

基于非线性稳定理论的大跨钢箱形提篮拱桥结构分析研究

彭文韬, 刘峰

(武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070)

摘要: 该文阐述了非线性稳定分析的理论基础及分析方法, 并使用有限元分析软件对某钢箱形提篮拱桥分别进行了线弹性稳定分析、几何非线性分析、材料非线性分析以及几何材料双重非线性分析, 分析结果表明: 仅仅对桥梁进行线弹性稳定分析, 会使钢箱形提篮拱桥的结构设计偏于不安全; 对该桥梁进行非线性稳定分析时, 几何非线性对安全稳定系数的影响不是很大, 而当考虑材料非线性和双重非线性后, 其安全稳定系数会有明显降低, 因此, 应综合考虑几何和材料双重非线性的影响; 在施加初始缺陷的基础上考虑结构的非线性, 当缺陷比例因子小于 $L/1\ 000$ 时, 有缺陷拱桥的安全稳定系数与无缺陷拱桥差别不大, 而当缺陷比例因子大于 $L/1\ 000$ 时, 安全稳定系数有明显的降低, 所以 JTG/T F50—2011《公路桥涵施工技术规范》中关于拱圈轴线偏差的规定可适当放宽。

关键词: 拱桥; 稳定性分析; 非线性; 初始缺陷; 安全稳定系数

钢箱形提篮拱桥具有出色的力学性能且施工方便, 造型美观, 因此近年来得到了广泛的应用。但随着施工技术的不断发展和高强度材料的不断应用, 桥梁的跨度不断增大, 桥梁的横向刚度却不断减小, 进而带来更多的桥梁失稳问题, 成为制约钢箱形拱桥发展的一个重要因素。目前的钢箱形提篮拱桥结构设计和分析, 更多的考虑结构的线弹性稳定问题, 往往忽略了混凝土的收缩、徐变以及结构大位移小应变等非线性问题, 并且在拱肋节段制作、运输和拼装的过程中, 会产生一定的几何初始缺陷, 这种缺陷也是不可忽略的。因此, 仅仅对桥梁进行线弹性稳定分析, 会使钢箱形提篮拱桥的结构设计偏于不安全, 只有将结构的非线性影响因素充分考虑, 才能使计算模型更贴近于结构的实际受力情况。

1 非线性稳定理论

结构非线性稳定问题一般可分为几何非线性和材料非线性两大类。几何非线性是指结构变形使受力体系发生了显著的改变, 即结构的位移—应变曲线呈现非线性关系, 如结构大位移小应变等问题。材料非线性是指材料的应力—应变关系呈现非线性关系, 如材

料弹塑性、混凝土收缩徐变等问题。

1.1 几何非线性分析方法

增量形式下的拉格朗日列式(T.L列式)的单元平衡方程可以表示为:

$$({}^0[K]_0 + {}^0[K]_L + {}^0[K]_s) d\{\delta\} = {}^0[K]_T \cdot d\{\delta\} = d\{f\} \quad (1)$$

式中: ${}^0[K]_T$ 为单元切线刚度矩阵, 表示荷载增量和位移增量之间的函数关系, ${}^0[K]_0$ 为弹性刚度矩阵, ${}^0[K]_0 = \int_V [B_0]^T [D] [B_0] dV$, 与节点位移无关; ${}^0[K]_L$ 为单元大位移刚度矩阵, ${}^0[K]_L = \int_V [B_0]^T [D] [B_L] dV + \int_V [B_L]^T [D] [B_0] dV + \int_V [B_L]^T [D] [B_L] dV$, 是关于 $d\{\delta\}$ 的函数; ${}^0[K]_s$ 为初应力刚度矩阵, 当结构受到压应力时, 会减小结构的单元切向刚度, 反之增加。

按照节点力平衡方程可得: ${}^0[K]_T d\{\Delta\} = d\{P\}$ 其中, $d\{P\}$ 为荷载增量。

一般情况下, 荷载增量取为确定值, 而不能取为微分形式, 在已确定的结构位移状态下, 结构所受的外部荷载和抵抗力总是存在一定的偏差, 即失衡力, 需要用迭代法消除这种偏差。

T.L 列式适用于未变形的状态,在初始构形的体积域内进行,但如果选择的参照构形不是未变形状态,而是最后一个已知平衡状态,这种列式被称作更新后的拉格朗日列式(U.L 列式),增量形式的 U.L 列式可以写成:

$$({}^t[K]_0 + {}^t[K]_s)d\{\Delta\} = d\{P\} \quad (2)$$

该文对大跨钢箱形提篮拱桥结构进行的几何非线性稳定分析是基于 U.L 列式并采用 Newton-Raphson 法进行迭代实现的。

1.2 材料非线性分析方法

在弹性力学中,材料的本构方程一般符合胡克定律,实际上,只有在一定的范围内,才会满足这种线弹性关系,而当变形超出了弹性极限,材料的应变不能随应力的消失而恢复,加载过程不可逆。该桥使用 C55 混凝土,采用现行规范所规定的本构关系,应力—应变曲线如图 1 所示;假定吊杆为理想弹性材料,主体结构钢材假定为理想弹塑性材料,即当偏应力的第二个不变量达到某个极限时,材料进入屈服,主体结构采用 Q345 钢材,屈服应力取 345 MPa,本构关系如式(3)所示,应力—应变曲线如图 2 所示。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & |\varepsilon_s| < \varepsilon_y \\ \sigma_y & |\varepsilon_s| \geq \varepsilon_y \end{cases} \quad (3)$$

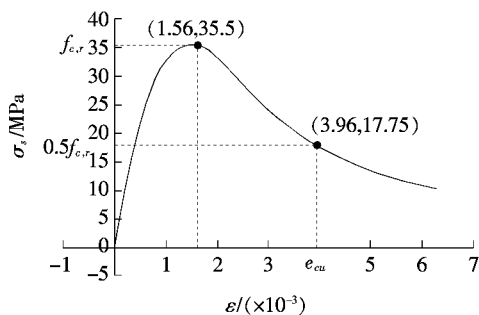


图 1 混凝土应力—应变曲线

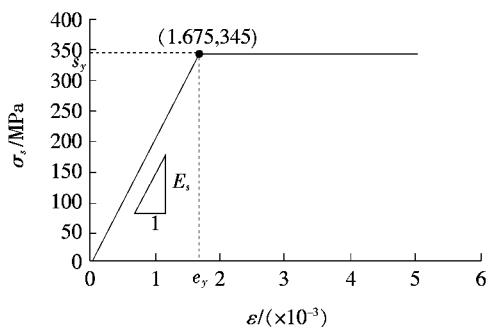


图 2 钢材应力—应变曲线

1.3 结构的几何初始缺陷

由于拱肋节段在制作、运输和拼装过程中,不可避

免地会产生一定的变形,导致钢箱梁拱肋安装后的拱轴线会与设计拱轴线产生偏差,进而在外荷载作用下,产生一定的附加应力,因此这种几何初始缺陷往往会对结构产生极大的危害。这种初始缺陷往往是随机的,没有规律可言,目前关于随机几何缺陷通常有两种分析方法:① 对成桥后的拱肋进行实际的测量,根据实测数据进行计算模型的坐标修正,进而计算结构的屈曲荷载。这种方法只能对已经建成的桥梁进行分析,因此对前期的设计施工阶段起到的作用不大,实测工作量大,并且该方法只能对特定的桥梁分析,不具有普遍性;② 采用随机理论,建立结构的极限荷载和初始缺陷谱密度之间的关系函数,这种方法理论推导十分繁杂,且最终得出的也往往不是最不利的屈曲模态,因此使用这种方法也意义不大。

该文采用特征向量的方法施加初始缺陷,首先对拱桥进行线弹性屈曲分析,求解出各阶屈曲模态,并将第 1 阶屈曲模态各节点的位移按照一定的比例施加给原结构,进行坐标修正,其中比例因子 $\beta = \frac{\text{缺陷幅值}}{1 \text{ 阶模态节点最大位移}}$,然后通过逐步加载的方法求解稳定安全系数。

2 工程实例

2.1 桥梁工程概况

桥梁为武汉市一座大跨度钢箱形提篮拱桥,主桥长 292 m,按双向八车道设计,主桥全宽 40.5 m。主拱采用等截面钢箱形提篮拱,拱肋向内倾斜,与竖向成 10° 夹角;主拱矢高 $f = 43.556$ m,矢跨比 $f/L = 1/4.5$,拱轴线为悬链线,拱轴系数 $m = 1.6$ 。边拱采用混凝土箱形拱肋,矢高 $f = 11.26$ m,悬链线拱轴系数 $m = 1.2$,截面尺寸为 2.5 m(宽) \times 4.0 m(高)。边拱肋端部设置横梁,横梁采用 L 形截面,全桥总体布置图如图 3 所示。

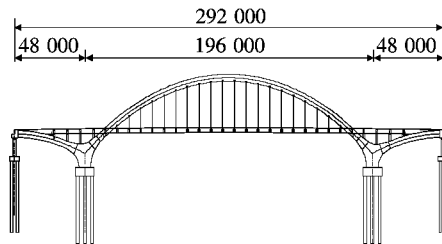


图 3 全桥总体布置图(单位:mm)

采用有限元分析软件 Midas/Civil 2015 对全桥进

行稳定分析。全桥采用梁单元模拟拱肋、横撑、拱上立柱、桥面纵横梁等构件,采用桁架单元模拟吊杆(系杆采用集中力的施加方式),采用板单元模拟桥面板。全桥共离散为 1 410 节点,结构计算模型如图 4 所示。

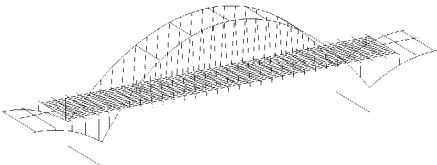


图 4 全桥有限元模型

2.2 线弹性分析

桥梁的线弹性分析是假定应变位移、应力应变之间均为线性关系,不考虑结构大位移小应变及混凝土收缩徐变等非线性影响因素,线弹性稳定分析又被称作第一类稳定分析,即为求解特征值问题,线弹性稳定分析虽然只适用于理想结构,但是无论是第二类稳定分析还是初始缺陷屈曲分析都需要以线弹性稳定分析的屈曲模态为基础进行后续计算,因此线弹性稳定分析具有重要意义。

该文进行成桥后的线弹性稳定分析采用的荷载工况为:一期恒载+二期恒载+活载,表 1 为前 4 阶屈曲模态安全稳定系数。

表 1 前 4 阶屈曲模态安全稳定系数

阶数	稳定安全系数	失稳模态
第 1 阶	10.52	拱肋面外反对称失稳
第 2 阶	11.25	拱肋面外正对称失稳
第 3 阶	16.69	拱肋面内失稳
第 4 阶	17.97	拱肋双波面外正对称失稳

由表 1 可知:该桥的前 2 阶失稳模态均属于侧倾失稳,拱肋的面内失稳于第 3 阶出现,说明面内刚度比面外刚度大,且第 1 阶模态稳定系数为 10.52,满足拱桥运营期稳定系数大于 4 的设计要求。

2.3 非线性分析

将线弹性稳定分析的第 1 阶屈曲模态的变形乘以同一比例因子 β 作为初始几何缺陷施加给原结构,进行结构坐标的修正,拱结构各节点的实际坐标=原设计拱结构节点坐标+初始几何缺陷,并分别考虑几何非线性、材料非线性以及同时考虑双重非线性,采用逐步加载的方法求解稳定安全系数。

为研究不同程度的初始几何缺陷对结构安全稳定系数的影响,选用缺陷比例因子 β 分别为 0、 $L/2\ 000$ 、 $L/1\ 500$ 、 $L/1\ 000$ 、 $L/750$ 和 $L/500$ 的拱桥模型,分别对其进行线弹性分析、几何非线性分析、材料非线性分析及双重非线性分析,并求得安全稳定系数如图 5 所示。

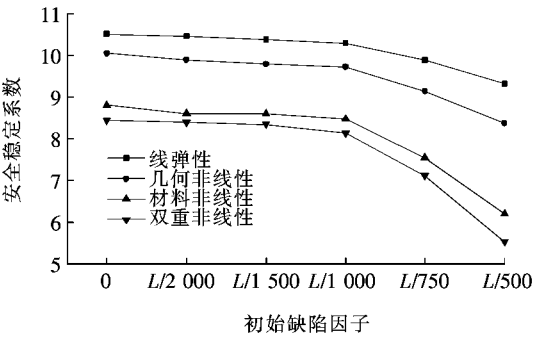


图 5 不同初始几何缺陷下桥梁的安全稳定系数

由图 5 可知:当缺陷比例因子小于 $L/1\ 000$ 时,有缺陷拱桥的安全稳定系数与无缺陷拱桥差别不大,而当缺陷比例因子大于 $L/1\ 000$ 时,安全稳定系数有明显的下降。现行 JTG/T F50—2011《公路桥涵施工技术规范》中规定,对于跨径 $L>60\text{ m}$ 的预制拱圈,轴线允许偏差不应超过 $L/6\ 000$,而由该文研究可知,而当缺陷比例因子小于 $L/1\ 000$ 时,拱桥安全稳定系数影响不大,所以 JTG/T F50—2011《公路桥涵施工技术规范》中规定的拱圈轴线偏差可适当放宽。

表 2 为对结构进行非线性分析时,安全稳定系数的计算结果。

表 2 非线性分析对安全稳定系数的影响

缺陷比例因子 β	线弹性系数 λ_0	几何非线性		材料非线性		双重非线性	
		系数	影响程度	系数	影响程度	系数	影响程度
		λ_1	$[(\lambda_0-\lambda_1)/\lambda_0]/\%$	λ_2	$[(\lambda_0-\lambda_2)/\lambda_0]/\%$	λ_3	$[(\lambda_0-\lambda_3)/\lambda_0]/\%$
0	10.52	10.06	4.4	8.81	16.3	8.45	19.7
$L/2\ 000$	10.47	9.90	5.4	8.60	17.9	8.40	19.8
$L/1\ 500$	10.38	9.80	5.6	8.58	17.3	8.35	19.6
$L/1\ 000$	10.30	9.73	5.5	8.48	17.7	8.14	21.0

续表 2

缺陷比例 因子 β	线弹性 系数 λ_0	几何非线性		材料非线性		双重非线性	
		系数 λ_1	影响程度 $[(\lambda_0 - \lambda_1)/\lambda_0]/\%$	系数 λ_2	影响程度 $[(\lambda_0 - \lambda_2)/\lambda_0]/\%$	系数 λ_3	影响程度 $[(\lambda_0 - \lambda_3)/\lambda_0]/\%$
$L/750$	9.89	9.14	7.6	7.55	23.7	7.12	28.0
$L/500$	9.32	8.37	10.2	6.21	33.4	5.53	40.7

从表 2 可以看出:① 对于该文分析的无缺陷拱桥模型,几何非线性的影响不是很大,仅考虑几何非线性时,安全稳定系数仅降低了 4.4%;而当考虑材料非线性和双重非线性时,安全稳定系数有明显的下降,考虑双重非线性时,安全稳定系数降低了 19.7%;② 对于有缺陷拱桥,考虑材料非线性和双重非线性对安全稳定系数的影响同样明显,当对缺陷比例因子为 $L/500$ 的拱桥模型考虑双重非线性时,安全稳定系数下降高达 40.7%。这是因为线弹性分析将结构刚度假设为恒定值,忽略了材料非线性和大位移的影响,所以仅仅对桥梁进行线弹性稳定分析,会使钢箱形提篮拱桥的结构设计偏于不安全,因此,应综合考虑几何和材料双重非线性的影响。

3 结论

(1) 对于该文分析的拱桥模型,前 2 阶失稳模态均属于侧倾失稳,拱肋的面内失稳于第 3 阶出现,说明面内刚度比面外刚度大,且第 1 阶模态稳定系数为 10.52,满足拱桥运营期稳定系数大于 4 的设计要求。

(2) 对于该文分析的拱桥模型,几何非线性对安全稳定系数的影响不是很大,而当考虑材料非线性和双重非线性时,安全稳定系数有明显的下降,这是因为线弹性分析将结构刚度假设为恒定值,忽略了材料非线性和大位移的影响,所以仅仅对桥梁进行线弹性稳定分析,会使钢箱形提篮拱桥的结构设计偏于不安全,因此,应综合考虑几何和材料双重非线性的影响。

(3) 在施加初始缺陷的基础上考虑结构的非线性,当缺陷比例因子小于 $L/1\ 000$ 时,有缺陷拱桥的安全稳定系数与无缺陷拱桥差别不大,而当缺陷比例因子大于 $L/1\ 000$ 时,安全稳定系数有明显的下降,所以 JTG/T F50—2011《公路桥涵施工技术规范》中关于拱圈轴线偏差的规定可适当放宽。

参考文献:

- [1] 何旭辉,秦思谋,邹云峰.高速铁路大跨度钢箱提篮拱桥静动力性能试验研究[J].铁道科学与工程学报,2016(2).
- [2] 欧阳韦.大跨度桥梁静风失稳形态及机理研究[D].西南交通大学硕士学位论文,2007.
- [3] 赵河清,徐亮,杨惠林,等.大跨度上承式钢管混凝土拱桥的稳定性分析[J].公路交通科技,2006(11).
- [4] SH Ju, Statistical Analyses of Effective Lengths in Steel Arch Bridges[J]. Computers & Structures, 2003, 81(14): 1 487—1 497.
- [5] WL Qiu, CS Kao, CH Kou, JL Tsai, G Yang. Stability Analysis of Special-Shape Arch Bridge[J]. Journal of Science and Engineering, 2010, 13(4): 365—373.
- [6] 徐艳,胡世德.钢管混凝土拱桥的动力稳定极限承载力研究[J].土木工程学报,2006(9).
- [7] 曾勇,于福,谭红梅.考虑初始几何缺陷的大跨度上承式钢管混凝土拱桥的非线性稳定研究[J].铁道建筑,2014(6).
- [8] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民教育出版社,2001.
- [9] 杨桂通.弹塑性力学引论[M].北京:清华大学出版社,2004.
- [10] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [11] 李松,强士中,唐英.钢筋混凝土拱桥极限承载力的参数研究[J].西南交通大学学报,2007(3).
- [12] 朱克兆,易壮鹏.大跨度拱桥考虑几何缺陷的稳定性分析[J].湖南交通科技,2011(2).
- [13] Most T, Bucher C, Schorling Y. Dynamic Stability Analysis of Non-Linear Structures with Geometrical Imperfections under Random Loading[J]. Journal of Sound and Vibration, 2004, 276(1-2): 381—400.
- [14] 严建科,吕婷,贺拴海.有初始几何缺陷混凝土系杆拱桥极限承载力分析[J].西安建筑科技大学学报:自然科学版,2010(1).
- [15] JTJ 041—2000 公路桥涵施工技术规范[S].