

框架结构基准有限元模型的理论及试验

黄民水^{1,2}, 李杰^{1,2}, 何波³

(1. 武汉工程大学交通研究中心, 湖北 武汉 430074; 2. 华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074;
3. 武汉天兴洲道桥投资开发有限公司, 湖北 武汉 430082)

摘要:讨论了框架结构基准有限元动力分析模型,给出了基于振动试验结果建立钢结构框架基准有限元模型的步骤。首先讨论了优化算法的基本原理,随后介绍了优化算法中的两种基本算法,零阶算法和一阶算法,最后通过一个钢结构框架的实例,验证了基于优化算法建立有限元基准模型的有效性。经振动试验结果验证的框架结构有限元基准模型,反映了框架结构的真实动力行为,可作为该框架结构各种复杂响应分析、健康监测以及损伤识别的基准。

关键词:基准有限元模型;优化算法;框架结构;损伤识别

中图分类号:TU311

文献标识码:A

0 引言

突发事件、地震等自然灾害以及环境因素等都可能会导致工程结构的损伤。对于在役的大型工程结构来说,长期的健康监测或定期的状态评估能够使人们及时掌握工程结构整体工作状态的变化。而无论是对工程结构的复杂响应分析(如地震响应分析以及抗风稳定性分析等方面的动力分析),还是在工程结构进行长期监测和健康状态评估,一个准确和有效的基准有限元模型都是不可缺少的^[1,2]。

目前已有的模型修正方法大致可分为基于优化的方法、灵敏度分析方法和特征结构分配方法。其中基于优化算法的修正方法可归结为求解一个非线性的约束优化问题,通过选取大量初始点进行优化计算,在得到的一组局部最优解中进行比较,从而获得最终的全局最优解,采用这类算法计算简单、实用性强,具有广阔的理论前景和较强的工程应用价值^[3,4]。

1 优化算法的基本原理

优化算法通过构建优化模型,运用各种优化方法,通过在满足设计要求的条件下迭代计算,求得目标函数的极值,得到最优化设计方案。

优化设计理论涉及到设计变量、状态变量和目标函数等基本概念。优化问题的数学模型中,设

$$\text{设计变量为: } x = [x_1, x_2, \dots, x_n] \quad (1)$$

$$\underline{x}_i \leq x_i \leq \overline{x}_i \quad (i=1, 2, \dots, n)$$

式(1)中: n 为设计变量数目。

$$\text{目标函数: } f = \min\{f(x)\} \quad (2)$$

状态变量的约束范围为:

$$g_i(x) \leq \overline{g}_i \quad (i=1, 2, \dots, m_1)$$

$$h_i(x) \leq \overline{h}_i \quad (i=1, 2, \dots, m_2) \quad (3)$$

$$\underline{w}_i \leq w_i(x) \leq \overline{w}_i \quad (i=1, 2, \dots, m_3)$$

式(3)中: $g_i(x)$ 、 $h_i(x)$ 、 $w_i(x)$ 为状态变量, m_1 、 m_2 、 m_3 为状态变量的数目。

2 优化算法

2.1 优化方法

常用的优化方法有两种:零阶优化和一阶优化。零阶优化是通用的函数逼近优化方法,其本质是采用最小二乘法逼近,求取一个函数面来拟合解空间,然后再对该函数面求极值。这是一种普遍的优化方法,不易陷入局部极值点,但优化精度一般不高,故多用于粗优化阶段。一阶优化是针对零阶优化的缺陷而改进的方法,也叫做梯度寻优。如果说零阶优化是大范围普遍适合的粗优化方法,那么一阶优化就是局部细化的精优化方法^[5,6]。

2.1.1 零阶优化算法 零阶优化算法是一种使用所有因变量(状态变量和目标函数)的逼近,而不用到其偏导数的优化算法,因变量首先通过最小二乘

收稿日期:2009-05-11

基金项目:武汉工程大学科学研究基金(No. 13095081)

作者简介:黄民水(1976-),男,湖南麻阳人,苗族,博士后,讲师,研究方向:工程结构损伤识别及健康监测。

通信作者:李杰,男,博士,教授,博导,研究方向:道路工程及交通工程。

拟合被近似的替换,通过罚函数将有约束最小化问题转化为无约束问题.函数曲线(或曲面)的形式可采用线性拟合、平方拟合或平方加交叉项拟合,若采用平方拟合,则目标函数的拟合公式为:

$$\hat{f} = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ij} x_i x_j \quad (4)$$

零阶方法中采用加权最小二乘技术来确定 a_i 和 b_{ij} ,比如目标函数的加权最小二乘误差范数为:

$$E^2 = \sum_{j=1}^{n_d} \phi^{(j)} (f^{(j)} - \hat{f}^{(j)})^2 \quad (5)$$

式(5)中: $\phi^{(j)}$ 为设计变量 j 的加权系数, n_d 为设计变量的数目.

对于设计变量和状态变量的约束条件,可采用罚函数将其转化为无约束方程,从而将带有约束的优化问题转化成无约束的最小值求解问题,如:

$$F(X, p_k) = \hat{f} + f_0 p_k \left\{ \sum_{i=1}^n X(x_i) + \sum_{i=1}^{m_1} G(\hat{g}_i) + \sum_{i=1}^{m_2} H(\hat{h}_i) + \sum_{i=1}^{m_3} W(\hat{w}_i) \right\} \quad (6)$$

式(6)中: x_i 为设计变量, \hat{g} 、 \hat{h} 、 \hat{w} 为状态变量, X 、 G 、 H 、 W 为对应的惩罚函数, f_0 为目标函数的参考值, p_k 为响应面参数.

当设计变量(或状态变量)接近上限值时,其惩罚函数值将急剧增加,如图 1,惩罚函数如式(7).

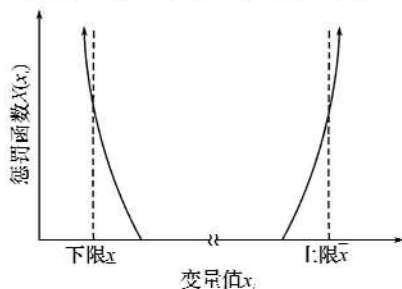


图 1 扩展的内部惩罚函数

Fig. 1 Extended interior penalty function

$$X(x_i) = \begin{cases} c_1 + c_2 / (\bar{x} - x_i), & x_i < \bar{x} - \epsilon(\bar{x} - x) \\ c_3 + c_4 / (x_i - \bar{x}), & x_i \geq \bar{x} - \epsilon(\bar{x} - x) \end{cases} \quad (7)$$

($i = 1, 2, 3, \dots, n$)

式(7)中: \bar{x} 、 x 为设计变量的上限、下限, c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 为系数, ϵ 为极小正数.

2.1.2 一阶优化算法 通常一个无约束优化问题用(8)式来表示.

$$Q(x, q) = \frac{f}{f_0} + \sum_{i=1}^n P_x(x_i) + q \left\{ \sum_{i=1}^{m_1} P_g(g_i) + \sum_{i=1}^{m_2} P_h(h_i) + \sum_{i=1}^{m_3} P_w(w_i) \right\} \quad (8)$$

式(8)中: Q 为无约束目标函数(无量纲), P_x

为设计变量的惩罚函数, P_g 、 P_h 、 P_w 为状态变量的惩罚函数, f_0 为从当前设计序列中选择的目标函数值.

对于第 j 步优化迭代,引入优化搜索方向 $d^{(j)}$,对于最初迭代步,搜索方向是梯度最大的方向,在接下来的迭代步($j > 0$)中,搜索方向由 Polak-Ribiere 循环公式确定:

$$\begin{cases} d^{(j)} = -\nabla Q(x^{(j)}, q_k) \mid r_{j-1} d^{(j-1)} \\ r_{j-1} = \frac{[\nabla Q(x^{(j)}, Q) - \nabla Q(x^{(j-1)}, q)]^T \nabla Q(x^{(j)}, q)}{\|\nabla Q(x^{(j-1)}, q)\|^2} \end{cases} \quad (9)$$

当所有设计变量的约束条件均满足时, $P_x(x_i) = 0$, $Q_p(x^{(j)}, q) = q P_p(x^{(j)})$, 当 $\underline{x}_i \leq x_i \leq \bar{x}_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$). 当检测到病态条件、接近收敛或者设计变量的约束条件过于严格时,该算法会通过设置 $r_{j-1} = 0$ 来重新启动,迭代朝最大梯度方向进行.

2.2 优化准则

假设 F_j 、 X_j 和 F_{j-1} 、 X_{j-1} 分别为目标函数、设计变量第 j 次迭代和第 $j-1$ 次迭代的结果(X_j 为矢量), F_b 和 X_b 分别是当前的最优目标函数和其相应的设计变量值.如果满足 $|F_j - F_{j-1}| \leq \tau$ 或者 $|F_j - F_b| \leq \tau$, τ 为目标函数的公差,那么认为迭代收敛,于是迭代停止.假设 $|F_j - F_{j-1}| \leq \tau$ 或者 $|F_j - F_b| \leq \tau$, 那么也认为设计变量的搜索已经趋于收敛,于是迭代停止,也就意味着优化结束.

3 框架实例

3.1 框架简介

三层钢结构框架模型^[7,8]见图 2,框架模型由三块 850 mm×500 mm×25 mm 的钢板和四根等截面 9.5 mm×75 mm 框架柱组成,柱和板之间为刚性连接,在每层楼板上放置 135 kg 的附加质量块.框架



图 2 钢框架的实验室模型

Fig. 2 Laboratory model of steel frame

模型焊接在一块 20 mm 厚的钢板上,框架钢底板用 8 根高强螺栓固定在振动台上. 框架柱钢材的弹性模量为 200 GPa,屈服强度为 435 MPa. 框架楼板的厚度 25 mm 远大于框架柱的厚度 7.5 mm,认为楼板在框架发生水平位移时不产生转动,即框架只发生剪切型变形.

用二维梁单元来模拟框架柱,用质量单元模拟质量块和楼板,一层框架柱底部设定为固结. 采用子空间迭代法,提取了该刚框架的前三阶频率和振型,前三阶频率如表 1 所示.

表 1 钢框架测试频率和理论频率的比较
Table 1 The comparison of analytical and experimental frequencies of steel frame

阶数	实测频率/Hz	理论频率/Hz	误差/%
1 阶	3.369	3.577	6.17
2 阶	9.704	10.040	3.46
3 阶	14.282	14.539	1.80

3.2 振动测试

在振动台上对该框架结构模型其进行了振动测试,获取了该框架模型的动力特性参数. 振动台在 x 方向产生频率范围为 1~30 Hz 的白噪声,为保证

框架的响应在线弹性范围内,激励的峰值加速度取为 0.05 g,持续时间为 180 s. 在每层楼板处设置一个加速度计用来测量 x 方向的加速度,加速度计测得的信号通过 B&K2635 进行信号调制并以采样频率 300 进行采样. 随后用频域分解法对获得的数字信号进行分析,得到该钢结构框架的前 3 阶测试固有频率分别为 3.369、9.704、14.282 Hz,有限元模型理论频率的对比如表 1 所示.

可以看出,实测频率和理论频率相差较大,介于 1.80%和 6.17%之间. 因此,现有的模型需要修正,以建立该框架结构的基准有限元模型.

3.3 模型修正

文中的优化算法以前多用于数学、经济学等领域,本文将成功地应用于工程结构的模型修正和损伤识别领域. 本文中,基于不同的残差和权重系数建立了该框架结构的目标函数^[9]. 首先采用零阶算法进行寻优,确定了最优解的大致范围,然后一阶算法被用于精确寻优. 修正参数及其修正前后的变化如表 2 所示.

表 2 修正前后的修正参数值

Table 2 The updated parameter values before and after updating

编号	修正参数	初始值	修正值				
			频率残差	振型残差	刚度残差	组合残差 (零阶法)	组合残差 (一阶法)
1	一层柱高度/m	0.3	0.255	0.257	0.252	0.254	0.254
2	二层柱高度/m	0.3	0.293	0.293	0.291	0.292	0.292
3	三层柱高度/m	0.3	0.298	0.305	0.307	0.301	0.296
4	一层楼板质量/kg	221	215.21	215.13	215.03	215.04	212.03
5	二层楼板质量/kg	221	215.46	215.29	215.55	215.73	215.94
6	三层楼板质量/kg	221	220.24	220.17	221.15	221.7	221.47
7	钢材弹性模量/Pa	2.0e+11	2.00e+11	2.02e+11	2.02e+11	2.01e+11	2.01e+11

可以看出经过修正三层楼板的质量均有一定程度的下降,钢材的弹性模量也有所下降. 基于单个残差的修正前后的前三阶频率如表 3 所示,可以看出经过修正,理论频率和试验频率的相对差值减小至 1%以下. 基于组合残差的修正前后的前三阶频率如

表 4 所示,可以看出经过零阶算法,理论频率和试验频率的相对差值最大值为 0.07%,然后采用一阶算法再次寻优,理论频率和试验频率的相对差值接近为零. 从分析结果中可以看出,给予优化算法的修正效果非常理想,基准有限元模型已经建立.

表 3 基于单个残差的修正前后前三阶频率

Table 3 The first three frequencies based on single residual before and after updating

振型	测试频率/ Hz	理论频率 (修正前)/Hz	误差/%	理论频率(修正后)/Hz					
				频率残差	误差/%	振型残差	误差/%	刚度残差	误差/%
1	3.369	3.577	6.17	3.381	0.34	3.401	0.95	3.372	0.08
2	9.704	10.04	3.46	9.696	0.09	9.796	0.94	9.766	0.64
3	14.282	14.539	1.80	14.280	0.01	14.407	0.88	14.378	0.67

表 4 基于组合残差的修正前后前三阶频率

Table 4 The first three frequencies based on compositive residual before and after updating

振型	测试频率/ Hz	理论频率 (修正前)/Hz	误差/%	理论频率(修正后)/Hz			
				组合残差(零阶法)	误差/%	组合残差(一阶法)	误差/%
1	3.369	3.577	6.17	3.368	-0.02	3.369	0.00
2	9.704	10.04	3.46	9.702	-0.02	9.704	0.00
3	14.282	14.539	1.80	14.292	0.07	14.282	0.00

4 结 语

a. 利用一个三层钢框架振动测试所提取的模态参数,并对其动力有限元模型进行了修正,修正后有限元模型的动力特性更加接近于其实际结构行为.所建立的框架基准有限元模型可以具有多方面的用途,包括结构动力响应再分析、损伤识别以及作为健康监测和整体性评估的基准.

b. 该算法简单、有效,能够成功地应用于工程结构的模型修正.

参考文献:

- [1] Chan Tommy H T, Guo L, Li Z X. Finite element modelling for fatigue stress analysis of large suspension bridges[J]. Journal of Sound and Vibration, 2003, 261(3):443-464.
- [2] 费庆国,李爱群,张令弥.基于神经网络的非线性结构有限元模型修正研究[J].宇航学报,2005,26(3):267-269,281.
- [3] 朱宏平,黄民水.基于环境激励的结构动力有限元模型修正研究[J].华中科技大学学报(城市科学版),2009,26(1):1-10.
- [4] 李辉,丁桦.结构动力模型修正方法研究进展[J].力学进展,2005,35(2):170-180.
- [5] 荣见华,郑健龙,徐飞鸿.结构动力修改及优化设计[M].北京:人民交通出版社,2002:134-140.
- [6] 刘涛,杨凤鹏.精通 ANSYS[M].北京:清华大学出版社,2002:418-451.
- [7] Topole K G, Stubbs N. Nondestructive damage evaluation of a structure from limited modal parameters[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24(11):1427-1436.
- [8] 赖国政,吕容涛.基于梁格法及板壳有限元法的立交桥空间分析[J].武汉工程大学学报,2008,30(1):37-40.
- [9] 黄民水,朱宏平,李鹏辉.结构模型修正中不同残差及权重系数研究[J].华中科技大学学报(城市科学版),2008,25(4):142-147.

Theoretical and experimental study on the construction of baseline finite element model of frame structure

HUANG Min-shui^{1,2}, LI Jie^{1,2}, HE Bo³

(1. Trans Portation Research Center, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China;

2. School of Civil Engineering and Mechanics, Huazhong University of Science & Technology, Wuhan 430074, China;

3. Wuhan Tianxingzhou Highway and Bridge Investment Development Co., Ltd, Wuhan 430082, China)

Abstract: In this paper, dynamic baseline finite element model of frame structure is discussed, and the procedure of how to construct the baseline finite element model based on vibration testing results is presented. The basic principle of optimization algorithm is introduced firstly, the two algorithms, zero-order algorithm and first-order algorithm, are studied secondly, in the end through an example of steel frame, the efficiency of construction of baseline finite element model based on optimization algorithm is validated. The baseline finite element model validated by vibration testing reflects the actual dynamic behavior, and it can be used as the baseline of the frame structure for complex response analysis, health monitoring and damage identification.

Key words: baseline finite element model; optimization algorithm; frame structure; damage identification

本文编辑:萧 宁