

文章编号 10258-2724(2002)04-0357-05

大跨度悬索拱桥非线性分析

卜一之, 杨兴旺

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要 针对某铁路大跨度悬索拱桥, 考虑结构的非线性和构件的极限承载能力, 计入施工过程的变形和应力的叠加效应, 用包含梁和索单元的空间组合结构模型, 进行了大桥的结构行为分析。着重研究了结构在施工及运营过程中的非线性变形、内力和稳定性, 并探讨了荷载在悬索拱桥的索和拱间的分配问题。

关键词 悬索桥; 拱桥; 结构性能; 非线性分析

中图分类号 U448.2 **文献标识码** A

A Nonlinear Analysis of Long-Span Suspended Arch Bridge

BU Yi-zhi, YANG Xing-wang

(School of Civil Eng., Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: A 3-dimensional compound structural calculation model constructed by beams and rope elements is used to analyze the structural behavior of a certain long-span suspended arch bridge. In the analysis, the structural nonlinearity and ultimate bearing capacity of members are considered, and the deformations during construction and the superposition effect of stresses are also taken into account. The emphasis of the study is focused on the nonlinear deformations, internal forces and stability of the bridge during construction and operation. Meanwhile, The distributions of dead and live loads between the cable and arch of the bridge are discussed.

Key words: suspension bridge; arch bridge; structural behavior; nonlinear analysis

悬索拱桥是以主缆和拱作为主要受力构件的组合桥梁体系, 结构新颖, 造型美观。但在铁路上建造大跨度悬索拱桥, 涉及较多的关键技术和难点, 施工及运营阶段的结构承载能力和整体稳定性以及部分构件的局部稳定性是其中的重要研究课题之一。本文中针对某铁路跨江大跨悬索拱桥设计方案, 考虑结构的几何非线性、材料非线性和单根构件的极限承载能力, 计入施工过程的变形和应力叠加效应, 采用空间梁单元和空间索单元, 研究了悬索拱桥在施工及主要运营阶段的极限承载能力和稳定性等问题。

1 计算理论

1.1 极限承载能力和稳定性

悬索拱桥以主缆和拱为主要受力构件。大缆属柔性构件, 受索的垂度影响, 表现出明显的几何非线性。而拱以受压为主, 较大的轴向力对结构刚度的影响不可忽略。同时, 大跨度结构在施工及成桥后均会产生较大的变形, 导致结构几何形状发生显著变化, 结构的整体平衡方程必须在已变形后的、但事先未知的几何位置上写出^[1]。因此, 悬索拱桥的平衡方程具有明显的几何非线性特征。

在结构达到其极限承载力前, 某些构件的应力可能超出其弹性极限, 进入弹塑性阶段, 某些构件甚至

可能达到承载极限,丧失承载能力,退出工作。这些因素导致的非线性在计算中也必须考虑^[2]。

悬索拱桥结构的非线性平衡方程为

$$\mathbf{K}_T \mathbf{U} = \mathbf{F} \quad (1)$$

式中: $\mathbf{K}_T = \mathbf{K}_e + \mathbf{K}_g + \mathbf{K}_l$, $\mathbf{K}_T$ 为结构整体刚度矩阵, $\mathbf{K}_e$ 为结构的线弹性刚度矩阵, $\mathbf{K}_g$ 为结构的几何刚度矩阵, $\mathbf{K}_l$ 为结构的大变形刚度矩阵, $\mathbf{U}$ 为结构的结点位移列阵, $\mathbf{F}$ 为结构的等效结点荷载列阵。

式(1)的求解须兼顾计算速度和精度要求,采用荷载增量法可较好地满足这两方面的要求^[1]。

由于悬索拱桥的拱肋、肋间横撑、吊杆、主缆、拱上立柱、桥面系、索塔和桩基等构件在施工过程中不可避免地具有初弯曲、初偏心和残余应力等初始缺陷,其稳定问题是第二类稳定问题。本文将这些初始缺陷作为结构的初始状态,在稳定性分析的加载过程中考虑。按第二类稳定问题即丧失承载能力的概念,用极限状态法设计桥梁时,稳定与最终的极限承载能力是统一的。

悬索拱桥在加载过程中结构达到极限承载力的判据为:考虑各种因素后的包含几何刚度矩阵在内的结构整体刚度矩阵 $\mathbf{K}_T$ 不正定,即

$$\det |\mathbf{K}_T| \leq 0 \quad (2)$$

结构稳定安全系数 K 定义为

$$K = \frac{P_{cr}}{P_T} \quad (3)$$

式中: P_T 为施工阶段的结构自重; P_{cr} 为结构的极限承载力,即荷载增量加载过程中使式(1)达到式(2)时所对应的结构承载力,加载的荷载基数为 P_T 。实际上, K 为结构达到极限承载力时关于 P_T 的加载倍数。

1.2 失稳模态

采用的荷载分级加载不仅适用于线弹性问题,也适用于非线性问题,在解决稳定(极限承载力)问题的同时,也解决了应力分析与变形问题。获得极限临界荷载 P_{cr} 的同时,所得到的结构总变形 $\mathbf{U}$ 即为结构的失稳模态。在结构整体失稳前,常伴随有局部失稳(单根构件或若干构件集合体的失稳),但当局部失稳不直接导致结构整体失稳时,结构仍具有再承载的能力,故局部失稳不能作为结构失稳的界定点,但在继续加载时,结构的整体刚度由于局部失稳而明显降低,因此在加载过程中,已失稳的构件不再具有继续承载的能力,退出工作。

悬索拱桥空间稳定性分析的失稳模式一般是空间失稳,即面内失稳、面外失稳和沿桥梁纵向的失稳模式的组合。由于桥梁结构的纵向刚度较大,因此沿桥梁纵向的失稳通常并不显著,故将桥梁的空间失稳模式分为 3 种,即面内失稳、面外失稳和组合失稳(面内失稳和面外失稳的组合模式)^[3]。

2 算 例

某铁路跨江大跨度悬索拱桥方案中主桥计算跨度为 96 m + 368 m + 96 m,主跨为空钢管组成的格构式桁架拱,矢跨比 1:6,两个边跨均为钢筋混凝土箱形拱,索塔高 52 m,主缆垂跨比 1:12,如图 1 所示。

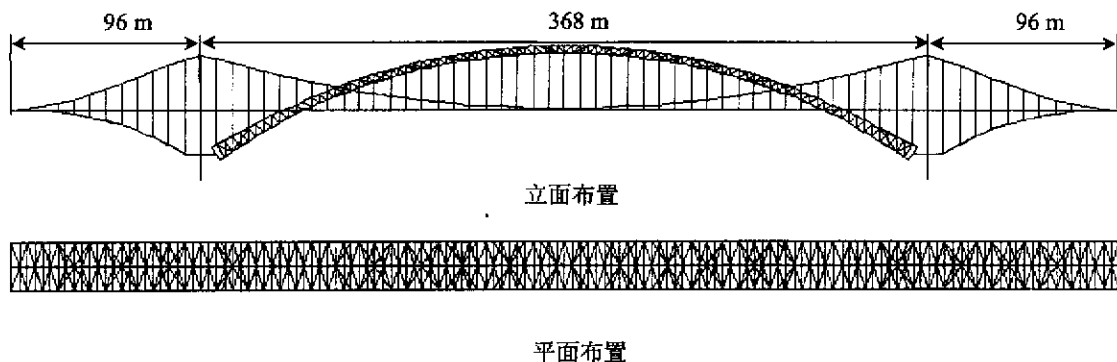


图 1 悬索拱桥桥型布置及计算简图

本文中考虑的该桥施工及主要运营阶段共 10 个计算工况。

- 工况 1 全桥主拱肋和边拱肋及横撑、主缆、主缆吊杆、桥面系横梁、边纵梁预制部分和联结系形成；
- 工况 2 安装拱上立柱、主拱吊杆、桥面系边纵梁现浇部分及中纵梁，全桥成桥；
- 工况 3 施加二期恒载；
- 工况 4 运营状态 A，在工况 3 的基础上，按拱脚内力影响线的最不利位置加载中-活载；
- 工况 5 运营状态 B，在工况 3 的基础上，按主跨 $L/8$ 截面内力影响线的最不利位置加载中-活载；
- 工况 6 运营状态 C，在工况 3 的基础上，按主跨 $L/4$ 截面内力影响线的最不利位置加载中-活载；
- 工况 7 运营状态 D，在工况 3 的基础上，按主跨 $3L/8$ 截面内力影响线的最不利位置加载中-活载；
- 工况 8 运营状态 E，在工况 3 的基础上，按主跨 $L/2$ 截面内力影响线的最不利位置加载中-活载；
- 工况 9 运营状态 F，不考虑结构的初始状态，全桥构件均匀升温（+20℃）；
- 工况 10 运营状态 G，不考虑结构的初始状态，全桥构件均匀降温（-20℃）。

按结构设计图纸在该桥各构件联结处设置空间结点，共有 1 119 个结点。全桥划分各类单元 2 464 个，其中空间梁单元 2 136 个，空间索单元 328 个，按照各构件的几何特性及工作状态区分为 28 类单元，其中空间梁单元 25 类，空间索单元 3 类。该大跨悬索拱桥的计算简图如图 1 所示。

3 计算结果及分析

3.1 结构非线性极限承载能力(稳定性)

该桥在施工及主要运营阶段的非线性稳定性分析的主要计算结果见表 1，失稳模式均为面内失稳。在结构极限承载能力研究中，根据若干已建大跨度桥梁的稳定性分析与承载力研究经验并考虑到钢质材料的强大后备承载力，将主缆和吊杆(钢绞线)的承载能力取其破断控制应力 $0.95R_b$ ，混凝土构件和钢构件的局部极限承载能力分别由设计强度和屈服强度控制。

表 1 某大跨悬索拱桥非线性稳定性分析的主要计算结果								
工况号	1	2	3	4	5	6	7	8
K	2.3	2.9	2.2	1.9	2.1	1.9	2.1	2.1

根据文献[2-4]，可认为按第二类稳定问题计算所得稳定安全系数在 2.0 以上时，桥梁的结构稳定性是有保证的。由表 1 可见，该桥的计算工况 1、2 和 3 的结构稳定性是足够的，而运营阶段的 5 个计算工况的结构非线性稳定安全系数 $K=1.92\sim 2.1$ ，相对于运营阶段的极限承载能力而言，其 K 值也是基本满足要求的。而且，运营阶段的上述 K 值均是在主跨拱肋部分杆件用屈服强度控制其承载能力极限状态时获得的，而 16 Mnq 钢从屈服点(σ_y)到断裂时的抗拉强度(σ_u)，塑性工作区域很大，有极大的后备强度($\sigma_u/\sigma_y\approx 1.6$)，故运营阶段的上述极限承载能力安全系数是较为保守的数值，实际的极限承载能力安全系数完全有可能全部都在 2.0 以上。因此，该桥运营阶段的极限承载能力也可以认为是满足要求的。

3.2 主要施工及运营阶段非线性结构分析

3.2.1 主拱肋控制截面的轴力、竖向弯矩和位移

该悬索拱桥的 10 个计算工况在 $K=1$ 时主拱肋主要控制截面的位移、竖向弯矩和轴力的计算结果汇总于表 2、表 3 和表 4。

表 2 中竖向位移 W_z 以向上为正，表 3 中纵向位移 U_x 以伸长为正。由表 2 和表 3 可见，主拱肋由恒载引起的最大竖向位移为 0.291 m，挠跨比 1/1 265；中-活载引起的最大向上位移为 0.426 m(1/864)，最大向下位移为 0.275 m(1/1 338)。而主拱肋由中-活载引起的水平方向最大位移为 0.130 m(1/2 830)。

表 4 中轴力 N 以压力为正，竖向弯矩 M_y 以下侧受拉为正。在设定的各计算工况中，首次加载结束(即 $K=1$)时，均未发现各构件超过极限承载力的情况，表明该桥在结构自重、二期恒载和中-活载作用下的结构强度基本满足要求。

如果将主缆、主缆吊杆和拱肋吊杆视为“斜拉索”时，相应的容许应力为 $0.4R_b^{[5]}$ ，则计算工况中主缆和拱肋吊杆的最大工作应力小于此限值，而部分主缆吊杆的最大工作应力大于此限值，其强度不足；如果将主缆吊杆的工作应力按“预应力钢束”控制时，相应的控制应力为 $0.75R_b^{[6]}$ ，则计算工况中主缆吊杆的最大工作应力满足要求。

表 2 悬索拱桥主拱肋控制截面竖向位移 w_z 的最大值 m

截面位置		拱脚	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
工 况 号	1	-0.001 3	-0.001 7	-0.033 6	-0.086 1	-0.115 5
	2	0.000 4	-0.001 2	-0.067 8	-0.168 2	-0.221 6
	3	0.001 4	0.000 4	-0.090 2	-0.221 8	-0.290 5
	4	0.005 1	0.091 7	-0.289 5	-0.487 7	-0.452 1
	5	0.004 6	0.085 4	0.335 8	-0.489 1	-0.368 1
	6	0.005 1	0.089 6	-0.275 0	-0.477 8	-0.461 1
	7	0.004 7	0.088 7	-0.331 3	-0.496 3	-0.388 8
	8	0.003 5	0.045 7	-0.101 7	-0.362 6	-0.479 9
	9	0.001 5	0.025 7	0.066 8	0.103 0	0.116 7
	10	-0.0015	-0.025 7	-0.066 8	-0.103 0	-0.116 7

表 3 悬索拱桥主拱肋控制截面纵向位移 U_x 的最大值 m

截面位置		拱脚	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
工 况 号	1	0.009 2	-0.001 3	-0.003 5	0.007 0	0.000 0
	2	0.000 7	-0.015 5	-0.007 7	0.010 5	0.000 0
	3	-0.005 9	-0.025 5	0.013 1	0.012 2	0.000 0
	4	-0.019 2	-0.098 6	-0.121 3	-0.095 2	-0.086 1
	5	-0.016 2	-0.090 9	-0.121 7	-0.117 8	-0.105 6
	6	-0.019 6	-0.097 7	-0.116 7	-0.092 2	-0.078 7
	7	-0.016 9	-0.093 9	-0.124 5	-0.116 8	-0.104 7
	8	-0.013 5	-0.051 6	-0.033 3	0.028 0	0.014 7
	9	-0.005 5	-0.007 2	-0.124 5	-0.009 8	0.000 0
	10	0.005 5	0.007 3	-0.033 3	0.009 8	0.000 0

表 4 悬索拱桥主拱肋控制截面主要内力的最大值

轴力和弯矩		N/kN					$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$				
截面位置	拱脚	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$	拱脚	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$	
工 况 号	1	9 454.0	8 531.0	7 782.0	7 653.0	8 123.0	1 274.0	- 118.0	- 111.0	101.0	604.0
	2	12 831.0	13 997.0	11 945.0	12 086.0	12 968.0	- 535.0	- 169.0	- 72.0	84.0	462.0
	3	15 233.0	17 487.0	14 583.0	14 899.0	16 077.0	400.0	- 125.0	- 56.0	64.0	355.0
	4	31 187.0	26 106.0	25 832.0	24 952.0	23 633.0	3 674.0	- 454.0	- 655.0	569.0	839.0
	5	29 043.0	25 530.0	23 357.0	25 395.0	19 677.0	2 267.0	- 488.0	- 552.0	698.0	585.0
	6	31 179.0	26 044.0	25 944.0	24 592.0	23 876.0	3 937.0	- 435.0	- 647.0	523.0	844.0
	7	29 674.0	25 786.0	24 028.0	25 563.0	20 853.0	2 976.0	- 491.0	- 587.0	694.0	695.0
	8	24 150.0	22 631.0	21 985.0	21 254.0	24 753.0	2 374.0	- 301.0	- 444.0	356.0	911.0
	9	2 153.7	1 536.2	634.2	1 306.1	1 509.9	3 128.5	76.5	- 16.1	- 74.0	- 45.9
	10	- 2 152.7	- 1 535.9	- 634.9	- 1 306.6	- 1 509.1	- 3 128.6	- 76.4	16.2	73.9	45.8

3.2.2 主缆吊杆和拱肋吊杆的荷载分配系数

主缆吊杆和拱肋吊杆的荷载分配系数 η_s 和 η_G 分别定义为

$$\eta_s = \frac{T_s}{T_G + T_s} \qquad \eta_G = \frac{T_G}{T_G + T_s} \tag{4}$$

式(4)中计算恒载分配系数时(工况 2、3), T_s 和 T_G 分别为主缆吊杆和拱肋吊杆的内力总量;计算活载分配系数时(工况 4、5、6、7、8), T_s 和 T_G 分别为主缆吊杆和拱肋吊杆的内力增量;计算温度变化的荷载分配系数时(工况 9、10), T_s 和 T_G 分别为主缆吊杆和拱肋吊杆在成桥状态下计入温度变化影响时的内力总量。

各工况下主缆吊杆和拱肋吊杆的荷载分配系数的计算结果如表 5 所示。

表 5 悬索拱桥荷载分配系数

荷载分配系数	结构自重(工况 2)	二期恒载	中-活载作用	均匀升温 20℃	均匀降温 20℃
η_s	0.81	0.73	0.060.08	0.71	0.75
η_G	0.19	0.27	0.920.94	0.29	0.25

可见 ,各工况下主缆吊杆(即主缆)承担了恒载(其中也包括温度变化)的 70% 以上 ,而拱肋吊杆(即主拱肋)只承担了不到 30% 相反 ,主缆只承担了不到 10% 的中-活载作用 ,而主拱肋却承担了 90% 以上。这是由于两种受力体系的刚度不同所致。桥梁结构的中-活载可以占整个结构所受荷载总量的 50% 以上(比较表 3 中的工况 3 与工况 48) ,主缆和拱的这种恒、活载分配可以充分发挥两种承力结构(索和拱)的性能。

4 结 语

- (1) 悬索拱桥结构能有效地利用索和拱的受力性能 ,在活载比例较大的铁路桥梁设计中值得考虑。
- (2) 主缆吊杆的控制应力应按“ 斜拉索 ”的标准确定 ,即不应超过 $0.4R_{ls}$ 。
- (3) 本文的计算尚未涉及合龙成桥前的具体施工过程。若考虑较为详细的合龙成桥前的施工过程 ,该桥的结构承载能力和整体稳定性以及部分构件的局部稳定性均有可能向不利的方向发展。

参考文献 :

[1] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京 :人民交通出版社 ,2001 :237-242.

[2] 赵雷 ,张金平. 大跨度拱桥施工阶段非线性稳定性分析若干问题的探讨[J]. 铁道学报 ,1995 ,17(1):76-84.

[3] 赵雷 ,杜正国. 大跨度钢筋混凝土拱钢管混凝土劲性骨架施工稳定性分析[J]. 西南交通大学学报 ,1994 ,29(4):446-452.

[4] 赵雷 ,卜一之. 钢管混凝土系杆拱桥施工过程结构行为非线性分析[J]. 西南交通大学学报 ,2000 ,35(4):352-356.

[5] 中华人民共和国交通部. JTJ 027-96 公路斜拉桥设计规范(试行) [S]. 北京 :人民交通出版社 ,1997 :7-9.

[6] 中华人民共和国交通部. JTJ 023-85 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京 :人民交通出版社 ,1989 :60-75.