

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.01.017

# 重庆鹅公岩轨道大桥静力稳定分析研究

戴建国<sup>1</sup>, 沈锐利<sup>2</sup>, 王春江<sup>3</sup>, 臧瑜<sup>1</sup>[1.上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092; 2.西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031;  
3.上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海市 200240]

**摘要:**重庆鹅公岩轨道大桥位于既有鹅公岩大桥上游70 m,主桥采用钢箱梁自锚式悬索桥结构。结合大桥专题科研成果,就三家研究单位在研究中对超大跨径自锚式悬索桥静力稳定分析中所采用的加载方式、判定准则及其结论上的异同等关键问题进行综合比较和分析研究,并对后续工作做出展望。

**关键词:**自锚式悬索桥;静力稳定性;几何非线性;材料非线性;超大跨径

中图分类号:U488.25

文献标志码:A

文章编号:1009-7716(2022)01-0061-04

## 1 概述

重庆鹅公岩轨道大桥由于邻近原鹅公岩大桥(中心距70 m,净距小于45 m),造型要求与老桥相同,采用悬索桥结构,主跨600 m,矢跨比1/10;而为了避免地锚结构对于老桥东侧隧道锚的影响,新桥采用自锚结构。在已建成的双塔自锚式悬索桥中,鹅公岩轨道大桥跨径最大,矢跨比最小。

自锚悬索桥的受力特点是将主缆的水平力传递给主梁,通过主梁的受压来实现自平衡。鹅公岩轨道大桥由于跨径的突破,矢跨比与老桥保持一致,导致其大缆水平力远超其它同类型桥梁,使得主梁在较大轴向压力下的稳定问题,成为令人关注的重点。

鉴于目前国内外关于大跨径自锚式悬索桥稳定性的研究尚不完善,理论手段与稳定性判据均还存在一些较大的争议,为慎重起见,除本设计单位进行分析研究外,建设单位亦专门设立了研究课题,并由设计单位委托国内两家著名高校科研机构分别独立开展了静力稳定性分析研究。本文分别就对大跨度自锚式悬索桥采用的静力稳定性分析方法、各研究单位针对鹅公岩轨道大桥的静力稳定性分析的研究成果进行概括介绍与比较研究,谨供同行参考。

## 2 研究方法

### 2.1 自锚式悬索桥结构稳定问题的提出与求解

自锚式悬索桥的稳定性涵盖结构及构件两个层面。构件稳定性主要考虑索塔的稳定性和主梁的稳

收稿日期:2021-04-20

作者简介:戴建国(1973—),男,硕士,教授级高级工程师,从事大跨径桥梁设计工作。

定性。在此下分,对于索塔或主梁采用焊接钢板结构的,还需考虑钢板的局部稳定性问题,因此将可能出现更加复杂的相关稳定性问题。

目前,对自锚式悬索桥而言,其承载力比较重要的两个方面为主梁整体的极限承载能力及较薄弱板件的局部屈曲问题。有学者基于悬索桥挠度理论推导出:对于自锚式悬索桥,在恒载状态时存在结构面内稳定性问题;若恒载状态面内稳定问题有保证,在活载作用下,则自锚式悬索桥不存在面内失稳的问题;对于非悬吊跨和自锚式悬索桥的面外,则仍然存在需要考虑稳定的问题。因此,在成桥以后,在竖向荷载作用下的面内,只存在第二类稳定问题,也就是研究极限承载力问题<sup>[4,9]</sup>。

第二类稳定问题计算的本质是求解结构的荷载-位移曲线,按荷载增量法求解的过程可归结为对式(1)的求解<sup>[2,3]</sup>:

$$(K_0 + K_\sigma + K_L)\{\delta\} = \{P\} \quad (1)$$

式中: $K_0$ 为小位移弹塑性刚度矩阵; $K_\sigma$ 为单元的几何刚度矩阵; $K_L$ 为大位移弹塑性刚度矩阵; $\delta$ 为位移向量; $P$ 为荷载向量。

板件的局部屈曲取决于局部应力状态及其构造特点,它有可能降低结构的极限承载力,因此,需要对受压板件的局部屈曲进行分析,准确把握其特点,以保证桥梁安全运营。

本文主要介绍在总体稳定方面的研究成果,对于板件的局部屈曲研究,另外撰文介绍。

### 2.2 加载方式及判别准则

#### 2.2.1 加载方式

综合国内外的研究现状,在稳定性分析中存在两

种加载方式,其区别主要体现在对恒载的处理上,具体如下<sup>[5]</sup>:

(1)方式一。其指导思想是:结构稳定性分析应考虑结构上所有荷载的变异情况,即稳定安全系数 $\lambda$ 所对应的稳定荷载等于 $\lambda(W+H_1+H_2+\dots+H_n)$ ,其中, $W$ 指结构自重; $H_1, H_2, \dots, H_n$ 指外加荷载,如风荷载、施工荷载及车辆荷载等。

(2)方式二。与方式一区别在于,方式二认为工程实际中恒载的变异性很小,基本上属于确定性荷载,因此稳定分析中可不考虑恒载的变化,仅考虑其他外加荷载的变异性,即当稳定安全系数为 $\lambda$ 时,所对应的稳定荷载等于 $W+\lambda(H_1+H_2+\dots+H_n)$ 。

### 2.2.2 判别准则

针对在国外应用较广泛的加载方式二,国内学者也进行了初步研究,并提出了稳定评价方法<sup>[6]</sup>。而对以上两种加载方式,判别准则也有所不同。即使在国内外研究中普遍采用的加载方式一之下,也有不同的判别准则。

(1)准则一:桥梁结构的第二类整体稳定分析可采用边缘纤维屈服准则作为极限强度判别标准,以结构构件边缘应力达到屈服强度时的荷载与实际荷载的比值作为稳定安全系数。

(2)准则二:考虑结构变形、斜拉索垂度和构件轴力影响的几何非线性,以及单个构件极限承载能力的影响。钢箱梁和混凝土的材料非线性特性分别按理想弹塑性模式和分段线性化的折线模式处理。桥梁结构达到极限承载力的判据为:考虑上述因素后的包含几何刚度矩阵在内的结构整体刚度矩阵 $KT$ 不正定。按《斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01—2020)规定,对于钢主梁斜拉桥,弹性屈曲的结构稳定安全系数应不小于4,第二类稳定在计入材料非线性影响的弹塑性稳定安全系数应不小于1.75,即:钢梁的极限承载力标准为其稳定安全系数应不小于1.75。

## 3 研究成果

### 3.1 桥式布置及主要结构

如图1所示,桥跨布置为50 m+210 m+600 m+210 m+50 m=1 120 m,锚跨及锚固段采用混凝土箱梁,其余部分采用钢箱梁结构。全桥采用半漂浮体系,在过渡墩、锚墩及主塔处设置竖向支承,在主塔处还设置了纵向阻尼装置和横向抗风支座。

钢箱梁主梁的梁高4.5 m,桥面宽度22.0 m。主缆横向间距为19.5 m,吊杆为平行吊杆,主梁横向布

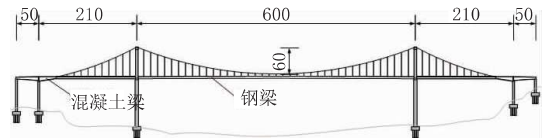


图1 桥式布置图(单位:m)

置如图2所示。

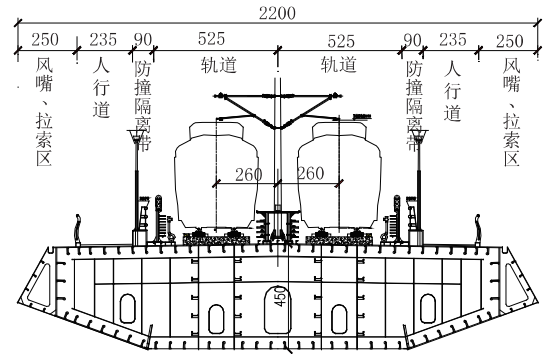


图2 钢箱梁标准断面图(单位:cm)

索塔采用与老桥一致的形式,东西两个索塔塔顶高度一致,塔身外观成门形,桥塔两侧立柱竖向按100:4.5内收,亦与老桥相同。索塔采用混凝土结构,设上、中、下三道横梁。

主缆和吊索均采用高强钢丝,抗拉强度分别为1 860 MPa和1 770 MPa。

### 3.2 桥梁总体稳定分析

#### 3.2.1 设计单位研究成果<sup>[1]</sup>

采用ANSYS程序建立全桥三维模型,对成桥阶段主要荷载组合(恒+车+人+风)进行弹塑性承载能力分析。根据成桥组合主梁和主塔受力特点,选取主梁正弯矩最大 $M_{max}$ ,主梁负弯矩最大 $M_{min}$ 和主塔塔底截面弯矩最大 $M_{max}$ 等加载工况对结构按2.2节介绍的两种方式加载,外加荷载考虑列车、人群及风荷载。

参考苏通大桥的研究报告,采用边缘屈服准则,将主梁截面边缘屈服或塔柱截面边缘压应力达到29.8 MPa(标准强度的85%)作为达到梁塔破坏的判别条件,则在加载方式一和二下结构二类稳定系数见表1。其中,主梁加载工况破坏形态均为桥塔处梁底截面下缘压应力首先达到破坏指标,主塔加载工况破坏形态均为主塔塔底截面强度破坏。

表1 成桥主要组合下各工况二类稳定系数

加载工况	加载方式一	加载方式二
主梁 Max	1.77	3.7
主梁 Min	1.77	3.6
塔底 $M_{max}$ (偏差塔)	1.76	3.0
塔底 $M_{max}$ (理想直塔)	1.96	3.8

注:“偏差塔”表示考虑塔的施工偏差 $H/3\ 000$ 。

### 3.2.2 研究单位一的研究成果<sup>[10]</sup>

采用大型通用有限元程序 ANSYS 来进行建模并分析计算,主要进行非线性静力学分析,考虑结构的几何非线性和材料非线性。

悬索桥在荷载作用下结构将产生大位移,这是作为柔性结构的最主要的非线性因素。悬索桥在受外荷载作用时,不仅缆索及主梁发生下挠,而且吊索也将伸长、倾斜,桥塔会被压缩,节点还有水平位移,这些因素都对悬索桥内力产生影响。因此,在进行结构分析时,力的平衡方程应依据变形后结构的几何位置来建立,力与变形的关系是非线性的。

一般的工程材料在线弹性范围内工作,材料的应力—应变呈线弹性的本构关系。但在进行极限承载力分析时,一直进行到结构破坏为止,因此材料不可避免要屈服,进入塑性阶段,此时材料的本构关系不再是线性。本研究中材料非线性考虑如下:

钢梁采用 Q420q 钢,弹性模量  $E=2.06 \times 10^5$  MPa,泊松比  $\mu=0.3857$ ,对于厚钢板,屈服应力取用  $\sigma_y=400$  MPa。报告分析中,对主梁钢结构部分,采用理想弹塑性本构关系模型,如图 3 所示。

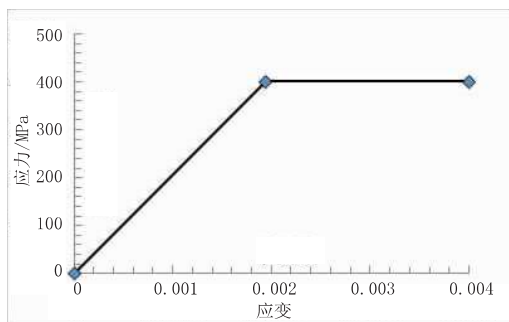


图3 Q420q钢理想弹塑性模型

桥塔和混凝土梁采用 C55 混凝土,弹性模量  $E=3.5 \times 10^4$  MPa,轴心抗压强度  $f_c=35.5$  MPa,轴心抗拉强度约  $f_t=2.74$  MPa,泊松比  $\mu=0.43$ 。本构关系采用 Hognestad 建议的抛物线上升段和直线下降段的应力—应变曲线形式,峰值压应变取 0.002,极限压应变取 0.003 3。ANSYS 中采用分段折线模型模拟,如图 4 所示。

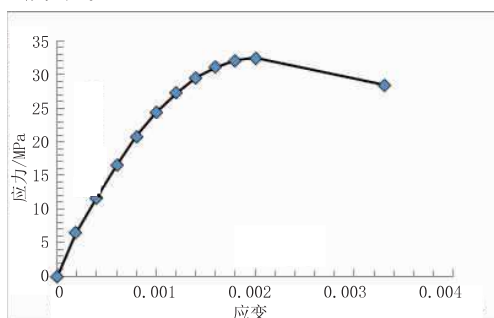


图4 混凝土应力应变曲线

主缆和吊索采用高强度镀锌平行钢丝股预制而成,主缆公称抗拉强度为 1 860 MPa,吊索公称抗拉强度为 1 770 MPa。主缆弹性模量  $E=2 \times 10^5$  MPa,吊索弹性模量  $E=2 \times 10^5$  MPa。主缆和吊索应力大于抗拉极限强度即认为断裂。主缆发生断裂,则结构破坏,结构达到极限承载力;吊索发生断裂,则内力重分布,如果发生连续断裂,则结构破坏。

通过对 10 种荷载工况和两种加载方式的荷载—位移曲线计算,得到以下结论:

(1)若以总体体系钢梁应力达到屈服强度作为结构的极限承载力,对于活载变化加载方式,安全系数为 3.9;对于恒活同比放大变化加载方式,安全系数最小为 1.75;对于实际结构,钢梁局部点应力达到屈服,离结构丧失整体承载力还有很大差距。

(2)吊索应力达到极限承载力后发生断裂,当一根断裂后,应力发生重分布,通过计算证明,此种状态一旦出现,结构所有吊索都将发生断裂,结构立即丧失承载力,因此吊索应力达到极限强度是结构的破坏极限状态。计算表明:对于活载变化加载方式,此时安全系数为 8.15;对于恒载与活载同比放大的加载方式,吊索达到屈服强度时的最小安全系数为 2.625。

(3)在以上的分析中,如果不计吊索断裂退出工作(用弹塑性方式处理吊索),以结构变成机动体系时为极限承载力状态,对于活载变化加载方式,安全系数最小为 8.55;对于恒载活载同比放大整体变化,安全系数为 2.475。

计算结果表明,结构总体稳定性安全系数比较高,即使以钢梁截面出面应力屈服考虑,其整体安全系数也在 1.75 以上,整体结构实际的极限承载力安全系数最小也在 2.475 以上。参照《公路斜拉桥设计细则》(JDT/T D65-01—2007),该系数也是满足要求的。

### 3.2.3 研究单位二的研究成果<sup>[7,11]</sup>

采用 ABAQUS/Standard 软件进行建模,用弧长法计算失稳时的荷载比例因子(即施加荷载与参考荷载的比值)。

分析该桥在二期恒载作用下的极限承载力,其荷载比例因子与弧长的关系曲线如图 5 所示,从图中曲线可以看出:当弧长在 0~2.470 区间时,荷载比例因子基本呈线性增长,当弧长达到 2.470 以后,荷载比例因子增加很小。由图 4 可知,自锚式悬索桥弧长在 2.470 时发生了整体屈曲,对应的荷载比例因子为 2.576。此时可以换算得到活载作用下的整体稳定

系数为 4.3。

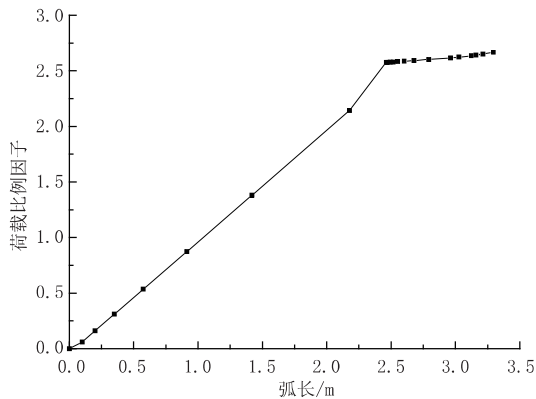


图5 荷载比例因子-弧长曲线图

从应力分析来看,在稳定极限状态下,塔柱底部最大应力与屈服强度的比值最大(0.657),主缆和吊索分别为 0.557 和 0.552,钢梁最小为 0.44;但是,从挠度和弧长关系来看(见图6):该桥发生整体失稳时,加劲梁的平面外和平面内跨中挠度都发生了突变,这也是整体失稳的显著特征。

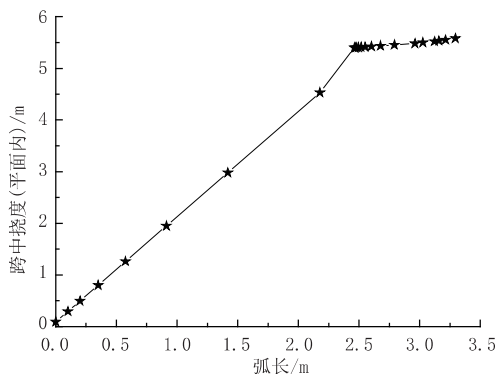


图6 主梁跨中挠度与弧长曲线图

另外,研究单位利用 ABAQUS/Standard 软件中的对于混凝土材料采用弥散开裂模型计算,并给出了各种工况下的比较结果。结果表明:极限承载力的低点出现在恒载+梁塔百年横风的荷载组合工况下,稳定荷载比例因子为 1.919。分析桥梁结构部分的应力情况,发现计算的极限承载状态是以混凝土塔柱的应力软化标志。

## 4 结论

(1)国内外关于大跨度桥梁结构的第二类稳定分析在加载方式有较大差异;而国内对于同一加载方式,采用的判定准则也未形成统一认识。但是,对于大跨径自锚式悬索桥,都说明了按第二类稳定分析的必要性。

(2)就荷载模式而言,加载方式二与按强度设计的极限状态表达式比较匹配,国内学者也进行了比较深入的研究。

(3)严格而言,边缘屈服准则偏安全地考虑了结构设计目的,未考虑部分构件发生屈服后结构的承载能力,计算结果并不一定是结构真实的极限承载力。

(4)鹅公岩轨道大桥结构按上述两种不同的研究方法加载到结构的稳定极限状态时,起控制作用的构件(部位)也有较大出入。设计单位的研究指出,稳定极限状态主要由塔和钢箱梁的应力起控制作用;研究单位一认为,全桥的破坏是由多个构件出现破坏后的综合结果。一根吊索的破坏导致的多根吊索连续断裂(应力重分布所致)是十分危险的,它使结构具有了脆性破坏的特征。在鹅桥的计算分析中,吊索断裂与结构刚度矩阵奇异对应的安全系数已经比较接近,因此判断吊索的破坏标识结构达到极限承载状态;而研究单位二的研究表明桥塔的应力是结构薄弱环节。这些分歧主要还是由于材料非线性的处理方法差异以及失稳判别准则的差异所致。

### 参考文献:

- [1] 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,林同棻国际工程咨询(中国)有限公司.重庆轨道环线鹅公岩轨道专用桥初步设计设计说明[Z].上海:上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,2014.
- [2] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3] 曾庆元,朱汉华.斜拉桥稳定问题简介及塔柱与主梁自由长度计算[J].长沙铁道学院学报,1991(9):16-28.
- [4] 胡建华,王连华等.大跨度自锚式悬索桥稳定性研究[J].湖南大学学报(自然科学版),2008(7):12-15.
- [5] 苗家武,肖汝诚等.苏通大桥斜拉桥静力稳定分析的综合比较研究[J].同济大学学报(自然科学版),2006(7):869-873.
- [6] 沈锐利,成新,等.自锚式悬索桥极限承载力及安全性评价方法研究[J].铁道学报,2017(11):89-96.
- [7] 王春江,戴建国,臧瑜,等.自锚式钢箱梁悬索桥静力稳定性分析[J].桥梁建设,2019,49(2),47-51.
- [8] 卜一之,赵雷,李乔.苏通长江大桥结构非线性稳定性研究[J].土木工程学报,2013(1):84-91.
- [9] 白伦华,沈锐利.自锚式悬索桥的面内稳定性[J].吉林大学学报(工学版),2019,49(5):1500-1508.
- [10] 西南交通大学.重庆市轨道环线鹅公岩轨道专用桥工程自锚式悬索桥稳定性研究报告[R].成都:西南交通大学,2018.
- [11] 上海交通大学.重庆市轨道环线鹅公岩轨道专用桥工程自锚式悬索桥整体稳定性计算研究报告[R].上海:上海交通大学,2018.