

引文格式:李 波,许亚男,严国虔,等. 框架结构考虑钢筋腐蚀的地震风险评估方法[J]. 建筑科学与工程学报, 2024, 41(5): 52-62.

LI Bo, XU Yanan, YAN Guoqian, et al. Seismic risk assessment method for frame structures considering steel corrosion[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2024, 41(5): 52-62.

DOI:10.19815/j.jace.2022.09008

# 框架结构考虑钢筋腐蚀的地震风险评估方法

李 波,许亚男,严国虔,阳 绪,张云浩

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

**摘要:**为科学评估框架结构考虑钢筋腐蚀的地震风险,研究了钢筋腐蚀及混凝土开裂对框架结构抗倒塌性能的影响,将结构倒塌极限状态对应的结构变形能力均值定义为时间的函数,考虑老化时间对结构倒塌年均失效概率式积分,得到考虑钢筋腐蚀效应的结构地震倒塌概率;提出了考虑结构老化效应的地震风险评估方法,将该方法应用于不同设防烈度的锈蚀 RC 框架结构,研究了在接近倒塌极限状态下考虑结构老化效应对地震风险的影响。结果表明:6、7、8 度设防的框架结构锈蚀 50 年比未锈蚀结构的倒塌储备系数(CMR)分别小 18.7%、31.0%、19.4%;6、7、8 度设防的框架结构考虑老化效应 50 年的年均倒塌超越概率比不考虑老化效应结构的年均倒塌超越概率分别大 28.6%、59.8%、32.6%;建议在不同烈度区 RC 框架结构的地震风险评估中考虑结构老化效应的影响。

**关键词:**钢筋混凝土框架;地震风险;性能退化;钢筋腐蚀;增量动力分析

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2024)05-0052-11

## Seismic risk assessment method for frame structures considering steel corrosion

LI Bo, XU Yanan, YAN Guoqian, YANG Xu, ZHANG Yunhao

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

**Abstract:** In order to scientifically evaluate the seismic risk of steel corrosion in frame structures, the effects of steel corrosion and concrete cracking on the anti-collapse performance of frame structures were studied. The mean deformation capacity of the structure corresponding to the collapse limit state was defined as a function of time, and the annual failure probability of the structure collapse was integrated by considering the aging time. The seismic collapse probability of the structure considering the corrosion effect of steel bars was obtained. A seismic risk assessment method considering the aging effect of structures was proposed, and this method was applied to corroded RC frame structures with different seismic intensities. The impact of structural aging effects on seismic risk near the collapse limit state was studied. The results show that the collapse margin ratio (CMR) of a frame structure with 6, 7, 8-degree seismic intensities that has been corroded for 50 years is 18.7%, 31.0%, and 19.4% lower than that of a non corroded structure, respectively. The mean annual collapse rate of a frame structure with 6, 7, 8-

degree seismic intensities considering aging effects for 50 years is 28.6%, 59.8%, and 32.6% higher than that of a structure without considering aging effects, respectively. It is recommended to consider the influence of structural aging effects in the seismic risk assessment of RC frame structures in different intensity zones.

**Key words:** reinforced concrete frame; earthquake risk; capacity degradation; steel corrosion; incremental dynamic analysis

**Author resume:** LI Bo(1979-), male, PhD, associate professor, E-mail: liboxuat@163.com.

## 0 引 言

结构在恶劣的环境中服役时,可能会受到不同类型的外部环境作用,例如风、极端温度、腐蚀性环境、地震等。这些恶劣的环境条件可能会导致钢筋腐蚀或材料疲劳,使结构抗倒塌能力衰减,结构倒塌风险增大。如果不考虑结构老化因素,会使评估的结构倒塌风险偏小于实际值,由此可能在结构的地震风险评估上做出一些错误判断。为了使评估的结果更接近实际值,在地震风险评估过程中考虑结构老化效应是非常必要的。

结构老化过程极其复杂,因为结构老化受多种因素影响且结构老化机理模型非常不确定。对于复杂多样的结构老化机理模型,许多学者在材料、构件、结构层面进行了研究。惠云玲等<sup>[1]</sup>通过试验研究了锈蚀钢筋退化后的力学性能,提出了锈蚀钢筋性能退化的数学计算模型。Yu 等<sup>[2]</sup>收集了不同腐蚀损伤模型,对腐蚀钢筋与周围混凝土相互作用进行了研究。唐站站等<sup>[3]</sup>考虑实际钢筋锈蚀的情况,建立了锈蚀钢筋力学性能的简化本构模型。钢筋混凝土材料退化后通过耦合作用影响构件的力学性能,学者从理论、试验、有限元分析方面对钢筋混凝土构件的力学性能进行深入研究。郑山锁等<sup>[4-5]</sup>利用 ABAQUS 对锈蚀柱进行损伤分析,得到锈蚀柱力学性能变化规律,并对锈蚀柱塑性铰长度进行了研究。Meda 等<sup>[6]</sup>通过比较未锈蚀和锈蚀钢筋混凝土方柱的滞回曲线,发现钢筋腐蚀严重影响受循环荷载柱的抗震性能。叶志文等<sup>[7]</sup>对处于海洋潮湿环境下钢筋混凝土梁的力学性能进行分析,得到锈蚀梁承载能力退化数学计算式,并分析了起锈时间、箍筋直径等因素的影响。锈蚀钢筋混凝土结构的研究主要有试验研究及有限元数值模拟。试验研究成本高、周期长,而有限元分析软件成熟,因此有限元数值模型是目前研究的主要手段。张猛等<sup>[8]</sup>运用 SAP2000 对结构进行了 Pushover 分析,得到不同加载模式下的钢筋混凝土结构抗震性能指标退化规

律。Dizaj 等<sup>[9]</sup>提出了一种锈蚀结构地震易损性分析框架,精确模拟了锈蚀 RC 框架结构性能的非线性变化。代旷宇等<sup>[10]</sup>以一栋 RC 框架结构为研究对象,建立未锈蚀及锈蚀结构的有限元模型,计算得到了锈蚀及未锈蚀两种情况下地震易损性曲线,并对锈蚀钢筋混凝土结构的地震易损性分析特殊性及其对地震易损性分析结果影响进行了分析。

现有研究认为结构的地震风险在其寿命周期内是定值,但由于钢筋腐蚀、混凝土开裂,结构实际的地震风险是随着服役时间变化的<sup>[11]</sup>。因此,本文在上述钢筋腐蚀理论上,研究钢筋腐蚀对 RC 框架结构抗倒塌性能的影响并评估其地震倒塌风险,为考虑结构老化效应的地震风险评估方法研究提供理论基础。

本文首先介绍 RC 框架结构的地震风险评估方法,得到对应的地震风险曲线,然后提出考虑结构老化效应的地震风险评估方法并使用该方法对不同烈度区钢筋锈蚀的 RC 框架结构进行地震倒塌风险评估,最后比较不同烈度区、不同锈蚀程度 RC 框架结构地震倒塌风险。

## 1 地震易损性函数

地震易损性表示不同强度地震动下,结构超越某个极限状态的概率。基于位移的地震易损性函数  $F_{R,D}(x)$  可表达为<sup>[11]</sup>

$$F_{R,D}(x) = P(C < D | I) = \Phi \left[ \frac{\ln(m_D) - \ln(m_C)}{\sqrt{\beta_C^2 + \beta_D^2}} \right] \quad (1)$$

式中:  $D$  和  $C$  分别为地震需求参数和抗震能力参数;  $m_D$ 、 $m_C$  分别为地震需求参数  $D$  及抗震能力参数  $C$  的中位值;  $\beta_D$ 、 $\beta_C$  分别为  $D$  和  $C$  的对数标准差。

地震需求中位值  $m_D$  与地震动强度参数  $I$  服从指数关系,即

$$m_D = a(I)^b \quad (2)$$

式中:系数  $a$ 、 $b$  可由增量动力分析得到。

对式(2)两边取对数可得

$$\ln(m_D) = \ln(a) + b \ln(I) \quad (3)$$

将式(2)代入式(1)可得

$$F_{R,D}(I) = \Phi\left[\frac{\ln(I) - \ln(m_{R,D})}{\beta_{R,D}}\right] \quad (4)$$

$$m_{R,D} = \exp\left[\frac{\ln(m_c) - \ln(a)}{b}\right] = \left(\frac{m_c}{a}\right)^{\frac{1}{b}} \quad (5)$$

$$\beta_{R,D} = \frac{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_D^2}}{b} \quad (6)$$

文献[12]中给出的考虑知识不确定性的地震易损性函数解析式为

$$F_{R,P}(I) = \Phi\left[\frac{\ln(I) - \ln(m_R)}{\beta_R}\right] \quad (7)$$

$$m_R = m_{R,D} = \left(\frac{m_c}{a}\right)^{\frac{1}{b}} \quad (8)$$

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{R,D}^2 + \beta_{R,U}^2} \quad (9)$$

式中:  $m_R$ 、 $\beta_{R,U}$  分别为  $F_{R,P}(I)$  的中位值、对数标准差;  $m_{R,D}$ 、 $\beta_{R,D}$  分别为  $F_{R,D}(I)$  的中位值、对数标准差。

## 2 考虑知识不确定性的概率地震风险函数

概率地震风险可定义为考虑地震危险性的影响下结构发生各种破坏状态的可能性,通常可由结构年均失效概率  $\lambda_C^0$  表示,即

$$\lambda_C^0 = \int_I P(C < D | I) \left| \frac{d\nu(I)}{dI} \right| dI \quad (10)$$

式中:  $\nu(I)$  为地震危险性函数。

在 FEMA<sup>[13]</sup> 框架中  $\nu(I)$  可近似表示为

$$\nu(I) = k_0 I^{-k} \quad (11)$$

$$k = \frac{\ln(\nu_{DBE}) - \ln(\nu_{MCE})}{\ln(I_{MCE}) - \ln(I_{DBE})} \quad (12)$$

$$k_0 = \nu_{DBE} (I_{DBE})^k \quad (13)$$

式中:  $k$ 、 $k_0$  为地震危险性函数参数<sup>[14]</sup>;  $I_{DBE}$ 、 $I_{MCE}$  分别为中震及大震对应的地震动强度;  $\nu_{DBE}$ 、 $\nu_{MCE}$  分别为中震及大震对应的年超越概率。

将式(7)、(11)代入式(10)中得到考虑知识不确定性的地震风险函数为

$$\lambda_C^0 = k_0 \left(\frac{m_c}{a}\right)^{-\frac{k}{b}} \exp\left[\frac{k^2 \beta_{R,U}^2}{2} + \frac{k^2 (\beta_c^2 + \beta_D^2)}{2b^2}\right] \quad (14)$$

## 3 考虑钢筋腐蚀的地震风险评估方法

如果不利的环境或其他影响因素降低了结构的抗震能力,则在结构服役的不同时刻地震风险是不同的。一个比较全面的解决方法是将结构抗震性能相关的参数定义为时间的函数,并在时间间隔  $(t_0, t_0 + \Delta t)$  上对式(10)积分,得到基于工程需求参数的结构地震倒塌概率表达式,即

$$\eta_C(\Delta t) = \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} \int_I P[C(\tau) < D | I] \left| \frac{d\nu(I)}{dI} \right| dI d\tau \quad (15)$$

式中:  $\eta_C(\Delta t)$  为关于  $\Delta t$  的结构地震倒塌概率函数;  $t_0$  为结构腐蚀的初始时刻;  $\Delta t$  为结构腐蚀时间。

为了简化式(15),作如下假设:①假设在整个积分的时间间隔内地震危险性曲线的形状系数  $k$ 、 $k_0$  保持不变;②假设结构的抗震承载能力从  $\tau$  时刻开始下降,并且遵循线性形式,如式(16)所示;③假设离散程度  $\beta_{R,U}^2$  和  $\beta_{R,D}^2$  是不随时间变化的常数。

$$C(\tau) = \alpha + \beta\tau \quad (16)$$

式(15)可简化为

$$\begin{aligned} \eta_C(t_0, \Delta t) &= \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} k_0 \left[\frac{C(\tau)}{a}\right]^{-\frac{k}{b}} \exp\left[\frac{k^2 \beta_{R,U}^2}{2} + \frac{k^2 (\beta_c^2 + \beta_D^2)}{2b^2}\right] d\tau = \exp\left[\frac{k^2 \beta_{R,U}^2}{2} + \frac{k^2 (\beta_c^2 + \beta_D^2)}{2b^2}\right] \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} k_0 \left(\frac{\alpha + \beta\tau}{a}\right)^{-\frac{k}{b}} d\tau = \\ &\lambda_C^0 \frac{\alpha + \beta t_0}{\beta} \frac{b}{b - k} \left[ \left(1 + \frac{\beta \Delta t}{\alpha + \beta t_0}\right)^{1 - \frac{k}{b}} - 1 \right] \end{aligned} \quad (17)$$

式中:系数  $\alpha$ 、 $\beta$  由结构抗倒塌能力参数值随时间变化的拟合图得到。

结构经过  $\Delta t$  时间老化后的年均倒塌超越概率为

$$\lambda_C(t_0, \Delta t) = \frac{\eta_C(t_0, \Delta t)}{\Delta t} \quad (18)$$

### 3.1 锈蚀钢筋及开裂混凝土力学性能退化模型

(1) 锈蚀钢筋力学性能退化

对于不同锈蚀率的钢筋,吴庆<sup>[15]</sup> 给出了相应的退化模型,即

$$f_{yc}(\eta_s) = \begin{cases} f_y(1 - 0.029\eta_s) & 0 \leq \eta_s \leq 5\% \\ f_y(1.175 - 0.064\eta_s) & \eta_s > 5\% \end{cases} \quad (19)$$

$$f_{uc}(\eta_s) = \begin{cases} f_u(1 - 0.026\eta_s) & 0 \leq \eta_s \leq 5\% \\ f_u(1.180 - 0.062\eta_s) & \eta_s > 5\% \end{cases} \quad (20)$$

$$\epsilon_{uc}(\eta_s) = \begin{cases} \epsilon_u(1 - 0.0248\eta_s) & 0 \leq \eta_s \leq 5\% \\ \epsilon_u(1.088 - 0.0357\eta_s) & \eta_s > 5\% \end{cases} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \beta_1 \beta_2 \beta_3 \left( \frac{4.18}{f_{cu,k}} - 0.073 \right) \left( \frac{5.18}{d} + 0.13 \right) \cdot \\ &(1.85 - 0.04c) \Delta t \end{aligned} \quad (22)$$

式中:  $f_{yc}$  为钢筋退化后的屈服强度;  $f_{uc}$  为钢筋退化后的极限抗拉强度;  $\epsilon_{uc}$  为钢筋退化后的伸长率;  $f_y$  为钢筋屈服强度;  $f_u$  为钢筋极限抗拉强度;  $\epsilon_u$  为钢筋伸长率;  $\eta_s$  为钢筋锈蚀率<sup>[16]</sup>;  $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\beta_3$  为修正系数,文献[16]中  $\beta_1$  取为 1.0,  $\beta_2$  取为 1.0,  $\beta_3$  取为 2.75;  $c$  为混凝土保护层厚度;  $d$  为钢筋直径;  $f_{cu,k}$  为

混凝土抗压强度标准值。

## (2) 混凝土力学性能退化

混凝土保护层受到锈胀压力开裂后的抗压强度是关于钢筋腐蚀时间的函数,可由式(23)~(25)表示<sup>[17]</sup>。

$$f_{cc} = \frac{f_c}{1 + K\epsilon_1/\epsilon_{c0}} \quad (23)$$

$$\epsilon_1 = \frac{\eta_b [\pi(d_b - d'_b)(\nu_{rs} - 1)]}{b_0} \quad (24)$$

式中: $f_{cc}$ 为混凝土开裂后的抗压强度; $f_c$ 为未开裂混凝土抗压强度; $K$ 为与钢筋直径有关的参数,取值参考文献[18]; $\epsilon_{c0}$ 为混凝土峰值抗压强度对应的压应变; $\epsilon_1$ 为混凝土保护层的横向平均应变; $b_0$ 为未开裂混凝土的截面宽度; $\eta_b$ 为受压区钢筋数量; $\nu_{rs}$ 为腐蚀后混凝土的膨胀比,根据文献[18],其值可取为2.0; $d_b$ 、 $d'_b$ 分别为腐蚀前、后钢筋的直径。

钢筋经过 $\Delta t$ 时间腐蚀后的直径为<sup>[18]</sup>

$$d'_b = d_b - 0.023 i_{con} \Delta t \quad (25)$$

式中: $i_{con}$ 为钢筋阳极区的平均腐蚀电流密度,文献[18]中将 $i_{con}$ 值取为2.0,其值对应高水平的钢筋腐蚀且与现场测量的试验数据符合,表示在低强度碳化混凝土及湿度较高环境下的上限值。

## 3.2 考虑钢筋腐蚀的地震风险评估的主要步骤

框架结构考虑钢筋腐蚀的地震风险评估主要步骤为:

(1) 根据中国规范并结合本文第3.1节,针对未锈蚀结构及不同锈蚀程度结构,建立有限元模型。

(2) 使用式(11)幂指数形式表征地震动强度的危险性函数。

(3) 选取实际地震动作为输入进行结构倒塌IDA分析,拟合出结构反应参数与地震动参数之间的对数线性关系曲线。定义结构倒塌极限状态,通过分析IDA曲线图获得未锈蚀结构及不同锈蚀时间的结构模型抗倒塌能力参数值,然后拟合出结构抗倒塌能力随锈蚀时间的变化曲线。

(4) 使用式(7)中结构易损性解析函数,得到结构倒塌易损性曲线,获得未锈蚀及锈蚀模型的结构倒塌概率。

(5) 基于步骤(2)及步骤(4)得到式(14)中未锈蚀结构年均倒塌超越概率 $\lambda_c^0$ 。将 $\lambda_c^0$ 与步骤(3)中曲线拟合得到的参数 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $b$ 代入本文式(17),计算得到结构地震倒塌概率,根据式(18)计算得到结构老化 $\Delta t$ 的年均倒塌超越概率。

## 4 应用实例

### 4.1 模型设计

本文建立3个不同设防烈度的未锈蚀结构模型,其平面布置简图和立面图如图1、2所示。3个结构均为5层三跨RC框架结构,第1层层高为4.4 m,第2~5层层高为3.3 m。结构抗震设防烈度分别为6、7、8度,设计地震动分组为第1组,设计场地类别为Ⅱ类,场地特征周期 $T_g$ 为0.35 s,结构环境类别为二a类。参考《建筑抗震设计规范》<sup>[19]</sup>及《混凝土结构设计规范》<sup>[20]</sup>,运用PKPM软件设计梁、柱截面尺寸及配筋,如表1~3所示。结构自振周期取决于其质量和刚度,RC框架结构老化对其质量几乎没有影响,但可以影响混凝土开裂,进而影响梁柱截面的有效惯性矩,在SAP2000软件中修改构件的有效惯性矩,来考虑混凝土老化对其自振周期的影响。将式(25)代入文献[21]有效惯性矩与截面惯性矩的相关方程可得到有效惯性矩和老化时间的关系式。通过分析得到结构的基本周期,如表4所示。本文选取一榀框架(图1阴影部分框架)为研究对象,以SAP2000为平台对结构模型进行分析,取梁、柱为基本单元,梁-柱节点采用刚性连接,柱下端与基础固接。屋面雪荷载标准值为0.3 kPa,楼面活荷载标准值为2.0 kPa,楼板厚120 mm。梁、柱、楼板自重由SAP2000软件自动生成。

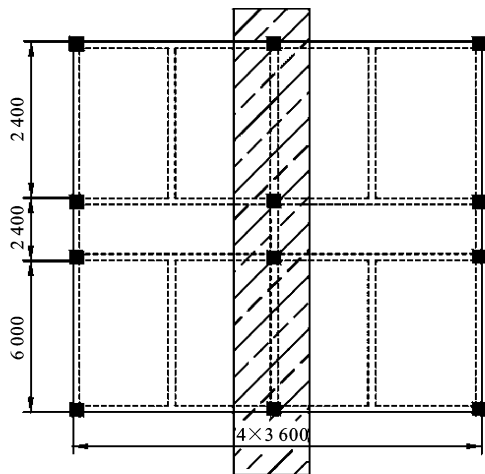


图1 结构平面简图(单位:mm)

Fig. 1 Sketch map of structure layout (unit:mm)

使用本文第3.1节给出的退化模型,在SAP2000软件中对模型钢筋直径、钢筋屈服强度、钢筋极限抗拉强度、钢筋伸长率及混凝土抗压强度进行修正,近似模拟锈蚀结构的老龄化性能。将7度设防未锈蚀结构模型记为M0,锈蚀10、20、30、40、

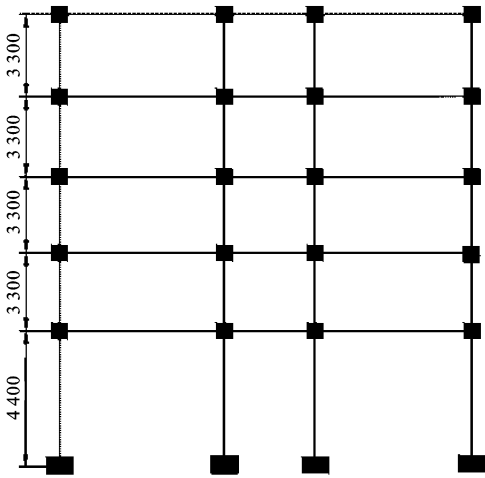


图 2 结构立面图(单位:mm)

Fig. 2 Structural elevation view (unit:mm)

表 1 6 度设防框架结构梁、柱截面尺寸及配筋

Table 1 Dimensions and reinforcement of beam and column sections of 6-degree fortified frame structures

构件	截面尺寸	混凝土等级	纵筋配筋		箍筋配筋
			顶部	底部	
边跨梁	250 mm×500 mm	C30	2 ￡20 和 1 ￡18	2 ￡18 和 1 ￡16	￡6@100(2)
中跨梁	250 mm×500 mm	C30	2 ￡20 和 1 ￡18	3 ￡14	￡6@100(2)
全体柱	450 mm×450 mm	C30	8 ￡16	8 ￡16	￡8@100(3)

表 2 7 度设防框架结构梁、柱截面尺寸及配筋

Table 2 Dimensions and reinforcement of beam and column sections of 7-degree fortified frame structures

构件	截面尺寸	混凝土等级	纵筋配筋		箍筋配筋
			顶部	底部	
边跨梁	250 mm×500 mm	C30	3 ￡20	3 ￡20	￡8@100(2)
中跨梁	250 mm×500 mm	C30	3 ￡20	3 ￡18	￡8@100(2)
全体柱	450 mm×450 mm	C30	12 ￡16	12 ￡16	￡8@100(4)

表 3 8 度设防框架结构梁、柱截面尺寸及配筋

Table 3 Dimensions and reinforcement of beam and column sections of 8-degree fortified frame structures

构件	截面尺寸	混凝土等级	纵筋配筋		箍筋配筋
			顶部	底部	
边跨梁	250 mm×500 mm	C35	2 ￡25 和 1 ￡18	2 ￡18 和 1 ￡16	￡6@100(2)
中跨梁	250 mm×500 mm	C35	2 ￡20 和 2 ￡25	3 ￡25	￡6@100(2)
全体柱	600 mm×600 mm	C35	12 ￡22	12 ￡22	￡8@100(4)

表 4 结构基本周期

Table 4 Fundamental periods of structures

锈蚀时间	结构基本周期/s		
	6 度设防	7 度设防	8 度设防
未锈蚀	0.911	0.861	0.766
10 年	0.923	0.871	0.770
20 年	0.929	0.876	0.778
30 年	0.950	0.895	0.795
40 年	0.967	0.902	0.806
50 年	0.979	0.910	0.811

表 5 不同锈蚀时间钢筋混凝土力学性能

Table 5 Mechanical properties of reinforced concrete for different corrosion time

锈蚀时间	$f_{yc}/\text{MPa}$	$f_{uc}/\text{MPa}$	$\epsilon_{uc}/\%$	$f_{cc}/\text{MPa}$
未锈蚀	400.00	540.00	8.00	20.10
10 年	381.88	518.07	7.69	15.46
20 年	363.76	496.14	7.38	12.56
30 年	345.64	474.21	7.07	10.58
40 年	310.05	428.02	6.92	9.14
50 年	270.06	375.72	6.47	8.04

50 年的模型记为 M10、M20、M30、M40、M50。表 5 列出了  $d=16\text{ mm}$  的 HRB400 钢筋、 $f_{cu,k}=30\text{ MPa}$  的混凝土退化材料参数。其他材料退化后的材料参数可以用相同的方法计算,这里不再赘述。

4.2 7 度设防结构地震易损性分析

对于一栋建筑,当采用一个有效的地震强度指标时,选取 30 条(FEMA 中建议 20 条以上)地震波可以较为准确地评估结构的地震需求。因此,本文从太平洋地震研究中心数据库中选取 30 条震级在 5.5~8 级之间的地震动作为易损性分析时的地震动输入。地震动反应谱如图 3 所示。图 3 表明选取的地震动反应谱均值曲线与结构所在场地反应谱曲线基本匹配,说明输入地震动基本能代表结构所在场地的地震动特性。

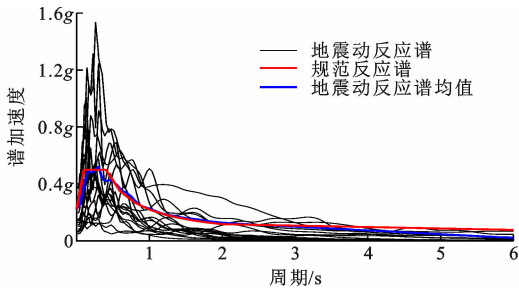


图 3 地震动记录反应谱

Fig. 3 Response spectra of ground motion record

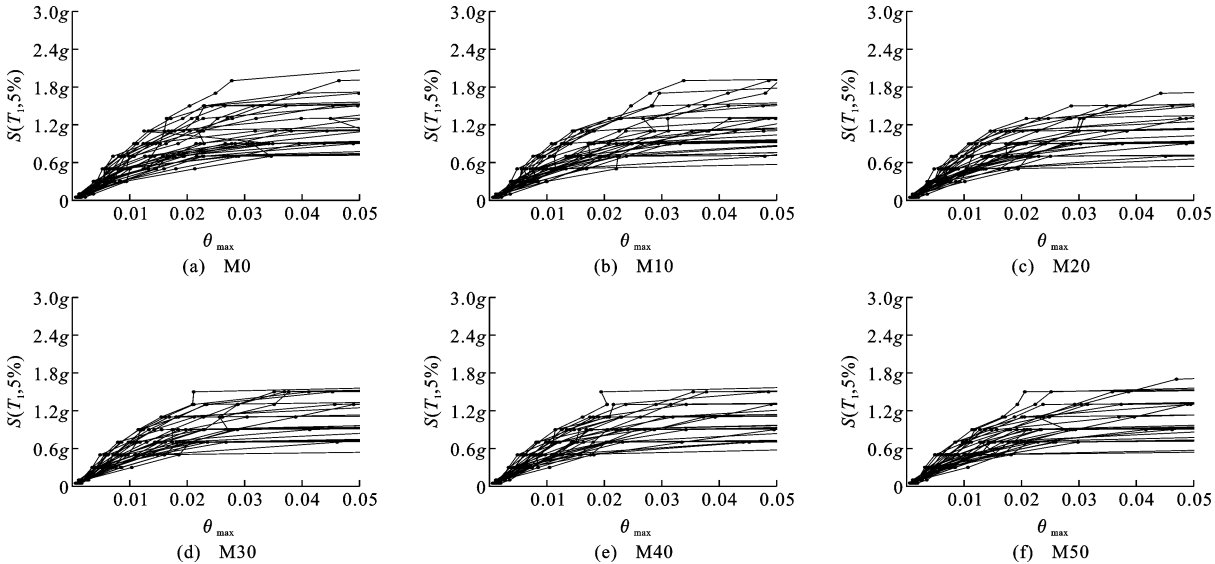


图 4 7 度设防结构的 IDA 曲线

Fig. 4 IDA curve of 7-degree fortification structure

大的谱加速度  $S(T_1)$  与结构最大层间位移角  $\theta_{\max}$  的关系曲线<sup>[22]</sup>。

假设  $\theta_{\max}$  与  $S(T_1)$  之间的关系满足式(3),将  $\theta_{\max}$  与  $S(T_1)$  取对数,建立  $\ln[S(T_1)]-\ln(\theta_{\max})$  坐标系。对大量坐标点  $(\ln(\theta_{\max}), \ln(S(T_1)))$  进行线性回归,得到式(3)中参数  $a$ 、 $b$  值,见表 6。

表 6 参数  $a$ 、 $b$  取值

Table 6 Values of parameters  $a$ ,  $b$

模型	$a$	$b$
M0	0.019 36	1.053 5
M10	0.032 33	1.224 5
M20	0.036 45	1.270 7
M30	0.036 50	1.283 1
M40	0.036 70	1.280 9
M50	0.036 21	1.276 2

中国规范将  $\theta_{\max}=2\%$  作为倒塌判别准则,但本文研究的锈蚀结构倒塌不一定满足此倒塌准则,且规范的判别准则过于保守(IDA 动力失稳的本质是数值发散,但图 4 中  $\theta_{\max}=0.02$  对应的  $S(T_1)$  值未

通过文献[11]可以发现,结构反应参数最大层间位移角  $\theta_{\max}$  与地震动参数谱加速度  $S(T, \xi)$  之间的对数线性关系较为明显,故本文结构反应参数选取  $\theta_{\max}$ ,地震动参数选取  $S(T, \xi)$  ( $T$  为结构自振周期,  $\xi$  为阻尼比)。对 30 条地震动的  $S(T_1)$  ( $T_1$  为结构第一自振周期)进行调幅。初始  $S=0.05g$ , 第一步增量为  $0.05g$ , 其余步的增量为  $0.1g$ 。对计算结果进行统计分析后得到 IDA 曲线,如图 4 所示。每个图中都有 30 条 IDA 曲线,每条曲线代表逐渐增

完全发散),为了能得到本文结构接近实际倒塌极限状态对应的结构变形能力均值,没有将  $\theta_{\max}=2\%$  作为倒塌判别准则,而是把图 4 中 IDA 曲线斜率等于初始斜率  $20\%$  对应的  $\theta_{\max}$  均值作为倒塌极限状态对应的结构变形能力均值<sup>[11]</sup>,并将其列在表 7。

表 7 7 度设防结构 M0~M50 倒塌极限状态对应的结构变形能力均值

Table 7 Mean value of structural deformation capacity corresponding to collapse limit state of 7-degree fortified structure M0-M50

模型	$m_c/\%$
M0	3.31
M10	3.04
M20	2.77
M30	2.55
M40	2.39
M50	2.21

假设  $\beta_{R,D}$  取 0.40(根据规定<sup>[23]</sup>当易损性曲线是以谱加速度  $S(T_1)$  为自变量时取 0.40),并参照相关规范<sup>[24]</sup>,倒塌极限状态时  $\beta_{R,U}$  取 0.30,将  $\beta_{R,U}$ 、

$\beta_{R,D}$ 及未锈蚀结构的  $a$ 、 $b$ 、 $m_C$  值代入式(7),得

$$F_{R,P}(S)=\Phi\left[\frac{\ln(S)-0.5091}{0.4839}\right] \tag{26}$$

根据式(26)并考虑知识不确定性得到 7 度设防未锈蚀结构倒塌易损性曲线,见图 5。

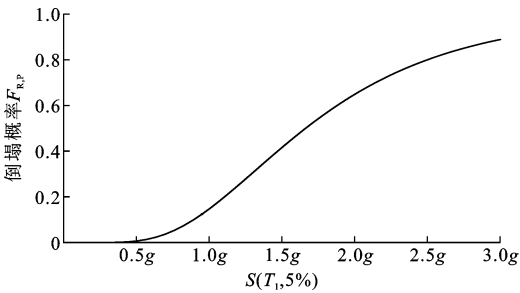


图 5 7 度设防未锈蚀结构的地震倒塌曲线  
Fig. 5 Seismic collapse curve of uncorroded structure with 7-degree fortification

4.3 不同设防烈度锈蚀结构倒塌能力分析

倒塌储备系数(CMR)<sup>[25]</sup>可以反映结构抗倒塌能力强弱,CMR 值  $I'$ 可按式(27)进行计算。

$$I'=\frac{S(T_1)_{50\%}}{S(T_1)_{dz}} \tag{27}$$

式中: $S(T_1)_{50\%}$ 为倒塌曲线上  $F_{R,P}=0.5$  对应的谱加速度; $S(T_1)_{dz}$ 为大震对应的谱加速度。

参考本文第 4.2 节分析过程,绘制出 6、7、8 度设防结构锈蚀 0~50 年的倒塌曲线,如图 6~8 所示。根据式(27)以及图 6~8 得到不同烈度、不同锈蚀时间结构 CMR 值,见图 9。从图 9 可以看出,对于相同设防烈度的结构,CMR 值随着结构锈蚀时间增加而减小,其中 6、7、8 度设防结构锈蚀 50 年比未锈蚀结构的 CMR 值分别小 18.7%、31.0%、19.4%,即受钢筋锈蚀影响,7 度设防结构的抗倒塌能力退化较快。产生该现象主要原因为 6 度设防结构钢筋面积较小,老化速率较慢,而 8 度设防 RC 框架混凝土强度更高,使得结构老化速度减缓,因而 7 度设防结构的抗倒塌能力退化较快。比较不同设防烈度的结构,8 度设防结构的 CMR 值最小,反映出 8 度设防 RC 框架结构抗倒塌能力较弱。

4.4 7 度设防结构地震危险性分析

根据《建筑抗震设计规范》<sup>[19]</sup>确定  $S(T_1, 5\%)_{DBE}=0.099g$ 、 $S(T_1, 5\%)_{MCE}=0.223g$ 、 $\nu_{DBE}=0.0021$ 、 $\nu_{MCE}=0.0004$ 。将以上数据代入式(12)、(13)中得到  $k$  值为 2.39,  $k_0$  值为  $8.547\times10^{-6}$ ,再将  $k$ 、 $k_0$  代入式(11)得

$$\nu(S)=8.547\times10^{-6}S^{-2.39} \tag{28}$$

根据式(28)得到地震危险性函数曲线,如图 10

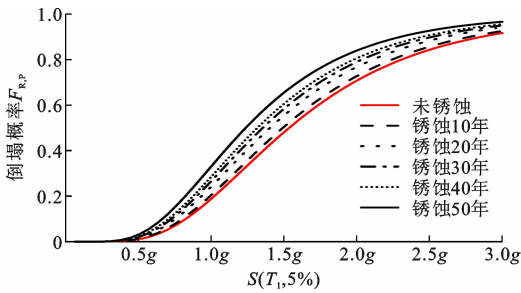


图 6 6 度设防结构的地震倒塌曲线  
Fig. 6 Earthquake collapse curve of 6-degree fortified structure

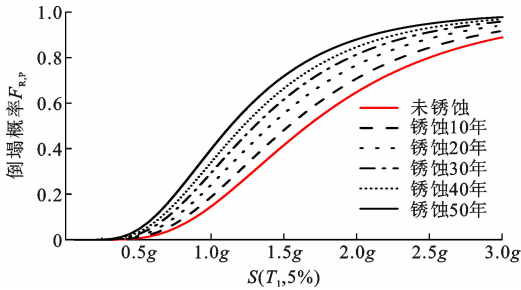


图 7 7 度设防结构的地震倒塌曲线  
Fig. 7 Earthquake collapse curve of 7-degree fortified structure

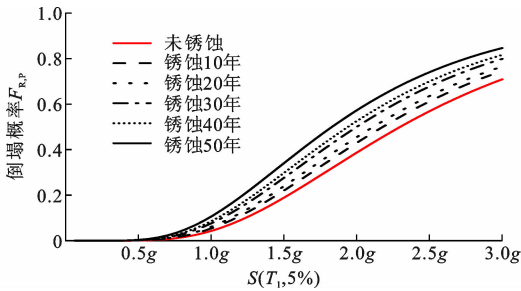


图 8 8 度设防结构的地震倒塌曲线  
Fig. 8 Earthquake collapse curve of 8-degree fortified structure

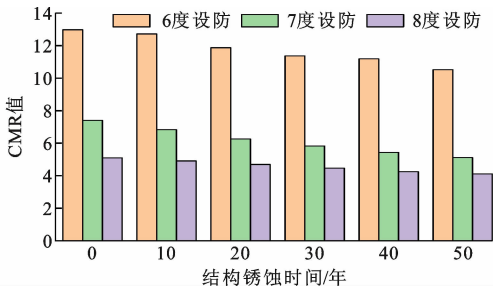


图 9 结构抗倒塌储备系数  
Fig. 9 Structure anti-collapse margin ratio

所示。

4.5 7 度设防结构地震风险分析

将  $\beta_{R,U}$ 、 $\beta_{R,D}$ 、 $k$ 、 $k_0$  及未锈蚀结构的  $a$ 、 $b$ 、 $m_C$  值

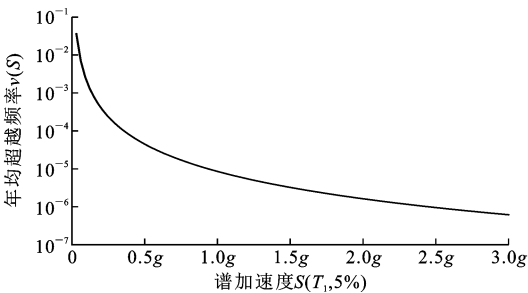


图 10 7 度设防结构的地震危险性函数

Fig. 10 Seismic hazard function of 7-degree fortified structure

代入式(14)得到  $\lambda_c^0 = 4.96 \times 10^{-6}$ 。将式(10)化为求和形式<sup>[23]</sup>得到

$$\lambda_c^0 = \sum_{i=1}^{\infty} P(C < D | I) \left| \frac{d\nu(I)}{dI} \right| \Delta I \quad (29)$$

$\Delta I$  取值 0.01,按式(29)得出  $F_{R,D} | d\nu(S)/dS |$  与  $S$  的关系曲线(地震风险曲线),如图 11 所示。图 11 中地震风险曲线极值点为  $S=1.27g$ ,而在图 5 的倒塌地震易损性曲线上  $S=1.27g$  对应的结构倒塌概率为 29%。这表明地震倒塌风险大的结构,其倒塌概率不大。

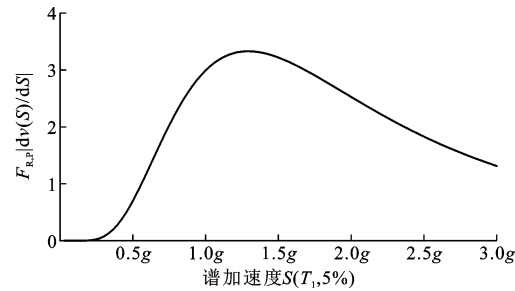


图 11 7 度设防结构的地震风险曲线

Fig. 11 Seismic risk curve of 7-degree fortified structure

4.6 考虑老化效应的地震风险分析

对表 8 中倒塌极限状态对应的结构变形能力均值进行线性拟合得到图 12。从图 12 分析可得到式(16)中参数  $\alpha=3.253, \beta=-0.0219$ 。

建筑结构腐蚀开始的时间记为 0 时刻,即  $t_0=0$ 。将  $t_0$  及  $\alpha, \beta, \lambda_c^0$  代入式(18)得到  $\lambda_c(\Delta t)$ ,见表 8~10。地震倒塌风险对比如图 13~15 所示。由表 8~10 及图 13~15 可以看出,6、7、8 度设防结构考虑老化效应 10~50 年的年均倒塌超越概率比不考虑结构老化效应的年均倒塌超越概率大,其中考虑结构老化效应 50 年的年均倒塌超越概率比不考虑结构老化效应的年均倒塌超越概率分别大 28.5%、59.8%、32.6%。

将不同烈度、不同锈蚀时间结构的年均倒塌超

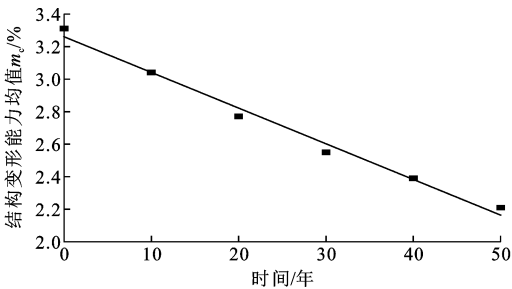


图 12 7 度设防结构抗倒塌变形能力均值随时间变化规律

Fig. 12 Change law of mean value of anti-collapse deformation capacity of 7-degree fortified structure with time

表 8 6 度设防结构年均倒塌超越概率

Table 8 Mean annual collapse rate of 6-degree fortified structures

锈蚀时间	$\lambda_c(\Delta t)/10^{-6}$	$[\lambda_c(\Delta t)-\lambda_c^0]/\lambda_c^0/\%$
未锈蚀	5.79	0.0
10 年	6.06	4.7
20 年	6.36	9.8
30 年	6.69	15.5
40 年	7.05	21.8
50 年	7.44	28.5

表 9 7 度设防结构年均倒塌超越概率

Table 9 Mean annual collapse rate of 7-degree fortified structures

锈蚀时间	$\lambda_c(\Delta t)/10^{-6}$	$[\lambda_c(\Delta t)-\lambda_c^0]/\lambda_c^0/\%$
未锈蚀	4.96	0.00
10 年	5.37	8.27
20 年	5.85	17.90
30 年	6.41	29.20
40 年	7.09	42.90
50 年	7.93	59.80

表 10 8 度设防结构年均倒塌超越概率

Table 10 Mean annual collapse rate of 8-degree fortified structures

锈蚀时间	$\lambda_c(\Delta t)/10^{-6}$	$[\lambda_c(\Delta t)-\lambda_c^0]/\lambda_c^0/\%$
未锈蚀	2.30	0.00
10 年	2.42	5.21
20 年	2.56	11.00
30 年	2.71	17.40
40 年	2.87	24.60
50 年	3.06	32.60

越概率汇总得到图 16。从图 16 可以看出,对于未锈蚀结构,6 度设防结构比 7、8 度设防结构地震倒塌风险都高。对于锈蚀 10~50 年的结构,8 度设防结构的地震倒塌风险一直处于较低的水平,表明钢



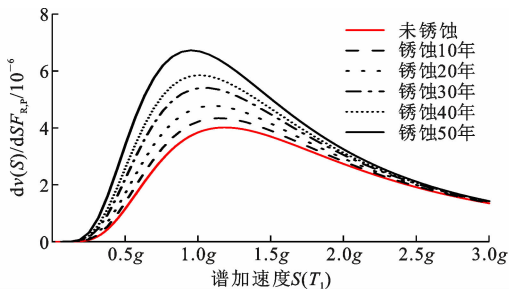


图 13 6 度设防结构地震倒塌风险对比

Fig. 13 Comparison of earthquake collapse risks of 6-degree fortified structures

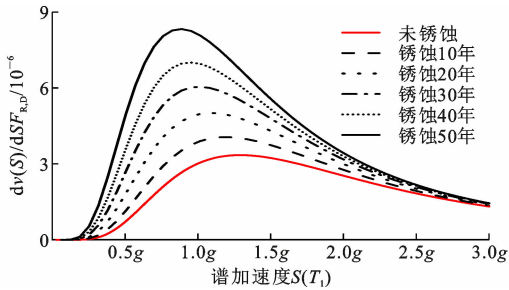


图 14 7 度设防结构地震倒塌风险对比

Fig. 14 Comparison of earthquake collapse risks of 7-degree fortified structures

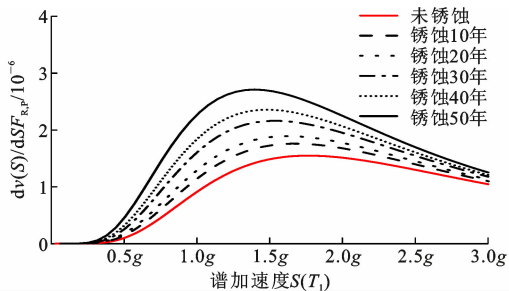


图 15 8 度设防结构地震倒塌风险对比

Fig. 15 Comparison of earthquake collapse risks of 8-degree fortified structures

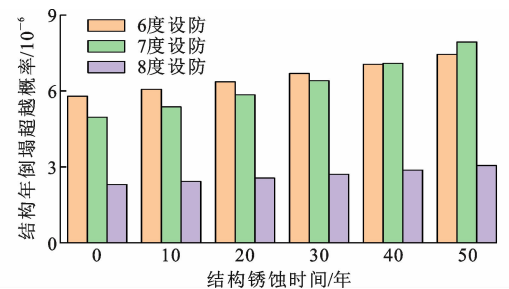


图 16 不同地震设防的老化结构年均倒塌超越概率

Fig. 16 Mean annual collapse rate of aging structures with different seismic fortifications

筋锈蚀对 8 度设防结构的地震倒塌风险影响较小。7 度设防结构锈蚀 10~30 年的地震倒塌风险均小

于 6 度设防结构,在结构锈蚀 40 年后,7 度设防结构地震倒塌风险高于 6 度设防结构,这表明钢筋锈蚀对 7 度设防结构的地震倒塌风险影响相较于 6 度设防结构更大一些。

5 结 语

(1)图 11 中地震风险曲线极值点为  $S=1.27g$ ,而图 5 的倒塌地震易损性曲线上  $S=1.27g$  对应的结构倒塌概率为 29%,由此可得到地震倒塌风险大的结构其倒塌概率不大。

(2)对于相同设防烈度的结构,CMR 值随着结构锈蚀时间增加而减小,其中 6、7、8 度设防的 RC 框架结构锈蚀 50 年比未锈蚀结构的 CMR 值分别小 18.7%、31.0%、19.4%,即受钢筋锈蚀影响,7 度设防结构的抗倒塌能力退化较快。比较不同设防烈度的结构,8 度设防结构的 CMR 值最小,反映出 8 度设防 RC 框架结构抗倒塌能力较弱。

(3)对于未锈蚀结构,6 度设防结构比 7、8 度设防结构地震倒塌风险都高。对于锈蚀 10~50 年的结构,钢筋锈蚀对 8 度设防结构的地震倒塌风险影响较小,对 7 度设防结构的地震倒塌风险影响相较于 6 度设防结构更大一些。6、7、8 度设防 RC 框架结构考虑老化效应的年均倒塌超越概率比不考虑老化效应结构的年均倒塌超越概率都大,其中 6、7、8 设防 RC 框架结构考虑老化效应 50 年的年均倒塌超越概率比不考虑老化效应结构的年均倒塌超越概率分别大 28.6%、59.8%、32.6%,因此有必要在此类 RC 框架结构的地震风险评估中考虑结构老化效应的影响。

参考文献:

References:

[1] 惠云玲,林志伸,李 荣. 锈蚀钢筋性能试验研究分析[J]. 工业建筑,1997,27(6):10-13,33.  
HUI Yunling, LIN Zhishen, LI Rong. Experimental study and analysis on the property of corroded rebar [J]. Industrial Construction, 1997, 27(6): 10-13, 33.

[2] YU X H, DAI K Y, LI Y S. Variability in corrosion damage models and its effect on seismic collapse fragility of aging reinforced concrete frames[J]. Construction and Building Materials, 2021, 295: 123654.

[3] 唐站站,陈 正,薛寒杨. 腐蚀后钢筋的简化本构模型研究[C]//陆新征. 第 30 届全国结构工程学术会议. 北京:《工程力学》杂志社,2021:342-345.  
TANG Zhazhan, CHEN Zheng, XUE Hanyang.

- Study on simplified constitutive model of corroded steel bars [C]//LU Xinzhen. The 30th National Structural Engineering Academic Conference. Beijing: *Engineering Mechanics Press*, 2021: 342-345.
- [4] 郑山锁,梁泽田,杨松,等.近海大气环境下RC结构钢筋锈蚀程度预测[J].重庆大学学报,2024,47(2):22-31.
- ZHENG Shansuo, LIANG Zetian, YANG Song, et al. Corrosion prediction of reinforced concrete structure in marine atmospheres [J]. *Journal of Chongqing University*, 2024, 47(2): 22-31.
- [5] 郑跃,郑山锁,董立国,等.锈蚀钢筋混凝土柱等效塑性铰长度计算方法[J].中南大学学报(自然科学版),2021,52(12):4424-4433.
- ZHENG Yue, ZHENG Shansuo, DONG Liguang, et al. Calculation method of equivalent plastic hinge length of corroded reinforced concrete columns [J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2021, 52(12): 4424-4433.
- [6] MEDA A, MOSTOSI S, RINALDI Z, et al. Experimental evaluation of the corrosion influence on the cyclic behaviour of RC columns [J]. *Engineering Structures*, 2014, 76: 112-123.
- [7] 叶志文,张伟平,顾祥林.海洋大气环境下钢筋混凝土梁的时变性能[J].建筑结构学报,2019,40(1):74-81.
- YE Zhiwen, ZHANG Weiping, GU Xianglin. Time-dependent behavior of RC beams under marine atmospheric environment [J]. *Journal of Building Structures*, 2019, 40(1): 74-81.
- [8] 张猛,李瑶亮,赵桂峰,等.锈蚀钢筋混凝土框架结构抗震性能 Pushover 分析[J].工程抗震与加固改造,2016,38(3):35-42.
- ZHANG Meng, LI Yaoliang, ZHAO Guifeng, et al. Seismic performance analysis of corroded reinforced concrete frame structures using pushover [J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2016, 38(3): 35-42.
- [9] DIZAJ E A, MADANDOUST R, KASHANI M M. Probabilistic seismic vulnerability analysis of corroded reinforced concrete frames including spatial variability of pitting corrosion [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 114: 97-112.
- [10] 代旷宇,于晓辉,李雨适,等.锈蚀钢筋混凝土结构地震易损性分析[J].建筑结构学报,2022,43(8):20-31.
- DAI Kuangyu, YU Xiaohui, LI Yushi, et al. Seismic fragility analysis of reinforced concrete structures considering reinforcement corrosion [J]. *Journal of Building Structures*, 2022, 43(8): 20-31.
- [11] 于晓辉.钢筋混凝土框架结构的概率地震易损性与风险分析[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2012.
- YU Xiaohui. Probabilistic seismic fragility and risk analysis of reinforced concrete frame structures [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.
- [12] ELLINGWOOD B R, KINALI K. Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment [J]. *Structural Safety*, 2009, 31(2): 179-187.
- [13] FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings [R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [14] BRADLEY B A, DHAKAL R P, CUBRINOVSKI M, et al. Improved seismic hazard model with application to probabilistic seismic demand analysis [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2007, 36(14): 2211-2225.
- [15] 吴庆.基于钢筋锈蚀的混凝土构件性能退化预计模型[M].徐州:中国矿业大学出版社,2009.
- WU Qing. Prediction model of performance degradation of concrete members based on steel corrosion [M]. Xuzhou: China University of Mining & Technology Press, 2009.
- [16] 卢峰,刁波.混凝土碳化及钢筋锈蚀预测模型对比验证[J].混凝土,2009(1):36-39,42.
- LU Feng, DIAO Bo. Contrast and verification of the concrete carbonation model and rebar corrosion model [J]. *Concrete*, 2009(1): 36-39, 42.
- [17] CORONELLI D, GAMBAROVA P. Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(8): 1214-1224.
- [18] PANTAZOPOULOU S J, PAPOULIA K D. Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127(4): 342-351.
- [19] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [20] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [21] 刘德辉.基于有效惯性矩的预应力混凝土梁的挠度计

算[J]. 山西建筑, 2008, 34(35): 81-82.

LIU Dehui. Deflection calculation on prestressed concrete beams based on effective inertia[J]. Shanxi Architecture, 2008, 34(35): 81-82.

[22] 黄超, 梁兴文. FRC 框架结构地震风险评估的简化方法[J]. 工程力学, 2017, 34(7): 117-125.

HUANG Chao, LIANG Xingwen. A simplified method for evaluating the seismic risk of FRC frame structures[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(7): 117-125.

[23] FEMA. HAZUS-MH technical manual[M]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2003.

[24] FEMA. Recommended seismic design and criteria for new steel moment-frame building[R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[25] 邓夕胜, 林嘉聪, 蒋红雨, 等. 不同底部层高的 RC 框架结构地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2021, 41(3): 115-123.

DENG Xisheng, LIN Jiacong, JIANG Hongyu, et al. Seismic vulnerability analysis of RC frame structures with different bottom heights[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2021, 41(3): 115-123.