

双索面弯塔宽幅斜拉桥抗震分析

申长国

(中铁大桥局集团 第一工程有限公司, 河南 郑州 450053)

摘要:以郑州望龙西双索面弯塔宽幅斜拉桥为研究对象,采用大型有限元软件 ANSYS 建立桥梁的空间杆系有限元模型,进行了桥梁的动力特性分析,得到其固有频率和振型特点等模态参数;采用时程分析和反应谱法两种不同的方法对宽箱梁斜拉桥的地震响应进行了分析。结果表明:两种分析方法得到的地震响应规律相同,横桥向地震荷载作用对桥梁地震响应影响较大。本文的结果可为同类型桥梁的抗震设计提供理论参考,具有一定的工程应用价值。

关键词:斜拉桥;动力特性;抗震分析

中图分类号:U448.27 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2016)02-0017-05

0 引言

随着设计与建造技术的不断发展,出现了很多异型桥,这类桥造价高,设计难度大,如果在地震中受到破坏,损失将无法估量。因此其抗震性能研究也成为目前研究的热点问题^[1-5]。这些研究主要针对大跨度斜拉桥,且多数研究其在纵桥向的地震响应,文献[6-7]探讨了主塔塔形对独塔斜拉桥主塔横向地震反应影响,指出 H 型桥塔的横向地震响应最优。文献[8]主要分析了地震输入方向对铁路部分斜拉桥地震响应的影响,指出部分斜拉桥抗震设计时应考虑竖向地震动、水平地震波最不利输入方向的影响。文献[9]对宽幅矮塔斜拉桥进行了抗震设计分析。但是对宽幅弯塔斜拉桥抗震性能的研究还是空白。因此,开展双索面弯塔宽幅斜拉桥的动力性能分析,并以此为依据开展地震响应分析,可以为同类桥梁抗震设计提供有益的借鉴。

1 工程概况

郑州望龙西大桥主桥为 72+96 m 双索面弯塔预应力混凝土斜拉桥,主梁采用双主梁形式,中间用横梁相连,主梁横截面采用两个分离的双室箱型截面,两个分离的箱形截面中心间距 35 m,与双索面斜拉索及桥塔两个塔柱的中心间距一致,每个箱形截面的底宽 9 m,顶宽 12 m,两个分离箱梁间净距 26 m,箱梁外侧悬臂 3 m,拉索中心处的梁高 2.5 m。分离主梁采用横梁连接,横梁分为中横梁、梁端支点处的端横梁及主塔处的塔间横梁 3 种,桥面中线处横梁高 2.763 m,中横梁腹板厚 30 cm,端横梁腹板厚 161 cm,塔间横梁由 4 根 60 cm 宽的横梁用 30 cm 厚度的底板连接起来,构成单箱 3 室断面。主塔采用分离式双柱弯塔,两个塔柱中心间距 35 m,承台顶面到塔柱顶 58.861 m,桥面以上塔高约 53 m。斜拉索采用平行钢丝束斜拉索,主跨长度 96 m,共有 11 根斜拉索;边跨 72 m 共有 7 道斜拉索,每道有 2 根,横向间距 1.2 m。斜拉索在主梁上的间距为 6 m,在塔上间距为 3 m,斜拉索在塔上张拉,将主梁上锚固点作为固定端。图 1 为该桥总体布置图。

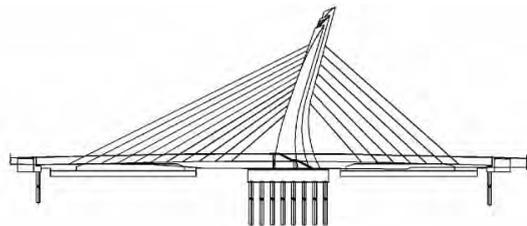


图 1 望龙西桥总体布置图

收稿日期:2015-08-19 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxkxbzrb.2016.02.04

作者简介:申长国(1973-),男,高级工程师,主要从事桥梁施工技术与管理工。E-mail:qsw0409@163.com

申长国.双索面弯塔宽幅斜拉桥抗震分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2016,29(2):17-21.

2 有限元模型

采用大型有限元软件 ANSYS 建立该桥的三维有限元模型,主塔、主梁、桩基与承台均采用空间梁单元 beam188 模拟,斜拉索采用空间杆单元 link8 模拟,桥面板采用空间质量单元 mass21 模拟。采用等效弹性模量法来考虑斜拉索的垂度效应,主塔与主梁之间按固结体系模拟,土体对桩基的作用采用土弹簧来实现,主梁两端由于桥台不高,所以用铰支座约束。全桥有限元模型共有 50 个杆单元,1 398 个质量点单元,2 754 个梁单元。全桥有限元模型如图 2 所示。

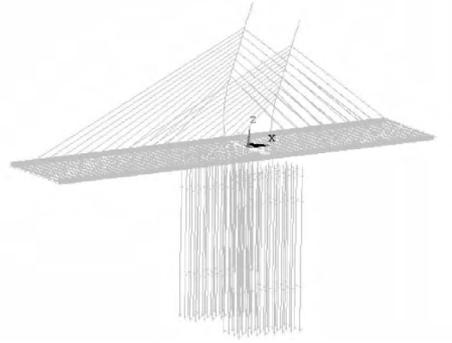


图 2 全桥有限元模型

3 振动特性分析

根据前述有限元模型,在完成静力分析的基础上,采用兰索斯法计算该桥的动力特性,前 10 阶周期、频率和振型特征描述如表 1 所示。前 4 阶模态如图 3~图 6 所示。

表 1 振型及自振频率列表

阶次	自振频率/Hz	周期/s	模态类型
1	0.575 7	1.737 0	主塔一阶反对称侧向振动
2	0.629 0	1.589 8	主塔一阶对称侧向振动
3	0.805 8	1.241 0	主梁主跨对称弯曲振动
4	1.269 0	0.788 0	主梁主跨反对称弯曲振动
5	1.317 0	0.759 3	主梁边跨对称弯曲振动
6	1.819 0	0.549 8	主梁边跨反对称弯曲振动
7	1.907 0	0.524 4	主梁一阶侧向弯曲振动
8	1.929 0	0.518 4	主梁主跨三次弯曲振动
9	2.433 0	0.411 0	主梁二阶侧向弯曲振动
10	2.526 0	0.395 9	主塔顺桥向弯曲振动

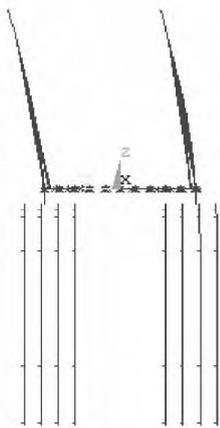


图 3 第一阶振型

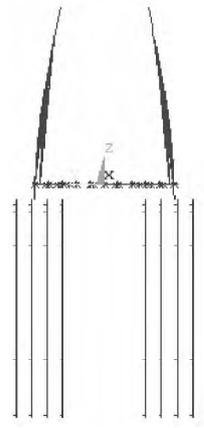


图 4 第二阶振型

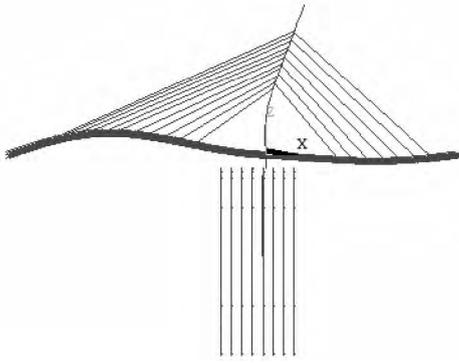


图 5 第三阶振型

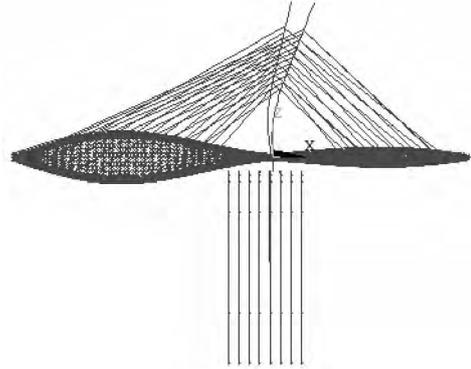


图 6 第四阶振型

从表 1 及图 3~图 6 可以看出:本桥一阶振型表现为主塔的对侧侧弯,这主要是由于本桥采用双柱式分离桥塔,塔高较高,且两塔柱之间没有横向连接,故主塔侧向刚度弱于主梁刚度,因此主塔振动先于主梁振动出现。同时可以看出:本桥主梁振动的第一阶周期为 1.737 0 s,略小于一般斜拉桥的自振周期,这主要是由于本桥属于塔梁固结体系且横向宽度很大,桥横纵向联系较强的双面索斜拉索体系,使得整个结构具有较高的刚度。此外可以看到由于宽幅的影响,主梁在低级振型时就出现了振型密集情况,如第四阶和第五阶,周期仅为 0.788 0 s 和 0.759 3 s,周期非常接近。

4 地震响应分析

地震响应分析分别采用了动态时程分析和反应谱分析两种方法,并对结果进行了对比分析,根据《城市桥梁抗震设计规范》CJJ166—2011 的条文:一般情况下,城市桥梁可只考虑水平向地震作用,直线桥可分别考虑顺桥向 X 和横桥向 Y 的地震作用^[9]。故在本文中进行分析主要考虑了桥纵向和桥横向分别施加地震荷载时的地震响应。

4.1 反应谱分析

该桥所处郑州市的抗震设防烈度为 7 度,设计地震为第一组。对该桥进行地震安全性评价确定场地地表以下 20 m 范围内等效剪切波速为 213~217 m/s,场地覆盖层厚度为 72 m,属于中软场地土,建筑场地为第 III 类,特征周期 0.45 s,地基土具轻微液化性,无地震震陷影响。依据《城市桥梁抗震设计规范》CJJ166—2011 相关条文确定水平地震加速度反应谱曲线如图 7 所示。部分截面内力对比如表 2 所示,横桥向地震加速度作用下索力变化情况如表 3 所示。

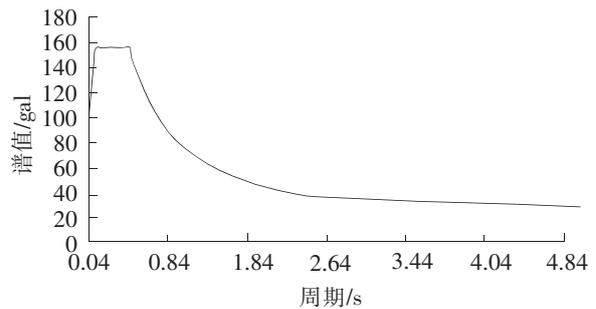


图 7 水平地震设计加速度反应谱曲线

表 2 横纵向施加地震加速度各关键单元处的最大内力对比情况

节点编号	顺桥向施加地震加速度				横桥向施加地震加速度			
	M_z	M_y	F_x	F_y	M_z	M_y	F_x	F_y
塔顶	1.93×10^5	3.66×10^6	1.6×10^6	2.74×10^5	6.42×10^5	5.27×10^6	2.34×10^6	9.10×10^5
主塔中部	1.44×10^7	3.32×10^8	1.03×10^8	5.32×10^5	9.59×10^7	6.76×10^8	2.40×10^7	1.73×10^7
塔梁交接处	1.34×10^7	6.83×10^8	2.15×10^8	3.65×10^6	1.41×10^8	2.18×10^9	5.59×10^7	2.82×10^7
主跨 1/4 处	3.02×10^7	2.35×10^8	7.61×10^7	2.30×10^6	2.30×10^8	1.72×10^8	2.53×10^8	3.30×10^7
主跨 1/2 处	5.16×10^7	4.93×10^8	5.82×10^8	2.73×10^6	6.11×10^8	1.10×10^8	2.68×10^8	9.61×10^6
主跨 3/4 处	8.16×10^7	6.25×10^8	2.69×10^7	4.26×10^6	3.79×10^8	2.21×10^8	1.42×10^8	2.58×10^7
边跨 1/3 处	1.47×10^7	3.45×10^8	1.07×10^8	1.28×10^6	1.24×10^8	3.14×10^8	1.86×10^8	4.48×10^6
边跨 2/3 处	1.12×10^7	6.84×10^8	1.25×10^8	4.36×10^6	2.28×10^7	4.72×10^8	1.28×10^8	4.18×10^6

注:表中弯矩单位 N·m,剪力单位 N。

通过表 2 可以看出,改变地震波施加方向后,关键部位的内力变化明显,例如竖向弯矩与横向剪力变化最为明显。横桥向施加地震加速度后的结构响应明显要比顺桥向施加的结果大。可见地震波作用方向对宽幅弯塔斜拉桥地震响应影响较大。

表 3 横桥向施加地震加速度后斜拉索索力变化情况

索号	百分比/%	索号	百分比/%	索号	百分比/%	索号	百分比/%
A1	29.47	A6	34.80	A11	-12.83	B4	43.42
A2	39.43	A7	38.36	B1	58.18	B5	-1.93
A3	37.58	A8	33.27	B2	61.97	B6	-39.93
A4	39.29	A9	20.33	B3	55.45	B7	-82.58
A5	38.46	A10	6.88				

注:表中“-”号代表索力损失。

从表 3 可以看出:在横向地震作用下,主跨斜拉索索力基本呈增加趋势,随着索长增大,索力增幅趋于减小,而最长索索力则发生索力衰减;而边跨斜拉索,多达 3 根斜拉索索力出现衰减现象,且随着索长的增大,衰减幅度大幅增加,这种情况应该予以重视。

4.2 地震动时程分析

考虑到本工程桥址处并没有实际地震记录,本次分析所使用地震时程记录由上述反应谱拟合而成,时长 10 s,地震动加速度时程曲线如图 8 所示。分别在顺桥方向与横桥方向施加该地震加速度,关键截面内力响应最大值如表 4 所示。

4.3 动态时程分析与反应谱分析结果对比

对比桥梁关键截面的计算结果,可以看出:

(1)动态时程分析与反应谱分析两种结果显示,横向地震作用下,该宽幅弯塔斜拉桥的地震响应较大,对该类桥梁进行抗震设计时应优先考虑横桥向地震作用。

(2)反应谱分析的内力峰值与时程反应分析的内力峰值相比较小,这主要是因为反应谱对高阶段的谱值平台化的结果。对于大型的斜拉桥来说,高阶振型的影响不能忽略,但反应谱分析一般只取一些低阶的振型进行叠加,其本身方法就有误差,同时由于平台段对高阶影响的削弱,这些因素都可能导致反应谱分析结果的偏小。

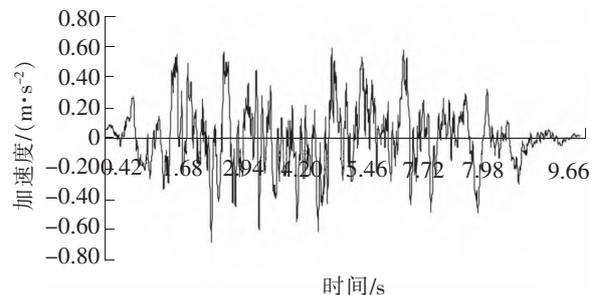


图 8 地震动加速度时程曲线

表 4 横纵向施加地震加速度各关键单元处的最大内力对比情况

节点编号	顺桥向施加地震加速度				横桥向施加地震加速度			
	M_z	M_y	F_x	F_y	M_z	M_y	F_x	F_y
塔顶	5.54×10^5	4.07×10^6	2.88×10^6	4.74×10^5	8.17×10^5	4.08×10^6	2.88×10^6	7.03×10^5
主塔中部	3.44×10^7	6.63×10^8	1.20×10^8	3.01×10^6	9.15×10^7	6.64×10^8	1.20×10^8	4.52×10^6
塔梁交接处	6.55×10^7	2.31×10^9	1.89×10^8	6.74×10^6	1.51×10^8	2.36×10^9	1.89×10^8	9.75×10^6
主跨 1/4 处	2.09×10^7	1.29×10^8	1.61×10^8	6.70×10^6	6.34×10^7	1.30×10^8	1.67×10^8	9.49×10^6
主跨 1/2 处	1.99×10^7	2.91×10^8	1.28×10^8	6.90×10^6	1.24×10^8	2.95×10^8	1.32×10^8	7.06×10^6
主跨 3/4 处	3.28×10^7	3.97×10^8	5.85×10^7	8.17×10^6	1.01×10^8	4.05×10^8	6.09×10^7	1.12×10^7
边跨 1/3 处	1.88×10^7	2.05×10^8	2.05×10^8	5.34×10^6	1.20×10^8	2.01×10^8	2.17×10^8	5.01×10^6
边跨 2/3 处	1.31×10^7	3.66×10^8	2.09×10^8	2.75×10^6	8.14×10^7	3.69×10^8	2.28×10^8	6.40×10^6

注:表中弯矩单位 $N \cdot m$,剪力单位 N 。

5 结论

(1)宽幅弯塔斜拉桥第一振型表现为主塔侧弯,且由于宽幅的影响,在低阶振型就出现振型密集

现象。

(2)横桥向地震荷载作用下的地震响应远大于顺桥向地震荷载作用下的地震响应,是此类宽幅弯塔斜拉桥在抗震设计中需注意的地震响应。

(3)动态时程分析结果与反应谱分析结果规律相近,说明计算结果能够在一定程度上反映实际地震荷载作用下桥梁的结构响应。

(4)横桥向地震荷载作用下,宽幅弯塔斜拉桥斜拉索索力的变化情况复杂,且部分长索有索力衰减现象,这种情况应该予以重视。

(5)反应谱分析的内力峰值与时程反应分析的内力峰值相比较小,因此对于此类宽幅弯塔斜拉桥进行抗震分析时,应兼顾两种分析方法,结合二者的分析结果作为抗震设计依据。

参 考 文 献

- [1]周叶波,徐秀丽,刘伟庆,等.不同支座约束方式下的斜拉桥抗震性能分析[J].世界地震工程,2012,28(1):142-146.
- [2]韩江水,张玲,袁涌.斜拉桥抗震性能评价[J].西安科技大学学报,2013,33(2):131-135.
- [3]李成,刘向荣,施飞.某大跨度斜拉桥抗震性能分析[J].城市道桥与防洪,2013(5):74-76.
- [4]辛兵,王克海,徐升桥.京新高速上的斜拉桥抗震设计分析[J].铁道勘察,2012,38(6):79-84.
- [5]元兴军,李小军,李美玲.设置粘滞阻尼器的大跨斜拉桥抗震分析[J].铁道建筑,2007(1):1-3.
- [6]徐艳,嵇东冰,王瑞龙.H型斜拉桥塔横桥向结构抗震设计与分析[J].土木建筑与环境工程,2014,36(6):1-7.
- [7]陈旭,李建中.主塔塔形对独塔斜拉桥主塔横向地震反映影响[J].世界地震工程,2015,31(1):240-246.
- [8]李小珍,洪沁焯,雷虎军,等.地震动输入方向对铁路部分斜拉桥地震响应的影响[J].桥梁建设,2015,45(1):26-32.
- [9]杨曙岚,黄方,王爽.宽幅矮塔斜拉桥抗震分析与设计[J].公路交通科技:应用技术版,2012,96(12):257-261.

Seismic Analysis of Double Cable Plane Curved Pylon Wide Box Girder Cable-stayed Bridge

Shen Changguo

(The 1st Engineering Co., LTD., MBEC, Zhengzhou 450053, China)

Abstract: Wang Long Xi double cable planes curved pylon cable-stayed bridge in Zhengzhou is taken as an example in this paper. The finite element model of the whole bridge based on beam element is established by using the finite element software ANSYS. The dynamic characteristics, seismic performance and other aspects of the long-span cable-stayed bridge are studied. The vibration frequencies and mode of the bridge are calculated. The time history analysis method and the response spectrum method are used to analyze the seismic performance of the bridge respectively. The results show that similar consequence can be acquired by the time history analysis method and the response spectrum method and the seismic response of the bridge is stronger under the transverse earthquake action than the longitudinal earthquake action, which can be used as a reference for seismic design of such kinds of bridges.

Key words: cable-stayed bridge; dynamic characteristics; seismic analysis