

# 基于 IDA 的部分斜拉桥不同设计参数下 抗震性能分析

陈星烨, 侯新宇

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410004)

**摘要:** 结合某部分斜拉桥, 针对不同设计参数(单、双肢墩, 墩梁连接形式)建立有限元数值模型, 采用增量动力分析法(IDA)对该桥梁结构进行抗震性能分析。结果显示, 参数的不同对桥墩部位的地震响应有较大影响, 双肢墩的延性水平在纵桥向高于单肢墩, 但其延性优势在横桥向未能延续; 墩梁连接形式改变后桥墩的强屈比一致减小, 其强度储备呈整体下降趋势。

**关键词:** 桥梁; 部分斜拉桥; 设计参数; 增量动力分析法(IDA); 抗震性能

**中图分类号:** U442.5

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-2668(2018)03-0101-05

部分斜拉桥融合了梁式桥和斜拉桥的优点, 其动力性能兼有梁桥与斜拉桥的特点, 但又存在差异, 近年来其动力特性和抗震性能得到学者们的关注。李建明以铁路多跨部分斜拉桥为对象, 研究了桥墩强度及塑性铰的转动情况; 李小珍等讨论了部分斜拉桥在不同地震波加载方式下的差异, 提出了考虑竖向和水平地震波最不利加载方向的建议; Liu Hao-su 等研究了不同设计参数对桥梁动力特性和地震反应机理的影响。目前针对部分斜拉桥设计参数对动力性能影响的研究大多着眼于结构自振特性变化。该文考虑单、双肢墩及不同墩梁连接形式等设计参数, 采用增量动力分析法(IDA)计算桥梁在逐步增大的动荷载下的响应, 分析设计参数对部分斜拉桥桥墩延性水平及强度储备的影响。

## 1 分析方法与理论

### 1.1 IDA 的基本原理

IDA 的主要思想是将一条或多条地震波按递增方式进行调幅[见式(1)], 从而生成一组或多组由小到大排列的地震波荷载; 再将组内每个动力荷载逐一加载至模型, 直至结构屈服失效; 利用地震动指标和根据地震响应选择的结构损伤指标拟合生成若干条 IDA 曲线, 据此评估结构的抗震性能。该文选择地震动最大加速度 PGA 表征地震动指标、单元弯矩表征结构损伤指标。

$$A_{\mu} = \mu A_0 \quad (1)$$

式中:  $A_{\mu}$  为调幅后的地震波幅值;  $A_0$  为调幅前的原始地震波幅值;  $\mu$  为调幅比例系数。

### 1.2 IDA 的分析步骤

IDA 的基本分析步骤如下: 1) 选择原始地震波记录, 确定地震动参数; 2) 确定调幅比例系数; 3) 选取结构响应参数作为损伤指标; 4) 将调整后的地震波加载到模型中, 并绘制 IDA 曲线, 分析其地震响应表现的变化特征。

### 1.3 抗震性能指标

反映结构抗震性能的指标较多, 一般分成两类: 一类基于结构控制点或控制截面的位移来计算和定义; 另一类通过结构关心截面的强度来计算和定义。常见的有延性系数  $\mu$ 、延展系数  $k$ 、变形系数  $v$ 、强屈比  $\Gamma$ 、超强系数  $\Omega$  等。该文选用延性系数和强屈比来评估结构的抗震性能。

#### 1.3.1 延性系数

延性系数是指结构在承载力未明显下降状况下的极限状态位移  $D_u$  与达到屈服时的位移  $D_y$  之比, 即  $\mu = D_u/D_y$ 。这里定义即时延性系数  $\mu = D/D_y$ , 其中  $D$  为控制点或截面的当前位移。延性系数反映结构达到屈服状态后的变形能力, 结构的延性越好, 对地震波能量的消耗越大。

#### 1.3.2 强屈比

定义强屈比  $\Gamma = F_u/F_y$ , 其中  $F_u$ 、 $F_y$  分别表示极限状态和屈服状态下的剪力。强屈比越大, 则极限强度越高, 结构对地震波能量的吸收能力越强。

## 2 背景桥概况与有限元建模

### 2.1 背景桥工程概况

某四塔部分斜拉桥, 跨径为 128 m + 3 × 210 m

+128 m,桥面宽 38.3 m,为塔梁墩固结体系。主梁截面设计成单箱三室变截面,桥塔采用八边形独柱式结构,塔高 30.5 m。中间的 30<sup>#</sup> 和 31<sup>#</sup> 主墩为单肢箱室墩,最外侧 29<sup>#</sup> 和 32<sup>#</sup> 主墩为双肢实心墩。承台厚 6.0 m,承台以下设 12 根嵌岩桩。

## 2.2 钢筋砼恢复力模型

针对墩底和墩顶这一潜在塑性铰区域,相关单元考虑双向弯矩和剪力塑性铰,其本构关系采用试验拟合的刚度退化三折线模型(见图 1)。

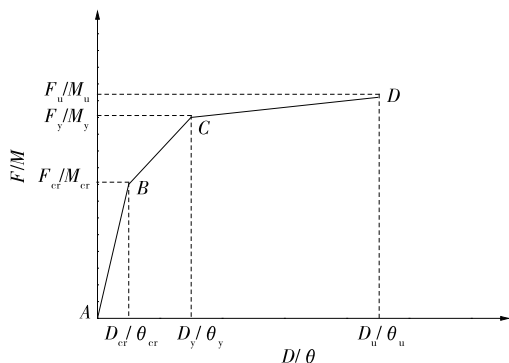


图 1 塑性铰本构关系

图 1 中,AB 段构件处于线弹性状态,其刚度为  $k_1$ ;点 B 表示开裂点;BC 段折线表示从开裂达到屈服状态的过程,其刚度为  $k_2$ ;点 C 为屈服点;屈服后的强化阶段由 CD 段表示,其刚度为  $k_3$ ,根据 FEMA-356,CD 段的刚度通常为 BC 段的 5%~10%;点 D 表示结构即将失效的极限状态。基于范立础、卓卫东教授提出的结构延性系数容许值定义各桥墩的极限状态,容许延性系数取值见表 1。

表 1 各桥墩位移延性系数容许值

桥墩 类型	位移延性系数容许值	
	纵向	横向
双肢墩	3.0	2.50
单肢墩	2.0	1.67

对于本构模型中的特征参数,不同学者根据试验结果提出了不同计算方法,该文采用文献[14]中的计算方法。

## 2.3 有限元建模

运用有限元程序 MIDAS/Civil 2013 建立该桥数值计算模型。全桥除斜拉索选择桁架单元外,其余均用三维梁单元模拟,结构共离散为 967 个节点、937 个单元。桩土效应选择桩-土连续梁模型简化模拟,等效土弹簧刚度以 m 法计算。模型见图 2。

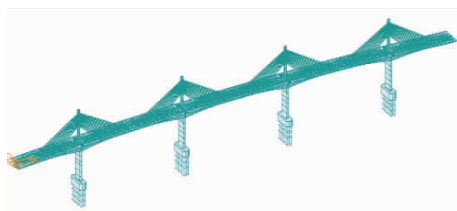


图 2 结构数值计算模型

通过对比内侧单肢墩和外侧双肢墩的地震响应分析不同墩结构动力特性差异。对于墩梁弹性连接的模拟,假定墩梁之间采用橡胶支座,在基准模型中将墩梁之间的刚性连接改为弹性连接来模拟这一虚拟支座,支座刚度按表 2 取值。

表 2 虚拟支座的刚度 kN/m

桥墩类型	$SD_x$	$SD_y$	$SD_z$
单肢墩	$8 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$3 \times 10^6$
双肢墩	$8 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$3 \times 10^6$

## 3 地震加载与结果分析

### 3.1 地震波选择与组合

依据规范中划分的场地类型选择表 3 所示历史强地震记录作为 IDA 分析的原始地震波,目的是考察该桥在中软、中硬等不同类型土质下的地震响应。

表 3 计算所用地震记录

地震波名称	PGA/ [ $\times 9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$ ]	持续 时间/s
EI centro,270Deg	0.356 9	53.72
Taft Lincoln school,69Deg	-0.155 7	54.38
Taft Lincoln school,339Deg	-0.179 3	54.40

经过试算,将上述 3 个历史地震记录调幅生成一组包含 21 个地震波的时程荷载函数。对结构输入地震荷载时,同时加入竖向地震作用,竖向地震大小均按纵向和横向地震大小的 0.5 倍折减,通过纵向+0.5 竖向和横向+0.5 竖向两个地震作用组合来考察全桥在纵桥向、横桥向的地震响应。从基于上述 3 个地震记录调整计算得出的结果中选择一组最大值作为最终分析依据。

### 3.2 单、双肢墩地震响应分析

该桥为对称结构,分析时提取部分桥墩的计算结果。图 3 为墩底的转角和弯矩 IDA 曲线,图 4 为不同桥墩的延性系数曲线,表 4 为桥墩底在不同方

向地震作用下的强屈比。由图 3 可知:在纵桥向地震作用下,开裂点双肢墩底出现在 0.144g,单肢墩底出现在 0.247g;屈服点双肢墩底出现在 0.402g,

单肢墩底出现在 1.005g。在横桥向地震作用下,开裂点双肢墩底出现在 0.303g,单肢墩底出现在 0.18g;屈服点双肢墩底出现在0.902g,单肢墩底出

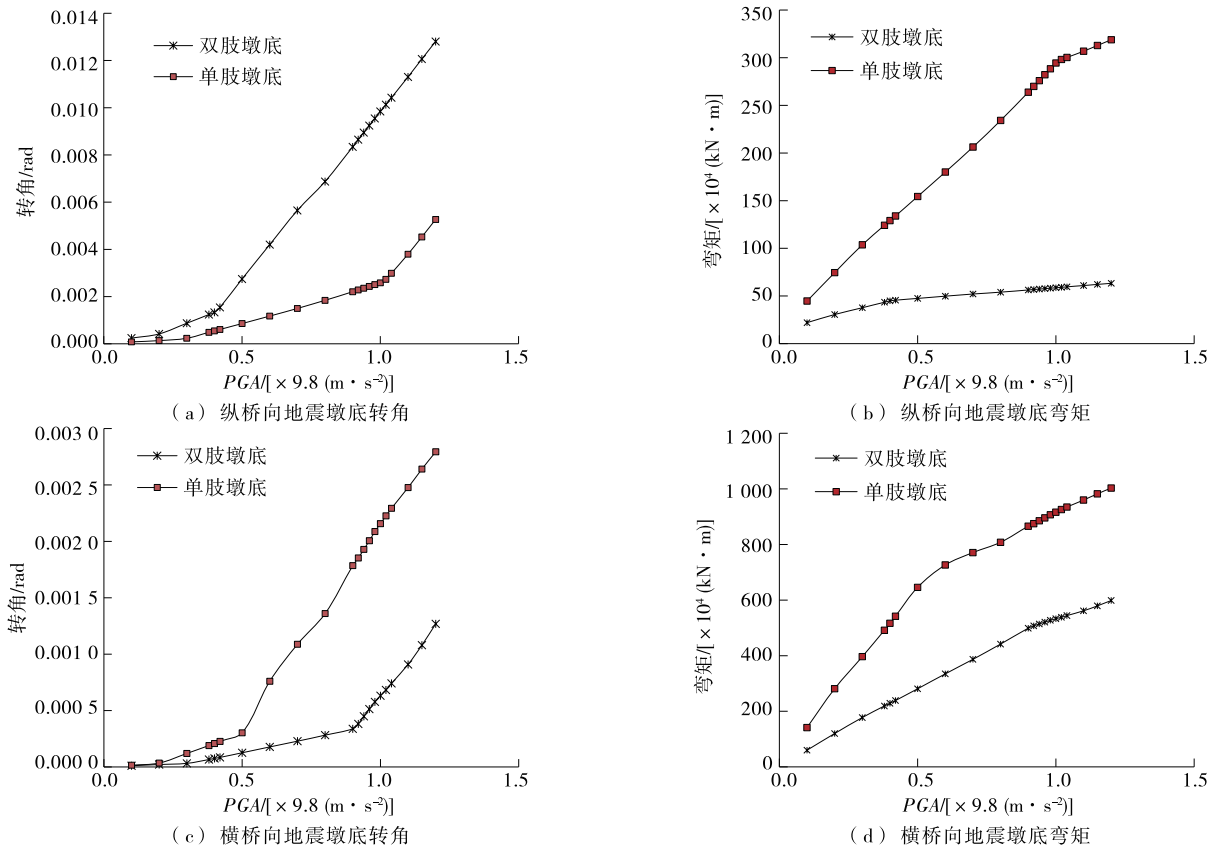


图 3 地震响应 IDA 曲线

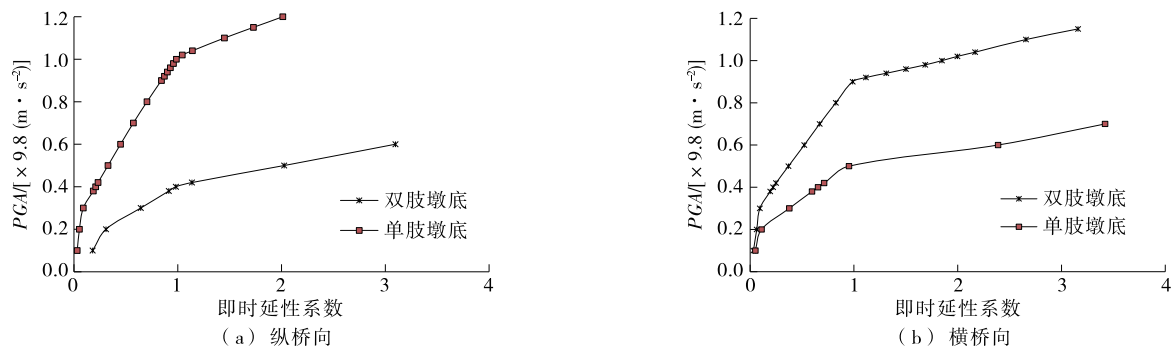


图 4 桥墩即时延性系数曲线

表 4 各桥墩强屈比

桥墩 类型	强屈比 $\Gamma$	
	纵向	横向
双肢墩	1.177	1.146
单肢墩	1.116	1.174

现在 0.503g。

计算结果表明:纵桥向相同强度地震作用下双肢薄壁墩的变形较大,其延性水平和强屈比均高于

单肢墩;单肢墩的纵桥向刚度更大,在变形小的情况下内力依然大于双肢墩。横桥向地震作用时,双肢墩的延性优势未能延续,其延性水平低于单肢墩,其强屈比也小于单肢墩。

3.3 墩梁弹性连接时的地震响应分析

墩梁固结时双肢墩和单肢墩底的开裂点、屈服点已在上一节计算得出。将墩梁连接形式改为弹性连接后,转角和弯矩 IDA 曲线见图 5、图 6,墩梁弹

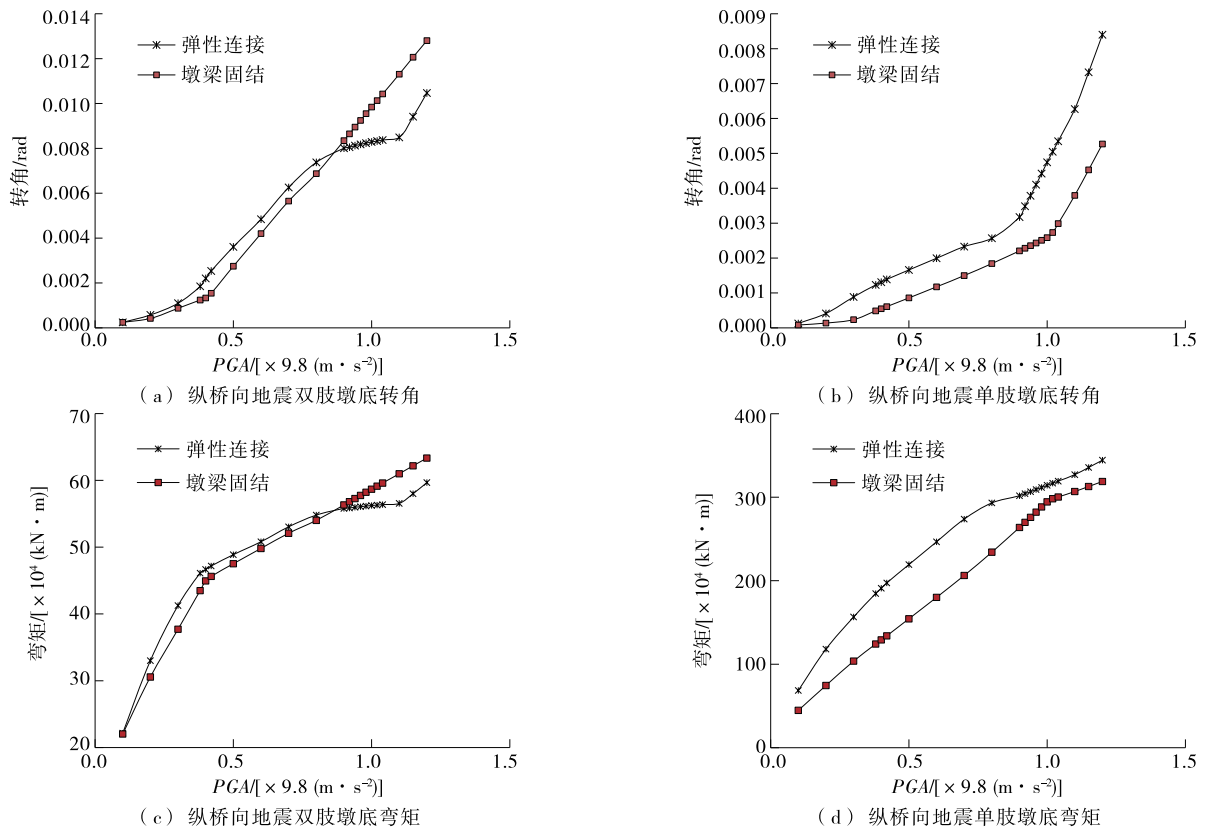


图5 墩梁连接形式改变后地震响应 IDA 曲线(纵桥向地震)

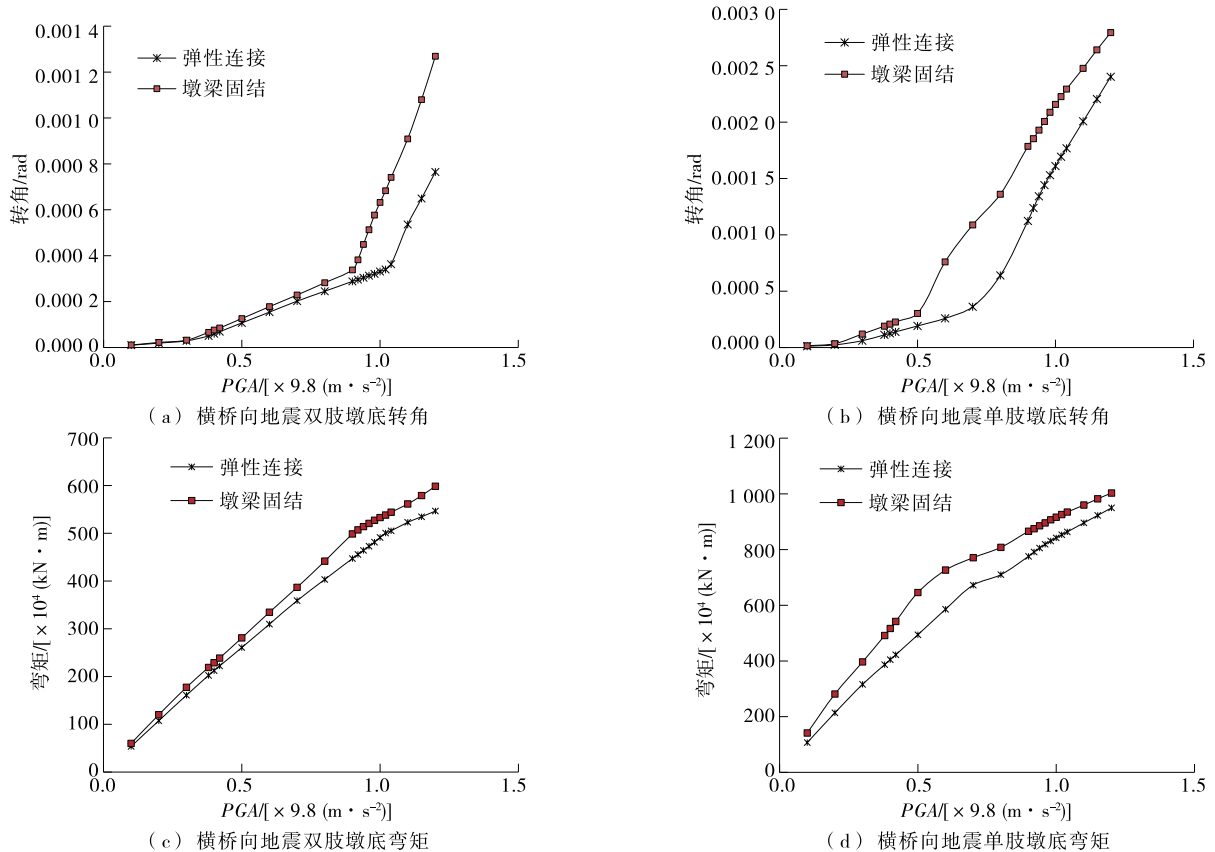


图6 墩梁连接形式改变后地震响应 IDA 曲线(横桥向地震)

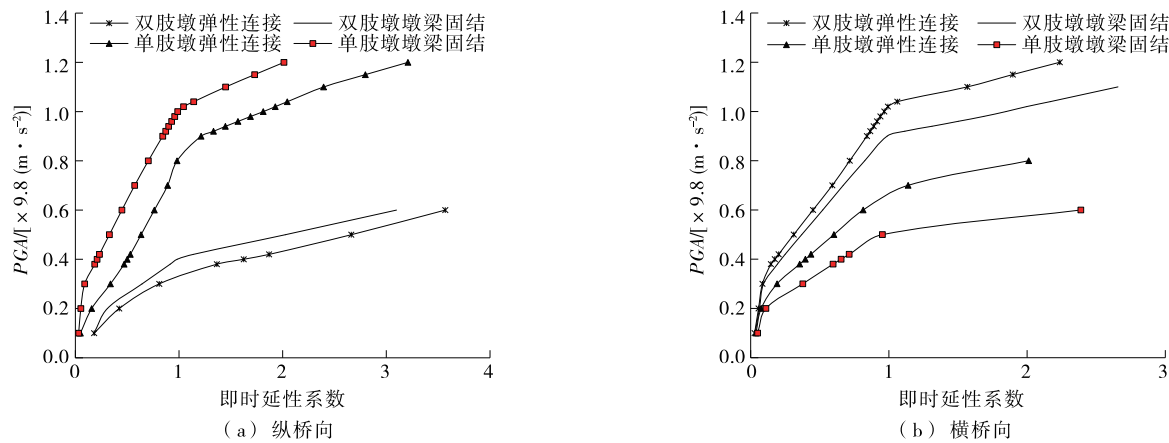


图 7 墩梁连接形式改变后桥墩即时延性系数曲线

性连接与墩梁固结时的延性系数曲线见图 7、强屈比见表 5。在纵桥向地震作用下,开裂点双肢墩底出现在 0.123g,单肢墩底出现在 0.12g;屈服点双肢墩底出现在 0.327g,单肢墩底出现在 0.808g。横桥向地震下墩梁弹性连接时,开裂点双肢墩底出现在 0.317g,单肢墩底出现在 0.219g;屈服点双肢墩底出现在 1.022g,单肢墩底出现在 0.657g。

表 5 墩梁连接形式改变后桥墩强屈比

方向	强屈比 $\Gamma$			
	墩梁弹性连接		墩梁固结	
	双肢墩	单肢墩	双肢墩	单肢墩
纵向	1.128	1.077	1.177	1.116
横向	1.111	1.082	1.146	1.174

计算结果表明:改变墩梁连接形式后,桥墩的延性水平在纵桥向地震下有所提高,但在横桥向地震时略有下降;不论纵桥向还是横桥向地震,强屈比呈整体下降趋势,不利于强度储备。

4 结论

(1) 双肢墩在纵桥向的柔度比单肢墩大,延性水平高,拥有较强的变形能力。但限于截面尺寸,双肢墩的刚度不及单肢墩,相同强度地震下内力小于单肢墩。尽管双肢墩的强屈比大于单肢墩,但双肢墩底部位最先发生开裂与屈服。横桥向地震作用下,双肢墩的柔度优势并没有延续,延性水平低于单肢墩,其强屈比也不及单肢墩。单肢墩的开裂点及屈服点均早于双肢墩,可见单肢墩因其刚度优势承担了横桥向大部分地震荷载。该桥双肢墩+单肢墩的组合从抗震设计角度来看是十分合理的,既能承

受一定变形,又提供了足够的刚度。

(2) 纵桥向地震下,墩梁弹性连接时,桥墩的延性水平有所提高,其屈服点、开裂点的出现均比墩梁固结时早。横桥向地震下,墩梁弹性连接时桥墩的延性水平不及墩梁固结时。墩梁固结时,屈服点、开裂点的出现均早于墩梁弹性连接时。因此,墩梁固结更适合抵御纵桥向地震,墩梁弹性连接更适合抵御横桥向地震。墩梁弹性连接时桥墩的强屈比普遍小于墩梁固结,墩梁连接形式的改变对桥梁整体刚度影响较明显。

参考文献:

[1] Michel Virlogeux.Recent evolution of cable-stayed bridges [J]. Engineering Structures,1999,21(8).

[2] 李建明.铁路多跨矮塔斜拉桥抗震性能评估[J].地震工程学报,2014,36(1).

[3] 陈从春.矮塔斜拉桥设计理论核心问题研究[D].上海:同济大学,2006.

[4] 李小珍,洪沁烨,雷虎军,等.地震动输入方向对铁路部分斜拉桥地震响应的影响[J].桥梁建设,2015,45(1).

[5] Liu Hao-su,Dong Jun,Yang Yun,et al. Analysis of seismic response for an extradosed cable-stayed curved bridge based on different design parameters[J].Applied Mechanics and Materials,2012,226~228.

[6] 王克海.桥梁抗震研究[M].第二版.北京:中国铁道出版社,2014.

[7] 王猛.基于改进 pushover 方法的 BRB 框架结构抗震性能及损伤分析[D].昆明:昆明理工大学,2015.

[8] 周奎,林杰,祝文.基于增量动力分析(IDA)方法的地震易损性工程实例分析[J].地震工程与工程振动,2016,1(1).

计算值与实测值更接近。

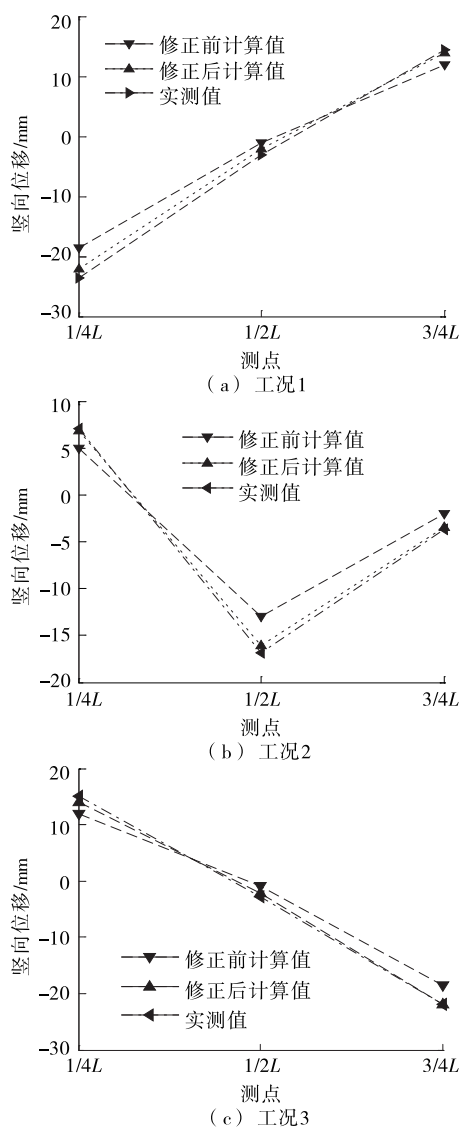


图5 不同荷载工况下位移对比

### 3 结语

该文结合特征值模态参数识别法、模态置信准

则和目标函数修正法,提出一种基于监测数据的系杆拱桥有限元模型修正方法。根据工程实际情况,选择拱肋砼弹性模量和密度、拱肋砼纵桥向惯性矩修正系数、拱肋砼横桥向惯性矩修正系数、桥面砼纵桥向惯性矩修正系数、桥面砼横桥向惯性矩修正系数作为修正参数,基于MIDAS平台修正有限元模型。修正后模型的频率更接近于实测频率,但拱肋一阶横弯仍存在较大误差,同时材料参数的改变限制在一定范围内,未出现因改变幅值太大而失去物理意义的现象。

### 参考文献:

- [1] 刘钊,王文清.预应力混凝土斜吊杆系杆拱桥结构设计概要[J].桥梁建设,1998(1).
- [2] 刘钊,吕志涛.竖吊杆与斜吊杆系杆拱结构的桥式研究[J].土木工程学报,2000,33(5).
- [3] 任伟新,陈华斌.基于响应面的桥梁有限元模型修正[J].土木工程学报,2008,41(12).
- [4] 范立础,袁万城.悬索桥结构基于敏感性分析的动力有限元模型修正[J].土木工程学报,2000,33(1).
- [5] 胡志坚,胡钊芳.中小跨径公路混凝土桥梁技术状态评估[M].北京:人民交通出版社,2009.
- [6] Meng Xiaolin.Real-time deformation monitoring of bridges using GPS/accelerometers[D].University of Nottingham, 2002.
- [7] 荣双龙,李传日,徐飞,等.试验模态分析最佳测试点选取方法的优化[J].北京航空航天大学学报,2014,40(4).
- [8] 田园,潘宏侠,毕静伟,等.应用模态置信准则最优解的高速自动机测点优化[J].机械设计与研究,2016(1).
- [9] 田园,潘宏侠,马凌芝,等.基于MAC与PSO的自动机测点优化[J].机械设计与制造,2016(7).

收稿日期:2018-03-02

(上接第105页)

- [9] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3).
- [10] 崔双双.RC框架结构整体抗震性能系数与综合反应修正系数研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2013.
- [11] 李业骏.新型外包钢混凝土组合梁延性性能研究[D].镇江:江苏大学,2016.
- [12] 钟仲华.高强度抗震钢筋在不同温度下的拉伸变形行为研究[D].昆明:昆明理工大学,2015.

- [13] 刘文浩.大跨度连续刚构桥弹塑性地震反应分析[D].长沙:长沙理工大学,2008.
- [14] 张新培.钢筋混凝土抗震结构非线性分析[M].北京:科学出版社,2003.
- [15] FEMA356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S].
- [16] 卓卫东.桥梁延性抗震设计研究[D].上海:同济大学,2000.

收稿日期:2017-05-19