

大跨高低塔不对称斜拉桥抗震性能分析与评估

曹方亮, 童汉元

(南昌市城市规划设计研究总院, 江西 南昌 330038)

摘要: 为了研究大跨斜拉桥的两阶段水准设防下的抗震性能, 依托某大跨高低塔不对称斜拉桥, 通过有限元模型建立了空间有限元模型, 采用了反应谱和线性时程对比分析的方法。分析表明地震作用下, 主桥的不利截面分别为双塔的塔底截面, 其低塔受横向地震效应影响较大, 高塔受纵向地震效应影响较大, 设计配筋时应根据受力方向优化。

关键词: 动力特性; 抗震性能; 反应谱; 时程分析

中图分类号: U448.27

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)04-0098-05

0 引言

我国幅员辽阔, 人口众多, 跨越的地理位置和区域广, 分布着多个地震带。地震近些年来不断频发, 2008年汶川大地震的发生造成了大量的桥梁结构的损毁^[1], 给人民的财产和生命安全造成了巨大的伤害。因此, 保证桥梁结构在地震灾害下的通行能力显得尤为重要, 对此我国学者很早就对桥梁抗震进行了研究^[2]。斜拉桥由于跨径大, 造型优雅, 广泛运用于公路桥梁中, 对于大跨的结构抗震研究较少, 对于这种特大桥往往需要做专门的抗震专题进行分析^[3]。因此为了确保桥梁在地震中的安全, 需要针对斜拉桥抗震性能进行分析并优化设计。

本文依托某大跨高低塔斜拉桥, 采用线性时程^[4]和反应谱^[5]的方法, 对结构 E1、E2 地震作用下的内力效应进行分析, 分析结构在地震作用下受力特性, 并根据弯矩-曲率曲线对结构的抗震性能进行验算, 确保桥梁满足规范要求, 同时也为相关的斜拉桥设计提供参考。

1 工程概况

本工程为三跨异形斜拉桥, 其主塔为高低塔, 左侧为低塔, 右侧为高塔, 双塔塔顶为钢结构的装饰。主跨为 70 m+192 m+110 m=372 m(见图 1), 主梁为单箱五室, 宽度为 24.5 m(见图 2)。约束体系为高塔固结, 低塔纵向活动体系, 即高塔和主梁固结一起, 低塔处塔身穿过主梁, 主梁和塔身之间采用支座连接。

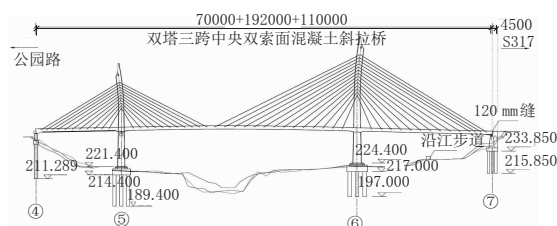


图1 桥型立面布置示意图(单位:mm)

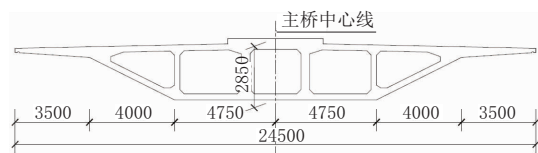


图2 箱梁典型截面布置示意图(单位:mm)

低塔和高塔分别高度为 83 m(见图 3)和 102.589 m(见图 4), 两塔在主梁以下截面均为直线变宽, 主梁以上分别为半径 200 m 和 300 m 的等宽圆弧段, 两塔的塔顶均有 12 m 的钢结构装饰段, 外形为天鹅头, 线下焊接完毕后吊装至塔顶。

2 抗震计算参数

2.1 设防水准及性能目标

参考规范要求^[6-7], 本工程为大跨斜拉桥, 其抗震设防等级为 A 类, 需要分别进行 E1、E2 地震作用下的抗震设计, 具体的性能指标见表 1。

2.2 地震动参数

参考相关设计资料, 本工程的地震动反应谱特征周期为 0.35 s, 地震基本烈度为 6 度, 地震动峰值加速度 0.05g, 抗震设防措施等级为 7 度。

(1) 反应谱

根据《抗震细则》^[6]的要求, 5% 阻尼比的水平设计加速度反应谱 S 由式(1)确定:

收稿日期: 2022-05-27

作者简介: 曹方亮(1991—), 男, 硕士, 工程师, 从事桥梁设计工作。

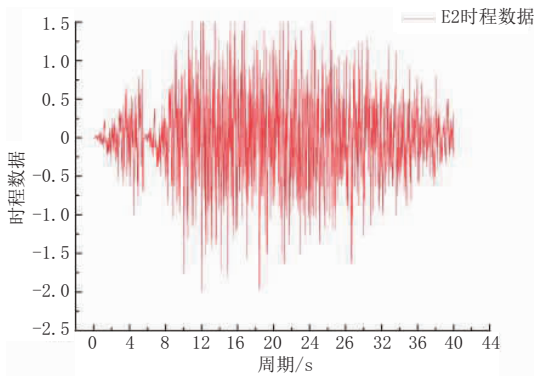


图7 E2地震加速度时程(重现期2000 a)(单位:m/s²)

动体系,主梁梁端边界用两个一般支承模拟,释放X方向约束,两个支承与主梁用弹性连接的刚接连接;主梁与拉索、主塔与拉索,采用弹性连接的刚接连接;矮塔用两个约束竖向的弹性连接与主塔牛腿相连,高塔与主梁固结处采用刚性连接;塔底固结。全桥的有限元动力计算模型见图8。

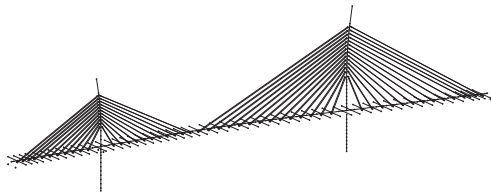


图8 主桥抗震动力分析模型

3 结构抗震性能分析

3.1 主桥动力特性分析

根据建立的有限元模型,采用多重 Ritz 向量法,分别输入地震加速度 X、Y、Z 方向的方向向量,分析桥梁的动力特性,见表3。

表2 主桥前10阶模态动力特性表

模态号	周期/s	频率/Hz	振型描述
Mode 1	2.254	0.444	主梁一阶正对称竖弯
Mode 2	2.061	0.485	高塔侧弯
Mode 3	1.485	0.673	矮塔侧弯
Mode 4	1.353	0.739	主梁一阶反对称竖弯
Mode 5	1.002	0.998	主梁二阶正对称竖弯
Mode 6	0.923	1.083	主梁二阶反对称竖弯
Mode 7	0.911	1.098	主梁一阶正对称扭转,矮塔侧弯
Mode 8	0.767	1.304	主梁二阶正对称扭转,矮塔侧弯
Mode 9	0.718	1.393	中主梁竖弯,左端主梁竖弯
Mode 10	0.620	1.613	主梁一阶反对称扭转

3.2 主桥抗震性能分析

在分析过程中为了进一步突出分析重点,本文选取了五个内力分析的典型截面和3个位移分析的典型截面,通过典型截面的结果进一步反应桥梁结构在地震作用的受力特性,具体典型截面见图9、图10。

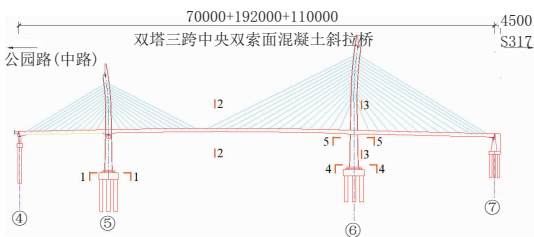


图9 主桥内力效应典型截面(单位:mm)

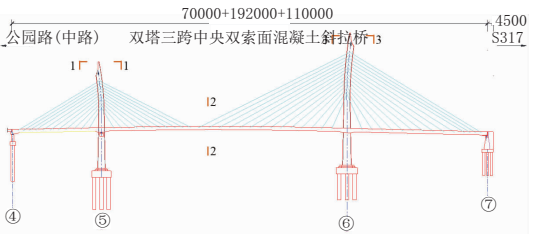
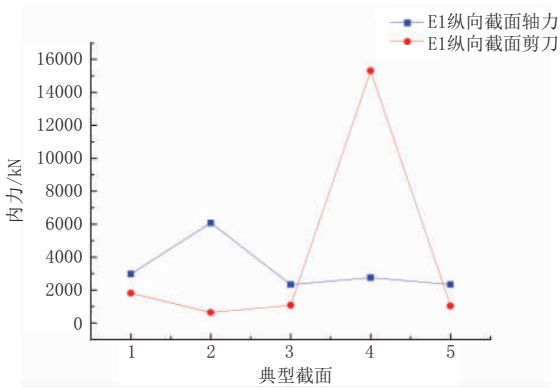


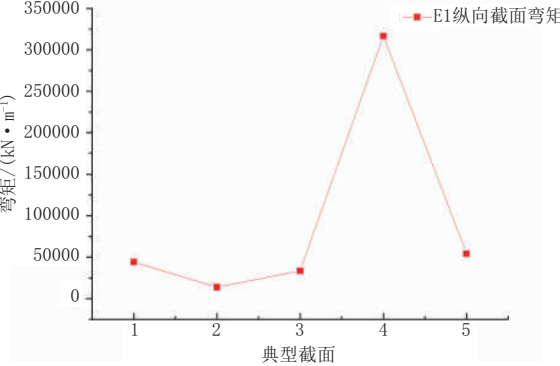
图10 主桥位移效应典型截面(单位:mm)

3.2.1 反映谱分析

反应谱分析中各个典型截面的内力和位移结果,具体见图11~图14。



(a)E1 状态下载面轴力和剪力



(b)E1 状态下载面弯矩

图11 E1 状态下主桥纵向典型截面内力结果

由图11~图14可知,E1地震纵向作用下,典型截面中主梁跨中的轴力最大,高塔底部截面的剪力和弯矩最大;位移分析结果可知,纵向位移基本一致,位移大小为2~3cm,低塔和高塔的塔顶的横向位移远大于主梁跨中截面,其低塔位移为10.2cm,高塔位移为16cm;E1地震横向作用下,低塔和高塔截面的剪力和弯矩较大,而主梁跨中和高塔侧主梁

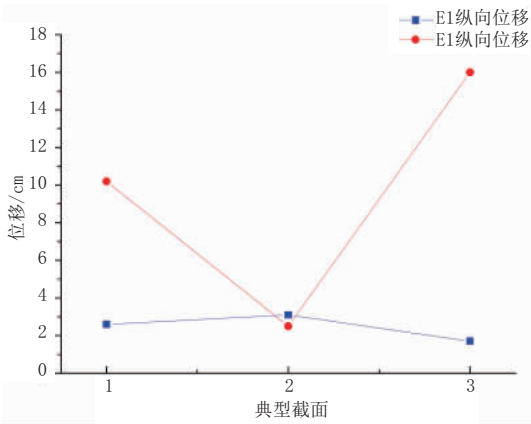


图 12 E1 状态下主桥纵向典型截面位移结果

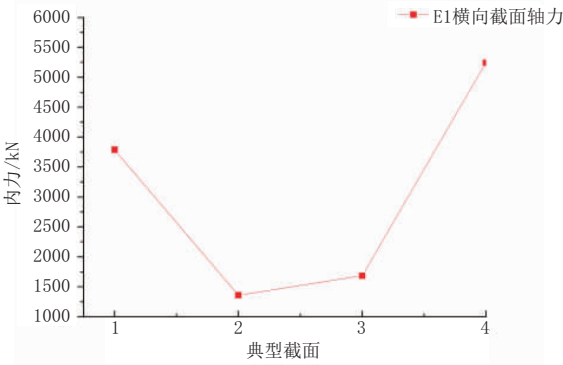


图 13 E1 状态下主桥横向典型截面剪力结果

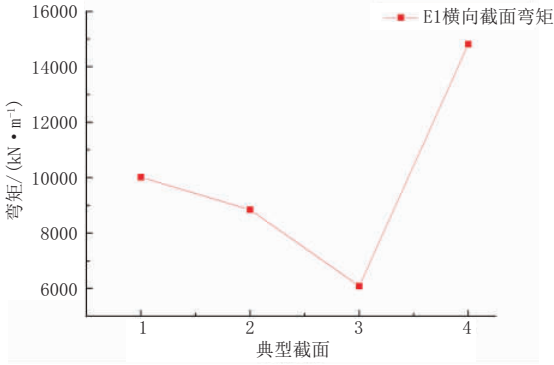


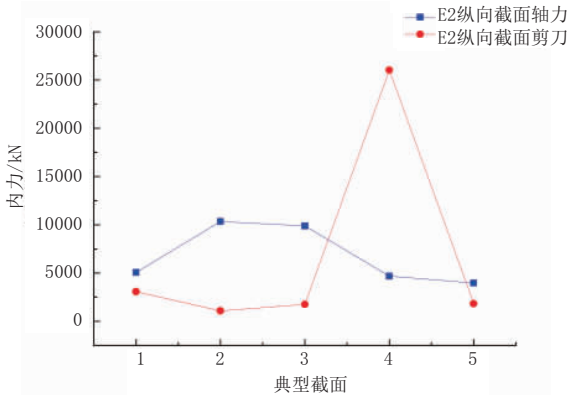
图 14 E1 状态下主桥纵向典型截面弯矩结果

位置内力结果均较小。

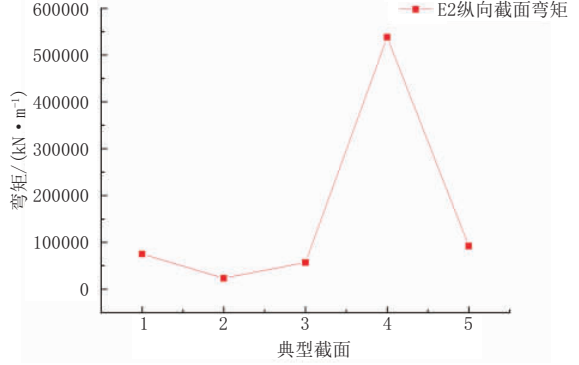
E2 地震作用下结构内力和位移的规律和 E1 作用下基本一致,基于篇幅要求,仅显示部分 E2 地震结果(见图 15、图 16)。由上述的分析可知,地震纵向作用下,高塔底部截面受力不利,横向作用下,双塔的塔底截面均受力较大。高塔底部截面的纵向弯矩大于横向弯矩,低塔底部截面的纵向弯矩小于横向弯矩,说明高塔和低塔截面设计时,其配筋需根据其受力方向匹配。

3.2.2 线性时程分析

为了和反应谱的计算结果进行对比,选取了主要典型的截面在 3 组地震时程计算中的最大值与 E1 反应谱计算值进行比较,结果对比见表 4。



(a)E2 状态下截面轴力和剪力



(b)E2 状态下截面弯矩

图 15 E2 状态下主桥典型截面内力结果

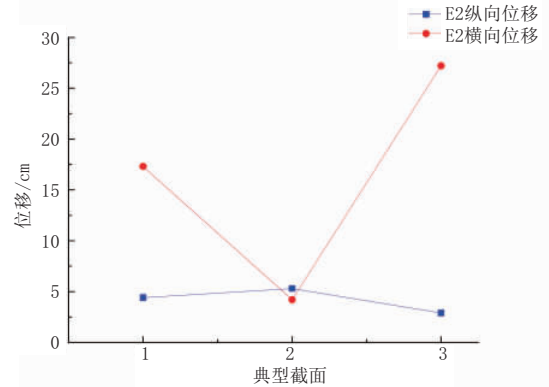


图 16 E2 状态下主桥典型截面位移结果

表 4 线性时程/E1 反应谱结果对比表格

位置	①反应谱	②线性时程	②/①
1-1 截面弯矩/(kN·m)	44 202.8	47 710.0	1.08
4-4 截面弯矩/(kN·m)	316 502.3	338 900.0	1.07
1-1 截面位移/cm	16.0	17.3	1.08
2-2 截面位移/cm	2.5	3.4	1.36
3-3 截面位移/cm	10.2	13.3	1.30

由表 4 可知,线性时程计算结果和反应谱分析的结果基本吻合,线性时程的计算结果略大于反应谱,满足规范的要求,同时也表明反应谱分析结果可靠。

3.3 主桥抗震性能验算

根据高低塔斜拉桥结构体系的特点及结构地震反应结果,本文着重针对桥塔进行验算,并对支座滑

动位移进行验算。桥塔的关键位置截面选取双塔的塔底截面进行抗弯验算。

计算采用 XTRCT 软件,混凝土本构采用 mander 本构^[8],桥塔关键位置截面纤维单元划分见图 17、图 18。

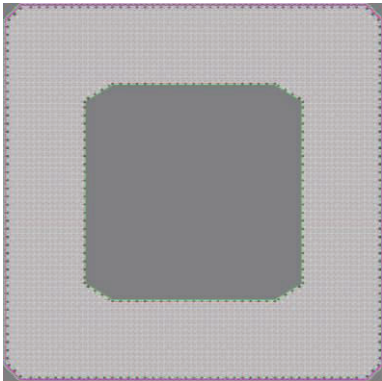


图 17 高塔塔底关键截面

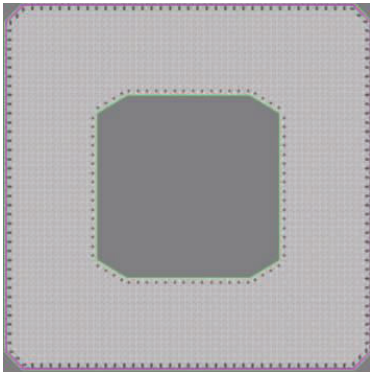


图 18 矮塔塔底关键截面

由验算结果可知,桥塔截面在 E1、E2 地震作用下均保持弹性工作状态,其截面安全系数有 2.0 以上,支座的位移能满足规范要求,见表 5~表 8。

表 5 E1 地震作用下关键截面验算

截面位置	反应谱结果	抗弯能力	安全系数
高塔塔底关键截面	193 802.6	779 600	4.02
矮塔塔底关键截面	174 457	513 100	2.94

表 6 E2 地震作用下关键截面验算

截面位置	反应谱结果	抗弯能力	安全系数
高塔塔底关键截面	538 053.9	1 149 000	2.14
矮塔塔底关键截面	205 399	743 000	3.62

表 7 E1 地震作用支座滑动位移验算

支座位置	反应谱结果	滑动能力 /m	是否通过
左端支座	0.016	0.1	是
矮塔支座	0.017	0.1	是
右端支座	0.014	0.1	是

表 8 E2 地震作用支座滑动位移验算

支座位置	反应谱结果	滑动能力 /m	是否通过
左端支座	0.027	0.1	是
矮塔支座	0.029	0.1	是
右端支座	0.029	0.1	是

4 结 语

本文依托某大跨不对称高低塔斜拉桥,对其桥面板进行了抗震分析,通过反应谱和线性时程对比分析,得到了以下结论:

(1)在 E1、E2 概率的地震作用下,考虑纵向地震与横向地震的最不利情形,斜拉桥的内力最不利截面为双塔塔底位置,其中高塔塔底受纵向地震效应影响较大,低塔塔底受横向地震效应影响较大。

(2)在 E1、E2 概率的地震作用下,结构的纵向位移基本一致,双塔塔顶的横向位移明显大于跨中。

(3)线性时程分析和反应谱分析结果基本一致,能满足规范的要求。

(4)抗震性能验算表明,桥塔的关键截面满足抗震性能要求,主桥的支座横向位移、纵向位移均满足要求。

参考文献:

[1] 王克海,孙永红,韦韩,等.汶川地震后对我国结构工程抗震的几点思考[J].公路交通科技,2008,25(11):54-59.
[2] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,1997.
[3] 林家浩,张亚辉,赵岩.大跨度结构抗震分析方法及近期进展[J].力学进展,2001,31(3):11.
[4] 杨溥,李英民,赖明.结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J].土木工程学报,2000,33(6):5.
[5] 杨玉民,胡勃.基于位移反应谱的连续梁桥抗震设计简化方法[J].同济大学学报(自然科学版),1999(2):150-154.
[6] CJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
[7] JTG/T B02-011—2008,公路桥梁抗震设计细则[S].
[8] Mander J,Priestley M.Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete[J].Journal of Structural Engineering,1988,114(8):1804-1826.