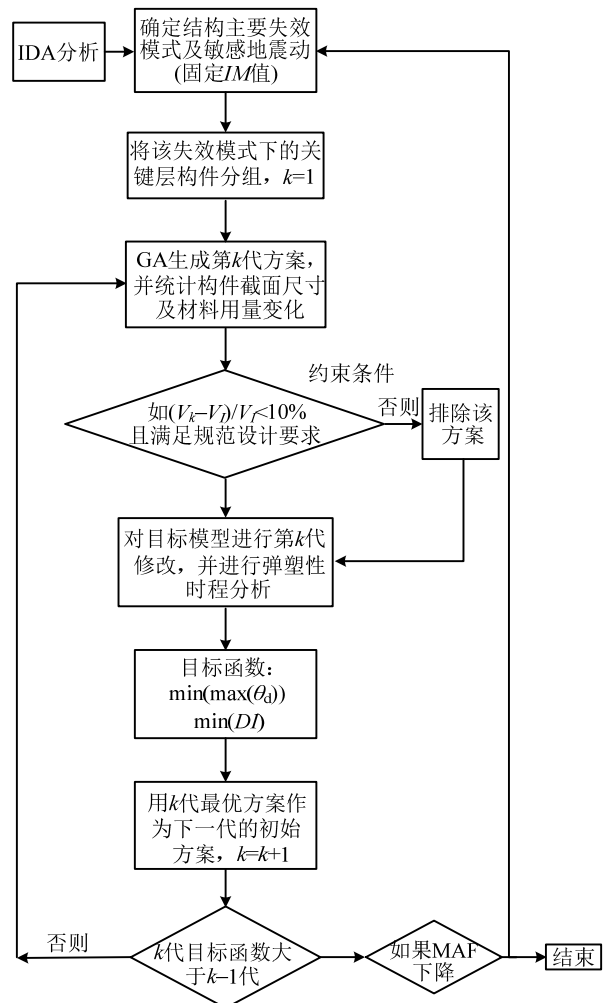


图 1 优化流程图

Fig.1 Optimization flow chart

其中 GA 优化子块的算法为:

1) 生成初始种群, 即 p 行 $\times q$ 列的矩阵, p 为第一代个体数目, q 为个体的基因片段数, 这里对应了分类后待优化构件截面的变化。本文中矩阵元素定义为 1~5 的随机整数, 分别代表截面面积 -10%、-5%、不变、+5%及+10%。

2) 录入初始结构待优化构件的截面面积及对应层高, 并计算 V_I 。

3) 对种群进行杂交(随机交换个体间的部分基因片段)及变异(随机改变个体的某基因片段)。

4) 集成各优化方案的截面尺寸及材料用量变化, 并进行模型更新。对于不满足约束条件的方案, 如果其显著提高结构性能指数, 则不排除该方案^[13]。

2.2 遗传算法验证

为了验证所编制算法的正确性, 本文将一设防烈度为 7 度(0.1 g)的 5 层钢筋混凝土框架结构简化为集中质量体系, 简化模型如图 2 所示, 利用 Simulink 模拟其弹性时程分析过程, 实现了对该结构失效模式自动优化。假设各层集中质量为该层楼板质量加上相邻各半层柱的质量, 层间刚度为该层柱构件抗侧刚度之和, 采用瑞利阻尼, 阻尼比设为 0.05。本文中的杂交概率 $p_c=0.6$; 变异概率 $p_m=0.05$, 本节中初始种群数取 $p=64$; 基因片段数 $q=3$ (1 层、2 层及 5 层柱的截面)。优化前后结构各层柱截面面积 A_j (按初始 1 层截面归一化, j 为层数)、各层最大层间位移角 $\max(\theta_d)_j$ 及种群数目如表 1 所示。算法收敛速度较快, 进行 4 代优化后程序即终止。采用上节中提及的方法对违背约束条件的个体进行选择, 有效保证了种群个数。优化后结构的材料使用量显著降低, 虽部分层的层间位移角有些许提高, 但是最大层间位移角降低了 7%, 验证了算法的正确性。优化使得结构最大层间位移角从底层转移到第二层, 薄弱层上移。

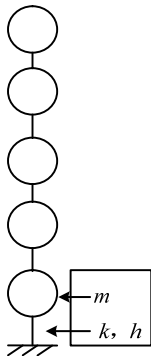


图 2 混凝土框架简化模型
Fig.2 Simplified model of the RC frames

表 1 优化前后构件面积及最大位移角对比

Table 1 Comparison of $\max(\theta_d)$ and components' areas before and after optimization

代数	A_1	A_2	A_5	$\max(\theta_d)_1$	$\max(\theta_d)_2$	$\max(\theta_d)_5$
初始	1	0.833	0.833	1/270	1/322	1/1385
1	0.9	0.75	0.75	1/272	1/294	1/971
2	0.81	0.712	0.675	1/298	1/368	1/840
3	0.77	0.641	0.641	1/328	1/360	1/943
4	0.808	0.577	0.577	1/362	1/292	1/840

3 算例分析

3.1 模型建立

以一 10 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构^[14]为例进行优化分析, 该模型底层高度 4.1 m, 其余层高均为 3.6 m, 结构总高度为 36.5 m。平面尺寸 12 m $\times$ 18 m, 横向 2 跨, 纵向 3 跨, 跨度均为 6 m, 标准层平面图如图 3 所示。楼面活载 2.0 kN/m², 屋面活载 0.5 kN/m²。楼板厚 150 mm, 剪力墙厚 160 mm。柱、梁、剪力墙及楼板的钢筋保护层厚度分别为 35 mm、25 mm、20 mm 及 20 mm。抗震设防烈度为 6 度(0.05 g), 场地类型 II 类, 设计地震为第一组。采用 PKPM 对其进行结构设计, 构件截面尺寸如表 2 所示; 将相同配筋的截面归类, 配筋信息如表 3 所示。

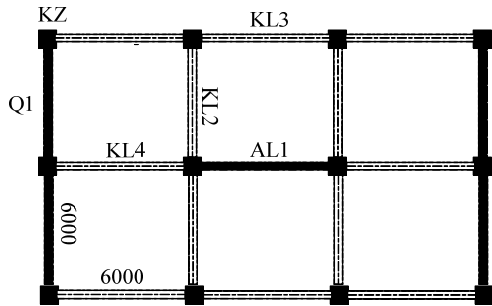


图 3 标准层平面图 /mm

Fig.3 Standard floor plan

表 2 构件截面尺寸

Table 2 Sectional dimensions of components

截面类型	初始值
框架柱	400 mm $\times$ 400 mm
框架梁截面	200 mm $\times$ 400 mm
暗梁截面	160 mm $\times$ 400 mm

采用 ABAQUS 建立结构三维有限元模型, 如图 4 所示。梁、柱均采用纤维梁单元, 楼板及剪力墙采用组合壳单元, 各单元间均采用刚接, 结构底部固接。剪力墙及楼板的混凝土采用塑性损伤模型, 参考过镇海^[15]提出的混凝土损伤本构; 钢筋采用双线性塑性本构。梁柱的混凝土采用

Concrete02^[16]本构模型,能考虑混凝土受拉软化的线性加、卸载规则,并考虑初始开裂;钢筋采用 Steel02 本构模型。前 4 阶结构自振周期计算结果对比如表 4 所示,验证了所建立模型的正确性。

表 3 原结构配筋

Table 3 Reinforcement of the primary structure

截面类型	纵筋	箍筋(加密/非加密区)
KZ	8 Φ 16	Φ 8@100/150
AL1	4 Φ 14	Φ 8@100/200
1~9 层 KL2	2 Φ 18; 3 Φ 22	Φ 8@100/200
1 层 KL3	2 Φ 16; 2 Φ 18	Φ 8@100/200
1~9 层 KL4	2 Φ 22+1 Φ 20	Φ 8@100/200
2~9 层 KL3	2 Φ 20; 2 Φ 18	Φ 8@100/200
10 层 KL2	2 Φ 16; 2 Φ 20+1 Φ 16	Φ 8@100/200
10 层 KL3	2 Φ 16+1 Φ 14; 2 Φ 18	Φ 8@100/200
10 层 KL4	3 Φ 22; 2 Φ 25	Φ 8@100/200
1~9 层剪力墙	双排 Φ 10@300	——
10 层剪力墙	双排 Φ 10@200	——
楼板	双排 Φ 8@150	——

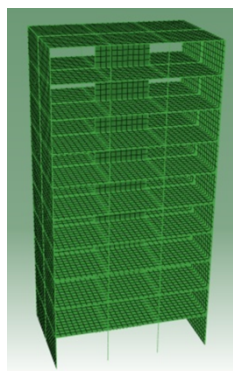


图 4 结构有限元模型

Fig. 4 The finite element model of structure

表 4 前 4 阶结构自振周期对比

Table 4 Comparison of the first four natural frequencies

振型	周期/s(PKPM)	周期/s(ABAQUS)	误差/(%)
1	1.1337	1.1790	4.0
2	0.4578	0.4833	5.6
3	0.3872	0.3719	3.9
4	0.2581	0.2734	5.9

3.2 敏感地震动及结构失效模式

根据设计反应谱在 PEER 上选取 15 条地震波记录,将地震波 PGA 调幅至 0.05 g、0.074 g、0.111 g、0.247 g、0.368 g、0.549 g、0.819 g 及 1.22 g 共 135 种工况对结构进行 IDA 分析。各地震波基本信息如表 5 所示,事件后数字代表不同的站点对相同地震的记录。

按式(4)计算并拟合得到极限状态 LS_1 及 LS_2 的超越概率 IDA 曲线如图 5 所示(横轴采用对数坐

标)。从图中可以看出: LS_1 的超越概率在 0.247 g 后基本稳定趋近于 1,而 LS_2 的超越概率在 0.247 g 后进入快速上升段,因此选取 $PGA=0.247 g$ 为优化初始模型的地震输入 IM 值。图 6 为对应 PGA 为 0.111 g、0.368 g、1.22 g 及 12 号波作用下结构的层间位移角包络图。根据 PGA 大小及结构层间位移角包络形状将结构层变形分为 3 大类: 1) $PGA \leq 0.247 g$ 时,结构层间位移角由上至下逐渐减小; 2) $PGA=0.368 g$ 时,部分地震波作用下,

表 5 地震波基本信息

Table 5 Basic information of seismic motions

序号	事件	震级	序号	事件	震级
1	Humbolt Bay	5.8	9	Northwest Calif-03	5.8
2	Imperial Valley-01	5	10	Kern County1	7.36
3	Northwest Calif-01	5.5	11	Kern County2	7.36
4	Imperial Valley-02	6.95	12	Kern County3	7.36
5	Northwest Calif-02	6.6	13	Kern County4	7.36
6	Northern Calif-01	6.4	14	Northern Calif-02	5.2
7	Borrego	6.5	15	Southern Calif	6
8	Imperial Valley-03	5.6			

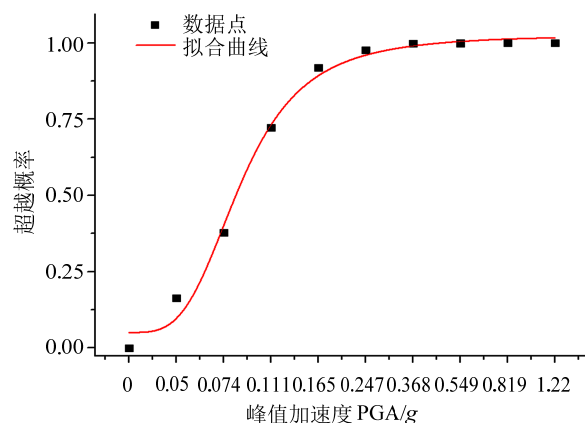
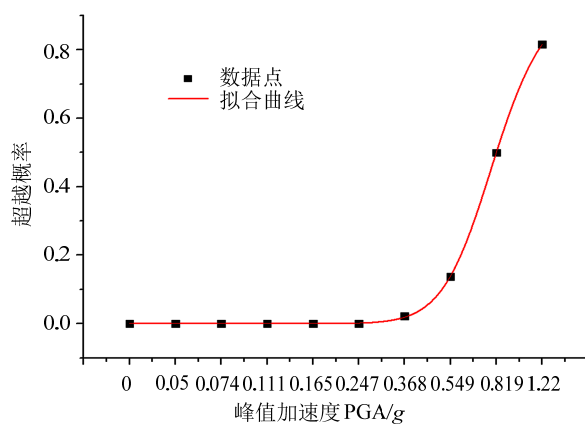
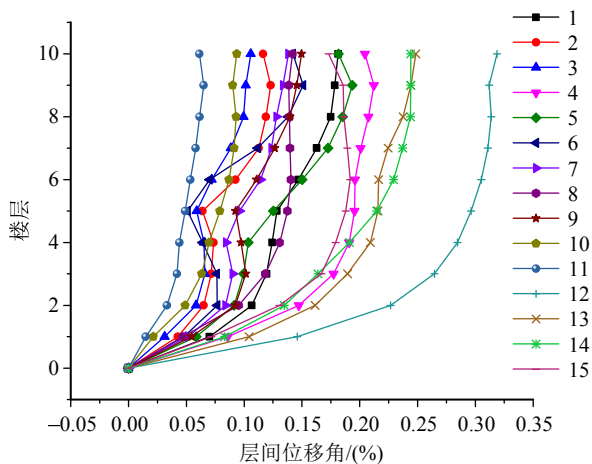
(a) 第一极限状态 LS_1 (b) 第二极限状态 LS_2

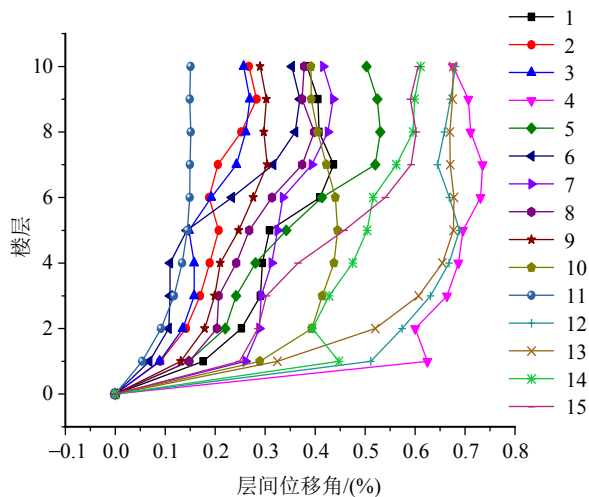
图 5 各极限状态的超越概率 IDA 曲线

Fig.5 IDA curve of exceeding probability for each limit state

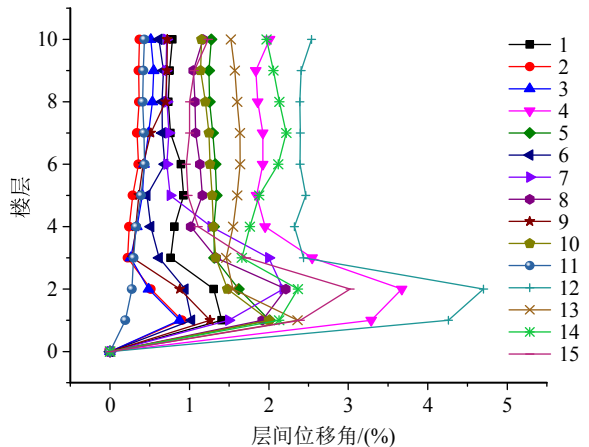
结构中部出现薄弱层。3) $\text{PGA} \geq 0.549 \text{ g}$ 时, 结构出现底部变形过大的失效模式。在各调幅地震波作用下, 12 号波使得结构层间位移角包络图几乎处于最右侧, 不失一般性, 定义其为敏感地震动, 由图 1 可以看出, 该地震输入不一定唯一, 若 MAF 不降低, 则需要重新确立敏感地震动。



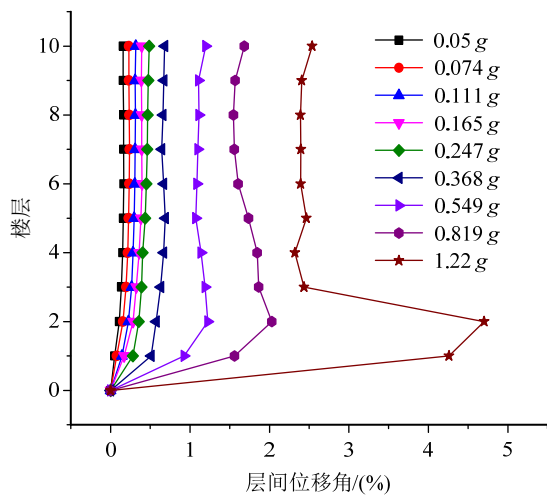
(a) $\text{PGA}=0.111 \text{ g}$



(b) $\text{PGA}=0.368 \text{ g}$



(c) $\text{PGA}=1.22 \text{ g}$



(d) 12 号地震波

图 6 不同地震波及 PGA 下结构层间位移角包络曲线
Fig.6 Envelope of drift ratio under different earthquake with different PGA

同时对结构进行 Pushover 分析, 按与一阶模态成比例原则施加水平推覆荷载, 选择合理步长加快计算收敛性。得到其顶部位移-基底剪力曲线如图 7 所示。根据定义得到结构的屈服位移 $\delta_y=43.0 \text{ mm}$ 极限位移 $\delta_u=323.5 \text{ mm}$, 并根据式(1)计算出 12 号波下结构的整体损伤发展曲线(考虑损伤的累积性, 即图中红虚线), 如图 8 所示。

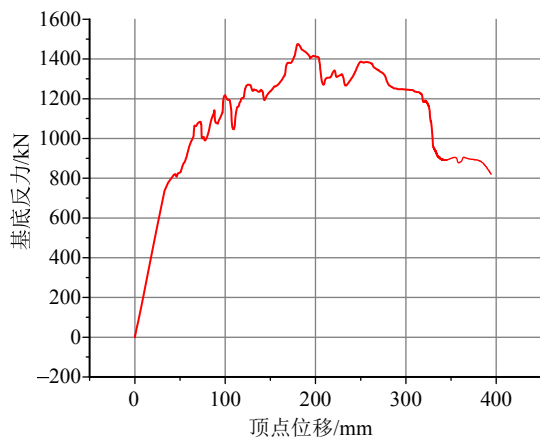


图 7 顶部位移-基底剪力曲线

Fig.7 Curve of relationship between the roof displacement and the base shear force

3.3 优化分析

本节中初始种群数取 $p=168$; 基因片段数 $q=25$, 分别对应首两层和顶三层的角柱、中柱、纵向边柱、横向边柱及 KL4 截面的变化。针对多目标优化问题, 为了定义各优化代内的最优个体, 需确定各目标函数间的权重关系。根据式(1)可以看出: 结构的整体损伤指数 DI 与结构的顶部位移 δ 成正比。将

经第一代方案优化后结构的最大层间位移角与顶部最大位移进行相关性分析。经计算,按第一代性能指标最大值归一化后的 δ 与 $\max(\theta_d)$ 高度相关,互相关系数为 0.865。假设在整个优化过程中,该关系保持不变,基于该假设本文提出一种多目标函数最小值优化的线性加权方法。设当代所有个体的第 i 个性能指标为 $a_i(i=1,2,\cdots,n)$, 初始模型的各项性能指标为 a_{j0} , 那么加权后的目标函数如下式所示:

$$\min \left[\sum_{i=1}^n \eta_i a_{is} \right] \quad (8)$$

式中,下标 s 表示按相应的最大值归一化。加权项 η_i 数学含义为:收敛速度越快的目标函数在该算法集成总目标函数时占优,表达式如下式所示:

$$\eta_i = \left(\frac{1}{n-1} \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{\min(a_j)}{a_{j0}} \right) / \left(\sum_{j=1}^n \frac{\min(a_j)}{a_{j0}} \right) \quad (9)$$

可以验证各加权项的和为 1。针对本文的优化问题,令 $n=2$, $a_1=\max(\theta_d)$, $a_2=DI$ 。

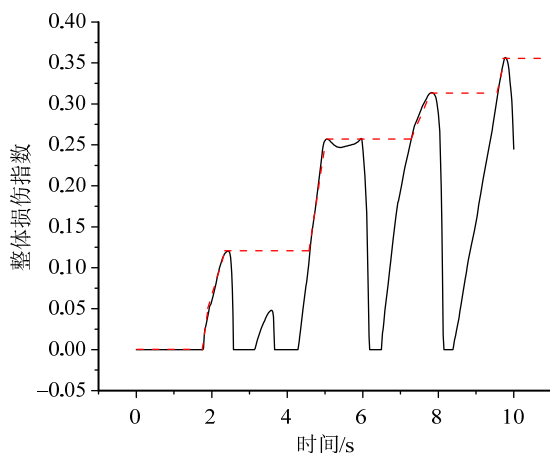


图 8 PGA 为 0.247 g 的 12 号波作用下结构整体损伤指数

Fig.8 The global damage index under 12th ground motion with PGA of 0.247 g

由于第 4 代优化更新后结构的各性能指标均无显著改善,认定优化结束。优化算法的收敛速度较快,共历经 4 代(654 个随机样本的弹塑性时程分析)。计算得到优化过程中第 1 代~第 4 代最大层间位移角及整体损伤值的加权系数,如表 6 所示。结果表明:各性能指标的加权系数在 1/2 附近来回波动,随着基于遗传算法优化流程的进行,结构各性能指标的收敛速度逐渐接近,能较好实现结构多目标优化的目的。

以选定结构敏感地震动及对应 PGA 为前提,各代最优个体的结构层间位移角包络与整体损伤

值分别如图 9、图 10 所示。由图 9 可以看出:在优化构件的材料用量不超过原构件材料用量 10%的前提下,随着优化的进行,结构的最大层间位移角逐渐降低,最终减少了 16.3%。优化后结构层间位移角分布更加均匀,消除了结构薄弱层。第 1 代优化对层间位移角的改善最明显,且后续优化都是以上一代的最优个体为基础,确保了优势基因序列的传递。第 3、4 代优化虽没有明显降低结构最大层间位移角,但也使得结构中下部位移角分布状况得到明显改善。由图 10 可以看出:随着优化的进行,结构的最大整体损伤值明显降低,最终减少了 20.8%。优化后部分结构损伤累积曲线位于原始结构损伤累积曲线的左侧,表明优化过程稍微加快了结构整体损伤的累积,但在第 4 代优化后,损伤累积速度又得到降低。分析原因可能是结构动力特性的改变使得其自振频率与敏感地震动的前部分频谱更加接近所致。优化后结构前三阶自振周期分别为 1.1960 s、0.4952 s 及 0.3790 s,较原结构略微增大。

表 6 性能指标加权系数

Table 6 Weighting coefficient of each performance index

优化代数	η_1	η_2
1	0.488	0.512
2	0.496	0.504
3	0.509	0.491
4	0.506	0.494

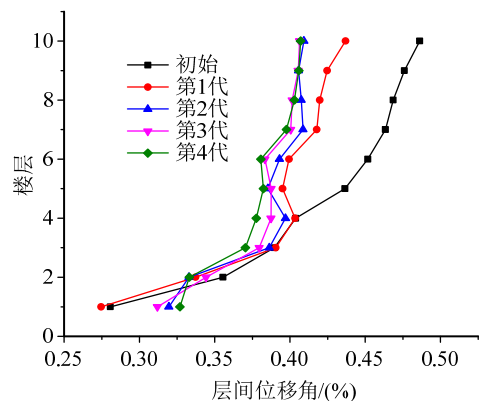


图 9 优化中层间位移角包络图

Fig.9 Envelope of drift ratio during optimization

以原结构截面尺寸为基准,对各代内最优个体的待优化构件截面尺寸进行归一化处理,结果如图 11 所示。从图中可以看出,随着优化的进行,各构件截面尺寸的离散性逐渐增大并趋于稳定,其标准差分别为 0.038341、0.056964、0.07803 及 0.07891。优化全过程中,待优化截面面积增减一致的构件多达 76% (19/25),充分体现了遗传算法自适应环境下

搜寻优势个体高效性。就第 4 代最优个体而言，截面明显增大的构件为 10 层角柱、纵向边柱及内柱，9 层横向边柱及 KL4，8 层纵向边柱、横向边柱及 KL4，1 层横向边柱；截面明显减小的有 10 层横向边柱，9 层角柱，8 层角柱，2 层横向边柱及一层内柱与 KL4。由于约束条件的限制，优化过程中待优化构件的材料用量并未发生明显变化，总量如图 12 所示。

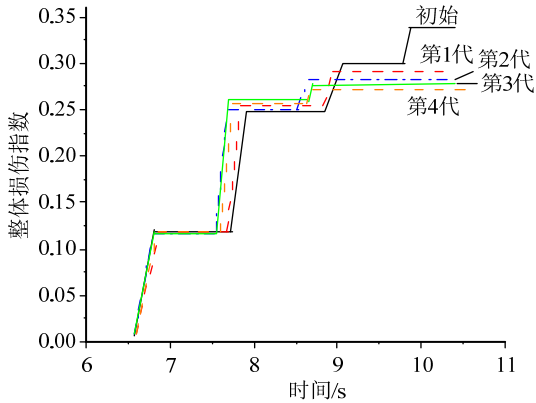


图 10 优化中结构整体损伤指数

Fig.10 The global damage index during optimization

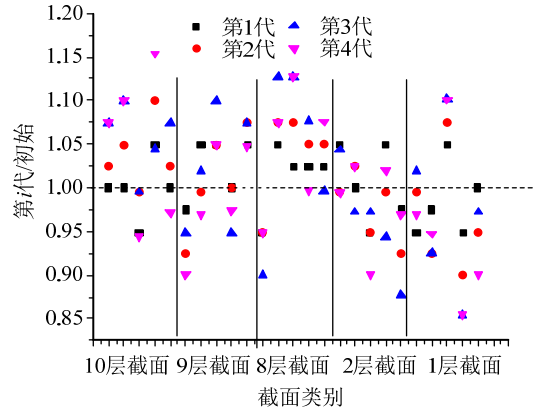


图 11 各代最优个体截面归一化值

Fig.11 Normalized value of optimal individual section in every generation

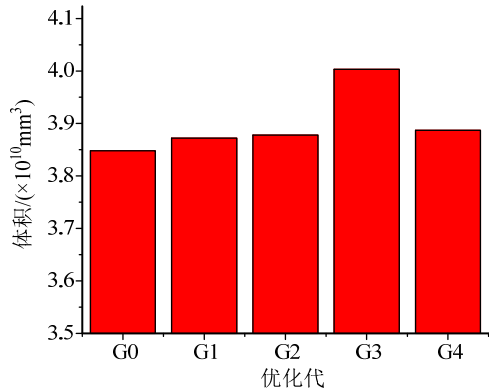


图 12 各代材料用量

Fig.12 Materials consumption of every generation

敏感地震动(PGA=0.819 g)作用下，结构层间位移角处于弹塑性限值附近，即临界倒塌状态，对比该状态下结构优化前后的层间位移角分布。结构的失效模式从底部失效转变为顶部失效，能有效避免整体倾覆型倒塌，如图 13 所示。

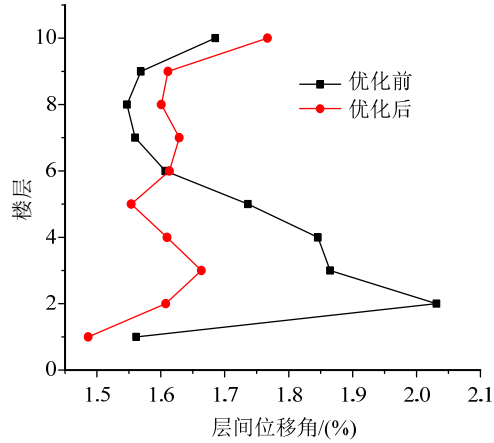


图 13 PGA 为 0.819 g 的 12 号波下位移角包络曲线

Fig.13 Envelope of drift ratio under 12th ground motion with PGA of 0.819 g

对优化后结构进行 IDA 分析，计算得到各极限状态失效概率，优化后结构的 LS_1 的 IDA 曲线变化不大， LS_2 超越概率 IDA 曲线位于优化前 IDA 曲线的下方，且随着 PGA 的增大，其超越概率降低越明显，如图 14 所示。优化后结构的 LS_1 及 LS_2 的年超越概率均减小，如表 7 所示。优化前结构的抗倒塌储备系数(CMR)为 5.6，优化后结构的 CMR 为 5.74。

表 7 各极限状态年超越概率

Table 7 MAF of each limit state

极限状态	优化前	优化后
LS_1	6.08×10^{-3}	5.89×10^{-3}
LS_2	1.16×10^{-4}	9.96×10^{-5}

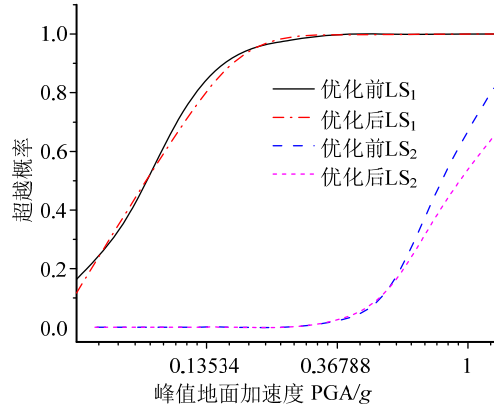


图 14 LS_1 及 LS_2 超越概率 IDA 曲线

Fig.14 IDA curve of exceeding probability for LS_1 and LS_2

4 结论

(1) 本文以遗传算法为基础, 将结构最大层间位移角及整体损伤指数作为优化流程的目标函数, 以待优化构件的材料用量为约束条件, 结合 MATLAB 实现了钢筋混凝土框架-剪力墙结构失效模式多目标优化。

(2) 通过 IDA 分析确立结构的敏感地震动及相应 PGA, 并提出一种多目标函数最小值优化的线性加权方法。

(3) 优化过程中, 各目标函数的收敛速度几乎保持一致, 且 1 代~4 代中截面增减大体保持一致, 体现了该优化算法的鲁棒性。优化后, 结构的最大层间位移角及整体损伤值均显著降低, 层间位移角分布更加均匀。临界倒塌状态附近结构的失效模式从底层失效转变为顶层失效, LS_1 的超越概率变化不明显, LS_2 的超越概率 IDA 曲线位于优化前的下方, 且随着 PGA 的增大, 超越概率减小越明显。优化后结构的各极限状态年超越概率均减小, 且 CMR 值提高, 实现了在不明显增加工程造价的前提下提高结构的抗震性能的目的。

参考文献:

- [1] 白久林, 欧进萍. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化[J]. 工程力学, 2011, 28(增刊 II): 198—203.
Bai Jiulin, Ou Jinping. Optimization of failure modes for reinforced concrete buildings based on IDA method [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(Suppl II): 198—203. (in Chinese)
- [2] Zacharenaki A E, Fragiadakis M, Papadrakakis M. Reliability-based optimum seismic design of structures using simplified performance estimation methods[J]. Engineering Structure, 2013, 52(9): 707—717.
- [3] Vamvatsikos D. Optimal multi-objective seismic design of a highway bridge by selective use of nonlinear static and dynamic analyses [C]. Proceedings of the 9th international conference on structural safety and reliability, Osaka, Japan, 2009: 13—17.
- [4] Papadopoulos V, Lagaros N D. Vulnerability-based robust design optimization of imperfect shell structures [J]. Structural Safety, 2009, 31(6): 475—482.
- [5] 徐龙河, 吴耀伟, 李忠献, 等. 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.
Xu Longhe, Wu Yaowei, Li Zhongxian, et al. Performance-based seismic failure mode identification and optimization for steel frame structures[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(10): 44—51. (in Chinese)
- [6] 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.
Xu Longhe, Wu Yaowei, Li Zhongxian. Probability-based seismic failure modes identification method for steel frame structure[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(5): 66—73. (in Chinese)
- [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.
Lu Yang. Failure mode optimization and damage control of tall building structures under seismic excitations [D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese)
- [8] 吕大刚, 宋鹏彦, 陈志恒. 钢筋混凝土框架结构基于可靠度的最可能倒塌失效模式分析[J]. 工程力学, 2012, 29(5): 156—173.
Lu Dagang, Song Pengyan, Chen Zhiheng. Analysis of the most likely collapse modes of RC frame structures based on reliability theory [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(5): 156—173. (in Chinese)
- [9] Beck J L, Chan E, Irfanoglu A, et al. Multi-criteria optimal structural design under uncertainty [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, 28(7): 741—761.
- [10] Powell G H, Allahabadi R. Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures [J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1988, 16(5): 719—734.
- [11] 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 and Building Press, 2010. (in Chinese)
- [12] 包金龙. 考虑场地土层非线性效应的地震危险性曲线 [D]. 黑龙江: 哈尔滨工业大学, 2010.
Bao Jinlong. Seismic Hazard curve considering nonlinear site effect [D]. Heilongjiang: Harbin Institute of Technology, 2010. (in Chinese)
- [13] Deb K. An efficient constraint handling method for genetic algorithms [J]. Computer Method in Applied Mechanics and Engineering, 2000, 186(2/3/4): 311—338.
- [14] 汪小林. 地震作用下钢筋混凝土结构倒塌机理分析 [D]. 上海: 同济大学, 2014. (in Chinese)
Wang Xiaolin. Analysis of collapse mechanisms of reinforced concrete structures under earthquakes [D]. Shanghai: Tongji University, 2014. (in Chinese)
- [15] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004: 22—36.
Guo Zhenhai. The strength and the constitutive relation of concrete: principle and application [M]. Beijing: China Building Industry Press, 2004: 22—36. (in Chinese)
- [16] 陆新征, 蒋庆, 缪志伟, 等. 建筑抗震弹塑性分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015: 133—141.
Lu Xinzheng, Jiang Qing, Liao Zhiwei, et al. Elasto-plastic analysis of buildings against earthquake [M]. Beijing: China Building Industry Press, 2015: 133—141. (in Chinese)