

특수 및 준특수 상세에 따른 철근콘크리트 전단벽의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Shear Wall Systems Designed with Special and Semi-Special Seismic Details

오해철¹⁾ · 이기학^{1)*} · 천영수²⁾ · 김태완³⁾

Oh, Hae Cheol¹⁾ · Lee, Kihak^{1)*} · Chun Young Soo²⁾ · Kim, Tae Wan³⁾

¹⁾세종대학교 건축공학과, ²⁾한국토지주택공사 토지주택연구원, ³⁾강원대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Sejong University, ²⁾Land & Housing Institute, Korea Land & Housing Corporation, ³⁾Department of Architectural Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

This research presents the nonlinear analysis model for reinforced concrete shear wall systems with special boundary elements as proposed by the Korean Building Code (KBC, 2009). In order to verify the analysis model, analytical results were compared with the experimental results obtained from previous studies. Established analytical model was used to perform nonlinear static and dynamic analyses. Analytical results showed that the semi-special shear wall improved significantly the performance in terms of ductility and energy dissipation as expected based on previous test results. Furthermore, nonlinear incremental dynamic analysis was performed using 20 ground motions. Based on computer analytical results, the ordinary shear wall, special shear wall and newly proposed semi-special shear wall systems were evaluated based on the methods in FEMA P965. The results based on the probabilistic approaches accounting for inherent uncertainties showed that the semi-special shear wall systems provide a high capacity/demand (ACMR) ratio owing to their details, which provide enough capacity to sustain large inelastic deformations.

Key words: Special shearwall, Boundary element, Concrete confinement, Seismic design, Nonlinear analysis

1. 서론

건축구조기준(KBC2009)[1]에서는 건축물에 채택하는 구조시스템에 따라 구조물의 내진성능 강화를 위해 높이 제한에 관한 규정을 도입하고 있다. 이에 따르면 내진설계범주 D에 속하고 건물높이가 60m 이상의 RC 전단벽 구조시스템의 경우, 특수전단벽으로 설계되어야 한다.

건축구조기준(KBC2009)의 지진재해도와 주요 도시에 대한 지진구역별 지역계수를 분석한 결과, 일반적인 지역계수 및 지진 재해도에 따른 지역계수를 각각 사용하였을 때 상당히 많은 경우 내진설계범주 D에 해당하는 것을 알 수 있다. 특히 지반조건이 S_D 와 S_E 인 경우에는 지역이나 건물의 중요도에 상관없이 모두 내진설계범주 D에 해당하기 때문에 현재 건축구조기준(KBC2009)의 적용에 따르면 60m가 넘는 RC 전단벽 구조시스템의

상세를 채용해야하는 경우가 자주 발생할 수 있음을 알 수 있다.

특수전단벽은 지진 발생시, 벽체가 큰 하중을 받거나 변형요구량이 큰 경우, 압축을 받는 단부를 특수모멘트골조의 기둥상세와 같이 엄격하게 횡보강한 전단벽을 의미한다. 특수전단벽을 사용할 경우, 일반 보통전단벽을 사용하는 경우보다 큰 값의 반응수정계수(R)를 적용하여 경우에 따라서는 탄성지진하중의 감소로 인하여 경제적인 설계가 가능할 수도 있다. 반면에 특수전단벽을 적용하여 압축단부의 횡보강이 결정되면 벽체의 압축단부에 특수모멘트골조의 기둥이 사용되는 횡보강 상세를 적용해야하기 때문에 시공이 어렵고, 골조물량도 기존 보통전단벽에 비해 증가하여 건설 원가의 상승 및 시공성 저하로 크게 영향을 미치게 한다.

최근 국내 건축물의 특성상 25층 이상 고층 건축물이 증가하고 있으며 대부분의 고층 건축물의 경우, RC 전단벽을 주요 횡력 저항 부재로 사용하고 있다. 이는 건축물의 계획 시 특수전단벽을 채용해야하는 경우가 빈번하게 발생하여 시공성 및 경제성에 영향을 미칠 가능성이 높음을 의미한다.

특수전단벽에 관련된 규정은 지진위험도가 높은 지역을 대상으로 벽체의 내진성능 확보를 위하여 도입된 규정이고, 우리나라의 경우 지진위험도

*Corresponding author: Lee, Kihak

E-mail: kihaklee@sejong.ac.kr

(Received 27 February 2014; Revised 2 May 2014; Accepted 7 May 2014)

가 강진 지역에 비해 낮은 중/약진 지역으로 감안할 때 현재 요구되는 내진 배근상세와 비슷한 내진성능을 가지면서 시공성과 경제성을 보다 쉽게 확보할 수 있도록 기존연구[23,24]에서 개선된 배근상세를 지닌 새로운 구조 시스템을 제안하였다. 참고문헌에 따르면 경계요소 부분을 기둥처럼 완전히 구속한 특수경계요소와는 달리 준특수경계요소는 U형의 철근과 2개의 내진갈고리로 구성되었으며 횡철근의 간격은 벽체 두께의 $d/4$ 에서 $d/3$ 으로 개정된 ACI318-08[25]의 상세를 고려하여 배근되었다. 이 때 새롭게 제안되는 배근상세를 갖는 구조시스템은 내진성능평가 등을 통한 합리적인 근거 마련이 필요하며, 이를 위해 본 연구에서는 현재의 건축구조기준(KBC2009)에 맞게 설계된 배근상세에 따른 기존의 특수전단벽과 개선된 배근상세를 지닌 가칭 준특수전단벽 구조시스템에 대하여 위에서 제시한 전단벽 모델을 사용하여 대표적인 유형의 전단벽 모델에 대하여 내진성능평가를 수행하였다.

2. FEMA P695에 따른 내진성능평가 절차

2.1 개요

최근 ATC-63 위원회에 의하여 건물의 내진성능과 관련된 내진성능계수들을 평가할 수 있는 방법론이 제시되어 FEMA P695[15] 보고서를 통하여 출판된 바 있다. FEMA P695 보고서에서 제시하고 있는 방법론은 기존에 제시되지 않은 새로운 구조시스템에 대한 내진성능을 평가해 볼 수 있는 방법론으로서 성능기반 내진설계를 기본 개념으로 지진데이터와 구조물의 거동에 관한 다양한 실험 데이터를 이용하여 붕괴위험도에 대한 확률적 평가를 바탕으로 지진력 저항시스템의 내진성능계수(SPF, Seismic Performance Factor : Ω_0, C_d, R)를 정량화하는 방법이다. 이를 이용해 2차원 비선형 해석모델에 대해 내진성능 평가를 수행하여 기존 및 제안된 전단벽 구조시스템에 대해 확률적 위험도를 평가한다.

FEMA P695는 새롭게 제안되는 구조물의 지진력 저항시스템의 설계를 위한 적절한 내진성능계수(SPF)를 결정하는데 적용하며, 기존 구조물의 내진 보수보강에도 제한적으로 적용 가능하다. 여기서 NEHRP Recommended Provisions과 ASCE/SEI 7-05를 기반으로 제안되었으며 기존의 내진 기준의 인명안전의 성능목표를 기준으로 한다. 또한 최대발생가능지진(MCE ground motion)을 기준으로 하여 지진력 저항시스템이 허용 가능할 정도의 낮은 붕괴확률을 갖도록 함으로써 인명안전의 성능 목표를 달성하도록 한다. 한편으로 다양한 수준의 지진위험도에 대한 최대발생가능지진을 대상으로 하여 구조물의 붕괴에 대하여 평가한다. 기존의 내진성능계수(SPF)와 비선형 정적해석의 개념은 그대로 준용하고 있어 현 내진설계기준에 적용할 수 있도록 하는 점에서는 그 특징이 있다. FEMA P695의 제안 방법은 다음과 같다.

2.2 FEMA P695의 내진성능계수 산정법

FEMA P695에서는 구조시스템에 대한 비선형동적해석을 통해 정의한 붕괴수준의 지반운동(Collapse level ground motion)과 최대발생가능지진(MCE ground motion)에 대한 비로써 붕괴여유비율(CMR, Collapse

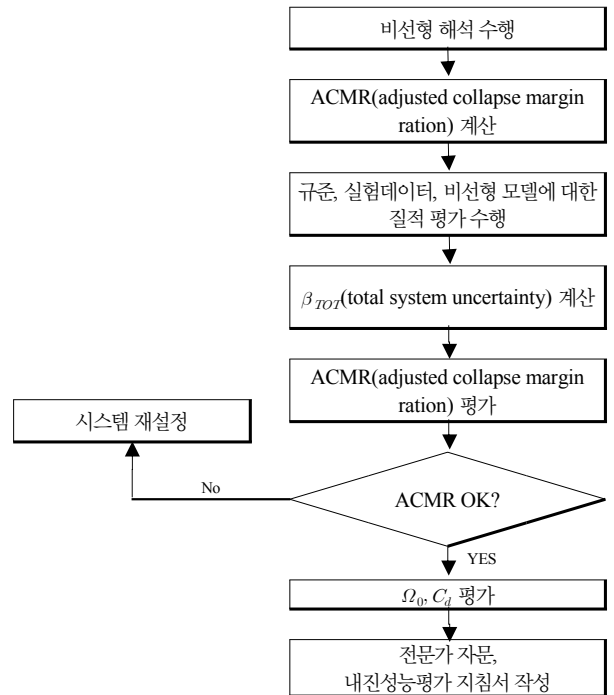


Fig. 1. Flowchart of seismic performance evaluation process

Margin Ratio)을 산정하여 구조물의 내진성능계수(SPF)를 평가한다.

여기서, 붕괴수준의 지반운동은 지진력 저항시스템의 평균적 붕괴상태를 초래하는 세기의 지반운동으로 정의하며 평균적 붕괴상태는 특정 세기의 지진에 노출된 구조물의 절반 정도가 붕괴의 형태를 보이는 스펙트럼의 가속도로 정의한다. Fig. 1에 P695 절차에 따른 내진성능평가의 과정이 플로차트를 통해 보여주고 있다. 대상이 되는 구조 시스템의 표준모델 지표와 성능그룹을 조합하여 표준모델을 설정하고 각각의 표준모델에 대한 비선형 해석을 실시한다. 비선형 정적해석을 통하여 얻어진 능력곡선 상의 $V_{max}, \Delta_y, \Delta_u$ 와 가정한 R 값을 이용하여 Ω, μ_c 을 계산하며, 붕괴 시 또는 밀면전단강도가 20% 상실 될 때까지 가력을 가한다. 지반운동이력을 이용한 비선형 동적해석을 통하여 붕괴수준의 지반운동(collapse level ground motion)을 정의하여 붕괴여유비율(CMR)을 산정한다. 비선형 해석을 통해 얻어진 Ω, μ_c , 붕괴여유비율(CMR) 값을 통해 성능평가 초기에 가정한 R 값의 허용 여부를 판단하게 된다. 지진파의 스펙트럼 형상의 다양성과 구조물이 보유한 연성능력, 주기에 따른 응답의 특성 등을 반영하기 위한 계수로서 T, μ_c , 내진설계범주에 따라 다른 값을 갖게 되는데, 이 내진성능계수(SPF)를 이용하여 식 (1)과 같이 앞서 구한 붕괴여유비율(CMR)을 ACMR(Adjusted Collapse Margin Ratio)로 수정한다.

$$ACMR = SPF \times CMR \tag{1}$$

그리고 기준의 완성도, 실험데이터의 질적 수준, 지반진동이력의 다양성, 비선형 모델에 내포된 불확실성을 보정하기 위한 지표로 식 (2)에 의해 계산된다.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{2}$$

여기서, β_{RTR} 은 서로 다른 지진에 대한 구조물의 응답의 다양성 반영(성능 평가의 경우 0.4 사용), β_{DR} 은 설계규준의 완성도 반영((A)superior~(D)poor)에 따라 0.20~0.65의 값, β_{TD} 는 실험 데이터의 질 반영 ((A)superior~(D)poor)에 따라 0.20~0.65의 값, β_{MDL} 은 모델링의 한계를 반영((A)superior~(D)poor)에 따라 0.20~0.65의 값)한 값이다. 최종적으로 계산된 β_{TOT} 에 따라 앞서 가정한 R 값에 대한 적합성을 판단한다.

3. 본 연구에서 고려된 전단벽 예제 및 지반운동

3.1 유형별 전단벽 예제

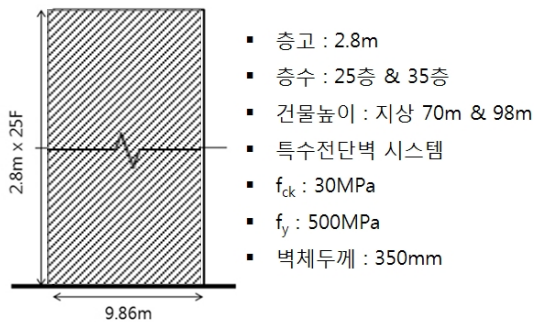
본 연구에 고려된 철근콘크리트 전단벽 예제는 건축구조기준(KBC2009)에 따라 설계되었으며, 서울지역에 위치해 지역계수는 I이며, 지반종류 S_D ,

중요도 1등급, 내진설계 범주는 D다.

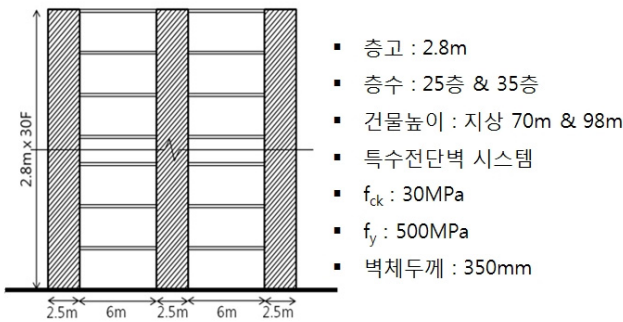
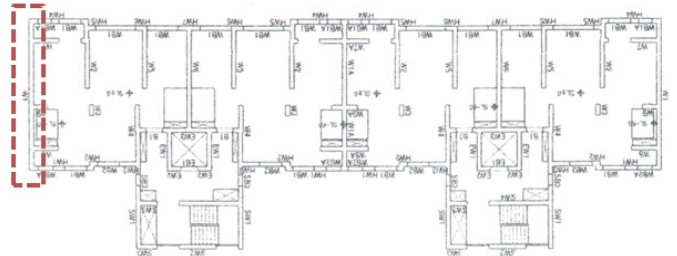
Fig. 2는 본 연구에서 고려한 네 가지 유형의 표준모델에 대한 입면도와 특수상세가 고려된 평면도를 보여주고 있다. 각각의 평면은 현재 적용되고 있는 대표적인 고층 아파트의 모델 제안으로 판상형과 Y자형 아파트를 모두 고려하고 있다. 또한 4개의 표준모델이 층간 높이와 주기의 영향을 고려하기 위해 25층과 35층의 전단벽 구조시스템으로 고려하였고 유형별 전단벽 해석모델의 고유주기는 Table 1과 같이 계산되었다.

또한 전단벽 구조시스템의 내진상세 수준에 따라 특수(W/ 경계요소)전단벽, 특수(w/o 경계요소)전단벽, 준특수전단벽의 상세가 고려되었다. 특수(w/ 경계요소)전단벽 상세는 ACI318-08의 21장과 KCI콘크리트구조기준[26]의 21장의 특수상세에 따라 설계된 것이다. 이는 압축단부의 변형률을 고려하여 경계지역의 상세를 결정하게 된다.

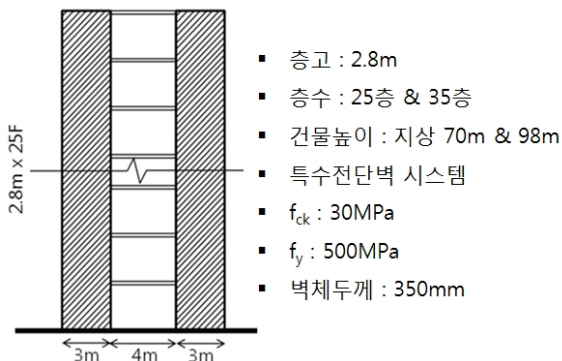
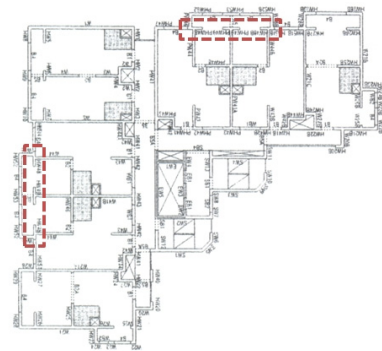
본 연구에서 특수(w/o 경계요소)전단벽의 모델은 특수경계요소의 적용 없이 21장에서 요구되는 기본 내진상세를 전체 벽체에 적용하여 설계되었



(a) Elevations and plan views of type 1



(b) Elevations and plan views of type 2



(c) Elevations and plan views of type 3

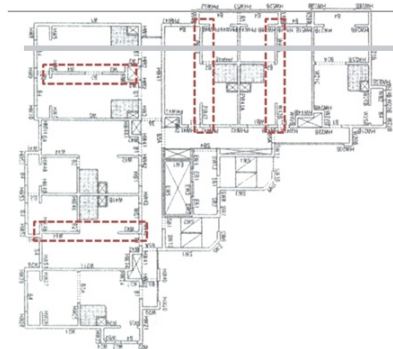
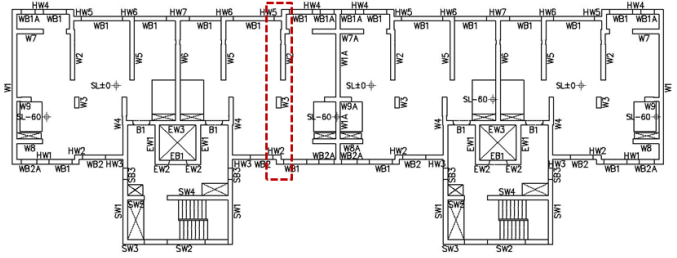
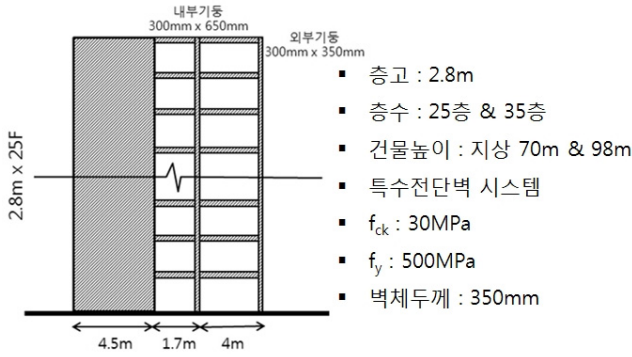


Fig. 2. Floor plans and elevations of shearwall system(Continued)



(d) Elevations and plan views of type 4
Fig. 2. Floor plans and elevations of shearwall systems

Table 1. Building model types and periods

Basic types	Stories	Natural periods(sec)
Type1	25 floor	1.18
	35 floor	2.26
Type2	25 floor	4.30
	35 floor	7.62
Type3	25 floor	3.28
	35 floor	5.58

다. 이는 수평과 수직방향의 철근비가 0.25%를 갖도록 설계가 이루어졌으며 콘크리트는 비구속 되어있는 것으로 모델링되었다. 특수(w/ 경계요소) 전단벽 상세와의 가장 큰 차이는 경계지역에서 내진 후프철근으로 경계지역이 구속되어 있지 않고 전단벽의 단부에 U-stirrup을 가지고 있는 것이다. 최종적으로 고려된 준특수전단벽은 현재 설계기준에서 요구하는 특수(w/ 경계요소)전단벽 구조시스템의 상세를 시공성을 고려하여 수정, 제안한 것으로 송진규 등[23]의 실험에서 설명한 바와 같이 횡철근의 간격을 벽 두께의 1/4에서 1/3로 증가시켰고 주철근을 구속하는 횡철근의 타이가 전체 단부를 완전 둘러싼 것이 아니라 U자형 스티럽으로 구성되어 있다.

Perform-3D를 이용한 특수(w/ 경계요소)전단벽의 모델링은 Node를 구분하여 특수경계요소를 분할하여 콘크리트의 물성치를 차이를 두어 특수경계요소를 설정하였다. 콘크리트의 구속 및 비구속 효과를 적절히 고려하기 위하여 Kent-Park 참고문헌의 콘크리트 모델을 적용하였다. 보다 자세한 모델링의 설명은 기존연구[23,24]를 참조할 수 있다.

3.2 고려된 지반운동 및 스케일링

FEMA P695에서는 대상 구조물의 내진성능에 대한 역량(Capacity)을 고려하기 위해 동적증분해석(Incremental Dynamic Analysis)을 수행하게 된다. 이를 위해 지반운동의 기록은 20개의 지반운동을 고려하였으며 그에 관련된 정보는 Table 2에 나타나 있다. 본 연구에서 고려된 지반운동은 한상환 등[8,27]에 의하여 개발된 것을 사용하였다. 20개 지반운동에 대한 반응 응답스펙트럼은 평균값과 함께 Fig. 3에 나타나 있다.

지반운동기록은 특정한 지진위험도 레벨을 산정하기 위해 스케일링 작업을 수행하였다. 이는 해당된 표준모델의 붕괴 성능점을 일관성 있게 계산

Table 2. 20 ground motions subjected to the building model

Ground motion	Time interval (sec)	Duration (sec)	Maximum acceleration(g)
GM0015	0.01	36.6	0.3658
GM0042	0.01	99.9	0.3511
GM0044	0.005	39.025	-0.1344
GM0046	0.005	39.025	-0.3796
GM0062	0.01	24.45	-0.6212
GM0278	0.005	40.0	-0.1718
GM0280	0.005	44.0	-0.1810
GM0281	0.005	44.0	-0.2072
GM0282	0.005	40.0	0.1720
GM0290	0.005	39.95	-0.1512
GM0294	0.005	39.95	-0.3673
GM0296	0.005	39.925	-0.5550
GM0297	0.005	39.925	0.3674
GM0349	0.02	40.0	0.5143
GM0354	0.02	40.0	0.2389
GM0358	0.01	29.95	0.4650
GM0382	0.02	60.0	0.2779
GM0383	0.02	60.0	0.4738
GM0387	0.005	55.325	-0.2536
GM0405	0.02	40.0	-0.3699

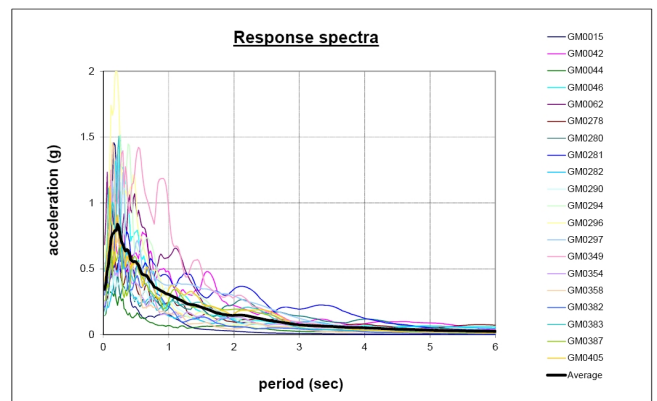


Fig. 3. Response spectra and median spectral values of 20 ground motions

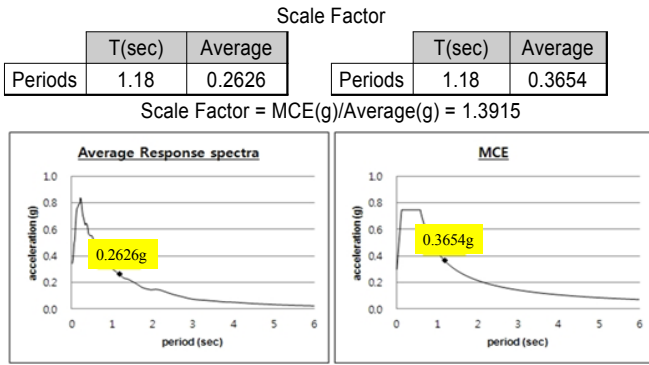


Fig. 4. Target factor estimation for scaling of ground motion

하기 위함이 목적이다. 정규화 된 지반운동 기록은 특정 규모의 지진운동에 맞도록 스케일링 되었는데 여기서는 해당 표준모델의 주기에 따라 스펙트럼 가속도에 평균 지진기록의 크기를 맞추는 것으로 산정되었다. Fig. 4는 평균 스펙트럼가속도의 값이 전단벽 구조시스템의 주기 1.18초에서 0.2626g로 계산되었다. 건축구조설계기준(KBC2009)에 따른 설계스펙트럼가속도에서 해당 주기에 해당되는 크기는 0.2436g로 계산되었다. 따라서 스케일 계수 $0.9277(0.2634g/0.2626g)$ 이 계산되어 모든 고려된 지반운동에 적용되었다.

4. 비선형 해석결과

본 연구에서는 유형별 25층과 35층 전단벽 구조시스템에서 특수(w/ 경계요소), 특수(w/o 경계요소) 및 준특수 상세를 가진 전단벽 구조시스템에 대해 비선형 정적해석(Pushover)과 비선형 동적증분해석을 수행하였다.

4.1 비선형 정적해석(Pushover)결과

25층과 35층의 유형별 특수(w/ 경계요소), 특수(w/o 경계요소) 및 준특수 상세를 가진 3가지 전단벽 구조시스템에 대한 Pushover 해석결과는 Fig. 5에 나타나있다. 전체적으로 특수(w/ 경계요소)상세의 전단벽 구조시스템이 가장 높은 초기 강성과 최대 강도를 보여주고 있다.

유형1의 25층 전단벽 구조시스템의 경우, 특수(w/ 경계요소)전단벽과 특수(w/o 경계요소) 전단벽 구조시스템은 초기에는 비슷했으나 철근의 항복과 콘크리트의 외곽 압축변형이 점점 커지면서 약 800kN의 강도에 도달한 후 뚜렷한 거동의 차이가 나타났다. 특수(w/ 경계요소)상세로 이루어진 전단벽 구조시스템은 최대 강도가 약 1250kN에 도달한 후 서서히 변형이 증가함에 따라 강도가 서서히 감소하다 3%의 변형 발생 후 강도가 크게 감소하였다. 반면에 특수(w/o 경계요소)상세 즉, 0.25%의 수평 및 수직 철근 비를 가진 전단벽으로 이루어진 전단벽 구조시스템은 약 1100kN의 최대 강도에 도달한 후 1.6%의 횡변위에서 큰 강도 감소가 이루어졌으며 내력이 점점 감소하는 결과를 보여주었다. 또한 준특수상세의 전단벽 구조시스템의 경우는 2.5%의 횡변위가 발생할 때까지 특수(w/ 경계요소)상세와 거의 유사한 이력거동을 보였다.

유형1 35층 전단벽 구조시스템의 경우, 특수(w/ 경계요소)전단벽과 특

수(w/o 경계요소)전단벽 구조시스템은 초기에는 강성이 비슷했으나 약 700kN의 강도에 도달한 후 뚜렷한 거동의 차이를 보여주었다. 특수(w/ 경계요소)상세로 이루어진 전단벽 구조시스템은 최대 강도가 약 960kN에 도달한 후 서서히 변형이 증가함에 따라 강도가 서서히 감소하다 2.2%의 변형 발생 후 강도가 크게 감소하였다. 반면에 특수(w/o 경계요소)상세로 이루어진 전단벽 구조시스템은 25층 전단벽 구조시스템에 비해 낮은 약 880kN의 최대 강도에 도달한 후 1.8%의 횡변위에서 큰 강도 감소가 이루어졌으며 내력이 점점 감소하는 결과를 보여주었다. 또한 준특수상세의 전단벽 구조시스템의 경우는 25층 전단벽 구조시스템과 같이 2.5%의 횡변위가 발생할 때까지 특수(w/ 경계요소)상세와 거의 유사한 이력거동을 보였다.

유형2의 전단벽 구조시스템의 경우, 유형 1에서 특수(w/ 경계요소)상세와 특수(w/o 경계요소)상세에 따라 뚜렷한 차이를 보여준 것과 달리 25층과 35층 전단벽 구조시스템에서 경계요소의 상세에 따라 큰 차이 없이 거의 동일한 거동을 보였다. 25층 전단벽 구조시스템에서 특수(w/ 경계요소)상세와 준특수상세는 2.7%의 횡변위에서 약 312kN의 최대강도를 도달하였고 특수(w/o 경계요소)상세는 2.8%의 횡변위에서 약 306kN의 최대강도를 도달하였다. 또한 35층 전단벽 구조시스템은 특수(w/ 경계요소)상세와 준특수상세는 2.7%의 횡변위에서 약 221kN의 최대강도를 도달하였고 특수(w/o 경계요소)상세는 2.7%의 횡변위가 발생할 때 약 218kN의 최대강도를 도달하였다. 이러한 유사한 거동의 이유는 전단벽의 설계에서 25층에 해당하는 전단벽에서 특수(w/ 경계요소)상세가 전체에 비해 비교적 작은 영역을 차지하기 때문에 특수(w/ 경계요소)상세의 효과가 작게 나타난 것으로 사료된다.

유형3의 전단벽 구조시스템의 경우, 유형 1과 같이 뚜렷한 차이가 보이지는 않지만 유형 2보다는 항복 후 강도저하비율이 더 크게 발생하는 것을 확인하였다. 25층과 35층 전단벽 구조시스템에서 특수(w/ 경계요소)상세와 준특수상세는 5%의 횡변위가 발생할 때까지 거의 동일한 초기강성, 약 419kN의 최대강도 및 강도저하를 보였다. 하지만 특수(w/o 경계요소)상세는 2.1%의 횡변위에서 412kN의 최대강도에 도달한 후 3.3%의 횡변위가 발생한 뒤 급격한 강도저하가 발생하였다. 그 이유는 전단벽의 설계에서 특수상세가 차지하는 비율이 유형 1보다는 작지만 유형 2보다는 전단벽 길이방향으로 26.7%, 높이방향으로는 2배 증가하여 특수(w/ 경계요소)상세의 효과가 조금 더 크게 나타난 것으로 사료된다.

유형4의 25층 전단벽 구조시스템의 특수(w/ 경계요소)상세와 준특수상세는 약 900kN의 최대강도를 가지고 3%의 횡변위가 발생할 때까지 거의 동일한 거동을 한 뒤 특수(w/ 경계요소)상세는 4%, 준특수상세는 3.5%의 횡변위에서 급격한 강도저하가 발생하였다. 특수(w/o 경계요소)상세는 1.7%의 횡변위에서 871%의 최대강도에 도달한 뒤 2%의 횡변위에서 급격한 강도저하가 발생하였다.

4.2 비선형 동적증분해석결과에 따른 붕괴성능의 판정

평균 붕괴레벨의 판정은 동적증분해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)에 의해 결정할 수 있다. 여기서 각각의 지반운동은 지진운동의 레벨을 단계적으로 증가시킴으로써 구조물이 붕괴에 이르기까지 해석이 반복되어진다. Fig. 6은 IDA 해석의 한 예를 보여주고 있으며 각각의 점은 비선

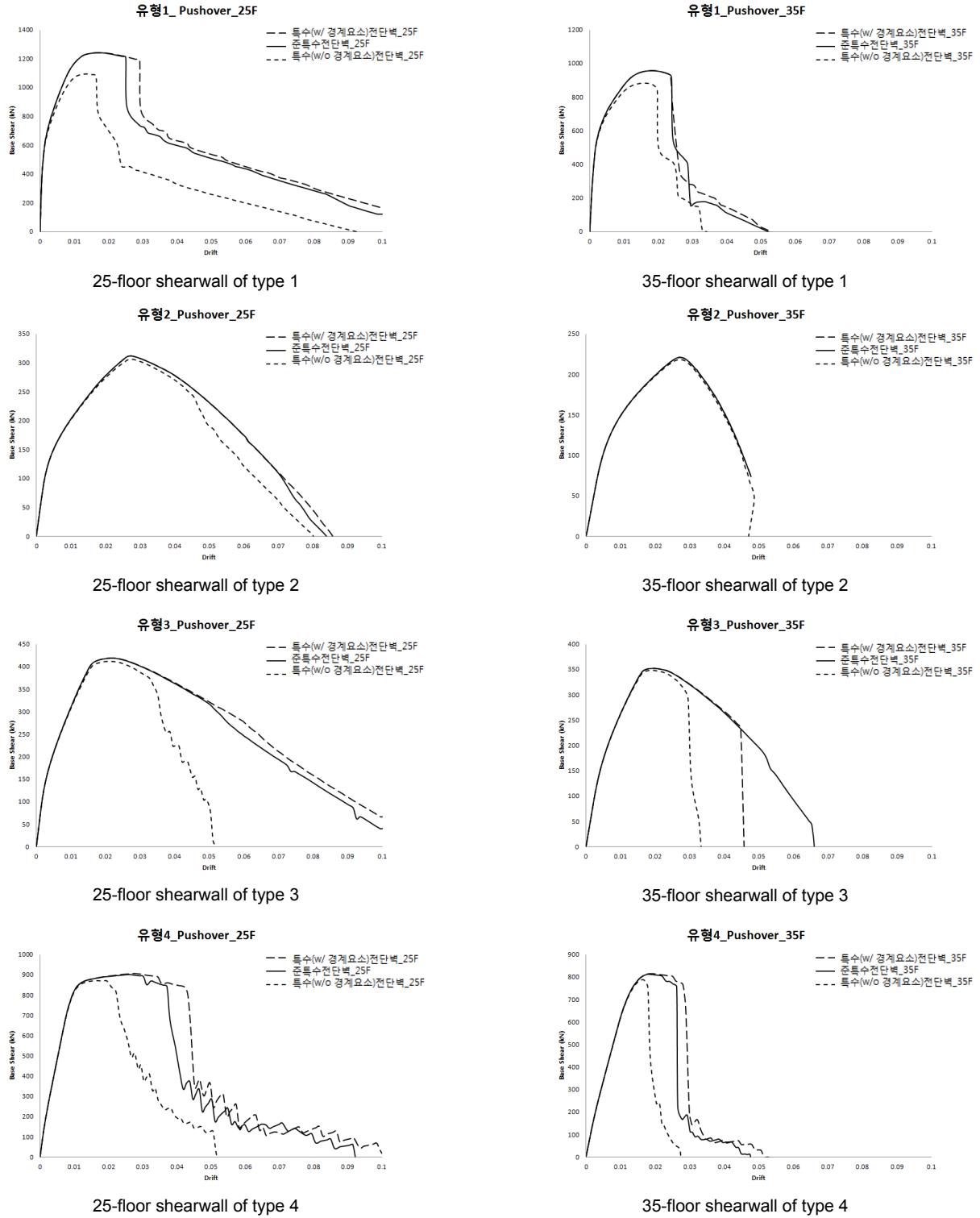


Fig. 5. Pushover analysis results based on different details of shearwall systems

형 시간이력해석을 통해 각각의 표준모델 유형이 스케일링된 지반기록을 통해 계산된 한 값을 포현한 것이다. Y축의 수직축은 지반운동의 스펙트럼 가속도를 보여주며 X축은 수평 혹은 해석에서 얻어진 횡변위의 크기를 보여주고 있다.

전단벽 구조시스템에 대한 본 연구에서 두 개의 성능점, 즉 전체붕괴

와 국부붕괴의 두 가지 성능이 고려되었다. 전체붕괴는 전단벽 구조시스템이 지반운동의 세기가 커짐에 따라 P-delta 효과와 시스템의 불안정성으로 더 이상 하중을 지지하지 못하고 붕괴가 예상되는 성능점을 의미한다. 여기서 횡변위는 최상층의 횡변위 또는 각 층의 중간 변위 중 가장 큰 값으로 적용되었다. 국부붕괴는 전단벽 구조시스템에서 전체 붕괴는 일어나지 않았

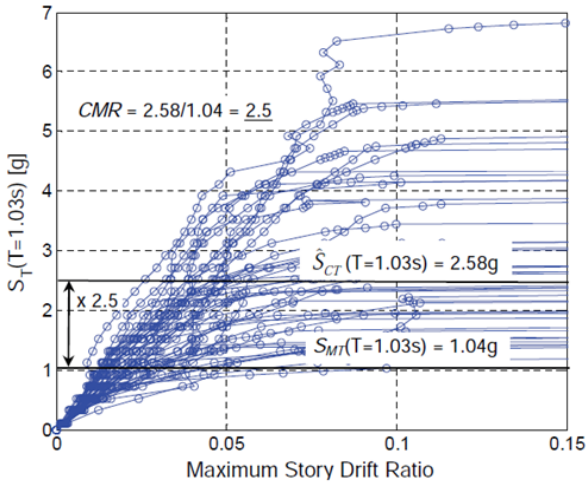


Fig. 6. Example of Incremental Dynamic Analysis[3]

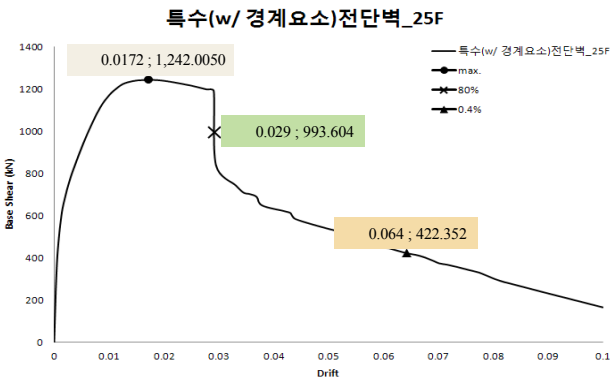


Fig. 7. Example of IDA-collapse point estimation

지만 전단벽의 최외곽 압축변형률이 0.004에 도달할 때 구조시스템의 피복이 탈락하고 콘크리트의 압괴가 발생하며 주철근의 좌굴이 발생할 가능성이 높은 시점을 국부붕괴의 성능점으로 산정하였다.

전단벽의 최외곽 압축변형률이 0.004에 도달할 때의 변형률은 Pushover 해석을 통해 산정된 층간변위를 계산하며 동적증분해석에서 이때의 변위에 상응하는 스펙트럼가속도를 성능점으로 파악하였다. 또한 전체붕괴에서 동적증분해석을 통해 전단벽 구조시스템이 전체 시스템의 구조적 불안정성이나 붕괴가 판단되지 않는 경우에는 Pushover 해석에서 최대강도의 80% 미만으로 떨어질 때의 횡변위 값을 해당되는 스펙트럼가속도의 성능점으로 산정하였다. 예를 들어 Fig. 7과 같이 유형 1의 25층 특수(w/ 경계요소)상세, 특수(w/o 경계요소)상세 및 준특수상세의 전단벽 구조시스템에 대해서 최대강도에서 80% 미만으로 강도가 떨어질 때의 횡변위는 각각 2.9%, 1.7% 그리고 2.5%이다. 이때의 횡변위 값을 전체붕괴가 선정되는 기준점으로 고려하여 동적증분해석에서 전체붕괴의 성능점으로 산정하였다.

Fig. 8은 특수상세를 가진 유형1의 25층 및 35층 전단벽 구조시스템을 20개의 지반운동에 대하여 동적증분해석을 수행한 결과이다. 이를 통해 전단벽 구조시스템이 전체붕괴에 대해 구조적 불안정성이나 붕괴에 이르거나 이것이 나타나지 않는 경우에는 앞에서 설명한대로 최대강도의 80% 미만으로 떨어지는 횡변위의 값을 붕괴성능을 산정하였다.

Table 3. Collapse margin ratio of shearwall from IDA analyses

Group 1-25-Ordinary		Group 1-25-Semi Special		Group 1-25-Special	
지진기록	붕괴점(g)	지진기록	붕괴점(g)	지진기록	붕괴점(g)
GM0015M	1.498	GM0015M	2.089	GM0015M	2.474
GM0042M	0.939	GM0042M	1.298	GM0042M	1.646
GM0044M	0.564	GM0044M	0.900	GM0044M	1.110
GM0046M	1.223	GM0046M	1.756	GM0046M	1.949
GM0062M	2.804	GM0062M	3.549	GM0062M	4.054
GM0278M	1.013	GM0278M	1.410	GM0278M	1.678
GM0280M	0.488	GM0280M	0.691	GM0280M	0.925
GM0281M	1.233	GM0281M	1.506	GM0281M	2.077
GM0282M	0.705	GM0282M	1.075	GM0282M	1.154
GM0290M	1.686	GM0290M	2.352	GM0290M	2.654
GM0294M	1.586	GM0294M	2.164	GM0294M	2.434
GM0296M	0.837	GM0296M	1.225	GM0296M	1.337
GM0297M	0.977	GM0297M	1.667	GM0297M	2.152
GM0349M	1.551	GM0349M	2.168	GM0349M	2.654
GM0354M	0.925	GM0354M	1.256	GM0354M	1.314
GM0358M	1.167	GM0358M	1.803	GM0358M	2.049
GM0382M	0.743	GM0382M	0.959	GM0382M	1.070
GM0383M	1.184	GM0383M	1.852	GM0383M	2.103
GM0387M	0.981	GM0387M	1.359	GM0387M	1.557
GM0405M	1.404	GM0405M	2.489	GM0405M	2.824
Median(S_{cr})	1.090	Median(S_{cr})	1.586	Median(S_{cr})	1.999
S_{MT}	0.3654	S_{MT}	0.3654	S_{MT}	0.3654
CMR	S_{cr} 2.98	CMR	4.34	CMR	5.47

Group 1-35-Ordinary		Group 1-35-Semi Special		Group 1-35-Special	
지진기록	붕괴점(g)	지진기록	붕괴점(g)	지진기록	붕괴점(g)
GM0015M	0.254	GM0015M	0.321	GM0015M	0.305
GM0042M	0.570	GM0042M	0.610	GM0042M	0.611
GM0044M	0.601	GM0044M	0.720	GM0044M	0.708
GM0046M	0.414	GM0046M	0.411	GM0046M	0.473
GM0062M	0.411	GM0062M	0.442	GM0062M	0.441
GM0278M	0.436	GM0278M	0.580	GM0278M	0.579
GM0280M	0.755	GM0280M	0.879	GM0280M	0.886
GM0281M	1.130	GM0281M	1.262	GM0281M	1.271
GM0282M	0.265	GM0282M	0.409	GM0282M	0.409
GM0290M	0.670	GM0290M	0.777	GM0290M	0.776
GM0294M	0.480	GM0294M	0.574	GM0294M	0.582
GM0296M	0.330	GM0296M	0.427	GM0296M	0.427
GM0297M	0.917	GM0297M	1.066	GM0297M	1.067
GM0349M	0.563	GM0349M	0.648	GM0349M	0.647
GM0354M	0.585	GM0354M	0.678	GM0354M	0.688
GM0358M	0.870	GM0358M	0.945	GM0358M	0.943
GM0382M	0.296	GM0382M	0.404	GM0382M	0.402
GM0383M	1.111	GM0383M	1.303	GM0383M	1.304
GM0387M	0.761	GM0387M	0.859	GM0387M	0.852
GM0405M	1.064	GM0405M	1.206	GM0405M	1.205
Median(S_{cr})	0.577	Median(S_{cr})	0.663	Median(S_{cr})	0.668
S_{MT}	0.2837	S_{MT}	0.2837	S_{MT}	0.2837
CMR	2.03	CMR	2.34	CMR	2.35

5. FEMA P695에 따른 내진성능평가

본 연구에서는 다음과 같이 성능평가가 계산되었다. 25층과 35층 전단벽 구조시스템에서 특수(w/ 경계요소), 준특수 및 특수(w/o 경계요소)상세를 가진 전단벽 구조시스템에 대해 비선형 정적해석과 동적증분해석이 수행되었다.

본 연구에서 수행하는 구조물의 붕괴모사(Collapse Simulation)를 수행하기 위해서는 구조물의 붕괴시의 변위와 해당되는 스펙트럼가속도를 구하는 과정을 포함하는데 여기서는 해당되는 지반운동에 대해서 동적증분해석을 수행하였다. 이를 통해 전단벽 구조시스템이 전체 붕괴에 대해 구조적 불안정성이나 붕괴가 발생할 때의 스펙트럼가속도의 값을 성능값으로 산정하였다. 만약 구조물의 불안정성이나 붕괴가 나타나지 않는 경우에 대해서는 10%의 변위값에 해당하는 스펙트럼가속도를 붕괴 발생 시의 성능값으로 산정하였다. 그 이유는 구조해석 프로그램에서 신뢰성 있게 해석의 해를 수렴하고 결정하는 것에 대해서 10%를 한계로 보기 때문이다. 이러한 붕괴성능 판정에 대해 이용하는 10%의 횡변위는 기존의 유사한 연구

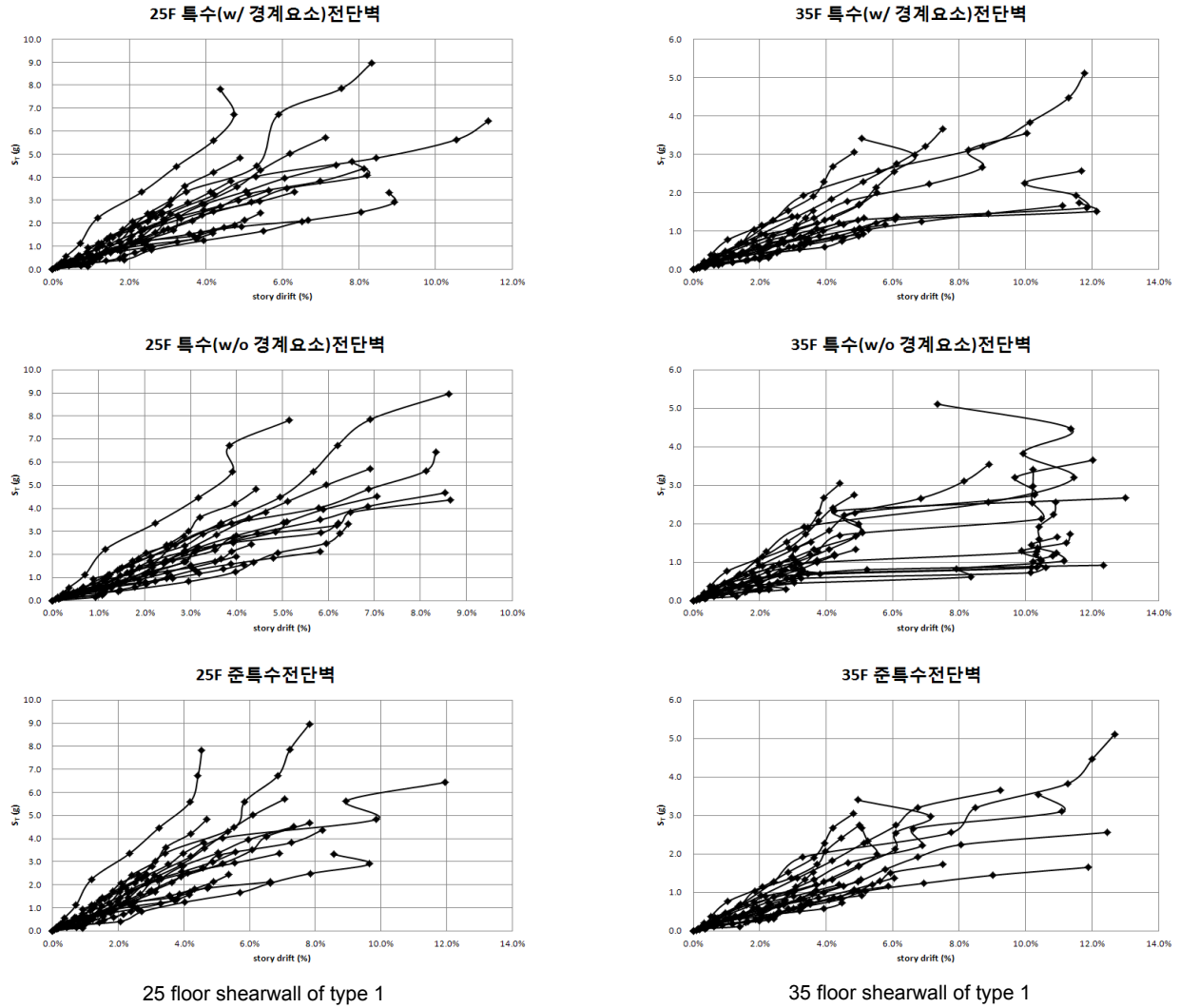


Fig. 8. Nonlinear IDA results from shearwall type (Group 1)

(FEMA 356와 355f)에서 동적증분해석을 수행하여 구조물의 붕괴성능을 판정할 때 이와 동일한 기준을 사용하였기 때문에 본 연구에서 참고하였다.

일반적으로 Pushover 해석에서 얻어지는 해석결과는 비선형 동적해석에서 구해지는 해석결과보다 보다 일찍 구조물의 피해와 붕괴를 가져오게 된다. 그 이유는 시간의 변화에 따라 하중의 방향이 변하는 동적해석과 달리 한 방향으로 하중을 점차 키우게 되는 Pushover 해석은 구조물에 보다 더 빠르고 큰 손상과 항복을 가져오게 된다. 이러한 현상은 휨모멘트 등의 재분배에도 영향을 미치며 이에 따라 하중의 증가에 따라 구조물의 변위가 급격히 증가하여 P-delta 효과의 증폭을 가져오며 초기에 구조물의 붕괴를 Pushover 해석에서 산정할 가능성이 높다. 또한 동적해석에서 하중방향의 교차는 구조물의 동적 거동에 반대급부로 변위의 감소와 이에 따라 구조물의 안정성을 확보하는데 도움을 줄 수 있다.

이전의 Table 3은 유형1에서 4까지의 특수, 준특수 및 보통 상세에 따른 전단벽 구조시스템의 동적증분해석의 결과를 그림으로 나타내었다. 붕괴 성능에 대한 성능점은 구조물에 급격한 붕괴가 발생하거나 붕괴가 발생하지 않을 시 항변위의 10%에 해당되는 스펙트럼 가속도 값을 붕괴 성능 값으로 산정하였다. 이러한 붕괴성능의 성능 값(g)는 각각의 지진기록 옆에

붕괴점으로 표시되었다.

Table 4는 본 연구에서 고려된 46개의 해석모델에 대하여 각각의 필요한 정보와 Pushover 해석을 통해 얻어진 over-strength 계수를 계산한 것이다. 유형1과 4에서는 2~4배까지 초과강도계수를 보여주고 있으나 유형2와 3에서는 낮은 초과강도계수를 보여주고 있다. 이는 유형별 형태에 따라 초과강도계수가 민감한 것을 보여주는 것으로 성능평가에서 건축물의 유형이나 형태의 선정에 많은 검토가 필요함을 보여주고 있다.

FEMA P695에 따라 조절된 붕괴성능비율(Adjusted CMR, ACMR)을 계산하기 위해서는 스펙트럼가속도의 특성에 대한 비율과 모델링, 설계상세, 실험결과 및 지반기록의 특성에 대한 불확실성을 고려해야 한다.

또한 확률론적 통계 처리에서 성능평가를 위해서는 불확실성의 전체를 고려할 수 있는 전체 변수값의 계산이 필요하다. 여기에서 지진해석, 설계기준, 실험변수 및 지반운동의 개별 특성 등에 불확실성은 P695의 자료를 바탕으로 아래와 같이 가정되어 계산되었다. 전체 구조적연성비가 3이상이며 지진기록 대 지진기록의 불확실성비는 0.4로 가정되며 비선형구조물의 모델링은 전체 4단계(1. Superior, 2. Good, 3. Fair, 4. Poor)에서 3항의 Fair로, 구조물의 모델링의 값을 제시하는 실험적 데이터의 충분성은 2항

Table 4. Design and analysis parameters for different model types (archetype model)

Archetype ID	Basic Config.	Seismic Design Criteria										SMT (T) (g)
		SDC	No. of Stories	Reinf. Detail	R	T (sec)	T1 (sec)	Max. V (kN)	W (kN)	VDesign (kN)	ϕ (over-strength)	
11	Group 1	D_{max}	25F	Special	5.5	1.165	1.186	1242.01	8775.593	510.57	3.538	0.365
12		D_{max}	35F		5.5	2.251	1.526	958.02	12285.83	555.38	2.729	0.283
13		D_{max}	25F	Semi-special	5.5	1.165	1.186	1241.33	8775.59	510.57	3.536	0.365
14		D_{max}	35F		5.5	2.251	1.526	957.79	12285.83	555.38	2.728	0.283
15		D_{max}	25F	Normal	4.5	1.170	1.186	1094.36	8775.59	510.57	3.117	0.365
16		D_{max}	35F		4.5	2.258	1.526	883.71	12285.83	555.38	2.517	0.283
21	Group 2	D_{max}	25F	Special	5.5	4.301	1.186	312.03	7621.23	443.41	1.552	0.365
22		D_{max}	35F		5.5	7.620	1.526	221.04	10669.72	482.32	1.352	0.283
23		D_{max}	25F	Semi-special	5.5	4.301	1.186	312.01	7621.23	443.41	1.552	0.365
24		D_{max}	35F		5.5	7.620	1.526	221.06	10669.72	482.32	1.352	0.283
25		D_{max}	25F	Normal	4.5	4.302	1.186	306.51	7621.23	443.41	1.522	0.365
26		D_{max}	35F		4.5	7.621	1.526	218.42	10669.72	482.32	1.310	0.283
31	Group 3	D_{max}	25F	Special	5.5	3.274	1.186	419.41	6041.88	351.52	1.735	0.365
32		D_{max}	35F		5.5	5.587	1.526	352.46	8458.63	382.37	1.458	0.283
33		D_{max}	25F	Semi-special	5.5	3.274	1.186	419.01	6041.88	351.52	1.733	0.365
34		D_{max}	35F		5.5	5.587	1.526	352.22	8458.63	382.37	1.457	0.283
35		D_{max}	25F	Normal	4.5	3.275	1.186	412.06	6041.88	351.52	1.705	0.365
36		D_{max}	35F		4.5	5.588	1.526	348.54	8458.63	382.37	1.442	0.283
41	Group 4	D_{max}	25F	Special	6.0	2.222	1.186	906.67	5297.01	308.18	4.155	0.365
42		D_{max}	35F		6.0	3.953	1.526	815.37	7415.81	335.23	2.842	0.283
43		D_{max}	25F	Semi-special	6.0	2.222	1.186	901.37	5297.01	308.18	4.155	0.365
44		D_{max}	35F		6.0	3.953	1.526	812.42	7415.81	335.23	2.832	0.283
45		D_{max}	25F	Normal	5.0	2.223	1.186	871.49	5297.01	308.18	3.992	0.365
46		D_{max}	35F		5.0	3.954	1.526	787.30	7415.81	335.23	2.744	0.283

Table 5. Evaluation of final collapse margin ratio and acceptance criteria of shearwall systems

Basic Model ID	Design Configuration			Computed Adjusted Collapse Margin Ratio			Acceptance Check	
	Story	Seismic Detailing	SDC	CMR	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail
12	25	Semi-S	D	4.34	1.31	5.69	1.76	Pass
15	35	Semi-S	D	2.34	1.29	3.01	1.76	Pass
Average of Performance Group				3.34		4.35	2.38	Pass

의 Fair로, 그리고 구조물 설계기준조항의 평가는 1번 Superior로 판정을 하였다. 이에 따라 전체 불확실성에 대한 log-normal분포를 가정한 표준편차 β_{TOT} 의 값은 0.650으로 계산되었다.

앞의 Table 3은 본 연구에서 고려된 46개의 유형 모델에 대해 붕괴여유 비율(Collapse Margin Ratio, CMR)을 계산한 것이다. 준특수 전단벽 구조시스템은 특수경계요소의 효과로 인하여 모두 동적증분해석에서 기록된 성능 값이 최대발생가능지진에서 요구되는 요구 값보다 크게 계산되었으며 이에 따라 내진성능이 요구 값을 상회하는 결과를 보여주었다. 여기서의 내진 성능 결과는 준특수경계요소에 따른 콘크리트 구속 효과에 의해 구조

물의 붕괴에 대한 저항 성능이 더 커진 결과로 사료된다.

이에 따라 준특수상세를 가진 유형1, 2, 3, 4의 25층과 35층의 전단벽 구조시스템의 최종 성능평가는 Table 5와 같이 판정되었다. 각 유형에 대해서 ACMR 값은 최고값 6.38(유형1, 25층)에서 최저값 2.08(유형4, 35층)로 계산되어 허용 ACMR값인 1.62를 상회하여 성능만족을 보여주었다. 또한 각 유형그룹의 평균값도 4.90에서 2.79로 참고문헌에서 불확실성의 요구값에 따라 요구되는 2.30을 상회하여 요구되는 내진성능을 만족하는 것으로 계산되었다.

6. 결론

본 연구에서는 건축구조기준(KBC2009)에 맞게 설계된 RC전단벽 구조시스템을 경계요소의 상세에 따른 특수(w/ 경계요소), 특수(w/o 경계요소) 및 새롭게 제안된 준특수전단벽 구조시스템으로 구분한 후 상용 프로그램인 Perform-3D를 사용하여 비선형 해석모델을 수립하고 모델링에 대하여 비선형 정적해석과 비선형 동적증분해석을 수행하였다. 도출된 결론은 다음과 같다.

비선형 정적해석에서 유형1의 경우 25층 특수(w/ 경계요소)전단벽은 최대강도 1250kN이며, 3%의 변형 발생 후 강도가 크게 감소하였으며, 반면에 특수(w/o 경계요소)전단벽은 최대강도 1100kN이며, 1.6%의 횡변위에서 강도 감소가 이루어졌다. 35층 특수(w/ 경계요소)전단벽은 최대강도 700kN였으며, 특수(w/o 경계요소)전단벽은 최대강도 960kN이며 2.2%의 변형 발생 후 강도가 크게 감소하였다.

비선형 정적해석에서 유형2의 경우 25층과 35층 전단벽 구조시스템에서 경계요소의 상세에 따라 큰 차이가 없이 거의 동일한 거동을 보였다. 그 이유로 전단벽의 설계에서 25층에 해당하는 전단벽에서 특수(w/ 경계요소) 상세가 전체에 비해 비교적 작은 영역을 차지하기 때문에 효과가 작게 나타난 것으로 사료된다.

비선형 정적해석에서 유형3의 경우는 유형1과 같이 뚜렷한 차이가 보이지는 않지만 유형2보다는 항복 후 강도저하 비율이 더 크게 발생하는 것을 확인하였다. 그리고 유형4의 경우는 특수(w/ 경계요소)상세와 준특수상세의 최대강도는 같으나 강도저하 횡변위가 다르게 나왔다.

준특수상세를 가진 25층과 35층의 전단벽 구조시스템의 ACMR 값은 최고값 6.38(유형1, 25층)에서 최저값 2.08(유형4, 35층)로 계산되어 허용 ACMR 값인 1.62를 상회하여 성능만족을 보여주었다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 LH공사 토지주택연구원과 2011년도 한국연구재단의 연구비 지원사업(2011-0028552)에 의해 수행된 연구입니다. 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code and Commentary, c2009.
2. PERFORM Components and elements for PERFORM 3D and PERFORM-Collapse ver 4, Computers and Structures, Inc, CSI, Berkerly, CA; c2006.
3. FEMA-P965 : Quantification of Building Seismic Performance Factors, Federal Emergency Management Agency, FEMA; c2009.
4. Robert E. Englekirk, Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings.
5. John W. Wallace, Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled-Shear-Flexural Responses, PEER Report, c2006.
6. National Emergency Management Agency, Development of Seismic

- Fragility Functions of Domestic Architectural Structure, c2009, p. 219-234.
7. Chung L, Woo SS, Choi KY, Park TW, Seismic Performance Preliminary Evaluation Method of Reinforced Concrete Apartments with Bearing Wall system, Journal of the Korea Concrete Institute, 2007 Jun;19(3):393-400.
8. Han SW, Seok SW, Efficient Method for Selecting Ground Motions with a Mean Response Spectrum Matching a Target Spectrum, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2011 Oct; 15(5):1-10.
9. Architectural Institute of Korea, Guideline for Structural Design and Construction in Remodelling of Apartment Building, c2003.
10. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code and Commentary, c2005.
11. Ministry of Construction Transportation, A Study on the Seismic Design Code(II), c1997.
12. Ministry of Construction Transportation, Rule about Structure Standards of the Building, c1998.
13. Song HS, Han DH, Seismic capacity evaluation of RC building by seismic criteria in Korean, Journal of Architectural Institute of Korea Conference, 2008, Oct;28(1):65-68.
14. Seismic Performance Evaluations of RC Bearing Wall Systems with Coupling Beams - For Apartment Buildings in 1990s, Journal of Earthquake Engineering Society of Korea, 2011 Aug;15(4):22-31.
15. ATC, Quantification of Building seismic performance factors, ATC-63(FEMA695), ASCE 7-05, Applied Technology Council; c2005.
16. ASCE, Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil engineers; c2005.
17. Abrahamson NA, Silva WJ, Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes, Seismological Research Letters, 1997;68(1):94-127.
18. Campbell KW, Bozorgnia Y, NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10s, Earthquake Spectra, 2008;24:139 - 171.
19. Boore DM, Atkinson GM, Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01s and 10.0s, Earthquake Spectra, c2008, p.99-138.
20. Kottke AR, Rathje EM, A semi-automated procedure for selecting and scaling recorded earthquake motions for dynamic analysis, Earthquake Spectra, c2008, p.911-932.
21. Jayaram N, Lin T, Baker JW, A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance, Earthquake Spectra, 2011;27(3):797-815.
22. Baker JW, Cornell CA, Correlation of response spectral values for multicomponent ground motion, Bulletin the Seismological Society of America, 2006;96(1):215-227.
23. Chun YS, Lee KH, Lee HW, Park YE, Song JK, Seismic Performance of Special Shear Wall Structural System with Effectively Reduced Reinforcement Detail, Journal of Korea Concrete Institute, 2013

- Jun;25(3):271-281.
24. Yoon SJ, Lee KH, Chun YS, Kim TW. Analysis of Nonlinear Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall Systems Designed with Special and Semi-Special and Semi-Special Seismic Details, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013 Jan;17(1):43-51.
 25. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. ACI318-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, c2008.
 26. Korea Concrete Institute, Structural design code and commentary of RC concrete systems, c2009.
 27. Korea Land & Housing Corporation, Seismic performance evaluation of semi-special shearwall systems, c2011.