

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2017.06.002



高速铁路简支箱梁桥的概率地震需求模型及易损性分析

周世军^{1a,1b}, 吴云丹^{1a}, 江瑶^{1a}, 宋刚^{1a}, 陈晨²

(1 重庆大学 a. 土木工程学院; b 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;
2. 中铁二十一局集团第五工程有限公司, 重庆 400025)

摘要: 基于已建成高速铁路桥结构类型统计数据, 以典型预应力混凝土简支箱梁桥为对象进行易损性研究。考虑 5 个不确定性参数, 基于拉丁超立方抽样的反复试验法建立桥梁样本。采用“装箱法”选择地震动记录, 与桥梁样本配对后进行非线性时程分析得到结构响应。定义各构件的损伤状态, 通过对构件需求能力比进行二次回归建立桥梁各构件的概率地震需求模型, 并生成构件易损性曲线, 运用二阶单一边界法生成全桥易损性曲线。结果表明: 二次回归分析产生的概率需求模型比线性回归方法更可靠; 在地震作用下, 此类桥梁构件中的墩柱、活动支座较易损伤, 二阶单一边界法能较好地评估全桥系统易损性, 在应用上二阶单一边界法比一阶上下边界法简洁方便。

关键词: 铁路; 简支箱梁桥; 非线性; 概率地震需求模型; 易损性

中图分类号: U442.5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2017)06-0012-10

Probabilistic seismic demand models and fragility estimates for multi-span simply supported railway box girder bridges

Zhou Shijun^{1a,1b}, Wu Yundan^{1a}, Jiang Yao^{1a}, Song Gang^{1a}, Chen Chen²

(1a. School of Civil Engineering; 1b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;
2. China Railway 21st Bureau Group 5th Engineering Co. Ltd, Chongqing 400025, P. R. China)

Abstract: For the proposes of fragility analysis, a typical configuration of multi-span simply supported concrete box girder bridges are selected as analytical object from the statistics of as-built high-speed railway bridges in China. A set of bridge samples, in which five uncertain parameters are considered, are established using the trial and error method based on the Latin hypercube sampling. A portfolio of recorded ground motions divided into bins are assembled, and matched with bridge samples. Then nonlinear time history analyses are performed to capture the responses of structure. Damage states of bridge components are defined, and probabilistic seismic demand models are formulated by quadratic regression analysis for the ratios of the capacity and demand. Fragility curves of bridge components are developed consequently and the fragility of bridge system is evaluated using a single estimate for the second order bounds method. The

收稿日期: 2017-03-22

基金项目: 中铁二十一局集团课题(16A—2)

作者简介: 周世军(1961-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事桥梁工程研究, (E-mail) sjzhou8@163.com.

Received: 2017-03-22

Foundation item: Research Project of China Railway 21st Bureau Group Co. Ltd (No. 16A-2)

Author brief: Zhou Shijun(1961-), professor, doctoral supervisor, main research interest: bridge engineering, (E-mail) sjzhou8@163.com.

results show that PSDMs formulated by quadratic regression are better than that by traditional linear regression. The expansion bearing and the column piers of this bridge type are fragile under earthquake excitation. A single estimate for the second order bounds method is preferable to evaluate the fragility of bridge system, and is easier to use than the first order bounds method.

Keywords: railway; simply supported box girder bridge; nonlinear; probabilistic seismic demand model; fragility

桥梁结构作为交通网络重要一环,其地震灾害风险越来越受到重视。结构地震灾害风险分析一般包括危险性分析、易损性分析(Seismic Fragility Analysis)、灾害损失评估三方面。地震易损性描述的是一个条件概率,即在给定的地震动强度指标(Intensity Measures, IM)下结构损伤超越某个特定损伤状态(Damage States)的概率^[1],常以地震易损性曲线表达。易损性曲线一般分为两类:经验型易损性曲线、分析型易损性曲线。由概率地震需求分析(Probabilistic Seismic Demand Analysis, PSDA)得到的概率地震需求模型(Probabilistic Seismic Demand Models, PSDMs),反映的是地震动强度指标与结构需求指标(Demand Measures, DM)的关系,可用于生成分析型地震易损性曲线。

Hwang 等^[2]采用弹性谱分析(Elastic Spectral Analysis)方法生成了孟菲斯桥(Memphis Bridges)的地震易损性曲线。Shinozuka 等^[3]提出了用非线性静力法生成桥梁地震易损性曲线的步骤。Mackie 等^[4-5]针对美国加州公路跨线桥梁,分别采用非线性时程分析和增量动力分析,列出了生成墩柱概率需求模型的详细步骤。Nielson 等^[6-8]、Padgett 等^[9]针对美国中部和东南部典型公路钢筋混凝土梁桥,建立了墩柱、支座和桥台的概率需求模型,生成了全桥易损性曲线。Pan 等^[10-11]针对美国纽约州典型公路简支梁桥和连续梁桥,采用非线性时程分析分别建立了墩柱、支座的概率需求模型,并生成了各构件和全桥的易损性曲线。中国针对桥梁结构的地震易损性研究较少, Hwang 等^[12]、张菊辉^[13]、王建民等^[14]、李立峰等^[15]的研究具有代表性。

中国高速铁路线上的简支桥梁上部结构广泛采用预制预应力整孔箱梁,支座常采用盆式橡胶支座或球形钢支座,墩柱截面采用圆端形或矩形。研究表明,桥梁结构震害主要表现为支座破坏、墩柱和桥台损伤,甚至是全桥倒塌。目前,针对高速铁路简支箱形梁桥的地震易损性研究较少。笔者给出了基于二次回归的概率地震需求模型建立方法,并针对某三跨预应力混凝土简支梁桥,得到墩柱、支座和桥台

在各个损伤状态下的易损性曲线,分别基于一阶边界理论、二阶单一评价法生成桥系统的易损性曲线,并对其进行抗震评价。

1 地震易损性理论

易损性理论是结构可靠度原理广义上的一个分支。地震易损性可简单理解为在给定 IM 条件下,结构地震需求超越结构能力的条件概率^[1],通常表达为

$$P_f = P[S_d \geq S_c | IM] = P[S_d/S_c \geq 1 | IM] \quad (1)$$

式中: P_f 为结构地震需求超越能力的条件概率; S_d 、 S_c 分别为结构需求(Demand)、结构能力(Capacity), IM 通常为地震峰值加速度(PGA)或结构基本周期的谱加速度(SA), S_d 和 S_c 可用对数正态分布概率分布描述。因此,条件概率 P_f 用标准正态分布函数表达

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln(\frac{\mu_d}{\mu_c})}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (2)$$

式中: P_f 为某损伤状态下的易损性; $\beta_{D|IM}$ 为在某 IM 下结构地震需求的对数标准差; β_c 为结构能力的对数标准差; $\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_c^2}$ 为组合对数标准差,即离散(Dispersion)。HAZUS^[16]给出了 $\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_c^2}$ 的经验值,但此经验值与桥梁类型和损伤状态无关。实际上,桥梁构件的能力随着结构参数变化而变化, $\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_c^2}$ 的正确性很大程度上影响易损性分析结果的准确性。因此,不采用 $\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_c^2}$ 经验值,而是从结构地震响应数据和每个桥梁样本的能力值直接估计出偏差。

结构需求通常由一次线性回归分析确定, Cornell 等^[17]建议 μ_d 和 IM 之间的关系可表达为

$$\ln(\mu_d) = a \cdot \ln(IM) + b \quad (3)$$

即进行线性回归分析,可建立 $\ln(S_d)$ 关于 $\ln(IM)$ 的概率地震需求模型,其中 a 和 b 是回归系数。结构参数的不确定性不仅影响结构(或构件)的需求,还影响结构能力,即采用式(3)进行线性回归

分析并不可取。将结构需求和能力同时与地震动强度指标关联,采用式(4)进行回归分析,建立概率需求模型

$$\ln(\mu_d/\mu_c) = a \cdot \ln(IM) + b \quad (4a)$$

$$\ln(\mu_d/\mu_c) = a \cdot [\ln(IM)]^2 + b \cdot \ln(IM) + c \quad (4b)$$

式中: a 、 b 和 c 均是回归系数。

对地震动-桥梁样本进行非线性时程分析后,得到在给定 IM 下各构件的不同损伤状态的需求值 μ_d , 与对应的构件能力值 μ_c 作比,即得到需求能力比 (Demand/Capacity), 由此形成一系列 $(IM, \mu_d/\mu_c)$ 数据点,为对数坐标下的这些数据点进行回归分析,求得回归方程。

经过以上步骤,易损性函数可表达为

$$P_f = P(S_d/S_c \geq 1) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(1) - \lambda}{\xi}\right) = \Phi\left(\frac{\lambda}{\xi}\right) \quad (5)$$

式中: $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数; λ 、 ξ 分别为 $\ln(S_d/S_c)$ 的均值和标准差。均值 λ 、标准差 ξ 分别可用式(6)、式(7)计算。

$$\lambda = a \cdot [\ln(IM)]^2 + b \cdot \ln(IM) + c$$

或

$$\lambda = a \cdot \ln(IM) + b \quad (6)$$

$$\xi = \sqrt{\frac{S_E^2}{n-2}} \quad (7)$$

确定系数 R^2 描述回归方程的匹配程度,即 $R^2 = 1 - \frac{S_E^2}{S_T^2}$, 其中: S_T^2 是离差平方和; S_E^2 是残差平方和。从回归分析中得到 λ 、 ξ 后,便可求得易损性曲线。

2 简支箱梁桥及有限元模型

统计显示^[18],截至 2015 年底,中国高速铁路运

表 1 桥梁不确定参数及其概率分布

Table 1 Uncertain parameters and their probability distribution of bridge

参数	概率分布	μ	σ	cov = σ/μ	范围	单位
钢筋屈服强度	对数正态分布	370	44.40	0.120	299.50~444.96	MPa
混凝土抗压强度	正态分布	40	4.24	0.106	33.0~47.0	MPa
上部结构自重	正态分布	390	40.2	0.103	323.67~456.33	kN/m
桥面板间距离	正态分布	100	11	0.110	81.85~118.15	mm
支座摩擦系数	均匀分布				0.022~0.058	

拉丁超立方抽样 (Latin Hypercube Sampling, LHS) 是一种概率模拟方法,减少抽样样本量的同时,还能保证较高的精确性。在某随机变量参数的

营里程达到 1.9 万 km。高速铁路线上桥梁结构的里程占线路里程的比重较大,以京沪高速铁路为例,其正线桥梁 244 座,总长 1 061 km,其中最常用的跨度 32 m 双线预制预应力混凝土整孔简支梁共计 27 973 孔,长达 895 km,占桥梁总里程的 84% 以上。由此可见,对高速铁路线上的简支桥梁结构进行地震易损性分析很有必要。

研究对象为 3×32 m 预应力混凝土简支箱梁桥,桥面宽 12.6 m,梁高 3.05 m,墩高 15 m,墩柱底部截面为 $2 \text{ m} \times 6 \text{ m}$,桥面板间伸缩缝名义间距为 0.1 m。上部结构材料采用 C50 混凝土,圆端形实心桥墩材料为 C35 混凝土;纵筋采用 HRB335,箍筋采用 HPB300;采用 PZ-5500 (5000) 型盆式橡胶支座;基础为钻孔灌注桩,桩径 1.1 m。位于黏土、粉质黏土层上,场地条件为 II 类;所处地区抗震设防烈度为 7 度,设计基本加速度值为 $0.1g$ 。桥梁结构布置和分析模型如图 1。

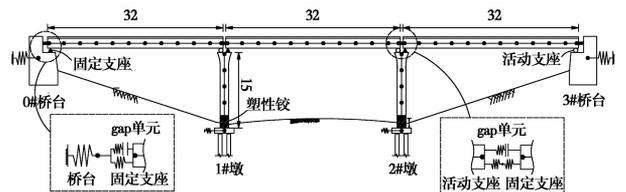


图 1 桥梁结构非线性分析模型

Fig. 1 Nonlinear analytical model of bridge structure including nonlinear elements

2.1 结构不确定参数

结合 Nielson 等^[8]、Pan 等^[10] 的研究,以 HRB335 钢筋屈服强度 f_y 、C35 混凝土抗压强度 f_c 、上部结构自重 W 、桥面板间伸缩缝宽度 Δ 、活动支座摩擦系数 μ_b 作为不确定性参数,其统计特征及分布函数见表 1。

累积分布曲线上,分别找到累计概率为 5%、15%、...、95% 对应的 10 个值,记为 A、B、...、J。对上述 5 个不确定参数执行 LHS,分别得到每个参数的 10

个值,然后通过反复试验(Trail and Error Approach),确定出 10 个具有统计代表性的桥梁样本,如表 2 所示。

表 2 10 个桥梁样本的不确定参数取值
Table 2 The values of uncertain parameters for 10 bridge samples

值	f_y	W	Δ	μ_{tb}	f_c
A	299.46	431.81	104.26	0.038	35.59
B	322.21	362.86	88.56	0.022	41.64
C	336.63	374.40	118.15	0.046	47.0
D	348.43	384.85	81.85	0.054	42.86
E	359.47	405.60	95.73	0.050	33.0
F	370.68	348.19	98.59	0.042	38.35
G	382.43	456.33	92.57	0.034	44.41
H	395.83	323.67	101.41	0.030	37.14
I	413.56	395.14	107.42	0.058	39.45
J	444.96	417.13	111.44	0.026	40.54

2.2 有限元分析模型

采用 CSIBridge2015 为上述 10 个桥梁样本建立非线性有限元模型,仅针对桥梁结构在纵向地震下的反应。地震作用下桥梁上部结构保持弹性,用线弹性梁单元模拟;相邻跨之间、边跨与桥台之间的伸缩缝用考虑碰撞的缝单元(Gap Element)模拟。

盆式橡胶支座采用多折线塑性连接单元模拟。图 2(a)中 k_1 取为 180 kN/mm、 $k_2=0.5 k_1$ 、 $u_1=0.8$ mm;图 2(b)中 X_y 为支座临界位移, F_y 为屈服力。

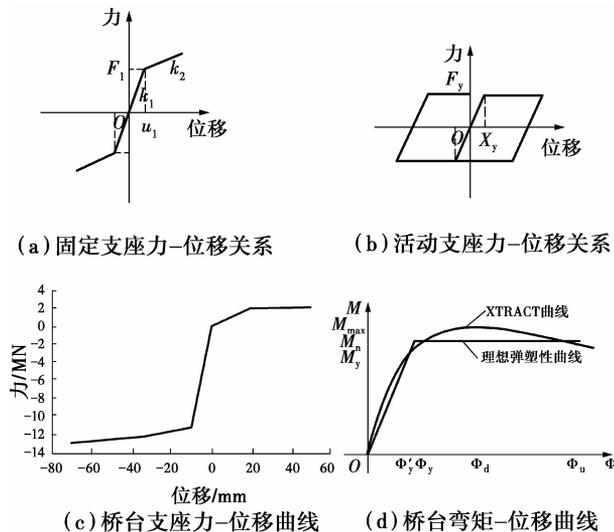


图 2 桥梁各构件模拟

Fig. 2 Modeling of bridge components

桥台用带弹簧支撑的梁单元模拟。桥台受被动土压力时,其纵向弹簧刚度同时考虑桥台前墙-土相互作用和桥台下桩的刚度,而受主动土压力时仅考虑桩的刚度。忽略横向弹簧刚度,即假定其为无穷大。根据 Caltrans^[19]建议,桥台初始被动刚度取为 20 kN/mm,极限土压力假定为 0.37 MPa,桥台下每根桩的侧向刚度取为 7 kN/mm。Chio 等^[20]假定桥台力-位移曲线为三折线模型,如图 2(c)所示。

墩柱底部在地震作用下允许出现塑性铰,用塑性纤维模型模拟塑性铰区域,如图 1 所示,其截面的理想弯矩-曲率曲线如图 2(d)所示。

承台采用弹性梁单元模拟,承台下的桩-土共同作用采用线弹性连接单元(水平纵向弹簧)模拟,如图 1 所示。

2.3 地震动记录选择

地震动记录必须能反映出桥梁所在场地地震特性。地震动记录的选择采用由 Shome 等^[21]提出的“装箱法”。从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库选取 80 条地震动记录,这些地震波的特点是:1)非近场地震记录,震中距范围为 $15 \text{ km} \leq R \leq 60 \text{ km}$; 2)均有 3 个正交分量;3)符合中国规范 II 类场地,参照吕红山等^[22]提出的换算方法,剪切波速范围为 $260 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 510 \text{ m/s}$ 。按照震中距 $R = 30 \text{ km}$ 和矩震级 $M = 6.5$ 分为 4 个箱,即小震级近距离(SMSR)、大震级近距离(LMSR)、小震级远距离(SMLR)、大震级远距离(LMLR),每个箱中有 20 条地震动记录,如图 3 所示。80 条地震动记录的反应谱和均值反应谱如图 4(b)所示。只分析桥梁纵向地震反应,因此,仅使用地震动记录的水平纵向分量。每个桥梁模型随机地对应 8 条地震动记录,便可得到 80 组桥梁-地震动分析样本。

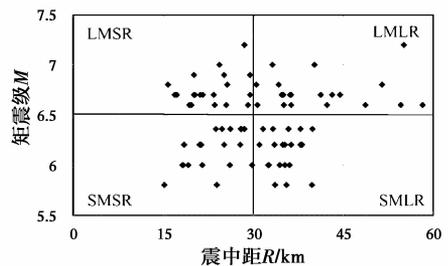
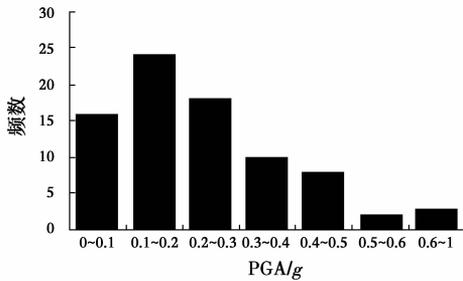
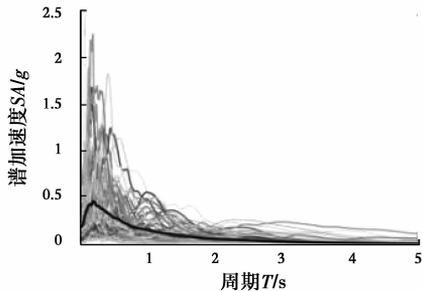


图 3 地震波装箱

Fig. 3 Ground motion records portfolio divided into bins



(a) 80条地震波PGA分布



注: ——80条加速度谱 ————均值加速度谱
(b) 80条地震波加速度反应谱

图 4 80 条地震波 PGA 分布及加速度反应谱

Fig. 4 Distribution of PGA and response

spectrum for 80 ground motion records

3 地震动强度指标和结构损伤指标

适当的地震动强度指标和正确的结构损伤指标对概率地震需求模型至关重要。合理的概率地震需求模型应当考虑实用性、充分性、有效性、高效性等特点^[4]。

Padgett 等^[23]针对美国中部和东南部的典型多跨筒支梁公路桥,对 IM 进行效率 (efficiency)、实用 (practicality)、充分性 (sufficiency) 及危害可计算性 (hazard computability) 的评价,认为对多跨筒支梁桥来说 PGA 是合理的地震动强度指标。选择 PGA 作为地震动强度指标。

评价桥梁结构的易损性,要确定结构损伤状态并量化其损伤指标。Hwang 等^[2]的研究表明,桥梁结构损伤可用 5 种状态来描述,分别是无损伤、轻度损伤、中度损伤、严重损伤和完全破坏。基于该准则,依次定义墩柱、固定支座、活动支座、桥台在地震作用下的损伤状态及对应的损伤指标。

墩柱的损伤指标用曲率延性 (Curvature Ductility) 来表示。图 2(d) 中 4 个关键曲率分别为 Φ'_y 、 Φ_y 、 Φ_d 、 Φ_u , 对应于墩柱的不同损伤状态,如表 3 所示。XTRACT 程序和 CSIBridge2015 软件中的截面设计器均可以计算得到墩柱截面的弯矩-曲率曲线,以此来确定这 4 个曲率值。比较上述两种方

式的计算结果后发现弯矩-曲率曲线相似,采用前者计算出的 10 个桥梁样本中墩柱的关键曲率值如图 5 所示。

表 3 墩柱损伤状态

Table 3 Definition of damage states for piers

损伤状态	损伤准则
无损伤	$\Phi < \Phi'_y$
轻度损伤	$\Phi'_y \leq \Phi < \Phi_y$
中度损伤	$\Phi_y \leq \Phi < \Phi_d$
重度损伤	$\Phi_d \leq \Phi < \Phi_u$
完全损伤	$\Phi \geq \Phi_u$

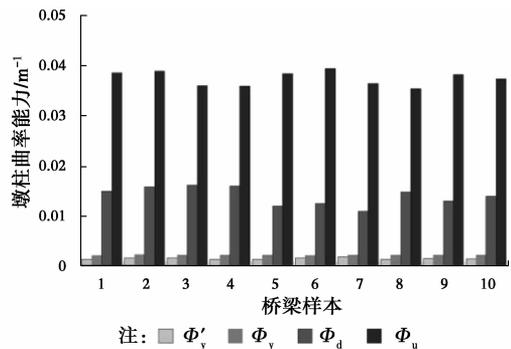


图 5 10 个桥样本中墩柱弯曲能力值

Fig. 5 Curvature capacities of piers for 10 bridge samples

盆式橡胶支座的损伤指标用位移延性 (Displacement Ductility) 来表示。结合《铁路桥梁盆式橡胶支座》规范,根据数值计算结果并参考 Chio 等^[20]的研究,将固定支座 4 个关键损伤指标 (δ_1 、 δ_2 、 δ_3 、 δ_4) 分别取为 0.7、8、25、50 mm。活动盆式橡胶支座利用不锈钢板与聚四氟乙烯板的相对滑动来提供水平位移,将活动支座顺桥向允许位移 60 mm 定为轻微损伤指标;参考有关研究^[15],将其他 3 个损伤指标分别取为 150、200、300 mm。

在 Nielson 等^[8]的研究中,通过对某地区桥梁震害统计量化得到桥台的损伤指标。笔者采用位移量来定义桥台的损伤指标,保守地将轻度损伤指标 (δ_1)、中度损伤指标 (δ_2) 分别取为 35、145 mm。上述 4 个构件的损伤指标值分别作为各构件不同损伤状态的能力值,用于回归分析计算。

4 概率地震需求分析及结果

使用 CSIBridge2015 对 80 个地震动-桥梁样本进行非线性时程分析后,得到各构件不同损伤状态的需求值;上述各构件的损伤指标值作为构件能力值,便可得到 μ_d/μ_c 值,对 $(\ln(\text{PGA}), \ln(\mu_d/\mu_c))$ 数

据点进行回归分析,得到各构件的概率地震需求模型。

非线性时程分析结果表明,多数样本中 1#墩的曲率值要比 2#墩稍大,即 1#墩会有更高的损伤风险,其回归分析结果见表 4。0#桥台上固定支座发生最大的变形,破坏风险较其他固定支座要高;3#桥台上活动支座发生的变形较其他活动支座大。支座的回归分析结果如表 5、表 6 所示。0#桥台的回归分析结果见表 7。受篇幅限制,仅给出各构件在中度损伤状态下的概率地震需求模型的回归分

析,如图 6 所示。

从表 4~表 7 中可以看出,二次回归方程的确定系数 R^2 均要比线性回归方程大,表明根据二次回归求得的概率地震需求模型更加合理。桥台二次回归方程的确定系数比其他构件二次回归方程的确定系数要小,匹配程度不理想。二次回归曲线的离差(式(5)中的 ξ 值)范围在 0.30~0.4 之间,小于 HAZUS 推荐的定值 0.6,提高了生成的易损性曲线的准确性。

表 4 墩柱各损伤状态的回归方程

Table 4 Regression equation of piers for different damage states

损伤状态	$y = a \cdot \ln(\text{PGA}) + b$			$y = a \cdot [\ln(\text{PGA})]^2 + b \cdot \ln(\text{PGA}) + c$			
	a	b	R^2	a	b	c	R^2
轻度损伤	0.990 3	0.703 0	0.670 1	0.363 2	2.443 0	1.891 5	0.742 9
中度损伤	0.994 7	0.500 2	0.673 8	0.359 2	2.431 4	1.675 6	0.744 7
重度损伤	1.045 9	-0.679 0	0.694 5	0.360 8	2.489 2	0.501 8	0.761 2
完全损伤	1.071 8	-1.761 7	0.701 8	0.371 2	2.556 7	-0.546 9	0.769 7

表 5 固定支座各损伤状态的回归方程

Table 5 Regression equation of fixed bearing for different damage states

损伤状态	$y = a \cdot \ln(\text{PGA}) + b$			$y = a \cdot [\ln(\text{PGA})]^2 + b \cdot \ln(\text{PGA}) + c$			
	a	b	R^2	a	b	c	R^2
轻度损伤	1.778 4	0.174 2	0.780 4	0.561 6	4.024 7	2.012 0	0.843 2
中度损伤	1.787 0	-0.528 8	0.782 4	0.559 2	4.023 9	1.301 2	0.844 3
重度损伤	1.788 0	-1.739 9	0.783 5	0.552 1	3.996 5	0.069 0	0.843 8
完全损伤	1.797 7	-2.121 8	0.784 8	0.556 8	4.025 1	-0.299 5	0.845 5

表 6 活动支座各损伤状态的回归方程

Table 6 Regression equation of expansion bearing for different damage states

损伤状态	$y = a \cdot \ln(\text{PGA}) + b$			$y = a \cdot [\ln(\text{PGA})]^2 + b \cdot \ln(\text{PGA}) + c$			
	a	b	R^2	a	b	c	R^2
轻度损伤	1.155 3	0.529 3	0.713 0	0.512 8	3.206 7	2.207 6	0.827 2
中度损伤	1.186 6	0.032 3	0.723 9	0.515 2	3.247 5	1.718 3	0.834 0
重度损伤	1.207 7	-0.465 3	0.730 4	0.517 1	3.276 1	1.226 9	0.838 5
完全损伤	1.233 8	-1.174 2	0.737 3	0.510 4	3.265 5	0.496 2	0.840 9

表 7 桥台轻度损伤、中度损伤状态的回归方程

Table 7 Regression equation of abutment for two damage states

损伤状态	$y = a \cdot \ln(\text{PGA}) + b$			$y = a \cdot [\ln(\text{PGA})]^2 + b \cdot \ln(\text{PGA}) + c$			
	a	b	R^2	a	b	c	R^2
轻度损伤	0.985 3	0.383 8	0.548 7	0.569 6	3.263 9	2.248 0	0.696 8
中度损伤	1.022 7	-0.922 3	0.568 6	0.564 9	3.282 4	0.926 5	0.708 7

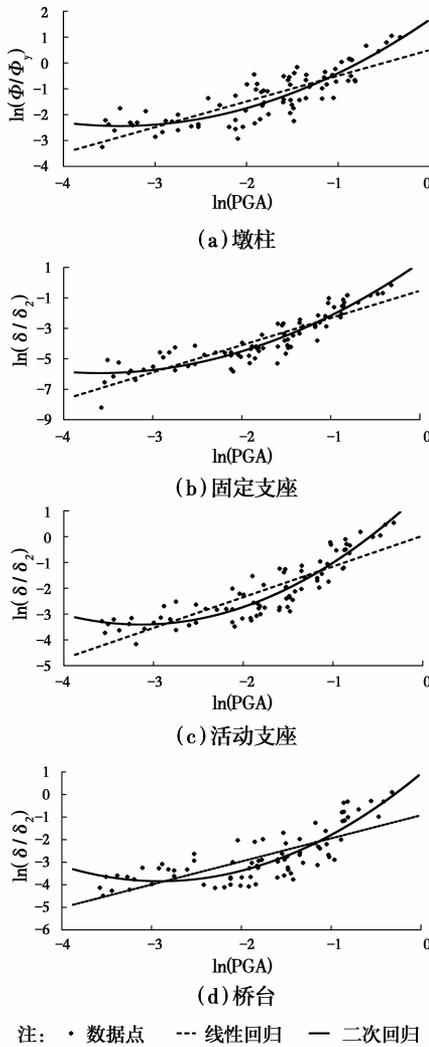


图 6 桥梁各构件概率地震需求模型的回归分析
Fig. 6 Regression of the PSDMs of bridge components

5 易损性分析

5.1 构件易损性曲线

根据二次回归分析求得的各构件概率地震需求模型,按式(5)生成各构件不同损伤状态下的易损性曲线,如图 7 所示。

从图 7 可以看出,各构件损伤程度随着 PGA 增加而加重。墩柱在前 3 个损伤状态下的中值概率(超越概率为 50%)对应的 PGA 为 0.40g、0.46g、0.81g,发生完全破坏的中值 PGA 约为 1.23g,表明该桥墩柱在强震作用下会出现中度损伤,而不易发生完全损伤。活动支座 4 个损伤状态的中值 PGA 分别是 0.45g、0.54g、0.65g、0.78g,均小于固定支座各损伤状态的中值 PGA,表明在地震作用下活动支座较固定支座易于发生损伤。桥台轻度损伤、中度损伤状态的中值 PGA 分别是 0.47g、0.75g,在地

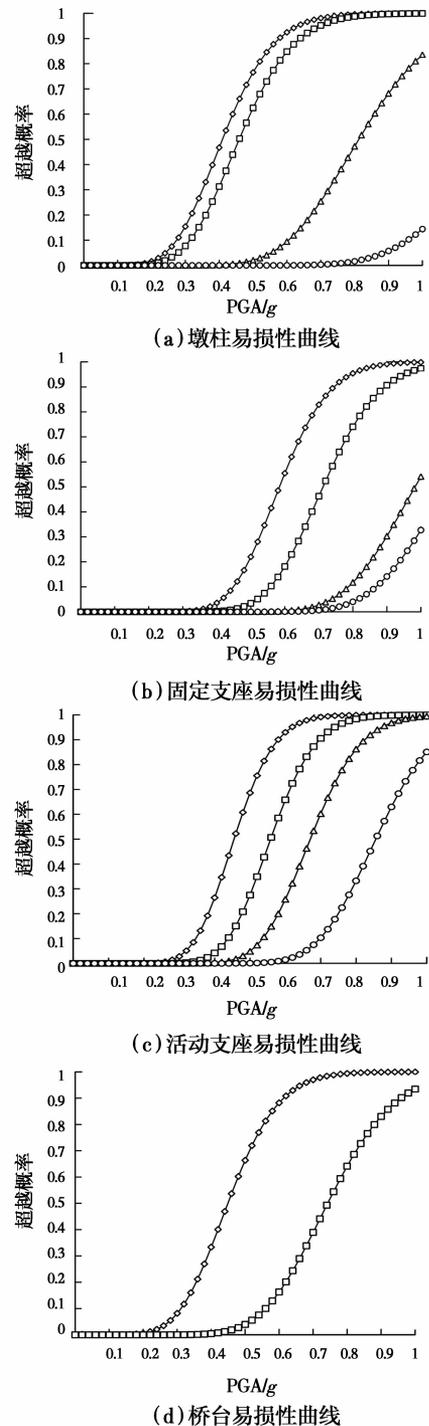


图 7 桥梁各构件不同损伤状态下的易损性曲线

Fig. 7 Fragility curves for the various components of bridge

震作用下桥台有可能发生中度损伤。

5.2 全桥易损性曲线

墩柱、支座的破坏或两者都破坏可能会导致全桥的坍塌,对这种多重破坏模式,认为多个破坏模式之间相互关联,因此,在生成桥系统易损性曲线时应考虑破坏模式的关联性^[24]。不考虑桥台与其他构

件同时破坏,仅结合墩柱与支座的易损性曲线来获得全桥系统的易损性曲线。

一阶边界法不考虑破坏模式的关联性,其失效概率的边界表示为

$$\max_{i=1}^m [P_i] \leq P_{\text{sys}} \leq 1 - \prod_{i=1}^m [1 - P_i] \quad (6)$$

式中: P_{sys} 为全桥失效概率; P_i 为第 i 个构件的失效概率。

二阶边界法考虑破坏模式的关联性,其失效概率下边界 P^- 、上边界 P^+ 分别表示为

$$P^- = p(F_1) + [p(F_2) - P(F_2 \cap F_1)]^+ - [p(F_3) - P(F_3 \cap F_1) - P(F_3 \cap F_2)]^+ \quad (7)$$

$$P^+ = p(F_1) + p(F_2) + p(F_3) - [P(F_2 \cap F_1)]^+ - [P(F_3 \cap F_1), P(F_3 \cap F_2)]^+ \quad (8)$$

式中: $[\]^+ = \max(\ , 0)$, F_1, F_2, F_3 分别表示墩柱、固定支座和活动支座失效引起的结构破坏; $p(F_i)$ 表示第 i 个模式失效引起结构破坏的概率, $P(F_i \cap F_j)$ 表示第 i 个模式和第 j 个模式同时失效引起结构破坏的联合概率,表示为

$$P(F_i \cap F_j) = P\left(\frac{S_{di}}{S_{ci}} \geq 1, \frac{S_{dj}}{S_{cj}} \geq 1\right) = P\left(\ln \frac{S_{di}}{S_{ci}} \geq 0, \ln \frac{S_{dj}}{S_{cj}} \geq 0\right) \quad (9)$$

其相关系数(Correlation Coefficient)为

$$\rho = \frac{\text{COV}(X_i, X_j)}{\sigma_i \cdot \sigma_j} = \frac{E[(X_i - \lambda_i)(X_j - \lambda_j)]}{\sigma_i \cdot \sigma_j} \quad (10)$$

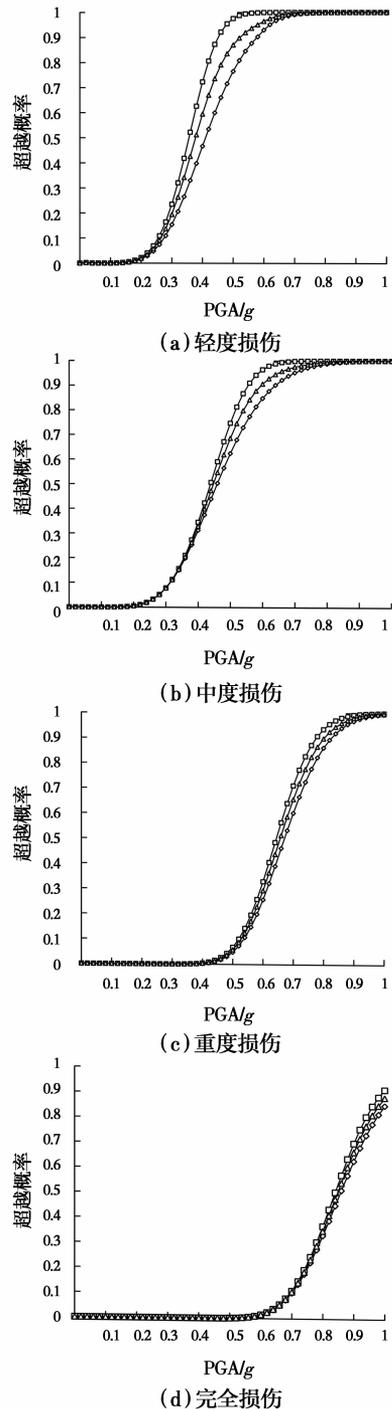
式中: $X_i = \ln\left(\frac{S_{di}}{S_{ci}}\right), X_j = \ln\left(\frac{S_{dj}}{S_{cj}}\right), \text{cov}(X_i, X_j)$ 为 X_i 和 X_j 的协方差。

Pan 等^[11]研究表明,固定支座与活动支座同时损伤的联合概率远大于墩柱与支座同时损伤,因此,不考虑墩柱与支座同时损伤的联合概率。由于二阶上、下边界较接近,桥梁系统易损性可采用式(11)所示的二阶单一评价法来评估。

$$P_{\text{sys}} \approx p(F_1) + p(F_2) + p(F_3) - [P(F_2 \cap F_1)]^+ \quad (11)$$

由一阶边界法和二阶单一边界法生成的全桥易损性曲线如图 8 所示。比较图 8 与图 7,表明地震作用下全桥系统要比任何单一构件更“易损”。从图 8 (a)可以看出,全桥轻度损伤状态的一阶上、下边界中值 PGA 分别是 0.37g、0.41g,二阶单一边界的中值 PGA 为 0.39g,均小于图 7 中各构件轻度损伤状态下的中值 PGA。图 8(c)中一阶上、下边界和二阶单一边界的中值 PGA 分别是 0.65g、0.67g、0.66g,

也均小于图 7 中各构件重度损伤状态下的中值 PGA。其他两个损伤状态也符合上述观察。



注: \circ —一阶下边界 \square —一阶上边界 \triangle —二阶单一边界

图 8 桥梁系统不同损伤状态下的易损性曲线

Fig. 8 System fragility curves for different damage states

比较图 8 中 4 种损伤状态下全桥易损性曲线,一阶上下边界带宽随着损伤程度加重逐渐变窄,在完全损伤状态下的上下边界几乎重合;二阶单一边界曲线介于一阶上、下边界曲线之间,能较好地评估全桥系统易损性。

6 结论

针对中国 II 类场地的某高速铁路预应力混凝土简支箱梁桥,生成了构件和系统的易损性曲线。得到以下结论:

1) 采用二次回归分析比传统的线性回归分析的匹配度高,生成的概率需求模型更为可靠,具有实用性、充分性、有效性、高效性等特点。二次回归曲线的离差在 0.3~0.4 之间,小于 HAZUS 推荐的定值 0.6,提高了所生成的易损性曲线的准确性。

2) 在强震作用下,此类桥梁的墩柱易出现中度损伤,出现完全损伤可能性较小;各构件中支座最易发生完全损伤,尤其是活动支座,在桥梁抗震设计及加固中应着重考虑。

3) 全桥系统失效概率均大于各构件失效概率,表明对此类桥梁应注重桥梁系统的易损性评价。二阶单一边界曲线介于一阶上、下边界曲线之间,能较好地评估全桥系统易损性,从应用的角度,二阶单一边界法比一阶上下边界法更加简洁方便。

参考文献:

- [1] ATC. Seismic vulnerability and impact of disruption of lifelines in the Coterminous United States [M]. Redwood City, CA: Applied Technology Council, 1991.
- [2] HWANG H, JERNIGAN J, LIN Y. Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems [J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(4): 322-330.
- [3] SHINOZUKA M, FENG M, KIM H. Nonlinear static procedure for fragility curve development [J]. Journal of Engineer Mechanics, 2000, 126(12): 1287-1295.
- [4] MACKIE K, STOJADINOVIC B. Probabilistic seismic demand model for California highway bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(6): 468-480.
- [5] MACKIE K, STOJADINOVIC B. Fragility basis for california highway overpass bridge seismic decision making [M]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA: University of California, 2005.
- [6] NIELSON B. Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones [D]. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 2005.
- [7] NIELSON B, DESROCHES R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the Central and Southeastern United States [J]. Earthquake Spectra, 2007, 23(3): 615-633.
- [8] NIELSON B, DESROCHES R. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(6): 823-839.
- [9] PADGETT J, DESROCHES R. Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(8): 1157-1174.
- [10] PAN Y, AGRAWAL A, GHOSN M, et al. Seismic fragility of multi-span simply supported steel highway bridges in New York State I: Bridge modeling, parametric analysis, and retrofit design [J]. Journal of Bridge Engineering, 2010, 15(5): 448-461.
- [11] PAN Y, AGRAWAL A, GHOSN M, et al. Seismic fragility of multi-span simply supported steel highway bridges in New York State II: Fragility analysis, fragility curves, and fragility surfaces [J]. Journal of Bridge Engineering, 2010, 15(5): 462-472.
- [12] 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 J B. Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(6): 47-51. (in Chinese)
- [13] 张菊辉. 基于数值模拟的规则梁桥墩柱的地震易损性分析[D]. 上海: 同济大学, 2006.
- ZHANG J H. Study on seismic vulnerability analysis of normal beam bridge piers based on numerical simulation [D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese)
- [14] 王建民, 王国亮, 聂建国, 等. 基于概率的桥梁结构地震危害性分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(11): 86-93.
- WANG J M, WANG G L, NIE J G, et al. Probability based seismic risk analysis of bridge structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(11): 86-93. (in Chinese)
- [15] 李立峰, 吴文朋, 黄佳梅, 等. 地震作用下中等跨径 RC 连续梁桥系统易损性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(10): 152-160.
- LI L F, WU W P, HUANG J M, et al. Study on system vulnerability of medium span reinforced concrete continuous girder bridge under earthquake excitation [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(10): 152-160. in Chinese)
- [16] HAZUS-MH 2. 1. Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake Model HAZUS-MH 2. 1 technical manual [M]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [17] CORNELL A, JALAYER F, HAMBURGER R. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency

- management agency steel moment frame guidelines [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(4): 526-532.
- [18] 刘勇,戴公连,康崇杰. 中国高速铁路简支梁综述[J]. *铁道科学与工程学报*, 2015, 12(2): 242-249.
LIU Y, DAI G L, KANG C J. Comprehensive comments on simply-supported girders of high-speed railway in China [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2015, 12(2): 242-249. (in Chinese)
- [19] CALTRANS. Seismic design criteria, Version 1.7 [M]. Sacramento, CA: California Department of Transportation, 2013.
- [20] CHIO E. Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges [D]. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 2002.
- [21] SHOME N, CORNELL C, BAZZURRO P. Earthquakes, records, and nonlinear responses [J]. *EERI Earthquake Spectra*, 1998, 14(3): 467-500.
- [22] 吕红山,赵凤新. 适用于中国场地分类的地震动反应谱放大系数[J]. *地震学报*: 2007, 19(1): 67-76.
LYU H S, ZHAO F X. Site coefficients suitable to China site category [J]. *Acta Seismologica Sinica*, 2007, 19(1): 67-76. (in Chinese)
- [23] PADGETT J, NIELSON B, DESROCHES R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008, 37(5): 711.
- [24] CORNELL C A. Bounds on the reliability of structural systems [J]. *Cadernos De Saúde Pública*, 1967, 8(3): 254-261.

(编辑 胡英奎)