

철근콘크리트 보통전단벽의 전단력 증폭효과 근사해석

Approximate Analysis for Shear Force Amplification Effect in Ordinary RC Shear Walls

전성하¹⁾ · 박지훈^{2)*}

Jeon, Seong-Ha¹⁾ · Park, Ji-Hun^{2)*}

¹⁾인천대학교 산학협력단 연구원, ²⁾인천대학교 도시건축학부 교수

¹⁾Researcher, Industry-Academic Cooperation Foundation, Incheon National University, ²⁾Professor, Division of Architecture and Urban Design, Incheon National University

/ A B S T R A C T /

An approximate analysis method is proposed to predict the dynamic amplification of shear forces in ordinary reinforced concrete shear walls as a preliminary study. First, a seismic design for three groups of ordinary reinforced concrete shear walls higher than 60 m was created on the basis of nonlinear dynamic analysis. Causes for the dynamic amplification effect of shear forces were investigated through a detailed evaluation of the nonlinear dynamic analysis result. A new modal combination rule was proposed on the basis of that observation, in which fundamental mode response and combined higher mode response were summed directly. The fundamental mode response was approximated by nonlinear static analysis result, while higher mode response was computed using response spectrum analysis for equivalent linear structural models with the effective stiffness based on the nonlinear dynamic analysis result. The proposed approximate analysis generally predicted vertical distribution of story shear and shear forces of individual walls from the nonlinear dynamic analysis with comparable accuracy.

Key words: Ordinary RC shear wall, Nonlinear dynamic analysis, Shear force amplification, Performance-based seismic design

1. 서론

최근 국내의 공동주택을 살펴보면 전단벽식 구조시스템을 가장 흔히 사용하고 있으며 건축물의 높이가 점점 고층화 되고 있는 것을 알 수 있다. 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00 : 2019)에서는 건축물의 높이 및 내진설계범주에 따라 철근콘크리트 전단벽 구조시스템의 전단벽을 보통전단벽 또는 특수전단벽으로 설계하도록 정의하고 있다[1]. 특수전단벽은 규정에 따라 전단벽 단부에 철근콘크리트 기둥의 후프 철근 역할과 같이 콘크리트를 구속시킬 수 있는 경계요소를 추가하여 한다. 기준에 따르면 이 경계요소는 엄격한 배근상세와 매우 많은 철근 배근을 요구하고 있다. 따라서 고층의 전단벽식 구조물을 설계할 때 전단벽을 특수전단벽으로 설계하는 경우 시공성 및 경제성에 매우 부담이 발생한다. 이러한 문제점을 해결하기 위해서는 비선형동적해석을 통한 성능기반 내진설계를 통하여 보통전단벽으로 내진설계를 수행하고 안전성을 확인할 수 있다.

건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00 : 2019)의 성능기반 내진설계는 구조물 설계 시 기존 설계기준에서 규정된 시스템 계수를 적용하기에 불확실한 경우에 수행할 수 있다. 성능기반설계는 비탄성거동을 보다 정밀하게 모델링한 구조물에 대해 비선형해석을 수행한 뒤 상세한 분석을 통해 구조물에 요구되는 구체적인 성능을 확인하여 구조물을 설계하는 방법이다[1]. 이러한 비선형해석을 수행 시 비탄성능력을 고려한 구조모델링을 작성하기 위해서는 많은 시간이 소요되며 다수의 지진파를 사용한 동적해석을 수행하므로 해석을 수행할 때에도 상당한 시간이 소모된다. 구조물이 목표성능수준을 만족하는 경우 설계가 완료되나 성능을 만족하지 못하는 경우 설계 및 구조모델링 수정과 해석을 반복하여 설계결과를 재확인하여야 한다. 따라서 성능기반 내진설계는 기존 설계법보다 구체적으로 성능을 확보할 수 있으나 반복적인 설계수정을 통한 비선형해석 때문에 많은 노력과 시간이 요구될 수 있다.

철근콘크리트 전단벽식 구조시스템의 경우 비선형 동적해석을 수행한 후 층별 요구 전단력을 확인 시 탄성 응답스펙트럼 해석결과보다 요구 전단력이 증폭되는 현상이 나타나 요구 전단력을 만족시키기 위한 설계 변경이 필요하며 이에 따라 실무적으로 내진설계를 수행하는데 어려움이 발생할

*Corresponding author: Park, Ji-Hun

E-mail: jhpark606@inu.ac.kr

(Received March 6, 2020; Revised April 8, 2020; Accepted April 8, 2020)

수 있다. 특히 국내 전단벽식 공동주택의 경우 설계 진행단계에서 대부분 구조 평면과 바닥 면적이 확정되어 있어 벽체 단면의 수치적인 큰 변경이 어렵다. 따라서 설계 진행단계에서 벽체 두께를 증가시켜 요구전단력을 맞추는 것은 상당한 어려움을 가지므로 설계 초기에 증폭되는 요구전단력을 충분히 확보하여 설계를 진행할 필요가 있다. 또한 탄성해석에 의한 사양기반 내진설계를 수행하는 경우에 있어서도 비탄성 거동에 대한 적절한 예측을 통해 안전측의 전단강도를 확보하는 것이 바람직하다. 뉴질랜드와 유럽의 설계기준인 NZS 2006과 Eurocode 8에서는 이러한 전단력 증폭현상을 고려하여 구조물을 설계하도록 하고 있다[2, 3]. 그러나 국내 건축물 내진설계 기준(KDS 41 17 00 : 2019)에서는 전단력 증폭에 대한 내용을 언급하고 있지 않아 탄성설계로 내진설계를 마치는 경우 전단강도 및 벽체단면 부족 문제가 발생할 수 있다[1].

이 연구는 전단력 증폭현상 예측방법 개발을 위한 기초연구로서 비선형 정적해석과 등가선형시스템을 활용한 근사해석법을 제시하는 것을 목적으로 한다. 특히 기존연구[4-6]들에서 단일 벽체 해석을 토대로 회귀분석 등을 수행하여 제한하고 있는 전단력 증폭계수 활용을 지양하고 이형벽체 단면을 포함하여 다양한 조건에 적용 가능한 일반적인 방법론을 제시한다. 또한 기존 상용프로그램을 통한 탄성해석 결과를 이용하여 비탄성 동적응답을 효과적으로 예측하여 요구전단력 증폭으로 인해 발생하는 반복적인 비선형동적해석을 최소화하는 연구목적도 가진다. 전단력 증폭현상의 예측 방법 개발을 위해 높이가 60 m 이상인 고층의 전단벽식 구조물을 비선형동적해석을 통해 보통전단벽 구조시스템으로 설계하였으며 유효강성을 적용한 등가선형시스템의 탄성해석을 통해 해당 구조시스템에서 발생하는 전단력 증폭을 예측하고자 하였다.

2. 해석대상 구조물

2.1 대상 구조물 특성

해석에 사용된 구조시스템은 공동주택에 주로 사용되는 철근콘크리트 전단벽 시스템을 사용하였으며 높이가 다른 총 3개의 해석모델을 작성하였다. 각각의 해석모델은 6개의 개별벽체로 구성되어 있다. 3개의 해석모델

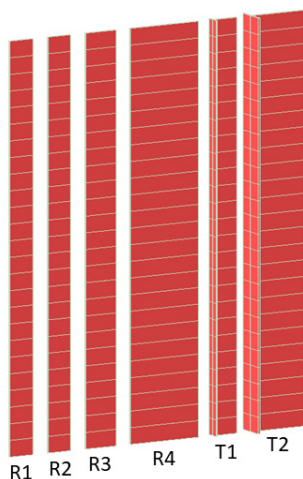


Fig. 1. Example of analysis models (Type-A)

Table 1. Characteristics of analysis model

Analysis Model	Wall ID	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		

은 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 대표적으로 나타내고 있으며 Type-B, Type-C의 벽체 구성은 Type-A의 벽체 구성과 동일하나 층수, 벽체의 두께 및 길이의 차이를 가지고 있다. Table 1에서는 각각의 해석모델 특성을 나타내었다.

2.2 구조물 설계

전단력 증폭현상을 확인하기 위해 보통전단벽으로 이루어진 벽식구조 시스템의 구조물에 대하여 성능기반 내진설계를 수행하였다. 성능기반 내진설계는 기본적으로 국내 대한건축학회에서 발간한 “공동주택 성능기반 내진설계 지침”의 절차에 따라 수행하였으며 필요시 해외 지침을 참고하였다[7, 8]. 비선형해석에 의한 층간변위, 회전각, 벽체의 압축단부 변형률의 결과를 통해 성능을 평가하였으며 이 연구에서 사용된 3개의 벽체그룹 모두 성능을 만족하는 것으로 나타났다. 성능기반 설계결과와 구체적인 내용은 선행연구[9]에서 보다 상세히 확인할 수 있다. 구조물의 기본설계는 MIDAS ADS를 사용하였으며 성능기반 내진설계를 위한 비선형 동적해석은 PERFORM 3D를 사용하였다.

2.3 지반운동 및 스케일링

내진설계 및 전단력 증폭현상을 확인하기 위한 비선형동적해석에 사용된 지진파는 PEER ground motion database의 NGA-West 2 지진파 목록

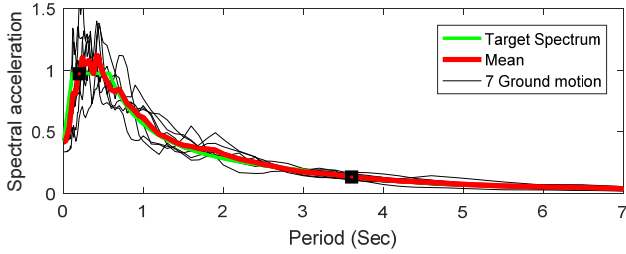


Fig. 2. Target response spectra and average response spectra by 7 ground motion scaling (Site class: S_4 , Type-B)

에서 선정하여 사용하였다[10]. 규모 6~7에 해당하고 전단파속도가 150~420 m/s의 특성을 가지는 지반운동 161쌍을 수집하였고 이 중 설계 스펙트럼과 가장 유사한 스펙트럼 형상을 가지는 7쌍을 선정하여 설계에 사용하였다. S_4 지반에 해당하는 전단파속도는 180m/s 이상으로 정의하고 있으나 충분한 수량의 지반운동을 확보하기 위해 전단파속도의 범위를 소폭 넓혔다.

지반운동 조정을 위해 사용된 목표스펙트럼은 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)에 따라 2400년 재현주기 지진에 대한 표준설계응답스펙트럼을 사용하였다[1]. 내진설계범주 D에 해당하는 지반조건인 S_4 지반을 적용하였으며 유효지반가속도 S는 0.22를 적용하였다.

건축물 내진설계기준에서는 개별 지진파의 SRSS 스펙트럼을 1.3배된 목표스펙트럼에 맞추어야 하며 이 때 개별 지진파의 스펙트럼이 설계스펙트럼의 90%보다 크도록 조정하여야 한다. 조정된 스펙트럼이 위와 같은 해당 수준을 만족하는 범위를 설정해야 하며 해당 조정구간을 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)에서는 1차모드 주기인 T_1 의 0.2~1.5배로 정의하고 있다[1]. 그러나 벽식구조의 경우 대부분 고차모드의 주기와 1차모드의 주기의 차이가 큰 특징을 가지고 있어 1차모드 주기 T_1 의 0.2배 수준의 주기에서 충분한 질량참여율을 가지기 힘들다. 따라서 이 연구에서는 질량참여율이 90% 이상이 되는 고차모드의 주기(약 0.15 T_1)에서부터 1차모드 주기의 1.5배까지로 조정구간을 정의하였다. Type-B 해석모델의 지진파 배율조정에 의한 스펙트럼과 목표스펙트럼을 Fig. 2에 나타내었다. 지반운동의 조정은 한상환 등의 연구를 참고하여 수행하였다[11].

지반운동의 조정은 7개 지반운동의 SRSS로 조정되었지만 이 연구에서는 3차원 해석이 아닌 평면해석을 수행하였으며 건축물 내진설계기준에 따라 입사 방향의 불확실성을 고려하기 위하여 7쌍의 지진파를 구성하는 X방향의 7개 및 Y방향 7개 지진파 모두를 사용하여 총 14개의 지반운동으로 구조해석을 수행하였다.

3. 고차모드에 의한 전단력 증폭 효과

3.1 전단력 증폭 효과

Chopra는 벽식 구조의 경우 고차모드의 응답이 밀면전단력에 큰 영향을 차지하는 것으로 나타내고 있다[12]. 특히 구조물의 1차모드 주기가 응답스펙트럼 상에서 속도 또는 변위에 민감한 구역에 위치할 경우 고차모드에 따른 밀면전단력이 차지하는 비중이 큰 것으로 나타내고 있으며 주기가

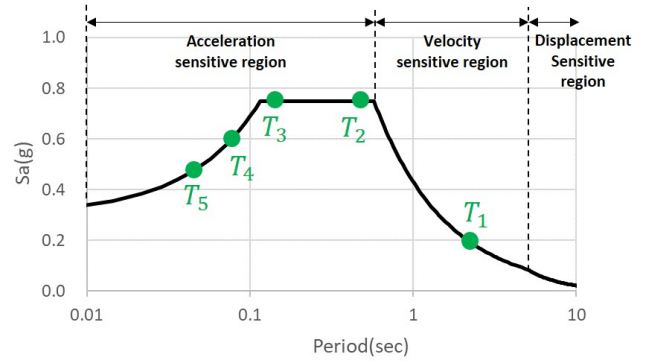


Fig. 3. Natural periods and target response spectra (Type-A, MCE)

길어질수록 그 영향이 점차 증가할 수 있다. 해당 문헌에서는 1차모드의 주기가 약 3초일 때 고차모드의 응답이 차지하는 비율이 약 40%인 것으로 나타내고 있다. 이러한 특징을 가지는 구조시스템의 경우 전단벽 저층부에서 항복이 일어난 후 주기가 증가하면서 고차모드의 비중은 더욱 증가하게 될 것이며 감쇠비의 감소에 따라 그 영향이 더욱 증가할 수 있다. Fig. 3에는 설계에 사용된 MCE 수준의 응답스펙트럼과 Type-A 해석모델의 모드별 주기의 위치를 대표적으로 나타내었다. 확인결과 1차모드의 주기가 속도에 민감한 구역에 위치하고 고차모드의 위치가 응답스펙트럼 상의 높은 가속도를 가지는 위치에 존재하는 것으로 나타나 이 연구에서 사용된 해석모델은 고차모드의 전단력이 차지하는 비중이 클 것으로 예상된다.

전단벽 저층부에서 힌지가 형성된 후에도 전단이 크게 증가할 수 있는 것을 Priestley의 연구에서 나타내고 있으며 해당 연구에 대한 내용을 바탕으로 Wiebe 등은 질량과 강성이 균일하게 분포된 캔틸레버 벽식 구조 시스템을 지면이 고정지인 경우(소성힌지 발생 전)와 편지인 경우(소성힌지 발생 후)로 나누어 탄성모드응답을 분석하여 밀면전단력의 증폭을 설명하고 있다[13, 14]. 해당 연구에서는 해석모델 저층부에서 소성힌지가 발생한 후 1차모드의 특성은 전도모멘트가 더 이상 증가하지 않고 변형만 증가하게 되는 특징을 가지나 2차모드와 3차모드는 지면에서의 전도모멘트가 0임에도 불구하고 전단응답을 가지는 것으로 나타내고 있다.

따라서 지진강도가 증가하면서 1차모드의 경우 힌지의 존재에 따라 응답이 제한되지만 고차모드는 힌지의 영향을 크게 받지 않고 지진의 강도가 높아질수록 고차모드의 전단력 증폭 영향이 더욱 커질 수 있으며 그 영향은 힌지가 발생한 벽체에서 강도저감이 일어나 불안정 상태에 도달할 때까지 증가될 수 있다.

3.2 고유치해석 및 응답스펙트럼해석 결과 분석

Table 2에는 해석모델별로 고유치해석에 대한 결과를 나타내고 있으며 1차모드부터 5차모드까지의 주기와 질량참여율을 확인할 수 있다. 주기를 검토해 본 결과 모든 해석모델에서 1차모드의 주기와 2차모드 이상에서의 주기가 상당히 큰 차이를 가지는 것으로 나타났다. 모든 해석모델에서 1차모드 주기가 응답스펙트럼 상의 속도 또는 변위에 민감한 구간에 존재하고 고차모드의 경우 모두 가속도에 민감한 구간에 위치하고 있는 것으로 나타났다. Fig. 3에서는 Type-A 해석모델을 예시로 한 설계응답스펙트럼에서의 모드별 주기위치를 나타내었다. 확인 결과 2차모드 이상의 고차모드는 1

Table 2. Natural periods and participation mass by analysis model

Mode	Type-A		Type-B		Type-C	
	T (sec)	Participation mass (%)	T (sec)	Participation mass (%)	T (sec)	Participation mass (%)
1	2.31	62.8	3.59	62.3	3.21	61.9
2	0.39	19.8	0.59	19.6	0.53	19.4
3	0.15	7.0	0.22	6.9	0.20	6.9
4	0.08	3.6	0.12	3.6	0.11	3.6
5	0.05	2.1	0.08	2.2	0.07	2.2

Table 3. Base shear in 1st and higher modes by analysis model (Results of design response spectrum)

Mode	Base shear (kN)		
	Type-A	Type-B	Type-C
1st mode (A)	777	576	486
Higher mode	1093	1181	909
All mode (SRSS)	1341	1314	1031
(A) / (SRSS)	57.9	43.8	47.1

차모드 보다 매우 큰 설계스펙트럼 가속도를 가지는 것으로 나타나 고차모드의 영향이 클 것으로 예상되었으며 Type-B, Type-C의 경우도 동일한 특성을 가지는 것으로 확인되었다. 3개의 해석모델의 질량참여율을 검토해 볼 때 1차모드의 질량참여율이 61.9~62.8%인 것으로 나타났다. 따라서 고차모드의 질량참여율이 35.9~38.1%로 상당히 많은 부분을 참여하고 있는 것으로 확인되었다.

Table 3에는 기본설계시의 응답스펙트럼해석에 의한 밀면전단력을 나타내었다. 1차모드만 참여한 밀면전단력과 모든 모드를 포함시켜 산정한 밀면전단력을 나타내었으며 두 밀면전단력의 비율을 산정하였다. 산정한 결과 1차모드 밀면전단력과 전체모드 밀면전단력의 비율이 47.1~58.3%인 것으로 나타나 고차모드에 의한 전단력이 1차모드에 의한 값보다 큰 것으로 확인되었다.

이로 미루어 볼 때 이 연구의 해석모델은 고차모드에 대한 전단력 증폭 효과가 크게 작용할 것으로 판단된다.

3.3 비선형 정적해석 결과 분석

비선형 정적해석은 1차모드의 기여도가 지배적이지 않은 구조물의 성능을 정확히 평가할 수 없다. 이 연구에서 사용된 해석모델의 경우 1차모드 참여율을 확인 시 61.9~62.8%이므로 비선형 정적해석을 통하여 구조물의 전체적인 성능을 평가할 수 없다. 따라서 이 연구에서는 비선형 정적해석 결과를 구조물의 다중모드 중에서 1차모드의 성능으로 사용하고자 하였고 고유치해석에 따른 1차모드 형상과 비선형 정적해석에 의한 변형을 비교하여 1차모드의 성능으로 사용하는 것에 대한 적정성을 검토하고자 하였다. Fig. 4에는 해석모델 별 고유치해석에 따른 1차모드 형상과 비선형 정적해석 결과에서 최대전단력이 발생하는 시점에서의 구조물 변위를 최상층 변위로 정규화하여 비교한 모습을 나타내었다. 비교결과 비선형정적해석에 따른 구조물의 변형이 1차모드 형상과 유사한 것으로 나타났다. 따라서 이 연구에서는 비선형정적해석 결과를 구조물의 1차모드의 거동을 파악하는데 활

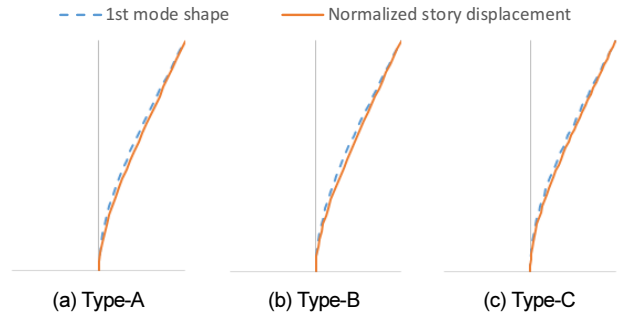


Fig. 4. 1st mode shape and deformation by nonlinear static analysis

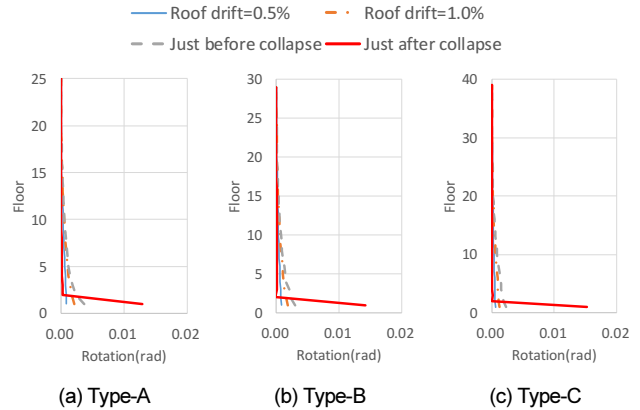


Fig. 5. Rotation angle of wall at four deformation levels in nonlinear static analysis

용하였다.

Fig. 5에는 비선형정적해석을 통해 4개의 최상층 변위 단계에 따른 벽체의 회전각을 나타내었다. 4개의 시점은 최상층 변위비가 0.5%, 1.0%일 때와 밀면전단력이 급격히 감소하기 직전의 시점과 감소한 후의 시점이다. 하나의 해석모델에 다수의 벽체가 존재하지만 강성이 가장 큰 9m 벽체의 회전각을 대표로 나타내었다. 확인한 결과 해석모델 모두 1층에서 가장 큰 변형이 발생하여 소성힌지가 형성되는 것으로 나타났다. 따라서 앞서 설명한 바와 같이 이 연구의 해석모델은 저층부의 소성힌지가 형성되며 주기가 길어지면서 고차모드의 응답이 증가함에 따라 전단력이 크게 증폭될 것으로 예상된다.

3.4 기본설계 및 비선형해석에 의한 전단설계 결과비교

탄성해석에 의한 기본설계에서의 전단설계와 비선형해석을 통한 전단설계를 수행할 때에 적용되는 설계계수들이 상이하므로 각각의 설계에 따른 벽체별 전단설계결과를 수평전단철근비로 표현하여 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에는 Type-A 해석모델의 벽체중 강성이 가장 작은 벽체 R2와 강성이 가장 큰 벽체 R4 그리고 T형 벽체중 강성이 가장 큰 벽체인 T2를 대표적으로 나타내었다. 탄성해석 및 비선형해석의 전단설계결과를 비교 시 R2 벽체는 전단설계의 변화가 없는 것으로 나타났는데 이는 전단벽의 최소배근만으로도 증폭된 전단력을 만족하기 때문이다. R4와 T2 벽체의 경우 비선형해석을 통한 설계 시 저층부에서 상당히 증가된 전단철근량을 요구하는 것으로 나타났다. 기본설계의 경우 구조물의 전체 높이의 중간층 부근이

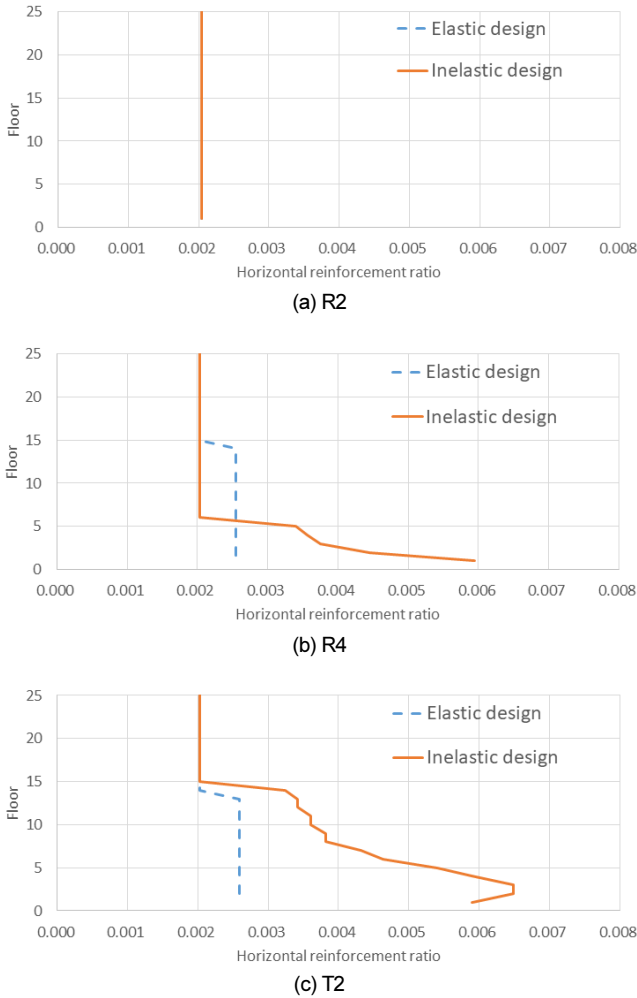


Fig. 6. Comparison of shear design results for preliminary elastic design and final inelastic design (Type-A)

래로 전단철근량이 소량 증가하는 것으로 나타났지만 비선형해석에 의해 요구되는 전단철근량보다는 상당히 부족한 것으로 나타났다. Type-B, Type-C 해석모델 또한 동일하게 저층부에서 요구전단력 증가로 인해 전단 보강근이 증가하였다.

4. 증폭된 전단력 예측 방법

4.1 전단벽의 비선형 응답특성

전단벽 구조의 비선형 응답특성을 분석하기 위해 해석모델에 작용하는 밀면전단력의 이력을 분석하였으며 Type-A 해석모델의 응답특성을 Fig. 7과 Fig. 8에 나타내었다. Fig. 7에서 밀면전단력에 대한 시간이력을 Fig. 8에서는 밀면전단력-변위 관계와 푸쉬오버곡선을 함께 나타낸다. V_{po} 은 푸쉬오버해석에 의한 밀면전단력, V_{th} 는 비선형동적해석에 의한 최대 밀면전단력을 나타낸다.

Type-A 해석모델의 1차모드 주기는 2.4초이나 Fig. 7을 확인해보면 약 10초 이후에서 벽체의 진동주기가 크게 증가하는 것으로 관찰되었고 약 2배정도 증가한 5초 주기를 가지는 것으로 나타났다. 최대밀면전단력은 25

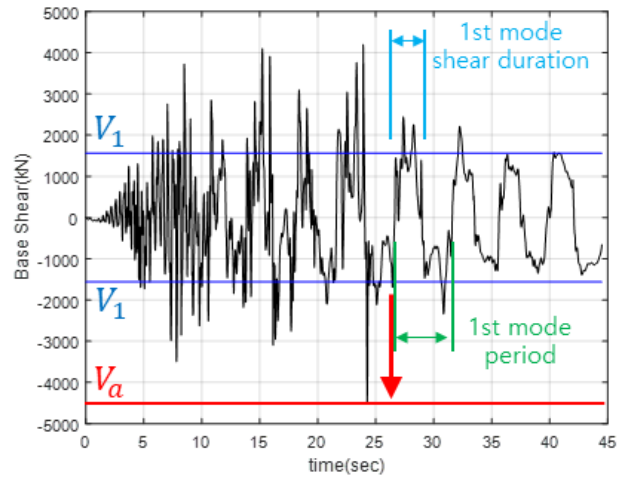


Fig. 7. Time history of base shear (Type-A, T_1 :2.4 sec, T_2 :0.4 sec)

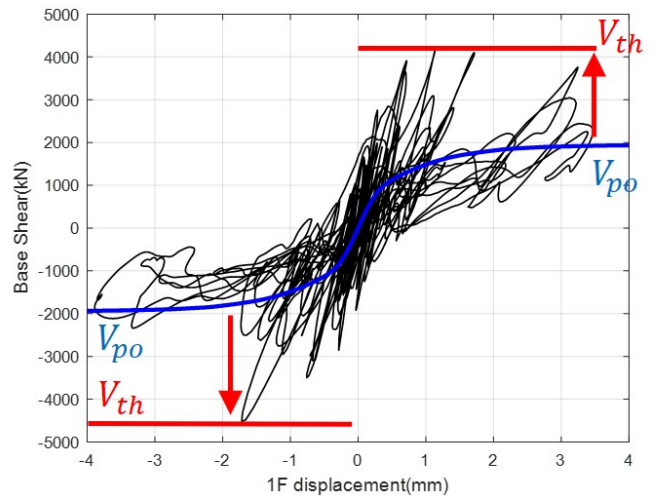


Fig. 8. Base shear-1st floor displacement relations and Pushover result

초 부근에서 증가한 주기의 1차모드 거동 중에 고차모드에 의한 피크가 순간적으로 중첩되어 발생하여 형성되는 것을 볼 수 있다. 최대밀면전단력이 발생하는 시점에서의 특징을 확인해보면 1차모드 주기 증가로 인해 1차모드의 밀면전단력이 항복 후 일정하게 유지되면서 고차모드의 응답이 중첩되는 것으로 보이는 특징을 가지고 있다. Fig. 7을 확인해보면 1차모드 밀면전단력에 해당하는 전단력 구간이 약 2.5초정도 지속되는 것을 확인할 수 있다. Table 2에 나타난 해석모델별 1차모드 및 고차모드의 주기를 확인해보면 모든 모델에서 1차모드와 고차모드의 주기 차이가 크고 고차모드는 모두 2.5초 보다 현저히 짧은 것을 알 수 있다. 1차모드 주기와 고차모드 주기의 큰 차이로 인해 1차모드 전단력이 지속되는 이 구간 내에서 고차모드의 진동이 1회 이상의 완전한 사이클로 발생한다. 따라서 고차모드의 응답은 일반적으로 사용되는 SRSS 또는 유사한 모드조합법 대신 절대값을 더하는 방식이 합리적일 것으로 판단된다.

Fig. 8에서는 밀면전단력과 변위의 관계에 대하여 시간이력해석과 푸쉬오버해석의 결과를 나타내었다. 시간이력해석에 의한 전단력을 확인 시 최대 증폭된 전단력의 위치를 확인해 보면 푸쉬오버해석결과에 의해 구조물이 항복된 이후에 발생하는 것을 알 수 있다. 또한 3차례 정도 최대 밀면전단력에

상응하는 전단력이 발생하는 것으로 나타났다. 이로 미루어 볼 때 전단벽에 항복 발생 후 주기 증가가 큰 경우에 1차모드 전단력이 길게 유지될 가능성이 커지며 상대적으로 현저히 짧은 고차모드 응답이 완전한 사이클로 중첩될 가능성이 크므로 SRSS 조합방식 대신에 고차모드의 전단력을 그대로 더하는 방식이 증폭된 전단력을 더 근사하게 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

4.2 전단력 증폭을 고려한 모드조합

위의 분석결과를 바탕으로 이 연구에서는 1차모드의 전단력과 증폭되는 고차모드의 전단력을 구분하여 산정한 후 두 개의 전단력을 직접 합하여 비선형동적해석결과에서 나타난 전단력을 예측하는 모드조합법을 제안한다. i 번째 층의 층전단력 V_i 는 다음 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_i = V_{po} + \sqrt{\sum_{j=2}^M V_j^2} + \sum_{j=M+1}^N |V_j| \tag{1}$$

여기서 V_{po} 는 비선형정적해석에 의한 1차모드의 비탄성 최대밀면전단력, V_j 는 j 번째 모드 차수에 해당하는 전단력, M 은 강제성분이 아닌 모드의 최고 차수, N 은 전체 모드 수이다.

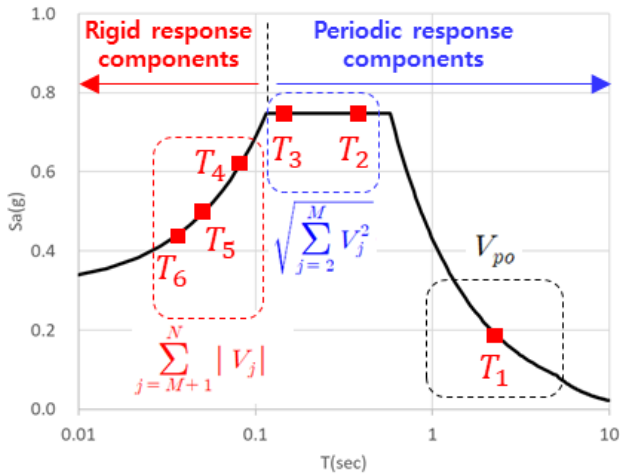


Fig. 9. Example of response components classification by mode

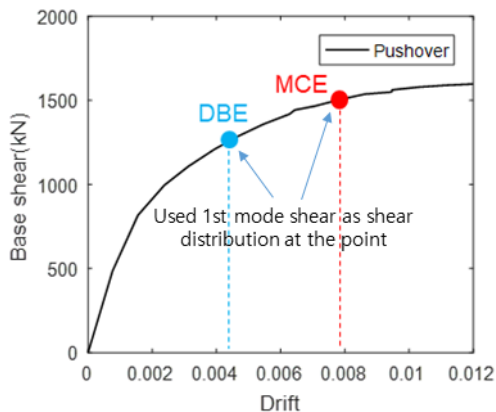


Fig. 10. Pushover analysis results and seismic response by DBE and MCE level

Gupta 등의 연구에 의하면 강제성분에 가까운 고차모드는 모드 조합시 SRSS 등의 조합이 아닌 절대값으로 조합하는 것이 적절한 것으로 알려져 있다[15-17]. 이 기존 연구를 바탕으로 이 연구에서는 식 (1)과 같이 고차모드 성분을 주기성분과 강제성분으로 분리하여 주기성분의 고차모드 응답은 SRSS로 조합하였으며 고차모드의 강제성분은 Gupta의 연구에 따라 절대값의 합으로 적용하였다. Fig. 9에서는 고차모드 성분을 구분한 예시로 응답스펙트럼 상에 위치하는 각 모드를 식 (1)의 해당 성분별로 구분하여 명시하였다.

이상의 층전단력 산정방식을 분석하기 위해 기본설계지진(DBE) 및 최대 고려지진 수준(MCE)에서의 지진응답을 분석하였다. 1차모드 전단력 V_{po} 는 푸쉬오버해석을 수행한 뒤 각 지진수준에 따른 비선형동적해석에서의 변위응답에 해당하는 위치에서의 층전단력 분포를 산정하였다(Fig. 10). 2차 이상의 고차모드 전단력 분포는 비선형해석에 의해서 산정된 유효강성을 적용한 선형모델로부터 산정한다. 유효강성의 산정은 다음 절에서 설명한다.

4.3 유효강성 산정

2차 이상의 고차모드 전단력을 예측하기 위해서 비선형동적해석에서의 벽체 휨모멘트-변형 관계를 파악하여 유효강성을 산정하였다. 여기서 말하는 유효강성은 벽체의 균열을 고려하여 저감시켜주는 균열강성이 아닌 전단력을 예측하기 위해 벽체에 발생하는 최대 휨변형에 대한 유효강성을 뜻한다. 이 연구에서는 Fig. 11과 같이 비선형동적해석에서의 벽체 휨모멘트-변형 거동을 파악한 후 각 방향의 최대변형 시점을 연결하여 유효강성 K_e 를 산정하였다. 산정된 유효강성 K_e 를 초기강성인 K_i 로 나누어 유효강성계수 α_k 를 산정하였으며 해당 유효강성계수를 탄성해석모델에 적용하여 고차모드의 전단력을 예측하고자 하였다. 유효강성계수 α_k 는 1개의 해석모델에 속한 6개 벽체별로 각각 산정하였으며 또한 매 층마다 휨모멘트-변형 관계를 파악하여 계수를 산정하였다. 따라서 벽체에 따라 유효강성계수가 상이하며 층에 따라서도 유효강성계수가 모두 다르게 분포한다.

Fig. 12에는 해석모델 Type-A의 개별벽체별 유효강성계수를 대표적으로 나타내었다. 산정결과 벽체의 강성이 클수록 작은 유효강성계수를 가지는 것으로 나타났고 강성이 작은 경우 큰 유효강성계수를 가지는 것으로 나

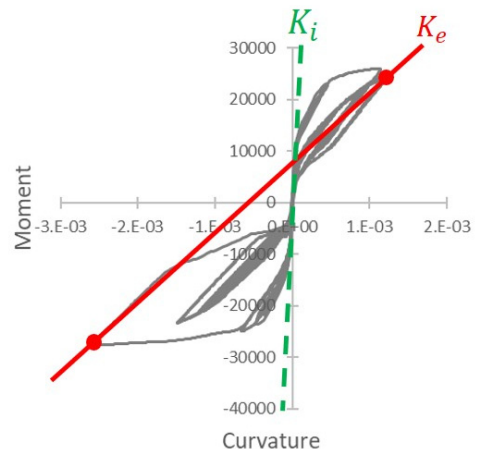


Fig. 11. Moment-curvature hysteretic curve and example of effective stiffness (Type-A, MCE)

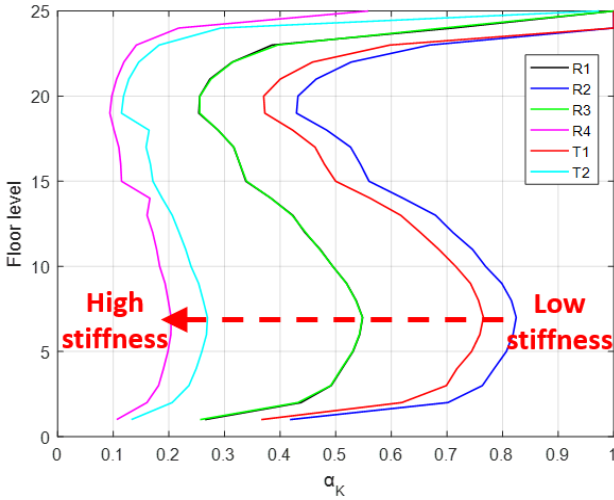


Fig. 12. Example of effective stiffness coefficient for each wall (Type-A, MCE)

타났다. 벽체별 유효강성 분포양상을 확인해보면 1층에서의 유효강성계수가 대부분 가장 낮은 수치를 가지지만 상층부에서도 상당히 낮은 저강계수를 가지는 것으로 나타났다. 이는 고차모드의 영향이 상층부에 크게 작용하기 때문에 발생한 결과로 추정된다. 전단력 예측은 기본설계지진과 최대고려지진 수준에서 이루어지기 때문에 유효강성은 각각의 지진수준에서 모두 산정되었다.

4.4 유효강성에 의한 모드응답 변화

등가선형모델을 작성한 후 4.3에서 산정한 유효강성을 적용하여 주기의 변화를 확인하였다. Fig. 13에서는 유효강성이 적용여부에 따른 응답스펙트럼에서의 주기변화를 나타내었다. 1차모드 주기 T_1 이 속도 민감구역에 있는 경우 주기가 증가하면서 고차모드의 스펙트럼가속도가 증가한다. 고차모드의 스펙트럼 가속도가 대부분 증가하나 2차모드 주기가 가속도 민감구역과 속도 민감구역의 경계 근처에 있을 경우 스펙트럼 가속도가 감소할 수 있다. 이러한 현상은 1차모드 주기와 고차모드 주기의 차이가 적은 프레임 구조보다는 1차모드와 고차모드의 주기의 차이가 큰 벽식 구조에서 나타나는 특징이다[12]. 이 연구의 모든 예제 건물에서는 1, 2차모드의 스펙트럼 가속도가 감소하고 고차모드의 스펙트럼가속도가 증가하는 것으로 나타났다. Fig. 14에서는 주기변화에 따라 변화하는 레일리감쇠를 나타내었다. 1차모드에서는 감쇠비가 증가하고 고차모드에서는 감쇠비가 감소하여 모드별로 감쇠비가 상이하게 변화하는 것을 알 수 있다.

이러한 주기와 감쇠비의 변화에 대한 모드응답에 변화를 바탕으로 응답스펙트럼 상에서의 1차모드와 4차모드의 응답변화를 Fig. 15에 나타내었다. 등가선형모델의 구조해석을 통해 전단력 증폭을 예측할 때 감쇠비 변화를 고려하기 위하여 비선형해석과 동일한 레일리 감쇠를 적용하였다. 1차모드의 경우 주기의 저감 및 감쇠비의 증가로 스펙트럼 가속도가 더욱 감소하게 되는 경향이 있으며 이와 반대로 4차모드의 경우 주기의 증가로 스펙트럼 가속도가 증가하면서 감쇠비의 감소로 스펙트럼가속도가 추가로 증가한다. 이로 미루어 볼 때 고차모드에 대한 전단력이 더욱 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

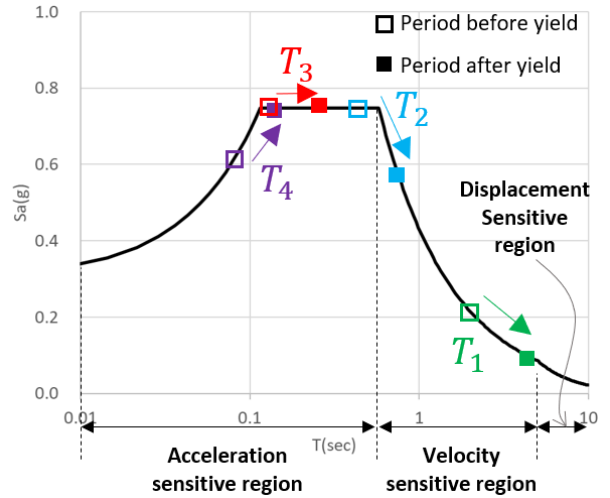


Fig. 13. Example of change in period after yield (Type-A, MCE)

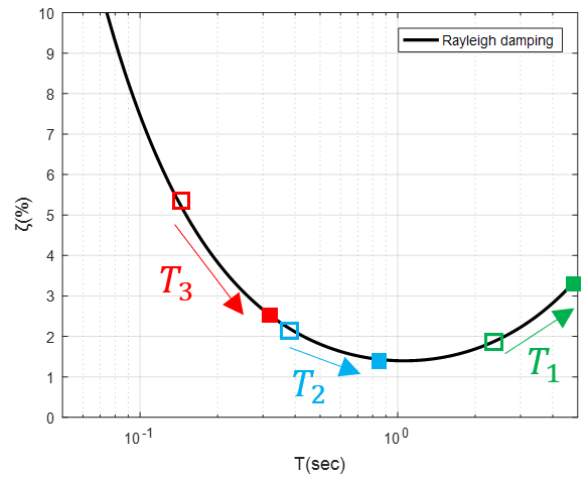


Fig. 14. Rayleigh damping with change in period (Type-A, MCE)

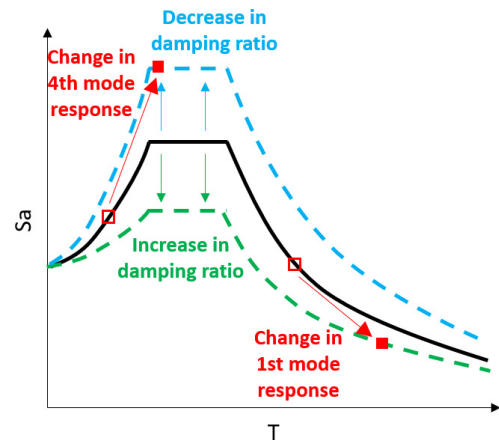


Fig. 15. Response change in 1st mode and 4th mode according to effective stiffness

등가선형모델에 유효강성을 적용하여 모드별 전단력 분포를 산정한 결과와 유효강성을 적용하지 않은 층전단력 분포를 비교하여 Fig. 16에 나타내었다. 그림의 층전단력분포는 탄성강성을 적용한 1차모드의 밀면전단력으로 정규화하여 작성하였다. 해당 전단력은 유효강성의 적용여부에 따른

응답의 변화를 확인하기 위한 것으로 SRSS 조합에 의한 층전단력이다. 비교결과 유효강성 적용 시 1차모드 전단력이 차지하는 비율이 감소하는 것으로 나타났고 3차모드의 전단력이 1차모드의 전단력 수준과 유사한 수치를 가지는 것으로 나타나 고차모드 층전단력이 차지하는 비율이 증가하는 것으로 확인되었다. 그 중 2차모드 층전단력 비중이 가장 큰 것으로 나타났다.

5. 전단력 증폭 비교 분석

5.1 전단벽 구조시스템에 대한 전단력 분포 비교 분석

Type-A, Type-B, Type-C에 대한 전단력 분포 결과는 Fig. 17에 나타내었으며 이 연구에서 제안하는 모드조합법 및 유효강성 K_e 를 적용한 모델을

을 제안모델(Proposed model)로 표기하였다. 전단력 분포의 비교는 기본 설계지진(DBE)과 최대고려지진(MCE) 수준을 각각 고려하여 나타내었다. 추가로 기존연구에서 제안하고 있는 전단력 증폭모델을 나타내어 비선형동적해석에 의한 전단력 분포를 비교해 보았다. 기존연구인 김성현 등, Rutenberg and Nsieri, Eurocode 8, ACI 318-19에서 제안하고 있는 모델을 사용하여 전단력을 산정하였으며 비교한 결과 4가지 모델이 전체적으로 전단력을 과소평가하고 있는 것으로 나타났다[3-5], [18]. 또한 기존연구들은 모두 전단력 분포 형태가 2차모드의 전단력분포 형상이 뚜렷하게 나타나 비선형해석의 전단력분포를 예측하지 못하고 있다. 이 연구의 제안모델을 사용하여 산정된 전단력분포를 확인 시 기존연구들의 제안모델을 사용한 경우 보다 비선형동적해석의 전단력 분포를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 구조물이 고층일수록 밑면전단력을 상대적으로 과소평가하는 것으로 나타났다.

Table 4에는 이 연구에서 제안하는 모델과 기존연구의 제안모델들의 밑면전단력 오차율을 나타내었으며 DBE 수준의 해석결과와 MCE 수준의 해석결과를 종합하여 총 6개 해석결과에 대한 오차율 평균과 표준편차를 산정하여 나타내었다. 그 결과 제안모델의 오차가 6.1%로 가장 적은 오차를 가지는 것으로 나타났으며 제안모델에서 가장 작은 표준편차를 가지는 것으로 나타났다.

상층부의 전단력 비교를 정량적으로 표현하기 위해 Table 5에는 층별로 전단력의 오차율을 산정한 뒤 모든 층의 오차율의 평균을 산정하여 그 값을 나타내었다. 모든 층의 오차율을 산정하여 평균을 계산할 때에는 층별 전단력분포에 기초한 가중평균을 사용하여 산정하였다. 밑면전단력 오차율 분석과 마찬가지로 DBE 수준의 해석결과와 MCE 수준의 해석결과를 종합하여 총 6개 해석결과에 대한 오차율 평균과 표준편차를 산정하여 나타내었다. 비교결과 제안모델이 약 11%의 오차율을 가지는 것으로 나타나 전단력의 분포를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다. Rutenberg(2006) 모

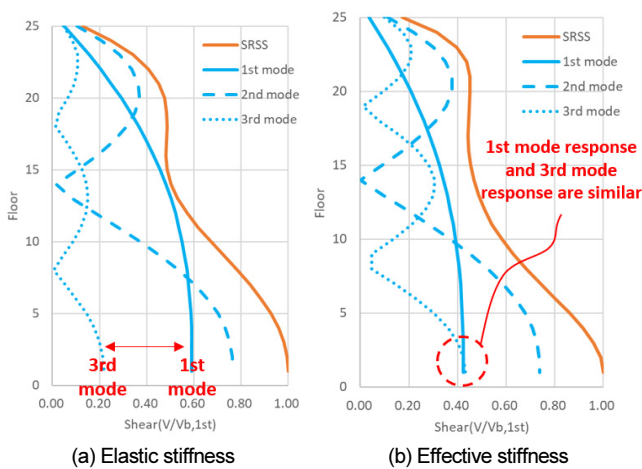


Fig. 16. Example of normalized story shear force distribution according to effective stiffness (Type-A, MCE)

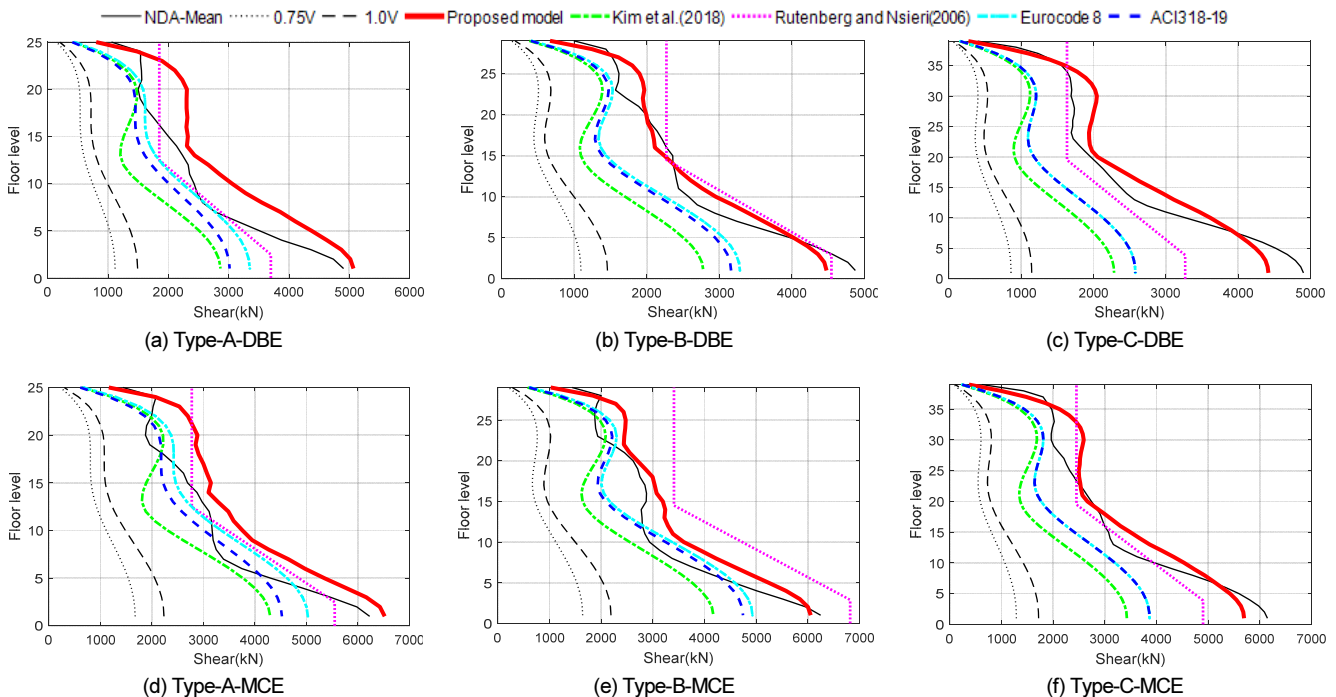


Fig. 17. Comparison of shear distribution by nonlinear dynamic analysis and results of predictive models

Table 4. Error rates of total base shear

Model	Error rate of base shear (%)						Average	Standard deviation
	Type-A		Type-B		Type-C			
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE		
Proposed model	3.4	4.7	8.1	3.1	9.9	7.4	6.1	2.8
Eurocode 8 [3]	31.7	19.3	32.6	21.1	47.4	37.1	31.5	10.4
Kim et al. [4]	41.6	31.0	42.9	33.2	53.4	44.2	41.1	8.1
Rutenberg and Nsieri [5]	24.6	10.9	6.8	9.1	33.4	20.3	17.5	10.4
ACI318-19 [18]	38.5	27.3	35.1	24.1	47.4	37.1	34.9	8.4

Table 5. Story-wise average error rates in story shear

Model	Average of error rate in story shear (%)						Average	Standard deviation
	Type-A		Type-B		Type-C			
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE		
Proposed model	21.3	19.5	2.9	11.9	5.0	5.4	11.0	7.9
Eurocode 8 [3]	15.7	1.7	24.9	7.3	38.7	27.7	19.4	13.7
Kim et al. [4]	31.8	20.5	38.0	23.5	47.5	38.0	33.2	10.1
Rutenberg and Nsieri [5]	3.6	12.4	14.0	40.7	14.8	0.5	14.3	14.2
ACI318-19 [18]	24.2	11.3	27.7	10.8	38.7	27.7	23.4	10.8

Table 6. Error rates of base shear for each wall

Model	Error rate of base shear (%)						Average	Standard deviation
	R1	R2	R3	R4	T1	T2		
Type-A-DBE	1.7	12.9	5.4	7.7	8.6	6.1	7.1	3.7
Type-B-DBE	3.7	13.7	0.2	24.4	0.0	5.6	8.0	9.5
Type-C-DBE	0.6	2.5	11.0	17.3	1.5	6.8	6.6	6.5
Type-A-MCE	6.3	8.2	11.3	13.3	9.1	5.0	8.8	3.1
Type-B-MCE	6.6	13.2	18.3	16.4	16.1	10.5	13.5	4.4
Type-C-MCE	0.5	5.8	16.4	14.6	19.4	8.8	10.9	7.1

Table 7. Story-wise average error rates in shear for each wall

Model	Average of error rate in story shear (%)						Average	Standard deviation
	R1	R2	R3	R4	T1	T2		
Type-A-DBE	6.4	4.7	1.8	0.9	9.2	18.2	6.9	6.3
Type-B-DBE	12.6	11.5	7.2	4.7	2.8	19.1	9.6	6.0
Type-C-DBE	14.2	20.9	5.2	9.5	28.7	3.4	13.7	9.8
Type-A-MCE	8.5	12.3	2.0	0.4	33.6	8.8	10.9	12.0
Type-B-MCE	24.4	22.6	4.2	14.1	2.0	7.1	12.4	9.5
Type-C-MCE	22.1	19.7	6.0	19.3	0.4	6.6	12.4	9.1

텔의 경우 비교적 작은 14.3%의 오차율을 가지는 것으로 나타났으나 표준 편차가 제안모델 보다 약 1.8배 큰 것으로 나타나 해석모델별로 예측 편차가 큰 것으로 나타났다.

비교결과를 종합해 볼 때 기존연구의 제안모델들은 일부 전단력분포를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났으나 해석모델별로 예측 편차가 큰 것으로 나타났고 이 연구의 제안모델은 비교적 전단력 오차율과 예측 편차가 작은 것으로 나타나 비선형 동적해석의 전단력을 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다.

5.2 개별 전단벽의 전단력 분포 비교

Table 6에는 해석모델의 개별벽체들에 대하여 제안모델과 비선형해석 결과의 밀면전단력 오차율을 나타내었고 하나의 해석모델에 포함된 6개의 개별벽체에 대한 오차율 평균과 표준편차를 산정하여 나타내었다. 그 결과 해석모델별로 6.6~13.5%의 오차율을 가지는 것으로 나타나 제안모델이 개별벽체의 밀면전단력을 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다. Table 7에는 Table 5에서 나타난 바와 같이 상층부의 전단력 비교를 정량적으로 표현하고자 층별 전단력분포에 기초한 가중평균을 사용하여 개별

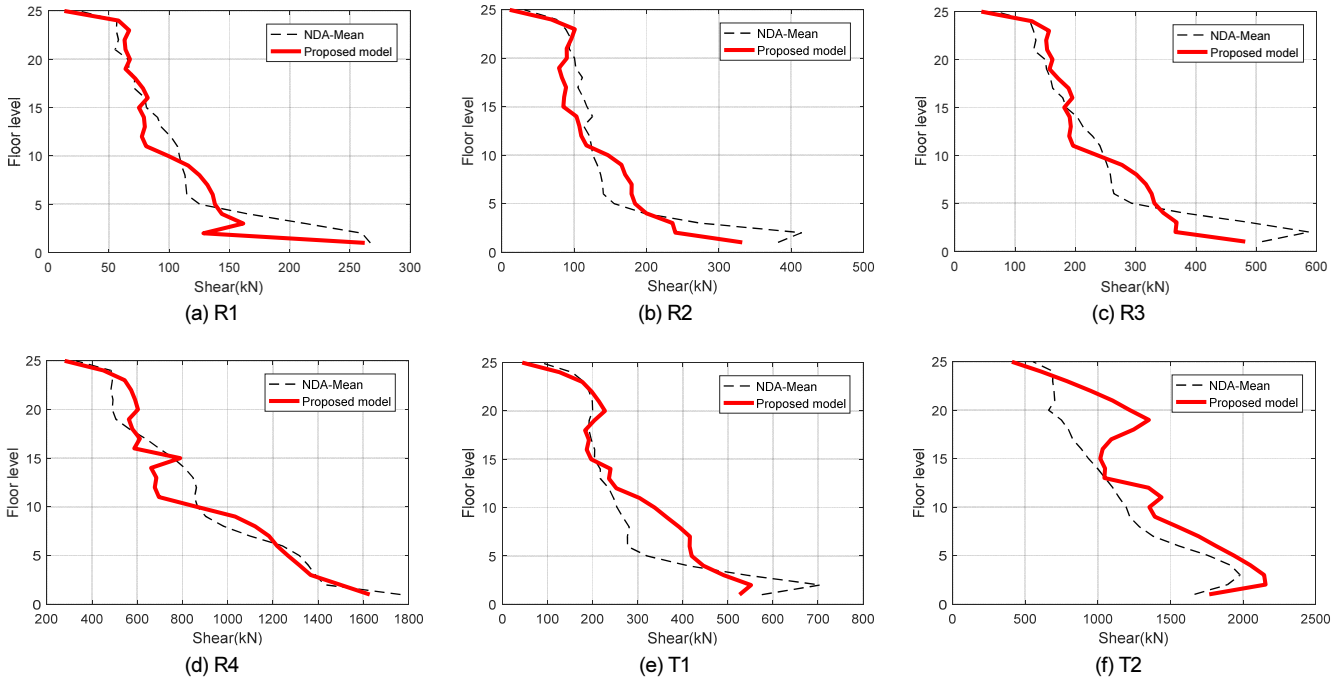


Fig. 18. Comparison of shear distribution by each wall (Type-A-DBE)

벽체에 대한 평균 오차율을 나타내었으며 산정된 6개 개별벽체의 오차율의 평균도 함께 나타내었다. 그 결과 개별벽체는 6.9~13.7%의 오차율을 가지는 것으로 나타나 층별 전단력 분포도 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다. DBE 수준에서의 Type-A 해석모델에 대한 비교결과를 Fig. 18에 대표적으로 나타내었다.

6. 결론

이 연구에서는 비선형동적해석 시 발생하는 요구전단력의 증폭으로 인해 발생할 수 있는 반복적인 비선형해석을 최소화하고자 기존 상용프로그램을 통한 비탄성 정적해석 및 탄성해석 결과를 이용하여 비탄성 동적응답을 효과적으로 예측하기 위한 근사해석법을 제안하는 기초연구를 수행하였다. 이 연구는 직사각형과 T형 벽체로 구성되며 연결보가 없거나 그 강성이 무시할 정도로 작은 높이 70 m, 주기 2.4 초 이상의 보통전단벽 구조를 대상으로 한다.

비선형응답의 동적 특성을 반영하여 고차모드 조합에 1차모드의 절대값을 직접 더하는 모드조합법을 식(1)과 같이 제안하였고 고차모드의 성분은 주기성분과 강체성분으로 분류하여 강체성분의 고차모드 전단력은 직접합, 주기성분의 고차모드 전단력은 SRSS 방법으로 조합하도록 제안하였다. 등가선형시스템의 유효강성은 벽체의 휨모멘트-곡률 관계에서 최대 및 최소변형 시점을 연결한 유효강성을 사용하였다.

비선형동적해석 시 증가되는 전단력을 예측하기 위해서 비선형정적해석을 수행하였고 유효강성을 적용한 등가선형모델의 응답스펙트럼해석을 수행하였다. 제안된 모드조합법 식(1)과 유효강성의 적용방법에 따른 전단력 분포 결과와 비선형동적해석의 전단력분포를 비교한 결과는 아래와 같다.

1. 제안모델의 층전단력분포는 특정 상부층에서 일부 상대적으로 큰 오차를 가지는 것으로 나타났으나 전반적으로 전단력 분포를 유사하게 예측하고 있는 것으로 나타나 상층부의 오차는 실제 설계 시 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다. 밀면전단력 또한 비선형동적해석의 결과를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타나 이 연구에서 제안하고 있는 증폭된 전단력 예측 방법이 적절한 것으로 판단된다.
2. 제안모델과 비선형동적해석결과를 통한 개별벽체의 전단력분포를 비교분석한 결과 제안모델이 개별벽체의 전단력 분포를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 이 연구에서 제안한 전단력 예측 모델은 구조물 초기 설계단계에서 증폭된 전단력을 충분히 예측할 수 있을 것으로 판단된다.
3. 밀면전단력의 오차율과 층별 전단력 오차율 평균을 확인 시 기존연구의 제안식은 일부 전단력분포를 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났으나 해석모델별로 예측 편차가 큰 것으로 나타났고 이 연구의 제안방법은 전단력 오차율과 예측 편차가 작은 것으로 나타나 비선형 동적해석의 전단력을 보다 유사하게 예측할 수 있는 것으로 나타났다.
4. 연구에서 사용된 3가지 해석모델 중 가장 큰 높이와 세장비를 가지는 Type-C 모델에서는 다른 모델보다 밀면전단력을 과소평가하는 경향이 가장 큰 것으로 나타났다. 구조물의 높이가 높고 세장비가 클수록 밀면전단력을 과소평가 하는 것으로 확인되었으나 밀면전단력의 오차율은 10% 미만으로 크지 않다. 다만 이 연구에서는 전단을 탄성으로 모델링 하였으나 실제 구조물에서는 균열에 의한 강성의 저감이 발생하므로 전단강도에 대한 요구량이 다소 완화될 수 있을 것으로 판단된다.
5. 이 연구에서 제안된 모드조합법 식(1)에 사용된 1차모드 전단력은 비선형정적해석의 결과를 이용하였고 고차모드 전단력은 등가선형모델의 탄성해석결과를 이용하였으나 적용된 유효강성은 비선형동적해석을 통해 산정되었다. 따라서 초기설계 단계에서 제안된 모드조합법을 활용

하기 위해서는 비선형정적해석 결과의 근사화 및 유효강성을 예측할 수 있는 방법에 대한 추가연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

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

/ REFERENCES /

1. KDS 41 17 00, Seismic Building Design Code, Korea Construction Standards Center, c2019.
2. NZS, NZS 3101: Part1, Concrete Structures Standard; Part 2, Commentary on the Design of Concrete Structures, Wellington: New Zealand Standards, c2006.
3. CEN, Eurocode 8-Earthquake Resistant Design of Structures, Pt. 1,3 General Rules-specific Rules for Various Materials and Elements, Brussels, Belgium, c2004.
4. Blakeley RWG, Cooney RC, Megget LM, Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1975; 8(4):278-290.
5. Kim SH, Hwang HJ, Park HG, Shear Force Amplification Effect Addressing Nonlinear Dynamic Response in Slender RC Walls, Journal of the Korea Concrete Institute, 2018;30(2):135-146.
6. Rutenberg A, Nsieri E, The Seismic Shear Demands in Ductile Cantilever Wall Systems and the EC8 Provisions, Bull Earthq. Eng, 2006;4:1-21
7. Architectural Institute of Korea, Guidelines for Performance-Based

- Seismic Design of Residential Buildings, Korea Building Code Center, c2017.
8. PEER, 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.
9. Jeon SH, Park JH, Seismic Fragility Assessment of Ordinary RC Shear Walls Designed with a Nonlinear Dynamic Analysis, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2019;23(3):169-181.
10. PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 2006, Available from: <https://ngawest2.berkeley.edu/site>
11. 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;20(1):55-62.
12. Chopra AK, Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall:Englewood Cliffs, NJ, c1995.
13. Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ, Powell GH, Displacement Based Seismic Design of Structures, Earthquake Spectra, 2008;24(2).
14. Wiebe L, Christopoulos C, Mitigation of Higher Mode Effects in Base-rocking Systems by Using Multiple Rocking Sections, J. Earthq. Eng. 2009;13(1):83-108.
15. Gupta AK, Cordero K, Combination of Modal Responses, In Structural Mechanics in Reactor Technology, c1981.
16. Gupta AK, Chen DC, Comparison of Modal Combination Methods, Nuclear Engineering and Design, 1984;78(1):53-68.
17. Guide R 1,92, Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Revision 2, USNRC, c2006.
18. ACI Committee, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, c2008.