

# 大跨双层斜拉桥的行波效应\*

焦常科<sup>1</sup>, 李爱群<sup>1</sup>, 伍小平<sup>2</sup>

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室 南京, 210096)

(2. 上海建工(集团)总公司 上海, 200050)

**摘要** 以目前跨度最大的双层公路斜拉桥——上海闵浦大桥为例, 研究行波效应对大跨双层斜拉桥地震响应的影响。建立考虑双层桥面间不同腹杆的梁壳空间有限元模型, 通过静力几何非线性分析获取全桥的初始平衡态, 在此基础上进行特征值分析与几何非线性动力分析, 分别获取全桥的动力特性与地震响应。分析了3组不同地震波在不同视波速下的大跨双层斜拉桥的地震响应, 给出了视波速对主塔、辅助墩地震响应以及塔梁、墩梁纵桥向相对位移的影响规律。研究表明, 行波效应对大跨双层斜拉桥地震响应的影响对地震波特性以及视波速具有一定的依赖性, 因此选定合适的地震波与确定合理的视波速范围尤为重要。

**关键词** 双层斜拉桥; 行波效应; 地震响应; 非线性时程分析

**中图分类号** TU997

## 引言

行波效应作为地震多点激励的一种特殊情况, 因其便于进行时域分析, 故实际应用较多。由于只考虑了输入点间的相位差, 在某些情况下可能起控制作用<sup>[1]</sup>。行波效应以及一般性的地震多点激励分析理论主要分为时域方法和频域方法, 前者直接采用输入点的时差反映地震波的传播; 后者主要是基于随机振动方法<sup>[2]</sup>。目前, 多点激励对大跨度桥梁结构的研究综述较多<sup>[3-4]</sup>。影响行波效应分析的因素包括: a. 输入地震波的特性与结构特性, 包括地震输入点以及传播方向的选取; b. 视波速的选择; c. 地震响应。以上因素在行波效应分析中应当引起注意。文献<sup>[5]</sup>认为, 较小的水平视波速缺少实际意义且地震观测证实, 一般情况下地震动水平视波速大于1 km/s, 其他文献中视波速的选择范围也较宽<sup>[6-7]</sup>。林家浩的研究表明, 考虑了行波效应后, 结构的响应变大、变小或基本不变的可能性都存在, 一般难于作直观判断, 只能由计算确定<sup>[8]</sup>。由于输入地震波的非对称性, 地震波输入方向的差异对结构响应有一定的影响。

首个遭受地震破坏的大跨双层斜拉桥为日本的 Higashi Kobe Bridge, 该桥在1995年的Kobe地震

中支座和桥墩等处出现不同程度的破坏<sup>[9]</sup>, 为大跨双层斜拉桥的抗震研究提供了参考。双层斜拉桥的加劲梁等效为脊骨梁后, 其地震响应的计算与传统单层斜拉桥基本相同; 分析双层加劲梁间腹杆的地震响应时需建立空间模型。目前, 关于行波效应对大跨双层斜拉桥的地震响应影响, 尤其是考虑上、下层桥面间腹杆系的相关研究较少, 笔者以目前跨度最大的大跨双层双塔双索面公路斜拉桥——上海市闵浦大桥主桥为背景, 建立双层桥面的梁壳有限元模型, 研究大跨双层斜拉桥的行波效应。

## 1 动力方程

按支承(1)与非支承(0)自由度进行分块后,  $t$ 时刻的结构动力平衡方程<sup>[10]</sup>为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{00} & \mathbf{M}_{01} \\ \mathbf{M}_{10} & \mathbf{M}_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_0 \\ \dot{\mathbf{u}}_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{00} & \mathbf{C}_{01} \\ \mathbf{C}_{10} & \mathbf{C}_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_0 \\ \dot{\mathbf{u}}_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{00} & \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{10} & \mathbf{K}_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_0 \\ \mathbf{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F} \end{bmatrix} \quad (1)$$

其中:  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  和  $\mathbf{K}$  分别为质量、阻尼和刚度矩阵;  $\dot{\mathbf{u}}$ ,  $\mathbf{u}$  为  $t$  时刻节点状态向量;  $\mathbf{F}$  为支承点处自由度所受荷载向量。

式(1)整理后存在两种地震输入方式: 加速度输

\* 国家杰出青年基金资助项目(编号:50725828)

收稿日期:2011-05-23; 修改稿收到日期:2011-08-19

入模式与和位移输入模式。在缺少实际位移时程记录的情况下,加速度输入模式得以广泛使用。柳国环研究对比了一致加速度输入与位移输入两种模式的差异<sup>[11]</sup>。式(1)中的绝对状态量 $(\ddot{u}, \dot{u}, u)$ 经分解成动力部分和拟静力部分后可以简化方程的求解。周国良指出,采用Rayleigh阻尼并且在质量比例系数较大时,大质量法可能会造成不可忽视的误差,提出引入原加速度时程与速度时程合成的新激励作为加速度输入<sup>[12]</sup>。对大跨桥梁结构,因为其频率较小,修正地震输入的方法对响应精度的提高可能有限。另一方面,将加速度积分成速度,该过程本身就会引入一定的误差,尚需进一步研究。在本研究的动力分析中,释放初始平衡态中相应方向上的约束,直接对结构底部该方向上施加加速度;模型中考虑几何非线性性的影响,采用变步长直接积分法进行动力分析。

## 2 工程背景与有限元模型

### 2.1 工程背景

上海市闵浦大桥是A15公路跨越黄浦江的重要节点工程,主桥全长为1.212 km,跨径布置为 $63 \times 4 + 708 + 63 \times 4$ ,上层为8车道高速;下层为6车道地方道路,为一座特大跨径双层结合钢桁梁斜拉

桥。主桥立面以及加劲梁断面如图1所示。中跨主梁为N形正交异性板桁结合钢桁梁,桁高为9 m,标准节间长度为15.1 m;边跨采用桁式腹杆组合梁结构,腹杆采用钢箱型截面;桥面采用混凝土土内包劲性钢骨架;边跨桁高、桁宽同中跨,标准节间长度为10.5 m;直柱式H形主塔为钢筋混凝土结构,设置上、下两道横梁;自承台面起塔高为210 m;辅助墩、边墩墩身为双柱式框架墩。

### 2.2 有限元模型

基于ABAQUS平台建立梁壳有限元模型如图2所示。主跨、辅助墩、加劲梁弦杆、桥面纵横梁、竖腹杆、斜腹杆、斜边弦杆均采用梁单元模拟,桥面系采用壳单元模拟。斜拉索采用杆单元模拟,其弹性模量修正为Ernst模量,并设定其只受拉特性。主塔柱身选取典型截面计算其截面特性。模型中凡经等效计算的截面均采用一般截面特征加以描述。塔梁间边跨侧设置8个纵桥向非线性黏滞阻尼器。上游墩梁间仅耦合竖向( $z$ )平移自由度;下游墩梁间分别耦合竖向( $z$ )和横桥向( $y$ )平移自由度。忽略土-桩-结构相互作用的影响,辅助墩以及主塔底部固结。文献[13]等系统研究了大跨度斜拉桥动力分析时初始平衡态对地震响应的影响。笔者先做静力非线性分析

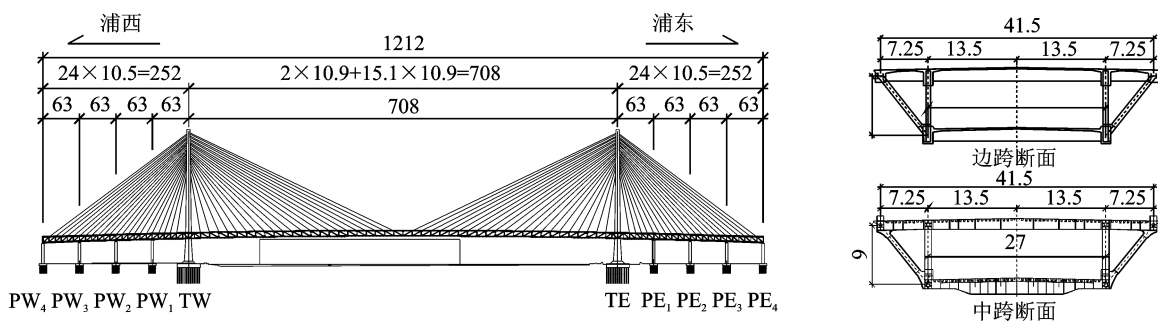


图1 闵浦大桥主桥立面及标准断面(单位:m)

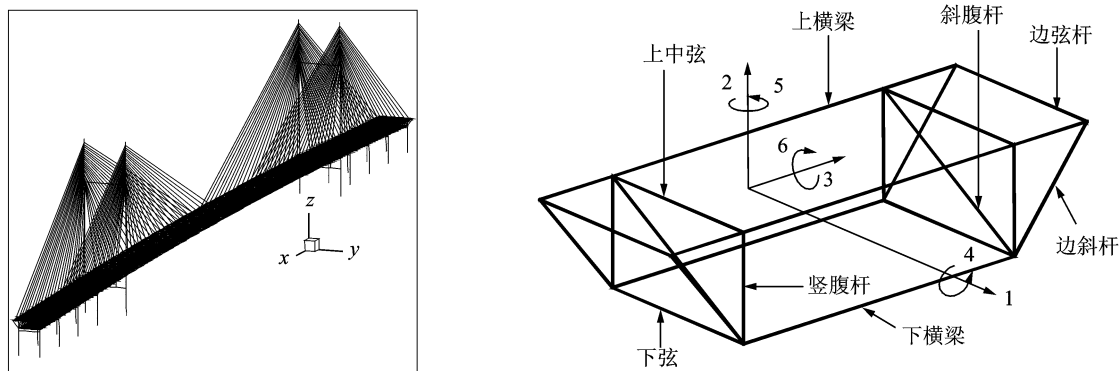


图2 梁壳有限元模型

以获取结构的初始平衡态,再进行特征值分析,最后进行时程分析。全桥的典型振型及对应频率如图 3 所示。

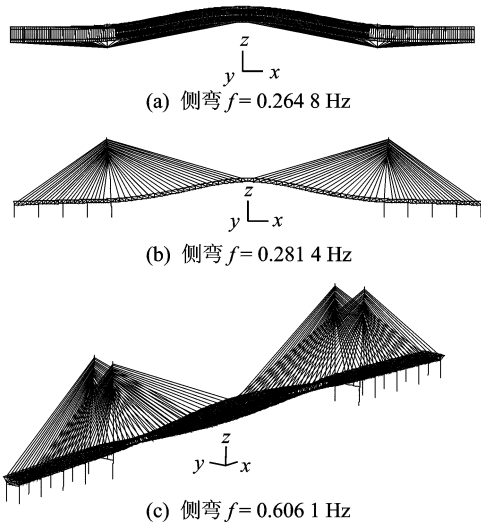


图 3 典型振型

选取 Tianjin(天津)波、El-centro 波和 Kobe 波作为地震输入,地震传播方向如图 4 所示,塔墩柱身内力输出坐标系如图 5 所示,3 组地震波的自功率谱密度如图 6 所示。El-centro 波和 Kobe 波的主频频带分布较宽,且在 0~1 Hz 频带内分布的能量相对较少,因而低周期大跨桥梁在此类地震波作用下的响应可能较小;Tianjin 波的主要能量分布于 0~1 Hz 内,全桥的前几阶整体振动频率均位于该区间内,因此 Tianjin 波可能会引起该桥较大的地震响应。上述地震波的峰值均调整至 0.15 g,视波速取值为 0.5,

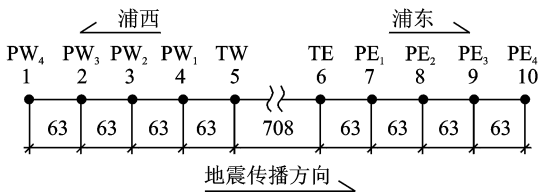


图 4 激励点位置(单位:m)

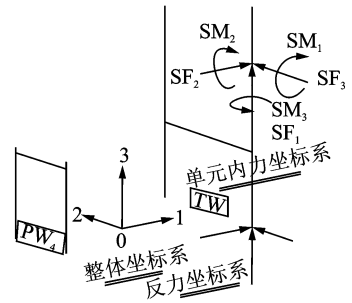


图 5 内力输出坐标系

0.8, 1, 1.5, 2, 3 km/s,并按一致输入考虑,三向地震输入的比例为 1(纵向): 1(横向): 2/3(竖向)。

### 3 地震响应

Tianjin, El-centro 和 Kobe 3 组地震波作用下,主塔塔底纵、横桥向剪力、纵桥向弯矩、辅助墩横桥向弯矩、墩顶竖腹杆轴力峰值随视波速的变化如图 7 所示。图中最后一个数据点对应的是不考虑行波效应时的地震响应;SF<sub>2</sub> 与 SF<sub>3</sub> 分别对应主塔的纵桥向剪力与横桥向剪力;SM<sub>1</sub> 与 SM<sub>2</sub> 分别为纵桥向和横桥向弯矩;TW 与 TE 分别表示浦东和浦西侧主塔。由图 7 可知:a. Tianjin 波作用下结构的地震响应最大、Kobe 波次之、El-centro 波最小;b. 3 条地震波作用下,视波速对主塔纵桥向底部剪力的影响较小,原因在于加劲梁是纵漂体系而在横桥向则耦合了一侧的 Dof,因而加劲梁横桥向惯性力直接作用于主塔,纵桥向惯性作用则通过柔性索传递;不同地震波作用下行波效应对塔底横桥向底部剪力的影响不一,仅在 Tianjin 波作用时其影响较为明显;c. 视波速对主塔纵桥向底部弯矩的影响并不明显,仅在 Tianjin 波的视波速为 0.8 km/s 时较为明显;d. 随辅助墩距主塔越远,辅助墩的横桥向底部剪力和弯矩越大;辅助墩横桥向底部剪力和弯矩受视波速的影响趋势一

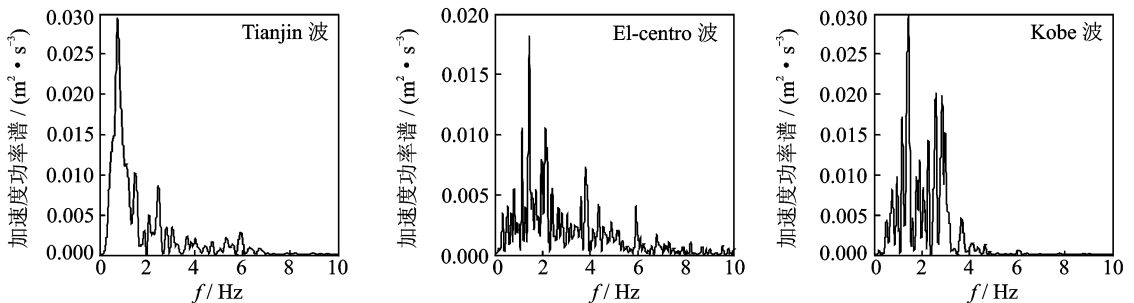
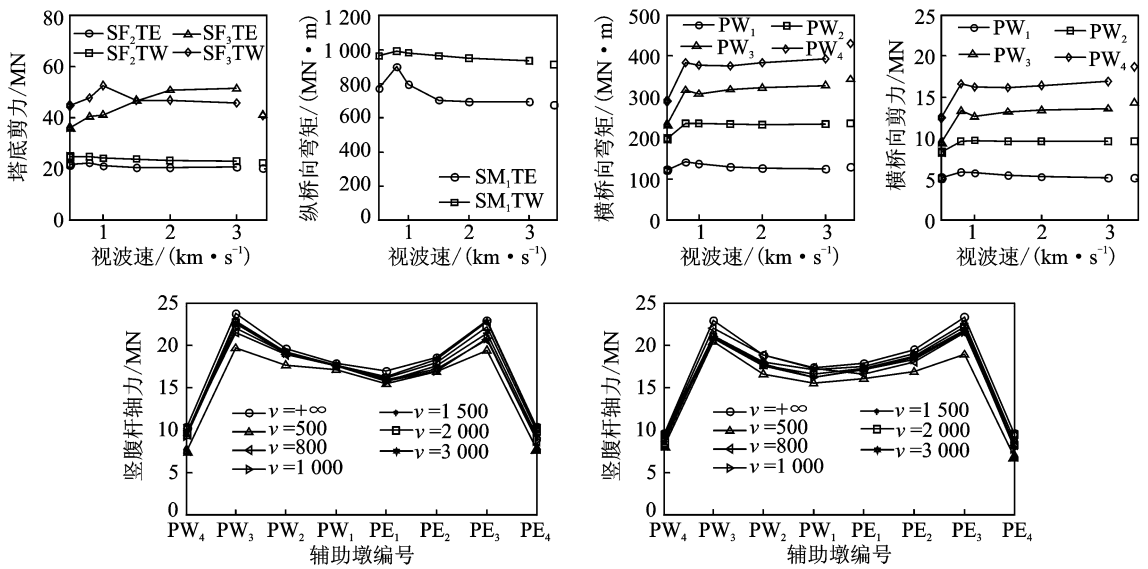
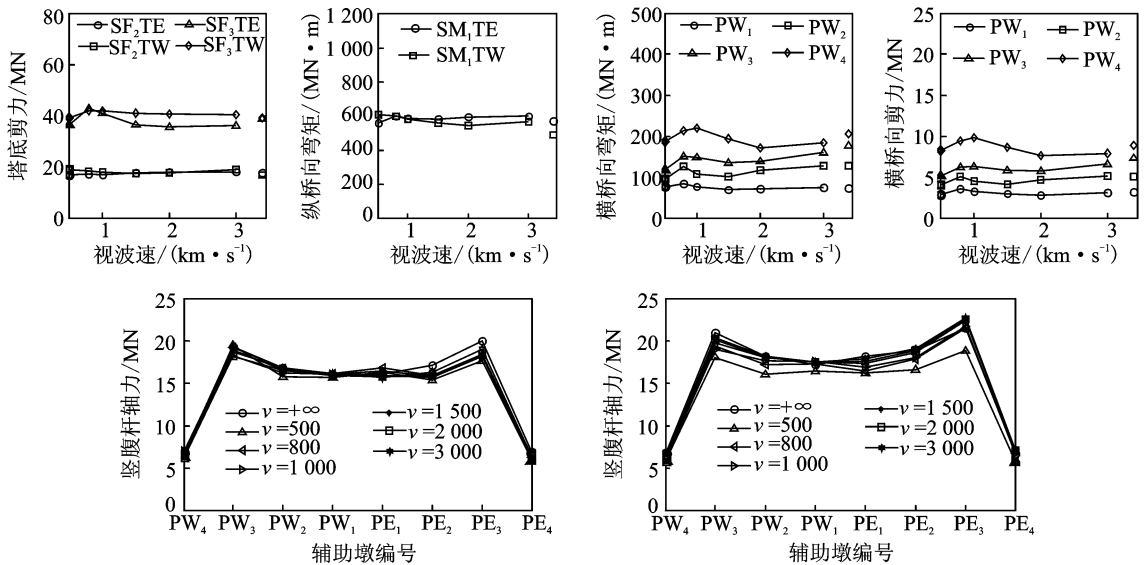


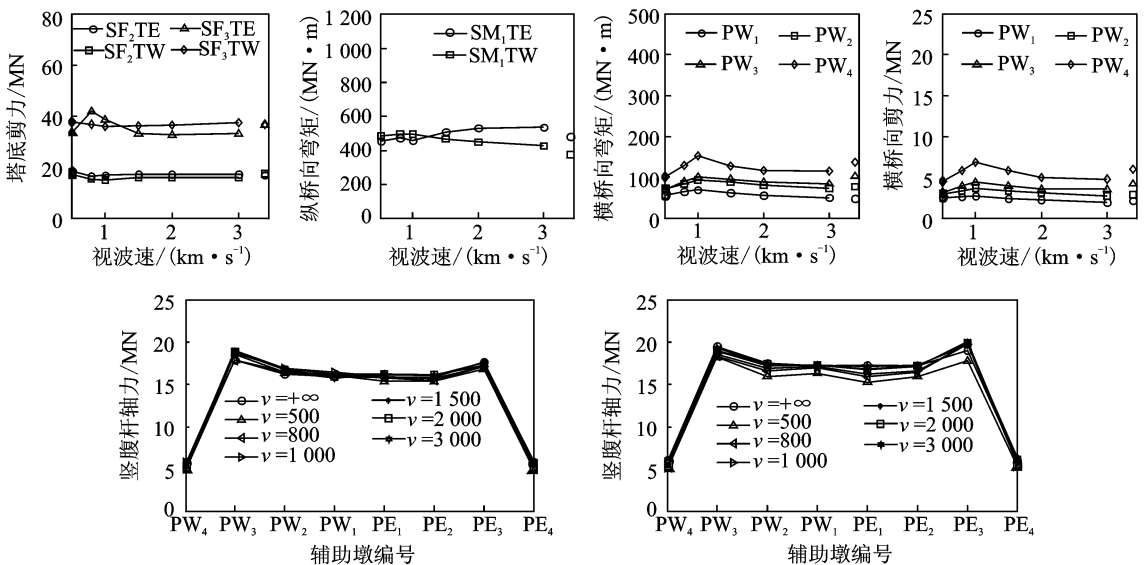
图 6 地震波功率谱



(a) Tianjin波



(b) Kobe波



(c) El-centro波

图7 视波速对地震响应的影响

致;辅助墩距主塔越远,行波效应越明显,即 $PW_4$ 墩的横桥向底部剪力和弯矩变化较大;e.除个别情况外(如Tianjin波作用下的塔底横桥向剪力),结构的地震响应随视波速的增加而趋向于一致地震激励下的地震响应;f.梁端处的墩顶竖腹杆轴力峰值最小, $PW_3/PE_3$ 墩顶竖腹杆轴力峰值较大;g.上游侧墩顶竖腹杆轴力峰值受视波速的影响明显大于下游侧的墩顶竖腹杆,且一致地震激励下的结果大于考虑行波效应时的结果;3组地震波下,Tianjin波下的行波效应最明显,Kobe波次之,El-centro波不甚明显。

Tianjin波作用下,主塔内力沿塔身的峰值分布、辅助墩横桥向弯矩峰值如图8所示(图中 $SF_2$ 与 $SF_3$ 分别对应主塔的纵桥向剪力与横桥向剪力; $SM_1$ 对应主塔纵桥向弯矩)。由图8可知:a.地震波从TW塔传播至TE塔过程中,TW塔沿塔柱分布的纵桥向剪力和弯矩基本上大于TE塔,可见地震波

先到达的输入点处地震响应可能大于后至的输入点;b.地震波从TW塔传播至TE塔过程中,沿塔柱分布的纵桥向剪力和弯矩均有改变;即便是在一致激励下,沿塔柱分布的纵桥向剪力和弯矩有所不同,原因在于地震激励的不对称性;c.考虑行波效应与否对上塔柱横桥向剪力分布影响甚小;考虑行波效应对下塔柱横桥向剪力分布影响较大,本算例中视波速为1 km/s时,差异最大;d.辅助墩距主塔越远,行波效应对其横桥向弯矩沿墩身的分布影响越明显,对距离主塔最近的辅助墩横桥向弯矩沿墩身分布的影响甚小,如图8(d)所示。

由于ABAQUS有限元模型中获取的节点状态量(位移、速度、加速度)均为绝对量,且各个输入点的激励不同,因而诸多相对量不再具有物理意义,这里选取有意义的塔梁、墩梁纵桥向相对位移,其峰值随视波速的变化如图9所示。可见:a.视波速对地震

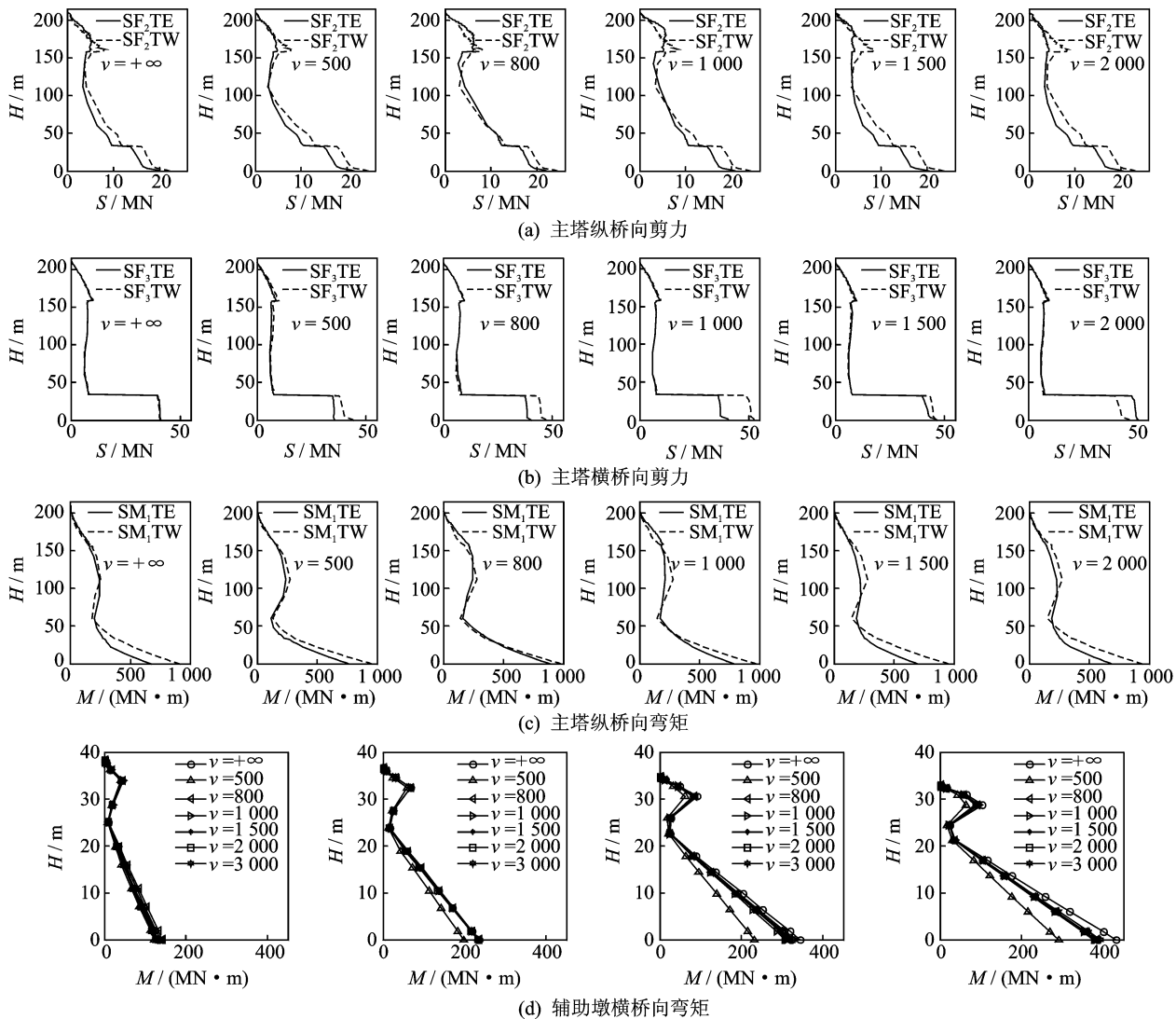


图8 主塔与辅助墩内力响应(Tianjin)

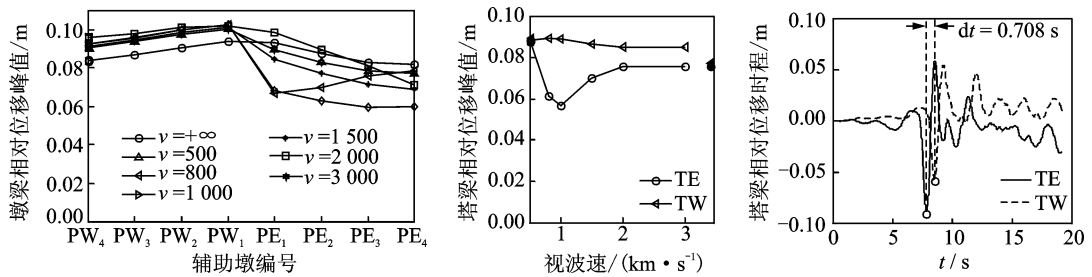


图9 墩梁、塔梁相对位移及时程(Tianjin)

波先到达输入点处(TW)的塔梁相对位移影响较小,对后到达输入点(TE)处的塔梁相对位移影响较明显;b. 视波速对各个辅助墩处的墩顶-加劲梁相对纵桥向位移的影响不一;当视波速为1 km/s时,浦东浦西两侧的墩梁纵桥向相对位移差别最大;c. 浦西侧墩梁纵桥向相对位移随视波速的变化较小,浦东侧的墩梁纵桥向相对位移变化较为明显;d. TW与TE处的塔梁相对位移峰值出现的时差接近两个输入点激励的时差( $708/1\ 000=0.708\text{ s}$ )。

Tianjin波作用下,当视波速为1 km/s时,桥面间腹杆(竖腹杆、斜腹杆和边斜杆)轴力峰值沿纵桥向的分布如图10所示,可见行波效应对竖腹杆和斜

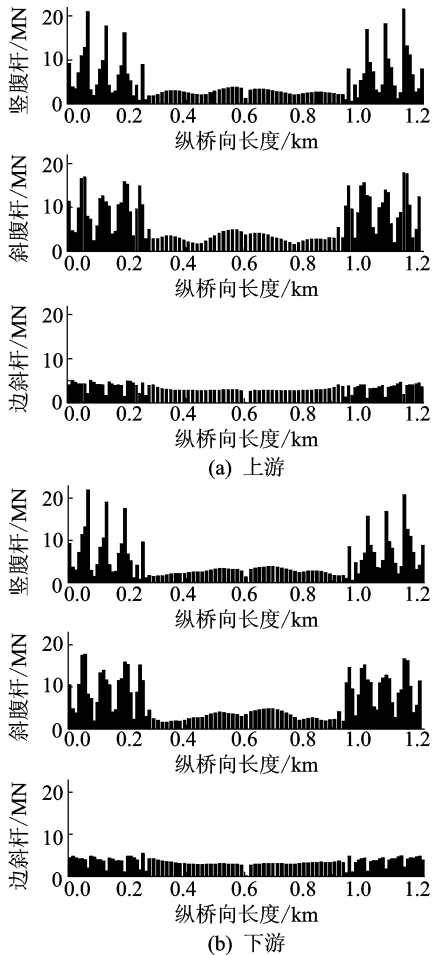


图10 桥面间腹杆轴力(Tianjin)

腹杆轴力峰值具有一定的影响,边斜杆由于轴力较小,影响并不明显;上、下游对应位置处的腹杆轴力峰值存在一定的差异。

## 4 结论

1) 对于纵桥向漂浮、横桥向限位的大跨斜拉桥,行波效应对主塔横桥向剪力的影响明显大于纵桥向,原因在于加劲梁是纵漂体系而在横桥向则耦合了一侧的自由度,因而加劲梁横桥向惯性力直接作用于主塔,纵桥向惯性作用则通过柔性斜拉索传递。考虑行波效应与否对上塔柱横桥向剪力分布影响甚小,对下塔柱横桥向剪力分布的影响较大。除个别情况外,结构的地震响应随视波速的增加而趋向于一致地震激励下的地震响应。

2) 辅助墩距主塔越远,辅助墩的横桥向底部剪力和弯矩越大;辅助墩横桥向底部剪力和弯矩受视波速的影响趋势一致。随着辅助墩距主塔距离增加,行波效应对其横桥向弯矩沿墩身的分布影响更加明显;对距离主塔最近的辅助墩横桥向弯矩沿墩身分布的影响甚小。

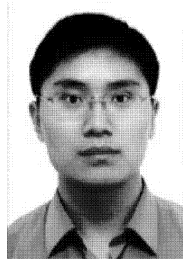
3) 地震波先到达的输入点处地震响应可能大于后至的输入点。对于对称性结构,仍应当考虑地震波的不同传播方向对结构地震响应的影响。低视波速对结构响应的影响存在一定的振荡性,随着视波速的增大其相关响应趋于稳定。选取合适的地震波与确定合理的视波速范围对准确进行结构地震响应的分析尤为重要。

## 参 考 文 献

[1] 刘洪兵,朱晞. 大跨度斜拉桥多支撑激励地震响应分析[J]. 土木工程学报, 2001, 34(6): 38-44.

Liu Hongbing, Zhu Xi. Seismic response analysis of long-span cable-stayed bridges under multi-sport exci-

- tations[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(6): 38-44. (in Chinese)
- [2] Aspasia Z, Vassilios Z. Spatial variation of seismic ground motions: an overview[J]. Applied Mechanics Reviews, 2002, 55(3): 271-297.
- [3] 何庆祥, 沈祖炎. 结构地震行波效应分析综述[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(1): 50-57.  
He Qingxiang, Shen Zuyan. Review of structural seismic analysis of traveling wave effects[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(1): 50-57. (in Chinese)
- [4] 潘旦光, 楼梦麟, 范立础. 多点输入下大跨度结构地震反应分析研究现状[J]. 同济大学学报, 2001, 29(10): 1213-1219.  
Pan Danguang, Lou Menglin, Fan Lichu. Status of seismic response analysis of long-span structures under multiple support excitations[J]. Journal of Tongji University, 2001, 29(10): 1213-1219. (in Chinese)
- [5] 范立础, 王君杰, 陈玮. 非一致地震激励下大跨度斜拉桥的响应特征[J]. 计算力学学报, 2001, 18(3): 358-363.  
Fan Lichu, Wang Junjie, Chen Wei. Response characteristics of long-span cable-stayed bridges under non-uniform seismic action[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2001, 18(3): 358-363. (in Chinese)
- [6] Wang J, Carr A J, Cooke N, et al. The response of a 344m long bridge to non-uniform earthquake ground motions[J]. Engineering Structures, 2009, 31(11): 2554-2567.
- [7] Atesa S, Bayraktarb A, Dumanogluc A A. The effect of spatially varying earthquake ground motions on the stochastic response of bridges isolated with friction pendulum systems[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, 26(1): 31-44.
- [8] 林家浩, 张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 北京: 科学出版社, 2004: 145-147.
- [9] Wilson J C. Repair of new long-span bridges damaged by the 1995 kobe earthquake[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2003, 17(4): 196-205.
- [10] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures[M]. 3rd Edition. New York: Computers and Structures Inc, 2004: 679-682.
- [11] 柳国环, 李宏男, 林海. 结构地震响应计算模型比较与分析[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 10-15.  
Liu Guohuan, Li Hongnan, Lin Hai. Comparison and evaluation of models for structural seismic responses analysis[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(2): 10-15. (in Chinese)
- [12] 周国良, 李小军, 刘必灯, 等. 大质量法在多点激励分析中的应用、误差分析与改进[J]. 工程力学, 2011, 28(1): 48-54.  
Zhou Guoliang, Li Xiaojun, Liu Bideng, et al. Error analysis and improvements of large mass method used in multi-support seismic excitation analysis[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(1): 48-54. (in Chinese)
- [13] Abdel-Ghaffar A M, Nazmy A S. 3-D nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(11): 3456-3476.



**第一作者简介:**焦常科,男,1980年10月生,博士生。主要研究方向为大跨度桥梁抗风抗震研究。曾发表《中央扣对三塔悬索桥地震反应的影响》(《东南大学学报:自然科学版》2010年第40卷第1期)等论文。

E-mail: jiaochk@126.com