

基于桥梁经验数据的理论易损性曲线校准*

吴子燕, 贾兆平, 刘骁骁

(西北工业大学 力学与土木建筑学院, 西安 710129)

摘要: 基于理论计算或试验研究定义桥梁损伤状态建立的理论易损性曲线,通常不能将桥梁构造(包括几何性质、材料性质等)、地面运动和场地条件等因素均考虑在内。鉴于此,为更加精确地以易损性曲线的形式评估桥梁抗震性能,首先利用1994年北岭地震桥梁损伤数据建立双参数对数正态分布的经验易损性曲线;其次,给出一种多跨桥梁力学模型,定义桥墩柱转动延性值量化桥梁损伤状态,获得4种损伤状态下的理论易损性曲线;最后,以90%置信区间的经验易损性曲线对理论易损性曲线进行校准,计算结果表明:利用桥梁力学模型建立的理论易损性曲线校准后能近似吻合经验易损性曲线,且3种损伤状态阈值由SRSS优化公式得到校准。随着结构损伤知识的进展,未来可利用更详细的结构损伤过程对校准后的理论易损性曲线做二次更新,进一步提高桥梁系统风险评估的精确性,尤其是遭受强震灾害下由多座桥梁组成的高速公路网络。

关键词: 桥梁; 抗震性能; 理论易损性; 经验易损性; 损伤状态阈值; 校准

中图分类号: TU311.2 **文献标志码:** A

doi: 10.3879/j.issn.1000-0887.2014.07.002

引 言

桥梁的抗震性能取决于自身的几何性质、材料性质、地面运动强度及场地条件等外在不确定性因素。结构遭受地震作用后,通常需定义桥梁的不同损伤状态,从而以易损性曲线的形式评估桥梁的抗震性能,并在建立易损性曲线的基础上,预估桥梁系统震后损失和修复成本。加州交通部依据1994年北岭地震桥梁损伤数据^[1-2],将加州桥梁(Caltrans bridges)的损伤状态分为“没有破坏”、“轻微破坏”、“中等破坏”、“严重破坏”和“倒塌”5个等级,此类损伤状态的分类依据对受损桥梁的震后调研与专家判断,常被应用于易损性分析中;HAZUS规范^[3]给出对公路桥梁破坏状态的相似分类;对于建立理论易损性曲线量化结构损伤状态的研究,前人主要基于理论计算或试验分析来定义桥梁构件的损伤水准。Hwang和刘晶波^[4]用墩的位移延性比作为损伤程度指标定义桥梁破坏水准,得出4种破坏水准下的易损性曲线,以此量化桥梁的损伤状态。Karim和Yamazaki^[5]使用静力推覆分析得到桥墩损伤指数,划分损伤水准,最终得到桥墩的分析易损性曲线。Hwang等^[6]给出的桥梁抗震性能评估的研究报告显示,损伤状态是基于桥梁构件需求延性承载力的理论研究定义的。除此之外,Dutta和Mander^[7]针对抗震和非抗

* 收稿日期: 2013-12-12; 修订日期: 2014-06-10

基金项目: 国家自然科学基金(51278420)

作者简介: 吴子燕(1962—),女,浙江宁波人,教授,博士生导师(E-mail: zywu@nwpu.edu.cn);
贾兆平(1989—),男,南京人,硕士生(通讯作者, E-mail: zpjia89920@163.com);
刘骁骁(1989—),男,江苏南通人,博士生(E-mail: xxliu1989@163.com)。

震设计的桥墩柱,通过试验分别进行荷载循环测试,制定了不同损伤水准下的转动漂移阈值,Choi 等^[8]在此基础上,量化了桥墩柱的破坏水准及与之对应的转动延性阈值,并建立中震区域内桥梁的理论易损性曲线。

上述建立理论易损性曲线过程中,未能将桥梁构造、地面运动和场地条件等因素均考虑在内,一次地震作用后,自然界真实存在的桥梁损伤数据满足外在所有不确定性,则这些数据库应该用于理论易损性分析中,能有效提高桥梁系统风险评估的精确性。基于此,本文利用 1994 年北岭地震加州桥梁损伤数据^[9]建立了双参数对数正态分布的经验易损性曲线;其次,给出一种多跨桥梁力学模型,综合考虑桥梁模型的力学特性和破坏性能的概率统计特性,获得基于 4 种损伤状态下的理论易损性曲线;最后,由 90% 置信区间的经验易损性曲线对理论易损性曲线进行校准。研究表明:基于桥梁经验数据校准的理论易损性曲线近似吻合经验易损性曲线,且更新了 3 种损伤状态阈值。

1 桥梁易损性

桥梁结构的地震易损性是指在不同地震强度作用下,桥梁结构发生各种破坏状态的概率(P_f),通常用地震易损性曲线来描述。数学上,用条件概率表示:

$$P_f = P(R \geq r_{\text{lim}} | I), \quad (1)$$

式中, R 为结构地震响应,如位移、转角、加速度等; r_{lim} 为不同破坏等级极限状态限值,即性能水准阈值; I 为地震动参数,如峰值地面加速度(PGA)、谱加速度(S_a)等。

由于本文采用 SRSS 优化公式校准易损性参数来达到精确理论易损性曲线的目的,故需合理选择拟合易损性曲线的概率分布。基于已有研究^[9],假设易损性曲线的概率分布模型为双参数对数正态分布,解析公式为

$$P_f = F(a_i; c_j, \xi_j) = \Phi \left[\frac{\ln(a_i/c_j)}{\xi_j} \right], \quad (2)$$

式中, $F(a_i; c_j, \xi_j)$ 为第 i 座桥梁样本在损伤状态 j 下的易损性曲线; a_i 为第 i 座桥梁样本承受的峰值地面加速度(PGA); c_j 和 ξ_j 为给定损伤状态 j 下的桥梁易损双参数(分别对应为 PGA 的均值(用 g 的倍数表示)和对数标准差)。

本文采用向前优化算法建立双参数对数正态分布的易损性曲线,向前优化算法可描述为:每条易损性曲线的双参数通过最大似然估计独立得到,似然函数的表达式如下:

$$L = \prod_{i=1}^N [[F(a_i; c_j, \xi_j)]^{x_i} [1 - F(a_i; c_j, \xi_j)]^{1-x_i}], \quad (3)$$

式中, $F(a_i; c_j, \xi_j)$ 采用解析式(2); x_i 为第 i 座桥梁样本在地震作用 a_i 下,桥梁是否发生给定损伤状态的 Boolean(布尔)随机变量,其中 $x_i = 1$ 表示桥梁发生给定损伤状态, $x_i = 0$ 表示桥梁未发生给定损伤状态。不同损伤状态下的桥梁易损性双参数(c_j 和 ξ_j),可通过下式估计得到

$$\frac{d \ln L}{dc_j} = \frac{d \ln L}{d\xi_j} = 0. \quad (4)$$

由向前优化算法估计得到不同损伤状态下的桥梁易损双参数,代入式(2)即可建立桥梁地震易损性曲线。

2 基于加州桥梁损伤数据的经验易损性曲线

2.1 桥梁分类的描述

基于 1994 年北岭地震桥梁损伤数据,加州交通部将桥梁损伤类型及对应的破坏状态分

为:轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌。Shinozuka 等^[9-10]从统计学的角度分析了 1 999 座桥梁的损伤类型,并根据桥梁构造和场地条件将桥梁分为 3 种组合:(a) 两种跨度(单跨或多跨);(b) 3 种倾斜角($0^\circ \sim 20^\circ$, $20^\circ \sim 60^\circ$, 大于 60°);(c) 4 种土壤类别(A:坚硬,B:中硬土,C:中软土,D:软土)。以上 3 种组合又可分为 4 种不同的子集水准:1) 1 999 座桥梁归为同一类型;2) 根据跨度、倾斜角和土壤类别分别适用于各类型的分类;3) 任意结合跨度、倾斜角和土壤类别中的两类;4) 考虑跨度、倾斜角和土壤类别所有可能的结合。子集水准 4) 在统计学中是最复杂的,它由桥梁跨度、倾斜角和土壤类别的 18 种组合构成。基于上述 4 种水准建立了经验易损性曲线。

2.2 桥梁经验易损性曲线

根据 Shinozuka 等整理的加州桥梁损伤数据^[9],按照前述 4 种子集水准和表 1 所示经验易损双参数(PGA 的均值 c_k^* 和对数标准差 ξ_k^*),依据式(2) 分别建立轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全倒塌状态下的双参数对数正态分布的经验易损性曲线,如图 1 所示:横坐标 a 表示 PGA(本文其他图中横坐标 a 也表示 PGA,下文不再赘述);纵坐标 $P_{fragility}$ 是指在给定 PGA 下,桥梁结构超越相应破坏状态的概率。

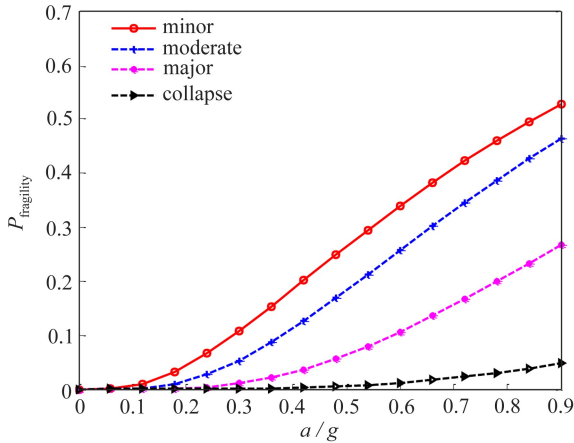


图 1 桥梁经验易损性曲线

Fig.1 Empirical fragility curves of the Caltrans bridges

图 1 所示经验易损性曲线是由自然界真实存在的桥梁损伤数据计算得到,该损伤数据包含桥梁所有信息和外在自然因素,则用图 1 所示经验易损性曲线校准理论易损性曲线是合理的,从而使理论分析结果与桥梁损伤的总体统计相一致。

表 1 经验易损双参数

Table 1 The two parameters of empirical fragility

damage state	two parameters of empirical fragility	
	mean value c_k^*/g	log-standard deviation ξ_k^*
minor	0.86	0.84
moderate	0.96	0.72
major	1.35	0.65
collapse	2.74	0.67

本文首先建立一个桥梁力学模型的理论易损性曲线,再利用经验易损性曲线对其进行校准。下文主要阐述理论易损性曲线的建立过程,经验易损性与理论易损性曲线的对比,理论易

损性曲线的校准。

3 多跨钢筋混凝土桥梁的数值模拟

3.1 工程概述与有限元模拟

本文选择一座钢筋混凝土四跨连续板桥作为研究对象^[11],如图2和图3所示分别为桥梁立面图和横向剖面图。该桥梁总长为71.62 m,桥跨布置为12.95+22.86+22.86+12.95 m。桥梁上部结构是宽为17.68 m,厚为0.18 m的混凝土连续板,支撑在11个等间距的Ⅲ型梁上。Ⅲ型梁和排架墩柱盖梁之间用支座支撑(横向固定支座,纵向滑动支座)。钢筋混凝土排架墩柱由盖梁和4根圆柱组成。在桥梁的端部,Ⅲ型梁支撑在桥台上,墩台又支撑在10个356 mm×356 mm的混凝土桩上。图4(a)和(b)所示分别为桥墩柱和盖梁的横截面及其配筋。混凝土柱支撑在桩基础上,桩帽的尺寸为2.74 m×2.74 m×1.07 m。桩帽支撑在8根356 mm×356 mm的混凝土(采用C30混凝土)预制桩上,桩的间距为0.84 m。

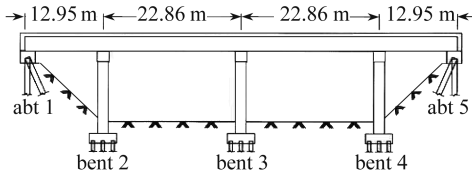


图2 桥梁立面图

Fig.2 Elevation of the studied bridge

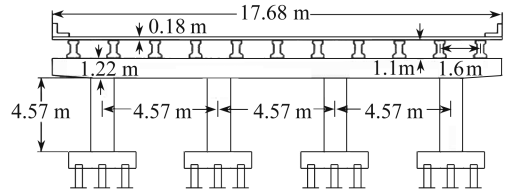
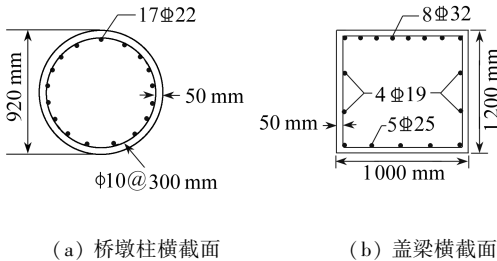


图3 桥梁横向剖面图

Fig.3 Transverse section of the studied bridge



(a) 桥墩柱横截面

(b) 盖梁横截面

(a) Cross section of the column (b) Cross section of the cap beam

图4 桥墩和盖梁横截面图

Fig.4 Cross sections of the column and cap beam

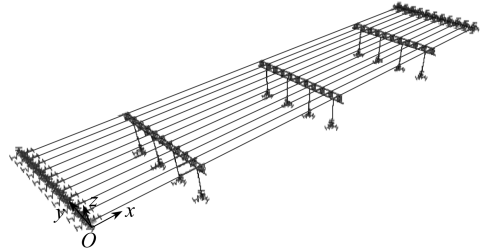


图5 有限元模型三维整体视图

Fig.5 3D finite element model for the bridge

采用有限元分析软件SAP2000进行有限元模拟,三维整体视图如图5所示。既往震害作用^[12]表明,大多数桥梁上部结构(为盖梁以上构件,包括箱梁、板梁、T梁和附属结构等)在地震灾害作用下一般不发生损伤,基本保持在线弹性状态,因而混凝土桥面板用四节点的板单元模拟,Ⅲ型梁用梁单元模拟;对于桥梁下部结构,由于排架柱盖梁在震害作用下不容易发生损坏,则采用梁单元模拟排架柱盖梁,而地震作用下最易损坏的构件为桥墩柱,因而在桥墩柱的顶部和底部设置非线性铰模拟强震时柱中出现的塑性铰区,非线性铰类型为Caltrans flexural hinge,桥墩柱中间部分均用4个梁单元模拟;桥梁支座既不属于上部结构又不属于下部结构,一般采用板式橡胶支座,横向和纵向支座分别采用双线性桁架单元与连接单元模拟;两端的桥台用11个下部弹簧模拟^[11]。算例所处场地类别为Ⅱ类,所在特定区域的抗震设防烈度为8度,水平向设计基本地震加速度为0.20g($g = 9.8 \text{ m/s}^2$),设计地震分组为第一组。

3.2 地震需求参数的选取及构件损伤极限状态的定义

Shinozuka 等^[13]提出钢筋混凝土桥梁出现损伤时最可能的 5 种破坏机理:1) 桥墩柱两端形成塑性铰;2) 桥梁支座位移过大引起的邻近桥面板撞击;3) 桥梁支座约束失效;4) 桥墩柱剪切破坏;5) 桥墩、台周围土液化效应.本文选取此类桥梁最易损构件桥墩柱为研究对象,对应的地震需求参数为最大转动延性.

桥墩柱的转动延性值定义为

$$\mu_{\theta} = \theta / \theta_y, \tag{5}$$

式中, θ 为地震作用下桥墩柱塑性铰处转角; θ_y 为塑性铰屈服转角,由式(6)确定.

$$\theta_y = \varphi_y L_p, \tag{6}$$

式中, φ_y 为塑性铰屈服曲率,由有限元软件确定; L_p 为等效塑性铰长度,采用 Priestley 等^[14]的经验公式得到:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s, \tag{7}$$

式中, L 为最大弯矩点到桥墩反弯点的距离; f_y 为纵向钢筋屈服强度,单位 MPa; d_s 为纵向钢筋直径,单位 mm.由图 6 所示 $M-\varphi$ (弯矩 - 曲率) 曲线得 $\varphi_y = 3.587 \times 10^{-3}$,该桥墩柱塑性铰长度约为 0.5 m,根据式(6)得到 $\theta_y = 1.7935 \times 10^{-3}$.对应于不同破坏状态,桥墩柱漂移限值和转动延性阈值见表 2.

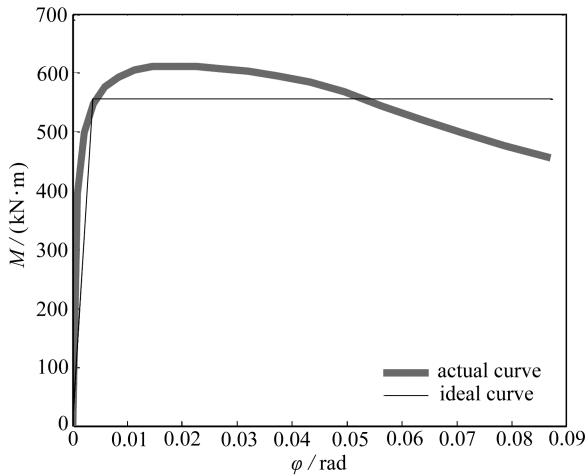


图 6 桥墩柱弯矩-曲率曲线

Fig.6 Moment-curvature relationship of the bent column

表 2 桥墩柱损伤极限状态及阈值

Table 2 The bent column damage limit states and rotational ductility thresholds

damage state	description of damage state ^[3]	drift limit from the literatures ^[7]	rotational ductility threshold ^[15]
no	first yield	yield	1.00
minor	cracking, spalling	0.01	1.501
moderate	loss of anchorage	0.025	3.507
major	incipient column collapse	0.050	6.014
collapse	column collapse	0.075	12.282

3.3 地面运动输入

本文综合考虑场地土、震中距、震级等对地震动特性的影响,按我国现行抗震设计规范,通

过美国太平洋地震工程研究中心(PEER)的强震数据库,选取相当于Ⅱ类场地的20条地震波以考虑地面运动的不确定性,选取峰值地面加速度(PGA)作为地面运动强度指标,对所选取20条地震波的PGA均按比例调幅为 $0.05g$ 、 $0.15g$ 、 $0.35g$ 、 $0.55g$ 、 $0.75g$ 、 $0.95g$ 、 $1.05g$,共140条地震加速度记录.将这140条地震加速度记录分别对桥梁结构纵向施加地震作用,进行地震反应时程分析.

3.4 建立桥梁力学模型的理论易损性曲线

通过SAP2000非线性动力时程分析,得到桥梁系统在前述140条地震加速度记录作用下,最大桥墩柱转动延性数据.依据表2所示转动延性阈值,结合Monte-Carlo(蒙特卡洛)模拟确定不同损伤状态下的桥梁失效样本数,应用前述向前优化算法估计桥梁模型分别在轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全倒塌状态下的理论易损双参数(PGA的均值 c_j 和对数标准差 ξ_j)如表3所示.将表3中的理论易损双参数代入式(2),建立桥梁力学模型在不同损伤状态下的理论易损性曲线如图7所示.

表3 理论易损双参数

Table 3 The two parameters of analytical fragility

damage state	two parameters of analytical fragility	
	mean value c_j/g	log-standard deviation ξ_j
minor	0.72	1.31
moderate	0.87	1.09
major	1.13	0.96
collapse	1.26	0.93

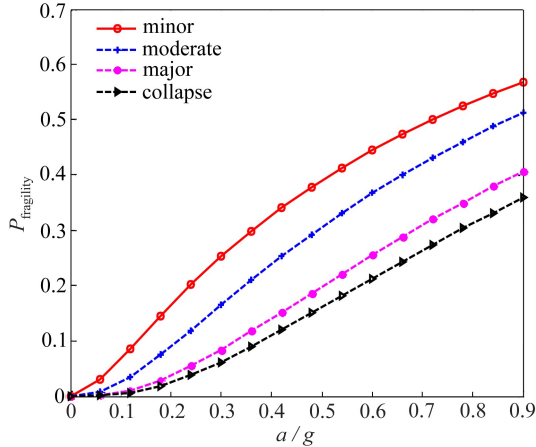


图7 桥梁理论易损性曲线

Fig.7 Analytical fragility curves of the bridge

4 基于经验损伤数据的理论易损性曲线的校准

由于桥梁经验损伤数据依赖于检测者和专家震后调研的主观判断,桥梁经验易损性具有不确定性.因而,在对比理论易损性与经验易损性之前,需检验桥梁经验易损性的统计差异性,可通过估计经验易损双参数90%的置信区间完成.根据对数正态概率纸的构成原理^[16],累积分布函数数值5%和95%之间的变化范围即为90%的置信区间,则由90%的置信区间可求出经验易损性曲线的变化范围:95%超越概率下的经验易损性曲线到5%超越概率下的经验易损性

曲线.置信水准是指样本参数落在某一区域内的概率(本研究中特指样本参数不超过某一给定阈值的概率),超越概率是指样本参数超越某一给定阈值的概率.因此,90%的置信区间对应5%和95%的超越概率(分别对应95%和5%的置信水准).

4.1 经验易损参数的置信区间估计

表1列出了经验易损性曲线的均值和对数标准差(相当于50%超越概率,即50%置信水准下),则估计表1所示经验易损双参数90%的置信区间可按下述3个步骤完成.第1步,利用经验易损双参数(PGA的均值 c_k^* 和对数标准差 ξ_k^*)模拟桥梁任意损伤状态 $k(k=1,2,3,4$ 分别表示轻微破坏、中等破坏、严重破坏、完全倒塌)下的损伤数据.为此,采用Monte-Carlo模拟随机生成地震动强度参数(a_i^*)和对应的桥梁失效概率(b_i^*), a_i^* 和 b_i^* 独立均匀同分布0至1区间,生成1012组 a_i^* 和 b_i^* 值.每一个损伤状态 k 下,由 a_i^* 的取值得到模拟损伤条件 x_{ik}^* ,结果如下式所示:

轻微破坏

$$x_{i1}^* = \begin{cases} 1, & \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_2^*)}{\xi_2^*}\right) < b_i \leq \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_1^*)}{\xi_1^*}\right); \\ 0, & \text{others;} \end{cases} \quad (8)$$

中等破坏

$$x_{i2}^* = \begin{cases} 1, & \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_3^*)}{\xi_3^*}\right) < b_i \leq \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_2^*)}{\xi_2^*}\right); \\ 0, & \text{others;} \end{cases} \quad (9)$$

严重破坏

$$x_{i3}^* = \begin{cases} 1, & \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_4^*)}{\xi_4^*}\right) < b_i \leq \Phi\left(\frac{\ln(a_i^*/c_3^*)}{\xi_3^*}\right); \\ 0, & \text{others.} \end{cases} \quad (10)$$

重复上述过程1012次生成对应于 a_i^* 的1012组 x_{ik}^* .第2步,按照Shinozuka等^[9]提供的过程,利用这1012组 x_{ik}^* 和 a_i^* 的值,通过最大似然估计得到一组易损参数值 c_k^{**} 和 ξ_k^* .第3步,重复上述两步骤1000次生成1000组 c_k^{**} 和 ξ_k^* .

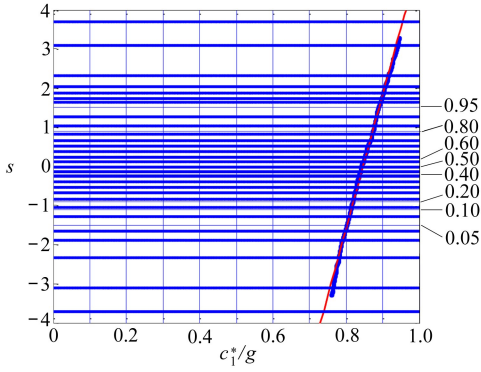
表4 90%置信区间的经验易损参数

Table 4 Empirical fragility parameters for the 90% confidence interval

damage state	mean values of empirical fragility curves c_k^*/g		
	5% confidence	50% confidence	95% confidence
minor	0.90	0.86	0.81
moderate	1.03	0.96	0.91
major	1.51	1.35	1.20

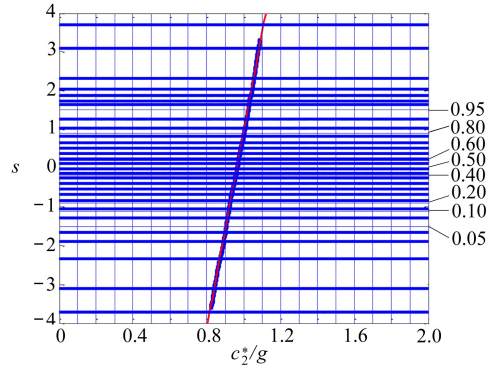
由于经验易损双参数(c_k^* 和 ξ_k^*)服从对数正态分布,则应用MATLAB编程获取对数正态概率纸,将易损双参数值描绘于对数正态概率纸上(见图8),纵坐标 s 表示标准正态变量.本文未考虑对数标准差的统计差异性,由于其对易损性曲线具有二阶效应^[17],从而通过考虑5%和95%置信水准的均值(c_k^*)和50%置信水准的对数标准差(ξ_k^*),分别建立了对应置信水准的经验易损性曲线.由图8分别得到5%、50%和95%置信水准下的经验易损双参数,其中各置信水准下的对数标准差均取50%置信水准下的对数标准差(见表1),各置信水准下的均值如表

4 所示.



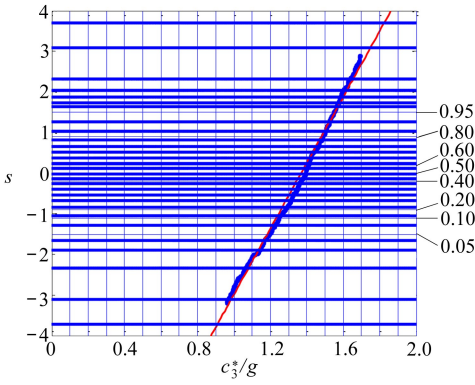
(a) 均值 c_1^*

(a) Mean values c_1^*



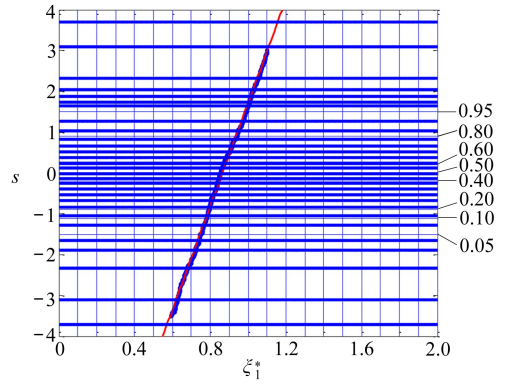
(b) 均值 c_2^*

(b) Mean values c_2^*



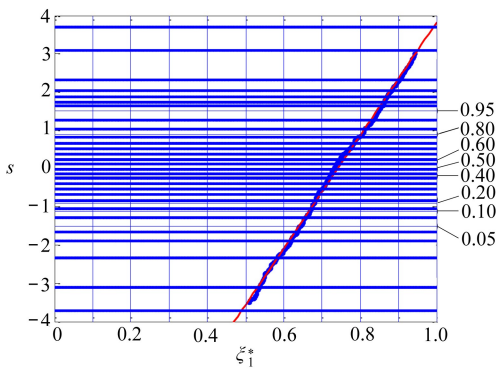
(c) 均值 c_3^*

(c) Mean values c_3^*



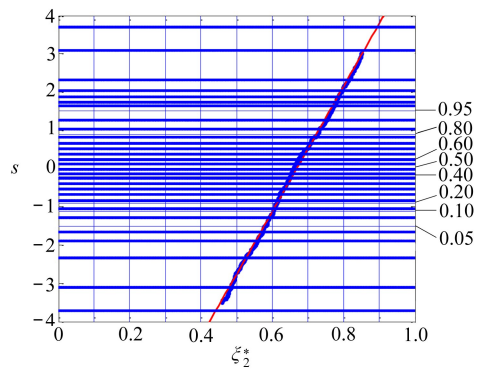
(d) 对数标准差 ξ_1^*

(d) Log-standard deviations ξ_1^*



(e) 对数标准差 ξ_2^*

(e) Log-standard deviations ξ_2^*



(f) 对数标准差 ξ_3^*

(f) Log-standard deviations ξ_3^*

((a)(d)轻微破坏;(b)(e)中等破坏;(c)(f)严重破坏)

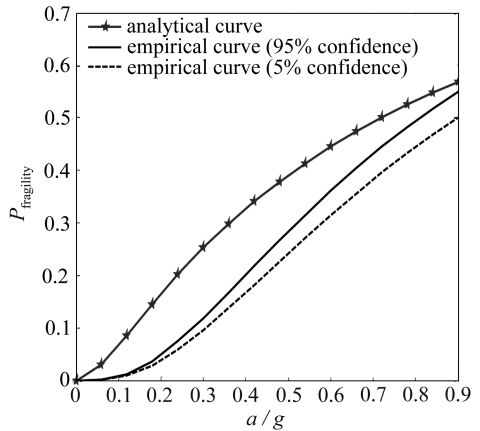
((a),(d), minor damage;(b),(e), moderate damage; (c),(f), major damage)

图8 1 000个经验易损参数点的对数正态分布图

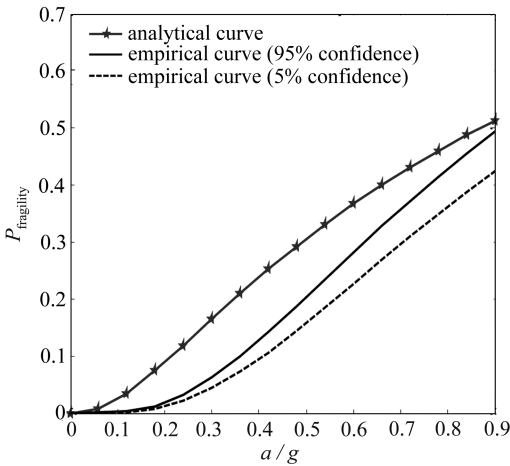
Fig.8 Lognormal plot of 1 000 realizations of empirical fragility parameters

4.2 经验易损性与理论易损性比较

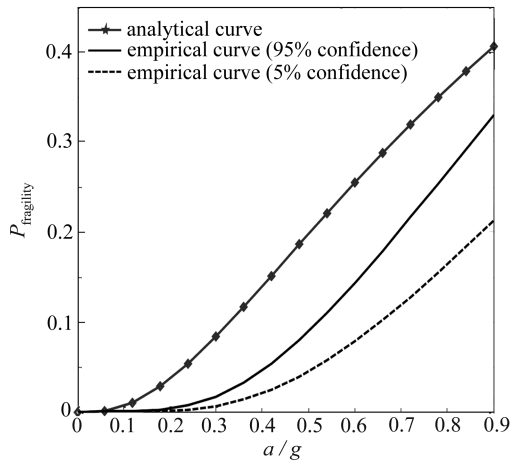
上文所述得到的 90% 置信区间的经验易损性曲线,用以与基于力学模型的理论易损性曲线作对比。结果表明:3 种破坏状态下,理论易损性曲线均在 90% 置信区间经验易损性曲线上方,通常能够提供较为保守的结果。从图 9(a) 可知,PGA 取为 0.5g (即图 9(a) 中 $a = 0.5g$) 时,桥梁发生轻微破坏的概率约为 38%,根据 90% 置信区间的经验易损性分析结果可知,桥梁发生轻微破坏的概率从 19% 增至 25%。其它损伤状态和不同 PGA 等级均有类似的差异 (见图 9)。然而,通过调整转动延性阈值,利用最小二乘法优化方法,可以将某一损伤状态的经验易损性曲线与理论易损性曲线之间的差异最小化,下文将阐述这一优化过程。加州交通部记载了关于北岭地震后每座桥梁的损伤情况^[1,2,9],并将每座桥梁的损伤等级分



(a) 轻微破坏状态易损性曲线的对比
(a) Comparison of fragility curves for the state of minor damage



(b) 中等破坏状态易损性曲线的对比
(b) Comparison of fragility curves for the state of moderate damage



(c) 严重破坏状态易损性曲线的对比
(c) Comparison of fragility curves for the state of major damage

图 9 经验易损性曲线和理论易损性曲线的对比

Fig.9 Comparison of empirical and analytical fragility curves

为没有破坏、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌中的一种。该类经验损伤模型可能未精确对应个别桥梁外在损伤细节,但这种概率模型以易损性曲线的形式提供了经验值与理论值的一致性。

4.3 基于 SRSS 优化公式的理论易损性曲线校准

本文以调整转动延性阈值的方法校准理论易损性曲线,从而使校准后的理论易损性曲线与利用相关桥梁构造和场地条件所得到的经验易损性曲线保持一致。图 10 清晰描述了基于平方和开方(SRSS)优化公式的理论易损性曲线校准过程。

图 10 所示两个优化过程同时进行,第一次优化过程中,利用最大似然函数 (MLMS) 计算

超越某一转动延性阈值(分别对应于轻微破坏、中等破坏和严重破坏)的最优拟合分布^[9],如式(11)所示。

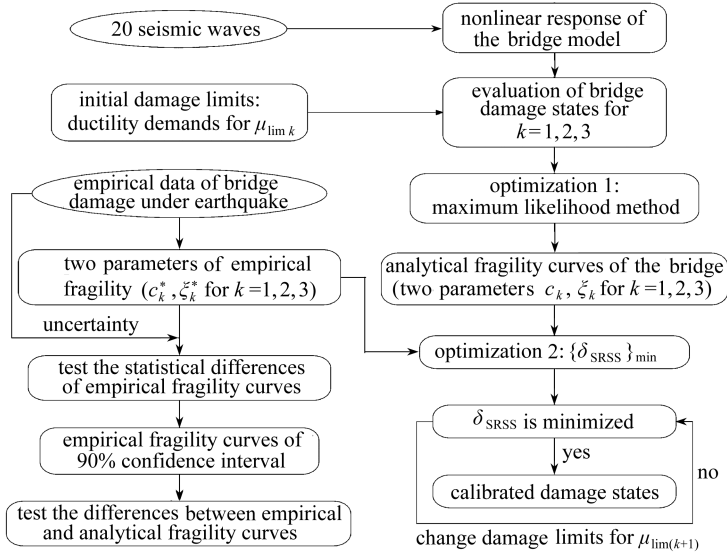


图 10 桥梁理论易损性曲线校准过程

Fig.10 The flow chart showing the calibration of analytical fragility curves

优化 1

$$L = \Phi \left[\frac{\ln(a_i/c_k)}{\xi_k} \right], \tag{11}$$

式中, a_i 为峰值地面加速度(PGA); c_k 和 ξ_k 是桥梁模型在损伤状态 k 下的理论易损双参数(分别对应为 PGA 的均值和对数标准差)。

对校准理论易损性曲线,需进行 2 次优化,以使 50%置信水准的经验易损双参数与理论易损双参数之间差异最小^[18],如式(12)所示。

优化 2

$$\{\delta_{SRSS}\}_{min} = \{\sqrt{(c_k^* - c_k)^2 + (\xi_k^* - \xi_k)^2}\}_{min}, \tag{12}$$

式中, c_k^* 和 ξ_k^* 为经验易损双参数; c_k 和 ξ_k 为理论易损双参数。

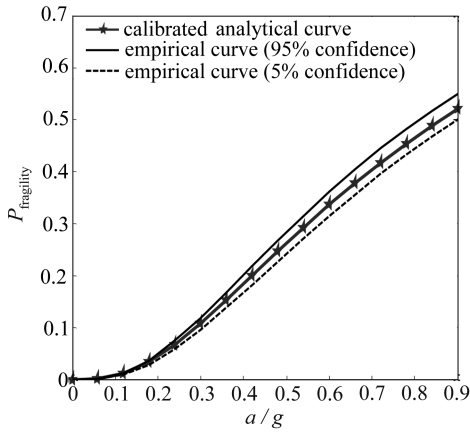
表 5 经验易损双参数与校准前后理论易损双参数

Table 5 The two parameters of fragility for empirical and calibrated analytical fragility curves

damage state	mean values of empirical fragility curve c_k^*/g			log-standard deviation of empirical fragility curve ξ_k^*	parameters of analytical fragility curves		parameters of calibrated analytical fragility curves	
	5% confidence	50% confidence	95% confidence		mean value c_k/g	log-standard deviation ξ_k	mean value c_{kc}/g	log-standard deviation ξ_{kc}
minor	0.90	0.86	0.81	0.84	0.72	1.31	0.86	0.85
moderate	1.03	0.96	0.91	0.72	0.87	1.09	0.98	0.82
major	1.51	1.35	1.20	0.65	1.13	0.96	1.37	0.76

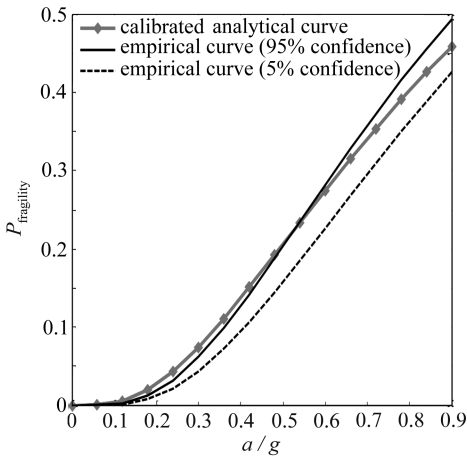
通过调整桥墩柱转动延性阈值上下边界,获得最优阈值,使得 δ_{SRSS} 的最小值最小,这样产生的理论易损性曲线与经验易损性曲线近似吻合,且对其它损伤状态均适用.5%,50%和 95%

置信水准的经验易损双参数与校准前后理论易损双参数对比如表 5 所示.结果可知,轻微破坏、中等破坏和严重破坏校准后的理论易损性均值落在对应经验易损性曲线 90% 置信区间内.轻微破坏、中等破坏和严重破坏下经验易损性曲线和校准后的理论易损性曲线的对比如图 11 所示.



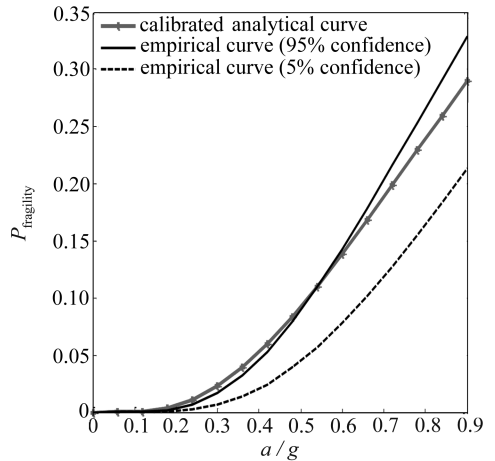
(a) 轻微破坏状态易损性曲线的对比

(a) Comparison of fragility curves for the state of minor damage



(b) 中等破坏状态易损性曲线的对比

(b) Comparison of fragility curves for the state of moderate damage



(c) 严重破坏状态易损性曲线的对比

(c) Comparison of fragility curves for the state of major damage

图 11 经验易损性曲线和校准后的理论易损性曲线的对比

Fig.11 Comparison of empirical and calibrated analytical fragility curves

从图 11 可以看出,轻微破坏、中等破坏和严重破坏状态下的理论易损性曲线经校准后,近似与经验易损性曲线吻合,大致落在经验易损性曲线 90% 置信区间内.而对于中等破坏或严重破坏时,PGA 小于 0.5g (即 a 小于 0.5g) 时,校准后的理论易损性稍微有一点曲线上移,这是由于考虑到时间因素,只选取 20 条地震加速度记录对大型桥梁模型进行弹塑性动力分析,所得中等破坏和严重破坏的桥梁样本有限,如果不计耗费成本,增加地震波数目,增强地面运动强度,可以得到与经验数据更吻合的曲线.

表 6 不同损伤状态下的桥梁转动延性阈值校准

Table 6 Calibration of rotational ductility thresholds for different damage states

damage state	description of damage state	rotational ductility threshold	calibration of rotational ductility threshold
minor	cracking, spalling	1.501	3.321
moderate	loss of anchorage	3.507	5.127
major	incipient column collapse	6.014	8.214

根据以上分析,调整了桥墩柱转动延性阈值上下边界,获得最优阈值(见表 6),使得 δ_{SRSS} 的最小值最小,图 12 绘出不同损伤状态下的校准阈值,并与 Shinozuka 等^[13]通过振动台试验分析大型多跨钢筋混凝土桥所得转动延性阈值作了对比。图 12 中横坐标 D 表示损伤状态,横坐标指数 1,2,3 分别代表轻微破坏、中等破坏和严重破坏;纵坐标 r_{lim} 表示桥梁转动延性阈值。

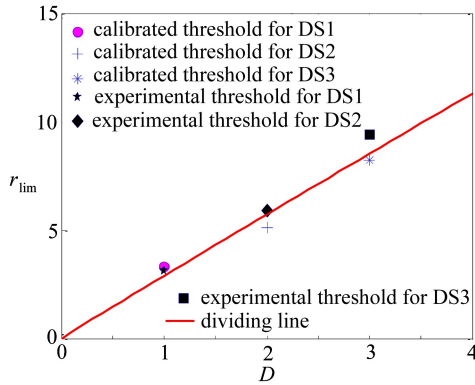


图 12 桥梁转动延性阈值对比

Fig.12 Comparison of rotational ductility thresholds

结合表 6,由图 12 可知,在轻微破坏状态时,校准后的转动延性阈值与实验阈值近似重合,而在中等破坏和严重破坏状态时,实验阈值均大于校准后转动延性阈值,但可以接近实验阈值,有差别的原因在于单一的力学模型,考虑时程分析的地震输入所耗时间,地震输入的强度等外在因素,笔者将在以后的工作中会更加精确地研究阈值的校准过程。

5 结 论

本文以双参数对数正态易损性曲线的形式详细说明桥梁破坏性能的概率特性,以此评估桥梁的抗震性能。基于转动延性阈值建立了桥梁力学模型,通过空间上的一维转动延性阈值得到了各个连续区间,由相应的连续区间定义了各个损伤状态。若转动延性值落入某个连续区间的两个阈值(最小值和最大值)之间,则认为桥梁发生了该连续区间所指定的破坏状态。本文首先利用 1994 年北岭地震桥梁损伤数据建立了经验易损性曲线;其次,给出一种多跨桥梁力学模型,定义桥墩柱转动延性值量化桥梁损伤状态,获得 4 种损伤状态下的理论易损性曲线;最后,由 90%置信区间的经验易损性曲线对理论易损性曲线进行校准。结果表明:校准后的理论易损性曲线近似吻合经验易损性曲线,且 3 种损伤状态阈值由 SRSS 优化公式得到校准。本文研究成果的意义在于:随着结构损伤知识的进展,未来可利用更详细的结构损伤过程对校准后的理论易损性曲线做二次更新,以上改进的易损性曲线能够提高桥梁系统风险评估的精确性,

尤其是遭受强震灾害下由多座桥梁组成的高速公路网络。

致谢 作者对西北工业大学研究生创业种子基金(Z2014114)对本文的资助表示衷心的感谢。

参考文献(References):

- [1] California Department of Transportation (Caltrans). The Northridge earthquake[R]. Caltrans PEQIT Report. Sacramento, CA; Div of Structures, 1994.
- [2] California Department of Transportation (Caltrans). Supplementary bridge damage reports [R]. Caltrans Report. Sacramento, CA; Div of Structures, 1994.
- [3] HAZUS. Earthquake loss estimation methodology[R]. Technical Manual HAZUS99-SR2. Washington DC; National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, 1999.
- [4] Hwang H, 刘晶波. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析[J]. 土木工程学报, 2004, **37**(6): 47-51. (Hwang H, LIU Jing-bo. Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2004, **37**(6): 47-51. (in Chinese))
- [5] Karim K R, Yamazaki F. Effects of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2001, **30**(12): 1839-1856.
- [6] Hwang H, Jernigan J B, Lin Y W. Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2000, **5**(4): 322-330.
- [7] Dutta A, Mander J B. Seismic fragility analysis of highway bridges[C]//*Proceedings of the INCEDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems*, 1998.
- [8] Choi E, DesRoches R, Nielson B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones[J]. *Engineering Structures*, 2004, **26**(2): 187-199.
- [9] Shinozuka M, Feng M Q, Kim H, Uzawa T, Ueda T. Statistical analysis of fragility curves[R]. Technical Report MCEER-03-0002. New York; Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2006.
- [10] Shinozuka M, Murachi Y, DONG Xue-jiang, ZHOU You-wei, Orlikowski M J. Effect of seismic retrofit of bridges on transportation networks[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2003, **2**(2): 169-179.
- [11] Hwang H, Liu J B, Chiu Y H. Seismic fragility analysis of highway bridges[R]. Technical Report MAEC RR-4 Project. Center for Earthquake Research and Information, Memphis: The University of Memphis, 2001.
- [12] 郑凯锋, 陈力波, 庄卫林, 马洪生, 张建经. 基于概率性地震需求模型的桥梁易损性分析[J]. 工程力学, 2013, **30**(5): 165-171, 187. (ZHENG Kai-feng, CHEN Li-bo, ZHUANG Wei-lin, MA Hong-sheng, ZHANG Jian-jing. Bridge vulnerability analysis based on probabilistic seismic demand models[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, **30**(5): 165-171, 187.
- [13] Shinozuka M, Banerjee S. Damage modeling of reinforced concrete bridges[C]//*Tri-Center Meeting on Transportation Networks*. Las Vegas, NV: University of California, Irvine, 2005.
- [14] Priestley M J N, Seible F, Chai Y H. *Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance*[M]. San Diego: Dept of Applied Mechanics & Engineering Sciences, University of California, 1992.

- [15] Dutta A, Mander J B. Rapid and detailed seismic fragility analysis of highway bridges[R]. New York, USA: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2001.
- [16] 茆师松, 王玲玲. 可靠性统计[M]. 上海: 华东师范大学出版社, 1989. (MAO Shi-song, WANG Ling-ling. *Reliability Statistics*[M]. Shanghai: East China Normal University Press, 1989. (in Chinese))
- [17] Shinozuka M, Feng M Q, Lee J, Naganuma T. Statistical analysis of fragility curves[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, **126**(12): 1224-1231.
- [18] Banerjee S, Shinozuka M. Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2008, **23**(1): 12-22.

Calibration of Analytical Fragility Curves Based on Empirical Data of Bridges

WU Zi-yan, JIA Zhao-ping, LIU Xiao-xiao

(School of Mechanics and Civil. & Architecture, Northwestern Polytechnical University, Xi'an 710129, P.R.China)

Abstract: Most previous studies of analytical fragility curves based on bridge damage states defined through theoretical computations or experimental investigations couldn't fully include the influences of bridge configuration (geometric properties, material properties, etc.), ground motion, site condition and so on. In view of this, the empirical fragility curves of the 2-parameter lognormal distribution were firstly constructed on the basis of the bridge damage data from the 1994 Northridge earthquake. Meanwhile, the analytical fragility curves of a multi-span bridge model under four different damage states were obtained with definition of the bent column rotational ductility thresholds. Lastly, the analytical fragility curves were calibrated with the empirical fragility curves of the 90% confidence interval. The results show that the calibrated analytical fragility curves of the bridge model are fairly consistent with the empirical ones, and the threshold values of the 3 damage states are also calibrated with the SRSS optimization formula. With the progress of the structural damage knowledge, the calibrated analytical fragility curves can be updated again. The improved fragility curves are promising in the seismic risk assessment of a highway network containing as many as thousands of bridges that may be affected by a major earthquake nearby or far away.

Key words: bridge; seismic performance; analytical fragility; empirical fragility; threshold value of damage state; calibration

Foundation item: The National Natural Science Foundation of China(51278420)