

# 国家体育场钢屋盖结构地震损伤诊断模拟分析\*

纪晓东 钱稼茹 周怡斌

(清华大学土木工程系,北京 100084)

**摘要** 为诊断大跨度空间结构的损伤,提出了三阶段损伤诊断方法,第一阶段确定可能损伤区域,第二阶段确定可能损伤单元,第三阶段确定可能损伤单元的损伤程度.提出了一种基于柔度矩阵差的损伤指标 FDI,用于判定可能损伤区域;采用损伤定位向量法确定可能损伤单元;采用二阶特征灵敏度分析确定损伤程度.以国家体育场钢屋盖结构为算例,以罕遇地震作用下弹塑性时程分析结果为模拟损伤依据,完成了三种损伤模式的损伤诊断数值模拟分析.结果表明,三阶段损伤诊断法能有效诊断大跨空间结构的损伤.

**关键词** 三阶段损伤诊断法, 损伤指标, 损伤定位向量, 灵敏度分析, 大跨度空间钢结构

## 引言

近年来,大跨度桥梁结构健康监测的研究和实施已成为国内外学术界和工程界关注的热点,并取得了一定成果.相对于桥梁结构而言,大跨度空间结构健康监测的理论研究和实践较少.由于国外大跨度空间结构跨塌事故时有发生,而国内正建造大量结构新颖复杂的大跨度体育场馆、会展中心、机场候机楼和飞机库,故大跨度空间结构健康监测也开始受到重视.结构健康监测的核心内容之一是损伤诊断,包括损伤识别、损伤定位和损伤程度评定<sup>[1,2]</sup>.基于振动特性的损伤诊断方法能提供快速全局的损伤诊断,因而倍受重视.本文提出了一种基于振动特性的三阶段损伤诊断法,首先根据损伤指标 FDI 判定损伤区域,然后使用损伤定位向量法确定可能损伤单元,最后采用二阶特征灵敏度分析判定可能损伤单元的损伤程度.依据国家体育场钢屋盖结构在罕遇地震作用下弹塑性时程分析结果,模拟了三种损伤模式,采用三阶段损伤诊断法完成了损伤诊断.

## 1 三阶段损伤诊断方法

### 1.1 损伤区域判定指标

损伤引起刚度矩阵的变化,由模态参数反演结构刚度矩阵时,高阶振型的影响显著,而高阶振型往往难以实测得到.但高阶振型对柔度矩阵的影响较小,所以可以由前几阶模态参数得到近似的测点

处柔度矩阵<sup>[3-5]</sup>:

$$F = \sum_{i=1}^m \frac{1}{\omega_i^2} \phi_i \phi_i^T \quad (1)$$

式中,  $\omega_i$  为结构第  $i$  阶频率,  $\phi_i$  为第  $i$  阶测点处质量归一化振型,  $m$  为模态数.

损伤前后结构的柔度矩阵分别为  $F_U$  和  $F_D$ , 则损伤前后结构柔度矩阵的变化为:

$$\Delta F = F_D - F_U \quad (2)$$

将结构划分为若干区域,每个区域可视为一个子结构,若任一区域内发生损伤,则该子结构的柔度矩阵发生变化.定义指标 FDI(Flexibility Difference Index)为:

$$FDI = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \frac{\Delta S_i}{S_i} \quad (3)$$

其中,  $\Delta S_i$  和  $S_i$  分别为矩阵  $\Delta F$  和  $F_U$  的第  $i$  个奇异值,  $m$  为非零奇异值个数.  $\Delta S_i$  和  $S_i$  可由矩阵奇异值分解得到:

$$\Delta F = [\Delta U] \begin{bmatrix} \Delta S_m & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} [\Delta V]^T \quad (4a)$$

$$F = [U] \begin{bmatrix} S_m & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} [V]^T \quad (4b)$$

若第  $j$  区域  $FDI_j$  越大,则该区域发生损伤的可能性越大.

### 1.2 损伤定位向量法

损伤定位向量 (Damage Locating Vectors, DLVs) 为结构损伤前后柔度矩阵差  $\Delta F$  的非零解向量, DLVs 具有判定损伤的性质,即将 DLVs 作为外

2006-12-30 收到第1稿,2007-03-13 收到修改稿.

\*北京市自然科学基金重点基金项目(8041002)国家自然科学基金重大国际(地区)合作研究项目(50420120133)

荷载作用于结构时,损伤单元应力接近零<sup>[6~8]</sup>.  
DLVs 可由  $\Delta F$  奇异值分解得到,若满足下列条件:

$$\frac{\Delta S_i}{\max(\Delta S_i)} \leq p_1 \quad (5a)$$

$$\frac{l_{v_i}}{\max(l_{v_i})} \leq p_2 \quad (5b)$$

则判定(4a)中  $\Delta V_i$  为损伤定位向量. 式(5)中,  $l_{v_i}$   
 $= \frac{\Delta V_i^T \Delta F \Delta V_i}{\Delta V_i^T F_U \Delta V_i} = \frac{\Delta S_i}{\Delta V_i^T F_U \Delta V_i}$ ,  $p_1$  和  $p_2$  为两个阈值.

因为任一单元各点应力均为张量,所以采用特征应力  $\sigma$  表征单元平均应力,特征应力为标量,正比于单元应变能密度(单位体积的应变能). 线弹性情况下,推导得到空间杆单元的特征应力为:

$$\sigma = \sqrt{\frac{N^2}{A^2} + \frac{M_{2i}^2 + M_{2j}^2 + M_{2i}M_{2j}}{3I_{2A}} + \frac{M_{3i}^2 + M_{3j}^2 + M_{3i}M_{3j}}{3I_{3A}}} \quad (6)$$

式中,  $A, I$  分别为单元截面面积和转动惯量,  $N, M$  分别为轴力和弯矩,下标 2,3 分别为截面的两个主轴方向,下标  $i, j$  分别为杆单元的始端和终端.

采用正则化累积特征应力表征多个损伤定位向量作用下单元特征应力组合<sup>[9, 10]</sup>,第  $j$  单元正则化累积特征应力为:

$$\tilde{\sigma}_j = \frac{\sigma_j}{\max_k(\sigma_k)} \quad (7a)$$

$$\sigma_j = \sum_{i=1}^{ndl_v} \frac{\sigma_{ij}}{\max_l(\sigma_{ij})} \quad (7b)$$

式中,  $ndl_v$  为损伤定位向量个数,  $\sigma_{ij}$  表示  $DLV_i$  作用下第  $j$  单元特征应力,  $\sigma_j$  为  $j$  单元累积特征应力. 若  $\tilde{\sigma}_j \leq q$ , 则判定第  $j$  单元为可能损伤单元,  $q$  为损伤单元判定阈值.

### 1.3 二阶特征灵敏度分析

损伤单元的损伤程度评定可通过修正损伤后的结构模型,并对比基准模型来实现. 基于振动特性的模型修正是通过修正有限元模型中的某些参量,使有限元计算模态参数与实测模态参数差别最小,以达到有限元模型最大程度逼近真实结构的目的. 模型修正可表达为非线性最小二乘问题,设修正参量为  $\theta$ , 则目标函数定义为<sup>[11]</sup>:

$$J(\theta) = \|W^{\frac{1}{2}} \varepsilon(\theta)\|^2 = \varepsilon(\theta)^T W \varepsilon(\theta) \quad (8)$$

式中,  $W$  为权重矩阵,  $\varepsilon(\theta)$  为有限元计算模态参数与实测模态参数的差值. 第  $k$  阶模态参数差值  $\varepsilon_k(\theta)$  定义为:

$$\varepsilon_k(\theta) = \begin{bmatrix} \varepsilon_k^f(\theta) \\ \varepsilon_k^s(\theta) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_k(\theta) - \tilde{\lambda}_k \\ \phi_k(\theta) - \tilde{\phi}_k \end{bmatrix} \quad (9)$$

式中,  $\lambda_k, \tilde{\lambda}_k$  分别为第  $k$  阶计算和实测频率平方值,  $\phi_k, \tilde{\phi}_k$  分别为第  $k$  阶计算和实测质量归一化振型. 假定参量  $\theta$  只影响刚度矩阵  $K$ 、不影响质量矩阵  $M$ , 可推导得到  $\varepsilon_k^f(\theta)$  和  $\varepsilon_k^s(\theta)$  对修正参量  $\theta$  的一、二阶灵敏度为:

$$\frac{\partial \varepsilon_k^f}{\partial \theta_i} = \frac{\partial \lambda_k}{\partial \theta_i} = \phi_k^T \frac{\partial K}{\partial \theta_i} \phi_k \quad (10a)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_k^s}{\partial \theta_i} = \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_i} = \sum_{s=1, s \neq k}^n \frac{\phi_s}{\lambda_k - \lambda_s} \phi_s^T \frac{\partial K}{\partial \theta_i} \phi_k \quad (10b)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_k^f}{\partial \theta_i \partial \theta_j} = \frac{\partial^2 \lambda_k}{\partial \theta_i \partial \theta_j} = \sum_{s=1, s \neq k}^n \frac{2}{(\lambda_k - \lambda_s)} \times (\phi_s^T \frac{\partial K}{\partial \theta_j} \phi_k) (\phi_s^T \frac{\partial K}{\partial \theta_i} \phi_k) + \phi_k^T \frac{\partial^2 K}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \phi_k \quad (10c)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_k^s}{\partial \theta_i \partial \theta_j} = \frac{\partial^2 \phi_k}{\partial \theta_i \partial \theta_j} = \sum_{s=1, s \neq k}^n \frac{s}{\lambda_k - \lambda_s} \phi_s^T \times (\frac{\partial K}{\partial \theta_i} \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_j} + \frac{\partial K}{\partial \theta_j} \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_i} - \frac{\partial \lambda_k}{\partial \theta_i} M \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_j} - \frac{\partial \lambda_k}{\partial \theta_j} M \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_i} + \frac{\partial^2 K}{\partial \theta_i \partial \theta_j} \phi_k) - \phi_k (\frac{\partial \phi_k^T}{\partial \theta_j} M \frac{\partial \phi_k}{\partial \theta_i}) \quad (10d)$$

将  $\varepsilon(\theta)$  二阶 Taylor 展开,得:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + S_1 P_1 + \frac{1}{2} S_2 P_2 \quad (11a)$$

$$\varepsilon = (\varepsilon_1^f, \varepsilon_1^s, \dots, \varepsilon_m^f, \varepsilon_m^s)^T \quad (11b)$$

$$P_1 = (\Delta \theta_1, \Delta \theta_2, \dots, \Delta \theta_r)^T \quad (11c)$$

$$P_2 = ((\Delta \theta_1)^2, \Delta \theta_1 \Delta \theta_2, \dots, \Delta \theta_2 \Delta \theta_1, (\Delta \theta_2)^2, \dots, (\Delta \theta_r)^2)^T \quad (11d)$$

$$S_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial \varepsilon_1^f}{\partial \theta_1} & \frac{\partial \varepsilon_1^f}{\partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial \varepsilon_1^f}{\partial \theta_r} \\ \frac{\partial \varepsilon_1^s}{\partial \theta_1} & \frac{\partial \varepsilon_1^s}{\partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial \varepsilon_1^s}{\partial \theta_r} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial \varepsilon_m^f}{\partial \theta_1} & \frac{\partial \varepsilon_m^f}{\partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial \varepsilon_m^f}{\partial \theta_r} \\ \frac{\partial \varepsilon_m^s}{\partial \theta_1} & \frac{\partial \varepsilon_m^s}{\partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial \varepsilon_m^s}{\partial \theta_r} \end{bmatrix} \quad (11e)$$

$$S_2 = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 \varepsilon_1^f}{\partial \theta_1^2} & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^f}{\partial \theta_1 \partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^f}{\partial \theta_2 \partial \theta_1} & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^f}{\partial \theta_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^f}{\partial \theta_r^2} \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_1^s}{\partial \theta_1^2} & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^s}{\partial \theta_1 \partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^s}{\partial \theta_2 \partial \theta_1} & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^s}{\partial \theta_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_1^s}{\partial \theta_r^2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_m^f}{\partial \theta_1^2} & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^f}{\partial \theta_1 \partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^f}{\partial \theta_2 \partial \theta_1} & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^f}{\partial \theta_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^f}{\partial \theta_r^2} \\ \frac{\partial^2 \varepsilon_m^s}{\partial \theta_1^2} & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^s}{\partial \theta_1 \partial \theta_2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^s}{\partial \theta_2 \partial \theta_1} & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^s}{\partial \theta_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 \varepsilon_m^s}{\partial \theta_r^2} \end{bmatrix} \quad (11f)$$

式中,  $\varepsilon_0$  为有限元计算模态参数与实测模态参数差值的初始值,  $S_1$ 、 $S_2$  分别为一阶和二阶特征灵敏度矩阵,  $m$  为模态阶数,  $r$  为修正参量数,  $\Delta\theta_j = \theta_j - \theta_{j0}$ . 则式(8)可写为:

$$J(\Delta\theta) = \| W^{\frac{1}{2}}(\varepsilon_0 + S_1 P_1 + \frac{1}{2} S_2 P_2) \|_2^2 \quad (12)$$

式(12)可采用基于信赖域的 Newton - Gauss 方法求解  $\Delta\theta_j^{[12, 13]}$ , 进一步可求得  $\theta_j = \theta_{j0} + \Delta\theta_j$ . 通过多步迭代, 可以使式(12)求得的  $\theta$  逼近式(9)的解.

## 2 国家体育场钢屋盖结构地震损伤诊断模拟分析

### 2.1 国家体育场钢屋盖结构模型

国家体育场是2008年北京奥运会主体育场, 其钢屋盖是超大跨度空间结构, 平面呈椭圆形, 长轴332.3m, 短轴296.4m, 顶面为双向圆弧构成的鞍形曲面, 最高点高度68.5m, 最低点高度40.1m, 屋盖中部的洞口长185.3m, 宽127.5m<sup>[14]</sup>. 钢屋盖分为主结构和次结构, 主结构由桁架梁和桁架柱组成, 桁架梁沿屋盖洞口环梁放射状布置, 由24根桁架柱支承, 如图1所示. 桁架柱依次记为P1~P24; 桁架梁共26榀, 其中22榀桁架梁直通或接近直通(直通或接近直通梁编号采用两端支撑柱标记, 如T1-9表示柱1与柱9支撑梁), 4榀桁架梁在环梁附近截断(编号分别为T7A、T7B、T19A和T19B). 次结构分布于顶面和立面, 与主结构共同组成“鸟巢”造型.

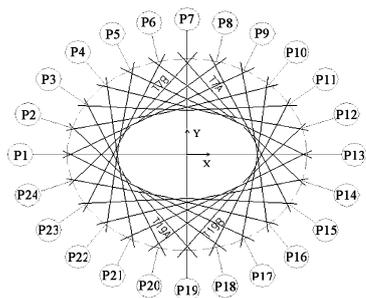


图1 国家体育场钢屋盖主结构布置平面示意图

Fig. 1 Plan of main structure of steel roof of National Stadium

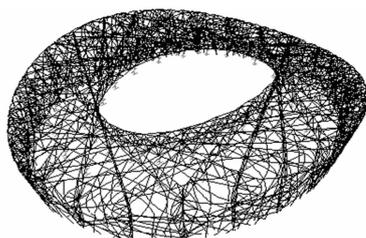


图2 国家体育场钢屋盖结构分析模型

Fig. 2 Analysis model of steel roof structure of National Stadium

采用SAP2000建立有限元分析模型, 如图2所示. 模型的底面设在结构的桩基承台面, 桁架柱的柱脚取为固定端, 其他立面构件的底部取为铰接. 结构共有9522根构件, 其中主结构构件为3922根, 次结构构件为5600根.

### 2.2 国家体育场钢屋盖结构损伤模拟

采用集中塑性铰杆模型完成了国家体育场钢屋盖结构罕遇地震作用下的弹塑性时程分析, 共输入五组强震地面运动加速度时程作为地震地面运动输入, 其中四组为实际强震记录, 另一组为人工模拟的加速度时程曲线. 对于每一组加速度时程, 分别进行两个工况的时程分析. 工况1: 三个方向峰值加速度的比值为  $x:y:z = 1:0.85:0.65$ ; 工况2: 三个方向峰值加速度的比值为  $x:y:z = 0.85:1:0.65$ . 三个分量中的最大峰值调整到8度罕遇地震的加速度峰值  $0.4g$ . 分别选取 Taft2、Taft1 和 El Centro1 工况中出现塑性铰的构件为模拟损伤构件, 由于次结构构件对整体结构承载能力和刚度贡献较小, 所以仅模拟和诊断主结构构件损伤.

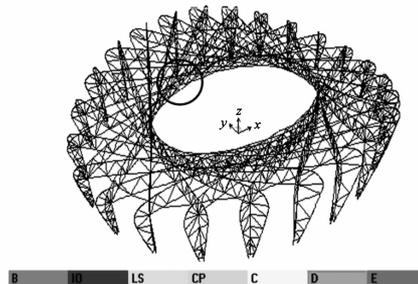
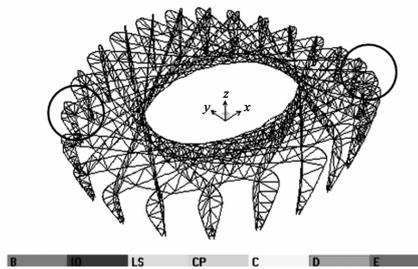
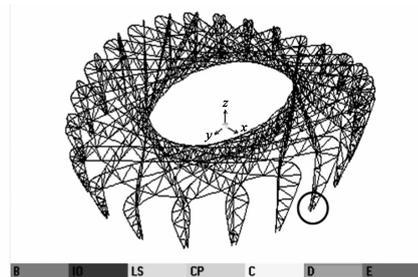


图3 国家体育场钢屋盖主结构塑性铰分布

Fig. 3 Plastic hinge location in main structure of steel roof of National Stadium

主结构构件的塑性铰均处于  $B-IO$  阶段,即构件有轻微损伤、不需修理就可继续使用阶段,承载

能力尚未下降. 假定损伤后构件刚度减小为初始刚度 15%,共模拟 3 种损伤模式,如表 1 所示.

表 1 损伤模式定义

Table 1 Description of damage patterns

Damage Pattern	Corresponding analysis Case	Damage location and extent
Pattern 1	Taft2	Stiffness of element 1 in column P8 decreases to 15 percent
Pattern 2	Taft1	Stiffness of element 5 in columns P3 and P15, respectively, decreases to 15 percent
Pattern 3	El Centro1	Stiffness of element 54 in beam T2 - 10 decreases to 15 percent

模态计算表明,国家体育场钢屋盖结构前九阶振动为结构主要振动,十阶以后模态表现为局部振动,故在损伤诊断中仅使用钢屋盖结构损伤前后前九阶模态频率和振型. 实际模态测试中往往测点不完备,国家体育场钢屋盖分析模型共 5761 个节点, 33732 个有效自由度,本文选取 1664 个自由度为已测自由度,约占总有效自由度的 4.9%,“测点”均设在主桁架梁、柱的主要节点,桁架柱“测点”测  $x,y$  向自由度,桁架梁“测点”测  $z$  向自由度.

2.3 国家体育场钢屋盖结构损伤诊断模拟分析结果

2.3.1 损伤区域判定

将主结构共划分为 50 个区域,包括 24 个桁架柱区域和 26 个桁架梁区域,编号如表 2 所示. 将损伤前后前九阶模态频率和振型代入(1)、(2)式可得到损伤前后近似柔度矩阵、及柔度矩阵差,利用(3)、(4)式可以得到各区域的损伤指标  $FDI$ ,分别如图 4(a) ~ (c)所示.

由图 4 可知,损伤模式 1 中,第 8 区域即桁架柱 P8 的  $FDI$  较其它区域明显偏大,可判定该区域内损伤;损伤模式 2 中,第 3、15 区域即桁架柱 P3、P15 的  $FDI$  较其它区域明显偏大,可判定这两个区域损伤;损伤模式 3 中,第 26 区域即桁架梁 T2-10 的  $FDI$  最大,可判定该区域内损伤,以上判定与已知损伤一致. 图 4 还表明,与损伤区域相邻区域的  $FDI$  较远离损伤的区域大.

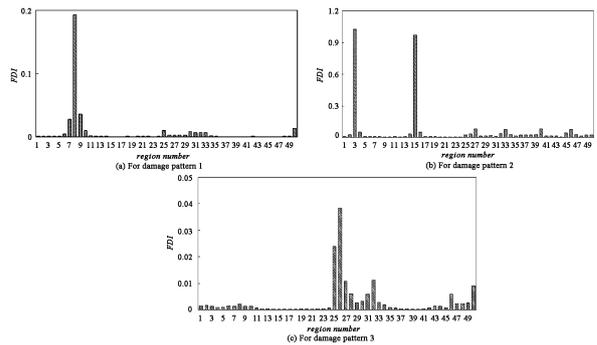


图 4 各损伤模式中损伤区域判定指标

Fig. 4 FDI for all damage patterns

表 2 区域编号

Table 2 Region Number

Region number	Column number	Region number	Column number	Region number	Column/beam number	Region number	Beam number	Region number	Beam number
1	P1	11	P11	21	P21	31	T7A	41	T16 - 24
2	P2	12	P12	22	P22	32	T7B	42	T17 - 1
3	P3	13	P13	23	P23	33	T8 - 15	43	T18 - 2
4	P4	14	P14	24	P24	34	T9 - 16	44	T19A
5	P5	15	P15	25	T1 - 9	35	T10 - 17	45	T19B
6	P6	16	P16	26	T2 - 10	36	T11 - 18	46	T20 - 3
7	P7	17	P17	27	T3 - 11	37	T12 - 20	47	T21 - 4
8	P8	18	P18	28	T4 - 12	38	T13 - 21	48	T22 - 5
9	P9	19	P19	29	T5 - 13	39	T14 - 22	49	T23 - 6
10	P10	20	P20	30	T6 - 14	40	T15 - 23	50	T24 - 8

2.3.2 损伤单元判定

在已判定的损伤区域内,使用损伤定位向量法

判定可能损伤单元,损伤模式 1 ~ 3 损伤区域的单元编号分别如图 5(a) ~ 7(a)所示,其中 0 号单元

为与其它区域交界共用单元,该单元应力受多个区域影响,在损伤定位时不考虑该单元. 在确定损伤定位向量时,阈值和分别取为 0.1 和 0.15;在确定损伤单元时,阈值取为 0.2. 由于桁架梁、柱内弦杆同时受弯矩和轴力作用,腹杆受轴力作用为主,故将弦杆和腹杆作为两类构件,分别计算归一化特征应力. 各损伤模式中,损伤区域内各单元的归一化特征应力分别如图 5(b)、6(b)、6(c)和 7(b)所示,可知:损伤模式 1 中,损伤单元为 P8 柱第 1 单元;损伤模式 2 中,损伤单元为 P3 柱第 5 单元和 P15 柱第 5 单元;损伤模式 3 中,损伤单元为 T2 - 10 梁第 54 单元,这与已知损伤一致.

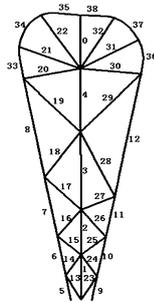


图 5(a) P8 柱单元编号图

Fig. 5(a) Element numbers of column P8

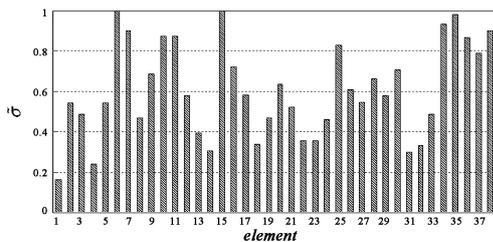


图5(b) 损伤模式 1 P8 柱内单元正则化累积特征应力

Fig. 5(b) Normalized accumulative characterizing stresses of elements in column P8 for damage pattern 1

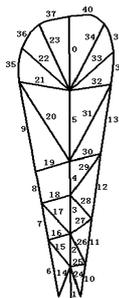


图 6(a) P3、P15 柱单元编号图

Fig. 6(a) Element numbers of column P3, P15

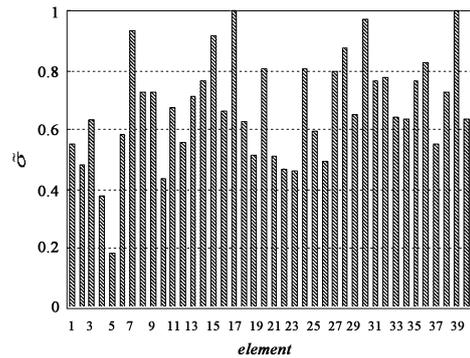


图 6(b) 损伤模式 2 P3 柱内单元正则化累积特征应力

Fig. 6(b) Normalized accumulative characterizing stresses of elements in column P3 for damage pattern 2

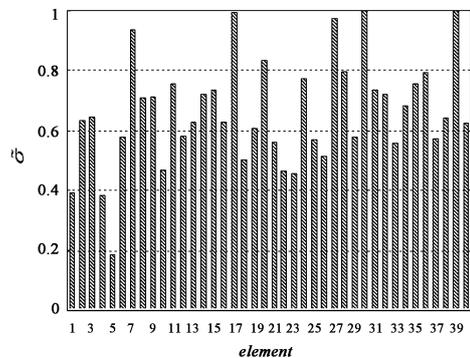


图 6(c) 损伤模式 2 P15 柱内单元正则化累积特征应力

Fig. 6(c) Normalized accumulative characterizing stresses of elements in column P15 for damage pattern 2

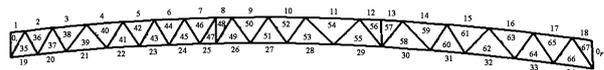


图 7(a) T2 - 10 梁单元编号图

Fig. 7(a) Element numbers of beam T2 - 10

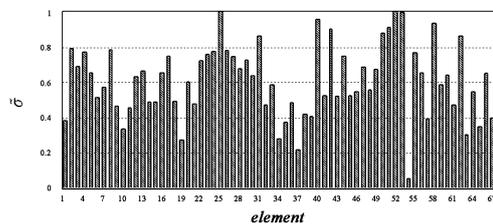


图 7(b) 损伤模式 3 T2 - 10 梁内单元正则化累积特征应力

Fig. 7(b) Normalized accumulative characterizing stresses of elements in beam T2 - 10 for damage pattern 3

### 2.3.3 损伤程度确定

采用单元刚度剩余系数  $\alpha$  为损伤后模型修正参量  $\theta$ . 单元刚度剩余系数  $\alpha$  为该单元损伤后刚度与无损刚度的比值, 设第  $j$  单元的单元刚度矩阵分

别为  $K_j$ , 则损伤后刚度矩阵为  $\alpha_j K_j$ ,  $\alpha_j = 1$  代表  $j$  单元无损,  $\alpha < 1$  代表  $j$  单元损伤,  $\alpha_j = 0$  代表  $j$  单元完全失效. 若用  $\bar{K}_j$  表示第  $j$  单元刚度矩阵扩展到全部结构自由度的矩阵, 则式(11)中  $\frac{\partial K}{\partial \alpha_j} = \bar{K}_j, \frac{\partial K}{\partial \alpha_i \partial \alpha_j} = 0$ .

目标函数中仅选择频率变化较大的模态参数, 模态振型仅选用已判定损伤区域内的分量, 频率和振型的权重均取 1. 各损伤单元的刚度剩余系数的初值均设为 1, 采用信赖域的 Newton - Gauss 方法求解式(12). 多步迭代后得到的各损伤模式的单元损伤程度如表 3 所示. 表 3 表明, 各损伤模式可能损伤单元的剩余刚度系数均接近于 15%, 这与已知损伤一致.

表 3 各损伤模式的单元损伤程度

Table 3 Damage extent of damaged elements for all damage patterns

Damage pattern	Potentially damaged elements	Number of iteration	Modes selected	$\alpha(\%)$
Pattern 1	Element 1 in column P8	4	Mode 3	15.1
Pattern 2	Element 5 in column P3	5	Mode 3	15.7
	Element 5 in column P15			14.2
Pattern 3	Element 54 in beam T2 - 10	5	Mode 1 and 3	14.7

### 3 结论

本文提出了一种三阶段结构损伤诊断方法, 首先使用 FDI 指标判定损伤区域, 然后使用损伤定位向量法判定可能损伤单元, 最后使用灵敏度分析方法确定可能损伤单元的损伤程度. 该方法的优点是第一阶段确定损伤区域, 为损伤单元和损伤程度判定提供先验信息; 第二阶段确定可能损伤单元, 进一步缩减了第三阶段灵敏度分析时的未知数和计算量. 对国家体育场钢屋盖结构在弹塑性时程分析中出现塑性铰的单元折减刚度, 用来模拟损伤, 共模拟三种损伤模式. 用本文方法进行钢屋盖结构损伤诊断的数值模拟分析. 结果表明, 三阶段损伤诊断方法能有效诊断大跨空间结构损伤. 本文没有考虑测试噪声对模态识别的影响, 测试噪声对三阶段损伤诊断的影响需开展研究, 此部分工作将另文阐述.

### 参 考 文 献

- Doeling SW, Farrar CR, Prime MB. A summary review of vibration - based damage identification methods. *Journal of the Shock and Vibration Digest*, 1998, 30(2): 91 ~ 105
- Sohn H, Farrar CR, Hemez FM, et al. A review of structural health monitoring literature: 1996 - 2001. Technical Report Annex to SAMCO Summer Academy, Los Alamos National Laboratory; Cambridge, 2003
- Pandey AK, Biswas M. Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 1994, 169(1): 3 ~ 17
- Aktan A E, Toksoy T. Bridge - condition assessment by modal flexibility. *Experimental Mechanics*, 1994, 34: 271 ~ 278
- Patjawit A, Kanok - Nukulchai W. Health monitoring of highway bridges based on a Global Flexibility Index. *Engineering Structures*, 2005, 27(9): 1385 ~ 1391
- Bernal D, Gunes B. Load vectors for damage localization. *Journal of Engineering Mechanics*, 2002, 128(1): 7 ~ 14
- Bernal D, Gunes B. Flexibility based approach for damage characterization: benchmark application. *Journal of Engineering Mechanics*, 2004, 130(1): 61 ~ 70
- Ji X D, Qian J R. Damage diagnosis to a two - story steel braced - frame model structure, Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure. Shen Zhen, 2005, 2: 799 ~ 805
- Spencer BF, Gao Y, Yang G. Distributed computing strategy for damage monitoring employing smart sensors, Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure. Shenzhen, 2005, 1: 35 ~ 47
- Gao Y, Spencer BF. Online damage diagnosis for civil infrastructure employing a flexibility - based approach. *Journal of Smart Material and Structures*, 2006, 15(1): 9 ~ 19
- Friswell MI, Mottershead JE. Finite element Model Updating in Structural Dynamics. Dordrecht: Kluwer Academic

- Publishers, 1995
- 12 Teughels A, De Roeck G. Damage detection and parameter identification by finite element model updating. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2005, 12(2): 123 ~ 164
- 13 Teughels A, De Roeck G, Suykens JAK. Global optimization by coupled local minimizers and its application to FE model updating. *Computers and Structures*, 2003, 81(24-25): 2337 ~ 2351
- 14 范重, 吴学敏, 郁银泉, 等. 国家体育场大跨度钢结构修改初步设计. *空间结构*, 2005, 11(3): 3 ~ 21 (Fan Z, Wu XM, Yu YQ, et al. Revised preliminary design of steel structure of National Stadium Beijing. *Spatial Structures*, 2005, 11(3): 3 ~ 21 (in Chinese))

## SIMULATION ANALYSIS OF SEISMIC DAMAGE DIAGNOSIS ON THE STEEL ROOF STRUCTURE OF NATIONAL STADIUM \*

Ji Xiaodong Qian Jiaru Zhou Yibin

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract** In order to diagnose the damage of long-span spatial steel structures, a three-stage damage diagnosis approach was proposed. In three stages, the potentially damaged regions, potentially damaged elements, and damage severity were successively determined. A flexibility-matrix-based damage index FDI (flexibility difference index) was developed to determine damage regions, the damage locating vectors method was utilized to locate damaged elements, and the second-order eigensensitivity analysis was employed to estimate the damage severity. Then according to the results of elasto-plastic time history analyses of the steel roof structure of National Stadium, three damage patterns were simulated. Furthermore, numerical simulated analyses of damage diagnosis of the steel roof structure of National Stadium was carried out. The result showed that the three-stage damage diagnosis approach could effectively diagnose the seismic damage of long-span spatial structures.

**Key words** three-stage damage diagnosis method, damage index, damage locating vectors, sensitivity analysis, long-span spatial steel structure