

文章编号:1673-2049(2019)01-0085-08

地震作用下钢筋混凝土墩柱损伤指数计算方法

曹晓波¹, 王文炜¹, 宋元印², 田俊³

(1. 东南大学 交通学院, 江苏 南京 210018; 2. 中铁工程设计咨询集团有限公司, 北京 100055;
3. 东莞理工学院 生态环境与建筑工程学院, 广东 东莞 523808)

摘要:为研究钢筋混凝土墩柱损伤模型对实际损伤状态预测的有效性,利用 72 个钢筋混凝土墩柱的低周反复试验结果对 6 个有代表性的损伤模型进行了计算分析,利用定性和定量相结合的方法探究了基于损伤状态的经验性损伤程度辨识方法对损伤程度判别的影响。考虑钢筋混凝土墩柱的最大变形和累积耗能,提出了双参数损伤模型,并给出了理想破坏模式下模型参数的确定方法。基于统计分析方法,确定了钢筋混凝土墩柱的特征损伤状态和损伤程度区间。结果表明:在加载中前期,所提出的双参数损伤模型的损伤指数增长趋势与 Park-Ang 损伤模型基本一致;在加载后期,损伤指数快速增长,具有一定的合理性,对特征损伤状态的区分度相对较高;各损伤模型在钢筋混凝土墩柱的混凝土保护层轻微压碎、混凝土显著剥落、纵筋屈曲 3 种损伤状态下变异系数均较大,在极限状态下损伤指数变异系数有所下降,各损伤模型对特征损伤状态的辨识度各具优势;微小损伤状态与中等损伤的判断还需要一定的经验累积。

关键词:钢筋混凝土墩柱;损伤模型;统计分析;损伤状态;损伤指数

中图分类号:TU311 **文献标志码:**A

Calculated Method of Damage Index for Reinforced Concrete Pier Under Earthquake Action

CAO Xiao-bo¹, WANG Wen-wei¹, SONG Yuan-yin², TIAN Jun³

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210018, Jiangsu, China; 2. Railway Engineering Consulting Group Co., Ltd., Beijing 100055, China; 3. School of Environment and Civil Engineering, Dongguan University of Technology, Dongguan 523808, Guangdong, China)

Abstract: In order to study the validity of existing damage models for evaluating the damaged states of reinforced concrete (RC) piers, six representative damage models were calculated and analyzed by using 72 reinforced concrete piers with low frequency cyclic loading test. The influence of empirical damage degree identification method based on damage state on damage degree discrimination was explored by combining qualitative and quantitative methods. Considering the maximum deformation and cumulative energy dissipation of reinforced concrete piers, a two-parameter damage model was proposed, and the determined method of model parameters under ideal failure mode was given. Based on the statistical analysis method, the characteristic damage state and damage degree interval of reinforced concrete piers were determined. The results show that the damage index growth trend of the proposed two-parameter

收稿日期:2018-05-10

基金项目:国家自然科学基金项目(51578135,51278441,51809046)

作者简介:曹晓波(1990-),男,山东临沂人,工学博士研究生,E-mail:82084080@qq.com。

通信作者:王文炜(1971-),男,河南洛阳人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:wangwenwei@seu.edu.cn。

damage model is basically consistent with Park-Ang damage model in the early and middle stages of loading; the damage index increases rapidly in the late stage of loading, which has a certain rationality, and the distinction degree of characteristic damage state is relatively high. The variation coefficients of damage models with the damage states of concrete cover slight crushing, concrete significant peeling and longitudinal bar buckling of RC piers, are all large. However, the variation coefficients of damage index under the limit state of RC piers are small comparatively. Each damage model has its own advantages in determining the damage state. Each damage model has its own advantages in identifying the characteristic damage state, and the judgment of minor damage state and moderate damage also needs some experience accumulation.

Key words: reinforced concrete pier; damage model; statistical analysis; damage state; damage index

0 引言

桥梁工程领域抗震或震损加固设计的难点在于如何对结构或构件的损伤程度进行准确评价。由于墩柱是钢筋混凝土桥梁抵抗地震作用的重要构件,因此很多学者致力于墩柱损伤指标的量化,并将位移幅值、能量累积、加载次数等作为影响因素提出了大量的损伤模型^[1-10]。由于各国学者对墩柱损伤机理的认识并不完全相同,且有些模型的损伤区间并不明确,增加了定量化损伤判别方法在加固决策中的应用难度。目前很多学者根据已有的经验累积选择损伤状态(Damage Condition/State)^[11-12]而不是定量的损伤程度(Damage Degree)作为评价指标进行加固方案决策,从而对实际损伤程度的判断存在一定主观性。为了尽量排除人为因素的干扰,选择一个合理的损伤模型是必要的。

因此,为评估现有损伤模型的实用性和有效性,本文基于太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center)数据库^[13]提供的原始试验数据,对6个典型的损伤模型进行了比较分析,在此基础上提出了一个基于位移和能量的双参数损伤模型,并给出了基于该模型的损伤区间划分。

1 现有损伤评价模型的评估

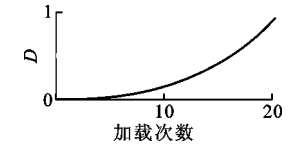
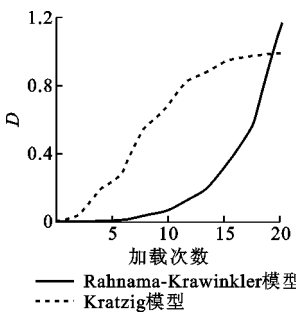
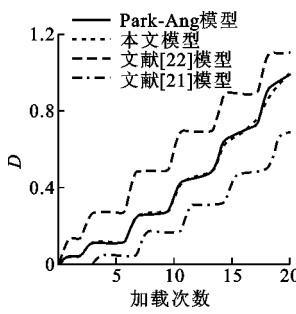
本文选择基于位移、基于能量的单参数损伤模型和基于位移、能量的双参数损伤模型用于评估,如表1所示。墩柱屈服点用几何作图法^[14]确定,同时取滞回加载条件下承载力下降至峰值承载力15%时对应的位移值作为滞回条件下的极限位移值,单调加载模式下的极限位移按文献^[15]确定。为了说明各损伤模型的特点,以美国国家标准与技术研究

院(National Institute of Standards and Technology, NIST)完成的 Model N2 试验柱^[13]为分析对象,得到损伤指数与加载次数的关系曲线。

Model N2 试验柱的加载模式是按位移加载,每级位移幅值下重复次数为1。从表1可以看出,各模型计算的损伤指数随加载次数的增长趋势一致,但是损伤指数的增长方式有较大差异。基于位移的单参数损伤模型累积损伤增长比较平顺,损伤指数增长梯度逐渐变大。其中2个权重参数需要根据实际情况进行调整,应用较困难且对墩柱在加载前期的损伤程度辨识度不高。基于耗能的Kratzig和Rahnama-Krawinkler单参数损伤模型在加载中后期呈现出几乎完全相反的增长梯度,Kratzig损伤模型在中期呈现近似S型增长,接近破坏时损伤指数的增长趋于平缓,因不利于破坏状态的判断;Rahnama-Krawinkler单参数损伤模型从一定的位移幅值开始损伤指数迅速增长,虽利于墩柱破坏的判断,但是前期损伤程度的区分度低于Kratzig模型。基于位移和能量累积的双参数模型均呈阶梯状增长,损伤指数大幅增加的阶段主要是由位移幅值增加造成的,增速相对平缓阶段是耗能累积所致,可以看出在该类模型中首次超越的位移幅值是模型损伤评价的主导影响因素。文献^[22]模型和文献^[21]模型采用不同理念对Park-Ang模型进行修正,文献^[22]模型通过统计和分析简化了Park-Ang模型的计算过程,消除了对Park-Ang模型计算精度敏感性高的组合系数 β ,使模型具有很强的实用性;文献^[21]模型从机理上分析了滞回耗能与加载路径之间的关系,确定了考虑疲劳加载条件下墩柱的损伤评估方法。

为了进一步评估损伤模型对损伤程度的拟合效果,本文对表2中给出的72个墩柱在不同损伤状态

表 1 现有损伤模型
Tab.1 Current Damage Models

数据来源	损伤模型	类型	Model N2 加载次数与损伤指数关系
文献[16]	$D = \frac{e^{B\alpha}}{e^B - 1}, \alpha = A \sum_i^{n_i} \delta_{mi} / \delta_{u,m}$	基于位移	
文献[17]	$D^+ = \frac{\sum E_{si}^+ + \sum E_i^+}{E_u^+ + \sum E_i^+}$ $D^- = \frac{\sum E_{si}^- + \sum E_i^-}{E_u^- + \sum E_i^-}$ $D = D^+ + D^- - D^+ D^-$	基于能量	 —— Rahnema-Krawinkler模型 ----- Kratzig模型
文献[18]	$1 - D_i = (1 - \beta_i)(1 - D_{i-1})$ $\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_U - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \geq 1 \text{ 时破坏}$		
文献[19],[20]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_{u,m}} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_{u,m}}$ $\beta = [0.37n_0 + 0.36(k_p - 0.2)^2] \times 0.9^{\rho_w}$ $\beta = (-0.447 + 0.073\lambda + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \times 0.7^{\rho_w}$	基于位移和能量	
文献[21]	$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_{u,m} - \delta_y} + \beta \frac{\sum \beta_i E_i}{F_y (\delta_{u,m} - \delta_y)}$ $\beta_i = \begin{cases} \gamma_E & u_{\max} \leq u_0 \\ \gamma_E + (1 - \gamma_E) \frac{u_{\max} - u_0}{u_p - u_0} & u_{\max} > u_0 \end{cases}$		
文献[22]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_{c,u}} + 0.1387 \left(\frac{\int dE}{F_y \delta_{c,u}} \right)^{0.0814}$		

注: D 为损伤指数; A, B 为权重系数; λ 为剪跨比; δ_{mi}, δ_m 分别为第 i 个滞回环的位移幅值和最大历史加载位移; $\delta_{u,m}$ 为单调荷载下极限位移; n_i 为第 i 个位移幅值下的加卸载次数; E_i, E_j 分别为第 i, j 个滞回半环面积; E_u^+, E_u^- 分别为单调加载作用下钢筋混凝土墩柱的正、负极限耗能能力; E_{si}^+, E_{si}^- 为主滞回半环的耗能; E_i^+, E_i^- 为从滞回半环的耗能; D^+, D^- 分别为第 i 个位移幅值下正、负向半环损伤指数; E_U 为滞回条件下总耗能能力; F_y 为屈服荷载; γ_E 为能量等效系数; D_i 为第 i 次加卸载时墩柱的损伤指数; β_i 为文献[21]中定义的修正系数或者文献[18]中定义的退化参数; $\int dE$ 为累积耗能; δ_y 为屈服位移; $\delta_{c,u}$ 为反复荷载下极限位移; n_0 为轴压比; ρ_t 为受拉钢筋纵筋配筋率; ρ_w 为体积配箍率; k_p 为归一化的受拉钢筋配筋率; u_{\max}, u_p, u_0 分别为最大加载位移幅值对应的延性系数、极限延性系数和相对延性系数。

下的损伤指数进行统计分析。

表 3 统计了本文计算得到的混凝土保护层轻微压碎(CC)、混凝土显著剥落(CS)、纵筋屈曲(RB)、承载力下降 15%(BS)、纵筋失效(RF)、箍筋断裂(SF)的特征损伤状态下各模型的损伤指数平均值 $D_{CC}, D_{CS}, D_{RB}, D_{BS}, D_{RF}, D_{DF}$ 及变异系数, 用来评估各损伤模型对特征损伤状态的拟合效果。表 3 附图给出了相邻损伤状态之间的损伤指数平均值差值分布情况, 符号“—”为减号运算符。从表 3 可以看出, 特定损伤状态对应损伤指数平均值的计算结果有较大不同, 其原因主要在于 2 个方面: 一是各模型所采用的计算参数及计算方法各不相同; 二是数据库中

对损伤状态的描述具有较强的主观性, 不同学者对相同损伤状态的记录受经验影响, 损伤指数平均值接近大多数学者的经验性判断。

各模型特征损伤状态平均值所对应变异系数均较大。Wang-Shah 模型在混凝土保护层轻微压碎、混凝土显著剥落时的变异系数最大, 分别为 124% 和 112%; Rahnema-Krawinkler 模型在纵筋屈曲状态下损伤指数的变异系数达到 164%; 在混凝土压碎状态下变异系数最小的是文献[22]提出的模型, 为 44.2%; 在混凝土显著剥落损伤状态下变异系数最小的是 Kratzig 模型, 为 39%; 在纵筋屈曲状态下 Kratzig 模型变异系数最小, 为 18.6%。产生较大

表 2 钢筋混凝土试验柱参数

Tab. 2 Parameters of RC Test Columns

试件编号	H/mm	L/mm	d_1/mm	n	d_t/mm	s/mm	f_c/MPa	N/kN	f_{yt}/MPa	f_{yt}/MPa	λ
Tanaka 5~9	400, 0~600, 0	1 650, 0~1 784, 0	20, 0~24, 0	10~12	12, 0	80, 0~110, 0	26, 9~32, 1	968, 00~2 913, 00	432, 0~511, 0	305, 0~325, 0	3, 00~4, 46
Ozebe U1	350, 0	1 000, 0	25, 0	8	10, 0	150, 0	43, 6	0, 00	430, 0	470, 0	2, 86
Matamoros C10-10S	203, 0	610, 0	15, 9	4	9, 5	77, 2	67, 8	285, 00	573, 3	514, 7	3, 00
C1-1~C1-3, C2-1~C2-3	400, 0	1 400, 0	19, 0	12	6, 3	50, 0~52, 0	24, 9~27, 1	450, 00~900, 00	497, 0	459, 5	3, 50
Nosho No. 1	279, 4	2 134, 0	15, 9	4	6, 3	228, 6	40, 6	1 076, 00	407, 0	351, 0	7, 64
ES1~ES8, AS1~AS7	305, 0	1 473, 0~1 842, 0	19, 5	8	16, 0~19, 5	76, 0~100, 0	71, 8~102, 0	2 401, 00~4 270, 00	454, 0	463, 0~542, 0	4, 83
BG-1~BG-10	350, 0	1 645, 0	16, 0~19, 5	8~20	6, 6~9, 5	76, 0~152, 0	34, 0	831, 00~1 782, 00	455, 6~477, 6	570, 0~580, 0	4, 70
Thompson B2, B3, C1~C3	152, 4	596, 9	9, 5	8	3, 2	25, 4~44, 5	67, 5~102, 7	0, 00~418, 00	455, 1~517, 1	793, 0~1 262, 0	3, 92
Wong No. 1, No. 3	400, 0	800, 0	16, 0	20	10, 0	60, 0	37, 0~38, 0	907, 00~1 873, 00	423, 0~475, 0	300, 0	2, 00
Flexure, Shear	1 520, 0	4 570, 0~9 140, 0	43, 0	25	15, 9~19, 1	89, 0	34, 3~35, 8	4 450, 00	475, 0	435, 0~493, 0	3, 00
NIST N1~N6	250, 0	750, 0~1 500, 0	7, 0	25	2, 7~3, 1	9, 0~14, 0	23, 1~25, 4	120, 00~239, 00	446, 0	441, 0~476, 0	3, 00
Kunnath A2~A6	305, 0	1 372, 0	9, 5	21	4, 0	19, 0	29~35, 5	200, 00~222, 00	448, 0	434, 0	4, 50
Benzoni NR1, NR2	610, 0	914, 5	12, 7	12~24	6, 4	76, 2~127, 0	30, 0	503, 00	462, 0	361, 0	1, 50
Hose SRPH1	610, 0	3 660, 0	22, 2	20	9, 5	57, 0	41, 1	1 780, 00	455, 0	414, 0	6, 00
Lehman 415, 430, 815, 1 015	609, 6	2 438, 4~6 096, 0	15, 9	11~22	6, 4	31, 8	31, 0	653, 86	462, 0	606, 8	4, 00~10, 00
Calderone 328, 828	609, 6	1 828, 8~4 876, 8	19, 0	28	6, 4	25, 4	34, 5	911, 84	441, 3	606, 8	3, 00
Saatcioglu RC6, RC8	250, 0	1 645, 0	16, 0	8	7, 5, 11, 3	50, 0~100, 0	90, 0	1 850, 00	419, 0	420, 0~1 000, 0	6, 58
Coll~Coll4	508, 0	1 524, 0	16, 0	10	4, 5	102, 0	52, 7~56, 2	1 139, 00~1 450, 00	455, 0	455, 0	3, 00
Henry 415p, 415s	609, 6	2 438, 4	15, 9	22	6, 4	31, 8~63, 5	37, 2	654, 00~1 308, 00	462, 0	606, 8	4, 00
Kowalsky FL1~FL3	457, 2	2 438, 4	19, 0	12	9, 5	76, 2	31, 7~34, 2	231, 30	565, 4	434, 4	5, 33

注:数据来源于文献[13]; H 为方形截面柱高度或者圆形截面柱直径; L 为柱的计算高度; d_1 为纵筋直径; n 为纵筋数量; d_t 为箍筋直径; s 为箍筋间距; f_c 为混凝土抗压强度; f_{yt} 为纵筋屈服强度; f_{yt} 为箍筋屈服强度。

表 3 损伤模型评价指标
Tab. 3 Evaluating Indicators of Damage Models

模型损伤状态	评价指标	Rahnama-Krawinkler 模型(1)	Karitzig 模型(2)	Park-Ang 模型(3)	Wang-Shah 模型(4)	文献[21] 模型(5)	文献[22] 模型(6)	附图
混凝土保护层轻 微压碎(CC)	墩柱数量	54						
	D_{CC}	0.036	0.530	0.340	0.150	0.200	0.500	
	变异系数/%	112.0	121.0	67.5	124.0	105.0	44.2	
混凝土显著 剥落(CS)	墩柱数量	42						
	D_{CS}	0.09	0.69	0.49	0.30	0.32	0.65	
	变异系数/%	110.0	39.0	55.1	112.0	75.6	40.6	
纵筋屈曲(RB)	墩柱数量	51						
	D_{RB}	0.17	0.93	1.01	0.70	0.70	1.03	
	变异系数/%	164.0	18.6	50.5	71.9	53.1	24.7	
承载力下降 15%(BS)	墩柱数量	72						
	D_{BS}	0.37	0.96	0.95	0.84	0.64	1.01	
	变异系数/%	107.0	10.7	26.7	72.1	22.4	12.1	
纵筋失效(RF)	墩柱数量	21						
	D_{RF}	0.42	0.91	0.96	1.63	0.71	1.08	
	变异系数/%	78.0	13.7	32.9	152.0	37.9	65.6	
箍筋断裂(SF)	墩柱数量	22						
	D_{SF}	0.25	0.92	0.75	0.63	0.55	0.99	
	变异系数/%	84.0	17.8	17.9	55.7	29.0	69.8	

变异系数的原因在于:①数据库中给出的是用于损伤模型计算的确定位移值,实际损伤状态对应的是一个定性区间,从而导致损伤指数出现较大的变异系数;②数据库中没有给出各损伤阶段起始和终止时的确定指标,实际上这也是损伤状态量化的难点;③统计发现,即使是参数相同的试件,在相同特征损伤状态下对应的损伤指数计算结果也有一定的差异。这也在一定程度上说明了损伤状态对加固决策所产生的不确定性。从表 3 还可以看出,当到达极限状态时,大部分模型变异系数有一定幅度的降低,原因是极限状态定义相对明确,损伤指数计算值与实际损伤值能够更好地对应。

从表 3 附图可以看出,墩柱接近破坏时特征损伤状态的出现顺序并不完全相同,主要分歧集中于承载力下降 15%时墩柱损伤程度的判断,综合统计结果发现,该损伤状态与纵筋屈曲、箍筋断裂、纵筋失效 3 种特征损伤状态所对应的损伤程度接近。从表 3 附图还可以看出,各损伤模型对特征损伤状态的判断各有优势,相邻损伤区间平均值差值越大,2 种损伤状态的区分度越高,即越符合经验性损伤程度的判断。同时 6 个模型对混凝土压碎至混凝土显著剥落的辨识度均不高,而这 2 种损伤状态通常是区分微小和中等损伤程度的重要特征,进而也说明了微小和中等损伤判断中所存在的不确定性,认为

需要更多统计数据或者更多的经验累积。

2 建议的双参数损伤模型

目前国内外对破坏机理的一致看法是:结构最大反应和累积损伤的破坏界限相互影响;随着结构累积损伤的增加,结构最大反应破坏的控制界限不断降低。同样,随着结构最大反应的增加,结构累积损伤破坏的控制界限也在不断降低。基于此,钢筋混凝土墩柱损伤模型可以表示为^[23]

$$D(k)=D_1(k)+[1-D_1(k)]D_2(k) \tag{1}$$

式中: k 为加卸载次数; $D(k)$ 为钢筋混凝土墩柱损伤指数; $D_1(k)$ 为钢筋混凝土墩柱在水平反复荷载作用下最大变形表示的损伤; $D_2(k)$ 为钢筋混凝土墩柱在水平反复荷载作用下累积耗能表示的损伤。

文献[23]中仅给出了 $D_1(k)$ 的物理含义,但是并没有给出详细的计算方法。本文建议采用钢筋混凝土墩柱在水平反复荷载作用下的最大历史加载位移与单调加载条件下的极限位移的比值反映变形损伤,即

$$D_1(k)=\frac{\delta_m}{\delta_{u,m}} \tag{2}$$

同时,文献[23]基于概率统计分析方法,给出了 $D_2(k)$ 的计算式,但是计算过程相对繁琐,通过分析文献[24],[25]的相关理论,本文建议 $D_2(k)$ 采用下

式计算

$$D_2(k) = \frac{\sum_{j=1}^k E_j}{CF_y \delta_y - \sum_{j=1}^k E_j} \quad (3)$$

式中： $\sum_{j=1}^k E_j$ 为水平反复荷载作用下第 k 次加卸载对应钢筋混凝土墩柱的累积耗能； C 为修正系数。

对结构构件的损伤进行评价时，损伤指数的区间通常为 $[0, 1]$ ，即破坏时达到损伤指数的最大值 1。理想破坏条件下 $D_2(k) = 1$ ，可以得到

$$C = \frac{\sum_{j=1}^k E_j}{0.5 F_y \delta_y} \quad (4)$$

联立式(2)，(3)，可得到钢筋混凝土墩柱损伤指数 $D(k)$ ，即

$$D(k) = \frac{\delta_m}{\delta_{u,m}} + (1 - \frac{\delta_m}{\delta_{u,m}}) \frac{\sum_{j=1}^k E_j}{CF_y \delta_y - \sum_{j=1}^k E_j} \quad (5)$$

对于式(5)，当 $D(k) \leq 1$ 时钢筋混凝土墩柱处于损伤状态；当 $D(k) > 1$ 时钢筋混凝土墩柱发生破坏。利用本文模型对 Model N2 试验柱损伤进行计算，结果如表 1 所示。从表 1 还可以看出：本文模型与 Park-Ang 损伤模型在中、小位移幅值下损伤指数增长梯度基本一致；接近破坏时对应损伤指数增长速度加快，反映了后期累积损伤对墩柱抗震性能的影响。

为了进一步验证本文模型的有效性，对表 2 中 72 个钢筋混凝土墩柱的损伤指数进行了计算，结果如表 4 所示。从表 4 可以看出：在混凝土保护层轻微压碎、混凝土显著剥落损伤状态下损伤指数的变异系数相对较大，但有显著降低；在纵筋失效、箍筋断裂和承载力下降 15% 时，损伤指数变异系数较小并趋于稳定，计算效果相对较好。极限状态下损伤指数总体接近于 1，符合人们对墩柱损伤指数分

表 4 本文模型对钢筋混凝土墩柱特征损伤状态的拟合结果

Tab. 4 Fitting Results of Proposed Damage Model to Characteristic Damage State

损伤状态	墩柱数量	损伤指数平均值	变异系数/%
混凝土保护层轻微压碎	54	0.36	77.4
混凝土显著剥落	42	0.51	64.1
纵筋屈曲	51	0.97	33.5
纵筋失效	21	0.97	20.9
箍筋断裂	22	0.94	24.1
承载力下降 15%	72	1.00	1.6

布的认识。

3 基于统计分析的损伤区间

当利用损伤状态来判别墩柱损伤程度时主观性因素的影响是不可避免的，而这种判断通常会影响到加固决策。为了尽可能地克服这个缺点，本文对 3 个重要特征损伤状态的频率分布情况进行分析并由此确定了不同损伤程度的区分界限，为加固决策提供依据。由于墩柱损伤指数计算结果基本分布于区间 $[0, 1]$ 内，少部分数据分布在大于 1 的范围内。因此本文将区间 $[0, 1.6]$ 划分为 16 个小区间，每个小区间的间距为 0.1，统计各小区间内的频率分布，如表 5 所示。

从表 5 可以看出：上述 3 种特征损伤状态下的损伤指数大部分处于 $[0, 1.1]$ 之间；同一小区间通常包含不同的损伤状态。在损伤区间 $[0, 0.1]$ 内几乎无损伤发生，此时混凝土仅仅轻微开裂；混凝土保护层轻微压碎和混凝土显著剥落频率较高的损伤区间比较接近，但是混凝土保护层轻微压碎状态下的损伤指数更集中于区间 $[0.1, 0.4]$ ，而混凝土显著剥落时的损伤指数更多地分布于区间 $[0.3, 0.7]$ 。纵筋屈曲时在损伤区间 $[0.6, 1.1]$ 内分布较多。结合表 4 的计算结果，给出本文模型损伤区间的定性描述和建议的损伤量化区间，如表 6 所示。

表 5 特征损伤状态对应损伤指数频率分布

Tab. 5 Frequency Distribution Histogram of Damage Index to Characteristic Damage State

损伤区间	[0,0.1]	[0.1,0.2]	[0.2,0.3]	[0.3,0.4]	[0.4,0.5]	[0.5,0.6]	[0.6,0.7]	[0.7,0.8]
混凝土压碎	0.02	0.22	0.39	0.11	0.06	0.09	0.02	
混凝土剥落		0.19	0.07	0.19	0.12	0.14	0.10	0.02
纵筋屈曲				0.02	0.02	0.02	0.14	0.10

损伤区间	[0.8,0.9]	[0.9,1]	[1,1.1]	[1.1,1.2]	[1.2,1.3]	[1.3,1.4]	[1.4,1.5]	[1.5,1.6]
混凝土压碎	0.02	0.02	0.04					0.02
混凝土剥落	0.02	0.05	0.05				0.02	0.02
纵筋屈曲	0.16	0.20	0.22		0.02	0.02	0.02	0.04

表 6 损伤区间划分
Tab.6 Division of Damage Interval

损伤状态	损伤描述	损伤区间
几乎无损伤	裂缝开展,无混凝土压碎现象	[0,0.1]
微小损伤	混凝土保护层轻微压碎; 纵筋无外露,无屈曲	(0.1,0.3]
中等损伤	混凝土显著剥落; 轻微屈曲	(0.3,0.6]
严重损伤	纵筋屈曲外露; 混凝土大范围剥落	(0.6,0.94]
破坏	纵筋严重屈曲; 箍筋断裂; 纵筋失效; 混凝土承载力下降 15%; 取最先发生者为破坏条件	>0.94

4 结 语

本文收集了已完成的 72 个钢筋混凝土墩柱抗震试验结果,对 6 个具有代表性的损伤模型进行了计算分析,利用定性和定量相结合的方法探究了基于损伤状态的经验性损伤程度辨识方法对损伤程度判别的影响。结果表明,各损伤模型的损伤指数在钢筋混凝土墩柱混凝土保护层轻微压碎、混凝土显著剥落、纵筋屈曲状态下的损伤指数变异系数较大,从而会对加固决策产生较大影响,而在极限状态下对应损伤指数的变异系数大多有所降低。为了考虑累积损伤对墩柱抗震性能的影响,本文给出了一个考虑最大历史变形和累积耗能影响的双参数损伤模型,同时利用试验结果对损伤指数进行了计算分析。结果表明,在中、小位移幅值加载下,损伤指数的增长趋势与 Park-Ang 损伤模型的增长趋势接近,接近破坏时损伤指数增长速度加快,变异系数也趋于稳定。此外,本文采用统计分析方法,从几乎“无损伤”状态至“破坏”状态将钢筋混凝土墩柱的损伤状况划分为 5 个程度,确定了区分损伤程度的特征损伤状态以及损伤界限。

参考文献:

References:

[1] MEHANNY S S, DEIERLEIN G G. Modeling and Assessment of Seismic Performance of Composite Frames with Reinforced Concrete Columns and Steel Beams[R]. Stanford:Stanford University,2000.

[2] 王振宇,刘晶波. 建筑结构地震损伤评估的研究进展[J]. 世界地震工程,2001,17(3):43-48.

WANG Zhen-yu, LIU Jing-bo. The Advances of

Studies on Seismic Damage Assessment of Building Structures[J]. World Information of Earthquake Engineering,2001,17(3):43-48.

[3] 刘伯权,白绍良,刘 鸣. 抗震结构的等效延性破坏准则及其子结构试验验证[J]. 地震工程与工程振动,1997,17(3):77-83.

LIU Bo-quan, BAI Shao-liang, LIU Ming. Equivalent Ductility Damage Criteria of Earthquake-resistant Structures and Their Verification by Substructure Method[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration,1997,17(3):77-83.

[4] ROUFAIEL M S L, MEYER C. Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames[J]. Journal of Structural Engineering,1987,113(3):429-444.

[5] BANON H, BIGGS J M, IRVINE H M. Prediction of Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames[D]. Cambridge:Massachusetts Institute of Technology,1980.

[6] STEPHENS J E, YAO J T P. Damage Assessment Using Response Measurements[J]. Journal of Structural Engineering,1987,113(4):787-801

[7] JEONG G D, IWAN W D. The Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics,1988,16(8):1201-1211.

[8] STEPHENS J E, YAO J T P. Damage Assessment Using Response Measurements[J]. Journal of Structural Engineering,1987,113(4):787-801.

[9] POWELL G H, ALLAHABADI R. Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics,1988,16(5):719-734.

[10] KUNNATH S K, EL-BAHY A, TAYLOR A, et al. Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers[R]. Buffalo:National Center for Earthquake Engineering Research,1997.

[11] HE R, SNEED L H, BELARBI A. Rapid Repair of Severely Damaged RC Columns with Different Damage Conditions: An Experimental Study[J]. International Journal of Concrete Structures and Materials,2013,7(1):35-50.

[12] FAKHARIFAR M, CHEN G, SNEED L, et al. Seismic Performance of Post-mainshock FRP/Steel Repaired RC Bridge Columns Subjected to Aftershocks[J]. Composites Part B: Engineering,2015,72:183-198.

[13] EBERHARD M, PARRISH M. PEER Structural Performance Database[DB/OL]. <http://nisee.berke>

- ley.edu/spd/search.html,2003.
- [14] 冯 鹏,强翰霖,叶列平.材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J].工程力学,2017,34(3):36-46.
FENG Peng, QIANG Han-lin, YE Lie-ping. Discussion and Definition on Yield Points of Materials, Members and Structures[J]. Engineering Mechanics, 2017,34(3):36-46.
- [15] PANAGIOTAKOS T B, FARDIS M N. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate[J]. ACI Structural Journal, 2001,98(2):135-148.
- [16] WANG M L, SHAH S P. Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept [J]. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 1987, 15(8):993-1003.
- [17] KRATZIG W B, MEYER I F, MESKOURIS K. Damage Evolution in Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading[C]//ASCE. Structural Safety and Reliability. New York:ASCE,1989:795-802.
- [18] RAHNAMA M, KRAWINKLER H. Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands[R]. Palo Alto;Stanford University,1993.
- [19] PARK Y J, ANG H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985,111(4):722-739.
- [20] 王宏业. Park-Ang 双参数地震损伤模型的试验统计分析及改进[D]. 大连:大连海事大学,2008.
WANG Hong-ye. Statistical Analysis and Improvement of Park-Ang Seismic Damage Model [D]. Dalian;Dalian Maritime University,2008.
- [21] 王东升,冯启民,王国新.考虑低周疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J].土木工程学报,2004,37(11):41-49.
WANG Dong-sheng, FENG Qi-min, WANG Guo-xin. A Modified Park-Ang Seismic Damage Model Considering Low-cycle Fatigue Life[J]. China Civil Engineering Journal, 2004,37(11):41-49.
- [22] 牛荻涛,任利杰.改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J].地震工程与工程振动,1996,16(4):44-54.
NIU Di-tao, REN Li-jie. A Modified Seismic Damage Model with Double Variables for Reinforced Concrete Structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996,16(4):44-54.
- [23] 杜修力,欧进萍.建筑结构地震破坏评估模型[J].世界地震工程,1991(3):52-58.
DU Xiu-li, OU Jin-ping. Earthquake Damage Assessment Model of Construction Structure [J]. World Earthquake Engineering, 1991(3):52-58.
- [24] BRACCI J M, REINHORN A M, MANDER J B, et al. Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures[R]. Buffalo: State University of New York at Buffalo,1989.
- [25] IBARRA L F, MEDINA R A, KRAWINKLER H. Hysteretic Models That Incorporate Strength and Stiffness Deterioration [J]. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2005,34(12):1489-1511.