DOI：10.20271/j.cnki.1673-9833.2026.6003

基于 IDA 法的大跨度铁路桥梁抗震优化及系统易损性研究

李宁波[1, 2]，陈　熙[1]，朱清帅[1]，束庆东[1]，陈　志[1]，陈家豪[1]

（1. 安徽建筑大学 土木工程学院，安徽 合肥 230601；
2. 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）

摘　要：为提升大跨度铁路桥梁抗震性能，基于增量动力分析法（IDA），采用 Midas Civil 建立精细化桥梁模型，并结合动力特性与地震动输入机制，构建了包含损伤指标量化及概率需求模型的地震易损性评估框架。选取 20 条场地匹配地震动记录进行非线性时程分析，以位移延性比为损伤指标，量化桥墩在不同 PGA 下的损伤概率。通过引入铅芯橡胶支座（LRB）优化隔震设计，并采用一阶界限法对比分析全桥系统易损性。结果表明：非隔震桥墩在 PGA<0.4g 时损伤概率快速上升，PGA=1.0g 时倒塌概率骤增；采用 LRB 后，低强度地震（PGA<0.4g）下桥墩轻微损伤概率降低 71.4%，PGA=1.0g 时倒塌概率降幅达 30%~50%。系统易损性曲线显示隔震设计显著提升了结构冗余度与延性储备，验证了 LRB 对高速铁路桥梁关键节点抗震性能的强化作用，可为工程抗震优化提供理论依据。

关键词：大跨度铁路桥梁；增量动力法；非线性时程分析；一阶界限法；全桥系统易损性

中图分类号：TP273　　**文献标志码**：A　　**文章编号**：1673-9833(2026)06-0008-08

引文格式：李宁波，陈　熙，朱清帅，等 . 基于 IDA 法的大跨度铁路桥梁抗震优化及系统易损性研究 [J]. 湖南工业大学学报，2026，40(6)：8-15.

Seismic Performance Optimization and System Vulnerability Analysis of Long-Span Railway Bridges Based on IDA Method

LI Ningbo[1, 2]，CHEN Xi[1]，ZHU Qingshuai[1]，SHU Qingdong[1]，CHEN Zhi[1]，CHEN Jiahao[1]

（1. School of Civil Engineering，Anhui Architecture University，Hefei 230601，China；2. National-Local Engineering Laboratory for Technology of Building Health Monitoring and Disaster Prevention，Hefei 230601，China）

Abstract：In view of an enhancement of the seismic performance of long-span railway bridges, a refined bridge model has thus been established by using Midas Civil based on the Incremental Dynamic Analysis (IDA) method. With integrating dynamic characteristics and seismic input mechanisms incorporated, a seismic vulnerability assessment framework is developed, combining damage index quantification with probabilistic demand models. With 20 site-matched seismic records selected for nonlinear time-history analysis, the damage probability of bridge piers are quantified under different PGA levels by using displacement ductility ratio as the damage index. By introducing lead rubber bearings (LRB) to optimize seismic isolation design, the first-order boundary method is used for a comparison and analysis of the vulnerability of the entire bridge system. The results show that the damage probability of non-

收稿日期：2025-05-14

基金项目：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）；安徽省高校省级研究基金资助重点项目（2023AH050182）；安徽省教育厅研究生质量工程基金资助项目（2023xscx104，2023cxcysj124）

作者简介：李宁波，男，安徽建筑大学副教授，主要研究方向为桥梁结构监测与抗震性能评估，E-mail：804049895@qq.com

isolated bridge piers increases rapidly with *PGA*<0.4*g*, while the collapse probability increases sharply with *PGA*=1.0*g*; after adopting LRB, the probability of minor damage to bridge piers under low-intensity earthquakes (*PGA*<0.4*g*) decreases by 71.4%, and the probability of collapse decreases by 30% to 50% with *PGA*=1.0*g*. The system vulnerability curves show that seismic isolation design significantly improves structural redundancy and ductility reserve, validating the strengthening effect of LRB on the seismic performance of key nodes in high-speed railway bridges, thus providing theoretical basis for engineering seismic optimization.

Keywords：large-span railway bridge；incremental dynamic method；nonlinear time-history analysis；first-order boundary method；vulnerability of the entire bridge system

0　引言

近年来，随着我国城市化进程的加快以及高速铁路网的扩张，铁路桥梁作为关键交通枢纽，其抗震性能备受关注。地震灾害具有突发性高、破坏性强等特点，对于大跨度铁路桥梁，地震易损性分析是对其进行抗震性能分析的有效评估手段。

针对桥梁的易损性分析及抗震性能评估，国内学者进行了大量研究。陈银灯 [1] 基于增量动力分析法（IDA）对铁路斜拉桥的构件及系统易损性进行了研究，发现支座的横向破坏概率高于纵向破坏概率。王荣霞等 [2] 通过对钢－混工字组合连续梁桥的参数化分析，指出桥墩高度增加和采用组合结构可有效降低其损伤概率，但上部荷载过大会削弱其抗震性能。李宁波等 [3] 以某变截面连续梁桥为例，采用 BP 神经网络对有限元模型进行修正，并对比分析了初始模型修正前、修正后、隔震优化后的地震易损性。龙江等 [4] 基于IDA方法对比隔震与非隔震连续梁桥的易损性，发现固定支座与桥墩更易受损，摩擦摆支座可显著降低桥墩损伤概率。张海君等 [5] 针对中小跨径梁桥的研究发现，支座的损伤概率显著高于桥墩，据此建议通过加固措施提升桥梁的抗震性能。贾毅等 [6] 针对斜拉桥引入摩擦摆支座，通过对比分析表明，隔震后桥塔和桥墩的严重损伤概率趋近于零，从而验证了摩擦摆支座的有效性。

既有桥梁易损性评估方法通常仅针对单一构件展开分析，未考虑桥梁整体抗震性能特征，且针对大跨度铁路梁桥的减隔震技术研究等方面仍存在不足。本文通过选取典型铁路桥梁工程案例，采用 IDA 与减隔震协同优化设计方法，针对易损性分析结果建立全桥系统易损性曲线，以期为桥梁抗震性能评估提供理论参考。

1　工程背景及有限元建模

1.1　铁路桥梁工程概况

本文以某山区在役桥梁为研究对象，主梁属于有声屏障双线连续梁，梁体截面为单箱单室、变高度、变截面箱梁，跨径布置为 60 m+2 × 100 m+60 m，桥面宽度为 12.6 m，主梁混凝土采用 C50，预应力筋采用 1860 钢绞线，纵向钢筋采用 HRB400 钢筋，桥梁下部采用实腹轨道型墩，墩身混凝土采用 C40，由于桥梁场地较为复杂，1#~5# 桥墩高度分别为 12.5, 10, 10, 10.5, 13.5 m。本研究桥梁支座采用球形钢支座，其中 3# 桥墩为固定墩，其他桥墩设置为活动支座，支座详情布置如图 1 所示。该桥所处场地抗震设防烈度等级为 8 度 0.2*g*，场地特征周期 *T*=0.45 s，场地类别为Ⅲ类。

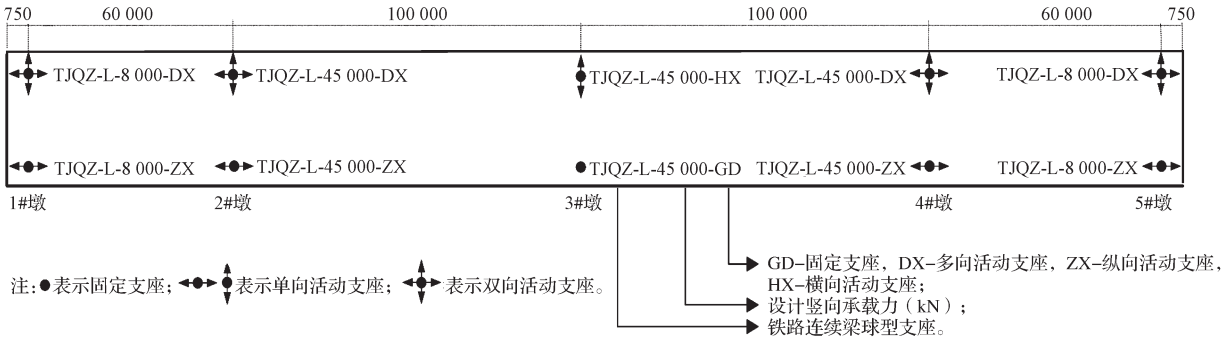


图 1　桥梁支座布置图

Fig. 1　Bearing layout diagram

1.2 桥梁有限元模型构建

对桥梁结构进行抗震分析时，为构建符合实际动力特性的桥梁数值模型，所建模型需要真实反映桥梁上部结构的刚度和质量分布，以及边界条件。采用专业桥梁分析软件 Midas Civil 进行精细化建模，边界条件中，主梁与支座上节点采用刚性连接，通过软件自带的弹性连接模拟球形钢支座力学行为，主梁及桥墩采用梁单元模拟，其中 C40 桥墩基于纤维梁柱单元理论建模，箍筋对核心区混凝土具有侧向约束，可显著提升混凝土的强度和延性。采用 Mander 混凝土本构模型考虑箍筋对核心区混凝土的约束，该模型通过引入约束系数和有效约束应力，明确区分了无约束混凝土和受约束混凝土的应力－应变曲线，系统且相对准确地量化了箍筋对核心混凝土强度和延性的显著提升作用。基于 Mander 本构模型计算箍筋的有效约束力并利用极限强度准则计算约束混凝土的峰值强度，同时区分约束 / 无约束混凝土层，每层沿 *Y*/*Z* 向各分割 20 个纤维；墩截面中钢筋采用 HRB400 钢筋，本构参数采用双折线模型按面积位置划分纤维单元，详情见图 2。

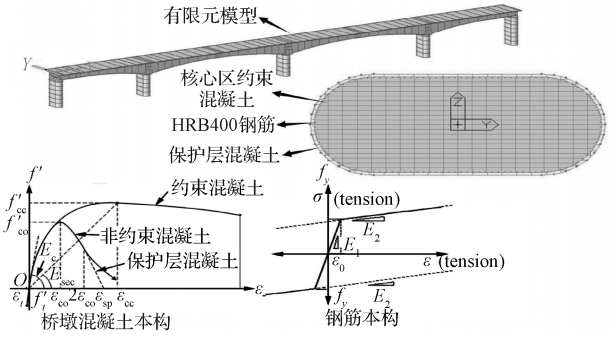


图 2 有限元模型示意图

Fig. 2 FEM model schematic diagram

2 地震易损性分析方法

2.1 地震易损性理论

概率需求模型是地震易损性分析的核心方法，用于建立结构地震需求与地震动强度参数之间的定量统计关系。其拟合过程旨在通过回归分析建立数学模型，以揭示两者间的内在规律，并为后续构建易损性曲线奠定基础。地震易损性指结构在给定地震动强度指标（*IM*）下，其响应达到或超过某一极限状态（如轻微损伤、严重破坏或倒塌等）的超越概率。其失效概率 P_f 表达式为

$$P_f=P(D \geqslant C|IM)。 \tag{1}$$

式中：*D* 为地震中结构需求；*C* 为结构能力；*IM* 为地震动强度指标。

由于地震动强度指标 *IM* 与地震结构需求 *D* 均为正值变量，可通过对数变换消除原始数据的偏态；同时对数标准差直观表达离散型，便于易损性曲线拟合，虽存在极值分布等替代模型，但对数正态分布在计算效率上更好。因此假定在给定的 *IM* 下，*D* 服从对数正态分布，则式（1）中条件概率用标准正态分布表达式为

$$P_f\left[D \geqslant C \mid IM\right]=\Phi\left[\frac{\ln\left(S_D/S_C\right)}{\sqrt{\beta_C^2+\beta_{D|IM}^2}}\right]。 \tag{2}$$

式中：S_C 为以 *IM* 为结构抵抗破坏状态能力的中位值；S_D 为以 *IM* 为条件的地震需求中位值；β_C 为结构抗震能力的对数标准差；$\beta_{D|IM}$ 为地震需求的对数标准差；Φ 为标准正态分布。

C. A. Cornell 等 [7] 认为结构地震需求中位值 S_D 与地震动强度指标的近似关系为

$$S_D=aIM^b。 \tag{3}$$

式中，*a*、*b* 为拟合回归系数，可根据线性回归确定。

对式（3）两边同时取对数得：

$$\ln S_D=\ln a+b\ln(IM)。 \tag{4}$$

将式（4）代入式（2），则桥梁在地震荷载作用下失效概率的联合表达可进一步表示为

$$P_f\left[S_D \geqslant S_C \mid IM\right]=\Phi\left[\frac{\ln a+b\ln\left(IM\right)-\ln S_C}{\sqrt{\beta_{SD}^2+\beta_C^2}}\right]。 \tag{5}$$

由 Hwang H. 等 [8] 的研究可知，以峰值地面加速度（PGA）为地震动强度参数时，$\sqrt{\beta_{SD}^2+\beta_C^2}=0.5$；以谱加速度（SA）为地震动强度参数时，$\sqrt{\beta_{SD}^2+\beta_C^2}=0.4$。

2.2 基于 IDA 的易损性曲线建立流程

IDA 是一种基于非线性时程分析的结构抗震性能评估方法，其优点在于能够清晰模拟和追踪结构从线弹性、非线性、严重损伤直至倒塌的全过程，直接建立地震动强度与损伤指标的定量关系。通过逐步增大 *IM*，记录结构响应随地震动强度变化的非线性行为，从而量化结构从弹性状态到倒塌全过程的抗震能力。该方法的核心在于揭示地震动强度与结构需求之间的动态关系，为易损性曲线的构建提供关键数据。主要步骤包括：1）地震动选取与调幅；2）定义地震动强度指标（*IM*）与结构性能参数（*DM*）；3）非线性时程分析与响应提取；4）损伤指标定义与极限状态划分；5）绘制 IDA 曲线；6）失效概率计算与易损性曲线构建。

2.3 地震波选取与调幅

地震动记录选取与调幅为 IDA 的关键环节，直接影响着结构地震响应的数据可靠性和易损性曲线

的精度。为保证时程分析结果可靠，应选取与桥址场地条件接近的地震波。基于地震动记录频谱响应、峰值加速度及持时特性 3 个关键参数，并参照规范 [9] 的相关要求，本研究从美国太平洋地震工程研究中心（PEER）强震数据库中筛选出 20 组满足场地条件的地震动时程数据，其标准反应谱及目标谱对比见图 3。

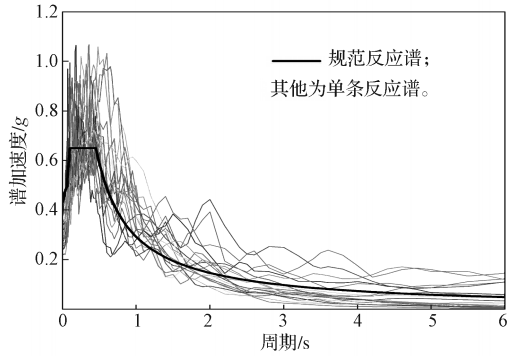


图 3　单条反应谱与规范反应谱曲线对比

Fig. 3　Comparison diagram of single response spectrum and code-specified response spectrum

2.4　损伤指标确定

桥墩作为桥梁结构的关键支撑构件，其在地震荷载作用下的损伤评估直接影响桥梁的整体安全性和耐久性。损伤指标通过量化桥墩的损伤程度，为抗震设计及加固措施提供科学依据。国内外学者针对桥墩的损伤指标提出了多种定义，如位移延性比、曲率延性比、累积耗能比及残余位移等。基于 IDA 的特点及铁路桥梁的抗震需求，选择位移延性比作为桥墩的损伤指标，墩柱位移延性比可通过下述公式求得：

$$\mu_{\mathrm{d}}=\Delta/\Delta_{\mathrm{cy1}}, \tag{6}$$

$$\Delta_{\mathrm{cy1}}=l^2\varphi_{\mathrm{y}}'/3, \tag{7}$$

$$\Delta_{\mu}=\Delta_{\mathrm{y}}+(l(l_{\mathrm{p}}/2))\theta_{\mu}, \tag{8}$$

$$\Delta_{\mathrm{y}}=l^2\varphi_{\mathrm{y}}/3, \tag{9}$$

$$\theta_{\mu}=l_{\mathrm{p}}(\varphi_{\mu}-\varphi_{\mathrm{y}})/K。 \tag{10}$$

式（6）~（10）中：μ_{d} 为位移延性系数；Δ 为墩顶峰值位移；Δ_{cy1} 为墩柱纵筋首次达到屈服时墩顶的位移；l 为墩高；φ_{y}' 为首次屈服曲率；Δ_{μ} 为塑性铰出现后墩顶总位移；Δ_{y} 为等效屈服时的墩顶位移；θ_{μ} 为塑性铰出现后墩顶塑性转角；φ_{y} 为等效屈服曲率；φ_{μ} 为极限曲率；K 为安全系数，取值 2；l_{p} 为塑性铰长度，按照《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01—2020），计算式为 $l_{\mathrm{p}}=0.09l+0.022d_{\mathrm{s}}f_{\mathrm{s}}$，其中 d_{s}、f_{s} 分别为纵筋直径及屈服应力。

课题组参考 Hwang H. 等 [10] 的方法将桥墩在地震荷载作用下的损伤状态划分为表 1 中的 5 个等级，其损伤量化指标计算如下：

$$\mu_{\mathrm{cy1}}=1, \tag{11}$$

$$\mu_{\mathrm{cy}}=\Delta_{\mathrm{y}}/\Delta_{\mathrm{cy1}}, \tag{12}$$

$$\mu_{\mathrm{c4}}=\Delta_{\mu}/\Delta_{\mathrm{cy1}}, \tag{13}$$

$$\mu_{\mathrm{cmax}}=\mu_{\mathrm{c4}}+3。 \tag{14}$$

式（11）~（14）中：μ_{cy1} 为纵筋首次屈服时的位移延性比，值为 1；μ_{cy} 为等效屈服位移延性比；μ_{c4} 为墩柱边缘混凝土极限压应变达 0.004 时的位移延性比；μ_{cmax} 为最大位移延性比。

表 1　桥墩损伤状态以及对应损伤指标

Table 1　Damage states of bridge piers and corresponding damage indices

损伤状态	损伤指标	桥墩状态描述
无损伤	$\mu_{\mathrm{d}}<\mu_{\mathrm{cy1}}$	桥墩结构产生微小裂缝
轻微损伤	$\mu_{\mathrm{cy1}}\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<\mu_{\mathrm{cy}}$	纵向钢筋达到理论初始屈服点，裂缝宽度增大
中等损伤	$\mu_{\mathrm{cy}}\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<\mu_{\mathrm{c4}}$	出现非弹性变形，保护层混凝土脱落，结构局部出现明显损伤
严重损伤	$\mu_{\mathrm{c4}}\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<\mu_{\mathrm{cmax}}$	较大裂缝形成，混凝土剥落，主筋屈服，箍筋断裂，核心混凝土压碎
完全破坏	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant\mu_{\mathrm{cmax}}$	结构完整性完全丧失，结构倒塌，无法承载任何荷载

通过弯矩曲率分析获取各桥墩的初始、理想化、极限曲率响应，代入式（11）~（14），可定量评估各墩柱的损伤程度，其结果如表 2 所示。

表 2　各桥墩损伤指标参数

Table 2　Damage index parameters of bridge piers

桥墩编号	基本无破坏	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌破坏
1#	$\mu_{\mathrm{d}}<1.000$	$1.000\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<1.237\,2$	$1.237\,2\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<7.325\,0$	$7.325\,0\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<10.325\,0$	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant10.325\,0$
2#	$\mu_{\mathrm{d}}<1.000$	$1.000\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<1.237\,2$	$1.237\,2\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<7.637\,6$	$7.637\,6\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<10.637\,6$	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant10.637\,6$
3#	$\mu_{\mathrm{d}}<1.000$	$1.000\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<1.237\,2$	$1.237\,2\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<7.637\,6$	$7.637\,6\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<10.637\,6$	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant10.637\,6$
4#	$\mu_{\mathrm{d}}<1.000$	$1.000\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<1.237\,2$	$1.237\,2\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<7.569\,7$	$7.569\,7\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<10.569\,7$	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant10.569\,7$
5#	$\mu_{\mathrm{d}}<1.000$	$1.000\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<1.237\,2$	$1.237\,2\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<7.267\,1$	$7.267\,1\leqslant\mu_{\mathrm{d}}<10.267\,1$	$\mu_{\mathrm{d}}\geqslant10.267\,1$

3　桥墩地震易损性分析及隔震优化效果研究

3.1　桥墩易损性曲线构建

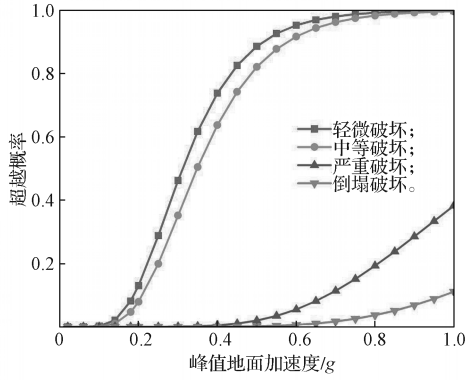
通过有限元分析软件导入地震波数据，进行非线性时程分析，提取不同峰值地面加速度（PGA）水平下桥墩墩顶的最大位移响应，以最大位移延性比对数为纵坐标，峰值地面加速度对数为横坐标进行线性回归拟合。基于非线性时程分析结果，通过回归拟合得

到各桥墩地震需求与峰值地面加速度（PGA）的对数关系式，汇总于表 3，并基于式（5）计算不同破坏状态的超越概率，绘制非隔震桥墩易损性曲线（如图 4 所示）。

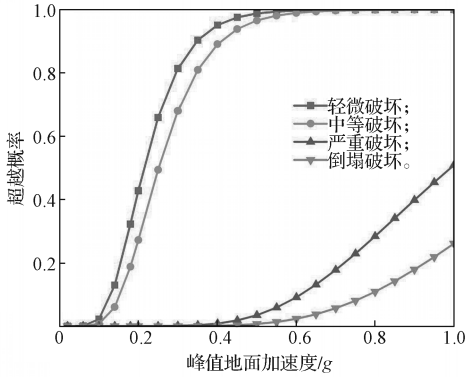
表 3 非隔震桥墩函数关系式

Table 3 Functional relationships of non-isolated bridge piers

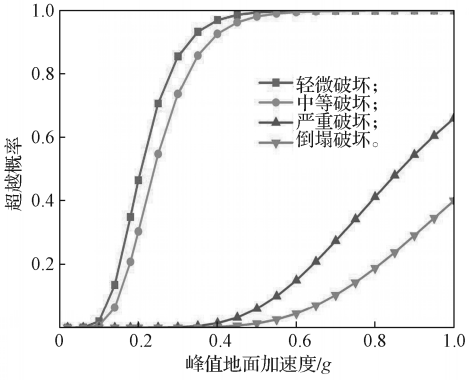
桥墩编号	函数关系式
1#	$\ln(\mu)=1.272\ 10\ln(PGA)+1.484\ 13$
2#	$\ln(\mu)=1.326\ 33\ln(PGA)+2.043\ 59$
3#	$\ln(\mu)=1.418\ 61\ln(PGA)+2.238\ 83$
4#	$\ln(\mu)=1.230\ 8\ln(PGA)+1.958\ 13$
5#	$\ln(\mu)=1.259\ 12\ln(PGA)+1.348\ 31$



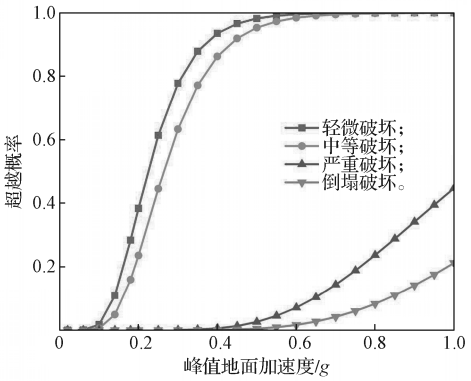
a）1# 墩易损性曲线



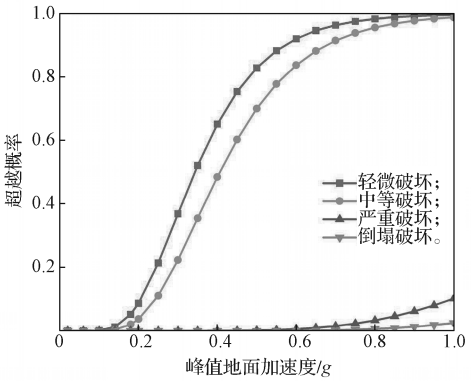
b）2# 墩易损性曲线



c）3# 墩易损性曲线



d）4# 墩易损性曲线



e）5# 墩易损性曲线

图 4 非隔震桥墩的易损性曲线

Fig. 4 Seismic fragility cyrves of non-Isolated bridge piers

分析图 4 可以得知，1）轻微破坏。在低 PGA 区间（PGA<0.4g），各桥墩超越概率快速上升，2# 墩（图 4b）在 PGA=0.2g 时轻微破坏概率为 42.77%，至 PGA=0.4g 时增至 95.12%。2）中等破坏。超越概率曲线斜率显著增大。以 3# 墩为例（图 4c），PGA=0.4g 时中等破坏概率达 92.68%，主要因其固定墩特性导致局部应力集中，加速了塑性铰区的非弹性变形。3）严重破坏与倒塌破坏。高 PGA（≥ 0.8g）时，超越概率急剧攀升，5# 墩（图 4e）在 PGA=1.0g 时倒塌概率为 2.49%，与其较高墩高（13.5 m）导致的长周期效应相关，地震能量输入更易引发失稳。

3# 墩作为固定墩因承担主要水平力，其函数关系式斜率（1.418 6）最大，位移延性比对 PGA 的敏感性最高，导致中等及以上破坏概率始终高于其他桥墩。2# 墩（图 4b）为 10 m 低墩，其刚度较大，轻微破坏值较低（PGA=0.2g 时破坏概率为 42.77%）。5# 墩（图 4e）作为 13.5 m 高墩，其位移延性比响应受高阶振型影响显著，倒塌破坏概率在 PGA=1.0g 时达 2.49%，凸显了墩高对抗震性能的负面影响。

3.2 隔震优化装置选取

铅芯橡胶支座（lead rubber bearing，LRB）作为一种高效减隔震装置，其结构由多层橡胶与钢板交替

叠加组成，并通过在核心嵌入铅芯，兼具水平柔性与高阻尼特性，能协同耗散地震能量。在地震作用下，铅芯通过塑性变形高效耗散输入能量，显著降低了传递至上部结构的地震力；同时，橡胶层凭借其弹性恢复特性，确保支座震后复位，维持结构整体稳定性。

本研究以某既有铁路桥梁为改造对象，针对原桥活动支座（球形钢支座）抗震性能不足的问题，提出采用 LRB 的隔震加固方案。基于桥梁动力响应特性分析(包括自振周期、墩顶位移需求及能量耗散效率)，对 LRB 关键力学参数(等效刚度、阻尼比及设计位移) 进行优化设计，以平衡隔震性能与工程适用性。

在有限元建模中，一般采用 Midas Civil 连接模块中的滞后系统模拟其非线性滞回行为，其本构关系可被看作双线性模型，如图 5 所示。通过初始刚度 K_1、屈服后刚度 K_2、屈服剪力 Q_y、水平等效刚度 K_{eq} 及极限位移 S_{max} 等参数表征铅芯的弹塑性耗能机制。依据规范 [11] 选取 Y4Q-1420 型号铅芯橡胶支座，其力学参数见表 4。

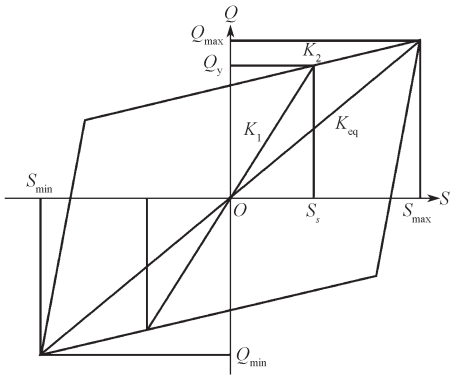


图 5　铅芯橡胶支座恢复力模型

Fig. 5　Resilience model of lead rubber bearings

表 4　铅芯橡胶支座相关参数

Table 4　Relevant parameters of lead rubber bearings

型号	屈服前刚度 / (kN·m^{-1})	屈服后刚度 / (kN·m^{-1})	铅芯屈服力 /kN	水平等效刚度 / (kN·m^{-1})	阻尼比 / %
Y4Q-1420	26 300	4 100	771	6 200	19.7

3.3　隔震优化后易损性曲线分析

为量化评估 LRB 对铁路桥梁抗震性能的提升效果，基于 IDA 方法，对优化后桥墩的易损性曲线进行易损性分析，采用与上述相同分析流程，重新执行 20 条调幅地震波的非线性时程分析并绘制其易损性曲线，分析结果见表 5，隔震优化后易损性曲线详情如图 6 所示。

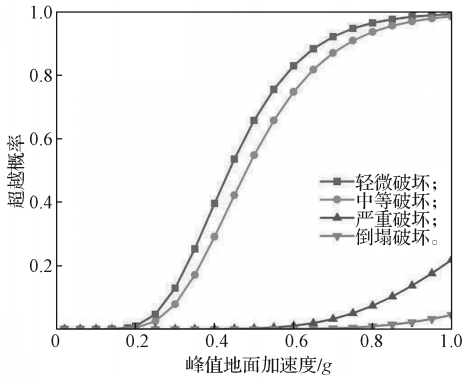
由图 6 可以得知，轻微破坏在低 *PGA* 区间（*PGA*<0.4*g*）超越概率显著降低。以 2# 墩为例（图 6b），*PGA*=0.2*g* 时，轻微损伤概率由 42.77% 降至 0.13%，降幅可达 42.64%。非隔震 2# 桥墩（图 4b）在 *PGA*=0.4*g* 时中等损伤概率达 89.08%，隔震优化后其中等损伤概率为 17.30%。以 3# 固定墩为例（图 6c），当达到本文所设定的最大地震动峰值加速度（*PGA*=1.0*g*）时，其发生轻微、中等、严重、倒塌破坏的损伤概率分别为：99.81%, 99.33%, 12.15%, 3.36%，相较于隔震优化前，其破坏概率下降 30%~50%，验证了铅芯橡胶支座能有效降低地震能量对桥墩的输入。

优化后各破坏等级的易损性曲线斜率显著降低。4# 墩（图 6d）在 *PGA* 从 0.4*g* 增至 0.8*g* 时，倒塌概率由优化前的 8.32% 降至 0.29%，2# 墩高为 10 m 低墩，倒塌概率降幅达 23.41%。3# 墩作为固定墩，各破坏等级概率降幅相近，体现多道设防理念的有效性。1# 墩（图 6a）与 5# 墩（图 6e）对比发现，因墩高差异，5# 墩优化后倒塌概率对比为由 2.49% 略微降低至 0.94%。隔震优化后易损性曲线表明，LRB 能有效降低损伤概率，系统性提升了桥墩抗震性能。

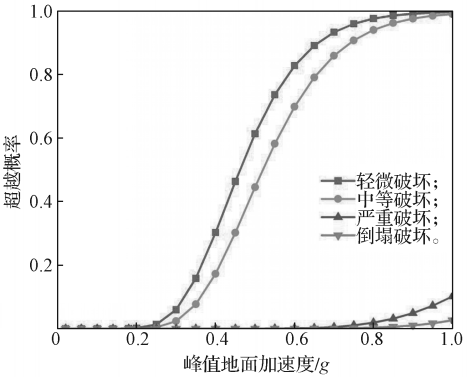
表 5　优化后桥墩函数关系式

Table 5　Functional relationships of optimized bridge piers

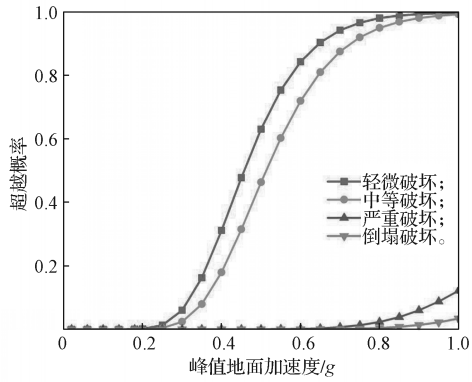
桥墩编号	函数关系式
1#	ln(μ)=1.503 10ln(*PGA*)+1.245 76
2#	ln(μ)=1.806 55ln(*PGA*)+1.396 93
3#	ln(μ)=1.849 78ln(*PGA*)+1.449 37
4#	ln(μ)=1.799 02ln(*PGA*)+1.382 69
5#	ln(μ)=1.488 13ln(*PGA*)+1.153 82



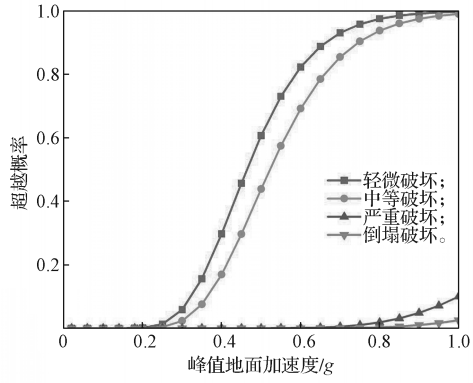
a）1# 墩易损性曲线



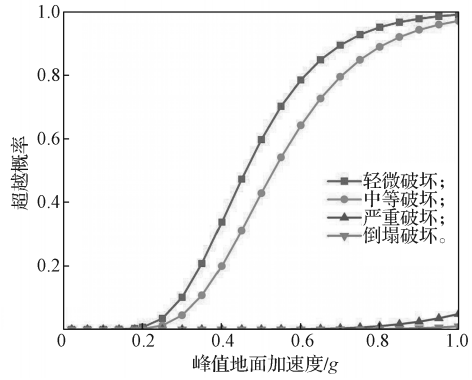
b）2# 墩易损性曲线



c）3# 墩易损性曲线



d）4# 墩易损性曲线



e）5# 墩易损性曲线

图 6 隔震优化后的桥墩易损性曲线

Fig. 6 Vulnerability curves after seismic isolation optimization

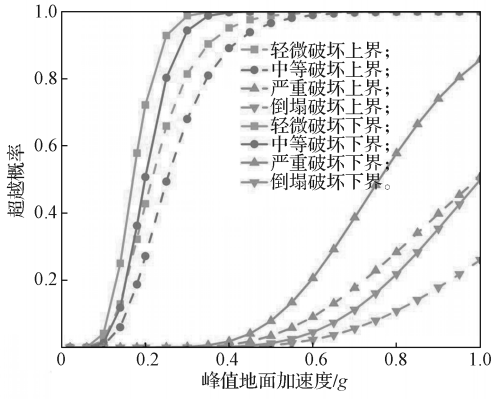
3.4 全桥系统易损性评估

桥梁结构是由不同构件组成的整体系统，其抗震性能与各构件的动力响应密切相关。由于铁路桥梁的连续性特征，单一构件的失效均可能导致全桥系统功能丧失。因此，各桥墩可视为串联结构体系，系统失效概率可通过联合失效概率密度法进行量化分析。采用一阶界限法 [7] 计算全桥系统失效概率，其表达式为

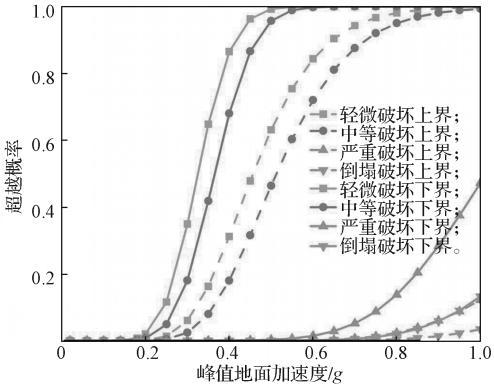
$$\max\left(P_i\right)\leqslant P_{\mathrm{fs}}\leqslant 1-\prod_{i=1}^{n}\left(1-P_i\right)。\qquad (15)$$

式中：P_{fs} 为墩柱系统破坏概率；P_i 为第 i 个桥墩发生破坏的概率。

式（15）给出系统失效概率的理论上下界，其中，破坏上界表示各构件完全独立时的失效概率，下界表示构件完全相关时的失效概率。将上述易损性分析结果分别代入式（15）并绘制隔震优化前、优化后桥梁模型的系统易损性曲线，详情如图 7 所示。由图发现，在相同 *PGA* 下，减隔震系统（图 7b）的失效概率（各破坏等级的上下界）整体低于非减隔震系统（图 7a），其中非减隔震系统在 0.4*g* 时已出现较高的超越概率，而减隔震系统损伤概率并不明显，说明铅芯橡胶支座显著提升了桥梁系统的抗震性能。



a）非减隔震桥墩系统易损性曲线



b）减隔震桥墩系统易损性曲线

图 7 桥墩系统地震易损性曲线

Fig. 7 Seismic vulnerability curves of bridge pier system

4 结论

基于 IDA，针对某大跨度铁路连续梁桥，系统开展了地震易损性分析与隔震优化研究。通过精细化建模与非线性时程分析，分别构建了非隔震桥梁以及铅芯橡胶支座优化后桥梁的地震易损性曲线，分析了 LRB 对结构抗震性能的提升效果，最后基于两种工况分别绘制非隔震、铅芯橡胶支座优化后桥梁模型的全桥系统易损性曲线。基于上述研究得出如下结论：

1）非隔震工况下，桥墩损伤概率随地震动强度（PGA）增长呈非线性递增趋势。固定墩（3# 墩）因承担主要水平力，中等及以上损伤概率显著高于其

他桥墩；高墩（如 5# 墩）受长周期效应影响，倒塌概率在高强度地震下显著攀升。

2）采用 LRB 后，各损伤状态的超越概率均显著降低。低强度地震（PGA<0.4g）下轻微损伤概率降幅达 42.64%，高强度地震（PGA=1.0g）时倒塌概率减少明显。隔震装置通过耗能机制延缓了刚度退化进程，降低了结构对地震强度增长的敏感性。

3）基于一阶界限法的系统易损性分析表明，隔震优化后全桥系统的失效概率上下界显著收窄，验证了 LRB 对结构冗余度与延性储备的增强作用，体现了“多道设防”理念的有效性。

参考文献：

[1] 陈银灯 . 大跨度铁路斜拉桥地震易损性研究 [J]. 工程抗震与加固改造，2024，46(4)：50−58.
CHEN Yindeng. Seismic Vulnerability Analysis of Large-Span Railway Cable-Stayed Bridges[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting，2024，46(4)：50−58.

[2] 王荣霞，李　军，万田宝，等 . 钢－混工字组合连续梁桥地震易损性及其影响参数分析 [J]. 建筑结构，2024，54(1)：47−53.
WANG Rongxia，LI Jun，WAN Tianbao，et al. Analysis of Influence Parameters on Seismic Vulnerability of Steel-Concrete I-Beam Composite Continuous Girder Bridge[J]. Building Structure，2024，54(1)：47−53.

[3] 李宁波，朱清帅，周　宇，等 . 基于模态参数修正的桥梁地震易损性分析方法研究 [J]. 防灾减灾工程学报，2025，45(2)：384−392.
LI Ningbo，ZHU Qingshuai，ZHOU Yu，et al. Research on Seismic Vulnerability Analysis Method for Bridges Based on Modification of Modal Parameters[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering，2025，45(2)：384−392.

[4] 龙　江，宁晓骏，舒永涛，等 . 基于 IDA 方法的连续梁桥地震易损性分析 [J]. 贵州大学学报（自然科学版），2023，40(4)：108−117.
LONG Jiang，NING Xiaojun，SHU Yongtao，et al. Seismic Vulnerability Analysis of Continuous Girder Bridges Based on the IDA Method[J]. Journal of Guizhou University (Natural Sciences)，2023，40(4)：108−117.

[5] 张海君，董建兴 . 中小跨径梁桥地震易损性分析 [J]. 建筑科学与工程学报，2023，40(6)：118−126.
ZHANG Haijun，DONG Jianxing. Seismic Vulnerability Analysis of Medium and Small Span Beam Bridges[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering，2023，40(6)：118−126.

[6] 贾　毅，宋浩博，奎智尧，等 . 摩擦摆支座对斜拉桥地震易损性的改善研究 [J]. 公路，2024(5)：153−161.
JIA Yi，SONG Haobo，KUI Zhiyao，et al. Research on Improvement of Seismic Vulnerability of Cable-Stayed Bridge by Friction Pendulum Support[J]. Highway，2024(5)：153−161.

[7] 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(4)：526−533.

[8] HWANG H，刘晶波 . 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析 [J]. 土木工程学报，2004，37(6)：47−51.
HWANG H，LIU Jingbo. Analysis of the Vulnerability of Reinforced Concrete Bridge Structures Under Seismic Loads[J]. Journal of Civil Engineering，2004，37(6)：47−51.

[9] 中华人民共和国建设部 . 铁路工程抗震设计规范：GB 50111—2006[S]. 北京：中国计划出版社，2009：26−28.
Ministry of Construction of the People’s Republic of China. Code for Seismic Design of Railway Engineering：GB 50111—2006[S]. Beijing：China Planning Press，2009：26−28.

[10] HWANG H，LIU J B，CHIU Y H. Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges[R]. Urbana：Mid-America Earthquake Center，2001：4−5.

[11] 中华人民共和国交通运输部 . 公路桥梁铅芯隔震橡胶支座：JT/T 822—2011[S]. 北京：人民交通出版社，2012：4−5.
Minsstry of Transport of the People’s Republic of China. Lead Rubber Bearing Isolator for Highway Bridge：JT/T 822—2011[S]. Beijing：China Communications Press，2012：4−5.

（责任编辑：申　剑）