

실측 및 해석모델에 의한 철근콘크리트조 주상복합건물의 모드특성

Modal Properties of a Tall Reinforced Concrete Building Based on the Field Measurement and Analytical Models

김 지 영* 김 주 연** 김 미 진*** 유 은 종† 김 대 영****
Kim, Ji-Young Kim, Ju-Yeon Kim, Mi-Jin Yu, Eunjong Kim, Dae-Young
(논문접수일 : 2009년 4월 24일 ; 심사종료일 : 2009년 6월 10일)

요 지

건축구조물의 고유진동수는 지진하중 혹은 풍하중의 크기를 결정하고 바람에 의한 진동을 예측하여 사용성조건을 검토하기 위해 반드시 필요하다. 본 논문에서는 철근콘크리트조 주상복합건물을 대상으로 현장계측을 통해 얻은 데이터와 시스템 식별기법을 사용하여 얻은 고유진동수와 모드형상을 해석모델에 의한 결과와 비교하였다. 해석모델은 실무에 일반적으로 사용되어지는 PC기반의 유한요소해석 프로그램을 사용하여 작성하였으며, 골조만을 모델링한 기본모델로부터 계층당시 구조물의 강성에 영향을 미칠 것으로 판단되는 요소들을 단계적으로 포함시켜 가면서 그 결과를 계층치에서 얻은 값과 비교하였다. 기본모델로부터 수정된 사항은 1) 콘크리트 배합강도를 고려한 탄성계수의 보정, 2) 바닥 슬래브의 휨강성, 3) 비구조벽이다. 이와 같은 요소를 모두 포함한 해석모델은 실제 계층치로부터 얻은 고유진동수, 모드형상과 가장 유사한 결과를 나타내었다.

핵심용어 : 유한요소모델링, 구조해석, 고유진동수, 모드형상, 현장계측

Abstract

Natural frequency is a key parameter to determine the seismic and wind loading of tall flexible structures, and to assess the wind-induced vibration for serviceability check. In this study, natural frequencies and associated mode shapes were obtained from measured acceleration data and system identification technique. Subsequently, finite element(FE) models for a tall reinforced concrete buildings were built using a popular PC-based finite element analysis program and calibrated to match their natural frequencies and mode shapes to actual values. The calibration of the FE model included: 1) compensation of modulus of elasticity considering the mix design strength, 2) flexural stiffness of floor slabs, and 3) major non-structural components such as plain concrete walls. Natural frequencies and mode shapes from the final FE model showed best agreement with the measured values.

Keywords : *finite element modeling, structural analysis, natural frequency, full-scale field measurement*

1. 서 론

구조물의 고유진동수는 구조물을 지진하중이나 풍하중과 같은 동적하중에 대하여 설계할 때 사용되는 중요한 특성치 중의 하나이다. 특히 고층건축물의 경우 풍하중에 의한 진동

이 과다하지 않아야 한다는 사용성기준은 건물이 점차 세장해지고 고강도 재료의 사용에 의해 경량화됨에 따라 그 중요성이 점점 커지고 있다. 구조부재의 강성과 질량의 배치가 결정되지 않은 초기 설계단계에서는 다수의 연구자들에 의해 실제건물에서 계측된 자료를 바탕으로 제안된 고유진동수 예

† 책임저자, 정회원 · 한양대학교 건축공학부 조교수
Tel: 02-2220-4311 ; Fax: 02-2220-4311
E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr

* (주)대우건설 기술연구원 선임연구원

** (주)대우건설 기술연구원 전임연구원

*** 한양대학교 건축공학부 석사과정

**** (주) 대우건설 기술연구원 수석연구원

• 이 논문에 대한 토론을 2009년 8월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

측식을 사용하여 동적반응을 개략적으로 계산할 수 있으나 이들식은 건물의 높이만을 변수로 삼고 있는 경우가 많아 설계대상 구조물의 동적특성을 정확히 반영하고 있다고 볼 수 없다. 따라서 실제 설계를 위한 고유진동수는 일반적으로 유한요소해석 프로그램을 이용하여 작성한 해석모델을 통해 산정되고 있다. 하지만 건축구조물은 여러 종류의 구조요소와 비구조재로 이루어진 복잡한 구조물로서 해석모델 작성시 어떠한 가정을 사용하여 어느 정도까지 해석모델에 포함시키는가에 따라 고유진동수의 예측은 상당히 달라지게 된다.

보통 실무에서는 모델링의 편의 및 보수적으로 설계하는 관행에 따라 지진하중의 산정 및 검토를 위해 구조부재인 골조만을 모델링한 해석모델을 바탕으로 유효강성계수만을 수정하여 풍하중 및 풍진동 검토에 사용하는 경우가 많은데, 이러한 해석모델에 의해 산정된 고유진동수는 사용성 검토레벨 정도의 풍하중 작용시 계측된 실제 고유진동수보다 상당히 긴 진동수를 얻게 된다(김지영 등, 2007; Brownjohn 등, 2000; Su 등, 2005). 따라서 풍진동검토를 위해 이러한 해석모델을 사용할 경우 건물의 강성이 상당히 저평가되어 기준을 만족시키기 위해서는 강성증가를 위해 구조부재를 보강하거나 진동제어장치를 추가로 설치되어 전체 건설 비용이 증가하게 된다.

본 연구에서는 최근에 많이 건설되고 있는 철근 콘크리트조 주상복합건물을 대상으로 현장계측을 통해 얻은 데이터에 구조물식별기법을 적용하여 고유진동수를 분석하였다. 계측 당시 구조물의 조건을 고려하여 모델링방법 및 범위를 변화시키면서 계측치와 유사한 고유진동수를 갖는 해석모델을 구하고 고차모드를 포함한 모드특성을 계측치에서 구한 값과 비교하였다. 또한 구해진 고유진동수를 기존 연구를 통해 제안된 고유진동수에측식에 의한 값과 비교하였다.

2. 현장계측 및 시스템식별

2.1 대상건물의 개요

본 연구에 사용된 대상건물은 전체높이가 142.2m인 43층의 RC조 주상복합건물로서 저층부에는 상업 시설로 이용되는 포디엄(podium) 부분과 주거용으로 사용되는 타워 부분으로 이루어져 있다. 구조형식은 내부의 RC 코어벽체와 외곽의 모멘트골조가 결합된 이중골조로서 최근 주상복합건물에 많이 적용되고 있는 구조시스템을 가지고 있다. 타워부분의 기준층은 각 방향 약 30m로 거의 정사각형의 평면을 가지고 있다. 외부 골조가 RC코어에 한쪽방향으로는 전단벽으로 연결되어 있으나 다른쪽 방향에서는 전단벽없이 215mm 두께의 슬래브

표 1 계측 건물 개요

층수 (높이m)	43층 (142.2m)
기둥	500mm × 1,500mm ~ 850mm × 2,050mm
보	1,500mm × 400mm
벽 두께	800mm ~ 1,100mm
콘크리트 압축강도	1~12층 : 50MPa 13~19층 : 35MPa 20~옥상층 : 27MPa
위치	서울
준공 연도	2007년

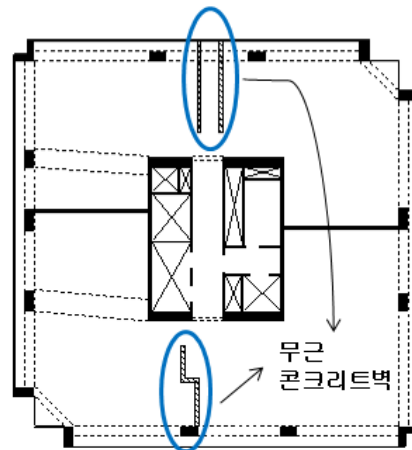


그림 1 대상건물의 기준층 평면도

만으로 연결되어 있다. 그림 1은 타워부분 기준층의 구조평면도로써 이 건물에 사용된 대표적인 비구조부재인 무근콘크리트벽의 위치를 함께 나타내었다. 대상건물에 대한 그 밖의 상세 사항은 표 1에 정리하였다.

2.2 현장계측

현장계측에는 총 12개의 Force-balance 형 가속도계와 두 대의 데이터수집장치(DAQ)가 사용되었다. 고유진동수만을 얻기 위해서는 최상층에 설치된 2~3개의 센서만으로도 충분하지만 분석된 고유진동수가 어떠한 모드에 해당하는지 파악하기 위해서는 각 고유진동수에 해당하는 모드형상이 필요하다. 본 연구에서는 모드형상의 파악을 위해 4개 층을 동시에 계측하되 그중 한 층(최상층)에 설치된 가속도계를 기준으로 고정시키고 나머지 센서의 계측위치는 순차적으로 변화시키면서 이후 시스템식별 결과를 조합하여 모드형상을 구하는 방법을 사용하였다. 센서를 옮기면서 총 7번의 계측을 수행하였으며, 각 setup에서 계측된 층은 표 2과 같다. 각 층은 강막(rigid diaphragm) 가정을 바탕으로 세 개의 가속도계를 사용하여 x와 y방향의 병진운동 및 z축을 중심으로 한 회전운동을 계측하였다. 가속도계는 6개씩 나누어 2대의

표 2. setup별 계측층

Setup	가속도 측정 층
1	42, 41, 28, 15
2	42, 39, 26, 13
3	42, 37, 24, 11
4	42, 35, 22, 9
5	42, 33, 20, 7
6	42, 31, 18, 5
7	42, 29, 16, 4

데이터수집장치(DAQ)에 연결하였으며 데이터수집장치들간의 시간동기화는 GPS신호를 이용하였다. 가속도 계측당시 풍속계를 이용하여 계측된 바람의 평균 풍속은 2m/sec미만이었으며, 그 방향도 일정하지 않았다.

각 채널의 sampling rate은 100Hz이며, 50Hz의 anti-aliasing 필터를 사용하여 계측하였다.

2.3 시스템식별

계측된 가속도는 구조물식별과정의 계산의 편의를 위해 0.01~10Hz의 band-pass 필터를 통과시켜서 0.01Hz미만과 10Hz이상의 필요없는 성분을 제거하였으며, 다시 20Hz로 샘플링해서 데이터의 수를 줄였다. 구조물 식별에는 입력값(하중)을 측정할 수 없고 출력값(응답)만을 측정할 수 있을 때 사용하는 Output-only SI(System Identification)기법인 FDD(Frequency Domain Decomposition)법(Brinker 등, 2000)과 SSI(Stochastic Subspace Identification)법(Peeters and Roeck, 2001)을 조합하여 사용하였다.

FDD는 각 측정점의 시계열 데이터로부터 파워스펙트럼 매트릭스를 구한 후 각 진동수에서 파워스펙트럼의 특이치분해를 통해 모드를 식별하는 방법으로서 두 개 이상의 모드의 고유진동수가 아주 근접하여 존재할 경우, 이를 효과적으로 분리해 낼 수 있는 장점을 가지고 있다. 대상건물과 같이 양 방향의 치수가 비슷한 평면을 가진 건물의 경우 각 방향의 고유진동수는 거의 비슷한 값을 가지게 되고, FDD를 통해 이를 구분해 낼 수 있다. 그림 2는 대상건물에서 얻은 계측치의 파워스펙트럼에 특이치분해를 수행한 후 얻은 특이치를 그래프로 나타낸 것이며, 그림 3은 이중 1차와 2차부분을 확대하여 나타낸 것으로 실제 x축과 y축 방향의 1차모드가 아주 근접하여 나타나며, FDD를 이용하면 이를 구별해 낼 수 있음을 나타내고 있다. 하지만 FDD는 기본적으로 시계열 데이터를 푸리에 변환을 통해 주파수영역으로 변환하여 분석을 수행하므로 leakage 등에 의해 영향을 받는다. 또한 데이터의 개수(길이)가 작을 경우 주파수 분해능이 낮아 정확한 값을 얻을 수 없으며 피크결정시 엔지니어의 판단이 필요하다

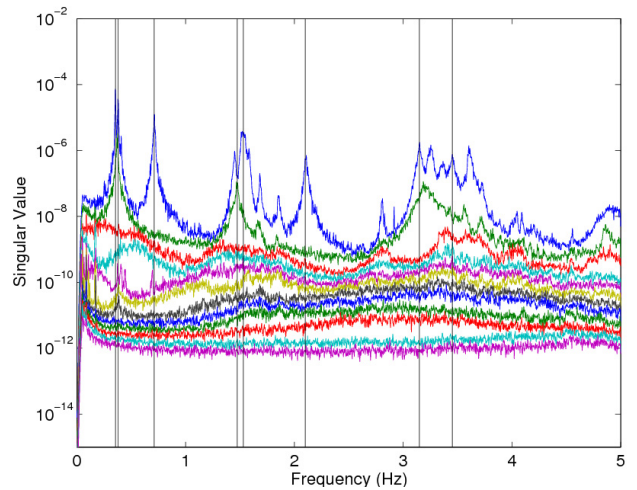


그림 2 SV Plot(FDD)

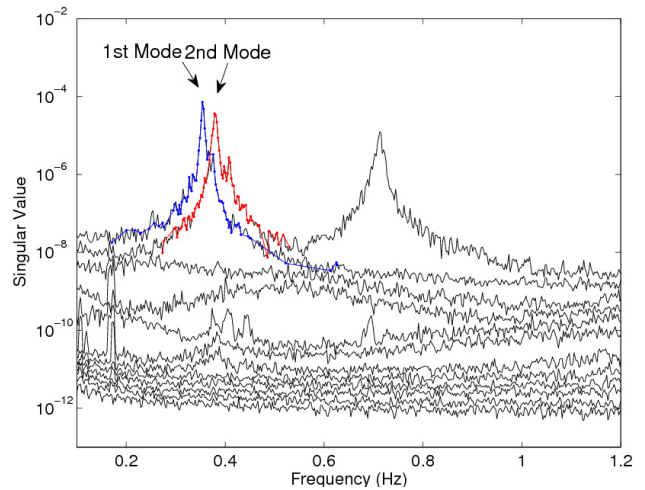


그림 3 인접한 모드의 구별(FDD)

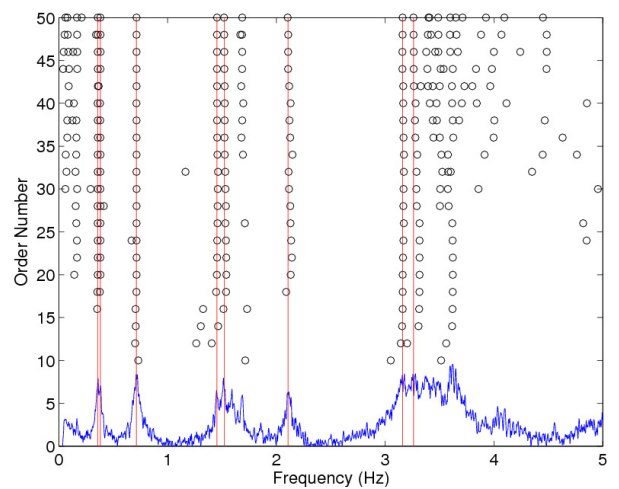


그림 4 Stabilization Chart (SSI)

는 단점이 있다.

시스템 식별시 FDD의 이러한 단점을 보완하기 위해 SSI

표 3 구조물식별을 통해 구한 고유진동수

모드	고유진동수(Hz)
1(1차 모드 y축 병진 방향)	0.356
2(1차 모드 x축 병진 방향)	0.381
3(1차 모드 z축 회전 방향)	0.711
4(2차 모드 x축 병진 방향)	1.452
5(2차 모드 y축 병진 방향)	1.521
6(2차 모드 z축 회전 방향)	2.101
7(3차 모드 x축 병진 방향)	3.155
8(3차 모드 y축 병진 방향)	3.249

기법을 추가적으로 적용하였다. SSI는 FDD와 달리 주파수 영역으로 변환하지 않고 직접 시계열 데이터로부터 상태방정식으로 표현되는 수학적 즉, parametric model을 구한 후 이로부터 동특성을 추출한다. 따라서 SSI는 데이터분석에 많은 계산이 필요하기는 하지만 계측시간이 짧아도 안정적인 식별결과를 얻을 수 있는 장점을 가진다. 그림 4는 SSI 수행시 상태방정식의 차수의 변화에 모드의 변화를 나타낸 Stabilization chart를 나타낸 그래프이다. 표 3은 이러한 과정을 통해 식별된 대상건물의 고유진동수이다. 계측데이터로부터 FDD와 SSI를 적용하여 동특성을 추출하는 구조물식별의 과정의 자세한 사항은 참고문헌(유은종 등, 2008)에 나타나 있다.

3. 해석모델

실무에서 많이 사용되고 있는 유한요소해석 프로그램인 SAP2000(Computers and Structures, 2006)을 사용하여 구조물을 모델링하고, 고유치해석 결과를 계측치와 비교하였다. 먼저 실무에서 흔히 이루어지고 있는 것과 같이 구조도면에 나타나있는 기본골조만을 모델링한 초기 해석모델을 작성하였다. 그러나 이 해석모델을 통해 구한 고유진동수는 계측치를 통해 구한 고유진동수와 상당한 차이를 보였으므로, 이러한 차이를 줄이기 위해 초기 해석모델에 전체강성에 영향을 줄만한 여러 요소들을 추가해 가면서 계측된 고유진동수와 최대한 가까운 고유진동수를 가지는 해석모델을 얻고자 하였다. 이때 층질량은 구조체의 자중 및 계측당시 설치된 마감재의 질량을 최대한 정확하게 산정하여 모델링에 반영하였고 모든 해석모델에서 동일하다. 각 단계의 해석모델의 상세 사항은 다음과 같다.

3.1 해석모델의 종류

3.1.1 기본모델

기본모델은 실무에서 지진하중에 대한 구조물 해석시와 같

이 보, 기둥, 전단벽 등의 기본 골조만을 가지고 있으며 간막 이벽같은 비구조부재가 횡강성에 영향을 주지 않는 것으로 가정하여 무시하였다. 건물의 질량은 층별로 집중되어 있다고 가정하였으며, 바닥 슬래브는 강막가정을 통해 한 층내 모든 절점의 횡방향 변위가 같다는 구속조건을 주었다. 이렇게 할 경우 면내방향으로는 강체와 같이 거동하지만 실제 바닥슬래브의 면외방향의 강성은 무시된다.

부재의 휨강성은 콘크리트의 설계기준압축강도 f'_c 를 이용하여 ACI 식(ACI Committee 318, 2002)을 통해 구한 탄성계수(식 (1))와 부재에 균열이 없는 상태라고 가정한 비균열 단면 2차모멘트를 이용하여 구하였다.

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

또한 보와 기둥의 접합부에는 연결되는 구조부재의 형상 및 단면 크기에 따라 beam-end-offset을 주어 접합부가 강체로 거동하도록 모델링하였다.

3.1.2 실제 콘크리트강도에 따른 탄성계수의 보정

건축구조설계기준(2005)에서는 품질 확보를 위해 콘크리트의 배합강도는 설계기준강도보다 평균적으로 21% 높게 설계하도록 하고 있다. 식 (1)에서 볼 때 콘크리트의 압축강도가 21% 증가하게 되면, 이에 따라 탄성계수도 10%정도 증가하게 되므로, 두 번째 모델에서는 설계기준 압축강도에 따른 탄성계수에서 구해진 비율에 따라 증가된 값을 콘크리트의 탄성계수로 사용하였다.

3.1.3 바닥 슬래브의 휨강성

건물의 횡방향 거동을 예측하기 위한 목적일 경우, 보통 바닥 슬래브는 해석모델에서 고려되지 않으며, 각 층에서의 모든 절점에 구속조건을 주어 층별로 3개의 자유도(x축과 y축의 병진 방향과 z축의 회전 방향)만을 가지도록 한다. 바닥 슬래브는 면내에서 강성이 매우 크기 때문에 이러한 구속조건을 줄 경우 큰 오류없이 많은 자유도 개수를 줄일 수 있으므로 해석 수행시 효율적이다. 그러나 내부에 코아 벽체가 있는 건물의 경우, 바닥 슬래브를 고려하지 않음으로써 수직 방향의 휨강성을 무시하게 되면 코아 벽체와 외곽 골조가 바닥 슬래브를 통해 연결됨으로 인하여 강성에 미치는 영향을 무시하게 되므로 건물의 횡강성이 저평가된다(Lee 등, 2002). 이에 의한 영향을 고려하기 위해 3단계에서는 강막가정에 의한 구속조건을 제거하고 바닥슬래브를 적절히 분할하고 쉘요소를 사용하여 바닥슬래브를 모델링하였다.

3.1.4 비구조벽체의 모델링

비구조부재일지라도 하중전달경로가 명확한 경우 즉, 인접하는 구조부재와 밀착되어 있어 변형발생시 휨 혹은 전단력이 구조부재와의 밀착이나 마찰등을 통해 전달이 될 경우 구조물 전체강성에 기여하는 것으로 볼 수 있다(Kohler 등, 2005). 건축물에 포함된 비구조부재는 간막이벽, 경량간막이, 외장재, 파라펫 등 그 종류 및 설치방식이 매우 다양하지만 이러한 부재들 중 바닥슬래브에서부터 위층바닥슬래브 하단까지 닿지 않거나 구조부재와 유격을 가지고 설치되는 경우 실제 강성기여분은 미미할것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 이러한 비구조부재는 무시하고 바닥에서부터 위층 슬래브하단까지 설치되는 무근콘크리트벽만을 고려하였다. 대상건물에서 무근콘크리트벽은 그림 1에 나타난 것과 같이 주로 y축방향으로만 존재한다.

해석모델에서 무근콘크리트 벽은 쉘요소로 모델링되었으며 탄성계수는 식 (1)을 통해, 전단탄성계수 G_c 는 식 (2)를 통해 산정하였다.

$$G_c = 0.4E_c \tag{2}$$

3.2 해석결과

각 단계별 해석모델의 고유치해석을 통해 구한 고유진동수를 표 4에, 계측치와 비교하였을 경우, 이들 값의 오차를 표 5에 나타내었다.

표에서 나타난 바와 같이 기본모델의 고유진동수는 계측치에 의한 고유진동수보다 최대 26%정도 낮아 기본모델은 실제구조물의 강성을 상당히 저평가하는 것으로 나타났다. 콘크리트의 배합강도와 설계강도의 차이를 고려하여 콘크리트 탄성계수를 10%정도 큰 값으로 보정할 경우 고유진동수는

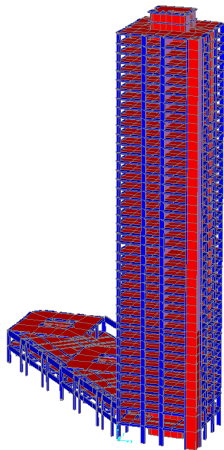


그림 5 해석 모델

표 4 해석모델별 고유진동수(Hz) 비교

모드	계측치	기본모델	탄성계수	바닥 슬래브	비구조벽
1(y축 1차)	0.356	0.273	0.287	0.317	0.344
2(x축 1차)	0.381	0.320	0.336	0.360	0.363
3(회전 1차)	0.711	0.528	0.554	0.673	0.685
4(x축 2차)	1.452	1.189	1.247	1.360	1.367
5(y축 2차)	1.521	1.269	1.331	1.391	1.528
6(회전 2차)	2.101	1.666	1.747	2.047	2.084
7(x축 3차)	3.155	2.682	2.812	3.004	3.034
8(y축 3차)	3.249	2.972	3.117	3.184	3.399

표 5 해석모델별 고유진동수의 오차

모드	기본모델	탄성계수	바닥슬래브	비구조벽
1(y축 1차)	23%	19%	11%	3%
2(x축 1차)	16%	12%	5%	5%
3(회전 1차)	26%	22%	5%	4%
4(x축 2차)	18%	14%	6%	6%
5(y축 2차)	17%	12%	9%	0%
6(회전 2차)	21%	17%	3%	1%
7(x축 3차)	15%	11%	5%	4%
8(y축 3차)	9%	4%	2%	-5%

약 5%정도 높아져 계측치와의 오차는 전체적으로 4~5%정도 줄어든다.

바닥 슬래브의 휨강성을 고려할 경우 표에서 나타난 바와 같이 각 방향 1차, 2차 병진방향 고유진동수가 상당히 증가하는 것으로 나타났다. 이는 무시되었던 슬래브의 휨강성이 포함됨에 따라 외곽기둥과 코어사이에 커플링(coupling) 효과가 발생하여 전체적인 강성이 증대되기 때문인 것으로 생각된다. 또한 비틀림방향의 고유진동수도 오차가 크게 줄어들 수 있다. 비틀림방향의 고유진동수가 병진방향보다 크게 증가하는 것은 사용된 해석프로그램인 SAP2000의 질량관성모멘트(Mass moment of inertia)의 산정방법과 연관이 있는 것으로 보인다. 본 연구에서 기본모델작성 시(즉 강막가정사용 시) 각 층 바닥판의 질량은 강성이 없고 질량만을 가지는 쉘요소를 바닥판에 배치한 후 'Area Mass'를 통해 산정하였다. 쉘요소가 사용될 때 SAP2000은 각요소자체의 질량관성모멘트를 산정하지 않고, 그림 6의 (b)와 같이 해당 요소의 부담면적만치의 질량을 각 모서리절점으로 집중시켜 절점질량으로만 환산한다. 따라서 사용된 쉘요소의 수가 작을수록(즉, 매쉬의 크기가 클수록) 전체 질량관성모멘트의 값은 큰 오차를 가지게 된다. 그림 6의 (a)와 (b) 그림과 같이 각 변의 길이가 같은 정사각형 요소의 경우 중앙점에서 산정된 질량관성모멘트의 크기를 비교하면 절점하중으로 변환하는 경우 정보보다 3배 크게 산정하게 된다. 바닥판의 휨강성을 고려한 해석모델에서도 쉘요소의 질량산정방법

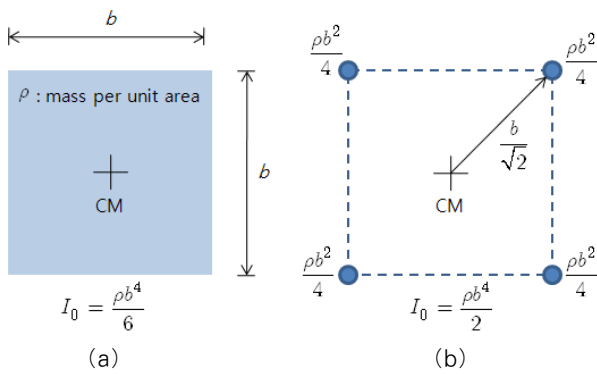


그림 6 질량관성모멘트

은 위와 동일하지만 쉘요소가 인접한 보, 전단벽부재와 절점을 공유해야 하므로 훨씬 세밀한 메쉬가 사용될 수 밖에 없다. 메쉬가 세밀해질수록 즉, 많은 수의 쉘요소를 사용하여 바닥판을 모델링할수록 질량관성모멘트의 값은 정해와 가까워진다. 바닥슬래브를 모델링할 경우 질량 뿐만 아니라 강성에서도 차이가 발생한다. 바닥슬래브의 휨강성을 고려할 경우 비틀림작용시 바닥판의 warping을 구속하는 효과를 가지므로 전체적으로 건물의 비틀림강성이 증가한다. 따라서 바닥슬래브를 모델링한 해석모델에서 비틀림방향의 진동진동수가 감소한 것은 너무 크게 산정되었던 질량관성모멘트값이 줄어들며 거의 무시되었던 warping rigidity의 고려에 의한 결과로 판단할 수 있다.

비구조벽체의 영향은 주로 수 변형방향이 y축인 1차(y축의 1차모드)와 5차모드(y축의 2차모드)의 고유진동수에 큰 영향을 주었다. 이는 그림 1에서 볼 수 있듯이 비구조콘크리트벽이 y방향으로 위치하고 있기 때문이다. 표 5에 나타난 바와 같이 비구조벽을 고려한 최종모델에서는 어느 특정한 모드에서 큰 오차가 있었던 이전 모델과 달리 실측치와의 오차가 전체 모드에서 고르게 나타난다.

강성은 고유진동수의 제곱에 반비례하므로 각 방향 1차 고유진동수의 변화율로부터 각 단계에서 모델링가정의 변화에 의한 강성증가율을 개략적으로 파악할 수 있다. 표 6을 이를 통해 파악한 강성증가율로서 병진방향의 경우 기본모델에서 콘크리트탄성계수를 보정할 경우 10%의 강성증가가, 다시 바닥슬래브의 휨강성을 고려할 경우 15~48%, 비구조벽이 있는 방향의 경우 비구조벽을 고려함에 의해 18% 정도의 강성증가가 있음을 알 수 있다. 비틀림방향의 경우에도 바닥슬래브의 모델링에 의해 강성이 크게 늘어나고 있어 전체적으로 볼 때 바닥슬래브 모델링의 효과가 상당히 큰 것으로 판단된다. 최근 층간소음에 의한 영향을 줄이기 위해 공동주택의 바닥판 두께가 점차 두꺼워지고 있어 합리적인 설계를 위해서는 구조해석시 바닥판의 적절한 모델링이 필요할

표 6 1차모드 고유진동수 증가로 산정한 강성증가율

방향	탄성계수	바닥슬래브의 모델링	비구조벽의 고려
y축	10%	22%	18%
x축	10%	15%	2%
비틀림	10%	48%	4%

표 7 해석모델별 모드형상의 MAC value 비교

모드	기본모델	탄성계수	바닥슬래브	비구조벽
1(y축 1차)	0.995	0.995	0.996	0.998
2(x축 1차)	0.999	0.999	0.998	0.998
3(회전 1차)	0.998	0.998	0.999	0.999
4(x축 2차)	0.994	0.994	0.993	0.993
5(y축 2차)	0.980	0.980	0.979	0.989
6(회전 2차)	0.986	0.986	0.991	0.992
7(x축 3차)	0.976	0.976	0.976	0.974
8(y축 3차)	0.931 (회전 3차)	0.931 (회전 3차)	0.943	0.948

것으로 생각된다.

표 7은 MAC을 사용하여 각 단계의 해석모델에서 구해진 모드형상을 구조물식별을 통해 구한 모드형상과 비교한 결과이다. MAC은 다음의 식 (3)으로 주어지는 값으로 두 모드형상의 유사성을 수치화한 값(Allemang and Brown, 1982)이다.

$$MAC(\phi_A, \phi_B) = \frac{\{\phi_A^T \cdot \phi_B\}^2}{\{\phi_A^T \cdot \phi_A\} \{\phi_B^T \cdot \phi_B\}} \quad (3)$$

표에 나타난 바와 같이 전체 8차모드의 경우 바닥슬래브와 비구조벽을 고려하지 않은 해석모델에서는 비틀림 방향 3차모드로 나타났으나 이들을 고려하면서 시스템식별 결과와 동일하게 y축방향 3차 병진모드로 나타났다. 전체적으로 볼 때 기본모델에서 무시되었던 요소들을 고려함에 따라 고유진동수 및 모드형상의 오차가 감소(MAC값이 높아지며 주변형 방향도 같아짐)하므로 실제 구조물의 거동을 좀 더 정확히 표현하는 해석모델임을 알 수 있다.

최종모델에서도 예측치와 비교할 때 최대 6%정도의 오차가 남아있으며 이러한 오차를 가져오는 원인은 여러 가지로 생각해볼 수 있다. 그중 하나는 실제 타설된 콘크리트의 탄성계수와 해석모델에서 고려한 탄성계수의 차이이다. 즉 앞서 고려한 탄성계수의 보정은 규준에 정해진 배합강도와 설계강도의 차이를 고려한 것으로 실제 시공시는 일반적으로 이보다 더 높은 강도의 콘크리트가 사용되므로 이에 따른 오차가 포함되어 있을 수 있다. 또 다른 하나는 공칭탄성계수의 사용에 의한 오차이다. 콘크리트의 공칭탄성계수는 규준

에 의해 응력-변형도 곡선에서 원점과 항복응력의 45%에 해당하는 점을 통과하는 할선계수로 구해진다. 하지만 엄밀히 얘기하여 계측당시 대상건물의 강성은 응력-변형도곡선에서 각 부재들의 응력상태에 해당하는 점에서 구한 접선강도에 관계되는 값으로 이 값은 당연히 공칭탄성계수와 차이를 보일 것이다. 콘크리트의 탄성계수는 콘크리트에 사용된 골재와 시멘트의 종류, 그 밖의 혼화제의 구성에 따라 같은 압축강도를 가질때에도 큰 차이를 나타낸다. 본 연구에서처럼 압축강도로부터 탄성계수를 추정할 경우 실제 탄성계수와 추정치의 차이는 ±20%에 이른다고 보고되고 있다(ACI Committee 318, 2002). 본 연구에서 이러한 요인을 고려한 정밀한 해석은 시도하지 않았다. 그 밖에도 모델링에 고려되지 않은 비구조재의 강성기여분도 최종모델의 오차를 일으키는 하나의 요인으로 생각된다. 실제 구조물에 존재하는 재료의 국부적인 불균일성 및 모델링이 곤란한 비구조부재에 의한 영향을 파악하기 위해서는 모델수정기법 등(Yu 등, 2007)이 사용될 수 있을 것이다.

4. 고유진동수 예측식과의 비교

경험식은 다양한 건물에서 계측된 계측치의 회귀분석으로 통해 얻어진 것으로 구조물의 설계시 해석모델의 타당성을 검증하기 위한 방법의 하나로 활용될 수 있다. 표 8은 계측치와 해석모델을 통해 얻어진 대상건물의 1차 횡방향 및 비틀림방향 고유진동수를 여러 연구자들에 의해 제안된 경험식(Ellis, 1980; Lagomarsino, 1993; Tamura 등, 2000; Su 등, 2003)과 비교한 것이다. 표에 나타난 바와 같이 대부분의 경험식은 모두 건물의 높이에 반비례하는 형태의 수식을 제시하고 있으나 연구자에 따라 제안된 수식의 편차가 상당히 크다는 것을 알 수 있다. 이중 Ellis의 수식은 163개의 사각형단면을 가진 건물에서 얻은 계측치를 바탕으로 제안된 식으로서 병진방향의 경우 대상건물에서 얻은 고유진동수를 가장 정확하게 예측하고 있다. 이 수식은 건축구조설계기준(2005)의 해설에 바람에 의한 건물의 동적응답을 계산하기 위해 유연한 정형구조물의 고유진동수산정에 사용할 수 있는 근사식으로 소개되어 있으며 그 밖에도 호주와 뉴질랜드 기준(AS/NZS 1170.2), 유로코드(ENV 1991-2-4)에서도 사용되고 있다. 하지만 비틀림방향의 경우 Ellis의 수식은 표에 소개된 경험식중 가장 부정확한 예측치를 주고 있다.

건축구조물의 동특성은 사용된 구조재료의 특성이나 비구조재의 종류, 배치와 같은 건축적인 관습에 따라 달라진다. 따라서 가장 단순한 기하학적인 특성인 높이만으로 고유진동수를 추정하는 경험식은 그 나라의 지역적 특성이 포함될 수

표 8 경험식과의 비교

	수식	y-trans	x-trans	수식	torsion
계측치		0.356	0.381		0.711
해석모델		0.344	0.362		0.685
Ellis	46/H	0.323		72/H	0.506
Lagomar-sino	55/H	0.378		78/H	0.549
Tamura	67/H	0.471		91/H	0.640
Su et al.	77/H	0.541		-	-
건축구조 설계기준 (내진기준)	$\frac{H^{3/4}}{0.049}$	0.495			

밖에 없다. 국내에서 지어지고 있는 건물에서 계측된 자료의 축적을 통해 현재 사용하고 있는 경험식을 검증할 필요가 있다고 생각된다.

5. 결 론

43층의 철근콘크리트조 주상복합건물에서 현장계측을 통해 얻은 데이터에 시스템식별기법을 적용하여 각 방향 2~3차 모드까지의 고유진동수와 모드형상을 분석하였다. 이렇게 얻어진 대상건물의 동특성치를 해석모델에서 최대한 가깝게 구현하기 위해 일반적으로 설계단계에서 사용되고 있는 해석모델을 적절한 가정을 통해 모델링방법 및 범위를 변화시키면서 그 결과를 계측에서 얻은 값과 비교하였다.

본 연구에서 동특성치를 비교한 해석모델은 1) 강막가정과 설계콘크리트강도에 의한 탄성계수를 사용한 기본모델, 2) 기본모델에서 콘크리트의 배합강도를 고려하여 탄성계수를 보정한 경우, 3) 바닥슬래브의 휨강성을 추가적으로 고려한 경우, 4) 추가로 비구조벽체를 모델링한 경우 등의 4가지이다.

기본 모델은 계측치와 비교할 때 최대 26%정도 고유진동수를 낮게 평가하여 건물의 강성을 상당히 저평가하지만 탄성계수의 보정, 바닥슬래브의 휨강성고려, 비구조재의 고려함에 따라 점차 계측치와 유사한 고유진동수를 얻을 수 있었다. 강막가정 대신 바닥슬래브를 모델링하여 슬래브의 휨강성을 고려하였을 경우 고유진동수 증가가 가장 크게 나타났으며 특히 비틀림방향의 오차가 크게 개선되었다. 비구조벽을 고려할 경우 비구조재설치 방향의 고유진동수 오차가 크게 감소하여 각 방향의 고유진동수오차가 거의 같은 수준이 되었다. 또한 모드형상의 주변형방향도 계측치와 동일하게 변화하였다. 따라서 모드형상과 고유진동수를 포함하여 전체적으로 볼 때 최종단계의 해석모델은 계측당시 대상건물의 상태를 적절히 모델링하고 있는 것으로 판단된다.

본 연구의 결과는 해석모델작성시 합리적 설계를 위한 모

텔링방법에 대한 기초자료로서 특히 유사한 구조형식을 가진 건물의 풍하중에 대한 사용성 검토시 유용하게 사용될 수 있으며, 또한 계측을 통해 건축구조물의 거동을 감시하는 구조 건전성모니터링을 위한 기본모델(baseline model 혹은 reference model)의 구축을 위해 사용될 수 있을 것으로 생각된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2007년도 첨단도시개발사업(과제번호:07도시재생 B04) 지원 사업으로 이루어진 것으로 이에 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

- 건축구조설계기준(Korean Building Code, KBC)** (2005)
- 김지영, 박재근, 김대영, 김상대** (2007) 풍응답을 이용한 구조물의 동특성 평가, 한국강구조학회 학술발표논문집, pp.125~128.
- 유은중, 김승남, 김지영, 김대영, 김유승, 장수혁** (2008) 초고층 주상복합 건물의 미진동 계측 및 구조물 식별, 한국지진공학회 춘계학술발표회 논문집, pp.371~378.
- ACI Committee 318.** (2002) Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-02), American Concrete Institute, FarmingtonHills, Michigan
- Allemang, R.J., Brown, D.L.** (1982) A correlation coefficient for modal vector analysis, Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida, pp.110~116.
- AS/NZS1170.2** (2002) Australian/New Zealand Standard, Structural design actions, Part 2: Wind Actions, Standards Australia & Standards New Zealand.
- Brincker R, Zhang L, Andersen P.** (2000) Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition, Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, 4062(2), pp.625~630
- Brownjohn, J.M.W., Pan, T.C., Deng, X.Y.** (2000) Correlating dynamic characteristics from field measurements and numerical analysis of a high-rise building, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(4), pp.523~543.
- Computers and Structures Inc** (2006) SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures; Berkeley, California.
- Ellis, B.R.** (1980) An assessment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of buildings and the implications concerning the dynamic analysis of structures, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 69(pt 2), pp763~776.
- Eurocode ENV1991-2-4** (1994) EUROCODE 1: Basis of Design and Actions on Structures, Part 2.4: Wind Actions, CEN/TC 250/Sc1.
- Kohler, M., Davis, P., Safak, E.** (2005) Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA Factor Building, *Earthquake Spectra*, 21(3), pp.715~736.
- Lagomarsino, S.** (1993) Forecast models for damping and vibration periods of buildings, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*, 48, pp.221~239.
- Lee, D.G., Kimm H.S., Chunm M.H.** (2002) Efficient seismic analysis of high-rise building structures with the effect of floor slabs, *Engineering Structures*, 24(2), pp.613~623.
- Peeters, B., Roeck, G.D.** (2001) Stochastic system identification for operational modal analysis: A review, *Journal of Dynamic systems Measurement and control*, 123, pp.659~667.
- Su, R.K.L., Chandler, A.M., Lee, P.K.K., To, A., Li, J.H.** (2003) Dynamic testing and modelling of existing buildings in Hong Kong, *Hong Kong Inst. Eng. Trans*, 10(2), pp.17~25.
- Su, R.K.L., Chandler, A.M., Sheikh, M.N., Lam, N.T.K.** (2005) Influence of non-structural components on lateral stiffness of tall buildings, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 14(2), pp.143~164.
- Tamura, Y., Suda, K., Sasaki, A.** (2000) Damping in buildings for wind resistant design, in: Proceedings of the International Symposium on Wind and Structures, Techno-Press, Korea, pp.115~130.
- Yu E, Taciroglu E, Wallace JW.** (2007) Parameter identification of framed structures using an improved finite element model updating method-Part I: Formulation & validation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, pp.619~639