

斜拉桥易损性分析的合理地震动强度指标评估

钟 剑, 庞于涛, 袁万城

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 以迫龙沟特大跨斜拉作为工程背景, 用 OpenSEES 开源程序建立考虑多重非线性效应的有限元模型, 从太平洋地震工程研究中心 (PEER) 中选择 80 组地震波纵向和横向输入。通过高效性、实用性、熟练性、充分性以及灾害可计算性等 5 个指标, 详细讨论并比较了峰值加速度 (PGA)、峰值速度 (PGV)、和结构一阶周期、0.2 s 以及 1.0 s 对应的加速度反应谱数值 (S_{a-T1} 、 $S_{a-0.2}$ 、 $S_{a-1.0}$) 作为地震动强度指标的优缺点。结果表明, PGA 具有最好的充分性和实用性, 在高效性和熟练性上也表现得很好, 因此是最为合理的斜拉桥地震动强度指标。

关键词: 地震易损性; 概率需求地震模型; 斜拉桥; 地震动强度指标; OpenSEES

中图分类号: TU312.1

文献标志码: A

Evaluation of Optimal Intensity Measures in Fragility Analysis of Cable-stayed Bridges

ZHONG Jian, PANG Yutao, YUAN Wancheng

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In this study, the finite element model of Polonggou cable-stayed bridge is established using OpenSEES software considering multiple nonlinear effects. 80 pairs of ground motions are chosen from Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), with the input of longitudinal and transvers direction. The five index: efficiency, practicality, proficiency, sufficiency and hazard computability, are adopted to discuss and compare the advantage and disadvantage of the five IMs, peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), S_{a-T1} , $S_{a-0.2}$, $S_{a-1.0}$ (acceleration response spectrum at the period of the first mode, 0.2 s and 1.0 s). The results shows that PGA is the best in terms of the index of sufficiency and practicality, and relatively good in terms of the index of efficiency and proficiency. So the PGA is the selected as the best intensity

measure (IM) for cable-stayed bridges.

Key words: seismic fragility; probabilistic seismic demand model (PSDM); cable-stayed bridges; intensity measure; OpenSEES

1 背景

作为目前抗震理论研究的热点问题, 美国太平洋地震工程研究中心 (PEER) 于 2005 年提出新一代基于性能的地震工程研究框架^[1], 其中地震易损性分析为该框架的重要环节和热点之一。

易损性曲线是在特定的地震动强度水平下, 构件响应 (D) 达到或超越某一损伤水平 (C) 的条件概率, 概率需求地震模型 (PSDM) 是计算得到易损性曲线的第一步。结构易损性曲线的计算见式 (1)。因此, 地震动强度指标 (intensity measure, IM, 以 I_M 表示) 选择的好与坏是影响易损性曲线准确与否的一个至关重要的因素。

$$F_r [D \geq C | I_M] = \Phi \left(\frac{\ln(S_D) - \ln(S_C)}{\beta_{D|IM}} \right) \quad (1)$$

式中: F_r 为地震损伤概率; I_M 为地震动强度指标; $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布累积密度函数; S_D 和 S_C 分别为响应与能力的均值; $\beta_{D|IM}$ 为地震响应的标准差。

由此可见 IM 的选择好与坏对易损性曲线的计算结果正确与否至关重要。

很多学者都致力于 IM 选择的研究。美国应用技术委员会 (ATC)^[2] 早在 1985 年 ATC-13 的时候用修正的麦加利地震烈度作为 IM, 而最近 ATC-63/FEMA P695^[3] 改为使用结构基本周期对应的加速度反应谱值 $S_a(T_1)$ 最为合理的 IM。而风险评估软件包 HAZUS-MH^[4] 所选择的 IM 为峰值加速度

收稿日期: 2015-08-19

基金项目: 国家自然科学基金 (51478339, 51278376, 91315301), 土木工程防灾国家重点实验室基金项目 (SLDRCE14-B-14), 江西省科技项目 (20151BBG70064)。

第一作者: 钟 剑 (1988—), 男, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震与振动。E-mail: china01zhong@126.com

通讯作者: 袁万城 (1964—), 男, 研究员, 博士生导师, 主要研究方向为桥梁抗震与振动。E-mail: yuan@tongji.edu.cn

(PGA,以 P_{GA} 表示),峰值速度(PGV以 P_{GV} 表示)和 1.0 s周期对应的加速度反应谱 $S_{a,1.0}$. Luco 等^[5]也认为跟结构特性有关联的 S_{a,T_1} 最为合理的 IM. 考虑结构第二阶周期和非线性的有关的 IM 也被学者发现并测试,认为是比较合理的 IM^[5]. Bazzurro 等^[6]以及 Shome 等^[7]建议用向量 IM,包含 S_{a,T_1} 和 $S_{a,T_1}/S_{a,T_2}$,其中 T_2 为结构的第二阶周期. Baker 等^[8]同样提出了向量作为合理的 IM,该向量元素为 S_{a,T_1} 以及地震震级(M),震中距(R)取其一. Padgett 等^[9], Shafieezadeh 等^[10]对一组考虑几何参数(比如墩高,跨度)变换的桥梁进行研究,结果表明 PGA 是比较合理的 IM 选择. Mackie 等^[11]用典型的加州桥梁为模型研究了 24 个 IM 来模拟 PSDM 的优缺点,研究表明, $S_a(T_1)$ 以及 T_1 对应的位移谱 S_{d,T_1} 是比较理想的 IM,可以减少 PSDM 的方差.

以上的研究绝大多数都是基于跨度较小的普通桥梁桥,其周期较短,高阶阵型较少. 但是大跨度斜拉桥具有周期长,高阶阵型对结构响应影响大等特点,因此,合理的地震动强度指标很有可能不同于普通桥梁桥. 故本文展开斜拉桥概率地震需求模型的合理地震动强度指标的研究,为大跨度斜拉桥的地震易损性曲线以及基于性能的斜拉桥概率性抗震设计做理论支撑.

2 方法

一个理想的 IM 应该具有怎么样的特性?

Giovenale 等^[12]指出充分性(sufficiency),高效性(efficiency)以及灾害可计算性(hazard computability)是一个好的 IM 应该具有的特征. 此外实用性(practicality)^[5]以及熟练性(proficiency)^[9]也应该被考虑. Shafieezadeh^[10]对每一个特性做了细致的讨论.

假设结构的地震动响应 S_D 服从幂函数分布:

$$S_D = aI_M^b \quad (2)$$

式中, a 和 b 为幂函数的拟合系数.

$$F_r[S_D \geq S_C | I_M] = \Phi\left(\frac{(\ln a + b \ln(I_M)) - \ln(S_C)}{\beta_{DIIM}}\right) \quad (3)$$

(1) 高效性:指在生成 PSDM 模型的过程中,变异系数较低,简单地说就是式(1)中的标准差 β_{DIIM} 较低.

(2) 实用性:指响应依赖 IM 程度的大小,通常通过拟合系数 b 来表示. 当 b 很小时,说明对数线性

拟合得到直线斜率较小,响应和 IM 的关联性就很小,因此不是实用的 IM.

(3) 熟练性:结合高效性和实用性的一个复合指标,定义熟练性(为式(4),可以转化为式(5)).

$$\zeta = \frac{\beta_{DIIM}}{b} \quad (4)$$

$$F_r[S_D \geq S_C | I_M] = \Phi\left(\frac{\ln(I_M) + \frac{\ln a - \ln(S_C)}{b}}{\frac{\beta_{DIIM}}{b}}\right) \quad (5)$$

式中, ζ 为反应熟练性的一个参数, ζ 越小,表明随机性越小,因此是更合理的 IM.

(4) 充分性:该特性是为进行 PSDM 全概率理论的基础. 充分性指 IM 和地震动的特性(比如震级 M ,震中距 R)无关. 这样在计算全概率结构失效概率时,不用在依据其他的条件概率. 当 IM 不充分时,结构易损性需要表示为 $F_r[S_D \geq S_C | I_M, M, R]$. 充分性以数理统计中假设检验结果的 p 值来经行验证, p 值通过对基于 IM 的地震需求参数(EDPs)的残余值与地震动特性(震级 M ,震源距离 R)进行回归分析计算得到. 越小的 p 值表明越高的统计显著性,也是拒绝 IM 的原因.

(5) 灾害可计算性:是指通过 IM 建立的易损性曲线可以和地震危险性曲线结合起来,计算构件的全概率灾害:

$$\lambda(D) = \int_{I_M} F_r[S_D \geq S_C | I_M] \cdot |d\nu(I_M)| \quad (6)$$

式中: $\lambda(D)$ 为超越某一特定性能水平的概率; $\nu(I_M)$ 为地震灾害曲线.

3 工程实例

迫龙沟大桥是位于中国西藏自治区林芝地区波密县境内的一座公路斜拉桥,是西藏自治区主跨最长的斜拉桥. 大桥全长 742 m,为双塔双索面混合梁斜拉桥,本桥为主跨 430 m 的混凝土梁加组合梁的混合梁斜拉桥,其中主梁中跨采用组合梁,边跨采用混凝土梁. 跨径组成为:156 m+430 m+156 m,桥型总体布置图见图 1. 图中 A1 和 A2 表示桥台 1 和桥台 2,P1 和 P2 表示桥塔 1 和桥塔 2.

主桥纵向为漂浮体系,加劲梁与塔、墩之间均设置竖向支座,纵向滑动;主塔与主梁之间设置横向抗风支座,限制主梁的横向位移;辅助墩、桥台设置纵向滑动球型钢支座.

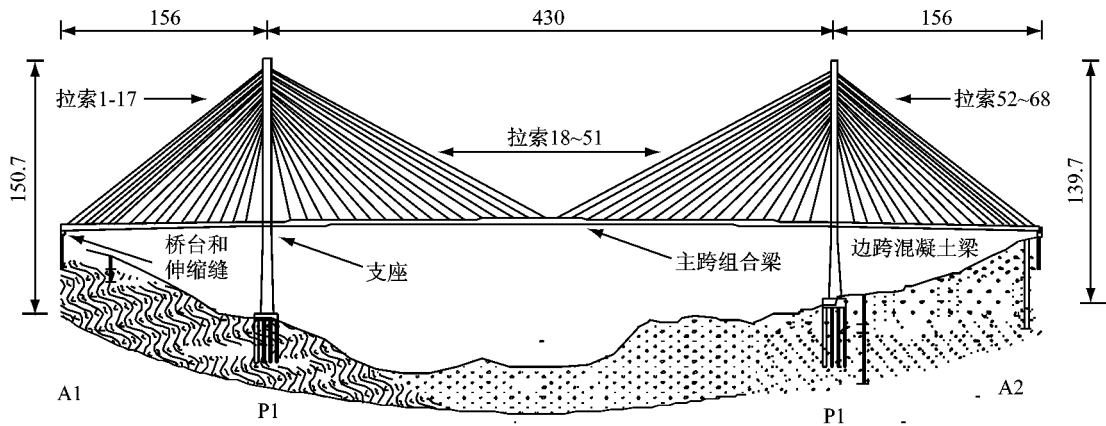


图 1 迫龙沟桥总体布置示意图(单位:m)

Fig.1 Configuration of the Polonggou cable-stayed bridge(unit: m)

3.1 数值模拟

由于本文所选算例的塔柱为钢筋混凝土结构, 本文利用 OPENSEES 的弹塑性纤维单元 nonlinearBeamColumn 模拟, 该单元将钢筋和混凝土离散为纤维, 假设纤维之间完全粘结, 且满足平截面假定。

用 OPENSEES 里的 Steel01 材料模拟钢筋的双线性模型. 参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTGD62—2004》^[13], 主塔钢筋采用 HRB400 钢筋, 其强度标准值为 $F_y=400$ MPa, 初始

刚度为 $E_0 = 2.0 \times 10^8$ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 硬化比取值为 0.005。

混凝土为 C50 混凝土, 用 Kent-Scott-Park 模型, 同时也是 OPENSEES 程序里 Concrete01 混凝土本构关系模型所采用的模型. Kent-Scott-Park 的保护层混凝土和核心混凝土的本构关系如图 2a, 核心混凝土的滞回曲线见图 2b. 图中, f'_c 为混凝土素混凝土极限压应力, k 为约束混凝土的极限压应力提高系数, ϵ_{cu} 为混凝土极限压应力对应的应变, ϵ_{uu} 为极限压应变。

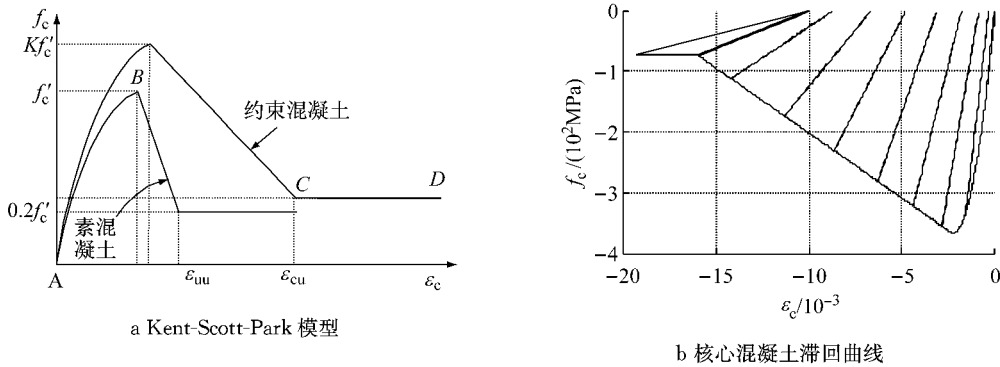


图 2 混凝土本构及滞回曲线

Fig.2 Stress Strain relationship curves and hysteretic curves of concrete

桥台处和桥塔处布置纵向滑动、横向设置剪力销的球型钢支座, μ 为滑动摩擦系数, F_N 为支座承受的压力, 图中 Δ_y 为临界位移. 按规范^[13]取 $\mu = 0.02, \Delta_y = 0.002$. 对斜拉桥做恒载分析可以得到桥台处和桥塔处的支座反力分别为 5 000 kN 和 15 000 kN; 对应的初始刚度分别为 5.0×10^4 $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 和 1.5×10^5 $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 。

假定拉索在地震过程中处于弹性状态, 用 truss 单元进行模拟, 同时考虑斜拉索的垂度效应和拉索的预加应力. 主塔的群桩基础的刚度用六弹簧模拟。

分析结果表明: 与恒载作用下结构关键截面的响应相比, 地震作用下主梁和拉索的地震反应均不起控制作用; 其应力水平相对自身的材料能力水平较低, 因而在地震中是不易损伤的构件, 因此本文假设主梁处于弹性状态。

斜拉桥的计算模型及前四阶周期见表 1。

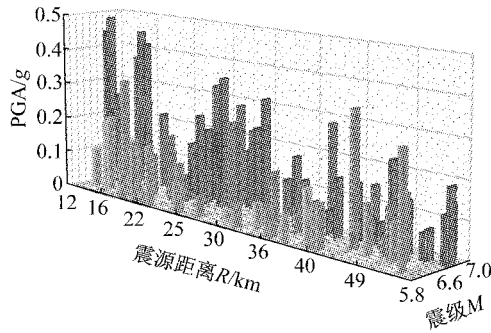
3.2 地震波选取

本文选用 Shafieezadeh^[10] 在其文章中使用的地震波, 为 80 条从太平洋地震工程研究中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER)

表 1 计算模型基本动力特性

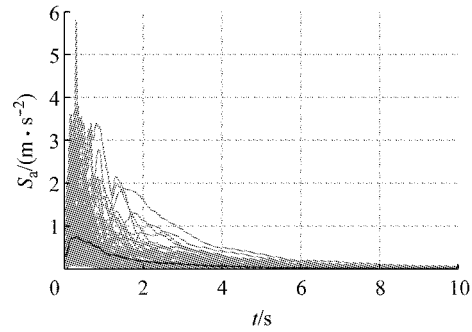
Tab.1 Dynamic characteristic of the bridge model

| 阶数 | 周期/s | 频率/Hz | 振型描述 |
|----|-------|-------|-----------|
| 1 | 7.958 | 0.125 | 一阶纵飘 |
| 2 | 3.991 | 0.250 | 主梁正对称竖向振动 |
| 6 | 1.95 | 0.513 | 主塔纵向弯曲 |
| 16 | 0.876 | 1.412 | 主塔横向弯曲 |



a 震级和震中距分布图

(<http://peer.berkeley.edu/smcat>)强震地震库里选取的地震波^[14],从 PEER 里选择的是一组震级和震中距分布均匀的地震波,这些波震级从 5.8 到 6.9,震中距从 10~60 km.这些地震波的 PGA,震级和震中距的分布图见图 3a;纵向加速度反应谱见图 3b,其中粗线条为 80 条反应谱的均值.



b 纵向加速度反应谱图

图 3 80 条地震波的分布图及加速度反应谱曲线

Fig.3 The PGA distribution and acceleration spectrum curves of 80 earthquakes

3.3 合理的地震动强度指标比较

结合文献中常用的地震动强度指标,本文选取峰值加速度(PGA),峰值速度(PGV)以及第一阶周期 T_1 ,0.2 s 和 1.0 s 周期对应的加速度反应谱 $S_{a-T1}, S_{a-0.2}, S_{a-1.0}$ 等 5 个地震动强度指标.由于 S_{a-T1} 是基于结构的指标,而大多数的地震灾害曲线都是针对跟结构无关的参数,比如 PGA,PGV 等,因此无法进行结构的灾害计算,故本文将仅比较 PGA,PGV, $S_{a-0.2}, S_{a-1.0}$ 四个最常用的指标.

本章选用桥塔底部纵向横向弯矩屈服曲率(μ_{φ} 和 $\mu_{\varphi'}$),桥台后填土被动土压力导致的桥台位移(δ_n),桥台后填土主动土压力导致的桥台位移(δ_p),桥台横向位移(δ_t),支座纵向位移(δ_b),主梁和桥台的相对位移(δ_d)等 7 个工程需求参数(EDPs).

根据已知的加速度时程曲线,通过 Matlab 程序编程计算得到 80 条地震波的 PGA,PGV, $S_{a-T1}, S_{a-0.2}, S_{a-1.0}$.对上述的 4 个 EDPs 参数,用不同 IMs 进行拟合, μ_{φ} 拟合的结果如图 4 所示,其他具体的参数见表 2,表中 b 的最大值以及 ζ 和 $\beta_{D|IM}$ 最小值标注为黑体,方便后续分析合理的 IMs 时使用.

(1) 高效性和实用性

指在生成 PSDM 模型的过程中,变异系数较低,简单地说是标准差 $\beta_{D|IM}$ 较低.其具体的参数见表 2,表中 $\beta_{D|IM}$ 最小值标注为黑体,从图 5a 可以进一步看出,除了对于 δ_p 这个 EDP 之外,其他 6 个 EDPs 的最小标准差 $\beta_{D|IM}$ 对于的 IM 均为 PGV,因此仅从

表 2 不同 IM 的拟合参数

Tab.2 The fitting parameters of four IM candidates

| EDP | 拟合参数 | PGA | PGV | $S_{a-0.2}$ | $S_{a-1.0}$ |
|------------------|----------------|--------------|--------------|--------------|-------------|
| μ_{φ} | b | 1.243 | 1.068 | 1.174 | 1.125 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.545 | 0.361 | 0.714 | 0.420 |
| | ζ | 0.438 | 0.338 | 0.608 | 0.373 |
| $\mu_{\varphi'}$ | b | 1.605 | 1.394 | 1.480 | 1.464 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.809 | 0.571 | 1.041 | 0.648 |
| | ζ | 0.504 | 0.410 | 0.703 | 0.443 |
| δ_n | b | 1.452 | 1.275 | 1.415 | 1.292 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.931 | 0.745 | 1.034 | 0.872 |
| | ζ | 0.641 | 0.584 | 0.731 | 0.675 |
| δ_p | b | 0.923 | 0.674 | 0.975 | 0.708 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.516 | 0.616 | 0.498 | 0.634 |
| | ζ | 0.559 | 0.914 | 0.511 | 0.895 |
| δ_t | b | 1.101 | 0.989 | 1.021 | 1.049 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.605 | 0.368 | 0.747 | 0.399 |
| | ζ | 0.550 | 0.372 | 0.732 | 0.380 |
| δ_b | b | 1.092 | 1.028 | 1.043 | 1.041 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.750 | 0.472 | 0.842 | 0.598 |
| | ζ | 0.687 | 0.459 | 0.807 | 0.574 |
| δ_d | b | 1.055 | 1.007 | 1.009 | 1.013 |
| | $\beta_{D IM}$ | 0.786 | 0.520 | 0.868 | 0.628 |
| | ζ | 0.745 | 0.516 | 0.860 | 0.636 |

高效性的角度出发,PGV 为最优的 IM,基本排序大致为 $P_{GV} > S_{a-1.0} \geq P_{GA} > S_{a-0.2}$.

实用性指响应依赖 IM 程度的大小,通常通过拟合系数 b 来表示.当 b 很小时,说明响应和 IM 的关联性就很小,因此不是实用的 IM.从表 2(b 最大值标注为黑体)和图 5b 中可以看出,针对不同的 EDPs,PGA 作为 IM 时所拟合出的 b 值最大.因此,

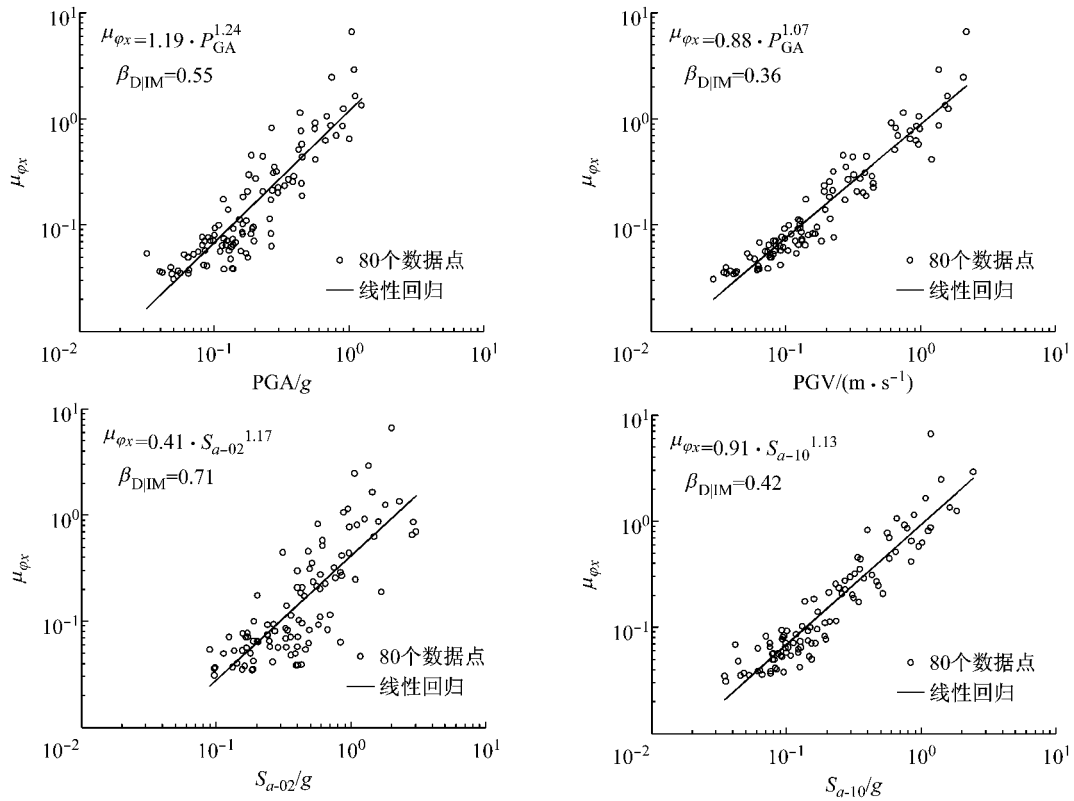
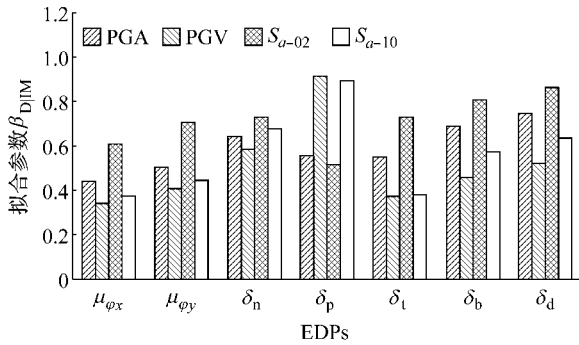


图 4 μ_{ϕ_x} 的 PSDM 曲线拟合
Fig.4 The PSDM curves of μ_{ϕ_x}

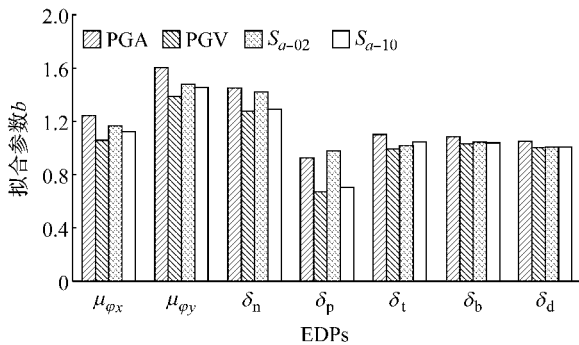
从实用性角度出发, P_{GA} 为最合适的 EDP. 大致排序为 $P_{GA} > S_{a-02} > S_{a-10} > P_{GA}$.

(2) 熟练性

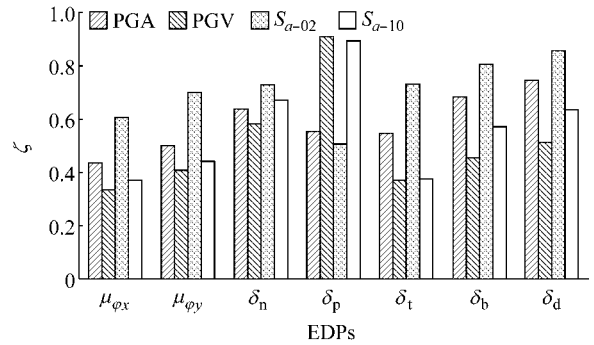
是结合高效性和实用性的一个复合指标, ζ 越



a 高效性



b 实用性



c 熟练性

图 5 不同的 IMs 高效性、实用性和熟练性比较

Fig. 5 Comparison of efficiency, practicality and proficiency between four different IM candidates

小, 表明随机性越小, 因此是更合理的 IM. 从图 5c 中可以得出, 6 个 EDPs 的最小 ζ 所对应的 EDP 为 PGV, 因此仅从熟练性的角度出发, PGV 为最优的 IM, 排序大致为 $P_{GV} > S_{a-10} \geq P_{GA} > S_{a-02}$.

(3) 充分性

该特性是为进行 PSDA 全概率理论的基础. 充分性指其和地震动的特性(比如震级 M , 震中距 R 以及 ϵ) 无关. 这样在计算全概率结构失效概率时, 不用在依据其他的条件概率. 当 IM 不充分时, 全概率需

要表示为 $\lambda(D) = [D \geq d | I_M, M, R]$. 充分性具体可以通过 p 值来计算,越小的 p 值表明越高的统计显著性,也是拒绝 IM 的原因. p 值通过对基于 IM 的 EDPs 的残余值与地震动特性(震级 M ,震源距离 R)进行回归分析计算得到.

$$\lambda(D) = \int_{I_M} P[D \geq d | I_M] \cdot |d\nu(I_M)| \quad (7)$$

Shafieezadeh^[10]给出了前 80 条实测地震波的震级 M 和震中距 R ,通过计算不同 IM 下的各个工程需求参数 EDPs 的残余值(真实值与拟合值的差值),得到相对于地震特性的两个参数震级(M)和震中距(R)的 p 值,图 6 以 μ_{φ_x} 为例演示了震中距 p 值的计算方法,详细的结果见图 7 和表 3.

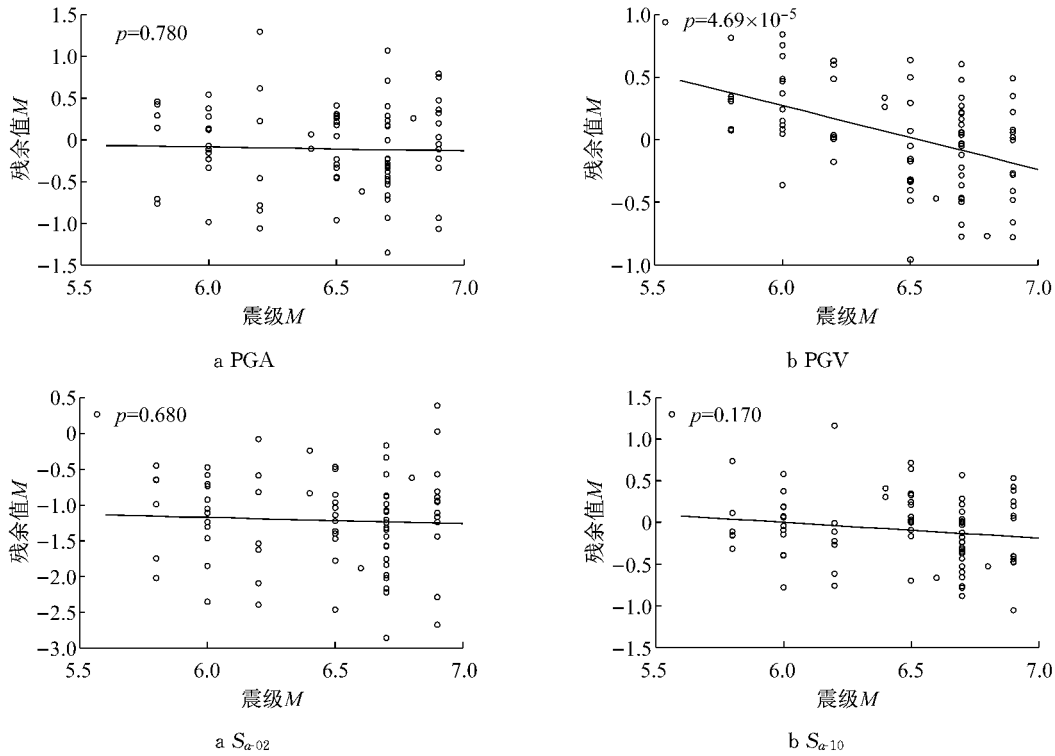


图 6 不同 IMs 下 μ_{φ_x} 的残余值相对于震级的线性拟合

Fig.6 The linear fit of residual value of μ_{φ_x} between four IMs conditioned on magnitude

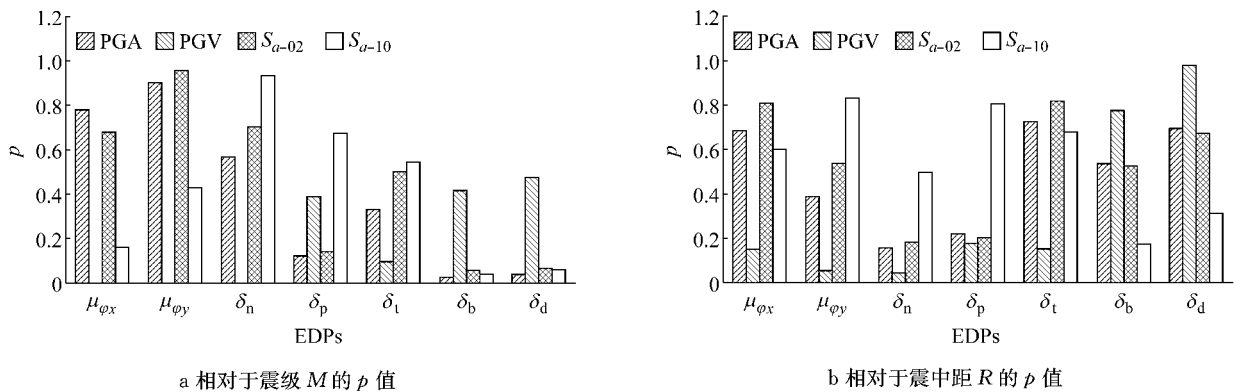


图 7 不同地震动强度指标的 p 值直方图

Fig.7 Histogram of p -values between four IM candidates

越小的 p 值表明越高的统计显著性,也是拒绝 IM 的原因,本文中选择 p 值为 0.1 为拒绝的阈值,小于等于 0.1 的值在表 3 用黑体标出.

可以看出,相对与 M 的 p 值,当选择 PGA 为 I_M

时,表格中前 5 个 EDPs 的 p 值均较大,后两个 EDPs,即支座位移以及主梁与桥台的相对位移的 p 值小于 0.1. 当 P_{GV} 为 I_M 时,主塔底部弯曲曲率(纵向和横向)以及桥台的被动位移和横向位移等 4 个

表 3 不同地震需求参数 4 个地震强度指标的 p 值检验Tab. 3 Comparison of p -values between four IM candidates for various EDPs

| EDPs | 震级 M | | | | 震中距 R | | | |
|--------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|---------|--------------|-----------------|-----------------|
| | PGA | PGV | $S_{\alpha-02}$ | $S_{\alpha-10}$ | PGA | PGV | $S_{\alpha-02}$ | $S_{\alpha-10}$ |
| μ_{arc} | 0.780 | 0 | 0.681 | 0.166 | 0.688 | 0.148 | 0.811 | 0.600 |
| μ_{gv} | 0.902 | 0.003 | 0.951 | 0.432 | 0.389 | 0.053 | 0.541 | 0.832 |
| δ_n | 0.565 | 0.105 | 0.702 | 0.933 | 0.156 | 0.044 | 0.185 | 0.496 |
| δ_p | 0.126 | 0.388 | 0.145 | 0.674 | 0.221 | 0.177 | 0.204 | 0.810 |
| δ_t | 0.332 | 0.099 | 0.505 | 0.543 | 0.726 | 0.156 | 0.816 | 0.680 |
| δ_b | 0.029 | 0.417 | 0.058 | 0.041 | 0.538 | 0.775 | 0.530 | 0.175 |
| δ_d | 0.038 | 0.477 | 0.068 | 0.062 | 0.695 | 0.977 | 0.671 | 0.309 |

EDPs 的 p 值均小于或等于 0.1, 对于支座位移以及主梁与桥台的相对位移, 其 p 值较大. 当 $S_{\alpha-02}$ 或者 $S_{\alpha-10}$ 为 I_M 时, 与 PGA 一样, 都是 δ_b 和 δ_d 的 p 值小于 0.1.

相对于 R 的 p 值, 除 PGV 作为 IM 时, δ_n 的 p 值小于 0.1, 其余均大于 0.1.

综合比较 PGA, PGV, $S_{\alpha-02}$, $S_{\alpha-10}$ 等 4 个 IMs 对应的 p 值, 以及综合考虑各个构件的重要性(比如, 桥塔的延性曲率显然要比桥台的位移是更为重要的 EDP), 4 个参数的表现可以排序为 $P_{GA} > S_{\alpha-02} = S_{\alpha-10} > P_{GV}$.

因此虽然 PGV 在高效性和实用性两个指标上比 PGA 略优, 但是考虑充分性指标, PGA 要比 PGV 好很多, 综合考虑以上 4 个 IMs, 本文的迫龙沟斜拉桥选择 PGA 为 IM 是比较合适的.

Shafieezadeh^[10] 给出了前 80 条实测地震波的震级 M 和震中距 R , 通过计算不同 IM 下的各个工程需求参数 EDPs 的残余值(真实值与拟合值的差值), 得到相对于地震特性的两个参数震级 (M) 和震中距 (R) 的 p 值, 图 6 以 μ_{arc} 为例演示了震中距 p 值的计算方法, 详细的结果见图 7 和表 3.

越小的 p 值表明越高的统计显著性, 也是拒绝 IM 的原因, 本文中 p 值为 0.1 为拒绝的阈值, 小于等于 0.1 的值在表 3 用黑体标出.

可以看出, 相对与 M 的 p 值, 当选择 PGA 为 IM 时, 表格中前 5 个 EDPs 的 p 值均较大, 后两个 EDPs, 即支座位移以及主梁与桥台的相对位移的 p 值小于 0.1. 当 PGV 为 IM 时, 主塔底部弯曲曲率(纵向和横向)以及桥台的被动位移和横向位移等 4 个 EDPs 的 p 值均小于或等于 0.1, 对于支座位移以及主梁与桥台的相对位移, 其 p 值较大. 当 $S_{\alpha-02}$ 或者 $S_{\alpha-10}$ 为 IM 时, 与 PGA 一样, 都是 δ_b 和 δ_d 的 p 值小于 0.1.

相对于 R 的 p 值, 除 PGV 作为 IM 时, δ_n 的 p

值小于 0.1, 其余均大于 0.1.

综合比较 PGA, PGV, $S_{\alpha-02}$, $S_{\alpha-10}$ 等 4 个 IMs 对应的 p 值, 以及综合考虑各个构件的重要性(比如, 桥塔的延性曲率显然要比桥台的位移是更为重要的 EDP), 4 个参数的表现可以排序为 $P_{GA} > S_{\alpha-02} = S_{\alpha-10} > P_{GV}$.

因此, 虽然 PGV 在高效性和实用性两个指标上比 PGA 略优, 但是考虑充分性指标, PGA 要比 PGV 好很多, 综合考虑以上 4 个 IMs, 本文的迫龙沟斜拉桥选择 PGA 为 IM 是比较合适的.

4 结论

本文以迫龙沟特大跨斜拉作为工程背景, 用 OPENSEES 开源程序建立考虑多重非线性效应的有限元模型, 从 PEER 中选择 80 条地震波. 通过高效性、实用性、熟练性、充分性以及灾害可计算性等 5 个指标, 详细讨论并比较了峰值加速度 (PGA)、峰值速度 (PGV)、和结构一阶周期、0.2 s 以及 1.0 s 对应的加速度反应谱数值 ($S_{\alpha-T1}$ 、 $S_{\alpha-02}$ 、 $S_{\alpha-10}$) 作为地震动强度指标的优缺点.

因此虽然 PGV 在高效性和实用性两个指标上比 PGA 略优, 但是考虑充分性指标, PGA 要比 PGV 好很多, 综合考虑以上 5 个 IMs, 选择 PGA 作为斜拉桥 IM 时是比较合适的.

参考文献:

- [1] ATC. FEMA 445, Next-generation performance-based seismic design guidelines-program plan for new and existing buildings [R]. Redwood City: Applied Technology Council, 2006.
- [2] ATC. Earthquake damage evaluation data for California [R]. Redwood City: Applied Technology Council, 1985.
- [3] ATC. Quantification of building seismic performance factors [R]. Redwood City: Applied Technology Council, 2008.
- [4] HAZUS-MH. Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model HAZUS-MH MR5 [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2011.
- [5] Luco N, Cornell C. A. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions [J]. Earthquake Spectra, 2007, 23(2): 357.
- [6] Bazzurro P, Cornell C. A. Seismic hazard analysis of nonlinear structures. I: Methodology [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(11): 3320.
- [7] Shome N, Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures [D]. Stanford: Stanford University, 1999.
- [8] Baker J. W. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis [R]. Stanford: Stanford University, 2006.

(下转第 1370 页)