

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220128001

桩-土相互作用下的桥梁高墩地震易损性复合参数分析*

金如意¹, 申彦利^{1,2}

(1. 河北工程大学土木工程学院, 河北 邯郸 056038; 2. 河北省装配式结构工程技术研究中心, 河北 邯郸 056000)

摘要: 为更准确地预估桥梁高墩在地震作用下的损伤情况以及桩-土相互作用对高墩地震易损性的影响, 以考虑高阶振型贡献的复合参数作为地震动强度参数, 以综合位移延性比和弹塑性耗能差率的复合指标作为高墩的损伤指标, 建立了墩柱、承台及桩-土结构体系模型, 基于增量动力分析方法对上述体系进行非线性动力时程分析, 绘制基于复合指标的桩-土相互作用下的桥梁高墩地震易损性曲线。结果表明: 以所选复合参数作为指标进行地震易损性分析, 可有效评估高墩抗震性能和损伤状态; 考虑桩-土相互作用可更准确捕捉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。

关键词: 复合参数; 桩-土相互作用; 桥梁高墩; 地震易损性分析; 数值模拟

中图分类号: U442.55; U443.22 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)05-1016-08

Composite Parameter Analysis of Seismic Vulnerability of High Bridge Piers under Pile-soil Interaction

JIN Ruyi¹, SHEN Yanli^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China;

2. Research Center of Assembled Structure Engineering Technology in Hebei Province, Handan 056000, China)

Abstract: To enhance the accuracy of predicting damage to high bridge piers during earthquakes and to understand the effect of pile-soil interaction on the seismic vulnerability, the model for pier columns, caps, and pile-soil systems was established. This model considers the contributions of the higher order modes for composite parameters, including ground motion intensity and displacement ductility ratio. It uses a composite index that integrates the elastic and plastic energy dissipation rates as a structural damage index. Based on the IDA method, the nonlinear dynamic analysis of the system was carried out, and the seismic vulnerability curves of high piers under pile-soil interaction based on composite index were drawn. The results show that the selected composite parameters effectively evaluate the seismic performance and damage state of high piers. The pile-soil interaction allows for a more precise capture of the variation of structural damage probability under earthquakes, as it is more sensitive to strong ground motion.

Keywords: Compound parameter; pile-soil interaction; bridge high pier; earthquake vulnerability analysis; numerical simulation

* 收稿日期: 2022-01-28; 修回日期: 2022-03-16

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378169)、河北省高等学科科学技术研究重点项目(ZD2016147)资助

作者简介: 金如意(1997—), 男, 硕士研究生。主要从事结构抗震方面的学习和研究。E-mail: 1031348624@qq.com

通讯作者: 申彦利(1977—), 男, 博士后, 教授。主要从事结构抗震工程学方面的研究。E-mail: shenyanli@hebeu.edu.cn

0 引言

我国是地震多发国,自2008年汶川地震以来,我国里氏五级以上地震发生百余次,除台湾地区以外,其他大部分都发生在我国西部地区。我国西部地区地势险峻起伏大,山脉沟谷多,为适应这种地形地势,修建了大量墩高超过40 m的高墩桥梁。大量震害资料表明:桥梁震害主要集中在桥墩处,桥墩的损伤或者失效可能引发全桥的损伤、失效,所以对桥梁高墩进行地震易损性分析具有重要意义。

目前,国内外针对高墩桥梁结构的地震易损性分析进行了大量研究:谷音等^[1]建立了高墩大跨桥梁墩柱易损性曲线,表明在强震作用下高墩的破坏主要集中在墩底部位;孙治国等^[2]通过建立钢筋混凝土空心墩纤维单元模型,分别研究了纵筋配筋率、材料强度、墩柱壁厚以及剪跨比对空心墩延性能力的影响;陈旭等^[3]采用增量动力分析方法计算高墩延性位移比参数,研究了考虑高阶振型对高墩位移延性能力的影响,提出高阶振型作用下,高墩墩底曲率与墩顶位移变化不再同步;叶列平等^[4]研究了地震动强度参数PGA在不同情况下的适用情况,表明采用PGA作为地震动强度参数不能准确评估中长周期结构的抗震性能;张超等^[5]通过研究不同周期的高墩模型,提出了能考虑高阶振型对高墩抗震性能影响的结合桥墩前两阶周期的高级复合地震动强度参数,并验证了其有效性;S.Banerjee等^[6]研究表明选择适合的易损性分析指标可使结构的易损性曲线与经验易损性曲线更为吻合,提高分析的精确性;申彦利等^[7]基于桥墩振动台试验,提出了可以综合考虑位移延性比与弹塑性耗能差率的复合桥墩损伤指标,并证明了用该参数进行地震易损性分析具备有效性;赵志宏^[8]选取多种桥墩损伤指标对桥梁高墩进行地震易损性分析,表明选取复合损伤指标作为高墩损伤指标,来评估高墩的抗震性能更加精确。但在上述研究当中,并未考虑桩-土相互作用对结构抗震表现及损伤情况的影响,桥墩建模均采用墩底固结约束的假设。

为研究桩-土相互作用对桥梁高墩地震易损性分析的影响,首先采用OpenSEES平台建立高墩、承台及桩-土体系非线性模型,随后选取文献^[5]提出的考虑高阶振型贡献的高级地震动强度参数 $IM_{1\&2E}$ 及文献^[7]提出的可以综合考虑位移延性比与弹塑性

耗能差率的复合损伤指标D作为地震易损性分析参数,选取适当的地震动记录作为输入,通过增量动力分析方法(IDA)对桥梁高墩体系模型进行非线性动力分析,建立高墩的易损性曲线,通过对具有不同墩底约束条件的桥墩模型结果的比对,分析桩-土相互作用对高墩地震易损性的影响,在此基础上,对实际高墩桥梁抗震设计、施工给出建议。

1 研究对象

为研究考虑桩-土相互作用的桥梁高墩地震易损性,本文以某简支梁公路桥最高墩为研究对象进行分析。该桥梁上部结构宽7.5 m,梁高2.45 m,采用预应力钢筋混凝土箱型梁,桥墩截面为矩形薄壁空心结构,如图3(a)所示。最高墩墩柱为等截面,墩身净高50 m,横桥向宽5 m,纵桥向宽3.4 m,壁厚0.6 m,保护层厚度为50 mm。截面纵筋配筋率为1.28%,墩底轴压比为0.115,墩下承台高2.5 m,下设四根直径2 m,长30 m的混凝土桩,如图1所示。

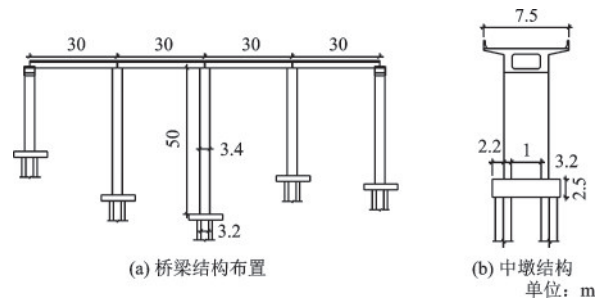


图1 桥梁结构示意图

Fig.1 Schematic diagram of the bridge structure

2 数值模型

为研究上述桥梁最高墩在考虑桩-土相互作用下的地震易损性,参考以往研究^[9-11]对桥墩-桩基-土体系进行简化模型建立:考虑到主梁与墩顶的相对位移较小及主梁质量对高墩质量分布的影响,将主梁及其上部结构的质量简化为节点集中质量 M 作用于墩顶处,进行单悬臂结构简化高墩模型的建立。针对高墩墩底约束方式的不同,采用非线性地震分析有限元软件OpenSEES,分别建立了墩底固结和桩-土约束体系模型,其中墩柱、承台、桩基础以及土体模型示意如图2所示,其中 M_1 为 M 与 m 之和,本文中 M 取为668吨, m 取为55吨。

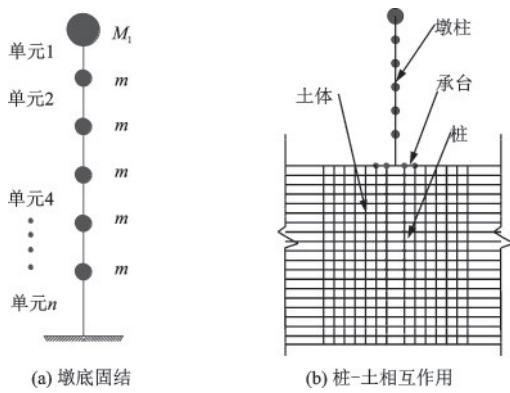


图2 简化桥墩模型

Fig.2 Simplified model of the bridge pier

2.1 单元及接触

为考虑在地震作用下高墩结构体系的非线性性能,本文采用弹塑性纤维单元对桥墩结构体系进行模拟分析。其中采用非线性梁柱单元(Non-Linear Beam Column Elements)对桥墩墩柱进行模拟,承台及桩基础则采用基于位移的梁柱单元(Displacement Based Beam Column Element)进行模拟;墩柱与承台模型单个单元长度为2.5 m,每个单元包含5个高斯积分点;土体采用平面四边形单元(Quad Element)进行模拟,单个土体单元大小根据廖振鹏^[12]提出的沿波的传播方向每一波长应取10个单元,土体单元具体大小按照J.Lysmer等^[13]提出的方法进行计算,如式(1)所示。计算所得土体单元尺寸最大值为0.375 m,本文取0.35 m进行模型建立。墩柱、承台及桩基础之间采用共节点接触,桩与土体之间的法向和切向接触均采用零长度单元(Zero-Length Element)进行模拟。

$$H < \frac{V_{s\min}}{8 \cdot f_{\max}} \quad (1)$$

式中, H 为单个土体单元大小; $V_{s\min}$ 为最小剪切波速; f_{\max} 为剪切波的最高频率。

2.2 纤维截面与材料属性

桥墩墩柱、承台及桩基础的纤维截面依据材料和约束条件的不同,被具体划分为保护层非约束混凝土纤维、核心区约束混凝土纤维以及钢筋纤维,如图3所示。

模型建立过程中所使用的混凝土材料强度等级为C30,其本构关系采用Kent-Scott-Park模型(图4(a))进行模拟,该模型可以考虑箍筋约束对混凝土强度的提高;非约束混凝土的抗压强度 f_c 取值为

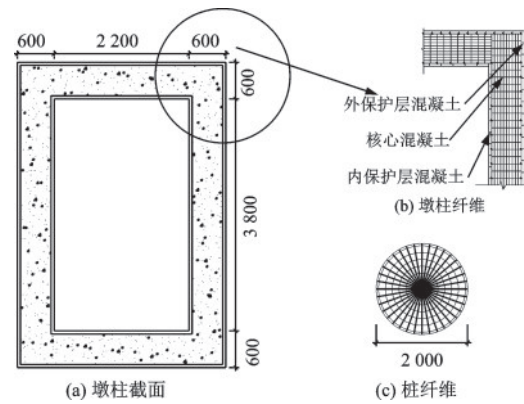


图3 纤维截面

Fig.3 Fiber cross-section

26.8 MPa,峰值压应变 ϵ_0 取值为0.002,屈曲时应变 ϵ_u 取值为0.003 3;屈曲应力 f_{cu} 取为0.4倍的 f_c ,约束混凝土相关参数根据Kent-Scott-Park模型进行计算。钢筋本构关系采用Giuffre-Menegotto Piano模型(图4(b))进行模拟,该模型能较好地反映钢筋反复加载下的应力-应变关系曲线特征,是钢筋混凝土结构非线性地震反应分析中应用较为广泛的计算模型形式。图4(b)中初始刚度 E_0 取值为200 GPa,屈后刚度比 b 取为0.02;屈服强度 f_y 取值为335 MPa,土体结构采用UCSD的多屈服面(Pressure Independent Multi-yield Material)材料进行模拟,具体参数值采用OpenSEES平台用户手册中所推荐的硬黏土参数。

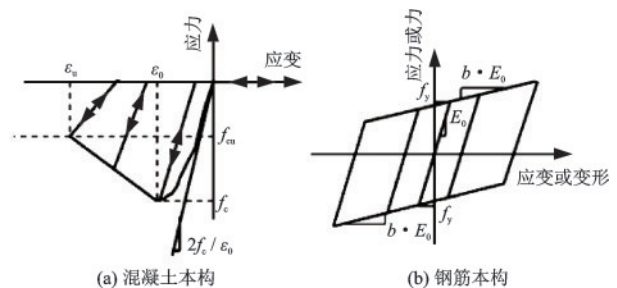


图4 材料本构关系

Fig.4 Constitutive relation diagram of materials

2.3 边界条件

为保证计算精度,土体边界到结构的距离应不小于桩身长度且大于20 m^[14]。因此模型地基土体总长度取为110 m,高为60 m。假定土体在地震作用下做简单剪切运动,土体左右两侧边界采用简化的剪切边界模型进行模拟,即设定土体的左右两边界保持位移同步(通过equalDOF实现)。在土体底

部,竖向固定,横向采用黏性单轴材料(Viscous uniaxial material)和零长度单元(zeroLength element)来定义阻尼器,用以在水平方向上模拟下垫基岩层。采用较大计算域和较简单的人工边界,考虑土体的辐射阻尼使得地震波在介质中的传播不断衰弱,则边界处反弹回来的波对结构的影响小得多^[15]。根据W.B.Joyner等提出的方法^[16],阻尼器系数定义为下垫基岩的质量密度和剪切波速的乘积,按式(2)计算:

$$C = A_c \cdot V_s \cdot D_r \quad (2)$$

式中, C 为阻尼系数; A_c 为土柱面积; V_s 为基岩剪切波速; D_r 为基岩质量密度。

3 地震动选择

考虑到实际地震动具有随机性,本文以基于

《公路桥梁抗震设计细则》^[17]计算的Ⅱ类($260 \text{ m/s} < V_{s30} < 510 \text{ m/s}$)硬黏土地基场地的地震动设计反应谱为目标谱,利用该目标谱从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)数据库下载了50条地震记录,并依据所选地震动弹性加速度谱与规范目标谱特征周期相近且各周期点加速度值之间误差不超过20%的原则^[18],选用了其中的22条地震动记录。经过不同程度缩放的地震波弹性反应谱(阻尼比5%)及其平均谱与目标谱的对比如图5所示;各条地震波具体信息见表1。

4 复合强度参数与损伤指标

4.1 高级地震动强度参数的确定

为减小分析结果的离散性,选取较合适的地震

表1 地震动详细信息

Table 1 Detailed information of ground motion

地震编号	事件	时间	测站	震级	PGA/g
E1	"Helena_ Montana-01"	1935	"Carroll College"	6	0.162 5
E2	"Northwest Calif-02"	1941	"Ferndale City Hall"	6.6	0.162 5
E3	"Borrego"	1942	"El Centro Array #9"	6.5	0.125
E4	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	0.125
E5	"Southern Calif"	1952	"San Luis Obispo"	6	0.132 5
E6	"Imperial Valley-05"	1955	"El Centro Array #9"	5.4	0.375
E7	"Northern Calif-04"	1960	"Ferndale City Hall"	5.7	0.162 5
E8	"Parkfield"	1966	"Temblor pre-1969"	6.19	0.187 5
E9	"Borrego Mtn"	1968	"San Onofre-So Cal Edison"	6.63	0.162 5
E10	"San Fernando"	1971	"2516 Via Tejon PV"	6.61	0.625
E11	"San Fernando"	1971	"Carbon Canyon Dam"	6.61	0.187 5
E12	"San Fernando"	1971	"Fairmont Dam"	6.61	0.125
E13	"San Fernando"	1971	"Gormon-Oso Pump Plant"	6.61	0.1
E14	"San Fernando"	1971	"LA-Hollywood Stor FF"	6.61	0.375
E15	"San Fernando"	1971	"Pasadena-CIT Athenaeum"	6.61	0.25
E16	"San Fernando"	1971	"Puddingstone-Dam(Abutment)"	6.61	0.25
E17	"San Fernando"	1971	"Santa Felita Dam (Outlet)"	6.61	0.125
E18	"San Fernando"	1971	"Upland-San Antonio Dam"	6.61	0.375
E19	"San Fernando"	1971	"Whittier Narrows Dam"	6.61	0.125
E20	"San Fernando"	1971	"Wrightwood-6074 Park Dr"	6.61	0.25
E21	"Managua-Nicaragua-02"	1972	"Managua_ ESSO"	5.2	0.125
E22	"Hollister-03"	1974	"Hollister City Hall"	5.14	0.375

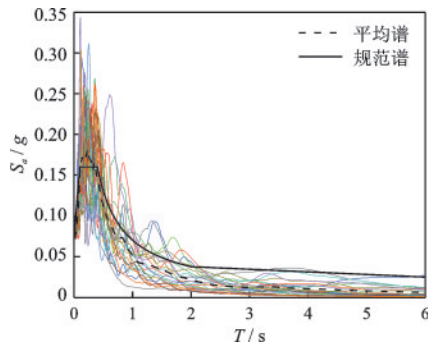


图5 22条地震波弹性反应谱图
Fig.5 22 elastic response spectra of seismic waves

动强度参数进行分析是非常重要的。目前,结构抗震分析中被广泛接受的地震动强度参数是地面峰值加速度PGA,然而有研究表明^[4],PGA对于中长周期结构的地震响应相关程度不足,不能准确地评价结构的抗震性能,而采用 S_d 作为中长周期结构易损性分析地震动强度参数则能得到较理想的结果^[13],但其却不能考虑高阶振型对长周期结构的影响。本课题组张超提出一种基于结构基本周期对应的非弹性位移谱值 S_{di} 和第二周期对应的弹性位移谱值 S_{de} 的可以考虑高阶振型影响的复合地震动强度参数 $IM_{118.2E}$,并验证了其作为高墩地震易损性分析地震动强度参数的适用性、有效性,表明该高级参数可以准确有效的用于评估高墩的抗震性能^[5]。因此,本文选取该高级地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 作为地震动强度指标。

4.2 桥梁高墩损伤指标的选取

本文基于美国联邦紧急事务管理减灾局在地震灾害风险评估系统(HAZUS)^[19]中对地震损失估计的定义,依据结构的性能水平将结构的损伤状态分成完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤和失效破坏5种。研究表明,由于高阶振型的贡献,高墩控制截面的最大曲率和墩顶最大位移不再同步变化,单一的位移延性指标不再准确^[3]。申彦利等^[7]基于振动台试验,结合位移指标和弹塑性耗能差率指标提出一种复合损伤指标并验证了其适用性。赵志宏^[8]采用不同损伤指标对高墩进行地震易损性分析,研究表明选用此复合损伤指标计算高墩各损伤状态的量化指标比其他单一指标计算所得结果更为理想,说明其更适用于高墩地震易损性分析。因此,本文选用文献^[7]中提出的复合损伤指标D作为高墩的延性判别准则定义了各损伤状态对应的损伤指标,具体指标值具体计算方法见文献7,本文计算

如下:

首先将梁体等效为集中质量(M_1)作用于桥梁高墩墩顶,此外,将墩身、桩及承台分布质量利用施加于单元节点处的节点质量(m)进行模拟,钢筋混凝土重度取为 25 kN/m^3 。随后对模型进行模态分析得到桥墩动力特性参数见表2。再采用墩顶位移控制加载,对桥墩进行推覆(pushover)分析,得到桥墩各状态损伤位移临界值见表3。利用前面计算结果计算墩顶地震位移响应最大值与高墩损伤临界状态对应墩顶位移值之比,记为 D_d ,即为位移延性比指标。

表2 桥墩动力特性参数

Table 2 Dynamic characteristic parameters of the bridge pier

墩身高度/m	基本周期/s	第二周期/s	第一振型质量参与系数/%	第二振型质量参与系数/%
50	2.19	0.245	70.85	14.35

表3 损伤临界状态位移值

Table 3 Displacement values of damage critical state

临界状态	开裂	屈服	极限	破坏
位移值/m	0.06	0.302	0.75	1.582

再根据何浩祥等^[20]建立的弹塑性耗能差率模型可以计算出结构的弹塑性耗能差率指标 $D_{f(t)}$,如式(3)所示:

$$D_{f(t)} = 1 - \frac{E_{F(t)}}{E_E} \quad (3)$$

式中, $D_{f(t)}$ 表示弹塑性耗能差率损伤指标随时间变化值; E_E 表示理想弹性耗能累计值; $E_{F(t)}$ 表示弹塑性耗能随时间变化值,具体弹塑性能量值计算方法参照文献20。最后根据申彦利等^[7]提出的复合损伤指标计算公式对综合考虑延性位移比指标与弹塑性耗能差率指标的复合损伤指标,具体计算公式如式(4)所示:

$$D = \frac{1}{1 + \beta} (\beta D_d + D_f) \quad (4)$$

式(4)中, D 表示复合损伤指标; β 为比例因子,取 D_f 严重破坏上界值与 D_d 严重破坏上界值之比,当比例因子值大于1时,说明 D_d 对 D 的影响较大,否则 D_f 对 D 的影响较大;本文中 β 取0.9524(0.8/0.84)。最终所计算的复合损伤指标 D 见表4,并将其作为本文中桥梁高墩的延性抗震能力判别指标进行地震易损性分析。

表4 各状态损伤指标

Table 4 List of damage index of each state

损伤指标	D_d	D_f	D
完好	0~0.1	0~0.1	0~0.1
轻微破坏	0~0.3	0.1~0.25	0~0.275
中等破坏	0~0.55	0.25~0.6	0.275~0.576
严重破坏	0~0.84	0.6~0.8	0.576~0.816
倒塌	0.84~1	0.8~1	0.816~1

5 地震易损性分析

5.1 IDA 分析

IDA 分析是一种将地震动记录乘以一系列地

震动强度系数,利用所生成的具有不同强度的地震动记录,对结构从弹性阶段到失效全过程进行分析的动力分析方法。本文采用考虑高墩前两阶振型影响的高级复合参数 $IM_{118.2E}$ 作为地震动强度指标,采用考虑结构弹塑性耗能的复合参数 D 作为高墩损伤指标,通过一系列调幅系数将选定的 22 条地震动记录的强度逐一调整,使得每条地震动的 PGA 均从 $0.1 g$ 调整到 $1.2 g$ 之间,并利用调幅后的 22 条地震动记录作为输入荷载,对桥墩结构模型进行增量动力时程分析,得到高墩结构模型不同损伤状态的能力需求比与复合地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 的对数 IDA 曲线,本文只给出高墩严重损伤状态的对数 IDA 曲线如图 6 所示,其中横坐标为地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 的对数,竖坐标为桥梁高墩能力需求比的对数。

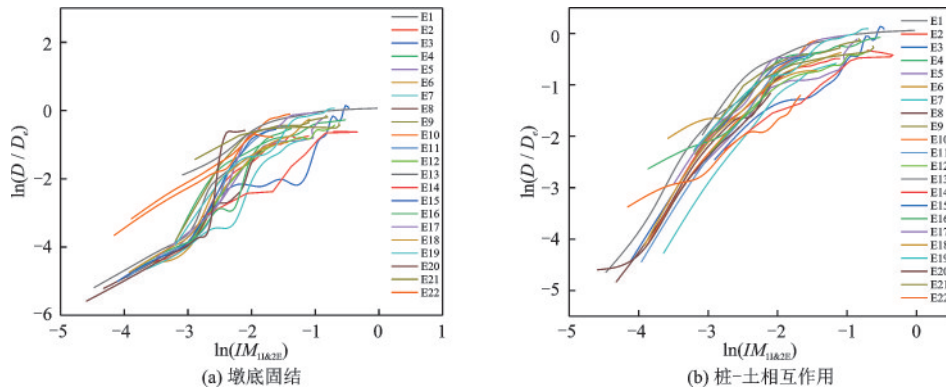


图6 两种约束条件下高墩严重损伤状态的IDA曲线

Fig.6 IDA curves for severe damage states of the high pier under two constraints

5.2 高墩地震易损性曲线建立

本文中易损性曲线计算方法采用能力需求比模型直接拟合法,即将增量动力分析所得的地震需求直接除以各个损伤状态对应的损伤指标,将其与地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 画在对数坐标系下,将同一地震动强度参数下对应的不同参数的平均值进行基于最小二乘法的二次多项式回归拟合^[21],得到统计回归均值 λ 和方差 δ^2 ,再根据式(7)计算不同工况相同地震动下损伤超越概率 P ,进而可得易损性曲线如图 8 所示。

$$\lambda = B_1 \ln(IM_{118.2E})^2 + B_2 \ln(IM_{118.2E}) + B_3 \quad (5)$$

$$\delta = \sqrt{\frac{S_r}{(n-2)}} \quad (6)$$

$$P = P[\ln(S_a - S_d) < 0] = \Phi\left(\frac{\mu_1 \ln S_a - \mu_2 \ln S_d}{\sqrt{\delta^2 \ln S_a + \delta^2 \ln S_d}}\right) \quad (7)$$

式中, B_1 、 B_2 、 B_3 是回归拟合计算所得系数,图 7 为不同约束条件下,高墩严重损伤状态的均值二次拟合曲线图; S_r 为各离散点对于拟合曲线的残差平方和, n 为离散点的数量; S_a 表示结构抗震能力, S_d 表示结构需求。 $\mu_1 \ln S_a$ 为抗震能力指标的对数标准差, $\delta^2 \ln S_a$ 为抗震能力指标对数方差; $\mu_2 \ln S_d$ 为结构地震需求的对数标准差, $\delta^2 \ln S_d$ 为结构地震需求对数方差; $\Phi(*)$ 为标准正态分布函数。

5.3 桩-土相互作用对易损性的影响

由图 8 中对比两种约束条件下的地震易损性曲线可知,两种情况下,各损伤状态的超越概率均随

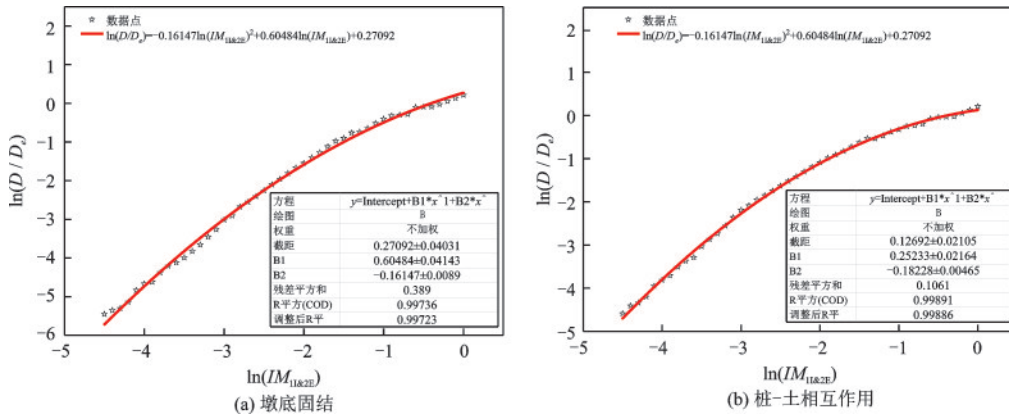


图7 两种约束条件下高墩严重损伤状态均值二次拟合曲线

Fig.7 Quadratic fitting curve for the mean value of serious damage states of the high pier under two constraints

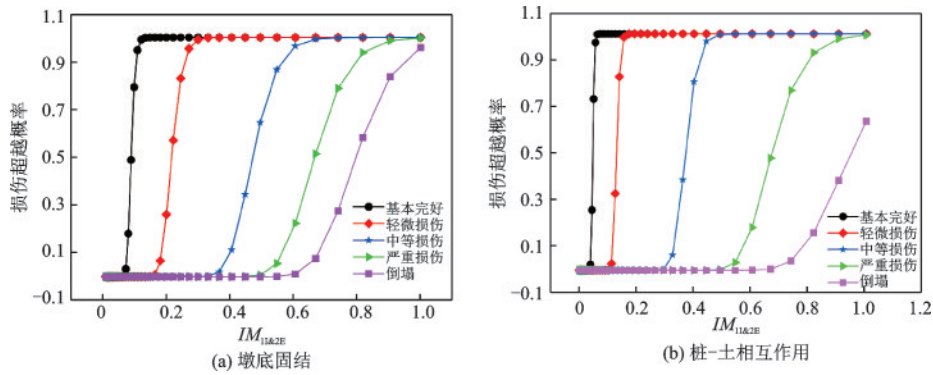


图8 两种约束条件下高墩地震易损性曲线

Fig.8 Seismic susceptibility curves of high piers under two constraints

$IM_{118.2E}$ 的增加而增大,总体变化趋势无明显不同,地震动强度参数小于某值时,损伤概率为0,大于该值后损伤概率迅速增大,最终趋向于或等于1。与墩底固结模型相比较而言,桩-土体系模型基本完好和轻微损伤曲线增长速率较大,中等损伤曲线增长速率差别不明显,而严重损伤和倒塌曲线增长速率稍缓。当 $IM_{118.2E}$ 值分别大于0.1,0.25,0.5,0.88时,墩底固结体系模型基本完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤和倒塌的超越概率均大于80%;当 $IM_{118.2E}$ 值分别大于0.07,0.18,0.4,0.75时,桩-土相互作用体系模型基本完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤的超越概率大于80%。当 $IM_{118.2E}$ 值为0.6时,墩底固结桥墩模型出现轻微、中等、严重损伤的概率分别为100%、95%和20%,倒塌的概率基本为0。当 $IM_{118.2E}$ 值为1.0时,发生轻微、中等、严重损伤的概率均接近100%,倒塌的概率接近95%,说明墩底固结桥墩模型地震动强度较大时,发生倒塌破坏的概率较大,安全性不足。当 $IM_{118.2E}$ 值为0.6时,桩-土相互作用体系桥墩模型出现轻微、中等、严重损伤的概

率分别为100%、100%和18%,倒塌的概率为0。当 $IM_{118.2E}$ 值为1.0时,发生轻微、中等、严重损伤的概率均接近100%,倒塌的概率则为62%。

通过以上两种情况对比不难发现,在地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 小于0.6时,两种模型损伤概率大体相同,差别不大,当地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 在0.6~1.0时,桩-土体系模型损伤概率较之墩底固结模型有所下降,考虑桩-土相互作用进行分析时,对倒塌破坏损伤概率的捕捉尤为精细。说明在较大强度地震动情况下,考虑桩-土相互作用的模型对桥梁高墩的损伤情况捕捉更加精准,且对越严重的损伤状态,捕捉精细度越高。在考虑桩-土相互作用进行建模以后,土体的阻尼对地震波的输入有一定削弱作用。此外,考虑桩-土相互作用使得整体结构模型的周期延长,结构体系的柔性增强,抗损伤能力有所提高,结构抗震能力的增加大于结构需求的增加,需求能力比值减小,损伤概率随之降低。

6 结 论

以某桥梁高墩作为研究对象,采用考虑高阶振型影响的复合地震动强度参数 $IM_{118.2E}$ 和考虑结构弹塑性耗能差率的复合损伤指标 D 作为地震易损性分析参数,基于IDA方法建立了墩底固结模型和桩-土相互作用体系模型的易损性曲线,主要得到以下结论:

(1)选用高级复合参数 $IM_{118.2E}$ 和复合损伤指标 D 作为高墩地震易损性分析参数,所得结果离散性较小,可有效评估高墩抗震性能;

(2)通过两种模型易损性曲线对比分析可知,考虑桩-土相互作用时,发生严重损伤、倒塌破坏的超越概率更低。

(3)考虑桩-土相互作用对于较高强度的地震作用下高墩的损伤情况捕捉更精细,低强度地震作用下($IM_{118.2E} < 0.6$)影响较小,为高烈度地区高墩桥梁抗震设计提供一定参考。

参考文献:

- [1] 谷音,黄怡君,卓卫东.高墩大跨连续刚构桥梁地震易损性分析[J].地震工程与工程振动,2011,31(2):91-97.
Gu Y, Huang Y J, Zhuo W D. Long span continuous rigid frame bridge pier seismic vulnerability analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(2): 91-97. (in Chinese)
- [2] 孙治国,郭迅,王东升,等.钢筋混凝土空心墩延性变形能力分析[J].铁道学报,2012,34(1):91-96.
Sun Z G, Guo X, Wang D S, et al. Analysis of ductility deformation capacity of reinforced concrete hollow pier[J]. Journal of The China Railway Society, 2012, 34(1): 91-96. (in Chinese)
- [3] 陈旭,李建中,刘笑显.墩身高阶振型对高墩地震反应影响[J].同济大学学报(自然科学版),2017,45(2):159-166.
Chen X, Li J Z, Liu X X. Effect of high-order Vibration Mode of pier on seismic Response of high pier[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2017, 45(2): 159-166. (in Chinese)
- [4] 叶列平,马千里,缪志伟.结构抗震分析用地震动强度指标的研究[J].地震工程与工程振动,2009,29(4):9-22.
Ye L P, Ma Q L, Miao Z W. Study on seismic intensi-

- ty index of ground for structural seismic analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(4): 9-22. (in Chinese)
- [5] 张超,申彦利.高墩抗震性能评估的适用地震动强度参数研究[J].防灾减灾工程学报,2017,37(1):9-16.
Zhang C, Shen Y L. Study on applicable ground motion intensity parameters for seismic performance evaluation of high piers[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2017, 37(1): 9-16. (in Chinese)
- [6] Banerjee S, Shinozuka M. Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2007, 23(1): 12-22.
- [7] 申彦利,陈伟湖,魏博.基于振动台试验的桥墩复合损伤指标研究[J].防灾减灾工程学报,2021,41(5):987-1000.
Shen Y L, Chen W H, Wei B. Based on the shaking table test of bridge pier composite damage index research [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021, 41(5): 987-1000. (in Chinese)
- [8] 赵志宏.桥梁高墩地震易损性分析的适用损伤指标研究[D].邯郸:河北工程大学,2021.
Zhao Z H. The application of the high bridge pier seismic vulnerability analysis damage index research[D]. Handan: Hebei University of Engineering, 2021. (in Chinese)
- [9] Su L, Lu J C, Elgamal A, et al. Seismic performance of a pile supported wharf: three-dimensional finite element simulation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, (95): 167-179.
- [10] Boulanger R W, Curras C J, Kutter B L, et al. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses [J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 1999, 125(9): 750-759.
- [11] Kechidi S, Colaço A, Alves C P, et al. Modelling of soil-structure interaction in OpenSees: a practical approach for performance-based seismic design[J]. Structures, 2021, 30: 75-88.
- [12] 廖振鹏.工程波动理论导论[M].北京:科学出版社,2002.
Liao Z P. Introduction to engineering wave theory[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese)
- [13] Lysmer J, Udaka T, Tsai C F, et al. Flush a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure systems[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1975.

(本文编辑:周小潭)

(下转第1056页)