한국지진공학회 논문집 23권 3호 (통권 제129호)
2019년 5월

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 23 No. 3, 169-181
https://doi.org/10.5000/EESK.2019.23.3.169

비선형 동적해석에 의해 내진설계된 철근콘크리트 보통전단벽의 지진취약도 분석

Seismic Fragility Assessment of Ordinary RC Shear Walls Designed with a Nonlinear Dynamic Analysis

전성하[1)] · 박지훈[2)*]
Jeon, Seong-Ha[1)] · Park, Ji-Hun[2)*]
[1)]인천대학교 대학원 건축학과 박사과정, [2)]인천대학교 도시건축학부 교수
[1)]Ph.D. Candidate, Department of Architecture, Graduate School, Incheon National University, [2)]Professor, Division of Architecture and Urban Design, Incheon National University

/ ABSTRACT /

Seismic performance of ordinary reinforced concrete shear wall systems commonly used in high-rise residential buildings is evaluated. Three types of shear walls exceeding 60m in height are designed by performance-based seismic design. Then, incremental dynamic analysis is performed collapse probability is assessed in accordance with the procedure of FEMA P695. As a result, story drift, plastic rotation, and compressive strain are observed to be major failure modes, but shear failure occur little. Collapse probability and collapse margin ratio of performance groups do not meet requirement of FEMA P695. It is observed that critical wall elements fail due to excessive compressive strain. Therefore, the compressive strain of concrete at the boundary area of the shear wall needs to be evaluated with more conservative acceptance criteria.

Key words: Ordinary reinforced concrete shear wall, Seismic fragility, Incremental dynamic analysis, Performance-based seismic design

1. 서 론

2016년 개정된 건축구조기준(KBC2016)에 도입된 성능기반 내진설계는 기존 설계기준의 설계 계수와 방법의 적용가능 여부가 불확실한 경우 구조물에 대한 비선형해석을 수행하여 상세한 분석을 통해 구조물에 요구되는 구체적인 성능에 맞추어 구조물을 설계하는 방법을 말한다[1]. 구조물이 목표성능수준을 만족하는 경우 설계가 완료되나 성능을 만족하지 못하는 경우 반복적인 설계수정을 수행하여야 한다. 그러나 반복적인 설계수정을 통한 비선형 해석은 많은 노력과 시간이 요구된다.

최근 국내 공동주택은 고층의 전단벽식 구조시스템을 흔히 사용하고 있으나 건축구조기준(KBC2016)에서는 건축물의 높이가 60 m 이상이고 내진설계범주가 D에 해당하는 철근콘크리트 전단벽 구조시스템인 경우 전단벽을 보통전단벽이 아닌 특수전단벽으로 설계하도록 정의하고 있다. 특수전단벽은 규정에 따라 전단벽 단부에 경계요소를 설치하여야 하며 엄격한 배근상세를 요구한다. 따라서 전단벽 설계에 있어서 특수전단벽은 시공성 및 경제성에 부정적인 영향을 가지고 있다.

최근 철근콘크리트 전단벽 요소에 관련하여 지진취약도 분석을 수행한 국내 및 해외 연구가 다수 진행되어지고 있다. 국내 천영수 등(2013)의 연구에서는 내력벽 시스템의 보통전단벽 및 특수전단벽 그리고 벽체 단부의 경계조건을 완화시킨 특수전단벽 3개의 벽체에 대하여 지진취약도 분석을 수행하였으나 특수전단벽 및 완화된 특수전단벽에 관련된 내진성능평가만을 상세히 다루고 있다[2]. 해외의 연구중 Gogus and Wallace(2015)의 연구[3, 4]와 Rafie Nazari(2017)의 연구[5]는 보통전단벽 및 특수전단벽에 대한 내진성능을 평가하고 있지만 내력벽 시스템이 아닌 코어벽체에 대한 전단벽을 중심으로 평가하고 있다. 또한 각각 12층, 10층 높이의 해석모델을 최대높이로 선정하고 있어 현재의 고층 건물에 높이를 고려 시 비교적 높지 않은 벽체모델을 중심으로 연구를 수행하였다. 위와 같이 60 m 이상의 보통전단벽을 사용한 내력벽 구조시스템의 내진성능평가를 수행한 연구가 부족한 것으로 판단된다. 또한 기존 국내외 연구는 모두 극한강도설계법에 의해 사양기반으로 설계된 전단벽을 대상으로 하고 있는 것으로 나타나 성

*Corresponding author: Park, Ji-Hun
E-mail: jhpark606@inu.ac.kr
(Received January 28, 2019; Revised March 4, 2019; Accepted April 3, 2019)

능기반으로 설계된 전단벽의 내진성능에 관한 연구는 부족한 것으로 판단된다[2-9].

따라서 본 연구에서는 성능기반 내진설계를 통하여 설계된 60 m 이상의 고층 보통전단벽에 대한 지진취약도 분석을 수행하여 적절한 붕괴여유(collapse margin) 확보 여부를 검증하고자 하였다. 구조물의 성능을 평가하고 성능기반 내진설계의 성능목표를 효과적으로 예측하여 반복 수행되는 비선형 해석과정을 최소화하기 위한 지진취약도 분석은 FEMA P695에 따라 수행되었다[10]. FEMA P695는 현재의 내진기준에 제시되어 있지 않은 구조부재 및 구조시스템을 사용하여 구조물을 설계할 때 사용되는 내진성능계수를 검증할 수 있고, 증분동적해석을 수행하여 최대고려지진(maximum considered earthquake ground motion, 2,475년 재현주기)을 기준으로 한 붕괴확률에 따라 붕괴여유비(collopse margin ratio, CMR)를 산정하여 내진성능을 평가할 수 있다. 따라서 FEMA P695의 지진취약도 분석은 현재 건축구조기준의 설계범주에서 벗어나는 60 m 이상의 보통전단벽을 평가하기에 적절할 것으로 판단하였다. 성능기반설계 시 7개 이상의 지진에 대한 평균응답으로 설계를 수행하고, 지진취약도 분석에서는 30개의 지진파를 사용하여 보통전단벽의 성능을 분석하였다.

2. 성능기반 내진설계

성능기반 내진설계는 기본적으로 국내의 대한건축학회에서 발간한 "공동주택 성능기반 내진설계 지침"에 따라 수행하였으며 필요시 해외 지침을 참고 하였다[11, 12].

2.1 대상 구조물

해석에 사용된 구조시스템은 공동주택에 주로 사용되는 철근콘크리트 전단벽 시스템을 사용하였다. 다수의 실제 공동주택 평면을 조사한 뒤 높이가 다른 총 3개의 공동주택을 선정하였으며 각각의 공동주택 단위세대 평면에서 대표적인 벽체를 6개씩 선정하여 3개의 벽체 그룹을 구성하였다. 벽체 그룹은 각각 Type-A, Type-B, Type-C로 나타내었으며 벽체 그룹의 높이는 각각 70 m(25층), 81.2 m(29층), 109.2 m(39층)이다. 벽체그룹 구성에 선정된 6개 벽체의 단면은 전단벽 구조에서 흔히 사용되는 직사각형 및 T형 벽체 2가지로서 각각 4개 및 2개로 구성된다. Fig. 1은 Type-A 해석모델의 벽체 구성을 나타내고 있으며 Type-B, Type-C의 벽체 구성은 Type-A의 벽체 구성과 동일하나 층수, 벽체의 두께 및 길이의 차이를 가지고 있다. 구성된 개별 벽체모델의 길이는 2~9 m 범위에 속한다. 지진취약도 분석을 위해 반복 수행되는 비선형 동적해석에서 상당히 많은 시간과 노력이 필요하게 되는데 본 연구에서는 해석 시 동반되는 시간을 절약하고자 Fig. 1과 같이 대표적인 벽체들로 평면모델을 구성하였다. 따라서 이 연구는 평면해석 모델을 구성하였으므로 비틀림 효과가 크지 않은 구조물을 대상으로 한다. 각각의 해석모델 특성은 Table 1에 나타내었다.

Fig. 2는 기존에 설계된 공동주택 자료를 통해 조사된 벽체의 길이 별 축력비를 나타낸다. 벽체의 길이가 길수록 상대적으로 낮은 축력비를 가지는 것으로 나타났다. 벽체의 길이가 짧을수록 높은 축력비를 가지는 벽체가 증가하나 축력비가 낮은 벽체도 다수 존재하므로 이를 고려하여 각각의 벽체

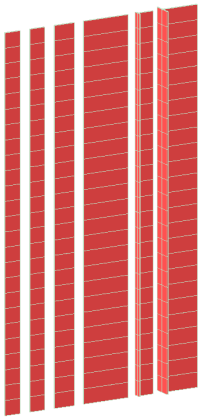


Fig. 1. Example of analysis models(Type-A)

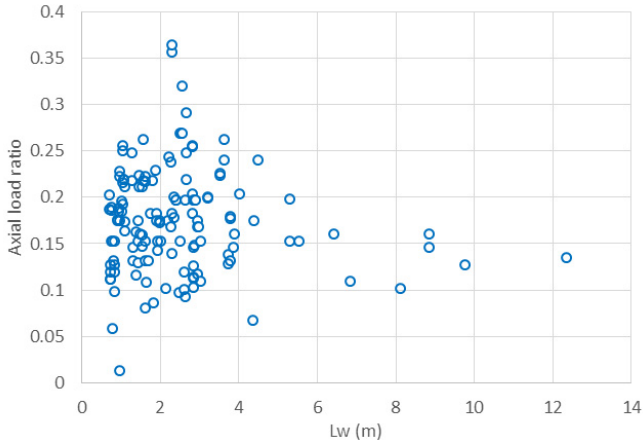


Fig. 2. Axial load ratio by wall length

Table 1. Characteristics of analysys model

Analysis Model		Length(m)		Thickness(m)		Axial load ratio	Height (m)	T1 (sec)
		Flange	Web	Flange	Web			
Type-A	R1	-	3	-	0.22	0.15	70	2.4
	R2	-	3	-	0.2	0.30		
	R3	-	4	-	0.22	0.2		
	R4	-	9	-	0.2	0.10		
	T1	1.5	3	0.22	0.22	0.3		
	T2	3.5	7	0.22	0.22	0.15		
Type-B	R1	-	2	-	0.25	0.10	81.2	3.6
	R2	-	2	-	0.25	0.24		
	R3	-	4	-	0.25	0.30		
	R4	-	9	-	0.2	0.15		
	T1	1.5	3	0.25	0.25	0.15		
	T2	3.5	5	0.25	0.27	0.25		
Type-C	R1	-	2	-	0.25	0.15	109.2	3.2
	R2	-	3	-	0.25	0.30		
	R3	-	5	-	0.35	0.25		
	R4	-	9	-	0.3	0.10		
	T1	3	3	0.35	0.35	0.15		
	T2	4.5	7	0.35	0.3	0.25		

그룹에서 짧은 벽체는 축력비가 낮은 것과 높은 것이 모두 포함되도록 모델을 구성하였다.

2.2 지반운동 및 스케일링

성능기반 내진설계를 위한 목표스펙트럼은 행정안전부에서 고시한 "내진설계기준 공통적용사항"의 2400년 재현주기 지진에 대한 표준설계응답스펙트럼을 사용하였다[13]. 건축구조기준에서 건축물의 높이가 60 m이상이며 내진설계범주 D에 해당하는 보통전단벽을 설계 시 성능기반 내진설계를 요구하고 있다. 따라서 내진설계범주 D에 해당하도록 지반조건은 S_4 지반을 적용하였으며 유효지반가속도 S는 0.22를 적용하였다.

Table 2. List of ground motion used in seismic design

Type	No.	Earthquake Name	Station Name	Mw	R_{jb} (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)
A	1	Imperial Valley-06	Delta	6.53	22.0	242
	2	Northridge-01	Northridge-17645 Saticoy St	6.69	0.0	281
	3	Superstition Hills-02	Brawley Airport	6.54	17.0	209
	4	Northridge-01	Playa Del Rey-Saran	6.69	24.4	346
	5	Loma Prieta	Fremont-Emerson Court	6.93	39.7	285
	6	Kobe Japan	Sakai	6.90	28.1	256
	7	Northridge-01	Camarillo	6.69	34.8	351
B	1	Imperial Valley-06	Delta	6.53	22.0	242
	2	Northridge-01	LA-Century City CC North	6.69	15.5	278
	3	Chuetsu-oki Japan	Niigata Nishi Kaba District	6.80	27.8	255
	4	Loma Prieta	Dumbarton Bridge West End FF	6.93	35.3	238
	5	Chuetsu-oki Japan	Kashiwazaki NPP Unit 1 : ground surface	6.80	0.0	329
	6	Chi-Chi Taiwan-06	CHY036	6.30	45.1	233
	7	Chuetsu-oki Japan	Hinodecho Yoshida Tsubame City	6.80	20.4	262
C	1	Imperial Valley-06	Delta	6.53	22.0	242
	2	Northridge-01	LA-Century City CC North	6.69	15.5	278
	3	Chi-Chi Taiwan-06	CHY036	6.30	45.1	233
	4	Northridge-01	Playa Del Rey-Saran	6.69	24.4	346
	5	Northridge-01	LA-Pico & Sentous	6.69	27.8	305
	6	Loma Prieta	APEEL 7-Pulgas	6.93	41.7	415
	7	Chuetsu-oki Japan	Joetsu Kita	6.80	29.0	334

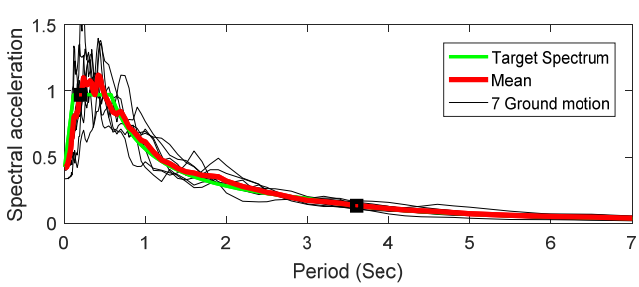


Fig. 3. Target response spectra and average response spectra by 7 ground motion scaling (Site class: S_4, Type-B)

비선형동적해석에 사용된 지진파는 PEER ground motion database의 NGA-West 2 지진파 목록에서 선정하여 사용하였다[14]. 규모 6~7에 해당하고 전단파속도가 150~420 m/s에 해당하는 지반운동 161개 중 설계스펙트럼과 가장 유사한 스펙트럼 형상을 가지는 7개를 선정하여 설계에 사용하였다. S_4 지반에 해당하는 전단파속도는 180 m/s 이상으로 정의하고 있으나 충분한 지반운동의 목록을 확보하기 위하여 전단파속도의 범위를 소량 증가하였다. 3개의 해석모델 각각의 지진파 정보는 Table 2에 나타내었다.

건축구조기준에서는 개별 지진파의 SRSS 스펙트럼을 1.3배된 설계스펙트럼에 맞추어야 하며 이 때 개별 지진파의 스펙트럼이 설계스펙트럼의 90%보다 크도록 조정하여야 한다. 설계 스펙트럼과 가장 유사한 스펙트럼 형상을 가지는 지진파를 선정하기 위한 방법으로는 한상환 등이 제안한 방법을 사용하였다[15].

현재 건축구조기준에서는 조정구간을 1차모드 주기인 T_1의 0.2~1.5배로 정의하고 있으나 본 연구에서는 고차모드의 영향을 고려하기 위해 조정구간을 모드 질량참여율이 90% 이상인 주기에서 1.5배 까지로 정의하였다. Fig. 3에 대표적으로 Type-B 해석모델의 지진파 배율조정에 의한 스펙트럼과 설계 스펙트럼을 나타내었다.

이 연구에서는 3차원 해석이 아닌 평면해석을 수행하였다. 이를 위하여 X방향과 Y방향으로 동일한 벽체 그룹이 배치되며, 편심에 의한 비틀림 효과는 없다고 가정하였다. 7쌍의 지진파를 구성하는 X방향의 7개 및 Y방향 7개 지진파 중에서 불리한 방향에 대한 성능기반 내진설계 결과를 토대로 지진취약도 분석을 수행하였다.

2.3 기본설계

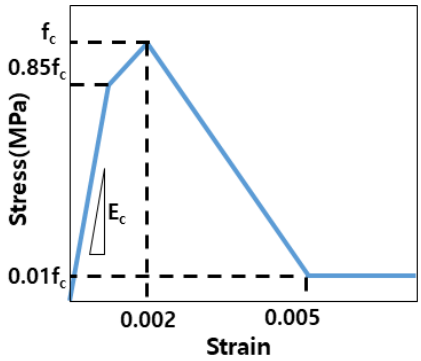
성능기반 내진설계를 수행하기 위해서는 먼저 기본설계 과정을 통하여 구조물을 설계하여야 하며 기 KBC2016에 따른 설계지진력은 등가정적해석법에 의한 밑면전단력의 75% 수준으로 규정하고 있다. 응답스펙트럼해석의 밑면전단력이 등가정적해석법의 밑면전단력의 75% 수준에 미치지 않는다면 설계값에 보정계수 C_m을 적용하여 설계하여야 한다.

$$C_m = 0.75\frac{V}{V_t} \geq 1.0 \tag{1}$$

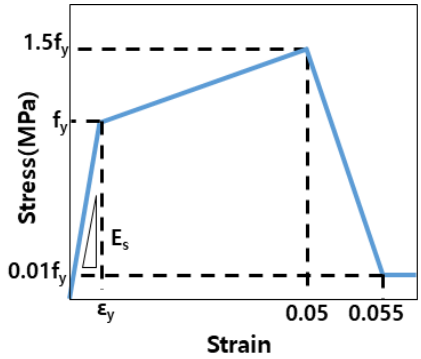
여기서, V는 등가정적해석에 의한 밑면전단력, V_t는 응답스펙트럼해석에 의한 밑면전단력이다. KBC2016에 따라 반응수정계수 R은 보통전단벽 구조의 4.0, 중요도계수 I는 중요도(1)에 해당되는 1.2를 적용하여 기본설계를 수행하였다. 해석모델 별 콘크리트 압축강도 및 철근의 항복강도는 Table 3에 나타내었다. 기본설계는 MIDAS GEN 및 MIDAS ADS를 사용하여 수행하였다.

Table 3. Material property of analysis model

Analysis Model	Floor	fc (MPa)	fy (MPa)
Type-A	11-25	21	400
	1-10	24	
Type-B	16-29	21	400
	6-15	24	
	1-5	27	
Type-C	26-39	21	400
	21-25	24	
	11-20	27	
	6-10	30	
	1-5	35	



(a) Concrete



(b) Rebar

Fig. 4. Nonlinear model of concrete and rebar

2.4 비선형 모델링

비선형 해석모델의 전단벽은 섬유요소(fiber element) 모델을 사용하였으며 Fig. 4에 콘크리트와 철근의 비선형 모델을 각각 나타내었다. 콘크리트 최대압축응력 이전에 콘크리트 모델의 비선형 거동은 Mander and Priestley의 콘크리트 모델을 참고하였다[16]. 국내 성능기반 내진설계 지침에서는 최대응력 이후 콘크리트의 잔류응력 시의 변형률을 0.003으로 정의하고 있으나 이는 콘크리트의 변형능력을 과소평가할 수 있다. 적절한 콘크리트의 변형능력을 확인하기 위해 Dazio et al. 전단벽 실험결과와 본 연구에서 사용한 콘크리트 모델에 따른 벽체의 해석결과를 비교하여 Fig. 5에 나타내었다[17]. 비교결과 최대압축응력 이후 압축응력이 0이 되는 콘크리트의 최대변형률이 0.005일 때 실험결과와 해석결과가 각 사이클마다 잘 일치하는 것을 확인할 수 있었으며 강도저하가 일어나는 시점도 잘 모사하였다. 따라서 본 연구에서는 최대압축응력 이후 압축응력이 0이 되는 콘크리트의 최대변형률을 0.005로 선정하였다. 철근의 비선형 모델은 Thomsen and Wallace, Orakcal and Wallace, Tuna의 문헌을 참고하였다[18-20]. 철근의 인장강도는 항복강도의 1.5배로 선정하였으며 해당 시점에서의 인장변형률은 0.05이다. 철근의 비선형 모델은 대칭으로 작성하였으나 압축변형률의 한계는 0.02인 것으로 판단하였다.

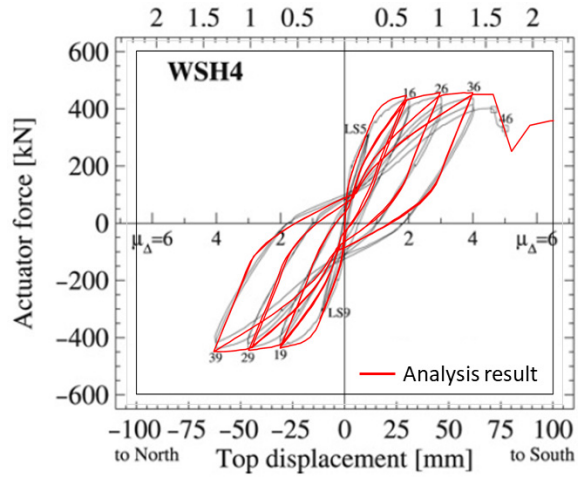


Fig. 5. Comparison of experimental result and analysis result

모든 벽체는 세장비(=높이/길이)가 3을 크게 초과하므로 Thomsen and Wallace의 연구에 따라 휨이 지배한다. 따라서 벽체의 전단은 탄성으로 모델링하고 힘지배 거동으로 간주하였다. 국내의 공동주택 성능기반 내진설계 지침 및 ASCE 41-13을 참고하여 따라 전단벽의 전단강성에 비균열 강성을 적용하였다[11, 21]. Su and Cheng의 연구에서는 내력벽 형식의 고층건물에 전이층이 존재하는 경우에 저층부에서 전단력이 증폭되는 효과가 있음을 지적하고 있으나[22] 이 연구의 대상 구조물은 전이층이 존재하지 않으므로 과다한 전단력에 의한 비탄성 거동이 발생할 가능성은 크지 않다고 판단하였다. 비선형 모델링 및 해석은 PERFORM 3D V6를 사용하여 수행하였다.

2.5 성능목표와 허용기준

KBC 2016 및 공동주택 성능기반 내진설계 지침에서는 내력벽식 공동주택의 내진성능목표를 최대고려지진에 대해서 붕괴방지 및 설계지진의 1.2배에 대해서 인명안전으로 제시하고 있다. TBI 등의 해외지침에서는 보편적인 성능목표로서 최대고려지진에 대해서 붕괴방지를 제시하고 있다[12]. 이 연구에서는 국내외적으로 공통된 성능목표인 최대고려지진에 대한 붕괴방지를 성능목표로 설계를 수행하였다.

허용기준으로서 층간변위비, 소성회전각, 전단강도 및 콘크리트 압축단부 변형률을 고려하였다. 붕괴방지를 위한 최대층간변위비는 대한건축학회 공동주택 성능기반 내진설계 지침에서 평균이 최대 2.0%를 넘지 않도록 규정하고 있다. TBI v2.03은 붕괴방지를 위해 모든 지반운동에 대해서 평균 최대층간변위비를 3.0%로, 개별 지진파의 최대층간변위비를 4.5%로 제한하고 있다[11, 12]. 본 연구에서 사용한 전단벽 모델은 보통전단벽을

Table 4. Acceptance criteria of shear design

Category	Equation of force-controlled actions
AIK guideline	$\gamma Q_u \le \phi Q_n$, γ=1.2, ϕ=1.0
Hassan et al. Moehle et al.	$\gamma Q_u \le \phi Q_e$, γ=1.5, ϕ=1.0
TBI v2.03	$\gamma Q_u \le \phi B Q_n$ γ=1.3, ϕ=0.75, $B = 0.9(1.5Q_e/Q_n)$ Simplified as follows if flexural rotation is not large $1.12Q_u \le Q_n$

사용하였으므로 해외지침의 3.0%는 구조물의 성능을 과대평가 할 수 있을 것으로 판단하여 설계 시 최대층간변위비의 평균치를 2.0%로 제한하였다.

벽체의 소성회전각 허용기준은 공동주택 성능기반 내진설계 지침에 따랐으며, 이는 ASCE 41-13과 동일하다. ASCE 41-13의 회전각 허용기준은 벽체의 항복회전각과 붕괴방지 수준의 소성회전각을 합하여 산정하게 되어있다. 허용되는 회전각 산정에 사용된 항복회전각은 식 (2)에 따라 산정하였다. 항복모멘트강도 M_y는 Haselton et al.의 회귀분석에 따라 식 (3)과 같이 산정할 수 있다[23].

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c I}\right) l_p \tag{2}$$

$$M_n / M_y = 1.13 \tag{3}$$

여기서, M_n과 M_y는 각각 공칭 및 항복 휨모멘트강도이며 E_c는 콘크리트 탄성계수, I는 단면2차모멘트이다. l_p는 지상으로부터 소성힌지까지의 거리를 뜻하며 본 연구에서는 ASCE 41-13에 따라 $l_p = 0.5l$로 산정하였다.

전단은 힘지배 작용으로서 하중의 증폭계수를 고려한 소요작용력을 만족하도록 부재를 설계하였다. Table 4에는 국내 및 해외 설계 지침 및 관련 문헌의 전단설계에 대해 나타내었다. Q_n과 Q_e는 설계기준강도를 적용한 공칭강도 및 재료의 기대강도를 적용한 공칭강도를 나타내고 있으며 Q_u는 소요작용력으로서 각 지진파 응답의 평균이다. γ와 ϕ는 하중증폭계수 및 강도감소계수이며 B는 공칭강도식의 편향성을 보정하기 위한 계수이다.

공동주택 성능기반내진설계 지침에서는 ϕ를 1.0으로 사용하고 γ는 1.2를 사용하여 Q_n이 Q_u를 만족하도록 규정하고 있다[11]. Hassan et al. 및 Moehle et al.의 연구에 의하면 공동주택 성능기반내진설계 지침과 동일한 수식관계를 사용하고 있지만 γ는 1.5를 사용하고 있으며 Q_n이 아닌 Q_e로 평가하고 있다[24, 25]. TBI v2.03에서는 γ=1.3을 사용하는 것으로 변경되었으나 ϕ를 0.75로 사용하고 B를 적용한 전단강도로 평가하고 있다.

이 연구에서는 적정 증폭계수 수준을 검토하기 위해 국내 및 해외에서 사용하는 증폭계수를 고려하여 1.0배, 1.2배 및 1.5배의 하중증폭계수를 적용하였으며 공동주택 성능기반내진설계 지침의 수식관계를 사용하여 전단설계를 수행하였다.

국내 공동주택 성능기반 내진설계 지침에서는 전단벽 단부의 경계요소가 없는 비횡구속 콘크리트의 최대응력에 대응하는 압축변형률을 0.002로 제한하고 있다. 이는 콘크리트의 변형률이 지나치게 클 경우 건물의 변형능력이 과대평가될 수 있음을 고려한 것이다. 따라서 본 연구에서도 건물의 변형능력을 과대평가하는 것을 방지하기 위하여 전단벽 단부의 압축변형률을 0.002로 제한하여 설계하였다.

Table 5. Reinforcement results of shear wall

Model		Floor	Vertical reinforce-ment	Floor	Horizontal reinforcement		
					Design to $1.0V_u$	Design to $1.2V_u$	Design to $1.5V_u$
Type A	R1	1~25	D10@400	1~25	D10@330	D10@330	D10@330
	R2	1~25	D10@400	3~25	D10@360	D10@360	D10@360
				1~2	D10@360	D10@360	D10@340
	R3	1~25	D10@400	1~25	D10@330	D10@330	D10@330
	R4	15~25	D10@400	6~25	D10@360	D10@360	D10@360
		1~14	D13@400	2~5	D10@360	D10@360	D10@170
				1	D10@200	D10@160	D10@120
	T1	1~25	D10@400	4~25	D10@330	D10@330	D10@330
				1~3	D10@330	D10@220	D10@160
	T2	19~25	D10@400	16~25	D10@330	D10@330	D10@330
				8~15	D10@330	D10@330	D10@160
		1~18	D13@400	6~7	D10@330	D10@170	D10@130
				1~5	D10@160	D10@120	D10@90
Type B	R1	1~29	D10@400	1~29	D10@290	D10@290	D10@290
	R2	1~29	D10@370	1~29	D10@330	D10@330	D10@330
	R3	1~29	D10@370	3~29	D10@270	D10@270	D10@270
				1~2	D10@270	D10@270	D10@130
	R4	22~29	D10@400	11~29	D10@360	D10@360	D10@360
				8~10	D10@360	D10@360	D10@170
		1~21	D13@400	4~7	D10@360	D10@160	D10@130
				1~3	D10@160	D10@130	D10@100
	T1	3~29	D10@400	3~29	D10@290	D10@290	D10@290
		1~2	D13@400	1~2	D10@290	D10@290	D10@190
	T2	9~29	D10@300	10~29	D10@270	D10@270	D10@270
				7~9	D10@270	D10@270	D10@140
		1~8	D13@300	5~6	D10@270	D10@130	D10@100
				1~4	D10@110	D10@90	D10@70
Type C	R1	1~39	D10@400	1~39	D10@290	D10@290	D10@290
	R2	1~39	D10@400	1~39	D10@290	D10@290	D10@290
	R3	1~39	D10@300	1~39	D10@210	D10@210	D10@210
	R4	1~39	D10@400	1~39	D10@240	D10@240	D10@240
	T1	1~39	D10@300	1~39	D10@210	D10@210	D10@210
	T2	1~39	D10@300	1~39	D10@240	D10@240	D10@240

2.6 해석 및 설계결과

해석모델의 목표성능 만족여부를 확인하기 위하여 선정된 7개의 지진파에 대해 비선형동적해석을 수행하였다. 층간변위, 회전각, 압축변형률에 대한 검토를 수행하였으며 7개 지진력에 대한 평균응답으로 평가하였다. 한 쌍의 지진파 내에서 방향별 지진파의 차이를 고려하기 위해 X방향 7개 지진파에 대한 설계요구조건과 Y방향 7개 지진파에 대한 설계요구조건을 모두 만족하도록 벽체를 설계하였다. 벽체의 철근은 2열로 배근하였으며

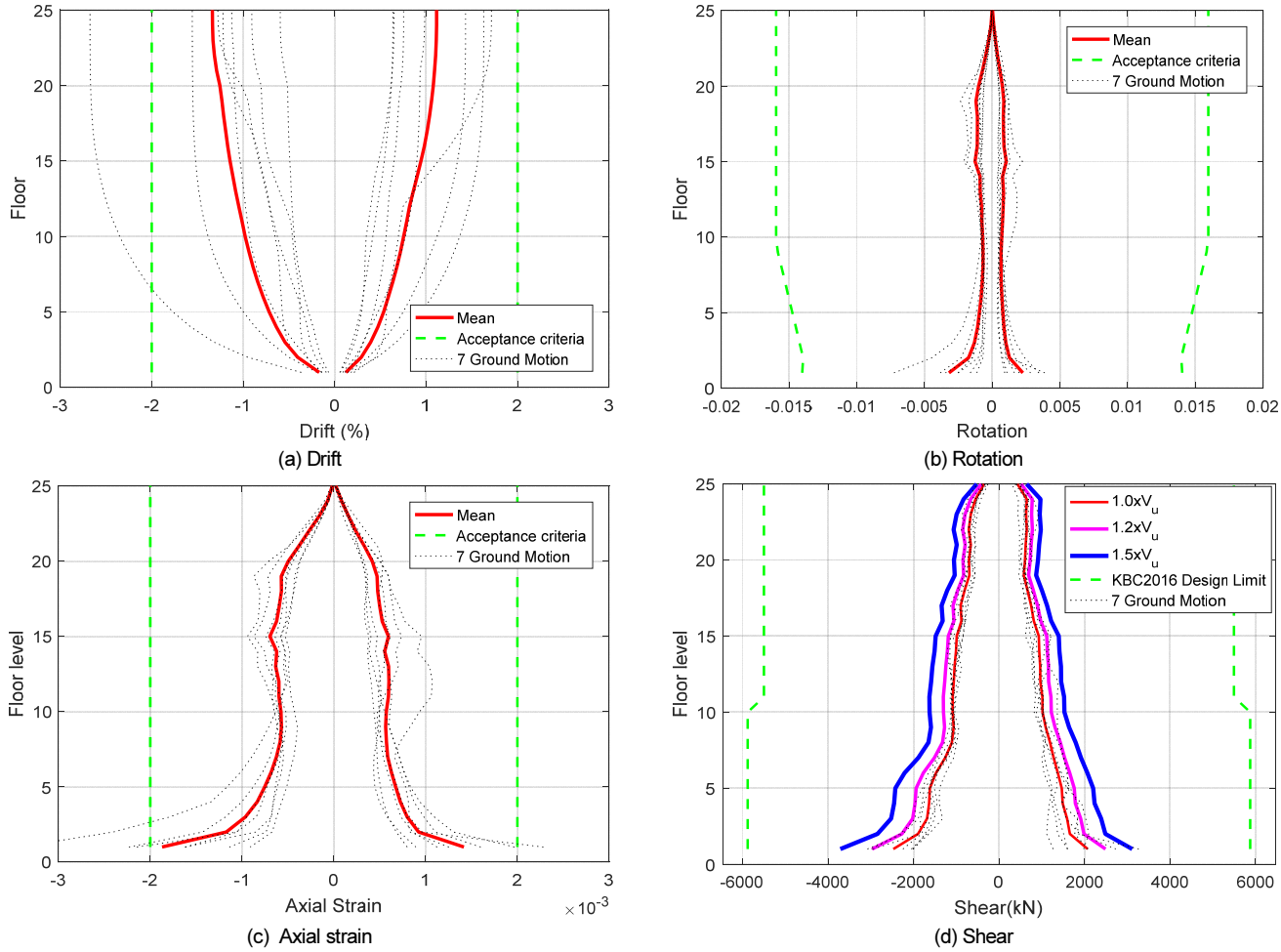


Fig. 6. Example of Type-A-R4 design result

Table 6. Design results for average response of 7 ground motions

Analysis Model		DCR					
		Drift	Rotation	Axial Strain	Shear		
					Design to $1.0V_u$	Design to $1.2V_u$	Design to $1.5V_u$
Type-A	R1	0.72	0.19	0.50	0.40	0.48	0.60
	R2		**0.39**	0.75	0.72	0.86	0.99
	R3		0.25	0.75	0.64	0.77	0.97
	R4		0.19	0.90	0.99	0.99	0.99
	T1		0.39	0.80	0.99	0.98	0.99
	T2		0.19	**0.95**	0.98	0.97	0.99
Type-B	R1	0.67	0.14	0.30	0.25	0.30	0.38
	R2		**0.37**	0.50	0.46	0.55	0.69
	R3		0.35	0.80	0.81	0.97	0.98
	R4		0.20	0.85	0.99	0.98	0.98
	T1		0.17	0.60	0.70	0.84	0.99
	T2		0.35	**0.95**	0.99	0.96	0.98
Type-C	R1	0.67	0.14	0.10	0.06	0.08	0.10
	R2		**0.18**	0.25	0.17	0.20	0.25
	R3		0.17	0.30	0.28	0.34	0.42
	R4		0.09	0.25	0.24	0.28	0.35
	T1		0.12	0.20	0.22	0.26	0.32
	T2		0.16	**0.30**	0.41	0.49	0.61

배근정보는 Table 5에 나타내었다.

비선형해석결과 Type-A, Type-B, Type-C 각각의 벽체모델 모두 층간변위비, 소성회전각, 압축단부 변형률에 대한 허용기준을 만족하는 것으로 나타났으며 Fig. 6(a)~(c)와 Table 6에 해석결과를 나타내었다. Fig. 6의 그래프에서 +, - 부호는 지진파 방향에 따른 해석결과를 의미한다. Table 6의 결과는 해석모델의 모든 층에서 발생한 데이터의 최대값으로 산정한 결과이다. Type-A, Type-B, Type-C 각각의 평균 최대층간변위는 1.44%, 1.33%, 1.33%인 것으로 나타나 설계허용기준을 만족하였다. Table 6의 회전각은 최대소성회전각의 평균과 ASCE 41-13의 허용기준 비율로 나타내었다. 해석결과 3개의 해석모델 6개 벽체 모두 붕괴방지 성능을 만족하는 것으로 나타났다. 전단벽 단부의 압축변형률도 모두 0.002를 만족하는 것으로 나타났다.

전단벽에 작용하는 전단력은 Fig. 6(d)에 나타내었다. 7개의 지진파에 대한 평균응답에 전단증폭계수 1.2배, 1.5배를 고려하여 나타내었으며 최대 전단력 위치에서의 전단설계결과를 Table 6에 나타내었다. 이 설계결과는 지진취약도 분석 시 사용되는 기준 값으로 사용된다. DCR이 여유가 있게 설계된 벽체가 존재하는데 이는 증폭된 소요전단력이 건축구조기준의 최소철근비 규정을 만족하는 벽체 최소 전단강도 수준에 도달하지 못하여 발생한 설계결과이다.

3. 지진취약도 평가절차

3.1 FEMA P695

기준에 제시되지 않은 구조시스템의 내진성능계수를 평가하기 위한 방법론 중 하나인 FEMA P695를 통하여 내진성능평가를 수행하였다. FEMA P695에서는 최대고려지진을 기준으로 지진력 저항시스템이 허용 가능한 붕괴확률을 갖도록 하여 목표성능을 만족하도록 하고 있다.

성능평가는 증분동적해석을 수행한 뒤 지진취약도 분석을 통해 MCE에 대한 붕괴여유비(collapse margin ratio, CMR)를 산정하여 평가한다. 해석에 사용하는 지반운동 스펙트럼 형상이 사용하는 설계스펙트럼 형상과 상이한 경우 해석결과에 큰 차이가 나타날 수 있다. Baker and Cornell은 MCE 수준의 미국 서부 지진 스펙트럼 모양과 ASCE 7-05의 설계스펙트럼의 형상이 특정한 주기 범위에서 큰 편차가 있음을 확인하였다[26]. 또한 이와 같은 차이를 가지는 각각의 스펙트럼을 대상으로 구조물을 해석한 결과 붕괴 성능에 큰 차이가 나타남을 보고하였다. Baker and Cornell은 위와 같은 차이를 보완하고자 조건부 스펙트럼(conditional spectrum)을 제안하였다. 조건부 스펙트럼은 관심주기에서 특정한 재현주기에 해당하는 설계스펙트럼가속도를 갖고, 다른 주기에서의 설계스펙트럼가속도는 이를 조건부로 하는 백분위수로 결정되는 스펙트럼이다. 따라서 조건부 스펙트럼은 관심주기 이외의 주기에서 스펙트럼의 변동성에 대한 통계적 정보를 제공한다. 이 연구에서는 이를 활용하기 위하여 조건부 스펙트럼을 사용하여 지진파의 선정 및 보정을 수행하였다.

FEMA P695에서는 일반적인 구조설계기준의 스펙트럼 형상을 사용할 경우 위와 같은 스펙트럼 형상에 따른 성능 차이를 보정해주기 위하여 보정계수 SSF(spectral shape factor)를 사용하여 CMR을 ACMR(adjusted collapse margin ratio)로 수정하여 평가하도록 하고 있다. 그러나 본 연구에서는 성능평가에 사용하는 목표 응답스펙트럼으로 조건부 스펙트럼을 사용하였으므로 보정없이 CMR을 ACMR로 간주하였다.

FEMA P695의 붕괴방지 허용기준은 첫 번째로 CMR이 허용치 이상일 것, 두 번째로 MCE 수준의 스펙트럼가속도에서 붕괴확률이 10%이하일 것을 요구하고 있다. 이를 검토하기 위한 누적대수정규분포함수 형태의 지진취약도 곡선 예시를 Fig. 7에 나타내었다. Fig. 7에서 CMR은 $\hat{S}_{CT}/S_{MT}$으로 정의되고, S_{MT}는 MCE 수준의 스펙트럼에서 해석모델의 1차모드 주기에 해당하는 스펙트럼가속도, $\hat{S}_{CT}$는 지진취약도 곡선에서 붕괴확률이 50%일 때의 스펙트럼 가속도이다. 붕괴확률은 S_{MT}에서의 붕괴확률을 기준으로 평가한다. 지진취약도 곡선 작성 시 불확실성을 고려하기 위한 대수정규분포의 표준편차 β는 FEMA P695에 따라 결정하였다.

지진취약도 곡선을 작성하기 위해서 증분동적해석(IDA, incremental dynamic analysis)을 수행하였으며 해석결과 예시를 Fig. 8에 나타내었다. 지반운동의 세기(intensity measure, IM)은 각 구조물의 1차모드 스펙트럼가속도를 채택하였다.

3.2 증분동적해석을 위한 지반운동

증분동적해석에 사용된 지반운동은 Baker and Lee의 연구에 따라 배율

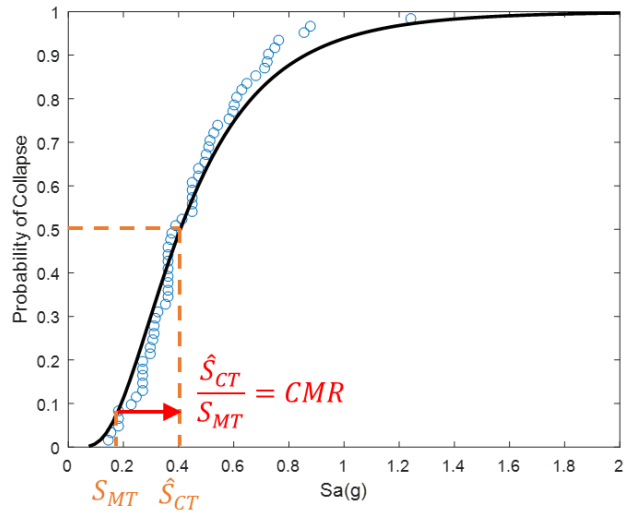


Fig. 7. Example of seismic fragility curve

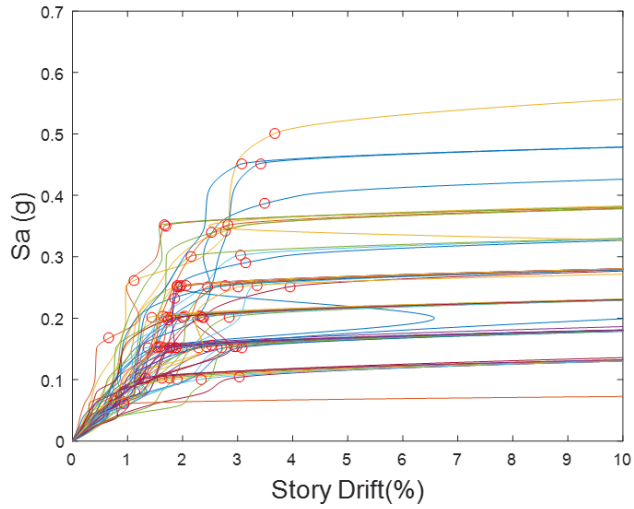


Fig. 8. Example of Incremental dynamic analysis (Story drift failure)

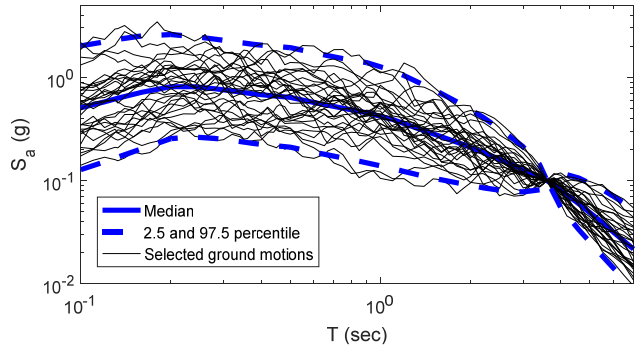
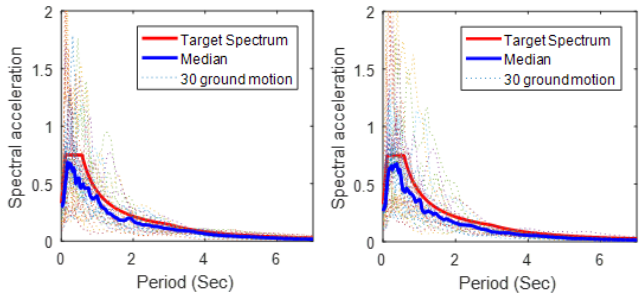


Fig. 9. Target conditional spectrum and scaled GMRotD100 spectra for incremental dynamic analysis (Type-B)

조정에 의해 조건부스펙트럼의 확률분포에 부합하는 30개의 지진파를 해석모델 그룹 별로 각각 선정하였고 Fig. 9에 Type-B의 지진파 스펙트럼을 예시로 나타내었다[27]. 조건부스펙트럼 작성 시 지진 특성은 모멘트 규모 6.0, 진앙거리는 10 km로 설정하였으며 관심주기는 각 해석모델의 1차모드 주기를 사용하였다. 선정된 지반운동 목록은 설계 시와 마찬가지로 PEER



(a) Type B, X-axis (b) Type B, Y-axis

Fig. 10. Target and scaled response spectra

ground motion database의 NGA-West 2 지진파 목록을 사용하였다.

지진파의 배율조정 시 목표스펙트럼이 최대의 스펙트럼가속도를 갖는 방향으로 작성된 것으로 가정하였으며, 따라서 각각의 지진파는 주기별로 기하평균 스펙트럼가속도가 가장 커지는 입사방향을 택하여 작성된 스펙트럼인 GMRotD100 스펙트럼을 기준으로 조정하였다[28, 29].

해석모델 별로 GMRotD100에 대한 30개의 지반운동을 선정하고 대상 벽체그룹의 면내 방향이 배율조정된 각 지진파 쌍의 X 또는 Y 방향과 무작위적으로 일치한다고 가정하였다. 따라서 X방향 및 Y방향의 지진파를 모두 사용하여 총 60개로 증분동적해석을 수행하였다. Fig. 10에 Type-B 모델에 적용한 각 방향 개별 지반운동 스펙트럼 및 설계스펙트럼을 대표로 나타내었다. 조건부 스펙트럼을 기준 조정되었기 때문에 방향별 중앙값 스펙트럼이 각 구조물의 1차모드 주기에서 목표스펙트럼에 근접하는 경향을 가진다.

3.3 파괴모드 판정

본 연구에서는 구조물의 붕괴를 판단하기 위한 한계상태로서 층간변위의 급격한 증가, 허용소성회전각 초과, 벽체 단부의 압축파괴, 벽체의 전단파괴를 고려하였다. 4가지의 파괴모드에 대한 정의는 다음과 같다.

3.3.1 층간변위

층간변위에 기초한 붕괴 판정은 IDA 곡선에 기초하고 있다. 층간변위와 1차모드의 스펙트럼가속도로 IDA 곡선을 도시하면 Fig. 8과 같다. 층간변위에 의한 구조물의 붕괴는 급격한 변형이 일어나 구조적 불안정성을 보일 때 발생한다. 즉 스펙트럼 가속도의 증가가 미소하나 층간변위비가 크게 증가하는 경우에 해당된다. Vamvatsikos and Cornell의 연구에 따라 증분동적해석결과 그래프의 초기강성을 산정한 후 초기강성의 20% 수준으로 강성이 감소하는 IM에서 붕괴가 발생하는 것으로 판단하였다[30].

3.3.2 소성회전각

증분동적해석에서 최대소성회전각이 최초로 허용소성회전각에 도달하는 스펙트럼가속도 수준에서 붕괴가 발생하는 것으로 판단하였다. 허용소성회전각으로는 ASCE 41-13에서 정의하고 있는 붕괴방지 수준의 소성회전각을 적용하였다. 이 소성회전각은 동적응답에서 나타나는 축력비와 전단력비 그리고 벽체 단부에서의 콘크리트 구속여부를 고려하여 결정하였다.

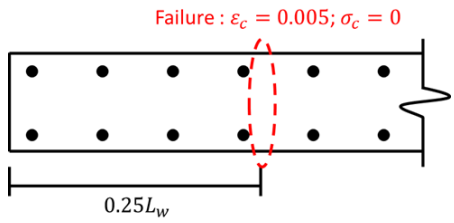


Fig. 11. Concrete crushing in unconfined wall

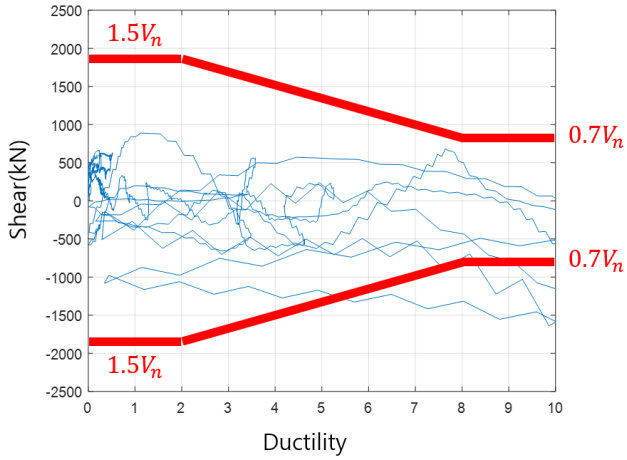


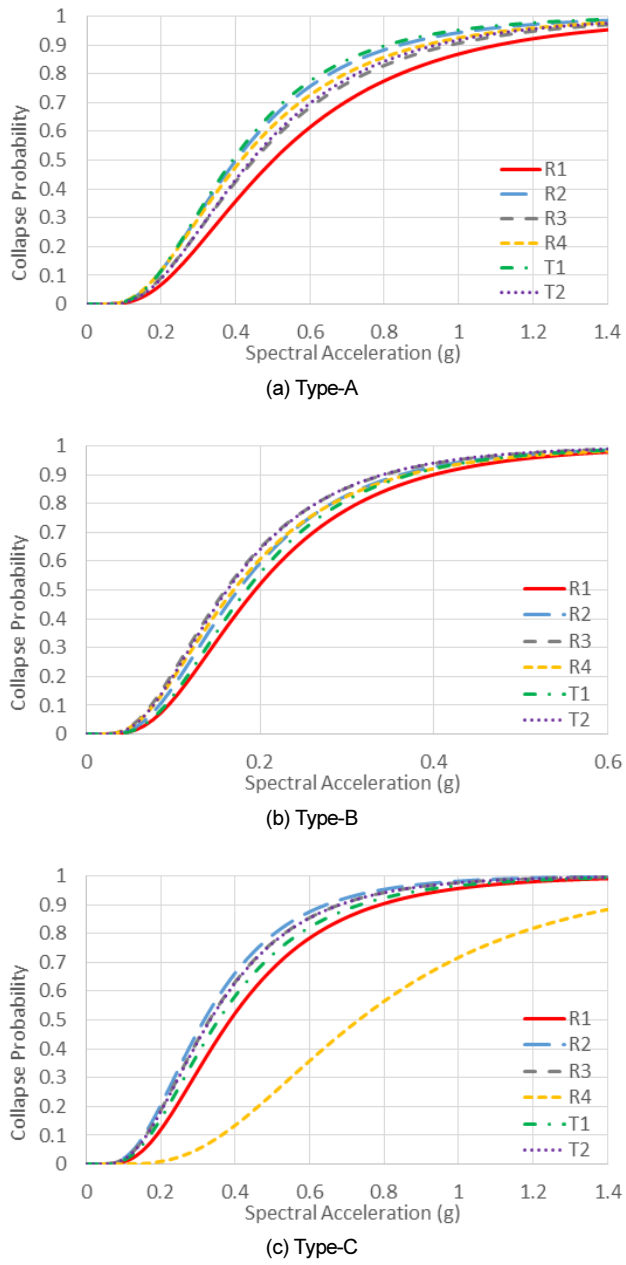
Fig. 12. Example of shear failure

3.3.3 압축변형률

벽체 단부에서 콘크리트 압축파괴가 일어나는 경우 구조물의 불안정성을 유발할 수 있다. Gogus and Wallace의 연구 및 NIST 10-917-8 보고서에 따르면 보통전단벽의 압축 단부파괴는 Fig. 11과 같이 압축단부에서 벽체길이의 25% 떨어진 위치에서의 콘크리트의 압축응력이 0이 되는 시점으로 가정하고 있다[3, 4], [31]. 이는 푸쉬오버 해석에서 이 위치의 콘크리트 응력이 0일 때 구조물의 불안정성이 발생하는 것으로 나타난 데에 근거한 것으로서 본 연구에서도 동일하게 적용하였다. 다만 이 연구에서는 콘크리트의 응력이 잔류강도 수준(최대강도의 1%)에 도달하는 압축변형률 0.005를 기준으로 압축파괴를 판정하였다.

3.3.4 전단강도

기존 연구에서는 기존 실험데이터들을 통해 휨 연성도에 따라 전단강도를 저감하여 평가하고 있다[19], [32, 33]. 이는 벽체의 휨 변형에 따라 손상이 증가할 경우 전단강도가 낮아질 수 있는 것을 고려한 것이다. 본 연구에서는 Gogus의 연구에서 제시된 연성능력에 따른 전단강도의 포락선을 채택하였으며 이를 초과하는 경우 전단파괴가 일어나는 것으로 판단하였다. 전단력과 휨연성도의 이력에 기초한 전단파괴 판정 예시를 Fig. 12에 나타내었다. 휨연성도가 2이하인 경우에는 공칭강도의 1.5배를 사용하고 있으며 휨연성도가 8이상인 경우에는 공칭강도의 0.7배 를 사용하고 있다. 휨연성도 값이 2와 8사이인 경우에는 선형보간한다.



(a) Type-A

(b) Type-B

(c) Type-C

Fig. 13. Seismic fragility curve by analysis model

4. 지진취약도 평가결과

Fig. 13과 Tables 7 and 8에서는 대한건축학회 공동주택 성능기반 내진설계 지침에 따라 1.2배 요구전단력을 만족하도록 설계된 각각의 벽체모델에 대하여 증분동적해석을 통한 지진취약도 분석결과를 나타내었다. Fig. 13의 지진취약도 곡선은 층간변위, 회전각, 압축변형률, 전단강도에 대한 파괴모드를 모두 고려하여 가장 취약한 파괴모드의 스펙트럼 가속도를 사용하여 작성한 결과이다.

FEMA P695에서는 개별 모델의 붕괴확률을 20%로 제한하고 있으며 동일한 시스템을 갖는 구조물 군인 성능그룹(performance group)의 평균은 10%로 제한하고 있다. Table 7에서 각 벽체그룹의 붕괴확률을 개별 벽체의 붕괴확률 중 최대값으로 본다면 Type-B 벽체그룹에서만 붕괴확률

Table 7. Summary of collapse probability of RC wall model (Designed by 1.2 times Shear demands)

Model		length (m)	Axial load ratio(%)	MCE Collapse probability (%)	Pass/Fail
Type-A	R1	3	15	5.0	Pass
	R2	**3**	**20**	**8.6**	
	R3	4	15	6.8	
	R4	9	10	8.4	
	T1	3	24	8.2	
	T2	7	13	5.7	
Type-B	R1	2	10	12.0	Fail
	R2	2	24	16.5	
	R3	**4**	**30**	**21.5**	
	R4	9	15	19.5	
	T1	3	15	13.4	
	T2	5	25	20.3	
Type-C	R1	2	15	2.3	Pass
	R2	**3**	**30**	**4.8**	
	R3	5	25	4.3	
	R4	9	10	0.1	
	T1	3	15	3.4	
	T2	7	25	4.1	
Performance Group (Average)				**11.6**	**Fail**

20%를 초과하여 제한치를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 3개 벽체그룹의 붕괴확률 평균은 11.6%로서 제한치를 초과한다. 각 그룹에서 붕괴확률이 높은 벽체를 살펴보면 Type-A에서는 길이 3 m에 축력비 20%인 벽체, Type-B에서는 길이 4 m, 축력비 30%인 벽체, Type-C에서는 길이 3 m에 축력비 30%인 벽체로 나타났다. 따라서 높은 붕괴 위험성을 가지는 벽체는 주로 길이가 짧고 축력비가 큰 벽체인 것으로 나타났다.

붕괴여유비 ACMR또한 개별 모델과 동일 시스템의 평균으로 나누어 각각 $ACMR_{10\%}$, $ACMR_{20\%}$ 의 허용치와 비교한다. Table 8을 확인 시 벽체그룹 별로 붕괴확률이 가장 높았던 벽체에서 허용기준인 $ACMR_{20\%}$ 대비 가장 낮은 ACMR을 가지는 것으로 나타났고, 이를 각 벽체그룹의 대표 ACMR로 본다면 Type-A, Type-C는 FEMA P-695의 허용기준을 만족하는 것으로 나타났으나 Type-B는 허용기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 3개 벽체그룹을 묶어서 하나의 벽체그룹으로 본다면 평균 ACMR에 대한 허용기준은 10% 붕괴확률에 상응하는 $ACMR_{10\%}$을 적용하여야 한다. FEMA P-695에서 명확한 제시가 없어서 $ACMR_{10\%}$ 결정을 위한 취약도곡선의 대수정규분포 표준편차는 각 벽체그룹의 평균값을 적용하였다. 이 경우에 평균 ACMR = 2.12로서 $ACMR_{10\%}$ = 2.11보다 근소하게 커서 허용기준을 만족한다. 다만 Type A와 B는 높이 차이가 크지 않으나 Type C는 나머지 벽체그룹과 높이 차이가 크므로 Type A와 B를 하나의 성능그룹으로 묶는다면 평균 ACMR = 1.91로서 허용기준 2.13에 미달한다.

Fig. 14는 Table 7에서 나타낸 개별벽체의 축력비와 붕괴확률의 관계를 나타내었다. 축력비 10%를 가지는 벽체의 경우 0.1~12%의 붕괴확률을 가지는 것으로 나타났고 축력비 30%를 가지는 벽체의 경우 4.8~21.5%의 붕

Table 8. Summary of collapse performance evaluation of RC wall model (Designed by 1.2 times Shear demands)

Model		length (m)	Axial load ratio (%)	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	ACMR (1)	Acceptance ACMR20% (2)	(1) / (2)	Pass/Fail	Representative ACMR	Acceptance ACMR10%	Pass/Fail
Type-A	R1	3	15	0.18	0.50	2.78	1.69	1.65	Pass	2.22	(2.13)	-
	R2	**3**	**20**	**0.18**	**0.40**	**2.22**	**1.66**	**1.34**				
	R3	4	15	0.18	0.45	2.49	1.69	1.47				
	R4	9	10	0.18	0.51	2.41	1.73	1.39				
	T1	3	24	0.18	0.41	2.22	1.62	1.37				
	T2	7	13	0.18	0.47	2.55	1.66	1.54				
Type-B	R1	2	10	0.10	0.19	1.94	1.69	1.15	Fail	1.60	(2.13)	-
	R2	2	24	0.10	0.18	1.75	1.62	1.08				
	R3	**4**	**30**	**0.10**	**0.17**	**1.60**	**1.62**	**0.99**				
	R4	9	15	0.10	0.19	1.70	1.66	1.02				
	T1	3	15	0.10	0.19	1.84	1.69	1.09				
	T2	5	25	0.10	0.18	1.62	1.62	1.00				
Type-C	R1	2	15	0.125	0.39	3.09	1.66	1.86	Pass	2.53	(2.09)	-
	R2	**3**	**30**	**0.125**	**0.32**	**2.53**	**1.66**	**1.52**				
	R3	5	25	0.125	0.33	2.65	1.62	1.63				
	R4	9	10	0.125	0.75	5.85	1.62	3.61				
	T1	3	15	0.125	0.35	2.84	1.62	1.75				
	T2	7	25	0.125	0.33	2.66	1.59	1.67				
Performance Group A+B+C (Average)										**2.12**	**2.11**	**Pass**
Performance Group A+B (Average)										**1.91**	**2.13**	**Fail**
Performance Group C										**2.53**	**2.09**	**Pass**

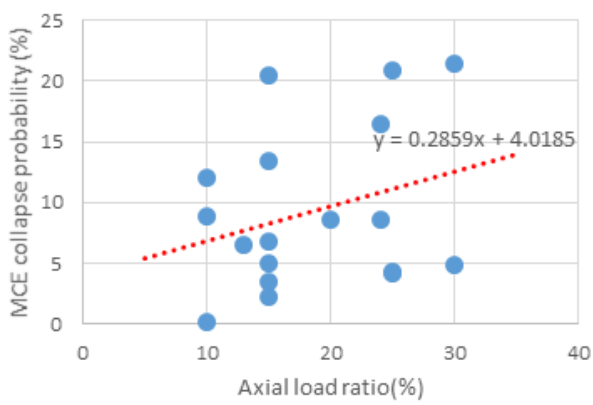


Fig. 14. MCE collapse probability by axial force ratio

괴확률을 가지는 것으로 나타났다. 따라서 전반적으로 벽체의 축력비가 상승할수록 붕괴확률도 점차 증가하는 경향을 갖는 것으로 나타났다.

Fig. 15에서 Type-A의 개별 벽체 모델의 지진취약도 곡선을 예시로 나타내었다. 작성된 지진취약도 곡선은 각각의 파괴모드를 개별적으로 산정하여 작성된 그래프이다. 범례의 LS는 한계상태(limit state)를 나타내며 이어지는 용어는 앞서 정의한 파괴모드를 나타낸다. Table 9에는 지진취약도 곡선을 통해 얻어진 최대고려지진 시 파괴모드별 붕괴확률 및 그에 기초하여 선정한 주 파괴모드를 나타내었다. 개별 벽체 별로 각각의 파괴모드에서의 붕괴확률을 확인하여 파괴모드 중 어떤 파괴모드가 지배적인지 확인하고자 하였다. Type-A 및 Type-B 모델에서는 비교적 강성이 큰 Type-A의 R4 벽체와 Type-B의 R4, T2 벽체에서 전단에 대한 파괴모드가 주 파괴모드인 것으로 나타났으며 이외의 개별벽체에서는 주로 압축변형률과 회전각에 대한 파괴가 주 파괴모드인 것으로 나타났다. Type-C 모델에서는 모두 회전각에 대한 파괴가 주 파괴모드 인 것으로 나타났다. Type-C 모델의 경우에 성능기반 내진설계 결과를 나타내는 Table 6에서 층간변위의 DCR이 가장 크게 나타난 것과 차이가 있다. Table 10에서는 Table 8과 Table 9에서 나타낸 평가결과와 같이 요구 설계전단력에 따라 각각의 평가결과를 비교하였다. 전단증폭계수가 증가할수록 붕괴확률이 작아지는 것을 Table 9에서 확인할 수 있으나 Table 10에서와 같이 성능평가결과에는 영향을 미치지는 못하는 것으로 나타났다. 따라서 해석대상 구조물과 같이 연결보나 수평벽체의 기여도가 무시될 수 있는 구조물로 한정한다면 증폭계수의 크기는 영향이 크지 않은 것으로 나타났다.

5. 결 론

본 연구에서는 최근 국내 공동주택에서 종종 사용되는 고층 보통전단벽 시스템의 내진성능을 평가할 목적으로 현재 건축구조기준에서 제한하고 있는 내진설계범주 D에 해당하며 높이가 60 m 이상인 세 가지 유형의 보통전단벽에 대하여 성능기반 내진설계를 수행하였으며, 설계된 보통전단벽에 대하여 증분동적해석을 수행하였다. 이를 토대로 FEMA P695에 따른 지진취약도 분석을 수행하여 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

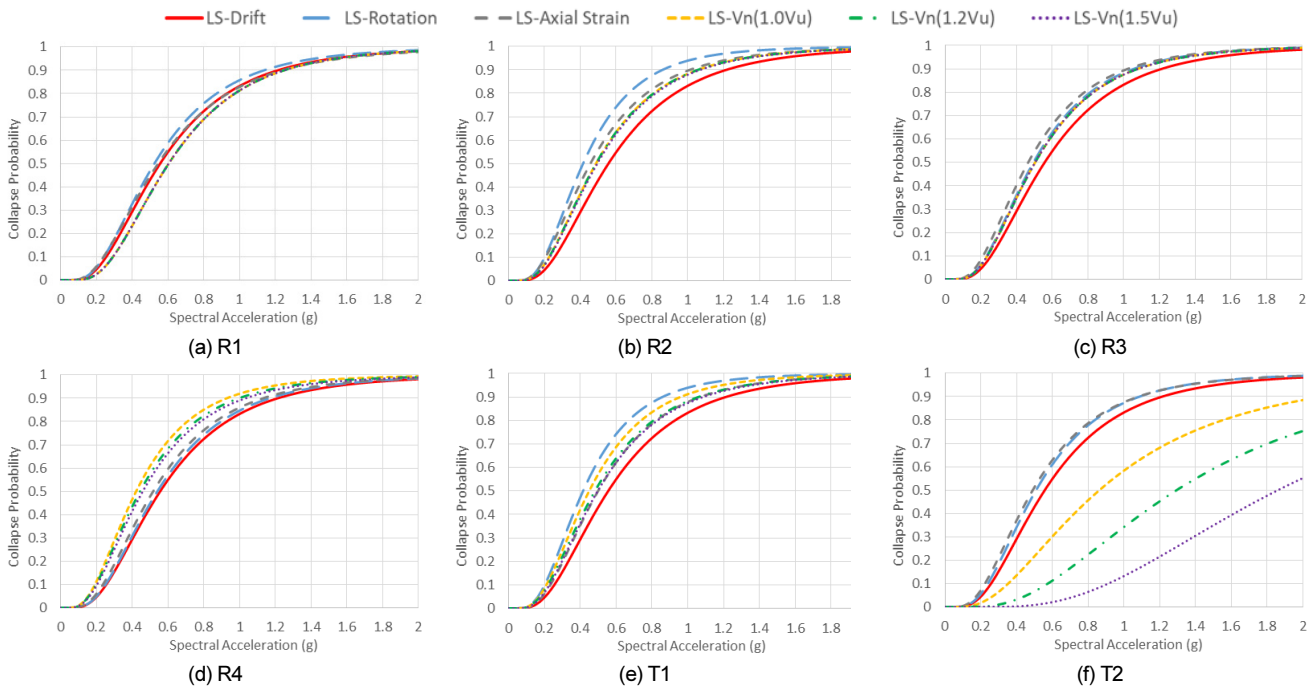


Fig. 15. Seismic fragility curve for each type of failure (Type-A)

Table 9. Main failure mode by analysis model

Analysis model		Collapse Probability by MCE (%)						Main Failure mode
		Drift	Rotation	Axial strain	Shear			
					Design to $1.0V_u$	Design to $1.2V_u$	Design to $1.5V_u$	
Type-A	R1	3.3	3.8	**4.2**	1.6	1.6	1.6	Axial strain
	R2	3.3	**7.0**	6.8	5.0	5.0	4.7	Rotation
	R3	3.3	4.6	**6.3**	4.3	4.3	4.3	Axial strain
	R4	3.3	3.4	4.2	**8.4**	**7.6**	**7.0**	Shear
	T1	3.3	**7.0**	4.4	6.1	5.5	4.8	Rotation
	T2	3.3	4.1	**5.4**	1.3	0.2	0.1	Axial strain
Type-B	R1	**11.3**	10.1	2.9	0.2	0.2	0.2	Drift
	R2	11.3	**13.7**	12.9	11.1	11.1	11.1	Rotation
	R3	11.3	13.4	**17.8**	13.6	13.6	11.8	Axial strain
	R4	11.3	10.9	13.2	**19.5**	**18.3**	**17.5**	Shear
	T1	11.3	10.8	**12.0**	2.5	2.5	1.9	Axial strain
	T2	11.3	13.6	13.1	**18.0**	**16.7**	**15.5**	Shear
Type-C	R1	0.1	**1.6**	0.3	0.1	0.1	0.1	Rotation
	R2	0.1	**4.0**	0.1	0.1	0.1	0.1	Rotation
	R3	0.1	**3.5**	0.1	0.1	0.1	0.1	Rotation
	R4	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	Rotation
	T1	0.1	**2.6**	0.1	0.1	0.1	0.1	Rotation
	T2	0.1	**3.4**	0.1	0.1	0.1	0.1	Rotation

Table 10. Evaluation results by each design shear

Performance Group	Performance evaluation of MCE collapse probability			Performance evaluation of ACMR		
	Design to $1.0V_u$	Design to $1.2V_u$	Design to $1.5V_u$	Design to $1.0V_u$	Design to $1.2V_u$	Design to $1.5V_u$
A+B+C	Fail	Fail	Fail	Pass	Pass	Pass
A+B	-	-	-	Fail	Fail	Fail
C	-	-	-	Pass	Pass	Pass

1. 1.2배의 설계전단력을 만족하도록 설계된 보통전단벽에 대해 MCE 수준에서의 벽체별 붕괴 확률을 검토 시 개별 벽체그룹 Type-A, type-C는 붕괴확률 20%를 만족하는 것으로 나타났으나 Type-B는 성능을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 성능그룹의 붕괴확률은 11.7%로 제한치 10%를 초과하여 성능을 만족하지 못하는 것으로 나타났다.
2. 각 그룹에서 길이가 짧고 축력비가 큰 벽체가 높은 붕괴확률을 가지는 것으로 나타났고, 축력비가 클수록 붕괴확률이 증가하는 경향이 나타났다. 따라서 축력비가 큰 보통전단벽을 설계 시 보다 강화된 허용기준을 사용할 필요가 있을 것으로 판단된다.
3. 1.2배 설계전단력으로 설계 시 개별 벽체그룹 Type-A, type-C 붕괴여유성능은 FEMA P695에서 정의하고 있는 허용치를 만족하는 것으로 나타났으며 Type-B는 허용치를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 세 개의 벽체그룹을 하나의 성능그룹으로 볼 경우에는 FEMA P695에서 정의하고 있는 붕괴여유비 성능을 만족하였으나 상대적으로 높이가 낮고 유사한 Type-A와 Type-B를 별도의 성능그룹으로 볼 때에는 붕괴여유비 측면의 성능을 만족하지 못하는 것으로 나타났다.
4. 비교적 강성이 작은 벽체에서는 층간변위보다 회전각, 벽체 단부의 압축변형률이 지배적 파괴모드인 것으로 나타났으며, 강성이 큰 벽체에서는 전단파괴가 지배적인 것으로 나타났다. 전단파괴가 지배적인 벽체가 있음에도 불구하고 전단력 증폭계수를 적용하여 설계 시 붕괴성능에 큰 영향을 미치지 못하는 것으로 나타났다. 따라서 수평부재의 역할을 무시할 수 있는 경우에는 전단의 증폭에 대한 고려사항이 설계에 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다.
5. 성능기반 내진설계 시 X방향과 Y방향의 지진파를 모두 고려하여 설계하였음에도 지진취약도 분석 결과 FEMA P695의 허용기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 따라서 지진파의 직교 2방향 성분을 번갈아서 모두 고려하지 않고 설계한다면 허용기준에 부합하지 못하게 될 확률이 더 높아질 것으로 판단된다. 따라서 설계 시 지반운동의 방향성을 고려할 필요가 있다.
6. 본 연구에서 사용된 벽체의 평면해석모델은 연결보 또는 수평벽체를 포함하지 않은 것으로서 3차원 해석의 비틀림 효과와 함께 이들 요소들의 영향에 대한 추후 연구가 필요하다. 특히 이 연구에서는 전단력 증폭계수의 영향이 크지 않았으나 상기 요인들을 고려 시 차이가 발생할 수 있으므로 다양한 해석모델과 조건에 대하여 추가 연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2017년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(NRF-2017R1D1A1B03034614).

/ REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea. Korean Building Code 2016. 2016.
2. Chun YS, Lee KH, Lee HW, Park YE, Song JK. Seismic Performance of Special Shear Wall Structural System with Effectively Reduced Reinforcement Detail. EESK J. Earthquake Eng. 2013 Jun;25(3):271-281.
3. Gogus A, Wallace JW. Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 methodology. Journal of Structural Engineering. 2015 Oct;141(10):04015002.
4. Gogus A. Structural wall systems-nonlinear modeling and collapse assessment of shear walls and slab-column frames. University of California. c2010.
5. Rafie Nazari Y. Seismic Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings in Canada. Université d'Ottawa/University of Ottawa. c2017.
6. Lee JH, Kang HG, Lee MH, Kim JK. Seismic performance evaluation of staggered wall structures using FEMA P695. EESK J. Earthquake Eng. 2012 Jun;16(3):43-50.
7. Jeong GH, Lee HS, Hwang KR, Kwon OS, Kim SJ. Seismic Fragility Analysis of High-Rise RC Box-Type Wall Building Structures. EESK J. Earthquake Eng. 2016 May;20(3):155-162.
8. Jand DH, Song JK, Kang SL, Park CH. Fragility Curve Evaluation of Reinforced Concrete Shear Wall Structures according to Various Nonlinear Seismic Analysis Methods. EESK J. Earthquake Eng. 2011 Aug;15(4):1-12.
9. Tnag Y, Zhang J. Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects. Engineering Structures. 2011 Jan;33(1):218-229.
10. Applied Technology Council. Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA. c2009.
11. Architectural Institute of Korea. Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Residential Buildings, Korea Building Code Center. c2017.
12. Tall Buildings Initiative. Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering, University of California: Berkeley. c2017.
13. Ministry of the Interior and Safety. Announcement of common application of seismic design criteria. Ministry of the Interior and Safety. c2017.
14. PEER. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley. 2006. Available from: https://ngawest2.berkeley.edu/site.
15. Han SW, Ha SJ, Cho SW. A Method for Selecting Ground Motions Considering Target Response Spectrum Mean, Variance and Correlation - Ⅰ Algorithm. Journal of Structural Engineering. 2016 Nov;20(1):55-62.
16. Mander J.B, Priestley M.J. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering. 1988 Aug;144(8):1804-1826.
17. Dazio A, Beyer K, Bachmann H. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. Engineering Structures. 2009 Jul;31(7):1556-1571.
18. Thomsen IV JH, Wallace JW. Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification. Journal of Structural Engineering. 2004 Apr;130(4):618-630.
19. Orakcal K, Wallace JW. Flexural modeling of reinforced concrete

walls-experimental verification. ACI Materials Journal. 2006 Sep; 103(2):196.

20. Tuna Z. Seismic performance, modeling, and failure assessment of reinforced concrete shear wall buildings. UCLA, c2012.
21. ASCE/SEI. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. c2013.
22. Su RKL, Cheng MHA. Earthquake-induced shear concentration in shear walls above transfer structures. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2009 Apr;18(6):657-671.
23. Haselton CB, Liel AB, Lange ST, Deierlein GG. Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC framing buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley. c2007.
24. Hassan W, Anwar N, Norachan P, Najam FA. TThe Seismic Performance Evaluation of RC High-rise Buildings Designed to Various Building Codes. 2018 Apr; 25-27.
25. Moehle J, Bozorgnia, Y, Jayaram, N, Jones P, Rahnama M, Shome, N. Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means, Report for the Tall Buildings Initiative. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Univ. of California at Berkeley. c2011.
26. Baker JW, Allin Cornell C. Spectral shape, epsilon and record selection, Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2006; 35(9):1077-1095.
27. Baker JW, Lee C. An improved algorithm for selecting ground motions to match a conditional spectrum. Journal of Earthquake Engineering. 2016 Apr;22(4):708-723.
28. Boore DM, Watson-Lamprey J. Abrahamson NA. Orientation-independent measures of ground motion. Bulletin of the seismological Society of America. 2006 Aug;96(4A):1502-1511.
29. Boore DM, Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. Bulletin of the seismological Society of America. 2010 Aug; 100(4):1830-1835.
30. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2002 Dec;31(3):491-514.
31. Kircher C, Deierlein G, Hooper J, Krawinkler H, Mahin S, Shing B, Wallace J. Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quan-tification of Building Seismic Performance Factors. National Institute of Standards and Technology. c2010.
32. Wood SL. Shear strength of low-rise reinforced concrete walls. ACI Struct. J. 1990;87(1):99-107.
33. Wallace JW, Evaluation of UBC-94 provision for seismic design of RC structural walls. Earthq. Spec. 1996;12(2):327-348.