DOI: 10. 11908/j. issn. 0253-374x. 23081

# 钢筋混凝土柱基于能量等效的损伤状态量化方法

宁超列<sup>1,2</sup>,王 硕<sup>1</sup>, 翟永梅<sup>3</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院,上海 200092;2. 同济大学 土木工程防灾减灾全国重点实验室,上海 200092;3. 同济大学 上海防灾救灾研究所,上海 200092)

摘要:钢筋混凝土柱在地震作用下具有不同的失效模式。 不同失效模式钢筋混凝土柱的损伤状态量化方法目前存在 定义方式不一旦预测精度较差的问题。基于246根钢筋混凝 土矩形截面柱的拟静力往复加载试验数据,提出了一种基于 能量等效原则量化不同失效模式钢筋混凝土柱损伤状态的 方法。通过引入贝叶斯神经网络模型,建立了适用于不同失 效模式钢筋混凝土柱的位移角预测公式。研究结果表明:能 量等效原则可将钢筋混凝土柱的骨架曲线等效为一个理想 弹塑性模型,不仅便于定义屈服点、峰值点和极限点,而且便 于在同一框架下对比不同失效模式钢筋混凝土柱的抗震力 学性能差异。根据屈服点、峰值点和极限点的位移角,钢筋 混凝土柱的损伤状态可以划分为:"基本完好"、"轻度破环"、 "中等破坏"和"严重破坏"四个等级。贝叶斯神经网络模型 可以准确预测不同失效模式钢筋混凝土柱屈服点、峰值点和 极限点的位移角。传统的峰值承载力经验折减系数法在预 测屈服点的位移角时偏于保守,在预测极限点的位移角时偏 于不安全。

关键词: 钢筋混凝土柱;失效模式;损伤状态;能量等效;贝 叶斯神经网络

**中图分类号:** TU375.3 文献标志码: A

## Quantification Method of Damage States for Reinforced Concrete Columns Based on Energy Equivalence

#### NING Chaolie<sup>1,2</sup>, WANG Shuo<sup>1</sup>, ZHAI Yongmei<sup>3</sup>

 College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
 Shanghai Institute of Disaster Prevention and Relief, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Reinforced concrete (RC) columns have different failure modes under earthquake excitations. The

damage state quantification methods of RC columns under different failure modes have problems including quantification procedure, inconsistent and poor prediction accuracy. Therefore, an energy equivalence principle was proposed in this study to quantify the damage states of RC columns under different failure modes using quasi-static experimental data of 246 RC columns with rectangular cross-sections. The Bayesian neural network was introduced to develop the drift angle prediction models for RC columns independent of failure patterns. The research results indicated that the energy equivalence principle can transfer the backbone curves of RC columns into an idealized elastic-plastic model. This not only facilitates the definition of yield point, peak point and ultimate point, but also benefits to compare the seismic performance of RC columns under different failure modes in a unified framework. The damage states of RC columns under different failure modes can be categorized into four groups, namely basic intact damage stage, slight damage state, moderate damage state and sever damage state using the drift angle at yield point, peak point and ultimate point. The Bayesian neural network model can predict well the drift angles of RC columns independent of failure modes at yield point, peak point and ultimate point. The traditional empirical factor method by reducing the peak strength tends to underestimate the drift angle at yield point, and overestimate the drift angle at ultimate point.

**Keywords**: reinforced concrete column; failure mode; damage state; energy equivalence; Bayesian neural network

在基于性能的建筑结构抗震设计理论框架下,



收稿日期: 2023-03-08

基金项目:国家自然科学基金(51808397,52278522)

第一作者: 宁超列,副教授,工学博士,主要研究方向为钢筋混凝土抗震可靠度与地震易损性。 E-mail; clning@tongji. edu. cn

通信作者: 翟永梅,副研究员,工学博士,主要研究方向为建筑物震害预测与防灾减灾工程。 E-mail: zymww@tongji.edu.cn

钢筋混凝土结构的性能化设计近年来受到国内外研究者的广泛关注<sup>[1]</sup>。钢筋混凝土柱是钢筋混凝土结构最主要的抗侧力构件之一。地震作用下,钢筋混凝土柱存在弯曲失效、剪切失效和弯剪失效三种不同的失效模式。由于钢筋混凝土柱的变形能力对钢筋混凝土结构的抗震性能具有重要影响,因此研究这些不同失效模式下钢筋混凝土柱位于各个损伤状态的变形能力成为工程师关注的焦点<sup>[2]</sup>。

迄今为止,国内外众多学者针对不同失效模式 下钢筋混凝土柱的变形能力与损伤状态开展了大量 的理论与试验研究,如:2000年,Kowalsky<sup>[3]</sup>提出了 弯曲失效型钢筋混凝土柱在地震作用下的两种极限 损伤状态("可使用性"和"损伤控制"),给出了这两 种极限损伤状态的位移角计算公式。2001年, Panagiotakos和Fardis<sup>[4]</sup>采用经验回归分析方法,提 出了一般钢筋混凝土柱屈服点和极限点的位移角预 测公式。2008年,蒋欢军和吕西林<sup>[5]</sup>提出了弯曲失 效型钢筋混凝土柱的五个损伤状态,并建立了各个 损伤状态的变形阈值计算方法。2010年,蒋欢军 等區将弯曲失效型钢筋混凝土柱的性能水平重新划 分为"运行"、"基本运行"、"可修复"、"安全"和"倒 塌"五个等级,给出了弯曲失效型钢筋混凝土柱在各 个性能界限处的变形阈值计算方法。2010年,我国 《高层建筑混凝土结构技术规程》(JCJ 3-2010)<sup>[7]</sup>(以 下简称2010版高规)将构件的损伤状态按照宏观损 坏破坏程度的不同划分为五个等级,但未给出各个 损伤状态的划分依据和相应的变形阈值计算方法。 2014年, ASCE/SEI 41-13<sup>[8]</sup>总结了弯曲失效型、弯 剪失效型和剪切失效型钢筋混凝土柱的力一变形骨 架曲线,定义了五个关键特征点,提出了钢筋混凝土 柱的三个基本性能点,分别为:基本完好、生命安全 和接近倒塌。同时,区分了轴压比和配筋率对不同 性能点变形阈值的影响,给出了不同失效模式下钢 筋混凝土柱在这三个基本性能点的变形阈值统计 值。2015年,蒋欢军和刘小娟<sup>[2]</sup>研究了锈蚀钢筋混 凝土柱的五个抗震性能水平,对应四个性能界限点。 同时,考虑轴压比和锈蚀率的影响,给出了锈蚀钢筋 混凝土柱在这四个性能界限点的位移角阈值。2018 年,崔济东等<sup>[9]</sup>以塑性位移角为指标,将钢筋混凝土 柱的抗震性能状态划分为七个等级,采用线性回归 方法,建立了不同失效模式的钢筋混凝土柱在其中 "无损坏"、"较严重损坏"和"严重损坏"三个关键性 能点的位移角预测公式。

综上所述,钢筋混凝土柱变形阈值与损伤状态

的研究目前存在以下问题:

(1)损伤状态的划分数量存在较大差异,如2010 版高规将损伤状态划分为五个等级,ASCE/SEI 41-13划分为三个等级;

(2)损伤状态的划分标准不一致,已有的研究大 多针对弯曲失效型钢筋混凝土柱,对钢筋混凝土柱 不同失效模式下处于不同损伤状态的变形阈值研究 较少;

(3)已有的研究大多采用经验回归方法建立关 键性能点的变形阈值预测公式,计算结果具有较大 的离散性。考虑实际工程中,钢筋混凝土柱真实的 失效模式目前仍难以精确判别,且不同的失效模式 采用不同的损伤状态定义方法,难以对比钢筋混凝 土柱在不同失效模式下的抗震性能差异。

因此,本文首先基于美国太平洋地震工程研究 中心(PEER)建立的钢筋混凝土柱拟静力往复加载 试验数据库,提取了其中246根钢筋混凝土矩形柱 的骨架曲线。然后,基于能量等效原则,提出了一种 统一划分不同失效模式钢筋混凝土柱损伤状态的方 法。最后,引入贝叶斯神经网络模型,建立了能够预 测不同失效模式钢筋混凝土柱处于各个损伤状态时 的变形阈值计算公式。相关研究成果,可为不同失 效模式钢筋混凝土柱的损伤状态量化和准确预测不 同失效模式下钢筋混凝土柱处于各个损伤状态的变 形阈值提供技术支撑。

## 1 拟静力往复加载试验数据库

图1为246根钢筋混凝土矩形柱设计参数的统 计分布。其中,B为截面宽度,H为截面高度,L为等 效长度,f<sub>c</sub>为混凝土峰值抗压强度,f<sub>y</sub>为纵筋屈服强 度,f<sub>c</sub>为箍筋屈服强度,ρ为纵筋配筋率,ρ<sub>x</sub>为体积配 箍率,P为轴压荷载。

可见, B的范围为80 mm ~ 914 mm; H的范围 为80 mm ~ 914 mm; L的范围为80 mm ~ 2 335 mm; f<sub>c</sub>的范围为16 MPa ~ 118 MPa; f<sub>y</sub>的范围为0 MPa ~ 1 424 MPa; f<sub>y</sub>的范围为0 MPa ~ 1 424 MPa;  $\rho$ 的范围为0.68% ~ 6.03%;  $\rho_y$ 的范围为 0.007% ~ 2.95%; P的范围为0 kN ~ 8 000 kN。

根据PEER的研究报告,钢筋混凝土柱的失效 模式一般定义为

(1)首先,根据原始文献是否出现剪切失效特征的相关描述,将钢筋混凝土柱的损伤划分弯曲失效型和剪切失效型两类。

37



Fig.1 Statisic distribution for basic design parameters of reinforced cocnrete column database

(2)对于剪切失效型钢筋混凝土柱,分别计算截 面边缘混凝土受压峰值应变为0.004时的水平承载 力F<sub>0.004</sub>和水平承载力下降至80%峰值承载力时的 位移延性系数μ<sub>f</sub>。如果水平承载力小于0.95F<sub>0.004</sub>或 位移延性系数μ<sub>f</sub>小于或等于2,则认为该柱为剪切失 效;否则,为弯剪失效。根据上述定义,246根柱中弯 曲失效型柱有192根,弯剪失效型柱有36根,剪切失 效型柱有18根。

## 2 基于能量等效的损伤状态定义

由于每根钢筋混凝土柱的设计参数取值差异较 大,因此引入位移角θ这一量纲为一的参数消除设 计参数取值差异带来的影响。以位移角θ为抗震性 能指标,图2给出了适用于不同失效模式钢筋混凝 土柱的损伤状态划分方法。可见,钢筋混凝土柱的 损伤状态由三个基本性能点:屈服点P1、峰值点P2 和极限点P3确定<sup>[10]</sup>。据此,可将钢筋混凝土柱的损

伤状态划分为四个等级,分别为:基本完好、轻度破 坏、中等破坏、严重破坏。其中, $V_y$ 、 $V_p$ 、 $V_u$ 和 $\theta_y$ 、 $\theta_p$ 、 $\theta_u$ 分别为屈服点P1、峰值点P2和极限点P3对应的水 平承载力和位移角。当位移角 $\theta$ 小于 $\theta_{x}$ 时,属于"基 本完好"状态,代表钢筋混凝土柱基本处于弹性受力 变形状态,构件表面没有或仅产生细微裂缝,纵筋和 箍筋均未发生屈服<sup>[6]</sup>。当位移角 $\theta$ 大于 $\theta_{v}$ ,但小于 $\theta_{s}$ 时,属于"轻度破坏"状态,代表钢筋混凝土柱表面出 现较为明显的裂缝,部分钢筋出现了点状屈服,但混 凝土保护层尚未发生脱落。当位移角θ大于θ,,但小 于θ<sub>u</sub>时,属于"中等破坏"状态,代表钢筋混凝土柱的 水平承载力开始发生退化,混凝土表面的裂缝可精 确测量,钢筋的屈服长度显著增长,混凝土保护层发 生了明显脱落。当位移角 $\theta$ 大于 $\theta_{1}$ 时,属于"严重破 坏"状态,代表钢筋混凝土柱的水平承载力发生了严 重退化,失去了承载能力。

根据上述定义,可见:

(1)屈服点P1是"基本完好"状态和"轻度破坏"





Fig.2 Definition for damage state of reinforced concrete columns

状态的临界点。

目前,对于弯曲失效,屈服点P1大多以底部纵 筋是否发生屈服作为标志;对于剪切失效,屈服点 P1使用的定义主要有两种<sup>[11]</sup>。第一种为经验折减 系数法,即对峰值承载力V<sub>p</sub>进行折减进行定义。这 种方法采用的峰值承载力经验折减系数一般取0.7。 第二种方法为能量等效法,如图3所示。具体而言, 令区域A1和区域B1的面积相等,由此确定一条割 线,该割线与水平线的交点垂线与骨架曲线的交点 定义为屈服点P1。

(2)峰值点P2为"轻微破坏"状态和"中等破坏" 状态的临界点。目前,关于峰值点的定义十分统一, 均为水平承载力的最大值。

(3)极限点P3为"中等破坏"状态和"严重破坏" 状态的临界点。目前,对于弯曲失效,极限点P3大 多以受压区边缘混凝土是否达到应变压极限为标 志;对于剪切失效,极限点P3则采用经验折减系数 法进行定义。然而,关于经验折减系数的取值尚不 统一,如:Park<sup>[11]</sup>将经验折减系数取为0.80,吕西林 等<sup>[12]</sup>将经验折减系数取为0.85。

因此,本文同样基于能量等效的原则进行定义, 即当区域A2和区域B2面积相等时,卸载路径与骨 架曲线的交点定义为极限点P3。显然,这种方法可 将钢筋混凝土柱不同失效模式下的骨架曲线均等效 成为一个理想弹塑性模型。

## 3 不同性能点的位移角统计

根据上述定义,计算数据库中所有钢筋混凝土 柱在屈服点、峰值点和极限点的位移角。取正向和 负向加载过程中位移角的平均值作为屈服点的位移





角,图4给出了屈服点位移角的直方图与常用概率 密度分布函数的对比。可见,屈服点的位移角分布 范围为0.002至0.020,均值为0.0077,标准差为 0.0038。其中,Gamma分布函数具有最高的拟合优 度,均值为0.0077,方差为1.46×10<sup>5</sup>。





同理,取正向和负向加载过程中位移角的平均 值作为峰值点的位移角,图5给出了峰值点位移角 的直方图与常用概率密度分布函数的对比。可见, 峰值点的位移角分布范围为0.003至0.070,均值为 0.020,标准差为0.0126。其中,Gamma分布函数 具有最高的拟合优度,均值为0.02,方差为 0.0001。

由于数据库中并非所有的柱均加载至了极限位移。因此,筛选试验数据库,获得具有正向加载过程极限点的柱168根,具有负向加载过程极限点的柱164根,具有正向和负向加载过程极限点的柱144



图 5 峰值点位移角的概率密度函数 Fig.5 Probability density function of drift angle at

peak point

根。对同时存在正向和负向加载过程的极限点位移 角,取平均值作为极限点的位移角;对仅存在正向或 负向加载过程的极限点位移角,取极限点的正向或 负向位移角作为极限点的位移角。

图6给出了峰值点位移角的直方图与常用概率 密度分布函数的对比。可见,极限点的位移角分布 范围为0.0190~0.0896,均值为0.0385,标准差为 0.0190。其中,Gamma分布函数具有最高的拟合优 度,均值为0.0385,方差为0.0004。





Fig.6 Probability density function of drift angle at ultimate point

### 4 峰值承载力经验折减系数计算

计算基于能量等效原则定义的屈服点和极限点 对应的峰值承载力经验折减系数,图7给出了屈服 点峰值承载力经验折减系数的直方图与常用概率密 度分布函数的对比。可见,基于能量等效原则定义的屈服点峰值承载力经验折减系数分布范围为0.60~0.90,均值为0.72,标准差为0.05。因此,若采用0.70的峰值承载力经验折减系数定义钢筋混凝土柱屈服点的位移角将偏于保守。其中,正态分布函数和Gamma分布函数具有最高的拟合优度:正态分布函数的均值为0.718,方差为0.0029;Gamma分布函数的均值为0.719,方差为0.0026。



图 7 屈服点峰值承载力经验折减系数的概率密度函数 Fig.7 Probability density function for empirical reduction coefficient of peak strength at yield point

同理,图8给出了极限点峰值承载力经验折减系数的直方图与常用概率密度分布函数的对比。可见,基于能量等效原则定义的极限点峰值承载力经验折减系数分布范围为0.60至0.90,均值为0.7756,标准差为0.0583。因此,若取0.80或0.85的峰值承载力经验折减系数定义极限点的位移角将偏于不安全。其中,正态分布函数具有最高的拟合优度,均值为0.7739,方差为0.0038。显然,相比屈服点的峰值承载力经验 折减系数,极限点的峰值承载力经验折减系数具有更大的离散性。

## 5 基于贝叶斯神经网络的位移角预测

钢筋混凝土柱力学性能的预测目前主要有经验 回归方法、力学机理分析和机器学习方法三类。由 于经验回归方法和力学机理分析建立的方程在预测 时存在较大的离散性,因此采用机器学习方法预测 钢筋混凝土柱的力学性能<sup>[13]</sup>。贝叶斯神经网络最早 由 MacKay<sup>[14-15]</sup>和 Neal<sup>[16]</sup>提出,是一种基于贝叶斯理 论和神经网络模型的经典机器学习算法。



图 8 极限点峰值承载力经验折减系数的概率密度函数 Fig.8 Probability density function for empirical reduction coefficient of peak strength at ultimate point

#### 5.1 贝叶斯神经网络理论

图9给出了贝叶斯神经网络模型的结构形式。 其中,A为隐藏层的输入变量,B为隐藏层的输出变 量,ω,为隐藏层第n个神经元的权重。

可见,与传统的神经网络模型一致,贝叶斯神经 网络模型同样由输入层、隐藏层和输出层组成。不 同之处在于,网络结构中的隐藏层神经元权重服从 某种概率密度分布,是一个随机变量而非一个确定 性的值。

因此,通过最大化权重值的概率密度分布,同时 结合贝叶斯理论对权重值的概率密度分布进行更 新,即可较好地处理模型中包含的不确定性。



图 9 贝叶斯神经网络结构 Fig.9 Bayesian neural network structure

根据模型试算,将钢筋混凝土柱的九个主要设 计参数(*B*、*H*、*L*、*f*c、*fy*、*fv*、*ρ*、*ρ*、*ρ*、*P*)作为输入层的神 经元,将屈服点、峰值点和极限点的位移角(*θ*<sub>y</sub>、*θ*<sub>p</sub>、*θ*<sub>u</sub>) 分别作为输出层的神经元。考虑泛化能力是神经网 络模型性能的一个重要评价指标<sup>[17]</sup>,而隐藏层的结 构对于模型的泛化能力具有显著影响。因此,通过 模型试算,将贝叶斯神经网络模型的隐藏层设为11 个神经元,即:建立的贝叶斯神经网络模型是一个9: 11:1的架构,共有122个参数需要优化。

#### 5.2 位移角预测公式

选取试验数据库中的246根钢筋混凝土柱训练和 预测屈服点和极限点位移角的贝叶斯神经网络模型。 同时,选取数据库中的186根钢筋混凝土柱训练和预 测极限点位移角的贝叶斯神经网络模型。采用随机抽 样的方式,将上述数据库按8:2的比例划分为训练集 和测试集。图10给出了屈服点、峰值点和极限点的位 移角在训练集和测试集上的预测值和实测值对比。可 见,贝叶斯神经网络模型可以准确预测不同失效模式 钢筋混凝土柱屈服点、峰值点和极限点的位移角。在 训练集上,极限点的位移角具有最高的预测精度( $R^2$ = 0.948),其次为峰值点( $R^2$ =0.891)和屈服点( $R^2$ = 0.886);在测试集上,屈服点的位移角具有最高的预测 精度( $R^2$ =0.827),其次为极限点( $R^2$ =0.804)和峰值 点( $R^2$ =0.720)。





## 6 结论

(1)基于能量等效原则,可将不同失效模式钢筋 混凝土柱的骨架曲线等效为一个理想弹塑性模型, 因此便于定义三个基本性能点,即屈服点、峰值点和 极限点,且研究不同失效模式钢筋混凝土柱的抗震 力学性能差异。根据上述三个基本性能点,可将不 同失效模式钢筋混凝土柱的损伤状态统一划分为四 个等级:"基本完好"、"轻度破环"、"中等破坏"和"严 重破坏"。

(2)钢筋混凝土柱正向和负向加载过程中屈服 点、峰值点和极限点的位移角存在一定的偏差。统 计分析结果表明,钢筋混凝土柱屈服点、峰值点和极 限点的位移角均值分别为0.0077、0.020和0.038 5,标准差分别为0.0038、0.0126和0.019。

(3)采用传统的峰值承载力经验折减系数法定

义钢筋混凝土柱的屈服点和极限点具有一定的合理性,但不能反映不同失效模式钢筋混凝土柱的变形与耗能差异。采用0.70的经验折减系数估计屈服点的位移角将偏于保守;采用0.80或0.85的经验折减系数估计极限点的位移角将偏于不安全。基于能量等效原则,建议分别取0.72和0.78的峰值承载力经验折减系数确定不同失效模式钢筋混凝土柱的屈服点和极限点。

(4) 贝叶斯神经网络模型无需区分钢筋混凝土 柱的失效模式, 可直接基于九个关键设计参数准确 预测屈服点、峰值点和极限点的位移角, 从而精确量 化不同失效模式钢筋混凝土柱的损伤状态。在训练 集上, 极限点的位移角预测效果最好, 可达0.948; 在 预测集上, 屈服点的位移角预测效果最好, 可达 0.827。

#### 作者贡献声明:

宁超列:研究概念生成,研究方法设计,论文审阅与修 订,研究资金获取;

王 硕:论文初稿撰写,数据整理与分析,软件开发与程序 设计;

翟永梅:试验结果可视化,论文审阅与修订,研究课题监 管与指导。

#### 参考文献:

- BERTRTO V V. Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines [C]//Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997: 1-31.
- [2] 蒋欢军,刘小娟. 锈蚀钢筋混凝土柱基于变形的性能指标研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(7): 115.
   JIANG Huanjun, LIU Xiaojuan. Study on deformation-based performance index of corroded reinforced concrete column[J].
   Journal of Building Structures, 2015, 36(7): 115.
- [3] KOWALSKY M J. Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(8): 869.
- [4] PANAGIOTAKOS T B, FARDIS M N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate [J]. Structural Journal, 2001, 98(2): 135.
- [5] 蒋欢军,吕西林.钢筋混凝土柱对应于各地震损伤状态的侧 向变形计算[J].地震工程与工程振动,2008,28(2):44. JIANG Huanjun, LU Xilin. Lateral displacement estimation for RC columns in different seismic damage states[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(2):44.
- [6] 蒋欢军,王斌,吕西林.钢筋混凝土梁和柱性能界限状态及其 变形限值[J].建筑结构,2010,40(1):10.
   JIANG Huanjun, WANG Bin, LÜ Xilin, Performance limit states and deformation limits of RC beams and columns [J].
   Building Structure, 2010,40(1):10.
- [7] 中华人民共和国住房与城乡建设部.高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3-2010 [S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
   Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ 3-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010
- [8] ASCE. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings:

ASCE 41-17 [S]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2017.

[9] 崔济东,韩小雷,龚涣钧,等.钢筋混凝土柱变形性能指标限 值及其试验验证[J].同济大学学报(自然科学版),2018,46 (5):593.

CUI Jidong, HAN Xiaolei, GONG Huanjun, *et al.* Deformation limits of reinforced concrete columns and their experimental verification [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2018, 46(5): 593.

- [10] LUO H, PAAL S G. A locally weighted machine learning model for generalized prediction of drift capacity in seismic vulnerability assessments [J]. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 2019, 34(11): 935.
- [11] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing [J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1989, 22 (3): 155.
- [12] 吕西林,周定松,蒋欢军.钢筋混凝土框架柱的变形能力及基 于性能的抗震设计方法[J].地震工程与工程振动,2005,25
  (6):53.
  LU Xilin, ZHOU Dingsong, JIANG Huanjun. Deformation capacity and performance-based seismic design method for RC

frame columns [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(6): 53.

- [13] GOH A T. Back-propagation neural networks for modeling complex systems [J]. Artificial Intelligence in Engineering, 1995, 9(3): 143.
- [14] MACKAY D J. A practical Bayesian framework for backpropagation networks [J]. Neural Computation, 1992, 4 (3): 448.
- [15] MACKAY D J. Bayesian nonlinear modeling for the prediction competition[J]. ASHRAE Transactions, 1994, 100(2): 1053.
- [16] NEAL R M. Bayesian learning for neural networks [M]. Berlin: Springer Science & Business Media, 2012.
- [17] YAO Wei, ZENG Zhigang, LIAN Cheng. Generating probabilistic predictions using mean-variance estimation and echo state network[J]. Neuro Computing, 2017, 219: 536.
- [18] 于晓辉, 王猛, 宁超列. 基于机器学习的钢筋混凝土柱失效模 式两阶段判别方法[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(8): 220.
   YU Xiaohui, WANG Meng, NING Chaolie. A machinelearning-based two-step method for failure mode classification of reinforced concrete columns [J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(8): 220.