

基于联合静动力修正的混凝土斜拉桥主梁 挠度变化规律研究

李琦^{1,2}, 齐东春^{2,3*}, 杨虎³, 赵志国³

(1.西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2.国家山区公路工程技术研究中心, 重庆市 400000;
3.三峡大学 土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443002)

摘要:针对混凝土斜拉桥服役期间主梁不断下挠的问题, 该文基于修正模型分析大跨度混凝土斜拉桥服役期间主梁挠度变化规律。采用联合静动力的有限元模型修正方法, 构造双目标优化问题, 基于非支配排序遗传算法(NSGA-II)求解, 得到 Pareto 最优解集, 从 Pareto 最优解集中找到协调最优解, 从而实现有限元模型修正。模型修正后的静力位移和自振频率计算值与实测值吻合较好, 能更好地反映结构的实际工作状态。在此基础上, 结合主梁线形历年监测数据, 分析不同徐变模式及拉索松弛效应等时变因素对主梁线形的影响, 分析结果表明:采用 CEB-FIP 2010 徐变模式计算的挠度与实测挠度更加接近。中跨跨中下挠量最大, 服役 20 年下挠量约为 270 mm; 主梁跨中挠度前 5 年平均增长率达 33 mm/年, 前 5 年挠度约占前 40 年的 50%, 后期主梁下挠趋于平缓。

关键词:桥梁工程; 斜拉桥; 模型修正; 主梁挠度

中图分类号: U448.27

文献标志码: A

Deflection Variation Rule of Main Girder for a Concrete Cable-Stayed Bridge Based on Combined Static and Dynamic Modification

LI Qi^{1,2}, QI Dongchun^{2,3*}, YANG Hu³, ZHAO Zhiguo³

(1.School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China; 2.National Engineering and Research Center for Mountainous Highways, Chongqing 400000, China; 3.College of Civil Engineering & Architecture, China Three Gorges University, Yichang, Hubei 443002, China)

Abstract: In order to solve the problem of continuous downward deflection of the main girder for a concrete cable-stayed bridge during its service life, the deflection variation of the main girder for a long-span concrete cable-stayed bridge during its service was analyzed based on the modified model. A dual-objective optimization problem was constructed by using the combined static and dynamic finite element model modification method and was solved by the non-dominated sorting genetic algorithm (NSGA-II). The Pareto optimal solution set was obtained, and the coordinated optimal solution was found in the Pareto optimal solution set, so as to modify the finite element model. The calculated values of static displacement and natural frequency of vibration were in good agreement with the measured values after model modification, which can appropriately reflect the actual working state of the structure. On this basis, the influence of time-varying factors such as creep mode and cable relaxation effect on main girder alignment was analyzed by referring to the monitoring data over the years. The results show that the deflection calculated by CEB-FIP 2010 creep mode is closer to the actual deflection. The largest downward deflection is located in the middle span of the bridge, which is about 270 mm after 20 years of service. In the first five years, the average growth rate of the mid-span deflection of the main girder is 33 mm per year, and the total deflection in the first five years accounts for about 50% of that in the first 40

收稿日期: 2022-10-19(修改稿)

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(编号: 51778343); 国家山区公路工程技术研究中心开放基金项目(编号: GSGZJ-2018-01)

作者简介: 李琦, 男, 博士研究生, 正高级工程师. E-mail: liqi@cmhk.com

*通信作者: 齐东春, 男, 博士, 副教授. E-mail: qidongchun@163.com

years. The downward deflection of the main girder tends to be gentle in the later period.

Keywords: bridge engineering; cable-stayed bridge; model modification; main girder deflection

0 引言

斜拉桥以其良好的受力性能和优美的造型,得到了广泛的应用,一般认为跨径 400 m 以内采用混凝土主梁是最经济的选择^[1]。国外 1962 年建成的主跨 5×235 m 的马拉开波桥为第一座预应力混凝土斜拉桥(以下简称 PC 斜拉桥),中国第一座试验性 PC 斜拉桥为主跨 76 m 的重庆市云阳县汤溪河大桥,于 1975 年建成。在中国建成的 300 余座斜拉桥中,PC 斜拉桥占 80% 以上。

受各时变因素的影响,PC 斜拉桥主梁线形随服役期的增长不断偏离设计线形,如法国的 Broutonne 桥服役 3 年,主梁跨中下挠近 24 cm;中国蚌埠淮河大桥服役期也出现了主梁下挠过大的问题^[2]。影响 PC 斜拉桥线形的时变因素主要包括混凝土徐变、钢束预应力损失、拉索锈蚀与松弛。一般认为徐变是混凝土梁体下挠的主要原因,关于徐变对混凝土主梁线形影响规律的研究较多,主要集中在不同徐变模型预测精度的研究^[3-4]。预应力损失被认为是梁体开裂的重要原因,而梁体开裂进一步加剧了梁体下挠,文献主要集中在对不同规范钢束预应力损失计算模式及预应力损失参数取值对主梁受力和线形的研究^[5]。关于拉索锈蚀与松弛对结构线形影响的文献不多,Kao 等^[6]采用面积折减法模拟拉索锈蚀,分析了不同位置、不同程度、不同数量拉索锈蚀对桥梁结构受力及线形的影响;刘文会等^[7]通过拉索松弛试验,得到松弛率与受荷时间的函数关系,采用松弛函数研究拉索松弛对斜拉桥主梁线形的影响规律;田雨金等^[8]采用等效温度法模拟拉索松弛行为,计算表明拉索松弛对主梁局部位移影响较大。上述研究在一定程度上揭示了各时变因素对 PC 斜拉桥主梁线形的影响规律,但其计算分析均采用基于设计状态的初始有限元模型,未根据服役期实测数据对初始有限元模型进行修正,研究成果具有一定局限性。有限元模型修正实质上是个优化问题,按照修正信息来源的不同,主要分为基于静力的有限元模型修正法、基于动力的有限元模型修正法和联合静动力的有限元模型修正法。联合静动力的有限元模型修

正方法包含了静力和动力两个目标函数,克服了单一目标的不足,在实际工程中运用较广泛。Shan 等^[9]以实际工程为依托,采用联合静动力的有限元模型修正方法,基于影响面法求解,对桥梁进行有限元模型修正,修正后的有限元模型能更好地反映结构实际状态;秦仙蓉等^[10]提出适用于起重机械模型修正的非支配排序遗传算法 NSGA-II,实现了塔机有限元模型的修正;秦世强等^[11]基于改进的遗传算法 ISSGA 求解,获得多目标优化问题的局部和全局最优解,实现有限元模型修正。

本文以某主跨 450 m 的 PC 斜拉桥为工程背景,结合运营期间静动载试验数据,采用联合静动力的有限元模型修正方法,构造双目标优化函数,基于 NSGA-II 算法求解,实现有限元模型修正。在此基础上考虑混凝土徐变、钢束预应力损失及斜拉索松弛等因素的影响进一步研究服役期 PC 斜拉桥主梁线形变化规律。

1 工程概况及历年检测情况

某大跨 PC 斜拉桥为双塔双索面漂浮体系结构,桥梁跨径为(198+450+198)m。主梁标准横断面采用双主肋截面,梁高 2.7 m,梁宽 30.6 m,标准肋宽 1.8 m,主塔附近肋宽增加至 2.6 m,标准节段梁长 8.1 m,边支座附近主梁为箱形截面。每个索塔单面 1 根吊索,27 对斜索,全桥合计 220 根索,主梁上索的标准间距为 8.1 m,主塔上索的标准间距为 1.5 m,斜拉索采用 PE 防护的镀锌平行钢丝索(直径 7 mm,抗拉强度 1 670 MPa)。主塔采用 C50 混凝土,主墩采用 C30 混凝土;主梁 15(15')~23(23')节段、24'~25'节段、24~27 节段及跨中 28 合龙节段为 C60 混凝土,其余主梁部分为 C50 混凝土。该桥结构对称,仅示出半跨立面图(图 1)。

在成桥时、服役 1 年、3 年、5 年、10 年、20 年时,在封闭交通的情况下,对主梁桥面高程进行测量,主梁挠度结果如图 2 所示(服役 n 年主梁挠度实测值=服役 n 年主梁高程值-成桥主梁高程值)。由图 2 可知:随着服役时间的增加,主梁不断下挠,前期变化快,后期变缓,其中跨中位置下挠量最大,服役 20 年下挠量为 25 cm。

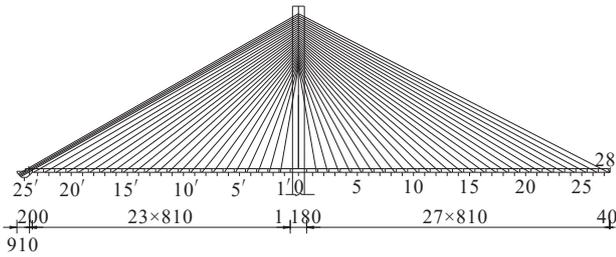


图1 半跨立面图(单位:cm)

Figure 1 Half-span elevation(unit: cm)

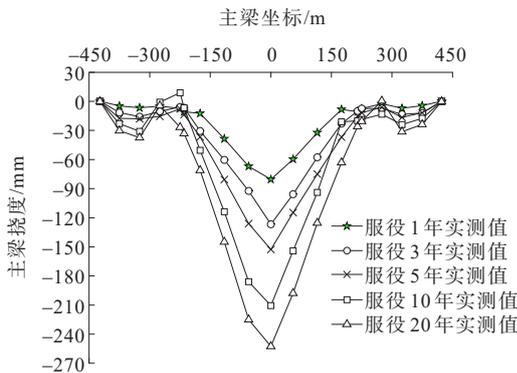


图2 主梁挠度变化图

Figure 2 Deflection variation of main girder

2 有限元模型修正

2.1 初始有限元模型建立

采用有限元软件Midas Civil建立有限元计算模型(图3)。主梁、索塔及桥墩均采用梁单元模拟,斜拉索采用索单元模拟,精确考虑斜拉索在主梁和索塔上的锚固位置,锚固节点与梁塔上的相应节点采用刚臂连接。由于本桥为全漂浮体系结构,在索塔位置主梁节点仅约束侧向自由度,在边墩处主梁节点仅约束竖向自由度,墩底固结。在建立有限元模型时,为反映主梁受力的空间效应,采用梁格法将主梁截面划分为两边主梁+中间桥面板的三主梁模型,以克服单主梁模型中主梁正应力计算的不准确性。各主梁的竖向抗弯惯性矩应按强制移轴定理加以修正以保证其正确性。因主梁为开口截面,模型中各主梁的抗扭惯性矩不用修正。横梁由横隔板与桥面板组成,按实际间距采用等截面梁单元进行模拟。

按照竣工图实际施工方案建立分阶段有限元计算模型,并按成桥状态的实测索力及实测桥面线形通过施工阶段索力调整及设置主梁预拱度的方式,使计算模型中成桥状态索力及桥面标高与实桥一致。

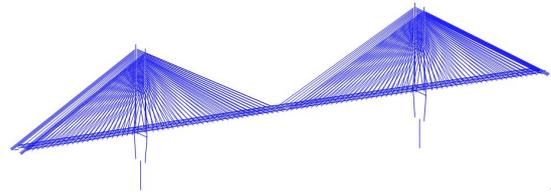


图3 有限元计算模型

Figure 3 Finite element calculation model

2.2 有限元模型修正方法

依据静动载试验测试数据,基于NSGA-II算法求解,得到Pareto最优解集,利用最大弯曲角法,从Pareto最优解集中找到协调最优解,从而实现有限元模型修正^[12-14]。

(1) 双目标优化问题

双目标优化问题是有两个目标函数且需要同时优化的优化问题。其数学描述如下:

$$\begin{aligned} \min F(X) &= \min [f_1(X), f_2(X)]^T \\ \text{s.t.} \quad & \begin{cases} g_j(X) \leq 0, & j = 1, 2, \dots, m \\ h_k(X) = 0, & k = 1, 2, \dots, p, p < n \end{cases} \\ & x_{i-\min} \leq x_i \leq x_{i-\max}, \quad i = 1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (1)$$

式中: $X = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ 为 n 维决策向量; $F(X)$ 为映射函数, $f_1(X)$ 、 $f_2(X)$ 为2个目标函数; $g_j(X)$ 为不等式约束; $h_k(X)$ 为等式约束; j 、 k 分别为不等式及等式约束个数; $x_{i-\min}$ 和 $x_{i-\max}$ 分别为决策变量的上下限。

(2) Pareto最优解集

对于多目标优化问题,一般不存在唯一的全局最优解,而存在一个最优解的集合,其特点是至少存在一个目标优于其他所有的解,称为Pareto最优解集。可描述为,当 x_i 优于 x_j 时,满足:

$$\begin{aligned} & \text{任意 } k \in [1, n], f_k(x_i) \leq f_k(x_j) \\ & \text{存在 } k \in [1, n], f_k(x_i) < f_k(x_j) \end{aligned} \quad (2)$$

(3) NSGA-II算法

NSGA-II算法具体步骤为:① 设置NSGA-II算法所需要的计算参数,如种群数量、最大进化代数、交叉概率、变异概率;② 随机产生种群规模为 N 的初始种群 P_0 ,并对 P_0 进行非支配排序,求出每个个体的非支配序值及拥挤度,令 $t=0$;③ 采用二元锦标赛法从 P_t 中选择个体,并进行交叉和变异生成种群规模为 N 的子代种群 Q_t ;④ 将父代种群 P_t 与子代种群 Q_t 混合形成种群规模为 $2N$ 的混合种群 R_t ;⑤ 求出种群 R_t 中每个个体的非支配序值和拥挤度,依据选择规则生成

新的父代种群 P_{t+1} ; ⑥ 如果达到终止条件, 则算法终止, 否则跳转至第③步。

(4) 最大弯曲角法

采用最大弯曲角法, 能够高效地从 Pareto 最优解集中找到协调最优解。最大弯曲角法求协调最优解如图 4 所示, 曲线为 Pareto 最优解集, 横、纵坐标分别为双目标优化问题的两个目标函数值, x 为曲线的最凸点, x^L 和 x^R 分别为 x 的相邻左右点, x 的弯曲角可表示为:

$$\theta = \theta^L - \theta^R \tag{3}$$

式中: θ 为解 x 的弯曲角; θ^L 、 θ^R 为解 x 与左、右边相邻解 x^L 、 x^R 形成的夹角, 计算公式为:

$$\theta^L = \arctan \left[\frac{f_2(x^L) - f_2(x)}{f_1(x) - f_1(x^L)} \right]$$

$$\theta^R = \arctan \left[\frac{f_2(x) - f_2(x^R)}{f_1(x^R) - f_1(x)} \right] \tag{4}$$

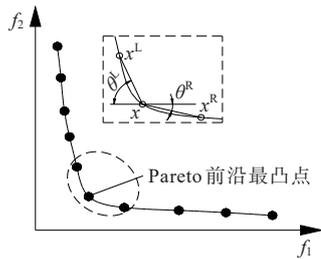


图 4 最大弯曲角法求协调最优解

Figure 4 Coordinated optimal solution by the maximum bending angle method

曲线上最凸点为曲线弯曲角最大的点, 可认为弯曲角最大点为 Pareto 最优解集中的协调最优解。

2.3 修正参数与目标函数确定

经参数敏感性分析并结合本桥的实际情况选择主梁、索塔和主墩的弹性模量及主梁竖向抗弯惯性矩作为模型的修正参数, 弹性模量的修正范围取

-10%~30%; 抗弯惯性矩的修正范围取 -10%~0。

选择主梁中跨最大正弯矩工况下主梁位移作为模型修正的静力目标, 由于在此工况下, 主梁边、中跨位移均比较明显, 测试误差影响较小, 测试精度能够得到保障, 修正效果较好。由于振动频率对结构刚度变化非常敏感, 因此选择大桥前 7 阶实测自振频率作为模型修正的动力目标。则采用联合静动力的有限元模型修正的目标函数可表示为:

$$\min \{ f_1, f_2 \} = \min \left\{ \sum_{j=1}^m \gamma_j \sum_{i=1}^n \left(\frac{U_{aji} - U_{ji}}{U_{ji}} \right)^2, \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ai} - f_{ii}}{f_{ii}} \right)^2 \right\} \tag{5}$$

式中: U_{aji} 和 U_{ji} 分别为第 j 工况的 i 点处的有限元模型静力位移理论值和静力位移实测值; γ_j 为第 j 工况的权重系数; f_{ai} 和 f_{ii} 分别为桥梁结构自振频率计算值和实测值; n 为自振频率阶数。

2.4 有限元模型修正过程及结果

主梁跨中最大正弯矩工况静力位移测点布置如图 5 所示。共布置 15 个测试断面, 每个断面上下游各布置 1 个测点, 采用高精度水准仪进行测量。模态试验测点布置如图 6 所示, 共布置 38 个测点, 每个测点均布置纵向、横向及竖向的 3 个方向的高灵敏度加速度传感器。试验采用设置参考测点和分组的方法以获得较为完整的振型。

从初始有限元模型中提取位移值和自振频率值, 读入 Matlab 编制的遗传算法 (NSGA-II) 程序中进行多目标优化计算, 判断优化进程是否满足终止条件, 完成模型参数的修正计算。设置 NSGA-II 算法的参数为: 种群大小为 100, 最大迭代次数为 100, 交叉概率为 0.8, 变异概率为 0.2。得到该问题的 Pareto 最优解集如图 7 所示。

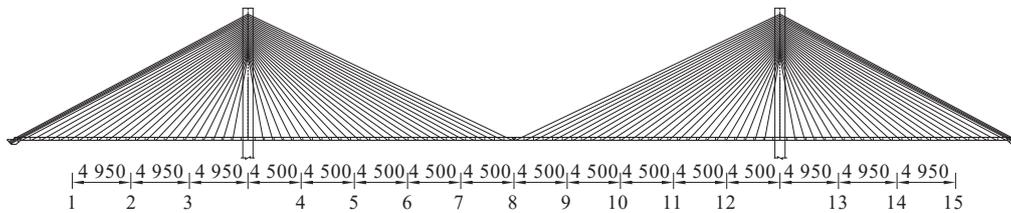


图 5 静力位移测点布置图(单位: cm)

Figure 5 Layout of static displacement measuring points (unit: cm)

利用最大弯曲角法在 Pareto 最优解集中找到协调最优解, 从而实现有限元模型修正。模型参数修

正前后对比见表 1。可以得出: 模型修正后, 主梁混凝土弹性模量增大约 26%, 索塔混凝土弹性模量增

大24.9%,主墩混凝土弹性模量增大24.3%。这与文献[15]的结论一致,主要原因是初始模型中未考虑主梁内配置的较多的普通钢筋和预应力钢束。主梁抗弯惯性矩减小2%,主要是梁体上分布的纵、横向及斜向裂缝降低了主梁刚度。

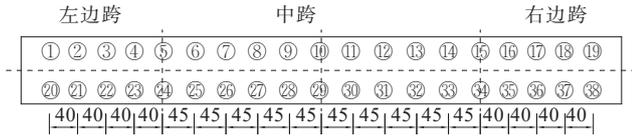


图6 模态试验测点布置图(单位:m)

Figure 6 Layout of measuring points for modal experiment (unit: m)

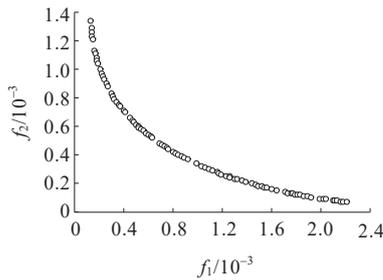


图7 Pareto最优解图

Figure 7 Pareto optimal solution

表1 模型参数修正前后对比

Table 1 Comparison of model parameters before and after modification

项目	钢筋混凝土弹性模量/MPa		弹性模量/MPa		主梁标准截面抗弯惯性矩/m ⁴
	主梁C60	主梁C50	索塔	主墩	
修正前	3.60×10 ⁴	3.45×10 ⁴	3.45×10 ⁴	3.00×10 ⁴	12.03
修正后	4.53×10 ⁴	4.33×10 ⁴	4.31×10 ⁴	3.73×10 ⁴	11.78
变化率/%	25.8	25.5	24.9	24.3	-2.0

模型修正前后静力位移及自振频率的实测值与计算值对比见表2、3。

由表2、3可知:修正后的模型计算位移与实测位移数据更加接近,以跨中⑧测点为例,修正前偏差为-6.99%,修正后偏差为0.16%;修正前自振频率相差最大为-12.01%,修正后自振频率相差减小为-1.74%。因此,修正后的有限元模型,能更好地反映结构实际的受力情况。

3 服役期主梁挠度变化规律

运营期PC斜拉桥受混凝土收缩徐变、预应力损

表2 模型修正前后静力位移计算值与实测值对比

Table 2 Comparison between calculated and measured values of static displacement before and after model modification

测点	实测值/mm	计算值/mm		误差/%	
		修正前	修正后	修正前	修正后
①	35.30	41.44	37.02	-17.40	-4.87
②	29.70	33.76	31.47	-13.68	-5.95
③	13.40	14.37	13.54	-7.25	-1.01
④	-11.30	-13.94	-12.72	-23.36	-12.53
⑤	-22.00	-26.94	-24.82	-22.47	-12.84
⑥	-39.40	-46.93	-44.88	-19.11	-13.90
⑦	-92.68	-96.81	-92.03	-4.46	0.70
⑧	-131.31	-140.49	-131.09	-6.99	0.16
⑨	-93.39	-96.81	-92.03	-3.66	1.40
⑩	-39.20	-46.93	-44.88	-19.72	-14.48
⑪	-23.10	-26.94	-24.82	-16.64	-7.47
⑫	-11.40	-13.94	-12.72	-22.27	-11.54
⑬	13.10	14.37	13.54	-9.71	-3.32
⑭	29.30	33.76	31.47	-15.24	-7.40
⑮	35.40	41.44	37.02	-17.07	-4.57

表3 模型修正前后自振频率计算值与实测值对比

Table 3 Comparison between calculated and measured values of natural frequency of vibration before and after model modification

阶数	振型	实测值/Hz	计算值/Hz		误差/%	
			修正前	修正后	修正前	修正后
1	主梁竖向对称弯曲1阶	0.27	0.255	0.265	-5.38	-1.72
2	主梁竖向反对称弯曲1阶	0.35	0.328	0.344	-6.18	-1.69
3	主梁横向对称弯曲1阶	0.38	0.362	0.394	-4.79	3.81
4	主梁横向反对称弯曲2阶	0.44	0.387	0.432	-12.01	-1.74
5	主梁横向对称弯曲3阶	0.51	0.503	0.521	-1.42	2.24
6	主梁竖向对称弯曲4阶	0.57	0.562	0.580	-1.32	1.83
7	主梁竖向反对称弯曲5阶	0.66	0.667	0.674	1.08	2.14

失及斜拉索松弛等时变因素的影响,主梁线形会不断变化。图8给出了运营20年后各时变因素对主梁挠度的影响规律,可见混凝土收缩徐变是主梁下挠的主

要原因,而预应力损失对主梁线形影响很小,斜拉索松弛对中跨线形有一定影响,跨中最大变形约 5 cm。

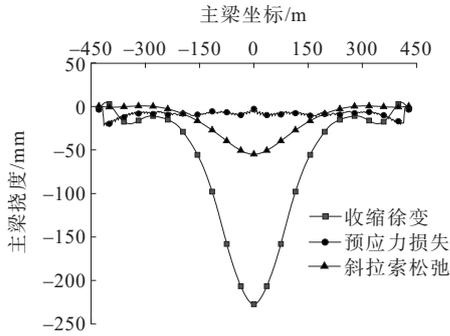


图 8 各时变因素对主梁挠度的影响

Figure 8 Influence of time-varying factors on deflection of main girder

由于混凝土徐变的计算模式对计算结果的影响较大,因此在修正模型的基础上,通过几种徐变模式的分析比较以确定较合理的徐变模式,可提高后期变形的预测精度。选择《公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)、CEB-FIP 2010 规范、日本《道路桥示方书 2012》(以下简称日本规范)3种徐变模式进行计算对比分析。

JTG 3362—2018 规范混凝土收缩徐变预测模式中,收缩应变等于名义收缩系数乘以收缩随时间发展的系数;徐变系数用一个双曲幂函数来计算,为名义徐变系数乘以其随时间变化的系数;CEB-FIP 2010 规范混凝土收缩徐变预测模式将收缩分为基本收缩和干燥收缩,徐变也分为基本徐变和收缩徐变,采用求和方式计算收缩徐变;日本规范使用的收缩模式采用基本收缩应变乘以随时间变化的系数,徐变模式采用相对滞后弹性变形徐变和相对流变徐变相加的方式。不同模式收缩应变及徐变系数计算公式见表 4,表 4 中各公式参数含义详见相关规范。

表 4 收缩徐变计算公式

Table 4 Calculation formulas of shrinkage and creep

规范	参数	计算公式
JTG 3362—2018	收缩应变	$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s)$
JTG 3362—2018	徐变系数	$\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t - t_0)$
CEB-FIP 2010	收缩应变	$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cbs}(t, t_s) + \epsilon_{cfs}(t, t_s)$
CEB-FIP 2010	徐变系数	$\phi(t, \tau) = \phi_{bc}(t, \tau) + \phi_{dc}(t, \tau)$
日本规范	收缩应变	$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{s0} \cdot (\beta_s(t) - \beta_s(t_0))$
日本规范	徐变系数	$\phi(t, t_0) = \phi_{d0} \cdot \beta_d(t - t_0) + \phi_{f0} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$

对于拉索松弛问题,刘文会等^[7]通过试验拟合了拉索应力松弛率 μ 与受荷时间 t 的关系:

$$\mu = 0.623 + 0.3357 \times \lg t \quad (6)$$

采用不同的徐变模式,并计入拉索松弛效应的影响,采用修正后的模型计算主梁的后期变形,并与历年主梁线形实测数据进行比较,结果如图 9~11 所示。计算结果分析表明:不同计算模式计算结果存在一定差异,与实测值对比分析可知,基于修正后的模型,采用 CEB-FIP 2010 规范计算挠度与实际挠度更加接近,日本规范计算误差偏大,JTG 3362—2018 规范计算误差介于两者之间。按日本规范徐变模式计算得到的变形值均大于实测值,按 CEB-FIP 2010 规范计算的变形值前期与实测值接近,后期大于实测值。

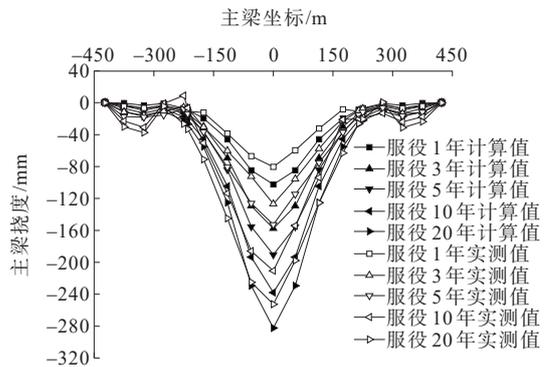


图 9 JTG 3362—2018 规范主梁挠度变化图

Figure 9 Deflection variation of main girder in JTG 3362—2018 specification

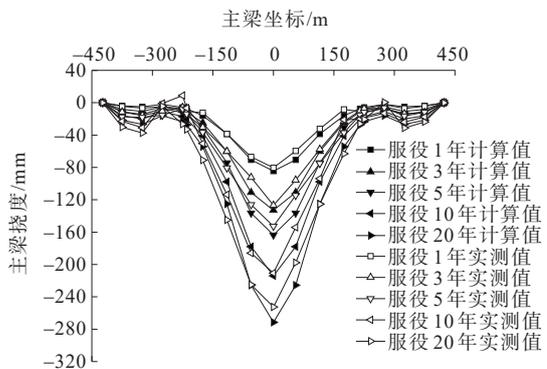


图 10 CEB-FIP 2010 规范主梁挠度变化图

Figure 10 Deflection variation of main girder in CEB-FIP 2010 specification

由图 10 可知:随着服役时间的增加,主梁不断下挠,前期变化快,后期变缓;跨中位置下挠量最大,服役 20 年下挠量约为 270 mm。

基于修正模型,按 CEB-FIP 2010 规范的徐变模

式并考虑拉索松弛时变因素,分析预测该混凝土斜拉桥服役5年、10年、20年、30年、40年主梁挠度的变化规律,结果如图12所示。

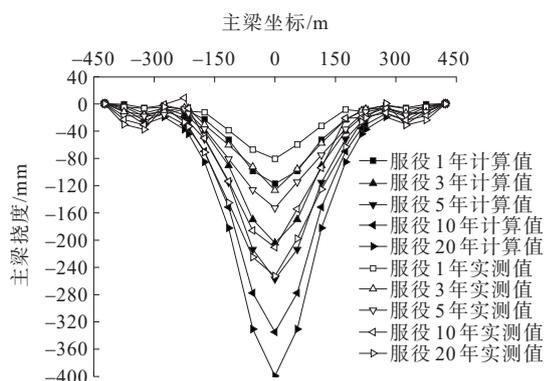


图11 日本规范主梁挠度变化

Figure 11 Deflection variation of main girder in Japan specification

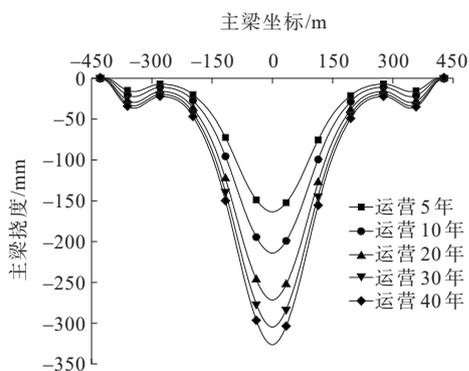


图12 基于修正模型的主梁挠度变化图

Figure 12 Deflection variation of girder based on modified model

由图12可见:随着服役时间的增加,主梁不断下挠,其中主梁中跨跨中下挠最明显。该桥服役5年,主梁跨中下挠约164 mm;服役10年,主梁跨中下挠约214 mm,服役20年,主梁跨中下挠约270 mm。前20年的计算结果基本与实测数据相吻合。按此模型可预测服役30年,主梁跨中下挠约305 mm;服役40年,主梁跨中下挠约326 mm。主梁跨中挠度前5年平均增长率达33 mm/年,在30~40年之间跨中挠度平均增长率为2.2 mm/年。前5年主梁跨中挠度占前40年的50%。PC斜拉桥主梁下挠变形基本上可以持续30年左右,前10年下挠量大,后20年下挠慢,最后逐渐趋于平稳。另外,对于PC斜拉桥徐变对中跨线形影响较大,而对边跨线形影响较小,边跨最大徐变变形仅30 mm,约为中跨的1/10。

4 结论

本文以某在役PC斜拉桥为工程依托,采用联合静动力的有限元模型修正法,以该桥静动载试验实测数据为目标,构造双目标优化问题,基于NSGA-II算法求解,得到pareto最优解集,采用最大弯曲角法从pareto最优解集中找到协调最优解,实现有限元模型修正。在此基础上,采用不同混凝土徐变模式并计入拉索松弛效应,结合历年主梁线形监测数据,研究PC斜拉桥服役期主梁挠度变化规律。得出如下主要结论:

(1) 模型修正后,主梁、索塔及主墩混凝土弹性模量均有较大幅度增加,增幅超过20%,而主梁抗弯惯性矩减小2%,这与其他文献的研究结论一致。修正后有限元模型的位移与自振频率的计算值与实测值更加接近,说明修正后的模型能更好地反映桥梁结构实际状态。

(2) 在修正模型的基础上,采用不同徐变模式对服役期主梁的挠度进行了计算,并与历年主梁线形实测数据进行对比分析。不同计算模式计算结果存在一定差异,采用CEB-FIP 2010规范计算挠度与实际挠度更加接近。中跨跨中位置下挠量最大,服役20年下挠量约为270 mm,与实测值基本吻合。

(3) 采用修正模型分析了服役期主梁线形的变化规律,并预测了未来20年主梁线形变化趋势,研究表明:主梁跨中挠度前5年平均增长率达33 mm/年,在30~40年之间跨中挠度平均增长率为2.2 mm/年。前5年主梁跨中挠度占前40年的50%,后期主梁下挠趋于平缓。

参考文献:

References:

- [1] 黄娟. 预应力混凝土斜拉桥长期荷载作用下时变效应分析[M]. 北京:人民交通出版社,2012.
HUANG Juan. Analysis of time-dependent effects on PC cable-stayed bridge under long-term load[M]. Beijing: China Communications Press,2012.
- [2] 彭涛. 混凝土斜拉桥有限元模型修正与运营期时变效应研究[D]. 长沙:长沙理工大学,2018.
PENG Tao. Research on finite element model updating and time-varying effect in service period of concrete cable-

- stayed bridge[D]. Changsha: Changsha University of Science & Technology,2018.
- [3] 陈孔亮.大跨度混凝土斜拉桥服役期时变效应研究[D].广州:华南理工大学,2012.
CHEN Kongliang.Research on the time-varying effects of long-span concrete cable-stayed bridge in service[D]. Guangzhou:South China University of Technology,2012.
- [4] 文导.基于新旧规范大跨度斜拉桥收缩徐变效应影响分析[D].长沙:长沙理工大学,2019.
WEN Dao.Analysis of shrinkage and creep effects of long-span cable-stayed bridges based on new and old codes[D]. Changsha:Changsha University of Science & Technology, 2019.
- [5] 李准华,刘钊.大跨度预应力混凝土梁桥预应力损失及敏感性分析[J].世界桥梁,2009,37(1):36-39,42.
LI Zhunhua,LIU Zhao. Analysis of prestressing loss and sensitivity of long span prestressed concrete beam bridge [J].World Bridges,2009,37(1):36-39,42.
- [6] KAO C S,KOU C H.The influence of broken cables on the structural behavior of long-span cable-stayed bridges [J].Journal of Marine Science and Technology,2010,18(3): 395-404.
- [7] 刘文会,李强.拉索松弛产生的时变效应对斜拉桥的影响[J].吉林建筑工程学院学报,2009,26(2):31-32,53.
LIU Wenhui, LI Qiang. Inhaul cable relaxation time-varying effects for influence of cable-stayed bridge[J]. Journal of Jilin Institute of Architectural & Civil Engineering,2009,26(2):31-32,53.
- [8] 田雨金,高飞,王通.南京青奥景观桥斜拉索应力松弛行为对结构的影响分析[J].世界桥梁,2015,43(5):53-57.
TIAN Yujin, GAO Fei, WANG Tong. Analysis of prestressing strands relaxation on structure of youth Olympic landscape bridge in Nanjing[J]. World Bridges, 2015,43(5):53-57.
- [9] SHAN D S, CHAI Y H, DONG H, et al. Uncertainty updating of finite element models using interval analysis [J]. International Journal of Structural Stability and Dynamics,2020,20(13):762-781.
- [10] 秦仙蓉,张氢,刘超,等.基于非支配排序遗传算法的塔机有限元模型修正[J].东北大学学报(自然科学版),2018,39(7):1017-1021.
QIN Xianrong, ZHANG Qing, LIU Chao, et al. Finite element model updating of tower cranes based on the non-dominated sorting genetic algorithm[J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 2018, 39(7): 1017-1021.
- [11] 秦世强,张亚州,康俊涛.基于改进稳态遗传算法的桥梁有限元模型修正[J].中山大学学报(自然科学版),2020,59(4):79-88.
QIN Shiqiang, ZHANG Yazhou, KANG Juntao. Bridge finite element model updating based on improved steady state genetic algorithm[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni,2020,59(4):79-88.
- [12] DEB K, JAIN H. An evolutionary many-objective optimization algorithm using reference-point-based nondominated sorting approach,part I :Solving problems with box constraints[J].IEEE Transactions on Evolutionary Computation,2014,18(4):577-601.
- [13] DEB K,GUPTA S.Understanding knee points in bicriteria problems and their implications as preferred solution principles[J].Engineering Optimization,2011,43(11):1175-1204.
- [14] RACHMAWATI L, SRINIVASAN D. Multiobjective evolutionary algorithm with controllable focus on the knees of the Pareto front[J]. IEEE Transactions on Evolutionary Computation,2009,13(4):810-824.
- [15] 屈铁军,徐建,石云兴.基于有限元方法和测试结果确定钢筋混凝土构件的弹性模量[J].混凝土,2015(7):136-139.
QU Tiejun,XU Jian,SHI Yunxing.Determination of elastic modulus of reinforced concrete component based on finite element method and test results[J]. Concrete, 2015(7): 136-139.