

空心墩地震损伤评估及性能水准量化研究

漆启明¹ 邵长江^{1,2} 胡晨旭³ 韦 旺¹ 肖正豪¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川成都 610031; 2. 西南交通大学陆地交通地质灾害防治技术国家工程实验室, 四川成都 610031; 3. 中建三局西部投资有限公司, 四川成都 610041)

摘要: 准确量化空心墩损伤状态是确定其抗震性能水准的基础, 也是基于性能抗震理论的重要研究内容。为此, 基于 19 个空心墩拟静力试验结果, 对空心墩损伤特点、破坏机理进行深入细致分析, 确立空心墩性能水准划分及其与各性能指标的量化关系, 并根据各墩损伤演化曲线探讨既有损伤模型对空心墩震损评估的适用性。结果表明: 与实心墩相比, 空心墩弯剪耦合效应显著, 塑性损伤范围更广, 纵筋屈曲及核芯混凝土压溃现象更严重; 由于墩身截面刚度变化, 圆端空心墩易损部位由墩底上移至倒角上缘附近; 利用裂缝宽度、钢筋/混凝土应变、损伤分量(强度/刚度退化、残余位移)可以较好地量化空心墩基本完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤、控制倒塌五个性能水准; 各损伤模型的演化曲线差异显著, 相同状态下所得损伤指数离散性较大; Park-Ang 模型能够合理描述空心墩加载至中等损伤时的状态, 但高估了空心墩严重损伤的程度; 曾武华模型与试验结果趋于一致, 且离散性较小, 可作为混凝土空心墩的地震损伤评估模型。

关键词: 桥梁工程; 空心墩; 拟静力试验; 损伤模型; 性能水准

中图分类号: U442.55 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-131X(2020)11-0116-13

Study on seismic damage assessment and performance level quantification of hollow pier

Qi Qiming¹ Shao Changjiang^{1,2} Hu Chenxu³ Wei Wang¹ Xiao Zhenghao¹

(1. Civil Engineering School, Southwest Jiaotong University Chengdu 610031, China; 2. National Engineering Laboratory for Disaster Prevention Technology in Land Transportation, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. West Investment Co., Ltd., of CCTEB, Chengdu 610041, China)

Abstract: Accurate quantification on the damage state of a hollow pier is the basis of determining its seismic performance level, and also an important content in the performance-based seismic framework. Therefore, based on the quasi-static test results of 19 hollow piers, the damage characteristics and evolution mechanism of hollow columns are analyzed in depth. The classification of performance levels for hollow specimens is conducted and the quantified relationship between the performance levels and indexes are established. Based on the evolution curves of damage indices, the applicability of some existing damage models to the seismic damage assessment of hollow piers is discussed. The results show that compared with solid-section pier, the shear-flexural coupling action of hollow pier is more remarkable. Moreover, the plastic damage scope is larger and the phenomena of longitudinal rebar yielding and crushing of core concrete is more severe. Due to the varying sectional stiffness along pier, the vulnerable part of round-ended hollow pier moves from the pier bottom to the upper edge of internal chamfer. The five performance levels of hollow pier, namely, intact, minor damage, moderate damage, major damage and collapse control, can be well quantified by using the crack width, reinforcement/concrete strain and damage components (strength/stiffness degradation and residual displacement). The damage curves of these models differ remarkably, and the scatter of the damage indices under the same state is evident. The Park-Ang model can reasonably describe the process from initial loading to moderate damage, but it overestimates the severe damage state of the hollow pier. It is observed that Zeng's model agrees well

基金项目: 国家自然科学基金(51978581, 51178395)、四川省应用基础研究重点项目(2017JY0059)

作者简介: 漆启明, 博士研究生

通讯作者: 邵长江, 博士, 副教授

收稿日期: 2020-3-27

with the test results with less scatter, indicating that the proposed formula can be used for seismic damage assessment on concrete hollow pier.

Keywords: bridge engineering; hollow piers; pseudo-static test; damage model; performance level

E-mail: shao_chj@126.com

引 言

基于性能的抗震设计和震后加固中,合理的性能水准建立和损伤指标量化是各国学者关注的焦点。由于配筋细节、约束效应等差异^[1],空心墩在地震作用下的力学行为、破坏模式与实心墩存在显著不同^[2],如何基于损伤模型准确描述空心墩损伤历程,量化抗震性能水准,是目前高烈度区空心墩桥梁基于性能抗震设计的重要课题。

为评估结构地震损伤,国内外学者提出了大量损伤模型。早期,损伤主要通过材料塑性应变^[3]、延性^[4]、刚度^[5]、能量^[6]等指标得到,但仅靠单一超破坏量或累积损伤量难以真实反映构件破坏机理。随后,学者们逐渐采用双参数损伤模型^[7-20],其中 Park-Ang 模型^[7]采用正则化变形和能耗的线性叠加,已得到广泛应用。但该模型也存在一定缺陷,如不能反映构件极限滞回耗能随累积幅值的变化,单调加载破坏时损伤指数大于 1、未损伤时不为 0,系数 β 不易确定等^[20]。

为此,众多学者在 Park-Ang 的基础上提出了大量改进模型,如 Kunnath 等^[8]通过引入构件屈服变形修正其位移项。部分学者修正了其中的能量项,如牛荻涛等^[9]通过赋予能量项指数形式以构建变形与耗能的非线性组合,李军旗等^[10]研究了大变形幅值和循环效应对损伤的影响,付国等^[11]考虑了有效耗能及不同加载幅值的作用,罗文文等^[12]计入了加载路径的效应。另外兼顾位移项和能量项修正的研究也有很多,如傅剑平等^[13]对 Park-Ang 模型的位移和能量项均乘以指数形式调节项;陈林之等^[14]和曾武华等^[15]为解决 Park-Ang 公式上下界不收敛的问题,进行了相关修正;为考虑加载路径影响,王东升等^[16]、Kumar^[17]引入了与加载路径有关的能量项加权因子,后者还将两分项变更为指数形式。此外,Bracci^[19]考虑了强度退化的影响,于海祥^[20]、陈星焯等^[21]发展了基于刚度退化与累积效应的修正模型。毋庸置疑,上述成果大幅提升了损伤评估的准确性和适用面。然而,既有损伤模型大多建立在实心截面墩柱的试验成果之上^[7-23],对于损伤机理的描述方式、基本假定不同导致其适用范围不一,因而对混

凝土空心墩损伤评估的适用性尚有待研究。

同时,基于地震损伤指标对结构性能水准量化,需要将结构的损伤程度与性能水准联系^[22]。目前,关于结构性能水准划分的标准不一,如“小震不坏,中震可修,大震不倒”的三水准设防理念^[24];美国 SEAOC 提出的“正常使用、修复使用、生命安全、防止倒塌”4 个等级^[25];Hose 等^[26]根据桥梁结构和构件破坏特点将地震损伤划分为无、轻微、中等、严重、局部失效(倒塌)五档;美国 ATC40 采用“立即可使用、损伤控制、生命安全、安全限制、防止倒塌、结构倒塌”6 性能水准^[27]。刘艳辉^[28]针对城市高架桥墩提出了完好、基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏五等级;陆本燕^[29]借鉴 Hose 等划分的基础上,结合国内外钢筋混凝土桥墩震害调查和试验研究给出了性能水平的定性和定量描述。对应上述各水准,研究人员提出了一系列性能指标,如试验现象的表观描述和裂缝宽度^[30]、混凝土和钢筋应变^[28]及位移角、位移延性、曲率延性等^[29,31]。但是,可以发现与既有损伤模型相类似的现象,即这些指标的量化成果大多来自实心墩柱,且较少从损伤机理出发,利用强度/刚度退化、残余位移等对试件进行性能量化。

鉴于此,论文在分析 14 个既有损伤模型的基础上,结合 19 个空心墩拟静力试验数据,从空心墩损伤表征、裂缝宽度对空心墩性能水准进行初步划分,基于延性(位移比)、材料应变(钢筋和混凝土)及损伤分量(强度退化、刚度衰减、残余位移)进一步定量联系损伤程度与性能水准。最后,基于空心墩各级性能水准的损伤指数范围探讨现有损伤模型对于空心墩地震损伤评估的适用性。成果可为空心墩抗震设计、震损评估和震后加固提供参考。

1 既有损伤模型

Park 和 Ang^[7]基于大量美国和日本的混凝土墩柱试验结果提出了双参数损伤模型(编号为 M1):

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (1)$$

式中: δ_m 为地震作用下构件的最大变形; δ_u 为单调加

载时构件的极限变形能力； F_y 为构件的屈服强度； $\int dE$ 为累积滞回耗能； β 为耗能影响系数。

自 Park-Ang 模型提出以来，关于其改进或修正的公式不胜枚举，但根据修正物理量的不同可大致归纳为：基于位移、能量、位移和能量、退化与累积效应等四类（如表 1~表 4 所示），模型编号依次为 M2~M14。

表 1 基于变形项的改进模型

Table 1 Improved model based on the deformation term

编号	来源	模型公式
M2	Kunnath 等 ^[8]	$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u}$

表 2 基于能量项的改进模型

Table 2 Improved model based on the energy term

编号	来源	模型公式
M3	牛荻涛和任利杰 ^[9]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \alpha \left(\frac{E_h}{E_u} \right)^{\beta_1}$
M4	李军旗和赵世春 ^[10]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_u} \right) m \eta_p \frac{\int dE}{F_y \delta_y}$
M5	付国等 ^[11]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\sum e_i E_i}{F_y \delta_u}$
M6	罗文文等 ^[12]	$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_u} \right) \frac{\beta \sum_{j=1}^{N_j} (\delta_{m,j}^* / \delta_u)^\gamma E_i}{F_y \delta_u}$

注： E_h 、 E_u 分别指结构的滞回耗能（地震反应循环中力-位移曲线所包围面积总和）、结构的极限滞回耗能； α 、 β_1 、 m 、 η_p 均为参数； e_i 为第 i 次循环加载加载下对应的有效耗能因子； E_i 为第 i 个滞回环所包围的面积； $\delta_{m,j}$ 为构件的最大变形； N_j 为第一次产生 $\delta_{m,j}$ 的半次循环加载期数； N 为总半次循环加载期数；其余符号同上。

表 3 基于变形与能量项的改进模型

Table 3 Improved model based on both deformation and energy terms

编号	来源	模型公式
M7	傅剑平等 ^[13]	$D = e^{(0.13\mu_m - 0.39)} \frac{\delta_m}{\delta_u} + e^{(3.35 - 0.18\mu_m)} \frac{\beta \int dE}{F_y \delta_u}$
M8	陈林之等 ^[14]	$D = (1.0 - \beta) \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\sum E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)}$
M9	曾武华等 ^[15]	$D = 1 - \left\{ 1 - \frac{(\delta_m - \delta_y)}{(\delta_u - \delta_y)} \right\} \left\{ 1 + \frac{E_h}{F_y \delta_u} \right\}$
M10	王东升等 ^[16]	$D = (1.0 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{\sum \beta_i E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)}$
M11	Kumar 等 ^[17]	$D = (1.0 - \beta) \sum_{j=1}^{N_j} \left(\frac{\delta_{m,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)} \right)$

注： β_i 为与加载路径有关的能量项加权因子； μ_m 为构件的最大延性系数； c 为参数；其余符号同上。

表 4 基于退化与累积效应的改进模型

Table 4 Improved model based on both degradation and cumulative effects

编号	来源	模型公式
		$D = D_Q + D_\delta - D_Q D_\delta,$
M12	Bracci 等 ^[18]	$D_Q = \frac{\Delta Q}{F_y} = \frac{c \int dE}{F_y \delta_y} \quad D_\delta = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$
M13	于海祥 ^[19]	$D = \left(1 - \frac{k_i}{k_0} \right) + \alpha \left(\frac{k_i}{k_0} \right) \left(\frac{\sum \delta_{pi}}{\delta_y} \right)^\beta$
M14	陈星焯等 ^[20]	$D = \left(1 - \frac{k_i}{k_0} \right) + \frac{\beta \sum_j (\delta_{m,j}^* / \delta_u)^\gamma E_i}{F_y \delta_u} \frac{k_i}{k_0}$

注： D_Q 为强度损伤， D_δ 为变形损伤， c 为强度退化系数， k_0 为构件的初始切线刚度； δ_{pi} 为第 i 个半循环的不可逆变形， k_i 为构件第 i 个滞回半圈及前面正负方向经历的最大位移幅值处的卸载刚度， α 、 β 为参数；其他符号同上。

尽管表中关于 Park-Ang 的改进模型具有合理的物理意义并且考虑了地震加载过程中各种可能因素的影响，大幅提升了模型的准确度和适用性。然而，这些损伤模型大多基于实心构件试验，鉴于空心墩与实心墩损伤行为的差异，且不同损伤模型的适用范围不同，既有公式对空心墩的适用性尚有待研究。因此，为准确评估空心墩地震损伤，需要基于试验现象分析空心墩的损伤行为和破坏特点，借助合理指标量化性能水平与损伤状态的关系，进而探讨既有模型对空心墩损伤评估的适用性。

2 试验概况

2.1 试件设计

为保证成果的广泛适用性，进行了 14 个方/矩形空心墩和 5 个圆端空心墩等三种墩型的拟静力试验^[32-37]，并补充一个方形实心墩作为对比。设计参数包括剪跨比、纵筋率、配箍率、轴压比（如表 5 所示），各试件截面尺寸和钢筋布置如图 1 所示。图 2 给出了不同截面空心墩的典型滞回曲线。可见，各曲线均较为饱满，表明空心墩抗震性能良好。

2.2 损伤历程与破坏特征

为探究钢筋混凝土空心墩的震损机理及破坏特征，以试件 G1 为例细致分析其损伤历程（在此约定靠近反力墙为 E 侧，远离为 W 侧）。表 6 给出了试件 G1 损伤历程描述，图 3 给出了关键状态时墩身裂缝分布。可见，空心墩同样会历经混凝土表面首次开裂、水平裂缝局部贯通、纵筋屈服、保护层混凝土初始剥落、大面积剥落、混凝土压溃或纵筋屈曲/断裂等过程，但与实心墩的损伤也存在显著不同之处。

图 4 给出了方形实心与三类空心墩的最终损伤状态，(6.06) 较为接近，因此可以利用墩顶位移角(定义为试件 A2、D2、G2 剪跨比 (5.9) 与圆端试件 SA2 位移 Δ 与墩高 L 的比值)相互比较。

表 5 试件设计参数汇总
Table 5 Summary on design parameters of specimens

试件类型	编号	墩高 (mm)	剪跨比	轴压比	f_c' (MPa)	纵筋率 ρ_l (%)	纵筋布置	配箍率 ρ_s (%)	d_s (mm)	间距 s (mm)
方形实心墩	A2	2950	5.9	0.05	42.5	1.79	20 Φ 16+4 Φ 12	2.35	10	110
	D1	1950	3.9	0.05	42.5	2.12	20 Φ 12+8 Φ 16	2.24	10	90
	D2	2950	5.9	0.05	42.5	2.12	20 Φ 12+8 Φ 16	2.24	10	90
	D3	3950	7.9	0.05	42.5	2.12	20 Φ 12+8 Φ 16	2.24	10	90
方形空心墩	E1	2950	5.9	0.05	42.5	2.12	20 Φ 12+8 Φ 16	3.10	10	65
	E2	2950	5.9	0.05	42.5	2.12	20 Φ 12+8 Φ 16	1.34	10	150
	F1	2950	5.9	0.05	42.5	1.87	16 Φ 12+8 Φ 16	2.24	10	90
	F2	2950	5.9	0.05	42.5	2.81	24 Φ 12+12 Φ 16	2.24	10	90
矩形空心墩	G1	1950	3.9	0.05	42.5	2.15	20 Φ 12+16 Φ 16	2.13	10	100
	G2	2950	5.9	0.05	42.5	2.15	20 Φ 12+16 Φ 16	2.13	10	100
	G3	3950	7.9	0.05	42.5	2.15	20 Φ 12+16 Φ 16	2.13	10	100
	H1	2950	5.9	0.05	42.5	2.15	20 Φ 12+16 Φ 16	3.04	10	70
圆端空心墩	H2	2950	5.9	0.05	42.5	2.15	20 Φ 12+16 Φ 16	1.42	10	150
	I1	2950	5.9	0.05	42.5	1.63	26 Φ 12+6 Φ 16	2.13	10	100
	I2	2950	5.9	0.05	42.5	2.69	32 Φ 12+16 Φ 16	2.13	10	100
	圆端空心墩	SA1	5000	6.1	0.15	32.0	0.906	24 Φ 12	0.325	6
SA2		5000	6.1	0.15	34.7	0.906	24 Φ 12	0.91	6	100
SA3		5000	6.1	0.15	32.0	0.906	24 Φ 12	1.51	6	60
SB1		5000	6.1	0.1	32.0	0.906	24 Φ 12	0.91	6	100
SB2		5000	6.1	0.2	33.4	0.906	24 Φ 12	0.91	6	100

注：鉴于方形是特殊的矩形，以下将方形空心墩(D~F)和矩形空心墩(G~I)统称为矩形空心墩。

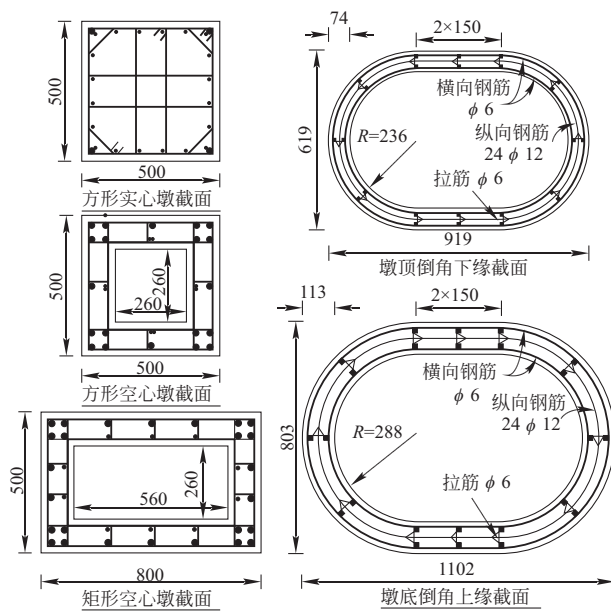


图 1 试件截面尺寸及钢筋布置(单位: mm)

Fig. 1 Geometry and rebar arrangement of specimens (unit: mm)

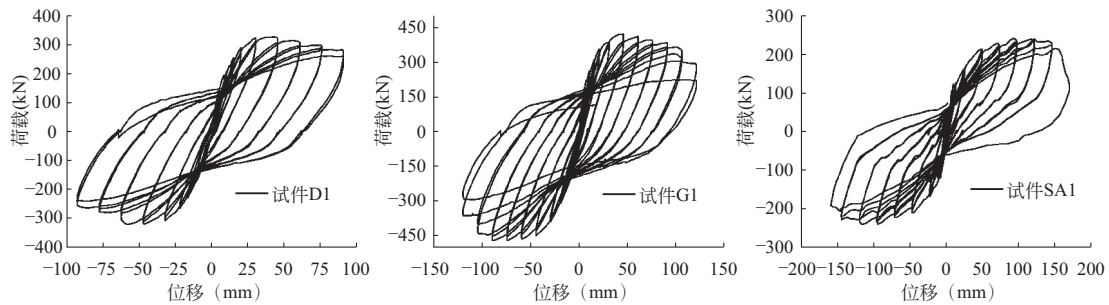


图2 部分试件滞回曲线

Fig. 2 Hysteretic curves of some specimens

表6 试件G1损伤历程描述

Table 6 Damage evolution description of specimen G1

加载周数	荷载等级	试验现象描述
1~2	40kN	试件无明显变化
3~4	60kN	E侧根部出现极细微裂缝, 为施工缝砂浆开裂
5~8	90kN	W侧约0.2m高度位置出现约0.05mm细微裂缝
9~10	5mm	两侧各出现3、4条弯曲裂缝, 裂缝宽度约0.1mm
11~18	10mm	裂缝数量增多, 裂缝相继贯通, 观测点裂缝宽度依次为0.22mm、0.26mm、0.25mm、0.37mm, 裂缝约占墩高1/2, 部分横向裂缝向侧面延伸形成剪切裂缝
	15mm	
	20mm	
	30mm	
19~22	45mm 60mm	裂缝数量增长减缓, 混凝土开始起皮, 斜裂缝继续发展, 观测点裂缝宽度依次增加为1.08mm、1.25mm
23~26	75mm 90mm	脚隅处混凝土保护层轻微剥落, 承载力降低, 新增裂缝较少, 斜裂缝交叉, 裂缝宽度为2.37mm、2.39mm
27~28	105mm	脚隅处混凝土保护层剥落加剧, 箍筋裸露, 纵筋发生屈曲现象, 荷载强度有所下降至峰值的83%
29~30	120mm	墩底混凝土发生局部压溃, 纵筋严重屈曲或断裂, 强度降低至荷载峰值的68.5%, 终止试验

注: 裂缝宽度观测点均为距墩底约0.2m位置的主裂缝。

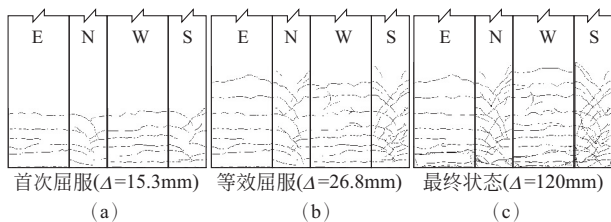


图3 试件G1裂缝发展历程

Fig. 3 Crack evolution of specimen G1

由以上图表和文献[32-37]可总结空心墩损伤特点如下: ①空心墩主要弯曲开裂在等效屈服时已基本完成^[36], 塑性铰初步形成, 其后损伤表现为塑性铰区主裂缝宽度的增加与侧面斜裂缝的扩展、交叉; ②相近箍筋间距下, 空心墩损伤范围(裂缝分布)相对实心墩更大, 裂缝数量更多, 意味着塑性变形程度更深; ③空心墩斜裂缝相对实心试件更先出现, 并且侧面大量剪切裂缝交叉形成网格, 弯剪耦合效应突出; ④矩形空心墩根部混凝土保护层剥落后, 空心试件混凝土约束效应相对较弱, 其纵筋压曲程度明显强于实心墩, 且核芯混凝土压溃现象更严重; ⑤而圆端空心墩严重损伤部位由根部上移至空心倒角上缘附近, 这主要源于圆端空心墩沿墩高变刚度, 空心倒角处(距墩底约45cm)的应力最大^[36]; ⑥当荷载降低至峰值的85%时, 圆端试件SA2位移角(3.36%)远小于矩形空心墩D2和G2, 因此简单采用位移角量化空心墩性能目标有待商榷; ⑦等效屈服后, 同一位移比(墩顶位移与等效屈服位移的比值)下试件A2、D2(G2)及SA2主裂缝宽度依次增加^[33, 34], 且损伤越严重差距越大; ⑧更多裂缝数据表明, 相同位移比时构件的最大裂缝宽度随剪跨比、配箍率、纵筋率的增加而减小, 适当增加轴压比可以减小弯曲裂缝宽度, 但会显著增加塑性铰区侧面剪切斜裂缝, 且会加剧混凝土的压溃。根据上述破坏特征, 结合各试件滞回特性, 可进行空心墩抗震性能水准划分和量化研究。

3 抗震性能水准划分和指标量化

3.1 性能水准划分

根据空心墩损伤破坏特点, 综合现有性能水准划分方法^[24-31], 特别参照Hose等的界定^[26], 基于表面描述和裂缝宽度将性能水准划分为基本完好(I)、轻微损伤(II)、中等损伤(III)、严重损伤(IV)、控制倒塌(V)五个状态。

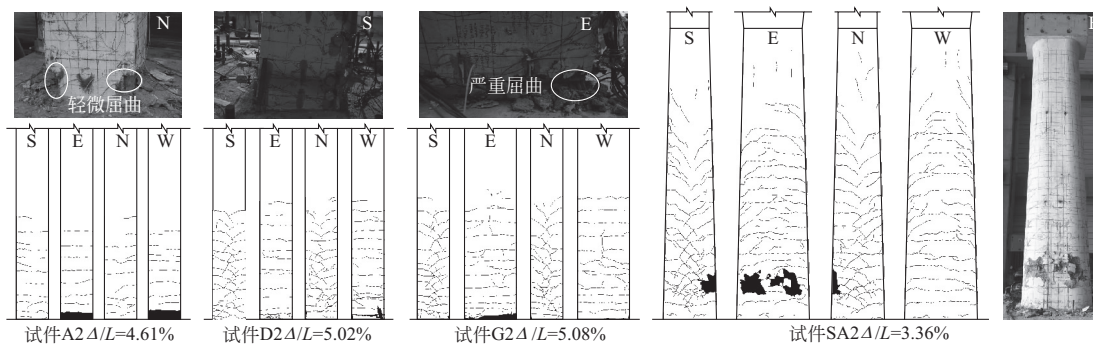


图 4 不同截面试件最终裂缝分布比较

Fig. 4 Comparison of final crack distribution of specimens with different sections

一般地，最外层纵筋首次屈服前钢筋混凝土构件处于弹性状态，即构件基本完好，此阶段仍会持续产生明显弯曲的裂缝(如图 3a 和文献[36]中的 4a 所示)。在加载后期，随着纵筋屈曲/断裂、受压区混凝土压溃，塑性铰区侧面剪切裂缝交叉形成“密集网格”，空心墩的承载力会大幅降低，通常取剩余承载力为峰值荷载的 80%~85%作为倒塌控制点，首次屈服和倒塌控制点均可通过试验应变数据或骨架曲线直接获取。然而，由于构件类型、设计参数、加载方式等的差异，加之部分文献关于裂缝宽度及剥落高度的定量准则大多来源于实心墩柱的试验结果，因而既有五个水准的定量依据对空心墩的适用性尚需深入分析。为此，基于 19 个试件的加载及损伤历程(详见文献[34])，对空心墩中等损伤和严重损伤进行定性和定量探讨。

分析 14 个矩形空心墩的损伤历程发现，达到荷载峰值附近时，墩底开始出现混凝土保护层的剥落，因此取混凝土初始剥落时对应的峰值荷载点(或相邻工况)作为矩形空心墩中等损伤的临界点。在纵筋首次屈服至该点之间，矩形空心墩的弯曲裂缝数量持续增多，部分水平裂缝延伸至侧面形成斜裂缝并交叉(如图 3b)，构件达到等效屈服，该阶段桥墩为轻微损伤状态。当墩底混凝土保护层出现整块剥落、纵筋受压屈曲时，空心墩达到严重损伤临界点，此时各试件承载力下降幅值为 3.8%~14.15%(均值约为 8.5%)。在中等损伤阶段，弯曲裂缝数量增速减缓，更多是斜裂缝不断扩展交叉形成“网格状”，裂缝宽度增加，塑性铰基本形成。在试件严重损伤阶段，主弯曲裂缝及其延伸所形成的剪切裂缝宽度急剧增加，开始出现混凝土压溃、纵筋断裂或严重屈曲、裸露箍筋外鼓等现象，直至倒塌控制点。

不同于矩形等截面空心试件，圆端空心墩为变截面，其应力沿墩高分布相对更均匀，塑性铰区延

长、非线性发展更充分，因而峰值荷载出现相对矩形空心墩更迟，且保持峰值承载力的阶段更长。但圆端空心墩相对截面挖空率更高，达到极限状态后截面主裂缝开展迅速、承载力会突然降低。因此，以损伤最为严重的墩底倒角上缘区域混凝土保护层初始剥落时对应的加载位移工况作为中等损伤临界点，即 72mm、72mm、87mm、75mm、52mm。将该区域混凝土保护层发生整块脱离时的位移工况作为严重损伤分界点，即 120mm、120mm、145mm、150mm(SB2 提前破坏)。尽管圆端空心墩中等和严重损伤现象描述与矩形空心墩接近，但由于截面变刚度的影响，损伤区域上移至墩底倒角附近，且裂缝范围更广。

基于上述各性能水准对应加载位移的确定，可统计各损伤临界点及等效屈服时的裂缝宽度，如表 7 所示。可见，矩形空心墩和圆端空心墩首次屈服时的裂缝宽度均值分别为 0.23mm 和 0.34mm，而等效屈服分别为 0.35mm 和 0.75mm。与实心构件^[26]相比，两类空心墩中等损伤时的弯曲裂缝宽度均值从 1.0mm 分别增加为 1.37mm 和 2.32 mm，而严重损伤时则由 2mm 分别增加为 2.49mm 和 3.46mm。整体上，圆端空心墩各性能水准下的裂缝宽度均大于矩形空心墩，但限于圆端试件数量，有待今后研究进一步论证。

表 7 各性能水准对应的裂缝宽度

Table 7 Crack width under different performance levels (mm)

试件	首次屈服		等效屈服		中等损伤	严重损伤
	裂缝范围	插值	裂缝范围	插值		
D1	0.07~0.32	0.21	0.32~2.37	0.43	2.37	3.10
D2	0.20~0.46	0.31	0.46~1.64	0.51	1.64	2.20
D3	0.13~0.15	0.13	0.15~1.19	0.19	1.19	2.35

续表

试件	首次屈服		等效屈服		中等 损伤	严重 损伤
	裂缝范围	插值	裂缝范围	插值		
E1	0.32	0.32	0.32~0.47	0.42	1.10	1.62
E2	0.19~0.26	0.21	0.19~0.26	0.26	1.16	2.80
F1	0.26	0.26	0.26~0.37	0.33	1.24	2.50
F2	0.20~0.37	0.24	0.37~2.15	0.52	2.15	4.20
G1	0.22~0.37	0.28	0.22~0.37	0.35	1.25	2.39
G2	0.21~1.12	0.29	0.21~1.12	0.42	1.12	2.31
G3	0.26~0.39	0.31	0.39~1.10	0.48	1.10	2.20
H1	0.17~1.05	0.18	0.17~1.05	0.27	1.05	2.12
H2	0.07~0.26	0.15	0.07~0.26	0.21	1.36	2.40
I1	0.12~0.20	0.13	0.12~0.20	0.16	1.00	2.20
I2	0.25	0.25	0.25~1.45	0.35	1.45	2.42
均值	—	0.23	—	0.35	1.37	2.49
SA1	0.37~1.32	1.16	1.32~1.84	1.73	2.85	3.00
SA2	0.12~0.45	0.41	0.45~0.92	0.83	2.14	2.72
SA3	0.22~0.93	0.31	0.22~0.93	0.68	2.20	2.50
SB1	0.26~0.43	0.31	0.43~0.76	0.73	2.62	5.16
SB2	0.28	0.28	0.28~0.43	0.40	0.33	0.79
均值	—	0.34	—	0.75	2.32	3.46

注：由于纵筋首次屈服和等效屈服位移通常与实际观测裂缝宽度时的位移加载等级不一致，因此给出的是前后相邻加载工况下裂缝宽度所形成的范围，并按该区间线性插值得到实际屈服位移对应的裂缝宽度；由于圆端空心试件 SA1 的配箍率靠近规范下限值 ($\rho_s = 0.325\%$)，试件 SB2 因轴压过大破坏，两者在计算裂缝宽度均值时均予以排除。

3.2 性能量化指标

除裂缝宽度外，材料应变也可以定量判断试件损伤水平，基于滞回曲线的强度退化、刚度退化、残余位移等指标能综合考虑空心墩地震损伤机理，并可用于量化损伤状态。

根据空心墩破坏特点，选取矩形试件墩底和圆端试件墩底倒角上缘等易损部位作为纵筋应变的主要观测点：该处最外层纵筋首次屈服前为基本完好状态，因此轻微损伤控制点的钢筋应变指标可根据标准力学性能试验得到 ($\varepsilon = \sigma/E$)；构件中等损伤控制点可统计试件在此时的应变片数值得到。鉴于钢筋应变达到 0.02 后应变片容易失效，因此严重损伤的钢筋应变限值参考刘艳辉^[28] 提出的高架桥墩材料应变值与性能水准之间的关系；根据 Caltrans 规范^[38]，纵筋直径不超过 32mm 时其极限应变取 0.12，严重损伤临界点取其 1/2，即 0.06；大部分试件承载力降低至峰值荷载的 80%~85% 时，纵筋通常接近或直接断裂，这里取其应变范围为 0.09~0.12。

不同于钢筋，混凝土应变片在较小拉力下就容

易损坏，故无法测试混凝土起皮剥落后的应变状态。为此，基本完好状态取无约束混凝土应变限值 0.002，轻微损伤取混凝土保护层极限压应变 0.005^[38]。在混凝土开始剥落后，本文引入平均混凝土应变，即在试件塑性程度最高的范围内，测量 1/2 截面高度 (0.5h) 范围内的竖向位移变化 Δ_i ，则平均混凝土应变可由式 (2) 计算。根据各空心墩塑性铰范围，取矩形试件墩底 0.25m 高度^[32]；以圆端空心墩底部倒角上缘为基准线，上下各取 0.25h^[37]。

$$\varepsilon_c = \Delta_i / (0.5h) \quad (2)$$

定义当前位移与等效屈服位移的比值为位移比，它反映了试件的塑性变形能力，是衡量构件抗震性能的重要指标。基于此，可以计算强度、刚度退化及残余位移等损伤分量。空心墩强度退化无法由滞回曲线直接体现，因此假定加载达到最大峰值前试件强度不退化，并通过峰值荷载将各墩骨架曲线归一化得到强度退化系数 γ ^[34]，结果如图 5 所示。平均刚度退化系数定义如下：

$$\lambda_i = (K_i^+ / K_e^+ + K_i^- / K_e^-) / 2 \quad (3)$$

$$K_i^+ = P_i^+ / X_i^+; K_i^- = P_i^- / X_i^- \quad (4)$$

$$K_e^+ = P_y^+ / \Delta_y^+; K_e^- = P_y^- / \Delta_y^- \quad (5)$$

式中： K_i^+ 、 K_i^- 分别为第 i 加载等级时的割线刚度； P_i^+ 、 P_i^- 分别为第 i 加载下每个循环正负向的峰值荷载； X_i^+ 、 X_i^- 分别为第 i 加载等级下与峰值荷载相对应的水平位移，同理可得构件等效屈服时的割线刚度 K_e^+ 、 K_e^- 。各试件 (去除离散性较大的 SB2) 位移比与刚度退化系数的拟合曲线如图 6 所示。

采用 Hose 等^[26] 提出的残余位移指标 RDI 来与位移比相结合， RDI 定义如下：

$$RDI = \left(\frac{\Delta_{r1} + \Delta_{r2}}{\Delta_{y1} + \Delta_{y2}} \right) / 2 \quad (6)$$

式中： Δ_{r1} 、 Δ_{r2} 分别为正、负向加载时的残余位移； Δ_{y1} 、 Δ_{y2} 为正、负向加载时的等效屈服位移。

根据日本抗震设计规范^[39] 的要求，第二级性能水准下震后墩柱的残余位移 Δ_r 须符合下列条件：

$$\Delta_r < \Delta_{ra} \quad (7)$$

$$\Delta_r = C_R (\mu_\Delta - 1) (1-r) \Delta_y \quad (8)$$

式中： Δ_{ra} 为墩柱容许残余位移，取墩柱高度的 1/100； Δ_y 为试件屈服位移； C_R 为残余位移系数； μ_Δ 为试件位移比； r 为桥墩屈服刚度与屈后刚度之比定义的双线性系数，规范建议取值为 0。

由此，残余位移指标 RDI 可变为下式：

$$RDI = C_R (\mu_\Delta - 1) \quad (9)$$

各试件 (去除离散性较大的 SB2) 位移比与残余位

移指标 RDI 的关系拟合曲线分别如图 7 所示。

分析图 5~图 7 可知：①强度退化系数在位移比较小时上升较快，矩形空心墩强度达到峰值后快速进入下降阶段，而圆端空心墩则经历了较缓慢的上升，特别是峰值平缓段的延长，体现了较好的非线性变形能力。②在位移比较小时，矩形空心墩的刚度退化系数的降低速率较快，随着位移比的增加，

逐渐趋于平缓；圆端空心墩模型的刚度退化系数整体比矩形空心墩更大，且在加载初期下降更快，而加载后期则更为平坦。③构件屈服前，残余位移较小，但进入弹塑性阶段后残余位移指标 RDI 几乎呈线性增长。④各拟合公式与试验数据较为吻合，可以通过位移比建立以上三个损伤分量与各性能水准间的联系。

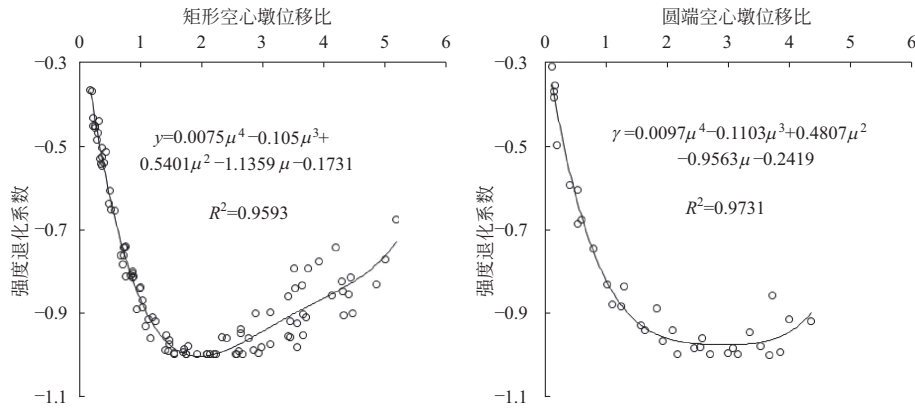


图 5 空心墩强度退化拟合曲线

Fig. 5 Fitting curves of strength degradation of hollow pier

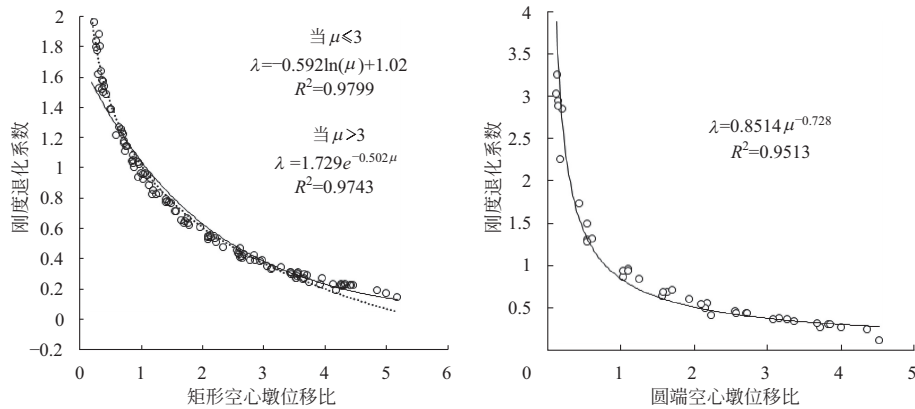


图 6 空心墩刚度退化拟合曲线

Fig. 6 Fitting curves of stiffness degradation of hollow pier

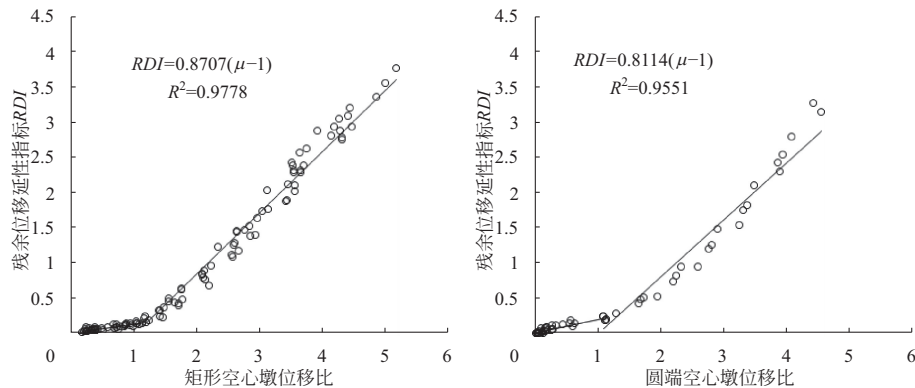


图 7 空心墩残余位移系数拟合曲线

Fig. 7 Fitting curves of residual displacement of hollow pier

3.3 空心墩性能水准量化

利用上述指标量化空心墩性能水准，结果如表8和表9所示。其中，裂缝宽度均值比Hose等^[26]稍大；由于圆端空心墩截面抗弯刚度相对矩形空心墩更大，其塑性转动能力不如矩形空心墩，混凝土平均应变相对更小；考虑纵筋实际屈服强度一般大于设计值，取首次屈服应变为0.0025；空心墩强度在中等损伤时已开始下降，根据位移比范围，此阶段矩形试件强度退化系数在0.95~1.0，圆端试件

在0.975~1.0，但该类试件数量较少，离散性大，为此空心墩中等损伤时系数 γ 统一为0.95~1.0，取峰值荷载的85%为控制倒塌限值；并认为纵筋首次屈服前基本无刚度退化和残余位移。上述性能水准划分和量化联系了空心墩的具体损伤状态与性能水准，而双参数损伤模型是上述各种性能指标的综合体现，可以更好地反映空心墩地震损伤演变历程。

表8 矩形空心墩性能水准划分及指标量化

Table 8 Classification on performance levels and index quantification of rectangular hollow piers

等级	性能水准	裂缝宽度(mm)	平均混凝土压应变	钢筋拉应变	位移比	强度退化	刚度退化	残余位移
I	基本完好	0~0.2	<0.002	<0.0025	0~0.8	—	—	—
II	轻微损伤	0.2~1.3	0.002~0.005	0.0025~0.014	0.8~1.8	—	0.67~1.0	0.20~0.70
III	中等损伤	1.3~2.5	0.005~0.011	0.014~0.06	1.8~3.0	0.95~1.0	0.37~0.67	0.87~1.74
IV	严重损伤	>2.5	0.011~0.025	0.06~0.09	3.0~4.1	0.85~0.95	0.22~0.37	1.74~2.70
V	控制倒塌	—	>0.025	0.09~0.12	4.1~5.0	0.85	0.14~0.22	2.70~3.48

表9 圆端空心墩性能水准划分及指标量化

Table 9 Classification on performance levels and index quantification of round-ended hollow piers

等级	性能水准	裂缝宽度(mm)	平均混凝土压应变	钢筋拉应变	位移比	强度退化	刚度退化	残余位移
I	基本完好	0~0.3	<0.002	<0.0025	0~0.5	—	—	—
II	轻微损伤	0.3~2.3	0.002~0.005	0.0025~0.016	0.5~1.3	—	0.7~1.0	0.17~0.24
III	中等损伤	2.3~3.4	0.005~0.009	0.016~0.06	1.3~2.7	0.95~1.0	0.41~0.70	0.24~1.40
IV	严重损伤	>3.4	0.009~0.017	0.06~0.09	2.7~3.6	0.85~0.95	0.33~0.41	1.40~2.11
V	控制倒塌	—	>0.017	0.09~0.12	3.6~4.5	0.85	0.28~0.33	2.11~2.84

4 空心墩地震损伤评估

4.1 损伤演化曲线

利用既有模型M1~M14计算空心墩的损伤指数

(为便于现有损伤模型的推广应用，计算时各参数均取原文建议值^[22])，部分桥墩试件的损伤指数发展曲线如图8所示，各试件的损伤指数统计平均值及不同模型的损伤指数平均值如表10和表11所示。

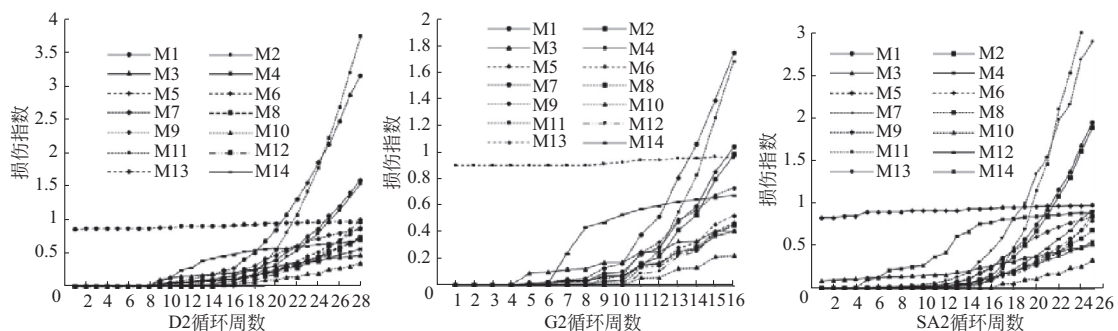


图8 部分试件损伤指数随循环加载周数的变化

Fig. 8 Variation of damage indices with the number of cycles of loading of some specimens

表 10 矩形空心墩不同损伤程度的损伤指数均值及标准差

Table 10 Mean and standard deviation of damage indices under different damage levels for rectangular hollow piers

公式编号	基本完好		轻微损伤		中等损伤		严重损伤		控制倒塌	
	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差
M1	0.03	0.01	0.12	0.03	0.41	0.11	1	0.3	1.62	0.41
M2	0	0	0.04	0.01	0.34	0.11	0.93	0.3	1.57	0.4
M3	0.11	0.01	0.19	0.02	0.31	0.03	0.43	0.04	0.5	0.05
M4	0.03	0.01	0.09	0.02	0.24	0.04	0.43	0.06	0.59	0.04
M5	0.03	0.01	0.08	0.02	0.26	0.05	0.57	0.12	0.91	0.19
M6	0.02	0.01	0.09	0.02	0.28	0.1	0.75	0.32	1.8	1.28
M7	0.03	0.01	0.19	0.06	0.74	0.21	1.77	0.51	2.78	0.84
M8	0.02	0.01	0.08	0.02	0.24	0.05	0.48	0.09	0.73	0.13
M9	0	0	0.12	0.04	0.46	0.07	0.74	0.06	0.85	0.03
M10	0	0	0	0.01	0.12	0.03	0.26	0.05	0.39	0.08
M11	0	0	0.02	0.01	0.49	0.17	1.87	0.61	3.57	1.13
M12	0	0	0.01	0.01	0.2	0.04	0.48	0.1	0.75	0.08
M13	0.92	0.03	0.91	0.01	0.95	0	0.96	0	0.97	0
M14	0.08	0.06	0.52	0.06	0.63	0.04	0.71	0.05	0.78	0.06

表 11 圆端空心墩不同损伤程度的损伤指数均值及标准差

Table 11 Mean and standard deviation of damage indices under different damage levels for round-ended hollow piers

公式编号	基本完好		轻微损伤		中等损伤		严重损伤		控制倒塌	
	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差
M1	0.02	0.01	0.17	0.06	0.41	0.15	1.04	0.21	1.78	0.73
M2	0.00	0.00	0.08	0.03	0.31	0.12	0.96	0.22	1.71	0.70
M3	0.11	0.05	0.23	0.09	0.32	0.12	0.45	0.02	0.53	0.21
M4	0.03	0.01	0.11	0.04	0.20	0.08	0.39	0.03	0.54	0.21
M5	0.03	0.01	0.09	0.04	0.21	0.08	0.54	0.04	0.90	0.36
M6	0.02	0.01	0.09	0.04	0.19	0.08	0.50	0.07	0.96	0.41
M7	0.03	0.01	0.33	0.13	0.85	0.34	2.03	0.25	3.35	1.33
M8	0.02	0.01	0.11	0.04	0.22	0.08	0.48	0.04	0.75	0.29
M9	0.00	0.00	0.19	0.07	0.44	0.17	0.73	0.04	0.85	0.34
M10	0.00	0.00	0.01	0.00	0.06	0.03	0.20	0.03	0.34	0.13
M11	0.00	0.00	0.03	0.01	0.38	0.17	1.88	0.41	3.71	1.45
M12	0.00	0.00	0.03	0.02	0.10	0.06	0.47	0.06	0.90	0.39
M13	0.92	0.33	0.92	0.34	0.94	0.35	0.96	0.01	0.97	0.39
M14	0.08	0.07	0.60	0.25	0.78	0.30	0.84	0.03	0.87	0.35

分析可知:

(1) 曲线发展趋势: 所有模型(M13 除外)计算得到的损伤指数均前期增长较为缓慢, 随着循环历次的增多, 试件进入屈服阶段后, 损伤指数的增长加快, 它们均能反映试件在加载历程中损伤逐渐增大的过程; 由于各损伤模型都是以实心墩为基础, 各损伤模型参数的确定是基于有限实心墩的试验数

据得出的, 且其中涵盖了墩柱单调加载、循环加载、随机加载等不同的加载方式, 造成其参数回归的多样性与差异性, 使得各损伤模型计算的损伤指数离散性较大。

(2) 公式合理性: M13 计算的损伤指数随着加载周数的增加始终保持在较大值, 与试验现象不符; M1、M2、M6、M7、M11 的损伤指数在后期已经超

过了 1.0, 不便于量化桥墩的损伤程度; M3 ~ M5、M8 ~ M10、M12、M14 计算值基本在 0~1 之间, 能够初步反映试件损伤过程; 由于各模型的适用范围不同, 有必要进一步探讨最优的损伤模型。

4.2 损伤模型对比评价

为探讨出适用于空心墩的损伤模型, 需要明确各性能水准对应的损伤指数范围。因对损伤机理认识的不同以及识别损伤参数的物理基础不一, 损伤指数范围有所差异(如表 12 所示)。作者在综合现有成果的基础上, 根据各损伤模型计算的损伤指数 D , 结合试验现象与实测空心墩损伤发展历程, 给出了空心墩损伤指数范围(如表 12 所示)。图 9 给出了不同模型在不同损伤阶段的指数均值, 分析可知: Park-Ang 模型能够合理评估空心墩的无损伤、轻微、中等损伤程度, 但适当高估了其严重损伤状态, 特别是倒塌控制时的计算指数超过了 1, 不便于量化构件损伤过程。牛荻涛对轻微损伤和中等损伤评估结果较吻合。付国模型基本能够合理评估矩形空心墩(除轻微损伤)和圆端空心墩(除轻微和中等损伤)的损伤状态。陈林之公式低估了空心构件的中等、严重和控制倒塌三个状态的损伤。结合本文给出的各水准损伤指数范围综合来看, 曾武华模型计算结果与试验现象趋于一致且离散性较小, 能够更真实合理地反映空心墩地震损伤过程。

表 12 不同学者的损伤指数范围

Table 12 Range of damage indices provided by different scholars

模型	I	II	III	IV	V
Park-Ang	0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.40	0.40~0.80	≥ 0.8
牛荻涛	0~0.2	0.2~0.4	0.4~0.65	0.65~0.90	> 0.9
陈星辉	0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.60	0.60~0.90	≥ 0.9
本文	0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~0.85	≥ 0.85

5 结 论

基于 19 个空心墩的拟静力试验结果, 结合相关指标量化了空心墩性能水准, 并利用 14 个损伤模型对空心墩进行损伤评估, 主要结论如下:

(1) 相对实心墩, 空心墩塑性损伤范围更广, 侧面斜裂缝开展较早并会进一步交叉形成网格状, 等效屈服后弯曲裂缝宽度更大, 混凝土保护层压溃后纵筋屈曲与核芯混凝土压溃现象更严重。

(2) 圆端空心墩因墩身刚度变化, 损伤评估区域延长且由桥墩根部上移至墩底倒角上缘附近。

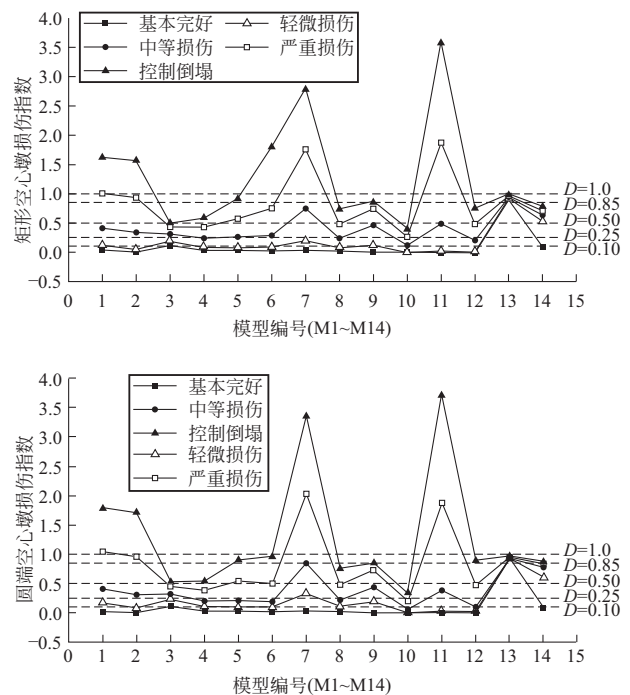


图 9 空心墩不同损伤程度的损伤指数均值

Fig. 9 Mean of damage indices under different damage levels for hollow piers

(3) 根据宏观破坏特征及裂缝宽度, 将空心墩的损伤状态划分为基本完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤、控制倒塌, 并通过材料应变和损伤分量对空心墩的五个性能水准量化进行了补充和完善。

(4) 双参数损伤模型作为上述指标的综合体现, 利用损伤指数可以进一步揭示空心墩微观损伤演变、宏观破坏特征与各项性能指标的联系。

(5) 不同模型评估空心墩损伤程度时发展曲线趋势有较大差异, 同一损伤状态下所得损伤指数参差不齐, 这反映出各损伤模型的离散性很大。

(6) Park-Ang 公式能够合理评估试件至中等损伤时的状态, 付国、陈林之、曾武华及 Bracci 模型可大体预测两类空心墩损伤历程, 罗文文模型可用于评估圆端空心墩的损伤; 其他模型由于某一性能水准评估结果偏大或偏小, 致使其适用性大打折扣。

(7) 从本文界定的损伤指数范围出发, 曾武华公式计算值与试验结果最为吻合且离散性小, 能够准确合理反映空心墩各阶段的损伤情况, 因此建议曾武华模型作为空心墩地震损伤评估的优选方法。

参 考 文 献

[1] Liang X, Sritharan S. Effects of confinement in square hollow concrete column sections [J]. Engineering Structures, 2019, 191: 526-535

[2] Kim I H, Sun C H, Shin M. Concrete contribution to initial

- shear strength of RC hollow bridge columns[J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2012, 41(1): 43-65
- [3] Luccioni B M, Rougier V C. A plastic damage approach for confined concrete[J]. *Computers & Structures*, 2005, 83(27): 2238-2256
- [4] Banon H, Biggs J M, Irvine H M. Seismic damage in reinforced concrete frames [J]. *Journal of the Structural Division*, 1981, 107(9): 1713-1729
- [5] 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
- [6] Hwang T H, Scribner C F. R/C Member Cyclic Response during Various Loadings [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1984, 110(3): 477-489
- [7] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, 111(4): 722-739
- [8] Kunnath S K, Reinhorn A M, Park Y J. Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1990, 116(4): 996-1017
- [9] 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]. *地震工程与工程震动*, 1996, 16(4): 44-54 (Niu Ditao, Ren Lijie. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structures [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1996, 16(4): 44-54 (in Chinese))
- [10] 李军旗, 赵世春. 钢筋混凝土构件损伤模型[J]. *兰州铁道学院学报: 自然科学版*, 2000, 19(3): 25-27 (Li Junqi, Zhao Shichun. Damage model of reinforced concrete member [J]. *Journal of Lanzhou Railway University: Natural Sciences*, 2000, 19(3): 25-27 (in Chinese))
- [11] 付国, 刘伯权, 邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. *工程力学*, 2013, 30(7): 84-90 (Fu Guo, Liu Boquan, Xing Guohua. The research and calculation on modified Park-Ang double parameter seismic damage model based on energy dissipation [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(7): 84-90 (in Chinese))
- [12] 罗文文, 李英民, 韩军. 考虑加载路径影响的改进 Park-Ang 损伤模型[J]. *工程力学*, 2014, 31(7): 112-118, 128 (Luo Wenwen, Li Yingmin, Han Jun. A modified Park-Ang seismic damage model considering the load path effects [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(7): 112-118, 128 (in Chinese))
- [13] 傅剑平, 王敏, 白绍良. 对用于钢筋混凝土结构的 Park-Ang 双参数破坏准则的识别和修正[J]. *地震工程与工程振动*, 2005, 25(5): 73-79 (Fu Jianping, Wang Min, Bai Shaoliang. Identification and modification of the Park-Ang criterion for failure of RC structures [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2005, 25(5): 73-79 (in Chinese))
- [14] 陈林之, 蒋欢军, 吕西林, 等. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型[J]. *同济大学学报: 自然科学版*, 2010, 38(8): 1103-1107 (Chen Linzhi, Jiang Huanjun, Lv Xilin, et al. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures [J]. *Journal of Tongji University: Natural Science*, 2010, 38(8): 1103-1107 (in Chinese))
- [15] 曾武华, 王逢朝, 卓卫东. 采用变形和能量双重准则的钢筋混凝土桥墩地震损伤模型[J]. *华侨大学学报: 自然科学版*, 2016, 37(4): 441-446 (Zeng Wuhua, Wang Fengchao, Zhuo Weidong. Deformation and energy-based seismic damage model of reinforced concrete bridge piers [J]. *Journal of Huaqiao University: Natural Science*, 2016, 37(4): 441-446 (in Chinese))
- [16] 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 Dongsheng, Feng Qimin, Wang Guoxin. A modified Park-Ang seismic damage model considering low-cycle fatigue life [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2004, 37(11): 41-49 (in Chinese))
- [17] Kumar S, Usami T. Damage evaluation in steel box columns by cyclic loading tests [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122(6): 626-634
- [18] Bracci J M, Reinhorn A M, Mander J B, et al. Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures [R]. Buffalo: State University of New York, 1989
- [19] 于海祥, 武建华, 张国彬. 一种新型的混凝土结构双参数地震损伤模型[J]. *重庆建筑大学学报*, 2004, 26(5): 43-48 (Yu Haixiang, Wu Jianhua, Zhang Guobin. A new earthquake damage model for RC structure [J]. *Journal of Chongqing Jianzhu University*, 2004, 26(5): 43-48 (in Chinese))
- [20] 陈星烨, 蒋冬情, 颜东煌. 钢筋混凝土柱地震损伤模型[J]. *长沙理工大学学报: 自然科学版*, 2016, 13(2): 33-39 (Chen Xingye, Jiang Dongqing, Yan Donghuang. Seismic damage model for reinforced concrete columns [J]. *Journal of Changsha University of Science and Technology: Natural Science*, 2016, 13(2): 33-39 (in Chinese))
- [21] 何利, 叶献国. Kratzig 及 Park-Ang 损伤指数模型比较研究[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(12): 1-6 (He Li, Ye Xianguo. Comparative study of Kratzig and Park-Ang damage index models [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2010, 43(12): 1-6 (in Chinese))
- [22] 陆本燕, 刘伯权, 吴涛, 等. 基于 RC 桥梁墩柱的地震损伤模型比较分析[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(增 1): 186-191 (Lu Benyan, Liu Boquan, Wu Tao, et al. Comparative analysis of seismic damage models for reinforced concrete bridge piers [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2010, 43(S1): 186-191 (in Chinese))
- [23] 陈宗平, 徐金俊, 薛建阳, 等. 基于变形和能量双重准则的型钢混凝土异形柱地震损伤行为研究[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(8): 29-37 (Chen Zongping, Xu Jinjun, Xue Jianyang, et al. Deformation and energy-based seismic damage behavior of SRC specially shaped columns [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(8): 29-37 (in Chinese))
- [24] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001 (GB 50011—2001 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture &

- Building Press, 2001 (in Chinese))
- [25] SEAOC Vision 2000 Committee. Performance-based seismic engineering of building [R]. Sacramento: Structural Engineers Association of California, 1995
- [26] Hose Y, Silva P, Seible F. Development of a performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads [J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(2): 413-442
- [27] Comartin C D, Niewiarowski R W, Freeman S A, et al. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 Document [J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(1): 241-261
- [28] 刘艳辉. 基于性能抗震设计理论的城市高架桥抗震性能研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2008 (Liu Yanhui. Research on urban viaduct seismic behaviors in performance-based seismic design theory[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008 (in Chinese))
- [29] 陆本燕, 刘伯权, 刘鸣, 等. 钢筋混凝土桥墩性能指标量化研究[J]. 中国公路学报, 2010, 23(6): 49-57 (Lu Benyan, Liu Boquan, Liu Ming, et al. Quantitative research on reinforced concrete performance index of reinforced concrete bridge column [J]. China Journal of Highway and Transport, 2010, 23 (6): 49-57 (in Chinese))
- [30] 韩强, 周雨龙, 杜修力. 钢筋混凝土矩形空心桥墩抗震性能[J]. 工程力学, 2015, 32(3): 28-40 (Han Qiang, Zhou Yulong, Du Xiuli. Seismic performance of reinforced concrete rectangular hollow bridge columns [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32 (3): 28-40 (in Chinese))
- [31] 门进杰, 史庆轩, 周琦. 框架结构基于性能抗震设防目标和性能指标的量化[J]. 土木工程学报, 2008, 41(9): 76-82 (Men Jinjie, Shi Qingxuan, Zhou Qi. Performance-based seismic fortification criterion and quantified performance index for reinforced concrete frame structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(9): 76-82 (in Chinese))
- [32] 房麟. 钢筋混凝土空心墩抗震性能试验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2016 (Fang Lin. Experimental investigation on seismic performance of RC hollow piers [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016 (in Chinese))
- [33] 佐雪. 基于拟静力与振动台试验的铁路圆端空心墩抗震性能研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2018 (Zuo Xue. Research on aseismic ductility of railway round-end hollow piers based on quasi-static test and shaking table test [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2018 (in Chinese))
- [34] 胡晨旭. 空心墩地震损伤评估与抗震性能指标研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2019 (Hu Chenxu. Evaluation on seismic damage of hollow-section piers and study of seismic performance indexes [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2019 (in Chinese))
- [35] 邵长江, 孙南昌, 佐雪, 等. 矩形截面混凝土空心墩塑性铰长度分析[J]. 土木工程学报, 2018, 51(11): 120-128 (Shao Changjiang, Sun Nanchang, Zuo Xue, et al. Study on plastic hinge length of rectangular hollow-section concrete pier [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(11): 120-128 (in Chinese))
- [36] 邵长江, 漆启明, 韦旺, 等. 铁路圆端空心墩抗震延性的拟静力试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(7): 118-128 (Shao Changjiang, Qi Qiming, Wei Wang, et al. Quasi-static test on seismic ductility of round-end hollow-section railway piers [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(7): 118-128 (in Chinese))
- [37] Shao C J, Qi Q M, Wang M, et al. Experimental study on the seismic performance of round-ended hollow piers [J]. Engineering Structures, 2019, 195: 309-323
- [38] Caltrans seismic design criteria version 1. 7 [S]. Sacramento: California Department of Transportation, 2013
- [39] Design specifications of highway bridges, Part V: seismic design [S]. Tokyo: Japan Road Association, 2002

漆启明(1993—),男,博士研究生。主要从事桥梁工程抗震研究。

邵长江(1970—),男,博士,副教授。主要从事桥梁工程抗震研究。

胡晨旭(1989—),男,硕士,工程师。主要从事桥梁工程抗震研究。

韦 旺(1992—),男,博士研究生。主要从事桥梁工程抗震研究。

肖正豪(1992—),男,硕士研究生。主要从事桥梁工程抗震研究。