

大跨度钢管砼拱桥空间地震响应分析

陈宇文¹, 王卫琴²

(1. 惠州市道路桥梁勘察设计院, 广东 惠州 516001;

2. 惠州市规划设计研究院, 广东 惠州 516001)

摘要: 结构动力特性是研究结构抗震等动力性能的基础, 而正确地计算大跨径钢管混凝土拱桥这种新型结构的动力特性尤为重要. 本文通过系统地总结钢管混凝土桥的地震响应分析理论, 再以丫髻沙大桥作为研究对象, 建立空间计算模型, 确定地震波, 利用 ANSYS 有限元分析功能, 运用反应谱分析法和动态时程分析法, 并分别考虑均匀地面运动和行波效应两种情况, 进行丫髻沙大桥地震响应分析, 并将计算结果与同济大学土木工程防灾国家重点实验室的计算结果进行了对比, 得出相应结论. 本文的结果为今后进一步研究钢管混凝土拱桥空间地震响应分析打下了良好的工作基础.

关键词: 钢管混凝土; 拱桥; 地震响应; ANSYS 软件; 结构动力特性

中图分类号: U441+.3

文献标识码: A

文章编号: 1007-7162(2006)02-0114-08

钢管混凝土拱桥正在我国逐渐地得到广泛的推广应用, 跨径也随之不断增大, 而研究这类桥梁的抗震等动力性能也势在必行. 但是由于自编程序的局限性, 使研究局限在很多简化、假设的基础上, 不能对钢管混凝土拱桥结构进行深入分析, 特别是模型的简化使结构的参数分析受到限制, 不能充分发挥有限元分析的优势. ANSYS 程序是国际流行的大型通用有限元分析软件, 具有强大的结构分析功能, 但到目前为止, 国内采用 ANSYS 程序进行钢管砼拱桥结构抗震分析的例子不多. 本文将以太大型钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥为研究对象, 应用 ANSYS 程序进行建模, 针对地震响应问题来开展研究工作.

1 桥梁地震反应分析理论

桥梁结构的地震反应分析是一个抗震动力学问题. 目前, 世界各国的桥梁抗震设计规范中普遍采用的是确定性地震反应分析方法. 确定性地震反应分析方法有静力法、动力反应谱法和动态时程分析法. 但是, 静力理论从创立之初就存在明显的缺陷. 因为结构物都是可变形的, 所以在地震时结构物各个高程的反应加速度不会与其基础(与地基联结在一起)的反应加速度相同. 这就很自然地引出了地震力的动力理论.

1.1 动力法——反应谱理论

反应谱方法用于抗震设计包括两个基本步骤: 第一步是根据强震记录统计用于设计的地震动反应谱; 第二步是将结构振动方程进行振型分解, 将物理位移用振型广义坐标表示, 而广义坐标的最大值由第一步中的设计反应谱求得. 最后, 反应量的最大值可通过适当的方法将各振型反应最大值组合起来得到.

反应谱是不同频率的单质点体系在一定阻尼系数的条件下输入不同地面运动后的位移反

收稿日期: 2006-03-16

作者简介: 陈宇文(1976), 男, 工程师, 主要研究方向为道路与桥梁设计.

应、速度反应和加速度反应最大值的外包络曲线. 应用反应谱计算结构地震反应首先要计算结构的动力特征和各阶振型参与系数; 然后按各阶振型对某项反应的贡献程度进行线性迭加, 得出这项反应的最大值. 因此, 反应谱理论是建立在以下基本假定^[1]的基础上:

- 1) 结构的地震反应是线弹性的, 可以采用迭加原理进行振型组合;
- 2) 结构的所有支承处的地震动完全相同;
- 3) 地震动的过程是平稳随机过程.

1.2 动力法——动态时程分析法

动态时程分析法采用符合场地情况的具有概率意义的加速度过程作为地震动的输入, 因此可以精确地考虑结构—基础—土的相互作用、地震波多分量多点输入等因素而建立结构动力计算图式和结构地震响应振动方程. 同时, 运用动态时程分析法也使考虑结构几何和材料非线性地震反应分析更趋完善与成熟^[2]. 此外, 这种结构地震响应分析方法的应用, 使桥梁抗震计算从单一强度保证转入强度、变形(延性)的双重保证, 从而使结构工程师更清楚地认识到结构地震动力破坏的机理和正确提高结构抗震能力的途径, 同时也为发展二阶段抗震计算方法提供了分析基础^[3].

2 丫髻沙大桥动力计算模型的建立和简化

丫髻沙大桥位于广州市海珠区, 主桥为中承式拱结构, 跨径组合 76 m+ 360 m+ 76 m. 主拱计算跨度 344 m, 矢高 76.45 m, 矢跨比为 1/4.5. 拱轴系数 $m=2$, $k=1.317$, 总体结构及构造见图 1.

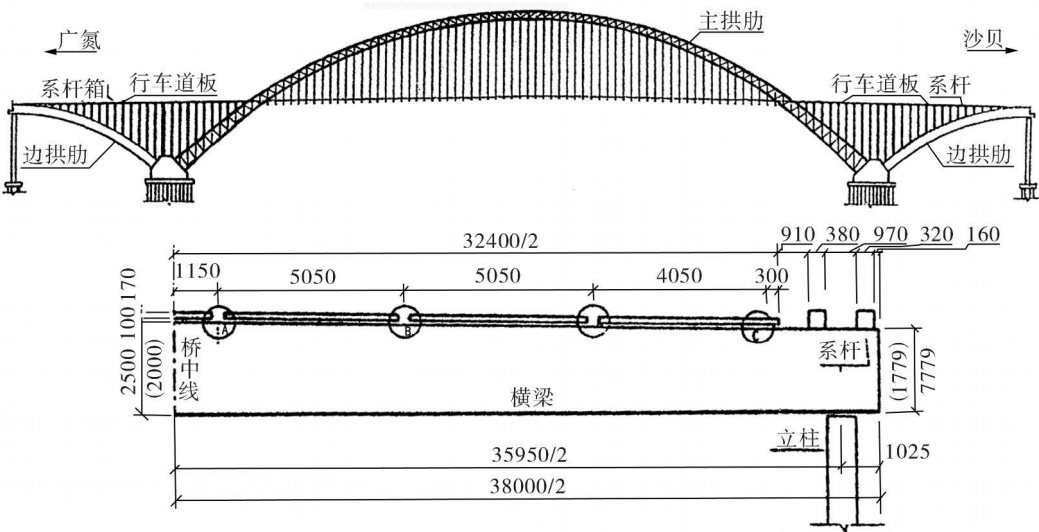


图 1 桥跨布置及桥面系横断面图

本文应用 ANSYS 软件进行地震响应分析, 按换算面积法计算材料特性和截面特性, 对桥梁进行简化. 丫髻沙大桥属于自锚式钢管混凝土系杆拱结构的受力特点, 考虑主要方面对模型进行简化, 主拱圈、主拱风撑桁架等效为空间梁单元(BEAM4); 边拱拱圈、横梁、立柱、边墩均采用空间梁单元(BEAM4) 模拟; 吊杆及系杆采用空间杆单元(LINK10) 模拟, 桥面板采用壳单元(SHELL63) 模拟. 桩基础采用与静力设计完全相同的方法加以考虑. 所得的计算力学模型见图 2.

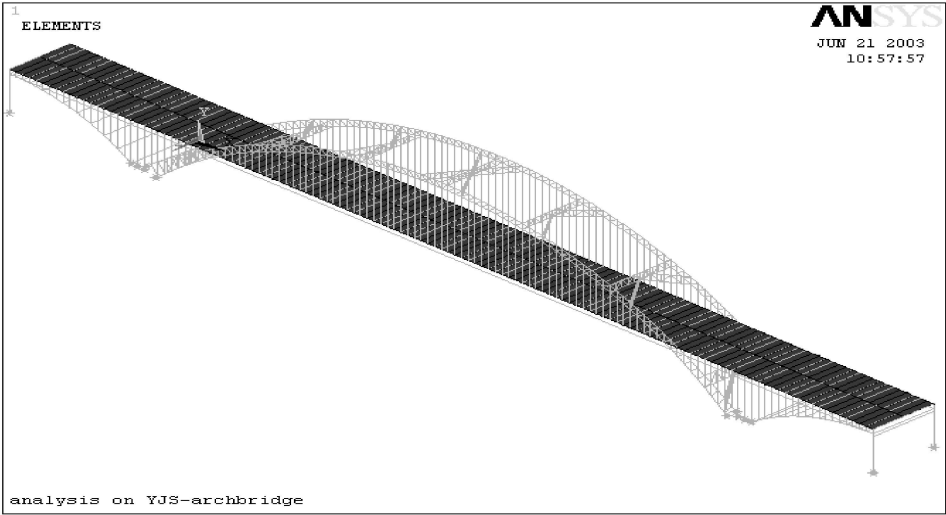


图 2 丫髻沙大桥计算力学图式

3 丫髻沙大桥的地震响应分析

3.1 反应谱分析

3.1.1 用 ANSYS 做反应谱分析

1) 求反应谱解

这一步的重点是要正确输入反应谱曲线. 根据广东省工程防震研究所提供的《广州东南西环高速公路丫髻沙大桥工程场地地震安全性评价报告》, 桥址场地标准化设计地震反应谱为

$$\beta(T)=\begin{cases} 1+2.6T & 0<T\leqslant 0.04 \\ 2.30\left(\frac{0.1}{T}\right)^{0.805} & 0.04\leqslant T\leqslant 0.10 \\ 2.30 & 0.10\leqslant T\leqslant T_g \\ 2.30\left(\frac{T_g}{T}\right)^{1.200} & T_g\leqslant T\leqslant 5.0 \end{cases}$$

(1)

式中, $\beta(T)$ 为动力放大系数; T 为周期, T_g 为设计特征周期, 单位为 s.

50 a 超越概率 10% (P_1) 和 50 a 超越概率 2% (P_2) 的地震系数 K 和的 T_g 取值见表 1.

2) 模态组合及结果提取

ANSYS 在单点反应谱中提供了以下不同的模态组合法: SRSS 法、CQC 法、DSUM 法、GRP 法、NRLSUM 法等. 一般是用平方和求平方根法(SRSS) 或完全二次组合法(CQC). 如果考虑平动和扭转振型的耦合, CQC 法较适合^[4].

表 1 地震系数

概率水准	K	T_g
P_1	0.115	0.180
P_2	0.500	0.800

运用 ANSYS 对丫髻沙大桥进行 P_1 (未来 50 a 超越概率为 10%) 概率水平地震作用下大桥的动力反应. 取前 50 阶振型进行叠加, 包括了主拱、边拱、桥面板和立柱的主要振型, 表 2 为主要振型特征描述.

表 2 成桥状态全桥结构动力特性

阶次	频率 Hz	不同位置振型特征			
		主拱拱圈	主拱桥面	边拱拱肋	边拱桥面
1	0.26454	两拱同向对称侧弯	同向对称侧弯		
2	0.43333	两拱反对称竖弯	反对称竖弯		
3	0.44037	两拱同向侧弯	同向侧弯	同向侧弯	同向侧弯
4	0.48076	两拱同向侧弯	同向侧弯	同向侧弯	同向侧弯
5	0.53012	两拱同向对称竖弯	同向对称竖弯		
6	0.61512	两拱侧弯竖弯	侧弯竖弯	同向侧弯	同向侧弯
7	0.71769	两拱竖弯	竖弯		
8	0.88634	两拱对称竖弯	对称竖弯		
9	0.99989	两拱竖弯	竖弯		竖弯

3.1.2 反应谱分析结果及对比

考虑平动和扭转振型的耦合, 反应谱中的模式组合法选用 CQC 法. 反应谱分析的结果见表 3、表 4.

表 3 P_1 概率反应谱(纵向输入)下内力反应数据表

位置	节点号	F_X/N	F_Y/N	F_Z/N	$M_X/(N\cdot m)$	$M_Y/(N\cdot m)$	$M_Z/(N\cdot m)$
主拱脚	177	3.96×10^6	4.14×10^6	1.28×10^5	8.54×10^5	1.08×10^6	2.66×10^6
	264	4.67×10^6	4.22×10^6	1.05×10^5	6.83×10^5	6.61×10^5	5.29×10^5
主拱桥面板交点	187	5.57×10^6	4.00×10^6	1.21×10^5	1.05×10^6	1.04×10^6	3.91×10^5
主拱 1/4 点	111	1.06×10^7	4.26×10^6	8.61×10^4	7.70×10^5	1.33×10^6	2.11×10^5
	23	7.70×10^6	3.28×10^6	1.22×10^5	8.37×10^5	1.30×10^6	1.66×10^5
主拱顶	308	3.44×10^8	6.00×10^6	6.95×10^6	8.17×10^6	7.94×10^7	1.82×10^7
	220	3.78×10^8	4.98×10^6	8.57×10^6	1.25×10^7	8.56×10^7	1.96×10^7
边拱脚	410	9.57×10^5	4.85×10^5	2.13×10^4	2.43×10^5	2.70×10^5	3.58×10^6
边拱 1/4 点	414	9.32×10^5	5.19×10^5	1.76×10^4	3.81×10^5	1.05×10^5	1.95×10^6

表 4 P_1 概率反应谱(横向输入)下内力反应数据表

位置	节点号	F_X/N	F_Y/N	F_Z/N	$M_X/(N\cdot m)$	$M_Y/(N\cdot m)$	$M_Z/(N\cdot m)$
主拱脚	177	6.16×10^6	6.76×10^6	2.21×10^5	4.81×10^5	6.16×10^5	1.54×10^6
	264	7.26×10^6	6.89×10^6	1.81×10^5	3.84×10^5	3.78×10^5	3.07×10^5
主拱桥面板交点	187	1.08×10^7	7.71×10^6	2.32×10^5	1.21×10^6	1.19×10^6	4.36×10^5
主拱 1/4 点	111	1.44×10^7	5.65×10^6	1.11×10^5	4.78×10^5	8.11×10^5	1.27×10^5
	23	1.04×10^7	4.36×10^6	1.58×10^5	5.20×10^5	7.93×10^5	9.99×10^4
主拱顶	308	3.38×10^8	5.84×10^6	6.73×10^6	2.19×10^6	2.04×10^7	4.34×10^6
	220	3.72×10^8	4.85×10^6	8.31×10^6	3.35×10^6	2.20×10^7	4.70×10^6
边拱脚	410	5.18×10^5	2.58×10^5	1.12×10^4	1.46×10^5	1.60×10^5	2.08×10^6
边拱 1/4 点	414	5.26×10^5	2.87×10^5	9.49×10^3	2.32×10^5	6.21×10^4	1.11×10^6

计算出的振型图与同济大学土木工程防灾国家重点实验室的《丫髻沙特大拱桥抗震分析研究》报告对比, 从第四阶振型起存在细微差异. 经分析, 由于计算模型的差别导致了高阶振型存在一定的差异. 同济大学的建模与本文的建模存在以下差异:

- 1)、主拱肋方面, 同济大学的等效为一根梁, 而本文是把上、下弦杆、腹杆分别等效为梁后合

- 成的.
- 2) 横撑方面, 同济大学的等效为两根梁组成, 而本文是将每根钢管等效为梁后合成的.
 - 3) 桥面板方面, 同济大学的为空间梁单元模拟, 而本文等效为壳单元模拟.
 - 4) 同济大学的计算模型采用了初步设计图纸, 而本文采用施工图设计图纸进行建模.

3.2 时程分析

3.2.1 地震波的选取与调整

丫髻沙大桥的桥址场地地震危险性研究项目由广东省工程防震研究院承担, 对丫髻沙大桥工程场地进行了地震危险性复合概率计算, 分别给出了未来 50 a 超越概率为 63%、10% 和 2% 的地震烈度以及基岩加速度峰值. 结果见表 5 和表 6.

表 5 3 个概率水平的地震烈度		表 6 3 个概率水平的基岩加速度峰值(水平方向)	
概率/ %	概率烈度	设防概率/ %	$PGA/(cm\cdot s^{-2})$
63	5.70	63	27.54
10	6.93	10	81.63
2	7.75	2	153.86

通过场地反应分析, 最后由基岩地震动参数得到了地表地震动参数并给出了不同孔位地面加速度峰值(见表 7).

根据丫髻沙大桥工程场地属于二类场地的特点, 选择了埃而森特罗波(EI-Centro) (南北方向) 对大桥地震进行分析. 埃而森特罗波(EI-Centro) 地震(南北方向) 的相关资料: 记录时间为 1940 年 3 月 18 日, 时间间隔 0.02 s, 持续时间取 30 s 适合于 2 类场地土. 加速度峰值为 $341.695\ 31\ cm/s^2$ 在 2.120 0 s, 速度峰值为 $33.449\ 14\ cm/s$ 在 2.1800 s. 位移

表 7 不同孔位地面加速度峰值(单位: cm/s^2)

孔位	概率			孔位
	63%	10%	2%	
DZ1	46.00	112.29	178.49	西岸
DZ2	47.84	111.33	199.92	西岸
DZ3	41.12	111.20	166.01	丫髻沙岛
DZ4	44.20	115.01	169.16	丫髻沙岛
DZ5	41.95	114.81	174.80	东岸

峰值: 10.866 78 cm 在 8.580 0 s, 最初速度= - 4.664 21 cm/s, 最初位移= 2.158 52 cm. 经过丫髻沙大桥的桥址场地地震评价报告中不同孔位地面的加速度峰值对地震波进行调整. 对于 P_1 概率 DZ1 孔采用数据见图 3, 设加速度为 $a/(m\cdot s^{-2})$.

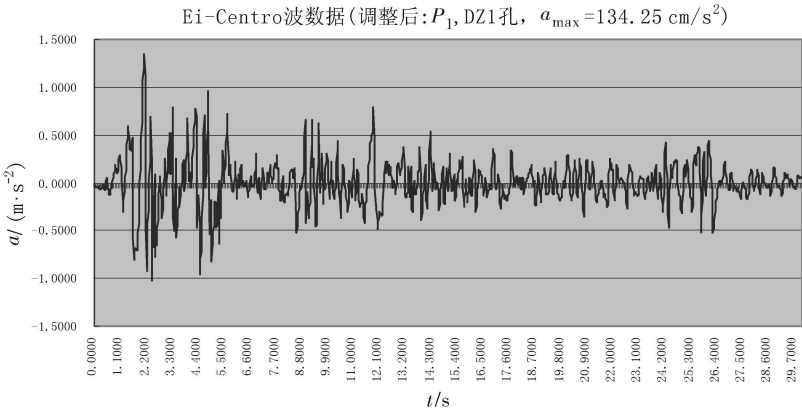


图 3 EI-Centro 波数据

3.2.2 丫髻沙大桥时程结果分析

1) EL-Centro 波计算结果见表 8~ 表 11。

表 8 P_1 概率时程分析(纵向输入) 下内力反应数据表(一致输入)

位置	节点号	一致输入					
		FX/N	FY/N	FZ/N	$MX/(N\cdot m)$	$MY/(N\cdot m)$	$MZ/(N\cdot m)$
主拱脚	177	2.61×10^6	2.73×10^6	8.45×10^4	4.76×10^5	6.01×10^5	1.48×10^6
	264	3.04×10^6	2.75×10^6	6.84×10^4	3.76×10^5	3.64×10^5	2.91×10^5
主拱 桥面板交点	187	3.45×10^6	2.48×10^6	7.52×10^4	3.14×10^5	3.13×10^5	1.18×10^5
主拱 1/4 点	111	4.27×10^6	1.69×10^6	3.34×10^4	2.92×10^5	5.03×10^5	8.02×10^4
	23	3.29×10^6	1.32×10^6	4.83×10^4	3.20×10^5	4.96×10^5	6.34×10^4
主拱顶	308	4.28×10^6	7.21×10^4	8.14×10^4	4.32×10^4	4.15×10^5	9.37×10^4
	220	5.14×10^6	6.52×10^4	1.08×10^5	6.88×10^4	4.64×10^5	1.05×10^5
边拱脚	410	9.82×10^5	4.92×10^5	2.13×10^4	2.48×10^5	2.73×10^5	3.60×10^6
边拱 1/4 点	414	9.97×10^5	5.44×10^5	1.81×10^4	3.85×10^5	1.05×10^5	1.88×10^6

表 9 P_1 概率时程分析(纵向输入) 下内力反应数据表(行波输入)

位置	节点号	行波输入					
		FX/N	FY/N	FZ/N	$MX/(N\cdot m)$	$MY/(N\cdot m)$	$MZ/(N\cdot m)$
主拱脚	177	3.34×10^6	3.94×10^6	8.14×10^4	5.23×10^5	6.33×10^5	1.54×10^6
	264	3.48×10^6	3.13×10^6	5.74×10^4	3.77×10^5	3.57×10^5	3.76×10^5
主拱 桥面板交点	187	4.68×10^6	3.30×10^6	1.32×10^5	3.51×10^5	3.30×10^5	1.68×10^5
主拱 1/4 点	111	6.49×10^6	2.60×10^6	7.51×10^4	8.54×10^5	6.01×10^5	9.24×10^4
	23	3.58×10^6	1.51×10^6	1.13×10^5	9.69×10^5	6.89×10^5	3.50×10^4
主拱顶	308	6.21×10^6	7.21×10^4	6.54×10^4	4.21×10^4	9.80×10^5	1.20×10^5
	220	9.76×10^6	7.14×10^4	1.10×10^5	6.84×10^4	9.88×10^5	1.15×10^5
边拱脚	410	9.84×10^5	5.50×10^5	2.37×10^4	2.54×10^5	2.73×10^5	3.81×10^6
边拱 1/4 点	414	9.88×10^5	8.27×10^5	1.74×10^4	3.88×10^5	1.14×10^5	1.94×10^6

表 10 P_1 概率时程分析(纵向+ 竖向输入) 下内力反应(一致输入)

位置	节点号	一致输入					
		FX/N	FY/N	FZ/N	$MX/(N\cdot m)$	$MY/(N\cdot m)$	$MZ/(N\cdot m)$
主拱脚	177	5.24×10^6	3.71×10^6	1.21×10^5	8.35×10^5	1.11×10^6	2.49×10^6
	264	6.21×10^6	3.74×10^6	9.36×10^4	6.52×10^5	6.38×10^5	5.21×10^5
主拱 桥面板交点	187	7.24×10^6	4.38×10^6	1.29×10^5	6.71×10^5	6.72×10^5	2.52×10^5
主拱 1/4 点	111	1.22×10^7	3.18×10^6	6.33×10^4	6.22×10^5	1.11×10^6	1.66×10^5
	23	9.82×10^6	2.48×10^6	9.16×10^4	6.81×10^5	1.11×10^6	1.35×10^5
主拱顶	308	3.50×10^8	6.26×10^4	6.93×10^4	8.39×10^6	8.08×10^7	1.73×10^7
	220	4.31×10^8	5.55×10^4	9.28×10^4	1.34×10^7	9.11×10^7	2.13×10^7
边拱脚	410	1.26×10^6	5.87×10^4	2.58×10^3	3.16×10^5	3.34×10^5	4.52×10^6
边拱 1/4 点	414	1.16×10^6	8.34×10^5	2.68×10^4	5.19×10^5	1.50×10^5	2.63×10^6

表 11 P_1 概率时程分析(纵向+ 竖向输入) 下内力反应(行波输入)

位置	节点号	行波输入					
		F_X/N	F_Y/N	F_Z/N	$M_X/(N\cdot m)$	$M_Y/(N\cdot m)$	$M_Z/(N\cdot m)$
主拱脚	177	3.69×10^6	4.64×10^6	9.44×10^4	6.60×10^5	8.03×10^5	1.90×10^6
	264	4.02×10^6	3.72×10^6	6.72×10^4	4.54×10^5	4.53×10^5	4.70×10^5
主拱-桥面板交点	187	5.30×10^6	4.56×10^6	1.90×10^5	4.06×10^5	3.77×10^5	1.90×10^5
主拱 1/4 点	111	6.90×10^6	4.24×10^6	1.20×10^5	8.23×10^5	5.85×10^5	8.91×10^4
	23	3.91×10^6	2.39×10^6	1.80×10^5	9.39×10^5	6.71×10^5	3.33×10^4
主拱顶	308	6.51×10^6	1.04×10^5	9.51×10^4	5.12×10^4	1.22×10^6	1.46×10^5
	220	1.14×10^7	1.03×10^5	1.69×10^5	8.31×10^4	1.31×10^6	1.40×10^5
边拱脚	410	1.28×10^6	7.35×10^5	3.12×10^4	3.54×10^5	3.75×10^5	5.39×10^6
边拱 1/4 点	414	1.21×10^6	1.06×10^6	2.31×10^4	5.53×10^5	1.70×10^5	2.82×10^6

2) 计算结果分析

根据表8~ 表 11 的数据, 可以看到竖向地震动输入使拱桥的地震内力增加不少. 对于对称结构在纵向水平地震作用下, 主拱顶轴力和弯矩理论上应为零. 但是由于大桥的轻微不对称, 且计算中的有限元离散误差, 上述表中的轴力和弯矩均不为零, 但比较小. 当考虑竖向震动作用时, 轴力和弯矩急增到相当大的数值. 因此竖向震动对大跨度系杆拱桥十分重要.

从表 8 至表 11 还可以看到, 对于一致输入、行波输入两种情况以行波输入最不利. 在不考虑行波效应时仅纵向地震动作用下主拱顶轴力和弯矩都很小, 但考虑行波地震动作用时它们都达到很大的值.

即使在反应谱分析中不考虑综合影响系数的影响, 线性时程分析的结果与反应谱方法计算结果之间还存在一定的差异, 因此对于重要桥梁结构, 在按规范采用反应谱分析的基础上还应作时程分析.

4 结论

通过对钢管混凝土拱桥的空间动力有限元分析, 对桥梁结构本身在地震力作用下的反应规律问题做了研究, 得出以下结论:

- 1) 在对钢管混凝土拱桥进行计算时, 将钢管混凝土拱桥按杆单元、梁单元、壳单元进行简化处理, 并按换算截面法计算其材料特性、截面特性是比较合理的.
- 2) 研究过程中的关键一环在于模型的建立, 这一步直接决定计算结果的准确性和精确度. 一般来说, 所建模型与结构的实际情况肯定存在些许差异, 因为建模过程中势必需做些必要的简化. 一方面, 这要求在建模过程中尽可能降低与实际的偏差. 另一方面, 在分析计算结果时要清楚这种差异的存在, 并考虑其影响的大小及趋势.
- 3) 时程分析的结果与反应谱的结果存在一定的差异, 工程设计中应慎重选用. 由于在不同卓越周期的地震波的激励下, 结构的反应会表现出明显的差异. 有条件的情况下, 建议最好采用时程分析的方法, 选用尽量与场地条件相近的地震波对结构进行动力反应分析.

参考文献:

[1] 郑家树. 大跨度钢管混凝土拱桥非线性地震反应分析[D]. 成都: 西南交通大学硕士论文, 2001.

[2] 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: 13- 16.

©1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.

- [3] 谢旭. 桥梁结构地震响应分析与抗震设计[M] . 北京: 人民交通出版社, 2006: 15-21.
- [4] 李权. ANSYS 在土木工程中的应用[M] . 北京: 人民邮电出版社, 2005: 95-98.

Structural Dynamical Characteristic of Long-span Concrete Filled Steel Tubular Arch Bridge

CHEN Yi-wen¹, WANG Wei-qin²

(1. Huizhou Highway Survey & Design Institute, Huizhou 516001, China;

2. Huizhou Municipal Planning Design and Research Institute, Huizhou 516001, China)

Abstract: The structural dynamical characteristic is the foundation to research the structural dynamical performance such as vibration resistance, and it is greatly important to calculate correctly the structural dynamical characteristic of new structures for long-span concrete filled steel tubular arch bridges. In the paper, seismic analysis methods are summarized, and through establishing the spatial calculating model and seismic wave, utilizing ANSYS program, making use of response spectrum methods and time analysis methods, and considering ground movement and wave effects, the seismic response of Ya Ji Sha Bridge regarded as the research object is calculated. The result is compared with one carried out by Natural Lab Preventing Tragedy in Civil Engineering of Tongji University and some outcome is obtained. It provides a basic reference for the future research work for seismic analysis of concrete filled steel tubular arch bridges.

Key words: concrete-filled steel tube; arch bridge; seismic response; ANSYS program; structural dynamical characteristic