2004 춘계학술발표회 논문집
한국원자력학회

변위기반 내진성능평가법을 이용한 전단벽 구조의 비탄성 지진응답평가

Inelastic Seismic Response Evaluation of a Shear Wall Structure by Displacement-based Approach

현창헌, 최상현, 최강룡, 이성규, 김문수
한국원자력안전기술원
대전광역시 유성구 구성동 19

신현목, 박지홍
성균관대학교
경기도 수원시 장안구 천천동 300

요 약

이 논문에서는 IAEA CRP(Coordinated Research Project)의 일환으로 1/3 축척의 RC 전단벽에 대한 진동대시험 결과를 이용하여 변위기반 내진성능평가법을 평가하였다. 대상 시험구조체의 비탄성 지진응답평가를 위한 변위기반 내진성능평가법으로는 대표적인 변위기반 방법인 능력스펙트럼법(CSM, Capacity Spectrum Method)과 변위계수법(DCM, Displacement Coefficient Method)을 사용하였으며 비교를 위하여 응답스펙트럼 해석법 및 비선형시간이력 해석법에 의한 해석을 같이 수행하였다. 해석결과 CSM은 비탄성 범위에서는 지진응답을 과소평가하였으며 DCM 방법은 지진응답을 비교적 잘 예측하였다.

Abstract

The displacement-based seismic design approaches are evaluated utilizing shaking-table test data of a 1:3 scaled reinforced concrete shear wall structure, provided by the International Atomic Energy Agency. The maximum inelastic responses such as the top displacement and base shear forces are estimated using the two prominent displacement-based approaches, i.e., the capacity spectrum method and the displacement coefficient method, and compared with the measured responses. For comparison purpose, conventional response spectrum analysis and nonlinear time history analysis are also performed. The results indicate that the capacity spectrum method underestimates the response of the structure in inelastic range while the displacement coefficient method yields reasonable values in most cases.

1. 서 론

1989년 Loma Prieta 지진, 1994년 Northridge 지진, 1995년 고베지진 등에 의한 구조물 피해 교훈으로부터 기존의 내진설계기준보다 효율적인 기준을 개발할 필요성이 제기되었다[1]. 이에 따라 부재력이 아닌 변위를 제한하는 변위기반 내진성능평가법이 내진설계 기준에 반영되었으며 현재도 이 방법을 개선하기 위한 노력이 계속되고 있다[2,3]. 변위기반 방법중 대표적인 방법으로는 능력스펙트럼법(CSM, Capacity Spectrum Method, ATC-40)[4]과 변위계수법(DCM, Displacement Coefficient Method, FEMA-356)[5]을 들 수 있으며, 이 방법들에서는 비선형 정적해석인 pushover 해석을 통하여 구한 pushover 곡선을 구조물의 전체 비탄성 응답을 구하는데 사용한다.

IAEA에서는 이와 같은 일반 산업시설에서의 개선 및 발전된 내진성능 평가방법을 원자력시설의 내진성능평가에 어느 정도 활용할 수 있을지를 평가하고 (특히 근거리 지진에 대하여) 이 방법에 대한 개선점을 도출하기 위하여 2002년 7월부터 공동연구사업(CRP, Coordinated Research Project)을 시작하였다. 이 CRP에는 18개국에서 22개 기관이 참여하고 있으며 우리나라에서는 한국원자력안전기술원과 한국전력기술주식회사가 참여하고 있다. 이 공동연구사업의 일환으로 IAEA는 프랑스의 CEA에서 수행한 철근콘크리트(RC) 전단벽 구조체에 대한 진동대 시험 결과를 참여기관에 제공하였다[6]. 이 진동대 시험은 1/3 축척의 RC 전단벽 시험체(CAMUS 시험체)를 근거리 지진과 원거리 지진을 대표하는 지진입력으로 가진하여 시험한 것으로서 총 5세트의 시험결과 자료가 제공되었다.

이 논문에서는 IAEA CRP를 위하여 제공된 RC 전단벽 구조체에 대한 진동대 시험 결과를 이용하여 위에 설명한 변위기반 내진성능평가법의 유효성을 평가하였다. 이 논문의 내용은 저자들의 선행연구[7]에 후속된 일련의 연구결과로서 이 연구에서는 보요소를 사용한 선형해석 모델과 쉘요소를 사용한 비선형해석 모델의 두 가지 해석 모델을 구성하여 시험 구조물의 선형 및 비선형 응답을 평가하였다. 선형 해석에는 SAP2000[8]을 사용하였으며 비선형 해석에는 RCAHEST[9]를 사용하였다. 이 전산해석 프로그램들을 이용한 선형 응답스펙트럼해석 및 비탄성 시간이력해석 결과와 변위기반 방법에 의해 구한 시험체의 응답은 진동대 시험에서 측정한 응답 자료와 비교하였다.

2. 진동대 시험

이 연구에서 활용한 진동대 시험은 원래 프랑스의 CEA에서 RC 전단벽에 대한 내진성능을 평가하여 기존의 프랑스 내진 설계코드인 PS 92의 적절성을 평가하고자 수행한 시험이다. 진동대 시험을 위한 1/3 축척의 모델 구조물은 5층 RC 전단벽 구조물로서 두 개의 전단벽이 6개의 정방형 층 슬라브로 연결되어 있다(그림 1 참조)[6]. 벽에 수직한 방향으로는 횡방향 브레이싱으로 보강하여 벽에 수직한 방향으로 의도하지 않은 변형이 일어나지 않고 전단벽이 전체 연직방향 하중을 지탱할 수 있도록 하였다. 시험 구조물의 총 질량은 약 36 ton이고 각 층의 질량은 부가질량을 포함하여 약 6 ton이며, 높이는 5.1 m, 폭은 1.7 m, 전단벽의 두께는 6 cm이다. 그림 2는 부가 질량을 포함한 각 층의 질량분포 및 배근상태를 나타낸 것이다. 이 그림에서 각 층의 높이는 층 슬라브의 중간 위치를 나타내며, 이 그림에 나타낸 연직방향 응력은 사하중에 의해 벽체에 작용되는 응력이다.

시험에 사용된 가진입력중 이 연구에서 사용한 다섯 세트의 입력은 표 1 및 그림 3과 같으며 이 가진입력은 벽에 평행한 방향으로 가해진다. 표 1에는 가진입력의 최대가속도를 나타냈다. 여기서 Run 1, 4, 5는 원거리 지진을 나타내는 지진입력으로서 인공으로 작성한 지진이며 Run 2와 Run 3은 근거리 지진을 나타내는 지진입력으로서 샌프란시스코 지진을 조정한 것이다. 그림 3은 이 가진입력들에 대한 가속도 시간이력 및 응답스펙트럼이다.

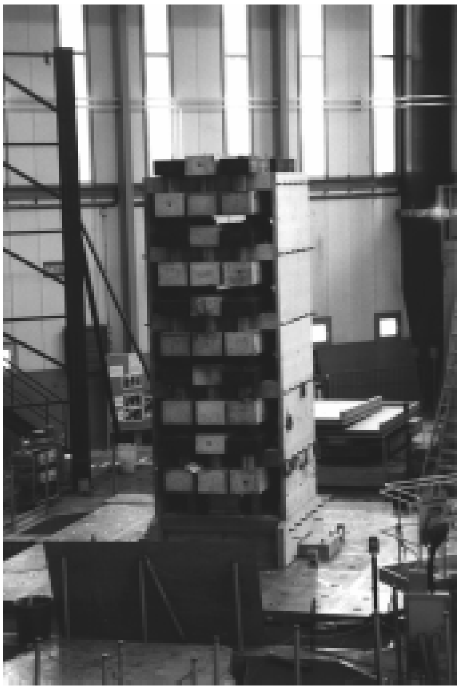


그림 1. RC 전단벽 시험체

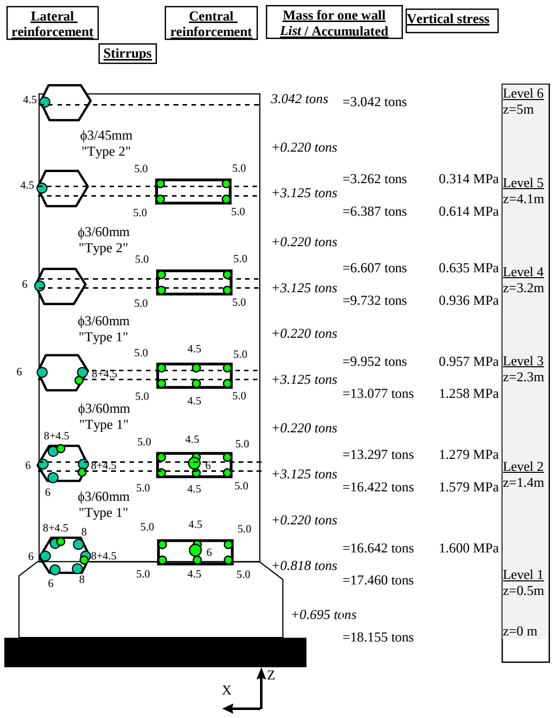
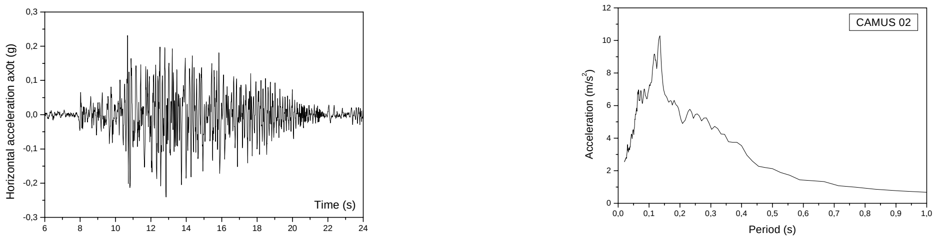
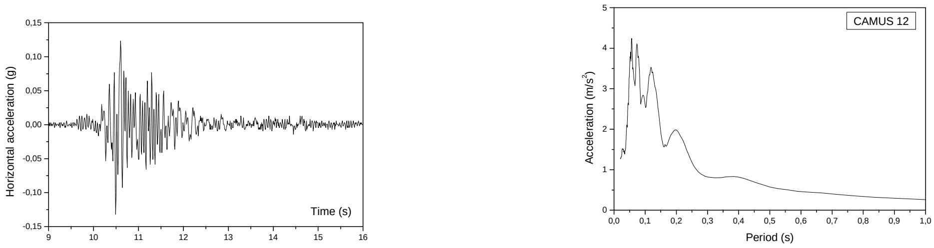


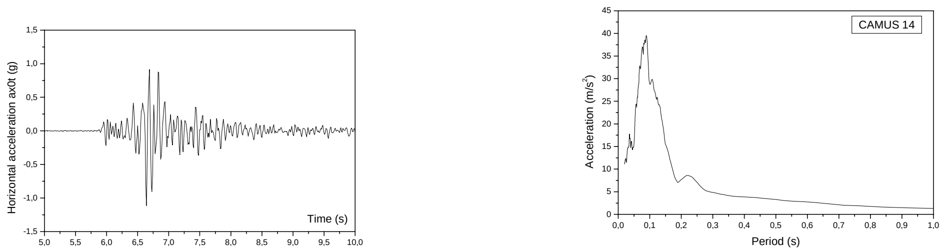
그림 2. 하나의 전단벽에 대한 배근상태 및 질량분포



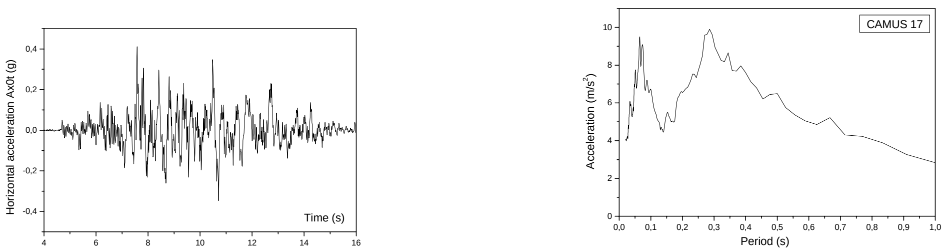
(a) Run 1



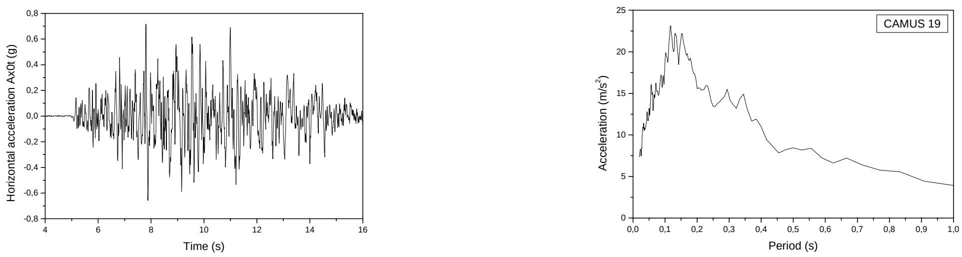
(b) Run 2



(c) Run 3



(d) Run 4



(e) Run 5

그림 3. 가진입력의 가속도 시간이력 및 응답스펙트럼

표 1. 진동대 시험 가진입력

가진입력 구분	Run 1(1)	Run 2(2)	Run 3(2)	Run 4(1)	Run 5(1)	Run 4-5(3)
수평방향 최대가속도	0.24 g	0.13 g	1.11 g	0.41 g	0.72 g	0.41 g

㈜ (1) 근거리 지진(Nice 입력운동); (2) 원거리 지진(San Francisco 입력운동); (3) 이 연구에서 추가로 사용한 지진입력 (Run 5을 이용하여 크기 조정한 입력)

그림 3(a), 3(d), 3(e)를 비교하면 Run 4의 입력운동은 Run 1과 5의 경우와 동일한 Nice 입력운동으로부터 유도된 입력임에도 불구하고 이 입력운동들과 매우 다른 형상을 가짐을 알 수 있다. 또한 비선형 시간이력해석 결과에 의하면(이 논문의 마지막 절 참조) Run 4 입력을 이용한 해석결과는 다른 입력운동에 비하여 시험결과와 크게 다른 결과를 나타내고 있다. 따라서 Run 4의 입력운동이 잘못 제공되었을 수 있다는 판단에 따라 이 연구에서는 Run 5 입력운동의 크기를 조정하여 새로운 입력 Run 4-5를 추가로 정의하였다.

3. 유한요소 모델

3.1. 선형해석 모델

통상적인 선형 내진해석의 유용성을 검토하기 위해 상용구조해석 프로그램인 SAP2000을 이용하여 응답스펙트럼해석을 수행하였다. 이 해석을 위한 유한요소 모델은 그림 4와 같다. 이 모델은 6개의 보요소와 지점부의 병진 및 회전 스프링으로 구성되어 있으며 이 모델에서 스프링은 진동대의 수직 지지대의 효과를 고려하기 위해 추가하였다. 보요소는 28,000 MPa의 탄성계수를 가지는 것으로 가정하였으며 지점부 연직방향 병진 스프링 및 회전 스프링의 탄성계수값은 각각 800 MN/m 및 4,984 MN-m를 사용하였다[6].

3.2. 비선형해석 모델

RC 전단벽의 비탄성 동적 및 정적 해석을 위한 비선형해석 모델은 성균관대학교에서 개발한 콘크리트 비탄성해석 전산해석프로그램인 RCAHEST[9]를 이용하여 하나의 벽체에 대하여 작성하였다. 이 해석모델은 콘크리트와 철근을 모델링하기 위하여 4절점 평면 쉘요소를 이용한 층상 요소로 작성하였다. 전단벽과 진동대 각각에 대하여 198개의 층상 쉘요소 및 38개의 탄성 (강체) 쉘요소가 사용되었다(그림 5 참조). 이 해석모델에서도 역시 진동대의 수직 지지대 효과를 고려하기 위하여 200MN/m, 400MN/m, 200MN/m의 탄성계수를 가지는 병진

스프링을 추가로 사용하였다.

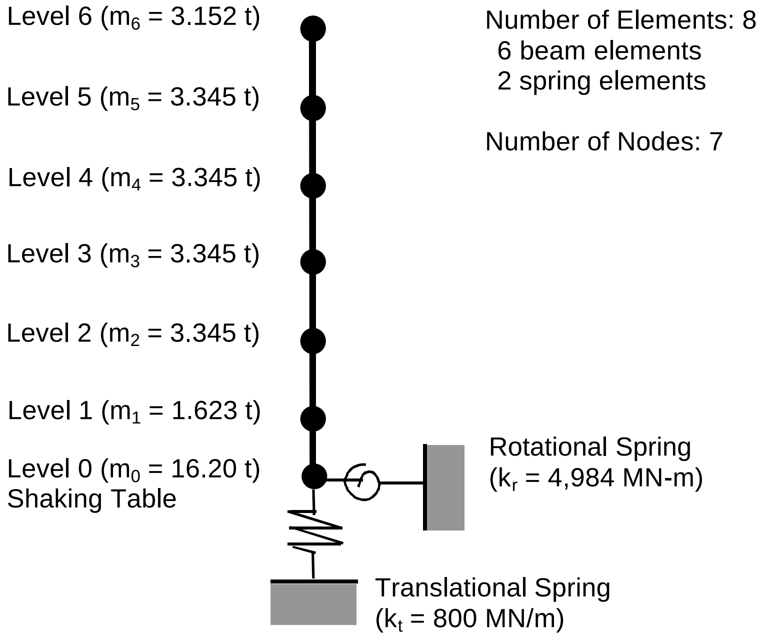


그림 4. 선형해석 모델

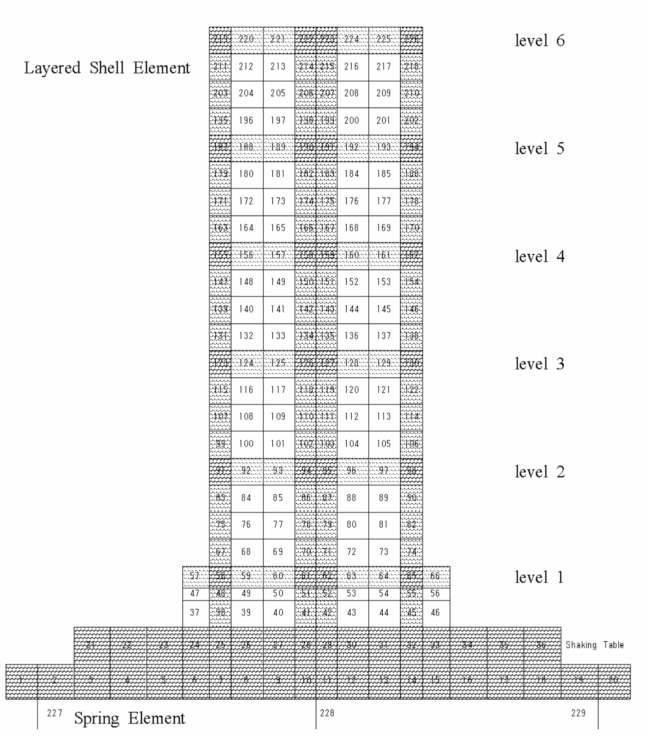


그림 5. 비선형해석 모델

이 해석모델에서는 콘크리트에 균열이 발생하기 전의 역학모델로 2축 응력상태에 대한 탄소성 파괴모델을 사용하였다. 균열발생 후에는 균열직각방향의 인장강성 모델, 균열평행방향의 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달모델을 이용하여 콘크리트의 균열거동을 모델링하였다. 콘크리트 속 철근의 항복후 거동을 모델링하는 데에는 철근만의 특성과 부착효과를 동시에 고려하였다. 해석모델에 사용된 재료특성값은 표 2와 같다.

표 2. RCAHEST 모델에서의 재료특성값

콘크리트		철근	
탄성계수	28,000 MPa	탄성계수	200,000 MPa
압축강도	30 MPa	항복강도	500 MPa
인장강도	2.6 MPa		
포아송 비	0.15		

4. 변위기반 내진성능평가법

구조물의 최대응답을 두 가지의 변위기반 비선형 정적 방법, 즉 변위계수법[5]과 능력스펙트럼법[4]을 이용하여 산정하였다. 이 방법들은 구조물의 비탄성 응답을 비선형 시간이력해석 없이 구할 수 있는 방법들이다. 첫단계로 비선형 정적해석이 수행되었다. 구조물에 적용된 횡하중의 분포는 역 삼각형 분포 및 다음 식을 이용한 1차모드 형상 분포를 이용하였다(그림 6 참조).

$$F_i = V \frac{m_i \phi_{1i}}{\sum_i m_i \phi_{1i}} \tag{1}$$

여기서 F_i는 i번째 층의 횡하중이며, V는 밑면전단력, m_i 는 i번째 층의 질량, 그리고 ϕ_1은 구조물의 탄성모델의 1차모드형상이다.

Pushover 해석은 구조물에 횡하중을 점차적으로 증가시켜 가면서 비선형해석을 수행하였으며 해석결과 얻어지는 pushover 곡선인 하중(밑면전단력)-모델상부 변위 관계는 그림 7과 같다. 이 그림으로부터 횡하중 분포는 pushover 곡선에 크게 영향을 주지 않음을 알 수 있으며 별도의 분석결과에 의하면 밑면에서의 휨모멘트, 하중-변형률 관계, 모멘트-곡률 관계에도 영향이 거의 없음을 알 수 있었다[10].

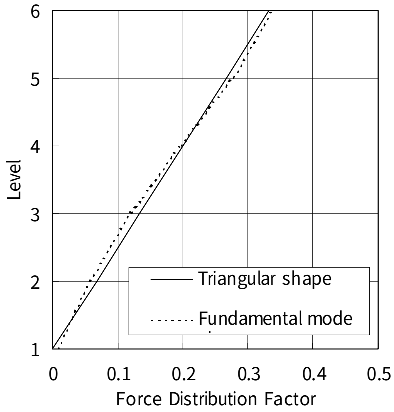


그림 6. 구조물에 적용된 횡하중 분포

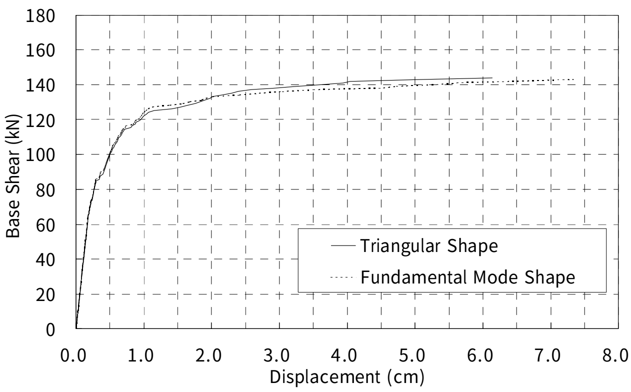


그림 7. Pushover 곡선(하중-변위 곡선)

4.1. 변위계수법(DCM)

지진 하중작용시 예상되는 최대변위인 목표변위(target displacement)는 변위계수법을 이용하여 아래 식(2)와 같이 계산할 수 있다[5].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e / 2\pi)^2 \tag{2}$$

여기서 C_0는 구조물 최상부 변위와 등가 단자유도 시스템의 스펙트럼 변위를 연계시켜주는 수정계수이며 C_1은 예상 최대 비탄성 변위와 선형탄성응답 변위를 연계시켜주는 수정계수, C_2는 핀칭효과와 강성 및 강도감소가 최대변위에 미치는 효과를 반영하기 위한 수정계수, C_3는 동적 P-Δ 효과에 의한 변위 증가를 반영하기 위한 수정계수이다. S_a는 고려하는 방향에 대한

구조물의 유효 최대 고유주기 및 감쇠비(이 연구에서는 5% 사용)에서의 응답 스펙트럼 가속도값이며 T_e는 고려하는 방향에 대한 구조물의 유효 최대 고유주기이다.

이 연구에서는 C_0값을 PF1*$\phi_{1,roof}$로 설정하였으며(PF1은 1차모드의 모드기여도 계수이며, $\phi_{1,roof}$ 은 지붕에서의 1차모드 값으로서 이 연구에서 C_0값은 1.406으로 계산됨), C_2 와 C_3는 1을 사용하였다. 또한 C_1의 값은 FEMA-356 절차에 따라 Runs 1, 2, 3, 4, 4-5, 5에 대하여 각각 1.052, 1.0, 1.0, 1.435, 1.349, 1.349을 사용하였다.

4.2. 능력스펙트럼법(CSM)

능력스펙트럼법은 Freeman등의 연구[11.12]에 의해 처음 소개되었다. 이 방법은 pushover 해석을 통해 구한 능력곡선과 지진가속도 시간이력을 이용해 구한 응답스펙트럼 곡선을 이용하여 최대변위를 산정한다. 최대변위 산정 절차는 다음과 같다[13].

(1) 밑면전단력, V_b 와 최상부 변위, u 와의 관계를 나타내는 pushover 곡선을 구한다

(2) pushover 곡선을 아래 관계식들을 이용하여 능력곡선으로 변환한다.

$$A = V_b / M_1^* \tag{3}$$

$$D = \frac{u_N}{\Gamma_1 \phi_{N1}} \tag{4}$$

여기서,

$$M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}\right)^2}{\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}^2}; \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}^2}; \tag{5}$$

m_j는 j번째 층의 집중질량; ϕ_{j1} 은 1차모드 ϕ_1의 j번째 층 요소; N은 층수; M_1* 은 1차모드의 유효모드질량이다.

(3) 표준 유사가속도 A와 주기 T_n 의 관계 곡선인 탄성응답스펙트럼을 A-D 형식을 가진 요구곡선(demand diagram)으로 변환한다. 여기서 D는 변위 스펙트럼을 의미한다.

(4) 능력곡선과 요구곡선을 함께 그려 요구변위, 즉 성능점을 결정한다(그림 8). ATC-40[4]에는 요구변위를 산정하는 세가지 방법이 자세히 소개되어 있다.

(5) 단계(4)에서 결정된 요구변위를 전체 최상부 및 각층의 변위로 변환하고 지정된 성능 목표의 제한치와 비교한다.

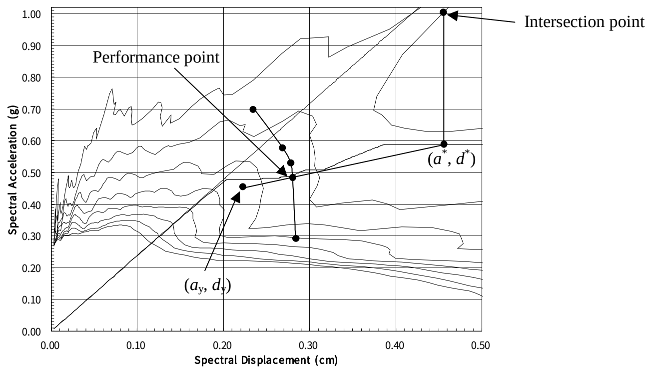


그림 8. Run1의 능력스펙트럼 및 요구스펙트럼 예

ATC-40[4]에서는 성능점을 찾는 세가지 절차가 제시되어 있으며 이중 이 연구에서는 절차 A와 B를 사용하였다. 절차 B에서는 구조거동 형태 A와 B의 두 가지를 적용하였다. ATC-40에서는 감쇠수정계수, κ 값이 구조거동 형태 A, B, C에 따라 다르게 제시되어 있다(ATC-40의 Table 8-1 참조). ATC-40에 제시된 구조거동 형태는 표 3과 같다.

표 3. 구조거동 형태 (ATC-40[4]의 Table 8-4)

Shaking Duration	Essentially new building	Average existing building	Poor existing building
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

5. 해석결과 및 토의

해석 및 시험 결과의 고유진동수를 표 4에 비교하였다. 여기서 시험에 의한 결과는 저진폭 랜덤진동으로부터 구한 결과이다. 첫 번째와 세 번째 모드는 각각 첫 번째와 두 번째 횡방향 모드이며 두 번째 모드는 첫 번째 연직방향 모드이다. 이 결과로부터 선형 해석모델의 강성이 과대평가되어 있음을 알 수 있다.

시험 및 해석결과의 상부 변위와 밑면전단력은 표 5와 6에 비교하였다. 이 표에는 RCAHEST에 의한 비선형 시간이력해석 결과도 같이 비교하여 나타냈다(2% 모드감쇠에 해당하는 Rayleigh 감쇠 사용). 이 표에서 CSM에 의한 결과는 구조거동 형태 A와 B에 대하여 절차 B를 사용한 결과(PB-TA 및 PB-TB)와 구조거동 형태 A에 대하여 절차 A를 사용한 결과(PA-TA)이다. 시험에서의 밑면전단력은 측정된 구조물의 가속도와 질량으로부터 계산한 결과이다. 이 표로부터 DCM이 가장 큰 지진응답을 산정하며 구조거동 A에 대한 CSM 결과가 가장 작은 값을 보임을 알 수 있다. 또한 CSM에서 절차 A와 B는 유사한 결과를 산정하고 있으나 절차 A에서는 Run 1의 경우와 같이 수렴된 결과를 주지 못하기도 한다.

DCM은 Run 4 및 5의 경우를 제외하고는 상부 변위를 비교적 잘 예측하고 있으나 밑면전단력은 대체로 시험결과를 잘 예측하지 못하였다. CSM의 경우는 상부 변위 및 밑면전단력 모두 시험결과와 큰 차이를 보였다. 지진응답이 선형 구간에 있는 것으로 보이는 경우인 Run 2의 경우에는 모든 해석 방법이 시험결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 판단된다.

이상과 같이 지금까지의 연구결과에 의하면 변위기반 내진성능평가법은 이 연구의 대상구조물에 대하여 지진응답을 평가하는데 만족할만한 결과를 주지 못하고 있다. 또한 근거리 지진 및 원거리 지진에 대한 해석결과의 경향도 일반화시키기에는 아직 미흡하다. 따라서 향후 변위기반 방법에 의한 해석절차 및 해석결과, 시험결과 자료 등에 대하여 심도있는 연구가 필요한 것으로 판단되며 좀더 많은 수의 근거리 지진 및 원거리 지진 자료를 이용한 해석을 수행할 필요가 있다.

그림 9에는 RCAHEST를 이용한 비선형 시간이력해석 수행결과의 모델 상부 변위를 시험결과와 비교하였다. 이 그림과 표 5 및 표 6으로부터 비선형시간이력해석 결과는 Run 4의 경우를 제외하고는 대부분 시험결과와 잘 일치하고 있다. 표 6에서 최대 밑면전단력이 Run 3의 경우에 가장 크게 나타나는 것은 입력에너지가 커서가 아니라 구조물의 가속도 응답 시간이력이 순간적으로 튀는 첨두값을 가지기 때문이다. 또한 그림 9(f)로부터는, 앞에서도 언급한 바와 같이 Run 5로부터 크기를 조정하여 작성한 Run 4-5의 경우 해석결과가 시험결과를 비교적 잘 예측함을 알 수 있다.

표 4. 해석 및 시험결과의 고유진동수(Hz) 비교

	진동모드 1	진동모드 2	진동모드 3
시험	7.2	28.1	31.1
선형해석 모델(집중질량 모델)	8.2	23.3	40.1
유한요소 쉘 모델	7.6	22.6	33.6

표 5. 모델 상부 변위 비교

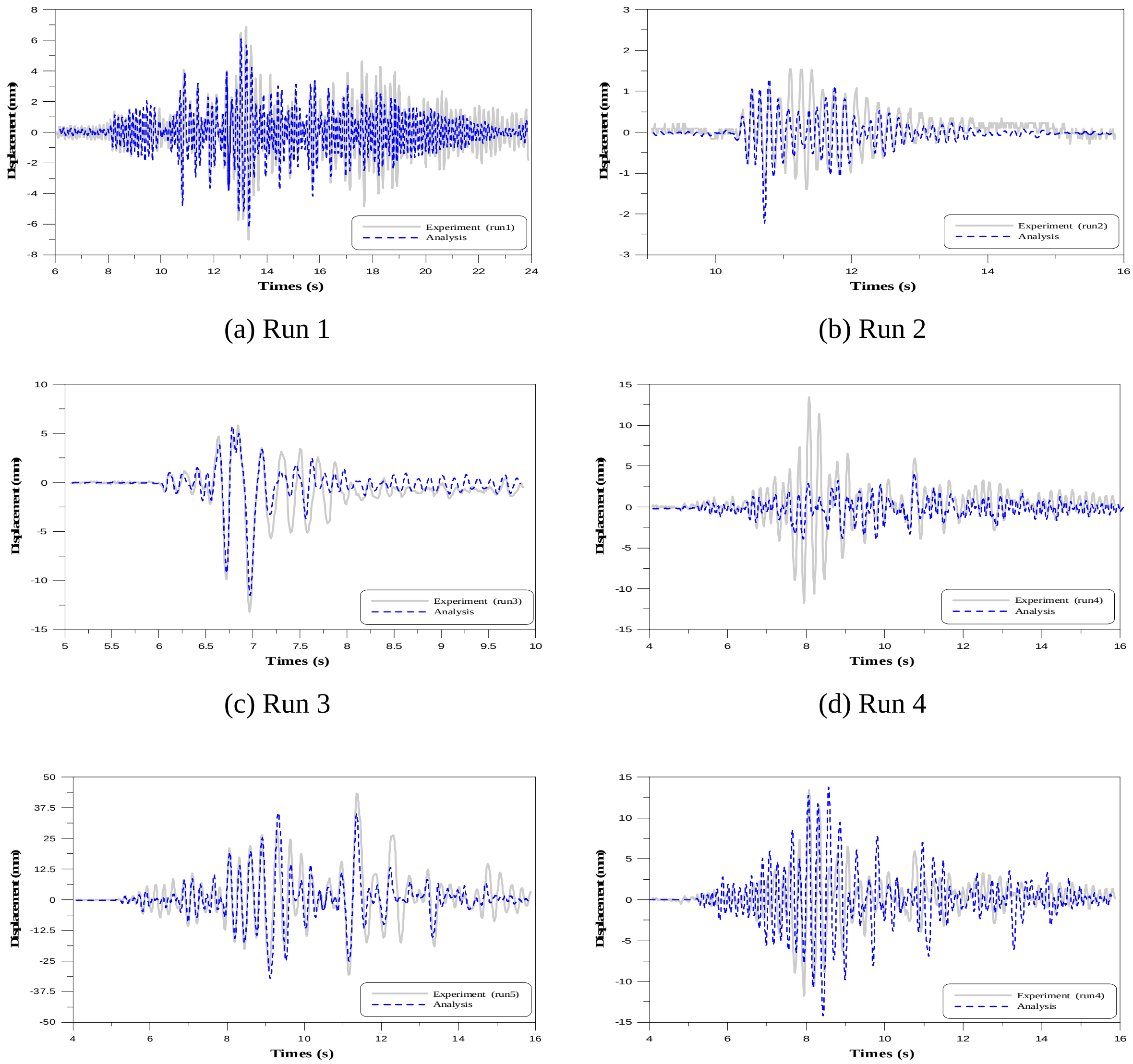
		상부 변위 (mm)					
		Run 1	Run 2	Run 3	Run 4	Run 4-5	Run 5
시험		7.00	1.54	13.20	13.4	13.4	43.3
선형해석	응답스펙트럼해석	4.62	1.81	13.37	2.68	11.4	20.0
비선형해석	DCM	6.76	1.85	14.50	4.05	10.6	18.6
	CSM (PB-TA)*	2.91	1.69	6.96	4.92	6.05	23.3
	CSM (PB-TB)	3.22	1.69	8.15	8.01	6.96	28.7
	CSM (PA-TA)	2.7-3.5**	1.70	7.35	4.78	6.33	21.1
	시간이력해석	6.20	2.20	11.50	4.27	14.7	36.0

* PB-TA : Procedure B/Type A; PB-TB : Procedure B/Type B; PA-TA : Procedure A/Type A
** 수렴 않음.

표 6. 밑면전단력 비교(하나의 벽체)

		밑면전단력 (kN)					
		Run 1	Run 2	Run 3	Run 4	Run 4-5	Run 5
시험		65.9	23.5	106.0	86.6	86.6	111.0
선형해석	응답스펙트럼해석	55.0	21.6	159.8	32.6	113.5	199.2
비선형해석	DCM	56.8	33.0	64.3	45.5	63.0	65.6
	CSM (PB-TA)*	42.6	30.9	57.5	50.0	55.0	67.0
	CSM (PB-TB)	43.2	30.9	58.5	58.5	57.5	68.0
	CSM (PA-TA)	41-44**	31.0	58.0	49.4	55.0	66.5
	시간이력해석	69.8	38.9	195.0	40.8	69.8	136.0

* PB-TA : Procedure B/Type A; PB-TB : Procedure B/Type B; PA-TA : Procedure A/Type A
** 수렴 않음.



(a) Run 1 (b) Run 2

(c) Run 3 (d) Run 4

(e) Run 5 (f) Run 4-5

그림 9. 모델 상부의 상대변위 비교

감사의 글

이 연구는 IAEA(과제 번호 12145/R0, 12145/R1) 및 과학기술부, 한국원자력안전기술원의 연구비 지원으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. Gioncu, V., “Recent development in ductility design of steel structures,” Seminar on Improving Building Structural Quality by New Technologies, Lisbon, Portugal, 2002.
2. ATC-55, “Phase I Research Summary,” ATC-55 Website, 2001.
3. Comartin, C.D., “A Progress Report on ATC 55 : Evaluation and improvement of inelastic seismic analysis procedures (Fall 2002),” ATC-55 Website, 2002.
4. Applied Technology Council (ATC), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” SSC96-01: ATC-40, Redwood City, CA, USA, 1996.
5. Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,” FEMA-356, Washington, D.C., USA, 2000.
6. Combescure D. and Sollogoub, P., “IAEA CRP-NFE Camus benchmark: experimental results and specifications to the participants,” Rev. C, IAEA, 2004.
7. 최상현, 현창헌, 최강룡, 김문수, “전단벽구조체에 대한 변위기반 내진성능법의 평가,” 2003년도 가을 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집, 제16권 제2집(통권 제31호), 한국과학기술원, 대전, 2003. 10.
8. SAP2000®, “User’s Manual,” Computers and Structures, USA, 1998.
9. 김태훈, 신현목, “지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 해석적 방법에 의한 비탄성 거동 평가,” 한국지진공학회 논문집, 제5권 제2호(통권 제18호), 2001.4., 113-124.
10. Hyun, C-H, et al., “Safety significance of near field earthquakes / assessment of near field earthquake effects,” KINS/GR-262, KINS, 2003.
11. Freeman SA, Nicoletti JP, and Tyrell JV., “Evaluations of exiting buildings for seismic risk – a case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington,” Proceedings of 1st US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, USA, 1975, 113-122.
12. Freeman SA., “Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion,” Publication SP-55, ACI, Detroit, USA, 1978, 589-605.
13. Chopra AK and Goel RK., “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems,” Report No. PEER-1999/02, Pacific earthquake engineering center, University of California, Berkeley, USA, 1999.