

千米级斜拉桥的动力几何非线性分析

韩振峰 叶爱君 范立础

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 对于千米级的超大跨度斜拉桥,几何非线性因素对上部桥跨结构的抗震性能的影响规律迄今为止还没有得到很好的研究。为此目的建立了两个千米级斜拉桥模型,首先分析恒载几何刚度对超大跨度斜拉桥动力特性的影响;然后在成桥状态下进行动力时程分析,考虑几何非线性,分析几何非线性对千米级斜拉桥的地震反应特性的影响;最后对两个模型的计算结果进行比较并得到规律。实例分析表明,在进行上部桥跨结构的抗震动力分析中,非线性因素——主要是几何非线性,对千米级跨度斜拉桥的抗震性能影响随着跨径的增大是比较显著的。在未来建造 1600m 以上的超大跨度斜拉桥时,动力几何非线性将会是一个专门的抗震研究课题,应进行细致的抗震分析与设计。

关键词: 斜拉桥; 动力; 几何非线性

中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-131X(2010)06-0067-07

Dynamic nonlinear analysis of cable-stayed bridges of kilometers length

Han Zhenfeng Ye Aijun Fan Lichu

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

Abstract: For long-span cable-stayed bridges (CSBs) longer than one kilometer, the response characteristics of the superstructure caused by the nonlinear factors under earthquakes have not been adequately studied. Two models of CSBs longer than 1 km were set up to analyze the dynamic properties due to the dead load geometry stiffness, to conduct dynamic time-history analysis through considering the geometry nonlinearity at the final construction stage, to obtain the response characteristics under earthquake, and to compare the results of the two models. The results show that the nonlinear (mainly geometry nonlinear) effects cannot be ignored in dynamic analysis of the superstructure, and the effects for the seismic performance of the CSBs increase significantly with increase of the span. The dynamic geometric nonlinearity poses a special problem for seismic resistance, and should be analyzed and designed carefully for CSBs over 1600 meters.

Keywords: cable-stayed bridge; dynamic; geometric nonlinearity

E-mail: h_z_feng@yahoo.com.cn

引言

对于常规桥梁,上部结构具有较大的抗震安全储备,抗震重点一般放在防止落梁上,而下部结构是抗震的薄弱部位,受到了很多关注。但对于大跨度及千米级跨度斜拉桥、悬索桥而言,进行上部桥跨结构抗震动力分析与研究是必要的。

在斜拉桥的静力分析中,中小跨度一般仅考虑线性影响因素,大跨度时才考虑非线性影响因素。在斜

拉桥的动力分析中,除考虑下部结构与地基的耦合振动外,其上部桥跨结构的动力分析如何进行,是否考虑非线性因素,迄今这方面的研究不多见,只有少数几位学者在这方面进行了研究。

Fleming J F 对一 300m 左右中等跨度稀索斜拉桥进行了动力分析^[1-2]。在他的文章中,首先进行了静力分析,然后从相当于静载平衡位置引入动力分析。对静力和动力两种分析均考虑了非线性影响。Fleming 为了研究起见,对主梁跨中的竖向位移做了以下三种情况的分析:①静力和动力都只考虑线性分析(用 LL 表示);②静力考虑非线性分析,动力考虑线性分析(用 NL 表示);③静力和动力都考虑非线性分析(用 NN 表示);并得出结果,LL 和 NL(或 NN)相比差别很大,而 NL 与 NN 基本相同,从而得到他的结论:静

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2006BAG04B00)

作者简介: 韩振峰,博士研究生,讲师

收稿日期: 2008-12-08

力分析要考虑非线性影响,动力分析的非线性影响不太大,可不考虑。

Abdel-Ghaffar A M 和 Nazmy A S 等也对大跨度斜拉桥的非线性地震反应分析进行了研究^[3-6]。他们建立了两个跨度分别为 335.5m 和 671m 的斜拉桥模型,对于主跨 335.5m 的稀索斜拉桥模型,应以恒载下的非线性静力分析为基础,可在恒载的受力和变形状态下进行线性的地震反应分析,这样引起的结构地震反应误差普遍在 10% 以内;但对于主跨 671m 的稀索斜拉桥模型,要以恒载下的非线性静力分析为基础,进行考虑几何非线性的地震反应分析,否则会引起较大的误差。但需要强调的是,文中所得出的误差 50% 以上是存在于主梁的竖向位移、竖向剪力和斜拉索的轴力(这些反应分量均不控制设计中,塔顶纵向位移的误差为 16%,塔底弯矩的误差在 10% 以下。

斜拉桥的塔、索、梁和基础等各部分构件的动力特性相差较大。地震发生时,全桥动力体系的动力特性中包含着各部分构件本身动力体系的动力特性。这样,无论是在低阶振型还是在高阶振型中,各部分构件本身的动力特性都会影响全桥体系的动力特性。考虑几何非线性后,斜拉桥特别是超大跨度、千米级斜拉桥的动力特性规律如何;上部桥跨结构的地震反应特性又会怎样;以及要采用什么样的分析方法? 本文建立了两个千米级斜拉桥模型,采用一定的分析方法,并进行了一系列动力分析,得出了几何非线性对千米级斜拉桥的动力特性和地震反应特性的影响规律。

1 计算理论^[7-9]

大跨度斜拉桥的几何非线性主要来自三个方面:①斜拉索的垂度效应,一般用等效弹性模量模拟;②梁柱效应,即梁柱单元轴向变形和弯曲变形的耦合作用,一般引入几何刚度矩阵来模拟,只考虑轴力对弯曲刚度的影响;③大位移引起的几何形状变化。

由几何非线性的三个来源知,要进行动力分析,只要使用相应的计算方法即可。更新的拉格朗日列式法(U. L. 列式)被用来计算大跨度斜拉桥的几何非线性问题,该方法能满足梁柱效应和大位移效应带来的几何非线性。

U. L. 列式法在建立 $t + \Delta t$ 时刻物体平衡方程时,选择的参考构形不是未变形的状态 $t = 0$ 时的构形,而是最后一个平衡状态,即以本增量步起始时的 t 时刻构形为参考构形,在单元刚度矩阵中引入单元切线刚度矩阵,并忽略了高阶非线性项。引入的单元切线刚度矩阵解决了梁柱效应问题,随变形求解迭代解决了大位移效应问题,有限元增量方程见公式(1)。

$$M^{t+\Delta t}\ddot{u} + C^{t+\Delta t}\dot{u} + ([K]_L + [K]_{NL})\Delta u = \Delta p \quad (1)$$

式中: M 表示单元质量矩阵; C 表示单元阻尼矩阵; ${}^{t+\Delta t}\ddot{u}$ 表示 $t + \Delta t$ 时刻单元节点加速度; ${}^{t+\Delta t}\dot{u}$ 表示 $t + \Delta t$ 时刻单元节点速度; $[K]_L$ 表示 t 时刻小位移的单元刚度矩阵,左下标 t 表示相对于 t 时刻; $[K]_{NL}$ 表示 t 时刻大位移引起的单元刚度矩阵,左下标 t 表示相对于 t 时刻; Δu 为位移增量; Δp 为荷载增量。

2 模型的建立

为了研究随着跨径的增大动力几何非线性效应的变化规律,论文建立了两个模型,模型 1 是 1088m 主跨的斜拉桥原型,模型 2 是在模型 1 的基础上进行试设计的主跨 1500m 的模型。

模型 1 是跨径布置为 $2 \times 100\text{m} + 300\text{m} + 1088\text{m} + 300\text{m} + 2 \times 100\text{m}$ 、全长 2088m 的七跨连续钢箱梁双塔斜拉桥,见图 1。采用倒 Y 形钢筋混凝土索塔,塔高 297.7m,其中上塔柱为锚索区塔柱,中、下塔柱为两个分离的倾斜塔柱,在锚索区底部合为一体,桥面下设下横梁。下横梁上不设支座。索塔基础采用哑铃形变厚度承台和 131 根 D2.8m/D2.5m 变直径钻孔灌注桩基础。边墩包括近塔辅助墩、远塔辅助墩和过渡墩,墩顶设纵向滑动球形钢支座。

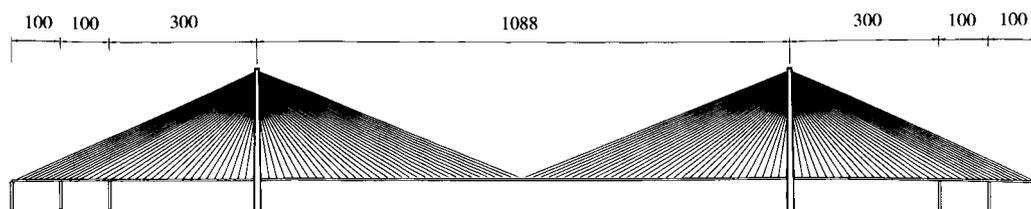


图 1 模型 1 立面图(单位:m)

Fig. 1 Longitudinal profile of the model 1

试设计的模型2是跨径布置为 $2 \times 138\text{m} + 412\text{m} + 1500\text{m} + 412\text{m} + 2 \times 138\text{m}$ 、全长2876 m的七跨连续钢箱梁双塔斜拉桥,布置图略。其余桥梁设计构造与1088m主跨的苏通大桥原型相仿。

建模细节(模型1与2相似):论文在ADINA软件中建立三维有限元模型进行动力非线性反应研究^[10]。其中,主梁、塔、边墩用梁单元模拟,主梁节点和斜拉索吊点用刚臂相连;斜拉索用桁架单元模拟;主梁与主塔纵向相对自由,横向主从;主梁与边墩纵向相对自由,横向主从;见图2。

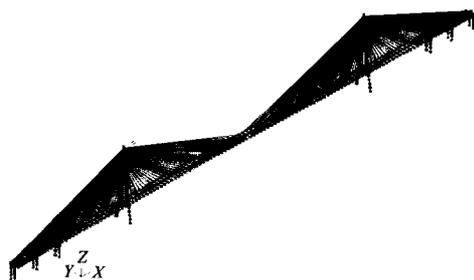


图2 三维有限元模型

Fig. 2 3-D finite element model

由于论文研究重点在上部桥跨结构,故在墩底(承台顶)采取固结处理,群桩基础的动力性能在其他论文中有专门的阐述,另外,拉索的局部振动不控制设计,不作为研究对象。

3 分析及参数选择^[11-13]

3.1 分析方法

对于索类结构,几何刚度扮演了一个重要角色。在分析恒载几何刚度对超大跨度斜拉桥动力特性的影响时,将恒载产生的轴向力转化为几何刚度,分别对应于索、主塔、墩、梁的几何刚度,然后在考虑了恒载几何刚度后的斜拉桥结构上进行模态分析,得到所需的动力特性结果。

在进行动力几何非线性分析时,论文并没有采用Fleming J F和Nazmy A S的做法。考虑到地震发生时一般是在桥梁建成后,进行动力几何非线性分析时的初始状态应该是斜拉桥的成桥状态,成桥状态是通过内力和线形双控的,因此论文的做法是在成桥状态下进行动力几何非线性分析。在动力几何非线性分析之前进行线性或非线性静力分析是没有必要的,因为成桥状态总是由线性或非线性静力分析来设计的。

3.2 阻尼比的确定

鉴于阻尼问题的复杂性,认为结构阻尼为比例阻

尼,分析时采用瑞利阻尼假设,瑞利阻尼由结构质量矩阵和刚度矩阵线性组合而得。由结构动力学文献知,确定瑞利阻尼矩阵的关键在于确定结构的振型阻尼比 ξ ,以及两阶控制频率 ω_n 、 ω_m 。对于振型阻尼比 ξ 一般取5%;两阶控制频率 ω_n 、 ω_m 的选择,根据我们的经验,不同于一般结构动力学文献所述,应该选择对结构振动贡献大的振型的频率,而不是第1、2阶频率。具体的对于千米级斜拉桥来说,在进行纵向+竖向时程分析时,应选择主梁纵向振动贡献大的振型和主塔纵向振动贡献大的振型分别作为 ω_n 和 ω_m ;在进行横向+竖向时程分析时,应选择主梁横向振动贡献大的振型和主塔横向振动贡献大的振型分别作为 ω_n 和 ω_m 。

3.3 地震波的选择

论文采用江苏省地震工程研究院提供的苏通大桥桥址处的地震动参数(包括地震加速度反应谱和时程)作为地震输入,2个概率水平,地震重现期分别为1000年和2500年。同时以这些反应谱曲线为目标拟合的10组地震加速度时程作为地震输入,2500年重现期的第一组水平加速度时程曲线见图3。

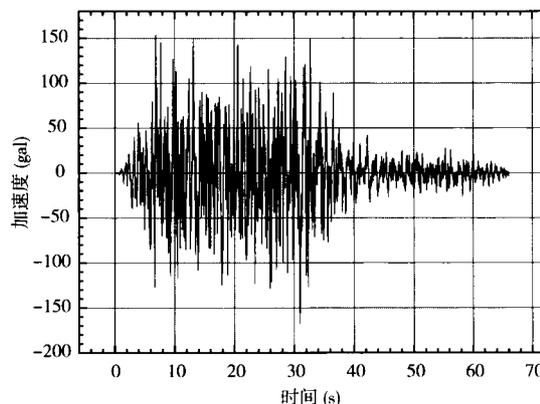


图3 水平向地震加速度时程

Fig. 3 Longitudinal earthquake acceleration time history

4 恒载几何刚度对千米级斜拉桥的影响

4.1 分析过程

分析恒载几何刚度对超大跨度斜拉桥动力特性的影响时,将恒载产生的轴向力转化为几何刚度,然后在考虑了恒载几何刚度后的结构上进行模态分析,得到所需的动力特性结果。具体对四种情况进行了比较分析:一是不考虑任何恒载几何刚度,即采用无初始应力状态假定;二是同时考虑斜拉索的垂度效应(采用Ernst公式)和恒载引起的索的几何刚度;三是同时考虑斜拉索的垂度效应,恒载引起的索、主塔、墩的几何刚度;四是同时考虑斜拉索的垂度效应,恒载引起的索、主塔、墩、梁的几何刚度。

4.2 恒载几何刚度对千米级斜拉桥动力特性的影响

表1、表2分别为模型1和模型2在各种情况下各主要振型对应的频率。

表1 模型1的动力特性结果

Table 1 Dynamic properties of model 1

振型特征	频率(Hz)			
	无几何刚度	索垂度、几何刚度	索、塔墩几何刚度	所有几何刚度
纵飘	0.0732	0.0736	0.0666	0.0656
中跨对称侧弯	0.1010	0.1068	0.1068	0.1004
一阶对称竖弯	0.1801	0.1834	0.1824	0.1779
一阶反对称竖弯	0.2252	0.2281	0.2273	0.2195
中跨反对称侧弯	0.2860	0.2882	0.2882	0.2819
塔对称侧弯	0.3207	0.3223	0.3213	0.3083
塔反对称侧弯	0.3877	0.3890	0.3876	0.3718
一阶对称扭转	1.0260	1.0264	1.0264	0.9948
一阶反对称扭转	1.7525	1.7527	1.7526	1.7067

表2 模型2的动力特性结果

Table 2 Dynamic properties of model 2

振型特征	频率(Hz)			
	无几何刚度	索垂度、几何刚度	索、塔墩几何刚度	所有几何刚度
纵飘	0.0454	0.0458	0.0376	0.0353
中跨对称侧弯	0.0678	0.0741	0.0741	0.0677
一阶对称竖弯	0.1369	0.1401	0.1388	0.1351
一阶反对称竖弯	0.1693	0.1722	0.1711	0.1652
中跨反对称侧弯	0.1875	0.1899	0.1899	0.1838
塔对称侧弯	0.3138	0.3178	0.3159	0.3049
塔反对称侧弯	0.3146	0.3186	0.3166	0.3052
一阶对称扭转	0.7383	0.7413	0.7413	0.7412
一阶反对称扭转	1.3439	1.3448	1.3447	1.3485

从表1和表2中结果可见:

(1) 斜拉索恒载引起的垂度效应和几何刚度(前者使结构刚度变小,后者使结构刚度变大)对主梁的振动频率影响比较明显,两者的综合作用下,模型1:使中跨对称侧弯频率增大了5.7%,一阶对称竖弯和反对称竖弯频率分别增大了1.8%、1.3%,一阶对称扭转和反对称扭转频率变化很小;模型2:使中跨对称侧弯频率增大了9.2%,一阶对称竖弯和反对称竖弯频率分别增大了2.4%、1.7%,一阶对称扭转和反对

称扭转频率变化很小。

(2) 恒载引起的主塔几何刚度对以主塔为主的振动频率影响较为明显,模型1:纵飘频率减小了9.5%;模型2:纵飘频率减小了18%。

(3) 恒载引起的主梁几何刚度对主梁的竖弯和侧弯振动频率的影响较为明显,模型1:中跨对称侧弯频率减小了6%,中跨一阶对称竖弯频率减小了2.5%,中跨一阶反对称竖弯频率减小了3.4%;模型2:中跨对称侧弯频率减小了8.6%,中跨一阶对称竖弯频率减小了2.7%,中跨一阶反对称竖弯频率减小了3.5%。

由上述结果可知,斜拉索和主梁的恒载几何刚度主要影响以主梁振动为主的振型,对主塔的地震反应影响很小;主塔的地震反应主要受自身的恒载内力的影响,恒载引起的几何刚度使振动周期延长,从而减小地震惯性力。同时,随着跨径的增大,斜拉索和主梁的恒载几何刚度对主梁振动的影响也在增大,模型2比模型1增大约60%;主塔恒载几何刚度对主塔振动的影响也增大,增大约90%。

5 动力几何非线性对千米级斜拉桥的影响

5.1 分析过程

本节对斜拉桥全桥进行动力几何非线性分析,包括 $P-\Delta$ 效应和大位移产生的几何非线性(拉索的垂度效应应用等效弹性模量模拟),至于恒载几何刚度在第一步确定成桥状态时已经转化为结构的几何刚度了,无需进行特别处理,此处的几何非线性包括了全部的几何非线性因素。

具体分析时,对两种工况进行了比较分析,工况①:在成桥状态下进行动力时程分析,不考虑几何非线性;工况②:在成桥状态下进行动力时程分析,考虑几何非线性。两种工况分别以10条地震加速度时程作为地震输入,进行了地震反应时程分析,计算结果取平均值,且计算结果仅包含动力结果;考虑两种地震输入方式:纵向+竖向和横向+竖向。

研究的对象是:梁端位移和塔顶位移;塔底内力、下横梁上侧塔内力、下横梁下侧塔内力和交叉点下侧塔内力,这些部位是控制斜拉桥设计的关键因素。对于千米级斜拉桥,动力几何非线性对这些关键因素的影响更需要研究。

5.2 分析结果

表3、表4分别为模型1和模型2在两种工况下的控制节点位移。表5、表6分别为模型1和模型2在两种工况下的塔身控制截面内力。

表 3 模型 1 的关键节点位移

Table 3 Displacement of key points for model 1

工况	梁端		塔顶	
	纵向 + 竖向 输入纵向 位移(m)	横向 + 竖向 输入横向 位移(m)	纵向 + 竖向 输入纵向 位移(m)	横向 + 竖向 输入横向 位移(m)
工况①	0.570	0.03957	0.613	0.063
工况②	0.645	0.03965	0.713	0.061
((②-①)/①) ×100	13.07	0.18	16.18	-3.10

表 4 模型 2 的关键节点位移

Table 4 Displacement of key points for model 2

工况	梁端		塔顶	
	纵向 + 竖向 输入纵向 位移(m)	横向 + 竖向 输入横向 位移(m)	纵向 + 竖向 输入纵向 位移(m)	横向 + 竖向 输入横向 位移(m)
工况①	1.288	0.09497	1.435	0.120
工况②	1.280	0.08723	1.455	0.112
((②-①)/①) ×100	-0.62	0.08148	1.39	-7.15

表 5 模型 1 的塔身关键截面内力

Table 5 Internal forces on the tower key section of model 1

工况	位置	轴力(kN)		剪力(kN)		弯矩(kN·m)	
		纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入	纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入	纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入
工况①	塔底	3.02E+04	9.53E+04	1.32E+04	1.44E+04	1.12E+06	5.03E+05
	下横梁上侧	2.18E+04	6.88E+04	7.45E+03	1.32E+04	6.70E+05	3.71E+05
	下横梁下侧	2.47E+04	9.30E+04	9.04E+03	1.09E+04	6.68E+05	2.68E+05
	交叉点下侧	1.01E+04	5.38E+04	4.23E+03	3.40E+03	2.28E+05	1.09E+05
工况②	塔底	3.04E+04	9.45E+04	1.34E+04	1.44E+04	1.18E+06	5.05E+05
	下横梁上侧	2.21E+04	6.80E+04	7.94E+03	1.33E+04	7.50E+05	3.74E+05
	下横梁下侧	2.49E+04	9.22E+04	9.37E+03	1.08E+04	7.48E+05	2.68E+05
	交叉点下侧	9.93E+03	5.31E+04	4.81E+03	3.43E+03	2.48E+05	1.11E+05
((②-①)/①) ×100	塔底	0.52	-0.78	1.21	0.14	5.68	0.30
	下横梁上侧	1.35	-1.18	6.55	0.53	11.91	0.86
	下横梁下侧	1.03	-0.84	3.62	-0.18	11.90	-0.07
	交叉点下侧	-1.48	-1.25	13.74	0.82	8.82	1.46

表 6 模型 2 的塔身关键截面内力

Table 6 Internal forces on the tower key section of model 2

工况	位置	轴力(kN)		剪力(kN)		弯矩(kN·m)	
		纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入	纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入	纵向 + 竖向输入	横向 + 竖向输入
工况①	塔底	4.70E+04	8.10E+04	1.93E+04	1.90E+04	1.50E+06	8.06E+04
	下横梁上侧	3.37E+04	6.40E+04	8.71E+03	5.00E+04	1.01E+06	5.17E+04
	下横梁下侧	3.80E+04	7.96E+04	1.15E+04	1.38E+04	1.01E+06	-2.27E+04
	交叉点下侧	1.63E+04	6.07E+04	4.25E+03	8.59E+03	3.57E+05	2.08E+05
工况②	塔底	9.87E+04	8.02E+04	2.59E+04	1.96E+04	1.83E+06	1.16E+05
	下横梁上侧	8.04E+04	6.30E+04	1.26E+04	5.11E+04	1.12E+06	5.76E+04
	下横梁下侧	8.76E+04	7.88E+04	1.70E+04	1.42E+04	1.11E+06	-1.81E+04
	交叉点下侧	4.33E+04	5.99E+04	7.11E+03	8.61E+03	4.73E+05	2.09E+05
((②-①)/①) ×100	塔底	110.18	-1.04	34.58	3.26	21.49	44.27
	下横梁上侧	138.66	-1.62	44.84	2.30	10.38	11.50
	下横梁下侧	130.52	-1.01	47.39	2.89	10.30	-20.14
	交叉点下侧	165.85	-1.38	67.08	0.21	32.75	0.58

图4~图11为模型1和模型2分析结果变化的直观图,为简化起见,纵向+竖向地震波作用表示为L+V,横向+竖向地震波作用表示为T+V。

由上面一系列图表,比较模型1与模型2的分析结果得出:

对于梁端位移而言,纵向位移随着跨径的增大受几何非线性的影响在减小;横向位移基本没有改变。对于塔顶位移而言,纵向位移随着跨径的增大受几何非线性的影响在减小;横向位移基本没有改变。

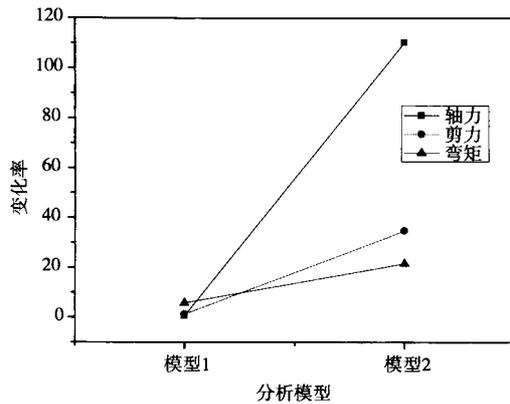


图4 塔底内力变化图(L+V)

Fig. 4 Variation of internal force at the tower bottom (L + V)

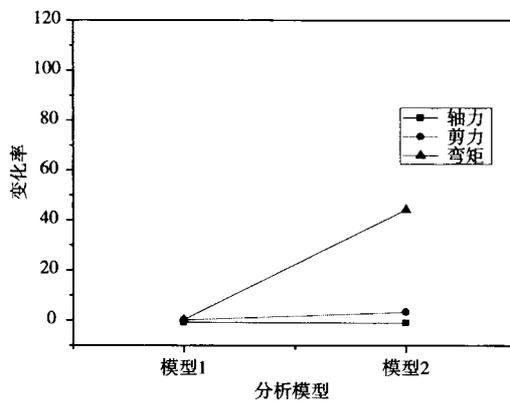


图5 塔底内力变化图(T+V)

Fig. 5 Variation of internal force at the tower bottom (T + V)

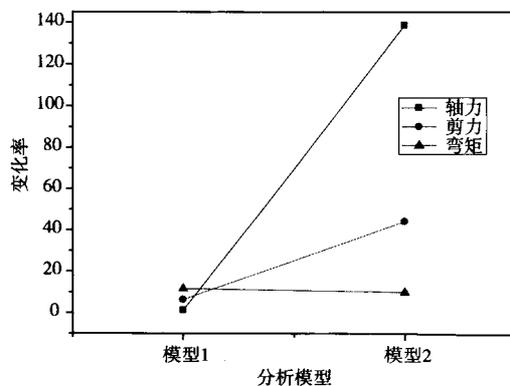


图6 下横梁上侧塔内力变化图(L+V)

Fig. 6 Variation of internal force at the tower bottom above the underlying cross-beam (L + V)

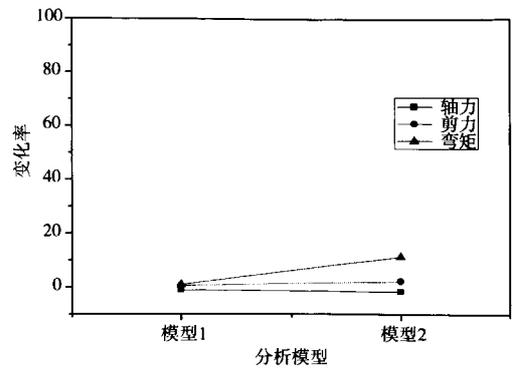


图7 下横梁上侧塔内力变化图(T+V)

Fig. 7 Variation of internal force at the tower bottom above the underlying cross-beam (T + V)

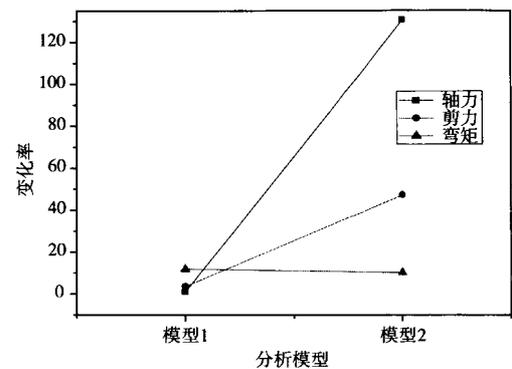


图8 下横梁下侧塔内力变化图(L+V)

Fig. 8 Variation of internal force at the tower bottom below the underlying cross-beam (L + V)

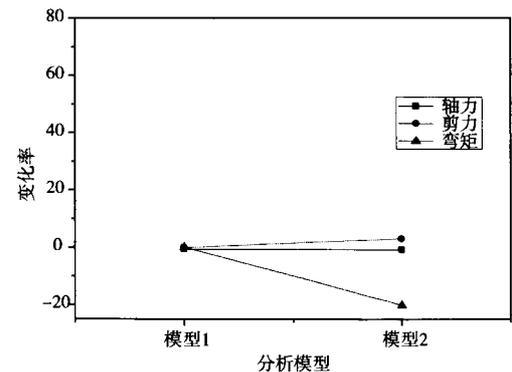


图9 下横梁下侧塔内力变化图(T+V)

Fig. 9 Variation of internal force at the tower bottom below the underlying cross-beam (T + V)

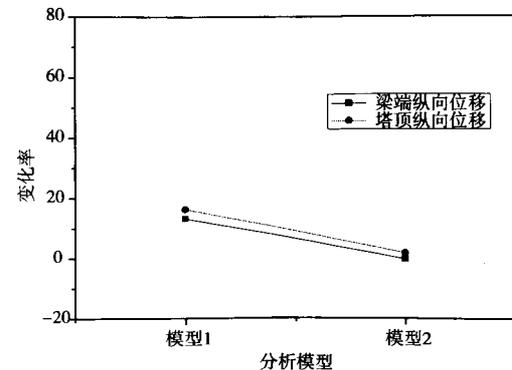


图10 纵向位移变化图

Fig. 10 Variation of longitudinal displacement

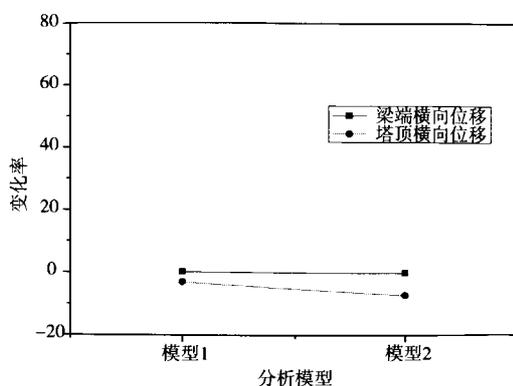


图11 横向位移变化图

Fig. 11 Variation of lateral displacement

对于塔底内力,考虑几何非线性后,在L+V下,随着跨径的增大,轴力、剪力和弯矩都有显著的增加;在T+V下,只有弯矩有显著的增加。

对于下横梁上侧塔内力,考虑几何非线性后,在L+V下,随着跨径的增大,轴力和剪力有显著的增加;在T+V下,只有弯矩有一定的增加。

对于下横梁下侧塔内力,考虑几何非线性后,在L+V下,随着跨径的增大,轴力和剪力有显著的增加;在T+V下,只有弯矩有一定的减小。

对于交叉点下侧塔内力,考虑几何非线性后,在L+V下,随着跨径的增大,轴力、剪力和弯矩都有显著的增加;在T+V下,基本没有改变。

6 总结

由上述分析可知:

(1)斜拉索和主梁的恒载几何刚度主要影响以主梁振动为主的振型,对主塔的地震反应影响很小。

(2)随着跨径的增大,斜拉索和主梁的恒载几何刚度对主梁振动的影响也在增大,模型2比模型1增大大约60%;主塔恒载几何刚度对主塔振动的影响也增大,增大大约90%。

(3)千米级斜拉桥,动力几何非线性对梁端位移和塔顶位移的影响并不大,可以忽略。

(4)对于塔底内力、下横梁上侧塔内力、下横梁下侧塔内力和交叉点下侧塔内力这些部位来说,在纵向地震波作用下,动力几何非线性对它们的影响很大,斜拉桥跨径超过1500 m时可能会更大,在设计中要进

行严格验算;在横向地震波作用下,动力几何非线性对它们的影响总的来说很小。

根据论文的研究,在未来建造1600 m以上的超大跨度斜拉桥时,动力几何非线性将会是一个专门的抗震研究课题,应进行细致的抗震分析与设计。

参考文献

- [1] Fleming J F, Egeseli E A. Dynamic behavior of a cable-stayed bridge [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980, (8): 1-16
- [2] Fleming J F. Linear versus nonlinear behavior of cable-stayed bridges [C] // Proceedings of 14th joint panel conf. US-Japan Cooperative Program Natural Resources, 1983: 343-360
- [3] Abdel-Ghaffar A M. Cable-stayed bridges under seismic action, cable-stayed bridges recent developments and their future [M]. Elsevier Science Publishers, 1991
- [4] Nazmy A S, Abdel-Ghaffar A M. Effects of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1992, 21(1): 1-20
- [5] Nazmy A S, Abdel-Ghaffar A M. Non-linear earthquake-response analysis of long-span cable-stayed bridges: theory [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1990, 19(1): 45-62
- [6] Nazmy A S, Abdel-Ghaffar A M. Non-linear earthquake-response analysis of long-span cable-stayed bridges: application [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1990, 19(1): 63-76
- [7] 严国敏, 现代斜拉桥 [M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1996: 140-142
- [8] 范立础. 桥梁抗震 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997
- [9] 范立础, 胡世德, 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [10] Adina. User's guide [M]. Adina R&D Inc., 1995
- [11] Chopra A K. Dynamics of structures [M]. Prentice-Hall, 2000: 25-30
- [12] Priestly M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: John Wiley and Sons, 1996: 427-431
- [13] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures [M]. 2nd Edition. New York: McGraw-Hill, 1995: 191-196

韩振峰(1976-),男,博士研究生,讲师。主要从事桥梁结构的振动与抗震研究。

叶爱君(1970-),女,博士,教授。主要从事桥梁结构的振动与抗震研究。

范立础(1933-),男,教授,中国工程院院士。主要从事桥梁结构的振动与抗震研究。