

一种曲线无背索斜拉桥的动力计算分析

朱 赫, 周 昱

(广州市市政工程设计研究总院有限公司, 广东 广州 510600)

摘 要: 某城市景观桥工程项目—东湾大桥为一种平面呈曲线的无背索斜拉桥。采用MIDAS软件建立了该桥的有限元分析模型, 计算了该桥的动力特性, 并分别采用反应谱法和时程分析法对该桥进行了抗震分析。计算结果表明, 该桥上下部各构件的抗震性能均满足设计规范要求。相关成果可为桥梁设计人员提供参考。

关键词: 有限元; 数值模拟; 无背索斜拉桥; 动力计算

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2025)02-0095-03

Dynamic Calculation and Analysis of a Curvilinear Cable-stayed Bridge without Backstays

ZHU He, ZHOU Yu

(Guangzhou Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510600, China)

Abstract: Dongwan Bridge in an urban landscape bridge project is a curvilinear cable-stayed bridge without backstays. MIDAS software is used to establish a finite element analysis model of the bridge. The dynamic characteristics of the bridge are calculated, and the seismic analysis of the bridge is carried out by using the response spectrum method and time history analysis method. The calculation results show that the seismic performance of each component of the superstructure and substructure of the bridge meets the requirements of the design specifications. The relevant results can provide a reference for bridge designers.

Keywords: finite element; numerical simulation; no-backstay cable-stayed bridge; dynamic calculation

0 引 言

无背索斜拉桥因为其较为独特的造型, 具备一定的景观效应, 可用于城市景观项目^[1-2]。东湾大桥为1座2跨独塔无背索斜拉桥, 有别于常规无背索斜拉桥, 其构造上具有以下几点特殊性: (1) 桥梁平面位于圆曲线上, 主梁为曲梁; (2) 出于对造型和工期的考虑, 采用了空间曲线造型的钢桥塔, 且塔身较柔; (3) 全桥采用塔梁固结、墩梁分离的结构体系, 塔梁结合处受力较为复杂, 索塔根部受力较为不利^[3-5]。本文重点介绍该桥的动力计算, 包括动力特性分析和抗震分析计算。分析结果可为同类桥梁设计计算提供一定参考^[6]。

1 工程概况

东湾大桥跨径组合为106 m+40 m, 桥宽47.7 m,

平面位于半径1 800 m圆曲线上。桥梁上部结构由塔、梁和拉索组成; 下部结构采用柱式桥墩, 钢筋混凝土直臂式桥台以及钻孔灌注桩基础。

东湾大桥效果图见图1。



图1 东湾大桥效果图

东湾大桥的主梁为等截面钢箱梁(见图2), 梁中心高度3.338 m, 桥梁单侧悬臂2.5 m。采用单箱多室截面, 设置8道腹板。桥面为正交异性钢桥面板, 采用U型加劲肋, 并在车行道范围设置厚度为8 cm的STC层, 形成组合桥面以提高桥面板刚度。

东湾大桥桥塔为钢塔, 高46.5 m, 塔梁固结。塔身横向呈椭圆造型, 立面后倾24.8°, 塔间还设置了中国结造型的横联。桥塔采用变截面箱型断面, 根部尺寸3.5 m×2.5 m, 顶部尺寸1.5 m×2.5 m。

收稿日期: 2024-07-18

作者简介: 朱赫(1992—), 男, 硕士, 工程师, 从事桥梁设计工作。

通信作者: 周昱(1987—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计工作。电子信箱: zhouyu@gzmedri.com

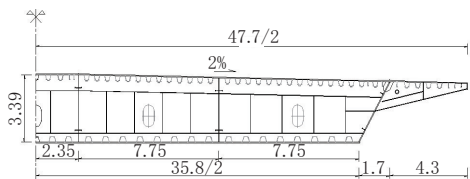


图2 钢箱梁截面(单位:m)

2 动力特征分析

利用有限元程序MIDAS建立空间杆系和板壳组合动力计算模型,进行动力特性分析。其中桥梁和拉索采用梁单元和索单元模拟,主梁采用梁单元和板单元模拟;下部结构采用梁单元模拟,用m法建立“土弹簧”来模拟基础刚度。

桥梁前10阶自振模态见表1。第1阶振型为主梁1阶竖弯,自振频率0.902 0 Hz;第2阶振型为主塔1阶纵弯,自振频率1.520 5 Hz。本桥前4阶的振型图见图3。

表1 桥梁前10阶自振模态

模态号	自振频率/Hz	振型描述
1	0.902 0	主梁1阶竖弯
2	1.520 5	主塔1阶纵弯
3	1.933 5	主梁1阶扭转
4	2.034 2	主塔1阶横向
5	2.043 2	主塔2阶纵向
6	2.472 3	主塔2阶横向
7	2.768 4	主梁2阶竖弯
8	3.243 6	主塔1阶扭转
9	3.489 7	主塔2阶扭转
10	3.625 2	主梁3阶竖弯

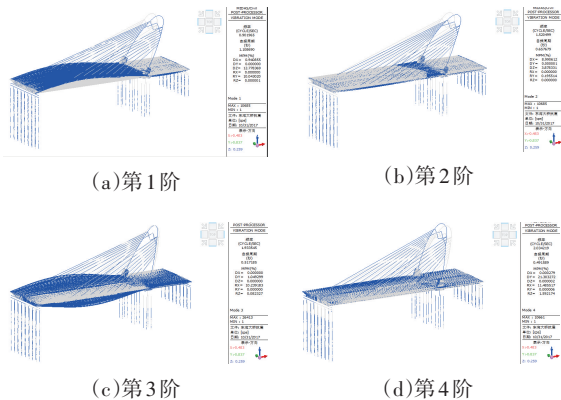


图3 桥梁前4阶自振模态

3 反应谱分析

根据抗震设防需要,采用50 a超越概率10%(E1地震作用)和50 a超越概率2.5%(E2地震作用)2种反应谱进行主桥结构2阶段抗震性能分析。根据本项目场地安评报告,取 $T_0=0.1$ s, $\beta_{max}=2.3$,其他参数见

表2。其中: T_0 为反应谱谱值达到最大时的结构自振周期; T_g 为特征周期; β_{max} 为标准加速度反应谱最大值; γ 为衰减指数; K 为地震系数; α_{max} 为设计地震加速度反应谱最大值。

表2 地震特征参数

超越概率	T_g /s	γ	K	α_{max}
50 a, 10%(E1地震作用)	0.75	1	0.105	0.241
50 a, 2.5%(E2地震作用)	1.00	1	0.164	0.376

进行反应谱分析时,选取前45阶振型进行计算组合,组合方式为SRSS法;振型参与质量为91%,地震激励方式分别为纵桥向和横桥向,并考虑竖向地震激励的影响。通过反应谱分析,得到了桥梁在E1、E2地震作用下的内力、位移、应力、支座反力等响应结果。内力等响应结果用于进行荷载组合,以便进行桥梁抗震性能验算。限于篇幅,本文仅给出控制设计的位移和应力计算结果。

通过反应谱分析,得到各控制断面的有效应力和位移结果,见表3、表4。

表3 各控制断面的有效应力(反应谱分析) 单位:MPa

位置	E1地震作用	E2地震作用
塔梁顶	6.68	17.90
左塔梁底	16.10	42.90
右塔梁底	16.10	43.10
左塔梁1/2	17.00	45.30
右塔梁1/2	17.00	45.40
主跨跨中	5.30	16.50
塔梁结合段	14.00	37.50
边跨跨中	5.80	17.70

表4 各控制断面位移(反应谱分析) 单位:mm

位置	竖向位移		纵向位移		横向位移	
	E1地震作用	E2地震作用	E1地震作用	E2地震作用	E1地震作用	E2地震作用
塔顶	21.2	56.5	46.0	122.0	46.0	122.0
主跨中	10.7	28.6	11.0	29.5	11.0	29.5
边跨中	2.8	8.3	10.7	28.7	10.7	28.7

由表3和表4可知:在E1、E2地震作用下,由反应谱分析得到的上部结构的应力和位移都很小,处于弹性范围。

4 时程分析

根据本项目场地安评报告提供的加速度时程曲线,对本桥进行时程分析计算。控制断面位置与反应谱分析时一致。

通过时程分析,得到各控制断面的有效应力和位移结果,见表5、表6。

表 5 各控制断面的有效应力(时程分析) 单位:MPa

位置	E1 地震作用	E2 地震作用
塔梁顶	-19.6	-23.3
左塔梁底	-45.7	-58.7
右塔梁底	-78.4	-108.0
左塔梁 1/2	-47.6	-57.4
右塔梁 1/2	-65.4	-95.9
主跨跨中	19.7	35.1
塔梁结合段	74.6	101.2
边跨跨中	20.2	33.9

表 6 各控制断面位移(时程分析) 单位:mm

工况	位置	竖向位移		纵向位移		横向位移	
		最大	最小	最大	最小	最大	最小
E1 地震作用	塔顶	54.6	-51.0	112.0	-113.0	80.8	-77.0
	主跨中	49.8	-59.0	27.1	-28.8	16.7	-17.2
	边跨中	10.7	-11.6	26.2	27.7	11.1	-11.5
E2 地震作用	塔顶	77.2	-74.0	167.0	-165.0	103.0	-112.0
	主跨中	101.0	-112.0	36.5	-39.8	22.8	-24.5
	边跨中	19.1	-19.4	35.1	-38.5	16.5	-16.7

将表 5、表 6 与表 3、表 4 结果进行对比,可发现在反应谱和地震时程响应一致的激励下,主桥主要构件的应力、位移比较接近,总体上二者相差最大不超过 30%;时程分析结果要偏大一些,特别是对于横向位移以及桥塔在梁单元与板单元连接处、塔梁结合段处的应力。原因在于板单元模型存在应力集中的部位;另外,设计地震反应谱与地震时程波特性存在差异,进行弹性地震谱分析时无法考虑几何非线性的影响。

5 桥梁抗震性能评估

为校验桥梁抗震性能,采用永久作用+地震荷载的荷载组合,对上部结构和桩基的抗弯性能以及变形能力进行验算。

桥塔和主梁的应力包络图见图 4。

由图 4 可见,在考虑永久作用+地震荷载的荷载组合下,钢结构的最大应力约为 210 MPa。而 Q420d 钢的强度设计值为 320 MPa,说明主桥钢结构均处于线弹性范围,其强度满足《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)要求。

对桩基的校核目标为:在多遇地震作用下,桩基地震反应小于其初始屈服弯矩;在罕遇地震作用下,桩基地震反应小于其等效屈服弯矩。

图 5 给出了中墩桩基在永久作用+E2 地震作用下的弯矩图。表 7 给出了全桥桩基控制截面的验算结果,其中 1#~3#分别对应大跨侧边墩、中墩、小跨侧

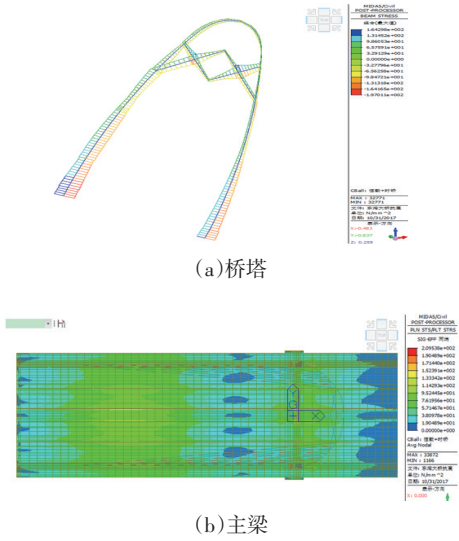


图 4 桥塔和主梁的应力包络图(单位:MPa) 边墩的桩基础。

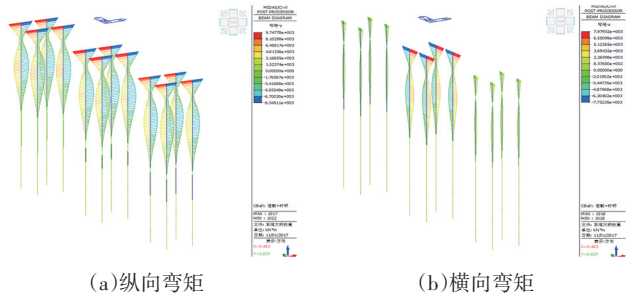


图 5 中墩桩基弯矩图(单位:kN·m)

桩基的初始屈服弯矩为截面最外层钢筋首次屈服(考虑相应轴力)时对应的弯矩,而等效屈服弯矩为根据截面弯矩-曲率($M-\Phi$)分析(考虑相应轴力),把截面 $M-\Phi$ 曲线等效为双线性所得到的弯矩。中墩桩基 $M-\Phi$ 曲线如图 6 所示。图 6 中: C 点对应开裂弯矩; Y_0 点对应初始屈服弯矩; U 点对应极限弯矩; Y 点对应最终弯矩。

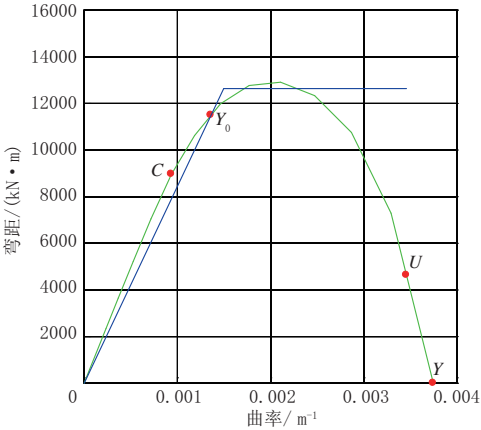


图 6 中墩桩基 $M-\Phi$ 图

由上述桩基动力计算结果可知,在 E2 地震作用下,结构安全系数均大于 1,满足抗震性能要求。

(下转第 110 页)