

文章编号:1673-9469(2025)01-0082-08

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2025.01.011

## 桩-土效应对波形钢腹板连续梁桥地震易损性影响分析

高非凡<sup>1,2</sup>, 王竞宇<sup>1,2</sup>, 陈博宇<sup>1,2</sup>, 张运波<sup>1,2\*</sup>

(1. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室, 河北 石家庄 050043;  
2. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043)

**摘要:** 针对桩-土相互作用对波形钢腹板桥梁构件易损性的影响问题, 通过 ABAQUS 有限元软件, 建立了一典型波形钢腹板梁桥的三维基底固结模型以及桩-土-桥模型, 通过 PEER 数据库筛选出 15 条地震动记录, 以位移延性比为损伤指标, 对模型进行 IDA 时程分析, 通过对比墩底固结模型及桩-土-桥模型桥梁构件在四种损伤情况下的易损性曲线, 得出桩-土效应对桥墩及支座易损性的影响规律。计算结果表明: 桩-土-桥有限元模型中桥墩及支座发生损伤破坏的概率均大于基底固结模型中桥墩及支座发生损伤破坏的概率, 因此在实际工程进行易损性分析时, 需要考虑桩-土效应对结构易损性的影响。

**关键词:** ABAQUS; 桩-土效应; 波形钢腹板连续梁桥; 易损性分析

**中图分类号:** TU442.5

**文献标识码:** A

## Analysis of Pile-Soil Effect on Seismic Vulnerability of Continuous Beam Bridges with Corrugated Steel Webs

GAO Feifan<sup>1,2</sup>, WANG Jingyu<sup>1,2</sup>, CHEN Boyu<sup>1,2</sup>, ZHANG Yunbo<sup>1,2\*</sup>

(1. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China)

**Abstract:** In response to the influence of pile-soil interaction on the vulnerability of corrugated steel belly plate bridge components, a three-dimensional foundation consolidation model and pile-soil bridge model of a typical corrugated steel belly plate beam bridge were established using ABAQUS finite element software. Fifteen seismic records were selected from the PEER database, and the displacement ductility ratio was used as the damage index to conduct IDA time history analysis on the model. By comparing the vulnerability curves of bridge components under four damage conditions in the pier bottom consolidation model and the pile-soil bridge model, the influence of the pile-soil effect on the vulnerability of bridge piers and supports was obtained. The calculation results show that the probability of damage and failure of bridge piers and bearings in the pile-soil bridge finite element model is higher than that in the foundation consolidation model. Therefore, when conducting vulnerability analysis in practical engineering, it is necessary to consider the influence of pile-soil effect on structural vulnerability.

**Key words:** ABAQUS; pile-soil effect; continuous beam bridge with corrugated steel web; vulnerability analysis

我国是地震频发的国家, 地震对交通基础设施尤其是桥梁会产生严重破坏, 分析影响桥梁抗

震易损性的因素对于保障交通行业的稳定发展有着重要的意义。与混凝土腹板箱梁相比, 波形钢

收稿日期: 2023-12-18

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51778377)

第一作者: 高非凡(1998—), 男, 河北石家庄人, 硕士研究生, 从事大跨度桥梁施工控制及结构理论方面的研究。

\* 通信作者: 张运波(1971—), 男, 河北馆陶人, 博士, 副教授, 从事大跨度桥梁施工控制及结构理论方面的研究。

腹板箱梁具有更好的预应力效应与抗剪性能,同时波形钢腹板箱梁重量更轻,能够减轻对桥梁下部结构的荷载,降低了地震激励的作用效果,因此波形钢腹板箱梁桥相较于混凝土腹板箱梁桥具有更好的抗震性能;同时波形钢腹板箱梁桥具有施工简易,钢材可重复利用等优势,因此,其符合当下桥梁发展的趋势<sup>[1]</sup>。

许多学者针对桩-土效应对桥梁结构在地震作用下的易损性进行了大量的研究,根据黄忠凯等<sup>[2]</sup>总结统计,在分析桥墩体系的易损性时,因地面峰值加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)数据较易获得,因此被多数学者作为强度指标,本文选择 PGA 作为地震动强度指标;岳学林<sup>[3]</sup>研究表明,考虑桩-土效应的模型墩顶位移与实际情况更相似;申彦利等<sup>[4]</sup>通过对桩-土效应桥墩模型与基底固结模型进行易损性分析得出,桩-土效应模型发生损伤破坏的概率比不考虑桩土作用效应时大;金如意等<sup>[5]</sup>通过建立桥梁及桩-土结构体系模型,绘制桩-土效应下的桥梁高墩地震易损性曲线,结果表明:考虑桩-土效应可更准确地捕捉到地震作用下结构损伤概率变化情况,桩-土相互作用对较强地震动作用更为敏感,可为较高烈度地区的高墩桥梁抗震设计施工提供参考。

桥梁地震易损性分析是基于大量的数据分析开展的,综合多种因素形成的整体损伤概率,它不仅反映结构的抗震能力,也可以为地震损失估计、地震应急决策等研究提供基础数据。近几年来,我国虽然对波形钢腹板组合箱梁桥展开了较多的研究,但目前的研究主要集中于静力学特

性、疲劳特性、施工技术和波形钢板的连接技术等方向,对其抗震性能及地震易损性的研究相对较少<sup>[1]</sup>。因此,为了更深入地分析桩-土效应对其易损性影响,本文通过 ABAQUS 有限元软件,建立考虑桩-土效应桥梁模型与基底固结桥梁模型,选用 IDA 法,对比两种模型的地震响应,从而得出桩-土效应对桥梁构件易损性的影响,为今后有关桩-土效应对波形钢腹板连续梁桥地震易损性的影响提供参考。

## 1 工程案例

本文工程背景为某黄河大桥北跨堤桥,全长 150 m,布置图如图 1 所示,根部、跨中截面图如图 2 所示。主梁采用 C55 混凝土,波形钢腹板钢材型号为 Q345D。该桥所处地区地层岩性从上至下分别为粉土、黏土、砂土;场地类型为 II 类场,抗震设防烈度为 VIII 度,环境类别为 II 类;桥梁结构安全等级为一级;所处场地基本地震动峰值加速度为 0.2 g,加速度反应谱特征周期为 0.4 s。

北跨堤桥主墩为 7#、8#墩,过渡墩为 6#、9#墩。本文以 8#墩为研究对象,墩身为矩形墩,墩身截面平面尺寸为 6.75 m(横桥向)×2.2 m(顺桥向),倒角尺寸为 0.4 m(顺桥向)×0.5 m(横桥向),墩高 10.03 m,采用 C40 混凝土。主墩承台厚度 3.5 m,尺寸 12 m(横桥向)×7.5 m(顺桥向),采用 C35 混凝土。每个承台下设 6 根直径 1.8 m,长 95 m 的钻孔灌注桩,纵向 2 排,横向 3 排,呈矩形布置,按摩擦桩设计,桩基础采用 C30 水下混凝土。

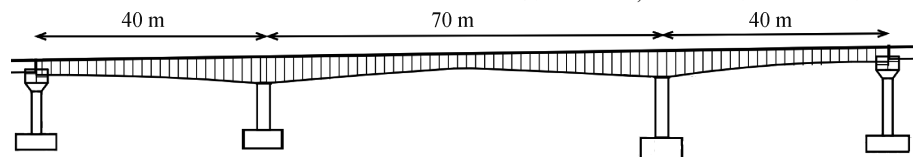


图 1 桥梁立面布置图

Fig. 1 Bridge facade layout

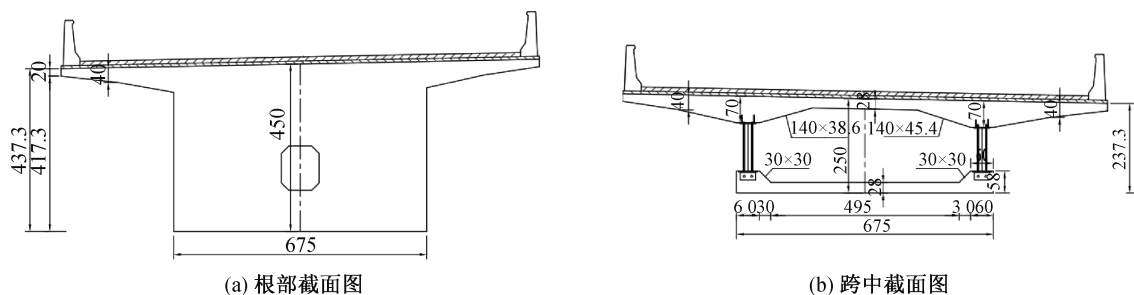


图 2 桥梁根部、跨中截面图(单位:cm)

Fig. 2 Cross-section of bridge root and span (unit:cm)

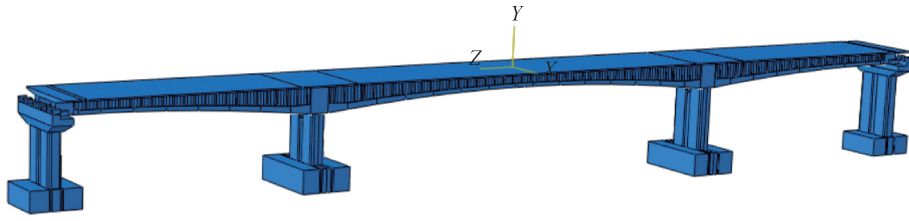


图3 北跨堤桥有限元模型

Fig. 3 Finite element model of north span embankment bridge

## 2 数值模型建立

本文通过 ABAQUS 对黄河大桥北跨堤桥进行有限元模型的建立,如图 3 所示。

### 2.1 本构关系及桩-土相互作用模拟

实体单元 C3D8R 可以较好地反映混凝土的各项力学行为,有利于精细化建模,且能够取得较为理想的计算精度,因此本文通过实体单元 C3D8R 模拟箱梁混凝土顶底板、桥墩以及桩基,波形钢腹板选择壳单元 S4R 进行模拟,钢筋选择桁架单元 T3D2 进行模拟,通过建立 Tie 绑定约束连接波形钢腹板与箱梁顶底板,同时通过此绑定约束对桩-桥台-墩身进行连接,通过 embedded 功能将钢筋嵌入混凝土中。支座使用连接单元 CONN3D2 进行模拟,分别在墩顶截面中心处以及墩顶对应的箱梁底板截面中心处设置参考点,分别将参考点与两截面进行点-面耦合约束,通过 CONN3D2 单元连接桥墩与箱梁。混凝土本构模型采用 ABAQUS 中的 CDP 模型,即混凝土损伤塑性模型,钢筋本构模型采用二折线随动强化模型。进行 IDA 分析时,阻尼选择 Rayleigh 阻尼,其中混凝土和钢材的  $\alpha$  取值按照经验分别取 0.036 和 0.06,  $\beta$  取 0<sup>[6]</sup>。

使用集中质量法模拟桩-土效应时,不仅计算结果更准确,并且一定程度上缩短了运算时间,因此在研究地震易损性时,本文通过其模拟桩-土效应,将桩结构在垂直方向每间隔 1 m 设置一个集中质量点,对每个集中质量点添加水平与竖直两个方向的土弹簧,以此模拟土体对桩结构的作用力。

### 2.2 边界条件及加载方式

为了使计算结果更符合实际情况,土体边界到结构的距离应不小于桩身长度且大于 20 m<sup>[7]</sup>,因此有限元模型中地基土体总长度为 190 m,高度为 115 m。选择人工边界作为土体边界,在抗震分析时使土体整体进行剪切运动,同时固结土体模型底部。对桩-土效应模型以及基底固结模型进行

地震易损性分析时,地震波的加载方向为顺桥向,地震激励选择一致激励。

## 3 桥梁地震易损性曲线

地震易损性指在不同地震动强度的作用下使建筑物构件产生不同程度损坏的概率,可从概率上定量衡量结构的抗震性能<sup>[8]</sup>。在对桥梁构件进行易损性分析时,首先要求得各构件的回归方程系数以及不同损伤程度下的损伤指标,进而根据易损性曲线公式得出桥梁构件在不同地震动强度下的轻微损伤、中等损伤、严重损伤以及完全破坏的概率。在建立桥梁构件的易损性曲线时,多数学者使用数值模拟法以及可靠度法进行易损性曲线的建立<sup>[9]</sup>。本文在进行波形钢腹板连续梁桥桥墩以及支座的易损性曲线建立时,结合了数值模拟法以及可靠度法,同时以一阶可靠度理论作为参考,对本文桩-土效应模型以及基底固结模型进行易损性分析。

建立桥墩及支座的易损性曲线时,首先要确定地震需求  $S_d$  与地震动参数 IM 的关系,进而对地震需求以及地震动参数取对数并进行回归分析<sup>[10]</sup>:

$$\ln(S_d) = \ln(\alpha) + \beta \ln(\text{IM}) \quad (1)$$

式中:  $\alpha$ 、 $\beta$  为回归系数,  $S_d$  取为地震需求的中位值,与 IM 成对数线性关系。在某种强度地震动作用下,结构的地震需求服从对数正态分布,故概率地震需求模型可表示为

$$P[S_d \geq S_c | \text{IM}] = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(S_c) - \ln(S_d)}{\beta S_d | \text{IM}} \right] \quad (2)$$

式中:  $\Phi$  为标准正太函数分布;  $\beta S_d | \text{IM}$  为地震需求的对数标准差;  $S_c$  为结构抵抗破坏状态能力的中位值。进行构件层次的地震易损性分析时,可假定构件的极限抗力服从对数分布,因此综合式(1)(2)可得地震易损性曲线计算公式:

$$P[S_d \geq S_c | \text{IM}] = \Phi \left[ \frac{\ln a + b \ln(\text{IM}) - \ln(S_c)}{\sqrt{\beta^2 S_d | \text{IM} + \beta_c^2}} \right] \quad (3)$$

式中:当以峰值加速度为自变量时,  $\sqrt{\beta_{S_dIM}^2 + \beta_C^2} = 0.5$ , 当以谱加速度为自变量时,  $\sqrt{\beta_{S_dIM}^2 + \beta_C^2} = 0.4$  [11]。本文选用峰值加速度为自变量, 因此取  $\sqrt{\beta_{S_dIM}^2 + \beta_C^2} = 0.5$ 。

### 4 地震波选择及损伤指标的确定

#### 4.1 地震波选择

根据《公路桥梁抗震设计规范》[12], 结合本文研究对象所处场地信息, 在 PEER 数据库下载了 15 条地震动记录, 其反应谱曲线如图 4 所示。对这些地震动记录分别从 0.1 g 到 1 g 进行 10 次调幅, 以 0.1 g 为步长, 共生成 150 条地震波。

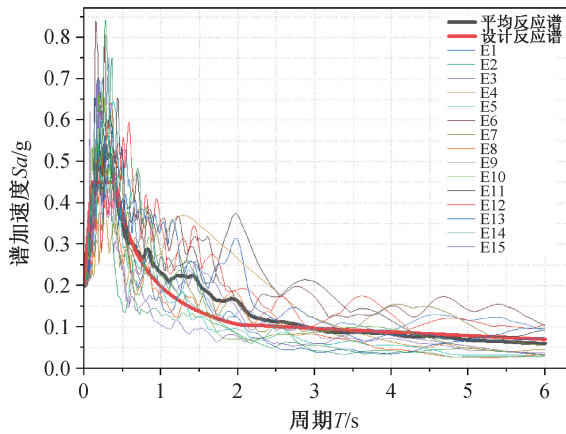


图 4 地震动反应谱图

Fig. 4 Ground motion response spectrum

#### 4.2 桥墩损伤指标

本文以位移延性比作为分析桥墩易损性的损伤指标, 桥墩损伤指标的范围如表 1 所示:

表 1 桥墩损伤指标

Tab. 1 Pier damage index of bridge

损伤状态	损伤指标	描述
无损伤	$\mu_d \leq \mu_{cy1}$	弹性阶段无损伤
轻微损伤	$\mu_{cy1} < \mu_d \leq \mu_{cy}$	钢筋首次屈服
中等损伤	$\mu_{cy} < \mu_d \leq \mu_{c4}$	截面等效屈服
严重损伤	$\mu_{c4} < \mu_d \leq \mu_{cmax}$	混凝土压应变为 0.004
完全破坏	$\mu_{cmax} > \mu_d$	桥梁倒塌

注:  $\mu_{cy1}$  为桥墩钢筋首次屈服时位移延性比;  $\mu_{cy}$  为钢筋首次屈服时位移延性比;  $\mu_{cmax}$  为最大位移延性比,  $\mu_{cmax}$  取值可约等于  $(\mu_{c4} + 3)$  [13]。

通过 X-tract 软件对 8#墩墩顶截面进行分析, 得出 8#墩弯矩-曲率如图 5 所示; 可得 8#墩首次屈服曲率为  $1.173 \times 10^{-3}$  rad/s、等效屈服曲率为  $1.316 \times 10^{-3}$  rad/s、极限曲率为  $5.361 \times 10^{-3}$  rad/s。

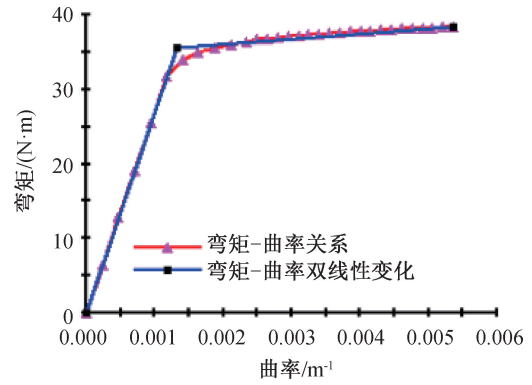


图 5 8#墩弯矩-曲率图

Fig. 5 Bending moment-curvature diagram of 8# pier

结合 8#墩弯矩-曲率值计算可得桥墩损伤指标如表 2 所示:

表 2 8#墩损伤指标

Tab. 2 Damage index of 8# pier

损伤状态	损伤指标
无损伤	$\mu_d \leq 1$
轻微损伤	$1 < \mu_d \leq 1.1218$
中等损伤	$1.1218 < \mu_d \leq 2.225$
严重损伤	$2.225 < \mu_d \leq 5.225$
完全破坏	$\mu_{cmax} > 5.225$

#### 4.3 支座损伤指标

本文选择无隔震盆式支座为研究对象, 从《公路桥梁盆式支座》[14] 可得, 支座的损伤指标为支座相对位移。盆式支座是否产生破坏, 取决于桥梁结构的纵向位移, 当纵向位移超出设计范围时, 盆式支座会产生不同程度的损伤, 具体破坏指标分为 5 个范围, 基本完好 ( $\gamma < 100\%$ ), 轻微损伤 ( $100\% \leq \gamma < 150\%$ ), 中等损伤 ( $150\% \leq \gamma < 200\%$ ), 严重损伤 ( $200\% \leq \gamma < 250\%$ ) 以及完全破坏 ( $\gamma > 250\%$ )。盆式支座的设计位移为  $\pm 200$  mm, 允许偏差为  $\pm 50$  mm。结合规范《公路桥梁盆式支座》[14], 以 50、100 mm 作为盆式支座轻微损伤、中等损伤的限值, 当盆式支座产生严重损伤以及完全破坏时支座的纵向位移分别为 150、225 mm。

### 5 桩-土作用对桥墩及支座地震易损性影响分析

对所选择的 15 条地震动记录进行 10 次调幅后, 通过 IDA 法进行非线性时程分析, 对桥墩和支座的实际承载能力以及地震需求取对数, 使其值符合正态分布。以 PGA 值的对数值作为横轴, 以

桥墩墩顶位移延性比或盆式支座纵桥向位移延性比为纵轴,通过最小二乘法对数据结果进行拟合,如图6所示:

根据图6可得,基底固结模型桥墩以及桩-土相互作用模型桥墩的回归函数如式(4)(5)所示:

$$\ln(\mu_d) = 0.9979 + 0.8293 \ln(\text{PGA}) \quad (4)$$

$$\ln(\mu_d) = 1.2493 + 0.6503 \ln(\text{PGA}) \quad (5)$$

基底固结模型支座以及桩-土相互作用模型支

座的回归函数如式(6)(7)所示:

$$\ln(\mu_d) = 1.0994 + 0.7933 \ln(\text{PGA}) \quad (6)$$

$$\ln(\mu_d) = 1.499 + 0.9504 \ln(\text{PGA}) \quad (7)$$

将式(4)(5)分别带入式(3),得到基底固结模型和桩-土效应模型中桥墩的易损性函数表达式,如表3所示。

将式(6)(7)分别带入式(3),得到基底固结模型和桩-土效应模型中支座的易损性函数表达式,如表4所示。

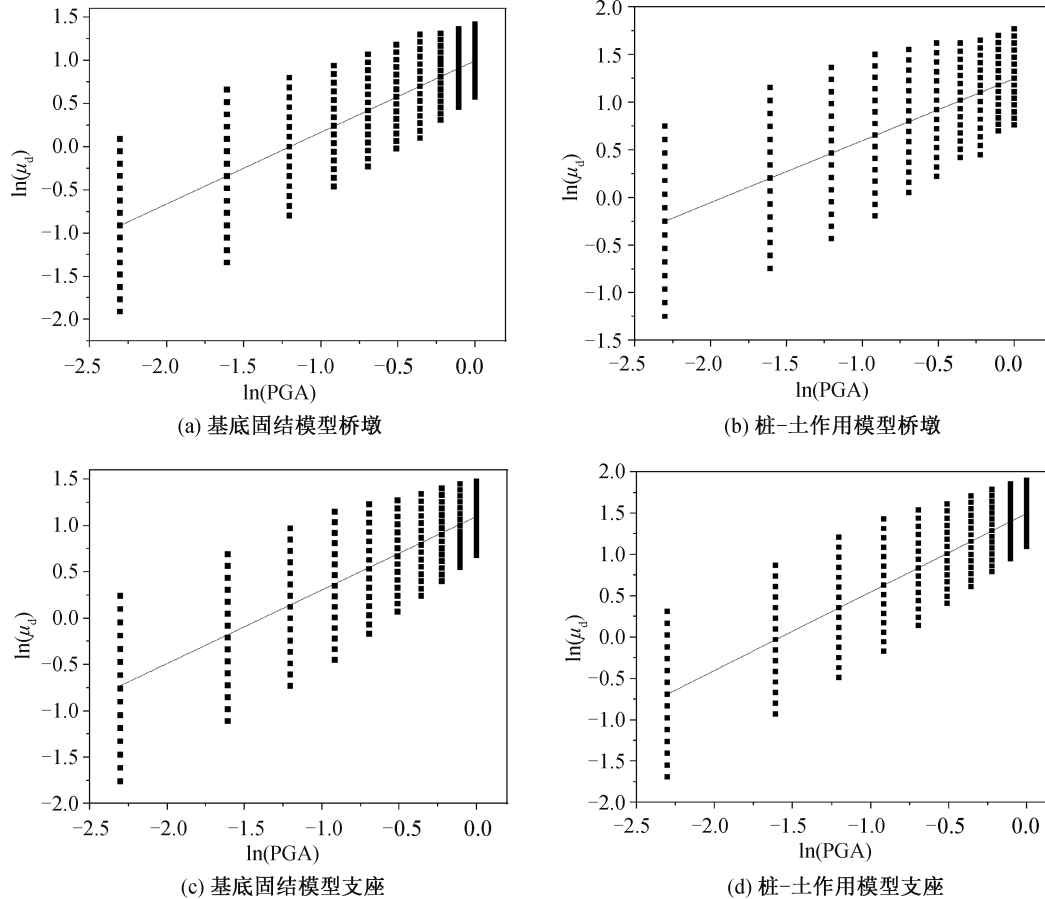


图6 地震需求响应回归分析

Fig. 6 Regression analysis of seismic demand response

表3 桥墩易损性函数

Tab. 3 Pier vulnerability function

损伤状态	基底固结模型桥墩易损性函数	桩-土作用模型桥墩易损性函数
轻微损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{0.9979 + 0.8293 \ln(\text{PGA}) - \ln(1)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.2493 + 0.6503 \ln(\text{PGA}) - \ln(1)}{0.5} \right]$
中等损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{0.9979 + 0.8293 \ln(\text{PGA}) - \ln(1.1218)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.2493 + 0.6503 \ln(\text{PGA}) - \ln(1.1218)}{0.5} \right]$
严重损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{0.9979 + 0.8293 \ln(\text{PGA}) - \ln(2.225)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.2493 + 0.6503 \ln(\text{PGA}) - \ln(2.225)}{0.5} \right]$
完全破坏	$P_f = \Phi \left[ \frac{0.9979 + 0.8293 \ln(\text{PGA}) - \ln(5.225)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.2493 + 0.6503 \ln(\text{PGA}) - \ln(5.225)}{0.5} \right]$

表 4 支座易损性函数

Tab. 4 Support vulnerability function

损伤状态	基底固结模型支座易损性函数	桩-土作用模型支座易损性函数
轻微损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.0994 + 0.7933 \ln(\text{PGA}) - \ln(1)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.4999 + 0.9504 \ln(\text{PGA}) - \ln(1)}{0.5} \right]$
中等损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.0994 + 0.7933 \ln(\text{PGA}) - \ln(2)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.4999 + 0.9504 \ln(\text{PGA}) - \ln(2)}{0.5} \right]$
严重损伤	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.0994 + 0.7933 \ln(\text{PGA}) - \ln(3)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.4999 + 0.9504 \ln(\text{PGA}) - \ln(3)}{0.5} \right]$
完全破坏	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.0994 + 0.7933 \ln(\text{PGA}) - \ln(4.5)}{0.5} \right]$	$P_f = \Phi \left[ \frac{1.4999 + 0.9504 \ln(\text{PGA}) - \ln(4.5)}{0.5} \right]$

将 PGA 值代入表 3、表 4 中,得到桩-土效应模型和基底固结模型中桥墩和支座在发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤以及完全破坏状态下的易损性曲线,如图 7 所示。

由图 7 可得,在基底固结模型支座以及桩-土效应模型支座中,桥墩及支座各损伤状态的损伤概率均随 PGA 的增加而增大。当 PGA 为 1 g 时,桩-土效应模型和基底固结模型中桥墩产生轻微损伤和中等损伤的概率均接近 100%,支座的轻微损伤概率均达到 100%,中等损伤概率分别为 79.1% 和 94.7%。因此,随着 PGA 的不断增大,无论是否考虑桩-土效应,桥墩及支座都极易发生轻微及中

等损伤。

相同损伤情况下,桩-土效应模型与墩底固结模型中桥梁各构件的易损性对比曲线如图 8 所示:

由图 8 可得,在相同损伤情况下,考虑桩-土效应与不考虑桩-土效应桥墩各构件的易损性曲线总体变化趋势近似,且考虑桩-土效应的桥梁构件易损性概率明显大于不考虑桩-土效应时的损伤概率。

当 PGA 超过 0.6 g 时,桩-土效应模型桥墩发生轻微损伤的概率近似 100%,当 PGA 超过 0.9 g 时,基底固结模型桥墩发生轻微损伤的概率近似 100%;当 PGA 为 0.2 g 时,桩-土效应模型的桥墩比基底固结模型的桥墩发生中等损伤的概率增大

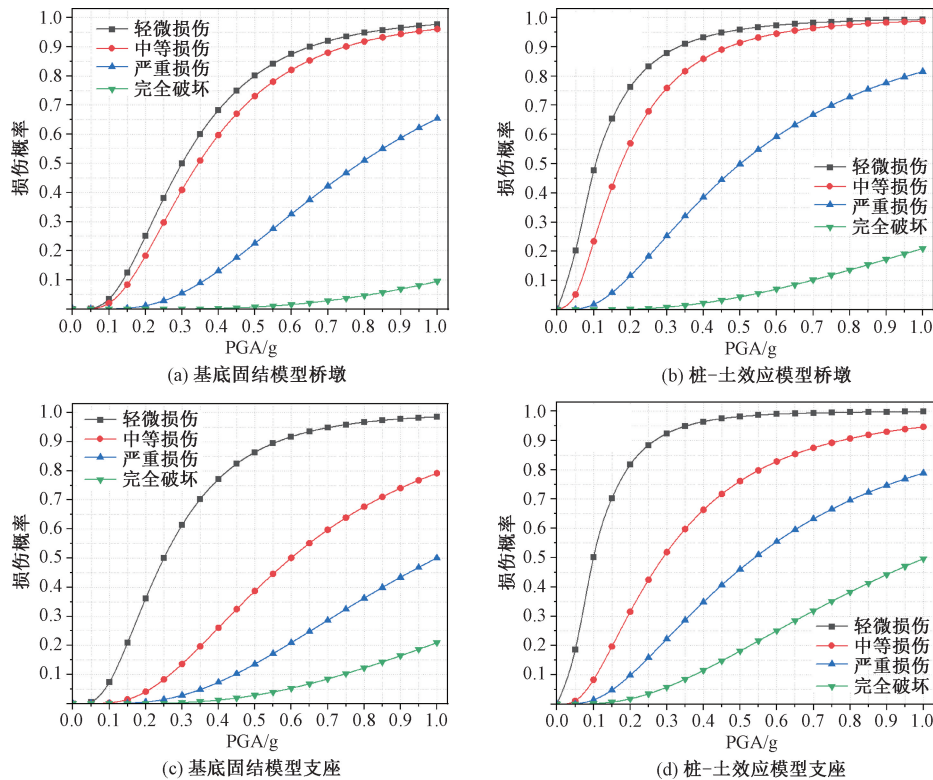


图 7 桥梁构件易损性曲线

Fig. 7 Vulnerability curve of bridge members

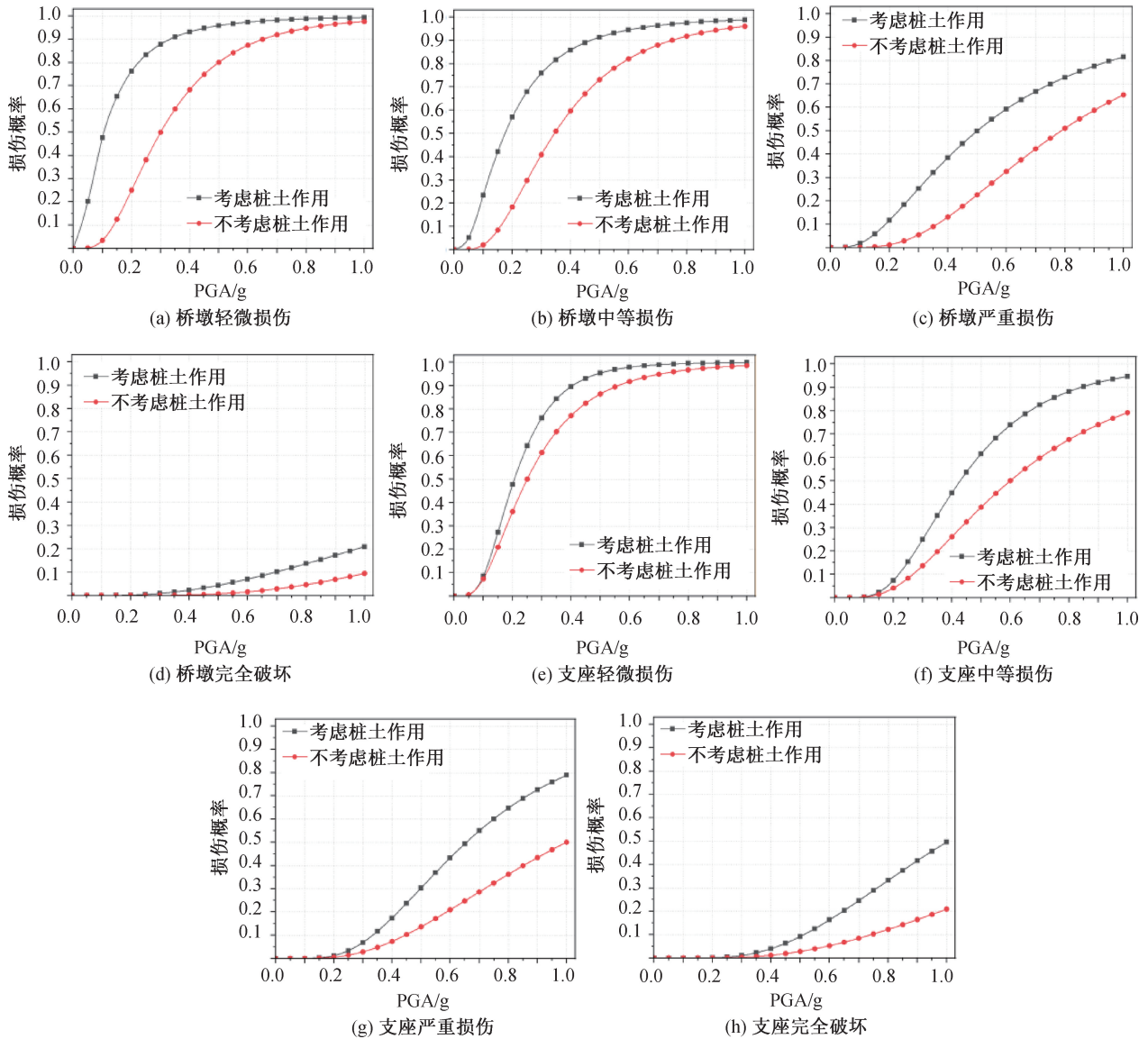


图8 桥梁构件易损性曲线对比

Fig. 8 Comparison of vulnerability curves of bridge components

38.64%;当PGA为0.5 g时,桩-土效应模型的桥墩比基底固结模型的桥墩发生严重损伤的概率增大27.3%,当PGA为1 g时,发生严重损伤的概率增大16.1%;当PGA为1 g时,桩-土效应模型的桥墩比基底固结模型的桥墩发生完全破坏的概率增大11.45%。

当PGA为0.3 g时,桩-土效应模型的盆式支座比基底固结模型的盆式支座发生轻微损伤的概率增大14.9%。当PGA为0.6 g时,桩-土效应模型的盆式支座比基底固结模型的盆式支座发生中等损伤的概率增大23.9%。在严重损伤和完全破坏情况下,随着PGA的不断增大,考虑桩-土效应的支座与不考虑桩-土效应的支座在相同PGA下的易损性概率的差值逐渐变大,当PGA为1 g时,损伤概率的差值达到最大,分别为28.8%、28.7%。

结合上述数据可知,相同地面峰值加速度下,

桩-土效应模型中桥墩和支座更容易发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤以及完全破坏。产生此现象的原因是在地震时土体会产生变形,从而增加墩顶以及盆式支座的水平位移,进而造成了损伤概率的增加。

## 6 考虑桩-土作用梁桥各构件地震易损性的对比分析

地震作用下,桥梁结构整体抗震性能的优劣,由桥梁各构件中抗震性能最差的构件决定。因此,为分析本文波形钢腹板连续梁桥的整体抗震性能,将桩-土效应模型中桥墩及支座在轻微损伤、中等损伤、严重损伤及完全破坏四种情况下的易损性曲线分别进行对比,从而可以对比得出桥梁结构在地震作用中较薄弱构件,如图9所示。

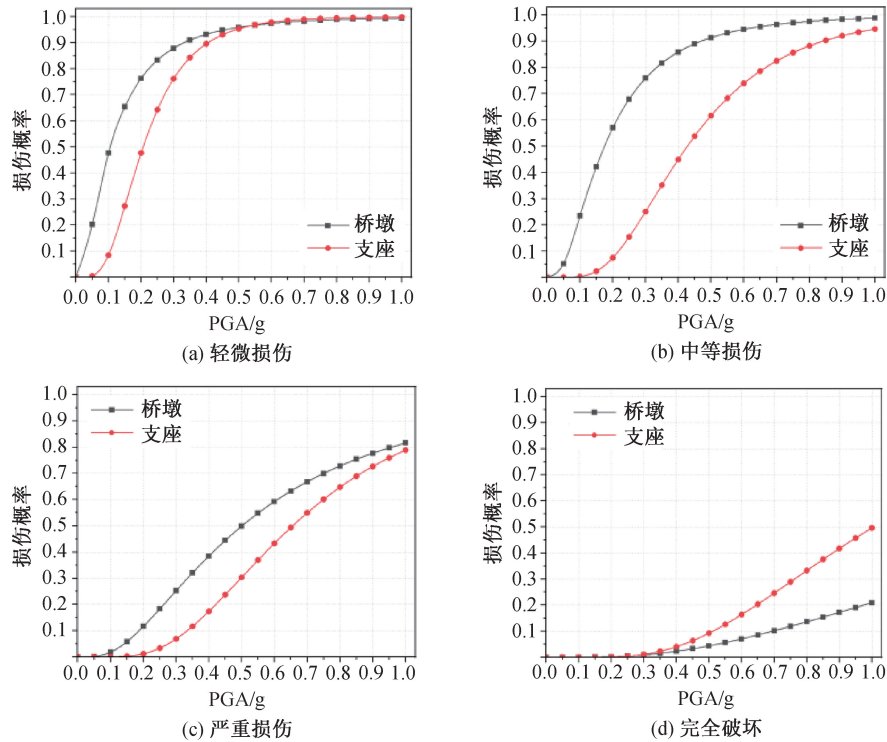


图 9 桥梁各构件易损性曲线对比

Fig. 9 Comparison of vulnerability curves of each bridge component

由图 9 可知,桩-土效应模型桥梁各构件中,桥墩最易发生轻微损伤、中等损伤以及严重损伤,支座最易发生完全破坏。因此,桥梁是否产生轻微损伤、中等损伤和严重损伤取决于桥墩,是否产生完全破坏则取决于支座。

## 7 结论

1) 桩-土效应模型和基底固结模型中桥梁构件未发生 100%完全破坏前,其损伤概率与地面峰值加速度 PGA 值呈正相关。

2) 桩-土效应模型的桥梁构件比基底固结模型的桥梁构件在相同 PGA 下发生损伤破坏的概率更大,因此在进行桥梁结构抗震设计时需考虑桩-土效应的影响。

3) 考虑桩-土效应时,波形钢腹板连续梁桥是否产生轻微损伤、中等损伤和严重损伤取决于桥墩,是否产生完全破坏则由盆式支座决定。

## 参考文献:

[1] 许有涛. 强震区高墩大跨波形钢腹板连续刚构桥地震易损性研究[D]. 昆明:云南大学, 2022.  
 [2] 黄忠凯, 张冬梅. 地下结构地震易损性研究进展[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2021, 49(1): 49-59+115.  
 [3] 岳学林. 考虑桩-土相互作用的桩基础桥墩抗震性能研究[D]. 兰州:兰州交通大学, 2015.  
 [4] 申彦利, 赵美凤. 考虑桩土作用效应的钢筋混凝土桥

墩易损性分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2022, 44(5): 60-66+90.

[5] 金如意, 申彦利. 桩-土相互作用下的桥梁高墩地震易损性复合参数分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2023, 43(5): 1016-1023+1056.  
 [6] 李超慧. 基于 IDA 方法的中、小型铁路客运站站房结构地震易损性分析[D]. 北京:北京交通大学, 2014.  
 [7] 李刚. 桩-土动力相互作用的研究[D]. 成都:西南交通大学, 2018.  
 [8] 李照宇. 高烈度区铁路悬索桥地震分析研究[D]. 成都:西南交通大学, 2015.  
 [9] 张菊辉, 胡世德. 桥梁地震易损性分析的研究现状[J]. 结构工程师, 2005(6): 76-80.  
 [10] CORNELL C A, JALAYER F, HAMBURGER R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128: 526-533.  
 [11] 吴文达, 郑建岚. 不同轴压比下的自密实混凝土加固框架节点抗震性能试验研究[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2012, 40(6): 800-805.  
 [12] 招商局重庆交通科研设计院有限公司. 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, 2020.  
 [13] 曾恋婷. 基于材料时变特性钢筋混凝土桥的震害预测研究[D]. 广州:广州大学, 2018.  
 [14] 全国交通工程设施(公路)标准化技术委员会. 公路桥梁盆式支座: JT/T 391—2019[S]. 北京:人民交通出版社, 2019.

(责任编辑 唐彦彦)