

工程应用

九江长江大桥在多点多维地震激励下的反应分析

柳国环, 李宏男, 田 利

(大连理工大学 土木水利学院, 大连 116024)

摘 要: 拟建的九江长江公路大桥为双塔双索面钢箱梁斜拉桥, 全长 1 432 m, 主跨长达 768 m, 应对其进行地震动多点激励分析。首先针对当前被普遍认可的适用于多点激励的位移输入模型中存在的容易但不容忽视的问题介绍了提出的无质量刚性元法, 然后基于拟合《公路工程抗震设计规范》反应谱方法生成桥位区的随机非平稳空间地震动场, 最后对此大桥进行了多点激励下的地震反应分析。结果表明: 纵向激励下, 考虑多点输入减小了索塔的底部剪力、底部弯矩和塔顶的节点位移; 三向激励下, 考虑多点输入可增加也可降低索塔的底部剪力和底部弯矩, 剪力最大增加近 10%; 考虑多点输入增加了塔顶的节点位移, 最大增加近 100%; 考虑多维激励均比仅考虑纵向激励的反应大。由此可看出, 对于大跨度斜拉桥地震反应分析, 须考虑地震动的多维多点激励。

关键词: 地震; 差动; 斜拉桥; 多点激励; 规范反应谱

中图分类号: TU311.3 **文献标识码:** A

九江长江公路大桥桥区位于扬子准地台的九江台陷内, 桥型为双塔双索面钢箱梁斜拉桥, 全长 1 432 m, 桥梁跨径组合为 126 m + 216 m + 768 m + 216 m + 126 m, 拉索选用低松弛 270 级钢绞线, 索塔与索塔横梁采用 C50 混凝土, 结构模型如图 1 和 2 所示, 其中图 2 中的 1 和 6、2 和 5、3 和 4 依次分别表示过渡支撑、辅助支撑和索塔支撑; 经钻探、物探以及资料的综合分析, 桥位区的上、中部土层为中硬土, 下部各风化岩为坚硬岩石, 工程场地类别属 Ⅱ类; 根据国家标准《中国地震动参数区划图》(GB 18306 - 2001), 九江地区位于地震动峰值加速度在 0.05g (相当于 Ⅱ度) 分区内。考虑公元 409 - 1972 年共发生 35 次有感地震, 且在 2005 年 11 月 26 日发生了江西九江 - 瑞昌 5.7 级地震, 震中烈度为 Ⅴ度, 震中区有大量房屋毁坏, 造成了严重的人员伤亡和财产损失, 同时考虑到公路大桥建设的重要性, 该工程的抗震设防烈度设为 7 度。

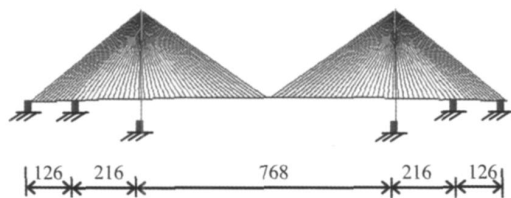


图 1 桥梁简易示意图

Fig 1 Simple sketch of the bridge

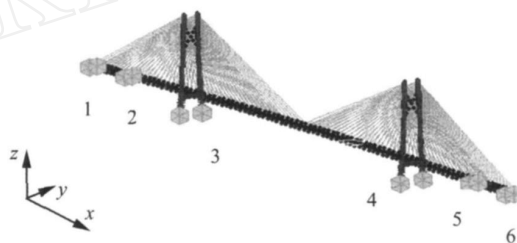


图 2 桥梁三维有限元模型

Fig 2 3-D finite element model of the bridge

实际地震地面运动具有复杂的时空变异性 (例如: 行波、相干和局部场地效应), 这一性质对结构尤其是对大跨结构的动力反应影响更为明显^[1-4], 大跨结构在抗震设计中应考虑多点激励的影响^[5-8]。因此, 应当考虑九江长江公路大桥在地震动多点激励下的差动效应。

本文首先针对当前常被用于多点分析的位移输入模型存在的不容忽视的问题, 介绍了无质量刚性元法, 然后基于拟合规范反应谱法生成非平稳空间地震动场, 最后对九江长江公路大桥进行了多点激励下的地震反应分析, 并将分析结果与一致激励下的结构反应作以对比, 旨在能够提高该大桥在地震作用下的安全性。

1 多点激励的位移输入模型及其无质量刚性元法

本节首先描述了当前常被用于多点激励时程分析的位移输入模型, 然后针对该模型中存在的容易但不容忽视的问题扼要介绍了作者提出的无质量刚性元法^[9]。

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划重点项目 (90815026), 高等学校学科创新引智计划 (B08014), 教育部创新团队 (RT0518) 资助项目
收稿日期: 2008 - 10 - 13 修改稿收到日期: 2008 - 11 - 21
第一作者 柳国环 男, 博士生, 1980 年生
通讯作者 李宏男 男, 博士, 教授, 博士生导师, 1957 年生

一离散单元的结构体系,与地面刚性连接,可将其自由度分为两类: n 个非支座节点自由度与 m 个支座节点自由度。地震地面运动作用下,体系的动力平衡方程可表达为:

$$\begin{bmatrix} M_{tt} & M_{ts} \\ M_{st} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_t \\ \ddot{X}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{tt} & C_{ts} \\ C_{st} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_t \\ \dot{X}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{tt} & K_{ts} \\ K_{st} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_t \\ X_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_s \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中, M 、 C 和 K 表示质量、阻尼和刚度矩阵,在式(1)中相应的下标 tt 、 ss 和 ts (st)分别表示非支座节点、支座节点自由度及其两者之间的耦合,大小分别为 $n \times n$ 、 $m \times m$ 、 $n \times n$ 、 $n \times n$ 、 $m \times n$ 和 $n \times m$ 维; X_t 、 \dot{X}_t 和 \ddot{X}_t 为绝对坐标系下非支座节点的位移、速度和加速度反应列向量; X_s 、 \dot{X}_s 和 \ddot{X}_s 为绝对坐标系下支座节点的位移、速度和加速度已知列向量,即支座处地面运动向量; P_s 为 m 维支座节点反力列向量。

将式(1)中上式展开并作整理,可得到关于 X_t 、 \dot{X}_t 和 \ddot{X}_t 的动力平衡方程:

$$M_{tt} \ddot{X}_t + C_{tt} \dot{X}_t + K_{tt} X_t = -M_{ts} \ddot{X}_s + C_{ts} \dot{X}_s + K_{ts} X_s \quad (2)$$

考虑集中质量矩阵,这时有 $M_{ts} = 0$;由于 $-C_{ts}$ 很难确定,通常忽略阻尼项 $-C_{ts} \dot{X}_s$ ^[11],此时式(2)可进一步表达为

$$M_{tt} \ddot{X}_t + C_{tt} \dot{X}_t + K_{tt} X_t = -K_{ts} X_s \quad (3)$$

式(3)即为求解地面运动结构反应的位移输入模型^[8],求解该方程需要输入支座位置处位移 X_s ,该模型不仅适用于一致激励还适用于多点激励,既适用于结构线性也适用于其非线性分析,直接得到的计算结果是绝对量值,当前被认为是一种求解结构地震反应的具有普适性和有效性的计算模型^[8]。文献[9-10]较为详细分析了该模型中存在的容易但不容忽视的问题,提出了 AMCE 实效对策,进而文献[11]在此基础上进一步提出了具有推广意义的无质量刚性元法,并对该方

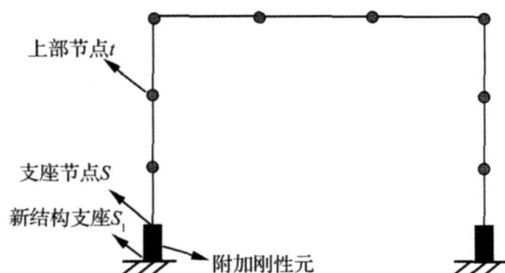


图 3 无质量刚性元法建立模型示意图

Fig 3 Model sketch massless rigid element method

法进行了物理角度解释、理论分析和数值验证,最后通过工程算例说明了无质量刚性元法的有效性和现实性。限于篇幅,本文只对该方法作如图 3 所示的图形描述。

2 多点激励地震动生成

2.1 功率谱函数与相干函数

本文的目标功率谱综合考虑了各种随机模型的特点,选用可以考虑低频分量的 Cough-Penzien 修正的白噪声模型^[12]:

$$S(\omega) = S_0 \frac{4 \omega_g^2 + 4 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{1}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4 \omega_f^2 \omega^2} \quad (4)$$

式中, S_0 为谱强度因子; ω 为圆频率; ω_g 和 ω_g 为场地的卓越频率和阻尼比; ω_f 和 ω_f 为模拟地震动低频分量能量变化的参数。工程位于一类场,并按罕遇地震 7 度设防,式中各参数取值为 $S_0 = 0.042$, $\omega_g = 0.075$, $\omega_g = 21.40$, $\omega_f = 0.38$ 和 $\omega_f = 0.49$ ^[13]。由于不同特征的场地、土壤条件和地震动得到的相干函数不同,由此会影响生成的地震动,由此得到的结构动力反应具有不确定性。本文采用描述百米级区域效果较好的 Hao 相干模型^[14]

$$\gamma_{jk}(\omega, d) = \exp[-(\alpha_1 d)] \cdot \exp\{-\alpha_1(\omega) \sqrt{d}(\omega/2)^2\} \quad (5)$$

$$\alpha_1(\omega) = \frac{2-a}{2} + \frac{b}{2} + c \quad (6)$$

式中, d 为 j 、 k 的空间距离; α_1 、 a 、 b 和 c 为常数。本文采用 SMART-1 台阵事件 45 条地震记录统计出来的模型参数,其数值 $\alpha_1 = 1.109 \times 10^{-4}$, $a = 3.583 \times 10^{-2}$, $b = -1.811 \times 10^{-5}$, $c = -1.177 \times 10^{-4}$ 。

2.2 非平稳地震动生成方法

采用谐波叠加方法生成满足相干函数和反应谱的非平稳人造地震动。地面运动的 n 个不同场位的地震动采用如下功率谱矩阵表示:

$$S(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & \dots & S_{1j}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{j1}(\omega) & \dots & S_{jj}(\omega) & \dots & S_{jn}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \ddots & \dots \\ S_{n1}(\omega) & \dots & S_{nj}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$S_{jk}(\omega) = \gamma_{jk}(\omega, d) \exp(-i \omega \tau_{jk}/v) \cdot \sqrt{S_{jj}(\omega) S_{kk}(\omega)} \quad (8)$$

式中,对角元素 $S_{jj}(\omega)$ 表示 i 点的自功率谱,非对角元素 $S_{jk}(\omega)$ 表示 j 、 k 两点的互功率谱; τ_{jk} 为 j 在地震动入射方向上的投影;指数项 v 反映了行波效应的影响。

采用 Cholesky 法将 $S(\omega)$ 分解为上三角和下三角

矩阵的形式：

$$S(\omega) = H(\omega) H^{T*}(\omega) \quad (9)$$

式中, T与 *依次分别表示转置和共轭。矩阵中的元素可表达为：

$$H_{jk}(\omega) = |H_{jk}(\omega)| \exp[i\varphi_{jk}(\omega)], \quad j > k \quad (10)$$

其中：

$$\varphi_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega)]} \right] \quad (11)$$

$$\ddot{g}_j(t) = \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_l)| \sqrt{2} \cos[\omega_l t - \varphi_{jm}(\omega_l) + \theta_{ml}], \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (12)$$

式中, $\omega_l = \omega_u/N$, $\theta_{ml} = 2\pi \cdot k_u$ 表示截断频率; θ_{ml} 为随机相位角。

相应的多点地震动非平稳过程的加速度时程函数可表达为

$$\ddot{v}_j(t) = A_j(t) \ddot{g}_j(t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (13)$$

其中, $A_j(t)$ 为调制函数, 可参考文献 [13]。

2.3 桥墩位区的时程曲线生成

由功率谱、相干函数及其 2.2 节方法可以生成目标场地 (12 个桥墩所在的 6 个不同位置) 的地震动时程曲线, 部分地震波如图 4 所示。

图 5 是与《公路工程抗震设计规范》反应谱的拟合, 图 6 是生成曲线功率谱与目标功率谱比较, 图 7 为地震波相干函数与相干函数理论值比较, 可以看出吻合程度均很好。

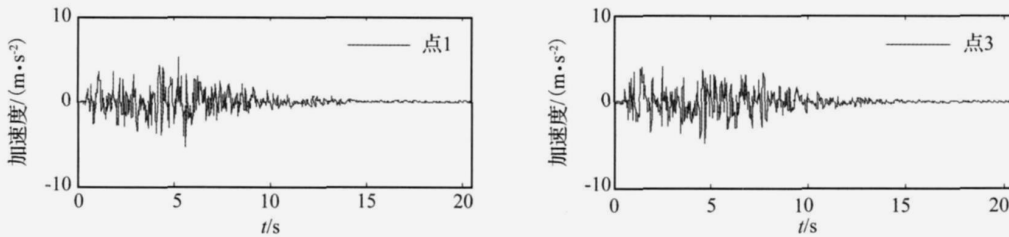


图 4 各支撑位置处地震波时程
Fig. 4 Earthquake ground motion for different supports

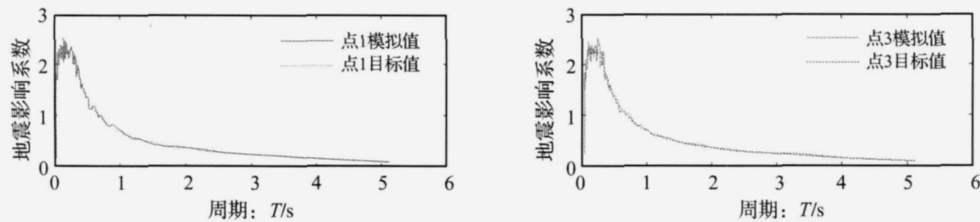


图 5 加速度反应谱与规范反应谱拟合
Fig. 5 Fitting between acceleration and code response spectrum

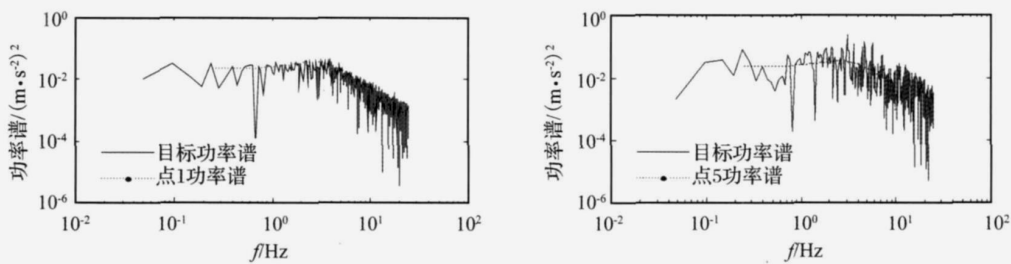


图 6 模拟功率谱与目标功率谱比较
Fig. 6 Comparison between numerical and target power spectrum

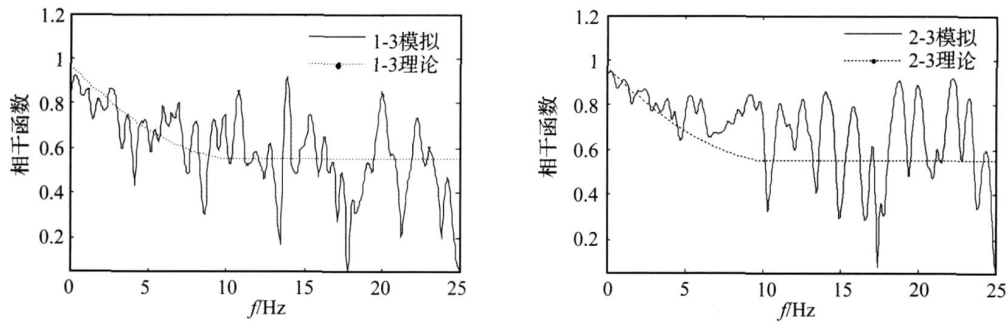


图 7 相干函数模拟值与理论值比较

Fig 7 Comparison between numerical and theoretical coherence function

3 大桥的自振特性分析

为了解九江长江公路大桥的动力特性,图 8 为前两阶振型图所示,一阶振型表现为纵向飘移,二阶振型为侧向对称弯曲;前 100 阶自振周期的分布如图 9 所示,前 30

阶周期分布相对分散,见表 1。应该说明,在对结构进行模态分析之前,首先进行了包括箱梁吊装、临时墩支撑、满堂支架、索力施加、混凝土龄期内的收缩、辅助墩支撑以及过渡墩支撑在内的共 85 种工况的施工模拟计算,并以此施工阶段末态作为模态分析的初态。

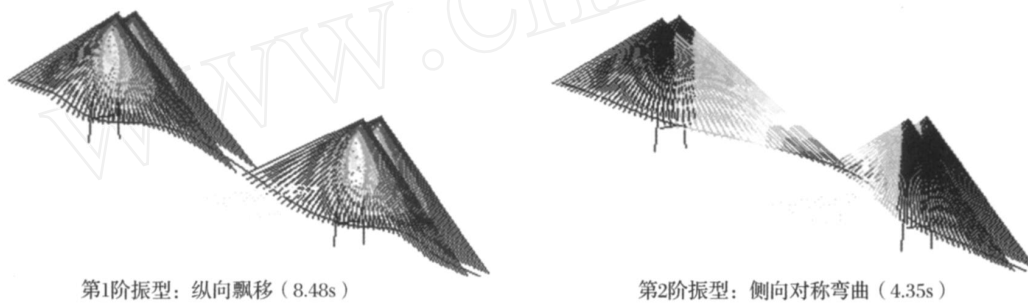


图 8 第 1、2 阶振型

Fig 8 The first two mode shapes

表 1 九江长江公路大桥前 30 阶自振周期

Table 1 The first 30 natural periods of JIJIANG Yangtze River highway bridge

阶次	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
周期 /s	8.483	4.354	3.686	2.809	1.939	1.543	1.532	1.353	1.294	1.248
阶次	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
周期 /s	1.11	1.018	1.017	0.993	0.987	0.946	0.838	0.822	0.796	0.784
阶次	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
周期 /s	0.768	0.715	0.688	0.660	0.608	0.5958	0.574	0.574	0.572	0.545

4 多点多维激励下公路大桥地震反应

该公路大桥为直线型,主震方向考虑了平行于桥跨(纵向)和垂直于桥跨(侧向)的情形:当主震方向为纵向时,桥墩纵跨很大,需要考虑行波效应;当主震方向为侧向时,桥墩间侧向距离很小,主震向随机激励的生成考虑了相干效应而没有考虑行波效应,即此时式(8)中 $\exp(-i \cdot i_{jk} / \nu) = 1$ 而只考虑了 $I_{jk}(\cdot, d)$ 。本文对九江长江公路大桥分别进行了单向以及三向地震分

量的联合激励,并对多点激励结构反应与一致激励结构反应进行了对比分析。根据文献 [14],在考虑三向地震分量作用时,主震向、侧向和竖向激励峰值的比例取为 1 0.85 0.65。桥位区的上、中部土层为中硬土,但桥墩下部各风化岩为坚硬岩石,考虑地震在在这种较为坚硬介质中传播速度较快,为此本文考虑波速取为 1 000 m/s、1 500 m/s、2 000 m/s 和 2 500 m/s。采用 $\beta = 0.5$ 、 $\beta = 0.25$ 的 Newmark-法进行直接积分求解,结构振型阻尼比取为 0.04。限于篇幅,本文仅给出部

分计算结果,即纵向一致、多点激励和三向一致、多点激励下索塔的底部剪力、弯矩以及塔顶的节点位移。

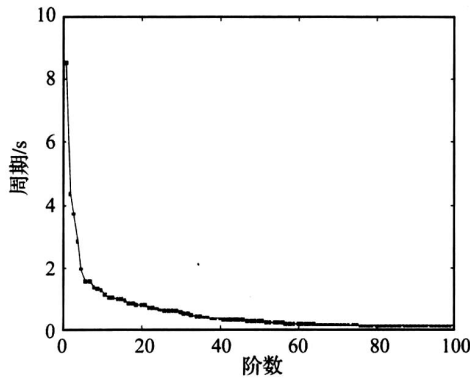


图 9 1阶~100阶自振周期分布

Fig 9 Natural period distribution of the first 100 modes

表 2 - 表 4分别为索塔的底部剪力最大值、索塔的底部弯矩最大值和索塔的塔顶的节点位移最大值。可以看出:在纵向激励下,与一致激励相比,考虑多点激励时,索塔的底部剪力最大值、索塔的底部弯矩最大值和索塔的塔顶的节点位移最大值明显减小,对该斜拉桥的抗震设计是有利的;在三向激励下,与一致激励相比,考虑多点激励时,索塔的底部剪力最大值和索塔的底部弯矩最大值既有增加又有减小,当波速为 2000m/s时,剪力最大值最大增加了近 10%,与此同时,索塔的塔顶的节点位移最大值有明显的增加,最大增加了近 100%,对斜拉桥索塔的抗震设计不利,应引起工程上的重视;在三向地震作用下,索塔的底部剪力最大值、索塔的底部弯矩最大值和索塔的塔顶的节点位移最大值都比仅考虑纵向有很大的提高,最大提高了近 100%,由此可见,仅按单维地震作用进行抗震设计是不安全的。

表 2 索塔的底部剪力最大值比较

Tab 2 Maximum values of shear force at the base of cable tower

激励方向	工况	剪力 /kN			多点 /一致	
		Q_x	Q_y	$(Q_x^2 + Q_y^2)^{0.5}$		
纵向 (x)	一致	6 565.5				
	多点	1 000 m/s	4 934.8		0.751 6	
		1 500 m/s	5 703.0		0.868 6	
		2 000 m/s	3 589.4		0.546 7	
		2 500 m/s	5 114.9		0.779 1	
三向	一致	6 371.7	7 887.2	10 139.4		
	多点	1 000 m/s	4 713.8	7 772.2	9 089.9	0.739 8
		1 500 m/s	5 639.8	6 443.4	8 563.0	0.885 1
		2 000 m/s	3 484.6	10 510.0	11 072.6	0.546 9
		2 500 m/s	5 405.8	9 587.7	11 006.7	0.848 4

表 3 索塔的底部弯矩最大值比较

Tab 3 Maximum values of moment at the base of cable tower

激励方向	工况	弯矩 /kN · m			多点 /一致	
		M_x	M_y	$(M_x^2 + M_y^2)^{0.5}$		
纵向 (x)	一致		1 325.8 E3			
	多点	1 000 m/s		983.8 E3	0.742 0	
		1 500 m/s		1 115.3 E3	0.841 2	
		2 000 m/s		716.3 E3	0.540 3	
		2 500 m/s		1 033.2 E3	0.779 3	
三向	一致	2 626.2 E2	1 180.4 E3	1 209.3 E3		
	多点	1 000 m/s	2 484.0 E2	970.6 E3	1 001.9 E3	0.828 5
		1 500 m/s	1 922.9 E2	1 121.4 E3	1 137.8 E3	0.940 9
		2 000 m/s	3 407.4 E2	689.6 E3	769.2 E3	0.636 1
		2 500 m/s	3 513.0 E2	1 094.1 E3	1 149.1 E3	0.950 2

表 4 索塔的塔顶的节点位移最大值比较
 Tab 4 Maximum values of joint displacement at the top of cable tower

激励方向	工况	节点位移 /m				
		D_x	D_y	$(D_x^2 + D_y^2)^{0.5}$	多点 /一致	
纵向 (x)	一致	1.03E - 3				
	多点	1 000 m/s	2.161E - 3		0.828 5	
		1 500 m/s	1.32E - 3		0.940 9	
		2 000 m/s	0.85E - 3		0.636 1	
		2 500 m/s	0.67E - 3		0.950 2	
三向	一致	1.30E - 3	6.23E - 2	6.24E - 2		
	多点	1 000 m/s	3.36E - 3	1.28E - 1	1.29E - 1	2.054 6
		1 500 m/s	1.69E - 3	7.73E - 2	7.74E - 2	1.240 8
		2 000 m/s	1.59E - 3	7.07E - 2	7.08E - 2	1.134 8
		2 500 m/s	1.26E - 3	6.09E - 2	6.10E - 2	0.977 5

5 结 论

本文根据九江长江公路大桥的场地土生成了目标场地随机非平稳地震动, 然后对大桥进行了地震动激励下的动力反应分析, 根据以上计算结果可总结如下:

(1) 纵向多点激励对于大桥索塔剪力和弯矩存在一定影响: 与纵向一致相比, 在某种程度上降低了桥塔的剪力和弯矩, 说明考虑纵向一致激励对于设计偏于保守; 而对于塔顶位移, 纵向多点激励在某种程度明显大于纵向一致激励的反应, 则不容忽视。

(2) 三向多点激励对于大桥索塔剪力、弯矩存在一定影响; 与三向一致相比, 在某种程度既有降低了又有增大了桥塔的剪力, 但降低了弯矩, 说明考虑三向多点是必要的; 而对于塔顶位移, 与行波波速关系较大, 当波速较小时, 三向多点激励在某种程度明显大于三向一致激励的反应, 随着波速的增大, 趋近于三向一致。

(3) 三向多点激励下大桥索塔剪力、弯矩和塔顶位移均大于纵向多点激励, 从而可得对于该工程考虑多维是十分必要的。

参 考 文 献

- [1] Bonganoff J L, Goldberg J E, Schiff A J. The effect of ground transmission time on the response of long structures[J]. Bull Seism Soc Am, 1965, 55: 627 - 640
- [2] 项海帆. 斜拉桥在行波作用下的地震反应分析[J]. 同济大学学报, 1983, 11(2): 1 - 9
- [3] 李忠献, 史志利. 行波激励下大跨度连续钢构桥的地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(2): 68 - 76
- [4] 薛素铎, 王雪生, 曹 资. 空间网格结构多维多点随机地震响应分析的高效算法[J]. 世界地震工程, 2004, 20(3): 43 - 49.
- [5] 全 伟, 李宏男. 大跨结构多维多点输入抗震研究进展[J]. 防灾减灾工程学报, 2006, 26(3): 343 - 349.
- [6] 丁 阳, 林 伟, 李忠献. 大跨度空间结构多维多点非平稳随机地震反应分析[J]. 工程力学, 2007, 24(3): 97 - 103.
- [7] 杨庆山, 刘文华, 田玉基. 国家体育场在多点激励作用下的地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2008, 41(2): 35 - 41.
- [8] 田玉基, 杨庆山. 地震地面运动作用下结构反应的分析模型[J]. 工程力学, 2005, 22(6): 170 - 174.
- [9] 柳国环, 李宏男, 林 海. 结构地震响应计算模型的分析与比较[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 10 - 15.
- [10] 柳国环, 李宏男, 国巍. 求解结构地震响应位移输入模型存在的问题及其 AMCE 实效对策[J]. 计算力学学报.
- [11] 柳国环, 李宏男, 国 巍, 等. 求解结构地震响应位移输入模型中存在问题的一种新解决方法[J]. 工程力学.
- [12] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structure[M]. 2nd edition New York: McGraw-Hill, In, 1993.
- [13] 潘晓东. 非平稳随机地震下堤坝非线性有效应力动力响应可靠度分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2004.
- [14] Hao H, Oliveira C S, Penzien J. Multiple-station ground motion processing and simulation based on smart-1 array data[J]. Nuclear Engineering and Design, 1989, 111(3): 293 - 310.

and frequency-modulated (FM). The demodulation analysis has been extensively used for gear diagnosis. However, traditional demodulation methods are mainly applicable to amplitude demodulation, while frequency modulation is usually ignored. Although Hilbert transformation can be used for frequency demodulation, it is affected by noise which often taints the gear vibration signal seriously. Due to the excellent anti-noise property of the delayed autocorrelation function, the delayed autocorrelation demodulation method was applied to amplitude demodulation with low SNR by some researchers, but was rarely used for frequency demodulation. By derivation, it was found that the autocorrelation function of the FM signal was amplitude-modulated and that of the AM-FM signal was amplitude-modulated and frequency-modulated. Moreover, the modulation frequencies of the latter were unchanged. Therefore, the delayed autocorrelation demodulation method was applicable not only to amplitude demodulation but also to frequency demodulation. The simulation experiments and gear vibration signal analysis verified this conclusion and showed that the delayed autocorrelation demodulation method is robust to noise.

Key words: fault diagnosis; delayed autocorrelation; demodulation analysis; gear (pp: 195 - 199)

Modeling vibration isolation system of an onboard machinery based on flexible multibody dynamics theory

XIE Xiang-rong, YU Xiang, ZHU Shi-jian

(College of Naval Architecture and Power, Naval Univ. of Engineering, Wuhan 430033, China)

Abstract: The theory of flexible multibody dynamics was used here to model the vibration isolation system of an onboard machinery. The dynamic models of linear and nonlinear elastic elements were formulated. Combining these models with the motion equations of the single flexible bodies, the general model of the vibration isolation system of an onboard machinery was deduced.

Key words: flexible multibody dynamics; nonlinear vibration isolation system; modeling (pp: 200 - 203)

Response analysis of JIJIANG Yangtze River highway bridge under spatially variable earthquake ground motions

LIU Guo-huan, LI Hong-nan, TIAN Li

(School of Civil & Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The earthquake-induced ground motion is characterized by complicated variation in space and time and may be different at dissimilar supports of structures. Relevant studies have shown that it is necessary to consider the effects of multi-support excitations for structures, especially for large span structures. The JIJIANG Yangtze River highway bridge is a double-tower double-cable-side steel-box-beam cable stayed bridge, with 1432 m full length and 768m main span length. Here, the presented spring impedance method for a current displacement input model was firstly introduced. Spatially variable ground motion time histories were generated by the method of the response-spectrum-compatible artificial ground, then the responses of the highway bridge under uniform excitation and multiple support excitations were studied by adopting the time history analysis method. From the analysis results, it was found that considering multi-support could decrease the seismic response of the cable tower's shear force, moment and displacement under longitudinal excitation, and the seismic design was favorable for cable stayed bridge; considering multi-support could increase or decrease the seismic response of the cable tower's shear force and moment under multi-dimensional excitation, the maximum of shear force might be increased about 10%; considering multi-support could increase the seismic response of the cable tower's displacement under multi-dimensional excitation, the maximum of displacement might be increased about 100%; the response of considering multi-dimensional excitation was larger than that considering longitudinal one only. A conclusion was given that the multi-support and multi-dimensional earthquake excitations must be considered in the seismic analysis of the long-span cable stayed bridge.

Key words: earthquake; cable stayed bridge; multiple support excitation; code response spectrum (pp: 204 - 209)