

초고층건물의 성능평가를 위한 응답의존 시스템판별 및 모델향상

Output-Only System Identification and Model Updating for Performance Evaluation of Tall Buildings

조순호¹⁾

Cho, Soon-Ho

국문 요약 >> 구조물에 고유한 진동수, 모드형태 및 감쇠비 등과 같은 동적성능치를 추출하기 위하여 25층 및 42층 건물에 대하여 자연 진동에 의한 동적계측실험을 수행하였다. 고려된 건물은 주요 횡하중 지지기구조로서 코아벽체 혹은 전단벽체가 추가된 철근콘크리트건물이며, 입면 혹은 평면상으로 골조가 혼합된 구조형식을 나타낸다. 특히, 25층 건물은 측면에 위치한 코아벽체 이외에 상부로부터 내려오는 전단벽 구조가 4층 바닥이하에서 골조형식으로 전환되는 복잡한 구조이다. 이와 같은 이유 및 건물 주방향의 유사한 강성배치로 매우 근접하고 혼합된 모드형태가 예상되어 시스템판별 시 어려움이 예상된다. 현재까지 개발된 다양한 시스템판별법을 대상건물의 자연진동 실측기록에 적용하여 모달계수를 유도하였으며, 그 결과를 비교·분석하였다. 3개의 주파수영역 및 4개의 시간영역에 근거한 응답의존 시스템판별법이 고려되었다. 서로 다른 시스템판별법에 의하여 추출된 고유진동수 및 감쇠비는 대체로 상당한 일치를 보였으나, 모드형태는 사용된 방법에 따라 정도가 다르게 불일치를 나타냈다. 실험으로부터 추출한 성능치와 초기 유한요소해석 값을 비교해 본 결과 대상건물 모두 적어도 저차 3개의 고유진동수에서 2배 정도의 차이를 나타냈다. 실험과 해석결과의 일치를 위하여 몇몇 수동모델향상이 시도되었으며, 허용할 만한 결과를 획득하였다. 사용된 시스템판별법에 대하여 각자의 장, 단점에 대하여 기술하였으며, 본 연구와 같은 실제 대형구조물에 대하여 자동모델향상기법을 적용할 시 예상되는 문제점에 대하여 토의하였다.

주요어 동적성능, 실험 모달해석, 유한요소해석, 모델향상, 자연진동, 응답의존 모달해석, 시스템판별, 고층 건물

ABSTRACT >> Dynamic response measurements from natural excitation were carried out for 25- and 42-story buildings to evaluate their inherent properties, such as natural frequencies, mode shapes and damping ratios. Both are reinforced concrete buildings adopting a core wall, or with shear walls as the major lateral force resisting system, but frames are added in the plan or elevation. In particular, shear walls in a 25-story building are converted to frames from the 4th floor level downwards while maintaining a core wall throughout, resulting in a fairly complex structure. Due to this, along with similar stiffness characteristics in the principal directions, significantly coupled and closely spaced modes of motion are expected in this building, making identification rather difficult. By using various state-of-the-art system identification methods, the modal parameters are extracted, and the results are then compared. Three frequency-domain and four time-domain based operational modal identification methods are considered. Overall, all natural frequencies and damping ratios estimated from the different identification methods showed a greater consistency for both buildings, while mode shapes exhibited some degree of discrepancy, varying from method to method. On the other hand, in comparison with analysis results obtained using the initial finite element (FE) models, test results exhibited a significant difference of about doubled frequencies, at least for the three lower modes in both buildings. To improve the correlation between test and analysis, a few manual schemes of FE model updating based on plausible reasons have been applied, and acceptable results are obtained. The advantages and disadvantages of each identification method used are addressed, and some difficulties that might arise from the updating of FE models, including automatic procedures, for such large structures are carefully discussed.

Key words dynamic properties, experimental modal analysis, finite element analysis, model updating, natural vibration, operational modal analysis, system identification, tall buildings

¹⁾ 정회원·광주대학교 건축학과 교수
(대표저자: gaza@gwangju.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 5. 19 / 수정일 : 2008. 7. 28 / 게재확정일 : 2008. 7. 28)

1. 서론

최근 들어, 초고층 건물과 같은 대형 건축/토목 구조물에 시스템판별기법을 적용하여 주요 구조정보를 추출하고자하는 기술에 대한 관심이 날로 증가하고 있다. 올바른 판별기

법에 의하여 구조물의 동적성능 관련계수를 정확히 산정하는 일은 구조물의 동적거동을 이해하고, 바람 및 지진하중에 대하여 구조물의 안전성을 확보하는데 있어 매우 중요하다. 시스템판별기법은 유한요소해석 모델향상(FE Model Updating) 혹은 다른 방법에 의하여 구조물의 건강 상태를 모니터링하거나(Structural Health Monitoring), 미확정 구조변수(Uncertain Structural Parameters)를 평가하는 분야의 초기 단계에도 사용된다. 대상 구조물에 대한 일련의 진동기록은 구조물에 대한 정보를 충분히 포함하고 있으므로, 이러한 기록데이터를 적당한 수학적 방법에 의하여 처리하면 고유진동수(f), 모드형태(ϕ) 및 감쇠비(ξ) 등과같이 구조물에 유용한 정보를 추출해 낼 수 있는 것이다.

전통적인 모달실험은 입력 및 출력진동에 대한 기록 모두를 측정하여 수행되어 왔으며, 이에 대한 자세한 내용은 여러 문헌에서 찾을 수 있다.^{(6),(9),(12)} 하지만, 이러한 실험 방법을 건물 등과 같은 대형 건축/토목 구조물에 적용할 경우 바람, 교통 및 거주자의 움직임 등과 같이 자연적으로 발생하는 진동원의 세기보다 큰 레벨의 인공 가진력을 부가하여야 하므로, 자칫하면 구조물에 피해를 유발할 수 있다. 따라서 건축/토목 구조물에는 자연진동원을 가진원으로 고려하는 것이 회피할 수 없는 상황인데, 이러한 자연진동원의 측정은 불가능하지는 않지만 심각한 어려움을 동반한다. 이러한 이유로 지난 수십년 동안 응답기록만(Output-Only or Operational)을 사용하는 시스템판별기법에 대한 연구가 상당히 진행되어 왔으며, 현재는 어느 정도 성숙단계를 맞이하고 있다. 하지만, 응답의존 시스템 혹은 모달판별법의 단점 중의 하나는 측정된 모드형태에 대한 절대적인 스케일링이 불가능하여, 불확정 입력진동 뿐만 아니라 확정 입력진동 기록 모두를 사용하는 소위 복합판별법(Combined Identification)이라 불리는 새로운 성격의 판별법이 최근에 소개된 바 있다.^{(4),(19)}

현재까지 응답의존 판별법에 대한 연구는 주로 교량구조물에 대하여 수행되어 왔다.⁽¹⁵⁾ 모달판별법을 적용하는데 있어 건물과 교량을 특별히 구별하여야 할 이유는 없지만, 건물구조는 칸막이벽 및 외피(Cladding) 등과 같은 비구조체의 영향으로 강성 및 질량 분포가 매우 불규칙하며, 보다 불확실한 지하구조물의 경계조건 등을 포함하고 있으므로 교량보다 심한 불확정성 및 비선형성을 내포하고 있다. 더욱이, 건물 높이가 높을수록, 주요 방향의 평면 크기가 유사할수록 DC Hz에 가깝거나, 여러 주파수가 매우 인접하게 위치하는 고유진동수 분포를 나타낸다. 또한, 평면상에서 강성의 비대칭 뿐만 아니라 입면상의 강성의 비균일성(Non-proportionality)

으로 인하여 휨과 비틀림이 크게 혼합되는 모드형태를 수반한다. 한편, 건물의 동적계측은 개방되지 않은 공간 등을 이유로 케이블 배치 및 센서 설치에 심각한 어려움이 발생하여 보다 큰 오류 혹은 잡음(Noise)을 포함하기 쉽다.

본 연구는 완성 단계 혹은 바로 입주 직전에 있는 25층 및 45층 주상복합 콘크리트 건물에 대하여 수행한 모달실험 및 판별해석 결과를 기술한다. 현재까지 개발된 시스템판별기법 중 최신 혹은 실무에서 흔히 사용하는 주파수 및 시간영역판별법을 적용하여 해석을 수행하였으며, 또한 이의 장단점을 비교하였다. 판별결과는 설계단계에서 설정한 초기 FE해석결과와도 비교하였으며, 더 나아가서 모델향상을 위한 몇몇 수동기법을 시도하였다. 향후, 현재의 경우와 같이 실험실 모형구조가 아닌 실제/대형 구조물에 대하여 수치학적 최적이론(Numerical Optimization)을 적용하여 자동모델향상을 시도할 시 예상되는 여러 문제점에 대하여 토의하였다.

2. 건물개요 및 측정방법

광주, 상무지역에 위치한 Dawoo Dioville 25층, 철근콘크리트, 오피스텔 건물(DWD)은 37.2m×38.1m 크기의 타워부분에 주거공간이 배치되어 있으며, 4층 바닥이하는 42m×40.5m의 약간 확장된 바닥면적에 상업시설을 포함하고 있다(그림 1). 3층과 4층 사이에는 층고 3m의 추가층이 존재하며(3+층), 2.0m×1.8m의 전이보가 타워부분 외곽부에 설치되어 있다. 한편, 주차시설을 위하여 54m×51.3m의 지하 5층을 포함하고 있으며, 지상 1층 바닥에서부터 전체 건물의 높이는 104m이다. 기초바닥판은 거의 정사각형에 가까운 형태를 지니고 있으나, 3+층에서부터 지붕층까지 평면의 중앙부분이 개방된 속이 빈 단면형태(Hollow Section)를 취하고 있다. 외곽부의 길이 및 단면방향에서 건물이 차지하는 부분의 두께는 6.9m 혹은 7.8m이며, 사용된 콘크리트의 강도는 24~30MPa이다. 건물의 북쪽면에 코아벽체(200mm)가 배치되어있고, 나머지 세 면에는 개개 주거단위를 구획하는 전단벽(180mm)이 3.9m 간격으로 촘촘하게 배치되어 있다(그림 2). 이러한 세대간의 벽체는 하부층(4층바닥 이하)으로 내려오면서 골조구조로 전환된다. 구조대칭성은 단지 남북방향(NS)에서만 유지되고 있으며, 기초는 토질의 지내력($f_e=0.6\text{MPa}$)에 직접 지지되는 매트형으로서 두께가 1.0~1.8m이다. 2006년도에 건물이 완성되었으며, 측정은 시공단계에서 입주직전에 이르기까지 수차례에 걸쳐 수행되었다.

또 다른 42층 철근콘크리트 건물은 Daelim Acroville이

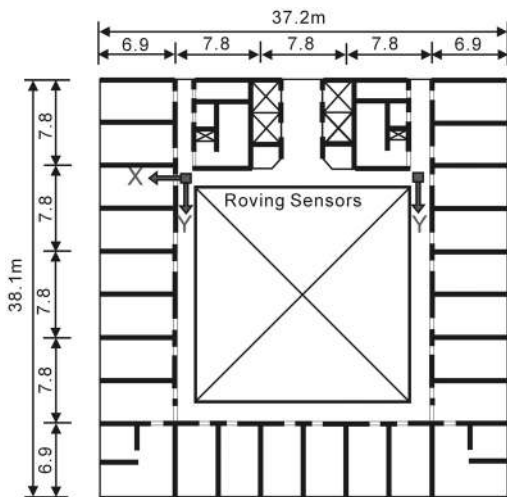


(a) Overall view

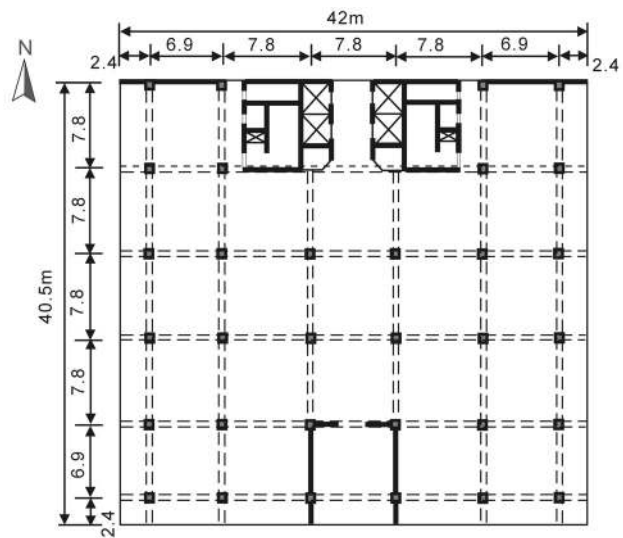


(b) Central void

〈그림 1〉 DWD 건물



(a) Floor levels 5 to 22



(b) Floor levels 2 to 3

〈그림 2〉 DWD 건물의 평면도

라 불리는 주상복합건물(DLA)로서 평촌에 위치하고 있으며, 그림 3에서 보는 바와 같이 120.8m×82.2m 크기의 확장된 저층부와 한 쌍의 타워를 갖고 있다. 5층 바닥을 기준으로 주요 용도는 주거 및 상업용이다. 타워부분의 바닥면적은 64m×28.4m이며, 지상1층 바닥으로부터 전체 건물높이는 162m이다. 2개의 타워를 묶는 공동지역에 지하5층의 주차시설이 설치되어 있으며, 7층과 8층 사이에는 관련 기계시설을 집중적으로 수용하기 위하여 층고 1.8m의 추가층이 배치되어 있다. 사용된 콘크리트의 강도는 30~42MPa이다. 각 타워는 중앙부 코어, 외곽부 골조 및 이를 연결하는 Outrigger

보로 구성되어 있으나, 25층에서 41층 바닥까지 건물의 남북면이 서로 마주보면서 계단형태로 Setback이 되어있으므로 고층부에는 반대칭 형태(Anti-symmetrical)의 구조배치를 나타낸다(그림 4). 주요 벽체의 두께는 8층 바닥을 기준으로 600mm에서 400mm로 감소하며, 주요 기둥의 크기는 최하층에서 최상부 층으로 올라감에 따라 1.5m×1.2m에서 1.1m×0.85m로 바뀌며, 대표적으로 2m×0.45m의 넓은 보(Wide-beam)가 사용되고 있다. 기초형식은 지반토질에 의하여 직접 지지되는 매트형이며($f_c=1.5\text{MPa}$), 두께는 대략 1.8m이다. 본 건물의 공사는 매우 최근에 완료되었으며, 측

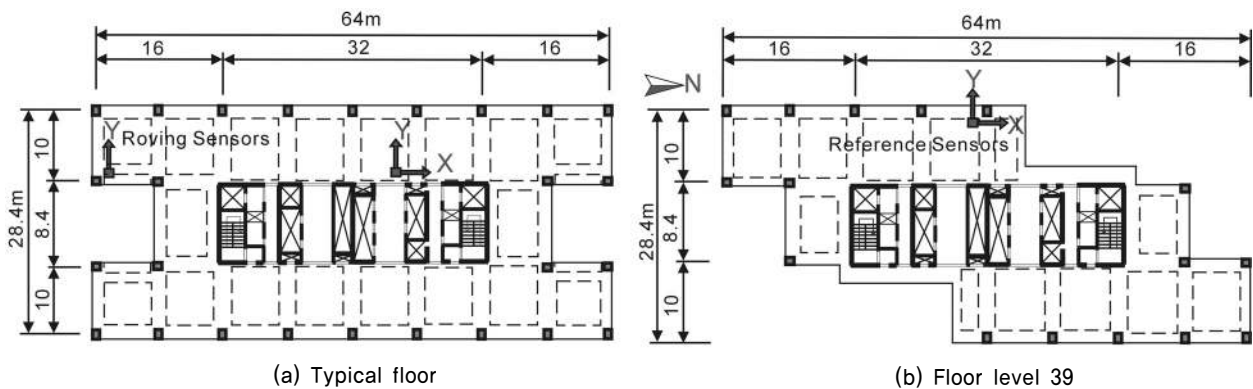


(a) Overall view



(b) Upper tower for test

〈그림 3〉 DLA 건물



〈그림 4〉 DLA 건물의 평면도

정은 시공단계에서 최종 내부공사가 진행될 때 까지 서너 번에 걸쳐 수행하였다.

총 8개의 Force-Balanced형 가속도계(CMG-5U; 100Hz 고유진동수, 5V/g Sensitivity, 130dB Dynamic Range)가 사용되었으며, 이중 2개는 고정용 기준센서이고, 나머지 6개는 이동용 센서로서, 매 Setup당 2개층 단위를 포함한다(그림 3 및 그림 4). 센서의 High Gain Option($\pm 0.05g$) 및 DAQ의 Gain계수를 80까지 할 경우 1,600배까지 증폭된 신호를 획득할 수 있으며, RogaDAQ16(16bit A/D Converter 포함)를 통하여 획득할 수 있는 분해능은 $0.038\mu g$ 이다. Low Sampling Rate, Screen Monitoring, Filtering, Triggering 기능 등과 관련된 모든 측정변수는 DasyLab에 의하여 조절되었다. 지붕층으로부터 시작하여 바닥층에 이르기 까지 2개층 단위로 연속 혹은 교대로 한 층을 건너가면서 측정을

수행하였으며, 그 결과 DWD 및 DLA에 각각 13개 및 10개의 Setup을 획득할 수 있었다.

100Hz Sampling Rate, 16배 Oversampling, 40Hz Cutoff Frequency & 8th Order Butterworth Digital Anti-aliasing Filter를 사용하였으며, 매 Setup당 대략 30~40분 정도를 측정하였다. 센서의 감도가 $100V/g$ 인 점을 감안할 때 실제 입력되는 미세진동의 크기는 대략 $0.05\sim 0.1mg$ ($g=9.8m/sec^2$)에 해당한다. 현장에서 획득한 신호는 판별기법을 적용하기 이전에 곧바로 Decimation, Detrend, High- 혹은 Low-Pass Filtering, 전기신호 및 불필요채널 제거, Time Window 적용, 스펙트럼 분석 등의 신호처리 단계를 거쳐 데이터를 정화 혹은 축소하였으며, 이는 획득한 신호의 경향 파악 뿐 만 아니라, 향후 보다 복잡한 판별해석에 흔히 발생하는 메모리 부족 문제를 해소하는 역할을 한다. 한편, 각 Setup 마다 동

시에 측정된 채널은 부분 모드형태를 결정하며, 모든 Setup에 공통인 기준채널의 기록 및 Least Squares 방법을 이용하여 스케일 계수를 결정한 후 서로 연결하여 전체모드형태를 형성할 수 있다. 이러한 과정에서 알 수 없는 이유로 심한 잡음이 포함된 Setup은 최종 모드형성에는 배제하였다.

3. 시스템관별법

응답의존 시스템관별법은 입력진동에 대하여 변수는 미결정적이나, 거동은 결정적인 특성을 갖는 백색잡음(White Noise)이라는 가정으로 부터 출발한다. 입력진동에 대한 이러한 정보의 부족은 두 가지 결과를 초래한다. 첫째, 입력진동이 백색잡음이 아니거나 단조형(Harmonics)일 경우, 산정된 모달계수의 값은 근사값이거나, 이를 관별하기가 매우 어려우므로, 소위 안정화도(Stability Diagram)라 불리는 연속적인 시스템차수에 대하여 일련의 모달계수를 산정하여 동일한 양상을 나타내는지 여부를 결정하는 절차가 요구된다. 둘째는 단위 모달질량 혹은 다른 방법에 의하여 획득한 모드형태를 스케일링 할 수 없다는 점이다. 그럼에도 불구하고, 이러한 시스템관별기법은 구조물의 동적거동을 이해하고 성능을 정의하는데 충분한 정보를 제공하고 있으며, 더 나아가서는 스케일이 된 모드형태를 획득할 수 있는 새로운 방법의 개발을 위하여 꾸준히 발전해 나가고 있다.^{(2),(20)}

본 연구에서는 주파수영역 관별법으로 PP, FDD, pLSCF를 적용하였으며, 시간영역 관별법으로는 COV-SSI, DATA-SSI 및 이들의 기준센서 사용 버전인 COV-SSI/Ref 및 DADA-SSI/Ref 등을 사용하였다. 이러한 시간영역 시스템관별법은 MATLAB기반 MACEC 프로그램에 잘 반영되어 있다.⁽²⁰⁾ 각 관별법에 대한 자세한 정보는 참고문헌 (14) 및 (16)과 같다.

3.1 주파수영역법

3.1.1 PP(Peak-Picking)

입력-응답 경우에 사용된 FRF(Frequency Response Function)는 입력에 대한 PSD(Power Spectral Density) 대신에 백색잡음의 변동 행렬(Covariance Matrix)로 대치할 수 있으며, 고유진동수 부근의 응답스펙트럼은 작은 감쇠율 및 잘 분리된 주파수를 가정하여 모달벡터의 곱으로 표시할 수 있다. 따라서 고유진동수에서 스펙트럼 행렬의 각 열 및 행은 그 주파수에 해당하는 모드형태로 간주할 수 있다. 실질적인 PP에 대한 해석논리는 Felber⁽⁷⁾에 의하여 구현되었다. 보다 신뢰성 있는 고유진동수를 산정하기 위하여 스펙트럼 행렬의 대각선요소로부터 Average Normalized PSD를 산

정할 것을 제안하였다. ANPSD는 측정된 가속도에 DFT(Discrete Fourier Transform)를 적용하여 주파수영역으로 전환하고, 개개의 PSD를 관심영역의 전체 PSD 합으로 나누어 Normalize하며, 최종적으로 이의 평균값을 취하여 획득한다. 동시에 측정된 기록에 대하여 일치함수(Coherence)를 산정하여 고유진동수 여부를 판정할 수 있으며, 모드형태의 성분은 고유진동수에서의 전달함수(Transfer)를 산정하여 결정한다. 여기서 전달함수는 이동센서/기준센서 기록의 비이므로 모든 전달함수는 기준센서에 대한 모드성분을 나타낸다. 서로 대칭으로 위치한 센서의 기록을 더하거나 감하여 순수 휨 및 비틀림 모드의 거동을 추출해 낼 수 있다.

3.1.2 FDD(Frequency Domain Decomposition)

특이치 분해법(Singular Value Decomposition)을 사용하는 FDD는 상기 PP법의 향상된 버전이다. 특이치 분해는 신호의 잡음을 감소시키며, 인접하여 위치하는 주파수 들을 용이하게 관별할 수 있게 한다.⁽³⁾ DFT를 적용하여 측정된 응답의 스펙트럼 밀도를 산정하는 것으로부터 출발한다. 하지만, PP와는 달리 ANPSD를 곧바로 사용하는 것이 아니라, 스펙트럼 행렬을 구성하고, 이로부터 특이치 분해법을 사용하여 매 주파수선에 해당하는 성분을 분해한다. 그 결과, 1-자유도에 해당하는 일련의 자기 스펙트럼 밀도함수(Auto Spectral Density Function)를 획득할 수 있는데, 이러한 가정은 입력진동이 백색잡음 및 작은 감쇠율일 것을 요구하며, 인접모드형태가 직교방향일 경우에 보다 사실에 일치한다. 특이치 분해에서 특이치 벡터는 모드벡터로 간주되며, 고유진동수는 개개 독립 1-자유도 자기 스펙트럼 밀도함수를 IDFT(Inverse)에 의하여 시간영역치로 전환하여 산정한다. 따라서 고유진동수 및 감쇠율은 각각의 1-자유도 자기상관함수의 Crossing Time 및 Logarithmic Decrement 방법에 의하여 결정할 수 있다.

3.1.3 pLSCF(Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain)

최근 들어 가중치를 갖는 최소자승법칙(Weighted Least Squares) 및 MIMO(Multiple-Input and Multiple-Output) FRF를 기본데이터로 하는 새로운 비반복계산의 주파수영역 변수산정법이 소개되었다.⁽¹⁸⁾ Polymax 혹은 pLSCF라 불리는 이 방법은 그동안 실무에서 널리 사용되어온 시간영역 관별법인 pLSCE(pLS Complex Exponential)법과 매우 유사하다. 주요절차는 주파수, 감쇠율 및 참여율에 근거한 안정화도 산정, 사용자가 선택한 안정극점(Pole)을 이용하여 최소자승단계에서 모드형태를 결정하는 내용 등을 포함

한다. 이 기법의 최대장점은 주어진 시스템차수의 함수로서 시스템 Pole 및 참여계수를 매우 안정되게 판별할 수 있다는 점이며, 그 결과 안정화도를 판독하기가 SSI에 비하여 훨씬 용이하다. 이러한 특성은 향후 모달중첩이 심한 고차 혹은 큰 감쇠율이 예상되는 경우에 안정화도로부터 자동으로 Pole을 선택하는 절차에 적용될 수 있다.

3.2 시간영역법

3.2.1 COV-SSI & COV-SSI/Ref(Covariance-Driven Stochastic Subspace System Identification)

COV-SSI는 응답기록으로부터 불확정적 상태-공간 모델을 판별함으로써 불확정 실현문제(Stochastic Realization)를 취급한다. 불확정 실현화는 확정적 입력-출력 실현화 문제와 밀접한 관계가 있으며⁽¹⁰⁾, 잡음을 갖는 데이터를 취급하기 위하여 확장되었다. 한편 응답기록 만에 의한 불확정적 실현화 문제는 Akaike⁽¹¹⁾에 의하여 다루어 진 반면에, Juang⁽¹¹⁾에 의하여 개발된 고유치실현화 해석논리는 확정적 실현화 문제를 모달해석에 적용한 경우이다.

실용적 SSI-COV기법의 해석절차는 응답변동치 산정, Block Toeplitz 행렬의 SVD, 요구되는 모델차수에 따라 SVD의 절삭(Truncation), SVD를 두 부분으로 분리하여 확장된 Observability 및 Controllability 행렬산정 및 최종적으로 상태-공간 관계식에 따라 A, C 및 G 행렬의 산정이다. 여기서 A, C 및 G는 상태-공간 표현식에서 상태전환, 응답 및 다음상태-응답에 대한 변동치 행렬이다. 모달계수는 A 및 C로부터 고유치분해에 의하여 산정할 수 있다.

다른 한편으로, 모든 응답과 일련의 기준센서에 대한 변동치만을 포함하도록 본래의 관련식을 변형시킬 수 있는데, 소위 이를 SSI-COV/Ref라 한다.⁽¹⁷⁾ 실제 측정에서는 가끔 많은 수의 센서가 필요하지만, 위치적 이유로 모든 센서에서 동일한 질의 기록을 확보하기가 매우 어렵다. 일부 채널은 모드형태의 절점에 가깝게 위치할 수 있으며, 또 다른 채널은 고정단에 가까운 경계지역에 위치할 수 있다. 따라서 제일 잘 측정된 센서가 기준센서로 선택된다면, 질의 손실 없이 판별작업을 수행할 수 있다. 이론적으로 시스템 차수는 Block Toeplitz 행렬에 대하여 영이 아닌 특이치 수에 의하여 결정할 수 있으나, 실제적으로 산정된 변동 Toeplitz 행렬은 잡음에 영향을 받으므로 모든 특이치 값이 0이 아닐 수 있다. 또한 연속된 두 특이치 값의 간격을 조사하는 방법이 제안되긴 하였지만, 일반적으로 가능하면 고차의 시스템 차수를 고려하는 편이 현명하다.

3.2.2 DATA-SSI & DATA-SSI/Ref(Data-Driven Stochastic Subspace System Identification)

DATA-SSI 방법은 응답데이터에 QR분해 및 SVD, 최소자승법칙 등과 같은 강력한 수치기법을 적용하여 상태-공간 모델을 유도한다.⁽²³⁾ COV-SSI와는 달리 DATA-SSI는 미래응답 행공간을 과거응답 행공간에 투영함으로써 응답간의 변동치를 산정하는 과정을 요구하지 않는다. 실제로 변동치 산정과 투영은 밀접한 관계에 있으며, 이 두 작업은 잡음을 제거하는 역할을 한다. 투영은 큰 Block Hankel 행렬의 QR분해로부터 수행한다. 단지 다음 논리에서 요구되는 R계수 값만 산정하므로 상당한 데이터의 축소가 이루어진다. 그 다음 COV-SSI 혹은 DATA-SSI는 SVD를 수행하게 되는데, 이러한 분해는 시스템 및 해당 행렬의 열 혹은 행공간 차수를 결정한다. DATA-SSI에 SVD를 적용하기 바로 이전에, 해당 데이터 행렬에 가중치를 주는 방법에 따라 유사방법이 존재한다. 이러한 가중치는 판별될 판별모델의 상태-공간 기초벡터를 결정한다. 그 대표적인 예로 CVA(Canonical Variate Analysis), PC(Principal Components) 혹은 UPC(Unweighted Principal Components) 등을 들 수 있다. 실무적용에 있어 이 세가지 방법은 모달계수 산정과 관련된 정확도에는 무시할 만한 차이를 나타낸다. 본 연구에서는 CVA방법을 채택한다.

COV-SSI/Ref와 마찬가지로, 미래응답 행공간을 과거 기준응답의 행공간에 투영함으로써 기준센서를 사용한 DATA-SSI법을 유도해낼 수 있다. 투영을 하는데 있어 기준 미래응답으로 제한하지 않는 이유는 모든 측정위치에서 모드형태를 획득하기 위함이다. 기준센서를 사용한 버전은 컴퓨터 메모리문제 및 계산시간을 획기적으로 줄일 수 있다.

4. 시스템판별 결과 및 분석

상기 7개의 주파수 및 시간영역 시스템판별 기법을 적용하여 DWD 및 DLA 건물에 대하여 모달계수를 추출한 결과는 표 1 및 표 2와 같다. DWD에서는 총 9개의 모드를, DLA는 총 10개의 모드를 판별할 수 있었다.

PP와 같은 비변수법은 Peak선택 시 해석자의 주관에 크게 의존하는 고전적 방법이나 구조물의 동적거동을 나타내는 모든 Peak를 대체적으로 잘 내포하고 있었다. 또한, FDD는 SVD에 의하여 잡음이 크게 감소하고 보다 명확한 모드형태를 제공하고 있어 PP보다는 개선된 방법이기도 하나, 역시 주요 Peak를 선택하는데 있어 해석자의 의지를 완전 배제할 수는 없었다. 그림 5는 ARTeMIS에 의하여 산정

〈표 1〉 여러 시스템관별법에 의하여 추출된 모달계수(DWD)

Modes	Initial FE		PP	FDD	pLSCF		COV		COV/Ref		DATA		DATA/Ref		Description
	f(Hz)				f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	
1	0.403	x>θ	0.708	0.713	0.712	0.76	0.711	0.54	0.712	0.54	0.711	0.58	0.712	0.58	1st x bending
2	0.476	y	0.794	0.791	0.790	0.78	0.789	0.89	0.789	0.68	0.790	0.83	0.789	0.68	1st y bending
3	0.484	θ>x	0.916	0.918	0.918	0.61	0.920	0.90	0.919	0.71	0.920	0.88	0.919	0.68	1st θ torsion
4	1.148	x≈θ	2.332	2.217	2.265	1.02	2.212	1.16	2.243	1.98	2.217	1.17	2.238	1.93	2nd x bending
5	1.647	y	2.405	2.423	2.416	0.86	2.419	0.78	2.416	0.85	2.419	0.75	2.416	0.82	2nd y bending
6	1.885	θ≈x	2.734	2.744	2.736	0.62	2.770	0.91	2.735	0.73	2.772	0.99	2.734	0.73	2nd θ torsion
7	2.415	x≈θ	3.943	3.936	3.940	0.51	3.940	0.94	3.934	0.89	3.945	0.93	3.938	0.78	3rd x bending > θ torsion
8	3.336	y	4.688	4.688	4.674	1.28	4.634	1.58	4.687	1.32	4.648	1.75	4.674	1.50	3rd y bending
9	3.993	θ≈x	4.993	4.990	4.961	1.01	4.979	2.18	4.981	0.85	4.980	0.90	4.978	0.81	3rd θ torsion > y bending

x direction corresponds to East–West direction.

〈표 2〉 여러 시스템관별법에 의하여 추출된 모달계수(DLA)

Modes	Initial FE		PP	FDD	pLSCF		COV		COV/Ref		DATA		DATA/Ref		Description
	f(Hz)				f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	f(Hz)	ξ(%)	
1	0.147	y	0.317	0.322	0.321	0.66	0.314	1.49	0.312	1.12	0.319	1.55	0.309	1.33	1st y bending
2	0.191	x	0.416	0.420	0.418	0.76	0.415	1.29	0.417	1.55	0.415	1.30	0.417	1.47	1st x bending
3	0.238	θ	0.476	0.469	0.470	0.55	0.472	0.64	0.471	0.50	0.471	0.65	0.471	0.51	1st θ torsion
4	0.665	y	1.013	1.016	1.013	0.78	1.012	0.87	1.014	0.79	1.012	0.82	1.014	0.81	2nd y bending
5	0.683	x	1.287	1.289	1.286	0.75	1.285	0.81	1.287	0.76	1.285	0.83	1.288	1.44	2nd x bending
6	0.736	θ	1.392	1.406	1.396	0.67	1.409	0.70	1.399	0.90	1.407	0.71	1.401	0.95	2nd θ torsion
7	1.278	x≈θ	2.100	2.109	2.103	0.45	2.099	0.43	1.986	0.53	2.100	0.48	2.135	0.78	3rd y bending
8	1.406	x≈θ	2.417	2.412	2.408	0.77	2.438	0.83	2.393	0.66	2.409	1.05	2.393	0.77	3rd x bending
9	1.632	y	2.649	2.500	2.653	0.35	2.656	0.80	2.652	0.84	2.652	0.89	2.654	0.65	3rd θ torsion
10	2.031	θ≈x	3.345	3.340	3.505	0.25	3.353	1.10	3.355	1.11	3.374	1.03	3.342	0.94	4th y bending

x direction corresponds to North–South direction.

된 대상 건물의 스펙트럴 밀도행렬에 대한 특이치 분포를 나타낸다.⁽²¹⁾

pLSCF를 적용하는 데는 Setup당 2개의 센서, 512 데이터수를 사용하였는데 이는 모든 채널을 포함할 경우 Correlogram의 변동치가 크게 나타났기 때문이다. 이는 동일한 Setup 내에서도 장기간 측정을 할 경우 균일한 질의 데이터를 확보하기가 매우 어려움을 의미한다. 안정 Pole을 선택하는데 있어 pLSCF는 보다 엄격한 절차를 포함하고 있으므로 SSI 보다는 훨씬 작은 수의 안정 Pole을 제공한다. 따라서 현재의 안정화도를 획득하기 위하여서는 모드형태 및 감쇠비에 대한 조건을 완화시킬 필요가 있었다(그림 6). 그림 6에서 ⊕=안정 Pole, √=주파수 및 모달벡터에 대한 안정 Pole, d=주파수 및 감쇠비에 대한 안정 Pole, f=주파수에 대한 안정 Pole, •=새로운 안정 Pole을 표시한다.

SSI와 관련된 안정화도를 작성하는데 있어 1% 차이 고유진동수, 5% 차이 감쇠율 및 1% 차이 모드벡터 기준을 사용하였으며, 또한 모달감소이론이 제안하는 MTN(Modal Transfer Norm) 값에 따라, 거짓 Pole을 배제하였다.⁽⁸⁾ MTN은 관계된 모드가 배제될 경우 발생하는 오차를 측정하는 기준 값이다.

따라서 큰 MTN 값을 갖는 모드만을 고려하였을 경우, 보다 용이하게 안정 Pole을 선택할 수 있다(그림 7 및 그림 8). 한편 Ref 버전을 사용할 경우에는 보다 높은 모델차수를 고려할 수 있다.

서로 다른 시스템관별법에 의하여 추출된 고유진동수 및 감쇠율은 대체적으로 두 건물 모두에 대하여 매우 일치된 결과를 나타내고 있다(표 1 및 표 2). 또한 그림 9 및 그림 10은 FDD에 의하여 추출된 3-D 모드형태를 보여주고 있다. 모드형태를 도식하는데 있어 FDD를 선택한 이유는 가장 명확하게 모드형태를 제시하고 있을 뿐만 아니라, 후처리와 관련된 모듈이 ARTeMIS⁽²¹⁾에 잘 반영되어 있기 때문이다.

예상한 바와 같이 DWD 건물은 NS(North-South)방향의 휨과 비틀림 모드는 대체로 잘 결정된 반면에 EW(East-West)방향에서는 비대칭강성의 영향으로 1차모드 이후 휨 모드와 비틀림모드가 심하게 혼합되는 양상을 나타내고 있다. 본 건물은 입면 상으로도 비균일성을 나타내고 있고, 주 방향 강성의 크기가 유사하기 때문에 추출된 모든 모드는 대체로 서로 혼합되었거나 매우 인접하게 나타났다.

DLA 건물에서는 단변과 길이방향의 강성의 차이로 DWD 보다는 보다 분리된 휨모드 거동을 나타내고 있다. 기본적

으로 휨모드와 비틀림모드가 결합되는 양상은 없지만, 모드 차수가 높아질수록 NS방향 보다는 EW방향에서 보다 더 결합된 거동이 관측되었으며, 이는 길이방향 단면이 상대적으로 더 크기 때문인 것으로 판단된다(Apparent Asymmetry). FDD와 여러 다른 판별법으로부터 획득한 모드형태의 비교는 그림 11과 같이 MAC(Modal Assurance Criterion) 값으로 표시할 수 있다. DWD의 저차 3개 모드 및 5번째 모

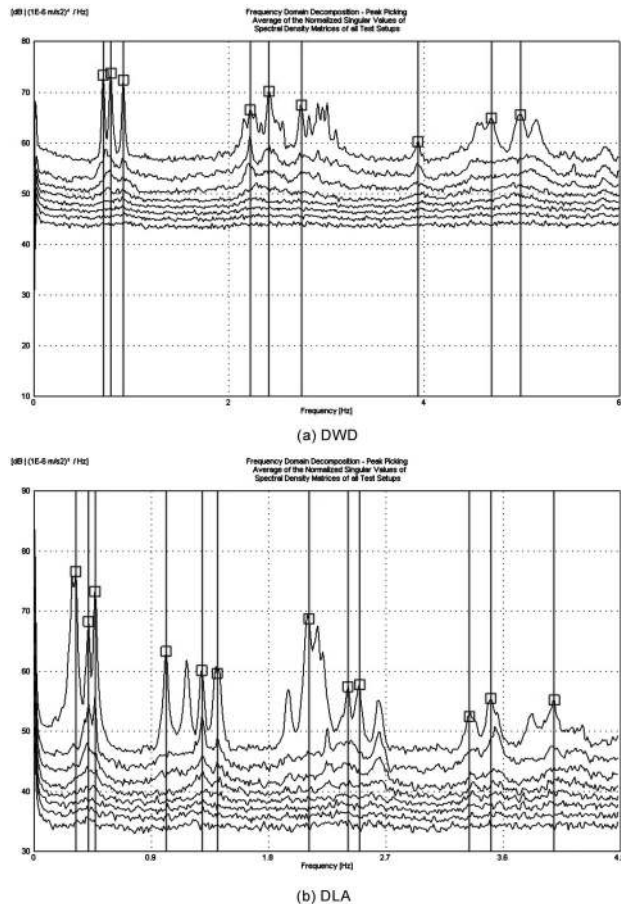
드, DLA의 저차 6개의 모드에서 매우 일치된 결과를 획득 하였음을 확인할 수 있다.

5. 모델향상

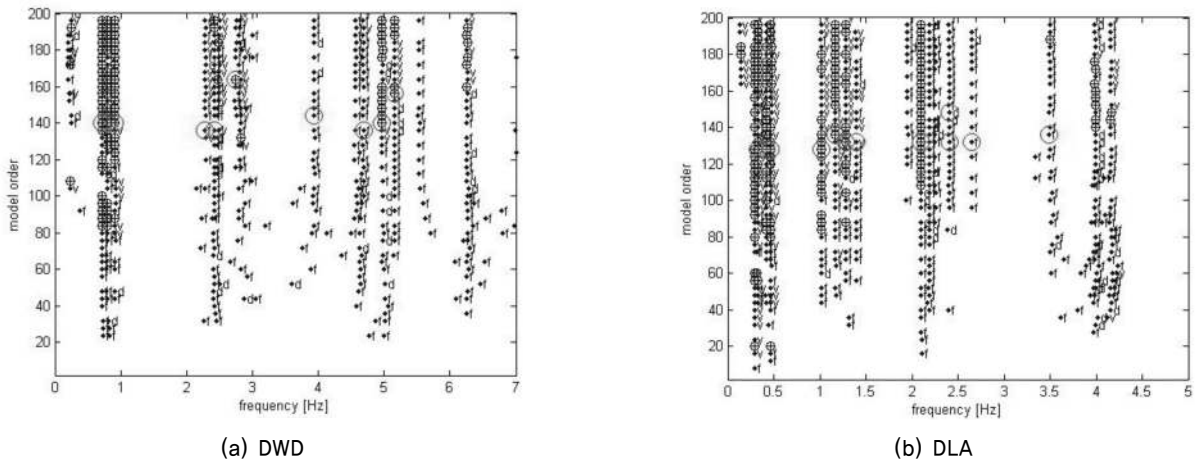
MIDAS⁽¹³⁾에 의한 설계목적의 초기 유한요소해석이 설계사무소에서 수행되었다. 층레벨에서의 집중질량 가정 및 고유벡터에 의한 고유치해석을 통하여 주파수, 모드형태 및 참여계수 등 관련된 값을 산정하였다. 여기에 사용된 일련의 절차는 국내 실무에서 일반적으로 채택하는 절차를 나타낸다. 코아벽체는 특별히 고안된 쉘요소와 유사한 벽체요소를 사용하여 묘사하였으며, 기둥 및 보의 묘사는 일반 표준 선요소를 사용하였다(그림 12).

내부 조적조, 칸막이벽 및 외피와 같은 비구조체, 유연한 바닥슬래브, 보-기둥 접합부의 강역지역, 토질스프링 등은 고려하지 않았다. 여기까지는 모델향상을 위한 어떠한 조치도 취하지 않은 상태이다. 표 1 및 표 2에서 보는 바와 같이 측정된 결과와 초기 유한요소해석 결과를 비교해 보면, 두 건물 모두 적어도 저차 3개의 모드에서 2배에 가까운 주파수 차이가 있으며, 실제 측정된 결과가 더 단단한 거동을 나타내고 있음을 알 수 있다. 이를 단순하게 설명하면 해석모델에서 실제 구조물의 강성이 4배 정도 작게 묘사되었거나, 질량이 4배 정도 과다하게 묘사되었다고 할 수 있다. 한편, 일반적으로 건물의 강성이 증가된 경우는 강도설계에는 유리하지만, 내진설계와 같이 연성개념을 채택하는 경우에는 증가된 관성력을 유발시키므로 불리한 조건이 될 수 있다.

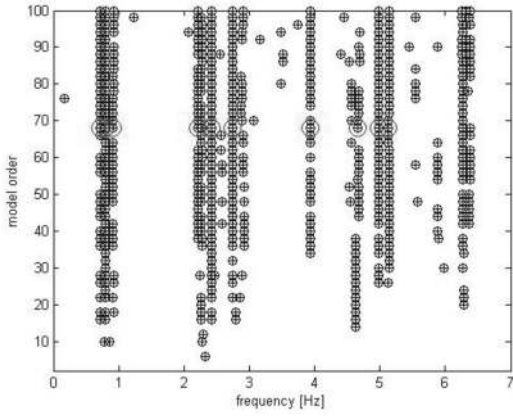
하지만, 이와 같이 2배 정도의 주파수 차이는 지난 몇몇 연구결과에 의하면 가능한 것으로 판단된다. Charker⁽⁵⁾는 3층 철근콘크리트 골구조에서 내부채움 조적벽(Infilled Masonry)에 의하여 강성이 7배가 증가되었음을 보고하고



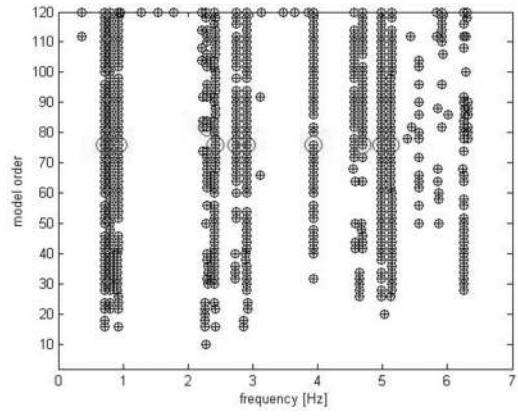
〈그림 5〉 FDD에 의한 특이치 분포



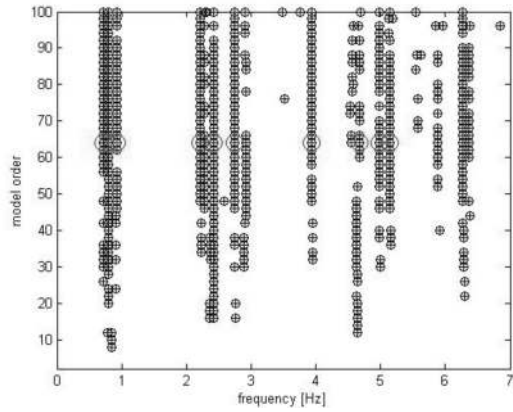
〈그림 6〉 pLSCE에 의한 안정화도



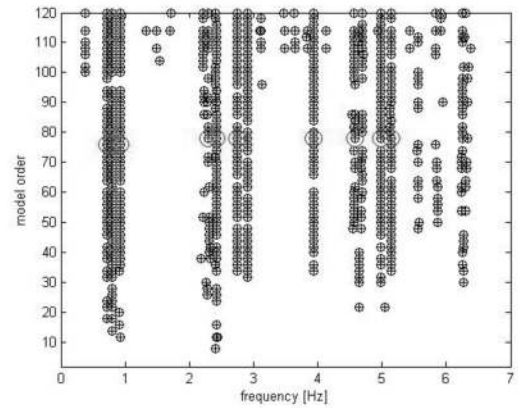
(a) COV



(b) COV/Ref

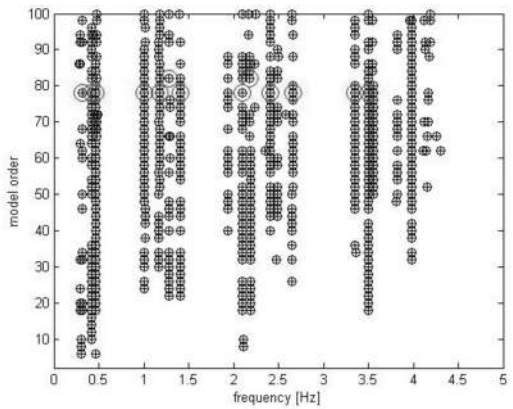


(c) DATA

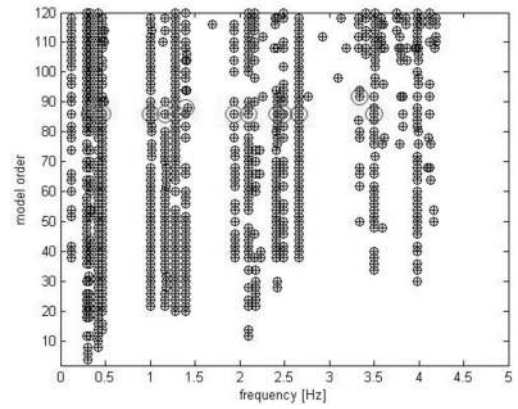


(d) DATA/Ref

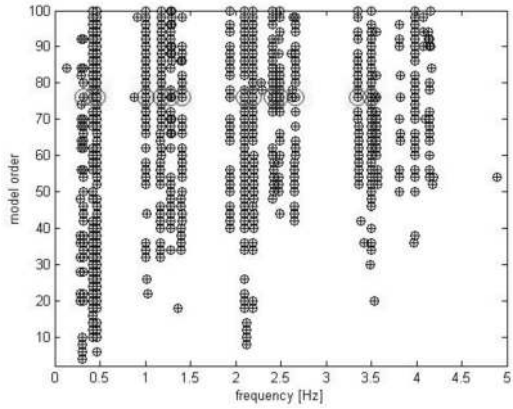
〈그림 7〉 SSI-DATA에 의한 DWD 건물의 안정화도



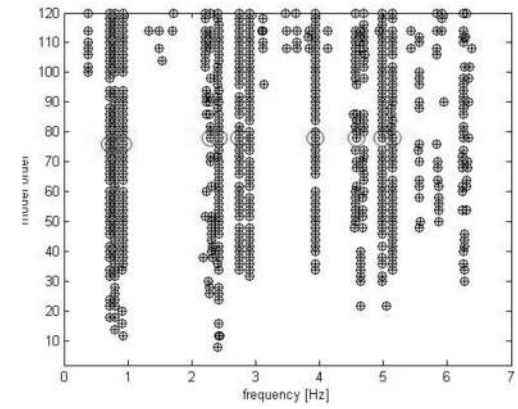
(a) COV



(b) COV/Ref

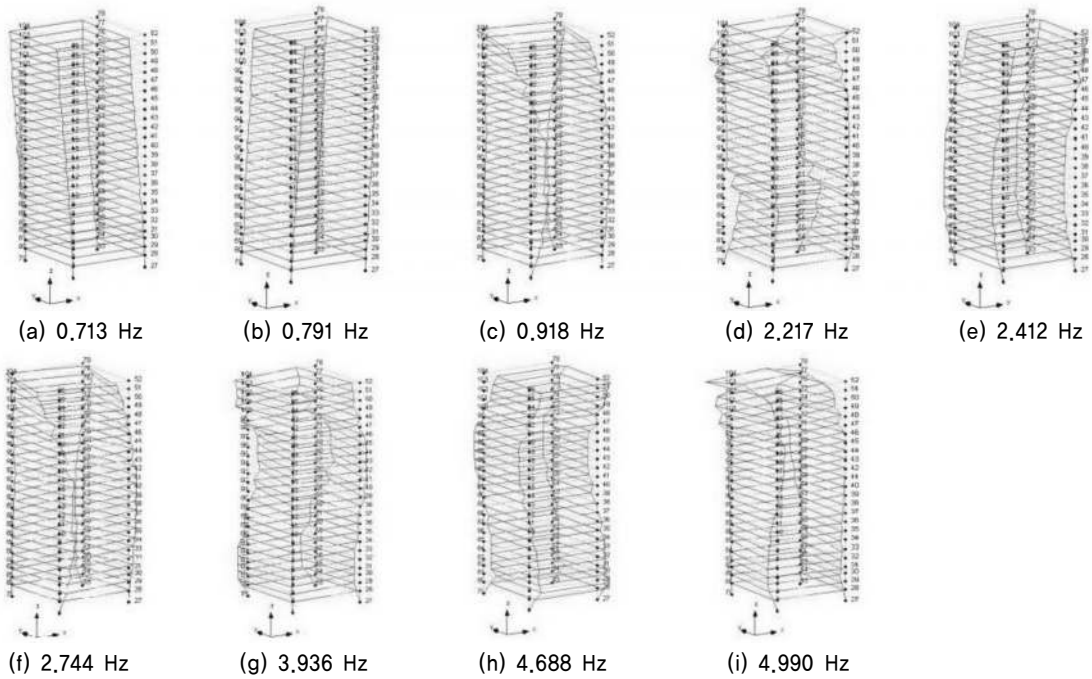


(c) DATA

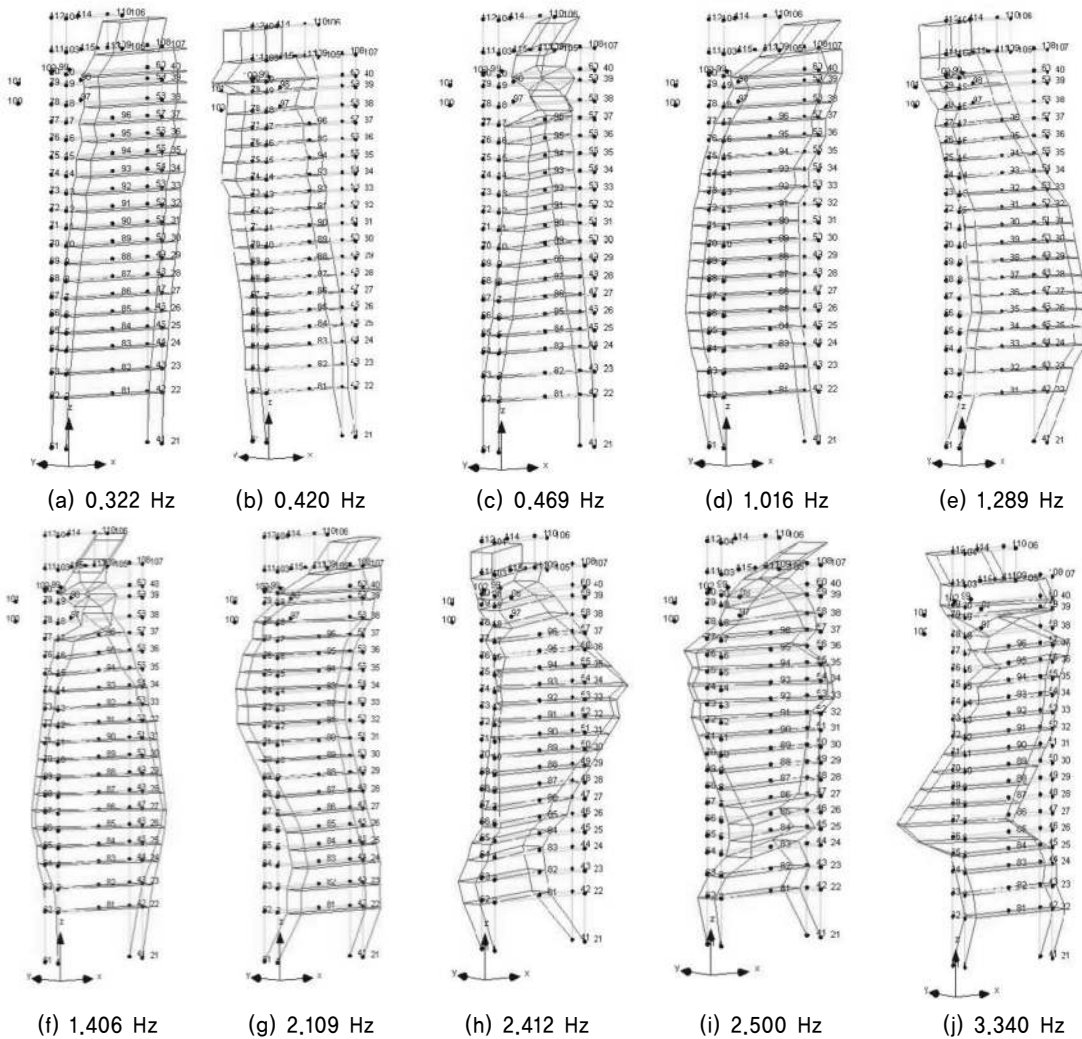


(d) DATA/Ref

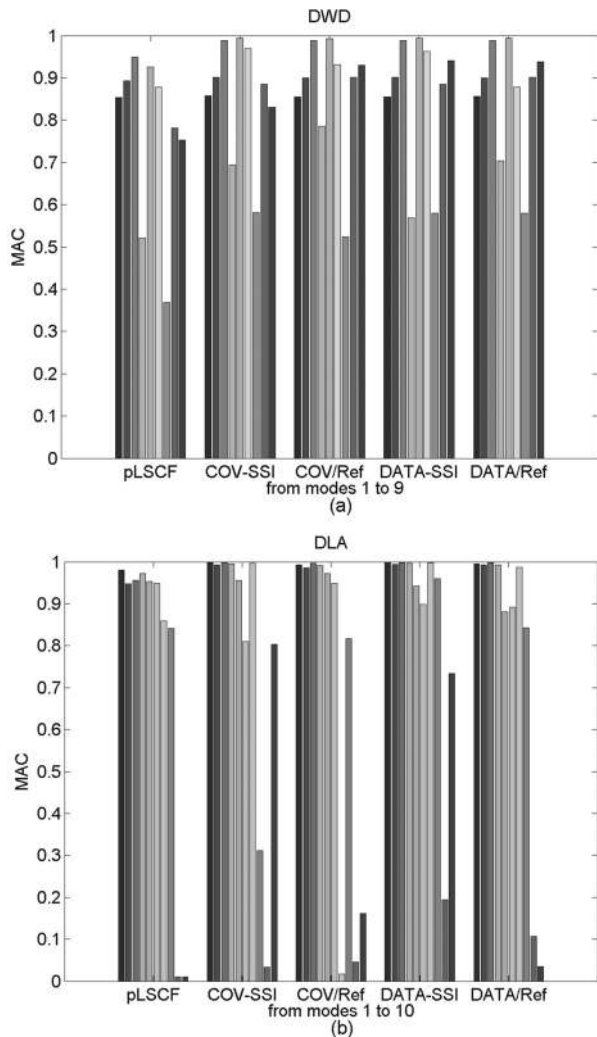
〈그림 8〉 SSI-DATA에 의한 DLA 건물의 안정화도



〈그림 9〉 FDD에 의하여 추출한 DWD 건물의 모드형태



〈그림 10〉 FDD에 의하여 추출한 DLA 건물의 모드형태

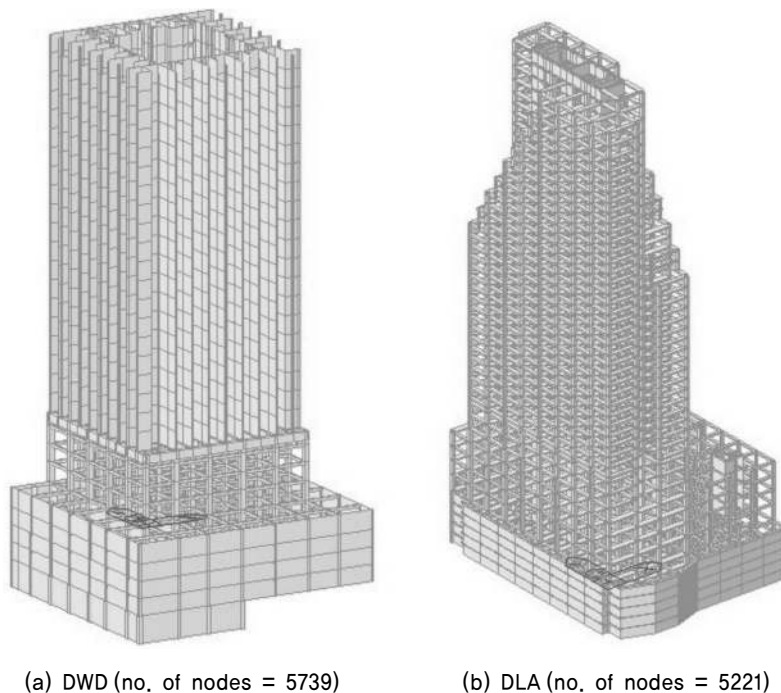


〈그림 11〉 추출된 모드형태의 비교

있다. 또한, 최근 수행된 UBC(Univ. of British Columbia)의 연구(22) 보면 유사한 결과를 획득하였음을 알 수 있다. DLA와 유사한 44층 건물에 대하여 자연진동에 의한 동적 계측실험을 수행하고 시스템관별에 의하여 고유진동수를 추출한 결과 설계사무소에서 사용한 유한요소 해석모델에 의한 결과와 2배정도의 차이가 있음을 보고하고 있다. UBC 팀은 최종적으로 외피의 강성, 특히 전체건물의 하단 1/3 지역의 외피강성을 변화시켜 실험결과와 유사한 고유진동수 값을 나타내는 모델향상에 성공은 하였으나, 실제 무엇으로 인하여 이렇게 2배 정도의 주파수 차이를 나타내는지에 대한 구조적관점에서의 언급은 하고 있지 않다.

건물구조에 대한 정확한 해석모델링은 고유의 복잡성 및 불확실성으로 인하여 매우 어렵다. 현재까지 실험 및 해석의 커다란 차이에 대한 계량화된 결론은 도출하고 있지 못한 상황이지만, 가능한 이유로서 내부 채움벽체의 영향, 지진설계를 위한 균열단면의 사용, 보-기둥 접합지역의 무한 강성, 실험 당시 공사가 완료되지 않았기 때문에 전체하중이 실리지 않은 점, 지하구조물의 경계조건, 사용된 재료의 실제 강도 및 강성 등을 대표적으로 들 수 있다. 또한, DWD와 같이 바닥보가 없는 전단벽 구조에서는 수직힘에 대한 슬래브의 기여 등도 가능한 이유로 판단된다.

유한요소해석으로부터 획득한 모드형태를 실험결과와 비교하여 보면 DWD 보다는 DLA건물이 보다 나은 일치율을 나타내고 있으나, 전체적으로 두 건물 모두 적어도 처자 6개 모드에 대해서는 상당한 일치를 나타냈다. 실제, 해석 및 실



〈그림 12〉 유한요소해석모델

험결과로부터 획득한 모드를 직접적으로 비교하는 것은 무리가 있으며 대개 절대값만을 가지고 비교한다. 이는 전자의 경우, 비례감쇠(Proportional)의 가정으로 실수모드이며, 후자는 비비례감쇠(Non-proportional)의 영향으로 복소수 모드가 되기 때문이다. 유한요소 해석결과에 의하면 모드 차수가 높아질수록 비틀림모드의 기여가 증가하는 것으로 나타나는데, 판별에 의한 결과에서는 이를 정량적으로 감지하기가 매우 어렵다. 표 1 및 표 2에서 한쪽 방향 모드의 기여도가 주방향 기여도의 50%를 초과할 경우 두 방향 모두를 부등호를 사용하여 표시하였다. DWD 및 DLA의 경우, 대체로 6차 모드까지 90% 및 80%의 모달질량이 각각 참여 하였다.

실험 및 해석결과의 일치를 위하여, 우선 고유진동수에 중점을 두고 DLA 건물에 대하여 비균열 단면 고려, 지하구조물의 횡구속, 부재단부의 강역, 질량감소 및 동적탄성계수 사용 등과 같은 일련의 모델향상을 시도하였다. 유리 및 화강석 외피, 경량 칸막이벽체를 주로 사용하였으므로 이에 의한 효과는 고려대상에서 제외하였다.

초기 유한요소해석모델은 균열단면 특성을 고려하기 위하여 비균열 단면 2차모멘트의 50%에 해당하는 값을 대부분의 보 및 하부 1/4 높이의 코아벽체에 사용하였으며, 지하구조물의 수평구속은 고려하지 않았다. 따라서 비균열 단면의 성능 및 해당층의 구속조건의 고려가 우선 요구되었다. 후자의 경우 토질에 직접 접하는 면의 구속조건을 고려하기 보다는 지하층 전체를 고정으로 가정하여 건물 전체의 자유 길이를 줄이는 방법을 택하였는데, 실제로 전체 건물 높이에 대하여 지하층이 차지하는 부분이 크기 않으므로 그 효

과는 그렇게 크지 않게 나타났다. 그 외에 구조체의 자중을 제외한 바닥자중 및 부가하중에 대한 등가질량을 70%로 감소(대표적 바닥 부가하중은 2.8kPa), 선요소 단부의 강역 등을 차례로 고려하였다.

더욱이, 현장 재료실험에 의하면 일반적으로 콘크리트 강도는 설계 값에 비하여 30~35% 증가하는 경향을 나타냈으므로 이를 고려하기 위하여 35% 증가된 강도를 고려하였다. 자연진동실험 시 구조물에는 무시할 정도의 응력이 작용하므로, 정적실험에서 획득한 접선탄성계수, 즉 동적탄성계수의 사용이 보다 적합한 것으로 인식되고 있다. 또한, 각 부재에는 상당량의 고강도 철근(400 혹은 500MPa)이 포함되어 있으므로 이를 함께 고려하여 25% 증가된 콘크리트 탄성계수를 사용하였다.

일련의 모델향상에 대한 DLA 건물의 고유진동수 변화는 표 3과 같다. 기본모델은 30% 질량감소, 35% 콘크리트강도 증가 및 모델링상의 경미한 수정 등을 포함한다. 만족스럽지는 않지만 허용할 정도로 모델이 향상되었으며, 수치학적 최적기법에 근거한 자동모델향상을 시도할 단계에까지 도달한 것으로 판단된다. 모델향상을 위하여 고려한 여러 가능한 요소 중에 코아벽체의 비균열 단면 및 콘크리트의 동적탄성계수의 영향이 가장 지배적이며, 각각 평균 18% 및 16%의 고유진동수의 증가를 가져왔다. 지하층 무시, 보 단부의 강역지역에 의하여 고유진동수가 각각 8% 및 7% 증가하였으며, 기본모델에 의한 증가는 13%이다. 기본적으로 강성과 질량의 영향은 동일하게 지배적이지만, 시공의 질에도 의존하는 초과강도요소에 대한 불확실성이 더 크므

〈표 3〉 모델향상에 의한 고유진동수의 변화(DLA)

Modes	Extracted (Hz)	Initial FE (Hz)	Updated FE (Hz)					Error (%)
	DATA-SSI	Cracked, full mass, and free lateral restraints	Base (0.7 Mass + 1.35 Concrete strength) (1)	(1) + Uncracked sections (2)	(2) + Ignoring substructure (3)	(3) + Rigid-offsets (4)	(4) + 1.25 Elastic modulus (5)	
1	0.319	0.1471	0.1680	0.2128	0.2312	0.2433	0.2707	15.1
2	0.415	0.1912	0.2151	0.2719	0.2905	0.3092	0.3430	17.3
3	0.471	0.2378	0.2730	0.3232	0.3349	0.3582	0.3977	15.6
4	1.012	0.6653	0.7560	0.8493	0.9287	0.9605	1.0683	-5.6
5	1.285	0.6826	0.7702	0.9085	0.9629	1.0111	1.1220	12.7
6	1.407	0.7357	0.8400	0.9649	1.0067	1.0670	1.1838	15.9
7	2.100	1.2778	1.4562	1.6601	1.7738	1.8638	2.0689	1.5
8	2.409	1.4056	1.5916	1.8101	1.8867	1.9640	2.1795	9.5
9	2.652	1.6321	1.8492	2.0039	2.1806	2.2348	2.4831	6.4
10	3.374	2.0317	2.3137	2.5602	2.6724	2.7878	3.0966	8.2
Increase in average to initial for each separate case			12.8	18.4	8.3	6.9	16.2	

로 강성에 대한 불확실성이 상대적으로 더 클 것으로 판단된다.

마찬가지로 DWD에 대한 수동모델향상을 시도하였다. 설정된 유한요소해석모델은 설계사무소 초기단계에서부터 지하층구조 및 균열단면의 영향은 고려하지 않았다. 기본모델은 지하층 포함, 설계 후 변경된 몇몇 부재 크기 및 콘크리트 강도에 대한 수정사항 등을 반영한다. 질량감소, 강역 지역 및 동적탄성계수 등에 의한 고유주파수의 변화는 표 4와 같다. DLA보다 약간 향상된 일치를 획득하였으며, 고려된 여러 가능성 중 강역지역 및 동적탄성계수에 의한 향상이 각각 18% 및 17%로 지배적임을 알 수 있다. 한편, DWD는 현재 국내에서 흔히 건설되는 전단벽-슬래브 구조형식 건물과 비교하여 슬래브가 차지하는 면적이 작아 수직 휨에 대한 기여는 미비할 것으로 판단된다.

향후, 현재의 건물과 같은 실제 대형구조물에 대하여 수치해석에 의한 자동모델향상기법을 적용하기 이전에 신중히 고려하여야 할 사항은 아래와 같다. 예상되는 문제의 규모로 인하여 개개 부재를 별도로 나누어 취급하기 보다는 층별 혹은 몇 개의 층을 한꺼번에 묶어서 취급하는 것이 보다 합리적인 것으로 판단된다. 이에 슬래브의 격막작용을 가정하면 각 층당 예상되는 주요 변수는 2개의 수평방향강성(K_x, K_y), 1개의 회전방향강성(K_{θ}) 등이다. 여기에 모드 순서를 보다 잘 조절하기 위하여 수평방향에 대한 각 층당 2개의 질량과 강성중심 사이의 거리(d_x, d_y)를 추가할 수 있다. 하지만, 대다수 MIDAS와 같은 상용프로그램은 기본입력데이터에 따라 질량 및 강성중심에 대한 정확한 정보를 제공하고 있으므로 이에 대한 불확실성은 낮은 것으로 판단

된다. 또한, 구조체의 자중은 프로그램에 의하여 자동적으로 산정되므로, 추가자중(m)에 대한 불확실성이 더 큰 것으로 판단된다.

따라서 강성을 증가시키는 모든 요소들을 유한요소해석 모델에 충실하게 묘사하였다고 가정할 때, 각층 당 고려하여야할 변수는 재료의 성능과 관련된 값(E 또는 G) 및 추가고정하중에 의한 자중(m)에다 부가적으로 지하구조물의 경계조건을 나타내는 토질스프링 등을 포함할 수 있다. 하지만, 자연진동실험 시 예상되는 진동의 세기는 0.01~0.1mg 혹은 그 이하이므로 토질스프링의 영향은 무시할 정도로 판단된다. 따라서 최종적으로 자동모델향상을 위하여 각층당 실제로 고려하여야 할 변수는 E 및 m 이다. 이에 관련된 내용은 추후 논문에서 다룰 예정이다.

6. 결론

본 연구의 주요 목적 중의 하나는 자연진동기록으로부터 초고층 건물과 같은 대형 구조물의 주요 구조정보를 결정할 시 사용되는 다양한 응답의존 시스템판별법의 장,단점 및 효율성을 비교, 분석하는 것이다. 이를 위하여 25층 및 45층 건물에 대하여 동적계측실험이 수행되었으며, 이로 부터 고유진동수, 모드형태 혹은 감쇠비 등을 발취하기 위하여 전체 7개의 주파수 및 시간영역 응답의존 판별법을 적용하였다. 또한 초기 유한요소해석결과와 비교하여 일련의 수동모델향상이 시도되었으며, 향후 수치해석에 근거한 자동모델향상을 위한 여러 고려사항이 제시 되었다. 본 논문의 결론은 아래와 같다.

〈표 4〉 모델향상에 의한 고유진동수의 변화(DWD)

Modes	Extracted (Hz)	Initial FE (Hz)	Updated FE (Hz)				Error (%)
	DATA-SSI	Full mass and free lateral restraints	Base (0.8 Mass + 1.35 Concrete strength) (1)	(1) + Ignoring Substructure (2)	(2) + Rigid-offsets (3)	(3) + 1.25 Elastic modulus (4)	
1	0.711	0.4025	0.4607	0.4894	0.5604	0.6220	12.5
2	0.790	0.4762	0.5489	0.5806	0.6142	0.6896	12.7
3	0.920	0.4843	0.5560	0.5926	0.6228	0.6967	24.3
4	2.217	1.1475	1.2831	1.3446	2.0081	2.2417	-1.1
5	2.419	1.6469	1.8773	2.0422	2.1729	2.4470	-1.2
6	2.772	1.8846	2.1411	2.2574	2.3977	2.6944	2.8
7	3.945	2.4145	2.7356	2.7869	3.9816	4.4696	-13.3
8	4.648	2.3357	3.7715	3.9485	4.0981	4.6196	0.6
9	4.980	3.9927	4.5022	4.6936	4.9787	5.5919	-12.3
Increase in average to initial for each separate case			13.7	6.1	18.4	16.7	

1. PP, FDD, pLSCF 및 SSI, SSI/Ref 등과 같은 응답의존 시스템판별법을 사용하여 고층건물의 동적성능을 신뢰성 있게 추출할 수 있다. 하지만, PP 및 FDD의 경우 실제 Peak를 구별하는데 있어, pLSCF, SSI 및 SSI/Ref의 경우 안정 Pole을 선택하는데 있어, 관련된 모드형태를 반복적으로 도식하여 실제모드인지를 확인하는 절차가 반드시 필요하다. 물론 후자의 경우가 훨씬 더 주관적 요소를 배제하고 있으며, 추가로 MTN 값을 사용하면 보다 정확한 안정 Pole을 신속히 선택할 수 있다.
2. 대상건물에 대하여 고려한 모든 판별법은 고유진동수 및 감쇠비(PP 제외)를 추출하는데 있어 매우 일치된 결과를 나타냈다. 하지만, 모드형태의 경우 DWD건물은 저차 3개 및 5번째 모드, DLA 건물은 저차 6개의 모드에서 일치된 결과를 나타냈다.
3. 초기에 실제 Peak 혹은 안정 Pole을 선택하는데 있어 정확도, 어려움 및 노력의 정도는 방법에 따라 상이하다. FDD 및 pLSCF는 요구되는 계산시간 측면에서 효율적이지만, SSI는 가장 정확한 결과를 제공한다. pLSCF는 안정 Pole을 선택하는데 있어 SSI 보다 엄격한 기준을 적용하므로, 장시간 기록된 변동치가 큰 데이터에 대하여 매우 적은 수의 Pole을 제공한다.
4. 측정기록으로부터 추출한 모달성능치와 초기 유한요소 해석으로부터 산정한 값을 비교하여 보면 두 건물 모두 적어도 저차 3개의 고유진동수에서 2배정도의 차이가 났다. 이는 무엇보다도 설계사무소에서 설정한 유한요소모델이 비구조요소의 무시, 균열단면성능 사용 및 과도한 자중고려 등을 이유로, 실제 조건과는 상당한 차이가 있는데 그 이유가 있다. 하지만, 전자의 둘은 일반적으로 내진설계를 위하여 실무에서 허용하는 사항이다.
5. DLA 및 DWD 건물에 대한 실험 및 해석결과의 일치성을 위하여 고유진동수에 보다 중점을 두고 몇몇 수동모델향을 시도하였다. 비균열 단면성능, 지하구조물의 경계 조건, 선요소 단부의 강역지역, 자중감소 및 콘크리트의 동적탄성계수 고려 등의 내용을 포함한다. 그 결과 허용할 정도의 일치를 획득하였으며, 가장 영향이 큰 요소는 비균열 단면성능(DLA), 접합부의 강역지역(DWD) 및 재료의 동적탄성계수(DLA 및 DWD)이다.
6. 본 연구에서 취급한 초고층 건물과 같이 대형 구조물에 대하여 민감도 해석을 통한 자동모델향상기법을 적용하는 데는 층단위 혹은 여러 개의 층을 함께 취급하는 것이 문제의 규모를 고려할 때 보다 합리적인 접근으로 판단된다. 질량과 강성중심의 불일치로 인한 편심에 대한 정보

는 대다수 상용 해석프로그램에서 정확하게 제공하고 있으며, 강성 및 추가고정하중에 의한 자중산정에 보다 불확실성이 존재한다는 사실을 감안할 때, 모델향상을 위하여 매층당 실제로 요구되는 변수는 영계수(E) 혹은 전단탄성계수(G) 및 추가 고정하중에 의한 자중(m)이다.

감사의 글

본 논문은 한국학술진흥재단(KRF-2006-013-D00328)의 지원으로 저자가 1년간 벨기에 루벤대학의 토목공학과 구조역학그룹에서 수행한 연구내용의 일부이다. 본 연구를 수행하는데 있어 강의 등 교육의무를 면제하여 주고 재정적 지원을 계속하여 준 광주대학교에 대하여서도 감사를 드린다. 본 연구의 실험부분은 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 시행한 건설핵심기술연구개발사업(03산C04-01)의 일부이다. 실험 시 협조하여준 여러 관계자 중 대우건설의 송광세 부장, 대림산업의 김용중 차장에게 특별한 감사를 드린다.

참고 문헌

1. Akaike, H., "Stochastic Theory of Minimal Realization," *IEEE Trans. Autom. Control*, Vol. 19, 1974, pp. 667-674.
2. Brinker, R. and Anderson, P., "A Way of Getting Scaled Mode Shapes in Output Only Modal Testing," *Proc., 21st Int. Modal Analysis Conf.*, Kissimmee, Florida, USA, 2003.
3. Brinker, R., Zhang, L., and Anderson, P., "Modal Identification from Ambient Responses Using Frequency Domain Decomposition," *Proc., 18th Int. Modal Analysis Conf.*, San Antonio, Texas, USA, 2000.
4. Cauberghe, B., "Applied Frequency-domain System Identification in the Field of Experimental and Operational Modal Analysis," Ph.D. thesis, Dept. of Mech. Engrg., Vrije Universiteit Brussel, Brussels, Belgium, 2004.
5. Charker, A. A., and Cherifati, A., "Influence of Masonry Infill Panels on the Vibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings," *Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, Vol. 28, 1999, pp. 1061-1065.
6. Ewins, D. J., *Modal testing: Theory, Practice and Application*, Research Studies Press, Baldock, Hertfordshire, UK, 2000.
7. Felber, A. J., "Development of a Hybrid Bridge Evaluation System," Ph.D. thesis, Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
8. Goethals, I. and De Moor, B., "Model Reduction and Energy Analysis as a Tool to Detect Spurious Modes," *Proc., ISMA 2002 Int. Conf. on Noise & Vib. Engrg.*,

- Katholieke Univ. Leuven, Heverlee, Belgium, 2002.
9. Heylen, W., Lammens, S., and Sas, P., *Modal Analysis Theory and Testing*, Dept. of Mech. Engrg., Katholieke Univ. Leuven, Heverlee, Belgium, 1995.
 10. Ho, B. L. and Kalman, R. E., "Effective Construction of Linear State Variable Models from Input/Output Data," *Regelungstechnik*, Vol. 14, 1966, pp. 545-548.
 11. Juang, J.-N., *Applied System Identification*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, 1994.
 12. Maia, N. and Silva, J., *Theoretical and Experimental Modal Analysis*, Research Studies Press, Taunton, 1997.
 13. Midas IT, "Midas/Gen: General Structural Design System for Windows, Online Manual, V.7.1.1 (R2)," Korea, 2006.
 14. Peeters, B. and De Roeck, G., "Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: a Review," *J. Dyn. Syst., Meas., and Control*, ASME, Vol. 123, No. 12, 2001, pp. 659-667.
 15. Peeters, B. and Ventura, C., "Comparative Study of Modal Analysis Techniques for Bridge Dynamic Characteristics," *Mech. Syst. Signal Process.*, Vol. 17, No. 5, 2003, pp. 965-988.
 16. Peeters, B., "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering," Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engrg., Katholieke Univ. Leuven, Heverlee, Belgium, 2000.
 17. Peeters, B. and De Roeck, G., "Reference-based Stochastic Subspace Identification for Output-only Modal Analysis," *Mech. Syst. Signal Process.*, Vol. 13, No. 6, 1999, pp. 855-878.
 18. Peeters, B., Van Der Auweraer, H., Guillaume, P., and Leuridan J., "The PolyMAX Frequency-domain Method: a New Standard for Modal Parameter Estimation," *Shock and Vib.*, Special Issue dedicated to Prof. Bruno Piombo, Vol. 11, 2004, pp. 395-409.
 19. Reynders, E. and De Roeck, G., "Reference-based Combined Deterministic-stochastic Subspace Identification for Experimental and Operational Modal Analysis," *Mech. Syst. Signal Process.*, submitted for publication, 2007.
 20. Reynders, E. and De Roeck, G., "What's New in System Identification for Experimental and Operational Modal Analysis," *Proc., Thematic Conf. on Comput. Meth. in Struct. Dyn. and Earthq. Engrg.*, Rethymno, Crete, Greece, 2007.
 21. Structural Vibration Solutions, "ARTEMIS Extractor: Ambient Response Testing and Modal Identification Software, User's Manual," Demark, 2001.
 22. Turek, M., Ventura C. E., and Guerrero, S., "Ambient Vibration Testing and Model Updating of a 44-Storey Building in Vancouver, Canada," *Proc., 25th Int. Modal Analysis Conf.*, Orlando, Florida, USA, 2007.
 23. Van Overschee, P., and De Moor, B., *Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation-Applications*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.