

基于 IDA 方法的加固震损 RC 框架结构 地震易损性分析*

路沙沙¹, 徐红^{1*}, 张亚楠¹, 谢雨航², 刘少栋¹

(1. 辽宁工程技术大学 土木工程学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 基于 Perform-3D 软件, 采用碳纤维加固和粘钢加固方法对震损后的混凝土框架进行加固。分别以 3、6、9 层 RC 框架结构为研究对象, 采用基于增量动力分析 (IDA) 的地震易损性分析方法, 对震损 RC 框架结构的地震易损性进行研究并分析其加固效果。结果表明: ①随着高度和 PGA 的增加, 3、6、9 层震损后的碳纤维和粘钢加固结构 IDA 曲线簇的整体收敛性均较好; ②总体上粘钢加固可以提高结构对地震动随机性的收敛性, 但随着结构高度的增加, 对于地震动随机收敛性的增益效果逐渐减弱, 该加固方法对 3 层高度的震损低层框架结构加固效果明显; ③碳纤维加固对于结构层间位移角的控制能力较粘钢加固更强, 对于 6 层高度的震损中层框架结构, 可以更大程度地提高其对罕遇地震的抵抗能力; ④对适用于 9 层高度的震损高层框架结构, 可根据实际情况选择两种加固方法中的任何一种, 均可以取得较好的加固效果。

关键词: 增量动力分析; 加固震损; RC 框架结构; 地震易损性分析; 加固效果

中图分类号: TU375.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2021)04-0673-09

0 引言

充分考虑建筑物加固后的抗震性能是保障建筑物抗震能力和延长其使用寿命的关键因素。因此, 在地震作用下应考虑对能够加固改造的结构进行抗震加固, 例如 RC 框架结构就是一种常见的结构形式。很多学者针对不同的加固方式对各种 RC 结构类型加固效果进行过分析。黄建锋等 (2021) 采用增大截面法对某一震损 RC 框架结构加固后进行低周反复破坏试验, 认为增大截面法对震损框架结构加固是有效的。朱俊涛等 (2016) 用碳纤维布加固震损 RC 框架结构后进行静力弹塑性试验和数值模拟研究, 认为碳纤维加固震损 RC 框架结构能使结构的极限荷载和屈服荷载明显提高, 位移也会同时增大, 结构梁端先出现塑性铰,

符合抗震设计中“强柱弱梁”的基本要求。吕大刚等 (2017) 对非延性 RC 框架结构加固后的地震易损性进行分析, 结果表明用纤维复合材料加固非延性 RC 具有明显的效果, 但加固量应控制在一定范围内。以上研究结果表明对震损加固后结构的抗震性能进行研究是十分有必要的。

增量动力分析法 (Incremental dynamic analysis, IDA) (Vamvatsikos, Cornell, 2002) 基于动力弹塑性时程分析, 能够反映结构在同一地震不同强度作用下的抗震性能, 可为结构的地震易损性分析提供必要的数据库。因此基于 IDA 方法的地震易损性分析是比较常见的一种评价结构抗震性能的方法 (Herrera *et al.*, 2020; 金建敏等, 2020)。吕西林等 (2012) 对一复杂超限建筑进行了分析, 证明了该方法可为预测重大工程结构的地震破坏和损失提供有力的科学依据。任浩等 (2019) 对 RC 框架结构进行分析, 认为分析结构

* 收稿日期: 2020-12-04.

基金项目: 国家自然科学基金 (51474045、51774173) 资助.

第一作者简介: 路沙沙 (1987-), 硕士研究生导师, 博士, 主要从事结构设计与抗震研究工作.

E-mail: lilyherb@163.com.

✉ 通讯作者简介: 徐红 (1997-), 硕士研究生, 主要从事结构设计与抗震研究工作. E-mail: 1062170548@qq.com.

的地震易损性可为地震灾害评估提供依据。钟紫蓝等（2020）对地铁地下结构进行了分析，不仅验证了该方法的可行性，还为地下结构的抗震设计提供了参考。闫磊等（2019）对自锚式悬索桥进行了分析，表明在不同的损伤指标下结构整体损伤概率明显高于构件损伤概率。

目前对于震损后加固结构的 IDA 分析相关研究还较少，因此本文借助 Perform - 3D 有限元分析软件建立 RC 框架的动力弹塑性模型，并通过 IDA 方法对不同高度结构的碳纤维加固和粘钢加固震损 RC 框架结构进行动力响应分析，并对震损加固方案的加固效果进行评价，为工程加固设计提供参考。

1 RC 框架结构分析模型与震损模拟

1.1 RC 框架结构的弹塑性模型

本文研究某一 RC 框架结构，结构体型规则，不考虑楼梯间、电梯间等对结构的影响，利用结构设计软件 YJK 分别设计 3、6、9 层 3 个 RC 框架结构，首层层高均为 4.2 m，标准层层高均为 3.6 m，结构平面尺寸为 28.8 m × 14.7 m，混凝土强度等级为 C30，梁、柱纵筋及箍筋钢筋强度等级均为 HRB400，结构平面布置如图 1 所示，设计使用功能均为办公。抗震设防烈度为Ⅶ度，设计基本地震加速度为 0.1 g，设计地震分组为第一组，Ⅱ类场地。

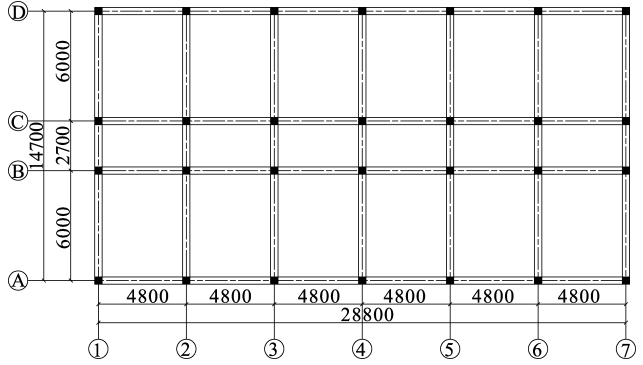


图 1 结构平面布置图

Fig. 1 Structural layout

采用 Perform - 3D 软件对上述结构设计方案建立有限元弹塑性模型进行分析，并合理地考虑材料非线性，其中钢材选取 Perform - 3D 中的三线性模型。为了考虑箍筋对混凝土的约束作用，建立约束区混凝土本构和非约束区混凝土本构，约束区混凝土采用比较常见的 Mander 模型（Mander *et al*, 1988）；非约束区混凝土选取《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）附录中混凝土单轴受压本构模型。梁、柱构件采用杆件单元进行模拟，截面均采用纤维截面并用定义好的截面组装成构件（崔济东，沈雪龙，2017；Li *et al*, 2019；Mamuna, Saatcioglu, 2019）建立有限元模型，如图 2 所示。建模结束后设置荷载工况对模型进行重力分析和动力弹塑性分析，其中设计荷载按照《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）取值。

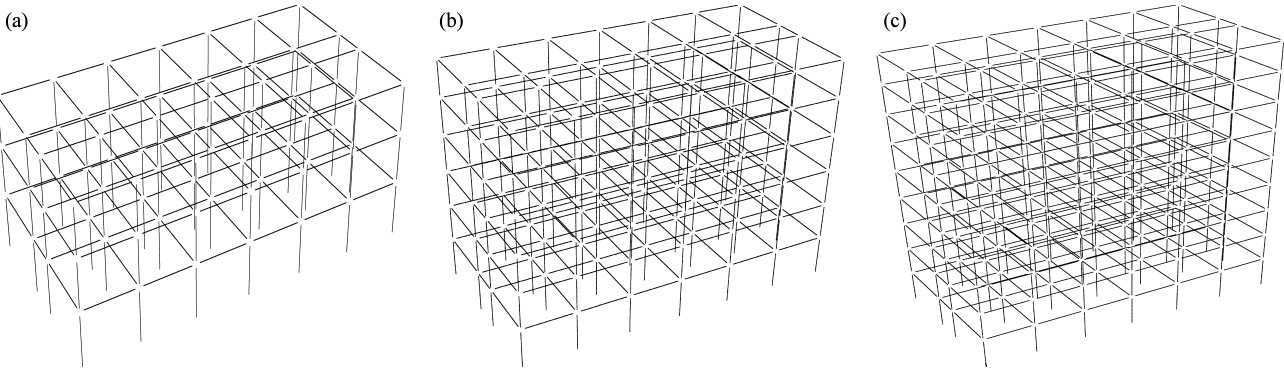


图 2 3 层 (a)、6 层 (b)、9 层 (c) 结构有限元模型

Fig. 2 Schematic diagram of finite element models of three - layer (a) , six - layer (b) , and nine - layer structures (c)

1.2 震损结构的模拟

基于 Perform - 3D 软件建立的弹塑性模型，选取美国太平洋地震工程研究中心（Pacific Earth-

quake Engineering Research Center, PEER）中 1116 号 Kobe 地震波进行地震模拟，并将加速度最大值调至我国规范规定的Ⅶ度罕遇地震时的加速度最

大值，即 220 cm/s^2 (0.220 g)。在 Perform-3D 中统计各层构件的位移和能量耗散情况，根据双参数损伤模型 (Park, Ang, 1985; Park *et al*, 1985) 及构件破坏情况与损伤指数 D 间的对应关系 (Do, Filippou, 2018)，对构件损伤程度进行判定，结果见表 1。用材料性能折减的方法得到震损结构并进行加固方案设计，3 个模型每层碳纤维和粘钢加固量设置均相同，加固范围均在杆端 1.5 倍截面高度内，形成震损后碳纤维加固结构模型和震损后粘钢加固结构模型，局部震损结构加固方法如图 3 所示，图中阴影部分为加固区域。

表 1 构件损伤水准与损伤指数		
Tab. 1 Damage level and damage index of components		
性能水准	破坏状态描述	D
基本完好	无明显损伤或局部有微裂缝	$D < 0.1$
轻微损坏	构件端部出现细微裂缝	$0.1 \leq D < 0.25$
中等破坏	有明显裂缝，混凝土保护层局部剥落	$0.25 \leq D < 0.4$
严重破坏	混凝土压碎，钢筋暴露，纵筋压屈	$0.4 \leq D < 1$
倒塌	构件破坏失效	$D \geq 1$

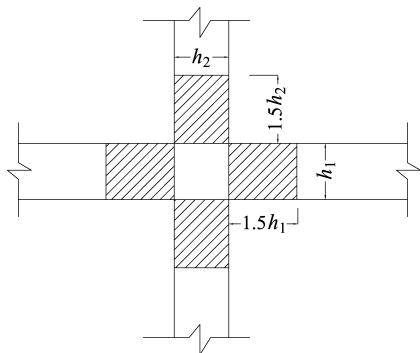


图 3 局部震损结构加固简图

Fig. 3 Diagram of reinforced local seismic damaged structure

2 增量动力分析

2.1 地震动及相关指标的选取

地震发生具有很大的随机性，地震动输入点、输入方向、输入时间等的不同都会导致分析得到的地震相应结果有很大的差异 (王亚勇等, 1992)。为了减小地震波不确定性对结构 IDA 分析的影响，选取多条地震波对结构进行 IDA 分析可以较为准确地评估出结构的地震需求。王东超等

(2016) 通过研究将天然地震动分为 3 类： $PGA/PGV < 0.8\text{ g}/(\text{ms}^{-1})$ 、 $0.8\text{ g}/(\text{ms}^{-1}) \leq PGA/PGV \leq 1.2\text{ g}/(\text{ms}^{-1})$ 、 $PGA/PGV > 1.2\text{ g}/(\text{ms}^{-1})$ ，因此本文根据《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》(DBJ/T 15-151-2019) 的要求从 PEER 的地震波数据库中挑选 10 条不同 PGA/PGV 的地震波作为易损性分析的地震动输入，选取地震动参数见表 2。

表 2 从 PEER 数据库中选取的 10 条地震动参数

Tab. 2 Ground-motion parameters of 10 earthquake events selected in PEER

编号	PGA/PGV	震级	地震名称	持时/s
1116	0.94	6.90	Kobe	30
6975	0.48	7.00	Darfield	30
1411	0.25	7.62	Chi-Chi	30
5810	0.36	6.90	Iwate	30
5666	1.06	6.90	Iwate	30
3747	0.85	7.01	Cape Mendocino	30
5271	0.94	6.80	Chuetsu-oki	30
5259	1.25	6.80	Chuetsu-oki	30
1042	1.29	6.69	Northridge-01	30
4108	1.45	6.00	Parkfield-01 CA	30

基于 IDA 方法对结构进行易损性分析时，合理选取地震动强度指标和工程需求参数是十分重要的。为了充分考虑地震作用下高阶振型对结构的影响 (叶列平等, 2009)，本文选取 PGA 作为地震动强度 (IM) 参数。在常用的结构损失指标 (DM) 中，最大层间位移角能够综合反应结构的响应和损失状况，故本文选择最大层间位移角作为工程需求参数。

2.2 IDA 曲线簇

以 PGA 为变量在 Perform-3D 中对模型进行 IDA 分析，将所选的 10 条地震波调幅后的加速度值依次输入结构模型进行动力弹塑性分析，并记录最大层间位移角，以此绘制 IDA 时程曲线，分别绘制 3、6、9 层震损 RC 框架结构经 2 种加固方法加固后形成的 IDA 曲线簇，如图 4 所示。本文假定所选取的结构损伤指标最大层间位移角服从对数正态分布，由此可以得到 IDA 分位曲线用来表征全部 IDA 曲线的平均水平和离散性。一般分位值取为 16%、50%、84%，对应的分位曲线如图 5 所示。

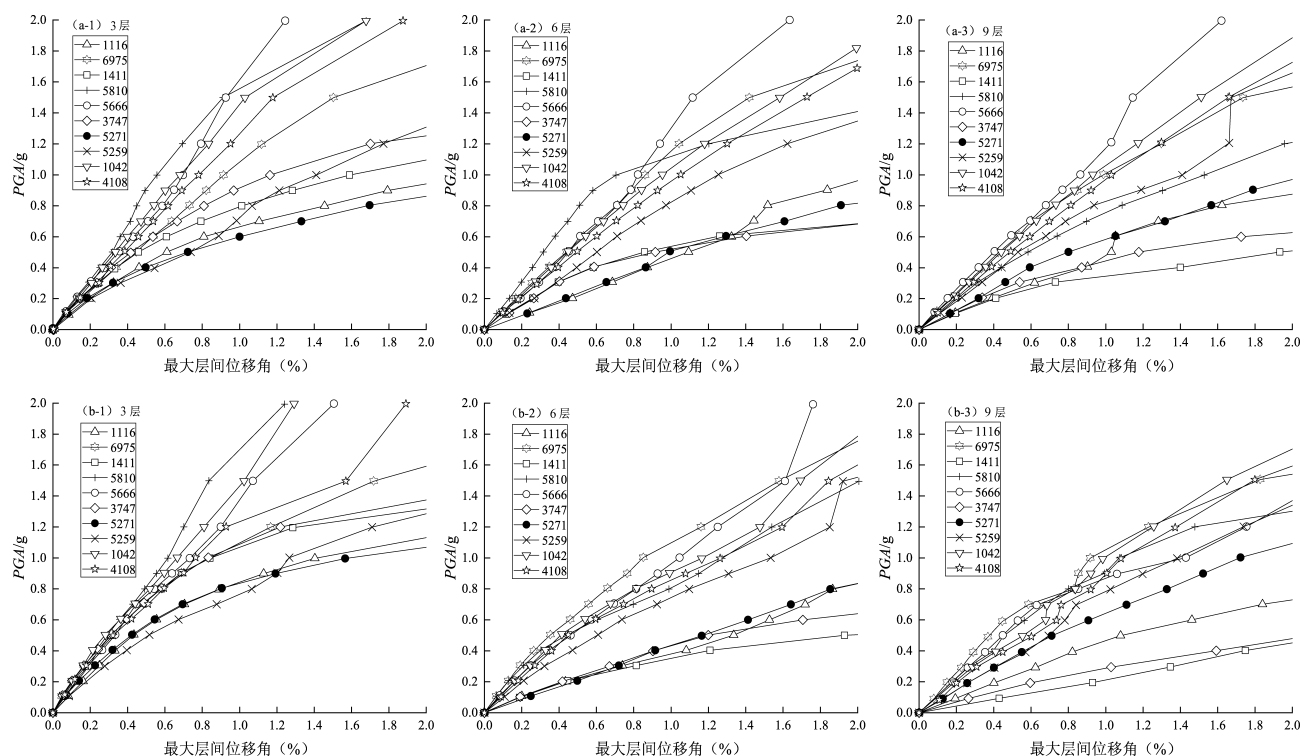


图4 不同高度结构震损后碳纤维加固 (a)、粘钢加固 (b) 的 IDA 曲线簇

Fig. 4 IDA curve clusters of carbon – fiber reinforcement (a) and steel – bonded reinforcement (b) after earthquake damage to structures with different-heights

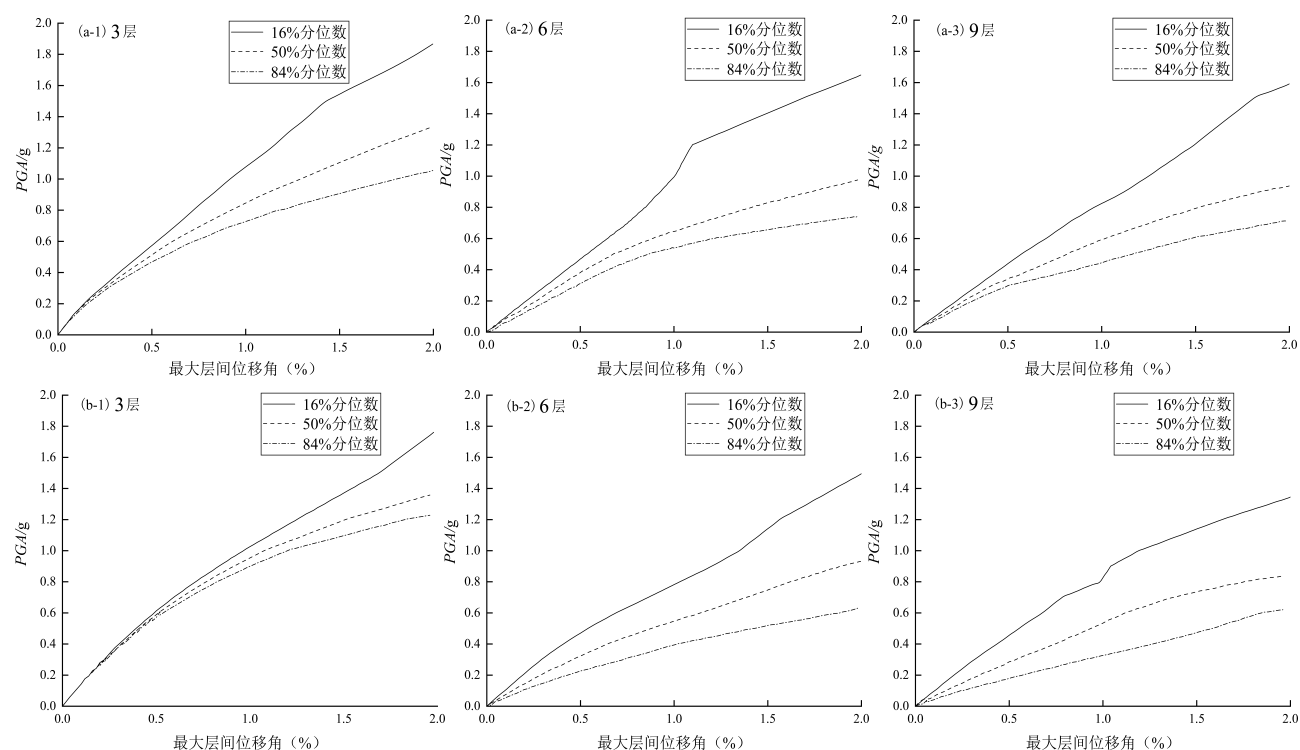


图5 不同高度结构震损后碳纤维加固 (a)、粘钢加固 (b) 的 IDA 分位曲线

Fig. 5 IDA quantile curves of carbon – fiber reinforcement (a) and steel – bonded reinforcement (b) after earthquake damage to structures with different heights

由图 4 可以看出, 3、6、9 层震损后模型的碳纤维和粘钢加固结构 IDA 曲线簇的整体收敛性均较好。随着框架结构高度和地震动 PGA 的增加, 结构的最大层间位移角会逐渐增大, 3 层结构在 $PGA < 0.2\text{ g}$ 时结构层间位移反应基本相似, 6 层结构在 $PGA > 0.4\text{ g}$ 后, 出现 IDA 曲线分化现象, 且分化较为均匀, 这说明本文选取的地震动充分考虑了地震动的随机性。与 3 层结构加固效果不同的是, 6 层结构碳纤维加固对于层间位移角的控制较粘钢加固略好, 9 层结构碳纤维加固对层间位移角的控制能力更强, 这可能是因为当建筑物高度增加时, 碳纤维加固能提高对混凝土的约束。

从图 5 可以看出, 与图 4 所示结果一致, IDA 分位曲线的收敛性也均较好, 但随着结构层数的增加, 分位曲线已经不光滑。6 层震损后碳纤维加固结构在 PGA 为 1.0 g 左右 16% 分位线出现拐点, 而遵循相同加固原则的粘钢加固并未出

现这种现象, 推测这种现象与碳纤维加固对提高地震动对结构影响的收敛性较弱有关。9 层震损后粘钢加固结构的 16% 分位线在 PGA 为 0.7 g 左右出现拐点, 说明此时结构对于地震动随机性的应对能力已经开始下降。

上述结果表明粘钢加固可以提高结构对地震动随机性的收敛性, 这种效果对 3 层模型较为明显, 但会随模型高度的增加逐渐削弱, 而碳纤维加固对于结构层间位移角的控制能力较粘钢加固更强。

3 地震易损性分析

3.1 地震易损性分析模型

本文以结构的最大层间位移角作为结构损伤指标 (DM), 结合美国 FEMA (2000) 和我国《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 有关极限状态定义, 给出基于层间位移角的极限状态定义, 见表 3。

表 3 本文结构极限状态的定义

Tab. 3 Definition of limit state of the structure in this paper

性能水准极限状态	正常使用	轻微损坏	中等破坏	严重破坏	接近倒塌
层间位移角限值	0 ~ 1/550	1/550 ~ 1/250	1/250 ~ 1/120	1/120 ~ 1/50	> 1/50

根据王涵平 (2016) 的研究, 通常认为 DM 与 IM 之间的计算公式为:

$$DM = \alpha(IM)^\beta \tag{1}$$

假设结构反应中位值 \hat{D} 和 IM 之间的计算公式为:

$$\hat{D} = \alpha(IM)^\beta \tag{2}$$

对式(2)两边取对数, 得到:

$$\ln \hat{D} = a + b \ln(IM) \tag{3}$$

式中: a 、 b 均为常数, $a = \ln \alpha$ 、 $b = \beta$ 。线性回归结果如图 6 所示。

结构的地震易损性曲线表示结构在某强度的地震动作用下达到某种极限状态的条件概率, 即

$$P_f = P(C - D < 0) \tag{4}$$

式中: D 为结构在该地震下的动力反应; C 为结构能力参数。

设结构功能函数为: $Z = C - D$, 因为 C 、 D 为独立随机变量且服从正态分布, 则 Z 也服从正态分布, 其平均值为 $\mu_z = \mu_c - \mu_d$, 标准差为 $\sigma_z = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_d^2}$ 。因此 $Z \sim N(\mu_z, \sigma_z)$, $P_f = P(Z < 0)$, 将 $N(\mu_z, \sigma_z)$ 化为 $N(0, 1)$ 求解, 可得:

$$P_f = \Phi \left\{ \frac{\ln \left[\alpha(PGA)^\beta / \hat{C} \right]}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_d^2}} \right\} \tag{5}$$

式中: \hat{C} 和 \hat{D} 分别为结构抗震能力和结构地震需求中位值; σ_c 、 σ_d 分别为结构抗震能力和结构地震需求的标准差。朱健 (2013) 认为进行 PGA 分析时, $\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_d^2}$ 取 0.5; $\Phi(x)$ 为正态分布函数。由此拟合可以得到结构处于某极限状态下的超越概率, 并绘制地震易损性曲线如图 7 所示。

结构线性回归的结果与 IDA 分析呈现相似规律, 3 层结构碳纤维加固与粘钢加固的失效概率参数 α 、 β 分别为 1.120 1、1.262 9 和 1.033、1.248 2, 粘钢加固对于地震动随机性的收敛性

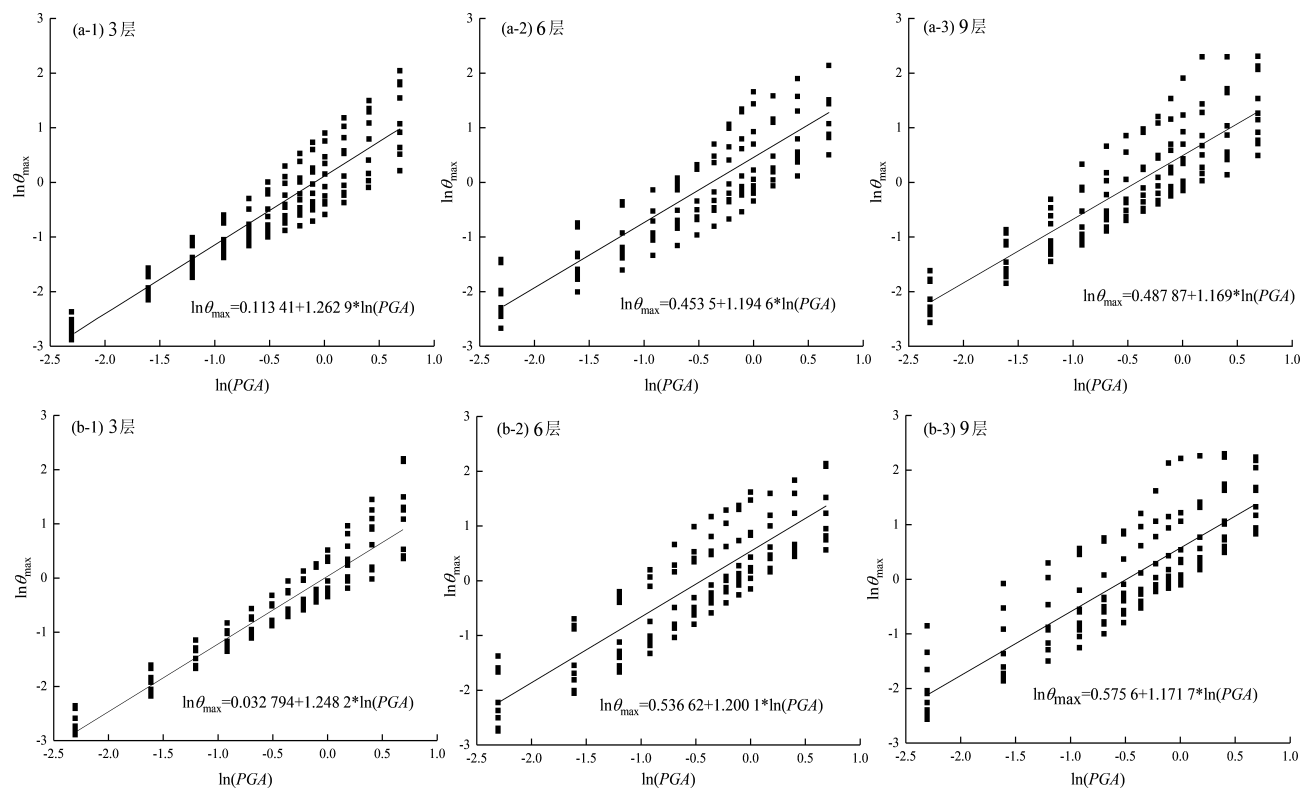


图6 不同高度结构震损后碳纤维加固 (a)、粘钢加固 (b) 的线性回归结果

Fig. 6 Linear regression results of carbon – fiber reinforcement (a) and steel – bonded reinforcement (b) after earthquake damage to structures with different heights

更好。6层结构碳纤维加固与粘钢加固的 α 、 β 分别为1.573 8、1.194 6和1.710 2、1.200 1，由此得出粘钢加固对提高结构对层间位移角的控制能力略弱于碳纤维加固，这种性能的变化在地震动 PGA 很小时几乎可以忽略，但会随地震动 PGA 的增大而增加。9层结构碳纤维加固与粘钢加固的 α 、 β 分别为1.628 8、1.169 0和1.778 2、1.171 7，相比于3层和6层结构粘钢加固对于收敛性的优势已经不明显，这不仅是结构高度增加导致的，而且与9层结构破坏更为严重、经加固后不确定性更大有密切关系。

3.2 地震易损性曲线

由图7可知，对结构进行合理的加固后，3层结构在地震动 $PGA < 0.4\text{ g}$ 时，虽然会发生轻微破坏和中等破坏，但是经两种方法加固后都很难超越严重破坏状态，发生倒塌的概率很小，几乎为0；6层结构在发生地震动 $PGA < 0.3\text{ g}$ 的地震时，超越严重破坏结构发生倒塌的概率已经得到了很好地控制；9层结构在地震动 PGA 为 0.2 g 时，结构正常使用状

态超越概率已经接近于100%，且严重破坏超越概率仍然很低，这表明结构在经历 PGA 为 0.2 g 左右的地震动后绝大部分会发生破坏，但不至于超越严重破坏以致倒塌；当地震动 $PGA > 0.4\text{ g}$ 时，严重破坏超越概率会迅速增加，此时当地震动强度有少许的增加，就会带来结构倒塌更大的概率。

以上分析表明随着地震动 PGA 的增加，结构超越各极限状态的概率依次由低到高逐渐呈现劣化迅速的变化，这种转变点的形成是结构是否产生损坏进入下一极限状态的关键。

3.3 地震易损性矩阵

本文由两种加固震损结构得到的不同高度结构的地震易损性曲线，计算得到相应的易损性矩阵。在Ⅶ度区有一定概率发生高于本地区设防烈度很高的地震动，因此除考虑原结构设计时即Ⅶ度的多遇、设防和罕遇地震外，也应考虑Ⅷ度的情况进行分析。以Ⅶ度多遇、设防和罕遇地震所得的易损性矩阵为例（表4），Ⅷ度与Ⅶ度抗震设防烈度下呈现相似规律。

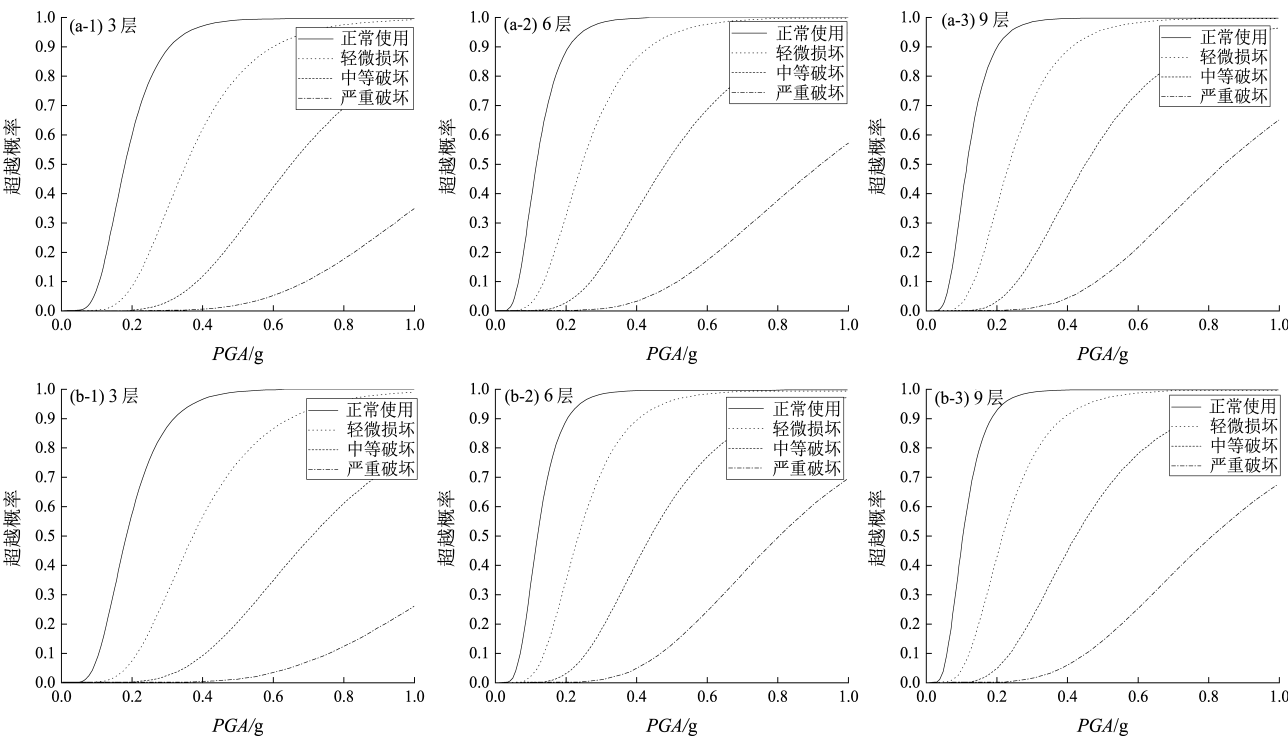


图 7 不同高度震损后碳纤维加固 (a)、粘钢加固 (b) 结构的各极限状态的超越概率曲线

Fig. 7 Exceedance probability curves of each limit state of carbon – fiber reinforcement (a) and steel – bonded reinforcement (b) after earthquake damage to structures with different heights

对于两种加固方法加固的 9 层震损结构模型，在遭受Ⅶ度多遇地震时，经碳纤维加固的震损结构处于正常使用状态的概率占 99.56%，粘钢加固占 99.11%，较少发生轻微破坏，无倒塌现象。当遭受设防地震影响时，结构仍以正常使用为主，但轻微破坏概率大大增加，碳纤维和粘钢两种加固方式下发生概率分别增加了 36.93%、43.88%，中等破坏分别占 2.89%、4.85%，严重破坏仅占 0.04%、0.08%，无倒塌现象。当结构遭受罕遇地震影响时，结构以轻微破坏和中等破坏为主，碳纤维和粘钢两种加固方式下发生严重破坏的概率分别为 5.55%、7.88%，倒塌概率分别仅占 0.13%、0.23%，由此看出对于 9 层框架结构，碳纤维加固相较于粘钢加固可以更大程度地提高结构对于罕遇地震的抵抗能力。总体上，结构满足“小震不坏，中震可修，大震不倒”的抗震设计要求。在考虑地震烈度为Ⅶ度时，加固后的结构在各极限状态中失效的概率有一定程度的增加，但两种加固方法仍能起到很好地加固效果。

表 4 Ⅶ度抗震设防烈度下结构的易损性矩阵

Tab. 4 Fragility matrix of structures subjected to Ⅶ – degree earthquake intensity

层数	结构加固方式	地震水准	结构处于各状态下的概率（%）				
			正常使用	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	接近倒塌
3 层	碳纤维加固	多遇	99.97	0.03	0	0	0
		设防	91.81	8.07	0.12	0	0
		罕遇	29.4	57.1	13.03	0.47	0
	粘钢加固	多遇	98.76	1.23	0.01	0	0
		设防	91.81	8.07	0.12	0	0
		罕遇	29.4	57.1	13.03	0.47	0
6 层	碳纤维加固	多遇	99.53	0.47	0	0	0
		设防	61.64	35.74	2.59	0.03	0
		罕遇	7.32	50.3	37.79	4.5	0.09
	粘钢加固	多遇	99.98	0.02	0	0	0
		设防	63.15	23.47	2.35	0.03	0
		罕遇	6.1	47.82	40.52	5.44	0.12
9 层	碳纤维加固	多遇	99.56	0.44	0	0	0
		设防	59.76	37.31	2.89	0.04	0
		罕遇	5.97	47.53	40.82	5.55	0.13
	粘钢加固	多遇	99.11	0.89	0	0	0
		设防	50.3	44.77	4.85	0.08	0
		罕遇	4.08	42.08	45.73	7.88	0.23

对比Ⅶ度抗震设防烈度下 3、6、9 层经碳纤维加固和粘钢加固的震损结构的加固效果可以看出, 3 层结构除了设防地震以外, 其余地震水准下粘钢加固各极限状态的超越概率比碳纤维加固略低, 可见在加固计算遵循同一原则的前提下, 粘钢加固对于 3 层结构抗震能力提高略好, 因此对于类似震损低层结构, 可根据工程实际情况选择合理的加固方式。对比 6 层结构下两种加固方式的加固效果发现, 结构针对层间位移的失效概率相近, 但碳纤维加固在大震发生时对于层间位移的控制能力更佳。与 6 层结构对比, 9 层结构碳纤维加固对于层间位移的控制能力优于粘钢加固, 这可能与碳纤维加固对于混凝土的约束效应有关。

4 结论

本文基于 IDA 方法对采用碳纤维和粘钢两种加固方式加固的震损 RC 框架结构进行地震易损性分析, 得出如下结论:

(1) 随着框架结构高度和地震动 PGA 的增加, 结构的最大层间位移角会逐渐增大, 结构对层间位移的控制能力越来越弱。通过 IDA 方法对两种加固方式的加固效果进行对比, 加固震损模型的 IDA 曲线簇和 16%、50%、84% 分位曲线收敛性均较好, 且当地震动 PGA 较小时, 结构层间位移反应基本相似, 随地震动 PGA 继续增大, 差异逐渐变大。

(2) 结构线性回归的结果表明碳纤维加固对于结构层间位移角的控制能力更好, 粘钢加固对于应对地震动随机性的收敛性更好, 这种提高会随模型高度的增加逐渐削弱; 经易损性曲线所得易损性矩阵, 在考虑结构设计的地震烈度Ⅶ度时, 碳纤维加固和粘钢加固后的结构可以完全在概率的意义上满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震要求。

(3) 通过对震损 RC 框架结构的易损性分析认为, 对适用于 3 层高度的震损低层框架结构建议选择粘钢加固方式, 这对地震动随机性的收敛性更好; 对适用于 6 层高度的震损中层框架结构可根据实际情况选择, 2 种加固方法均可以取得较好的效果; 对适用于 9 层高度的高层框架结构

建议选择碳纤维加固, 可以更大程度地提高结构对于罕遇地震的抵抗能力。

参考文献:

- 崔济东, 沈雪龙. 2017. Perform - 3D 原理与实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.
- 黄建锋, 朱春明, 龚治国, 等. 2012. 增大截面法加固震损钢筋混凝土框架的抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 45(12): 9-17.
- 金建敏, 肖骥, 谭平, 等. 2020. 基于 IDA 方法的基础隔震结构失效模式研究[J]. 地震研究, 43(3): 463-470.
- 吕大刚, 代旷宇, 于晓辉, 等. 2017. FRP 加固非延性 RC 框架结构的地震易损性分析[J]. 工程力学, 34(S1): 49-53, 70.
- 吕西林, 苏宁粉, 周颖. 2012. 复杂高层结构基于增量动力分析法的地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 32(5): 19-25.
- 任浩, 田勤虎, 张炜超. 2019. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土框架结构地震易损性分析[J]. 建筑结构, 49(S2): 350-355.
- 王东超. 2016. 结构地震易损性分析中地震动记录选取方法研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学.
- 王涵平. 2016. 基于 IDA 的无粘结预应力装配式框架结构地震易损性分析[D]. 成都: 西南交通大学.
- 王亚勇, 程民宪, 刘小弟. 1992. 结构抗震时程分析法输入地震记录的选择方法及其应用[J]. 建筑结构, (5): 3-7.
- 闫磊, 曹磊, 杨恺. 2019. 基于 IDA 的自锚式悬索桥地震易损性分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 38(11): 41-45.
- 杨成, 康军立, 张斌. 2014. 滞回模型修正和地震动特征对 IDA 的影响分析[J]. 工程力学, 31(S1): 253-257.
- 叶列平, 马千里, 缪志伟. 2009. 结构抗震分析用地震动强度指标的研究[J]. 地震工程与工程振动, 29(4): 9-22.
- 钟紫蓝, 申铁尧, 郝亚茹. 2020. 基于 IDA 方法的两层三跨地铁地下结构地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 42(5): 916-924.
- 朱健. 2013. 结构动力学原理与地震易损性分析[M]. 北京: 科学出版社.
- 朱俊涛, 黄光辉, 高朝阳. 2016. CFRP 布加固损伤 RC 框架结构 Push-over 分析[J]. 世界地震工程, 32(4): 253-258.
- Do T N, Filippou F C. 2018. A damage model for structures with degrading response[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47(2): 311-332.
- FEMA. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA - 356[S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency.
- Herrera J P, Bedoya R D, Hyrtado J E. 2020. Performance - based seismic assessment of precast ferrocement walls for one and two - storey housing[J]. Engineering Structures, 214: 100589.
- Li S Q, Yu T L, Chen Y S. 2019. Comparative analysis of the empirical seismic vulnerability of typical structures in multiple intensity zones[J]. Archives of Civil Engineering, 65(3): 167-183.
- Mamuna A A, Saatcioglu M. 2019. Analytical modeling of moderately ductile RC frame structures for seismic performance evaluation Using PERFORM - 3D[J]. Earthquake Spectra, 35(2): 635-652.

- Mander J B, Priestley M J N, Park R. 1988. Theoretical stress - strain model for confined concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804 - 1826.
- Park Y J, Ang A H S. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced Concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111(4):722 - 739.
- Park Y J, Ang A H S, Wen Y K. 1985. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111(4):740 - 757.
- Vamvatsikos D, Cornell C A. 2002. Incremental dynamic analysis [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):491 - 514.
- DBJ/T 15 - 151—2019, 建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程 [S].
- GB 50009—2012, 建筑结构荷载规范 [S].
- GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范 [S].

Seismic Fragility Analysis of Reinforced RC Frame Structure with Seismic Damage Based on Incremental Dynamic Analysis

LU Shasha¹, XU Hong¹, ZHANG Yanan¹, XIE Yuhang², LIU Shaodong¹

(1. School of Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, Liaoning, China)

(2. Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd., Shanghai 200029, China)

Abstract

Aiming at the seismic damage of reinforced concrete (RC) frame structures, and based on Perform - 3D software, we adopt two reinforcement methods, carbon - fiber reinforcement and steel - bonded reinforcement to reinforce the earthquake - damaged concrete frame structures. Taking three - layer, six - layer and nine - layer RC frame structures as examples, we study the seismic fragility of RC frame structures with seismic damage and analyze their reinforcement effect based on incremental dynamic analysis (IDA). The results show that with the increase of structure's height and *PGA*, the overall convergence of the IDA-curve clusters of the carbon - fiber and steel - bonded reinforced structures at the third, sixth, and ninth layer are better after being damaged by earthquakes. The steel - bonded reinforcement can improve the convergence of the structure to the randomness of ground motions, but with the increase of the structure's height, the effect of steel - bonded reinforcement on the random convergence of ground motion gradually weakens, and the steel - bonded reinforcement method has obvious effect on the three - layer, low - rise structures. The carbon - fiber reinforcement has better control of the displacement angle between the structural layers than the steel - bonded reinforcement. For the six - layer, middle - rise structures, the resistance of the structure to extremely rare earthquakes can be improved to a greater extent. For the nine - layer, high - rise structures, the two reinforcement methods are practical, and we can choose one of them according to the actual situation.

Keywords: incremental dynamic analysis; seismic damage to the reinforced concrete; RC frame structure; seismic fragility analysis; reinforcement effect