

考虑影响线模型修正的既有连续梁桥 地震易损性评价方法

周宇^{1,2,3}, 甘露^{1,4}, 狄生奎², 陈东¹, 方登甲²

(1. 安徽建筑大学土木工程学院, 安徽合肥 230601; 2. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃兰州 730070;
3. 安徽建筑大学建筑健康监测与灾害预防技术国家地方联合工程实验室, 安徽合肥 230601;
4. 合肥市城市生命线工程安全运行监测中心, 安徽合肥 230601)

摘要: 影响线是桥梁结构弹性力学状态的重要表征参数, 能够有效反映结构的抗力与抗变形性能, 并有望用于地震期间弹塑性响应的评估与预测。以某实测三跨钢板组合连续梁桥影响线为模型修正目标, 基于 BP 神经网络开展桥梁模型修正研究; 进一步构建不同峰值地面加速度下的墩柱弯矩-曲率指标, 以 Beta 分布的期望为震害指数, 拟合桥梁模型在多种性能水平下结构的超越概率表达式, 分析对比连续梁桥结构有限元修正前、后的地震易损性。结果表明, 有限元模型修正理论可使实测值与计算值间的相对误差从 38% 降低至 10% 以内, 有限元修正模型比初始模型的震害指数更低; 通过引入 Beta 分布对不同性能水平进行加权融合, 可将结构的易损性矩阵转化为震害指数, 从而综合考虑不同破坏等级的危害后果, 更为全面地展现桥梁结构的抗震性能。

关键词: 桥梁工程; 地震易损性; 增量动力分析; 应变影响线; 模型修正

中图分类号: U442.5⁺5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2025)04-0838-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2025.04.019

Existing continuous beam bridges seismic vulnerability assessment method considering with model modification based on influence line

ZHOU Yu^{1,2,3}, GAN Luyi^{1,4}, DI Shengkui², CHENG Dong¹, FANG Dengjia²

(1. College of Civil Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China;

2. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China;

3. National-local Joint Engineering Laboratory of Building Health Monitoring and Disaster Prevention Technology, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China; 4. Operation and Monitoring Center for Hefei Urban Safety & Security, Hefei 230601, China)

Abstract: The influence line is an important parameter of the elastic mechanical state of the bridge structure, which can effectively reflect the resistance and deformation resistance of the structure, and is expected to be used to evaluate and predict the elastic-plastic response during earthquakes. Taking the influence line of a three-span steel plate composite continuous beam bridge as the model correction target, the bridge model correction research is carried out based on BP neural network. With the expectation of Beta distribution as the earthquake damage index, the overtaking probability expression of the bridge model under various performance levels is fitted, and the seismic vulnerability of the continuous beam bridge structure before and after the finite element modification is analyzed and compared. The results show that the relative error between the measured value and the calculated value can be reduced from 38% to less than 10%, and the earthquake damage index of the modified finite element model is lower than that of the initial model. By incorporating the Beta distribution to weight and integrate different performance levels, the structural vulnerability matrix can be transformed into a seismic damage index, thereby accounting for the damage consequences of different failure levels and providing a more comprehensive representation of the seismic performance of the bridge structure.

Keywords: bridge engineering; seismic vulnerability; incremental dynamic analysis; strain influence line; model modification

收稿日期: 2023-08-07; **修订日期:** 2023-09-19

基金项目: 安徽省高校科学研究重点项目(2022AH050248); 甘肃省建设科技项目(JK2023-03); 安徽省自然科学基金青年项目(2008085QE247); 安徽省高校优秀拔尖人才培养项目(gxgnfx2022021); 企业委托技术开发课题(HYB20220240, HYB20230001); 建筑健康监测与灾害预防技术国家地方联合工程实验室主任基金资助项目(GG22KF002); 甘肃省重点研发计划-工业类项目(23YFGA0043)

中国作为地震多发国家,超过Ⅶ度的地震多发区占国土面积的40%以上。桥梁作为“交通生命线”的关键设施,在地震发生后的紧急救援、物资运输、震后重建中发挥了重要作用^[1]。传统抗震设计以生命安全为唯一设防目标,无法全面评估桥梁结构在不同地震动强度下的损伤概率,难以满足当前社会对结构多性能水平抗震能力的更高要求^[2]。对于那些在使用功能或其他方面有专门要求的工程建筑,在采用抗震性能设计时,应当设定更为具体的或更高的抗震设防目标。因此,基于桥梁性能的抗震设计思想应运而生,且发展态势良好^[3-4]。

MAHMOUDI等^[5]分析远场地震对素混凝土拱桥抗震性能的影响,绘制结构易损性曲线并评估桥梁各性能水平的超越概率;XING等^[6]分析地震作用对高速铁路桥梁的影响,研究了不同地震激励下钢轨垂向位移的特点,并计算了钢轨垂向位移超过允许标准的概率;LU等^[7]考虑构件劣化对结构抗震性能的影响,构建考虑环境腐蚀的桥梁在不同损伤状态下的地震易损性曲线,以此评价桥梁结构在不同损伤水平下的破坏概率。但上述研究依据增量动力方法(incremental dynamic analysis, IDA)分析结构在各性能水平下的地震易损性,仅考虑桥梁在各个破坏等级下的超越概率,未综合地对桥梁结构在不同性能水平下的震害表达关系开展系统研究。

LI等^[8]通过建立三跨连续公路桥梁有限元模型,研究新型桥墩体系对连续梁桥抗震性能的影响,并得到桥梁在不同桥墩体系下结构的地震易损性曲线;MORTAGI等^[9]通过建立三跨连续梁桥模型,分析了桥梁在不同气候变化下的结构地震脆弱性;SHEKHAR等^[10]考虑支座类型对多跨简支(MSSS)公路桥梁抗震性能的影响,建立三维非线性模型,研究桥梁结构非延性破坏模式。以上桥梁地震易损性

研究均以有限元模型计算为基础,然而依据设计图纸展开的建模工作未考虑模型的简化或几何材料的不确定性,此类问题会导致所建有限元模型无法高精度反映桥梁实际结构特性^[11],其分析结果的准确性与科学性尚有挖掘空间与提升潜力。

桥梁影响线可以通过单点输出的响应数据反映桥梁结构全局刚度,是桥梁固有力学特征,基于桥梁影响线的结构模型修正研究已取得阶段性进展^[12-14]。本文以某既有三跨钢板组合连续梁桥为背景,选取实测的桥梁结构应变影响线作为模型修正的目标参数,利用人工神经网络开展桥梁有限元模型修正研究。对模型修正后的优化模型开展地震易损性分析,导入20条地震动记录及1条人工地震波,提取结构在不同峰值地面加速度(peak ground acceleration, PGA)下的位移响应,计算结构超越概率与易损性矩阵,进而基于Beta分布构建结构震害指数表达式,以震害指数期望值绘制震害对比曲线(seismic damage comparison curve, SDCC),研究既有桥梁结构抗震评价方法。

1 有限元影响线模型修正

结构有限元建模往往仅依靠工程设计图纸,所建模型并未考虑结构材料强度偏差、实际施工误差与实际边界特性,并不能有效地反映真实结构特性^[15],因此,有必要利用实测数据开展有限元模型修正研究。技术路线如图1所示。

以某既有三跨钢板组合梁桥为研究对象,该桥梁为双幅桥,左右两幅结构参数相同,本文选取右幅开展试验测试与模型修正研究。全桥结构总长为105 m,单孔跨径为35 m,单幅桥宽为12 m,上部结

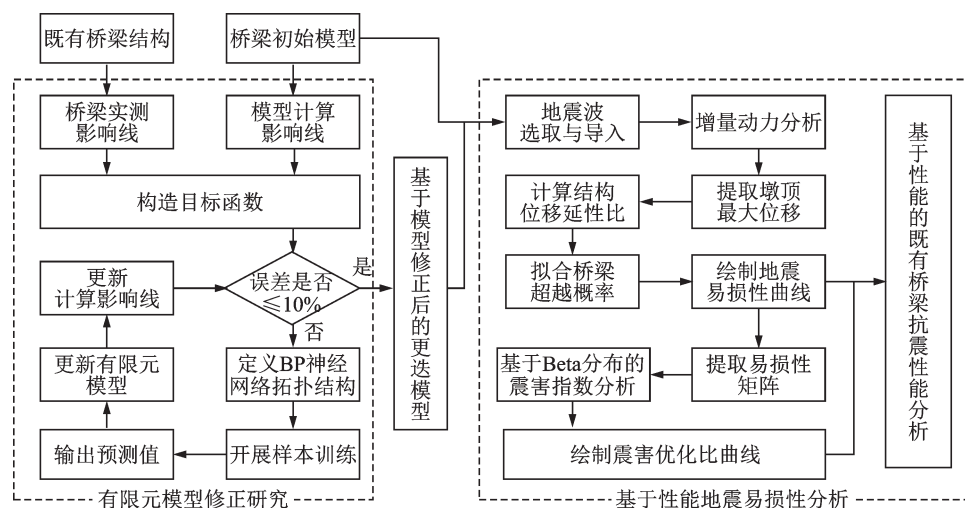


图1 技术路线图

Fig. 1 Technology roadmap

构采用工字形钢和混凝土面板组合梁,主梁采用Q345钢材,下部结构采用圆形截面墩柱式桥墩,采用C40抗硫混凝土,设计抗震设防等级为8度(0.2g),场地类别为Ⅱ类,桥梁尺寸信息如图2所示,其中

2%表示桥面板的横坡。为模拟桥梁结构在地震作用下的非线性特性(如表1所示),所建有限元模型的混凝土采用Mander本构模型^[16],钢材采用双折线本构模型,墩柱采用纤维截面分割分配塑性铰。

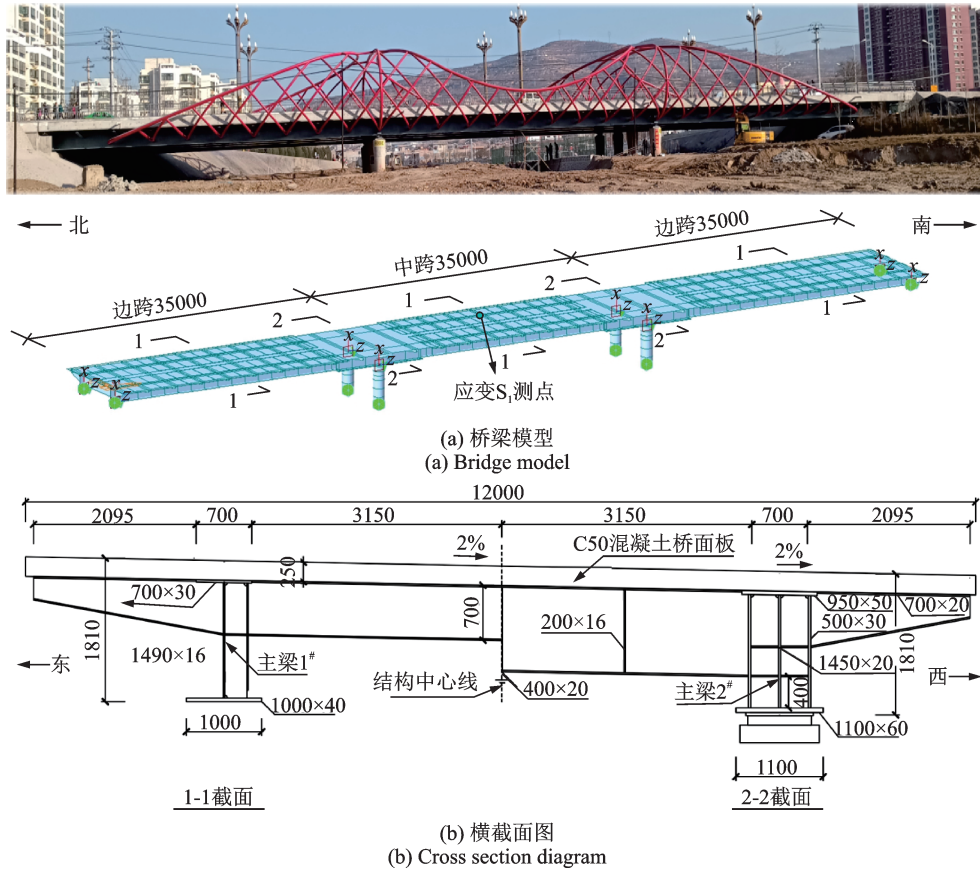


图2 桥梁尺寸信息(单位:mm)

Fig. 2 Bridge dimension Information (Unit: mm)

表1 非线性材料参数

Tab. 1 Nonlinear material parameters

材料参数	取值
无约束混凝土抗压强度/($\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$)	40
约束混凝土峰值压应变	0.002
无约束混凝土屈服应变	0.0014
无约束混凝土极限应变	0.02
钢材双折线模型弹性模量/($\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$)	200000
钢材双折线模型斜率	0.01

1.1 影响线实测与识别

试验通过车辆准静态影响线加载方法,将表面式应变计安装在中跨跨中梁底,加载路线选取距桥梁中心线6.375 m,令满载37 t的试验车辆按加载路线行进。由于荷载效率过大易导致荷载试验的安全事故,过小则会导致结构响应不充分,故本次试验荷载效率设为0.2~0.5。

测得桥梁在准静态影响线加载试验下结构的应变响应数据,并识别桥梁单位荷载作用下结构的应

变影响线^[17-18],测点布置如图3所示。

1.2 模型修正理论

模型修正理论是一种通过对比理论计算结果与试验结果,构建误差评价函数,并优化模型参数以提高结构模型精度的分析方法^[19],主要由以下三部分组成:

(1)修正方法:BP神经网络具有很好的非线性映射能力,能够有效地将模型修正的逆问题转换为正问题^[20]。通过MATLAB构建两层前馈BP神经网络,输入层选取5个节点,输出层选取4个节点,隐含层节点数由以下经验公式得出:

$$C = \sqrt{m + n} + a \quad (1)$$

式中, m 为输入层节点数; n 为输出层节点数; a 为常数, $a=1,2,\dots,10$ 。本文隐含层节点数 P 为12。

依据所确立的各层节点数量,构建5-12-4-4两层前馈BP神经网络,传递函数采用Tansig及Pureline函数^[21],反向传播算法采用L-M(Levenberg-Marquardt)优化算法^[22],拓扑结构如图4所示。

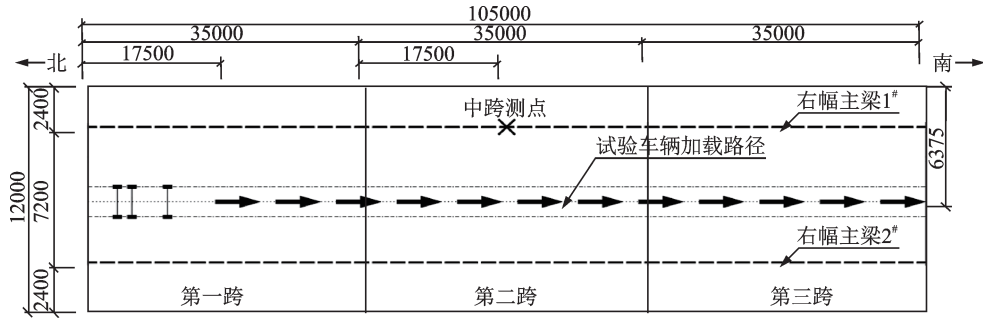


图 3 测点布置图(单位:mm)

Fig. 3 Arrangement diagram of measuring points (Unit: mm)

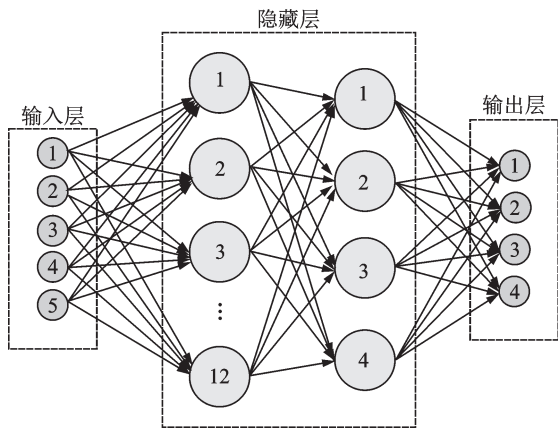


图 4 拓扑结构图

Fig. 4 Topological structure diagram

(2) 目标函数:选取实测应变影响线为模型修正目标,以实测影响线与有限元计算影响线间的 4 种误差为目标函数,以此来综合评估真实结构与有限元模型间的吻合情况,相关公式如表 2 所示。

表 2 误差公式

Tab. 2 Error formulas

误差类别	计算公式
绝对误差	$\sum \epsilon_a - \epsilon_m $
百分比误差	$\frac{\sum (\epsilon_a - \epsilon_m)^2}{\sum (\epsilon_m)^2}$
相对误差	$\frac{\sum \epsilon_a - \epsilon_m }{\sum \epsilon_m }$
相关系数	$\frac{\sum (\epsilon_m - \bar{\epsilon}_m)(\epsilon_a - \bar{\epsilon}_a)}{\sum \sqrt{(\epsilon_m - \bar{\epsilon}_m)^2 (\epsilon_a - \bar{\epsilon}_a)^2}}$

注: ϵ_a 与 ϵ_m 分别为应变影响线计算值与实测值; $\bar{\epsilon}_a$ 与 $\bar{\epsilon}_m$ 分别为应变影响线平均计算值与平均实测值。

(3) 修正参数:考虑到钢梁与混凝土面板连接的剪力键影响,本文选取弹性模量 E 为待修正参数之一;试验桥梁支座处钢梁截面与跨中处钢梁截面存在尺寸差别,两截面在过渡区为线性变化的变截面。考虑到施工工艺的影响,本文选取钢梁顶板厚度、底板厚度及腹板厚度为待修正参数。本文最终选取以下 4 个物理参数进行修正^[23-25],即纵向主梁的弹性模

量 E 、顶板厚度 T_1 、底板厚度 T_2 和腹板厚度 T_w 。

1.3 基于 BP 神经网络的应变影响线模型修正

1.3.1 BP 神经网络训练

对初始有限元模型结构参数进行 30 次随机缩放,提取对应结构参数下桥梁的应变影响线作为样本集。为验证网络模型的泛化能力,将上述 30 个样本集随机划分为训练集(70%)、测试集(15%)和验证集(15%),进而导入所建立的神经网络,对网络展开训练、测试及验证。

通过 34 次迭代后,样本均方误差达到预期值。基于训练后的网络进行样本测试,神经网络训练结果如图 5 所示,样本拟合结果如表 3 所示。

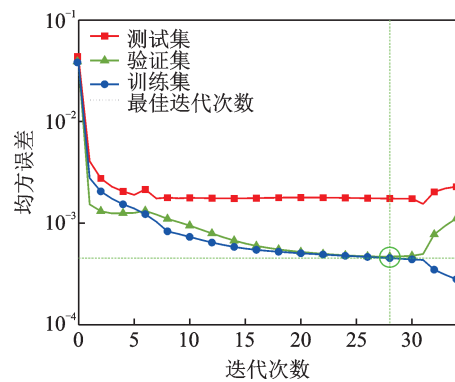


图 5 神经网络迭代图

Fig. 5 Neural network iteration diagram

表 3 样本拟合结果

Tab. 3 Sample fitting results

类别	回归系数 R
训练集	0.9673
验证集	0.9502
测试集	0.9315
总体	0.9559

由表 3 和图 5 可知,所构建的 BP 神经网络在第 34 次迭代训练后达到允许误差要求,结束迭代计算,保存权值结果。其中,BP 神经网络训练到第 28 代时的训练结果最理想,此时均方误差仅为 $4.69 \times$

10^{-4} , 满足计算误差要求。此时训练集、验证集及测试集样本拟合回归系数均在 0.93 以上, 总体回归拟合评价达 0.9559, 易知该神经网络具有较好的映射能力, 可基于该神经网络对模型参数进行修正。

1.3.2 影响线模型修正

将上述实测影响线数据导入训练后的神经网络中, 对有限元模型修正参数进行预测, 得到修正后的物理参数, 如表 4 所示。将修正后的物理参数重新代入有限元模型, 计算桥梁结构应变影响线, 并与实测影响线进行对比, 修正前后结果如表 5 和图 6 所示。

为进一步分析模型修正对桥梁模态频率的影响, 对模型修正后的桥梁优化模型开展自振频率分析, 结果如表 6 和图 7 所示。

表 4 模型修正后的物理参数

类别	弹性模量 E/MPa	顶板厚度 T_1/mm	底板厚度 T_2/mm	腹板厚度 T_w/mm
初始值	206000	30	40	16
修正值	290248	28.25	36.41	20.39
修正程度	40%	6%	9%	27%

表 5 模型修正前后误差对比

类别	绝对误差/ $\mu\epsilon$	百分比误差/ %	相对误差/ %	相关系数
修正前	3.34	16.49	38.00	0.99669
修正后	0.83	0.89	9.43	0.99671

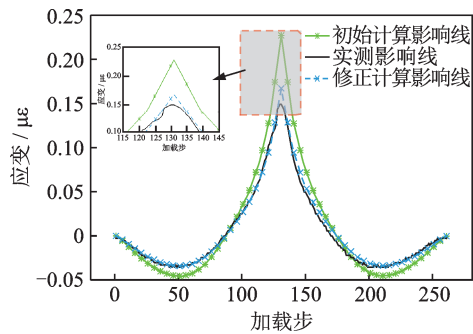


图 6 模型修正前后影响线对比

Fig. 6 Comparison of influence lines before and after model modification

表 6 模型修正前后频率对比

阶数	实测频率/Hz	有限元计算频率/Hz		相对误差/%	
		修正前	修正后	修正前	修正后
1阶	3.718	3.279662	3.788414	-11.79	1.89
2阶	4.306	3.558744	4.045485	-17.35	-6.05
3阶	4.504	3.615087	4.108515	-19.74	-8.78

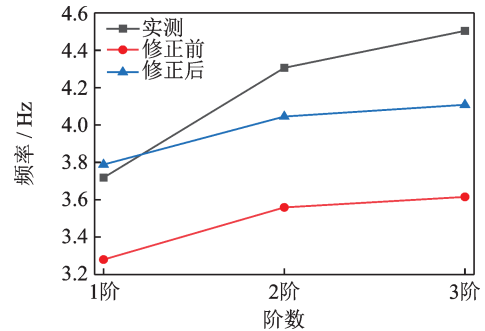


图 7 模型修正前后频率对比

Fig. 7 Frequency comparison before and after model modification

由表 4 可知, 修正后的结构弹性模量为 2.90248×10^5 MPa, 比初始值增大 40%, 这是由于建模过程中尚未考虑混凝土面板与钢主梁间的剪力键作用; 修正后的结构顶板厚度为 28.25 mm, 底板厚度为 36.41 mm, 略薄于设计值, 其中腹板厚度为 20.39 mm, 比设计值厚 27%, 该差异可能是由于实际桥梁存在装饰架等附属结构, 其等效作用在建模过程中反映为腹板厚度的增大。

由表 5 和图 6 可知, 修正后的优化模型比初始模型更贴合实际桥梁结构, 绝对误差从 $3.34 \mu\epsilon$ 降至 $0.83 \mu\epsilon$, 百分比误差及相对误差均小于 10%, 其中百分比误差小于 1%, 相关系数从 0.99669 提高至 0.99671。

由表 6 和图 7 可知, 模型修正后的结构自振频率相较于修正前均增加, 且更加贴近桥梁实测频率, 桥梁结构实测频率与计算频率误差从修正前的 20% 以内降低至 10% 以内, 且一阶频率误差减小至 1.89%, 模型精度存在显著提升。

2 地震易损性理论

桥梁地震易损性分析通常用易损性曲线来表示, 以反映给定地震动强度下既有桥梁结构超过极限状态的条件概率^[26], 地震易损性分析方法同样也是基于性能的抗震设防思想中重要的决策支持工具^[27]。因此在实际工程中, 可利用地震易损性曲线辅助优化结构设计, 从而实现结构“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震目标^[28]。

2.1 地震波选取

选取合适的地震波是地震易损性分析中的重要环节, 所选取的地震动记录需能够充分反映桥梁所处地区地震危险的不确定性^[29]。为确保所选地震波反应谱与规范谱的谱型一致, 可用反应谱曲线与周期坐标所围面积评价反应谱吻合程度:

$$0.8 \leq \frac{K_T}{K_N} \leq 1.2 \quad (2)$$

$$K_T = \frac{S_{T1}}{S_{T2}} \quad (3)$$

$$K_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \quad (4)$$

式中, S_{T1} 为地震波反应谱 0.1 s 至特征周期之间的谱值所围面积; S_{T2} 为地震波反应谱在 0.7 倍特征周期至 1.3 倍特征周期之间的谱值所围面积; S_{N1} 为规范反应谱在 0.1 s 至特征周期之间的谱值所围面积; S_{N2} 为规范反应谱在 0.7 倍特征周期至 1.3 倍特征周期之间的谱值所围面积。

根据钢板组合梁桥所在地的抗震设防等级, 绘制当地规范反应谱, 从太平洋地震工程研究中心数据库中选取 20 条天然地震动记录, 依据规范反应谱生成 1 条人工地震波^[30]。将 21 条地震波依据式(2)和(3)计算吻合程度, 结果如图 8 和表 7 所示。

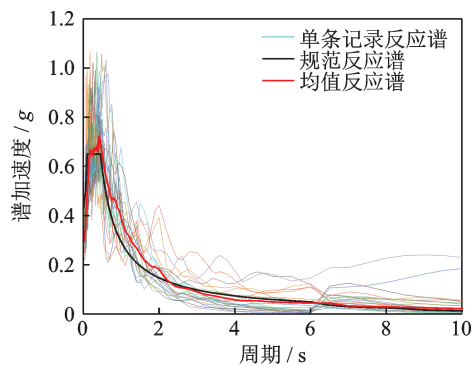


图 8 均值反应谱与规范反应谱对比

Fig. 8 Comparison of mean response spectrum and norm response spectrum

表 7 地震动记录

Tab. 7 Ground motions recording

编号	地震名称	震级	K_T/K_N
RSN6	ImperialValley-02	6.95	0.96
RSN9	Borrego	6.5	0.87
RSN10	ImperialValley-03	5.6	1.10
RSN15	KernCounty	7.36	0.99
RSN18	ImperialValley-04	5.5	1.03
RSN21	ImperialValley-05	5.4	1.02
RSN22	ElAlamo	6.8	0.99
RSN24	CentralCalif-02	5	0.91
RSN26	Hollister-01	5.6	0.97
RSN28	Parkfield	6.19	0.90
RSN35	NorthernCalif-06	5.2	1.11
RSN59	SanFernando	6.61	0.97
RSN67	SanFernando	6.61	0.85
RSN76	SanFernando	6.61	0.98
RSN77	SanFernando	6.61	1.07
RSN79	SanFernando	6.61	0.93
RSN84	SanFernando	6.61	1.03
RSN86	SanFernando	6.61	1.05
RSN96	Managua_Nicaragua-02	5.2	1.12
RSN97	PointMugu	5.65	1.06
T1	人工地震波	—	1.01

由图 8 和表 7 可知, K_T/K_N 值在 0.8~1.2 之间, 即所选地震波反应谱与规范谱高频段所围面积与低频段所围面积比值差异在 $\pm 20\%$ 以内, 因此 21 条地震波的选取满足抗震分析要求。

2.2 损伤指标定义

在地震作用下, 主桥往往趋于弹性, 但桥梁墩柱易发生塑性变形导致结构坍塌, 因此将墩柱设为易损性构件, 将结构损伤状态对应的屈服曲率 ϕ 作为墩柱损伤评价依据, 由下式进行转换^[31]:

$$\Delta_{cy1} = \frac{1}{3} l^2 \phi'_y \quad (5)$$

$$\Delta_y = \frac{1}{3} l^2 \phi_y \quad (6)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \left(l - \frac{l_p}{2}\right) \theta_u \quad (7)$$

$$\theta_u = l_p (\phi_u - \phi_y) / K \quad (8)$$

$$l_p = 0.08l + 0.022d_s f_y \quad (9)$$

式中, Δ_{cy1} 为钢筋首次屈服时墩顶最大位移; Δ_y 为墩顶弹性位移; Δ_u 为出现塑性铰时墩顶最大位移; ϕ'_y 为初始屈服曲率; ϕ_y 为等效屈服曲率; ϕ_u 为墩柱极限屈服曲率; θ_u 为出现塑性铰时墩顶的塑性转角; l 为桥墩高度; l_p 为等效塑性铰长度; d_s 为内纵筋直径; f_y 为钢筋屈服应力; K 为安全系数, 取值为 2。

基于上述转换, 选用墩柱位移延性比 μ_d 作为损伤指数, 将桥梁破坏等级 μ_c ($\mu_{cy1}, \mu_{cy}, \mu_{c4}, \mu_{cmax}$) 定义为 5 种状态^[32-33], 如表 8 所示。

表 8 性能水平及限值

Tab. 8 Performance levels and limits

性能水平	限值
基本完好	$\mu_d \leq \mu_{cy1}$
轻微破坏	$\mu_{cy1} < \mu_d \leq \mu_{cy}$
中等破坏	$\mu_{cy} < \mu_d \leq \mu_{c4}$
严重破坏	$\mu_{c4} < \mu_d \leq \mu_{cmax}$
倒塌	$\mu_d > \mu_{cmax}$

表 8 中, μ_d 为墩柱位移延性比; μ_{cy1} 为钢筋首次屈服时桥墩的位移延性比, 取值为 1; μ_{cy} 为等效屈服点桥墩的位移延性比; μ_{c4} 为墩柱保护层混凝土压应变达 0.004 时桥墩的位移延性比; μ_{cmax} 为桥墩极限位移延性比, 以上参数由下式计算:

$$\mu_d = \frac{\Delta}{\Delta_{cy1}} \quad (10)$$

$$\mu_{cy} = \frac{\Delta_y}{\Delta_{cy1}} \quad (11)$$

$$\mu_{c4} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{cy1}} \quad (12)$$

$$\mu_{cmax} = \mu_c + 3 \quad (13)$$

式中, Δ 表示有限元计算所得的墩顶最大位移。

通过 Xtract 程序将墩柱弯矩-曲率曲线等效成双折线模型,如图 9 所示;提取墩柱初始、等效与极限屈服曲率,如表 9 所示,代入式(5)~(13)计算结构损伤指数,结果如表 10 所示。

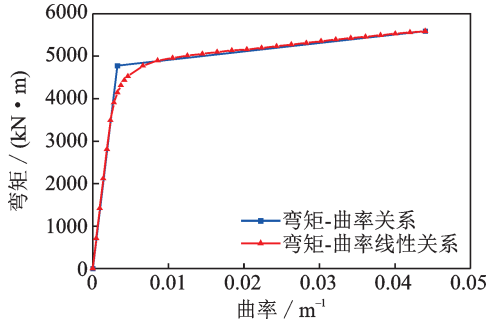


图 9 墩柱弯矩-曲率曲线

Fig. 9 Bending moment-curvature curve of pier column

表 9 墩柱弯矩-曲率结果

Tab. 9 Bending moment-curvature results of pier column

参数	取值
初始屈服曲率 ϕ_y'/m^{-1}	0.002328
等效屈服曲率 ϕ_y/m^{-1}	0.003186
极限屈服曲率 ϕ_u/m^{-1}	0.044000

表 10 损伤指数

Tab. 10 Damage indices

破坏等级	延性比
μ_{cy1}	1.0000
μ_{cy}	1.3686
μ_{c4}	4.4273
$\mu_{c \max}$	7.4273

2.3 基于 Beta 分布的地震易损性理论

基于性能的地震易损性分析是将结构在地震动作用下的反应量值转变为损伤指标量值,再将损伤指标量值与结构各性能水平下损伤指标的阈值取比值^[34],通过线性回归分析求解结构超越某性能水平的概率。基于 Beta 分布将各性能水平的超越概率转换为结构整体震害表达式,对模型修正后的钢板组合梁桥展开地震易损性分析。

假设桥梁墩柱延性比 μ_d 与损伤指标 μ_c 服从对数正态分布,通过回归分析求得均值 λ 与峰值地面加速度 PGA 的关系表达式为:

$$\lambda = q \ln(PGA) + p \quad (14)$$

式中, q 为回归斜率; p 为回归斜距。

其中 $\ln(\mu_x/\mu_c)$ 的标准差 σ 为:

$$\sigma = \sqrt{\frac{S_r}{n-2}} \quad (15)$$

式中, S_r 为残差平方和; n 为样本数。

结构超越概率为:

$$P_i = P\left(\frac{\mu_d}{\mu_c} \geq 1\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln 1 - \lambda}{\sigma}\right) = \Phi\left(\frac{\lambda}{\sigma}\right) \quad (16)$$

式中, Φ 为标准正态分布概率函数。

基于超越概率构建结构易损性矩阵,进而基于 Beta 分布将易损性矩阵转换为震害指数-峰值地面加速度的表达式,从而全面、系统地评价结构地震易损性。现定义随机变量 x 的 Beta 概率密度^[35]:

$$BE(x, a, b) = \begin{cases} (1-x)^{b-1} \frac{x^{a-1}}{B(a, b)}, & 0 \leq x \leq 1 \\ 0, & x < 0 \text{ 或 } x > 1 \end{cases} \quad (17)$$

$$B(a, b) = \int_0^1 x^{a-1} (1-x)^{b-1} dx \quad (18)$$

式中, a, b 为 Beta 分布函数的形状参数, $a > 0, b > 0$ 。

且期望及方差分别为:

$$E(x) = \frac{a}{a+b} \quad (19)$$

$$Var(x) = \frac{ab}{(a+b)^2(a+b+1)} \quad (20)$$

基于上述分析,对既定 PGA 条件下结构易损性矩阵进行拟合,令易损性矩阵中破坏等级用震害等级 D_i 表示,结构破坏等级的概率密度值为:

$$f_j^i = \frac{P_j^i}{\Delta D_{ij}} \quad (21)$$

式中, i 为既定峰值地面加速度; j 为破坏等级; f_j^i, P_j^i 和 ΔD_{ij} 分别为地震强度 i 等级下发生 j 级破坏的概率密度、概率值和区间段。五种性能水平(基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌)对应区间段为: $0 \sim 0.1, 0.1 \sim 0.3, 0.3 \sim 0.5, 0.5 \sim 0.7$ 和 $0.7 \sim 1.0$, 分别用 D1、D2、D3、D4 和 D5 表示。

此时地震动强度 i 等级下震害等级的期望 E_i 和方差 σ_i^2 分别为:

$$E_i = \sum_{j=1}^5 \int f_j^i D_r dD_r \quad (22)$$

$$\sigma_i^2 = \sum_{j=1}^5 \int f_j^i (D_r - E_i)^2 dD_r \quad (23)$$

联合式(19)~(23),得到地震动强度 i 下 Beta 分布函数的形状参数 a_i 和 b_i 分别为:

$$a_i = \frac{E_i^2 - E_i^3}{\sigma_i^2} - E_i \quad (24)$$

$$b_i = (1 - E_i) \left(\frac{E_i - E_i^2}{\sigma_i^2} - 1 \right) \quad (25)$$

将计算得到的形状参数代入式(17)和(18),得到在地震动强度 i 下桥梁结构的连续型 Beta 概率密度函数。

3 桥梁地震易损性分析

IDA 作为一种参数分析方法,近年来被广泛用

于结构的抗震性能评估中^[36]。该方法对所选地震波按照特定比例调整振幅,将调幅后的地震波作为输入导入结构中展开非线性时程分析^[37]。本文采用等步调幅,设置步长为0.1g。将调幅后的210个地震波样本导入有限元中,进行非线性时程分析,时程曲线如图10所示;绘制IDA曲线簇,如图11所示。

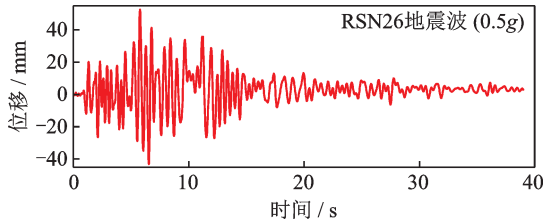


图10 墩顶位移时程曲线

Fig. 10 Displacement time-history curve of pier top

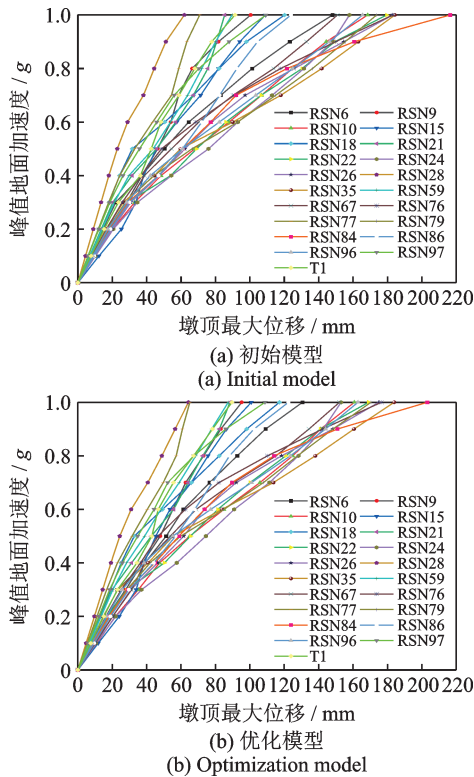


图11 IDA曲线簇

Fig. 11 IDA curve cluster

依据式(10)计算得到各工况下墩柱的位移延性比 μ_d ,将地震动强度指标PGA和 μ_d/μ_c 取对数,绘制散点图并代入式(14)计算回归关系,结果如图12所示;依据式(15)和(16)计算结构各性能水平的超越概率,结果如图13所示。根据结构超越概率提取易损性矩阵^[38],如表11所示;根据式(21)计算结构某一破坏等级的概率密度值,如表12所示,将概率密度值代入式(22)和(23)求得震害指数期望及方差,依据式(17)、(18)、(24)和(25)得到Beta分布函数的形状参数,如表13所示;并绘制概率密度图,如图14所示。以期望为震害指数,联合Beta分布概率密度曲线构建震害对比曲线,如图15所示,以此评价模型修正前、后桥梁结构抗震能力。

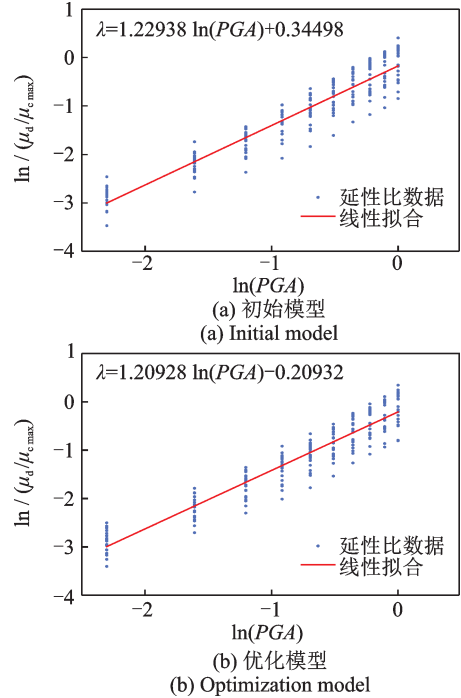


图12 倒塌性能回归分析

Fig. 12 Regression analysis of collapse performance

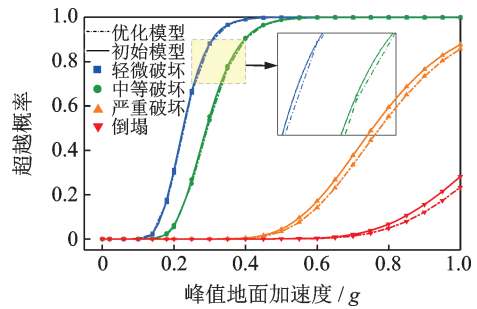


图13 结构地震易损性曲线

Fig. 13 Seismic vulnerability curve of structure

表11 优化模型易损性概率(单位:%)

Tab. 11 Vulnerability probability of the model optimization model(Unit:%)

PGA/g	性能水平区间				
	D1 (0~0.1)	D2 (0.1~0.3)	D3 (0.3~0.5)	D4 (0.5~0.7)	D5 (0.7~1.0)
0.1	99.97	0.03	0.00	0.00	0.00
0.2	69.93	24.72	5.35	0.00	0.00
0.3	11.89	34.49	53.62	0.00	0.00
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.0	0.00	0.00	14.23	62.41	23.36

表12 优化模型概率密度

Tab. 12 Probability density of the optimization model

PGA/g	性能水平区间				
	D1 (0~0.1)	D2 (0.1~0.3)	D3 (0.3~0.5)	D4 (0.5~0.7)	D5 (0.7~1.0)
0.1	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	6.99	1.24	0.27	0.00	0.00
0.3	1.19	1.72	2.68	0.00	0.00
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.0	0.00	0.00	0.71	3.12	0.78

表13 Beta分布函数参数

Tab. 13 Beta distribution function parameters

PGA/g	期望(震害指数)	方差	形状参数 a	形状参数 b
0.1	0.0500	0.029	2.779	52.745
0.2	0.1058	0.103	1.840	7.099
0.3	0.2894	0.138	2.816	6.913
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1.0	0.6299	0.154	5.566	3.270

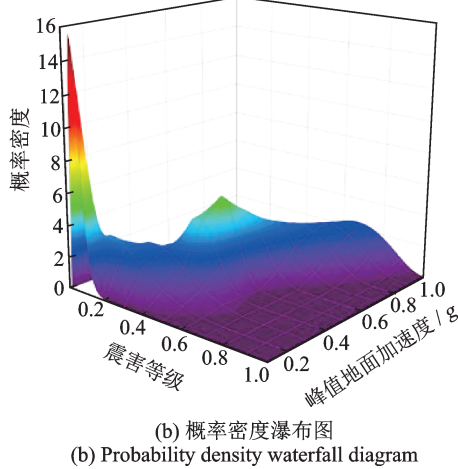
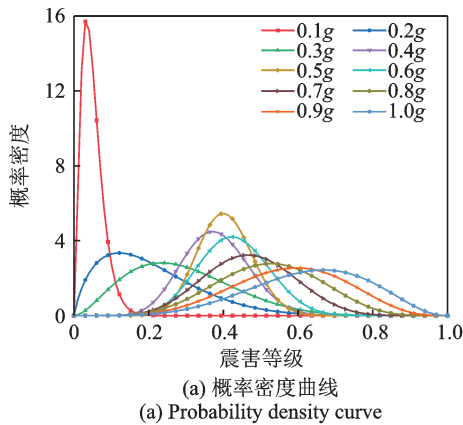


图14 Beta分布概率密度图

Fig. 14 Beta distribution probability density diagrams

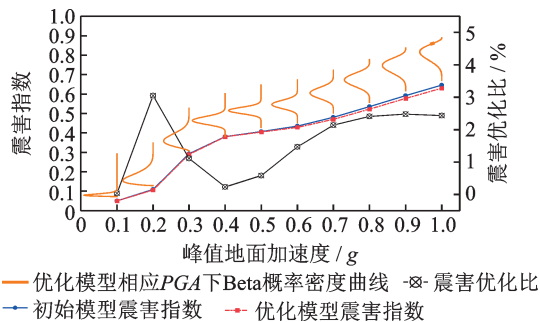


Fig. 15 Seismic damage comparison curve

由图11可知,随着PGA的增加,桥梁墩顶位移增大,当PGA达到0.3g时,结构由超越弹性阶段进入塑性阶段,产生塑性铰,故墩顶位移增加速率也增大。根据图12可知, $\ln(PGA)$ 与 $\ln(\mu_d/\mu_e)$ 线性拟合效果较好,可由此计算既有桥梁超越概率。分析图

13可知,优化模型超越概率随PGA的增大而增加,随着PGA增加到0.4g时,结构超越轻微破坏等级的概率达到约100%;当PGA达到0.5g时,桥梁结构主要呈现中等破坏现象;当PGA达到0.6g时,倒塌概率首次开始出现;当PGA达到1.0g时,结构倒塌概率达到65%。

相较于未进行模型修正的初始模型,两者在轻微破坏、中等破坏及严重破坏的超越概率接近,但在PGA达到0.6g以上时,优化模型比初始模型的倒塌概率增长速率更缓慢,优化模型抗震性能表现更佳,且PGA为1.0g时,优化模型比初始模型的倒塌超越概率小5%。基于设计图纸建立的初始模型结构抗震表现较差,模型修正使得既有桥梁结构地震易损性评价结果更为精确,且既有桥梁实际抗震性能优于初始模型。

由图14可知,基于Beta分布将易损性矩阵转换为震害指数下表达的方法有效,随着PGA的增加,概率密度曲线峰值点右移,桥梁进入高破坏等级阶段。由图15可知,随着PGA增加,桥梁震害指数增加,且增加趋势加快,当PGA达到0.6g以上时,初始模型震害指数增长速度更快,震害表现更明显;PGA为1.0g时,优化模型震害指数为0.62,比初始模型大2.5%。

4 结论

基于既有三跨钢板组合梁桥应变影响线实测数据,提取有限元模型移动工况下应变影响线作为计算值,以两者误差为目标函数,利用BP神经网络模型修正算法,开展既有桥梁有限元模型修正研究。以峰值地面加速度作为修正后模型的地震动强度指标,开展桥梁地震易损性分析,得到地震易损性矩阵,基于Beta分布构建震害指数表达式,绘制震害指数曲线,评价既有桥梁地震易损性。研究提出了一种基于影响线模型修正的既有桥梁地震易损性评价方法,得到结论如下:

(1)提出了基于影响线模型修正的既有桥梁结构地震易损性评价方法,基于Beta分布函数构建的结构震害对比曲线,可用于快速量化既有桥梁结构震害指数,评价在役桥梁结构的抗震性能。

(2)基于应变影响线的BP神经网络能够很好地处理既有桥梁模型修正中的非线性映射问题,可快速、准确地开展目标函数寻优,经过28次迭代,既有桥梁模型修正误差可降至10%以内。

(3)模型修正可以使桥梁有限元模型尽可能地逼近实际既有桥梁,对比发现,依据设计图纸所建桥

梁初始模型抗震能力更弱,修正后桥梁优化模型的震害指数较低,实际抗震性能更佳。

(4)通过Beta分布构建的概率密度曲线可在较高峰值地面加速度($>1.0g$)下对桥梁结构的震害指数进行预测,这为桥梁生命线设施在巨震下的结构抗震性能预测提供了新思路。

参考文献:

- [1] DJEMAI M C, BENSAIBI M, HALFAYA F Z. The effect of type and height of piers on the seismic behavior of reinforced concrete bridges[J]. International Journal of Engineering Research in Africa, 2019, 41: 79-87.
- [2] WILCHES J, SANTA MARIA H, LEON R, et al. Evolution of seismic design codes of highway bridges in Chile[J]. Earthquake Spectra, 2021, 37(3): 2174-2204.
- [3] ZHANG Q, ALAM M S. Performance-based seismic design of bridges: a global perspective and critical review of past, present and future directions[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2019, 15(4): 539-554.
- [4] TODOROV B, MUNTASIR BILLAH A H M. Machine learning driven seismic performance limit state identification for performance-based seismic design of bridge piers[J]. Engineering Structures, 2022, 255: 113919.
- [5] MAHMOUDI MOAZAM A, HASANI N, YAZDANI M. Incremental dynamic analysis of small to medium spans plain concrete arch bridges[J]. Engineering Failure Analysis, 2018, 91: 12-27.
- [6] XING Hongping, SUN Xiaodan, LIU Yu, et al. Exceeding probability of earthquake-induced dynamic displacement of rail based on incremental dynamic analysis[J]. Sustainability, 2022, 14(19): 11871.
- [7] LU Xiaoluo, XU Lueqin, WEI Kai, et al. Transverse seismic damage mode identification of deteriorating simply-supported highway bridges[J]. Structures, 2022, 38: 1529-1541.
- [8] LI Shuai, WANG Jingquan, ALAM M S. Seismic performance assessment of a multispan continuous isolated highway bridge with superelastic shape memory alloy reinforced piers and restraining devices[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, 50(2): 673-691.
- [9] MORTAGI M, GHOSH J. Climate change considerations for seismic vulnerability assessment of aging highway bridges[J]. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, 2021, 6(1): 04020005.
- [10] SHEKHAR S, GHOSH J, GHOSH S. Influence of bearing types and design code advances on seismic vulnerability of simply supported highway bridges[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2022, 26(10): 4977-5003.
- [11] ZONA A, BARBATO M, FRAGIACOMO M. Finite-element model updating and probabilistic analysis of timber-concrete composite beams[J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(7): 899-910.
- [12] ZHENG Xu, YANG Donghui, YI Tinghua, et al. Development of bridge influence line identification methods based on direct measurement data: a comprehensive review and comparison[J]. Engineering Structures, 2019, 198: 109539.
- [13] LIAO Jingbo, TANG Guangwu, MENG Libo, et al. Finite element model updating based on field quasi-static generalized influence line and its bridge engineering application[J]. Procedia Engineering, 2012, 31: 348-353.
- [14] STRAUSS A, WENDNER R, FRANGOPOL D M, et al. Influence line-model correction approach for the assessment of engineering structures using novel monitoring techniques[J]. Smart Structures and Systems, 2012, 9(1): 1-20.
- [15] 周宇. 基于影响线与柔度矩阵的桥梁损伤信息融合诊断研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2018.
ZHOU Yu. Research of bridge damage diagnosis based on information fusion with influence line and flexibility matrix[D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2018.
- [16] ANDISHEH K, SCOTT A, PALERMO A. Effects of corrosion on stress-strain behavior of confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 2021, 147(7): 04021087.
- [17] 周宇, 尚稳齐, 吴德义, 等. 基于经验模态分解与Tikhonov正则化的梁桥影响线识别方法[J]. 振动工程学报, 2025, 38(1): 144-153.
ZHOU Yu, SHANG Wenqi, WU Deyi, et al. Influence line identification method of beam bridge based on empirical mode decomposition and Tikhonov regularization[J]. Journal of Vibration Engineering, 2025, 38(1): 144-153.
- [18] 周宇, 李萌, 狄生奎, 等. 变截面两铰拱推力影响线解析解及损伤识别应用[J/OL]. 吉林大学学报(工学版), 2023: 1-12. (2023-05-24) [2023-09-25]. <https://kns.cnki.net/kcms2/detail/22.1341.T.20230523.1720.003.html>.
ZHOU Yu, LI Meng, DI Shengkui, et al. Analytical solution of thrust influence line of variable section two-hinged arch and application of damage identification [J/OL]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2023: 1-12. (2023-05-24) [2023-09-25]. <https://kns.cnki.net/kcms2/detail/22.1341.T.20230523.1720.003.html>.
- [19] ZONG Zhouhong, LIN Xiaosong, NIU Jie. Finite element model validation of bridge based on structural health monitoring: Part I: response surface-based finite element model updating[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 2015, 2(4): 258-278.
- [20] YIN Tao, ZHU Hongping. An efficient algorithm for

- architecture design of Bayesian neural network in structural model updating[J]. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2020, 35(4): 354-372.
- [21] PHAM T M, HADI M N S. Predicting stress and strain of FRP-confined square/rectangular columns using artificial neural networks[J]. *Journal of Composites for Construction*, 2014, 18(6): 04014019.
- [22] TAN Z X, THAMBIRATNAM D P, CHAN T H T, et al. Damage detection in steel-concrete composite bridge using vibration characteristics and artificial neural network[J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2020, 16(9): 1247-1261.
- [23] 康志锐,张巍,宋帅,等.基于响应面的波形钢腹板PC组合梁桥有限元模型修正方法的试验研究[J]. *铁道科学与工程学报*, 2020, 17(5): 1186-1192.
- KANG Zhirui, ZHANG Wei, SONG Shuai, et al. Experimental research on FE model updating of PC composite box girder bridge with corrugated steel webs based on response surface method[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2020, 17(5): 1186-1192.
- [24] 肖祥,鄢宇,何佳,等.大跨度斜拉桥多尺度有限元模型及其修正[J]. *华中科技大学学报(自然科学版)*, 2017, 45(6): 120-127.
- XIAO Xiang, YAN Yu, HE Jia, et al. Multi-scale finite element modeling and model updating of long span cable-stayed bridge[J]. *Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition)*, 2017, 45(6): 120-127.
- [25] 方志,唐盛华,张国刚,等.基于多状态下静动态测试数据的斜拉桥模型修正[J]. *中国公路学报*, 2011, 24(1): 34-41.
- FANG Zhi, TANG Shenghua, ZHANG Guogang, et al. Cable-stayed bridge model updating based on static and dynamic test data of multi-state[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2011, 24(1): 34-41.
- [26] GHAZAL H, MWAFY A. Seismic fragility assessment of an existing multi-span RC bridge equipped with risk mitigation systems[J]. *Buildings*, 2022, 12(7): 982-982.
- [27] HOANG P H, PHAN H N, NGUYEN D T, et al. Kriging metamodel-based seismic fragility analysis of single-bent reinforced concrete highway bridges[J]. *Buildings*, 2021, 11(6): 238.
- [28] LIU Jieping, ZHANG Lingxin, ZHANG Haohao, et al. Seismic vulnerability analysis of single-story reinforced concrete industrial buildings with seismic fortification[J]. *Structural Durability & Health Monitoring*, 2019, 13(2): 123-142.
- [29] REZAEI H, ZARFAM P, GOLAFSHANI E M, et al. Seismic fragility analysis of RC box-girder bridges based on symbolic regression method[J]. *Structures*, 2022, 38: 306-322.
- [30] SHIRAVAND M R, PARVANEHRO P, BAGHERI S. Seismic response of cable stayed bridges under multi support excitation[J]. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2017, 4(1): 58-69.
- [31] 中华人民共和国交通运输部.公路桥梁抗震设计规范: JTG/T 2231-01—2020[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2020.
- Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specifications for seismic design of highway Bridges: JTG/T 2231-01—2020[S]. Beijing: China Communications Press, 2020.
- [32] YU Gang, SUN Zhi, SUN Limin. Application of vulnerability analysis in structural capacity assessment and enhancement[J]. *Journal of Harbin Institute of Technology (New Series)*, 2011, 18(3): 131-138.
- [33] 李宏男,成虎,王东升.桥梁结构地震易损性研究进展述评[J]. *工程力学*, 2018, 35(9): 1-16.
- LI Hongnan, CHENG Hu, WANG Dongsheng. A review of advances in seismic fragility research on bridge structures[J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35(9): 1-16.
- [34] PAN Y, AGRAWAL A K, GHOSN M. Seismic fragility of continuous steel highway bridges in New York State[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2007, 12(6): 689-699.
- [35] 刘如山,胡少卿,鄢玉斌,等.基于地震动参数的结构易损性表达方法研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2009, 29(6): 102-107.
- LIU Rushan, HU Shaoqing, WU Yubin, et al. Research on structure vulnerability expression way based on seismic ground motion parameters[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2009, 29(6): 102-107.
- [36] HE Jinhai, PANG Yutao, DANG Xinzi, et al. Probabilistic seismic risk assessment of hybrid fibre-reinforced concrete bridge columns[J]. *International Journal of Materials and Product Technology*, 2021, 63(3): 168-193.
- [37] DONG Zhengfang, KUO Chenyang, YIN Junhong, et al. Examination of longitudinal seismic vulnerability of shield tunnels utilizing incremental dynamic analysis[J]. *Frontiers in Earth Science*, 2021, 9: 779879.
- [38] YAO Xinqiang, LIANG Bin, SUN Baitao, et al. Integrated disaster matrix and vulnerability index analyze the seismic performance of typical structures in rural villages in historical earthquakes[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2022, 25(14): 2981-2997.

通信作者:周宇(1989—),男,博士,讲师。

E-mail: yuzhou923@outlook.com