

深汕特别合作区望鹏大桥斜拉桥抗震性能分析

王伟臣

(深圳市市政设计研究院有限公司, 广东 深圳 518000)

摘要:为研究大跨度斜拉桥抗震性能,以深汕特别合作区望鹏大桥工程为研究对象,采用反应谱法和非线性时程分析法,对双拱形桥塔钢-混组合梁大跨度斜拉桥在E1、E2地震作用下的地震反应进行对比分析。结果表明,两种分析方法得到的结果能够互相补充、印证,确保计算得到的结构内力和变形能够反映实际地震作用下的结构反应;望鹏大桥主桥抗震性能满足预期目标,设置阻尼器能有效改善大跨度斜拉桥的抗震性能。

关键词:斜拉桥;动力特性;地震反应;反应谱分析;非线性时程分析;抗震性能

中图分类号:U448.27

文献标志码:A

文章编号:1009-7716(2023)08-0108-03

0 引言

大跨斜拉桥^[1-2]在地震发生后,伴随地震波的传播,地基土、斜拉桥各结构将相互作用,形成多质点多自由度体系的强迫振动。斜拉桥的地震振动实际上是一个场地-地基-结构大系统的振动。振动时,斜拉桥各构件产生加速度,形成了惯性力,在惯性力的作用下,结构产生内力和变形,若内力和变形超过结构的容许范围,桥梁结构会出现严重的安全问题。因此,为检验桥梁的抗震能力,必须进行桥梁的地震反应分析^[3]。

本文分别采用反应谱法和时程分析法,以深汕特别合作区望鹏大桥(斜拉桥)为研究对象,对大跨斜拉桥进行地震反应对比分析,评价桥梁的抗震性能。

1 工程概况

深汕特别合作区望鹏大桥是望鹏大道的控制性节点,主桥为双拱形塔钢-混组合梁斜拉桥,桥梁总长508 m,桥跨布置为51.6 m+68.4 m+268.0 m+68.4 m+51.6 m,桥面宽46.5 m,双向8车道。

主梁采用钢-混组合梁,桥面板采用钢-混组合桥面板,主塔为飞鸟造型拱形塔,寓意“大鹏展翅”,主塔承台以上垂直高100 m,顺桥向塔柱向引桥侧倾斜15.255°,横桥向为拱形结构。

主塔柱采用钢壳-混凝土组合结构,靠近中跨侧设置全钢结构飞鸟翼形的造型块。

斜拉索采用平行钢绞线拉索,斜拉索设置内置

式阻尼器。

主桥支承体系为半漂浮体系,主塔、连接墩及辅助墩均采用竖向支座,横向设置抗风支座,边墩及辅助墩处设置有横向限位装置,主塔处设置纵向阻尼装置。

2 结构动力特征

2.1 有限元模型

采用桥梁工程专业有限元分析软件Midas/Civil 2019,对设计方案全桥成桥状态进行结构动力特性有限元分析计算^[4-5]。

大桥主梁为钢箱梁截面,主梁、桥墩、主塔和桩基均采用三维空间梁单元模拟,拉索采用只受拉桁架单元。支座为抗震型(Ⅱ型)球形钢支座,采用一般连接中的滞后系统进行模拟。阻尼器装置采用Maxwell模型进行模拟。桩基土弹簧采用节点弹性支撑模拟,具体数值采用m法进行计算。主梁、飞鸟和上下横梁的横隔板、桥面板铺装,两侧人行道以及车行道护栏等只计入其质量/质量矩,不考虑刚度,其重量采用节点荷载或梁单元荷载进行模拟,并将其转化为质量^[6]。建立的全桥空间动力计算有限元模型见图1。

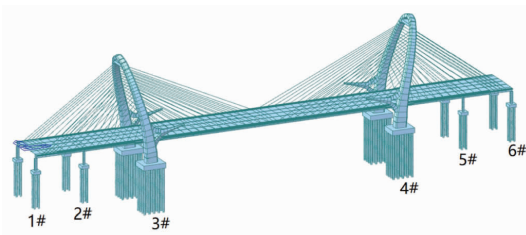


图1 全桥空间动力计算有限元模型

2.2 动力特性分析结果

采用多重Ritz向量法,振型数取前300阶,求解

收稿日期:2022-09-22

作者简介:王伟臣(1970—),男,学士,高级工程师,从事桥梁工程设计与研究工作。

桥梁的自振模态。本次列出了结构前 10 阶的频率、周期与振型描述,见表 1。

表 1 结构前 10 阶模态与振型描述

模态阶次	频率 /Hz	周期 /s	振型
1	0.404	2.475	主梁反对称竖弯 + 纵飘
2	0.483	2.072	主梁对称竖弯
3	0.807	1.239	主梁反对称竖弯
4	1.003	0.997	主梁和主塔侧弯
5	1.033	0.968	主塔反对称侧弯
6	1.075	0.930	主梁 2 阶对称竖弯
7	1.083	0.924	主梁侧弯
8	1.478	0.676	主梁 2 阶对称竖弯 + 主塔弯曲
9	1.507	0.663	主梁反对称侧弯
10	1.763	0.567	主梁竖弯

该桥在竖向累计振型贡献率收敛最快,顺桥向和横桥向振型贡献率收敛较慢。前 300 阶振型在顺桥向、横桥向和竖向的累计振型贡献率均超过 90%,说明此模型能较好地反映桥梁的动力特性。

3 反应谱分析

3.1 计算方法

桥梁场区地震基本烈度为 7 度,地震动峰值加速度为 0.1g,地震动反应谱周期为 0.45 s,场地类型为二类场地,属于 A 类桥梁,按规范^[7]进行抗震分析。

进行反应谱分析时采用平方和开平方的方法(SRSS 法)。

3.2 分析结果

由于该桥的对称性,取 1#、2# 和 3# 墩为例,在 E1 地震作用(50 a,10%概率)和 E2 地震作用(50 a,2%概率)下,反应谱分析的各桥墩关键部位的主要内力响应结果见表 2、表 3。

表 2 E1 地震作用下的内力响应结果(反应谱法)

桥墩	截面位置	顺桥向加载		横桥向加载	
		剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
1# 墩	墩底	178.2	1 283.1	1 563.3	16 937.7
2# 墩	墩底	113.2	876.6	555.4	6 337.7
3# 墩	塔底	8 012.0	430 604.7	11 996.6	287 905.3

表 3 E2 地震作用下的内力响应结果(反应谱法)

桥墩	截面位置	顺桥向加载		横桥向加载	
		剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
1# 墩	墩底	302.9	2 181.2	2 657.7	28 794.1
2# 墩	墩底	192.5	1 490.2	944.3	1 077 414.0
3# 墩	塔底	13 620.5	732 028.0	20 394.3	489 439.0

4 非线性时程分析

4.1 地震波选取

根据给出的目标反应谱生成人工波,选择与目标反应谱拟合较好的 3 条地震波进行计算,其中 2 条天然波,1 条人工波。

4.2 计算方法

考虑结构几何非线性影响^[8-11],采用有限元模型进行地震响应的非线性时程分析。对 2 种概率水平、2 组激振方向共 4 种地震组合方式,采用非线性时程分析方法计算 E1 地震作用(50 a,10%概率)和 E2 地震作用(50 a,2%概率)下大桥的地震响应时程,并取 3 组地震波计算内力结果的最大值为最终内力计算结果。

4.3 分析结果

各桥墩关键部位主要内力响应结果见表 4、表 5。

表 4 E1 地震作用下的内力响应结果(时程分析法)

桥墩	截面位置	顺桥向加载		横桥向加载	
		剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
1# 墩	墩底	271.5	2 315.4	1 099.5	11 951.1
2# 墩	墩底	367.5	4 080.4	404.7	4 533.3
3# 墩	塔底	7748.3	365 487.0	11 646.1	303 378.2

表 5 E2 地震作用下的内力响应结果(时程分析法)

桥墩	截面位置	顺桥向加载		横桥向加载	
		剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
1# 墩	墩底	354.6	2 869.9	1 872.6	20 355.3
2# 墩	墩底	447.1	4 592.5	688.2	7 724.4
3# 墩	塔底	12 783.7	607 266.5	19 751.1	515 633.6

5 阻尼器影响和参数优化

5.1 阻尼器对桥梁地震响应的影响

为验证阻尼器装置在地震作用下对桥梁地震响应的影响,对有无阻尼器装置的桥梁进行了地震响应分析。分析结果表明,有阻尼器桥梁的剪力响应和弯矩响应较无阻尼器桥梁的响应更低,其中主塔处桥墩的剪力和弯矩降低比较明显,这是由于阻尼器安装位置在主塔处。在强震段过后,有阻尼器桥梁的响应能够更快地消散墩塔的内力,对结构起到保护作用。

5.2 阻尼器的优化计算

为选取最优的阻尼器参数^[12-15],分别选取阻尼系数 C 为 2 000、4 000、6 000、8 000 和 10 000;阻尼指

数 α 分别选取 0.3、0.5、0.7、0.9 和 1.0; 将阻尼系数和阻尼指数交叉组合进行 E2 地震作用下的非线性时程分析,并得到关键截面的绝对最大弯矩。不同阻尼系数和阻尼指数下望鹏大桥关键截面的弯矩值见表 6、表 7 和表 8。

表 6 E2 地震作用下顺桥向 1# 墩墩底弯矩的绝对最大值 单位: kN·m

阻尼系数 C	阻尼指数 α					无阻尼器
	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	
2 000	2 820.63	2 894.41	2 901.66	3 042.17	2 915.27	
4 000	2 916.64	2 815.49	2 811.52	2 887.83	2 893.74	
6 000	3 152.70	2 841.31	2 818.73	2 881.47	2 887.95	2 869.93
8 000	3 301.92	2 939.30	2 814.34	2 786.88	2 846.33	
1 0000	3 216.68	2 982.02	2 800.25	2 812.72	2 753.31	

表 7 E2 地震作用下顺桥向 2# 墩墩底弯矩的绝对最大值 单位: kN·m

阻尼系数 C	阻尼指数 α					无阻尼器
	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	
2 000	4 581.68	4 484.43	4 560.72	4 537.54	4 549.65	
4 000	4 598.78	4 613.09	4 463.75	4 608.33	4 591.10	
6 000	4 429.44	4 654.49	4 540.30	4 478.95	4 609.98	4 592.51
8 000	3 984.60	4 566.98	4 633.10	4 445.10	4 576.59	
10 000	3 796.99	4 497.64	4 649.97	4 510.44	4 516.38	

表 8 E2 地震作用下顺桥向 3# 墩墩底弯矩的绝对最大值 单位: kN·m

阻尼系数 C	阻尼指数 α					无阻尼器
	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	
2 000	521 396.40	567 766.10	596 689.00	611 559.10	614 576.30	
4 000	441 856.10	498 307.60	553 840.60	589 967.20	601 185.50	
6 000	439 760.30	439 540.40	513 036.40	562 506.50	581 805.10	607 266
8 000	466 471.00	440 101.40	475 879.70	538 126.00	562 193.80	
10 000	491 049.10	438 631.50	443 163.80	514 323.70	543 215.40	

参考文献:

[1] 姜友生,彭宝华,苏善根.桥梁总体设计[M].北京:人民交通出版社,2012:196-265.

[2] 刘士林,梁智涛,侯金龙,等.斜拉桥[M].北京:人民交通出版社,2012:89-93.

[3] 包立新,李小珍,卫星,等.宜宾长江公路大桥斜拉桥地震反应分析及抗震性能评价[J].工程力学,2008,25(2):174-182.

[4] 康俊涛,别思汗,邵光强,等.双拱塔斜拉桥动力特性参数分析[J].公路,2017,4(4):88-94

[5] 庞伟.广西柳州凤凰岭大桥抗震设计[J].城市道桥与防洪,2022(1):54-57.

[6] 管仲国,董宏波,于旭东.金塘大桥抗震性能分析研究[C]//中国公路学会桥梁和结构工程分会 2008 年全国桥梁学术会议论文集.北京:人民交通出版社,2008:724-727.

[7] 招商局重庆交通科研设计院有限公司. JTG/T 2231-01—2020,公路桥梁抗震设计规范[S].北京:人民交通出版社,2020.

阻尼器优化设计以主塔塔底弯矩最小为优化目标。从阻尼器造价方面分析,阻尼器所提供的阻尼力越大,阻尼装置的造价必然越大,增加了成本。综合考虑阻尼器的减振效果和成本因素,设计最终选取的阻尼系数 C 为 2 000,阻尼指数 α 为 0.3。

6 结 语

(1)对于大跨度斜拉桥,应该采用反应谱法、时程分析法同时计算,两种分析结果互相补充、印证,确保计算得到的结构内力和变形能够反映实际地震作用下的结构反应。结构的地震内力值建议采用二者的较大值作为最终计算结果。

(2)通过对望鹏大桥主桥的结构抗震分析研究,结果表明,在第一、第二水准地震作用下,主体构件均基本保持弹性,结构抗震性能满足目标要求。

(3)采用阻尼器后,桥梁的地震响应能够在地震作用下进一步减小,对结构在地震作用下的损伤起到更好的保护作用,阻尼器滞回曲线饱满,耗能效果明显。

(4)阻尼器参数可按以主塔墩底部的弯矩值最小为优化目标对阻尼器参数进行分析,并综合考虑成本问题,确定合理的阻尼参数。

[8] 张志新.大跨度桥梁抗震设计实用方法[J].科技创新导报,2018,15(27):58-59.

[9] 王龙飞.三塔斜拉桥抗震性能非线性时程分析[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2011,35(4):761-770.

[10] 武芳文,赵雷.大跨度斜拉桥地震响应非线性时程分析[J].世界地震工程,2009,25(4):18-24.

[11] 李丽,蒋泽汉,邱新林,等.斜拉桥地震响应非线性时程分析[J].西南交通大学学报,2002,37(增刊):39-43.

[12] 汪正兴,柴小鹏,马长飞.桥梁结构阻尼减振技术研究与应用[J].桥梁建设,2019,49(增刊1):7-12.

[13] 胡国辉.跨度混合梁斜拉桥塔梁间粘滞阻尼器参数比选及减震效果分析[J].广东建材,2019,35(5):45-47,37.

[14] 燕斌.基础隔震独塔斜拉桥抗震性能研究[J].桥梁建设,2018,48(2):25-30.

[15] 余健,姜坤,赵军.桥梁结构减振技术的应用[J].技术应用,2017,9(1):277-279.