

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2024.04.019

# 基于性能的大跨径斜拉桥 H 形桥塔纵向地震易损性分析

丰丙龙<sup>1</sup>, 武芳文<sup>2</sup>, 孟园英<sup>3</sup>

(1.中冶华天工程技术有限公司, 江苏 南京 210019; 2.长安大学公路学院, 陕西 西安 710054;  
3.广州市高速公路有限公司, 广东 广州 510630)

**摘要:**我国许多地区都处于板壳活跃地带,近年来,由于板壳活动的加剧遭受了多次不同程度的地震灾害,给人民带来了较大的生命财产损失。在地震作用下,作为斜拉桥主要受力构件的主塔若发生损伤,将使斜拉桥整体损伤风险明显提高。因此,以某斜拉桥为工程实例,通过 SAP2000 有限元分析软件,基于性能抗震设计理论学科知识,利用 IDA 时程分析结果,根据能力需求比模型法绘制出斜拉桥主塔各关键截面的地震易损性曲线,然后对斜拉桥主塔进行地震易损性分析。结果表明:纵桥向地震作用下,主塔的中塔底截面为易损截面。

**关键词:**斜拉桥;增量动力分析;谱加速度;地震易损性分析;基于性能的抗震设计

中图分类号:U447

文献标志码:A

文章编号:1009-7716(2024)04-0078-05

## 0 引言

桥梁作为公路和铁路运输系统的关键工程,投资较大,功能突出,若在地震中遭到破坏,不仅会给抗震救灾造成阻碍,还会明显增加灾后交通系统的重建费用。桥梁工程的地震易损性分析主要内容是求得在给定不同地震强度作用下,桥梁系统或构件达到不同等级损伤的概率,其结果通常以易损性曲线或损伤概率矩阵来描述。

Basoz、Kiremidjian 采用线性回归对 Northridge 地震中的结构损伤数据进行拟合分析,获得经验易损性曲线<sup>[1-2]</sup>。Tanaka、Kriging 等人利用神户地震后大量的桥梁损伤实测数据,通过回归分析获得桥梁的地震易损性曲线<sup>[3,4]</sup>。刘勇生等搜集了大量的国内外桥梁结构地震破坏数据,分析了桥梁结构的脆弱性概率,并探讨了影响地震易损性的主要因素<sup>[5,6]</sup>。程海根等对影响地震震害的多个因素进行量化,然后基于模糊数学理论建立了与灾害影响因素相关的模糊矩阵,继而桥梁地震易损性进行研究<sup>[7]</sup>。

国内外研究学者大多针对典型中等或小跨径桥梁结构的地震易损性进行分析,而对大跨径斜拉桥的地震易损性研究的并不多。因此,对大跨径的桥梁

结构进行合理的地震易损性分析来评定桥梁抗震能力具有重要的工程意义。

## 1 基于性能的地震分析方法

随着地震工程学科不断发展,如何能准确地预测结构体系的抗震能力,找出结构体系中的地震易损部位成为当今研究中的一重要课题。目前关于桥梁结构地震易损性分析的方法日趋完善,针对不同种类的桥形,许多学者建立了相应的易损性曲线用来指导实际工程。然而绝大多数的易损性分析都是基于设计状态进行,未考虑材料劣化对抗震能力的影响。因此,无论从结构安全方向还是经济性方向来说,研究桥梁结构在全寿命周期内的时变抗震性能是十分重要的。基于性能的易损性曲线建立流程见图 1。

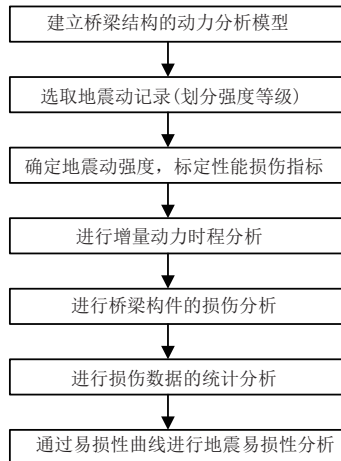


图 1 易损性曲线建立流程

收稿日期:2023-03-01

作者简介:丰丙龙(1990—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

### 1.1 增量动力分析法

增量动力分析 (Incremental Dynamic Analysis) 是通过设置一组或一系列倍数乘以地面运动记录作为外加荷载输入, 从而对结构进行一系列的非线性动力时程分析, 并获取一系列时程响应结果, 最终绘制出结构性能参数 (Damage Measure, DM) 与地震动强度参数 (Intensity Measure, IM) 关系曲线的分析方法。增量动力分析法综合了非线性时程分析和静力 Push-over 分析两种分析方法的优点, 既能够考虑地震动持时及地震时程相位差等动力学因素对多自由度结构体系进行抗震分析, 又能够得到桥梁结构在地震激励下从无损伤到完全损伤直至倾覆的全过程分析数据。再者, 通过输入多条地震波对桥梁进行增量动力时程分析, 其统计结果可以反映出地震需求的随机性, 是进行桥梁地震易损性分析的重要依据。因此, 选取增量动力分析法对斜拉桥进行抗震分析。

针对桥梁结构, IDA 方法的分析步骤为<sup>[8]</sup>:

(1) 建立桥梁数值模型, 要求该模型能合理地模拟实际结构的质量刚度分布, 即保证桥梁的动力特性模拟准确;

(2) 选取多条跟桥梁设计场地相符的地震动记录, 并确定适宜的地震动参数 IM 及构件损伤指标 DM;

(3) 确定一个合理的步长, 将一条地震记录划分为一组强度逐渐增大的地震记录, 并输入这组地震动记录对桥梁模型进行多次非线性时程分析, 获得一系列 (IM, DM) 时程分析数据点;

(4) 以 DM 为  $x$  值, IM 为  $y$  值, 在坐标系中连接获得的 (DM, IM) 数据点则得到一条 IDA 曲线;

(5) 为考虑地震动的随机性, 重复步骤 3、4 即可得到多条地震动记录下的 IDA 曲线;

(6) 结合概率统计理论, 统计分析 IDA 数据, 从而评估桥梁结构的抗震性能。

### 1.2 增量动力分析法涉及的主要问题

地震在发生的时、空、强度及运动特征上均存在随机性, 而且同一地震在不同场地的实测记载也有所不同。而已有的研究说明, 结构的地震响应结果由于输入的地震记录不同也会出现较大的差异。选取 PEER 数据库中的实际地震波进行增量动力时程分析, 在选取地震波时主要从以下三方面考虑: 频谱特征、地震持时和地震波数量<sup>[9]</sup>。选取的 10 条实际地震动记录的傅里叶谱和加速度反应谱曲线见图 2。显然图 2 中两类谱的汇总曲线均具有离散性, 这也表明了实际地震动的随机性。

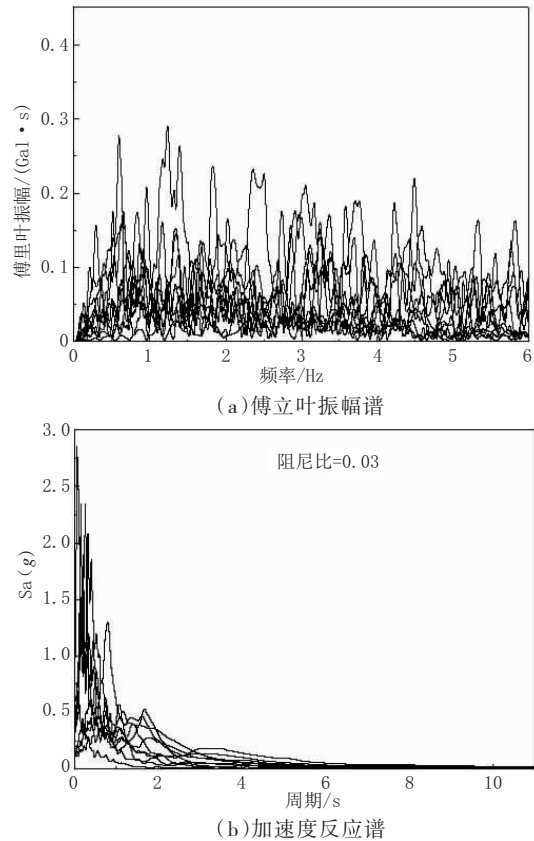


图 2 选取的 10 条实际地震动两种谱曲线汇总图

## 2 基于性能的桥梁构件的损伤量化方法

桥梁构件的损伤指标量化是进行基于性能的地震易损性的重要基础。通过划分桥梁构件不同的损伤极限状态, 以曲率或位移等损伤指标对损伤状态进行定量描述, 从而实现了桥梁抗震性能水平或设防水准目标的定量描述, 这对基于性能抗震能力分析具有重要的指导意义。

目前, 基于性能的抗震性能分析多采用与结构延性相关的曲率或位移作为损伤指标。曲率指标一般用于表征桥墩或主塔结构关键截面的相对延性, 对应截面层次; 位移指标则用于表征桥梁延性构件局部或整体的相对延性, 对应构件或结构层次<sup>[10]</sup>。针对研究对象和研究目的, 决定选取截面不同层次的曲率指标作为斜拉桥主塔截面损伤指标, 并以材料应变变化来定性描述截面的损伤情况。

以 XTRACT 软件获得的截面弯矩 - 曲率分析结果为基础, 对主塔各关键截面进行损伤量化, 基本步骤如下。

(1) 根据已有的国内外研究方法将截面损伤程度划分为无损伤、轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全损伤五种, 进而可以定义轻微、中等、严重、完全四种截面损伤极限状态<sup>[11]</sup>, 其对应极限曲率分别定义

为  $\phi_1$ 、 $\phi_2$ 、 $\phi_3$ 、 $\phi_4$ ;

(2)结合  $M-\phi$  曲线,以截面材料应变变化表征截面各损伤状态的对应曲率,则截面不同损伤状态量化方式见表 1。

表 1 主塔截面损伤状态的曲率量化

损伤程度	截面损伤定性描述	曲率定量描述
无损伤	外侧纵筋不发生屈服, 外侧混凝土出现细微裂缝	$\epsilon_s \leq \epsilon_y$ , 对应曲率
轻微损伤	外侧纵筋屈服, 无约束混凝土出现不需修复的裂缝	$\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ ; 且 $\epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$ 对应曲率
中等损伤	无约束混凝土剥落, 局部箍筋外露, 需简单修复	$\epsilon_{c2} < \epsilon_c \leq 0.75 \epsilon_{c3}$ 对应曲率
严重损伤	边缘核心混凝土出现剥落, 难以修复	$0.75 \epsilon_{c3} < \epsilon_c \leq \epsilon_{c3}$ 对应曲率
完全损伤	核心混凝土达到极限压应变或约束钢筋达到极限折减应变	$\epsilon_c \geq \epsilon_{c3}$ 对应曲率或 $\epsilon_{ts} \geq \epsilon_{tu}$

(3)根据划分的损伤状态量化结果,其损伤界限值对应曲率即为四种损伤极限状态的极限曲率,则结合 XTRACT 软件进行  $P-M-\phi$  给出的分析报告和文献[13],把实际弯矩-曲率曲线简化为等效双线性弯曲-曲率曲线,作为截面曲率损伤指标取值的依据见图 3,从而实现了截面性态水平的量化。

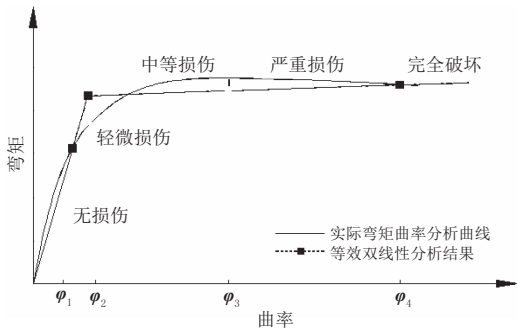


图 3 截面性态水平的曲率指标量化

(4)根据以上截面曲率损伤指标量化结果,确定各极限曲率取值,并给出设计基准期内 A 类桥梁抗震性态目标对应关系,为后续的基于性态的地震易损性做铺垫,见表 2。

表 2 曲率指标与设防水准目标对应关系

损伤极限状态	极限曲率	对应设防水准	性态目标描述
轻微	等效屈服曲率 $\phi_1$	偶遇地震 (E1)	不发生损伤或不需修复可继续使用
中等	等效屈服弯矩对应曲率 $\phi_2$	罕遇地震 (E2)	可发生局部轻微损伤,不需修复或经简单修复可继续使用
严重	弯矩-曲率曲线最高点 $\phi_3$	极罕遇地震 (E3)	可能产生严重破坏但不致倒塌
完全	极限曲率 $\phi_4$		

### 3 工程实例

#### 3.1 工程模型建立

以禹门口黄河大桥为例来探讨其主塔的损伤破坏过程。该桥位于晋陕峡谷出口约 420 m,韩城与河津的分界处,跨越黄河河道。主桥为 245 m+565 m+245 m 三跨双塔双索面钢-混组合梁斜拉桥,全长 1 055 m。斜拉桥主梁断面形式为双工字型钢梁+混凝土桥面板,纵向为半漂浮体系。索塔采用“H”形钢筋混凝土结构,设置上、下两道横梁,主塔几何特征及部分关键截面尺寸见图 4。

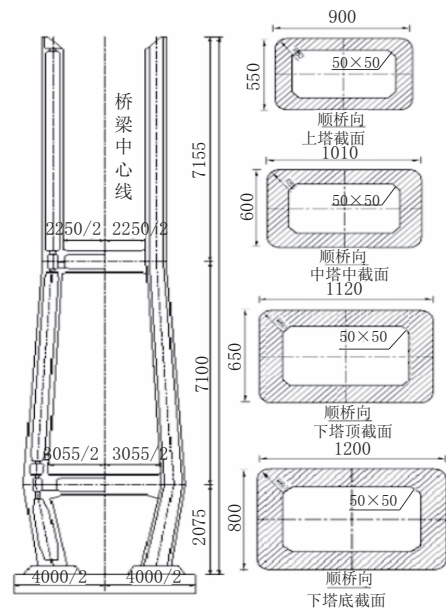


图 4 主塔几何特征(单位:mm)

采用 SAP2000 有限元软件对禹门口黄河大桥进行有限元分析。建模时,桥面系采用单主梁模型来模拟,即主梁的质量和刚度均集中于中间轴线上;主梁与斜拉索之间采用“鱼骨式”形式模拟,主梁与斜拉索通过刚臂进行连接;采取等效的弹性模量法来消除拉索的非线性影响,通过直线杆来代替斜拉索,采用框架单元模拟;模型的边界条件应与实际斜拉桥结构相符基于上述模拟方法,建立了禹门口黄河大桥的有限元模型,见图 5。

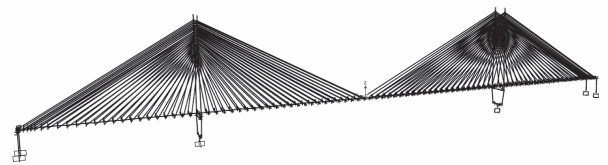


图 5 禹门口黄河大桥 SAP2000 计算模型

#### 3.2 主塔关键截面地震易损性曲线建立过程

利用能力需求比模型方法对通过增量动力时程分析获得的样本数据进行回归分析,可以得到建立易损性曲线所需的几个重要参数,进一步地通过易



损性概率公式求得某一确定地震动作用下主塔关键截面的损伤概率。对某一主塔关键截面,在求得一系列不同强度地震动作用下的损伤概率之后,曲线拟合这些离散的概率点则获得该截面的易损性曲线。

以禹门口黄河大桥下塔柱底部截面的易损性求解为例,详细说明基于能力需求比模型的易损性曲线建立方法:

(1)首先通过非线性时程分析,求得下塔底截面在不同等级地震波作用下的曲率需求值  $S_d$ ,并将  $S_d$  与该截面轻微损伤的曲率指标  $S_{\phi 1}$  做比;然后分别对上述比值和地震动参数  $S_a$  分别取对数,并以散点形式标记在同一直角坐标系中,见图 6。

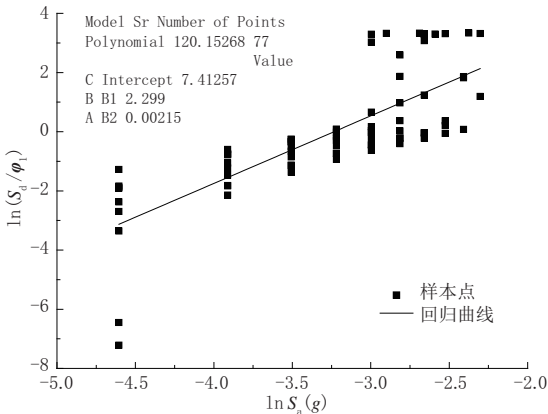


图 6 能力需求比模型的多项式回归拟合(以下塔柱底截面为例)

(2)假定截面的曲率需求  $S_d$  和轻微损伤指标  $S_{\phi 1}$  的服从对数正态分布,则  $S_d/S_{\phi 1}$  的对数服从正态分布。通过最小二乘法的二次多项式回归可以将正态分布  $\ln(S_d/S_{\phi 1})$  的均值  $\mu$  表达成  $\ln(S_a)$  的二次多项式,见式(1)。因此,将离散的样本点进行二次多项式回归拟合,则得到图 6 中的回归曲线,同时得到确定回归曲线的三个重要参数。

$$\mu = A[\ln(S_a)]^2 + B\ln(S_a) + C \quad (1)$$

$$\mu = 0.00215(\ln(S_a))^2 + 2.299(\ln(S_a)) + 7.41257 \quad (2)$$

$$\sigma = \sqrt{S_r/(N-2)} \quad (3)$$

$$S_r = \sum_i^N \left\{ \ln\left(\frac{S_{d_i}}{S_{\phi 1}}\right) - [A[\ln(S_{a_i})]^2 + B\ln(S_{a_i}) + C] \right\}^2 \quad (4)$$

其中,  $A$ 、 $B$ 、 $C$  为回归拟合系数,  $N$  为时程数据样本点数量,  $S_r$  为所取  $N$  个样本的残差平方和。

(3)因为  $\ln(S_d/S_{\phi 1})$  符合正态分布,且不同的  $S_a$  对应不同的期望值和拟合标准差,所以由式(5)可求得下塔底截面在不同等级地震强度下的轻微损伤超越概率,其本质是累积正态分布函数值。

$$P_f = P\left[\frac{S_d}{S_{\phi 1}} > 1\right] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(1) - \mu}{\sigma}\right) = \Phi\left(\frac{\mu}{\sigma}\right) \quad (5)$$

采用 Origin 数据处理软件对 10 条不同强度地

震动进行非线性增量动力时程分析的结果进行拟合汇总,利用式(1)和式(3)求出下塔底截面四种损伤极限状态下各等级  $S_a$  对应的期望  $\mu$  和标准差  $\sigma$ ,根据式(5)计算出该截面达到四种损伤极限状态的超越概率。

### 3.3 纵桥向主塔截面损伤指标标定

根据前面介绍的损伤指标量化方法,以下塔底截面纵桥向截面抗力分析为例进行截面曲率损伤指标标定。

首先求得下塔底截面的最不利轴力  $P$ ,以该轴力作为  $P$ - $M$ - $\phi$  分析的轴力值。然后在 XTRACT 中,根据截面中钢筋实际位置和数量配置纵向钢筋,通过定义箍筋直径及间距配置箍筋,钢筋本构采用考虑硬化阶段的双直线模型,混凝土本构采用软件 XTRACT 中的 Mander 非约束和约束混凝土模型。最后通过 XTRACT 的弯矩-曲率分析可求得下塔底截面的弯矩-曲率关系见图 7。根据前面介绍的截面曲率指标量化方法,在  $M$ - $\phi$  曲线中可以标定出下塔柱底截面从轻微到完全损伤极限状态的四个曲率指标。采用相同的方法对禹门口黄河大桥主塔其它关键截面进行  $P$ - $M$ - $\phi$  曲线分析,则主塔各关键截面的四种损伤极限状态曲率,汇总后见表 3。

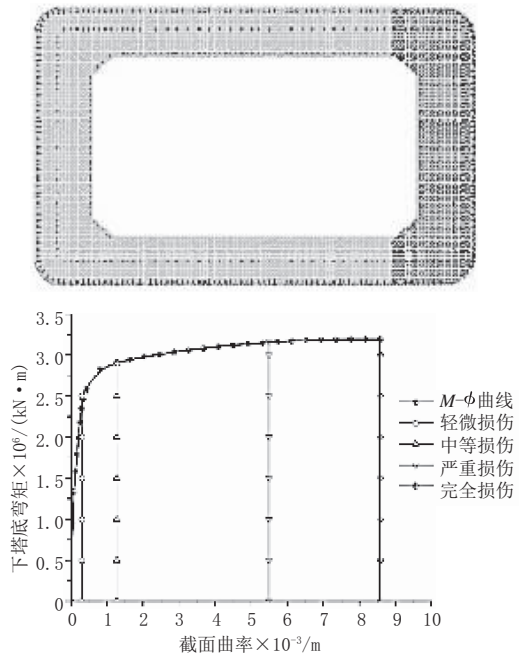


图 7 主塔纵桥向下塔底截面的曲率损伤指标标定

### 3.4 主塔关键截面纵向地震易损性曲线

采用谱加速度  $S_a(T_1=10.19\text{ s}, \xi=3\%)$  为地震动强度指标,根据文献[11]规定,选取 3% 的阻尼比对禹门口黄河大桥进行分析。为了更清楚地认识主塔整体损伤规律,图 8 给出了纵桥向地震作用下,主塔沿塔

表3 纵桥向主塔各关键截面的四种损伤极限状态曲率汇总

关键截面	损伤状态			
	轻微损伤 / m <sup>-1</sup>	中等损伤 / m <sup>-1</sup>	严重损伤 / m <sup>-1</sup>	完全损伤 / m <sup>-1</sup>
上塔柱底	4.01 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 79	0.005 76	0.008 61
中塔柱顶	3.916 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 67	0.006 03	0.009 68
中塔柱中	3.698 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 53	0.005 78	0.009 20
中塔柱底	3.465 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 37	0.005 88	0.008 21
下塔柱顶	3.268 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 44	0.005 73	0.009 40
下塔柱底	3.132 × 10 <sup>-4</sup>	0.001 27	0.005 49	0.008 57

柱各关键截面发生同一种损伤的易损性曲线。

由图8可见,在纵桥向地震作用下,主塔沿塔高

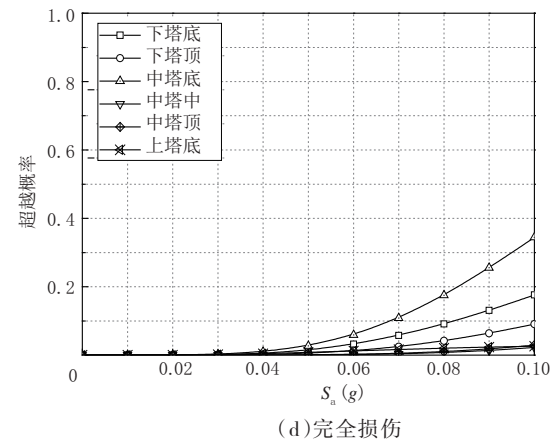
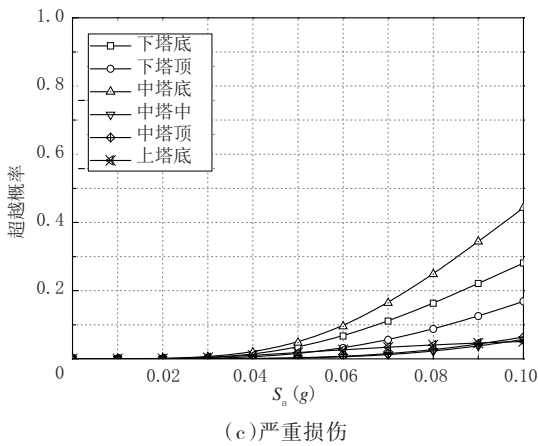
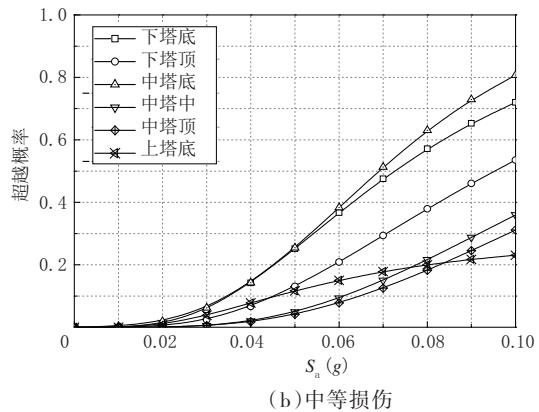
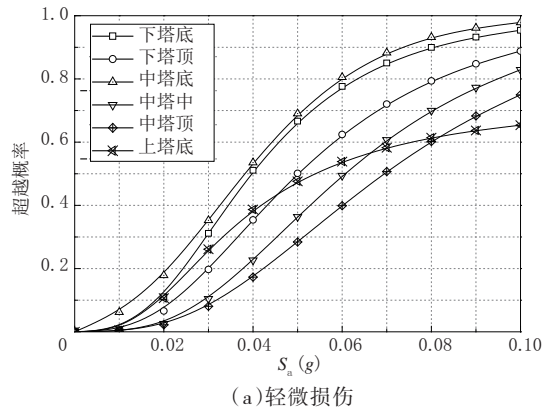


图8 不同损伤状态下各截面易损性曲线对比

### 4 结论

基于增量动力分析法对某大桥进行纵桥向地震易损性分析,得到的主要结论如下:(1)纵桥向高强度地震作用下,该斜拉桥“H”形主塔整体最易出现轻微损伤,发生严重损伤和完全损伤的概率较小;(2)中塔底发生四种损伤的超越概率均最大,可认为是最易损截面;(3)轻微损伤易损性曲线离散性较其他三类损伤小,说明主塔达到轻微损伤极限状态可能受多个截面损伤控制,而其他三类损伤可能仅受局

发生四种损伤状态的超越概率具有以下规律。

(1)高强度地震作用下,主塔整体最易出现轻微损伤,其次是中等损伤,发生严重损伤和完全损伤的概率明显小于轻微损伤;具体到截面,中塔底发生四种损伤的超越概率均最大,为最易损截面;轻微损伤易损性曲线离散性较其他三类损伤小,说明主塔达到轻微损伤极限状态可能受多个截面同时损伤控制,而其他三类损伤可能受局部一个截面损伤控制。

(2)主塔各关键截面达到轻微损伤极限状态、中等损伤极限状态的超越概率最大值按大小排序为:中塔柱底>下塔柱底>下塔柱顶>中塔柱中>中塔柱顶>上塔柱底。

部某一个截面损伤控制。

### 参考文献:

[1] Kiremidjian A S,Bosoz N.Evaluation of bridge damage data from recent earthquakes[J].Bulletin NCEER,1997,11(2):1-7.  
 [2] Basoz N,Kiremidjian A S.Risk assessment of bridges and highway systems from the Northridge earthquake[C]//Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways:“Progress in Research and Practice” Sacramento, California,1997.  
 [3] Shinozuka M,Feng M Q,Lee J.et al.Statistical analysis of fragility curves[J].Journal of Engineering Mechanics,2000,126(12):1224-1231.

(3)对该桥梁结构屈曲稳定性分析,四种不同工况下的第1阶失稳模态下临界荷载系数在4.02~6.25之间,稳定系数皆大于4,满足结构稳定性要求。

外秦淮河大桥采用异形交叉拱肋与多索面系杆,造型设计独特、外形美观,对其进行静力性能、动力特性及稳定性分析,研究成果可为类似工程设计和构造优化提供参考。

#### 参考文献:

- [1] 陈建军,王翰澜,王静峰,等.秦淮河157 m下承式空间多索面异型系杆拱桥拱肋安装技术及监控分析[J].安徽建筑,2022,29(1):134-136.
- [2] 胡晓勇,黄永辉,汪大洋,等.某大跨度外倾式非对称系杆拱桥的数值模拟研究[J].公路,2021(11):208-213.
- [3] 张振伟,张伟.飞燕式钢管混凝土系杆拱桥参数分析与线形控制[J].中外公路,2018,38(6):105-108.
- [4] 黄呈伟,袁伟斌,黎斌,等.系杆拱人行天桥静、动力特性计算与测试分析[J].昆明理工大学学报,2001,26(5):34-37.
- [5] 董晓兵,陈毓娟.五跨钢管混凝土系杆拱桥的地震响应分析[J].公路,2016,61(2):98-102.
- [6] 黄云,张清华,叶华文,等.钢管混凝土系杆拱桥空间稳定性分析[J].桥梁建设,2014,44(4):50-56.
- [7] 梁桥,胡志涵,王静峰,等.秦淮河大桥异型系杆拱桥梁拱分离式拖拉施工技术及其监控分析[J].施工技术(中英文),2021,50(24):132-138.
- [8] 王杰,钱有伟.下承式空间多索面异型拱桥的系杆张拉施工技术及其监控分析[J].安徽建筑,2022,29(1):142-146.
- [9] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [10] 李晓尧.多跨连续非对称中承式钢箱拱肋系杆拱桥设计关键问题研究[D].南京:东南大学,2017.
- [4] Yamazaki F, Motomura H, Hamada T. Damage assessment of expressway networks in Japan based on seismic monitoring [J]. Research, 2000.
- [5] 刘勇生.桥梁结构抗震研究的文献综述[J].世界地震工程,1992(1):48-55.
- [6] 黄龙生,姜淑珍.公路桥区区域性震害预测[J].地震工程与工程振动,1995(4):113-117.
- [7] 程海根,董明.桥梁震害的模糊综合评估[J].云南交通科技,1999(4):32-35.
- [8] 李谦.增量动力分析方法的研究及其应用[D].西安:西安建筑科技大学,2011.
- [9] 黄佳梅.基于IDA的高墩大跨桥梁抗震性能研究[D].长沙:湖南大学,2012.
- [10] Park Y J, Ang A H, Wen Y K. Mechanistic Seismic Damage Model for RC[J]. ASCE, 1985, 111(4):724-730.
- [11] CJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
- [12] 范立础,卓卫东.桥梁延性抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.

(上接第82页)