

DOI: 10.11779/CJGE201510002

# 列车运行引起高架桥群桩基础地面振动分析

高广运<sup>1,2</sup>, 李绍毅<sup>1,2</sup>, 顾晓强<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

**摘 要:** 采用半解析数值方法分析列车运行引起高架桥群桩基础地面振动, 研究合理设计桩基减小地面振动。半解析数值模型包括列车-轨道模型、高架桥模型、群桩模型。列车轨道模型中采用多质点弹簧-阻尼模型模拟列车, 采用美国功率谱描述轨道随机不平顺, 使用 Euler 梁模拟钢轨, 采用 Hertzian 非线性公式描述轮轨接触, 采用振型分解法求解轮轨作用力。铁路高架桥采用弹性支座简支梁模拟, 采用传递系数矩阵和群桩影响因子分析桥墩下群桩的动力阻抗, 根据桥墩的动力平衡方程求得桥墩-地基相互作用力, 采用 Green 函数求得弹性半空间地面振动。研究铁路高架桥下群桩参数对地面振动的影响, 分析不同桩长、桩直径、桩间距和轨道不平顺条件下地面振动速度 1/3 倍频程的大小。结果表明: 轨道不平顺对桥墩作用力有较大影响, 对小于 6 Hz 的地面振动影响较小, 对大于 6 Hz 的地面振动影响较大。合适调整桥梁跨度与车速组合可减小地面振动。车速小于 260 km/h 时, 桩径对地面振动影响较小; 车速大于 260 km/h 时, 增加桩径可减小地面振动。适当增加桩间距可避开振动增大区、减小地面振动随车速的增加。合理设计桩长可减小地面振动的增大区域。

**关键词:** 高架桥; 高速列车; 地面振动; 群桩动力阻抗; 1/3 倍频程

**中图分类号:** TU435

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 4548(2015)10 - 1751 - 11

**作者简介:** 高广运(1961 - ), 男, 安徽人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土动力学和桩基的研究。E-mail: gauguangyun@263.net。

## Ground vibration induced by moving train on viaduct with group pile foundation

GAO Guan-yun<sup>1,2</sup>, LI Shao-yi<sup>1,2</sup>, GU Xiao-qiang<sup>1,2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The semi-analytic method is adopted to analyze the influence of ground vibration due to train moving on viaduct supported by group piles to explore ways of reducing ground vibration. The semi-analytic numerical models include train-rail model, viaduct model and group pile model. The train is simulated by a multiple-mass spring-damping model. The America power spectrum is used to model the rail irregularities. The rail is modeled by Euler beam and the wheel-rail contact Hertzian non-linear formula is used. The wheel-rail force is solved by modal analysis method. The railway viaduct is modeled by elastically supported beam, and the impedance of group piles is analyzed by transfer coefficient matrix and interaction factors. The bridge pier-ground interaction force is solved by dynamic equilibrium equations and the ground vibration on half space is solved by Green function. The influence of the parameters of group piles on ground vibration is discussed. The results show that the rail irregularities have a great influence on pier force. The ground vibration greater than 6 Hz is influenced by the rail irregularities while the vibration less than 6 Hz is little affected. The ground vibration can be mitigated by combined bridge span and train speed. When the train speed is less than 260 km/h, the influence of pile diameter on ground vibration is limited; while it is greater than 260 km/h, increasing pile diameter can reduce the ground vibration. Increasing the pile spacing has two advantages of keeping away from the vibration increasing area and reducing the ground vibration as the increase of train speed. The increasing area of ground vibration can be reduced by the rational design of pile length.

**Key words:** viaduct; high speed train; ground vibration; dynamic impedance of group pile; 1/3 octave

## 0 引 言

高架桥在中国高铁和城市建设中发挥重要作用, 列车运行引起的环境振动问题受到广泛关注<sup>[1]</sup>。铁路

高架桥引起地面振动的影响因素与路堤上高速列车不

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178342)

收稿日期: 2014 - 11 - 20

同, 需要考虑桥梁结构体系的动力响应, 分析群桩基础的动力阻抗影响。铁路高架引起的地面振动可参见 Takemiya 等的研究<sup>[2-4]</sup>, 建立了高架桥沿线地面振动的数值分析模型, 研究高架桥地基软土层厚度对地面振动的影响, 分析波阻板对高架桥沿线地面振动的隔振效果。Wu 等<sup>[5]</sup>、Yang 等<sup>[6]</sup>采用半解析法研究高架桥上列车运行引起的地面振动, 分析了车速、桥梁跨度和桥墩支座刚度对地面振动的影响。Xia 等<sup>[7]</sup>根据现场实测研究了铁路高架桥线路对临近建筑物的振动影响。Cao 等<sup>[8]</sup>结合半解析列车-桥梁模型和三维地基有限元模型, 建立了高架桥地面振动分析模型。Ju<sup>[9-10]</sup>采用三维有限元模型分析了铁路桥梁沿线地面振动及相邻建筑的振动影响。Chen 等<sup>[11]</sup>采用半经验法评价高架桥地面振动, 并与三维有限元模型分析结果进行对比。He 等<sup>[12]</sup>采用分步模型研究了 Shinkansen 铁路高架沿线地面振动特点。Li 等<sup>[13]</sup>建立了列车-轨道-桥梁体系的分析模型, 对比了实体模型、等效刚度模型和固端模型, 研究了 3 种不同群桩模型对桥梁动力响应的影响。Romero 等<sup>[14]</sup>采用有限元法结合边界元法建立分析模型, 研究了列车运行对地面振动的影响。蒋通等<sup>[15]</sup>采用薄层法研究了高架轨道交通引起的环境振动。陈建国<sup>[16]</sup>结合车桥解析模型和桥墩-地基有限元模型建立分步模型, 研究高架轨道的地面振动。

轨道不平顺对列车运行引起的地面振动有影响, 其中高频振动一般由轨道不平顺控制<sup>[17]</sup>, 分析铁路路基沿线地面振动一般需考虑轨道不平顺的影响, 多采用轨道不平顺功率谱<sup>[18]</sup>或轨道不平顺三角函数<sup>[19]</sup>描述轨道不平顺。铁路高架桥引起地面振动的影响因素与一般路堤线路不同, 有必要研究高架桥线路轨道不平顺对地面振动的影响。

高铁高架桥一般采用群桩基础, 其动力阻抗直接影响地面振动大小。铁路高架沿线地面振动分析中, 群桩基础的建模方法分为: 薄层法结合有限元法<sup>[3-4, 15]</sup>、动力阻抗法<sup>[5-6]</sup>、三维有限元法<sup>[8-10]</sup>。采用三维有限元研究群桩的动力响应计算量较大, 而群桩动力阻抗系数分析地面振动更为便捷。群桩竖向动力阻抗的研究方法有边界积分法<sup>[20-21]</sup>, 相互作用因子简化法<sup>[22]</sup>, 以及 Winkler 模型桩-桩动力相互作用分析法<sup>[23-24]</sup>。Winkler 动力模型结合传递系数矩阵法分析群桩的地面振动, 可分析群桩参数的影响, 又避免了数值积分的困难。

已有研究多考虑地基土层参数、车速、与高架桥距离及桥梁参数对地面振动的影响, 较少讨论群桩基础对地面振动的影响。本文采用半解析数值法建立高架桥线路地面振动模型, 采用美国功率谱描述轨道不

平顺, 采用 Hertzian 模型描述轮轨非线性接触, 可以模拟轨道随机不平顺和轮轨脱开; 采用 Winkler 桩基模型结合传递系数矩阵和群桩影响因子求解群桩动力阻抗, 分析群桩参数对地面振动的影响。研究了桩直径、桩长、桩间距和轨道不平顺对地面振动的影响, 讨论减小高架桥沿线地面振动的桩基合理性设计。

## 1 列车-桥梁-路基模型

### 1.1 列车模型

如图 1, 采用多质点模型模拟列车荷载。车厢、转向架和车轮分别采用质点模拟, 列车的一、二级悬挂系统采用弹簧和阻尼器模拟。根据质点竖向动力平衡方程, 多质点模型动力方程可表示为

$$KU + C\dot{U} + M\ddot{U} = F \quad (1)$$

式中  $K$ ,  $C$ ,  $M$  分别为模型的刚度、阻尼和质量矩阵;  $U$  为模型位移矩阵;  $F$  为模型外力矩阵。

多质点模型中的质点质量、弹簧刚度和阻尼系数代入方程 (1), 得到三质点模型的动力方程:

$$\begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_1 + k_2 & -k_1 \\ 0 & -k_1 & k_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_c \\ u_b \\ u_w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_1 + c_2 & -c_1 \\ 0 & -c_1 & c_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_c \\ \dot{u}_b \\ \dot{u}_w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_c & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_w \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_c g \\ m_b g \\ m_w g + F_{wr} \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中  $u_c$ ,  $u_b$ ,  $u_w$  分别为车厢、转向架和车轮的竖向位移;  $\dot{u}_c$ ,  $\dot{u}_b$  和  $\dot{u}_w$  分别为车厢、转向架和车轮的竖向速度;  $\ddot{u}_c$ ,  $\ddot{u}_b$  和  $\ddot{u}_w$  分别为车厢、转向架和车轮的竖向加速度;  $m_c$ ,  $m_b$ ,  $m_w$  分别为车厢、转向架和车轮的质量;  $k_1$ ,  $k_2$  分别为一、二级悬挂系统的刚度系数;  $c_1$ ,  $c_2$  分别为一、二级悬挂系统的阻尼系数;  $g$  为重力加速度;  $F_{wr}$  为轮轨作用力。

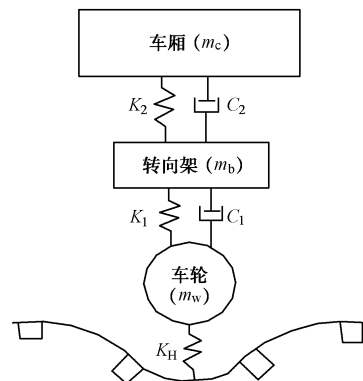


图 1 列车模型

Fig. 1 Model of train

方程 (2) 中列车的轮轨作用力  $F_{wr}$  未知, 根据车轮与钢轨的轮轨接触模型确定。通过轮轨接触模型建立轨道模型与列车模型的联系, 联立车辆和轨道模型求得轮轨作用力。

## 1.2 轨道模型

### (1) 轮轨接触模型

现有轮轨接触模型分为弹簧模型和 Hertzian 非线性模型, 后者考虑了轮轨作用力的非线性变化和轮轨脱开, 较弹簧模型合理<sup>[19]</sup>, 如下式:

$$F_{wr} = k_H(u_w - u_r - r)^{1.5}, \text{ 当 } u_w - (u_r + r) < 0, \quad (3a)$$

$$F_{wr} = 0, \text{ 当 } u_w - (u_r + r) > 0. \quad (3b)$$

式中  $u_r$  为轮轨接触点处的钢轨竖向位移;  $r$  为轨道的初始不平顺值;  $k_H$  为轮轨接触刚度系数。

式 (3) 中轮轨的接触力为轮轨相对位移的非线性函数。轮轨相对位移大于 0 表示车轮与钢轨脱开, 轮轨接触力为 0; 轮轨相对位移小于 0 表示车轮与钢轨接触。

### (2) 轨道模型

轨道模型如图 2 所示, 钢轨视为铺设在道床上的 Euler 梁模拟, 轨枕采用弹簧和阻尼器模拟。

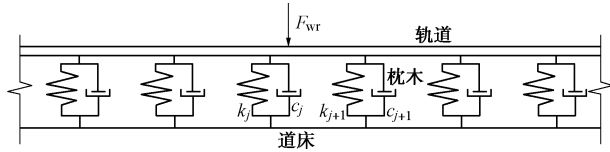


图 2 轨道-轨枕模型

Fig. 2 Model of track and sleepers

采用 Euler 梁模拟钢轨, 单个移动荷载作用于钢轨简支梁的动力方程为

$$E_r I_r \frac{\partial^4 u_r(x, t)}{\partial x^4} + m_r \frac{\partial^2 u_r(x, t)}{\partial t^2} + c_r \frac{\partial u_r(x, t)}{\partial t} = \delta(x - vt) P(t). \quad (4)$$

式中  $u_r(x, t)$  为钢轨竖向位移;  $E_r I_r$  为钢轨刚度;  $m_r$  为钢轨单位长度质量;  $c_r$  为钢轨阻尼;  $P(t)$  为移动荷载;  $\delta(x - vt)$  为狄拉克函数;  $v$  为车速。式 (4) 中右式表示当  $x=vt$  时梁上仅有荷载  $P(t)$  作用。

采用弹簧和阻尼器模拟轨枕作用, 连续钢轨轨枕处作用反力为钢轨位移和速度的函数, 将轨枕对钢轨的作用反力视为作用位置不随时间变化的外荷载, 采用受多外力作用简支梁动力模型模拟多跨连续钢轨, 简支梁动力方程采用振型分解法求解<sup>[25]</sup>。

$M$  个钢轨轨枕作用, 振型数目取  $N$ , 振型分解法控制方程的矩阵表达式为

$$M\{\ddot{X}\} + C\{\dot{X}\} + K\{X\} = \{F\}, \quad (5)$$

式中,  $\{X\}$  为广义位移向量,  $\{X\} = [q_1, q_2, \dots, q_N]^T$ ;  $\{C\}$  为广义阻尼矩阵;

$$\{C\} = \begin{bmatrix} c - \rho_c \Phi_{11} & \rho_c \Phi_{12} & \cdots & \rho_c \Phi_{1N} \\ \rho_c \Phi_{21} & c - \rho_c \Phi_{22} & \cdots & \rho_c \Phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_c \Phi_{N1} & \rho_c \Phi_{N2} & \cdots & c - \rho_c \Phi_{NN} \end{bmatrix};$$

$$\{M\} \text{ 为广义质量矩阵, } \{M\} = \begin{bmatrix} m_r & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & m_r & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_r & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_r \end{bmatrix};$$

$\{K\}$  为广义刚度矩阵:

$$\{K\} = \begin{bmatrix} \frac{i^4 \pi^4 EI}{L_r^4} - \rho_k \Phi_{11} & \rho_k \Phi_{12} & \cdots & \rho_k \Phi_{1N} \\ \rho_k \Phi_{21} & \frac{i^4 \pi^4 EI}{L_r^4} - \rho_k \Phi_{22} & \cdots & \rho_k \Phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_k \Phi_{N1} & \rho_k \Phi_{N2} & \cdots & \frac{i^4 \pi^4 EI}{L_r^4} - \rho_k \Phi_{NN} \end{bmatrix};$$

$\{F\}$  为广义力向量:

$$\{F\} = \left[ P(t) \sin \frac{\pi vt}{L_r}, P(t) \sin \frac{2\pi vt}{L_r}, \dots, P(t) \sin \frac{N\pi vt}{L_r} \right]^T;$$

其中,  $\rho_c = \frac{2}{L_r} \sum_{j=1}^M c_j$ ,  $\rho_k = \frac{2}{L_r} \sum_{j=1}^M k_j$ ,  $\Phi_{mn} = \phi_m \phi_n$ ,

$\phi_n = \sin \frac{n\pi vt}{L_r}$ ,  $\phi_m = \sin \frac{m\pi x_j}{L_r}$ ,  $x_j$  为轨枕位置,  $c_j$  为轨枕阻尼系数;  $k_j$  为轨枕刚度系数。

### (3) 轨道初始不平顺

采用美国功率谱描述轨道初始不平顺幅值。美国轨道功率谱为美国联邦铁路管理局根据测量得到的轨道几何参数数据库, 采用截断频率和粗糙度常数表示, 用于描述轨道不平顺的功率谱密度函数。按轨道不平顺程度, 美国功率谱分为 6 级, 6 级为最低轨道不平顺程度, 其中轨道不平顺类型又分为轨道高低不平顺、方向不平顺、水平不平顺和轨距不平顺。据文献[31], 中国铁路干线高低不平顺谱位于美 6 级谱和美 5 级谱之间。

本文仅考虑轨道高低不平顺, 轨道的高低不平顺功率谱  $S_k(\omega_{or})$  计算公式如下<sup>[18]</sup>:

$$S_k(\omega_{or}) = \frac{k_r A_v \omega_c^2}{(\omega_{or}^2 + \omega_c^2) \omega_0^2} r. \quad (6)$$

式中  $\omega_{or}$  为轨道不平顺空间频率;  $\omega_c$  为高低不平顺截断频率;  $A_v$  为高低不平顺程度的参数;  $k_r$  为安全系数, 取值范围为 0.25~1.0。

根据离散傅里叶变换理论, 采用时间序列估计功率谱密度的 Blackman-Turkey 周期图法, 求得轨道不

平顺空间域内的模拟序列如图 3 所示。

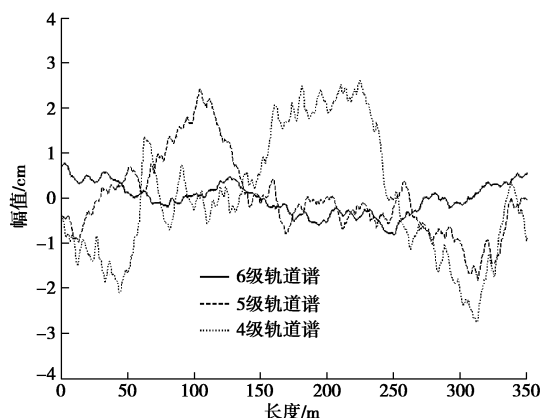


图 3 轨道不平顺幅值

Fig. 3 Amplitude of irregularity of track

### 1.3 高架桥模型

如图 4 示, 采用弹簧支座简支梁模拟跨度为  $L$  的多跨桥梁, 分析车速为  $v$  的列车荷载作用下桥梁的动力响应, 计算高架桥桥墩的作用反力。将考虑轨道不平顺和轨枕影响的轮轨作用力作用于桥梁模型上, 动力荷载作用下弹性支座简支梁左右两支座的作用反力分别为<sup>[6]</sup>

$$f_s^L(t) = K \cdot u(0, t)H(t) = \frac{EI\pi^3}{(1+\kappa)L^3} [q_1(t) + q_2(t)]H(t), \quad (7)$$

$$f_s^R(t) = K \cdot u(L, t)H(t) = \frac{EI\pi^3}{(1+\kappa)L^3} [q_1(t) - q_2(t)]H(t), \quad (8)$$

$$q_1(t) = \frac{2PL^3(1+\kappa)}{\pi^4 EI(1+4\kappa/\pi)} \left\{ \frac{1}{1-S_1^2} \sum_{k=1}^N [g_{11}(v, t-t_k)H(t-t_k) + g_{11}(v, t-t_k-L/v)H(t-t_k-L/v)] + \kappa \sum_{k=1}^N [g_{12}(t-t_k)H(t-t_k) - g_{12}(t-t_k-L/v)H(t-t_k-L/v)] \right\}, \quad (9)$$

$$q_2(t) = \frac{PL^3(1+\kappa)}{8\pi^4 EI(1+2\kappa/\pi)} \left\{ \frac{1}{1-4S_2^2} \sum_{k=1}^N [g_{21}(v, t-t_k)H(t-t_k) - g_{21}(v, t-t_k-L/v)H(t-t_k-L/v)] + \frac{2\kappa S_2}{\pi} \sum_{k=1}^N [-g_{22}(t-t_k)H(t-t_k) + g_{22}(t-t_k-L/v)H(t-t_k-L/v)] + \kappa \sum_{k=1}^N [g_{23}(t-t_k)H(t-t_k) + g_{23}(t-t_k-L/v)H(t-t_k-L/v)] \right\}. \quad (10)$$

式中  $f_s^L(t)$ ,  $f_s^R(t)$  分别为左右桥墩支座力;  $K_p$  为桥墩弹性支座刚度;  $u(x, t)$  为距离  $x$  处桥梁竖向位移;  $d_0$  为前后轮间距;  $d_1$  为相邻车厢前轮间距;  $EI$  为桥梁抗弯刚度;  $\kappa = \frac{EI\pi^3}{K_p L^3}$  为桥梁抗弯刚度与支座刚度

比;  $q_1(t)$ ,  $q_2(t)$  分别为弹性支座简支梁第一、二阶振型;  $t_k = (n-1)d_1/v$ , 为车速  $v$  时第  $n$  个轮压荷载作用桥梁上的时间;  $P$  为列车作用荷载;  $H(t)$  为 Heaviside 函数;  $S_1 = \pi v / \omega_1 L$ ,  $S_2 = \pi v / \omega_2 L$ , 分别为与车速有关的参数;  $\omega_1$ ,  $\omega_2$  分别为弹性支座简支梁第一、二振型的自振频率, 分别为

$$\omega_1 = \left[ \frac{\omega_0^2(1+4\kappa/\pi)}{1+8\kappa/\pi+2\kappa^2} \right]^{1/2}, \quad \omega_2 = \left[ \frac{16\omega_0^2(1+2\kappa/\pi)}{1+4\kappa/\pi+2\kappa^2/3} \right]^{1/2},$$

其中,  $\omega_0 = \frac{\pi^2}{L^2} \left( \frac{EI}{m} \right)^{1/2}$ ,  $m$  为桥梁单位长度质量。

式 (9)、(10) 中参数  $g_{11}(v, t)$ ,  $g_{12}(t)$ ,  $g_{21}(v, t)$ ,  $g_{22}(v, t)$  和  $g_{23}(t)$  的计算公式分别为<sup>[6]</sup>  
 $g_{11}(v, t) = \sin(\pi vt/L) - S_1 e^{-\xi_1 \omega_1 t} \sin(\omega_1 t)$ ;  $g_{12}(t) = 1 - e^{-\xi_1 \omega_1 t} \cos(\omega_1 t)$ ;  
 $g_{21}(v, t) = \sin(2\pi vt/L) - 2S_2 e^{-\xi_2 \omega_2 t} \sin(\omega_2 t)$ ;  
 $g_{22}(t) = \omega_2 t - e^{-\xi_2 \omega_2 t} \sin(\omega_2 t)$ ;  
 $g_{23}(t) = 1 - e^{-\xi_2 \omega_2 t} \cos(\omega_2 t)$ ;  
 其中,  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  为桥梁第一、二振型的阻尼比。

列车紧邻前后轮中只考虑前轮作用时, 桥墩作用

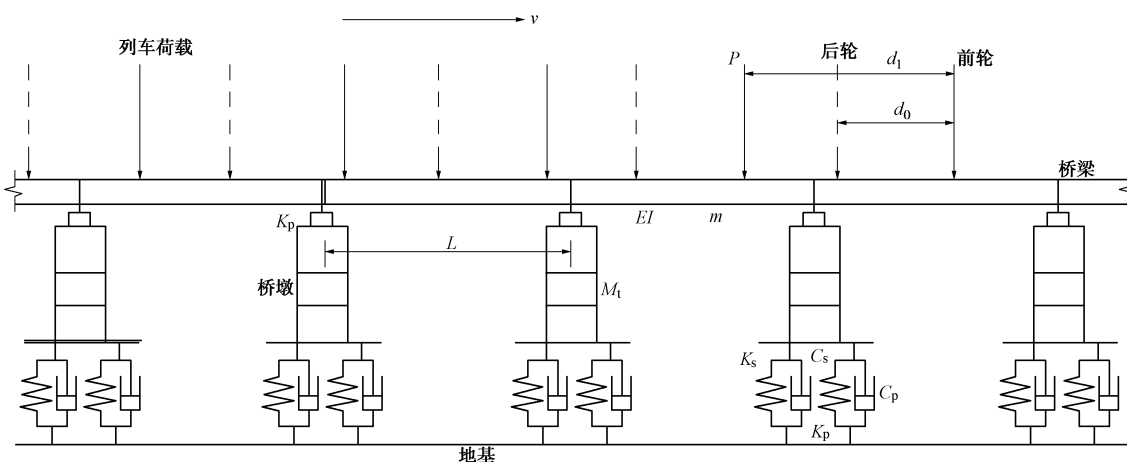


图 4 列车荷载和高架桥模型示意图

Fig. 4 Model of viaduct and train loadings

反力包括左右两跨桥梁的荷载作用之和, 表示为

$$\begin{aligned} F_s^r(t) &= f_s^R(t+L/v) + f_s^L(t) \\ &= K \cdot u(L, t+L/v)H(t+L/v) + K \cdot u(0, t)H(t) \\ &= \frac{E\pi^3}{(1+\kappa)L^3} \left\{ [q_1(t+L/v) - q_2(t+L/v)] \cdot \right. \\ &\quad \left. H(t+L/v) + [q_1(t) + q_2(t)]H(t) \right\} \quad (11) \end{aligned}$$

列车前后轮对中后轮作用时, 桥墩上作用反力可以表示为  $F_s^r(t) = F_s^r(t-d_0/v)$ , 则列车荷载作用在高架桥上, 桥墩反作用力可以表示为

$$F_s(t) = F_s^r(t) + F_s^r(t) = F_s^r(t) + F_s^r(t-d_0/v) \quad (12)$$

#### 1.4 桥墩-群桩基础动力响应

桥墩在桥梁支座反力  $F_s(t)$  作用下, 频域内的动力平衡方程为

$$\{-\omega^2 M_t + [K_s + K_p(\omega)] + i\omega C_s + iC_p(\omega)\}u_0^* = F_s^*(\omega) \quad (13)$$

式中  $M_t = M_{pr} + M_{cp} + M_{bf}$  为桥墩-基础总质量,  $M_{pr}$  为桥墩质量,  $M_{cp}$  为承台质量,  $M_{bf} = 4bl\rho_s(e-h)$  为回填土的质量<sup>[6]</sup>,  $b, l, e, h$  分别承台宽度、长度、埋深和厚度;  $K_p(\omega), C_p(\omega)$  为群桩基础的阻抗系数;  $F_s^*(\omega)$  为频域内桥墩作用力;  $\omega$  为振动圆频率。式 (13) 中的  $K_s, C_s$  为回填土的阻抗系数, 即等效刚度和阻尼<sup>[6]</sup>:

$$K_s = \frac{4G_s r_{eq}}{1 - \nu_s} \left( 1 + 0.54 \frac{e}{r_{eq}} \right) \quad (14a)$$

$$C_s = \pi \rho_s r_{eq}^2 \left( V_p + V_s \frac{2e}{r_{eq}} \right) \quad \left( \nu_s \leq \frac{1}{3} \right) \quad (14b)$$

$$C_s = 2\pi V_s \rho_s r_{eq}^2 \left( 1 + \frac{e}{r_{eq}} \right) \quad \left( \nu_s > \frac{1}{3} \right) \quad (14c)$$

式中  $\rho_s, V_s$  分别为土体质量密度和剪切波速, 其中  $V_s = \sqrt{G_s / \rho_s}$ ,  $G_s$  为土体剪切模量;  $\nu_s$  为土体泊松比;  $V_p$  为土体压缩波波速;  $r_{eq} = \sqrt{(4bl/\pi)}$  为承台等效半径。

#### 1.5 群桩基础模型

如图 5 示, 采用 Winkler 模型分析群桩基础的竖向动力阻抗系数。Winkler 模型中桩周土的刚度系数和阻尼系数取<sup>[24]</sup>

$$\left\{ \begin{aligned} k_z &= 0.6E_s \left[ 1 + \frac{1}{2}\sqrt{a_0} \right], \\ c_z &= 2\eta \frac{k_z}{\omega} + \pi a_0^{-0.25} \rho_s V_s d \end{aligned} \right. \quad (15)$$

式中  $E_s, \eta$  分别为土体弹性模量和阻尼比;  $d$  为桩体直径;  $a_0 = \omega d / V_s$  为归一化频率。

将桩体沿竖向划分为  $n$  个单元, 任一单元体的竖向振动方程为

$$\frac{d^2 w_i(z)}{dz^2} + \left[ \frac{\lambda_i}{h_i} \right]^2 w_i(z) = 0 \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (16)$$

式中  $w_i(z)$  为单元桩位移;  $h_i$  为单元桩长度;  $\lambda_i = h_i[(m_p \omega^2 - k_{zi} - i\omega c_{zi}) / E_p A_p]^{0.5}$ , 其中  $m_p, E_p$  和  $A_p$  分别为桩体单位长度质量、弹性模量和截面积。

根据式 (16) 的解  $w_i(z) = A \cos\left(\lambda_i \frac{z}{h_i}\right) + B \sin\left(\lambda_i \frac{z}{h_i}\right)$

和桩单元作用力计算公式  $N_i(z) = E_p A_p \frac{dw_i(z)}{dz}$ , 可得桩单元上下端作用力与位移的关系:

$$\begin{Bmatrix} w(h_i) \\ N(h_i) \end{Bmatrix} = [t^1] \begin{Bmatrix} w(0) \\ N(0) \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$\text{式中, } [t^1] = \begin{Bmatrix} \cos \lambda_i & \frac{h_i \sin \lambda_i}{E_p A_p \lambda_i} \\ -\frac{E_p A_p \lambda_i \sin \lambda_i}{h_i} & \cos \lambda_i \end{Bmatrix}.$$

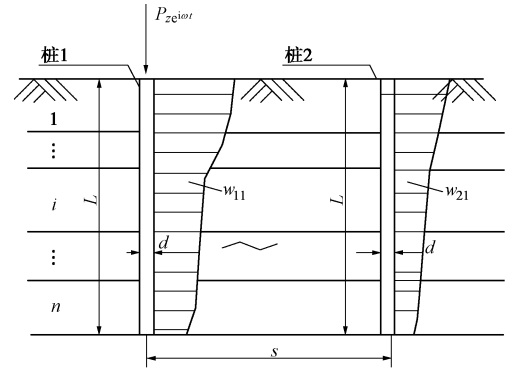


图 5 桩基动力阻抗计算模型

Fig. 5 Model for dynamic impedance of piles

采用传递矩阵法可得桩端位移和作用反力为

$$\begin{Bmatrix} w(L_p) \\ N(L_p) \end{Bmatrix} = [T^1] \begin{Bmatrix} w(0) \\ N(0) \end{Bmatrix} \quad (18)$$

式中  $L_p$  为桩长;  $[T^1] = [t^1]_1 [t^1]_2 [t^1]_3 \dots [t^1]_n$  为综合传力矩阵;  $N(L_p) = -K_b w(L_p) = -G_b (S_{w1} + iS_{w2}) w(L_p)$  为桩端作用力, 其中  $K_b$  为桩端土刚度,  $G_b$  为桩端土剪切模量,  $S_{w1}, S_{w2}$  分别为桩端土阻抗函数<sup>[21]</sup>。

根据桩体动力阻抗函数的定义, 可以求得单桩竖向动力阻抗:

$$R^s = \frac{N(0)}{w(0)} = \frac{T_{11}^1 K_b + T_{21}^1}{T_{12}^1 K_b + T_{22}^1} \quad (19)$$

式中,  $T_{11}^1, T_{12}^1, T_{21}^1, T_{22}^1$  为  $4 \times 4 [T^1]$  矩阵四位置元素。

群桩基础中桩与桩间的影响采用桩间影响系数分析。1 号桩体在土体中产生的位移场为

$$w_s(z, t) = w_s(z) e^{i\omega t} = \psi(s) w_{11}(z) e^{i\omega t} \quad (20)$$

式中  $w_{11}(z)$  为单桩自身位移;  $\psi(s)$  为位移衰减系数<sup>[26]</sup>:

$$\psi(s) = \left( \frac{2s}{d} \right)^{-0.5} \exp[-(\eta + i) \left( \frac{s}{d} - 0.5 \right) a_0], \quad \text{其中 } s \text{ 为相邻}$$

桩中心距,  $d$  为桩径,  $\eta$  为土体材料阻尼。

在 1 号桩的影响下, 相邻 2 号桩划分为  $n$  个桩体单元, 单桩的动力方程为

$$\frac{d^2 w_{21}(z)_i}{dz^2} + \frac{\lambda_i^2}{h_i^2} w_{21}(z)_i = \frac{-(k_z + i c_z) \psi(s) w_{11}(z)_i}{E_p A_p}, \quad (21)$$

据此可以解得在 1 号桩影响下, 2 号桩的位移解:

$$w_{21}(z)_i = \frac{h_i(k_z + i c_z)}{2 \lambda_i E_p A} \psi(s)_i z \left[ -A_i \sin \left( \lambda_i \frac{z}{h_i} \right) + B_i \cos \left( \lambda_i \frac{z}{h_i} \right) + A_{li} \cos \left( \lambda_i \frac{z}{h_i} \right) + B_{li} \sin \left( \lambda_i \frac{z}{h_i} \right) \right]。$$

根据式 (21) 和式 (16) 的解, 联合桩体上下端边界条件, 可得考虑相邻桩影响 2 号桩单元上下端作用力与位移关系:

$$\begin{Bmatrix} w_2(h_i) \\ N_2(h_i) \end{Bmatrix} = [t^1] \begin{Bmatrix} w_2(0) \\ N_2(0) \end{Bmatrix} + [t^{12}] \begin{Bmatrix} w_1(0) \\ N_1(0) \end{Bmatrix}, \quad (22)$$

式中,  $[t^{12}]$  为 1 号桩单元对 2 号桩单元影响的传递系数矩阵:

$$[t^{12}]_i = \frac{h_i(k_{zi} + i \omega c_{zi})}{2 \lambda_i E_p A_p} \cdot \begin{Bmatrix} -h_i \sin \lambda_i & \frac{h_i^2}{E_p A_p \lambda_i} \left[ \cos \lambda_i - \frac{\sin \lambda_i}{\lambda_i} \right] \\ -E_p A_p \lambda_i \left[ \cos \lambda_i + \frac{\sin \lambda_i}{\lambda_i} \right] & -h_i \sin \lambda_i \end{Bmatrix}。$$

采用传递系数矩阵法, 考虑相邻桩体影响, 2 号桩端位移和作用力为

$$\begin{Bmatrix} w_2(L_p) \\ N_2(L_p) \end{Bmatrix} = [T^1] \begin{Bmatrix} w_2(0) \\ N_2(0) \end{Bmatrix} + [T^2] \begin{Bmatrix} w_1(0) \\ N_1(0) \end{Bmatrix}。 \quad (23)$$

式中 传递系数  $[T^2] = \sum_{j=1}^n [t^1]_1 \cdots [t^1]_{j-1} [t^2]_j [t^1]_{j+1} \cdots [t^1]_n$ ;  $w_2(0)$ ,  $w_2(L_p)$ ,  $N_2(0)$ ,  $N_2(L_p)$  分别为 2 号桩桩顶位移、桩端位移、桩顶作用力和桩端作用力。

根据桩端位移与作用力的关系, 可得桩体动力相互作用因子为

$$\alpha(s) = \frac{w_2(0)}{w_1(0)} = -\frac{T_{11}^2 K_b + R^s K_b T_{12}^2 + T_{21}^2 + R^s T_{22}^2}{T_{11}^1 K_b + T_{21}^1}, \quad (24)$$

式中,  $T_{11}^2$ ,  $T_{12}^2$ ,  $T_{21}^2$ ,  $T_{22}^2$  为  $4 \times 4 [T^2]$  矩阵四位置元素。

由于群桩承台约束, 在竖向振动荷载  $P_z^G e^{i\omega t}$  作用下, 群桩基础整体竖向位移与单桩相同:

$$w^G = w_i = \left( \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} P_j \right) / R^s。 \quad (25)$$

式中  $\alpha_{ij}$  为  $j$  号桩对  $i$  号桩的动力相互作用因子, 当  $i=j$  时, 有  $\alpha_{ij}=1.0$ ;  $P_j$  为第  $j$  号桩分担的承台荷载。

承台竖向动力荷载由所有桩共同承担, 即

$$P_z^G = \sum P_j。 \quad (26)$$

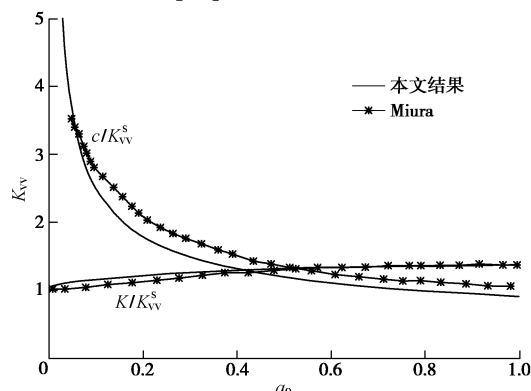
联立式 (25) 和式 (26), 采用矩阵形式表示:

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 1 & \cdots & 1 \\ -1 & 1 & \alpha_{12} & \cdots & \alpha_{1n} \\ -1 & \alpha_{21} & 1 & \cdots & \alpha_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ -1 & \alpha_{n1} & \alpha_{n2} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w^G R^s \\ P_1 \\ P_2 \\ 0 \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_z^G \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \text{解得群桩的}$$

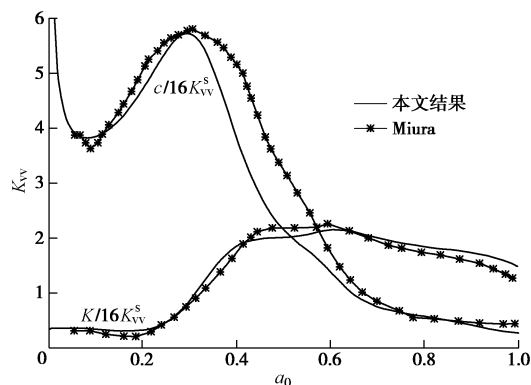
竖向位移  $w^G$  后, 可得群桩动力阻抗:

$$R^G = P_z^G / w^G。 \quad (27)$$

采用 Miura 等<sup>[27]</sup>数值积分解验证本文传递系数矩阵法的可靠性。计算参数取: 桩直径  $d_p=1$  m, 桩长  $L_p=20$  m, 相邻桩中心距  $s=5$  m; 桩身弹性模量和质量密度分别为  $E_p=3.92 \times 10^9$  N/m<sup>2</sup>,  $\rho_p=2000$  kg/m<sup>3</sup>; 土体密度  $\rho_s=1400$  kg/m<sup>3</sup>, 泊松比  $\nu_s=0.4$ , 阻尼系数 0.05, 剪切波速  $V_s=100$  m/s。本文传递系数矩阵法和文献<sup>[27]</sup>数值积分法结果对比如图 6 示, 图中桩基阻抗采用  $(k + i a_0 c)$  的形式表示, 其中  $k_{vv}^s = 1.6(E_p A_p / L_p)$ 。由图可知, 本文方法计算群桩动力阻抗系数与文献<sup>[27]</sup>的结果吻合较好。



(a) 单桩阻抗系数



(b)  $4 \times 4$  群桩阻抗系数

图 6 桩基阻抗函数

Fig. 6 Impedance of a single pile and group piles

## 1.6 地面振动求解

据式 (13) 可求得群桩基础的位移频域解  $u_0^*(\omega)$ , 则群桩与土相互作用的力可表示为<sup>[6]</sup>

$$P_{in}^*(\omega) = (K_s + i \omega C_s) u_0^*(\omega), \quad (28)$$

据此采用 Green 函数求解铁路高架桥列车运行引起的地面振动<sup>[28]</sup>:

$$G_{zz}(r_j, \omega) = \frac{1 - \nu_s}{2\pi G_s (r_j - 2r_{eq}/\pi)} e^{-i \left[ \frac{\omega(r_j - 2r_{eq}/\pi)(1-\eta)}{\gamma V_R} \right]} \quad (29a)$$

$$(r_j - 2r_{eq}/\pi) \leq \beta \lambda_R, \quad (29a)$$

$$G_{zz}(r_j, \omega) = \frac{1 - \nu_s}{2\pi G_s \sqrt{\beta \lambda_R (r_j - 2r_{eq}/\pi)}} e^{-i \left[ \frac{\omega(r_j - 2r_{eq}/\pi)(1-\eta)}{\gamma V_R} \right]} \quad (29b)$$

$$\beta \lambda_R < (r_j - 2r_{eq}/\pi) \leq 1.5 \lambda_R, \quad (29b)$$

$$G_{zz}(r_j, \omega) = \frac{1 - \nu_s}{2\pi G_s \sqrt{\beta \lambda_R (r_j - 2r_{eq}/\pi)}} e^{-i \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\omega(r_j - 2r_{eq}/\pi)(1-\eta)}{V_R} \right]} \quad (29c)$$

$$1.5 \lambda_R < (r_j - 2r_{eq}/\pi). \quad (29c)$$

式中  $V_R$  为土体瑞利波速;  $\lambda_R = 2\pi V_R / \omega$  为瑞利波波长;  $\eta$  为土体材料阻尼系数;  $\gamma = 12/13$  为近场瑞利波速修正参数;  $r_j$  为与振源间距;  $\beta = (2/3) \beta^*$  为地面振动近场与远场的分界参数, 其中  $\beta^*$  计算式为

$$\beta^* = \left( \frac{1 - \nu_s}{2\pi} \right)^2 \frac{[8q_R - (48 - 32q_R^2)q_R^3 + 48(1 - q_R^2)q_R^5]^2}{(2q_R - 1)^4 (q_R^2 - q_p^2)}, \quad (30)$$

式中,  $q_R, q_p$  为波速比,  $q_R = V_s / V_R$ ,  $q_p = V_s / V_p$ 。

距离高架线路为  $r_j$  处的地面振动频域内的位移可以表示为

$$\tilde{w}_s^*(r_j, \omega) = P_{in}^*(\omega) G_{zz}(r_j, \omega). \quad (31)$$

## 1.7 多桥墩作用下地面振动

采用傅里叶逆变换处理频域内地面振动, 可得时域内地面振动幅值、速度和加速度。如图 7,  $j$  个桥墩共同作用产生地面振动的计算公式为<sup>[6]</sup>

$$\{w, v, a\}(x, y, t_n) = \sum_{j=N_0}^{N_f} \{w_{sj}, v_{sj}, a_{sj}\}(x_j, y_j, t_n) [H(t_n - t_{j,0}) - H(t_n - t_{j,f})] \\ = \sum_{j=N_0}^{N_f} \sum_{k=-N_s/2}^{N_s/2-1} \frac{1}{N_s} \{1, i\omega_k, -\omega_k^2\} P_{in}^*(\omega_k) G_{zz}(r_j, \omega_k) \cdot e^{i\omega_k t_n} [H(t_n - t_{j,0}) - H(t_n - t_{j,f})]. \quad (32)$$

式中  $x_j = x$ ;  $y_j = y - jL$ ;  $r_j = \sqrt{x_j^2 + y_j^2}$ ;  $t_n = n\Delta t$ ;  $t_{j,0} = (j-1)L/v$ ;  $t_{j,f} = (j-1)L/v + T$ ;  $\{w, v, a\}(x, y, t_n)$  为  $t_n$  时间段内地面振动位移、速度和加速度的时域解;  $\{w_{sj}, v_{sj}, a_{sj}\}(x_j, y_j, t_n)$  为第  $j$  个桥墩产生的地面动力响应;  $(x_j, y_j)$  为观察点  $(x, y)$  与第  $j$  个桥墩的相对距离;  $N_0$  和  $N_f$  为第一个和最后一个桥墩号。

## 2 数值模型验证

采用文献[29]实测高架桥地面振动验证本文半解析数值模型的可靠性。据文献[16]参数取值进行计算, 具体参数为车厢质量 22800 kg, 转向架质量 2550 kg, 车轮质量 1760 kg, 一级悬挂刚度 1500 kN/m, 二级悬

挂刚度 275 kN/m, 一级悬挂阻尼 5 kN·s/m, 二级悬挂阻尼 30 kN·s/m; 桥梁跨度 27 m, 单位长度质量 10330 kg/m, 截面惯性矩 2.28 m<sup>4</sup>; 4 根群桩, 桩长 40 m, 桩直径 1 m; 土体密度 1960 kg/m<sup>3</sup>, 压缩模量 200 MPa, 泊松比 0.30。轨道不平顺采用美国 6 级功率谱。由本文模型计算可得地面竖向振动, 与文献[29]实测地面竖向振级对比如图 8 所示, 由图可知, 本文数值模型能有效模拟高架桥地面振动, 故验证了本文模型的可靠性。

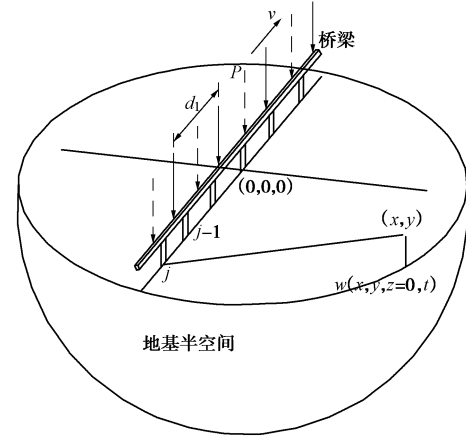


图 7 多桥墩地面振动计算模型

Fig. 7 Model for ground vibration under multiple piers

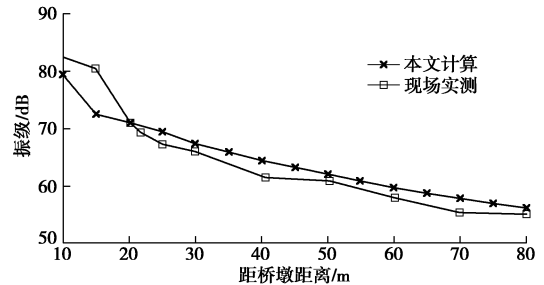


图 8 地面竖向振动衰减

Fig. 8 Attenuation of vertical ground vibration

采用文献[9]的有限元计算结果验证本文列车-桥梁-地基模型的可靠性。文献[9]的有限元模型取值为: 车轮荷载数目  $N = 16$ ,  $P = 218$  kN, 车轮间距  $d_1 = 25$  m,  $d_0 = 17.5$  m, 车速  $v = 80$  m/s,  $E = 2 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>,  $I = 8.72$  m<sup>4</sup>,  $m = 18.5$  t/m,  $L = 30$  m,  $\xi_1 = \xi_2 = 0.025$ ,  $M_t = 1390$  t, 承台尺寸  $b = l = 10.8$  m, 承台厚度  $h = 3.6$  m, 承台埋深  $e = 4.6$  m, 桩长  $L_p = 50.4$  m, 桩直径  $d = 1.8$  m, 桥墩数取 8 根。假定桥梁为简支梁, 取  $\kappa = 0.0$ 。在计算 Green 函数时取  $G_s = 5.0 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>; 计算桥墩群桩基础动力阻抗函数<sup>[6]</sup>时取  $G_s = 14.7 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>。地土  $\rho_s = 2.0$  t/m<sup>3</sup>,  $\nu_s = 0.48$ ,  $V_p = 274$  m/s,  $V_s = 158$  m/s,  $V_R = 145$  m/s,  $\eta = 0.01$ 。计算中时间步长取  $\Delta t = 0.005$  s。有限元模型长度 360 m, 宽度

212.4 m, 深度 122.4 m, 采用吸波边界减小振动反射。

采用本文数值模型计算得距高架桥 72 m 和 198 m 地面振动 1/3 倍频程与文献[9]结果对比如图 9 示。其中方法 1 为不考虑轨道不平顺的计算结果, 方法 2 为轨道不平顺按照美国 6 级功率谱计算的结果。发现本文数值模型计算值小于 6 Hz 的振动与文献[9]结果吻合较好。根据车轮间距和车速, 25 m 车轮间距引起的振动频率  $80/25=3.2$  Hz, 对应图中的倍频程峰值; 17.5 m 车轮间距引起的频率  $80/17.5=4.5$  Hz, 对应图中倍频程峰值。该结论与文献[17]一致, 即车轮间距对地面低频振动有较大影响。采用方法 2, 考虑轨道不平顺计算的 6~16 Hz 地面振动比方法 1 结果大, 与文献[9]有限元计算结果更接近, 尤其是大于 12 Hz 的振动, 即方法 1 计算的大于 6 Hz 的结果误差较大。可见铁路高架轨道不平顺对大于 6 Hz 的地面振动有显著影响。

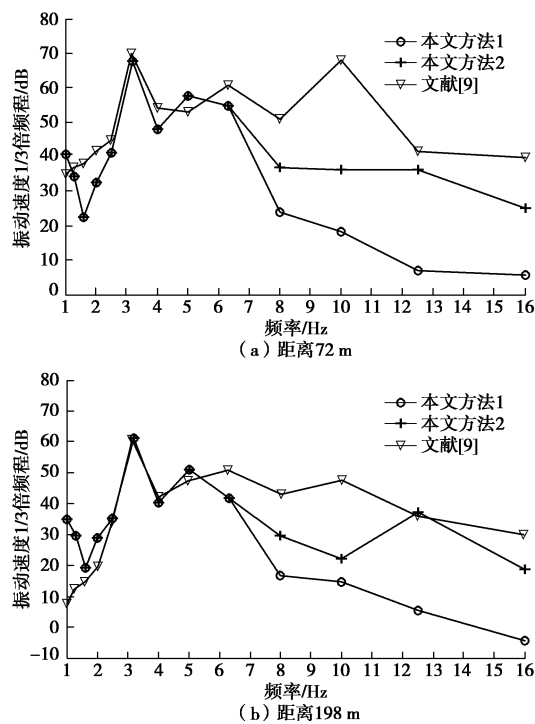


图 9 桥梁不同距离处地面振动 1/3 倍频程

Fig. 9 1/3 octave of ground vibration at different distances from viaduct

### 3 地面振动分析

采用本文建立的列车-高架桥-地基数值模型研究铁路高架桥引起地面振动。分析采用 ICE 高速列车, 其多质点模型弹簧、阻尼参数取<sup>[30]</sup>:  $m_c=17500$  kg,  $m_b=2840$  kg,  $m_w=7000$  kg,  $k_1=5.6$  MN/m,  $c_1=480$  kN·s/m,  $k_2=0.45$  MN/m,  $c_2=40$  kN·s/m。取 45 个桥墩计算, 采用 5 种桥梁跨度, 高架桥材料参数  $\xi_1=\xi_2=0.025$ ,  $E=2.82\times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>, 结构尺寸  $h=2.1$  m,  $e=3.1$  m, 其他结构尺寸见表 1。

表 1 高架桥模型参数<sup>[6]</sup>

Table 1 Parameters of viaduct model <sup>[6]</sup>		
$L/\text{m}$	$I/\text{m}^4$	$m/(\text{t}\cdot\text{m}^{-1})$
20	3.81	34.6
25	5.98	35.8
30	8.72	36.7
35	12.97	37.5
40	17.90	38.7

地基计算参数: 土体密度  $\rho_s=2.0$  t/m<sup>3</sup>, 泊松比为  $\nu_s=0.33$ ,  $V_p=177$  m/s,  $V_s=102$  m/s,  $V_R=94$  m/s,  $\eta=0.02$ , 计算中时间步长取  $\Delta t=0.005$  s。Green 函数中取  $G_s=2.1\times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>; 群桩基础阻抗计算中剪切模量按深度线性增大, 承台底为  $G_s=2.5\times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>, 50.4 m 深处为  $G_s=2.9\times 10^5$  kN/m<sup>2</sup>。

#### 3.1 轨道不平顺对地面振动影响

轨道不平顺对地面高频振动有显著影响, 本节分析高架桥跨度和车速变化时轨道不平顺对桥梁和地面振动的影响。图 10 为是否考虑不平顺两工况下, 不同车速和桥梁跨度时, 桥墩作用力峰值分布。可以发现不考虑轨道不平顺时, 由车速和桥梁跨度引起的作用力增大区为两个: 车速 400 km/h、跨度 30 m 和车速 450~500 km/h、跨度 25 m。轨道不平顺为美 6 级时, 振动增大区只有一个: 车速 500 km/h、跨度 25 m。同时可发现, 考虑轨道不平顺的振动增大区桥墩作用力远大于不考虑轨道不平顺的结果。

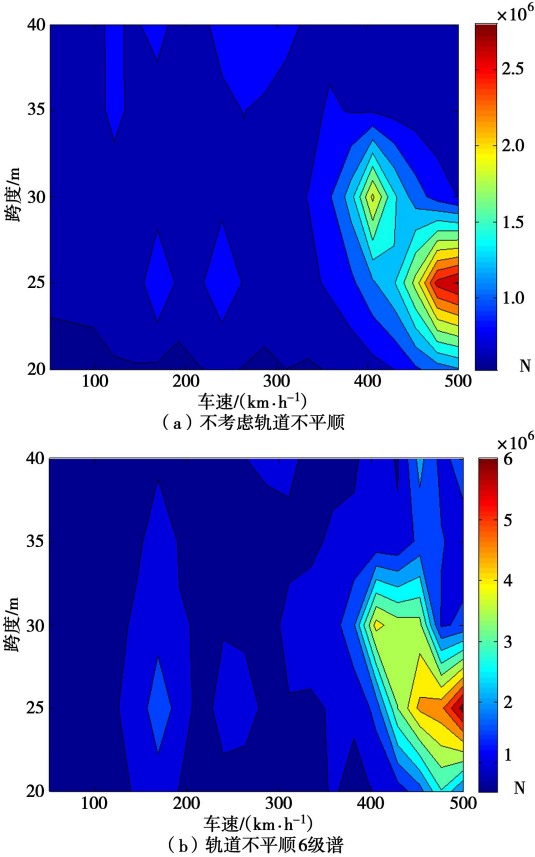


图 10 不同轨道不平顺条件下桥墩作用力

Fig. 10 Maximum force of bridge pier for different rail irregularities



图 11 为不同轨道不平顺条件下,不同车速和桥梁跨度时距离桥梁 100 m 处地面振动速度 1/3 倍频程峰值。与文献[6]结论一致,桥梁跨度和车速对地面振动峰值影响分为多个共振区域:①车速 100~130 km/h 和桥梁跨度 32~37 m;②车速 100~200 km/h 和桥梁跨度 25 m;③车速>350 km/h 和桥梁跨度<35 m,其中车速 400 km/h 和桥梁跨度 30 m 时,地面振动因桥梁共振达到最大。考虑轨道不平顺后,桥梁跨度和车速的共振区位置和振动峰值基本相同。但考虑不平顺后,车速 400~450 km/h 和桥梁跨度 25~30 m 峰值共振区域的面积比不考虑轨道不平顺有一定增加。中国高铁车速一般为 200~300 km/h,由图 11 可以发现当车速为 200 km/h 时,桥梁跨度约 25 m 时存在地面振动增大区,故通过适当增加桥梁跨度,可减小地面振动;增加车速,不同桥梁跨度的地面振动均有显著增大;当车速为 300 km/h 时,桥梁跨度大于 35 m 可减小地面振动。

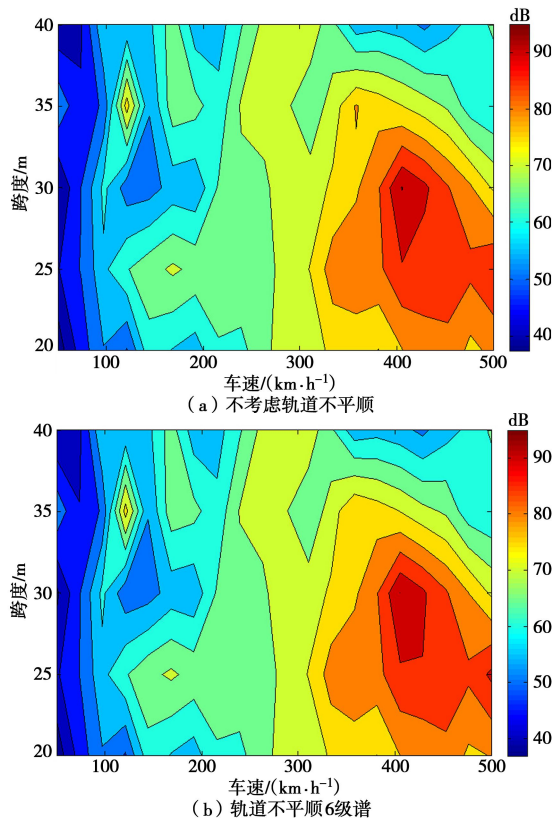


图 11 不同轨道不平顺条件下地面振动 1/3 倍频程峰值  
Fig. 11 Maximum 1/3 octave value of ground vibration for different rail irregularities

3.2 群桩基础对地面振动影响

桩长、桩径、桩间距对群桩动力阻抗有影响,本节研究群桩基础对地面振动的影响,探讨通过合理设计桩基减小地面振动。分析中桥梁跨度取 30 m,地面振动点距离高架桥 100 m。图 12 为 4×4 群桩、桩间距取 3.6 m 时,不同车速、桩长径比条件下,地面振

动速度 1/3 倍频程峰值。图 12 (a) 桩长为 50 m,通过变化桩直径改变长径比,可以发现当车速小于 260 km/h 时,长径比对地面振动峰值影响较小;且随车速增加,地面振动增大。当车速大于 260 km/h 时,长径比对地面振动影响较大,随长径比减小,桩径增大,地面振动减小。当车速为 290 km/h,桩基长径比为 45~50 时,地面振动处于振动增大区。设计应避开群桩基础的振动增大区,可以控制群桩长径比小于 35,以减小高铁运行产生的地面振动。图 12 (b) 桩径为 1.2 m,变化桩长改变桩的长径比,可以发现车速 280~300 km/h 时,桩长 20~35 m 为地面振动增大区。因此,桩基设计可通过调整桩长减小振动增大区,达到控制地面振动之目的。

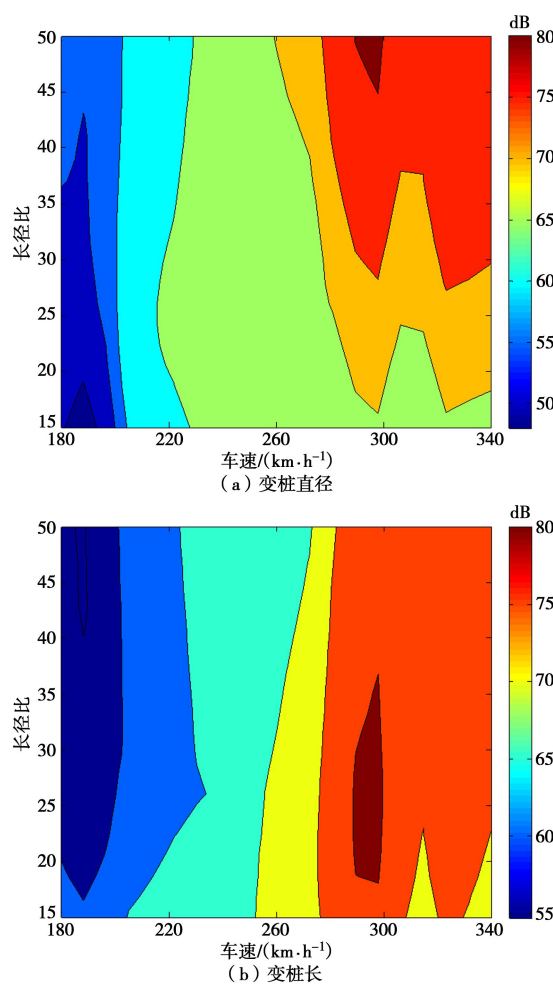


图 12 不同长径比和车速时地面振动 1/3 倍频程  
Fig. 12 Maximum 1/3 octave value of ground vibration for different ratios of length to diameter of pile

图 13 为 4×4 群桩,桩长取 50 m,不同车速和距径比条件下地面振动速度 1/3 倍频程峰值。图 13 (a) 桩间距取 3.6 m,通过变化桩直径改变距径比,可以发现与图 12 (a) 的规律类似:车速低于 260 km/h 时,距径比对地面振动影响较小;当车速高于 260 km/h 时,随距径比的减小,地面振动减小。综合图 12 (a)

和图 13 (a), 发现当车速高于 260 km/h 时, 增加桩直径可减小地面振动。图 13 (b) 桩直径为 1.2 m, 变化桩间距改变桩的距径比。发现增加桩距可减小地面振动随车速的增加; 距径比大于 3.0 后, 增加桩间距对减小地面振动的效果较小, 其中车速 290~300 km/h, 距径比小于 2.0 时为地面振动增大区, 因此, 增加桩距可避开振动增大区。

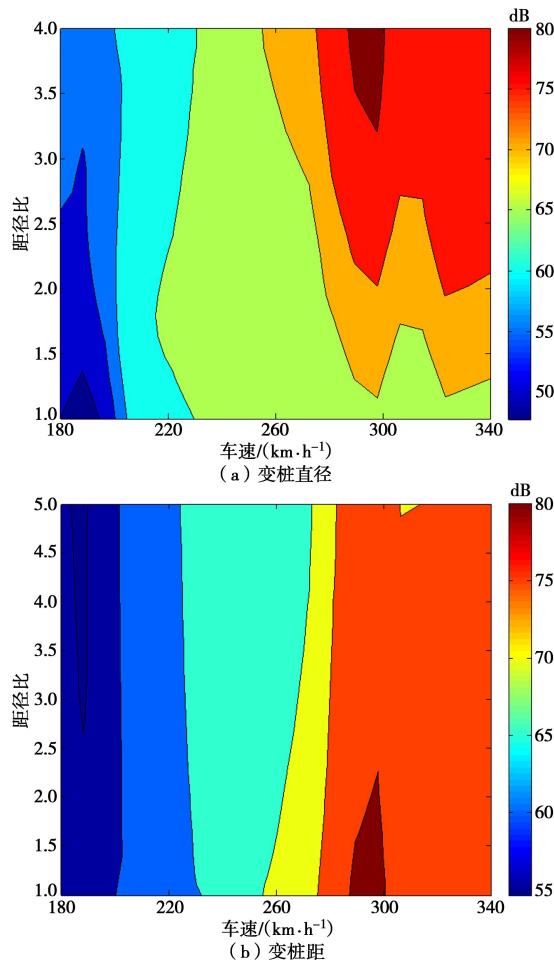


图 13 不同距径比和车速时地面振动 1/3 倍频程

Fig. 13 Maximum 1/3 octave value of ground vibration for different ratios of distance to diameter of pile

## 4 结 论

(1) 采用多质点模型描述列车, 采用美国功率谱描述轨道不平顺, 采用非线性接触 Hertzian 公式描述轮轨接触, 采用振型分解法求解轮轨作用力, 采用弹性支座简支梁模拟高架桥梁, 采用 Winkler 模型求得群桩阻抗, 分析群桩基础的地面振动影响。采用文献 [9] 地面振动 1/3 倍频程曲线和文献 [29] 地面振动实测结果验证本文列车-高架桥-地基模型的合理性。对比表明本文方法能够有效模拟铁路高架桥引起的地面振动。

(2) 高架桥线路引起地面振动的低频振动由列车轴距决定。地面振动中的大于 6 Hz 的振动主要由轨道

不平顺引起。车速较高时, 高架桥可能发生共振, 导致桥墩作用力和地面振动的增大。考虑轨道不平顺, 处于共振区的桥墩作用力显著增加。合适调整桥梁跨度与车速组合可减小地面振动。

(3) 车速低于 260 km/h 时, 桩直径对地面振动的影响较小, 车速高于 260 km/h 时, 增加桩直径可减小地面振动。适当增加桩间距可减缓地面振动随车速的增加、避开振动增大区。桩长对地面振动的影响较小, 但特定桩长可引起地面振动显著增大, 故可以通过调整桩长减小振动增大区。

## 参考文献:

- [1] 夏 禾, 曹艳梅. 轨道交通引起的环境振动问题[J]. 铁道科学与工程学报, 2004, 1(1): 44 - 51. (XIA He, CAO Yan-mei. Problem of railway traffic induced vibrations of environments[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2004, 1(1): 44 - 51. (in Chinese))
- [2] TAKEMIYA H. Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(1): 69 - 87.
- [3] TAKEMIYA H, BIAN X C. Shinkansen high-speed train induced ground vibrations in view of viaduct-ground interaction[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(6): 506 - 520.
- [4] TAKEMIYA H. Analyses of wave field from high-speed train on viaduct at shallow/deep soft grounds[J]. Journal of Sound and Vibration, 2008, 310(3): 631 - 649.
- [5] WU Y S, YANG Y B. A semi-analytical approach for analyzing ground vibrations caused by trains moving over elevated bridges[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(12): 949 - 962.
- [6] YANG Y B, WU Y S. Transmission of vibrations from high speed trains through viaducts and foundations to the ground[J]. Journal of the Chinese Institute of Engineers, 2005, 28(2): 251 - 266.
- [7] XIA H, ZHANG N, CAO Y M. Experimental study of train-induced vibrations of environments and buildings[J]. Journal of Sound and Vibration, 2005, 280(3): 1017 - 1029.
- [8] CAO Y, XIA H, LI Z. A semi-analytical/FEM model for predicting ground vibrations induced by high-speed train through continuous girder bridge[J]. Journal of Mechanical Science and Technology, 2012, 26(8): 2485 - 2496.
- [9] JU S H. Finite element analyses of wave propagations due to a high - speed train across bridges[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2002, 54(9): 1391 - 1408.

- [10] JU S H. Finite element analysis of structure-borne vibration from high-speed train[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2007, **27**(3): 259 – 273.
- [11] CHEN Y J, JU S H, NI S H, et al. Prediction methodology for ground vibration induced by passing trains on bridge structures[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2007, **302**(4): 806 – 820.
- [12] HE X W, KAWATANI M, NISHIYAMA S. An analytical approach to train-induced site vibration around Shinkansen viaducts[J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2010, **6**(6): 689 – 701.
- [13] LI X Z, LIU X H, LIU D J, et al. Influences of soil- structure interaction on coupled vibration of train- bridge system: theoretical and experimental study[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2013, **16**(8): 1355 – 1364.
- [14] ROMERO A, SOLÍS M, DOMÍNGUEZ J, et al. Soil-structure interaction in resonant railway bridges[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **47**: 108 – 116.
- [15] 蒋 通, 程昌熟. 用薄层法分析高架轨道交通引发的环境振动[J]. *振动工程学报*, 2008, **20**(6): 623 – 628. (JIANG Tong, CHENG Chang-shu. Environmental vibration induced by elevated railway traffic using thin-layer method[J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2008, **20**(6): 623 – 628. (in Chinese))
- [16] 陈建国. 高架轨道交通引起的环境振动预测与参数研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2009. (CHEN Jian-guo. Prediction and parameters research on viaduct train-induced environmental vibrations[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [17] AUERSCH L. Ground vibration due to railway traffic—the calculation of the effects of moving static loads and their experimental verification[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2006, **293**(3): 599 – 610.
- [18] KOUROUSSIS G, VERLINDEN O, CONTI C. Free field vibrations caused by high-speed lines: Measurement and time domain simulation[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, **31**(4): 692 – 707.
- [19] CONNOLLY D, GIANOPOULOS A, FORDE M C. Numerical modelling of ground borne vibrations from high speed rail lines on embankments[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **46**(1): 13 – 19.
- [20] KAYNIA A M, KAUSEL E. Dynamic stiffness and seismic response of pile groups[J]. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 1982, **83**: 16586.
- [21] NOVAK M. Vertical vibration of floating piles[J]. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1977, **103**(1): 153 – 168.
- [22] DOBRY R, GAZETAS G. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups[J]. *Géotechnique*, 1988, **38**(4): 557 – 574.
- [23] GAZETAS G, MAKRIS N. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part I: analysis of axial vibration[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1991, **20**(2): 115 – 132.
- [24] GAZETAS G, FAN K, KAYNIA A. Dynamic response of pile groups with different configurations[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1993, **12**(4): 239 – 257.
- [25] 李广慧. 车辆-无碴轨道-桥梁系统振动特性及其应用[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 2007. (LI Guang-hui. The vibration characteristics of vehicle-ballastless track- bridge system and its application[M]. Zhengzhou: The Yellow River Water Conservancy Press, 2007. (in Chinese))
- [26] MYLONAKIS G, GAZETAS G. Vertical vibration and additional distress of grouped piles in layered soil[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(1): 1 – 14.
- [27] MIURA K, KAYNIA A M, MASUDA K, et al. Dynamic behavior of pile foundations in homogeneous and non - homogeneous media[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1994, **23**(2): 183 – 192.
- [28] WOLF J P. Foundation vibration analysis using simple physical models[M]. New Jersey: Prentice Hall Press, 1994.
- [29] 陈建国, 夏 禾, 姚锦宝. 高架轨道交通列车对周围环境振动影响的试验研究[J]. *振动与冲击*, 2011, **30**(2): 159 – 163. (CHEN Jian-guo, XIAN He, YAO Jin-bao. Test for environment vibration induced by trains on viaduct[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2011, **30**(2): 159 – 163. (in Chinese))
- [30] KOUROUSSIS G, CONNOLLY D P, VERLINDEN O. Railway-induced ground vibrations—a review of vehicle effects[J]. *International Journal of Rail Transportation*, 2014, **2**(2): 69 – 110.
- [31] 陈 果, 翟婉明, 左洪福. 仿真计算比较我国干线谱与国外典型轨道谱[J]. *铁道学报*, 2001, **23**(3): 82 – 87. (CHEN Guo, ZHAI Wan-ming, ZUO Hong-fu. Comparing track irregularities PSD of Chinese main lines with foreign typical lines by numerical simulation computation[J]. *Journal of the China Railway Society*, 2001, **23**(3): 82 – 87. (in Chinese))