



酸性大气环境下腐蚀RC框架结构剩余抗震能力 评估方法

李成龙¹, 郑山锁¹, 张欣¹, 刘焱鑫², 袁佳伟¹, 黄克起³, 高璞³

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院; 结构工程与抗震教育部重点实验室, 西安 710055;

2. 陕西宇航科技工业有限公司, 西安 710025; 3. 中国建筑第六工程局有限公司, 天津 300451)

摘要:为评估酸性大气环境下钢筋混凝土(RC)框架结构的剩余抗震能力,先通过加速腐蚀试验与拟静力试验,研究酸雨腐蚀下RC梁和柱构件的抗震能力变化规律,并在OpenSees平台中建立时变腐蚀RC梁和柱构件数值分析模型,并用试验结果验证模型的准确性。基于数值模型,通过推覆分析建立腐蚀RC梁柱构件时变易损性模型;以峰值地面加速度(PGA)作为地震动强度指标(IM),建立典型RC框架结构数值分析模型,并进行增量动力时程分析(IDA),结合构件易损性模型,得到不同服役年限、抗震设防烈度与结构层数下腐蚀RC框架结构的构件损伤占比,采用基于构件损伤占比的结构抗震能力评估方法,对腐蚀RC框架结构不同破坏状态时的剩余抗震能力进行评估。结果表明:RC框架梁柱构件的抗震能力均随腐蚀循环次数(N_{ARSCs})增加而发生不同程度劣化,严重腐蚀($N_{ARSCs}=480$)下梁构件的峰值荷载与塑性转角可分别下降17.67%与22.50%。当服役年限小于30 a时,腐蚀RC框架结构的抗震能力退化速率较缓慢,随着服役年限持续增加,退化速率显著加快,尤其在服役58 a后,结构剩余抗震能力普遍低于80%的安全阈值,而提高设防烈度和减少结构层数均能有效提升其抗震能力。

关键词:酸性大气环境;酸雨腐蚀;钢筋混凝土框架;抗震能力

中图分类号:TU375.4 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(XXXX)XX-0001-17

Assessment method of residual seismic capacity of RC frames corroded in acidic atmospheric environments

LI Chenglong¹, ZHENG Shansuo¹, ZHANG Xin¹, LIU Yanxin², YUAN Jiawei¹,
HUANG Keki³, GAO Pu³

(1. School of Civil Engineering; Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China; 2. Shaanxi Aerospace Science and Technology Industry Co., Ltd., Xi'an 710025, P. R. China; 3. China Construction Sixth Engineering Bureau Co., Ltd., Tianjin 300451, P. R. China)

收稿日期:2026-03-12

基金项目:国家自然科学基金(52278530);国家重点研发计划(2019YFC1509302);陕西省重点研发计划(2021ZDLSF06-10)

作者简介:李成龙(2000-),男,主要从事工程结构抗震研究,E-mail:lcl2401210009@xauat.edu.cn。

郑山锁(通信作者),男,教授,博士生导师,E-mail:zhengshansuo@263.net。

Received: 2026-03-12

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 52278530); National Key R & D Program of China (No. 2019YFC1509302); Key R & D Project of Shaanxi Province (No. 2021ZDLSF06-10)

Author brief: LI Chenglong (2000-), main research interest: seismic resistance of engineering structures, E-mail: lcl2401210009@xauat.edu.cn.

ZHENG Shansuo (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: zhengshansuo@263.net.

Abstract: To evaluate the residual seismic capacity of reinforced concrete (RC) frame structures exposed to acidic atmospheric environments, this study first investigated the degradation patterns of seismic performance in RC beams and columns subjected to acid rain corrosion through accelerated corrosion tests and quasi-static tests. A numerical analysis model for time-dependent corroded RC beams and columns was established using the OpenSees platform, and its accuracy was validated against experimental results. Based on this numerical model, a time-dependent vulnerability model for corroded RC beam-column components was developed through pushover analysis. Using peak ground acceleration (PGA) as the ground motion intensity measure (IM), a numerical model of a typical RC frame structure was constructed, and incremental dynamic analysis (IDA) was performed. By integrating the component vulnerability model, the damage proportion of components in corroded RC frame structures under different service lives, seismic fortification intensities, and structural stories was obtained. Subsequently, a structural seismic capacity assessment method based on component damage proportion was employed to evaluate the residual seismic capacity of corroded RC frame structures under various damage states. The results indicate that the seismic capacity of RC frame beams and columns deteriorates to varying degrees with the increase of acid rain spraying cycles (N_{ARSCs}). Specifically, under severe corrosion ($N_{ARSCs} = 480$), the peak load and plastic rotation of beam components can decrease by 17.67% and 22.50%, respectively. When the service life is less than 30 years, the degradation rate of seismic capacity in corroded RC frame structures is relatively slow. As the service life extends, the degradation rate accelerates significantly; particularly after 58 years of service, the residual seismic capacity generally drops below the 80% safety threshold. However, increasing the fortification intensity and reducing the number of structural stories can effectively enhance its seismic capacity.

Keywords: acidic atmospheric environments; acid rain corrosion; reinforced concrete frame; seismic capacity

随着全球工业化进程加速和化石燃料的大量消耗,酸性大气污染问题日益严峻^[1]。作为一种典型的腐蚀性物质,酸雨已成为威胁钢筋混凝土(RC)结构耐久性和抗震性能的重要因素^[2-3]。酸雨的pH值较低,其中的氢离子、硫酸根离子以及硝酸根离子等酸性介质,主要通过两种途径对RC结构造成损伤^[4-5]:一方面,酸性介质会与水泥的水化产物,如氢氧化钙、C-S-H凝胶等发生化学反应,生成可溶性盐类或疏松物质,使混凝土孔隙率增大、密实度降低;另一方面,当酸性介质渗透至钢筋表面时,会破坏钢筋表面的钝化膜并引发锈蚀。而锈蚀产物的堆积和体积膨胀又使混凝土产生拉应力,继而造成保护层胀裂,这又进一步加速了大气环境中水分、氧气及侵蚀介质的侵入,最终形成腐蚀、开裂以及加速腐蚀的恶性循环,导致RC结构耐久性及抗震性能显著劣化。

RC框架结构因其空间布置灵活,兼具较好的经济性与抗震性能,在城市建筑结构体系中应用十分广泛,然而其同样面临因酸性介质侵蚀导致的抗震性能退化问题。对此,部分学者已开展了相关试验研究。Liu等^[6]通过轴压试验揭示了硫酸盐侵蚀对RC柱承载力及耗能能力的削弱作用,但其研究因缺乏锈蚀梯度而难以描述构件性能劣化规律。Guo等^[7]探讨了酸雨腐蚀下RC柱的偏心受压性能,

发现其极限承载力随服役时间增长呈现先增后减的规律。林明强等^[8]和Zang等^[9]分别通过受弯试验发现,梁的刚度与受剪承载力受腐蚀影响显著。Xu等^[10]进一步通过拟静力试验发现,酸雨腐蚀会显著加剧预应力RC梁在屈服后的性能退化。然而,目前关于酸性大气环境下腐蚀RC梁、柱构件抗震性能的研究仍然十分有限,使得准确评估其剩余抗震性能存在困难。

在结构抗震能力评估方面,Ramirez等^[11]、Shegay等^[12],以残余层间位移角为核心参数,揭示了RC结构的抗震性能退化规律。Li等^[13]进一步将残余层间位移角与最大层间位移角相结合,评估了地震作用下桥梁结构的损伤程度。Verderame等^[14]则通过构建结构能力曲线,以此量化RC结构的抗震能力。Pan等^[15]以地震响应数据推导了结构承载力曲线,通过界定开裂、屈服及极限等关键状态的承载力阈值来反映结构的安全储备。Zou等^[16]构建了考虑滞回特性的等效单自由度系统评估框架,并结合ARO优化算法实现了对结构最大抗震倒塌能力的快速量化。上述研究主要以结构的宏观响应评估其抗震能力,而RC结构的整体失效本质源于内部构件损伤的协同演化与累积。中国规范^[17]已定性给出了结构破坏状态与构件损伤状态的对应关系,韩小雷等^[18]则对其进一步量化,建立了结构

破坏状态与构件损伤占比的对应关系,实现了基于构件性能的结构抗震能力评估。

笔者采用人工酸性气候模拟法对8根RC梁、柱试件开展加速锈蚀试验,通过拟静力试验研究腐蚀程度对其力学及抗震性能的影响规律;在OpenSees平台建立腐蚀RC梁、柱构件数值分析模型,并以试验结果验证其准确性;基于该数值分析模型,通过推覆分析构建锈蚀RC梁、柱构件时变易损性模型;以峰值地面加速度(PGA)作为地震动强度指标(IM),通过建立典型RC框架结构数值分析模型并进行增量动力时程分析(IDA),结合构件易损性模型,得到不同服役年限、抗震设防烈度与结构层数下腐蚀RC框架结构的构件损伤占比;采用基于构件损伤占比的结构抗震能力评估框架,评估腐蚀

RC框架结构在不同破坏状态下的剩余抗震能力。

1 试验研究与数值模拟

1.1 试件设计

为深入研究锈蚀程度对RC框架梁、柱构件抗震性能的影响,依据中国规范^[19-21]设计了不同锈蚀程度的RC梁、柱试件各4根,缩尺比为1:2。各试件混凝土强度等级均为C40,具体设计尺寸和配筋详情见图1,详细设计参数见表1,实际材料力学及混凝土配合比见表2。保护层厚度定义为混凝土表面至最外层箍筋外表面的距离。为在有限的实验室周期内实现有效的加速腐蚀效果,参考相关研究^[22]对试件的混凝土保护层厚度进行了必要的折减。

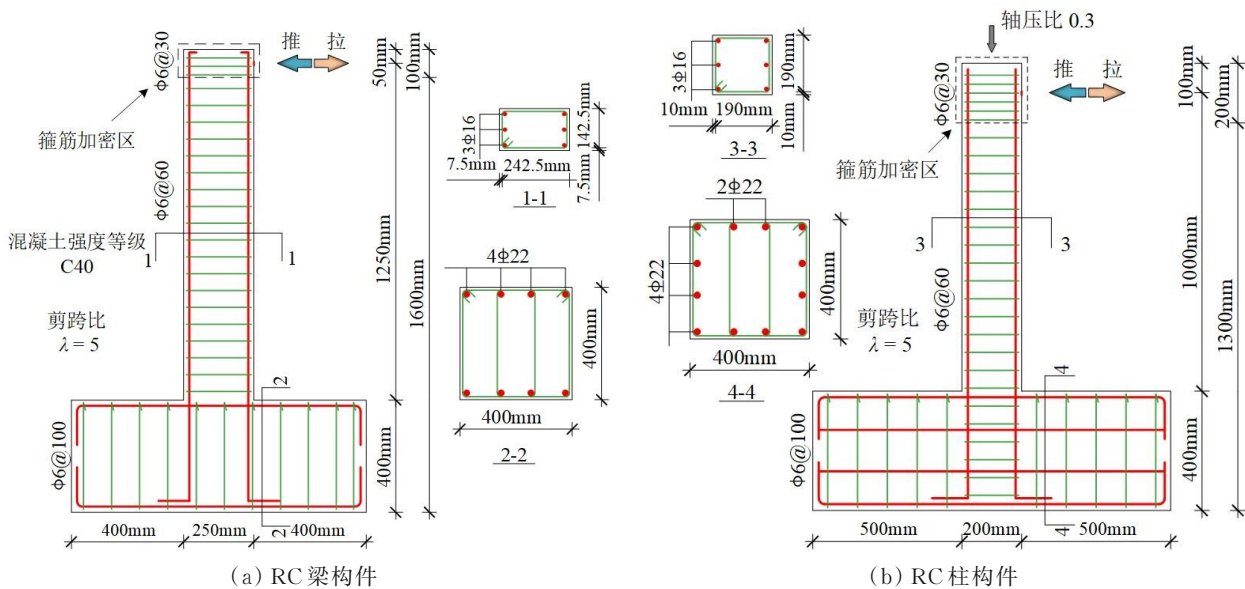


图1 试件的几何尺寸与钢筋布置图

Fig.1 Geometric dimensions and reinforcement details

表1 试件设计参数

Table 1 Test parameters of the specimens

试件编号	剪跨比	轴压比	试件高度/mm	纵筋直径/mm	纵筋配筋率/%	箍筋配置	N_{ARSCs}
CL-1	5		1 300	$\Phi 16$	1.76	$\Phi 6@60$	0
CL-2	5		1 300	$\Phi 16$	1.76	$\Phi 6@60$	240
CL-3	5		1 300	$\Phi 16$	1.76	$\Phi 6@60$	360
CL-4	5		1 300	$\Phi 16$	1.76	$\Phi 6@60$	480
CZ-1	5	0.3	1 100	$\Phi 16$	3.02	$\Phi 6@60$	0
CZ-2	5	0.3	1 100	$\Phi 16$	3.02	$\Phi 6@60$	240
CZ-3	5	0.3	1 100	$\Phi 16$	3.02	$\Phi 6@60$	360
CZ-4	5	0.3	1 100	$\Phi 16$	3.02	$\Phi 6@60$	480

注: N_{ARSCs} (Acid Rain Spraying Cycles)为酸雨喷淋循环次数。

1.2 加速腐蚀试验

目前常见的加速腐蚀试验方法有全浸泡法、周期浸泡法以及人工气候模拟法等^[23-24]。全浸泡法和周期浸泡法获取的锈蚀钢筋为均匀锈蚀,与自然锈

蚀存在较大差异,并且容易高估腐蚀效应。而人工气候模拟法可通过人工气候模拟实验室实现真实酸雨环境中的温度、湿度和降雨等周期性往复变化,并可通过增加单一或多种因素的作用,来加速

表 2 材料力学性能

Table 2 Mechanical properties of materials

混凝土强度等级	立方体抗压强度 度 f_{cu}/MPa	轴心抗压强度 f_c/MPa	弹性模量 E_c/MPa	钢筋级别	屈服强度 $f_y/$ MPa	极限强度 $f_u/$ MPa	弹性模量 $E_s/$ MPa
C40-B	46.88	35.63	3.25×10^4	HRB335	373	537	2.0×10^5
C40-C	40.30	30.63	3.25×10^4	HPB300	270	470	2.1×10^5

注:混凝土采用 42.5R 水泥配置,配合比:水泥 500 kg/m³,水 200 kg/m³,砂 559 kg/m³,石子 1 136 kg/m³。C40-B 代表梁混凝土,C40-C 代表柱混凝土。研究对象为依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[20]设计的典型结构。试验属于长期研究项目,试验研究期间 HRB335 钢筋仍可获得。

RC 构件耐久性能退化,其腐蚀效果十分接近自然锈蚀^[25]。因此,采用人工气候模拟法对 RC 梁、柱试件进行加速腐蚀。模拟酸雨的配制方案如下:首先,在水中加入硫酸溶液,使硫酸根离子浓度达到 0.06 mol/L。随后添加硝酸溶液调节 pH 值至 3.0,以模拟强酸雨环境^[26-27]。继而通过周期性控制人工气候模拟试验室中温度、湿度及喷淋时长实现加速腐蚀^[28]。本试验腐蚀方案如图 2 所示。

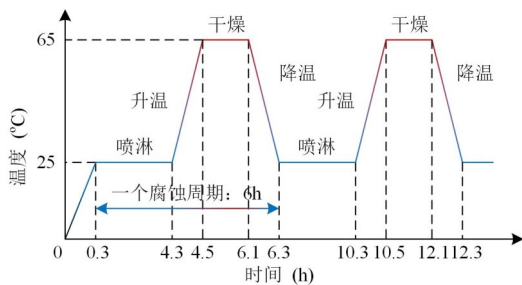


图 2 喷淋制度

Fig.2 Spraying scheme

以平均质量损失率来表征试件的 actual 锈蚀程度,钢筋锈蚀率用式(1)计算,结果如表 3 所示。此外,观察取出的钢筋发现,其表面呈现出明显的不均匀锈蚀特征。一方面,靠近混凝土保护层一侧的钢筋锈蚀程度显著重于远离保护层的一侧;另一方面,钢筋表面不仅附着有锈蚀产物,更伴随有明显的局部坑蚀现象,呈现出蜂窝麻面特征,且随着腐蚀循环次数的增加,锈坑的深度与分布密度均显著增大。

$$\eta = \frac{m_0 - m_1}{m_0} \times 100\% \quad (1)$$

式中: η 为钢筋锈蚀率,%; m_0 、 m_1 分别为钢筋锈蚀前后的质量。

表 3 钢筋实际锈蚀率

Table 3 Measured corrosion rates of reinforcement

N_{ARSCs}	试件编号	钢筋锈蚀率 $\eta/\%$		试件编号	钢筋锈蚀率 $\eta/\%$	
		纵筋	箍筋		纵筋	箍筋
0	CL-1	0.0	0.0	CZ-1	0.00	0.00
240	CL-2	3.2	6.2	CZ-2	2.32	4.84
360	CL-3	3.4	9.4	CZ-3	4.72	8.81
480	CL-4	6.9	13.1	CZ-4	6.85	12.22

1.3 加载装置与制度

腐蚀试验完成后,对梁和柱试件开展悬臂式拟静力加载试验。采用 MTS 电液伺服系统施加水平往复荷载,其中柱试件在水平加载前需施加恒定轴压力(367.6 kN),梁、柱试件的试验分两次独立开展。试件采用位移控制加载方案^[24]:试件屈服前,加载位移增量较小,每级循环 1 次;试件屈服后,加载位移增量较大,每级循环 3 次。对于梁试件,通过应变片实测屈服位移,详见图 3(c);对于柱试件,通过有限元模拟初步估算了屈服位移,约为 9 mm,详见图 3(d)。当试件荷载下降至峰值荷载的 85% 以下,即判定试件破坏并停止加载。试验装置及加载制度详见图 3。

1.4 试验结果

各试件加载点处的水平力-水平位移滞回曲线如图 4 所示。在加载初期,混凝土未开裂或裂缝较小,钢筋也未发生屈服,试件基本处于弹性工作状态,因此滞回环扁平近似呈直线,刚度退化不明显,滞回耗能极小。随着进一步加载,钢筋进入弹塑性阶段,随应变增大应力提升放缓,混凝土裂缝发展速度加剧,此时试件的加载和卸载刚度退化开始显著,卸载后残余变形明显增大,滞回环变为梭形,滞回耗能逐渐增多。达到峰值荷载后,塑性铰区混凝土逐渐压碎剥落,钢筋黏结滑移效应加剧,导致滞回曲线捏缩效应更加显著。此外,随着锈蚀程度增加,试件承载力和滞回环饱满程度逐渐降低,捏缩效应更加显著。以柱试件为例,当加载位移为 32 mm 时,不同腐蚀程度试件 CZ-2、CZ-3 和 CZ-4 的滞回环面积相较于未锈蚀试件 CZ-1 分别下降了 9.79%、15.29% 以及 17.41%。

由于加载设置的不同,RC 梁和柱试件的滞回曲线存在显著差异。梁试件在荷载峰值状态前存在较长平台段,而柱试件在荷载峰值状态前则无明显平台段。这是由于压弯耦合效应使得柱试件底部截面的受压区高度更大,受拉纵筋的塑性在没有充分发挥的前提下,受压区混凝土已经达到峰值应变并进入软化阶段。而梁试件底部截面的受压区高度相对较小,受拉纵筋充分发挥塑性后,受压区

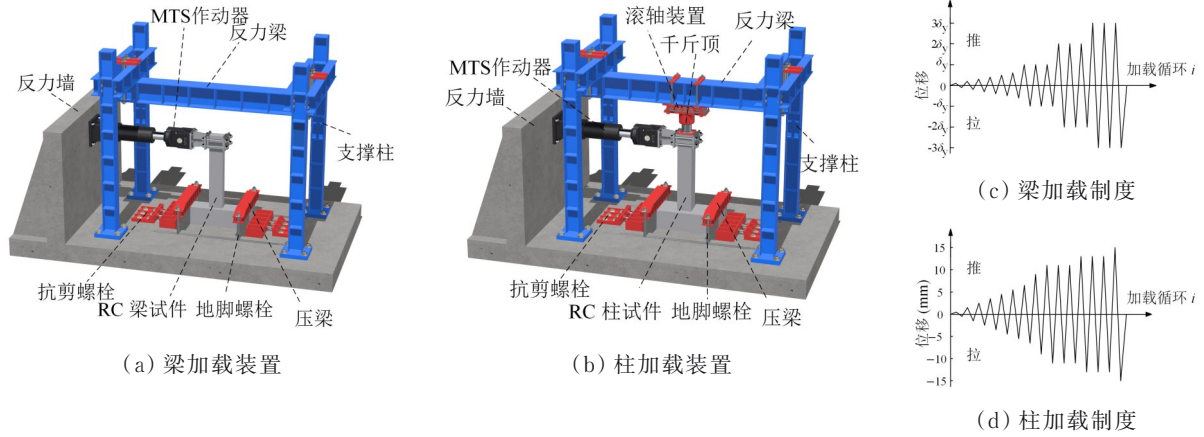


图3 试验装置和加载制度

Fig.3 Test setup and loading scheme

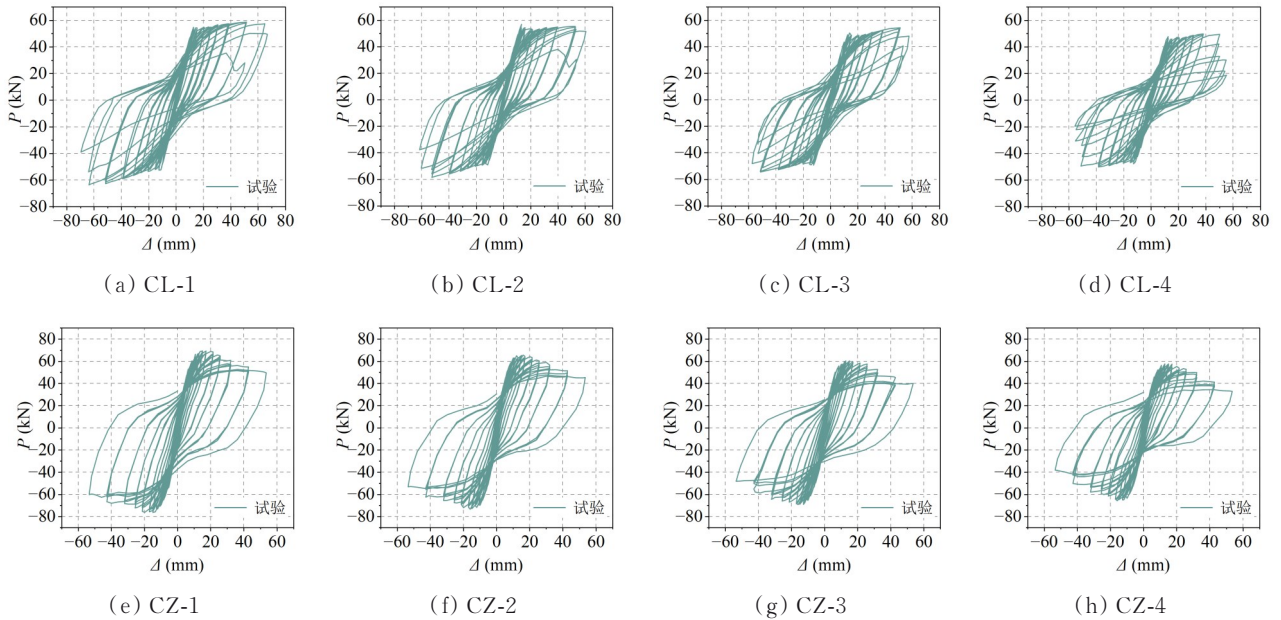


图4 各试件的水平力-水平位移滞回曲线

Fig.4 Lateral force-lateral displacement hysteretic curves of the specimens

混凝土才达到峰值应变,因此其峰值变形能力相对较好。同时,在加载后期,梁试件的滞回环呈反S形,显著地捏缩现象使得其耗能能力大幅下降,而柱试件滞回环呈梭形,捏缩现象相对较轻,因此其耗能能力相对更好。这是因为梁和柱试件在相同变形条件下受压区高度存在差异,使得梁试件的受拉纵筋应变相对更大,黏结滑移效应也更加显著。

由于腐蚀损伤分布的随机性,骨架曲线在正负方向呈现轻微不对称,为减少其对分析结果的影响,以平均骨架曲线计算各试件特征点参数。采用“能量等值法”确定试件等效屈服点^[29],以便对试件进行统一的客观分析,文中试件屈服均指等效屈服点;以骨架曲线荷载达到的最大值为峰值点;以荷载下降至峰值荷载的85%时做为极限点。采用位移延性系数 μ 和塑性转角 θ_p 衡量试件的变形性能,

如式(2)、式(3)所示。

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (2)$$

$$\theta_p = (\Delta_u - \Delta_y) / L \quad (3)$$

式中: Δ_u 和 Δ_y 分别为极限变形与屈服变形; L 为加载点高度。

各试件的平均骨架曲线如图5所示。由图5可以看出:在加载初期,不同腐蚀程度试件的骨架曲线初始部分基本重合,试件初始刚度变化不明显;在加载后期,受腐蚀影响的试件出现显著的刚度退化,且随着腐蚀程度的增大,试件的屈服、峰值和极限荷载均出现劣化。

特征点荷载和位移如表4所示。由表4可以看出,腐蚀作用显著降低了试件的承载能力和变形能力,与未腐蚀梁试件CL-1($N_{ARCS}=0$)相比,腐蚀梁试件CL-4($N_{ARCS}=480$)的屈服、峰值和极限荷载分

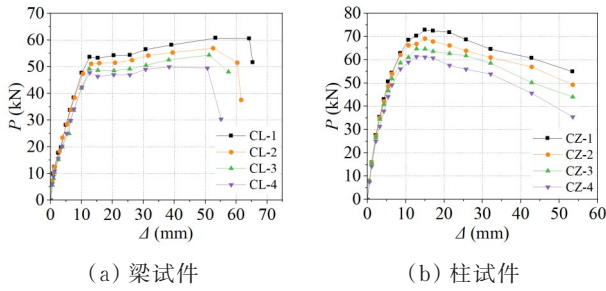


图5 各试件的水平力-水平位移骨架曲线

Fig.5 Lateral force-lateral displacement skeleton curves of the specimens

表4 平均骨架曲线特征点

Table 4 Characteristic parameters of average skeleton curves

试件编号	屈服点		峰值点		极限点		位移延性系数 μ	塑性转角 $\theta_p / (10^{-1} \text{rad})$
	P_y / kN	Δ_y / mm	P_c / kN	Δ_c / mm	P_u / kN	Δ_u / mm		
CL-1	53.58	17.27	60.68	53.35	51.58	65.40	3.79	0.40
CL-2	51.85	16.07	56.95	52.29	48.41	60.68	3.78	0.37
CL-3	48.68	15.41	54.37	51.27	46.21	57.55	3.73	0.35
CL-4	46.72	14.60	49.96	38.34	42.47	52.36	3.59	0.31
CZ-1	61.67	8.13	72.78	15.41	61.86	39.58	4.87	0.31
CZ-2	60.01	8.01	69.08	15.10	58.72	38.18	4.77	0.30
CZ-3	55.65	7.82	64.70	14.70	55.00	36.75	4.70	0.29
CZ-4	52.88	7.58	61.33	14.19	52.13	34.38	4.54	0.27

1.5 数值模型建立

基于 OpenSees 平台,采用非线性纤维梁柱单元建立数值分析模型,建模流程如图 6 所示。在单元截面中,保护层和约束区混凝土分别采用 Concrete01 和 Concrete07 本构模型进行模拟,钢筋采用 Steel02 本构模型进行模拟。此外,在底部节点与约束点之间设置 ZeroLength 单元^[30],并在 ZeroLength 单元内添加水平方向的非线性剪切弹簧,来模拟剪切变形对 RC 梁柱构件非线性行为的影响。

材料腐蚀后其力学性能将发生改变,采用现有的腐蚀材料修正理论对钢筋和混凝土的本构模型进行腐蚀修正^[31-38],最终建立了综合考虑弯曲变形、

别降低了 12.80%、17.67% 和 17.67%,对应的特征点位移分别减少了 15.46%、28.13% 和 19.94%,位移延性系数和塑性转角分别降低了 5.28% 和 22.50%;与未锈蚀柱试件 CZ-1 ($N_{ARSCs}=0$) 相比,腐蚀柱试件 CZ-4 ($N_{ARSCs}=480$) 的屈服、峰值和极限荷载分别降低了 14.25%、15.73% 和 15.73%,对应的特征点位移分别降低了 6.77%、7.92% 和 13.14%,位移延性系数和塑性转角分别降低了 6.78% 和 12.90%。

剪切变形和锈蚀影响的腐蚀 RC 梁和柱构件数值分析模型。采用该模型对 RC 梁和柱试件进行建模分析,各试件模拟与试验滞回曲线对比如图 7 所示,可以看出两者符合较好,可用于后续多龄期 RC 框架结构数值分析模型建立。此外,为考虑腐蚀材料力学性能退化的时变特性,参考 Zhou 等^[39]的钢筋和混凝土材料腐蚀程度预测模型,确定结构服役年限与材料腐蚀程度的对应关系,以使得建模方法适用于不同服役年限的梁柱构件,具体公式如下所示:

$$\theta_1 = 5.55 \times 10^{-3}t - 0.082, t \geq 15 \quad (4)$$

$$\beta_1 = 8.90 \times 10^{-3}t + 0.82, t \geq 15 \quad (5)$$

$$\theta_2 = 8.46 \times 10^{-3}t - 0.23, t \geq 27 \quad (6)$$

$$\beta_2 = 1.14 \times 10^{-2}t + 0.75, t \geq 27 \quad (7)$$

式中: θ_1 、 θ_2 分别为混凝土和钢筋的平均腐蚀深度, mm; β_1 和 β_2 分别为相应的标准差, mm; t 为服役时间, a。

2 腐蚀 RC 框架梁柱构件易损性模型

采用位移角作为 RC 梁和柱构件易损性模型的工程需求参数 (EDP)。参考基于性能的抗震设计方法的核心思想,通过预设破坏界限状态 (LS),来控制结构在不同强度地震作用下的最大允许损伤水平 (DS)。参考规范^[40]与已有研究^[41-42],确定 RC 梁和柱构件损伤状态划分:完好状态 DS_1 、轻微损伤状

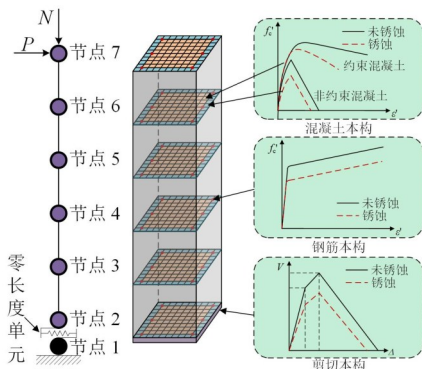


图6 锈蚀 RC 柱(梁)构件数值模型

Fig.6 Numerical model of corroded RC components

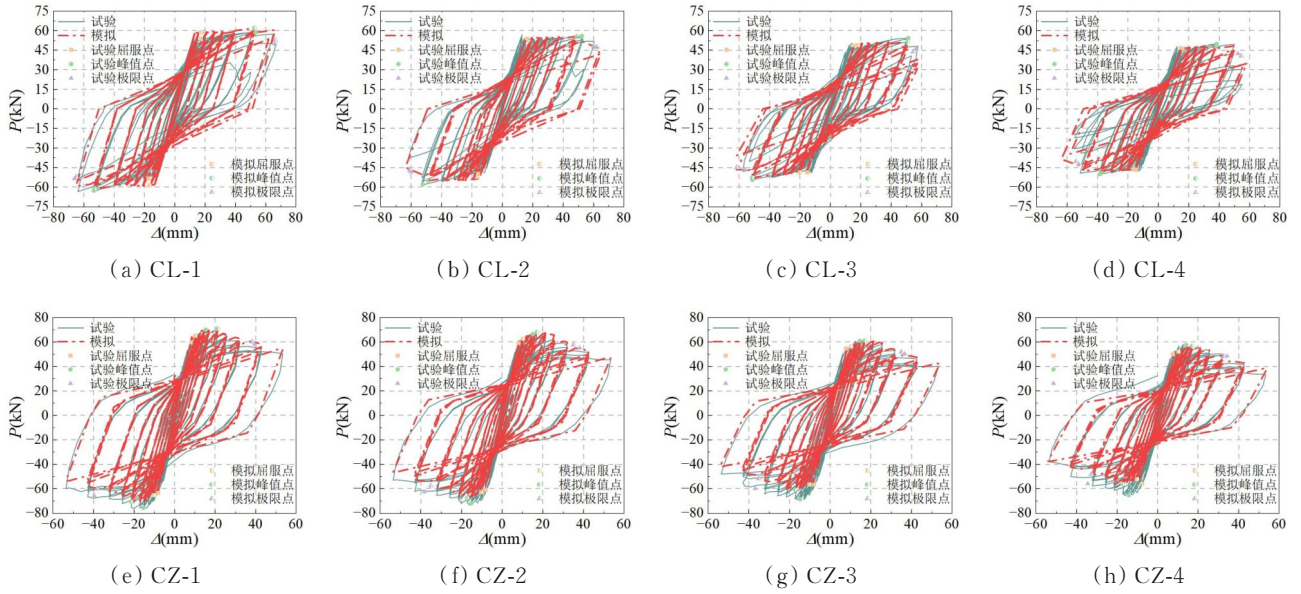


图7 试验与模拟滞回曲线对比

Fig.7 Comparison of experimental hysteretic curves and simulated hysteretic curves

态 DS_2 、中度损伤状态 DS_3 、较严重损伤状态 DS_4 、严重损伤状态 DS_5 。在损伤状态划分的基础上,采用骨架曲线等效屈服点、等效屈服点和峰值点对应位移角的中点、峰值点以及极限点依次作为界限 LS_1 、 LS_2 、 LS_3 和 LS_4 ,如图8所示。

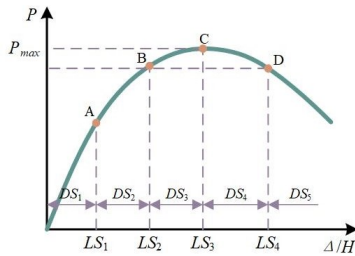


图8 构件损伤状态划分

Fig.8 Damage state division of components

依据 FEMA P-58 的建议,假设构件达到某一特定破坏状态时,其EDP分布函数服从对数正态分布。对数正态累计分布函数即为构件易损性函数,其表达式如下所示。

$$F_{ci}(d) = P(C \leq d) = \Phi \left[\frac{\ln(d/\theta_{mi})}{\beta_{ci}} \right] \quad (8)$$

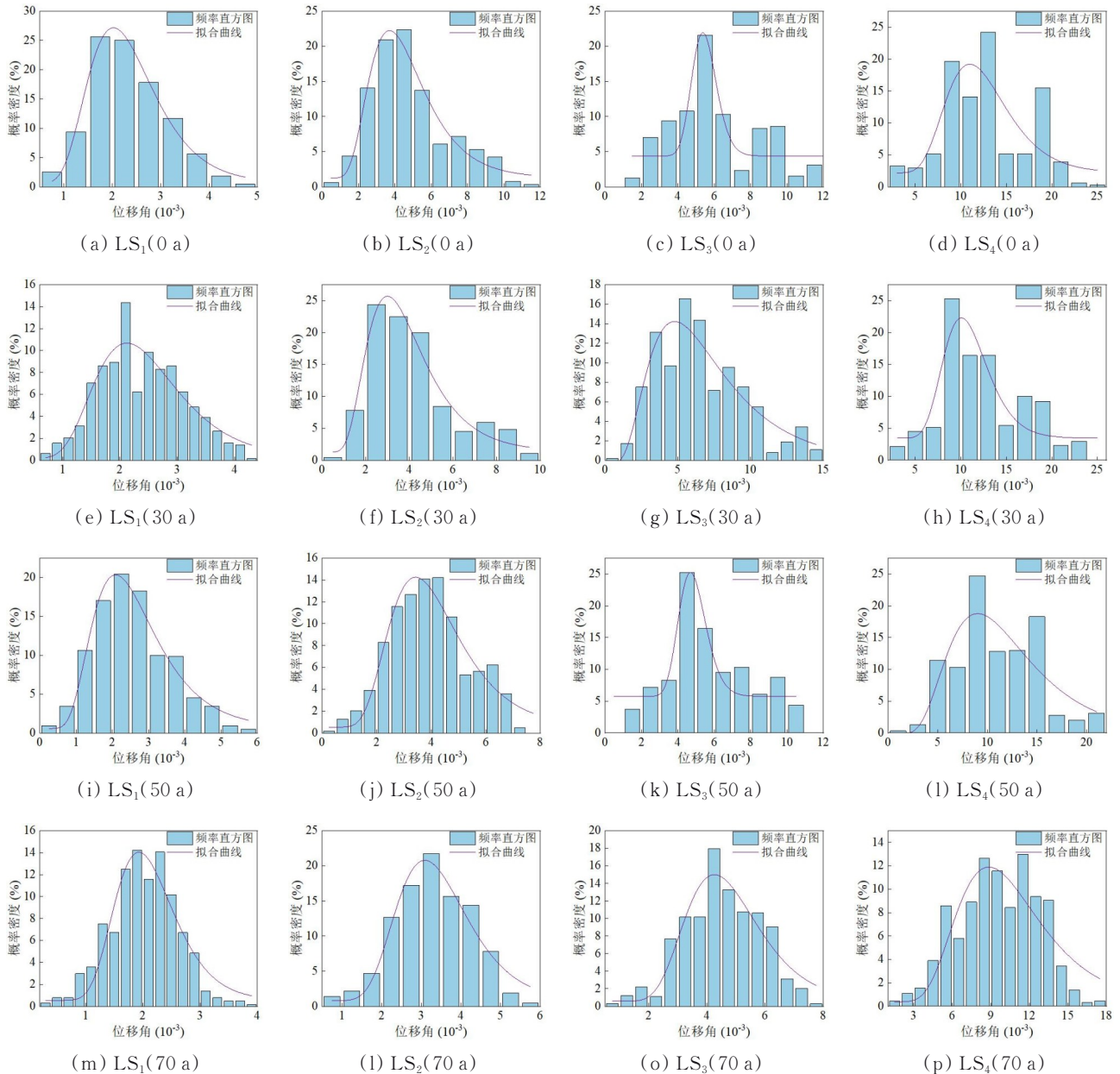
式中: F_{ci} 为给定工程需求参数 d 下构件发生损伤状态 i 的超越概率; θ_{mi} 、 β_{ci} 分别为对应破坏状态下 EDP 的中位值与对数标准差。

在建立酸性大气环境下 RC 框架梁、柱构件易损性模型时,综合考虑轴压比、使用年限、混凝土抗压强度、纵筋及箍筋配置等确定性因素,以及材料力学性能和腐蚀程度的变异性等不确定性因素。基于数值模拟方法,参考中国规范^[20-21]设计了一批足尺的 RC 梁和柱构件:对于 RC 柱构件,纵筋采用

HRB400 级钢筋,箍筋采用 HPB300 级钢筋,考虑混凝土强度 (C30、C40)、轴压比 (0.15、0.3、0.45、0.6)、服役龄期 (0、30、50、70a)、剪跨比 (2.5、5) 以及纵筋配置 ($8\Phi 18$ 、 $8\Phi 20$),得到了 128 种确定性因素组合方案。对于框架梁,纵筋采用 HRB400 级钢筋 ($3\Phi 18$),箍筋采用 HPB300 级钢筋,考虑混凝土强度 (C30、C40)、截面尺寸 (200 mm×400 mm、300 mm×600 mm)、服役龄期 (0、30、50、70 a)、箍筋配置 ($\Phi 8@60$ 、 $\Phi 8@80$ 、 $\Phi 8@100$),得到了 48 种确定性因素组合方案。

根据规范^[21]对钢筋及混凝土材料的力学性能及其变异系数的规定,假设所有不确定性参数服从正态分布,用蒙特卡罗抽样方法对不确定性参数组合进行了 20 次随机抽样,并与确定性因素组合最终得到 2 560 个柱和 960 个梁构件。基于数值模拟方法,对设计的构件开展推覆分析。提取了 1 280 个弯剪破坏 ($\lambda=2.5$) 和 1 280 个弯曲破坏 ($\lambda=5$) 的柱构件在各损伤状态下的位移角 θ ,位移角的分布直方图如图 9 所示。对位移角分布进行对数正态拟合,进而获得各损伤状态的位移角中位值 θ_m 及对数标准差 θ_m ,具体数值见表 5 和表 6。

将表 5 及表 6 数据代入式 (8),得到不同服役龄期下酸性大气环境中 RC 框架柱构件的易损性曲线 (如图 10 和图 11 所示)。结果表明,随着服役龄期增长,RC 柱达到相同破坏状态的概率显著提高;在相同服役龄期下,随着位移角 θ_m 增大,RC 柱进入不同损伤状态的概率显著上升。以弯曲破坏柱构件为例,当位移角达到 1% 时,服役 0a 有 31.62% 的概率出现较严重破坏状态 (DS_4),服役 70 a 出现较严

图9 RC柱 θ 频率分布直方图Fig.9 Frequency distribution histograms of drift ratio θ for RC columns表5 酸性大气环境下RC框架柱构件($\lambda=2.5$)位移角 θ 对数正态拟合相关参数Table 5 Lognormal fitting parameters for drift ratio θ of RC columns ($\lambda=2.5$) under acidic atmospheric corrosion

服役龄期/a	LS ₁		LS ₂		LS ₃		LS ₄	
	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c
0	2.26	0.220	4.37	0.280	6.46	0.325	14.05	0.338
30	2.24	0.223	4.01	0.286	6.39	0.336	13.85	0.347
50	2.09	0.230	3.74	0.305	5.81	0.352	12.13	0.366
70	1.92	0.248	3.16	0.334	4.94	0.355	10.08	0.377

重破坏状态(DS₄)的概率增长到62.67%。而位移角增到2%时,服役0 a的柱构件较严重破坏状态(DS₄)出现概率显著提升至93.44%。对比图10和图11可以看出,弯曲破坏柱的变形能力更好,在相同变形条件下,弯剪破坏柱更易发生损伤。以服役70年的柱构件为例,当位移角为1%时, $\lambda=2.5$ 的

柱构件出现较严重破坏与严重破坏状态的概率分别比 $\lambda=5.0$ 的柱构件增加了34.67%和34.78%。

同理,可以得出不同损伤状态下的RC框架梁的位移角中位值 θ_m 及对数标准差 β_m (见表7),进而获取酸性大气环境下不同服役龄期的RC框架梁构件易损性曲线。限于篇幅,在此不再赘述。

表 6 酸性大气环境下 RC 框架柱构件($\lambda=5.0$)位移角 θ 对数正态拟合相关参数

服役龄期/a	LS ₁		LS ₂		LS ₃		LS ₄	
	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c
0	3.80	0.236	7.86	0.299	11.81	0.349	24.94	0.360
30	3.72	0.241	7.50	0.307	11.06	0.359	22.48	0.373
50	3.56	0.248	6.61	0.329	10.19	0.376	20.79	0.391
70	3.42	0.265	5.56	0.340	8.82	0.380	18.07	0.406

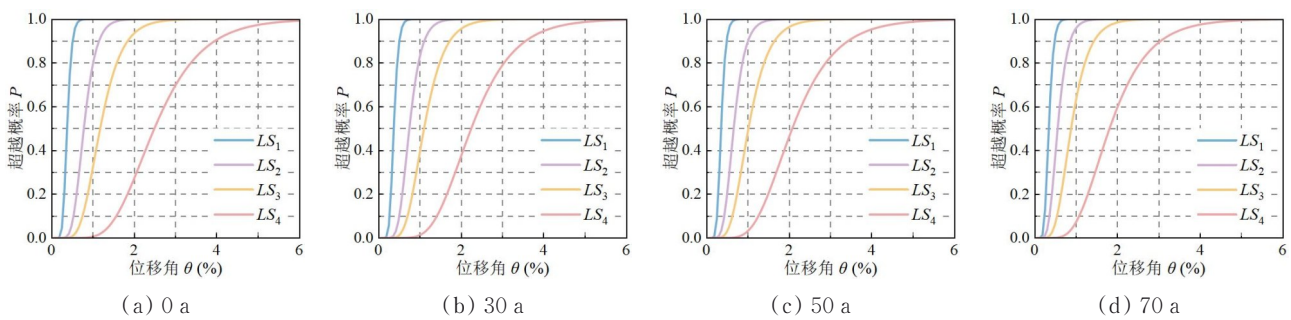


图 10 RC 框架柱($\lambda = 2.5$)的易损性曲线

Fig.10 Seismic fragility curves of RC columns ($\lambda = 2.5$)

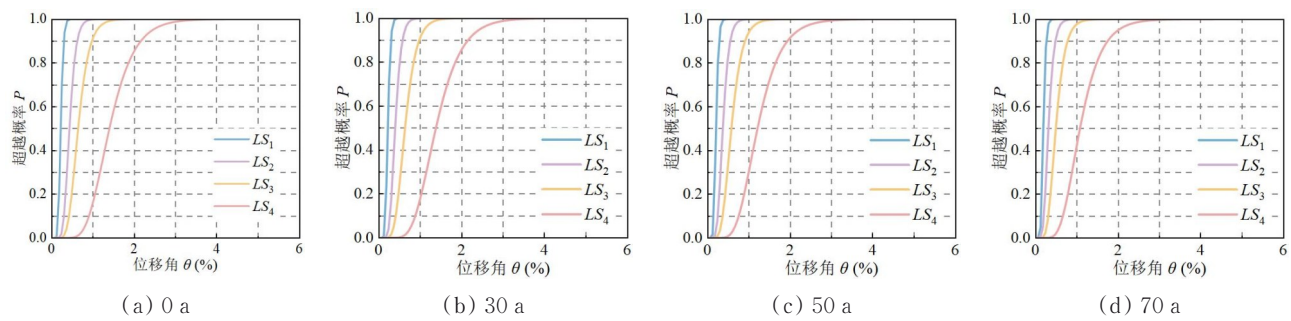


图 11 RC 框架柱($\lambda=5.0$)的易损性曲线

Fig.11 Seismic fragility curves of RC columns ($\lambda=5.0$)

表 7 酸性大气环境下 RC 框架梁构件位移角 θ 对数正态拟合相关参数

服役龄期/a	LS ₁		LS ₂		LS ₃		LS ₄	
	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c	$\theta_m/10^{-3}$	β_c
0	4.49	0.139	12.61	0.148	20.81	0.169	26.49	0.193
30	4.16	0.143	12.21	0.154	19.75	0.181	24.36	0.227
50	2.85	0.165	8.89	0.173	15.94	0.208	19.05	0.266
70	2.31	0.206	6.41	0.213	10.90	0.247	13.33	0.310

3 结构剩余抗震能力评估方法

3.1 评估框架

RC 结构的绝对抗震能力是指结构凭借其结构信息(服役年限、结构布置和抗震设防烈度等)所能抵抗地震动作用的固有能力^[43]。将构件损伤占比作为衡量不同地震强度作用下锈蚀 RC 框架结构损伤程度的指标^[32],继而确定不同设计参数下 RC 框架结构在不同服役龄期下的绝对剩余抗震能力。评估框架如图 12 所示,具体流程如下:

1)以中国规范和既有研究成果为基础,确定基于构件损伤占比的结构破坏状态划分标准。根据规范设计不同服役年限、结构层数和抗震设防烈度的典型 RC 框架结构,并基于提出的构件数值模拟方法建立各典型 RC 框架结构数值分析模型。基于上文提出的构件数值模拟方法,分别建立腐蚀 RC 框架梁和柱构件的易损性模型。

2)选取 22 条具有代表性的地震波,采用 IDA 方法,对建立的典型结构数值分析模型进行地震动激励,以获取结构在不同 PGA 下的构件响应。继而基

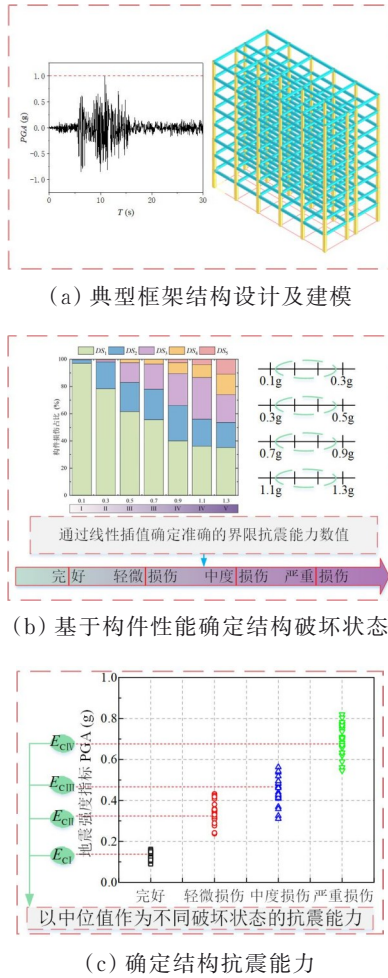


图 12 锈蚀 RC 框架剩余抗震能力评估流程

Fig.12 Assessment framework for residual seismic capacity of corroded RC frames

于提出的构件损伤状态判别标准,结合易损性模型,得到构件在各损伤状态下的数量占比。最后基于结构破坏状态划分标准,得到各典型结构在不同破坏状态下的可抵御 PGA。

3) 以可御 PGA 作为结构绝对抗震能力的量化

指标,探讨服役年限、设计层数和设防烈度对酸性大气环境下 RC 框架结构剩余抗震能力的影响规律。

3.2 构件损伤状态判别方法

基于腐蚀 RC 构件易损性模型,采用蒙特卡罗抽样方法,结合构件响应确定构件损伤状态,具体流程如图 13 所示。首先依据构件的种类选取适配的易损性模型。继而以典型结构地震动分析所得的构件变形响应(位移角 θ_z)确定其在易损性模型中对应的 x 轴坐标,并做垂线 $x=\theta_z$ 。此时各界限状态 (LS_1 - LS_4) 对应的易损性曲线与该垂线交点的纵坐标,即为构件在特定位移角 θ_z 下各界限状态的超越概率。最后对在 $[0,1]$ 区间服从均匀分布的随机变量 k 进行蒙特卡罗抽样,依据 k 在易损性模型中的纵坐标位置来判定构件损伤状态。

3.3 结构破坏状态划分方法

在整体评估框架下完成构件损伤判别后,需进一步对整体结构的抗震能力与破坏状态进行判别。在具体判别标准的界定上,中国规范^[17]给出了构件损伤描述与结构破坏状态之间的关系,并分别将“个别”“部分”和“多数”所对应的构件数量规定为构件总数的 5%、30% 以及 50%。在此基础上,文献^[41]假定梁柱构件的重要性一致,提出结构破坏状态和构件损伤占比之间的量化关系,如表 8 所示。

4 酸性大气环境下腐蚀 RC 框架结构剩余抗震能力评估

4.1 典型 RC 框架结构建立

设计典型 RC 框架结构的主要参数包括服役龄期(0、30、50、70a)、结构层数(2、5、8、10)和设防烈度(6、7、8 度)。依据文献^[44]中的层间位移角限值要求,结合中国规范^[20-21],对典型 RC 框架结构进行选

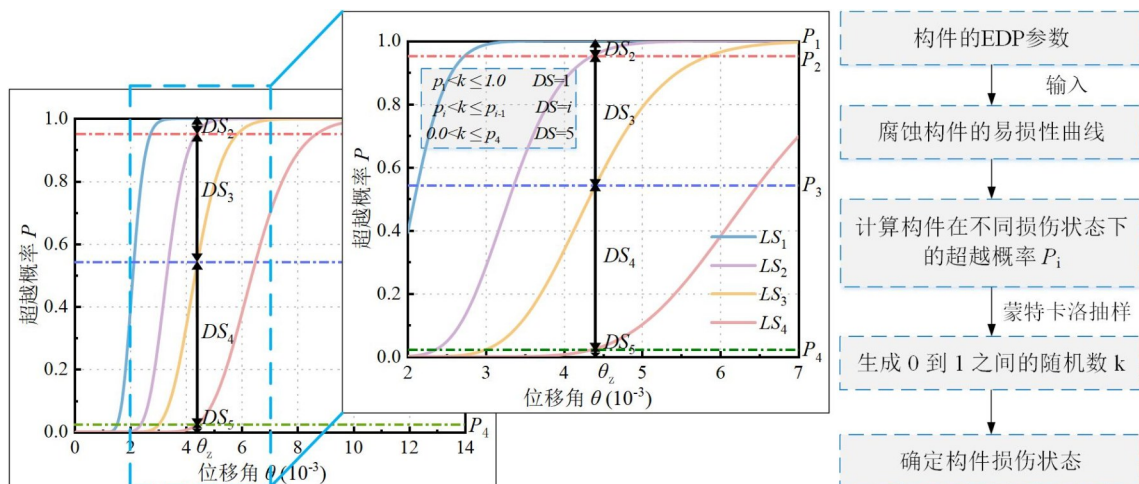


Fig.13 Method for determining the damage states of corroded RC frame structure components

表 8 构件损伤占比与结构破坏状态关系

Table 8 Relationship between component damage ratio and structural failure state

结构破坏状态	构件损伤占比限值			
	完好	≥轻度损伤	≥中度破坏	≥较严重破坏
完好 I		≤5%	0%	0%
轻微破坏 II		≤30%	≤5%	0%
中等破坏 III		≤50%	≤30%	≤5%
严重破坏 IV			≤50%	≤30%

代设计,以确定各构件的截面尺寸与配筋方案。基于数值建模方法,采用 OpenSees 建立 48 栋酸性大气环境下多龄期典型 RC 框架结构的数值分析模型。根据式(4)~(7)时变腐蚀模型,计算可得各服役龄期对应的腐蚀深度标准差 β_1 与 β_2 的具体取值,如表 9 所示。

结构平面布置采用对称的 3 跨形式,跨度分别为 6、2.4、6 m;立面布置中,首层计算层高取 4.2 m,标准层高统一设定为 3.6 m。具体的平面布置如图

表 9 腐蚀模型标准差参数计算结果

Table 9 Calculated standard deviations for the corrosion model

服役年限 t/a	混凝土腐蚀深度标准差 β_1/mm	钢筋腐蚀深度标准差 β_2/mm
30	1.087	1.092
50	1.265	1.320
70	1.443	1.548

14 所示,构件截面信息如表 10 所示。

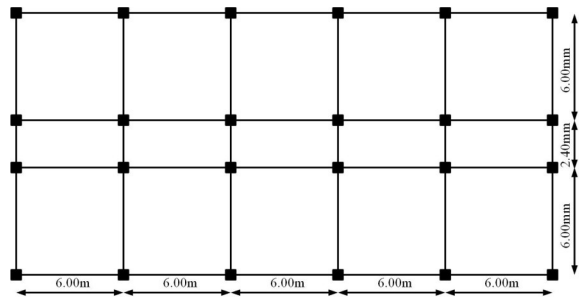


图 14 典型 RC 框架结构平面布置图

Fig.14 Plan and elevation layouts of the typical RC frame structure

表 10 各典型结构的构件截面信息

Table 10 Section information of members for each typical structure

设防烈度	结构层数	抗震等级	梁 $h_b \times w_b$	柱	
				楼层范围	$h_b \times w_b$
6(0.05g)	2	四级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1~2 层	0.30 m $\times$ 0.30 m
	5	四级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1 层	0.35 m $\times$ 0.35 m
	5	四级	0.40 m $\times$ 0.20 m	2~5 层	0.30 m $\times$ 0.30 m
	8	三级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1~3 层	0.50 m $\times$ 0.50 m
	8	三级	0.50 m $\times$ 0.25 m	4~8 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
	10	三级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1~3 层	0.55 m $\times$ 0.55 m
	10	三级	0.50 m $\times$ 0.25 m	4~5 层	0.45 m $\times$ 0.45 m
	10	三级	0.50 m $\times$ 0.25 m	6~10 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
7(0.10g)	2	三级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1~2 层	0.35 m $\times$ 0.35 m
	5	三级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1 层	0.45 m $\times$ 0.45 m
	5	三级	0.40 m $\times$ 0.20 m	2~5 层	0.35 m $\times$ 0.35 m
	8	二级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1~4 层	0.55 m $\times$ 0.55 m
	8	二级	0.50 m $\times$ 0.25 m	5~8 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
	10	二级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1~3 层	0.60 m $\times$ 0.60 m
	10	二级	0.50 m $\times$ 0.25 m	4~5 层	0.45 m $\times$ 0.45 m
	10	二级	0.50 m $\times$ 0.25 m	6~10 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
8(0.20g)	2	二级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1 层	0.45 m $\times$ 0.45 m
	2	二级	0.40 m $\times$ 0.20 m	2 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
	5	二级	0.40 m $\times$ 0.20 m	1 层	0.55 m $\times$ 0.55 m
	5	二级	0.40 m $\times$ 0.20 m	2~5 层	0.35 m $\times$ 0.35 m
	8	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1 层	0.60 m $\times$ 0.60 m
	8	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	2~4 层	0.55 m $\times$ 0.55 m
	8	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	5~8 层	0.40 m $\times$ 0.40 m
	10	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	1~5 层	0.65 m $\times$ 0.65 m
	10	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	6~7 层	0.45 m $\times$ 0.45 m
	10	一级	0.50 m $\times$ 0.25 m	8~10 层	0.40 m $\times$ 0.40 m

4.2 结构抗震能力评估

地震动强度指标(IM)是衡量地震动作用下结构风险与地震响应的关键纽带,选取PGA作为IM^[41]。为全面考量地震动频谱特性、PGA及持续时间的多样性与不确定性,遵循ATC-6(2008)推荐的选波准则,从多国地震动数据库精选22条远场强震记录,见表11详列信息。通过IDA方法研究RC框架结构在不同破坏状态下的抗震能力时,需对地震动强度进行调幅。具体调幅方法为:从0.10g开始,以0.20g为步长对PGA进行调幅,直至结构发生破坏。调幅过程中,记录结构破坏状态发生改变时的

PGA区间。若某一调幅区间出现结构破坏状态跳过后续破坏状态而进入更严重破坏状态的情况,可采用二分法缩短幅值间距再进行1~2次调幅,直至结构破坏状态跳级现象消失。出现跳级的原因在于地震动强度与结构损伤累积为非线性关系而非简单的线性对应关系,有时即使是较小的PGA增量,也可能引发构件大面积失效,从而导致破坏状态发生跨级现象。最后对结构破坏状态发生改变后的调幅区间进一步细化,通过IDA分析确定结构刚达到某一破坏状态时的PGA,即为结构在该破坏状态下的可御PGA值。

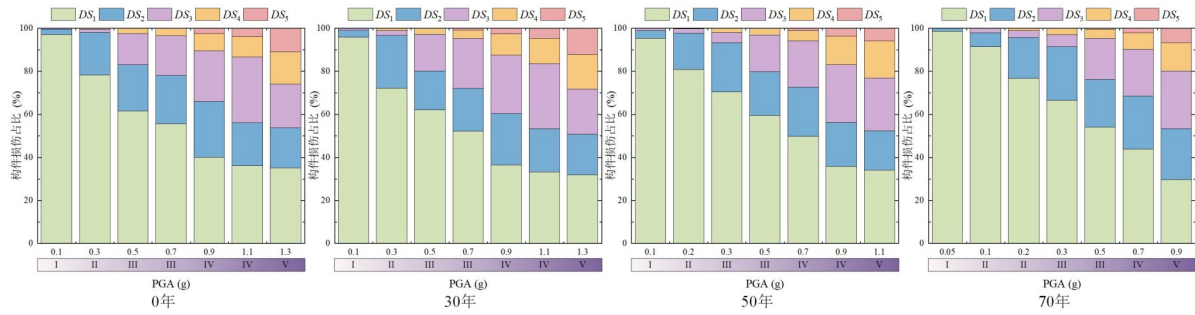
表 11 22条远场强震记录
Table 1 122 far-field strong ground motion records

编号	发震时间	地震台名称	名称	分量	震级	PGA/g
1	1994	Beverly Hills-Mulholland	Northridge	NORTHR/MUL279	6.7	0.52
2	1994	Canyon Country-WLC	Northridge	NORTHR/LOS270	6.7	0.48
3	1999	Bolu	Duzce, Turkey	DUZCE/BOL090	7.1	0.82
4	1999	Hector	Hector Mine	HECTOR/HEC090	7.1	0.34
5	1979	Delta	Imperial, Valley	IMPVALL/H-DLT352	6.5	0.35
6	1979	El Centro Array #11	Imperial, Valley	IMPVALL/H-E11230	6.5	0.38
7	1995	Nishi-Akashi	Kobe, Japan	KOBE/NIS000	6.9	0.51
8	1995	Shin-Osaka	Kobe, Japan	KOBE/SHI000	6.9	0.24
9	1999	Duzce	Kocaeli, Turkey	KOCAELI/DZC270	7.5	0.36
10	1999	Arcelik	Kocaeli, Turkey	KOCAELI/ARC000	7.5	0.22
11	1992	Yermo Fire Station	Landers	LANDERS/YER270	7.3	0.24
12	1992	Coolwater	Landers	LANDERS/CLW-TR	7.3	0.42
13	1989	Capitola	Loma Prieta	LOMAP/CAP000	6.9	0.53
14	1989	Gilroy Array #3	Loma Prieta	LOMAP/GO3000	6.9	0.56
15	1990	Abbar	Manjil, Iran	MANJIL/ABBAR-L	7.4	0.51
16	1987	El Centro Imp. Co.	Superstition Hills	SUPERST/B-ICC000	6.5	0.36
17	1987	Poe Road(temp)	Superstition Hills	SUPERST/B-POE270	6.5	0.45
18	1992	Rio Dell Overpass	CapeMendocino	CAPEMEND/RIO360	7.0	0.55
19	1999	CHY101	ChiChi, Taiwan	CHICHI/CHY101-N	7.6	0.44
20	1999	TCU045	ChiChi, Taiwan	CHICHI/TCU045-N	7.6	0.51
21	1971	LA-Hollywood Storage	San Fernando	SFERN/PEL090	6.6	0.21
22	1976	Tolmezzo	Friuli, Italy	FRIULI/A-TMZ000	6.5	0.35

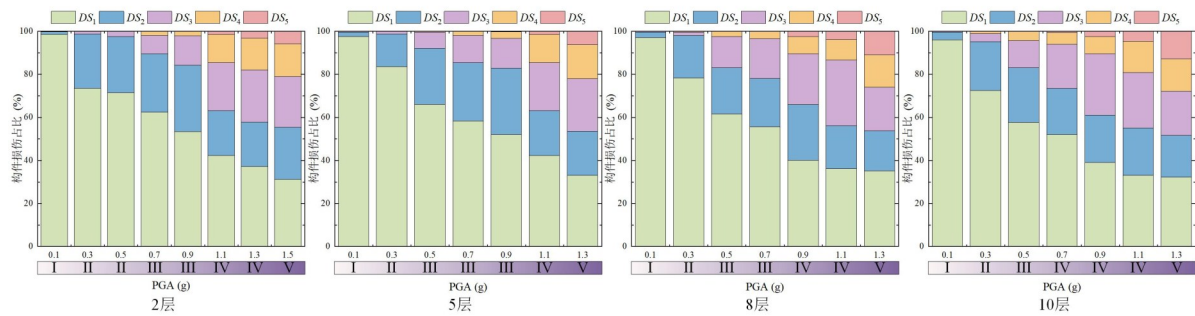
由于篇幅原因,仅展示部分不同服役龄期、不同层数以及不同设防烈度下RC框架结构的构件损伤占比统计结果,分别如图15(a)~(c)所示。以50年7度抗震设防的8层框架结构为例,PGA为0.10g时,构件损伤占比结构为DS₁:DS₂:DS₃:DS₄:DS₅=95.28%:3.47%:1.25%:0%:0%,其中DS₂以上损伤构件占比为4.72%,根据表8中判定标准该PGA下结构处于完好状态;PGA为0.30g时,构件占比为DS₁:DS₂:DS₃:DS₄:DS₅=70.37%:22.91%:4.75%:1.97%:0%,其中DS₃以上损伤构件占比为6.72%,根据表8中判定标准该PGA下结构处于中度破坏状态。此时0.1g~0.3g幅值区间出现了破坏状态越级现象,故又以0.1g的步长进行调幅。

PGA为0.20g时,构件损伤占比为DS₁:DS₂:DS₃:DS₄:DS₅=80.68%:16.91%:2.16%:0.25%:0%,其中DS₂以上损伤构件占比为19.32%且DS₃以上损伤构件占比为2.41%,根据表8中判定标准该PGA下结构处于轻微破坏状态。因此,该结构完好状态与轻微破坏状态的可御地震动强度分别介于0.1g~0.2g与0.2g~0.3g之间。通过对调幅间距进行细化,最终确定该结构完好状态与轻微破坏状态的可御地震动强度分别为0.12g和0.27g。

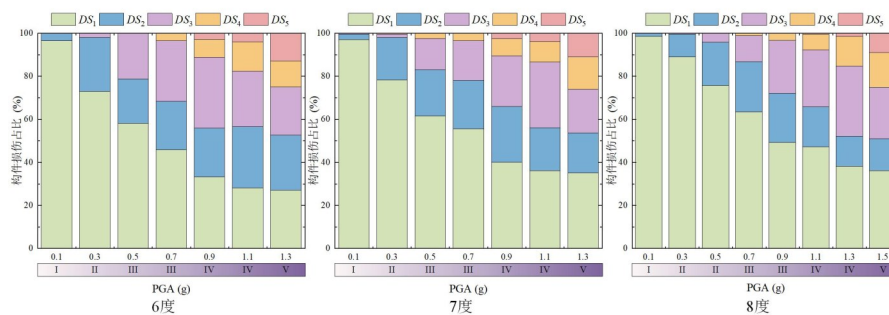
通过上述方法得出各典型RC框架结构在不同破坏状态下的可御地震动强度,其统计分布如图16所示。将可抵御地震强度分布的中位值作为结构的抗震能力^[45]。以7度抗震设防的8层典型RC框



(a) 不同服役年限下的8层、7度设防RC框架结构



(b) 不同层数的7度设防RC框架结构



(c) 不同设防烈度下的8层RC框架结构

图 15 构件损伤比例与结构破坏状态

Fig.15 Component damage proportion and structural failure states

架为例,其在不同服役龄期和不同破坏状态下的可御地震动强度分布的中位值为:0 a(0.16g、0.23g、0.48g 和 0.94g);30 a(0.16g、0.23g、0.47g 和 0.91g);50 a(0.13g、0.20g、0.40g 和 0.84g);70 年(0.10g、0.17g、0.33g 和 0.69g)。可以看出,随着服役龄期的增长,结构不同破坏状态下的可御地震动强度在逐渐降低。(图 16 中结构编号为:层数-抗震设防烈度。)

以服役 70 a 的典型 RC 框架为例,其结构抗震能力随设计层数和设防烈度的变化规律如图 17 所示。观察可知,提高抗震设防等级对增强多龄期结构抗震能力效果显著。以 10 层典型 RC 框架结构为例,当抗震设防烈度从 6 度提升至 8 度时,各破坏状态下可御地震强度分别提高了 0.04g、0.04g、0.10g、0.19g。此外,结构高度的增加对结构抗震能力具有显著的负面影响,以 7 度设防的 RC 框架结

构为例,当结构层数从 2 层增加至 10 层时,各破坏状态下抗御地震强度分别降低了 0.04g、0.05g、0.20g、0.29g。

将各服役龄期结构抗震能力与其对应的 0 a 结构抗震能力比值作为剩余抗震能力的评价指标,以研究不同服役龄期的 RC 结构在不同破坏状态下的抗震能力变化规律,如图 18 所示。将 0 a 结构剩余抗震能力的 80% 作为结构达到不安全的临界状态^[46]。观察发现,当结构服役年限小于 30 a 时,其剩余抗震能力变化较缓,随着服役龄期持续增长,结构剩余抗震能力开始显著下降。当服役 58 a 后,腐蚀 RC 框架结构在各破坏状态下的剩余抗震能力普遍低于 80% 的安全阈值。不同破坏状态下,酸性大气环境中 RC 框架结构进入不安全状态时的使用年限范围如表 12 所示。

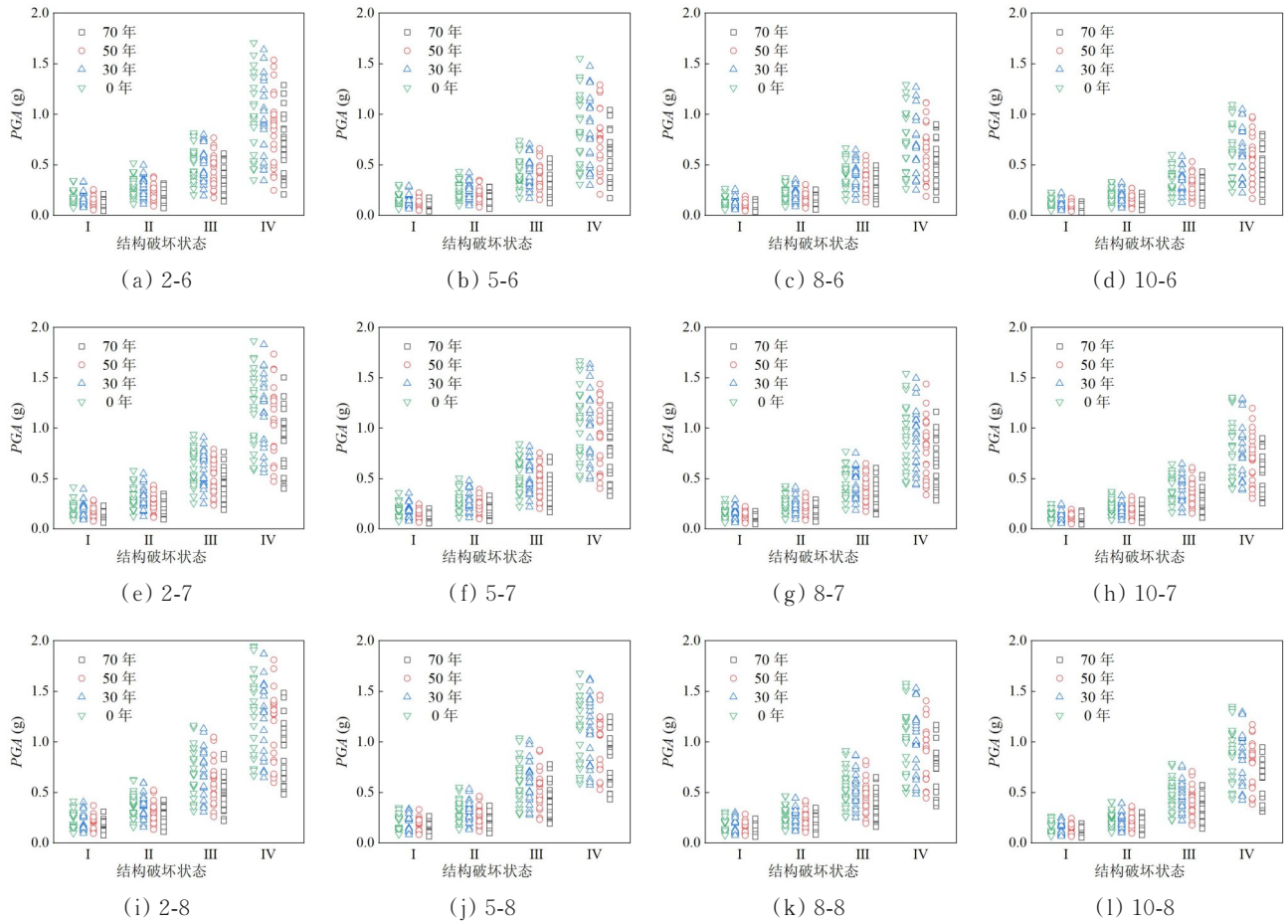
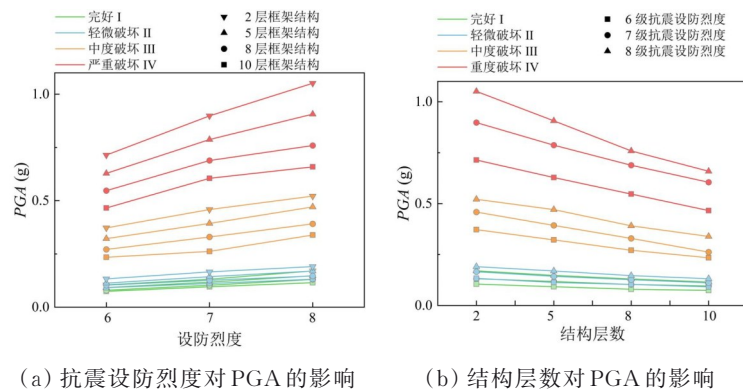


图 16 各典型结构的可御地震强度分布

Fig.16 Distribution of allowable seismic intensity for typical structures

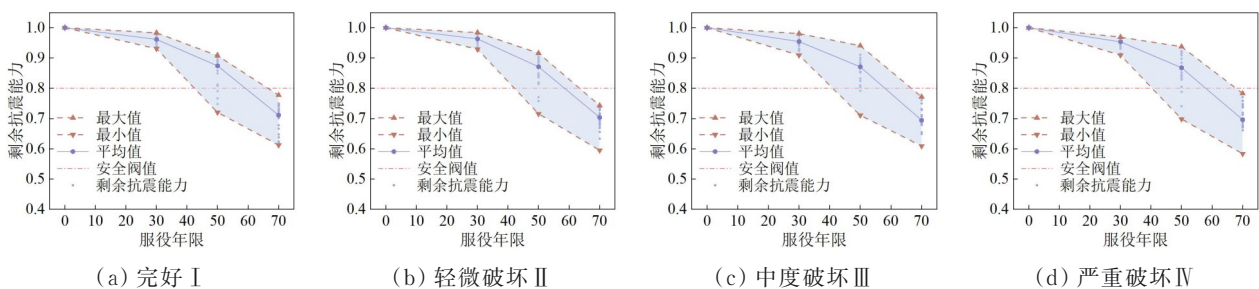


(a) 抗震设防烈度对PGA的影响

(b) 结构层数对PGA的影响

图 17 结构抗震能力的演变趋势

Fig.17 Evolution trend of structural seismic capacity



(a) 完好 I

(b) 轻微破坏 II

(c) 中度破坏 III

(d) 严重破坏 IV

图 18 不同破坏状态下锈蚀 RC 框架结构的剩余抗震能力

Fig.18 Residual seismic capacity for corroded RC frame structures at various failure states

表 12 酸性大气环境下 RC 框架结构不同破坏状态下达到不安全所需年限

Table 12 years to reach unsafe states for RC frame structures under different failure modes in acidic atmospheric environment

单位:a

结构破坏状态	范围	完好	轻微破坏	中等破坏
结构达到不安全	最大值	66.4	63.4	66.6
界限所需年限	中位值	59.1	58.4	58.0
	最小值	42.4	42.1	41.0

5 结论

采用加速锈蚀试验和拟静力试验研究酸性介质侵蚀对 RC 梁、柱构件力学及抗震性能的影响,并通过数值模拟方法建立了腐蚀 RC 梁、柱构件易损性模型,继而采用基于构件损伤的结构评估方法分析不同服役年限、结构层数和设防烈度对各破坏状态下结构抗震能力的影响。主要结论如下:

1)酸性介质侵蚀使混凝土密实度降低并引发钢筋锈蚀,导致 RC 梁、柱构件的承载能力、变形能力及滞回耗能能力均显著降低。腐蚀梁构件 CL-4 ($N_{ARSCs}=480$)的峰值荷载与塑性转角较未腐蚀梁构件 CL-1 ($N_{ARSCs}=0$) 分别下降了 17.67% 与 22.50%。

2)基于 OpenSees 平台建立了综合考虑弯剪耦合效应与材料时变力学性能退化的腐蚀 RC 梁、柱构件数值模型,并通过试验数据验证了其准确性。以位移角作为工程需求参数(EDP),建立了不同服役年限下腐蚀 RC 梁、柱构件易损性模型。分析表明,随着服役年限延长,构件在同一位移角下达到更严重损伤状态的概率显著上升。

3)采用基于构件损伤占比的 RC 框架结构抗震能力评估方法,系统评估不同服役年限、设防烈度与结构层数对酸性大气环境下腐蚀 RC 框架结构抗震能力的影响。结果表明,随着服役年限延长,结构抗震能力呈现先慢后快的退化规律。当服役 58 a 后,腐蚀 RC 框架结构在各破坏状态下的剩余抗震能力普遍低于 80% 的安全阈值,其在地震作用下的不安全风险将大幅增加。而提高抗震设防等级和减少结构设计层数可显著增强结构在各破坏状态下的抗震能力。

参考文献

[1] Prakash J, Agrawal S B, Agrawal M. Global trends of acidity in rainfall and its impact on plants and soil[J]. Journal of Soil Science and Plant Nutrition, 2023, 23(1): 398-419.

[2] Larssen T, Lydersen E, Tang D G, et al. Acid rain in China[J]. Environmental Science & Technology, 2006, 40(2): 418-425.

[3] Driscoll C T, Wang Z W. Ecosystem effects of acidic deposition[M]// Maurice P A. Encyclopedia of Water: Science, Technology, and Society. John Wiley & Sons, Inc., 2019.

[4] Chen M C, Wang K, Xie L. Deterioration mechanism of cementitious materials under acid rain attack[J]. Engineering Failure Analysis, 2013, 27: 272-285.

[5] Yin G J, Wen X D, Miao L, et al. A review on the transport-chemo-mechanical behavior in concrete under external sulfate attack[J]. Coatings, 2023, 13(1): 174.

[6] Liu T J, Zou D J, Teng J, et al. The influence of sulfate attack on the dynamic properties of concrete column[J]. Construction and Building Materials, 2012, 28(1): 201-207.

[7] Guo L J, Guo W H, Chen D S, et al. Experimental study on reinforced concrete small-eccentricity compressive column after acid rain corrosion[J]. Journal of Building Engineering, 2024, 83: 108331.

[8] 林明强,牛荻涛,王玲,等.硫酸腐蚀钢筋混凝土梁斜截面受剪性能试验研究[J].工业建筑,2019,49(6): 7-13.

Lin M Q, Niu D T, Wang L, et al. Experimental research on shear behavior of reinforced concrete beams subjected to sulfuric acid corrosion[J]. Industrial Construction, 2019, 49(6): 7-13. (in Chinese)

[9] Zang X M, Wang G H, Zhang Z C, et al. Study on mechanical behavior of reinforced concrete beams under sulfate attack[J]. Advances in Civil Engineering, 2022, 2022: 3465281.

[10] Xu K C, Huang L J, Zhang L Q, et al. Experimental study on the seismic performance of prestressed concrete beams under low-cycle reciprocating load and simulated acid rain corrosion environment[J]. Construction and Building Materials, 2023, 408: 133629.

[11] Ramirez C M, Miranda E. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(11): 1477-1493.

[12] Shegay A V, Miura K, Fujita K, et al. Evaluation of seismic residual capacity ratio for reinforced concrete structures[J]. Resilient Cities and Structures, 2023, 2 (1): 28-45.

[13] Li Y L, Sun Z, Li Y Q, et al. Time-dependent combined index seismic resilience assessment of shear-critical RC bridge piers with height-varying corrosion[J]. Engineering Structures, 2024, 308: 117957.

[14] Verderame G M, Polese M, Mariniello C, et al. A simulated design procedure for the assessment of seismic

- capacity of existing reinforced concrete buildings[J]. *Advances in Engineering Software*, 2010, 41(2): 323-335.
- [15] Pan H R, Kusunoki K, Hattori Y. Capacity-curve-based damage evaluation approach for reinforced concrete buildings using seismic response data[J]. *Engineering Structures*, 2019, 197: 109386.
- [16] Zou X L, Gong M S, Zuo Z X, et al. An efficient framework for structural seismic collapse capacity assessment based on an equivalent SDOF system[J]. *Engineering Structures*, 2024, 300: 117213.
- [17] GB/T 24335—2009 建(构)筑物地震破坏等级划分[S]. GB/T 24335—2009 Classification of earthquake damage to buildings and special structures[S]. (in Chinese)
- [18] 韩小雷, 周新显, 季静, 等. 基于构件性能的钢筋混凝土结构抗震评估方法研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(4): 177-184.
- Han X L, Zhou X X, Ji J, et al. Research on component-performance-based seismic assessment of RC structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(4): 177-184. (in Chinese)
- [19] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S]. JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings[S]. (in Chinese)
- [20] GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. GB 50010—2002 Code for design of concrete structures [S]. (in Chinese)
- [21] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)
- [22] 郑山锁, 周炎, 李强强, 等. 氯离子侵蚀下低矮 RC 剪力墙抗震性能试验研究[J]. *工程力学*, 2019, 36(12): 69-78.
- Zheng S S, Zhou Y, Li Q Q, et al. Experimental study on aseismic behavior of squat RC shear walls due to chloride ion erosion[J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(12): 69-78. (in Chinese)
- [23] Fan Y F, Wang D W, Zhang S Y. Experimental study on flexural strength of reinforced concrete beam exposed to acid deposition in the laboratory[J]. *Applied Mechanics and Materials*, 2011, 94/95/96: 1494-1499.
- [24] Zhang X, Zheng S S, Ruan S, et al. Experimental study and numerical simulation of the seismic performance of corroded L-shaped RC shear walls[J]. *Engineering Structures*, 2025, 330: 119855.
- [25] Zhou Y, Zheng S S, Chen L Z, et al. Experimental investigation into the seismic behavior of squat reinforced concrete walls subjected to acid rain erosion[J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, 44: 102899.
- [26] 王自发, 高超, 谢付莹. 中国酸雨模式研究回顾与所面临的挑战[J]. *自然杂志*, 2007, 29(2): 78-82.
- Wang Z F, Gao C, Xie F Y. Modeling studies of acid rain in China: progress and challenge[J]. *Chinese Journal of Nature*, 2007, 29(2): 78-82. (in Chinese)
- [27] 中华人民共和国生态环境部. 2024 中国生态环境状况公报[EB/OL]. (2025-06-05)[2026-03-04]. <https://www.mee.gov.cn/hjzl/sthjzk/zghjzkqb/202506/P020250604527010717462.pdf>
- Ministry of Ecology and Environment of the People's Republic of China. 2024 China Ecological and Environmental Status Bulletin[EB/OL]. (2025-06-05)[2026-03-04]. <https://www.mee.gov.cn/hjzl/sthjzk/zghjzkqb/202506/P020250604527010717462.pdf> (in Chinese)
- [28] GB/T 50082—2009 普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法标准[S]. GB/T 50082—2009 Standard for test methods of long-term performance and durability of ordinary concrete[S]. (in Chinese)
- [29] 阮升, 郑山锁, 张欣, 等. 锈蚀 L 形钢筋混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. *振动工程学报*, 2025, 38(8): 1878-1888.
- Ruan S, Zheng S S, Zhang X, et al. Experimental study on seismic behavior of corroded L-shaped reinforced concrete shear walls[J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2025, 38(8): 1878-1888. (in Chinese)
- [30] 杨红, 莫林辉, 陈进可, 等. 钢筋混凝土梁柱节点区非弹性变形的改进模型研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(3): 128-137.
- Yang H, Mo L H, Chen J K, et al. Study on modified models for inelastic deformation of reinforced concrete beam-column joints[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(3): 128-137. (in Chinese)
- [31] Zhou Y W, Tian H, Sui L L, et al. Strength deterioration of concrete in sulfate environment: an experimental study and theoretical modeling[J]. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2015, 2015: 951209.
- [32] 周炎. 酸性大气环境下 RC 框架剪力墙结构抗震性能与地震韧性评估[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2021.
- Zhou Y. Evaluation on seismic performance and earthquake resilience of RC frame-wall structures in acidic atmosphere[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2021. (in Chinese)
- [33] 杨灵江. 钢筋锈蚀引起的混凝土保护层开裂过程及影响因素分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2007.
- Yang L J. Analysis on the crack process and effect factors of concrete cover induced by steel corrosion[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007. (in Chinese)
- [34] Coronelli D, Gambarova P. Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(8): 1214-1224.
- [35] Carreira D J, Chu K-H. Stress-strain relationship for re-

- inforced concrete in tension[J]. ACI Journal Proceedings, 1986, 83(1): 21-28.
- [36] Zheng Y, Zheng S S, Liu X H. Constitutive model of confined concrete with stirrups by acid rain erosion[J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2021, 643(1): 012026.
- [37] Imperatore S, Rinaldi Z, Drago C. Degradation relationships for the mechanical properties of corroded steel rebars[J]. Construction and Building Materials, 2017, 148: 219-230.
- [38] Zhang X, Zheng S S, Ruan S, et al. State-of-the-art review on the uniaxial compressive properties of corroded stirrup-confined concrete[J]. Journal of Building Engineering, 2025, 112: 113854.
- [39] Zhou Y, Chen L Z, Chen W, et al. Seismic resilience evolution of reinforced concrete frame-wall structures in corrosive environments over service time[J]. Journal of Building Engineering, 2025, 99: 111443.
- [40] GB/T 38591—2020 建筑抗震韧性评价标准[S]. GB/T 38591—2020 Standard for seismic resilience assessment of buildings[S]. (in Chinese)
- [41] Li Y H, Zheng S S, Dong L G, et al. Seismic capacity evaluation of corroded reinforced concrete frame structures[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2024, 25(1): 21.
- [42] 桑子蔚. 锈蚀 RC 框架结构剩余抗震能力评估[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2023.
- Sang Z W. Assessment of residual seismic capacity of corroded RC frame structures[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2023. (in Chinese)
- [43] Yang L, Zheng S S, Zheng Y, et al. Seismic capability assessment of in-service reinforced concrete shear wall structures considering corrosion: methodology and case analysis[J]. Journal of Building Engineering, 2025, 111: 113267.
- [44] Zheng S S, Dong L G, Zhang Y X. Seismic fragility analysis of multi-age reinforced concrete structures[M]. Beijing: Science Press, 2023.
- [45] 于晓辉, 吕大刚. 基于易损性的钢筋混凝土框架结构抗震性能裕度评估[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(9): 53-60.
- Yu X H, Lü D G. Fragility-based assessment of seismic performance margin for RC frame structures[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(9): 53-60. (in Chinese)
- [46] Burton H V, Deierlein G G. Integrating visual damage simulation, virtual inspection, and collapse capacity to evaluate post-earthquake structural safety of buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018, 47(2): 294-310.
- (编辑 XXX)