

doi:10.3969/j.issn.1672-4348.2019.01.006

典型矮塔斜拉桥地震风险概率评估方法研究

郑文婷^{1,2}, 林文¹, 肖一¹, 张九香¹

(1. 福建工程学院 土木工程学院, 福建 福州 350118;
2. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 鉴于矮塔斜拉桥受力性能的特殊性, 引入增量动力分析 (IDA) 和拉丁超立方体抽样 (LHS) 评估该结构在地震激励下发生损伤的风险概率。首先采用 LHS 考虑桥梁构件材料的随机性, 与事先选取的地震波相结合形成桥梁-地震动样本集合; 其次在确定桥梁有限元模型主要构件损伤指标的基础上采用基于蒙特卡罗 (MC) 抽样的 IDA 进行地震易损性分析和地震风险概率评估。为验证方法的正确性和有效性, 对一预应力混凝土独塔双索面矮塔斜拉桥结构模型进行地震风险概率评估, 结果表明: 该方法既充分考虑了材料和地震输入双重随机性又避免了繁琐的积分过程, 同时也提高了工程计算的效率及精度。

关键词: 地震动; 风险概率评估; 矮塔斜拉桥; 拉丁超立方抽样; 增量动力分析

中图分类号: TU399 **文献标志码:** A **文章编号:** 1672-4348(2019)01-0029-07

Assessment of the seismic risk probability of a typical lower-tower cable-stayed bridge

ZHENG Wenting^{1,2}, LIN Wen¹, XIAO Yi¹, ZHANG Jiuxiang¹

(1. School of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, China;
2. School of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract: Due to the particular mechanical properties of lower-tower cable-stayed bridge, incremental dynamic analysis (IDA) and Latin Hypercube Sampling (LHS) method were combined to evaluate the risk probability of damage to bridge structures under earthquake excitation. In this method, the LHS was first introduced to consider the randomness of structural materials, and hence they are combined with pre-selected seismic waves to produce a sample set of ground motion-bridge combination. Then, on the basis of determining the damage index of the key components in the bridge's finite element model, Monte Carlo (MC) sampling based IDA was used to perform seismic vulnerability analysis and seismic risk probability assessment. The accuracy and effectiveness of the proposed method is illustrated via the evaluation of the seismic risk probability of a pre-stressed concrete cable-stayed bridge model with a single low tower and double cable planes. Results show that the proposed method not only takes into account the randomness of materials and earthquake excitation, but also avoids the cumbersome integration and improves computational efficiency and accuracy.

Keywords: ground motion; seismic risk probability assessment; lower-tower cable-stayed bridge; Latin Hypercube Sampling; incremental dynamic analysis

某一结构在未来地震作用下产生不同程度损伤的概率称为地震风险概率。地震风险概率评估研究对象最初主要集中在工业设施及土石坝上, 随后在工程实践中被不断改进^[1]。Korkmaz 等^[2]

对土耳其地震后的储油罐建立典型有限元模型并进行易损性分析求出了储油罐模型的地震风险概率。Lupoil 等^[3]采用概率统计分析理论对在役的钢筋混凝土简支梁桥和连续梁桥进行了地震风险概率评估。Zhong 等^[4]采用贝叶斯方法提出地震概率需求模型,并用来预测某钢筋混凝土桥在地震激励下的变形及剪切需求,从而实现了针对桥梁结构的地震易损性分析。Agrawal 等^[5]对纽约某多跨连续钢桥采取了包括弹性支座、铅芯橡胶支座、粘滞阻尼器和包覆碳纤维在内的 4 种改造措施,并开展了相应的地震易损性评估研究,验证了抗震改造措施的优化效果。乔美丽等^[6]在对施工期间的北山连续刚构桥开展地震风险概率评估的同时,引入了重现期法并据此确定了相应的风险级别。冯清海等^[7]结合增量动力分析 (IDA) 和蒙特卡罗 (MC) 抽样方法对桥梁结构的地震风险概率进行评估,一定程度上解决了当前地震风险评估过程中考虑因素相对单一的问题。陈力波等^[8]基于桥梁损失比和经验易损性曲线采用重要性抽样方法选取地震动样本,获得了汶川地区某公路桥梁的地震风险曲线。夏春旭等^[9]基于极值 III 型概率模型以及 660 组顺桥向地震响应并结合美国地震风险评估系统 HAZUS,对 8 度设防区某预应力简支梁桥的地震风险进行了分析。钟剑等^[10]基于全概率方法推导出斜拉桥不同性能水平下的地震风险的解析解,并指出忽略不确定性因素的影响将大大低估斜拉桥的地震风险。虽然国内外的学者针对不同地区桥梁结构的地震风险概率做了大量研究,对象也涵盖了简支梁桥、连续梁桥、刚构桥、斜拉桥等基本桥型,但针对矮塔斜拉桥这一特殊桥型开展的研究还是极少数的。由于矮塔斜拉桥是一种比较新的结构,大多未经受过强烈地震的严峻考验,在未来地震中遭受破坏的概率仍然未知。因此针对此类桥型进行地震风险概率评估是十分必要的。

基于此,针对矮塔斜拉桥这一典型结构开展专门的研究。首先联合运用 IDA 与 LHS 抽样提取组合样本集在水平及竖向地震共同作用下的地震响应结果,再结合桥梁结构各关键部位的损伤指标,并采用非线性拟合函数求解桥梁各关键部位在地震作用下的累积损伤概率分布,最后在参考桥址场地地震危险性概率分布情况的基础上结合地震动 MC 抽样开展地震风险概率评估研究。

1 基本理论

1.1 桥梁结构的地震风险概率

地震作用下桥梁结构发生损伤的风险概率是指在地震这一偶然事件的情况下桥梁结构产生各种不同程度损坏甚至失效从而无法继续承载的可能性。根据可靠度理论,可定义结构发生损伤的概率 P 为:

$$P = P(R < S) = \int_R^{\infty} f(S) dS \quad (1)$$

式中, R 为结构的综合抗力; S 为地震风险事态 H 作用下结构的综合作用效应, $f(S)$ 为地震风险事态 H 作用下结构综合效应的概率密度函数。根据 S 与 H 的相关性和条件概率定义,式 (1) 中的 $f(S)$ 可表示为条件概率密度函数 $f(S, H)$, 如式 (2) 所示。

$$f(S, H) = f(S | H) f(H) \quad (2)$$

而根据条件概率定义, $f(S)$ 可改写为:

$$f(S) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(S | H) f(H) dH \quad (3)$$

将式 (3) 代入式 (1), 可得:

$$P = P(R < S) = \int_R^{\infty} \left[\int_{-\infty}^{+\infty} f(S | H) f(H) dH \right] dS = \int_0^{+\infty} \left[\int_R^{\infty} f(S | H) dS \right] f(H) dH \quad (4)$$

令 $F_s(H) = \int_R^{\infty} f(S | H) dS$, 在考虑地震可能性的前提条件下结构发生不同程度损伤的概率可定义为:

$$P = \int_0^{+\infty} F_s(H) f(H) dH \quad (5)$$

由式 (5) 中可见, 结构的地震风险概率包括两个方面的主要内容: 地震风险事件发生的可能性和地震风险事件发生后结构发生破坏的可能性。

1.2 地震烈度样本的蒙特卡罗 (MC) 抽样

根据已知的地震作用的概率分布模型方面的研究成果^[11-12], 地震烈度大致服从极值 III 型分布, 其函数可表述为:

$$F_{III}(x) = \exp \left[- \left(\frac{\omega - x}{\omega - \varepsilon} \right)^K \right] \quad (6)$$

式中, ω 为地震烈度最大值, 建议取为 12 度; ε 为众值烈度, 根据现行抗规规定, 在规定的设防基

期内超越概率可取 $1-e^{-1}=0.632$; K 为形状参数。

由于我国现行抗规采用的设计地震概率水准为 50 年, 故取 $T=50$ 年, 而概率分布函数 $F_T(i)$ 则遵循极值 III 型分布的规律, 因此任意年份 t 的概率分布函数为:

$$F_t(i) = [F_T(i)]^{\nu/T} = \left\{ \exp \left[- \left(\frac{\omega - i}{\omega - \varepsilon} \right)^K \right] \right\}^{\nu/T} = \exp \left[- \frac{t}{T} \left(\frac{\omega - i}{\omega - \varepsilon} \right)^K \right] \quad (7)$$

根据 MC 抽样反复生成随机数的方法, 按照式(7)提取任意年份 t 按照极值 III 型分布产生的地震烈度随机数 $\text{Rand}(1)$ 到 $\text{Rand}(i)$ 。在此基础上, 由地震加速度峰值(PGA)与地震烈度之间的关系随机生成大量 PGA 值, 如式(8)所示。

$$\text{Rand PGA}(i) = 10^{[\text{Rand}(i) * \log 2 - 0.01]} \quad (8)$$

由式(7)和(8)可知, 经 MC 抽样提取的桥址场地大量地震烈度随机数换算而成的加速度峰值反映了不同时间、空间和强度上地震动发生的不确定性。

1.3 地震动-桥梁样本的 LHS 抽样

基于已有研究结果^[13-14], 为避免近场地震动的动力放大系数峰值过多偏离现行抗规建议值, 致使地震反应离散性过大, 故从 PEER 强地震动数据库选取 50 条地震波。所选地震记录均不包含近场地震记录, 且断层距均在 10~50 km 之间, 具体详见文献[15]。

除了地震动的不确定性外, 桥梁结构本身也存在很大的随机性, 如材料本身强度和刚度的随机性、边界条件的不确定性、时变因素的不确定性等, 这些因素使得结构体系的抗力也具有不确定性, 这必然会导致同一结构体系即使在同一条地震波的激励下也会表现出不同的动力响应。因此, 从概率方面考虑影响结构抗力关键因素的不确定性是合理也是十分必要的。与 MC 抽样方法相比, LHS 抽样方法不但可以减小样本方差, 而且可以大幅减少抽样所需样本数, 同时抽取的样本对概率函数的中值分布反映也更为准确。关于 LHS 抽样的基本理论详见文献[16]。

2 矮塔斜拉桥各关键部位损伤指标

中国现行公路桥梁抗震细则的设计指导思想为“三水准设防、两阶段设计”。该指导思想采用强度和变形双重破坏准则, 并根据其对应的性能

指标来量化桥梁结构的损伤指标。桥梁结构的损伤指标可定义为结构或构件在给定加载时间历程作用下损伤程度的数学表达式。对矮塔斜拉桥结构来说, 由于各种构件的设计控制参数存在较大差异, 确定矮塔斜拉桥整体结构体系的损伤指标比较困难, 故目前仍以构件损伤指标为主。鉴于矮塔斜拉桥的主塔、主梁和边墩所采用的材料及其破坏机理的相似性, 三者均可以采用钢筋混凝土墩柱类弯曲破坏的损伤指标。为简化计算和明确其物理意义, 损伤指标暂不考虑累积效应。基于此, 从材料强度的角度来定义边墩以及主塔的损伤指标, 即根据材料组成将主塔及边墩截面细分为若干个纤维单元, 从而可通过软件分析直接提取各钢筋单元和混凝土单元的应力、应变和地震响应值^[17]。其中, 边墩以及主塔的损伤指标划分为四个等级, 如表 1 所示。

表 1 主塔、边墩损伤等级及量化指标

Tab.1 Damage levels and quantitative indices of main tower and side pier

损伤等级	破坏描述	量化描述
轻微	纵筋首次理论屈服	$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{ste} \geq \varepsilon_{sy}$
中等	保护层混凝土达到峰值压应变	$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{ste} \geq \varepsilon_{sy}$
严重	核心混凝土小于峰值压应变	$\varepsilon_{cu} < \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{ccu}, \varepsilon_{sy} < \varepsilon_{ste} < \varepsilon_{su}$
完全	核心混凝土被压碎或主筋屈服	$\varepsilon_{cc} \geq \varepsilon_{ccu}, \varepsilon_{ste} \geq \varepsilon_{su}$

注: ε_c —保护层混凝土压应变; ε_{cu} —保护层混凝土峰值压应变; ε_{ste} —钢筋拉应变; ε_{sy} —钢筋屈服拉应变; ε_{cc} —核心混凝土压应变; ε_{ccu} —核心混凝土峰值压应变; ε_{su} —钢筋峰值拉应变。

由于地震作用激励下主梁发生弯曲破坏的概率较小, 其截面进入非线性弹塑性变形阶段的可能性极小, 因此分析时可将其简化为弹性梁单元。而主梁的损伤指标采用文献[18]中的强度与变形双重破坏准则, 并结合关键截面的弯矩曲率分析结果来综合确定, 具体如表 2 所示。

表 2 主梁损伤等级及量化指标

Tab.2 Damage levels and quantitative indices of main girder

损伤等级	损伤指标
轻微	$M_{fy} < M < M_{ey}$
中等	$M_{ey} < M < M_u$
完全	$M > M_u$

注： M —截面弯矩； M_{fy} —截面首次屈服弯矩； M_{ey} —截面等效屈服弯矩； M_u —截面极限弯矩。

与常规斜拉桥相比,矮塔斜拉桥中的斜拉索较短,且承担恒载的索力比重大,其失效模式一般属于脆性破坏。当斜拉索应力 σ 一旦超出极限抗拉强度 σ_u ,即进入非线性损伤屈服阶段,故无法继续承载,因此采用强度指标来判断其是否损伤。

桥梁中常用的板式橡胶固定支座在震害中的破坏模式通常简化为剪切破坏。基于《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT/T663-2006)和《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T4-2004)相关规定,选择支座相对位移作为损伤破坏指标^[17, 19],并划分为四个等级,详见表 3。

表 3 支座损伤等级及量化指标

Tab.3 Damage levels and quantitative indices of bearings

损伤等级	损伤状态描述	损伤指标
轻微	上部结构位移大于支座位移设计值的 1/2	$\Delta \geq 1/2\Delta_{dc}$
中等	固定支座剪切破坏	$\Delta \geq \Delta_d$ 或 $\Delta \leq -\Delta_d$
严重	上部结构位移过大从而严重偏离初始设计位置	$\Delta \geq \Delta_{bear}$ 或 $\Delta \leq -\Delta_{bear}$
完全	上部结构即将从支承面滑落或已经与边墩互相脱开	$\Delta \geq \Delta_{cap}$ 或 $\Delta \leq -\Delta_{cap}$

注： Δ —支座与上部结构的相对位移； Δ_{dc} —支座位移设计值； Δ_d —固定支座最大剪切变形； Δ_{bear} —上部结构偏离初始设计位置位移值； Δ_{cap} —上部结构从墩(台)帽滑落位移上限值。

3 有限元模型建立

待分析矮塔斜拉桥为典型的塔梁墩固结体系,位于 I 类场地,且设防烈度为 7 度(0.1 g),设计基准期为 100 a。其主桥跨度为 60 m+60 m,全

长 120 m。主塔设计为预应力混凝土单塔,单幅桥面宽布置为 16.65 m 且左右呈对称设计,斜拉索面设计为扇形双索面形式。该矮塔斜拉桥的主桥总体结构布置见图 1,图中接北一环的左侧边墩命名为边墩 1,墩高为 11.85 m;接规划路的右侧边墩命名为边墩 2,墩高为 14.2 m,与两边墩相对应的支座也据此分别命名为支座 1 和支座 2。采用开源程序 OpenSees 建立该桥的三有限元模型,具体建模情况详见文献[15]。

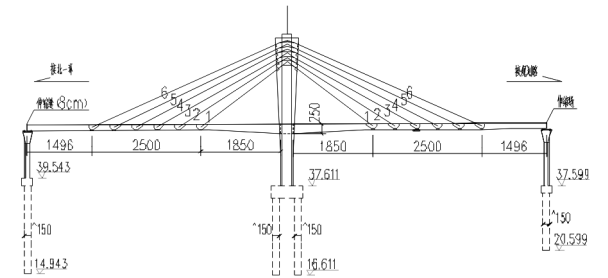


图 1 典型矮塔斜拉桥结构示意图(单位:米)
Fig.1 Schematic diagram of a typical lower-tower cable-stayed bridge (unit: m)

4 矮塔斜拉桥的地震易损性分析

根据地震风险概率评估相关理论,可采用如式(9)的对数正态分布的密度函数来表征矮塔斜拉桥各关键部位的损伤概率密度函数。

$$f(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\eta a} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln a - \lambda}{\eta}\right)^2\right] \quad (9)$$

式中, a 为地震动 PGA 值; λ 和 η 分别为关键易损部位达到相应等级损伤状态的均值和标准差。然后对式(9)中的概率密度函数进行积分可得到累积概率分布函数,如式(10)所示。

$$F(a) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left[\frac{\ln a - \lambda}{\eta\sqrt{2}}\right] \quad (10)$$

式中, erf 为误差函数。

通过 IDA 可得矮塔斜拉桥有限元模型关键易损部位在水平双向(纵横桥向)与竖向地震组合作用激励下关键截面的响应值(如应力、应变、位移等),然后根据预先确定的损伤程度指标,可求出各关键构件发生各等级损伤时所对应的 PGA 值以及在各种不同强度地震作用(0.1 ~ 1.0g)激励下进入各等级损伤状态的概率。通过 Matlab 程序自带的非线性拟合函数 Lsqcurvefit 求解不同损伤情况下的累积破坏概率分布函数,然

后选择合适的拟合曲线参数求解主塔、边墩、主梁、斜拉索、支座等构件在不同损伤状态下的概率分布,最后获得这些构件关键部位在各等级损伤情况下的易损性曲线。

在进行全桥纵桥向组合地震易损性分析时,根据建议的损伤量化指标可知该矮塔斜拉桥各关键构件达到对应损伤等级时的 PGA 值,然后对易损性曲线结果进行分析可知:斜拉索未发生损伤,全桥结构纵桥向发生的各级损伤情况均由支座 2 的损伤来控制,即支座 2 的易损性曲线代表全桥结构在纵桥向的抗震性能水平,如图 2(a)所示。

然而,在以横桥向为主的地震组合作用激励下,主梁和斜拉索均未产生破坏,支座在横向位置设有抗震挡块而不考虑其损伤,全桥结构的轻微、中等损伤情况由边墩 2 来控制,而严重及完全损伤情况由主塔来控制,从而得到如图 2(b)所示的全桥横桥向易损性曲线。

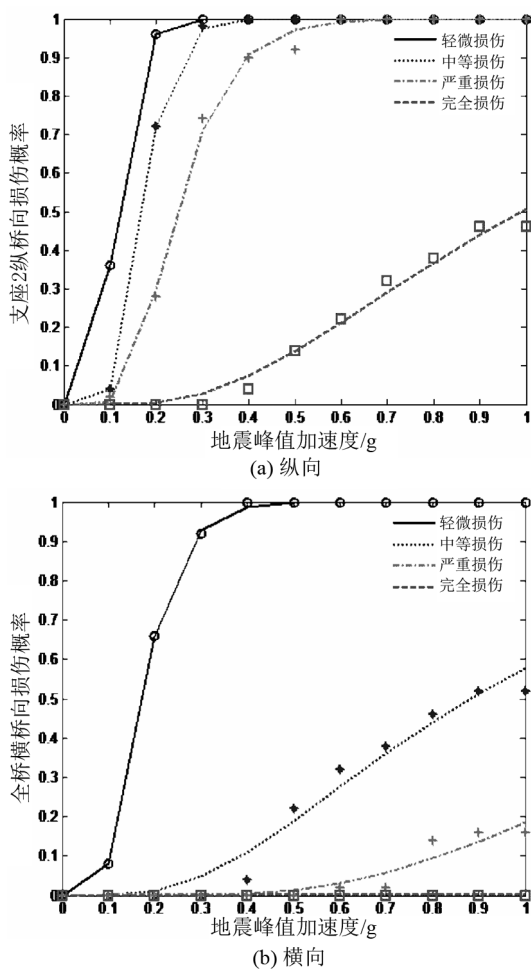


图 2 全桥地震易损性曲线

Fig.2 Seismic fragility curves of the bridge

5 矮塔斜拉桥的地震风险概率评估

由地震易损性分析结果可知,主塔、边墩 1、边墩 2、主梁以及支座等关键易损部位在纵桥向组合地震作用激励下均有损伤发生。但是,在横桥向地震组合作用激励下,仅考虑主塔和边墩 1、边墩 2 这 3 个关键构件的损伤。

在进行地震风险概率评估时,为满足计算精度要求,每条地震波均根据式(7)采用 MC 方法抽取 10000 个地震烈度随机数,然后按照式(8)生成对应的 PGA 样本集,最后统计各关键构件在不同损伤情况下的地震风险概率。

以主塔在地震波 wave1 分别从纵、横两个水平方向与竖向组合作用下进入轻微损伤情况为例,由 IDA 分析结果可知,塔底单元 Element1 为主塔最易损部位。而根据易损性分析可得到主塔 Element1 达到轻微损伤时对应的地面峰值加速度值,然后在 $t = 1$ a 时,统计该样本库 10 000 个随机数中大于等于此地面峰值加速度值的比例。相应地,采用同样的方法统计该单元在 wave2 ~ wave50 作用下达到轻微损伤时相应地面峰值加速度值的发生频数。最后,统计塔底单元 Element1 在 wave1 ~ wave50 作用下超过轻微损伤相对应的 PGA 值的个数在 50×10000 个 PGA 样本总数中所占比例,并最终用于表征 Element1 在一年内受到地震激励作用且达到轻微损伤程度的风险概率。同理,统计算例中塔底单元 Element1 在 $t = 10 \sim 100$ a 内可能受到地震激励作用且达到不同损伤情况的超越概率。结果如图 3 所示,纵坐标是以 10 为底的对数形式表示的风险概率值,横坐标表示使用年限,四种损伤情况(轻微、中等、严重、完全损伤)用符号“*”“ Δ ”“ \circ ”“ \square ”来表示,并通过自定义指数函数拟合各损伤风险概率曲线,用细实线表示纵桥向组合地震风险概率,粗点划线表示横桥向组合地震风险概率。由图 3 可知:在 $t = 100$ a 内,主塔发生严重损伤的概率为 10^{-3} 数量级,完全损伤的概率为 10^{-5} 数量级,基本不可能发生,而达到轻微损伤的概率不到 10%。由此可见背景桥的主塔设计较为合理,大致符合抗规“三水准”的抗震设防目标。然而,作为矮塔斜拉桥结构关键受力构件之一的主塔,即使发生轻微损伤也对全桥影响巨大,因此对其进行抗震验算时要采取保守算法。

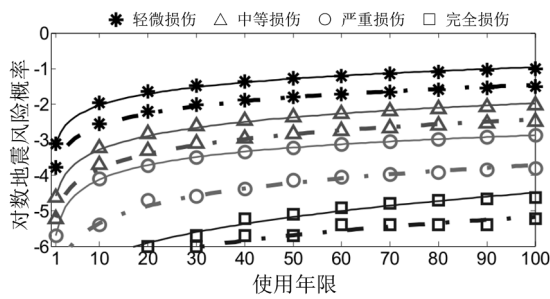
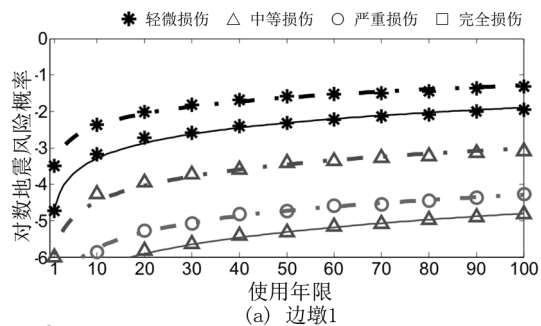


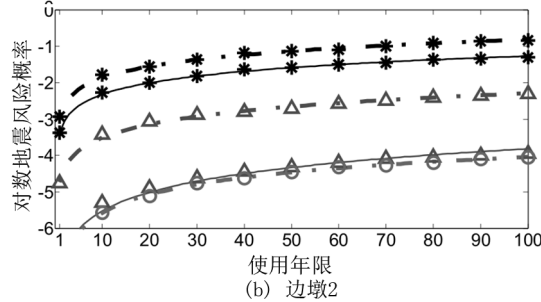
图 3 主塔地震风险概率

Fig.3 Damage probability of main tower under earthquake excitation

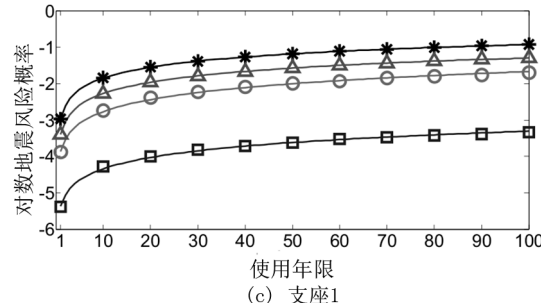
相应地,主梁、边墩和支座等关键部位在纵、横两个方向组合地震激励下的风险概率也采用此方法进行统计,其结果如图 4 所示。



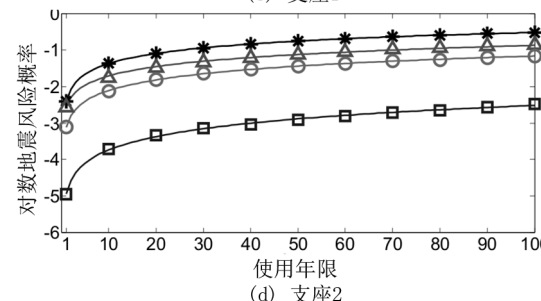
(a) 边墩1



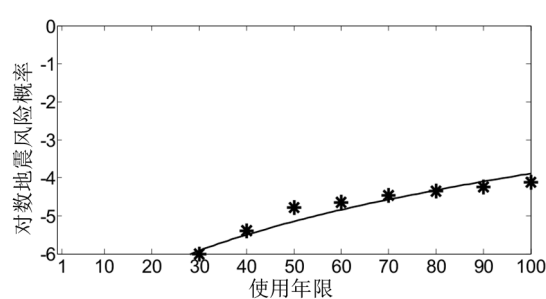
(b) 边墩2



(c) 支座1



(d) 支座2



(e) 主梁

图 4 各易损部位地震风险概率

Fig.4 Damage probability of vulnerable members under earthquake excitation

综合分析图 3 至图 4 的结果可知:在 100 年内,支座 2 在纵向达到各种损伤情况的风险概率最大,可代表全桥在纵向组合地震作用激励下的抗风险能力,而全桥在横向组合地震作用激励下抵抗轻微、中等损伤情况的风险水平由边墩 2 来表征,严重、完全损伤则由主塔来表征,如图 5 所示,与易损性分析结果相吻合。由图 5 可知,支座 2 在纵向发生完全损伤的概率仅为 10^{-3} 数量级,其他构件在横向发生完全损伤的概率不高于 10^{-6} 数量级,全桥基本不发生倒塌破坏。

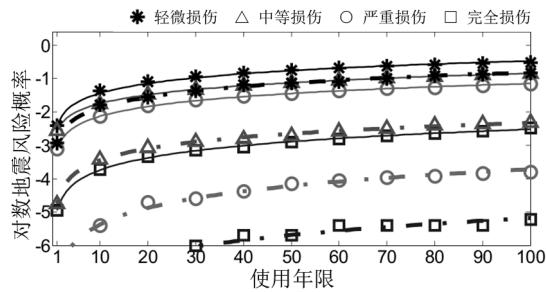


图 5 全桥地震风险概率

Fig.5 Damage probability of the bridge under earthquake excitation

6 结论

以典型矮塔斜拉桥结构为例,联合采用 LHS 抽样方法和 MC 抽样方法对 IDA 分析结果以及地震烈度样本进行抽取和数值分析计算,从而完成该结构在双向水平与竖向地震组合激励下发生破坏的风险概率评估。此评估过程对材料和地震输入双重随机性进行统筹考虑且避免了繁琐的积分过程,并同时提高了工程计算的效率及精度,为地震灾害发生前的风险控制提供了参考,其主要结

论如下:

1)在矮塔斜拉桥设计基准期内,主塔发生严重损伤和完全损伤的概率分别控制在 10^{-3} 和 10^{-5} 数量级以内,在可接受的风险范围内,但是在使用期内仍需对其在纵桥向的抗震性能进行监测并适当加固。

2)边墩在纵桥向组合地震激励下到达各种损伤的风险概率约为横桥向的 $1/3$,故在使用期内应特别注意边墩横桥向的健康监测,并进行损

伤定位以及后期的加固措施,以保证全桥在横桥向的抗震性能。

3)由于支座在纵向的地震风险水平最高,故支座的安全性能成为纵桥向地震激励的关键控制因素,应在桥梁使用期内对支座进行定期的损伤监测并更换即将失效的支座。由于更换支座成本较其他主要承载构件修复和加固成本低,且支座的地震风险水平较其他关键构件高,在经济方面属于可接受的风险评估结果。

参考文献:

- [1] YEGIAN M K, GHAHRAMAN V G. Risk based methodology for seismic rehabilitation of earth dams [C]. Proceedings of Geotechnical Special Publication, 1993, 145-158.
- [2] KORKMAZ K, SARI A, CARHOGLU A. Seismic risk assessment of storage tanks in Turkish industrial facilities [J]. Journal of Loss Prevention in the Process Industries, 2011, 24(4): 314-320.
- [3] LUPOIL A, FRANCHIN P, SCHOTANUS M. Seismic risk evaluation of RC bridge structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(8): 1275-1290.
- [4] ZHONG J, GARDONI P, ROSOWSKY D, et al. Probabilistic seismic demand models and fragility estimates for reinforced concrete bridges with two-column bents [J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2008, 134(6): 495-504.
- [5] AGRAWAL A K, GHOSH M, ALAMPALLI S, et al. Seismic fragility of retrofitted multi-span continuous steel bridges in New York. [J]. ASCE Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(4): 562-575.
- [6] 乔美丽, 杜进生, 王开健. 大跨连续刚构桥施工期间地震风险分析 [J]. 公路交通科技, 2010, 27(11): 78-82.
- [7] 冯清海, 袁万城. 基于 IDA-MC 的桥梁地震风险概率评估方法 [J]. 长安大学学报, 2010, 30(3): 60-65.
- [8] 陈力波, 张建经, 卓卫东. 汶川地区公路桥梁系统地震风险评估 [J]. 土木工程学报, 2013, 46(2): 242-248.
- [9] 夏春旭, 柳春光. 基于 HAZUS 的预应力混凝土简支梁桥地震风险评价 [J]. 桥梁建设, 2016, 46(6): 61-66.
- [10] 钟剑, 万华平, 任伟新, 等. 全概率理论斜拉桥地震风险分析 [J]. 振动工程学报, 2018, 31(4): 654-661.
- [11] CORNELL C A. Engineering seismic risk analysis [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1968, 58(5): 1583-1968.
- [12] 高小旺, 鲍霁斌. 地震作用的概率模型及其统计参数 [J]. 地震工程与工程振动, 1985, 5(1): 13-22.
- [13] 王京哲, 朱晞. 近场地震速度脉冲下的反应谱加速度敏感区 [J]. 中国铁道科学, 2003, 24(6): 27-30.
- [14] 董俊, 单德山, 张二华, 马腾. 非规则桥梁近、远场地震易损性对比分析 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, 48(3): 159-165.
- [15] 郑文婷. 矮塔斜拉桥结构地震风险概率评估 [D]. 福州: 福州大学, 2012.
- [16] HOSHINO N, TAKEMURA A. On reduction of finite sample variance by extended Latin hypercube sample [J]. Bernoulli, 2000, 6(6): 1035-1050.
- [17] 焦驰宇. 基于性能的大跨斜拉桥地震易损性分析 [D]. 上海: 同济大学, 2008.
- [18] HWANG H, LIU J, CHIU Y. Seismic fragility analysis of highway bridges [D]. Center for Earthquake Research and Information, The University of Memphis, Memphis(TN), USA, 2001.
- [19] 王宇. 变墩高速公路桥梁的地震易损性分析 [D]. 上海: 同济大学, 2007.

(责任编辑: 方素华)