

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201906050

基于振动台试验的桥墩复合损伤指标研究*

申彦利^{1,2}, 陈伟湖¹, 魏 博¹

(1.河北工程大学土木工程学院,河北邯郸 056038; 2.河北省装配式结构工程技术研究中心,河北邯郸 056038)

摘要:为更准确描述钢筋混凝土矩形空心桥墩的损伤情况,提出一种综合考虑位移和能量的复合损伤指标。基于9个空心桥墩试件的振动台试验结果,分别计算出各试件的位移损伤指标、弹塑性耗能差率损伤指标以及复合损伤指标,通过对三种损伤指标结果对比以及多地震波作用下结果的统计分析,验证了复合损伤指标的适用性;进一步应用复合损伤指标考察了桥墩配箍率、轴压比、配筋率三种参数的变化对空心桥墩损伤性能的影响。研究结果表明:复合损伤指标值介于位移和弹塑性耗能差率损伤指标值之间,且与单一损伤指标相比,复合损伤指标的离散程度较小;应用复合损伤指标对空心桥墩的损伤进行参数分析可知,当轴压比、配筋率一定时,桥墩的损伤程度随配箍率的增大而降低;当配箍率、配筋率一定时,损伤程度随轴压比的增大而提高;当轴压比、配箍率一定时,损伤程度随配筋率的增大而降低。由此说明,复合损伤指标能够反映参数变化对桥墩损伤性能的影响,具有良好的适用性。

关键词:矩形空心桥墩;振动台试验;复合损伤指标;适用性;损伤性能

中图分类号: U443.22 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)05-0987-14

Study on Composite Damage Index of Bridge Pier based on Shaking Table Test

SHEN Yanli^{1,2}, CHEN Weihu¹, WEI Bo¹

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China;

2. Hebei Provincial Research Center of Assembly Structural Engineering Technology, Handan 056038, China)

Abstract: To describe the damage of reinforced concrete rectangular hollow pier more accurately, a composite damage index considering displacement and energy was proposed. Based on the shaking table test results of nine reinforced concrete rectangular hollow pier specimens, the displacement damage index, elastic-plastic energy dissipation difference damage index and composite damage index of each specimens were calculated, respectively. The applicability of the composite damage index was verified through the comparison of three damage index results and the statistical analysis of the results under the action of multiple seismic waves. Furthermore, the influence of stirrup ratio, axial compression ratio and reinforcement ratio on damage performance of hollow pier was investigated by using the composite damage index. The results show that the composite damage index values are between displacement and elastic-plastic energy dissipation difference damage index values, and compared with the single damage index, the composite damage index has smaller discreteness. The parameter analy-

* 收稿日期:2019-06-23;修回日期:2019-11-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51378169)、河北省高等学校科学技术研究重点项目(ZD20161470)资助

通讯作者:申彦利(1977—),男,副教授,博士。主要从事抗震研究。E-mail: shenyanli@hebeu.edu.cn

ses of hollow pier damage using composite damage index show that the damage degree of piers decreases with the increase of stirrup ratio when the axial compression ratio and reinforcement ratio are constant; the damage degree increases with the increase of axial compression ratio when the stirrup ratio and reinforcement ratio are constant; the damage degree decreases with the increase of reinforcement ratio when the axial compression ratio and stirrup ratio are constant. The results show that the composite damage index can reflect the influence of parameters on the damage performance of piers, and it has good applicability.

Keywords: rectangular hollow pier; shaking table test; composite damage index; applicability; damage performance

引 言

我国地处多个地震带交界处,地震灾害频发,高架桥梁、跨海大桥等桥梁结构的震损对交通安全以及生命财产安全构成严重威胁。桥墩作为桥梁结构的主要构件,极易受地震影响且更换困难,桥墩的抗震性能研究以及损伤程度评估具有重要意义。近年来,国内外学者针对钢筋混凝土桥墩的损伤评估做了大量研究^[1]。其中,全面准确反映桥墩损伤性能的损伤指标成为相关研究的热点。

孙颖等^[2]对基于性能的抗震结构设计中桥梁损伤性能水准的定义及划分进行了研究,并以墩顶漂移率为损伤指标,通过实例分析对性能水准进行量化描述。柳春光等^[3]借鉴文献^[2]的研究,利用墩顶漂移率进一步通过数值模拟,对隔震和非隔震桥梁模型进行损伤性能分析。赵建锋等^[4]以墩顶水平位移作为损伤指标,建立圆柱形桥墩有限元模型进行损伤性能分析。张超等^[5]、周长东等^[6]考虑高阶振型的影响,分别以位移、截面曲率作为损伤指标对钢筋混凝土空心桥墩进行增量动力分析。上述基于性能,利用相应的损伤指标对桥墩进行损伤研究,虽克服基于桥墩破坏形态研究的局限性,但主要是从结构变形角度考虑,选用的损伤指标偏于单一,没有充分考虑能量耗散问题,对桥墩的损伤性能描述不够充分。为能够考虑结构弹塑性耗能特性和累积损伤过程,何浩祥等^[7]从能量耗散的角度出发,利用理想弹性耗能与弹塑性耗能的差值表征结构的损伤,即提出弹塑性耗能差率损伤指标,分别建立了拟静力和动力下的耗能差率指标模型。为了能够充分考虑结构的整体性能,文献^[8]结合基于位移、能量、周期的损伤评估方法,运用模糊数学进一步建立了多元模糊损伤评估的综合损伤指

标模型。Park-Ang模型^[9-10]的提出为结构综合考虑变形和耗能的损伤分析提供了依据。赵冠远等^[11]基于低周反复荷载试验,利用Park-Ang损伤模型对6个缩尺桥墩进行了损伤分析,结果表明, Park-Ang损伤模型能够有效评估弯曲破坏桥墩的损伤状态。王军文等^[12]利用文献^[13]中修正的Park-Ang损伤模型,对装配式和整体式预应力桥墩进行了损伤评估对比。董振华等^[14]提出了综合考虑残余变形和累积耗能的损伤指标模型,通过循环往复加载试验,对未约束和纤维复合材料约束下的矩形空心桥墩进行损伤评估。当前,绝大部分对桥墩损伤性能的分析仅局限于数值模拟且对损伤的评价还不充分,尚不能全面准确地描述桥墩的损伤性能,而且,对于考虑位移和能量的综合损伤模型大多是基于低周反复荷载试验,且计算方式有待于简化。

为有效评估桥墩的损伤性能,本研究结合既有的位移损伤指标和弹塑性耗能差率损伤指标,提出一种综合考虑变形和能量的复合损伤指标模型。基于钢筋混凝土空心桥墩振动台试验结果,结合有限元数值模拟,分别计算出三种损伤指标值。通过三种损伤指标结果对比以及线性回归和标准差分析,验证复合损伤指标的适用性。根据桥墩试件参数的不同,应用不同桥墩的复合损伤指标反映参数的变化对桥墩损伤的影响,进一步说明复合损伤指标的适用性。通过对复合损伤指标适用性的研究,以实现桥墩损伤性能的有效评估。

1 建立复合损伤指标

1.1 既有损伤指标

1.1.1 位移损伤指标

桥墩的墩顶位移是影响桥墩竖向承载力的重要因素,因此,墩顶位移可以作为损伤指标,来评价

桥墩的损伤性能。

本研究规定的位移损伤指标如下：

$$D_d = \frac{d}{d_u} \quad (1)$$

式中, D_d 为位移损伤指标; d 为地震作用下墩顶最大相对位移值; d_u 为桥墩破坏位移值。

为确定桥墩不同破坏状态对应的 D_d 限值范围, 利用 ABAQUS 软件建立 9 个不同桥墩的有限元实体单元模型 (M1-M9)。在有限元建模过程中, 为保证模型的合理性, 本文参考谷少康^[15] 的建模过程, 并且模型的准确性与有效性已在本课题组论文^[15-16] 中得到验证。图 1 表示以 M3 桥墩模型为例的有限元模型。

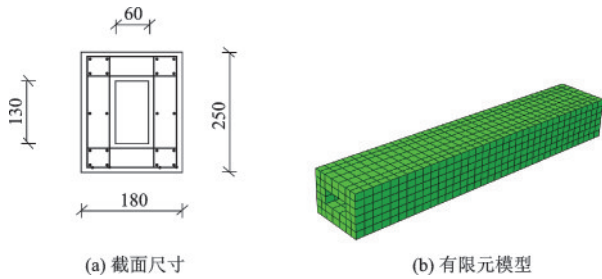


图 1 M3 桥墩模型及截面尺寸

Fig.1 M3 pier models and section sizes

通过有限元软件进行 pushover 分析模拟, 得到相应的力—位移曲线, 从而确定各指标限值点。其中, 开裂点是桥墩保护层混凝土首次开裂时对应点。由于首次开裂时桥墩的初始刚度发生变化, 即初始刚度对应的弹性阶段发生改变。因此, 取力—位移曲线中弹性阶段开始发生变化的临界点作为开裂点, 过原点作切线, 由切线恰好与曲线分离的点确定; 屈服点为抗侧力桥墩屈服时对应点, 通过几何作图法确定; 极限点为桥墩达到最大抵抗荷载时对应点; 破坏点则为抗侧力桥墩达到其极限位移时对应点, 是通过残余抗力下降到最大抗力的 85% 时确定的。如图 2 所示, 以 M3 桥墩模型为例的力—位移曲线。

将图 2 中所标示的四个指标限值点处的位移值 (表 1), 代入公式 (1), 可获得一组位移指标限值。同理, 可获得其余桥墩模型的位移指标限值。

将桥墩在地震作用下的破坏状态划分为: 基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏、倒塌五种损伤状态, 并将破坏状态与损伤指标限值相对应, 即四个指标限值点将结构损伤化分为五种状态。因此, 9 个桥墩模型对应的 D_d 限值范围见表 2。

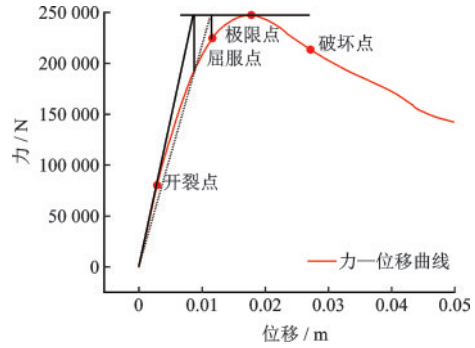


图 2 力—位移曲线

Fig.2 Force-displacement curve

表 1 M3 墩指标限值点的位移值

Table 1 Displacement value of the index limit point of M3 pier

D_d 限值点	开裂点 d_{cr}	屈服点 d_y	极限点 d_m	破坏点 d_u
位移值/mm	3.563	11.505	17.860	27.650

表 2 9 个桥墩模型对应的 D_d 限值范围

Table 2 Limit ranges of D_d corresponding to nine pier models

桥墩模型	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
M1	0~0.16	0.16~0.333	0.333~0.581	0.581~0.84	0.84~1
M2	0~0.129	0.129~0.332	0.332~0.515	0.515~0.84	0.84~1
M3	0~0.129	0.129~0.416	0.416~0.646	0.646~0.84	0.84~1
M4	0~0.143	0.143~0.403	0.403~0.661	0.661~0.84	0.84~1
M5	0~0.154	0.154~0.424	0.424~0.667	0.667~0.84	0.84~1
M6	0~0.125	0.125~0.413	0.413~0.644	0.644~0.84	0.84~1
M7	0~0.128	0.128~0.395	0.395~0.649	0.649~0.84	0.84~1
M8	0~0.16	0.16~0.426	0.426~0.671	0.671~0.84	0.84~1
M9	0~0.122	0.122~0.408	0.408~0.638	0.638~0.84	0.84~1
平均值 D_d	0~0.14	0.14~0.394	0.394~0.63	0.63~0.84	0.84~1

注: 0.84 为采用文献 [17]、[18] 在严重破坏状态时指标界限值的平均值

牛荻涛等^[17]、江近仁等^[18] 在总结分析大量结构损坏统计数据的基础上, 给出了结构在不同破坏状态下的损伤指标范围, 见表 3。

从表 3 中可以看出, 由公式 (1) 所确定的 D_d 限值

表3 不同的损伤指标限值范围

Table 3 Limit ranges of different damage indices

损伤状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
江近仁	0~0.228	0.228~0.254	0.254~0.42	0.42~0.78	0.78~1
牛荻涛	0~0.2	0.2~0.4	0.4~0.65	0.65~0.9	0.9~1
平均值 D_d	0~0.14	0.14~0.394	0.394~0.63	0.63~0.84	0.84~1

范围平均值与文献[17]、[18]中指标范围相近。因此,为保证确定的 D_d 限值范围具有普适性,结合表3中数据,确定本文 D_d 限值范围,见表4。

表4 各损伤状态对应的 D_d 限值范围

Table 4 Limit range of D_d corresponding to each damage state

损伤状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
D_d	0~0.17	0.17~0.4	0.4~0.64	0.64~0.84	0.84~1.00

1.1.2 弹塑性耗能差率损伤指标

根据何浩祥等^[7-8]的研究,理想弹性变形能表示结构始终保持弹性状态下的变形能,弹塑性变形能则表示结构实际消耗的能量,当两者之间的差值越大时,结构破坏越严重,说明弹塑性耗能差值能够反映结构的损伤程度和破坏特性。由此,提出了弹塑性耗能差率损伤指标,并建立动力下的耗能差率损伤模型,对结构进行损伤性能分析。图3为理想弹塑性耗能体系示意图。

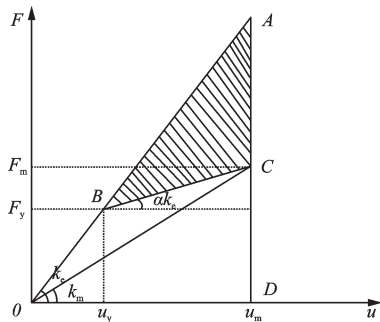


图3 理想弹塑性体系耗能示意图

Fig.3 Energy dissipation diagram of the ideal elastic-plastic system

注:图中阴影部分表示弹塑性耗能差。 F_y 和 u_y 分别为屈服力和屈服位移; u_m 和 F_m 分别为弹塑性状态下的最大位移及对应的荷载; k_e 和 k_m 分别为弹性状态下的刚度和弹塑性状态下的割线刚度; α 为屈服后刚度系数; S_{OAD} 为结构保持弹性变形时的能量, S_{OBCD} 为结构实际产生的弹塑性变形能

因此,弹塑性耗能差率损伤指标可表示为:

$$D_i(t) = \frac{E_E - E_F(t)}{E_E} = 1 - \frac{E_F(t)}{E_E} \quad (2)$$

式中, $D_i(t)$ 表示弹塑性耗能差率损伤指标随时间变化; $E_F(t)$ 表示弹塑性变形能值随时间变化; E_E 表示理想弹性耗能值。

根据文献[8],确定各损伤状态对应的 D_i 限值范围见表5。

表5 各损伤状态对应的 D_i 限值范围

Table 5 Limit ranges of D_i corresponding to each damage state

损伤状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
D_i	0~0.08	0.08~0.32	0.32~0.68	0.68~0.92	0.92~1.00

1.2 复合损伤指标

单一的 D_d 难以描述结构的弹塑性变形和累积损伤能力,而基于能量的 D_i 能够表征结构的损伤特性。因此,为了全面准确地描述结构的抗震性能,根据考虑墩顶相对位移的 D_d 和考虑能量的 D_i ,提出一种两者结合的复合损伤指标。

因此,本研究定义复合损伤指标如下:

$$D = \frac{1}{1 + \beta} (\beta D_d + D_i) \quad (3)$$

式中, D 表示复合损伤指标; β 为比例因子,是 D_i 严重破坏界限值与 D_d 严重破坏界限值的比值。当比例因子 β 值大于1时,说明 D_d 对 D 的影响大于 D_i 对 D 的影响;反之,则说明 D_d 对 D 的影响小于 D_i 对 D 的影响;本文中, β 取为 1.095 (0.92/0.84)。

根据前面已经确定的 D_d 和 D_i 限值,代入式(3)可确定 D 限值范围,见表6。

表6 各损伤状态对应的 D 限值范围

Table 6 Limit ranges of D corresponding to each damage state

损伤状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
D	0~0.127	0.127~0.362	0.362~0.66	0.66~0.878	0.878~1.00

2 基于振动台试验的复合损伤指标适用性分析

为研究复合损伤指标的适用性,本文基于钢筋

混凝土空心桥墩的振动台试验结果,利用各地震波峰值加速度作用下的三种损伤指标值,参照对应的损伤指标限值范围,分别对桥墩的破坏状态进行评估,对比桥墩试验的实际损伤情况,验证 D 的适用性。同时,引入 17 条地震记录作用下的数值模拟结果,对 D 的有效性进行分析。

2.1 基于试验桥墩实际损伤情况的损伤指标评估对比

2.1.1 试验情况

河北工程大学申彦利课题组针对 9 个钢筋混

土矩形空心桥墩试件(试件编号为 M1~M9)进行了振动台试验。9 个桥墩除配筋率、配箍率、轴压比三种参数配置不同外,其它参数设置均相同。其中,墩高为 1 440 mm,截面外侧边缘尺寸为(250×180) mm,内侧空心边缘尺寸为(130×60) mm,内外侧之间实心部分厚度为 60 mm,混凝土保护层厚度为 10 mm。核心混凝土和保护层混凝土等级均采用 C40,钢筋采用 HRB335 等级。具体的试验准备及试验方案等内容已在本课题组论文^[15]中体现。各个桥墩轴压比及配筋等参数见表 7。

表 7 桥墩试件参数
Table 7 Pier specimen parameters

试件	墩高/mm	轴压比	纵向钢筋		横向钢筋		
			直径/mm	配筋率/%	直径/mm	间距/mm	体积配箍率/%
M1	1 440	0.1	8	2.7	4	50(双)	4.0
M2	1 440	0.1	8	2.7	4	50	2.0
M3	1 440	0.1	8	2.7	3	70	0.81
M4	1 440	0.1	8	2.7	3	130	0.44
M5	1 440	0.1	6	1.5	3	130	0.44
M6	1 440	0.05	8	2.7	3	70	0.81
M7	1 440	0.05	8	2.7	3	130	0.44
M8	1 440	0.05	6	1.5	3	130	0.44
M9	1 440	0.05	6	1.5	3	70	0.81

在进行振动台试验时,需要根据振动台以及其他试验条件情况,对桥墩试件模型进行缩尺。缩尺模型必须与实际物体之间保持一定的关系,即相似性。因此,根据相似理论^[15],利用相似表达式求出各物理量的相似比,见表 8。

试验中将桥墩与振动台固定连接。用铁块代替上部承重荷载,容纳铁块的配重箱尺寸为 1 m×1 m×0.7 m,通过改变铁块的数量调整桥墩的轴压比。

输入地震波选用 El Centro(El)波、Taft 波和兰州波,沿墩底长边方向单向输入。根据时间相似比,各地震波时间长度分别压缩为原波长的 0.353 倍,将各条地震波加速度调幅为 0.25g、0.5g、0.75g、1.0g、1.2g 五种峰值,分别对 9 个桥墩试件依次输入作用,每个试件的地震波加载情况见表 9。利用速度、加速度传感器等仪器收集各地震波作用下的响应数据。其中,三种输入地震波台面值与理论值的

表 8 相似关系
Table 8 Similarity relations

物理量	相似关系	相似比
长度	$l_r = l_m/l_p$	0.125
弹性模量	$E_r = E_m/E_p$	0.78
等效密度	$\bar{\rho}_r = \frac{m_m + m_a + m_{om}}{l_r^3(m_p + m_{op})}$	6.22
应力	$\sigma_r = E_r$	0.78
应变	$r_r = l_r$	0.125
时间	$t_r = \sqrt{l_r^2 \bar{\rho}_r / E_r}$	0.353
速度	$v_r = \sqrt{E_r / \bar{\rho}_r}$	0.354
加速度	$a_r = E_r / l_r \bar{\rho}_r$	1.0
频率	$\omega_r = \sqrt{E_r / l_r^2 \bar{\rho}_r}$	2.83

注: l_m, l_p 分别为模型构件与原型构件的长度; E_m, E_p 分别是模型与原型构件对应的弹性模量; m_m, m_p 为模型和原型构件质量; m_{om}, m_{op} 分别为模型和原型中活载与非结构构件的模拟质量; m_a 为模型中设置的人工质量

表9 加载工况

Table 9 Loading conditions

加载次序	输入峰值加速度	地震波名称
1	0.035g	白噪声1
2	0.25g	El波
3	0.25g	Taft波
4	0.25g	人工兰州波
5	0.035g	白噪声2
6	0.5g	El波
7	0.5g	Taft波
8	0.5g	人工兰州波
9	0.035g	白噪声3
10	0.75g	El波
11	0.75g	Taft波
12	0.75g	人工兰州波
13	0.035g	白噪声4
14	1.0g	El波
15	1.0g	Taft波
16	1.0g	人工兰州波
17	0.035g	白噪声5
18	1.2g	El波
19	1.2g	Taft波
20	1.2g	人工兰州波
21	0.035g	白噪声6

变化趋势大致吻合。如图4所示,分别为加速度峰值为0.75g的El波、加速度峰值为0.5g的Taft波、加速度峰值为1.0g的兰州波的加速度台面值与理论值的对比图。试件模型及试验现场情况如图5所示。

利用试验数据分别计算各条地震波峰值加速度作用下的三种损伤指标值,并且绘制出在每条地震波不同峰值加速度作用下, D_i 值随着时间的变化曲线,以及三种损伤指标随峰值加速度变化的曲线图。本文仅针对试件M3墩在El Centro波、Taft波作用下的试验结果进行分析说明。

2.1.2 El Centro波作用下的损伤指标适用性对比分析

(1)试件的 D_d 值确定

由各峰值加速度作用下的桥墩位移响应试验数据,计算得到相应的墩顶最大相对位移 d 值,破坏点处位移值 d_0 见表1,将各参数代入式(1),确定相应的 D_d 值见表10。

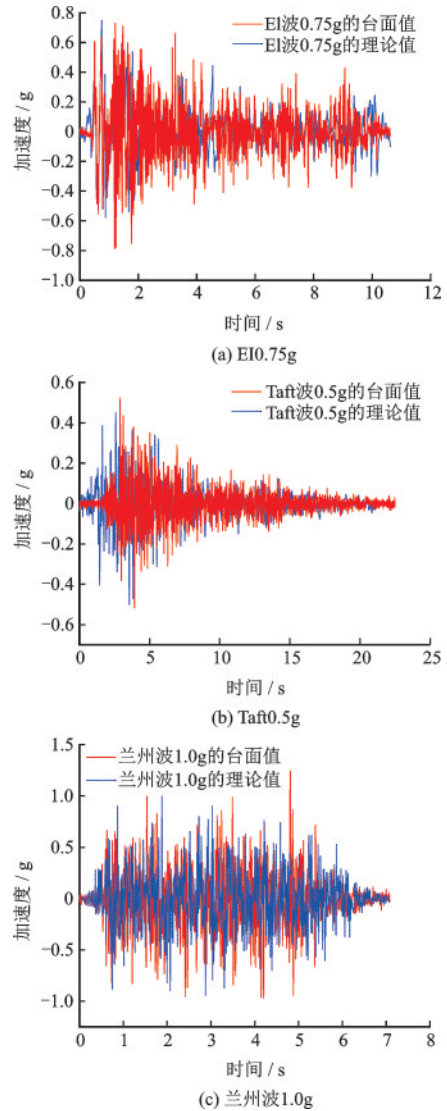
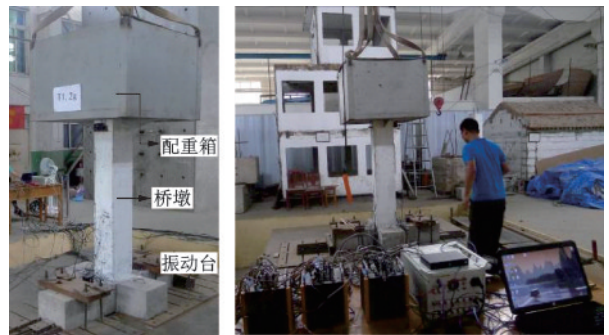


图4 地震波台面值与理论值对比

Fig.4 Comparison of station surface values and theoretical values of seismic wave



(a) 试件及配重 (b) 采集仪器及试验现场

图5 试件及试验现场情况

Fig.5 Specimens and site conditions of the test

(2)试件的 D_i 值确定

基于钢筋混凝土空心桥墩的振动台试验结果,根据公式(2)求解各峰值加速度作用下相应的 D_i

表 10 EI波各峰值加速度对应的相对位移值和 D_d 值

Table 10 Relative displacement and D_d values corresponding to each peak acceleration of EI records

峰值加速度/g	EI0.25	EI0.5	EI0.75	EI1.0	EI1.2
相对位移/mm	5.034	12.106	13.9	18.207	18.895
D_d	0.182	0.438	0.503	0.658	0.683

值。式中, $E_F(t)$ 值是通过将相应的试验数据进行积分叠加, 所求得的各时间点对应的弹塑性能量值; E_E 值是对应体系在初始刚度下, 总的理想弹性耗能值。由于随着时间的变化, 试件损伤是累积的过程, 因此, 相应的 D_i 值取最终时刻的计算值。

因此, 在 EI 波不同峰值加速度作用下, 根据计算所得的各时间点对应的 D_i 值, 绘制出 D_i 值随时间变化的曲线图, 如图 6 所示。

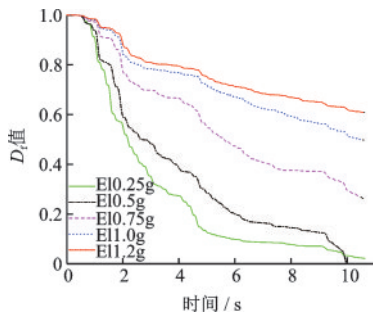


图 6 D_i 值随时间变化的曲线

Fig.6 Curves of D_i values varying with time

D_i 值随时间变化的曲线较为稳定, 且随着加速度峰值的增大, 试件损伤累积增加, 指标值基本是呈增大的趋势。为体现在每种峰值加速度单独作用下损伤指标的变化情况, 计算 D_i 值时, 忽略了在初始时刻试验累积损伤的影响, 因此在初始时刻认为试件的弹塑性变性能 $E_F(t)$ 值为 0, 而总的理想弹性耗能值 E_E 值一定, 所以根据公式(2)代入可知, 各峰值加速度作用时的指标变化曲线在初始时刻都为 1。在曲线图中分别选取适当的指标值(选取靠近曲线末端平稳处数值), 由于在峰值加速度 0.25g 作用下, 指标值随时间变化曲线趋向于 0, 因此, 认为结构处于理想弹性状态, 指标值取为 0。EI 波各峰值加速度作用下的 D_i 值见表 11。

(3) 试件的 D 值确定

上述基于钢筋混凝土空心桥墩的振动台试验数据, 计算确定 D_d 值和 D_i 值, 根据比例因子 β 的定义, 确定 β 值为 1.095, 将各参数值代入式(3)即可确

表 11 EI波各峰值加速度对应的 D_i 值

Table 11 D_i values corresponding to each peak acceleration of EI records

峰值加速度/g	EI0.25	EI0.5	EI0.75	EI1.0	EI1.2
D_i	0	0.1	0.35	0.5	0.61

表 12 EI波各峰值加速度对应的 D 值

Table 12 D values corresponding to each peak acceleration of EI records

峰值加速度/g	EI0.25	EI0.5	EI0.75	EI1.0	EI1.2
D	0.095	0.277	0.43	0.583	0.648

定 D 值, 见表 12。

(4) 三种损伤指标值的适用性对比

根据上述对三种损伤指标的计算结果, 三种损伤指标值随峰值加速度变化曲线如图 7 所示。

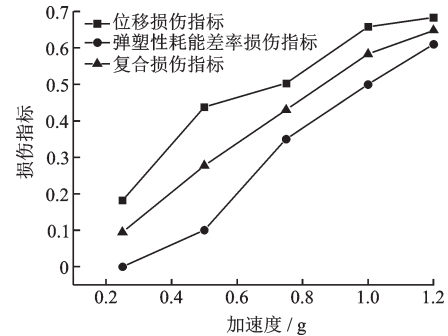


图 7 三种损伤指标值对比曲线

Fig.7 Comparison of curves of three damage indicators

如图 7 所示, 三种损伤指标曲线随加速度峰值的增大呈增长趋势, 其中 D_d 和 D_i 曲线变化波动幅度较大; D 曲线介于 D_d 和 D_i 曲线之间, 变化趋势稳定, 随着加速度的增大, 变化曲线趋于线性。

为对比分析三种损伤指标的适用性, 根据文献[2]对桥梁各破坏状态的具体描述, 利用三种损伤指标值, 参照对应的损伤指标限值范围, 结合试验中桥墩的实际损伤情况如图 8 所示, 分别对桥墩进行损伤评估见表 13。

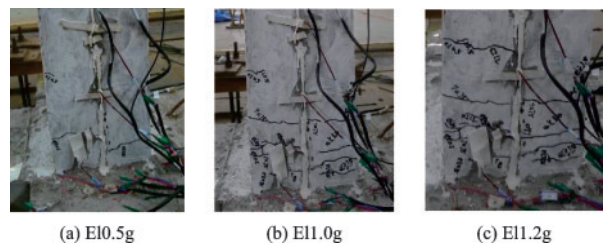


图 8 EI波作用下桥墩损伤情况

Fig.8 Damage assessment of piers under EI records

表 13 EI波作用下桥墩损伤状态评估

Table 13 Damage assessment of piers under EI records

峰值 加速度/g	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
试验 现象	试件未出现肉眼可 见裂缝	墩底部保护层开始 出现少量裂缝	裂缝长度发展,数量 增多,出现贯通裂缝	原裂缝继续延长,保 护层有少量剥落	贯通裂缝增多,保护层 剥落面积增大,但核心 区混凝土未开裂
D_d 评估状态	轻微破坏	中等破坏	中等破坏	严重破坏	严重破坏
D_i 评估状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	中等破坏	中等破坏
D 评估状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	中等破坏	中等破坏

基于桥墩的实际损伤情况,由三种损伤指标评估结果对比可知, D_d 对桥墩的损伤评估结果偏于严重; D_i 和 D 评估结果相似,与实际损伤状态较为相符。

2.1.3 Taft波作用下的损伤指标适用性对比分析

(1)试件的 D_d 值确定

根据计算得到的墩顶最大相对位移 d 值,以及已知的破坏位移 d_u 见表1,代入式(1)确定相应 D_d 值见表14。

表 14 Taft波各峰值加速度对应的相对位移值和 D_d 值
Table 14 Relative displacement and D_d values corresponding to each peak acceleration of Taft records

峰值加速度/g	T0.25	T0.5	T0.75	T1.0	T1.2
相对位移值/mm	4.9	10	15.02	22.52	28.24
D_d	0.177	0.362	0.543	0.814	1

注:在T1.2g作用下,根据试验所测得的位移数据求得的 D_d 值为 $1.02 > 1$,此时应当取为1

(2)试件的 D_i 值确定

在Taft波作用下,利用试验数据求解 D_i 值的方法,同上述在El Centro波作用下的求解方法一致。

因此,在Taft波不同峰值加速度作用下,根据计算得到的各时间点对应的 D_i 值,绘制 D_i 值随时间变化的曲线如图9所示。

由图9可知,各峰值加速度作用下的 D_i 值曲线变化趋势基本一致,且随着加速度峰值增大,损伤不断累积,指标值增大。在曲线图中分别选取适当的指标值(选取靠近曲线末端平稳处的数值),由于在峰值加速度0.25g作用下, D_i 值随时间变化曲线趋向于0,认为结构处于理想弹性状态,指标值取为0。因此,Taft波各峰值加速度作用下的 D_i 值见表15。

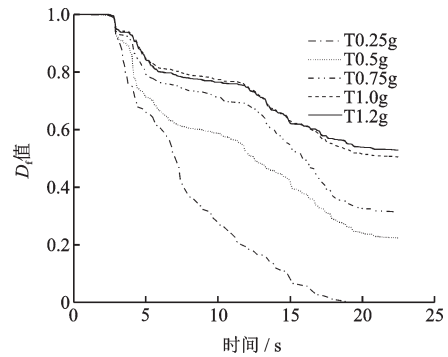


图9 D_i 值随时间变化曲线

Fig.9 Curves of D_i values varying with time

表 15 Taft波各峰值加速度对应的 D_i 值

Table 15 D_i values corresponding to each peak acceleration of Taft records

峰值加速度/g	T0.25	T0.5	T0.75	T1.0	T1.2
D_i	0	0.224	0.313	0.505	0.529

(3)试件的 D 值确定

将上述计算所确定的 D_d 值和 D_i 值以及比例因子 β 值,代入式(3)即可确定 D 值,见表16。

表 16 Taft波各峰值加速度对应的 D 值

Table 16 D values corresponding to each peak acceleration of Taft records

峰值加速度/g	T0.25	T0.5	T0.75	T1.0	T1.2
D	0.093	0.296	0.433	0.667	0.775

(4)三种损伤指标值的适用性对比

根据上述对三种损伤指标的计算结果,三种损伤指标值随峰值加速度变化曲线如图10所示。

由图可知,三种损伤指标曲线变化趋势基本一致,随峰值加速度增大,指标值随之增大。 D_d 曲线的变化趋势斜率偏大, D_i 曲线变化趋势相对缓慢; D 曲线介于 D_d 曲线和 D_i 曲线之间,变化趋势较稳定。

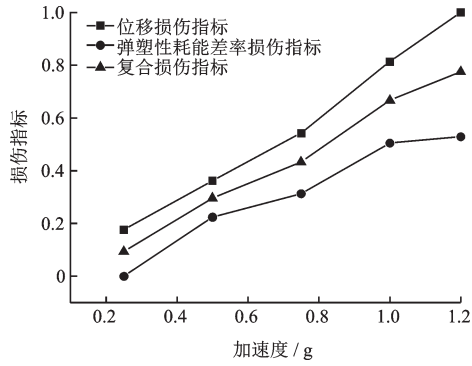


图10 三种损伤指标值对比曲线

Fig.10 Comparison of curves of three damage indicators

Taft波作用下,桥墩的损伤情况如图11所示,同在El Centro波作用下的分析方法一致,对桥墩的损伤评估结果见表17。

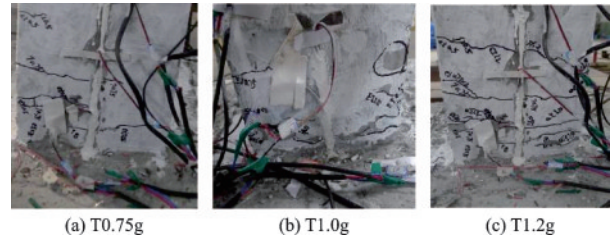


图11 Taft波作用下桥墩损伤情况

Fig.11 Damage of piers under Taft records

表17 Taft波作用下桥墩损伤状态评估

Table 17 Damage assessment of piers under Taft records

峰值 加速度/g	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
试验 现象	试件未出现明显可见裂缝	底部混凝土保护层出现少量裂缝	底部原裂缝延伸,并伴有新裂缝产生,混凝土保护层部分剥落	出现贯通裂缝,保护层剥落面积增大,墩底根部出现明显裂缝	保护层严重剥落,贯通裂缝增多,裂缝加深,核心混凝土区出现裂缝
D_d 评估状态	轻微破坏	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
D_f 评估状态	基本完好	轻微破坏	轻微破坏	中等破坏	中等破坏
D 评估状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	严重破坏

基于桥墩的实际损伤情况,由三种损伤指标评估结果对比可知, D_d 的评估结果偏于严重; D_f 对桥墩的损伤评估较为安全; D 的损伤评估结果与实际损伤状态接近,其评估较为准确。

综上所述,在El Centro波、Taft波作用下,对比试件的实际损伤情况, D 对桥墩损伤状态的评估结果与实际损伤情况较为接近,评估结果趋于合理,说明 D 适用性更好。

2.2 复合损伤指标的有效性分析

为验证复合损伤指标对不同地震波作用下桥墩损伤状态评估的有效性,从而实现更精确的桥墩易损性分析。因此,另外选取了17条地震记录(编号为B01-B17),分别将地震波调幅成0.25g、0.5g、0.75g、1.0g、1.2g五种加速度峰值,通过有限元模拟,计算得到相应损伤指标值,结合试验中三条地震波作用所得到的损伤指标值,以峰值地面加速度(PGA)作为地震动强度参数,对三种损伤指标进行标准差和线性回归分析。表18为选用的17条地震记录。表19~21中,分别为各地震波峰值加速度作用下三种损伤指标值。

表18 17条地震记录名称及测站

Table 18 Seventeen seismic record names and stations

编号	名称	测站
B01	Parkfield	C08DWN
B02	San Fernando	L01DWN
B03	Friuli, Italy	A-BCS000
B04	Tabas, Iran	BOS-L1
B05	Victoria, Mexico	H-PLS045
B06	Whittier Narrows	SHP280
B07	Whittier Narrows	A-JAB207
B08	Whittier Narrows	A-LOS000
B09	Cape Mendocino	A-OAK080
B10	Cape Mendocino	EUR000
B11	Cape Mendocino	FOR090
B12	Landers	PSA000
B13	Landers	BAK140
B14	Landers	FTI000
B15	Northridge	WBA000
B16	Northridge	BAD000
B17	Northridge	WIL090

2.2.1 不同损伤指标的标准差

根据试验以及模拟采用的共 20 条地震记录输入作用所得到的数据,计算得到三种损伤指标值,见表 19~21。各损伤指标标准差原始数据与平均数见表 22。通过标准差(用指数形式 e^x 表示)对三种损伤指标值的离散程度进行对比分析。三种损伤指标标准差对比曲线如图 12 所示。

表 19 各地震波作用下的 D_a 值
Table 19 D_a values under the action of seismic waves

峰值/g	地震波				
	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
El波	0.182	0.438	0.503	0.658	0.683
Taft波	0.177	0.362	0.543	0.814	1
兰州波	0.079	0.289	0.475	0.613	0.835
B01	0.091	0.122	0.198	0.319	0.333
B02	0.123	0.216	0.401	0.771	1
B03	0.218	0.686	1	1	1
B04	0.189	0.362	0.653	1	1
B05	0.326	1	1	1	1
B06	0.109	0.322	0.494	0.548	0.596
B07	0.119	0.27	0.4	0.596	0.775
B08	0.104	0.195	0.278	0.404	0.503
B09	0.072	0.126	0.476	0.65	0.824
B10	0.114	0.275	0.369	0.514	0.589
B11	0.155	0.352	0.6	0.958	1
B12	0.11	0.339	0.583	1	1
B13	0.159	0.291	0.459	0.659	0.937
B14	0.152	0.258	0.349	0.403	0.42
B15	0.2	0.633	0.756	1	1
B16	0.173	0.386	1	1	1
B17	0.256	0.572	1	1	1

由图 12 可以看出, D 值标准差的波动情况与其他两种指标相比,处于很小的波动范围之内;并且除在峰值加速度 0.25g 作用下以外, D 在其余峰值加速度作用下,对应的标准差指数值均小于 D_a 和 D_r 对应的标准差指数值,因此 D 值的稳定性更好。

由于在 20 条波各峰值加速度作用下,分别对应的三种损伤指标值的平均数不同,为进一步说明损伤指标值的变异程度,采用标准差与平均数的比值变异系数 CV 来表示。相应的 CV 值见表 23。

根据表 23 中数据,绘制出各损伤指标对应的变异系数 CV 曲线,如图 13 所示。

表 20 各地震波作用下的 D_r 值

Table 20 D_r values under the action of seismic waves

峰值/g	地震波				
	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
El波	0	0.1	0.35	0.5	0.61
Taft波	0	0.224	0.313	0.505	0.529
兰州波	0	0.386	0.336	0.423	0.573
B01	0	0.3	0.348	0.422	0.485
B02	0	0.278	0.488	0.525	0.452
B03	0	0.376	0.483	0.542	0.574
B04	0	0.273	0.264	0.282	0.293
B05	0	0.13	0.163	0.19	0.205
B06	0	0.135	0.257	0.406	0.477
B07	0	0.393	0.56	0.687	0.72
B08	0	0.336	0.5	0.7	0.77
B09	0	0.566	0.639	0.704	0.706
B10	0	0.53	0.59	0.659	0.693
B11	0	0.217	0.265	0.218	0.16
B12	0	0.14	0.396	0.332	0.352
B13	0	0.4	0.575	0.638	0.641
B14	0	0.586	0.685	0.72	0.762
B15	0	0.187	0.235	0.318	0.38
B16	0	0.123	0.262	0.388	0.448
B17	0	0.153	0.205	0.27	0.307

表 21 各地震波作用下的 D 值

Table 21 D values under the action of seismic waves

峰值/g	地震波				
	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
El波	0.095	0.277	0.43	0.583	0.648
Taft波	0.093	0.296	0.433	0.667	0.775
兰州波	0.041	0.335	0.409	0.522	0.71
B01	0.047	0.207	0.27	0.368	0.406
B02	0.064	0.246	0.442	0.654	0.738
B03	0.114	0.538	0.753	0.781	0.797
B04	0.1	0.319	0.467	0.657	0.663
B05	0.17	0.585	0.6	0.613	0.621
B06	0.057	0.232	0.381	0.48	0.539
B07	0.062	0.329	0.477	0.64	0.749
B08	0.054	0.262	0.384	0.545	0.63
B09	0.037	0.336	0.554	0.676	0.767
B10	0.059	0.397	0.475	0.583	0.639
B11	0.081	0.288	0.44	0.605	0.599
B12	0.057	0.244	0.494	0.681	0.691
B13	0.083	0.343	0.515	0.649	0.796
B14	0.08	0.414	0.509	0.554	0.583
B15	0.105	0.42	0.507	0.674	0.704
B16	0.091	0.26	0.648	0.708	0.737
B17	0.134	0.372	0.621	0.652	0.669

表 22 损伤指标的标准差与平均数

Table 22 Standard deviation and mean of damage index

峰值	D_d		D_f		D	
	标准差	均值	标准差	均值	标准差	均值
0.25	0.063 1	0.1554	0	0	0.033 2	0.081 2
0.5	0.209 6	0.3747	0.151 9	0.2917	0.098 4	0.335
0.75	0.250 1	0.5769	0.157 2	0.3957	0.107 5	0.490 5
1.0	0.238 0	0.7454	0.172 6	0.4715	0.090 5	0.614 6
1.2	0.224 7	0.8248	0.183 1	0.5069	0.096 2	0.672 1

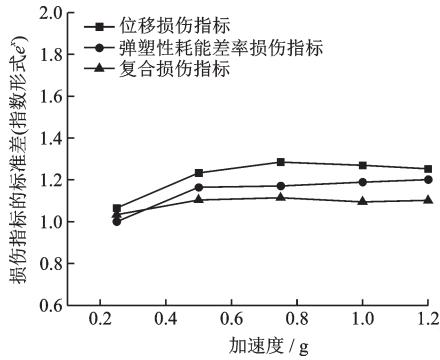


图 12 损伤指标标准差分析

Fig.12 Standard deviation analysis of damage index values

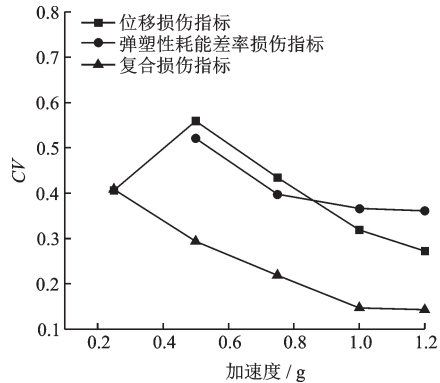


图 13 变异系数对比曲线

Fig.13 Curves of coefficient of variation contrast

表 23 各损伤指标对应的 CV 值

Table 23 CV values corresponding to each damage index

指标	峰值				
	0.25g	0.5g	0.75g	1.0g	1.2g
D_d	0.406 0	0.559 4	0.434 3	0.319 4	0.272 5
D_f	—	0.520 9	0.397 2	0.366 2	0.361 3
D	0.408 5	0.293 8	0.219 1	0.147 2	0.142 9

由图 13 可知, D 值的 CV 值较小, 且随着加速度峰值的增大逐渐减小, 说明 D 值的变异程度小, 进一步说明 D 值离散程度小, 稳定性更好。

2.2.2 不同损伤指标随 PGA 变化的线性回归分析

根据表 19~21 中的指标数据进行线性回归分析, 得出线性回归曲线及对应的回归方程和决定系数, 如图 14~16 所示。

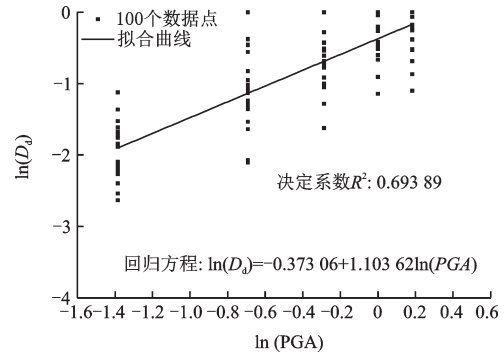


图 14 D_d 值的线性回归分析

Fig.14 Linear regression analysis of D_d values

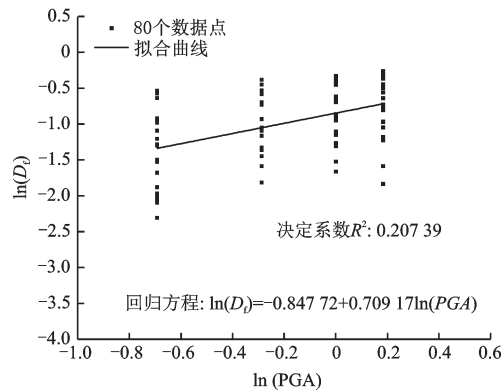


图 15 D_f 值的线性回归分析

Fig.15 Linear regression analysis of D_f values

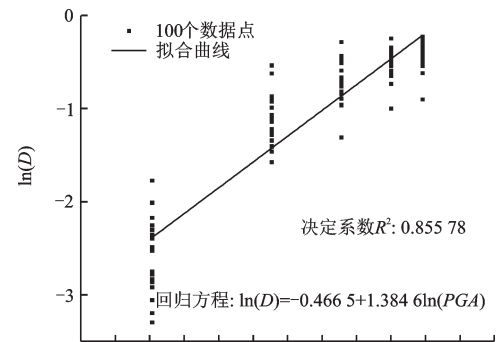


图 16 D 值的线性回归分析

Fig.16 Linear regression analysis of D values

评价回归曲线的拟合效果, 可根据决定系数 R^2 。对于因变量而言, 除了自变量对其影响外, 还有其他不可解释的因素影响。因此, 回归曲线的决定系数越大, 说明自变量对因变量的影响程度越高。 R^2 取值范围为 0~1, 因此, R^2 越接近 1, 说明拟

合效果越好。由三种损伤指标对应的决定系数 R^2 可知, D 的 R^2 值相比于另两个指标的 R^2 值更接近于 1, 所以拟合效果更好。

通过上述分析可知, D 值的稳定性以及线性拟合效果更好, 能够对不同地震波作用下桥墩的损伤状态进行有效评估。

3 基于复合损伤指标的桥墩损伤分析

由于本研究是针对 9 个不同的桥墩试件进行振动台试验, 各个试件的配箍率、轴压比、配筋率不同, 因此所对应的 D 值不同。在 D 适用性的基础上, 随着桥墩试件参数的变化, 通过 D 值的不同反映出桥墩的损伤变化, 并以此说明 D 具有应用性。下面表 24 为 9 个桥墩试件在 El Centro 波各峰值加速度作用下对应的 D 值, 结合前面 9 个桥墩试件的参数配置(见表 7)中参数的不同, 对桥墩进行损伤分析。

表 24 各个试件在 El 波作用下的 D 值

Table 24 D values of piers under El seismic wave

试件	峰值/g				
	E10.25	E10.5	E10.75	E11.0	E11.2
M1	0.063	0.242	0.323	0.614	0.539
M2	0.093	0.277	0.424	0.455	0.49
M3	0.095	0.277	0.43	0.583	0.648
M4	0.102	0.448	0.546	0.644	0.785
M5	0.132	0.605	0.691	0.764	0.856
M6	0.06	0.342	0.385	0.492	0.634
M7	0.082	0.335	0.429	0.456	0.668
M8	0.106	0.405	0.544	0.645	0.689
M9	0.1	0.321	0.402	0.501	0.637

由表 24 可以看出, 随着加速度峰值的增大, 基本上各个桥墩的损伤指标都随之增大, 说明损伤状态愈严重。因此, 本文只针对损伤状态最严重的情况进行分析, 即根据在峰值加速度为 1.2g 的 El Centro 波作用下的 D 值, 对桥墩进行损伤分析。

3.1 配箍率变化对桥墩损伤性能的影响

轴压比和配筋率相同, 仅配箍率不同的桥墩: M1、M2、M3、M4(轴压比为 0.1, 配筋率为 2.7%); M6、M7(轴压比为 0.05, 配筋率为 2.7%); M8、M9

(轴压比为 0.05, 配筋率为 1.5%)。

由图 17 可知, 在第一组桥墩指标数据对比中, 随着配箍率的增大, 曲线总体上是呈现下降趋势, D 值减小。而在配箍率为 4% 时, 出现略有增大的趋势, 主要是由于试验误差导致, 对总体趋势影响不大, 可考虑忽略; 在第二组数据对比中, M6 墩(0.81%)的 D 值小于 M7 墩(0.44%)的 D 值; 第三组对比中, M9 墩(0.81%)的 D 值小于 M8 墩(0.44%)的 D 值。通过三组变化曲线得到结论: 在轴压比、配筋率相同的情况下, 随着配箍率的增大, D 值基本是呈现变小趋势, 说明损伤程度越低。

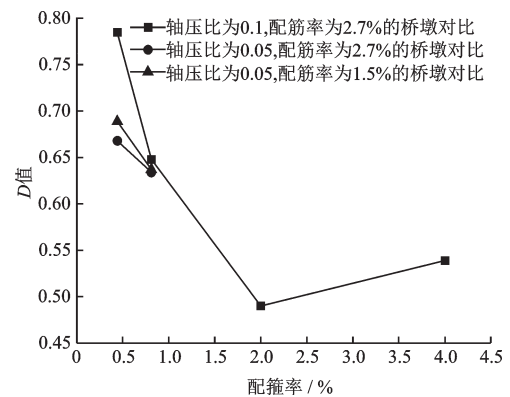


图 17 D 值随配箍率变化曲线

Fig.17 Curves of D values with the stirrup ratio

3.2 轴压比变化对桥墩损伤性能的影响

配筋率和配箍率相同, 仅轴压比不同的桥墩: M3、M6(配筋率 2.7%, 配箍率 0.81%), M4、M7(配筋率 2.7%, 配箍率 0.44%), M5、M8(配筋率 1.5%, 配箍率 0.44%)。

由图 18 三组变化曲线可知, 在配筋率、配箍率相同的情况下, 轴压比越大对应的 D 值越大, 说明

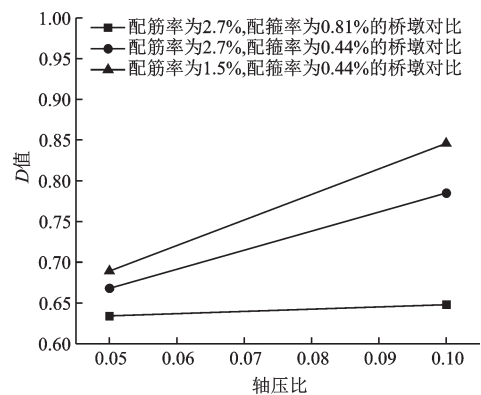


图 18 D 值随轴压比变化曲线

Fig.18 Curves of D values with the axial compression ratio

损伤程度越高,抗震性能越差。并且,当配筋率、配箍率较大时,轴压比的影响相对较小。在现有参数配置下,轴压比为0.05的桥墩损伤程度低于轴压比为0.1的桥墩损伤程度。

3.3 配筋率变化对桥墩损伤性能的影响

轴压比和配箍率相同,仅配筋率不同的桥墩:M4、M5(轴压比为0.1,配箍率为0.44%),M6、M9(轴压比为0.05,配箍率为0.81%),M7、M8(轴压比为0.05,配箍率为0.44%)。

由图19变化曲线可知,在轴压比、配箍率相同的情况下,配筋率越大,则对应的 D 值越小,说明损伤程度越低,抗震性能越好。并且在轴压比为0.1时,配筋率对桥墩的损伤影响较为显著。

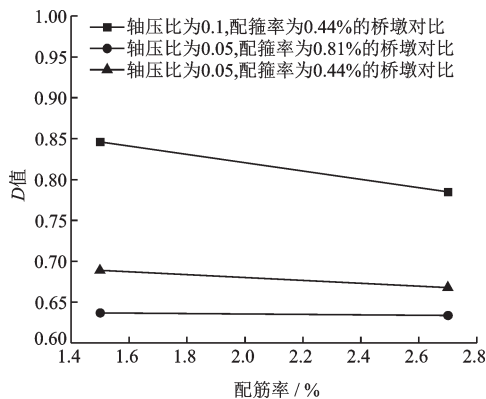


图19 D 值随配筋率变化曲线

Fig.19 Curves of D values with the reinforcement rate

综上所述, D 能够反映参数变化对桥墩损伤性能的影响规律,具有良好的应用性。

4 结 论

基于钢筋混凝土矩形空心桥墩的振动台试验,提出综合考虑位移和能量的复合损伤指标,并利用复合损伤指标对桥墩进行损伤分析,得出以下结论:

(1)基于振动台试验桥墩的实际损伤情况,复合损伤指标对桥墩的损伤评估较为准确全面,且能够在不同地震波作用下对桥墩进行有效评估,具有良好的适用性。

(2)复合损伤指标能够反映桥墩试件参数的变化对桥墩损伤性能的影响,具有良好的应用性。对于配箍率、配筋率较高,轴压比较低的桥墩,其损伤

程度较低;

(3)后续工作可进一步对不同参数配置的桥墩进行试验,并结合数值模拟分析说明复合损伤指标的应用性,进而可以为桥墩的参数配置提出良好的建议。

参考文献:

- [1] 孙治国,王东升,李宏男,等.钢筋混凝土空心桥墩应用及抗震性能研究综述[J].交通运输工程学报,2013,13(3):22-32.
Sun Zh G, Wang D Sh, LI H N, et al. Summary of research on application and seismic performance of reinforced concrete hollow piers[J]. Journal of Transportation Engineering, 2013, 13(3): 22-32. (in Chinese)
- [2] 孙颖,卓卫东,房贞政.规则桥梁抗震性能水准的定义及其量化描述[J].地震工程与工程振动,2011,31(5):104-112.
Sun Y, Zhuo W D, Fang Zh Zh. Definition and quantitative description of seismic performance level of regular bridges[J]. Seismic Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(5): 104-112. (in Chinese)
- [3] 柳春光,秦垒磊,张士博,等.基于性能的RC桥梁地震易损性分析[J].世界地震工程,2016,32(1):50-58.
Liu Ch G, Qin L L, Zhang Sh B, et al. Performance-based seismic vulnerability analysis of RC bridges[J]. World Seismic Engineering, 2016, 32(1): 50-58. (in Chinese)
- [4] 赵建锋,李洪一,孙伟帅.基于易损性曲线的RC桥墩地震损伤评估[J].青岛理工大学学报,2017,38(6):20-26.
Zhao J F, Li H Y, Sun W Sh. Earthquake damage assessment of RC piers based on vulnerability curve[J]. Journal of Qingdao University of Technology, 2017, 38(6): 20-26. (in Chinese)
- [5] 张超,申彦利.高墩抗震性能评估的适用地震动强度参数研究[J].防灾减灾工程学报,2017,37(1):9-16.
Zhang Ch, Shen Y L. Applicable earthquake ground motion strength parameters for seismic performance evaluation of high piers[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2017, 37(1): 9-16. (in Chinese)
- [6] 周长东,陈静,曾绪朗,等.钢筋混凝土圆形空心高墩地震易损性分析[J].铁道工程学报,2014,31(11):65-71.
Zhou Ch D, Chen J, Zeng X L, et al. Seismic vulnerability analysis of reinforced concrete circular hollow high piers [J]. Journal of Railway Engineering, 2014, 31

