

손상평가 및 구조계 추정기법의 적용사례



박 수 응*

1. 서 론

최근 구미 선진국에서는 진동특성을 이용한 구조물의 건전성 평가(Structural Health Monitoring) 분야에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. 빌딩, 아파트, 교량 등의 구조물은 지진하중, 풍하중 등 다양한 설계하중 조건에 견딜 수 있도록 설계되어 있지만, 초기설계와 시공이 잘 이루어졌다 하더라도 시간이 흐름에 따라 노후화 현상, 피로하중, 또는 예기치 못한 하중 등으로 인하여 구조물 내 손상이 축적되기 마련이다. 이러한 손상 및 원인을 조기에 발견하고 적절한 조치를 취하지 않으면 구조물의 파괴 등으로 인하여 막대한 인명피해와 경제적 손실을 입게 된다. 또한 지진이나 태풍 등의 재해 후 구조물의 건전성 평가는 사용자나 관리자, 시공자 모두에게 중요한 관심사로 현재 상태를 즉시 평가하여야 한다.

구조물의 건전성 평가는 최근 센서 등 하드웨어의 급속한 발전과 더불어 손상탐지(Damage Detection) 및 구조계 추정 기법(System Identification Technology)과 결합하여 생긴 새로운 분야로, 최소한의 인력으로 기존 또는 신설 구조물의 현 상태를 실시간으로 모니터링하고 손상을 탐지하는 기술이다. Ultrasonic 등과 같은 기존의 비파괴 손상평가 기법도 건전성 평가 분야에 포함시킬 수 있지만 근본적으로 다른 점은 기존의 비파괴 손상평가 기법은 구조물의 물리적 상태를 직접 재는 것으로 진단의 정확성이 장비의 성능과 전문 기

술자의 판단에 상당히 의존하고 있고 또한 진단 데이터의 이력(History)이 필요 없다는 것이다. 이에 반해 건전성 평가 기법은 구조물의 현 상태를 진단하기 위해 같은 부위의 센서에서 일정한 시간 간격을 두고 다수의 데이터를 획득하여 그 차이점을 이용하는 것이다. 따라서 데이터의 이력이 필수적이며 진단의 정확성은 센서의 민감도와 해석 알고리즘에 따라 차이가 날 수 있다. 또한 기존의 비파괴 손상평가 기법과 건전성 평가 분야의 주요한 차이점은 기존 방법은 국부적이고 접근이 용이하지 않은 부위는 진단 수행을 할 수 없는 반면에 센서를 이용한 건전성 평가 방법은 구조물의 전체적인 평가를 할 수 있다는 것이다.

구조물의 건전성 평가 분야의 궁극적인 목표는 구조물의 사용 하에서 안전을 지속적으로 감시하는 것이다. 이상적인 구조물 건전성 평가 시스템이 갖추어야 할 전제 조건은 첫째, 구조물 내에 손상의 유무를 탐지할 수 있어야 하고, 둘째, 손상이 있다면 손상의 위치를 정확히 가려내고, 셋째, 손상의 정도를 추정할 수 있어야 하며, 넷째, 손상이 구조물에 미치는 영향을 평가할 수 있어야 한다. 이러한 조건을 충족시키기 위하여 지난 수십 년 간 구조물의 진동특성 변화를 이용한 손상평가 및 구조계 추정기법에 관한 연구가 활발히 진행되어왔다. 초기 연구에서는 해양 구조물의 진동 감시를 통해 고유진동수의 변화를 구조물의 손상지표로 이용할 수 있는 가능성에 초점을 두었으며,^{2),7),8),28)}

* 영산대학교 건축학부 교수

빔의 균열과 고유진동수 변화와의 관계를 연구하였다.^{6),12)} Pandey 등(1991)은 빔의 균열 위치 추정을 위해 모드형상의 곡률(curvature)을 이용하였으며, 고유진동수, 강성, 질량, 감쇠율 등의 민감도 분석을 통한 손상 위치와 손상도를 추정하는 기법들도 개발되었다.^{5),25)} 또한 빔 구조물의 모드형상으로부터 구한 모달 변형에너지를 이용한 손상평가 기법이 개발되었으며,²²⁾ 센서 위치의 최적화 연구,²⁵⁾ 트러스 구조물에서의 손상평가,¹⁵⁾ 신뢰성이론을 이용하여 철골조 프레임에서의 손상이 구조물에 미치는 영향평가²⁷⁾ 등에 적용하였다. 최근에는 패턴인식¹⁶⁾과 신경망 기법¹⁷⁾ 등을 이용하여 빌딩,^{9),28)} 빔^{13),19)}과 트러스 구조물¹⁰⁾ 등에 적용하였다.

본고에서는 주파수 영역에서의 진동특성(모드형상, 고유진동수)을 이용한 손상평가 및 구조계 추정기법을 간단히 소개하고, 건축구조물, 트러스, 콘크리트 박스기둥 교량 등에의 적용사례를 기술하고자 한다.

2. 손상탐지 및 구조계 추정 기법

2.1 손상탐지(Damage Detection) 이론

구조물의 진동특성의 변화를 이용한 비파괴 손상평가분야에서 손상부위 탐색의 어려운 점은 비교적 적은 수의 모달변수(대개 3개나 4개의 저차 고유진동수 및 모드형상)를 가지고 구조물의 세세한 부위의 건전성을 말해줄 수 있으나 하는 것이다. 이런 경우 시스템 방정식을 이용한 인버스 메소드(inverse method)는 방정식의 수보다 얻고자 하는 미지수가 훨씬 많은 관계로 쓸 수 없다. 패턴 인식(pattern recognition)을 이용한 방법은 이렇게 미지수가 많을 경우 효과적인 접근방식을 제공한다.¹⁴⁾ 패턴 인식 분야에서는 계측을 통해 얻은 물리적 데이터를 소위 패턴 스페이스(pattern space)로 치환하게 된다. 패턴 스페이스로 치환된 데이터는 차원 감소 기법을 이용하여 개별 특성 영역(feature space)이란 더 작은 차원으로 감소하게 되며, 개별 특성 영역에 있는 데이터는 decision 알고리즘에 의해 유한한 개수의 집단으로 분류된다. 이러한 패턴 인식 기법을 구조물 내 손상탐색의 목적으로 적용하자면 모달 테스트를 통해 계측한 시간 영역대의 구조물 진동반응(예를 들어 가속도 응답)은 물리적 데이터를 나타내며 모달 해석을 통해 얻은 모달 변수(고유진동수, 모드형상)는 패턴 스페이스를 대표한다고 할 수 있다. 개별 특성 영

역은 손상 전과 손상 후의 모달 변수의 함수로 이루어진 어떤 지표로서 이 지표가 구조물 내 손상을 반영할 수 있도록 선택할 수 있다. Decision 알고리즘의 기능은 D_0 의 유한한 집단으로 파티션을 나누는 것으로 다음과 같은 두 가지의 경우($n=2$)로 나눌 수 있다. 첫째는 구조물 내 어느 특정 부위에 손상이 있는 경우이고 두 번째는 구조물 내 어느 특정 부위에 손상이 없는 경우이다.

본고에서 소개하는 손상탐지 이론은 모드형상에 따른 동적 변형에너지를 이용하여 구조물의 손상을 평가할 수 있는 방법으로 최초 빔 구조물에 적용하고자 Texas A&M University에서 개발되었으며,²²⁾ 이 후 교량,²³⁾ 해양구조물,²⁵⁾ 트러스,¹⁾ 건축구조물¹⁶⁾ 등에 수정, 개발되어 적용하였고 이 이론의 핵심이 되는 손상지표, DI_{ij} 는 식(1)과 같다.

$$DI_{ij} = \frac{k_j}{k_j^*} \approx \left[\frac{\Phi_i^{*T} C_{j0} \Phi_i^* + \Phi_i^{*T} C \Phi_i^*}{\Phi_i^T C_{j0} \Phi_i + \Phi_i^T C \Phi_i} \right] \frac{\Phi_i^T C \Phi_i}{\Phi_i^{*T} C \Phi_i^*} \quad (1)$$

여기서 k_j 와 k_j^* 는 손상 전과 손상 후의 j 번째 구조부재의 단면 강성을 나타내고 Φ_i 는 시스템의 i 번째 모달벡터, C 는 시스템의 강성행렬, C_{j0} 는 j 번째 구조부재의 기하학적 성질만을 지닌 행렬을 나타낸다. 식(1)의 중요한 특성은 구조물 내 특정부위의 강성변화를 일반적으로 계측할 수 있는 손상 전과 손상 후의 모드형상(Φ_i, Φ_i^*)으로 표현한 것이다. 또한 j 번째 구조부재에 대한 손상지표는 모드형상의 개수만큼 존재한다. 위에서 언급한 바와 같이 패턴 인식의 개념에서 보자면 식(1)의 손상지표 DI_{ij} 는 개별 특성 영역을 나타내다고 할 수 있다. 만일 다수의 모드를 사용한다면 손상지표는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$DI_j = \frac{\sum_{i=1}^{NM} (\Phi_i^{*T} C_{j0} \Phi_i^* + \Phi_i^{*T} C \Phi_i^*) \Phi_i^T C \Phi_i}{\sum_{i=1}^{NM} (\Phi_i^T C_{j0} \Phi_i + \Phi_i^T C \Phi_i) \Phi_i^{*T} C \Phi_i^*} \quad (2)$$

손상지표를 계산한 후 손상위치를 결정하는 기준은 통계적 이론으로 구할 수 있다. 각 부재로부터 구한 $DI_1, DI_2, DI_3, \dots, DI_{NE}$ 값을 확률변수(random variable)로 고려하여 표준화된 손상지표를 구하면,

$$z_j = \frac{DI_j - \mu_{DI}}{\sigma_{DI}} \quad (3)$$

여기서 μ_{DI} 와 σ_{DI} 는 각각 손상지표 DI_j 의 평균과 표준편차를 나타낸다. 손상부위 결정의 마지막 단계는 그룹분류이다. 그룹분류란 어떠한 객체를 대상으로 관찰한 결과를 여러 개의 가능한 그룹 중 하나로 귀속시키는 것이다. 본 연구에서는 두 개의 그룹으로 분류할 수 있는데 손상이 없는 부재와 손상이 있는 부재로 분류할 수 있다. 여기서 객체를 대상으로 관찰한 결과는 DI_j 이다. 그룹분류를 하기 위해 여러 가지의 테크닉을 이용할 수 있으나 비교적 이용이 쉬운 Neyman-Pearson¹¹⁾ 기준을 택하여 사용하였으며 다음과 같은 두 가지 경우의 가설을 설정할 수 있다: (1) 가설 H_0 - 구조물 내 j 번째 부재에 손상이 없음; (2) 가설 H_1 - 구조물 내 j 번째 부재에 손상이 있음. 식(3)에서 구한 z_j 값으로부터 그 부재에 손상이 있는지 없는지를 판별할 수 있으며 기준 값에 따라 가설테스트의 신뢰도(significance level)도 달라진다. 예를 들어 기준 값을 2라고 결정하면 가설테스트는 98%의 신뢰도를 가지며 이때 $z_j \geq 2$ 이면 가설 H_1 을 택하여 구조물에 손상이 있음을 나타내고, $z_j < 2$ 이면 가설 H_0 을 택하여 손상이 없음을 결정한다.

2.2 손상도(Damage Severity) 추정

식(1)에서 나타낸 바와 같이 손상지표는 손상이 없는 부재의 강성과 손상이 있는 부재의 강성의 비이다. $DI_j > 1$ 이면 그 부재는 손상이 있는 것을 의미하며 식(3)에서 z_j 를 구하여 부재에 손상이 있다고 판정되면 그 부재의 손상도는 부재강성의 분수적 차이로 정의하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha_j = \frac{k_j^* - k_j}{k_j} = \frac{1}{DI_j} - 1 \quad (4)$$

따라서 만일 부재에 손상이 없다면 $\alpha_j = 0$ 이고, 손상이 있다면 $\alpha_j < 0$ 이 된다.

2.3 구조계 추정(System Identification) 기법

본고에서 소개하는 SI 기법은 초기에는 구조 시스템의 강성의 변화에 의한 고유진동수 변화를 이용하여 손상 위치 탐사 및 손상도 추정을 위하여 개발되었으며,²¹⁾ 이후 이 방법은 초기 실험치가 없는 토목 구조물에 적용하여 Baseline Structure의 동적 특성을 추출하기 위

하여 사용되었고,²⁵⁾ 시간의 경과에 따른 구조계의 평균 강성의 변화를 예측하는 데도 이용되었다.²⁶⁾ 엄밀한 의미에서 System Identification의 정의는 계측한 시점에서의 구조계의 강성, 질량 등을 가장 잘 대표하는 수학적 모델을 만드는 과정이다. 주파수 전달함수(Frequency Response Function)에서의 peak, 즉 고유진동수를 이용하여 시스템이 수렴할 때까지 반복 과정을 통해 그 해를 구할 수 있으며 간단히 소개하면 다음과 같다.

$\lambda_i (i=1, \dots, N)$ 을 어떤 구조시스템에서의 고유치(eigenvalues)라 하고 그 시스템이 $m_k (k=1, \dots, Q)$ 개의 질량과 $k_j (j=1, \dots, P)$ 개의 구조부재, 즉 강성으로 구성되어 있다고 하면 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\lambda_i = \lambda_i(k_1, \dots, k_P; m_1, \dots, m_Q) \quad (5)$$

그리고

$$\delta\lambda_i = \sum_{j=1}^P \frac{\partial\lambda_i}{\partial k_j} \delta k_j + \sum_{j=1}^Q \frac{\partial\lambda_i}{\partial m_j} \delta m_j \quad (6)$$

여기서 $\delta\lambda_i$ 는 i 번째 고유치의 미세편차이고 δk_j 와 δm_j 는 j 번째 부재의 강성과 질량의 미세편차를 나타낸다. 식(2)의 양쪽을 λ_i 로 각각 나누고 $Z_i = \delta\lambda_i/\lambda_i$ 라 하면,

$$\begin{aligned} Z_i &= \frac{\delta\lambda_i}{\lambda_i} = \sum_{j=1}^P \frac{1}{\lambda_i} \frac{\partial\lambda_i}{\partial k_j} \delta k_j + \sum_{j=1}^Q \frac{1}{\lambda_i} \frac{\partial\lambda_i}{\partial m_j} \delta m_j \\ &= \sum_{j=1}^P \frac{k_j}{\lambda_i} \frac{\partial\lambda_i}{\partial k_j} \frac{\delta k_j}{k_j} + \sum_{j=1}^Q \frac{m_j}{\lambda_i} \frac{\partial\lambda_i}{\partial m_j} \frac{\delta m_j}{m_j} \end{aligned} \quad (7)$$

만일 K_i 와 M_i 를 각각 i 번째 모달 강성과 모달 질량이라고 정의하고 $\lambda_i = K_i/M_i$ 를 식(7)에 대입하면,

$$Z_i = \frac{\delta\lambda_i}{\lambda_i} = \sum_{j=1}^P F_{ij} \alpha_j - \sum_{j=1}^Q G_{ij} \beta_j \quad (8)$$

$$\text{여기서 } F_{ij} = \frac{k_j}{K_i} \frac{\partial K_i}{\partial k_j}, \quad G_{ij} = \frac{m_j}{M_i} \frac{\partial M_i}{\partial m_j},$$

$$\alpha_j = \frac{\delta k_j}{k_j}, \quad \beta_j = \frac{\delta m_j}{m_j} \text{ 이다.}$$

변수 Z, α, β, F, G 를 행렬로 표시하면 식(9)와 (10)과 같이 표현할 수 있다.

$$Z = \begin{pmatrix} z_1 \\ z_2 \\ \vdots \\ z_n \end{pmatrix} \quad \alpha = \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_p \end{pmatrix} \quad \beta = \begin{pmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_q \end{pmatrix} \quad (9)$$

그리고

$$F = [F_{ij}] \quad G = [G_{ij}] \quad (10)$$

여기서 F는 NxP 행렬이고 G는 NxQ 행렬이다. 식(8)을 다시 쓰면,

$$Z = F\alpha - G\beta = [F \mid -G] \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = A\gamma \quad (11)$$

이 된다. 식(11)이 본 기법의 기본적인 식으로 F는 고유치 변화에 대한 시스템의 강성 변화에 관계되는 강성 민감도 행렬(NxP)이고, G는 고유치 변화에 대한 시스템의 질량 변화에 관계되는 질량 민감도 행렬(NxQ), Z는 두 시스템의 분수적 고유치 변화를 나타내는 Nx1 행렬, α 는 시스템간의 분수적 강성 변화를 포함하는 Px1 행렬, β 는 시스템간의 분수적 질량 변화를 포함하는 Qx1 행렬이다.

식(11)에서 두 시스템을 일치시키기 위하여 구해야 할 변수는 α 와 β 이다. Z는 두 시스템의 고유치를 이용하여 계산할 수 있으며, F와 G행렬은 유한 요소 해석을 이용하여 강성과 질량의 고유치에 대한 민감도를 쉽게 구할 수 있다. α 와 β 를 구하기 위해 식(11)을 다시 쓰면,

$$\gamma = \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = A^{-1}Z \quad (12)$$

여기서 A^{-1} 은 A의 역행렬이다. 식(12)에서 구한 α 와 β 는 두 시스템 간의 강성과 질량의 차이를 나타내며 이를 다시 구하고자 하는 시스템에 반영하여 해가 수렴할 때까지, 즉 Z가 0이 될 때까지 혹은 α 와 β 가 0이 될 때까지 반복하여 수행하면 두 시스템이 일치한다고 볼 수 있다.

3. 적용사례

3.1 철골 프레임의 모의 손상 실험

1998년 미국 캘리포니아 산타 바바라에서 열린 제 16차 IMAC(International Modal Analysis Conference)에서는 철골조 4층 빌딩에 대한 모의 손상 데이터를 이용하여 손상을 찾는 대회(Blind Test)가 개최되었다. 이 대회의 주목적은 서론에서 명기한 진동특성을 이용한 다양한 손상평가 방법, 즉 현재까지 개발된 혹은 개발 중인 손상평가 방법들의 실용성, 효용성 등을 평가하기 위한 것이었다. 모의 손상 데이터는 캐나다의 British Columbia 대학에서 그림 1과 같은 4층 철골조 프레임에 대한 손상 전 및 손상 후의 시간영역에서의 가진 입력과 가속도 응답을 유한요소 모델로 해석하여 수행하였다.³⁾ 모의 손상은 3가지 경우로서 손상의 정도에 따라 분류하면 다음과 같다.

- 경우 1 : 손상 없음
- 경우 2 : 두 개의 브레이싱 제거

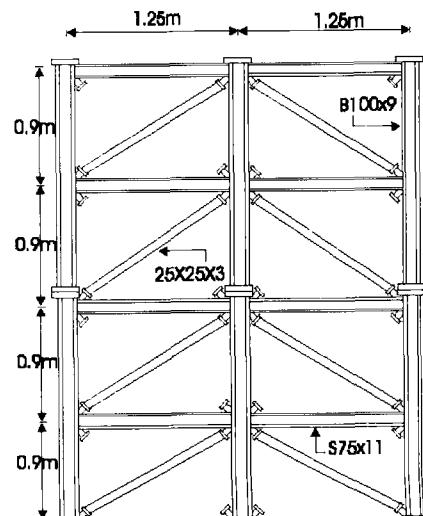
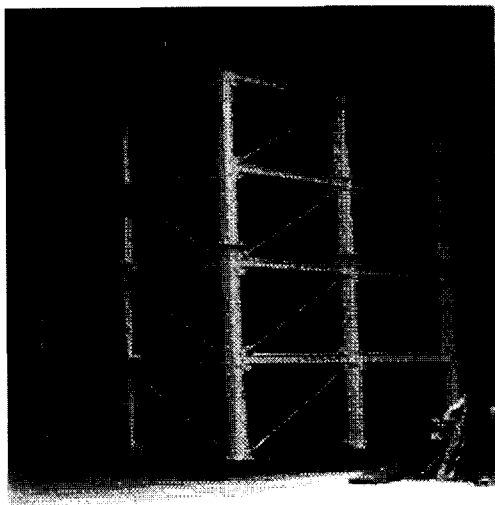


그림 1 1:3 스케일의 4층 철골 프레임

- 경우 3 : 1층 기둥-보의 접합부를 강절에서 소성 한 지로 변환

대회 참가자들은 경우 2와 경우 3의 손상위치와 손상도를 대회 당일 발표하기로 하였으며 필자도 본고에서 소개한 손상탐지 이론을 검증하기 위하여 참가하였다.¹⁷⁾

구조물의 모델은 British Columbia 대학에서 범용 구조해석 프로그램인 SAP90을 이용하여 브레이싱을 제외한 모든 기둥-보 접합부는 강절로 연결하였고 각 층은 4개의 판형 요소(plate element)를 이용하여 모델링 하였으며 각 요소의 질량은 그림 2와 같다. 그림 3은 모의 센서 위치를 나타낸 것으로 층별 4개씩 총 16개의 가속도계를 사용하였다. 그림에서 홀수 번호의 센서는 x-방향의 가속도 응답만을, 짝수 번호의 센서는 y-방향의 가속도 응답만을 측정하였다. 건물의 가진은 그림 3의 17번 채널에서 x 및 y축 방향으로 각각 다른 화이트 노이즈 함수(white noise function)를 이용하여 입력하였으며 이때 입력함수의 최대치는 6675N이다. 각 경우의 입력함수에 대한 16개소의 가속도 응답은 손상이 없는 경우는 감쇠율 2%를 적용하였고 손상이 있는 두 경우에는 5%를 적용하여 계산하였다. 또한 현장에서 실제 측정한 가속도 값과 근사하게 모사하기 위하여 5%의 잡음성분을 계산된 응답에 더해 주었다. 손상 실험 데이터는 각 경우마다 2개씩 총 6개의 텍스트파일로 구성되어 있으며, 각 파일에는 입력함수와 이에 따른 16개의 가속도 응답이 포함되어 있다. 입력함수 및 응답 데이터의 시간 간격은 0.005초이고 데이터의 개수는 16,384개이다.

손상탐지를 위해 시간 영역에서의 가진 입력 및 가

속도 응답으로부터 진동특성(고유진동수와 모드형상)을 추출하기 위하여 모달해석(modal analysis)을 수행하였다. 우선 가진 입력 방향에 따른 주파수 응답함수(frequency response function)를 x축과 y축에 대하여 각각 계산하였다. 주파수 응답함수는 가진 입력과 가속도 응답으로부터 구한 크로스 파워 스펙트럼(cross-power spectrum)을 가진 입력의 오토 파워 스펙트럼(auto-power spectrum)으로 나누어 계산하였다. 그림 4는 손상이 없는 경우 x축 방향으로 가진 하였을 때 센서 3번 위치에서의 주파수 응답함수로 그림 4(a)는 노이즈가 있는 데이터를 그대로 사용하였을 경우이고, 그림 4(b)는 노이즈를 효과적으로 제거한 상태이다.

시간영역 데이터에서의 노이즈 영향은 주파수 응답함수를 계산할 때 1,024개의 데이터를 20번 겹치게 하여 그 평균값을 구함으로써 효과적으로 줄일 수 있었다. 이때 1,024개의 데이터에는 FFT(Fast Fourier Transformation)변환 시 발생할 수 있는 누수현상을 없애기 위해 해닝윈도우(Hanning Window)를 적용하였다. 고유진동수와 모드형상은 주파수 응답함수의 피크(peak)부분에서 커브피팅(curve-fitting)을 하여 추출하였으며, x축 방향의 주파수 응답함수에서는 4개의 전단모드를(그림 5) y축 방향의 주파수 응답함수에서는 4개의 전단모드와 4개의 비틀림 모드를 각각 추출하였다(그림 6). 모드형상 추출 시 센서가 부착되지 않은 노드점의 움직임은 정보를 알고 있는 인접 센서를 이용하여 보간법으로 계산하였다.

손상위치의 추정에는 손상이 없는 경우의 모드형상과 손상이 있는 경우의 모드형상을 이용하여 전단강성(shear rigidity)이 저하한 위치를 찾아내는 것이다. 본 테스트에 주어진 데이터는 오직 16개의 가속도 응답(x

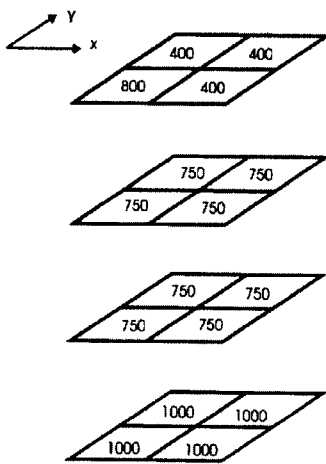


그림 2 층별 질량(kg)

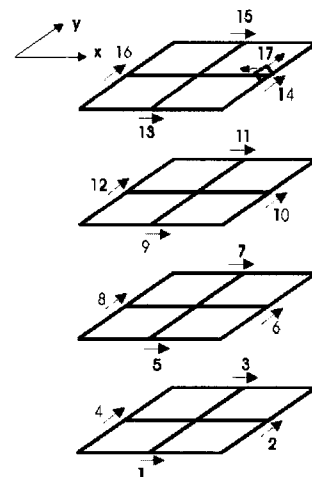
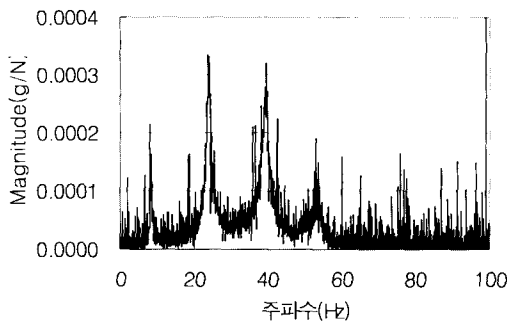
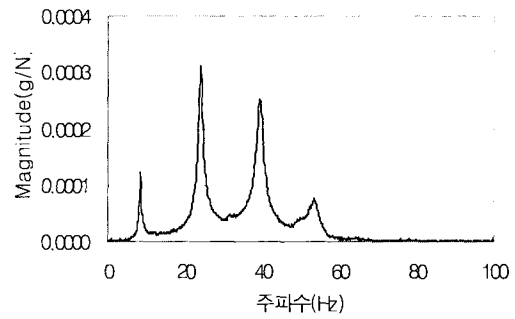


그림 3 센서 및 가진 위치



(a) 노이즈를 제거하지 않는 FRF



(b) 노이즈를 제거한 후의 FRF

그림 4 손상이 없는 경우 센서 3번 위치의 주파수 응답함수(FRF)

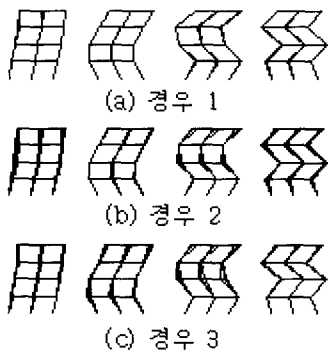


그림 5 x축 방향의 전단모드

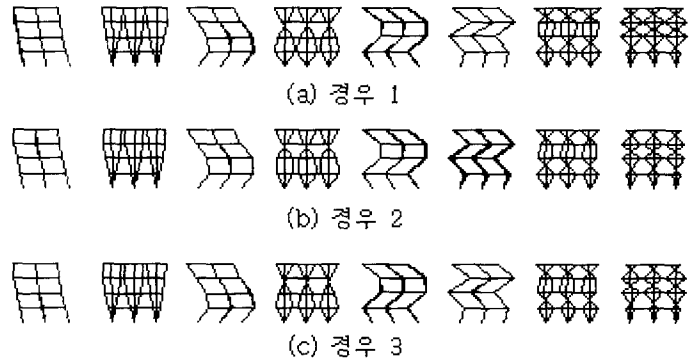


그림 6 y축 방향의 전단 및 비틀림 모드

축 방향으로 8개소, y축 방향으로 8개소)뿐이므로 손상 탐지 모델은 그림 7과 같은 전단 빔 모델을 사용하였다. 손상탐지 모델의 부재의 개수는 총 24개로 x축 방향으로 12개(부재번호 1부터 12), y축 방향으로 12개(부재번호 13부터 24)로 구성되어있다. 그림 7에 나타난 바와 같이 각 부재번호는 그 층을 대표한다. 즉 어느 특정 층에 손상이 있는지 없는지를 가려내는 것이다.

식(2)와 (3)을 이용하여 손상 경우 2와 손상 경우 3의 손상 추정 위치 결과를 그림 8에 각각 나타내었다. 그림 8은 고차모드에서 센서의 수가 충분하지 못해 모드형상을 정확히 표현할 수 없는 앨리어싱 효과(aliasing effect)를 피하기 위해 저차의 모드만을, 즉 x

축 및 y축 방향에서 각각 1차와 2차 모드만을 사용하여 얻은 결과이다. 그림에서 보듯이 손상 경우 2에서는 부재 9번과 10번에서, 손상 경우 3에서는 1번 부재에서 손상이 있음을 알 수 있다.(여기서 가설테스트의 신뢰도는 93%로 하여 z 값이 1.5이상이면 손상이 있는 것으로 판별하였다.) 두 경우 모두 손상의 위치가 x축 방향의 프레임 내에 있는 것으로 나타났으며 이는 그림 5와 그림 6의 모드형상을 비교해 볼 때 x축 방향의 모드형상이 y축 방향의 모드형상보다 손상의 영향을 많이 받은 것을 육안으로 관찰할 수 있는 사실과도 일치한다.

British Columbia 대학 연구팀이 발표한 모의 손상 위치의 정확한 위치는 그림 9와 같다. 손상 경우 2에서는 센서 3번과 7번 근처에서 2개의 브레이싱, 즉 1층 프레임과 2층 프레임에서 각각 하나씩을 제거하였고, 손상 경우 3에서는 이와 반대쪽인 1번 센서 바로 아래의 1층 프레임의 기둥이다. 이 위치는 그림 7의 손상탐지 모델과 비교해 볼 때 2개의 브레이싱은 부재 번호 9번 및 10번(손상 경우 2)에 해당하며, 기둥은 부재번호 1번(손상 경우 3)에 해당한다. 따라서 추정된 손상위치와 정확하게 일치함을 알 수 있다. 그림 8(a)를 자세히 살펴보면 9번과 10번 부재 외에도 11번 부재에서도 손상이 있다고 판정할 수 있다. 이는 1층과 2층의 손상이 3층의 움직임에도 영향을 미칠 수 있다고 판단할 수

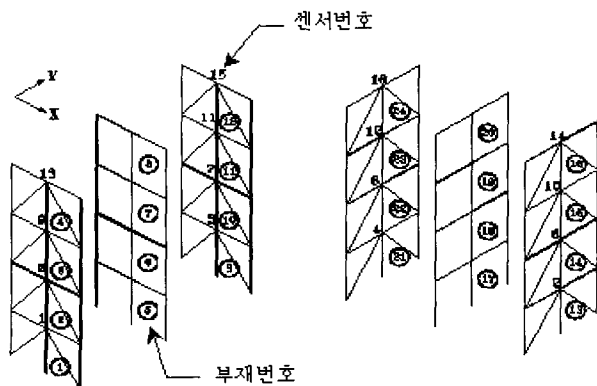
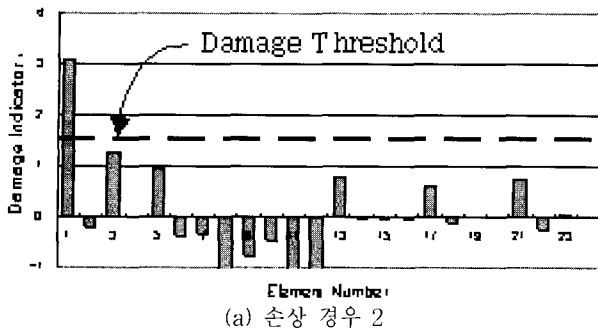
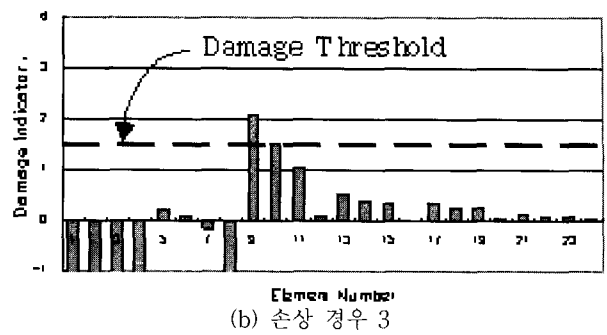


그림 7 손상탐지 모델의 부재번호 및 층위치

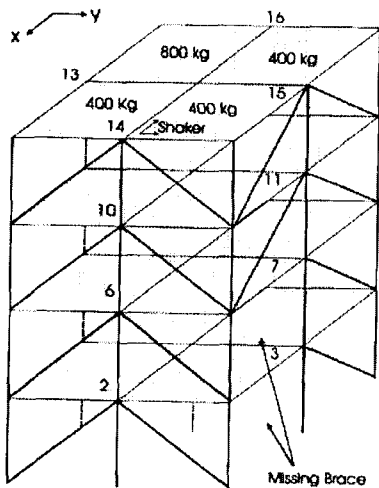


(a) 손상 경우 2

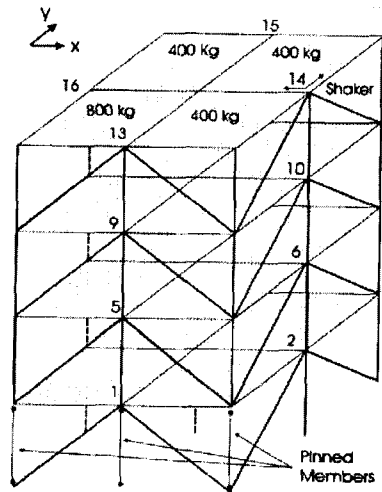


(b) 손상 경우 3

그림 8 손상위치 추정 결과



(a) 손상 경우 2(제거된 브레이싱 위치)



(b) 손상 경우 3(기둥의 소성힌지 위치)

그림 9 손상위치 정확해

있으며 또는 계측한 모의 손상데이터의 노이즈를 완벽하게 제거하지 못하여 데이터를 통계적으로 처리하는 과정에서 발생한 에러(error)일 수도 있다. 그러나 9번과 10번 부재에 비해 z값이 적으므로 손상이 11번 부재에 있을 확률은 9번과 10번 부재보다는 훨씬 적다고 할 수 있다. 이와 유사한 현상을 손상 경우 3에서도 발견할 수 있으며 그림 8(b)에서 손상이 확실한 1번 부재 외에 3, 5, 13, 17, 그리고 21번 부재에도 손상의 징후가 있으며 이 중 3번 부재를 제외한 모든 부재의 위치는 1층으로 1번 부재의 손상이 영향을 미친 것으로 판단된다.

손상도 크기에 관한 평가는 British Columbia 대학팀이 정확한 해를 결과에 포함하지 않아 직접 비교하기는 어려우나 유한요소 모델을 이용하여 그 해를 구할 수 있으며 표 1에 요약하였다. 예를 들어 손상 경우 2는 유한요소 모델에서 두 개의 브레이싱을 제거한 후 단위 힘을 가하여 1층과 2층의 절점에서 전단변위(shear displacement)를 구한 후 손상이 없는 경우의 전단변위와 비교하여 손상부위의 전단강성 저하(즉, 그 층의 강성저하)를 계산할 수 있다. 이렇게 구한 정확해를 표 1의

표 1 손상도의 정확해와 추정해의 비교

손상경우	정확해		추정해	
	부재 번호	손상도(α_j)	부재 번호	손상도(α_j)
2	9	-0.21	9	-0.14
	10	-0.21	10	-0.19
3	1	-0.29	1	-0.23

다섯 번째 열에 열거하였다. 모든 경우에서 추정된 값이 정확한 값보다 작게 나타났으며, 오차의 범위는 최소 9.5%에서 최대 33%이다. 원인은 전술한 바와 같이 모드형상을 추출할 때 주파수 응답함수의 노이즈를 완전히 제거할 수 없었기 때문이며 데이터 생성 시 사용한 손상 전 감쇠율(2%)과 손상 후 감쇠율(5%)이 다른 것도 그 원인이 될 수 있다.

결론적으로 16차 IMAC Conference에서는 전 세계에서 다수의 연구팀이 참가를 희망하여(약 10개 팀) 모의 손상 데이터를 가지고 경합을 벌일 예정이었으나 최종적으로 2개 팀만이 발표하였다. 그 중 한 팀은 이탈리아에서 참가한 연구팀²⁰⁾으로 British Columbia 대

학에서 제공한 Data로는 손상위치를 찾을 수 없었다고 발표하였으며, 나머지 한 팀은 필자가 속한 연구팀¹⁷⁾으로 본고에 소개한대로 정확하게 손상위치를 발표함으로써 손상지표 이론(Damage Index Method)의 우수성 및 실용성을 입증하였다.

3.2 3차원 트러스 구조물의 손상 탐지

본 절에서는 복잡한 형상으로 구성되어있는 3차원 트러스 구조물에 대한 부재별 손상탐지 사례에 대해 기술하고자 한다. Carrasco 등(1996)은 미국 항공우주국(NASA)의 스페이스 프로그램의 일환으로 미래의 우주 정거장 건설에 쓰일 3차원 트러스를 1:6 스케일로 제작하여 일련의 실험을 수행하였다. 실험의 목적은 손상 전과 17가지 경우의 손상을 가한 후의 모드형상과 고유진동수를 추출하여 손상평가를 하는 것이었으며 본고에서는 Carrasco 등이 제공한 모드형상을 이용하여 2절에서 소개한 손상지표 이론에 적용시켜 그 성능을 진단하고자 한다.

대상 구조물은 그림 10(a)와 같이 평균 강성이 0.063kN/m 인 12개의 스프링을 이용하여 W8x10 steel 빔에 매달았으며 빔은 실험실 천정으로부터 지지된 두 개의 케이블에 연결하여 구조물의 지지조건을 자유단에 근접하게 모사하였다. 트러스의 전체길이는 4.83m 이고 12개의 등간격 격자로 구성되어 있으며 총 300개의 부재와 91개의 절점으로 이루어져있다. 트러스의 단면은 그림 10(b)에서와 같이 육각형 격자로서 육각형 내부를 구성하고 있는 부재는 지름이 3.2mm인 스틸 강봉이고, 육각형 외부는 알루미늄 파이프로 외경 반지름이 8.56mm, 두께는 2.2mm이다.

17가지의 손상 경우는 손상의 정도에 따라 3가지 Type으로 분류하였으며 표 2에 손상 경우에 따른 Type과 손상부재를 열거하였다. Type I 손상은 부재의 가운데 부분에서 반원을 1.6mm 두께로 cutting하였고(180° × 1.6mm wide cut), Type II 손상은 부재 길이의 1/3에 해당하는 길이의 중앙부 반원 윗부분을 제거하였으며, Type III 손상은 부재 중앙부 부분을 완전히 절단하였다. 17가지 경우의 손상 부재 위치는 그림 11과 같다.

손상탐지의 목적으로 손상 전과 손상 후의 모드형상을 추출하기 위하여 17가지 손상 경우와 손상 전 구조물에 대해 모달 테스트를 수행하였으며 5개의 모드형상을 추출하였다. 그림 12는 손상 전 구조물에서 추출한 모드형상으로 모드별 특성을 기술하면 다음과 같다:

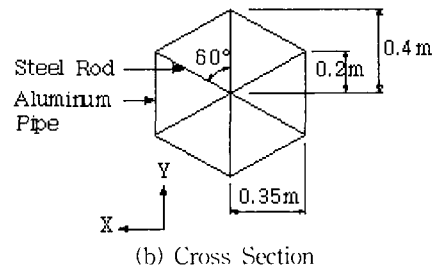
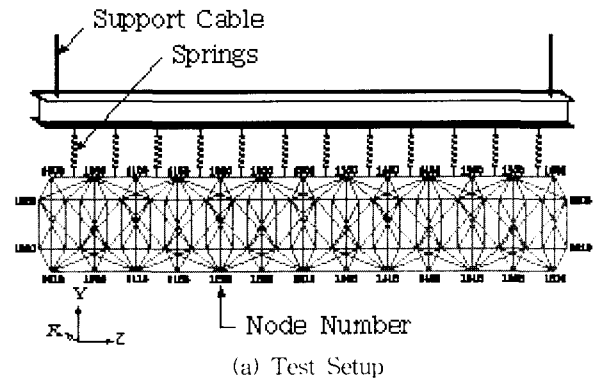


그림 10 대상 트러스 구조물

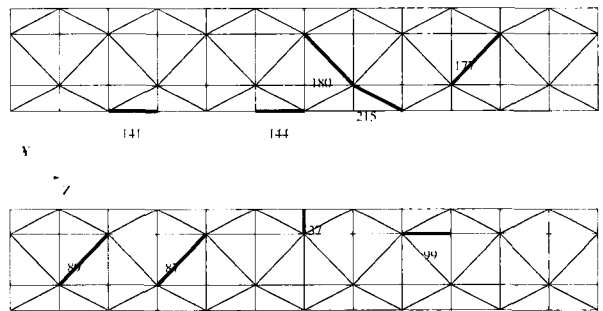


그림 11 손상 부재 위치

- (1) x축 방향의 1차 휨모드; (2) y축 방향의 1차 휨모드;
- (3) 1차 비틀림모드; (4) x축 방향의 2차 휨모드; (5) y축 방향의 2차 휨모드.

17가지 손상 경우에 대한 손상탐지는 각 경우마다 그림 12의 다섯 가지 모드형상을 동시에 이용하였으며 추정위치의 결과는 표 2의 마지막 열에 나타내었다. 이 중 손상 경우 6과 손상 경우 13의 결과를 그림 13과 그림 14에 각각 표시하였다.

표 3은 손상타입별로 손상지표 이론의 성능을 요약한 것으로 3가지의 지표, 즉 (1) 손상탐지 확률(probability of localization), (2) False positive error rate, (3) False negative error rate로 분류하였다. 손상탐지 확률은 손상을 가한 전체 부재수 중에서 정확하게 손상을 찾은 수의 비율이고, False positive error는 실제로 손상이 없으나 예측결과 손상이 있다고 판정한 예로 손상이 없는데 손상이 있다고 판정한 부재수를 전체 부재수로

표 2 손상 경우별 손상위치 및 추정위치

Damage Scenario		Damage Location(s)	
Case	Damage Type	Inflicted	Predicted
1	Type I	89	100,294,296,299
2	Type I	87	57,58,72
3	Type I	215	137,294,296
4	Type I	141	1,103,225,227,228
5	Type III	89	57,58,89,259
6	Type III	87	87
7	Type III	180	180,295,296,298,299
8	Type III	215	215,286
9	Type III	141	57,58,141,255,256,257
10	Type III	144	144
11	Type III	37	-
12	Type III	87,89	87,89
13	Type III	87,215	87,215
14	Type III	89,144	89,144
15	Type III	37,180	26,180,295,296,298,299
16	Type II	177	177,289,292
17	Type II	99,177	99,177,296

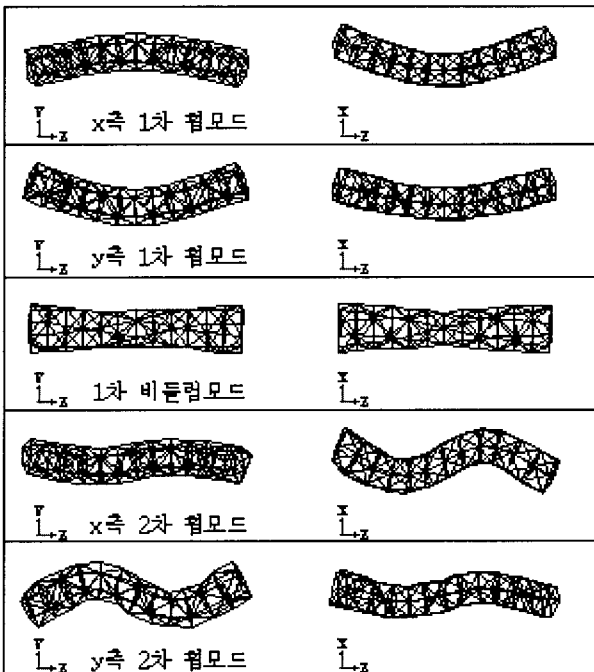


그림 12 손상 전 구조물에서 추출한 5개의 모드형상

나는 것이다. False negative error는 실제로 손상을 가하였으나 예측결과 손상이 없다고 판정한 예로 손상을 찾지 못한 부재수를 손상을 가한 부재수로 나눈 것이다. 이상적인 방법이라면 손상탐지 확률은 1이 되어야 하고 False positive error와 False negative error는 0이

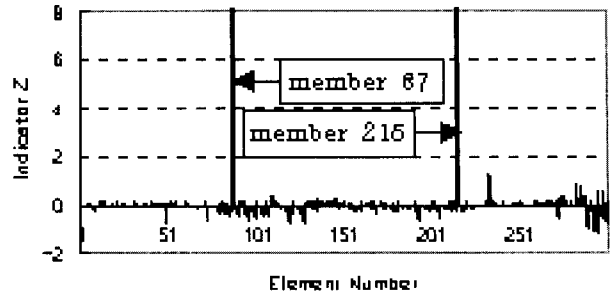


그림 13 손상 경우 6의 손상탐지 결과

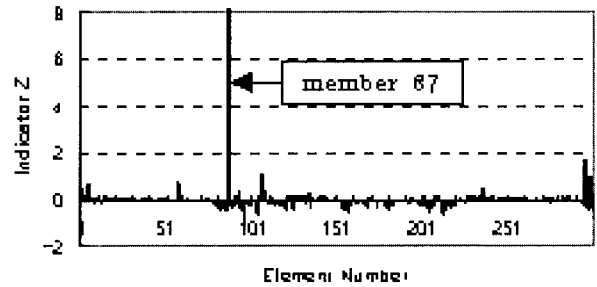


그림 14 손상 경우 13의 손상탐지 결과

되어야 한다.

표 3에 나타낸 바와 같이 손상 타입별 탐지 확률은 0~1이다. 손상 경우 1~4에 해당하는 Type I 손상(부재 중앙부의 180°x1.6mm wide cut)에 대해서 본고에서 소개한 손상지표 이론은 손상탐지에 실패하였다. Type I 손상을 가한 부재의 번호는 87, 89, 141, 215번이다. 이 부재들은 Type III 손상(부재 중앙부 절단)에 대해서도 같은 위치에서 반복되었으며(손상 경우 5, 6, 8, 9), Type III 손상의 경우에는 완벽하게 손상이 탐지되었다. 손상의 정도가 상대적으로 작은 Type I 손상에 대한 손상탐지 실패의 원인은 아마도 추출한 모드형상 내의 노이즈에 기인한 것으로 추측할 수 있다. 다시 말하면 계측 시스템이 포함하고 있는 노이즈 레벨 혹은 계측 데이터를 해석하는 과정에서 발생할 수 있는 오류 레벨이 Type I 손상으로 인해 구조물에 발생하는 물리적 현상의 편차보다 클 수 있다는 것이다. Type II 손상(손상 경우 16, 17)의 경우 세 곳 모두 손상이 올바르게 탐지되었다. 손상 경우 5~15의 Type III 손상 경우에는 부재 번호 37번이 포함되어 있는 손상 경우 11과 손상 경우 15에서 false negative error가 발생하였다. 부재 번호 37번의 위치는 그림 11에서 볼 수 있듯이 트러스의 중앙부분에서 육각형 외부로 구성하고 있는 부재의 일부분으로 이 곳에서의 모달 변형 에너지는 상당히 미세하여 변형에너지 민감도를 계산하면 거의 0에 가까운 곳이다. 부재의 수가 300개

표 3 손상 타입별 손상지표 이론의 성능

Damage Type	Number of Damage Location	Number of Correctly Predicted Locations (%)	Number of False Positives (%)	Number of False Negatives (%)
I	4	0 (0%)	15 (1.3%)	4 (100%)
II	3	3 (100%)	3 (0.5%)	0 (0%)
III	15	13 (87%)	18 (0.5%)	2 (13%)
Total	22	16 (73%)	36 (0.7%)	6 (27%)

인 3차원 트러스에 대한 손상 경우 17가지를 실험적으로 적용한 손상지표 이론의 성능을 종합적으로 평가하면, 총 22개의 손상 부위 중 16개의 손상을 올바르게 탐지하였다.

3.3 콘크리트 박스 거더교의 구조계 추정 (System Identification)

본 절에서는 Structural Health Monitoring(SHM)의 일환으로 미국 캘리포니아에 소재한 콘크리트 박스 거더교에 대해 1997년부터 1999년까지 필자가 속한 연구팀이 수행한 프로젝트(Park 등, 2001)의 일부를 소개하고자 한다. 대상 구조물은 그림 15와 같이 고속도로변의 도로를 연결하는 Overcrossing으로 1968년도에 건설되었다. 교량의 총 길이는 73.5m이고 상부 구조물은 4개의 web으로 구성된 2.1m 깊이의 콘크리트 박스교 구성되어있으며, 양쪽 단부의 교대와 중앙부에 일체로 연결된 기둥에 의해 지지되어 있는 연속 2스팬이다 (그림 16참조).

대상 구조물은 골재반응으로 인한 균열이 교대, 상판, 기둥 등에서 발생하여 육안으로도 쉽게 관찰할 수 있었으며 프로젝트의 주목적은 매년 정기적으로 진동 실험을 통하여 균열의 진전 상황, 균열이 구조계에 미치는 영향 등을 평가하는 것으로 계속 사용할 수 있는지의 건진성을 모니터링하는 것이었다. 약 2년 동안의 기간에 총 4번의 모달 테스트가 수행되었다. 모달 테스트의



그림 15 대상 구조물

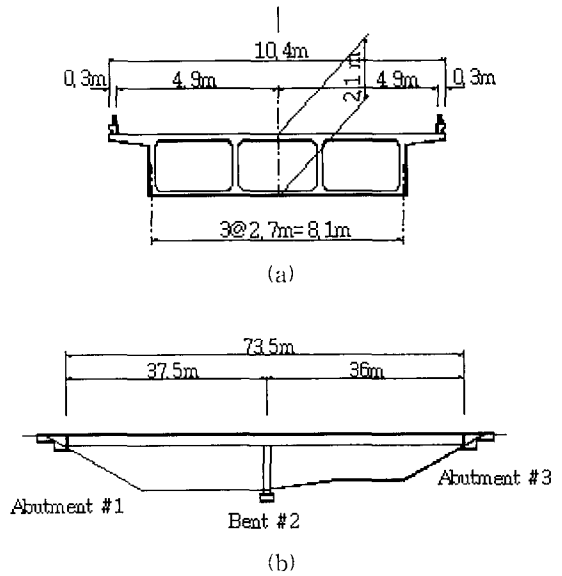


그림 16 대상 교량 제형

시점은 1997년 12월, 1998년 9월, 1999년 9월과 1999년 10월이었다. 3번째와 4번째의 실험 간격은 1개월밖에 안되는데 그 이유는 3차 모달 테스트를 수행한 후 한달여 되는 시점에서(Greenwich 평균 시간대로 1999년 10월 16일 09시 46분) 강도 7.1의 Hector Mine 지진이 대상 구조물 근처에서 발생하였으며, 지진의 영향을 평가하기 위하여 지진 발생 이틀 후인 1999년 10월 18일에 4차 모달 테스트를 수행하였다.

모달 테스트에 사용한 장비는 16채널 signal analyzer, 5개의 3축 가속도계, 자체 제작한 임팩트 해머, 모달 해석을 위한 상용 소프트웨어이다. 그림 17은 가속도계 레이아웃을 표시한 것으로 상판에서 26지점(E1~E13 그리고 W1~W13), 기둥에서 4지점(C1~C4), 총 30지점에서 x, y, z축 3방향의 가속도 응답을 계측하였다. 교량의 진동은 E3와 E4사이에서 약 150~200kg의 자체 제작한 해머(그림 18 참조)를 일정한 높이에서 상판에 자유낙하 시켜 충격을 주었다.

그림 19는 충격에 의한 가속도 응답의 전형적인 예로 19(a)는 교대(가속도계 E1)에서의 응답이고 19(b)는 스패의 중앙부(가속도계 E4)에서의 응답이다. 그림 20은

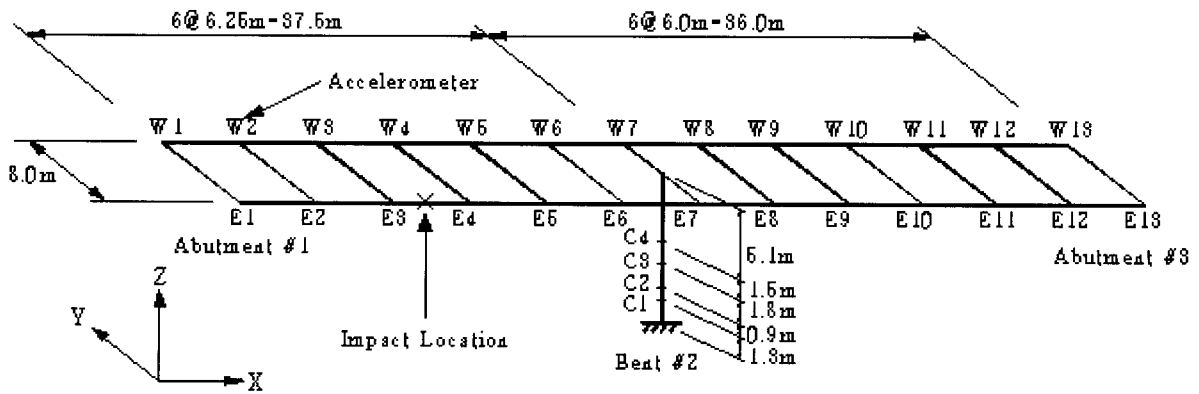


그림 17 가속도계 레이아웃

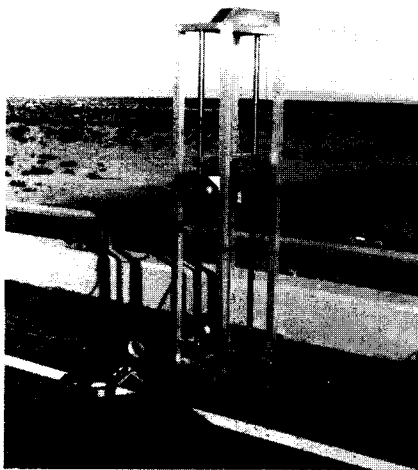
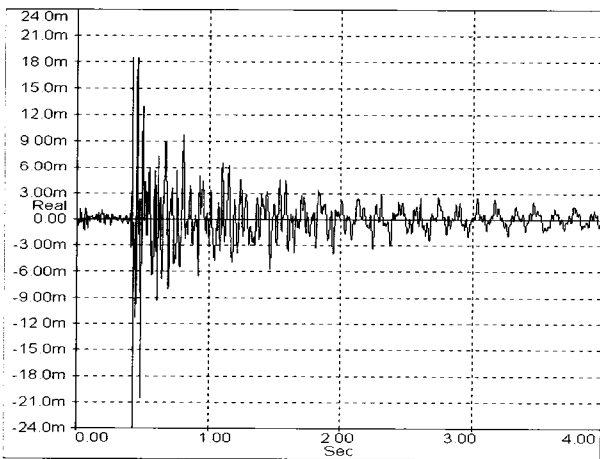


그림 18 자체 제작한 자유낙하 햄머

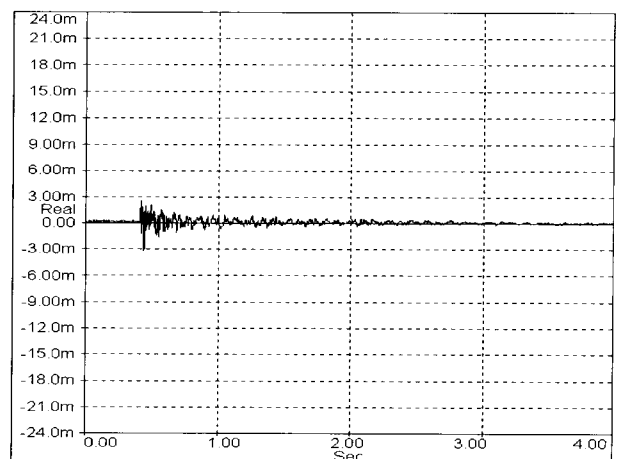
E4지점의 주파수 응답함수 및 이에 상응하는 Coherence Function이다. 주파수 응답함수는 현장 계측 시 발생하는 노이즈를 줄이기 위해 충격 반복횟수를 5회로 정하여 산술적으로 평균값을 사용하였다. 모달 테스트의 주

목적은 손상평가와 구조계 추정을 위한 모드형상 및 고유진동수를 주파수 응답으로부터 추출하는 것이다. 4번의 모달 테스트는 모두 같은 방법으로 진행하였고 모드형상은 상판과 기둥에서의 균열에 의한 강성이 저하된 부위를 찾아내는 것으로 이용하였으며(Park 등, 2001), 본 절에서는 정기적으로 실험을 통하여 얻은 고유진동수를 이용하여 시간의 흐름에 따른 구조계의 강성의 변화를 추정하고 건전성을 감시하는 사례를 기술하고자 한다.

표 4는 계측 시점별 고유진동수이다. 1차 실험에서는 모두 5개의 모드를 추출할 수 있었으며 모드형상은 그림 21과 같다. 2, 3, 4차 실험에서는 y축 방향 1차 휨 모드(그림 21에서 모드 2)를 제외한 4개의 모드가 추출되었다. 표 4를 자세히 살펴보면 특이한 사항을 관찰할 수 있는데 1997년 12월에 계측한 고유진동수가 1차 비틀림 모드를 제외하고 1998년 9월과 1999년 9월에 계측한 고유진동수보다 작다는 현상이다. 일반적으로 균열 등의 진전으로 구조체의 강성이 저하되면 고유진동

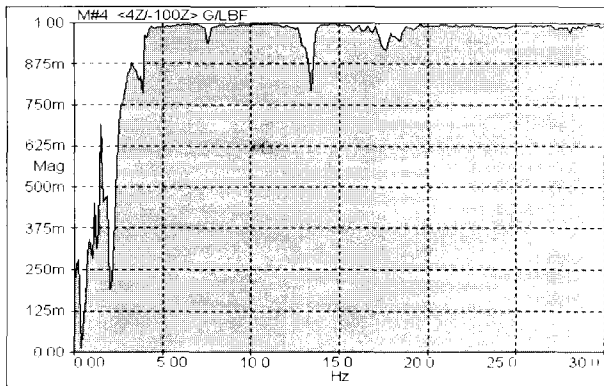


(a) 교대(가속도계 E1)

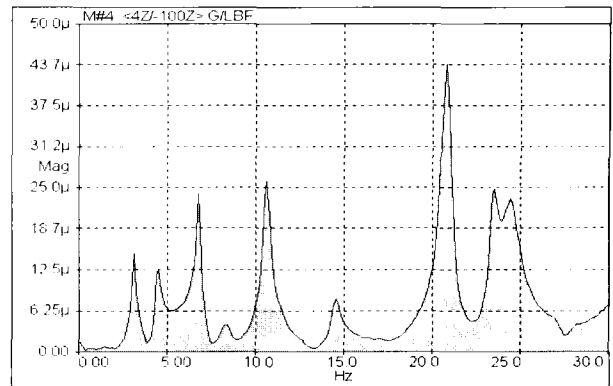


(b) 스펠 중앙부(가속도계 E4)

그림 19 시간영역에서의 z축 방향의 가속도 응답



(a) 주파수 응답함수(FRF)



(b) Coherence Function

그림 20 E4지점의 주파수 응답함수 및 Coherence Function

표 4 계측 시점별 고유진동수(Hz)

모드	1997년 12월	1998년 9월	1999년 9월	1999년 10월
1(z축 방향 1차 휨모드)	3.099	3.374	3.184	2.627
2(y축 방향 1차 휨모드)	3.219	-	-	-
3(z축 방향 2차 휨모드)	4.426	4.839	4.770	3.891
4(1차 비틀림모드)	6.781	6.740	6.683	5.400
5(y축 방향 2차 휨모드)	8.307	8.605	8.550	6.701

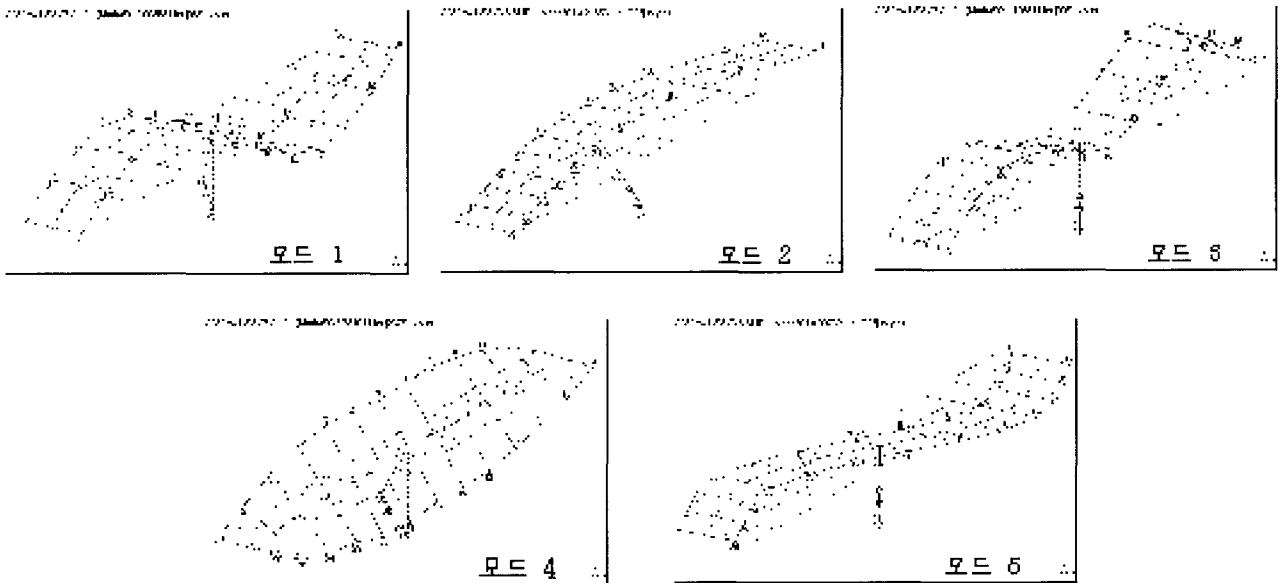


그림 21 모드형상

수도 저하되어야 하는데 이와는 반대현상이 나타났다.

이는 계측 시점의 기후 변화 등의 주변 여건에 따라 나타난 현상으로 해석할 수 있다. 대상 구조물이 위치한 지역은 겨울에는 비가 많이 내리는 우기로 습하고 평균 기온이 4~10°C이고 여름에는 건조하고 평균 기온이 16~21°C이다. 1997년 12월 계측당시에는 비가 많이 내리고 습한 날씨였으며 1998년과 1999년 9월에는 건조한 날씨였다. 따라서 1997년에는 콘크리트에 물이 스며들었을 가능성이 매우 높고 또한 상판의 골재반응으

로 발생한 균열 틈새로 빗물이 새어 박스 거더에 고여 있을 가능성도 높다. 이러한 극심한 기후 조건 변화를 반영하기 위하여 구조계 추정 해석과정에서 강성 뿐 아니라 질량의 변화도 변수에 포함하였다. 또한 표 4에서 Hector Mine 지진이 발생한 후의 1999년 10월에 계측한 모드의 고유진동수는 지진 발생 1개월 전에 계측한 모드의 고유진동수보다 17~21% 저하된 것으로 나타났다으며 이 때의 기후조건 변화는 거의 없었다는 것을 감안하면, 지진으로 인한 손상이 구조계의 강성에

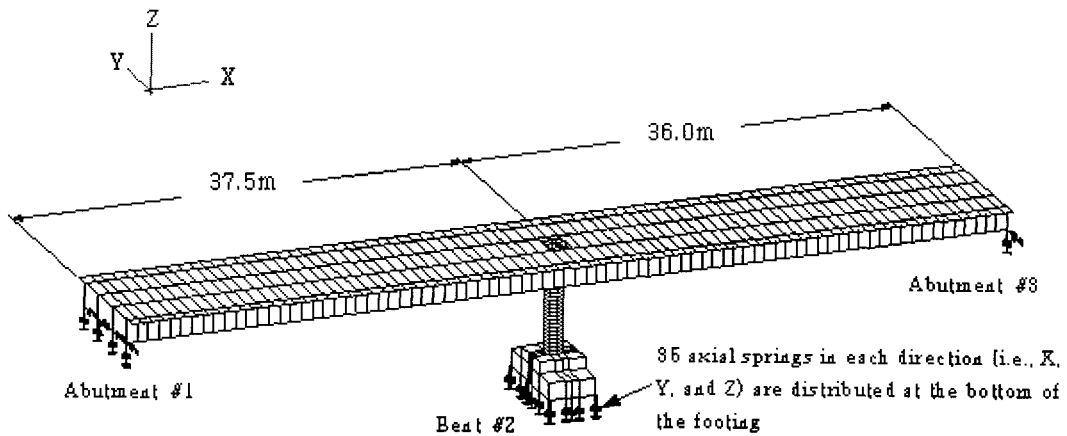


그림 22 유한요소 모델

상당한 영향을 미친 것을 알 수 있다.

구조계의 강성을 추정하기 위하여, 다시 말하면 구조 시스템을 Identify하기 위하여 맨 먼저 해야 할 일은 재료의 초기 물성치 등을 가정한 유한요소 모델을 만드는 것이다. 그림 22는 시공도면과 육안으로 관측한 데이터를 종합하여 만든 유한요소 모델로 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하였다. 초기 물성치는 철근 콘크리트 mass density $\rho=3190\text{kg/m}^3$, 포아송 비 $\nu=0.15$, 영계수 $E=27.6\text{GPa}$, 지반의 reaction modulus $k_s=75\text{MN/m}^3$ (medium dense sand)로 가정하였다. 다음은 구조 부위별 부재를 Group으로 나누는 것으로 다음 3가지 그룹으로 분류하였다: (1) Group 1: 상판; (2) Group 2: 기둥과 Bent #2 기초; (3) Group 3: 교대-지반 시스템.

이렇게 초기치를 가정한 유한요소 모델이 만들어지면 2.3절에 소개한 그룹별 강성 민감도 행렬(F)와 질량 민감도 행렬(G)을 수치적으로 구할 수 있다. 다음은 두 시스템, 즉 유한요소 모델과 계측한 시스템의 강성과 질량의 차이를 두 시스템의 고유진동수 차이로부터 식(12)를 이용하여 구한 후 다시 유한요소 모델에 update 시킴으로써 유한요소 모델이 계측한 시스템과 가장 근접할 때까지 혹은 수렴할 때까지 반복과정을 통해 구하는 것이다. 이렇게 구한 그룹별 강성과 질량을 표 5에 요약하였으며 그룹별 강성의 변화를 계측 시점에 따라 그래프로 그림 23과 그림 24에 각각 나타내었다.

그림에서 알 수 있듯이 상판은 지진 발생 전까지 강성의 변화가 거의 없이 진행되어 오다가 지진이 발생한 시점에서 급격하게 저하되었고, 기둥은 상판보다 골재반응의 영향이 컸던 것으로 손상이 상당히 진전되고 있음을 알 수 있으며 교대-지반 시스템은 상판과 기둥

보다 기후의 변화에 상당히 민감한 것으로 나타났다

표 5 계측 시점별 강성 및 질량 추정결과

Group	1997년 12월	1998년 9월	1999년 9월	1999년 10월
1 E(Gpa) ρ (kg/m ³)	21.7 2398	23.4 1995	21.7 2056	14.8 2056
2 E(Gpa) ρ (kg/m ³)	17.4 2398	10.0 1995	9.9 2056	8.1 2056
3 k(MN/m)	540	334	437	210

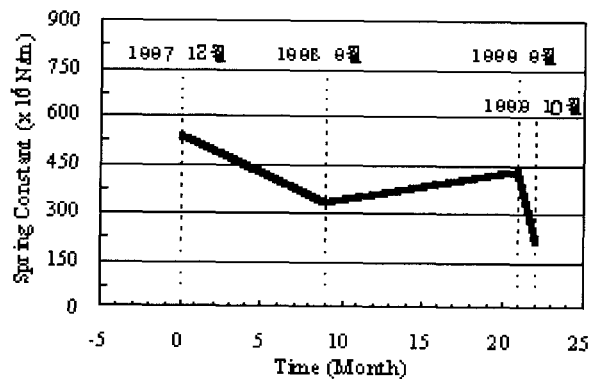


그림 23 상판과 기둥의 강성변화

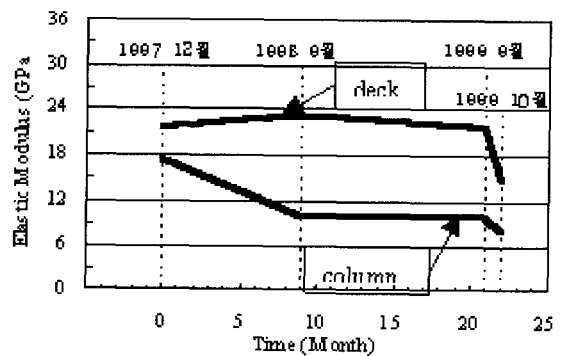


그림 24 교대-지반 시스템 강성변화

결론적으로 1997년에서 1999년까지 2년 동안의 주요 구조 부위별 강성의 변화를 살펴보면 상판과 기둥, 교대-지반 시스템에서 각각 32%, 53%, 61%의 강성이 저하되었다. 구조부재 강성 저하의 주원인은 1999년 10월에 발생한 Hector Mine 지진으로 교량이 상당한 손상을 입었으며 지진 전(1999년 9월)과 지진 후(1999년 10월)의 강성의 변화만을 살펴보면 상판, 기둥, 교대에서 각각 32%, 18%, 52%의 강성 저하가 발생하였다.

4. 결 론

본고에서는 손상평가 기법 및 구조계 추정기법의 이론을 소개하고, 4층 철골 프레임의 모의 손상실험, 3차원 space 트러스 구조물에 대한 손상탐지 및 콘크리트 박스 거더 교량의 구조계 추정기법 적용사례에 관해 기술하였다.

국내에서도 초고층 빌딩, 현수교와 같은 초대형 교량 등의 시공이 날로 증가하고 있으며 이러한 구조물의 유지관리에 소요되는 인력과 경비를 최소화하고 구조물의 건전성을 보다 효율적으로 감시할 수 있는 Structural Health Monitoring 시스템의 구축이 시급한 실정이다. 이러한 시스템을 구축하기 위해서는 다음과 같은 분야의 산·학 협동연구가 필수적이다.

- (1) 계측 방법에 대한 연구 - forced vibration, ambient vibration 등
- (2) 계측한 데이터의 처리과정 및 해석방법의 개발
- (3) 많은 양의 데이터를 처리할 수 있는 하드웨어 개발
- (4) sensing technology - remote sensor, wireless sensor의 개발
- (5) 시스템의 자동화 - 소프트웨어 개발

참 고 문 헌

1. 박수용, 김정태, 김연복, "진동감시를 통한 트러스 구조물의 진단", 대한도시방재학회논문집, 제1권, 제2호, 2001, pp.63~74
2. Begg, R. D., Mackenzie, A. C., Dodds, C. J., and Loland, O., "Structural Integrity Monitoring Using Digital Processing of Vibration Signals," *Proc. of the 8th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 1976, Paper 2549
3. Black, C. J., and Ventura, C. E., "Blind Test on Damage Detection of a Steel Frame Structure," *Proceedings of the 16th International Modal Analysis Conference*, Santa Barbara, California, 1998, pp.623~629
4. Carrasco, C. J., Osegueda, R. A., and Ferregut, C. M., "Modal Tests of a Space Truss Model and Damage Localization Using Modal Strain Energy," *Report No. Fast 96-01*, University of Texas at El Paso, El Paso, Texas, 1996
5. Cawley, P., and Adams, R.D., "The Locations of Defects in Structures from Measurements of Natural Frequencies," *J. Strain Analysis*, Vol. 14, No. 2, 1979, pp.49~57
6. Chondros, T. G., and Dimarogonas, A. D., "Identification of Cracks in Welded Joints of Complex Structures," *J. Sound and Vibration*, Vol. 69, No. 4, 1980, pp.531~538
7. Crohas, H., and Lepert, P., "Damage Detection Monitoring Method for Offshore Platforms Is Field Tested," *Oil and Gas J.*, Vol. 80, No. 8, 1982, pp.94~103
8. Duggan, D. M., Wallace, E. R., and Caldwell, S. R., "Measured and Predicted Vibration Behavior of Gulf of Mexico Platforms," *Proc. of the 12th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 1980, Paper 3864
9. Elkordy M. F., Chang, K. C., and Lee, G. C., "A Structural Damage Neural Network Monitoring System," *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 9, No. 2, 1994, pp.83~96
10. Garcia, G. V., "Evaluation of Relative Performance of Classification Algorithms for Nondestructive Damage Detection," *Ph.D. Dissertation*, Texas A&M University, College Station, Texas, 1996
11. Gibson, J. D., and Melsa, J. L., *Introduction to Nonparametric Detection with Applications*. Academic Press, New York, New York, 1975
12. Gudmundson, P., "Eigenfrequency Changes of Structures Due to Cracks, Notches, or Other Geometrical Changes," *J. Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 30, No. 5, 1982, pp.339~353
13. Leath, W. J., and Zimmerman, D. C., "Analysis of Neural Network Supervised Training with Application

- to Structural Damage Detection," *Proc. of the 9th VPI&SU Symposium on Dynamics and Control of Large Structures*, Blacksburg, Virginia, 1994, pp.583~594.
14. Nadler, M., and Smith, E. P., *Pattern Recognition Engineering*. John Wiley, New York, New York, 1993
 15. Pandey, A. K., Biswas, M., and Samman, M. M., "Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes," *J. Sound and Vibration*, Vol. 145, No. 2, 1991, pp.321~332
 16. Park, S., and Stubbs, N., "Bridge Diagnostics via Vibration Monitoring: A Case Study," *Proceedings of SPIE, Smart Structures and Materials 1996: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, Vol. 2719, 1996
 17. Park, S., Stubbs, N., and Bolton, R. W., "Damage Detection on a Steel Frame Using Simulated Modal Data," *Proceedings of 16th International Modal Analysis Conference*, Santa Barbara, California, 1998, pp.616~622
 18. Park, S., Stubbs, N., Bolton, R. W., Choi, S., and Sikorsky, C., "Field Verification of the Damage Index Method in a Concrete Box Girder Bridge via Visual Inspection," *International Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. Vol. 16, No. 1, 2001, pp.58~70
 19. Rhim, J., and Lee, S., "A Neural Network Approach for Damage Detection and Identification of Structures," *AIAA/ASME Adaptive Structures Forum*, 1994, pp.173~80
 20. Ruotolo, R., and Surace, C., "Diagnosis of Damage in a Steel Frame," *Proceedings of the 16th International Modal Analysis Conference*, Santa Barbara, California, 1998, pp.609~615
 21. Stubbs, N., and Osegueda, R., "Global Non-Destructive Damage Evaluation in Solids," *Int. J. Analytical and Experimental Modal Analysis*, Vol. 5, No. 2, 1990, pp.67~79
 22. Stubbs, N., Kim, J. T., and Topole, K., "An Efficient and Robust Algorithm for Damage Localization in Offshore Platforms," *ASCE 10th Structures Congress '92*, San Antonio, Texas, 1992, pp.543~546
 23. Stubbs, N., Kim, J. T., and Farrar, C. R., "Field Verification of a Nondestructive Damage Localization and Severity Estimation Algorithm," *Proc. of the 13th Int. Modal Analysis Conf.*, Nashville, Tennessee, Vol. 2, 1995, pp.210~218
 24. Stubbs, N., and Park, S., "Optimal Sensor Placement for Mode Shapes Via Shannon's Sampling Theorem," *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 11, No. 6, 1996, pp.411~419
 25. Stubbs, N., and Kim, J. T., "Damage Localization in Structures without Baseline Modal Parameters," *AIAA J.*, Vol. 34, No. 8, 1996, pp.1644~1649
 26. Stubbs, N., Park, S., Bolton, R., Choi, S., and Sikorsky, C., "Non-destructive Estimate of the Rate of Change of Structural Degradation of the Lavic Road Overcrossing," *Technical Report No. FHWA/CA/ESC-99/13 Submitted to State of California*, Department of Transportation, Sacramento, California, Texas Engineering Experiment Station, Contract No. 32525-51640, 1999
 27. Stubbs, N., Park, S., Sikorsky, C., and Choi, S., "A Level IV Global Nondestructive Damage Assessment Methodology for Civil Engineering Structures," *International Journal of systems science*, Vol. 31, No. 11, 2000, pp.1361~1373
 28. Vandiver, J. K., "Detection of Structural Failure on Fixed Platforms by Measurement of Dynamic Response," *J. Petroleum Technology*, 1977, pp. 305~310
 29. Wu, X., Ghaboussi, J., and Garrett, J. H., "Use of Neural Networks in Detection of Structural Damage," *Computers and Structures*, Vol. 42, No. 4, 1992, pp.649~659 