

石岩,张智超,李军,等. 2022. 考虑内力状态的大跨高墩连续刚构桥地震易损性分析[J]. 地震研究, 45(1): 8-16, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0002.

Shi Y, Zhang Z C, Li J, et al. 2022. Seismic fragility of the long-span, continuous, rigid-frame bridge with high-rise pier involving the state of the internal force[J]. *Journal of Seismological Research*, 45(1): 8-16, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0002.

## 考虑内力状态的大跨高墩连续刚构桥地震易损性分析\*

石岩, 张智超, 李军, 王文仙, 王瑞

(兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050)

**摘要:** 为研究考虑内力状态的连续刚构桥的地震反应及易损性情况, 以一座非规则大跨高墩连续刚构桥为对象, 基于 MIDAS/Civil 和 OpenSees 平台分别进行施工过程模拟和非线性动力分析, 并采用等效荷载法将内力等效荷载附加到 OpenSees 模型上, 使其处于对应的等效内力状态; 选取 40 组典型的速度脉冲型近断层地震动记录为输入, 采用增量动力分析法进行考虑内力状态的地震易损性分析, 对比分析了考虑内力状态与否对连续刚构桥地震易损性的影响。结果表明: 所采用的内力等效荷载方法能够较好地考虑成桥内力状态; 考虑内力状态与否对成桥阶段主墩和引桥墩的地震易损性具有很大影响, 不考虑内力状态时将严重低估主墩和引桥墩的地震损伤概率。

**关键词:** 连续刚构桥; 施工过程; 等效荷载法; 成桥内力状态; 地震易损性

**中图分类号:** U448.23      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-0666(2022)01-0008-09

doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0002

### 0 引言

近年来, 随着我国城镇化水平的不断提高, 对于交通基础设施建设的需求进一步加大, 桥梁作为城市交通网络的枢纽工程得以飞速发展(石岩等, 2021)。大跨度连续刚构桥因内力分布合理、跨越能力强和造价经济等优点在桥梁工程领域备受青睐(Peng, Zhang, 2020; 郭昆霖等, 2020; 赵秋红等, 2019)。连续刚构桥一般采用悬臂施工法, 施工过程复杂且持续时间较长, 其成桥内力状态受施工过程影响不断变化(石岩等, 2020; Shi et al., 2021; 童磊等, 2020)。另外, 大跨度桥梁存在临近断层或跨越断层的可能性, 鉴于以上因素, 若不充分考虑大跨度连续刚构桥的真实内力状态而直接进行地震易损性分析, 其分析结果将因未考虑初始内力而与实际情况相差甚远, 对工程设计无参考价值。因此, 研究真实内力状态下大跨度连续刚构桥在近断层地震动下的易损性情况十分重要。

地震易损性分析作为一种能直观反映地震动强度与结构损伤概率之间关系的评估方法, 近些年被大量应用于桥梁结构的抗震分析研究(俎林, 黄勇, 2020; 李宏男等, 2018)。李立峰等(2016)研究氯离子侵蚀效应对近海高墩连续刚构桥时变地震易损性的影响时, 发现考虑纵筋锈蚀以后高墩的位移需求和曲率需求会显著增加; 庞于涛等(2018)对两座钢纤维混凝土连续刚构桥进行了地震易损性分析, 发现钢纤维混凝土能够有效降低地震作用下桥梁结构的失效概率, 提高其抗震性能; 赵凌志(2018)研究了高速铁路上双薄壁墩预应力混凝土连续刚构桥在施工过程中的地震易损性变化规律, 以及桩土效应和悬臂效应对地震易损性的影响; 李吉涛等(2013)则以桥墩位移延性系数为指标分析了多点地震激励下大跨连续刚构桥的地震易损性。目前, 连续刚构桥的地震易损性分析主要集中在特殊环境、材料和结构形式对易损性的影响, 以及对损伤评价指标的探索等方面, 而对于在数值模拟分析过程中如何考虑成桥内力状态以及考虑内力状态与否对连续刚构桥

\* 收稿日期: 2021-05-18.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51908265、51768042)和红柳优秀青年人才资助计划(04-061810)联合资助.

第一作者简介: 石岩(1985-), 副教授, 博士, 主要从事桥梁抗震及损伤控制研究. E-mail: syky86@163.com.

地震易损性分析影响方面的研究则较少。

为研究考虑内力状态的连续刚构桥地震反应及易损性情况，以一座主桥为大跨高墩连续刚构桥的实际工程为背景，考虑到采用 MIDAS/Civil 软件建立的弹性模型无法得到准确的非线性动力分析结果，而 OpenSees 软件又不擅于对桥梁施工过程进行模拟，故将两种软件进行联合建模。将从 MIDAS/Civil 施工阶段模型中经施工阶段分析得到的主梁和主墩的目标内力以等效荷载的方式施加于 OpenSees 动力分析模型，选取具有脉冲效应的近断层地震动进行增量动力分析（Incremental Dynamic Analysis，简称 IDA），并重点分析桥墩的地震反应与损伤情况，以期为高烈度区连续刚构桥抗震设计和性能评估提供参考。

## 1 分析模型及内力状态

### 1.1 桥梁概况

本文以某大跨高墩连续刚构桥为研究对象，其主桥是跨径为  $(120 + 220 + 120)$  m 的 3 跨连续 T 型刚构，引桥是跨径为  $4 \times 40$  m 的 4 跨简支 T 梁，如图 1 所示。主桥上部结构（主梁）为变

截面单箱单室预应力混凝土箱梁，其顶板宽 12 m，底板宽 8 m；引桥上部结构为等截面混凝土 T 梁，每跨 5 片；全桥桥墩均为钢筋混凝土桥墩，1<sup>#</sup>~2<sup>#</sup>墩为双薄壁空心墩，3<sup>#</sup>~6<sup>#</sup>墩为单薄壁空心墩。主桥采用悬臂施工法进行施工，历时约 460 d。主桥箱梁和引桥 T 梁采用 C50 混凝土，1<sup>#</sup>~6<sup>#</sup>墩采用 C40 混凝土；箱梁采用 Strand1860 预应力钢绞线，共计 452 束。0<sup>#</sup>桥台、3<sup>#</sup>墩顶各设置 3 个盆式橡胶支座，7<sup>#</sup>桥台、3<sup>#</sup>~6<sup>#</sup>墩顶各设置 5 个滑板支座。桥址场地类别为 II 类，抗震设防烈度为 9。

### 1.2 有限元模型及特征值分析

为研究考虑内力状态与否对大跨高墩连续刚构桥地震易损性的影响，首先基于 MIDAS/Civil 软件建立 2 个考虑施工过程与否的全桥有限元模型，见表 1。对于考虑施工过程的模型 2，整个施工过程根据悬臂施工法划分成 38 个施工阶段，主桥的主要施工阶段为：主墩现浇—0<sup>#</sup>梁段施工—1<sup>#</sup>~32<sup>#</sup>梁段对称浇筑—边跨现浇段施工—边跨合龙—中跨合龙；引桥在主桥中跨合龙完成以后整体导入，然后附加二期铺装荷载。不考虑桩土相互作用，桥墩墩底采用固结方式模拟。

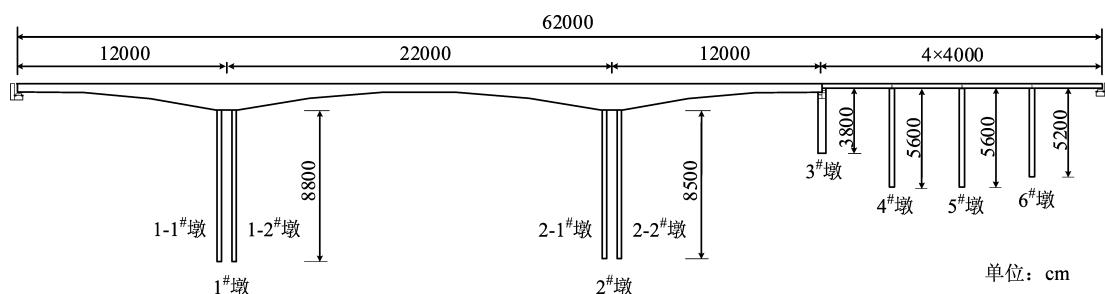


图 1 大跨高墩连续刚构桥的构造形式

Fig. 1 Structure of the long-span, continuous, rigid-frame bridge

采用 MIDAS/Civil 软件建立的弹性模型无法进行非线性动力时程分析，故将其转化为基于 OpenSees 软件的非线性动力模型，如图 2 所示。关键受力部位（塑性铰区）包括主桥的主梁根部梁段（P1~P4）、主墩墩顶和墩底段（P5~P12）以及引桥桥墩的墩底段（P13~P16），采用基于位移的非线性纤维梁柱单元进行模拟。各关键位置处纤维截面的混凝土采用 Concrete01 材料，纵向钢筋采用 Steel02 材料；纤维截面上的配筋与实际情况保持一致。假设非关键受力部位处于弹性状态且都采用弹性梁柱单元模拟，主梁和桥墩的弹性

模量分别为  $3.45 \times 10^4$  MPa 和  $3.25 \times 10^4$  MPa。主桥梁端设置 3 个支座单元，引桥梁端设置 5 个支座单元，各支座单元的力学参数详见表 2。采用 Hertz-damp 模型（Guo *et al.*, 2017; Taflanidis, 2011; Muthukumar, DesRoches, 2006），考虑主桥和引桥梁体间、梁体与桥台背墙间的纵桥向碰撞作用，初始碰撞间隙为 0.05 m；由于强地震动作用下桥台和边墩处的横向挡块极易破坏，加之考虑到模型分析时的收敛性，故未考虑横桥向碰撞作用。桥梁模型的阻尼比取 5%，并采用瑞利阻尼。

为确保所建立的 OpenSees 模型与 MIDAS/Civil 模型保持一致,对两种软件建立的同一模型的自振周期进行对比。从表 3 可知,前 5 阶自振周期最

大周期差别率不超过 5%,且此误差主要来源于软件差异,故证明了采用 OpenSees 软件所建动力分析模型的正确性。

表 1 基于 MIDAS/Civil 软件建立的全桥有限元模型

Tab. 1 Finite element models of the whole bridge based on MIDAS/Civil software

分析模型	考虑施工过程与否	结构附加荷载	荷载模型类型	收缩徐变
模型 1	不考虑	结构自重、二期铺装荷载	恒荷载	不考虑
模型 2	考虑	结构自重、预应力、挂篮（吊篮）荷载和二期铺装荷载	施工阶段荷载	不考虑

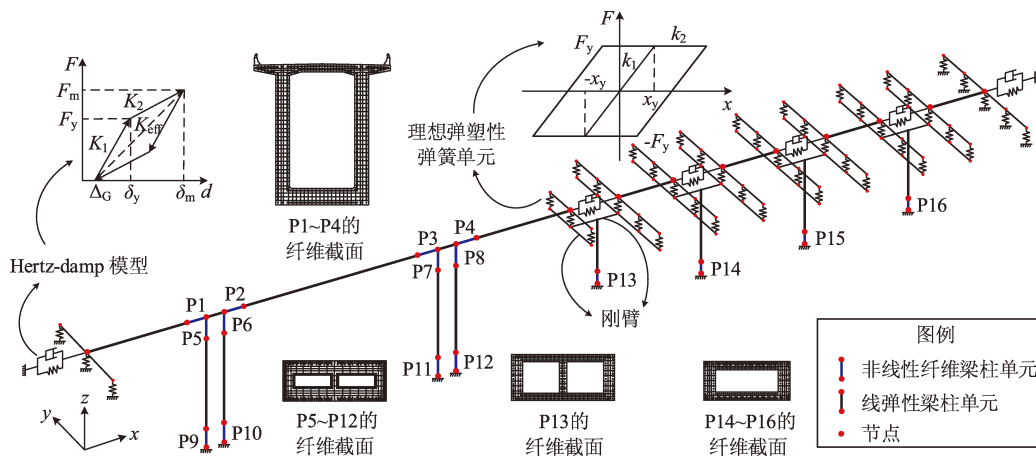


图 2 基于 OpenSees 的全桥动力分析模型

Fig. 2 The dynamic model of the whole bridge based on OpenSees

表 2 单个支座的力学参数

Tab. 2 Parameters of the single bearing at each pier

位置	支座类型	$k_1 / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$x_y / \text{m}$	数量
0#台	盆式橡胶支座	$1.5 \times 10^4$	0.002	3
3#墩左侧				3
3#墩右侧	滑板支座	$1.6 \times 10^3$	0.002	5
4#~6#墩与 7#台				5

表 3 前 5 阶自振周期

Tab. 3 The first 5-order natural vibration periods

振型编号	自振周期/s		振型描述
	$T_M$	$T_O$	
1	4.10	3.91	主桥沿横桥向振动
2	3.40	3.25	全桥沿纵桥向振动
3	2.64	2.55	主桥沿横桥向二阶振动
4	2.45	2.47	引桥沿纵桥向振动
5	1.83	1.86	主桥与引桥沿纵桥向异向振动

注:  $T_M$  为 MIDAS/Civil 计算周期;  $T_O$  为 OpenSees 计算周期。

和主墩的目标内力状态（目标弯矩与目标轴力），参考 Lin 和 Burns（1981）提出的等效荷载法对真实内力状态逐一进行分解与等效。其中，主梁目标轴力主要由预应力轴压作用引起，将相邻 2 个单元在同一节点处的轴力作差，即可得到主梁目标轴力对应的等效荷载。主梁目标弯矩主要由结构自重、二期铺装荷载和预应力竖弯作用提供，依据叠加原理，首先对各荷载作用进行分解，然后将结构自重和二期铺装荷载直接以节点荷载的形式附加在相应的节点处，而预应力的竖弯作用则以自重的某一倍数反向施加；挂篮（吊篮）荷载等因素对最终阶段主梁弯矩的影响通过荷载系数加以考虑。从 MIDAS/Civil 模型中提取得到主梁各节点的结构质量和铺装质量（二期铺装荷载转化为质量），分别记为  $M_1(x)$ 、 $M_2(x)$ ，则主梁目标弯矩对应的等效荷载计算公式为：

$$\bar{P}_G(x) = qM_1(x)g - M_2(x)g + kM_1(x)g \quad (1)$$

### 1.3 等效荷载及内力状态

利用 MIDAS/Civil 软件分析施工阶段得到主梁

式中:  $\bar{P}_G(x)$  为主梁沿纵桥向第  $x$  个节点处的等效

荷载,作用方向竖直向下; $qM_1(x)g$ 为自重对应的等效荷载,其中 $q$ 为自重系数,取值 $-1.04$ ;  $-M_2(x)g$ 为二期铺装对应的等效荷载; $kM_1(x)g$ 为预应力竖弯作用对应的等效荷载,其中 $k$ 为荷载系数( $1 < k < 2$ )。

将各模型中主梁目标弯矩的等效荷载附加到 OpenSees 模型并进行静力分析,可得到主梁的等效弯矩和主墩的非等效轴力,提取不同情况下主墩的非等效轴力,记为 $N'_{Pm-n}$ 。从 MIDAS/Civil 中提取各模型下最终阶段的主墩墩顶节点轴力,记为 $N_{TPm-n}$ ;提取墩底节点轴力,记为 $N_{BPM-n}$ 。则主墩各节点的轴力计算公式为:

$$N_{Pm-n}(z) = N_{TPm-n} + \frac{N_{BPM-n} - N_{TPm-n}}{i-1} \cdot (z-1) + N'_{Pm-n} \quad (2)$$

式中: $m-n$ 为主墩编号,其中 $m=1,2$ ;  $n=1,2$ ;  $z=1,2,\dots,i$ ,表示沿墩高自上而下第 $z$ 个节点; $i$ 为节点数,本模型1<sup>#</sup>墩(1-1<sup>#</sup>墩、1-2<sup>#</sup>墩)中

$i=23$ ,2<sup>#</sup>墩(2-1<sup>#</sup>墩、2-2<sup>#</sup>墩)中 $i=22$ 。依据叠加原理,给出主墩目标轴力对应的等效荷载计算公式为:

$$\bar{N}_{Pm-n}(z) = \begin{cases} N_{TPm-n} + N'_{Pm-n} & (z=1) \\ \frac{N_{BPM-n} - N_{TPm-n}}{i-1} & (2 \leq z \leq i) \end{cases} \quad (3)$$

式中:当 $z=1$ 时, $\bar{N}_{Pm-n}(1)$ 为墩顶节点处的等效荷载;当 $2 \leq z \leq i$ 时, $\bar{N}_{Pm-n}(z)$ 为沿墩高自上而下第 $z$ 个节点处的等效荷载,作用方向竖直向下。

然后将计算得到的内力等效荷载分别施加于 OpenSees 动力分析模型,如图3所示。之后对 OpenSees 模型进行静力分析得到等效内力状态。图4给出了成桥初始阶段(模型2)主梁的等效内力与目标内力。从图中可见,所得等效内力与目标内力基本相等,进而验证了内力等效荷载的准确性,同时说明基于 OpenSees 建立的动力模型基本处于实际内力状态。

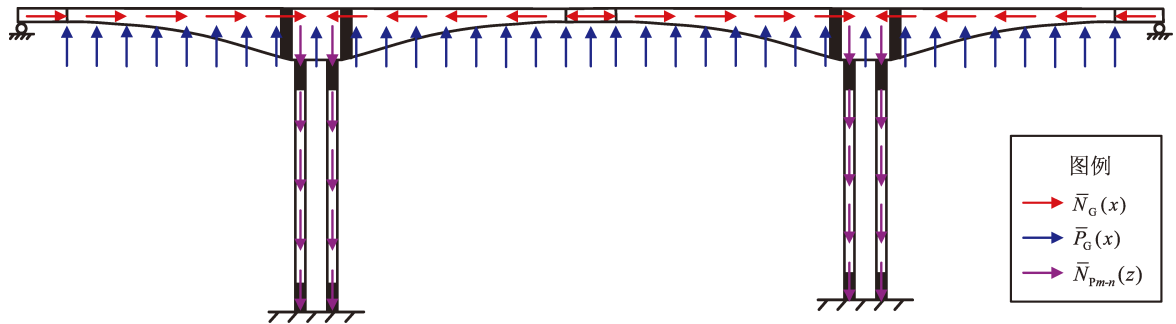


图3 主桥的内力等效荷载附加示意图

Fig. 3 Equivalent load applied to the main bridge

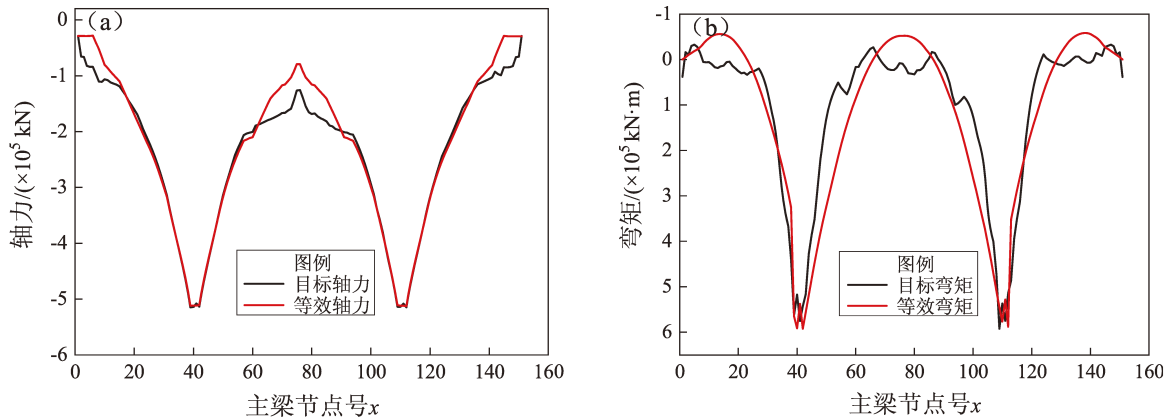


图4 模型2中主梁轴力(a)、弯矩(b)等效内力与目标内力对比

Fig. 4 The axial force of the main girder and its equivalent internal force (a) and the bending moment of the main girder and its equivalent bending moment (b) by Model 2

## 2 地震易损性分析方法

### 2.1 基于 IDA 的地震易损性方法

$$P_f = P(D \geq C | IM = x) = \Phi \left[ \frac{\ln(\bar{D}_{D|PGA=x} / \bar{C})}{\sqrt{\beta_{D|PGA=x}^2 + \beta_C^2}} \right] = \Phi \left[ \frac{b \ln(PGA) + \ln(a) - \ln(\bar{C})}{\sqrt{\beta_{D|PGA=x}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (4)$$

式中:  $P_f$  为失效概率;  $IM$  为地震强度指标, 取峰值加速度  $PGA$ ;  $x$  为给定的地震动强度参数;  $\Phi$  为标准正态分布函数;  $\bar{D}_{D|PGA=x}$  表示在  $PGA = x$  下, 地震需求  $D$  的中位值;  $\bar{C}$  表示不同极限状态对应的结构抗震能力  $C$  的中位值, 由不同破坏状态的界限值确定;  $a$ 、 $b$  为回归系数;  $\beta_{D|PGA=x}$  表示在  $PGA = x$  下, 地震需求  $D$  的对数标准差;  $\beta_C$  为抗震能力  $C$  的对数标准差。由于采用峰值加速度  $PGA$  作为地震强度指标, 根据 National Institute of Building Science (1999) 所给建议,  $\sqrt{\beta_{D|PGA=x}^2 + \beta_C^2}$  取为 0.5 (该经验值与桥梁的结构类型和损伤状态无关)。

### 2.2 损伤指标的确定

根据 National Institute of Building Science (1999) 的规定, 桥梁结构或构件在地震作用下的破坏状态共划分为 5 个等级, 分别是: 无损伤 (None Damage, 简称 ND)、轻微损伤 (Slight Damage, 简称 SD)、中等损伤 (Moderate Dam-

结构的地震易损性, 即结构发生某种破坏的超越概率。假设结构的地震需求  $D$  和抗震能力  $C$  均服从对数正态分布, 以  $PGA$  为地震强度指标的地震易损性函数为:

age, 简称 MD)、严重损伤 (Extensive Damage, 简称 ED) 及完全破坏 (Complete Damage, 简称 CD)。损伤指标是对桥梁结构或构件的极限状态做出的定量描述, 也是衡量其破坏程度的限值 (Hose, Seible, 1999; Park, Ang, 1985)。现行的可用于描述桥梁破坏状态的损伤指标有很多, 本文选取位移延性系数 (Hwang *et al*, 2000; Bannan, Veneziano, 1982) 定义在地震作用下主桥的破坏状态, 不同破坏状态及其描述见表 4 (Hwang *et al*, 2001)。表 4 中, 位移延性系数  $\mu_\Delta$  为地震作用下的墩顶最大相对位移  $\Delta$  与墩底塑性铰区纵向钢筋首次屈服时的墩顶相对位移  $\Delta_{cy1}$  之比;  $\mu'_{\Delta y}$  为钢筋首次屈服时的位移延性系数;  $\mu_{\Delta y}$  为截面等效屈服时的位移延性系数;  $\mu_{\Delta 4}$  为截面边缘混凝土压应变  $\varepsilon_c$  首次达到 0.004 时的位移延性系数;  $\mu_{\Delta max}$  为混凝土应变达到极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  时的位移延性系数, 可直接按  $\mu_{\Delta max} = \mu_{\Delta 4} + 3$  计算得到。

表 4 由位移延性系数定义的桥梁损伤状态

Tab. 4 Damage state of the bridge defined by the displacement ductility ratio

等级	破坏状态	破坏状态的描述	破坏准则
1	ND	桥墩无明显裂缝, 钢筋无屈服	$0 < \mu_\Delta \leq \mu'_{\Delta y}$
2	SD	桥墩表面出现明显裂缝, 最外侧纵向钢筋首次屈服	$\mu'_{\Delta y} < \mu_\Delta \leq \mu_{\Delta y}$
3	MD	表层混凝土部分脱落, 桥墩产生非线性变形, 墩底塑性铰开始形成	$\mu_{\Delta y} < \mu_\Delta \leq \mu_{\Delta 4}$
4	ED	塑性铰完全形成, 保护层混凝土全部剥落, 核心混凝土部分开裂, 纵筋大量屈服	$\mu_{\Delta 4} < \mu_\Delta \leq \mu_{\Delta max}$
5	CD	核心混凝土压碎, 箍筋断裂, 局部或整体强度丧失, 可能出现倒塌	$\mu_\Delta > \mu_{\Delta max}$

一般桥墩的非线性变形可通过塑性铰区截面的曲率延性能力来反映。塑性铰区的位置会因不同的桥墩形式而不同, 如单柱墩的塑性铰区一般位于墩底, 而刚构体系的桥墩沿纵桥向在墩顶和墩底都存在塑性铰区 (马保林, 2001)。根据已有研究可知, 桥墩在不同破坏状态下的损伤界限值可利用墩底塑性铰区截面的曲率延性指标计算得到 (HAZUS99, 1999; Hwang, 刘晶波, 2004; Hwang *et al*, 2001)。

本文首先基于 OpenSees 软件对所有桥墩塑性铰区截面进行弯矩-曲率分析, 得到弯矩-曲率曲线, 然后从中提取曲率延性指标并计算局部位移延性能力, 最后确定桥墩损伤界限值。其中等效塑性铰长度  $L_p$  可依据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008) 进行计算, 并假设沿纵桥向主墩的反弯点在墩高 1/2 位置处。所得桥墩各项曲率延性指标和不同破坏状态下的损伤界限值见表 5。

表5 桥墩曲率延性指标及损伤界限值  
Tab.5 Curvature ductility indexes and the limit values of damage of pier

模型	桥墩	方向	$\Phi_y'/(m^{-1})$	$\Phi_y/(m^{-1})$	$\Phi_{c4}/(m^{-1})$	$\Delta_{cyl}/m$	$\Delta_{cy}/m$	$\Delta_c/m$	$\mu_{cyl}$	$\mu_{cy}$	$\mu_{c4}$	$\mu_{\Delta max}$
模型1	主墩	纵	0.000 761	0.000 911	0.003 86	0.491	0.588	1.454	1	1.197	2.961	5.961
		横	0.000 302	0.000 422	0.0010 2	0.780	1.089	1.455	1	1.397	1.866	4.866
	引墩	纵	0.000 726	0.000 876	0.002 77	0.469	0.565	1.122	1	1.207	2.394	5.394
		横	0.000 333	0.000 445	0.0011 8	0.860	1.149	1.596	1	1.336	1.857	4.857
模型2	主墩	纵	0.001 68	0.001 84	0.006 22	1.084	1.187	2.474	1	1.095	2.282	5.282
		横	0.000 621	0.000 71	0.001 84	1.605	1.833	2.527	1	1.145	1.579	4.579
	引墩	纵	0.000 787	0.000 847	0.003 92	0.508	0.547	1.450	1	1.076	2.855	5.855
		横	0.000 352	0.000 452	0.001 01	0.909	1.167	1.509	1	1.284	1.661	4.661
平均值	—	纵	—	—	—	—	—	—	1	1.144	2.623	5.623
		横	—	—	—	—	—	—	1	1.291	1.741	4.741

注：轴力由主墩自重与上部结构荷载两部分提供；纵：桥墩截面沿纵桥向（绕y向），横：桥墩截面沿横桥向（绕x向）。

3 地震易损性分析

3.1 地震动选择及输入

本文根据 Baker 等（2011）为美国太平洋地震工程中心（PEER）交通设施抗震研究提供的地震动记录数据库，选取场地条件相近、具有速度脉冲效应的 40 组典型近断层地震动记录作为输入，每组包含 1 个垂直断层方向地震动（SN）、1 个平行断层方向地震动（SP）和 1 个竖向地震动（UP）。本文研究重点是桥梁初始内力的影响，所以默认桥梁是垂直断层走向，分别沿纵桥向（x 方向）、横桥向（y 方向）、竖向（z 方向）输入各地震动分量，采用增量动力分

析方法进行非线性时程分析，将每组记录中 3 个地震动分量的加速度峰值（PGA）以 0.1 g 为增幅，从 0.2 ~ 1.5 g 进行调幅。分析时各方向各 PGA 下，以 40 个地震反应峰值的平均值为讨论指标。

3.2 线性回归分析

以 PGA 和位移延性系数的对数值作为横、纵坐标，采用最小二乘法对 40 组近断层地震动作用下的成桥阶段各桥墩沿纵、横桥向的位移反应平均值进行线性回归。图 5 给出了考虑内力状态时1#主墩、3#过渡墩和5#引桥墩的回归分析结果。结果显示，各散点集中分布在回归函数附近，且具有较高的回归相关系数  $r^2$ ，因此可以较准确地得到地震易损性曲线。

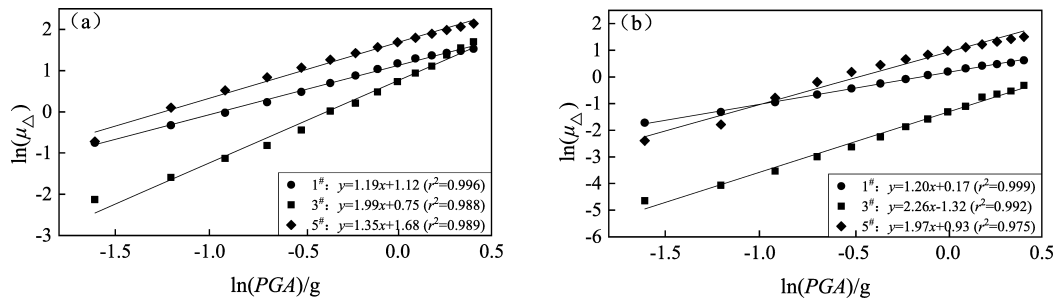


图5 部分桥墩沿纵桥向 (a)、横桥向 (b) 的回归分析

Fig.5 Regression analysis of partial piers along longitudinal (a) and transverse (b) direction

3.3 易损性分析

由于1#主墩与2#主墩仅存在略微的墩高差，其受力大小、截面特性均相同，因此二者易损性曲线基本相同，故本文仅介绍1#主墩情况。为研究主墩易损性曲线变化规律，首先将考虑内力状

态时1#主墩沿纵（x）、横（y）桥向各损伤状态的地震易损性曲线进行了对比，如图6a所示。图中显示：主墩沿纵、横桥向的地震易损性曲线变化规律相同，均随地震动强度的增加而上升，但同一种破坏状态下的损伤概率提升点总是先在纵桥

向激发, 横桥向则需要更大的  $PGA$ ; 同时损伤概率沿横桥向增加速率较纵桥向小, 因此主墩沿纵桥向的地震损伤概率总是大于横桥向。如  $PGA = 0.4 \text{ g}$  时, 主墩沿纵桥向发生轻微破坏、中等破坏的概率较横桥向分别高约 50%、40%; 当  $PGA = 1.5 \text{ g}$  时, 主墩沿纵桥向发生完全破坏的概率能达到 40%, 而沿横桥向发生完全破坏的概率非常低。

进一步研究考虑内力状态与否对主墩沿纵、横桥向易损性曲线的影响 (考虑与不考虑分别用

C、U 表示), 如图 6b、c 所示, 无论是沿纵桥向还是横桥向, 不考虑内力状态时主墩在不同破坏状态下的易损性曲线均明显降低, 即不考虑内力状态时将低估主墩的地震损伤概率。如在不考虑内力状态的情况下,  $PGA = 0.4 \text{ g}$  时主墩沿纵桥向发生轻微破坏、中等破坏的概率较考虑内力状态的情况分别被低估约 50%、40%;  $PGA = 1.0 \text{ g}$  时主墩沿纵桥向发生严重破坏、完全破坏的概率较考虑内力状态的情况分别被低估 50%、10%。

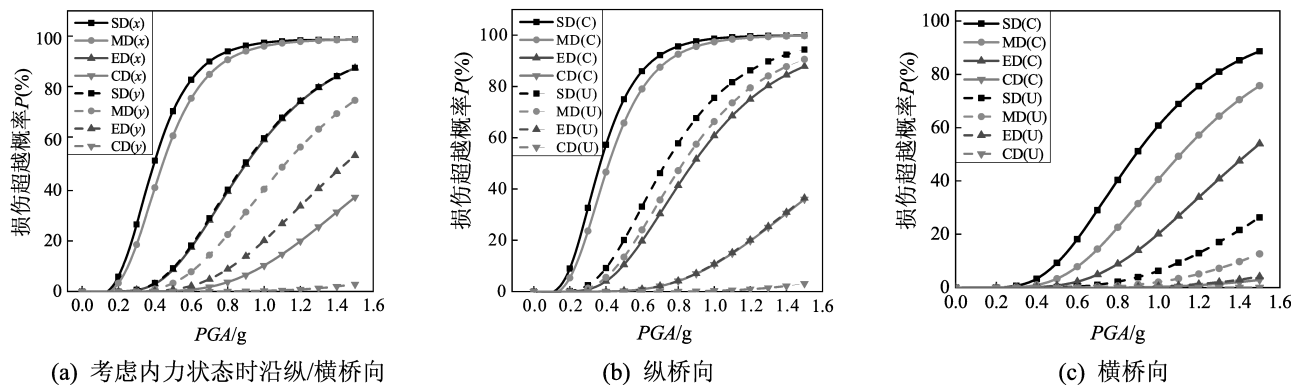


图 6 主墩各损伤状态的易损性曲线

Fig. 6 Vulnerability curves of the main piers in damage states

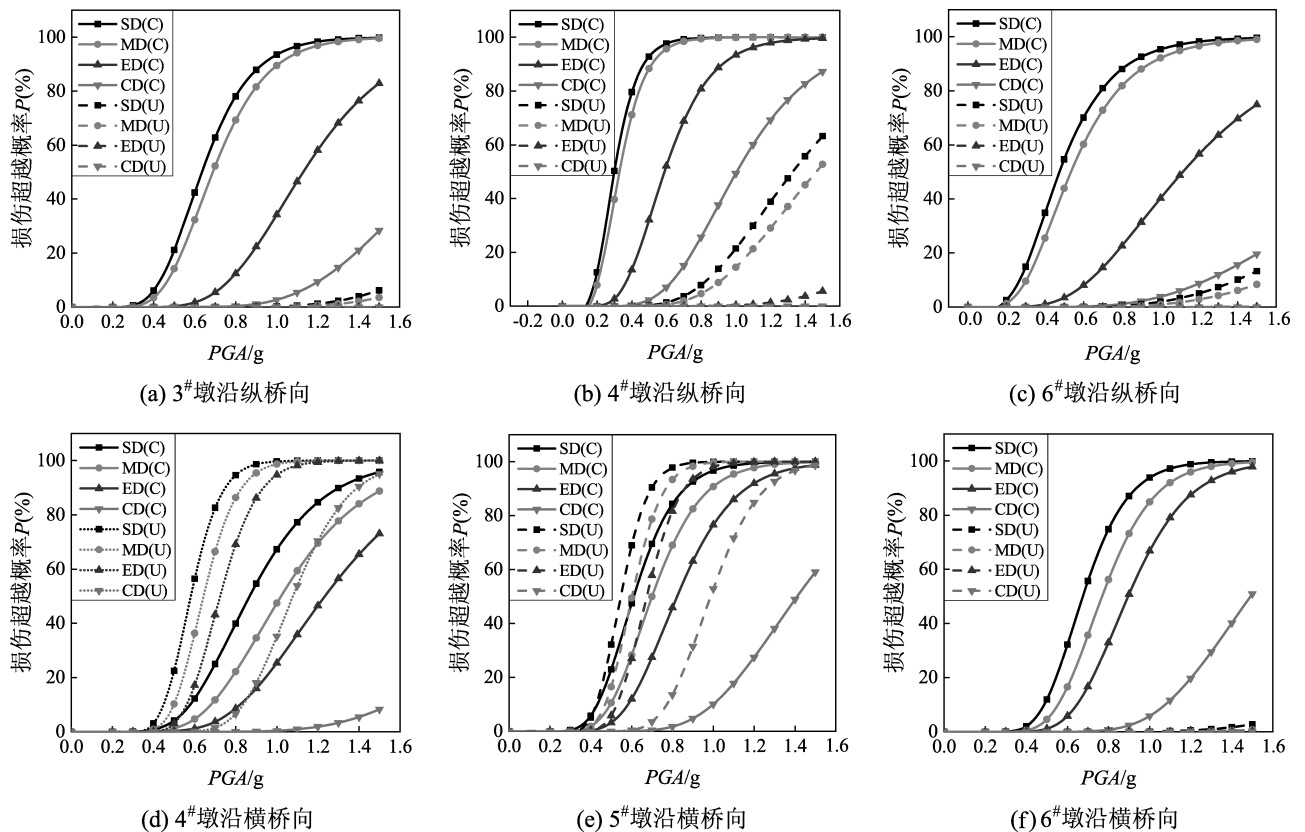


图 7 引桥墩各损伤状态的易损性曲线

Fig. 7 Vulnerability curves of the approach pier in damage states



在研究考虑内力状态与否对引桥墩沿纵、横桥向地震易损性曲线的影响时,考虑到4#墩与5#墩的横截面大小、墩高及初始荷载都相等,同时3#墩在横桥向各损伤状态下的损伤概率非常小,故图7仅给出了部分引桥墩沿纵、横桥向的易损性曲线。从图中可以看出:沿纵桥向,各引桥墩的地震易损性曲线在不考虑内力状态的情况下远低于考虑内力状态的情况,即不考虑内力状态时将严重低估引桥墩的地震损伤概率,尤其对3#和6#墩,不考虑内力状态时最大损伤概率不足15%,损伤概率低估量明显较大。与沿纵桥向不同,4#和5#墩沿横桥向的地震易损性曲线在不考虑内力状态时较高,即不考虑内力状态时会高估4#和5#墩的地震损伤概率,而6#墩刚好相反,不考虑内力状态时6#墩的地震损伤概率不到10%,远小于考虑内力状态的情况。

## 4 结论

本文通过采用MIDAS/Civil和OpenSees两种软件联合建模的方法,对考虑内力状态的大跨度高墩连续刚构桥桥墩的地震反应与损伤情况进行了分析,得到以下主要结论:

(1) 在连续刚构桥非线性动力分析中必须考虑施工过程和预应力作用对其成桥内力状态的影响,将基于等效荷载法计算得到的内力等效荷载施加到OpenSees动力分析模型上能够较好地反映真实内力状态。

(2) 当考虑内力状态时,1#主墩与2#主墩的损伤概率基本相等;主墩沿纵桥向损伤概率提升点对应较小PGA,且损伤曲线增长速率大,因此主墩沿纵桥向的损伤概率始终大于横桥向。

(3) 考虑内力状态与否对主墩和引桥墩的地震易损性具有很大影响,不考虑内力状态的情况将严重低估主墩和引桥墩的地震损伤概率。在特定的PGA下,不考虑内力状态时主墩的损伤低估概率能达到50%;对于6#引桥墩,不考虑内力状态时地震损伤概率不到10%,远小于实际情况。

(4) 所采用的内力等效荷载方法较好地考虑了成桥内力状态,可为高烈度区连续刚构桥抗震设计和性能评估提供参考。但动力分析时采用了以平截面假设为基础的纤维梁柱单元,故未能考虑结构扭转和空间破坏作用,以及结构破坏所致的主梁预应力损失,这些工作还有待进一步研究。

## 参考文献:

- 郭昆霖,李小军,吴敬武,等. 2020. 地震行波对跨河谷高墩大跨桥梁地震反应的影响[J]. 地震研究, 43(3): 531-538.
- Hwang H, 刘晶波. 2004. 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, 37(6): 47-51.
- 李宏男,成虎,王东升. 2018. 桥梁结构地震易损性研究进展述评[J]. 工程力学, 35(9): 1-16.
- 李吉涛,杨庆山,刘阳冰. 2013. 多点地震激励下大跨连续钢构桥易损性分析[J]. 振动与冲击, 32(5): 75-80.
- 李立峰,吴文朋,胡思聪,等. 2016. 考虑氯离子侵蚀的高墩桥梁时变地震易损性分析[J]. 工程力学, 33(1): 163-170.
- 马保林. 2001. 高墩大跨连续刚构桥[M]. 北京:人民交通出版社.
- 庞于涛,王建国,欧阳辉,等. 2018. 采用钢纤维混凝土的连续钢构桥地震易损性分析[J]. 哈尔滨工程大学学报, 39(4): 687-694.
- 石岩,李军,秦洪果,等. 2021. 桥梁双柱式排架墩抗震性能研究进展述评[J]. 中国公路学报, 34(2): 134-154.
- 石岩,张奋杰,韩建平,等. 2020. 高墩大跨度连续刚构桥典型施工阶段地震损伤分析[J]. 振动与冲击, 39(22): 89-95.
- 童磊,王东升,王荣霞. 2020. 汶川地震庙子坪特大桥主桥箱梁开裂震害分析[J]. 世界地震工程, 36(3): 161-171.
- 赵凌志. 2018. 高速铁路双薄壁墩混凝土连续刚构桥施工过程地震易损性分析[D]. 成都:西南交通大学.
- 赵秋红,李晨曦,董硕. 2019. 深水桥墩地震响应研究现状与展望[J]. 交通运输工程学报, 19(2): 1-13.
- 俎林,黄勇. 2020. 维修加固桥梁的抗震韧性评价方法[J]. 地震研究, 43(3): 522-530.
- Baker J W, Lin T, Shahi S K, et al. 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the peer transportation research program[R]. PEER Report, 3.
- Banon H, Veneziano D. 1982. Seismic safety of reinforced concrete members and structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10(2): 179-193.
- National Institute of Building Science. 1999. HAZUS99 User's manual[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency.
- Guo A X, Shen Y, Bai J L, et al. 2017. Application of the endurance time method to the seismic analysis and evaluation of highway bridges considering pounding effects[J]. Engineering Structures, 131: 220-230.
- Hose Y D, Seible F. 1999. Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads[M]. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Hwang H, Jernigan J B, Lin Y W. 2000. Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems[J]. Journal of Bridge Engineering, 5(4): 322-330.
- Hwang H, Liu J B, Chiu Y H. 2001. Seismic fragility analysis of highway bridges[R]. Mid - America Earthquake Center Technical Report, MAEC - RR - 4 Project.
- Lin T Y, Burns N H. 1981. Design of prestressed concrete structures (3rd ed.) [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Muthukumar S, DesRoches R. 2006. A hertz contact model with non - linear damping for pounding simulation[J]. Earthquake Engineering



- and Structural Dynamics, 35(7):811–828.
- Park Y J, Ang A H S. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of structural engineering, 111(4):722–739.
- Peng Y C, Zhang Z X. 2020. Development of a novel type of open – web continuous reinforced concrete rigid – frame bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 25(8):05020005.
- Shi Y, Li J, Qin H G, *et al.* 2021. Correlation analysis of ground motion duration indexes and nonlinear seismic responses of a long – span continuous rigid – frame bridge with high – rise piers[J]. Journal of Earthquake Engineering, 25(4):1–21.
- Taflanidis A A. 2011. Optimal probabilistic design of seismic dampers for the protection of isolated bridges against near – fault seismic excitations[J]. Engineering Structures, 33(12):3496–3508.
- JTG/T B02 – 01—2008, 公路桥梁抗震设计细则[S].

## Seismic Fragility of the Long-span, Continuous, Rigid-frame Bridge with High-rise Pier Involving the State of the Internal Force

SHI Yan, ZHANG Zhichao, LI Jun, WANG Wenxian, WANG Rui

(School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China)

### Abstract

To investigate seismic fragility of the continuous, rigid-frame bridge involving internal force state, an irregular, long-span, continuous, rigid-frame bridge with high piers was selected as the background project. The simulation of construction process and the analysis of nonlinear dynamic were carried out by using MIDAS/Civil and OpenSees platforms. Then an equivalent load method was used to apply the equivalent loads of internal force to the OpenSees model. Forty groups of typical near-fault ground motion records were selected for input, then the seismic fragility of the bridge with additional equivalent loads was analyzed through OpenSees by the Incremental Dynamic Analysis method. Finally, the influence of internal force state on the seismic fragility of the continuous, rigid-frame bridge was compared and analyzed. The results show that the state of the internal force of the main bridge can be accurately calculated and simulated by the formulas for the equivalent loads of the internal force, and the seismic fragility of the main piers and approach piers is affected by the state of the internal force. If the state of the internal force is not taken into consideration, the seismic damage probability of the main pier and the approach pier will be underestimated.

**Keywords:** continuous, rigid-frame bridge; construction process; equivalent load method; state of the internal force; seismic fragility