

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201903077

剪切失效型钢筋混凝土柱滞回模型参数识别与经验预测*

吕欣亮¹, 任晓丹¹, 宁超列²

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学上海防灾救灾研究所, 上海 200092)

摘要:在我国中低抗震设防烈度地区的既有钢筋混凝土结构中,有很大一部分既有钢筋混凝土柱在地震作用下容易发生剪切破坏,失去竖向承载力,导致既有建筑发生倒塌,造成严重的经济损失和人员伤亡。一个简单、高效的滞回模型对剪切失效型既有钢筋混凝土柱的抗震性能评估具有重要意义。首先提出了一个简化的七参数折线型滞回模型,然后基于SERIES数据库中的剪切失效型钢筋混凝土柱试验结果,采用微分进化算法,对七参数折线型滞回模型进行了参数识别。最后,采用经验回归分析方法,提出了七参数折线型滞回模型中关键参数的经验预测方程。结果表明:给定设计参数,提出的七参数折线型滞回模型可以方便、快速地预测剪切失效型钢筋混凝土柱的恢复力-位移关系,便于工程应用。

关键词: 钢筋混凝土柱; 剪切失效; 滞回模型; 参数识别; 经验方程; 试验数据库

中图分类号: TU318 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)03-0520-11

Parametric Identification and Empirical Prediction of Hysteresis Model for Shear-critical Reinforced Concrete Columns

LYU Xinliang¹, REN Xiaodan¹, NING Chaolie²

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Institute of Disaster Prevention and Relief, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In existing reinforced concrete (RC) structures at medium and low seismic fortification intensity areas of China, a large proportion of RC columns are vulnerable to shear failure under earthquake excitation, leading to the loss of axial load capacity, the collapse of the whole building, and then the severe economic losses and casualties. A simple and efficient hysteresis model is crucial to evaluate the seismic performance of this kind of shear-critical RC columns. In this study, a simplified hysteretic model with seven parameters is first proposed. Then the model parameters involved in the proposed hysteretic model are identified by Differential Evolution (DE) algorithm based on the experiment data of shear-critical RC columns in SERIES database. Finally, empirical prediction equations are developed for critical model parameters of the seven-parameter hysteresis model using the empiri-

* 收稿日期:2019-03-26;修回日期:2019-07-08

基金项目:国家自然科学基金项目(51808397)、上海市浦江人才计划项目(18PJ1410100)、重庆市技术创新与应用示范项目(cstc2018jsex-mszdX0126)资助

作者简介:吕欣亮(1995—),男,硕士研究生。主要从事钢筋混凝土结构抗震性能研究。E-mail:95lxl@tongji.edu.cn

通讯作者:宁超列(1984—),男,助理研究员,硕导,博士。主要从事城市安全与风险评估研究。E-mail:clning@tongji.com

cal regression analysis method. The investigation reveals that the proposed seven-parameter hysteretic model can predict the inelastoring force-displacement relationship of shear-critical RC columns feasibly and quickly along with its design parameters. It is applicable to engineering practice.

Keywords: reinforced concrete columns; shear failure; hysteretic model; parameter identification; empirical equation; experimental database

引 言

在我国中低抗震设防烈度地区的既有钢筋混凝土结构中,有很大一部分钢筋混凝土柱不能满足现行的抗震设计规范要求,被称作非延性钢筋混凝土柱^[1]。这些非延性钢筋混凝土柱通常存在箍筋过少或间距过大的问题,在强烈地震作用下,容易发生剪切破坏,导致不能承受楼板和梁传下来的竖向荷载,使得整个结构发生突然倒塌^[2]。因此,对于这些剪切失效型非延性钢筋混凝土柱,有必要对其开展抗震性能评估。对于评估结果为高风险的构件,有必要开展简单、有效的加固改造工作,使之满足现行抗震设计规范的要求,避免强烈地震作用下整个结构发生突然垮塌,造成巨大的经济损失和人员伤亡^[3]。

一个可以反映强烈地震作用下从线弹性受力到混凝土开裂、刚度衰减,再到裂缝增多、裂缝开闭合、钢筋粘结滑移造成响应捏拢,最后到构件出现强度退化和突然失效的滞回模型对于剪切失效型钢筋混凝土柱的抗震性能评估至关重要^[4]。在过去的几十年中,部分研究者在 A. S. Veletsos 等^[5]提出的理想弹塑性滞回模型基础上,结合钢筋混凝土柱在循环加载作用下的力学行为特征,相继提出了 R. W. Clough 模型^[6]和 T. Takeda 模型^[7]。近年来,新的折线型滞回模型在继承已有滞回模型优点的同时,加入了反映试验局部损伤特征或微观损伤特征的新特点,朝着精细化、分层化的方向不断发展。在这当中,较具代表性的有 H. Sezen 和 T. Chowdhury 模型^[8]、C. B. Haselton 模型^[9]、Y. A. Li 和 S. J. Hwang 模型^[10]。

H. Sezen 和 T. Chowdhury 考虑钢筋混凝土柱的弯曲变形、剪切变形和纵向钢筋粘结滑移变形,提出了一类新的折线型滞回模型^[8]。该滞回模型采用3种不同的理论^[11-16]分别计算这3种变形,然后假设这3种变形为弹簧串联类型,因此各变形分量可以进行线性叠加,获得钢筋混凝土柱的恢复力一位

移关系。但由于该滞回模型基于不同的力学机理分别计算3种变形分量,因此在逻辑上不自洽。C. B. Haselton 等认为 ASCE/SEI 41^[17]中给出的恢复力一位移关系没有考虑由于反复损伤累积造成的刚度退化和强度退化效应,容易得到过于保守的预测结果。因此,C. B. Haselton 等^[9]提出了一个考虑反复损伤累积引起退化效应的折线型滞回模型。该滞回模型的不同之处在于根据255根钢筋混凝土柱试验数据,开展了该滞回模型的参数识别研究。在此基础上,C. B. Haselton 等^[9]采用经验回归分析方法,建立了从钢筋混凝土柱的设计参数预测该滞回模型关键参数的经验预测方程。但是这255根钢筋混凝土柱混合了剪切失效和弯剪失效两种不同的破坏模式,造成建立的经验预测方程在实际应用中具有较大的离散性。因此,Y. A. Li 和 S. J. Hwang 区分不同的失效模式,单独针对剪切失效型钢筋混凝土柱的单调骨架曲线进行研究。基于试验观测结果,提出了一类新的三折线滞回模型^[10]。该滞回模型由开裂点、峰值点和破坏点(承载力为零)控制,分别对应钢筋混凝土开裂、钢筋混凝土短柱压碎使得整个构件达到峰值强度和抗剪强度退化、构件发生失效这3个损伤发展过程,并利用不同的理论^[18-20]分别计算这3个关键点对应的力和位移。显然,该滞回模型的物理参数意义十分明确,但其计算过程相对复杂,而且没有给出模型的滞回加卸载规则,模型仅为单调骨架曲线。

鉴于此,本文区分不同的失效模式,单独针对剪切失效型钢筋混凝土柱的关键力学行为特征,提出了一类新的七参数折线型滞回模型。在此基础上,结合 SERIES 数据库中剪切失效型钢筋混凝土柱的试验数据,采用微分进化算法,开展了这7个参数的参数识别研究。进而,将剪切失效型钢筋混凝土柱的关键设计参数组合为4个具有代表性的无量纲参数,并采用经验回归分析方法,建立了这7个模型参数的经验预测方程。最后,对其他4根被标定为剪切失效的钢筋混凝土柱进行了恢复力一位移关系的预测,通过与试验数据对比,验证了该滞回

模型的适用性和经验预测方程的准确性。

1 七参数折线型滞回模型

剪切失效型钢筋混凝土柱的滞回模型应反映构件在轴力和循环侧向力作用下各个阶段的强度退化、刚度退化、捏拢效应和构件累积损伤引起的承载力退化。本文提出的七参数折线型滞回模型由7个模型参数完全确定,如图1所示。这7个模型参数分别是:①初始刚度(k_0),代表混凝土开裂前钢筋混凝土柱的弹性刚度。②强化段刚度系数(β),代表混凝土开裂后,由于裂缝不断发展引起的钢筋混凝土柱刚度下降。其中, $k_1=\beta \times k_0$, β 数值越小,表示这个阶段混凝土的开裂对钢筋混凝土柱刚度的影响越大。需要指出的是,试验滞回曲线的斜率在这一阶段是连续变化的,因此强化段刚度系数的取值描述的是这一阶段刚度变化的平均程度,其范围可设为0~1。③开裂点位移(u_y),代表混凝土开裂时钢筋混凝土柱的侧向变形。显然,开裂点位移和初始刚度一起,可以确定滞回模型强化折线段的起始位置。④峰值点位移(u_s),代表承载力达到峰值点时钢筋混凝土柱的侧向变形。峰值点位移与初始刚度、强化段刚度系数、开裂点位移一起,可以确定钢筋混凝土柱的峰值承载力。⑤下降段刚度系数(γ),代表钢筋混凝土柱强度到达峰值点后发生退化的程度。其中,折线段的斜率: $k_2=\gamma \times k_0$, γ 数值越小,代表钢筋混凝土柱的强度退化越明显。上述这5个参数可确定七参数折线型滞回模型的单调骨架曲线。⑥卸载刚度系数(θ),代表卸载过程中钢筋混凝土柱卸载刚度的退化程度。如图1所示,当滞回模型沿斜率为 k_3 的虚线进行卸载至恢复力为零时结束,此时对应的位移称作残余位移(u_{resi}),残余位移可采用T. Takeda模型^[7]进行计算: $k_3=k_0 \times |u_{hm}/u_y|^\theta$ 。式中, u_{hm} 为加载过程中的历史最大位移, θ 的取值范围可设为-1~0。当 $\theta=0$ 时,卸载刚度等于初始刚度;当 $\theta=-1$ 时,卸载刚度等于初始刚度的 u_y/u_{hm} 倍。显然,给定 θ 值,钢筋混凝土柱的卸载刚度将随着历史最大位移的增加逐渐减小,表示新一轮较大的位移幅值加载将使得钢筋混凝土柱的损伤进一步加剧,造成构件卸载刚度的不断退化。⑦反向加载捏拢系数(ξ),代表由于钢筋粘结滑移变形和剪切变形造成的侧向位移增加,反映了钢筋混凝土柱在循环加载过程

中的捏拢效应。需要指出的是,与M. Saidi等^[21]提出的Q-hysteresis模型不同,该滞回模型以残余位移点为起点的反向加载并非直接指向历史加载过程中的最大位移点,而是指向开裂点之前直线上的某一点。显然, ξ 的取值范围可设为0~1。当 $\xi=1$ 时,反向加载指向钢筋混凝土柱的开裂点,表示不存在捏拢;当 $\xi=0$ 时指向坐标原点,表示存在最大程度的捏拢。

此后,模型继续沿反向骨架曲线加载,并指向历史加载过程中的最大位移点,最后继续沿着单调骨架曲线进行加载。因此,根据图1所示,若给定这7个模型参数的取值和循环加载的位移信息,即可完全确定剪切失效型钢筋混凝土柱的恢复力一位移关系。然而,在模型的加卸载过程中,若每次的位移加卸载路径一致,上述定义的滞回规则不能考虑由于混凝土裂缝的反复开闭合引起的构件强度退化,如图2所示。

因此,考虑钢筋混凝土柱同一位移幅度加载下反复损伤累积导致的强度退化,本文借鉴Y. J. Park

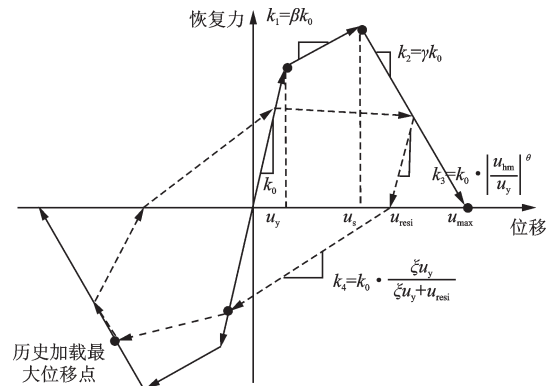


图1 七参数折线型滞回模型

Fig.1 Polygonal hysteresis model with seven parameters

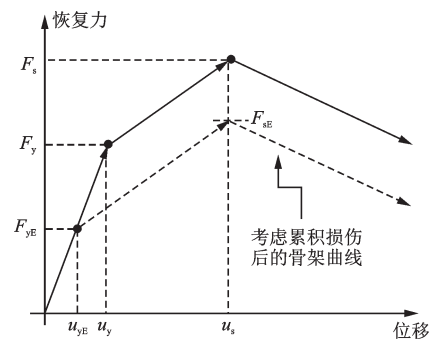


图2 同一位移幅度加载下反复损伤累积导致的强度退化

Fig.2 Strength deterioration induced by cumulative damage under load with same displacement amplitude

和 A. H. S. Ang 的损伤因子^[22], 定义钢筋混凝土柱的损伤系数为:

$$D = \frac{1}{C \times F_s \times u_s} \int dE \quad (1)$$

式中, F_s 和 u_s 分别为峰值点对应的恢复力和位移; C 为经验系数。

考虑钢筋混凝土柱的累积损伤, 此时单调骨架曲线的强化段和退化段将向下平移, 退化后的开裂点位移对应的恢复力为:

$$F_{yE} = (1 - D) F_y \quad (2)$$

式中, F_y 为不考虑损伤系数的单调骨架曲线开裂点恢复力。

同理, 考虑损伤系数后钢筋混凝土柱的开裂点位移和峰值点恢复力分别为:

$$u_{yE} = (1 - D) u_y \quad (3)$$

$$F_{sE} = F_s - (F_y - \beta k_0 u_y) D \quad (4)$$

式中, u_y 和 u_{yE} 分别为不考虑和考虑损伤系数时的单调骨架曲线开裂点位移; F_s 和 F_{sE} 分别为不考虑和考虑损伤系数时的单调骨架曲线峰值点恢复力。此

时, 峰值点位移 u_s 假设不变。

2 试验数据库

采用 SERIES^[23] 数据库进行七参数折线型滞回模型的参数识别, 该数据库一共包含了 400 多根钢筋混凝土压弯构件的试验数据, 除个别构件为单向加载外, 大部分的构件均为循环往复加载, 加载方式有悬臂柱、两端铰接、两端固接等 5 种工况。在数据库中, 不同加载方式对应的构件长度均已转化为等效悬臂柱长度。同时, SERIES 数据库提供了钢筋混凝土柱的几何信息、材料信息、配筋情况、恢复力—位移曲线和失效模式等信息。其中, 与剪切失效相关的模式包括: 剪切、拉剪、压剪、弯剪和滑剪。因此, 控制剪跨比小于 4, 轴压比小于 0.8, 并剔除没有明显强度退化的数据, 最终获得 19 根剪切失效型钢筋混凝土柱用于七参数折线型滞回模型的参数识别, 见表 1。可见, 选择的剪切失效型钢筋混凝土柱覆盖范围较广, 混凝土抗压强度 (f_c) 为 16~42

表 1 SERIES 中的剪切失效型钢筋混凝土柱数据库

Table 1 Experimental database of shear-critical reinforced concrete columns in SERIES

| 序号 | 文献 | 样本编号 | f_c/MPa | L/h | $N/f_c A_g$ | f_y/MPa | $\rho/\%$ | f_{yv}/MPa | $\rho_v/\%$ | ϵ_F |
|----|----------------------------------|-----------|------------------|-------|-------------|------------------|-----------|---------------------|-------------|--------------|
| 1 | R. S. Aboutaha 等 ^[24] | SC9 | 16.0 | 1.33 | 0.00 | 434 | 1.88 | 400 | 0.08 | 0.006 |
| 2 | T. Arakawa 等 ^[25] | OA2 | 31.8 | 1.25 | 0.18 | 340 | 3.13 | 249 | 0.22 | 0.037 |
| 3 | B. J. Bett 等 ^[26] | No. 1-1 | 29.9 | 1.50 | 0.10 | 462 | 2.44 | 414 | 0.09 | 0.014 |
| 4 | BRI-2 ^[27] | LE2BCL | 23.5 | 2.00 | 0.31 | 405 | 0.68 | 446 | 0.36 | 0.006 |
| 5 | H. Imai 等 ^[28] | No. 1 | 27.1 | 1.65 | 0.07 | 318 | 2.66 | 336 | 0.32 | 0.050 |
| 6 | | 2SLH18 | 33.1 | 3.22 | 0.07 | 331 | 1.94 | 400 | 0.07 | 0.130 |
| 7 | | 3SLH18 | 26.9 | 3.22 | 0.09 | 331 | 3.03 | 400 | 0.07 | 0.082 |
| 8 | A. Lynn ^[29] | 2CLH18 | 33.1 | 3.22 | 0.07 | 331 | 1.94 | 400 | 0.07 | 0.060 |
| 9 | | 3CMD12 | 27.6 | 3.22 | 0.26 | 331 | 3.03 | 400 | 0.17 | 0.119 |
| 10 | | 3CMH18 | 27.6 | 3.22 | 0.26 | 331 | 3.03 | 400 | 0.07 | 0.056 |
| 11 | | HPRC10-63 | 21.6 | 1.50 | 0.17 | 371 | 1.27 | 344 | 0.68 | 0.076 |
| 12 | T. Nagasaka ^[30] | HPRC19-32 | 21.0 | 1.50 | 0.35 | 371 | 1.27 | 344 | 1.19 | 0.015 |
| 13 | | 2D16RS | 32.0 | 2.00 | 0.14 | 369 | 2.01 | 316 | 0.48 | 0.067 |
| 14 | M. Ohue 等 ^[31] | 4D13RS | 29.9 | 2.00 | 0.15 | 370 | 2.65 | 316 | 0.48 | 0.034 |
| 15 | A. Ono ^[32] | CA025C | 25.8 | 1.50 | 0.26 | 361 | 2.13 | 426 | 0.81 | 0.033 |
| 16 | | d1 | 40.3 | 2.86 | 0.00 | 453 | 3.21 | 470 | 0.30 | 0.011 |
| 17 | M. Saatcioglu 等 ^[33] | d2 | 30.2 | 2.86 | 0.16 | 453 | 3.21 | 470 | 0.30 | 0.023 |
| 18 | | U2 | 30.2 | 2.86 | 0.16 | 453 | 3.21 | 470 | 0.30 | 0.036 |
| 19 | H. Umehara 等 ^[34] | 2CUS | 42.0 | 1.11 | 0.27 | 441 | 3.01 | 414 | 0.55 | 0.007 |

注: f_c 为混凝土峰值抗压强度; L 为等效悬臂柱长度; h 为柱截面高度; N 为轴向荷载; A_g 为柱截面面积; f_y 为纵筋屈服强度; ρ 为纵筋配筋率; f_{yv} 为箍筋屈服强度; ρ_v 为配箍率; ϵ_F 为滞回曲线识别误差

MPa;剪跨比(L/h)为1.11~3.22;轴压比($N/f_c A_g$)为0~0.35;纵筋屈服强度(f_y)为318~462 MPa;箍筋屈服强度(f_{yv})为249~470 MPa;纵筋配筋率(ρ)为0.68%~3.21%,配箍率(ρ_v)为0.068%~1.19%。

由于影响钢筋混凝土柱滞回模型的因素众多,如混凝土峰值抗压强度、构件长度、截面尺寸、纵筋配筋率、钢筋强度以及加载方式等。为便于经验预测方程的建立,将众多设计参数组合成影响剪切失效型钢筋混凝土柱滞回特征的4个关键无量纲参数:剪跨比(α_r)、轴压比(α_n)、纵筋配筋指标(α_l)和箍筋配筋指标(α_v),分别定义为:

$$\alpha_r = \frac{L}{h}, \alpha_n = \frac{N}{f_c A_g}, \alpha_l = \frac{f_y}{f_c} \rho, \alpha_v = \frac{f_{yv}}{f_c} \rho_v \quad (5)$$

这4个无量纲参数的选取具有一定的合理性和代表性。Y. Ma等^[35]的试验分析结果表明,这4个无量纲参数对钢筋混凝土柱的承载力具有显著影响。C. L. Ning等^[36]在利用桁架-拱模型研究钢筋混凝土柱的失效模式时也定义了相同的4个无量纲参数。

图3给出了这19根剪切失效型钢筋混凝土柱4个关键无量纲参数的直方图。可见,剪跨比(α_r)分布于1.0~3.5;轴压比(α_n)大体分布于0.00~0.35,呈正态分布,在0.07~0.14的试件个数最多;纵筋配筋指标(α_l)大体在0.1~0.6内呈正态分布,在0.3~0.4的试件个数最多;箍筋配筋指标(α_v)在0.00~0.20内呈指数分布,绝大多数的试件都集中在0.00~0.08。

3 模型参数识别

模型参数识别过程可归为模型参数寻优问题。对于七参数折线型滞回模型,模型参数识别过程即是要寻找一组最优的参数向量 $P = \{k_0, \beta, \gamma, \theta, \xi, u_y, u_s\}$,使得预测的恢复力-位移关系和试验获得的恢复力-位移关系最为接近。因此,将试验曲线作为目标向量 F_{exp} ,参数向量 P 与七参数折线型滞回模型计算获得的恢复力-位移关系作为预测向量 F_{pred} ,定义两者之差:

$$\epsilon_F = \frac{\|F_{exp} - F_{pred}\|_2}{NF_{max}^2} = \frac{1}{NF_{max}^2} \sum_i [F_{exp}(t_i) - F_{pred}(t_i)]^2 \quad (6)$$

为这个优化问题的目标函数。式中, N 为试验恢复力-位移关系的采样点数; F_{max} 为试验记录到的最大恢复力。

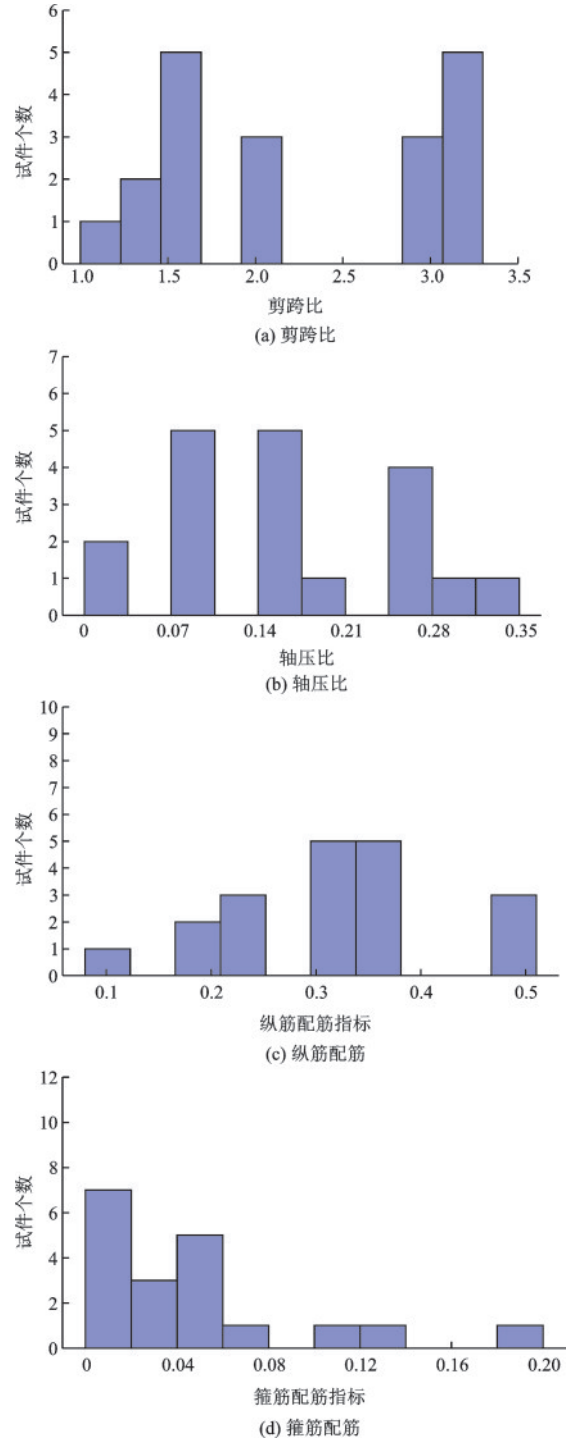


图3 无量纲物理参数直方图

Fig.3 Distribution of dimensionless physical parameters

显然,若七参数折线型滞回模型的预测结果与试验结果越接近,目标向量与预测向量的二范数越小。当二范数取最小值时,对应的参数向量即为七参数折线型滞回模型的最优参数向量 P_{best} 。

模型参数识别有多种算法,如遗传算法、蚁群算法、模拟退火算法、微分进化算法等。为不失一般性,本文采用微分进化算法^[37-38]进行七参数折线

型滞回模型的参数识别。该算法通过模拟物种进化过程,采用初始化种群、变异、交叉和选择4个步骤使得参数往最优方向不断搜索和演化。因为引入了变异过程,微分进化算法能够跳出局部最优解,因此具有收敛性好的特点。此外,微分进化算法在处理多维参数优化问题时,一般能够有效避免组合爆炸的问题,具有较高的计算效率。已有的研究表明^[38],微分进化算法可对循环加载作用下钢筋混凝土柱的滞回曲线进行快速、有效地拟合。因此,根据 R. Storm 等^[37]提出的经验法则,令微分进化算法的初始化种群数 $N_p=70$,权重系数 $F=0.6$,交叉互换概率 $CR=0.6$,最大迭代数 $G_{max}=200$,进行剪切失效型钢筋混凝土柱滞回模型的参数识别。

需要强调的是,在参数识别过程中,若模型参数的初始搜索范围过宽,微分进化算法也有可能落入局部最优。因此,为使算法获得较好的收敛性,首先对7个模型参数的搜索范围进行合理控制。具体而言,对强化段刚度系数、下降段刚度系数、卸载刚度系数和反向加载捏拢系数这4个无量纲参数,根据其对应的物理意义设定相同的搜索范围: $\beta \in (0, 1)$ 、 $\gamma \in (-1, 0)$ 、 $\theta \in (-1, 0)$ 、 $\xi \in (0, 1)$ 。对初始刚度参数(k_0),由于不同截面和跨度的钢筋混凝土柱具有很宽分布范围,因此需要对每一根构件的初始刚度进行预估。借鉴 K. J. Elwood^[39]对钢筋混凝土柱初始刚度的定义,采用实测恢复力一位移曲线上0.8倍最大恢复力对应的点与原点的连线斜率作为剪切失效型钢筋混凝土柱的初始刚度,并定义在预估值的1/3~3倍内进行搜索。另一方面,开裂点位移(u_y)可采用最大恢复力与初始刚度预估值的比值来确定,如图4所示。峰值点位移

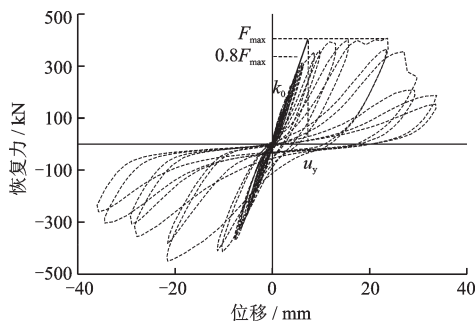


图4 初始刚度和开裂点位移的定义

Fig.4 Definition of initial stiffness and displacement at the cracking point

(u_s)则假设在开裂点位移估计值的1.2~5倍内搜索。

至此,基于七参数折线型滞回模型,结合微分进化算法,可建立剪切失效型钢筋混凝土柱滞回模型参数的识别流程,如图5所示。具体步骤为:

(1)设定微分进化算法的基本参数,包括初始化种群数 N_p 、权重系数 F 、交叉互换概率 CR 、最大迭代数 G_{max} 。同时,设定算法的变异方式和交叉方式。

(2)设定待优化参数的搜索上下界,并在此范围内随机生成初始化种群目标个体。

(3)根据七参数折线型滞回模型,按式(6)计算每个目标个体对应的目标函数,并确定种群中最优的目标个体。

(4)根据变异算符,按照第1步中定义的变异方式对种群中的目标个体进行变异操作,得到变异个体。

(5)利用交叉算符,对目标个体和变异个体进行混合,产生候选个体。

(6)通过“贪婪”方式进行选择,将变异和交叉产生的候选个体与父代目标个体进行对比,选出目标函数值最小的个体作为下一代种群的个体。

(7)判断是否达到最大的迭代次数 G_{max} ,如果达到,则退出流程,如果尚未达到,则重复3~6步。

根据上述步骤,表1给出了这19根剪切失效型钢筋混凝土柱对应的七参数折线型滞回模型的目的

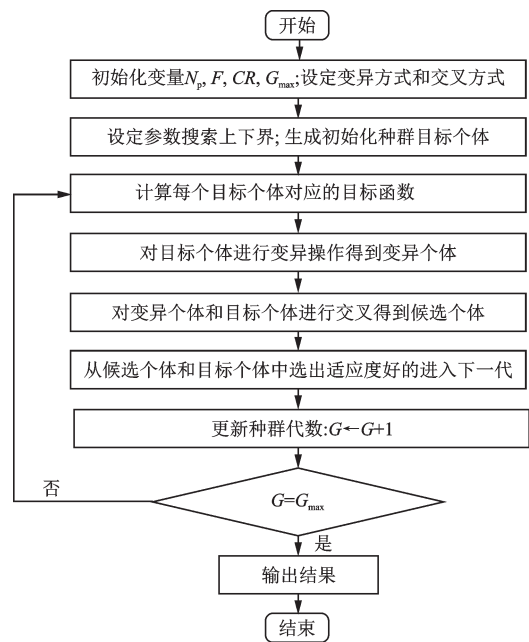


图5 微分进化算法流程

Fig.5 Flowchart of the differential evolution algorithm

标函数值误差。可见,目标函数误差的最大值为0.130,最小值为0.006,表明微分进化算法的识别精度较高,误差较小。采用识别获得的模型参数值,图6给出了其中两根剪切失效型钢筋混凝土柱的预测恢复力—位移关系。可见,基于识别获得的模型参数值,结合七参数折线型滞回模型,可获得与试验结果较为一致的恢复力—位移关系。

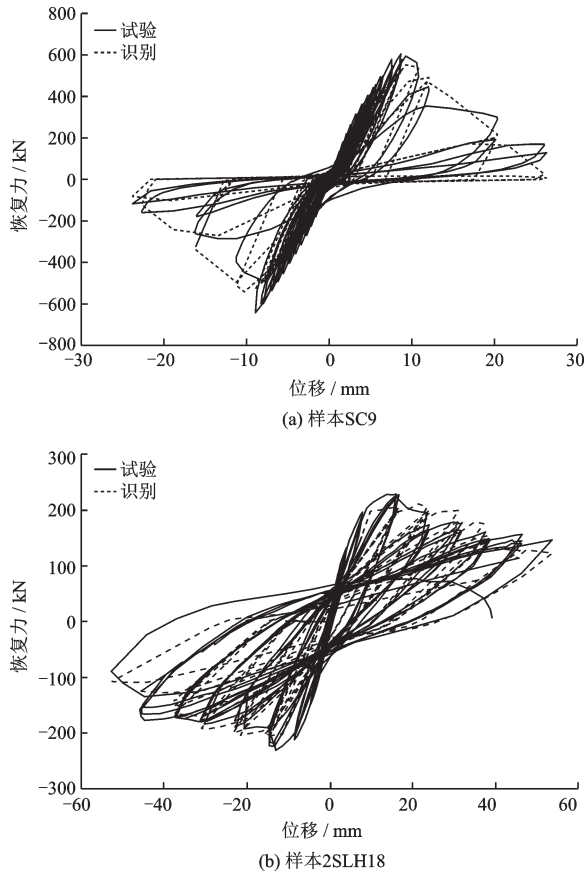


图6 基于参数识别结果的滞回曲线

Fig.6 Hysteretic curves based on parameter identification results

4 经验预测方程

为便于七参数折线型滞回模型的工程应用,在识别获得19根剪切失效型钢筋混凝土柱的滞回模型参数后,采用经验回归分析方法,建立由柱四个无量纲物理参数预测滞回模型七个模型参数的经验预测方程。由于回归得到的经验预测方程完全基于剪切失效型钢筋混凝土柱数据,因此本章给出的公式仅适用于有可能发生剪切失效的钢筋混凝土柱。基于工程实践应用的经验准则,可认为适用于剪跨比小于3.5的钢筋混凝土柱构件。

4.1 初始刚度

对于剪切失效型钢筋混凝土柱的初始刚度,首先选取悬臂梁的弹性刚度为自然单位,将初始刚度进行无量纲化处理:

$$k_0 = \frac{E_c b h^3}{4L^3} k_{0,model} \quad (7)$$

式中, $k_{0,model}$ 为无量纲化后的初始刚度; b 为柱截面宽度; E_c 为混凝土材料的弹性模量。

由于SERIES^[23]数据库中未提供试验所用混凝土材料的弹性模量,不失一般性,令 $E_c=30$ GPa。然后,参考K. J. Elwood等^[39]提出的有效刚度预测公式,建立如下经验预测方程,其拟合优度 $R^2=0.80$:

$$k_0^{model} = \frac{0.40(1+19.11\alpha_n)}{(1+29.71\alpha_v)\left(1+\frac{13.92}{\alpha_r}\right)} + 0.18\alpha_1 \quad (8)$$

4.2 峰值点位移

直接预测剪切失效型钢筋混凝土柱的峰值点位移一般存在较大的离散性,如C. B. Haselton等^[9]提出的经验预测公式,其预测值和试验值比值的方差高达0.54。因此,通过连接滞回曲线的峰值点与原点,首先预测峰值点的割线刚度,然后通过预测峰值点的强度,间接计算剪切失效型钢筋混凝土柱峰值点的位移。具体而言,首先对峰值点的割线刚度进行无量纲化处理,选取悬臂柱的弹性侧移刚度作为自然单位,定义剪切失效型钢筋混凝土柱的无量纲化割线刚度为:

$$k_u = \frac{E_c b h^3}{4L^3} k_{u,model} \quad (9)$$

式中, $k_{u,model}$ 为无量纲化后的割线刚度。

然后,参考K. J. Elwood等^[39]提出的有效刚度预测公式,建立如下经验预测方程,其拟合优度 $R^2=0.64$:

$$k_{u,model} = \frac{0.168(1+12.18\alpha_n)}{(1+28.48\alpha_v)\left(1+\frac{4.08}{\alpha_r}\right)} + 0.092\alpha_1 \quad (10)$$

由于滞回曲线峰值点的强度对应钢筋混凝土柱的抗剪承载力,因此参考M. J. N. Priestley模型^[40]、F. Watanabe和T. Ichinose模型^[41]、H. Sezen和J. P. Moehle模型^[42]和余波等模型^[43],将剪切失效型钢筋混凝土柱的抗剪承载力分为混凝土贡献和箍筋贡献两部分,同时考虑轴压比对混凝土贡献的影响,建立如下经验公式,其拟合优度 $R^2=0.77$:

$$F_{u,model} = \frac{F_u}{f_c b h} = 0.25\alpha_v + \frac{0.12\sqrt{1+0.77\alpha_n}}{\alpha_r} \quad (11)$$

式中, F_u 为钢筋混凝土柱的抗剪承载力。

在此基础上, 结合式(9)~式(11), 可得峰值点的位移:

$$u_s = \frac{F_u}{k_u} = \frac{4L^3 F_{u,model} f_c b h}{k_{u,model} E_c b h^3} = 4 \frac{F_{u,model}}{k_{u,model}} \frac{f_c}{E_c} \alpha_r^2 L \quad (12)$$

由式(12)可见, 峰值点的位移与剪跨比近似呈二次关系。因此, 随着剪跨比的增大, 峰值点的位移将迅速增加。

4.3 开裂点位移

直接预测剪切失效型钢筋混凝土柱的开裂点位移存在较大的离散性, 因此通过预测开裂点的恢复力, 同时结合初始刚度参数的经验预测方程确定剪切失效型钢筋混凝土柱的开裂点位移。具体而言, 对于开裂点承载力, 可采用与峰值点承载力相同的自然单位和公式形式进行回归, 建立如下经验预测方程, 其拟合优度 $R^2 = 0.59$:

$$F_{y,model} = \frac{F_y}{f_c b h} = 0.22\alpha_v + \frac{0.71\sqrt{1+1.28\alpha_n}}{\alpha_r} \quad (13)$$

结合式(13)、式(7)和式(8), 最终获得开裂点位移的经验预测方程:

$$u_y = \frac{F_y}{k_0} = \left(4 \frac{F_{y,model}}{k_{0,model}} \frac{f_c}{E_c} \alpha_r^2 \right) L \quad (14)$$

4.4 强化刚度系数

由上述公式获得开裂点的位移和承载力以及峰值点的位移和承载力后, 即可根据简单的几何关系获得强化段刚度系数:

$$\beta = \frac{F_u - F_y}{(u_s - u_y)k_0} \quad (15)$$

4.5 下降段刚度系数

对于下降段刚度系数, C. B. Haselton 等^[9]采用经验回归分析, 建立了一个经验预测方程, 但对比分析结果表明, 该经验公式选取的自变量不能很好地反映应变量的变化, 方程预测结果呈现出非常大的离散性。因此, 借鉴 Y. A. Li 等^[10]的方法, 采用经验回归分析方法, 建立如下经验预测方程, 其拟合优度 $R^2 = 0.63$:

$$\gamma = - \frac{0.0045\alpha_r(1+6.53\alpha_n)(1+6.16\alpha_1)}{(1+9.12\alpha_v)k_{0,model}} \quad (16)$$

4.6 卸载刚度系数

对于卸载刚度系数, C. B. Haselton 等^[9]选用了

I. F. Ibarra 等^[44]提出的滞回规则, 并根据模型参数识别结果, 对其中的两个耗散系数进行了经验回归分析。研究表明, 这种方法估计的卸载刚度系数同样存在很大的离散性。因此, 在本文中直接假设卸载刚度系数为常数, 取识别结果的中位数作为预测值, 即:

$$\theta = -0.51 \quad (17)$$

4.7 捏拢系数

捏拢系数在识别过程中存在很大的离散性, 因此难以建立捏拢系数的经验预测方程, 故在本文中假设捏拢系数为常数, 直接取识别结果的中位数作为预测值, 即:

$$\xi = 0.18 \quad (18)$$

式(7)~式(18)即为七参数折线型滞回模型的参数经验预测方程, 为验证这些经验预测方程的准确性, 采用经验方程预测值与识别值的比值作为评价指标, 建立预测误差系数:

$$\epsilon_1 = \frac{y_{iden}}{y_{pred}} \quad (19)$$

式中, y_{pred} 和 y_{iden} 分别为参数经验方程的预测值和识别值。

表 2 给出了这 7 个模型参数的预测误差系数。可见, 这 7 个模型参数的预测误差系数均值均接近于 1.0, 标准差在 0.50 以下, 表明式(7)~式(18)可对七参数折线型滞回模型的关键模型参数进行合理预测, 且预测能力较为接近, 适合在同一个模型中协同作用。

表 2 7 个模型参数经验预测方程的预测误差系数

Table 2 Prediction errors of the empirical equations for seven model parameters

| 编号 | 模型参数 | 公式 | 均值 | 方差 |
|----|----------|------|------|------|
| 1 | 初始刚度 | (8) | 1.07 | 0.34 |
| 2 | 峰值点割线刚度 | (10) | 1.13 | 0.45 |
| 3 | 峰值点恢复力 | (11) | 0.98 | 0.17 |
| 4 | 开裂点恢复力 | (13) | 1.01 | 0.26 |
| 5 | 下降段刚度系数 | (16) | 1.06 | 0.38 |
| 6 | 卸载刚度系数 | (17) | 1.02 | 0.42 |
| 7 | 反向加载捏拢系数 | (18) | 1.00 | 0.50 |

5 模型应用

为验证七参数折线型滞回模型的适用性和经验预测方程的准确性, 对太平洋地震工程研究(Pa-

cific Earthquake Engineering Research, PEER) 中心^[45]数据库中被标定为剪切失效的4根钢筋混凝土柱的试验滞回曲线进行预测。表3给出了这4根剪切失效型钢筋混凝土柱的设计参数。可见,这4根剪切失效型钢筋混凝土的剪跨比(L/h)最小为1.11,最大为2.67;轴压比($N/f_c A_g$)最小为0,最大为0.45;纵筋配筋率(ρ)最小为1.88%,最大为3.13%;箍筋配筋率(ρ_v)最小为0.10%,最大为0.28%。在此基础上,采用式(7)~式(18)预测七参数折线型滞

回模型的参数值,然后输入往复加载作用下的位移时程,结合七参数折线型滞回模型,获得这4根剪切失效型钢筋混凝土柱的恢复力—位移关系,如图7所示。可见,本文建立的模型参数经验预测方程可以较为准确地预测剪切失效型钢筋混凝土柱滞回曲线的初始刚度、峰值点割线刚度、峰值点恢复力、开裂点恢复力、下降段刚度、卸载段刚度和反向加载捏拢系数,预测获得的恢复力—位移曲线形状基本与试验结果一致,预测效果较好。

表3 PEER数据库中的剪切失效型钢筋混凝土柱设计参数

Table 3 Design parameters of shear-critical reinforced concrete columns in PEER database

| 编号 | 参考文献 | 试件编号 | f_c/MPa | L/h | $N/f_c A_g$ | f_y/MPa | $\rho/\%$ | f_{yv}/MPa | $\rho_v/\%$ |
|----|----------------------------------|------|------------------|-------|-------------|------------------|-----------|---------------------|-------------|
| 1 | T. Arakawa 等 ^[25] | OA5 | 33 | 1.25 | 0.45 | 340 | 3.13 | 249 | 0.22 |
| 2 | H. Umehara 等 ^[34] | CUS | 34.9 | 1.11 | 0.16 | 441 | 3.01 | 414 | 0.28 |
| 3 | | CUW | 34.9 | 1.98 | 0.16 | 441 | 3.01 | 414 | 0.15 |
| 4 | R. S. Aboutaha 等 ^[24] | SC3 | 21.9 | 2.67 | 0.00 | 434 | 1.88 | 400 | 0.10 |

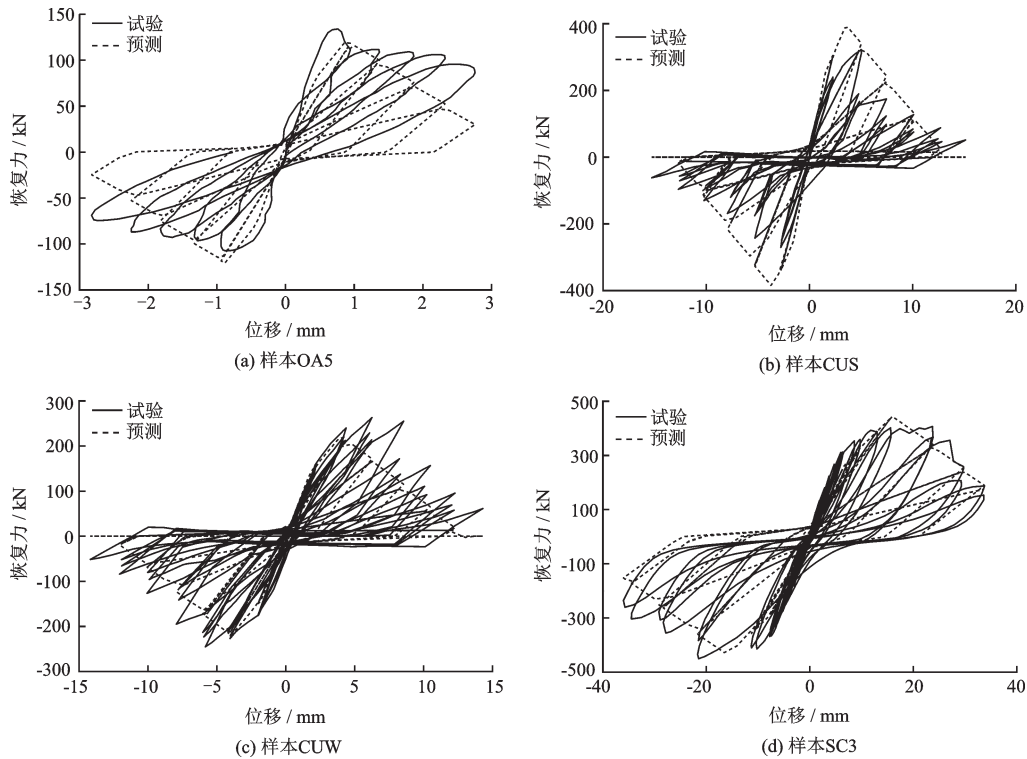


图7 基于参数预测结果的滞回曲线

Fig.7 Hysteretic cuves based on parameter prediction results

6 结论

(1)提出的七参数折线型滞回模型可以描述剪切失效型钢筋混凝土柱在水平循环荷载作用下的

关键力学行为特征,包括:加载初期由于混凝土开裂引起的刚度下降;峰值点后的强度退化;反向加载前半段由于混凝土裂缝闭合以及钢筋粘结滑移引起的捏拢效应;反向加载后半段随着历史最大位移不断增大造成的卸载刚度退化;由于累积滞回耗

能引起构件损伤导致的强度退化等。

(2) 基于本文建立的模型参数经验预测方程,一旦给定剪切失效型钢筋混凝土柱的设计参数和位移时程,即可结合本文提出的七参数折线型滞回模型,获得剪切失效型钢筋混凝土柱在循环加载作用下的恢复力-位移关系,计算简便,预测精度较高,便于工程应用。

(3) 与现有的滞回模型相比,本文建立的滞回模型不仅考虑了剪切失效型钢筋混凝土柱在循环加载下的各种重要力学行为特征,而且每个模型参数都有明确的物理含义,同时保证了模型的简便性。与现有的滞回模型相比,本文建立的折线型滞回模型计算效率较高,便于工程应用。

参考文献:

- [1] Pan Z F, Li B. Truss-arch model for shear strength of shear-critical reinforced concrete columns[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2012, 139(4): 548-560.
- [2] Elwood K J. Modelling failures in existing reinforced concrete columns[J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2004, 31(5): 846-859.
- [3] Sezen H, Chowdhury T. Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(2): 139-146.
- [4] Sengupta P, Li B. Hysteresis modeling of reinforced concrete structures: state of the art[J]. *ACI Structural Journal*, 2017, 114(1): 25-38.
- [5] Veletsos A S, Newmark N M, Chelapati C V. Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions[C]// *Proceeding of World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand:[s.n.], 1965: 663-682.
- [6] Clough R W, Johnston S B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements[C]// *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium*, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1966: 227-232.
- [7] Takeda T, Sozen M A, Nielsen N N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes[J]. *Journal of the Structural Division*, 1970, 96(12): 2557-2573.
- [8] Sezen H, Chowdhury T. Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(2): 139-146.
- [9] Haselton C B, Liel A B, Taylor-Lange S C, et al. Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse[J]. *ACI Structural Journal*, 2016, 113(6): 1141-1152.
- [10] Li Y A, Hwang S J. Prediction of lateral load displacement curves for reinforced concrete short columns failed in shear[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 143(2): 04016164.
- [11] Vecchio F J, Collins M P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear[J]. *ACI Structural Journal*, 1986, 83(2): 219-231.
- [12] 魏巍巍, 龚金鑫. 钢筋混凝土构件基于修正压场理论的受剪承载力计算[J]. *工程力学*, 2011, 28(2): 111-117. Wei W W, Gong J X. Shear strength of reinforced concrete members based on modified compression field theory[J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(2): 111-117. (in Chinese)
- [13] Sezen H, Moehle J P. Bond-slip behavior of reinforced concrete members[C]// *Proceedings of Fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, Greece: Technical Chamber of Greece, 2003.
- [14] Sezen H, Setzler E J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns[J]. *ACI Structural Journal*, 2008, 105(3): 280-289.
- [15] Ozcebe G, Saatcioglu M. Hysteretic shear model for reinforced concrete members[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1989, 115(1): 132-148.
- [16] Saatcioglu M, Alsiwat J M, Ozcebe G. Hysteretic behavior of anchorage slip in R/C members[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(9): 2439-2458.
- [17] ASCE/SEI 41-13, *Seismic rehabilitation of existing buildings*[S]. Reston, VA, America: American Society of Civil Engineers Structural Engineering Institute, 2013.
- [18] ACI 318-14 and ACI 318R-14, *American Concrete Institute. Building code requirements for structural concrete and commentary*[S]. Farmington Hills, MI, America: ACI Committee 318, 2014.
- [19] Hwang S J, Lee H J. Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(12): 1519-1526.
- [20] Sezen H, Moehle J P. Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement[J]. *ACI Structural Journal*, 2006, 103(6): 842-849.
- [21] Saidi M, Sozen M A. Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures[S]. Champaign, IL: University of Illinois at Urbana-Champaign, 1979.

- [22] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, 111(4): 722-739.
- [23] Dihoru L, Alessandro B. Seismic engineering research infrastructures for European synergies (SERIES) [R]. Trento TN, Italy: University of Trento, 2010.
- [24] Aboutaha R S, Engelhardt M D, Jirsa J O, et al. Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(1): 68-78.
- [25] Arakawa T, Arai Y, Mizoguchi M, et al. Shear resisting behavior of short reinforced concrete columns under biaxial bending-shear [J]. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1989, 11: 317-324.
- [26] Bett B J, Jirsa J O, Klingner R E, et al. Behavior of strengthened and repaired reinforced concrete columns under cyclic deformations [R]. Austin, Texas, America: PMFSEL Report No. 85-3 Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, 1985.
- [27] Building Research Institute. A list of experimental results on deformation ability of reinforced concrete columns under large deflection [R]. Japan: Ministry of Construction, 1978.
- [28] Imai H, Yamamoto Y. A study on causes of earthquake damage of Izumi high school due to miyagi-ken-oki earthquake in 1978 [J]. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1986, 8: 405-418.
- [29] Lynn A. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns [D]. Berkley, California, America: University of California at Berkeley, 1999.
- [30] Nagasaka T. Effectiveness of steel fiber as web reinforcement in reinforced concrete columns [J]. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1982, 4: 493-500.
- [31] Ohue M, Morimoto H, Fuji S, et al. The behavior of RC short columns failing in splitting bond-shear under dynamic lateral loading [J]. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1985, 7: 293-300.
- [32] Ono A. Elasto-plastic behavior of reinforced concrete column with fluctuating axial force [J]. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1989, 11: 239-246.
- [33] Saatcioglu M, Ozcebe G. Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading [J]. *ACI Structural Journal*, 1989, 86(1): 3-12.
- [34] Umehara H, Jirsa J O. Shear strength and deterioration of short reinforced concrete columns under cyclic deformations [R]. Austin Texas, America: PMFSEL Report No. 82-3, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, 1982.
- [35] Ma Y, Gong J X. Probability identification of seismic failure modes of reinforced concrete columns based on experimental observations [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2018, 22(10): 1881-1899.
- [36] Ning C L, Feng D C. Probabilistic indicator to classify the failure mode of reinforced concrete columns [J]. *Magazine of Concrete Research*, 2018, 71 (14) : 734-748.
- [37] Storn R, Price K. Differential evolution—a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces [J]. *Journal of Global Optimization*, 1997, 11 (4): 341-359.
- [38] Yu B, Ning C L, Li B. Hysteretic model for shear-critical reinforced concrete columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(9): 04016056.
- [39] Elwood K J, Eberhard M O. Effective stiffness of reinforced concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(4): 476-484.
- [40] Priestley M J N, Verma R, Xiao Y. Seismic shear strength of reinforced concrete columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(8): 2310-2329.
- [41] Watanabe F, Ichinose T. Strength and ductility design of RC members subjected to combined bending and shear [C] // *Proceedings of Workshop on Concrete in Earthquake*, Texas, America: University of Houston, 1991.
- [42] Sezen H, Moehle J P. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(11): 1692-1703.
- [43] 余波, 陈冰, 吴然立. 剪切型钢钢筋混凝土柱抗剪承载力计算的概率模型 [J]. *工程力学*, 2016, 25(4): 65-75.
- Yu B, Chen B, Wu R L. Probabilistic model for shear strength of shear-critical reinforced concrete columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 25 (4) : 65-75. (in Chinese)
- [44] Ibarra L F, Medina R A, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005, 34(12): 1489-1511.
- [45] Berry M, Parrish M, Eberhard M. PEER Structural Performance Database and User's Manual, Pacific Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://niisee.berkeley.edu/spd>, 2004.

(本文责编:赵霞)