

철근콘크리트조 4층 골조건물의 강제진동실험

Forced Vibration Testing of a Four-Story Reinforced Concrete Frame Building

유은종¹⁾ · John W. Wallace²⁾
 Yu, Eun-jong

국문 요약 >> 노스리지 지진에 의해 손상을 받은 4층 철근콘크리트조 골조건물을 대상으로 선형가진기 및 대용량의 편심가진기를 이용한 강제진동실험과 상시미진동 측정을 실시하였다. 미진동 가속도데이터 및 선형가진기에 의한 백색잡음 실험시의 가속도데이터로부터 구조물식별을 수행하여 7차모드까지의 고유진동수 및 모드감쇠비를 얻었다. 두대의 대용량 편심가진기를 사용하여 얻은 큰 진폭의 조화 진동하에서는 가속도데이터를 사용하여 각 방향 1차모드를 식별하였으며 변위계와 변형계이저를 이용하여 층간변위각, 기둥과 슬래브와 같은 구조부재의 곡률분포를 측정하였다. 각 경우 고유진동수는 진동의 크기가 클수록 낮아졌다. 즉, 편심가진기가력시 고유진동수는 상시미진동시에 비해 70~75%, 선형가진기가력시에 비해 92~93% 정도로 낮게 나타났다. 이러한 진동수의 감소폭은 지진에 의해 큰 손상을 받았던 건물의 남북방향에서 크게 나타났다.

주요어 실제 구조물실험, 강제진동실험, 편심가력기, 선형가력기, 상시미진동, 고유진동수

ABSTRACT >> A series of forced vibration tests and ambient vibration measurement was conducted on a four-story reinforced concrete building damaged in the 1994 Northridge earthquake. Both low amplitude broadband and moderate amplitude harmonic excitation were applied using a linear shaker and two eccentric mass shakers, respectively, and ambient vibrations were measured before and after each forced vibration test. Accelerations, interstory displacements, and curvature distributions were monitored using accelerometers, LVDTs and concrete strain gauges. Natural frequencies and the associated mode shapes for the first 7 modes were identified. Fundamental frequencies determined from the eccentric mass shaker tests were 70% to 75% of the values determined using ambient vibration data, and 92% to 93% of the values determined using the linear shaker test data. Larger frequency drops were observed in the NS direction of the building, apparently due to damage that was induced during the Northridge earthquake.

Key words field testing, forced vibration test, eccentric mass shaker, linear shaker, ambient vibration, natural frequency

1. 서론

실제 구조물에서 측정된 실측데이터는 구조물의 설계를 위해 해석모델에 사용되었던 가정들을 검증하고, 그 구조물의 현재 상태를 진단할 수 있는 기본적인 정보이다. 가진기를 이용한 실제 구조물의 강제진동실험은 이러한 정보를 얻을 수 있는 실험의 하나로써, 1960년대 이후 Caltech의 밀리칸 도서관을 비롯한 다수의 건물에서 실시되었으나,⁽¹⁻⁵⁾

이들 실험에서는 공통적으로 가진기 용량제한뿐 아니라 사용층의 건물을 대상으로 하였으므로 가력가능한 하중의 크기가 작아 지진이나 강풍과 같이 큰 외력을 대상으로 하는 구조설계시에 의미있는 결과를 추론하기 힘들었다. 일반적으로 건물의 동특성은 진동의 크기에 따라 비구조체의 역할과 지반-구조체 상호작용 등의 원인으로 인해 크게 변화하는 것으로 알려져있다. 또한, 이전의 실험에서는 센서와 데이터로거사이의 배선이 가능한 거리의 제한 및 데이터로거의 채널수 제한으로 인해 해석모델을 검증할 수 있을 만한 충분한 수의 데이터를 얻을 수 없었다. 충분한 데이터채널의 확보를 위해 여러 개의 데이터로거를 사용할 수도 있으나 이 또한 모든 데이터로거가 동기화되지 않을 경우 의미 있는 결과의 도출에는 한계가 있다. 더욱이, 가력하중으로

¹⁾ 정회원·한양대학교 건축공학부 조교수, 공학박사
 (대표저자: eunjongyu@hanyang.ac.kr)

²⁾ Professor, Dept. of Civil Engr., University of California Los Angeles
 본 논문에 대한 토의를 2007년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

조화하중만을 사용하였기 때문에 구조물의 모드정보만을 얻기위해서도 실험시 긴 시간과 상당한 노력이 필요하였다.

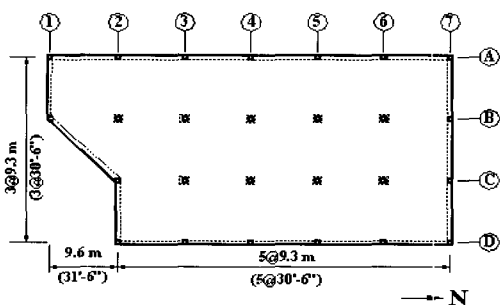
본 연구에서는 사용되지 않는 건물을 대상으로 대용량의 가진기를 사용하여 가능한 최대 크기의 가진력을 작용시켰다. 또한, 증가속도와 층간변위와 같은 구조시스템의 반응과 함께 기둥과 슬래브의 곡률분포와 같은 구조요소의 거동을 함께 측정하였다. 이러한 고밀도의 계측을 위해 GPS 시간정보를 이용한 동기화와 무선데이터송수신이 가능한 첨단 데이터계측시스템을 사용하였다. 효과적인 구조물 식별을 위해서 가진력이 크지는 않으나 광대역의 가진이 가능한 선형가진기를 추가로 사용하였으며, 강제가진실험 전후로 상시미진동을 측정하였다. 각 실험에서 얻은 결과를 통해 진동의 크기에 대한 건물의 동특성의 변화를 분석하였다. 또한 실험을 통해 얻어진 구조물의 모드정보를 해석모델의 그것과 비교하였다.

2. 실험건물

2.1 실험건물의 개요

실험건물은 4개층과 옥탑으로 이루어진 철근콘크리트 골조건물로서 1977년에 건축되었으나 1994년의 노스리지 지진에 의해 구조체에 피해를 입어 실험당시에는 사용되지 않는 상태였다. 그림 1은 실험대상건물의 기준층의 평면이다. 건물의 구조시스템은 연직하중지지를 위한 내부의 포스트텐션플랫슬래브-기둥골조와 횡하중지지를 위한 외곽의 모멘트 저항골조로 이루어져있다. 두께가 216 mm인 기준층 슬래브에는 직경 0.5인치, 최소항복인장강도 1890 MPa인 7선 포스트텐션 스트랜드가 언본드(unbonded)로 양방향으로 배치되어 있다. 내부골조의 기둥은 610mm X 610mm의 정사각형단면으로 상단에 가로세로 1220mm, 두께 190mm인 주두(drop panel)를 가지고 있다.

외부골조의 기둥단면 역시 610mm X 610mm의 정사각형이며, 보의 단면은 610mm X 1100mm 인 2층을 제외하고는 모두 610mm X 760mm이다. 외부골조의 기둥과 보에

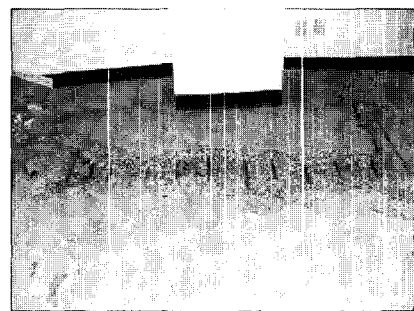


〈그림 1〉 실험건물의 기준층 평면

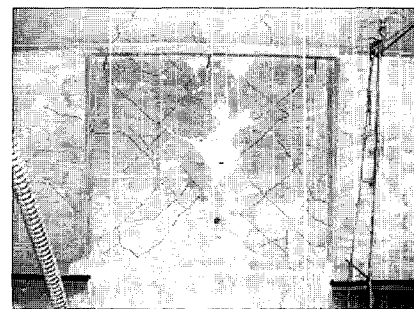
는 지진하중작용시 연성도 확보를 위해 규준에서 요구하는 횡보강철근이 확보되어 있어, 전체적으로 UBC-76⁽⁶⁾에 규정된 특수모멘트저항공간골조 (Special Moment Resisting Space Frame)형식이라 할 수 있다. 외부골조와 내부골조의 기둥은 설계강도 35 MPa의 보통콘크리트로 타설되었으며, 보-기둥 접합부를 제외한 보와 슬래브는 설계강도 28 MPa인 경량콘크리트로 타설되었다. 사용된 모든 철근의 항복강도는 420 MPa이다. 각각의 기둥은 케이슨 말뚝기초로 지지되어 있는데, 말뚝기초의 상부는 지중보로 연결되어 있고 다시 기둥의 하부와 모멘트접합되어 있다.

2.2 실험건물의 지진피해

노스리지 지진에 의해 내부골조에서는 2층부터 4층에 걸쳐 다수의 플랫슬래브-기둥접합부에서 바닥판에서 기둥주두면을 따라 펀칭파괴가 발생하였다. 외부골조의 경우, 3층 바닥(2층의 천정)에서 평면도상의 A 라인과 D 라인을 따라 총 8곳의 보-기둥접합부에서 대각선균열이 발생하였다. 그림 2는 내부골조에서 발생한 펀칭파괴와 외부골조의 보-기둥접합부에서 발생한 접합부 균열을 보여준다. 거의 대부분의 보는 그 단부에서 피복콘크리트가 박락되었으며, 대부분의 기둥에는 4방향 모든 면에서 기둥전체높이에 걸쳐 광범위한 휨균열이 발생하였다. 간막이벽은 대체로 바닥에서부터 반자 바로 밑까지 설치되어 있었는데 대부분 지진진동에 의해 기둥으로부터 이탈되었다. 전체적으로 건물은 동서방



(a)



(b)

〈그림 2〉 실험건물의 지진피해, (a) 3층 슬래브와 내부기둥 B6의 접합부에 발생한 펀칭파괴 (b) 외부기둥 A4와 3층바닥의 보의 접합부에 발생한 대각선 접합부균열

향보다는 남북방향에 저항하는 구조요소에서 피해가 큰 것으로 보여졌다.

3. 실험장비

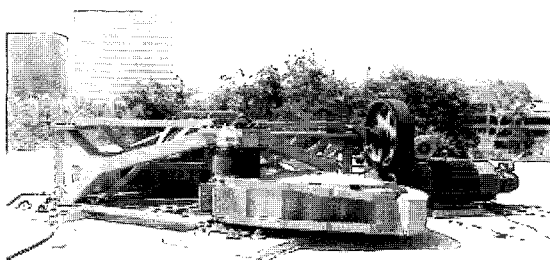
실험장비는 크게 가진기와 계측장비로 나뉘어진다. 본 실험에 사용된 장비들은 미국 NSF의 NEES 프로그램에 의해 마련된 것이다.⁽⁷⁾(www.nees.ucla.edu 참조)

3.1 가진장비

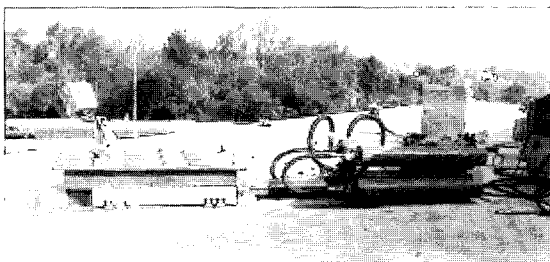
가진장비로는 최대가력용량이 각 45ton인 두 대의 대용량 편심가력기(eccentric mass shakers)와 6.25ton의 최대가력용량을 가진 현대의 선형가력기(linear shaker)가 사용되었다. 편심가력기는 질량체의 회전에 의해 가진력을 얻는 것으로, 본 실험에 사용된 편심가력기는 동일한 크기의 두 질량체가 서로 반대방향으로 회전하면서 한 방향의 힘을 서로 상쇄되어 없어지고 그와 직교하는 방향으로만 가진력만을 얻을 수 있게 설계된 것이다. 발생하는 가진력 P 는 식 (1)과 같다.

$$P(t) = 2m_e \omega^2 \sin(\omega t) \tag{1}$$

여기서 m_e 는 편심질량값(질량체 하나의 질량과 회전축에서부터의 편심거리의 곱, 본 실험의 경우 19190kg-cm)이고, ω 는 회전진동수(rad)이다. 따라서, 편심가진기로 얻을 수 있는 가진력의 크기는 회전진동수의 제곱에 비례한다. 두 대



(a)



(b)

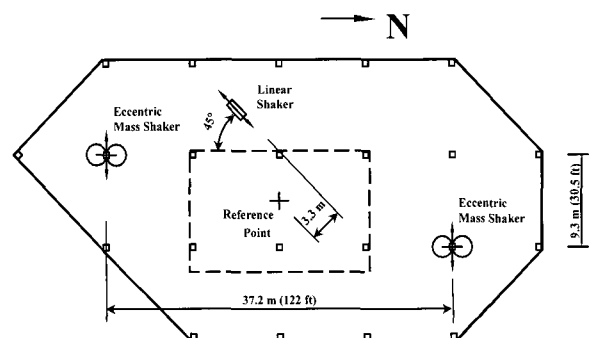
〈그림 3〉 (a) 편심가진기 (b) 선형가진기

의 편심가진기는 각 가진기의 회전축에 부착된 펄스검출기(pulse marker)의 신호를 이용한 피드백루프제어기를 사용하여 서로 동조시켜 운전하였다. 두 가진기 회전 사이의 위상각이 0°일 경우 두 가진기에서 발생한 힘은 같은 방향으로 작용하므로 최대 90ton의 가진력을 얻을 수 있으며, 위상각을 180°로 할 경우 서로 반대방향으로 힘이 발생하여 건물에는 비틀림모멘트가 작용하게 된다. 본 실험에서는 최대의 비틀림 모멘트를 얻기 위하여 두 대의 편심가진기를 각각 실험건물의 옥상층 남쪽과 북쪽에 배치하였다.(그림 4)

선형가진기(linear shaker)는 동적액추에이터가 저마찰베어링 위에 올려진 질량체를 밀거나 당길 때 생기는 반력을 구조물로 전달시켜 가진에 이용하는 것으로, 본 실험에 사용된 선형가진기는 최대가력하중이 6.75ton, 스트로크가 ±381mm인 동적액추에이터, 30gpm(gallon per minute)의 유압펌프, 90gpm의 서보밸브, 그리고 무게 2.25ton 인 질량체로 이루어져있으며, 정확한 가력을 위해 PD, Adaptive, LQG와 같은 여러 종류의 제어알고리즘이 구현되어 있는 디지털컨트롤러모듈을 사용하였다. 선형가진기는 남북, 동서, 그리고 비틀림 모든 방향의 반응을 동시에 얻기 위해 건물의 남북축에서부터 45° 각도를 가지고 가진력의 작용선이 건물의 중심에서 조금 떨어진 점을 지나가도록 설치되었다.(그림 4)

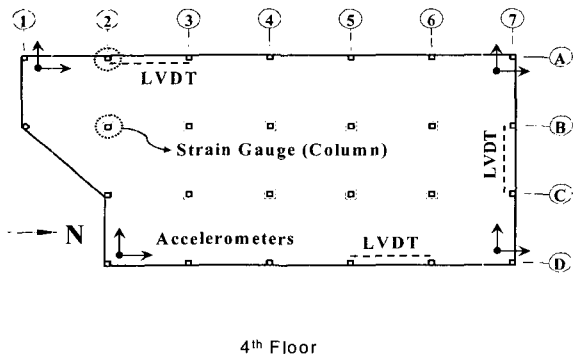
3.2 계측기와 DAQ

각 층 바닥판의 가속도, 각 층사이의 층간변위각, 일부 기둥과 슬래브의 곡률분포를 측정하기 위해 가속도계, 변위계 그리고 콘크리트 변형계이저를 설치하였다. 가속도 측정에는 155 dB의 dynamic range, ±2g의 amplitude range, ~200Hz의 frequency range를 가진 force-balance형 가속도계(Kinematics ES-T와 ES-U)가 이용되었다. 건축구조물의 경우 바닥판의 면내변형을 무시할 경우(Rigid diaphragm 가정, 층당 3개의 자유도만으로 횡방향의 운동을 나타낼 수 있으므로, 서로 평행한 두 채널의 가속도계와 그와 직각방향의 1채널



〈그림 4〉 가진기의 위치

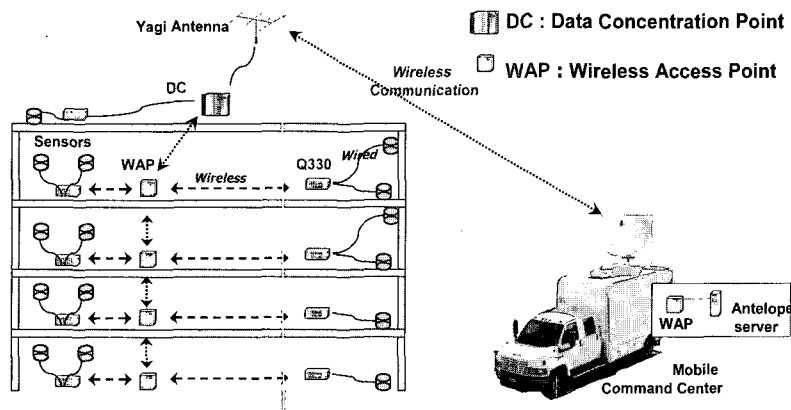
의 가속도계, 총 3채널의 가속도계만 있으면 그 바닥판의 횡방향 운동을 측정할 수 있다. 하지만 본 실험에서는 기기의 오작동에 대한 대비 및 정확한 비틀림 거동의 측정, 또한 Rigid diaphragm 가정의 확인을 위해 기준층의 네 모서리 모두에 3축가속도계를 설치하였다(그림 5). 또한 지상층의 바닥에는 혹시 있을지 모를 지반-구조물상호작용에 의한 구조물의 락킹(rocking) 운동을 검출하기 위해 추가로 수직방향으로 가속도계를 배치하였다. 지상층부터 옥탑층까지 전체적으로 16개의 3축가속도계(ES-T), 27개의 1축가속도계(ES-U)가 사용되었다. 층간변위각 측정을 위해 각층의 기둥 A2-A3, D5-D6 그리고 B7-C7사이의 경간에 총12개의 변위계(Trans-Tek Series 240 DC LVDT)를 설치하였다. 변위계는 스프링과 피아노선을 이용한 기구를 사용하여 한쪽 기둥의 상단의 한 점과 인접한 기둥의 하단의 한 점 사이의 길이변화를 측정하였다. 각층의 내부기둥 A2와 외곽기둥 B2의 상부와 하부 단면의 3면에 각 하나씩 총 43개에 콘크리트변형계이지(TML, PL-60-11-5L)를 설치하여 1층부터 4층까지 기둥의 곡률분포를 연속적으로 측정하였다. 또한, 3층과 4층의 바닥판의 상하면(A~B, 2~3)에 총 34개의 변형계이지를 설치하여 바닥판의 곡률분포를 측정하였다.



〈그림 5〉 기준층에 설치된 센서의 위치

가속도계와 변위계는 Kinematic사의 데이터로거인 Q330과 계측소프트웨어인 Antelope을 통해 계측이 이루어졌다. Q330은 무선데이터 송신이 가능한 24 비트 A/D 컨버터로서 하나당 6채널을 가지고 있으며 다른 데이터로거에서 측정된 데이터와의 동기화를 위해 GPS time stamping 기능이 있다. 본 실험에는 총 19개의 Q330이 사용되었다. 가속도계와 변위계는 주위의 Q330으로 유선으로 연결되고, 여기서 A/D 컨버팅을 통해 수치화된 계측데이터는 그 때의 GPS 시간정보와 함께 근처의 WAP(Wireless Access Point)을 경유하여 옥상에 위치한 DC(Data Concentrator)로 무선네트워크 전송 프로토콜인 802.11b과 tcp/ip에 의해 전송되었다. DC는 Antelope이 실행되고 있는 Unix 컴퓨터로 실험데이터와 함께 실험장면을 담은 비디오클립을 전송할 수 있는 네트워크 장비를 갖추고 있다. DC에 임시저장된 정보는 옥탑지붕에 설치된 야기(yagi) 안테나를 사용하여 실험건물의 주차장에 있는 MCC(Mobile Command Center)로 무선전송되었다. MCC는 인공위성 통신장비와 전산장비를 탑재한 트럭으로서 인공위성을 통해 인터넷으로의 실제 실험장면 및 데이터의 실시간 전송이 가능하다. 그림 6은 이 계측시스템의 개요도이다.

콘크리트변형계이지는 National Instrument사의 DAQ 시스템과 소프트웨어인 Labview를 사용하여 계측하였다. NI 시스템에도 Kinematics 시스템과의 데이터 동기화를 위해 GPS 리시버와 타이머보드가 장착되었다. 실험에는 각 32개의 변형계이지채널을 가지고 있는 3대의 NI DAQ시스템이 사용되었다. 보안상의 문제로 인해 NI-DAQ 시스템은 모두 2층의 남쪽에 있는 하나의 방에 배치하였는데 이에 따라 상당히 긴 리드선이 사용되었다. 따라서 리드선의 온도변화에 의한 영향을 최소화하기 위해 3선 방식의 휘스톤브리지를 사용하였으며, 각 채널당 리드선의 저항을 측정하여 이후 데이터처리시 그 영향을 보정하였다.



〈그림 6〉 가속도계와 변위계를 위한 Kinematics DAQ 시스템

4. 실험수행 및 결과

표 1과 같이 전체실험은 편심가진기와 선형가진기를 각각 이용한 강제진동실험과 강제진동실험 전후에 실시한 상시미진동측정으로 구성되어 있다. 선형가진기실험과 상시미진동 데이터는 주로 구조물의 모드정보를 얻는데 사용되었으며, 편심가진기실험은 가력방향을 바꾸기 위해 두 가진기 회전사이의 위상각과 편심질량체의 위치를 변화시키면서 실시하였는데 이때의 상대적으로 큰 진동 발생시 가속도이 외에도 층간변위각 및 바닥판과 기둥의 곡률분포를 측정하였다.

4.1 선형가진기실험 및 상시미진동 측정결과

선형가진기는 편심가진기에 비해 가진력의 크기는 작으나 백색잡음(whitenoise)과 같이 시스템 식별에 효과적인 광대역폭의 진동을 일으킬 수 있다. 본 실험에 사용한 백색잡음은 정규분포의 난수를 발생시킨 다음 밴드패스필터를 사용하여 0.5Hz 이하와 10Hz 이상의 성분을 제거하여 구하였다. 표 1과 같이 선형가진기를 이용한 백색잡음 가진실험은 편심가진기 실험 사이에 2회에 걸쳐 실시하였고, 상시미진동측정은 총3회 실시하였다. 백색잡음의 길이는 약 410초이며 측정된 미진동데이터의 길이는 각각 800초였다. 모든 데이터의 sampling rate은 100Hz였다.

각 층의 여러 지점에서 측정한 가속도로부터 층당 3성분의 층가속도를 계산하였다. 계측데이터는 평균성분 및 온도변화에 의한 선형변동성분을 제거한 후(detrending), 식 (2)-(4)을 사용하여 각 층의 기준점(reference point)에서의 층가속도를 계산하였다. 기준점은 건물 평면의 중앙에 해당하는 B2와 C2기둥 사이의 가운데 점으로 선택하였다(그림 4).

$$\theta_c = -\frac{u_i - u_j}{y_i - y_j} \quad \text{or} \quad \theta_c = \frac{v_i - v_j}{x_i - x_j} \quad (2)$$

$$u_c = u_i - \theta_c(x_i - x_c), \quad v_c = v_i + \theta_c(y_i - y_c) \quad (3), (4)$$

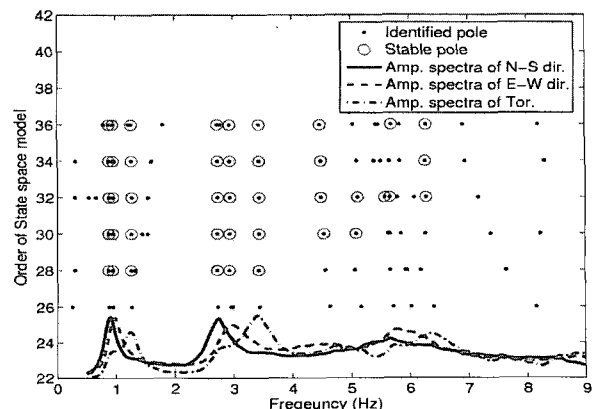
〈표 1〉 실험의 순서

실험일시	실험의 종류	실험일시	실험의 종류
04/7/2	상시미진동 1차	04/07/22 ~ 04/08/02	편심가진기 남북(NS) 방향
04/06/22 ~ 04/07/13	편심가진기 동서(EW) 방향, 비틀림방향	04/08/02	선형가진기 2차
04/07/19	상시미진동 2차	04/08/03	편심가진기 동서(EW) 방향, 비틀림방향
04/07/19	선형가진기 1차	04/08/03	상시미진동 3차

여기서 u_c, v_c, θ_c 는 각각 기준점에서의 남북방향, 동서방향 변위, 및 비틀림 변위를 나타낸다. x 와 y 는 센서의 좌표로서 각각 u 와 v 방향에 해당되며 첨자 i, j 는 각각의 가속도계, 첨자 c 는 기준점을 나타낸다. 각층당 필요한 채널수인 3채널보다 많은 수의 채널을 계측하였으므로(보통 8채널), 모든 조합에 의한 층가속도를 계산한 다음 그 값들의 평균을 취하였다. 이들 조합에 의한 값은 거의 동일하게 나타나 rigid diaphragm의 가정이 적절함을 알 수 있었다.

선형가진기실험과 상시미진동측정에서 얻은 가속도데이터로부터 시간영역구조물식별기법의 일종인 N4SID⁽⁸⁾를 이용하여 실험건물의 모드정보를 추출하였다. 실제 구조물식별은 Matlab 명령어인 N4SID를 사용하여 수행하였는데, 이때 N4SID의 입력(input)은 가진기에서 발생된 힘(즉, 선형가진기에서 측정된 가속도와 그 질량의 곱), 출력(output)은 15개의 층가속도 성분(즉, 2층~4층, 지붕층, 옥탑층에서의 남북, 동서, 비틀림 가속도)이다. 상시미진동의 경우는 입력치를 주지 않고 15개의 층가속도만으로 구조물식별을 수행하였다.

입력과 출력의 관계로부터 N4SID는 주어진 차수(order)의 상태방정식(state space model)를 추정한다. 이 실험의 경우 15채널의 출력이 있으므로 이론적으로는 상태방정식의 차수를 30으로 할 경우, N4SID에 의해 얻어진 상태방정식을 통해 30개의 pole(15개의 복소수쌍)을 구할 수 있고 이들은 구조물의 15개 모드의 정보를 가지고 있어야 한다. 하지만 센서노이즈가 포함된 실제 실험데이터의 경우, 구조물식별을 통해 얻은 모드 중에는 실제로 구조물의 모드가 아닌 의사모드(spurious mode)도 같이 나타난다. 이러한 의사모드는 상태방정식의 차수를 변화시키면서 구조물 식별을 수행하고 각 경우 얻어진 결과들을 비교하여 구별해 낼 수 있다.⁽⁹⁾ 그림 7은 이를 위해 사용된 그래프의 예로서 선



〈그림 7〉 Stability plot

형가력기 2차실험에서 상태방정식의 차수를 28에서 36까지 변화시킬 때, (차수가 다른) 이전 모델과 (1) 고유진동수의 차이가 1.5% 이내일 것, (2) 감쇠비의 차이가 5% 이내일 것, 그리고 (3) 모드형상의 유사성을 나타내는 지수인 MAC이 98% 이상일 것 등의 세가지 조건을 만족시킬 경우 그 모드를 stable mode로 표시한 것이다. 즉, 모델차수의 변화에 상관없이 계속적으로 나타나는 모드가 구조물의 모드(structural mode)이며, 그 이외의 모드는 센서노이즈나 수치해석상의 연산오류에 의한 의사모드로 판단할 수 있다. 여기서, MAC (Modal Assurance Criterion)은 두 모드형상의 유사성을 수치화한 것으로

$$MAC(\phi_A, \phi_B) = \frac{\{\phi_A^T \cdot \phi_B\}^2}{\{\phi_A^T \cdot \phi_A\} \{\phi_B^T \cdot \phi_B\}} \quad (5)$$

와 같이 구한다.⁽¹⁰⁾ 선형가력기실험의 경우 그림 7에 나타난 것과 같이 6~7개의 모드가 5Hz 아래에서 확연히 나타났으며, 그 밖에 가진주파수범위인 10Hz 안쪽에서 추가적인 stable mode가 나타났으나 불확실성이 높아 채택하지 않았다.

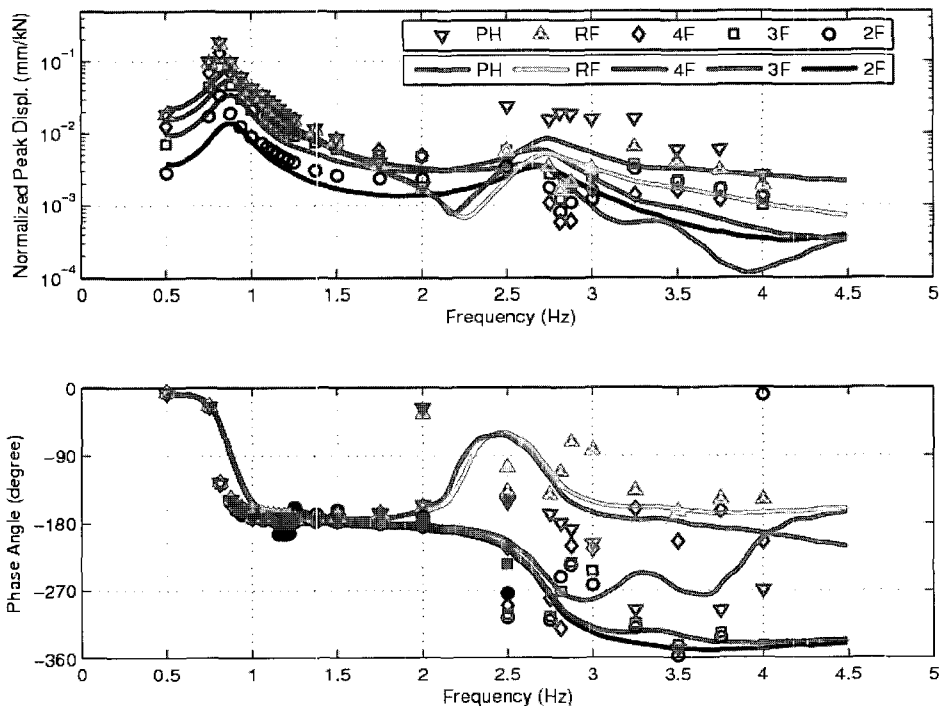
4.2 편심가진기 실험결과

남북, 동서, 비틀림의 각 방향으로 총 153개의 주파수에 대해 편심가진기를 이용하여 조화하중을 가력하고 반응을

측정하였다. 회전진동수는 각 방향 모두 0.5Hz에서 시작하여 정해진 간격으로 증가시켰는데 각 진동수의 steady state response를 취하기 위해 최소한 60초동안 동일한 회전진동수를 유지시켰다.

실험후 우선 지상층에서의 계측된 수직방향가속도데이터를 사용하여 지반-구조물상호작용에 의한 구조물의 락킹(rocking)운동이 있었는지를 검토하였다. 데이터분석결과 그 영향은 거의 없는 것으로 판단되어, 선형가진기 실험시와 동일한 방법으로 증가속도를 계산하였다. 일반적으로 지반-구조물상호작용은 연약한 지반에 세워진 횡강성이 큰 건물(예를 들면 전단벽구조물)의 경우에 많이 나타나는데, 실험건물은 전단벽이 없는 비교적 유연한 모멘트저항골조로서 지반-구조물상호작용에 의한 영향은 크지 않을 것으로 예상되었다.⁽¹¹⁾

증가속도로부터 층변위를 계산하고 이를 가진기에서 발생된 가진력으로 나누어 각 주파수에서의 정규응답변위(normalized displacement)를 계산하였다. 그림 8은 편심가진기 실험을 통해 구한 동서방향 정규응답변위곡선을 선형가진기실험에서 얻은 전달함수(transfer function)와 비교한 그래프이다. 가진력의 크기가 작은 저주파수 영역에서는 선형가진기실험결과와 유사하나 점점 주파수가 높아질수록(즉, 가진력의 크기가 커질수록) 선형가진기실험결과로부터 벗어남을 볼 수 있다. 층간변위측정결과는 지면의 제한으로 수록하지 않았으나 2Hz이상의 주파수에서는 구조물이 2차



〈그림 8〉 편심가진기실험의 정규응답변위곡선과 선형가진기실험의 전달함수(동서방향)

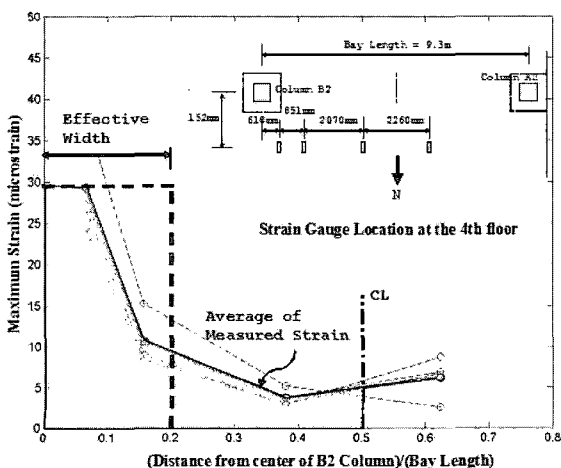
모드와 유사하게 거동하면서 층간변위가 건물의 고층부에 집중되는 것을 볼 수 있다.

육안으로는 손상이 거의 발견되지 않은 부분인 4층 B2 기둥 근처 바닥판의 상하면에 콘크리트 변형게이지를 부착하고 이를 통해 플랫슬래브의 유효폭을 추정하였다. 그림 9는 남북방향가력시 압축변형도의 분포를 나타낸 것이다. 기둥으로부터 경간의 중앙부까지 변형도분포선으로 이루어지는 면적을 구하고 이 값을 측정된 최대변형도로 나누어 슬래브의 유효폭을 추정하였다. 이를 통해 구한 유효폭은 그림 9의 점선으로 나타낸 것과 같이 경간길이의 0.4배이다. FEMA-274⁽¹²⁾에서는 플랫슬래브의 유효폭(effective width)으로 Hwang과 Moehle의 연구결과⁽¹³⁾인 다음 식을 수록하고 있다.

$$\text{effective width} = \beta(5c_1 + 0.25l_1) = \beta(\alpha l_1) \quad (6)$$

여기서 c_1 , l_1 , β , α 는 각각 기둥의 폭, 기둥단면중심을 기준으로한 경간길이, 균열발생을 고려한 계수, 균열발생을 고려하지 않은 슬래브의 유효폭이다. 프리스트레스 슬래브의 경우 β 는 1.0에서 2/3 정도인데 이 경우 식에 의한 슬래브의 유효폭비는 0.385에서 0.58이 된다. Kang과 Wallace⁽¹⁴⁾는 프리스트레스 플랫슬래브구조의 진동대 실험을 통해 0.467($\alpha=0.7$, $\beta=2/3$)을 얻었다. 본 실험에서 변형도측정을 통해 얻은 슬래브의 유효폭 0.4는 기존연구에서 얻은 값들의 범위를 벗어나지 않는다.

기둥에 부착된 변형게이지를 통해 지상층 바닥에서부터 지붕층 하부까지 기둥의 곡률분포를 계속하였다. 계산된 곡률은 콘크리트표면에 발생한 균열의 영향으로 정확도가 높지는 않으나 대체로 건물의 손상조사에서 확인된 손상부위와 일치하는 결과를 보였다. 즉, 내부기둥인 B2 기둥의 경우 2층바닥판 부분, 외부기둥인 A2기둥의 경우 3층바닥판부분에



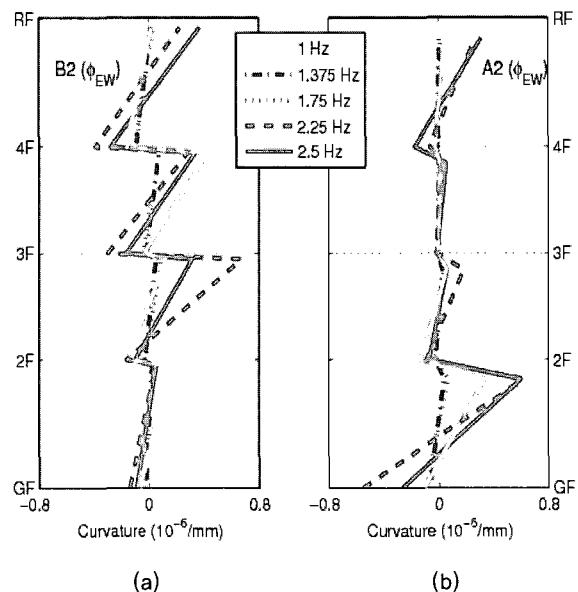
〈그림 9〉 4층 B2-A2 기둥 사이 슬래브의 변형분포 및 유효폭의 산정

서 작은 곡률을 나타냈는데, 이는 각각 슬래브의 편칭파괴와 기둥-보 접합부의 대각선균열발생부위와 일치한다.

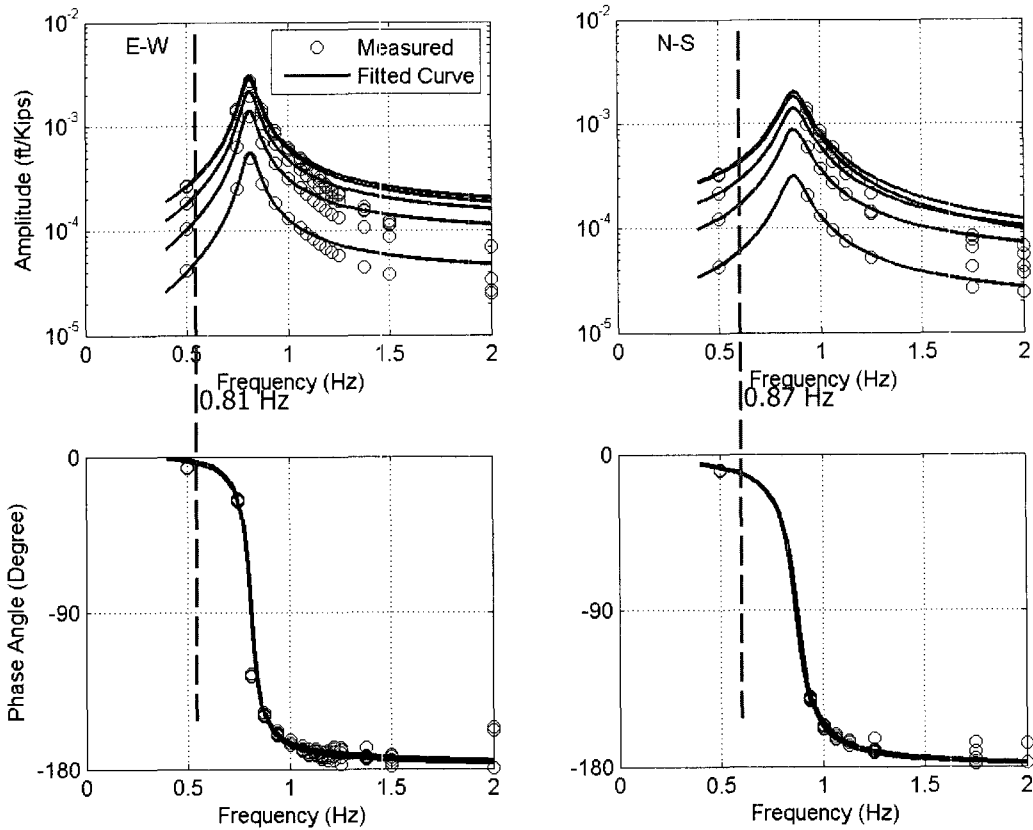
편심가력기실험시의 고유진동수와 감쇠비는 정규응답변위곡선상의 각 점을 통과하는 전달함수곡선을 curve-fitting을 통해 구하고 그 전달함수를 사용하여 추정하였다. 하지만, 정규응답변위곡선상의 모든 점이 아닌 각 방향의 1차모드 식별만을 목적으로 1차모드 근처의 점과 단자유도계(SDOF)의 전달함수를 사용하였는데, 그 이유는 가진주파수가 높아질수록 가진력이 급격히 증가하여 구조물의 강성저하가 일어나 이 방법의 기본전제인 linear time-invariant system의 가정을 위반하기 때문이다. 이는 그림 8에서 2Hz 이상의 주파수에서 편심가력기실험과 선형가력기실험의 결과가 차이를 보이는 이유이기도 하다. 그림 12는 각 자유도별로 수행한 curve-fitting의 결과를 나타낸 것으로 최종 고유주파수와 감쇠비는 각 자유도에서 구한 값의 평균으로 하였다. 비틀림모드의 경우는 동서로 평행한 모드와의 커플링으로 인해 정확한 값을 구할 수 없었으나 1.1Hz에서 1.2Hz 사이에 존재하는 것으로 나타났다.

5. 결과비교 및 분석

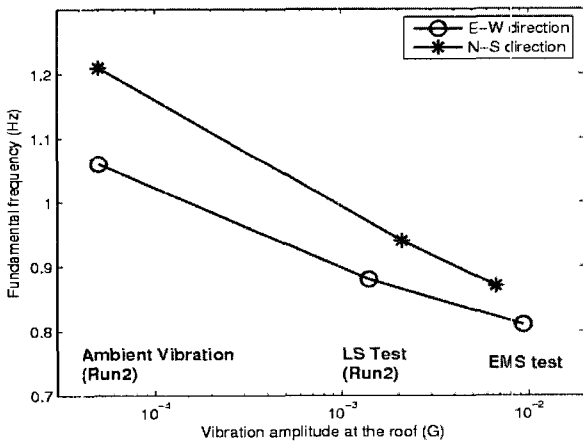
표 3에 위의 과정들을 통해 구한 각 실험의 고유진동수 및 고유진동수의 비를 나타내었다. 표에 나타난 것과 같이 고유진동수는 상시미진동, 선형가력기실험, 편심가력기실험의 순으로 높게 나타났다. 이러한 고유진동수의 변화를 구조물의 진동의 크기에 대한 그래프로 나타내면 그림 12과 같다. 그래프에서 가로축은 지붕층에서의 진동의 크기로서,



〈그림 10〉 기둥의 남북방향 곡률의 분포 (a) 내부기둥 B2 (b) 외부기둥 A2



〈그림 11〉 편심가력기실험데이터의 curve-fitting으로 구한 단자유도 전달함수



〈그림 12〉 지붕층의 진폭과 고유진동수의 관계

조화진동인 편심가력기실험결과와 광대역의 백색잡음인 선형가진기실험 및 상시미진동결과를 비교하기 위해 각 실험에서 얻은 가속도를 1차고유진동수의 95%에서부터 105% 까지만을 통과시키는 좁은 밴드패스필터(5차 버터워스필터)를 사용하여 필터링한 후 각 경우 1차모드에 해당하는 진동의 최대가속도를 취한 것이다. 상시미진동으로부터 진동의 크기가 30배~40배 늘어날 때(선형가진기실험) 고유진동수는 82%~78%로 줄었고, 진동의 크기가 140배~180배 늘어날 때(편심가진기 실험) 고유진동수는 76%~73%로 감소하

였다. 전체적으로 그 경향은 그림과 같이 고유진동수의 감소는 최대진폭의 로그에 비례하는 것으로 나타났다.

가진력의 증가에 따른 고유진동수의 변화는 이미 보고된 바 있다. Foutch⁽⁴⁾는 12층 철골건물의 강제진동실험을 통해 가진력이 15배 증가함에 따라 고유진동수가 5%에서 7%정도 감소하였다고 보고하였으며, Trifunac⁽³⁾도 강제진동실험시의 고유진동수가 상시미진동에 비해 4% 정도 낮게 나타났다고 보고하였다. Celebi⁽¹⁵⁾는 북부캘리포니아에 위치한 13층~22층인 5개 건물에서 얻은 데이터로부터 1989년 Loma Prieta 지진 당시 건물들의 고유진동수가 지진이후 실시한 상시미진동의 고유진동수에 비해 32%~12% 정도 낮다고 분석하였다.

이러한 고유진동수의 변화이유로는 일반적으로 1) 구조재의 비선형적인 거동, 2) 구조재와 비구조재의 상호작용, 3) 지반-구조물의 상호작용 그리고 4) 적재하중의 변화등을 포함한 미세한 환경적인 원인 등을 들고 있다. 본 실험건물의 경우 지반-구조물의 상호작용은 거의 없는 것으로 분석되었고 또한 비구조재의 경우도 이미 지진에 의해 구조재로부터 분리되어 그 영향은 미미할 것으로 생각된다. 또한 각 실험에서 건물의 질량에는 변화가 없었으므로 이러한 고유진동수의 변화는 주로 구조부재의 비선형거동에 의한 것으로 추론할 수 있다.

〈표 3〉 구조물식별을 통해 구한 각 실험시의 고유진동수 및 고유진동수비

A. 고유진동수 (Hz)							
	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th
변형방향	EW	NS	Torsion	EW	NS	Torsion	Mixed
미진동1차, (a)	1.09	1.25	1.55	3.23	3.63	4.16	5.38
편심가력기, (b)	0.81	0.87	1.1~1.2	-	-	-	-
미진동 2차, (c)	1.06	1.20	1.50	3.11	3.51	3.99	-
선형가력기1차, (d)	0.87	0.94	1.25	2.73	2.91	3.43	-
선형가력기2차, (e)	0.88	0.94	1.26	2.73	2.94	3.44	4.54
미진동3차, (f)	1.06	1.21	1.49	3.11	3.48	3.96	-

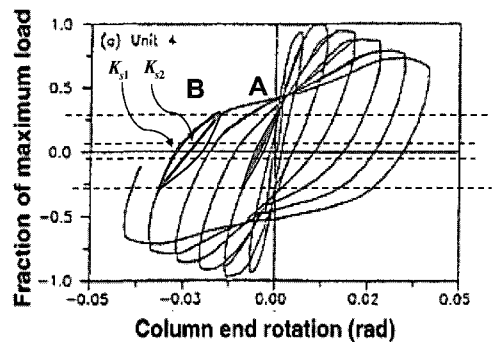
B. 고유진동수의 모드별 비율							
	1st/1st	2nd/1st	3rd/1st	4th/1st	5th/4th	6th/4th	7th/1st
미진동1차, (a)	100%	115%	142%	295%	112%	129%	491%
편심가력기, (b)	100%	108%	135% ~ 148%	-	-	-	-
미진동 2차, (c)	100%	113%	142%	293%	113%	128%	-
선형가력기1차, (d)	100%	108%	144%	315%	107%	126%	-
선형가력기2차, (e)	100%	107%	143%	310%	108%	126%	516%
미진동3차, (f)	100%	115%	141%	294%	112%	127%	-

〈표 4〉 각 실험에서의 얻은 감쇠비

	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th
미진동1차	2.93%	4.87%	1.78%	1.86%	3.18%	2.29%	3.68%
편심가력기	4.4%	6.6%	-	-	-	-	-
미진동 2차	3.35%	3.10%	2.14%	2.98%	3.07%	2.14%	-
선형가력기1차	5.90%	6.88%	6.17%	5.84%	8.24%	6.19%	-
선형가력기2차	5.66%	6.94%	6.01%	5.61%	7.69%	6.14%	13.50%
미진동 3차	2.92%	2.98%	1.31%	2.24%	2.98%	2.60%	-

표 3.B에서는 각 실험에서 구한 고유진동수의 비율을 나타내었다. 남북방향의 고유진동수는 동서방향의 고유진동수에 비해 상시미진동의 경우 112~115%정도이나 강제가력실험의 경우 107~108% 정도로 낮아졌다.(2nd/1st, 5th/4th) 다시 말해, 가진력 혹은 진동진폭이 커지면서 남북방향의 진동수 저하가 동서방향보다 크게 나타났다. 이러한 현상의 원인으로서는 노스리지 지진에 의해 건물의 남북방향의 강성에 기여하는 구조요소의 피해가 컸던 사실과 연관이 있는 것으로 생각된다. 즉, 그림 13와 같은 일반적인 RC구조 부재의 반복가력 이력곡선에서 보여지듯이, 하중 혹은 진폭의 증가에 의해 강성은 감소한다(그래프의 할선강성, Ks1와 Ks2의 비교). 이러한 하중의 증가에 따른 강성저하는 작은 잔류변형을 가진 부분(A)보다 이전의 가력에 의해 상대적으로 큰 잔류변형을 가진 부분(B, 즉 큰 손상을 입은 부분)에서 더 크기 때문인 것으로 생각된다.

표 3의 미진동 1차~3차 실험 결과를 보면 동서방향/비틀림방향 편심가진기실험전후 3~4% 정도의 진동수저하가 있으나 그 원인의 정확한 규명은 힘들다. 최근의 연구⁽¹⁶⁾에 따



〈그림 13〉 일반적인 기둥부재의 이력곡선(Figure C6-8 of FEMA 274 [BSSC, 1997])

르면 측정 당시의 기온 혹은 미진동을 일으키는 원인이 되는 바람의 강도 등과 같은 환경적 원인에 의해서도 건물의 고유진동수가 최대 4%정도의 차이를 일으킬 수도 있다고 보고되고 있다. 편심가력기 가력시 최대충변형각은 0.43% 정도로 이때의 진동이 추가적인 영구변형(손상)을 가져올 정도로 컸다고 보기는 힘들다. 따라서 이러한 진동수 저하의 원인은 환경적인 영향인 것으로 판단된다.

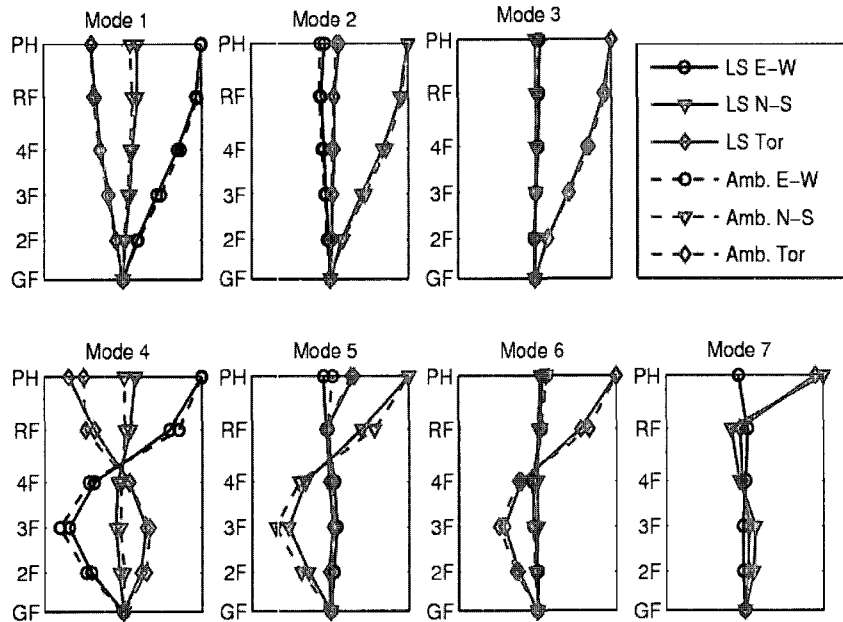
각 실험에서 각 방향의 2차모드와 1차모드의 비($4^{th}/1^{st}$, $5^{th}/2^{nd}$, $6^{th}/3^{rd}$)는 2.7에서 3.1 정도로 전단변형을 하는 구조물의 이론적인 진동수비(전단변형을 하는 보에서 구한 진동수비)인 1:3과 유사하다. 감쇠비는 강제가력실험의 경우 4.4~8.2% 정도, 상시미진동의 경우 3~5% 정도로 나타났다. 편심가력기실험시 감쇠비가 선형가력기실험시보다 작은 것으로 나타났는데, 이는 curve fitting시 1차모드만을 대상으로 하였기 때문에 생긴 오차인것으로 생각된다.

선형가진기실험 및 상시미진동계측에서 구한 모드형상을 그림 14에 비교하였다. 1차-6차모드의 주 변형방향은 동서-남북-비틀림방향 순으로 규칙적으로 나타났으나 7차모드는 비틀림과 남북방향의 변형이 혼합된 것으로 보인다. 모드형상은 고유진동수와는 달리 진동의 진폭의 변화에 따라 큰 차이점을 보이지 않았다.

6. 해석모델과의 비교

실험을 통해 얻어진 건물의 모드정보를 해석모델에 의한 결과와 비교하였다. 실험건물의 해석모델은 구조도면 및 실측자료, 또한 재료시험을 통해 얻어진 정보를 토대로 구조해석프로그램인 SAP2000을 사용하여 구축하였다. 표 5에 바닥판 하중 및 재료시험을 통해 얻은 콘크리트의 탄성계수 및 단위하중 등을 나타내었다. 해석모델에는 FEMA-356⁽¹⁷⁾에 제안된 유효강성계수를 기둥 및 보부재의 전단변강성에 곱하여 사용하였으며 (기둥: $0.5E_{cn}I_{g,col}$ 보: $0.5E_{cl}I_{g,beam}$), 플랫폼레브의 경우 변형도측정에서 얻어진 유효폭비 0.4에 근거하여 동가의 보($0.4E_{cl}I_{g,slab}$)로 치환하였으며 지진에 의한 손상은 모델링되지 않았다.

표 6은 해석모델과 실험에서 얻은 고유진동수의 비교이



〈그림 14〉 모드형상(선형가력기 2차실험과 미진동 1차실험)

〈표 5〉 해석모델에 사용된 재료의 특성 및 하중값

슬래브의 자중	5.9 MPa	자중을 제외한 고정하중	0.75 MPa
보통콘크리트의 탄성계수(Ecn)	27.8 GPa	경량콘크리트의 탄성계수(Ecl)	17.4 GPa
보통콘크리트의 자중	2.24 t/m ³	경량콘크리트의 자중	1.84 t/m ³

〈표 6〉 고유진동수(Hz) 및 1차모드 고유진동수와의 비

	1차	2차	3차	4차	5차	6차
해석모델	0.90 (100%)	1.11 (123%)	1.32 (147%)	2.56 (284%)	3.03 (337%)	3.45 (383%)
편심가진기	0.81 (100%)	0.87 (116%)	1.1~1.2 (135~148%)	-	-	-
선형가진기	0.87~0.88 (100%)	0.94 (107%)	1.25~1.26 (143~144%)	2.73 (312%)	2.91~2.94 (333~336%)	3.43~3.44 (392~393%)
미진동	1.06~1.09 (100%)	1.20~1.25 (112~116%)	1.49~1.55 (139~144%)	3.11~3.23 (289~300%)	3.48~3.63 (324~338%)	3.96~4.16 (368~387%)

다. 해석모델의 고유진동수는 선형가력기실험시와 비슷한 정도로 예측되었다. 해석모델에 사용된 FEMA-356의 유효강성계수(손상이 없는) 부재의 원점과 유효항복점 사이의 할선강성이며,⁽¹⁷⁾ 실험에 의한 응력레벨이 항복점까지 미치지 못했지만 실험건물의 경우 지진진동에 의해 건물 전체적으로 강성저하가 이미 발생한 후라는 점을 고려하면 실험치와 해석치의 직접적인 비교는 어렵다. Beck등⁽¹⁸⁾은 미진동과 지진진동 측정결과에서 볼 때 진동수의 절대값은 변할지라도 각 모드사이의 고유진동수비는 크게 변화하지 않은 점에 주목하여 이 진동수의 비가 그 건물의 특성을 나타낼 수 있다고 주장하였다. 이는 특정부위에 집중된 손상이 없이 진동수감소의 원인으로 생각하고 있는 요인들(부재의 비선형거동, 비구조재의 역할 등)이 건물전체에서 균일하게 일어날 경우이다. 표 6에서 볼 때 실험건물의 경우 남북방향의 1차모드를 제외하고는 고유진동수의 비가 유사함을 알 수 있다. 남북방향진동수의 차이는 동쪽과 서쪽의 외곽골조의 보-기둥접합부의 균열을 포함하여 지진에 의해 건물남북방향으로 더 큰 손상을 받았기 때문인 것으로 생각된다. 실험 건물의 현재 상태의 정확한 모델링은 위와 같은 초기해석모델에서 출발하여 계측치를 통해 파라미터를 수정하여 최적 모델을 도출하는 모델수정기법을 사용하여 구할 수 있다.⁽¹⁹⁾

7. 결론 및 향후 과제

4층과 옥탑층으로 이루어진 철근콘크리트 프레임조 건물에 대해 2대의 대응량 편심가진기 및 선형가진기를 이용한 강제가진실험과 상시미진동계측을 실시하였다. 가속도계, 변위계, 변형게이지를 사용하여 층가속도, 층변위각, 슬래브와 기둥의 곡률분포를 포함하는 고밀도의 측정을 실시하였다. 가속도 계측데이터로부터 구조물 식별기법을 통해 실험 건물의 모드정보를 구하였다. 선형가진기실험 및 상시미진동 계측으로부터 6~7차 모드까지의 고유진동수 및 모드형상을 구할 수 있었으며 편심가진기실험으로부터는 각방향의 1차 주기를 구하였다. 편심가진기가력시 각 방향 1차모드의 고유진동수는 선형가력기 가진시의 92%~93%, 미진동시의 고유진동수에 비해 70%~75%정도였다. 고유진동수의 감소는 최대진폭의 로그에 비례하는 것으로 나타났다. 이러한 고유진동수의 변화는 콘크리트부재의 비선형적인 거동에 의한 것으로 생각된다. 고유진동수의 감소폭은 균일하지 않고, 건물의 남북방향에서 미진동시에 대한 강제진동시의 진동수감소폭이 다른 방향의 경우보다 컸다. 이러한 현상은 건물의 남북방향의 변형에 저항하는 구조요소에서 지진피해가 컸던 사실과 연관이 있는 것으로 보인다. 편심

가력기를 사용한 큰 진폭의 진동시 변형게이지 측정데이터로부터 플랫폼레브의 유효폭 및 기둥의 곡률을 분석하였다.

실구조물의 모니터링을 통해 얻은 데이터는 구조물의 동적거동의 이해에 도움을 줄 수 있다. 실제 구조물의 고유진동수는 정해진 것이 아니라, 구조부재에 손상이 없는 탄성 구간에서도 비선형적으로 거동하여 진동(변형)의 크기에 따라 구조물의 고유진동수는 변화한다. 따라서, 해석모델에서는(지진하중을 대상으로 하는 FEMA의 유효강성계수와 같이) 대상이 되는 하중의 크기를 고려하여 부재의 강성을 적절히 조절해야 한다. 또한, 본 실험을 통해 얻어진 데이터는 진동계측을 통한 구조물의 헬스모니터링 및 손상탐지에 관한 연구의 기초 자료로 사용될 수 있다. 본 실험결과에서 볼 때, 구조물 일부에서 발생한 손상에 의한 진동수의 상대적인 감소폭이 미진동측정보다는 강제가진시에 더 크게 나타나므로, 진동계측데이터를 구조물의 손상탐지에 이용할 경우 미진동보다는 강제가진실험이 더 효과적일 것으로 생각되지만, 다른 구조형식이나 재료를 사용하였을 경우에도 이러한 경향이 나타나는지는 향후 연구를 통해 규명할 필요가 있다.

참고 문헌

1. Kuroiwa, J.H. *Vibration test of a multistory building*, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, 1967, 113pp.
2. Foutch, D.A. and Jennings, P.C., "A study of the apparent change in the foundation response of a nine-story reinforced concrete building," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 68, No. 1, 1978, pp. 219-229
3. Trifunac, M.D., "Comparisons between Ambient and Forced Vibration Experiments," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, No.2, 1972, pp. 133-150.
4. Foutch, D.A., "The vibrational characteristics of a twelve-storey steel frame building," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, No. 3, 1978, pp. 265-294.
5. Jennings, P.C., Matthiesen, R.B. and Hoerner, J.B. "Forced vibration of a tall steel-frame building," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, No. 2, 1972, pp. 107-132.
6. ICBO. *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1972.
7. Whang, D.H., Kang, S.W., Wallace, J.W., Stewart, J.P., Yu, E. and Lei, Y., "Integration of NEEsgrid into the nees@UCLA field testing site," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 0486.
8. van Overschee, P. and DeMoor, B., *Subspace Identification of Linear Systems: Theory, Implementation, Applications*, Kluwer Academic Publishers, 1996.

9. Bodeux, J.B. and Golinval, J.C., "Application of ARMAV models to the identification and damage detection of mechanical and civil engineering structures," *Smart Materials and Structures*, Vol. 10, 2001, pp. 479-489.
10. Allemang, R.J. and Brown, D.L., "A correlation coefficient for modal vector analysis," *Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference*, Orlando, Florida, Nov. 1982, pp.110-116.
11. Stewart, J.P., Seed, R.B. and Fenves, G.L., "Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings," *J. of Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, Vol. 125, No. 1, 1999, pp. 38-48.
12. BSSC., *NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (FEMA Publication 274)*, Applied Technology Council (ATC-33 Project), Washington, D.C. October, 1997.
13. Hwang, S.J. and Moehle, J.P., *An Experimental Study of Flat-Plate Structures Under Vertical and Lateral Loads*, Report No. UCB/EERC-93/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California, 1993.
14. Kang TH-K, Wallace J.W., "Dynamics Responses of Flat Plate Systems with Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, 2005, pp. 763-773.
15. Celebi, M., Phan, L.T. and Marshall, R.D., "Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-level amplitude motions," *International Journal of Design of Tall Buildings*, John Wiley and Sons, Vol. 2, 1993. pp. 1-15.
16. Bradford, S.C., Clinton, J.F., Favela, J. and Heaton T.H. "Results of Millikan library forced vibration testing," EERL 2004-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, 2004, 35pp.
17. ASCE., *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356 Report, Washington, D.C., 2000.
18. Beck, J.L., May, B.S., Polidori, D.C., Vanik, M.W., "Ambient vibration surveys of three steel-frame buildings strongly shaken by the 1994 Northridge earthquake," EERL 1995-06, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, 1995, 42pp.
19. Yu, E., Wallace, J.W., Taciroglu, E., "Parameter identification of framed structures using an improved finite model updating method - Part II. Application to experimental data," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, (in press).