

# 非一致地震激励下飘浮体系斜拉桥易损性分析

马 凯<sup>1</sup>, 钟 剑<sup>2</sup>, 袁万城<sup>1</sup>, 党新志<sup>1</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

**摘要:** 利用 OpenSees 软件对一座主跨为 420 m 的斜拉桥建立有限元模型, 分别进行了仅考虑失相干效应、考虑失相干效应和行波效应、考虑失相干效应和场地效应以及综合考虑失相干效应、行波效应和场地效应等 4 种非一致激励情况下的易损性分析。结合联合概率地震需求模型 (TPSDM) 和蒙特卡罗抽样获得了基于构件的体系易损性曲线。考虑地震动空间效应的飘浮体系斜拉桥损伤概率明显高于一致激励且失相干效应和场地效应的影响较为显著。失相干效应越明显, 斜拉桥体系遭受地震损伤的概率越大。场地效应的影响较为复杂, 总体上表现为相邻场地类型差异越大, 沿地震波传播方向场地类型由软变硬时, 体系损伤概率增加。行波效应对飘浮体系斜拉桥地震损伤的影响较小, 易损性分析时忽略行波效应的影响不会造成较大的误差。因此, 对飘浮体系斜拉桥进行非一致激励下的地震易损性分析应考虑失相干效应和场地效应的影响, 目前广泛采用的一致激励下的易损性分析高估了体系的抗震性能。

**关键词:** 飘浮体系斜拉桥; 地震动空间效应; 非一致地震激励; 体系易损性

中图分类号: TU312.1

文献标志码: A

## Fragility Analysis of Floating Cable-stayed Bridge Under Non-uniform Seismic Excitation

MA Kai<sup>1</sup>, ZHONG Jian<sup>2</sup>, YUAN Wancheng<sup>1</sup>, DANG Xinzhi<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** The finite element model of a cable-stayed bridge with the main span of 420 m was built with OpenSees software. Fragility analysis was performed under four conditions considering incoherence effect only, incoherence and wave-passage effects, incoherence and site-response effects and spatial variation due to incoherence, wave-passage

and site-response effects. System fragility curves were generated combining joint probabilistic seismic demand model (JPSDM) with Monte Carlo simulation based on component fragility. The system vulnerability of the cable-stayed bridge under non-uniform excitation considering different sources of spatial variation effects is higher than that under uniform excitation. The effects of incoherence and site-response are obvious to the seismic response of the cable-stayed bridge. With the increase of incoherence factor, the bridge as a system becomes more fragile. The site-response effect is more complicated, and the bridge tends to be more vulnerable if the soil types of nearby exciting locations become more different. The vulnerability of the cable-stayed bridge increases when the soil type along the direction of propagation turns from relative soft to firm than the inverse condition. Neglecting wave-passage effect in fragility analysis would not cause an obvious error. Above all, incoherence and site-response effects should be considered in the fragility analysis of the floating cable-stayed bridge under non-uniform excitation. The widely adopted fragility analysis under uniform excitation at the current time overestimates the aseismic behavior of the system.

**Key words:** floating cable-stayed bridge; seismic spatially varying effect; non-uniform seismic excitation; system fragility

斜拉桥作为大跨度桥梁的常见结构形式, 地震动空间变化不可避免, 因而假定结构在不同支撑点处具有相同的地震输入是不切实际的。国内外多位学者开展了空间变化地震动下桥梁结构的地震响应研究。Lou 等<sup>[1]</sup> 对一座三跨预应力混凝土斜交桥进行了考虑场地效应、行波效应和失相干效应的非一致激励和一致激励下的地震响应分析, 表明绝大多数情况下一致激励的地震响应偏小。Burdette 等<sup>[2-3]</sup>

收稿日期: 2017-02-14

基金项目: 土木工程防灾国家重点实验室基金 (SLDRCE14-B-14); 国家自然科学基金 (51478339, 51778471); 江西省科技计划 (20151BBG70064); “十二五”国家科技支撑计划 (2015BAK17B04)

第一作者: 马 凯 (1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震和桥梁抗风。E-mail: 1510169@tongji.edu.cn

通讯作者: 袁万城 (1962—), 男, 研究员, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震。

E-mail: yuan@tongji.edu.cn



分析了失相干效应和行波效应对曲线梁桥地震响应的影响,为地震动空间效应的考虑范围和有效分析方法提供了建议. Soyluk 等<sup>[4]</sup>研究了土-结构相互作用以及地震动空间作用对斜拉桥动力特性的影响,表明斜拉桥动力响应分析时应考虑上述 2 种作用. Li 等<sup>[5]</sup>采用振动台试验研究了考虑空间变化地震动和碰撞效应的桥梁非弹性响应,表明地震动空间变化会对碰撞和塑性铰的形成产生影响. Adanur 等<sup>[6]</sup>分析了地震动空间效应对悬索桥随机地震响应的影响,表明对悬索桥进行地震反应分析需要考虑失相干效应、行波效应和场地效应的影响.

地震易损性描述结构在不同水平地震作用下超越某一极限状态或性能水平的条件概率,通常可以用易损性曲线来表示,它把地震动强度指标(IM)与结构的损伤指标(DI)有机地联系在一起. 体系易损性分析引起了学者们的关注. Rogers 等<sup>[7]</sup>采用构件和体系易损性分析方法研究了构形对预应力曲线梁桥地震损伤敏感性的影响,表明跨长与曲率半径的比值这一参数的影响最为显著. Wu 等<sup>[8]</sup>生成了中等跨径混凝土斜拉桥的构件易损性曲线,基于串联体系假定生成了体系易损性曲线,并在易损性分析的基础上提出了一种合理的抗震体系. Li 等<sup>[9]</sup>对一座五跨高墩斜拉桥进行了构件和体系易损性分析,并据此研究了墩梁连接方式以及黏滞阻尼器设置位置的影响.

上述易损性分析均是针对一致地震激励,国内外仅有少数学者开展了非一致激励下桥梁的易损性分析. Kim 等<sup>[10]</sup>首次尝试生成考虑空间地震动变化的易损性曲线,在生成多点激励加速度时程时采用了基于功率谱的地震波模拟. Zhong 等<sup>[11]</sup>采用条件模拟,基于已知参考点的加速度时程模拟目标点的地震动时程,并生成了考虑地震动空间效应的易损性曲线. Kun 等<sup>[12]</sup>基于试验手段对一座三跨高架桥进行了易损性分析,且考虑了不同场地条件、碰撞以及桥台运动的影响. Li 等<sup>[13]</sup>考虑了地震动空间效应以及氯离子腐蚀的影响,开展了考虑时变效应的钢筋混凝土(RC)连续梁桥地震易损性分析,表明忽略地震动空间效应的影响将得到不准确的结果. 李吉涛等<sup>[14]</sup>考虑了结构及地震动不确定性,采用蒙特卡罗方法建立一致激励和多点激励 2 种工况下大跨连续刚构桥-地震动系统随机样本,生成结构的易损性曲线,得到同等程度破坏的多点激励与一致激励下加速度峰值关系. 陈志伟等<sup>[15]</sup>考虑了行波效应对大跨连续刚构桥易损性的影响,进行一致激励和多点

激励下的增量动力分析,表明考虑行波效应矮墩发生轻微和中等损伤的概率降低,高墩发生轻微和中等损伤的概率增大,矮墩和高墩严重损伤的概率均增大. Ramadan 等<sup>[16]</sup>考虑失相干效应和场地效应的影响对一座九跨连续箱梁桥采用增量动力分析生成了易损性曲线,并分析了 2 种效应对 4 种损伤状态年平均超越概率的影响.

以上学者为多点激励下构件层面的易损性分析提供了参考. 为了更加全面地评价非一致激励下斜拉桥地震风险水平,本文结合基于构件的体系易损性分析方法得到考虑地震动空间效应的体系易损性曲线. 结合分析结果研究行波效应、场地效应和失相干效应的影响,并提出飘浮体系斜拉桥抗震分析时地震动空间效应的合理考虑因素.

## 1 易损性分析基本原理

一般通过非线性时程分析获得结构的响应,非线性分析方法又可以分为增量动力分析法和云图法. 由于斜拉桥易损性分析的计算量较大,本文采用云图法生成易损性曲线.

### 1.1 云图法基本原理

对于云图法而言,重点在于运用能量法则<sup>[17]</sup>进行统计回归分析,得到结构构件的地震峰值响应与地震动强度参数之间的关系,基本步骤<sup>[18]</sup>如下所示:

- (1) 选取可以反映结构所在场地区域地质情况的地震动记录.
- (2) 建立桥梁结构的三维有限元模型.
- (3) 进行桥梁结构的非线性时程分析,得到地震动强度参数与工程需求参数的样本.
- (4) 通过能量法则对样本进行回归分析,得到结构构件的概率地震需求模型(PSDM).

地震动强度参数  $a$  与工程需求参数  $D$  的均值  $S_D$  一般服从指数函数关系<sup>[19]</sup>,可以通过线性拟合或二次拟合得到概率需求地震模型,如下所示:

$$\ln S_D = c_1 \ln a + c_2 \quad (1)$$

$$\ln S_D = c_1 \ln^2 a + c_2 \ln a + c_3 \quad (2)$$

式中: $c_1$ 、 $c_2$  和  $c_3$  为回归参数. 两边取对数可以方便运用最小二乘法进行拟合<sup>[20]</sup>.

根据易损性的定义以及云图法的基本假定,可以得到超越概率,如下所示:

$$P[D \geq C|a] = \Phi\left(\frac{\ln S_D - \ln S_C}{\sqrt{\beta_D^2|_a + \beta_C^2}}\right) \quad (3)$$

式中: $\Phi(\cdot)$  为标准正态分布函数; $C$  为构件的能力;

参数  $\beta_c$  和  $S_c$  分别为极限状态模型的标准差和均值, 可通过试验结果、专家意见、数值模拟或者利用贝叶斯理论综合上述 3 种方法得到, 不同的极限状态模型反映了不同水准的构件能力水平. 线性 and 二次回归需求的标准差

$$\beta_{D|a} = \sqrt{\frac{\sum (\ln d_j - \ln S_D)^2}{m-2}} \quad (4)$$

式中:  $d_j$  为第  $j$  次时程分析得到的结构需求;  $m$  为非线性时程分析的总次数.

## 1.2 体系易损性曲线

桥梁作为一个系统, 比任何一个构件都更加容易遭受地震损伤<sup>[21]</sup>. 体系易损性可以通过构件的重要性以及震后的修复花费推导得出, 或者利用联合概率地震需求模型(JPSDM)基于构件水平得到. 桥梁结构体系超越某一个特定极限状态的概率  $P(F_{\text{sys}})$  为所有单个构件超越该极限状态的联合概率, 即

$$P(F_{\text{sys}}) = \prod_{i=1}^n P(F_i) \quad (5)$$

Choi 等<sup>[21]</sup>通过一阶可靠度理论, 分别假定各构件之间完全独立和完全相关得到体系易损性的上、下界, 如下所示:

$$\max_{i=1}^n P(F_i) \leq P(F_{\text{sys}}) \leq 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P(F_i)) \quad (6)$$

体系易损性介于上、下界之间, 依赖于构件地震响应的相关系数. 通常考虑构件地震响应的相关性, 建立联合概率地震需求模型, 用蒙特卡罗抽样得到体系易损性曲线. 首先计算得到各个构件地震响应的协方差矩阵, 其次对于各个构件的地震需求和能力进行样本抽样, 取样本数  $S=10^5$ . 对于每一个地震动峰值加速度(PGA), 需求大于能力的样本数记为  $s$ , 则该 PGA 下结构体系的失效概率  $P=s/S$ . 对于所有的 PGA 重复上一步骤, 可以计算得到 4 种损伤状态下的体系易损性<sup>[22]</sup>.

## 2 考虑空间效应的地震波生成

### 2.1 目标地震动加速度时程生成

本文采用条件模拟根据已知位置的加速度时程生成目标位置的加速度时程, 首先假定各位置的加速度时程均为平稳随机过程, 参考位置  $k$  的加速度时程可以用傅里叶函数展开为

$$a_k(t_i) = A_{0k} + \sum_{p=1}^{N/2-1} (A_{pk} \cos(\omega_p t_i) + B_{pk} \sin(\omega_p t_i)) +$$

$$(-1)^i A_{(N/2)k}, \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

式中:  $\omega_p = 2\pi p/N\Delta t$  为第  $p$  阶频率, 其中  $\Delta t$  为时间间距,  $N$  为等间距观测的数据总数量;  $t_i$  为离散时间点;  $A_{pk}$ 、 $B_{pk}$  为不同频率下的随机傅里叶系数.  $A_{pk}$ 、 $B_{pk}$  可由下式求解得到:

$$A_{pk} = \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N a_k(t_i) \cos(\omega_p t_i), \quad p = 1, \dots, N/2-1$$

$$A_{0k} = \sum_{i=1}^N a_k(t_i)/N, \quad p = 0$$

$$A_{(N/2)k} = \sum_{i=1}^N (-1)^i a_k(t_i)/N, \quad p = N/2$$

$$B_{pk} = \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N a_k(t_i) \sin(\omega_p t_i), \quad p = 1, \dots, N/2-1 \quad (8)$$

$a_k(t_i)$  的自功率谱密度函数  $G_{kk}(\omega_p)$  可以表示为

$$G_{kk}(\omega_p) = \frac{N\Delta t}{4\pi} (A_{pk}^2 + B_{pk}^2) = \frac{\Delta t}{\pi N} \left| \sum_{i=1}^N a_k(t_i) \exp(it_i \omega_p) \right|^2 \quad (9)$$

目标位置  $l$  处的自功率谱函数  $G_{ll}(\omega)$  可由  $k$  处的自功率谱函数  $G_{kk}(\omega)$  以及频率响应函数  $H(\omega)$  得到, 如下所示:

$$G_{ll}(\omega) = \frac{G_{kk}(\omega) |H_l(\omega)|^2}{|H_k(\omega)|^2} \quad (10)$$

频率响应函数  $H_l(\omega)$  定义如下:

$$H_l(\omega) = \frac{\omega_l^2 + 2i\zeta_l \omega_l \omega}{\omega_l^2 - \omega^2 + 2i\zeta_l \omega_l \omega} \quad (11)$$

式中:  $\omega$  为场地的一阶频率;  $\omega_l$  和  $\zeta_l$  分别为场地  $l$  处土层的滤波频率和阻尼比. 滤波频率  $\omega_l$  可以通过第一共振频率得到,  $\omega_l = \pi v_{s,l}/2z_l$ , 其中  $v_{s,l}$  和  $z_l$  分别为土层的剪切波速和距离岩石层的厚度. 场地  $k$  和  $l$  的互功率谱函数可表示为

$$G_{kl}(\omega) = \gamma_{kl}(\omega) (G_{kk}(\omega) G_{ll}(\omega))^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

式中:  $\gamma_{kl}(\omega)$  为综合考虑场地效应、行波效应和失相干效应的相关函数, 具体定义详见式(14).

假定目标位置  $l$  的加速度时程为平稳过程且满足式(7)的形式, 得到位置  $k$ 、 $l$  点的自功率谱函数和互功率谱函数后, 可以利用文献[11, 23]中的方法得到目标位置加速度时程的傅里叶系数, 从而得到平稳过程各目标点的加速度时程.

最后, 把调制函数应用于平稳随机过程, 可以计算得到考虑非平稳性的各激励点的加速度时程, 调制函数的表达式如下所示:

$$\eta(t) = \begin{cases} (t/t_0)^2, & 0 \leq t \leq t_0 \\ 1, & t_0 < t \leq t_1 \\ \exp(-0.155(t-t_1)), & t_1 < t \leq T \end{cases} \quad (13)$$

式中:  $t_0 = 2 \text{ s}$ ,  $t_1 = 10 \text{ s}$ <sup>[24]</sup>;  $T$  为加速度时程的总长度.

### 2.2 地震动空间效应

在进行大跨结构地震反应分析时,要综合考虑失相干效应、行波效应和场地效应等 3 个重要因素. Luco 等<sup>[25]</sup>、Kiureghian<sup>[26]</sup>建立了考虑上述 3 种地震动空间效应的相关函数模型,可由下式计算得到:

$$\gamma_{kl}(\omega) = |\gamma_{kl}(\omega)| \exp(i(\theta_{kl,wp}(\omega) + \theta_{kl,sr}(\omega))) \quad (14)$$

失相干效应是随着距离的增加地震波失去相关性的特性,跟 2 个因素有关,分别是地震动传播过程中的场地介质特性以及不同震源的地震在同一个地点的叠加,本文主要研究第 1 个因素. 失相干函数表达式如下所示:

$$|\gamma_{kl}(\omega)| = \exp\left(-\left(\frac{\alpha d_{kl}\omega}{v_s}\right)^2\right) \quad (15)$$

式中:  $v_s$  是场地的剪切波速;  $d_{kl}$  是  $k$  和  $l$  2 点的距离;  $\alpha$  是失相干系数. Bi 等<sup>[27]</sup>给出了不同场地剪切波速的建议值,失相干系数比  $\alpha/v_s$  在文献中也被给予了粗略的估计值, Konakli 等<sup>[28]</sup>以及 Luco 等<sup>[25]</sup>建议  $v_s$  合理的取值范围为  $2 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ .

地震波到达不同激励点的时间差而产生的行波效应可以用相位差来表示,如下所示:

$$\theta_{kl,wp}(\omega) = -\frac{\alpha d_{kl} \sin \Psi}{v_s} = -\frac{\alpha d_{kl}}{v_{app}} \quad (16)$$

式中:  $v_{app} = v_s / \sin \Psi$  为地表视波速;  $\Psi$  为地震波到达地面的人射角.

场地效应是由于不同土层的动力特性不同,导致地震波从岩石通过土层传到地表的强度及频谱特性都有所差异. 局部场地效应而产生的相位角可以表示为

$$\theta_{kl,sr}(\omega) = \tan^{-1} \frac{\text{Im}[H_k(\omega)H_l(-\omega)]}{\text{Re}[H_k(\omega)H_l(-\omega)]} \quad (17)$$

$H_k(\omega)$  的定义已在式(11)中给出.

参考 Soyluk 等<sup>[29]</sup>、Kiureghian 等<sup>[30]</sup>、Adanur 等<sup>[6]</sup>的取值,本文不同场地类型的参数列于表 1.

表 1 不同场地类型的参数

土层种类	$v_s / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	$\zeta_k$	$\omega_k / \text{Hz}$
坚硬	400	0.6	15
中等	200	0.4	10
松软	150	0.2	5

### 2.3 加速度时程生成位移时程

OpenSees 软件进行多点激励分析时只支持位移时程输入,本文采用 Boore 等<sup>[31]</sup>提出的结合基线调整和高频滤波技术将加速度时程转化为位移时程的方法. 具体步骤如下所示:①计算得到加速度时程的均值,从记录的地震波中减去均值;②将余弦锥形函数应用到模拟的加速度时程上,使初始值为零;③对加速度时程积分得到速度时程,并利用最小二乘法对速度时程进行二次拟合;④从加速度时程中减掉③中二次函数的导数,并对结果进行高频滤波,得到新的加速度时程;⑤对步骤④中的加速度时程积分得到速度和位移时程. 经上述操作后可以得到用于多点激励输入的各激励点的位移时程.

## 3 三维有限元模型建立及地震波选取

本文算例为主跨 420 m 的双索面飘浮体系斜拉桥,桥跨布置为 68.6 m + 116.4 m + 420.0 m + 116.4 m + 68.6 m = 790 m. 主梁为钢-混凝土组合梁,采用开口断面,梁高 3.30 m,宽 28.00 m. 桥梁主孔采用塔、梁分离,并在主塔横梁上设置支座的纵向全飘浮体系,全桥共 72 对拉索,呈空间双索面扇形布置. 斜拉桥立面以及桥塔和桥墩的截面分别绘于图 1 和图 2 中. 图 2 中桥塔和桥墩一般构造图的单位为 m,截面图的单位为 mm.

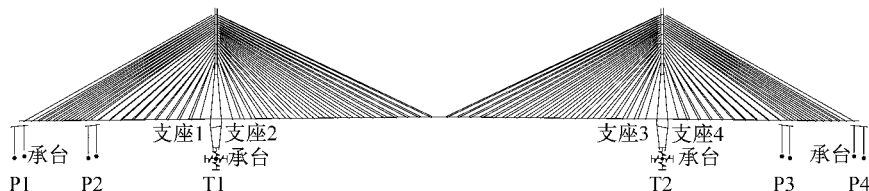


图 1 斜拉桥立面图

Fig.1 Elevation view of the cable-stayed bridge

斜拉桥的非线性有限元模型采用开源软件 OpenSees 建立. 主梁采用弹性梁柱单元模拟,桥塔和桥墩为钢筋混凝土结构,采用弹塑性纤维单元模

拟,将钢筋和混凝土离散为纤维,假定纤维之间满足平截面假定. 建模时考虑外层保护层混凝土、约束核心混凝土以及纵向钢筋 3 种材料(详见图 2 截面 A-

A、B-B 以及 C-C). 钢筋采用双线性滞回模型 Steel01 模拟, 无约束混凝土和约束混凝土均采用 Kent-Scott-Park 模型, 不考虑混凝土的抗拉强度. 拉索采用桁架单元(truss)模拟, 并利用 Ernst 公式修正弹性模量以考虑索自重产生的垂度效应. 支座为普通

的球型钢支座, 采用零长单元建模, 支座材料选用 ElasticPP, 按规范取滑动摩擦系数  $\mu=0.02$ , 屈服位移  $\delta_y=2\text{ mm}$ . 桩土相互作用采用等代土弹簧模拟, 弹簧刚度依照规范用 m 法计算得到, 在 OpenSees 软件中同样采用零长单元模拟.

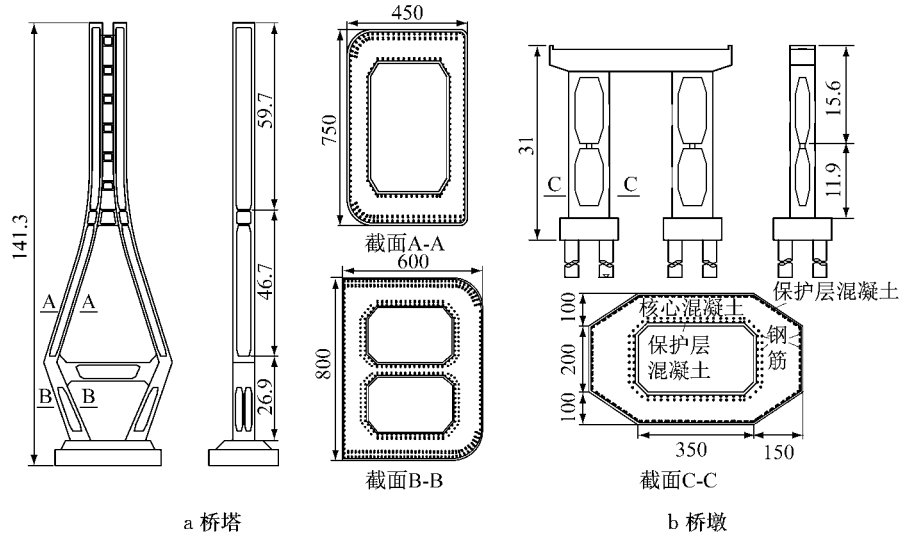


图 2 桥塔和桥墩一般构造及截面图

Fig.2 General configuration and sections of pylon and pier

本文选用 Shafieezadeh 等<sup>[32]</sup>在论文中使用的地震波, 包含 80 条 Medina 和 Krawinkler 从太平洋地区地震工程中心(PEER)强震地震库选取的地震波以及 20 条从加州大学伯克利分校的地震工程国家信息服务网站(SAC)选取的地震波. 从 PEER 选取的是一组矩震级和震中距分布均匀的地震波, 矩震级从 5.8 到 6.9, 震中距从 10 km 到 60 km, 20 条从 SAC 选择的地震波具有 50 年 2% 和 10% 的超越概率. 在 OpenSees 中非一致激励采用多点激励模式输入, 而一致地震激励采用加速度时程的一致输入模

式, 且均为纵桥向和横桥向 2 个方向输入.

采用条件模拟生成地震动加速度和位移时程的方法, 获得了考虑地震动空间效应的斜拉桥各激励点 100 条地震波的加速度时程和位移时程(其中桥墩 P1~P4 分别在墩底横桥向有 2 个激励点, 地震波输入相同; 桥塔 T1 和 T2 位置仅对应 1 个激励点). 以编号为 10 的地震波为例, 图 3 和图 4 中分别绘出了考虑地震动空间效应的各激励位置加速度时程和位移时程曲线.

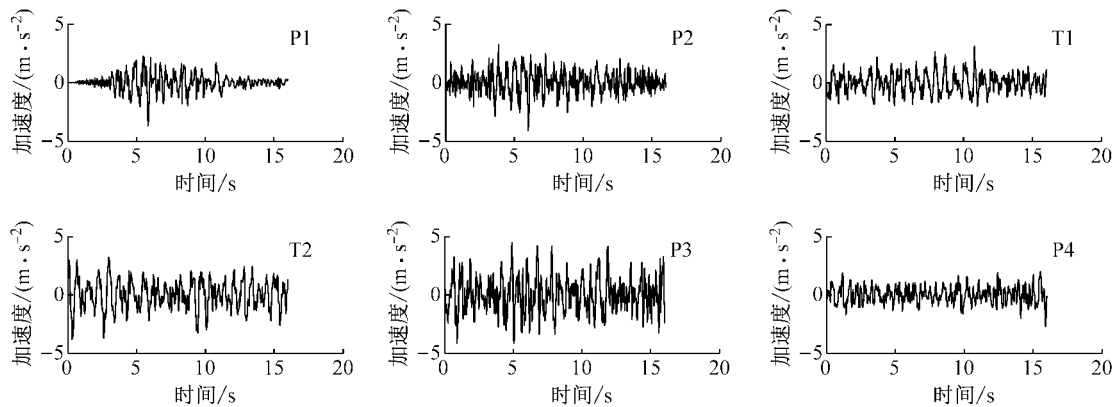


图 3 各激励点的加速度时程

Fig.3 Acceleration time histories at different excitation points

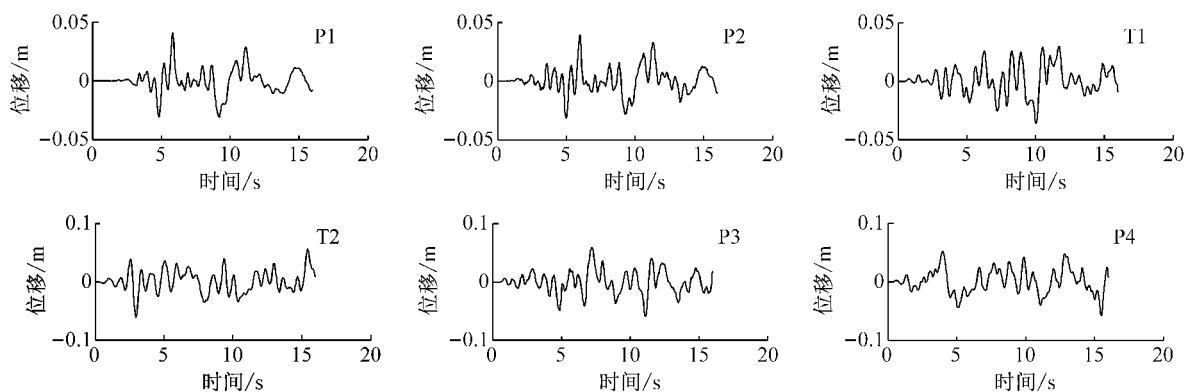


图 4 各激励点的位移时程

Fig.4 Displacement time histories at different excitation points

## 4 非一致激励易损性分析结果

### 4.1 构件能力定义

参考 Hose 等<sup>[33]</sup>的做法,定义了 4 级损伤状态:轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全损伤. 利用 OpenSees 建立桥塔和桥墩截面纤维模型,进行截面  $M-\phi$  分析得到弯矩-曲率关系,并依据等面积原则用 Matlab 迭代得到双折线的弯折点. 图 5 中绘出了桥塔 B-B 截面(见图 2)纵桥向和横桥向的弯矩-曲率关系分析结果. 截面 4 级损伤状态对应的能力分别定义为最外层钢筋屈服点、双折线的弯折点、最大弯矩点以及混凝土压碎点,并以轻微损伤状态下的截面曲率为基准进行归一化操作从而得到 4 种损伤状态

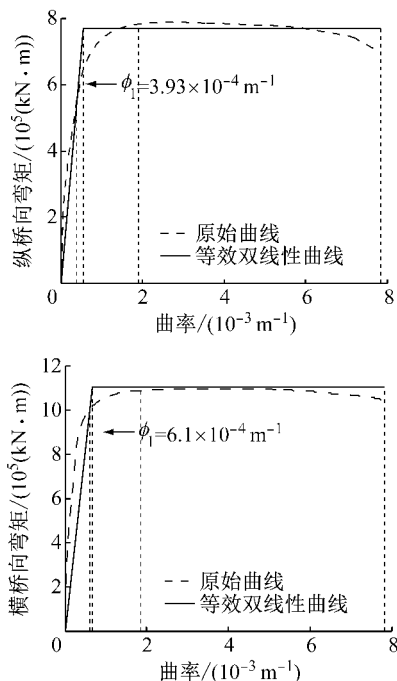


图 5 塔底截面弯矩-曲率曲线

Fig.5  $M-\phi$  curves for the section of the pylon

下的曲率延性系数. 支座能力定义则通过不同损伤状态下的位移限值来实现,且参考了本文斜拉桥经抗震设计选定支座的位移能力. 4 种损伤状态下各构件能力列于表 2.

表 2 4 种损伤状态下构件能力定义

Tab.2 Capacity definition of four damage states for bridge components

损伤状态	桥塔曲率延性系数		桥墩曲率延性系数		支座位移/m
	纵桥向	横桥向	纵桥向	横桥向	
轻微	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30
中等	1.10	1.10	2.00	1.19	0.60
严重	3.03	4.86	9.40	4.84	0.90
完全	12.83	19.93	31.60	19.99	1.00

### 4.2 非一致激励下斜拉桥构件及体系易损性曲线

考虑地震动空间效应的各激励点地震动强度指标(如 PGA)并不相同,本文选取各激励点地震动峰值加速度的均值( $M_{PGA}$ )作为强度指标. 图 6 中绘出了桥塔底部 B-B 截面、桥墩底部 C-C 截面(见图 2)纵桥向曲率延性以及支座 1(见图 1)位移的线性和二次拟合概率地震需求模型曲线.

本文进行了多种地震动空间效应组合下的易损性分析. 图 7 和图 8 绘出了非一致激励下斜拉桥的构件和体系易损性曲线,同时考虑了失相干效应、行波效应和场地效应的影响. 激励点自左向右 P1~P4(见图 1)的场地类型分别为 FFMMFF(其中 F 为坚硬、M 为中等、S 为松软),失相干系数为 0.000 2,视波速为  $400 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ .

可以看出,支座位移和桥墩曲率延性的损伤概率较大,桥塔由于配筋较密,易损性较小,且桥塔纵桥向的损伤概率小于横桥向. 这是由于斜拉桥为纵向全飘浮体系,传递给桥塔的纵向地震力显著减小,同时桥塔纵桥向的惯性矩大于横桥向. 桥墩纵桥向相对于横桥向更加易损,这可能是由于桥墩截面纵桥向惯性矩较小造成的.

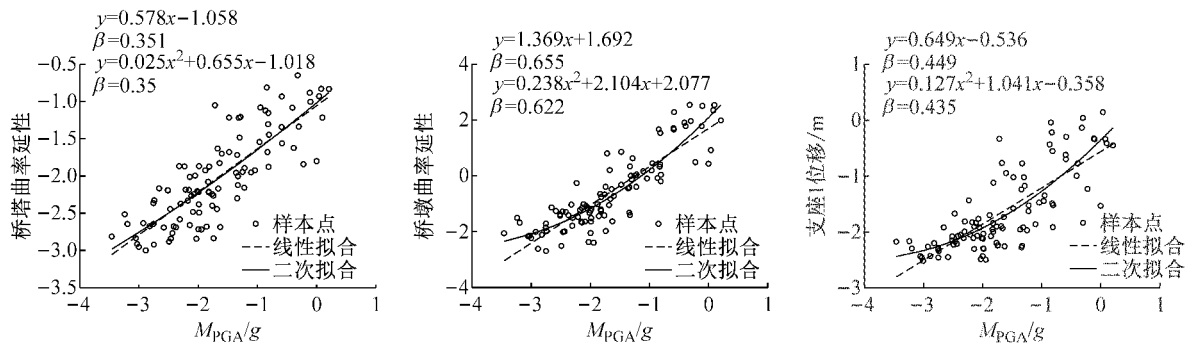


图 6 线性 and 二次拟合概率地震需求模型  
Fig.6 PSDM with linear and quadratic fitting

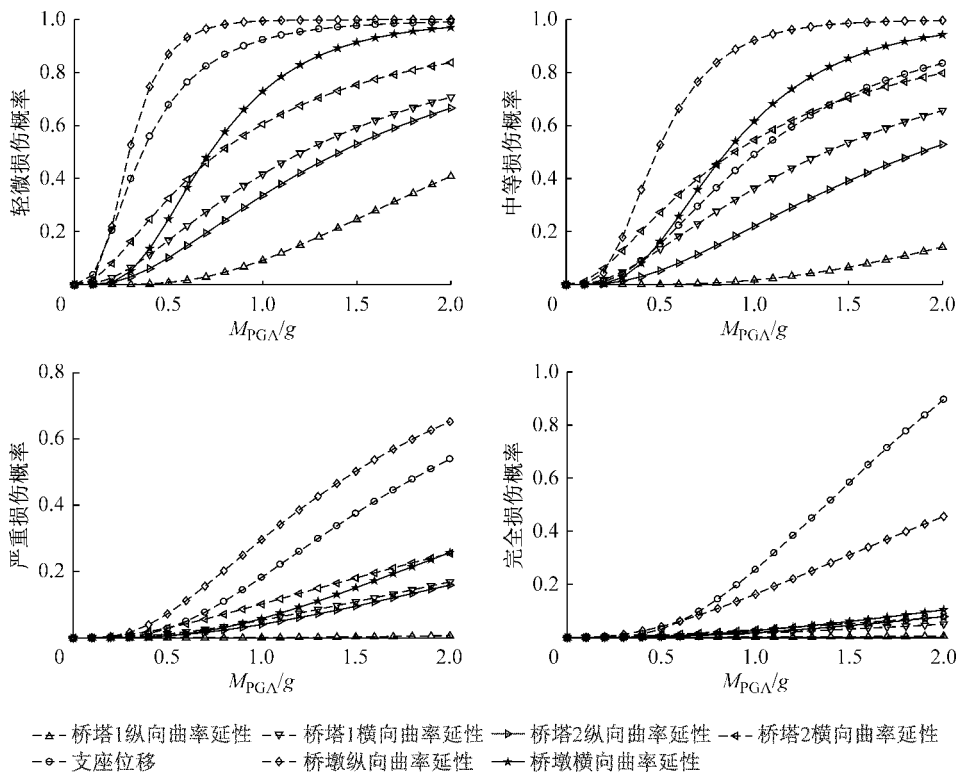


图 7 非一致地震激励下斜拉桥的构件易损性曲线  
Fig.7 Component fragility curves of the cable-stayed bridge under non-uniform excitations

图 8 绘出了考虑各构件相关性的斜拉桥体系易损性曲线以及由式(6)计算出的体系易损性上、下界. 其中, 下界为假设各构件地震响应完全相关, 由最容易损伤的构件代替体系得到的体系易损性曲线; 上界为假设各构件地震响应完全不相关得到的体系易损性曲线. 在生成体系易损性曲线时考虑了 20 个构件的易损性. 每个桥塔考虑了最下方 2 个单元的地震响应, 以及 4 个桥墩(见图 1)最下方单元的地震响应, 且均包括了纵桥向和横桥向 2 个方向的曲率延性, 并考虑了支座 1~4(见图 1)共 4 个支座纵桥向的位移响应.

### 5 地震动空间效应的影响

为了研究地震动空间效应的影响, 分别进行了一致地震激励、仅考虑失相干效应(IC)、考虑失相干效应和行波效应(IC+WP)、考虑失相干效应和场地效应(IC+ST)、综合考虑失相干效应、行波效应以及场地效应(IC+WP+ST)的易损性分析. 场地类型分为 3 种, 分别为坚硬(F)、中等(M)和松软(S), 不同类型的场地参数详见表 1. 失相干系数比  $\alpha/v_s$  取值分别为 0.000 2、0.000 4、0.000 6、0.000 8、

0.001 0. 视波速取值分别为 400、600、800、1 000  $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ . 生成了考虑地震动空间效应共 34 种工况下的构件和体系易损性曲线. 为了便于比较,分别计算得到体系 50% 损伤概率对应的中值地震动峰值加速

度(中值 PGA)并列于表 3~8. 为了简化记法,场地变化(如 FMMF)分别对应于 P2、T1、T2 和 P3 等 4 个位置的场地类型, P1 与 P2 以及 P4 与 P3 场地类型相同.

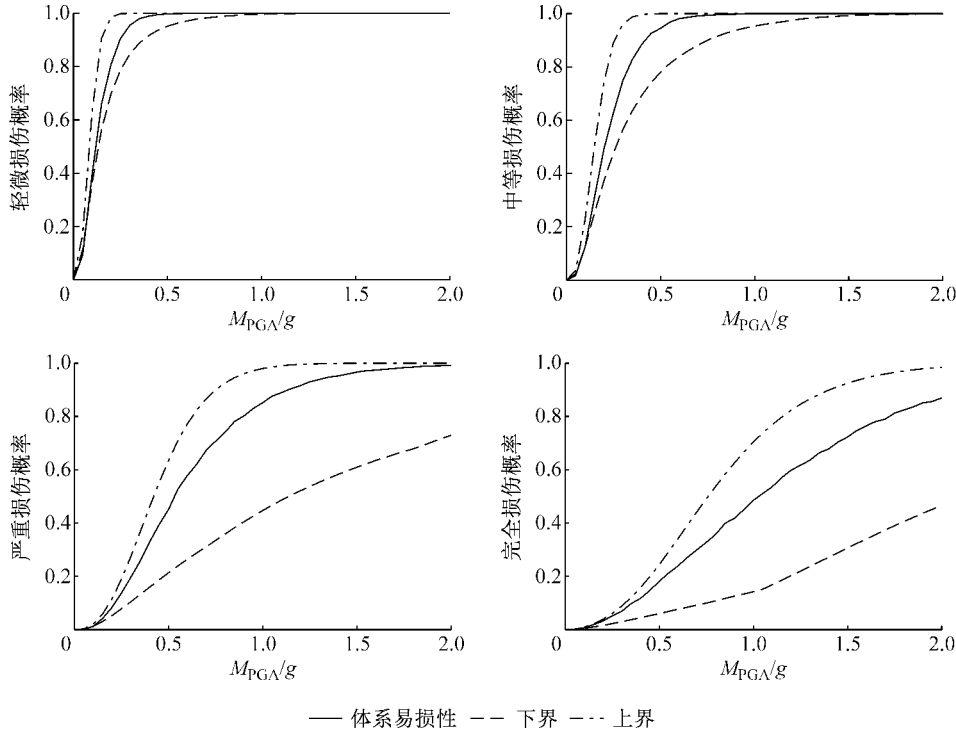


图 8 非一致地震激励下斜拉桥体系易损性曲线

Fig.8 System fragility curves of the cable-stayed bridge under non-uniform excitations

分析表 3 可以得到,仅考虑失相干效应的影响(IC),失相干效应越显著,其损伤概率越大. 当失相干系数比从 0.000 2 增至 0.001 0 时,轻微、中等、严重以及完全损伤状态下斜拉桥的中值 PGA 分别降低了 26.2%、28.0%、23.8% 以及 24.0%. 考虑失相干效应和行波效应共同影响(IC+WP),中值 PGA 随着视波速变化差别不大,且与仅考虑失相干效应的结果较为接近,可见对于飘浮体系斜拉桥,行波效应的影响并不显著. 同时考虑失相干效应和场地效应(IC+ST)共设置了 9 种工况,当各激励点的场地类型相同时(即 FFFF、MMMM、SSSS),斜拉桥体系易损性曲线的中值 PGA 差别不大. 当各激励点的场地类型不相同,中值 PGA 降低. 沿地震波传播方向场地类型由硬变软时,斜拉桥体系损伤概率小于场地类型由软变硬时的结果. 相邻激励点所处的场地类型差异越大,体系的损伤概率越大,表现为中值 PGA 减小,这与 Adanur 等<sup>[6]</sup>、Zhong 等<sup>[11]</sup> 多位学者的结论一致. 失相干效应、场地效应和行波效应共同作用下,随着失相干系数比  $\alpha/v_s$  增加,中值 PGA 降低,且降低的幅度与仅考虑失相干效应时接近. 3 种

效应共同作用时,视波速对中值 PGA 的影响仍不显著. 综合考虑失相干效应、场地效应和行波效应时,场地效应对斜拉桥体系易损性的影响与仅考虑前 2 种效应时有所差异,表现为沿地震波传播方向参考

表 3 仅考虑失相干效应的体系易损性中值 PGA

**Tab.3 Median PGA of system vulnerability considering IC**

损伤状态	不同 $\alpha/v_s$ 下的体系易损性中值 PGA				
	0.000 2	0.000 4	0.000 6	0.000 8	0.001 0
轻微	0.126	0.103	0.097	0.095	0.093
中等	0.214	0.184	0.167	0.161	0.154
严重	0.525	0.483	0.439	0.436	0.400
完全	1.000	0.900	0.812	0.808	0.760

表 4 考虑失相干效应和行波效应的体系易损性中值 PGA ( $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

**Tab.4 Median PGA of system vulnerability considering IC+WP ( $\alpha/v_s = 0.000 2$ )**

损伤状态	不同 $v_{app}$ 下的体系易损性中值 PGA			
	400 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	600 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	800 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	1 000 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$
轻微	0.121	0.127	0.128	0.121
中等	0.206	0.218	0.219	0.211
严重	0.534	0.561	0.532	0.532
完全	1.050	1.050	0.982	1.000



点的场地类型相同时(如{FFFF、FMMF、FSSF}或{MFFM、MMMM、MSSM}),飘浮体系斜拉桥的体系易损性较为接近,且随着参考点的场地类型由硬

变软时,中值 PGA 减小.最不利工况 SMMS 与损伤概率最小的 FFFF 工况相比,4 种损伤状态的中值 PGA 分别降低了 30%、31%、31%以及 30%.

表 5 考虑失相干效应和场地效应的体系易损性中值 PGA ( $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

Tab.5 Median PGA of system vulnerability considering IC+ST ( $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

损伤状态	不同场地条件下的体系易损性中值 PGA								
	FFFF	MMMM	SSSS	FMMF	FSSF	MFFM	MSSM	SFFS	SMMS
轻微	0.122	0.125	0.124	0.125	0.115	0.096	0.088	0.091	0.097
中等	0.202	0.211	0.213	0.206	0.196	0.175	0.160	0.158	0.163
严重	0.512	0.513	0.538	0.506	0.500	0.464	0.437	0.407	0.400
完全	0.950	0.973	0.987	0.927	0.850	0.900	0.800	0.768	0.750

表 6 考虑失相干效应、行波效应和场地效应的体系易损性中值 PGA (FFFF,  $v_{app} = 400 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ )

Tab.6 Median PGA of system vulnerability considering IC+WP+ST (FFFF,  $v_{app} = 400 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ )

损伤状态	不同 $\alpha/v_s$ 下的体系易损性中值 PGA				
	0.000 2	0.000 4	0.000 6	0.000 8	0.001 0
轻微	0.125	0.098	0.094	0.094	0.093
中等	0.215	0.182	0.166	0.167	0.159
严重	0.564	0.515	0.460	0.457	0.433
完全	1.100	1.032	0.900	0.887	0.850

表 7 考虑失相干效应、行波效应和场地效应的体系易损性中值 PGA(FFFF,  $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

Tab.7 Median PGA of system vulnerability considering IC+WP+ST (FFFF,  $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

损伤状态	不同 $v_{app}$ 下的体系易损性中值 PGA			
	$400 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$	$600 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$	$800 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$	$1 000 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$
轻微	0.125	0.122	0.123	0.127
中等	0.215	0.208	0.214	0.222
严重	0.564	0.530	0.534	0.563
完全	1.100	1.027	1.011	1.072

表 8 考虑失相干效应、行波效应和场地效应的体系易损性中值 PGA ( $v_{app} = 400 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ,  $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

Tab.8 Median PGA of system vulnerability considering IC+WP+ST ( $v_{app}$ ,  $\alpha/v_s = 0.000 2$ )

损伤状态	不同场地条件下的体系易损性中值 PGA								
	FFFF	MMMM	SSSS	FMMF	FSSF	MFFM	MSSM	SFFS	SMMS
轻微	0.125	0.098	0.094	0.121	0.121	0.103	0.093	0.096	0.088
中等	0.215	0.174	0.157	0.205	0.209	0.183	0.166	0.159	0.148
严重	0.564	0.465	0.408	0.538	0.550	0.475	0.456	0.395	0.390
完全	1.100	0.923	0.762	1.038	0.980	0.950	0.850	0.767	0.774

对场地类型变化为 FFFF、FSSF 以及 SFFS 等 3 种情况,分别绘制了一致地震激励、仅考虑失相干效应(IC)、考虑失相干效应和行波效应(IC+WP)、考虑失相干效应和场地效应(IC+ST)以及同时考

虑失相干效应、行波效应和场地效应(IC+WP+ST)等 5 种情况下体系易损性对应的中值 PGA,如图 9 所示.

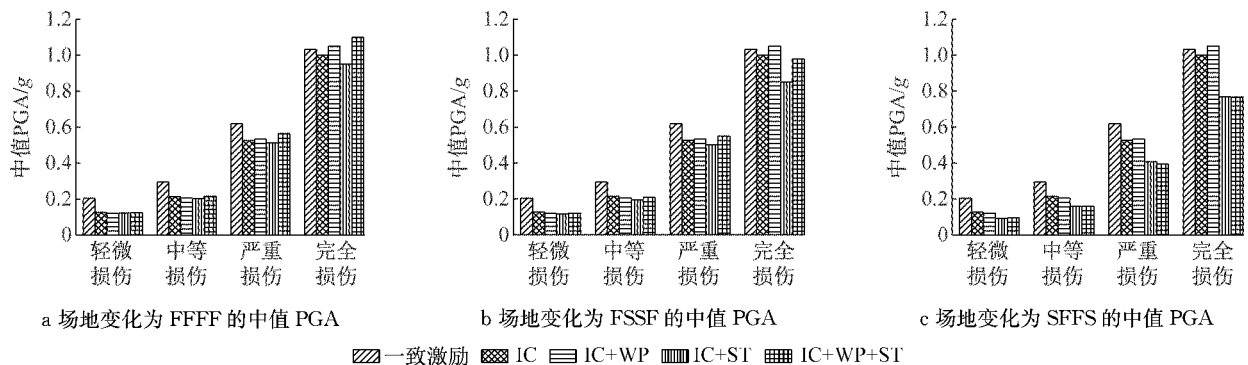


图 9 考虑不同地震空间效应的斜拉桥中值 PGA

Fig.9 Median PGA of the cable-stayed bridge considering different sources of seismic spatial varying effects

可以看出,考虑地震动空间效应的飘浮体系斜拉桥 4 种损伤状态下的中值 PGA 均小于一致地震激励的结果,表明地震动空间变化引起体系损伤概

率增加.场地变化为 FFFF 以及 FSSF 时,除完全损伤状态,其他 3 种损伤状态下考虑不同地震动空间效应组合的斜拉桥体系损伤概率均较接近,仅考虑

失相干效应不会引起较大的误差;当场地变化为 SFFS 时,仅考虑失相干效应(IC)以及考虑失相干效应和行波效应(IC+WP),体系的中值 PGA 较为接近,而考虑失相干效应和场地效应(IC+ST)与综合考虑 3 种地震动空间效应(IC+WP+ST)的体系损伤概率较接近,若仅考虑失相干效应误差较大。

通过对表 3~8 和图 9 的分析表明,对于飘浮体系斜拉桥,忽略地震动空间效应的影响往往高估了体系的抗震性能。地震动空间效应中失相干效应和场地效应的影响均较为显著,而行波效应对体系易损性的影响较小,忽略行波效应仅会在某些工况下得到偏保守的结果。因此,飘浮体系斜拉桥的易损性分析应考虑地震动空间效应的影响,且可仅考虑失相干效应和场地效应,忽略行波效应不会引起较大的偏差。不考虑地震动空间效应的一致激励易损性分析将会高估飘浮体系斜拉桥的抗震性能,对其抗震设防不利。

## 6 结论

(1)目前常用的一致激励的易损性分析结果偏安全,不能控制斜拉桥的抗震设计,需要考虑地震动空间效应的影响,并进行多点激励下的斜拉桥构件和体系易损性分析。

(2)失相干效应对飘浮体系斜拉桥损伤概率的影响不容忽视。如在 IC+WP+ST 工况下,当失相干系数比从 0.000 2 增加到 0.001 0 时,严重损伤状态下体系易损性的中值 PGA 从 0.564 降为 0.433,非一致激励的易损性分析需考虑失相干效应的影响。

(3)场地效应对体系易损性的影响较为复杂,总体上的规律为相邻场地类型差别越显著(SF 或 FS),以及沿地震波传播方向场地由软变硬时,斜拉桥的体系损伤概率增加。

(4)行波效应对飘浮体系斜拉桥的体系损伤概率影响较小,IC+ST 和 IC+WP+ST 2 种工况仅在完全损伤状态下的损伤概率有所差别,轻微、中等、严重损伤状态下损伤概率均较为接近。因此,忽略行波效应的影响不会对飘浮体系斜拉桥的易损性分析产生明显的误差。

### 参考文献:

[1] LOU L, ZERVA A. Effects of spatially variable ground motions

on the seismic response of a skewed, multi-span, RC highway bridge[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2005, 25(7/8/9/10):729.

- [2] BURDETTE N J, ELNASHAI A S, ASCE F. Effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. II: results and implications on assessment[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2008, 13(2):166.
- [3] BURDETTE N J, ELNASHAI A S, LUPOI A, *et al.* Effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. I: methodology and input motion [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2008, 13(2): 158.
- [4] SOYLUK K, SICACIK E A. Soil-structure interaction analysis of cable-stayed bridges for spatially varying ground motion components[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, 35: 80.
- [5] LI B, CHOUW N. Experimental investigation of inelastic bridge response under spatially varying excitations with pounding[J]. *Engineering Structures*, 2014, 79: 106.
- [6] ADANUR S, ALTUNISIK A C, SOYLUK K, *et al.* Contribution of local site-effect on the seismic response of suspension bridges to spatially varying ground motions[J]. *Earthquakes and Structures*, 2016, 10(5): 1233.
- [7] ROGERS L P, SEO J. Vulnerability sensitivity of curved precast-concrete. I: girder bridges with various configurations subjected to multiple ground motions[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(2): 04016118.
- [8] WU W, LI L, SHAO X. Seismic assessment of medium-span concrete cable-stayed bridges using the component and system fragility functions[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2016, 21(6): 04016027.
- [9] LI L, HU S, WANG L. Seismic fragility assessment of a multi-span cable-stayed bridge with tall piers [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2017, 15(9): 3727.
- [10] KIM S H, FENG M Q. Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation[J]. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 2003, 38(5): 705.
- [11] ZHONG J, JEON J S, YUAN W, *et al.* Impact of spatial variability parameters on seismic fragilities of a cable-stayed bridge subjected to differential support motions[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(6): 04017013.
- [12] KUN C, LI B, CHOUW N. Seismic fragility analysis of bridge response due to spatially varying ground motions[J]. *Coupled Systems Mechanics*, 2015, 4(4): 297.
- [13] LI C, HAO H, LI H, *et al.* Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges with chloride induced corrosion subjected to spatially varying ground motions[J]. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2016, 16 (5): 1550010.
- [14] 李吉涛,杨庆山,刘阳冰. 多点地震激励下大跨连续钢构桥易损性分析[J]. *振动与冲击*, 2013, 32(5): 75.
- LI Jitao, YANG Qingshan, LIU Yangbing. Fragility analysis of long span continuous rigid frame bridge under multi-support excitations [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2013, 32 (5): 75.
- [15] 陈志伟,蒲黔辉,李晰,等. 行波效应对大跨连续刚构桥易损性影响分析[J]. *西南交通大学学报*, 2017, 52(1): 23.
- CHEN Zhiwei, PU Qianhui, LI Xi, *et al.* Fragility analysis of

- large-span continuous rigid bridge considering wave passage effects[J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2017, 52(1): 23.
- [16] RAMADAN O M O, MEHANNY S S F, ELHOWARY H A. Seismic vulnerability of box girder continuous bridges under spatially variable ground motions[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015, 13(6): 1727.
- [17] SHOME N, CORNELL C A, BAZZURRO P, *et al.* Earthquakes, records, and nonlinear responses [J]. *Earthquake Spectra*, 1998, 14(3): 469.
- [18] ALIPOU A, SHAFEI B, SHINOZUKA M. Performance evaluation of deteriorating highway bridges located in high seismic areas[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2011, 16(5): 597.
- [19] BAKER J, CORNELL C. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006.
- [20] NIELSON B G. Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones[D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 2005.
- [21] CHOI E, DESROCHES R, NIELSON B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones[J]. *Engineering Structures*, 2004, 26(2): 187.
- [22] 钟剑, 庞于涛, 曹飒飒, 等. 基于构件的 RC 连续梁桥地震体系易损性分析[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2015, 43(2): 193.
- ZHONG Jian, PANG Yutao, CAO Sasa, *et al.* Seismic fragility methodology for RC continuous bridges based on components correlation[J]. *Journal of Tongji University (Nature Science)*, 2015, 43(2): 193.
- [23] KONAKLI A, KIUREGHIAN A D. Stochastic dynamic analysis of bridges subjected to spatially varying ground motions[R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2011.
- [24] BI K, HAO H. Modelling and simulation of spatially varying earthquake ground motions at sites with varying conditions[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2012, 29: 92.
- [25] LUCO J E, WONG H L. Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1986, 14(6): 891.
- [26] KIUREGHIAN A D. A coherency model for spatially varying ground motions[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(1): 99.
- [27] BI K, HAO H, CHOUW N. Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2011, 40(9): 1027.
- [28] KONAKLI K, KIUREGHIAN A D. Simulation of spatially varying ground motions including incoherence, wave-passage and differential site-response effects [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012, 41(3): 495.
- [29] SOYLUK K, DUMANOGLU A A. Spatial variability effects of ground motions on cable-stayed bridges[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, 24(3): 241.
- [30] KIUREGHIAN A D, NEUENHOFER A. Response spectrum method for multi-support seismic excitations[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1992, 21(8): 713.
- [31] BOORE D M, STEPHENS C D, JOYNER W B. Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake [J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2002, 92(4): 1543.
- [32] SHAFIEEZADEH A, RAMANATHAN K, PADGETT J E, *et al.* Fractional order intensity measures for probabilistic seismic demand modeling applied to highway bridges[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012, 41(3): 391.
- [33] 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*, 2012, 16(2): 413.