

붕괴방지 수준을 고려한 국내 고층 아파트의 성능기반 내진설계

Performance-Based Seismic Design of High-rise Apartment Buildings in Korea Considering Collapse Prevention Level

이민희¹⁾ · 유창환¹⁾ · 김태진^{1)*} · 김종호¹⁾

Lee, Minhee¹⁾ · Yoo, Changhwan¹⁾ · Kim, Taejin^{1)*} · Kim, Jong-Ho¹⁾

¹⁾(주)창민우구조컨설턴트

¹⁾Chang Minwoo Structural Consultants

/ A B S T R A C T /

The objective of this study is to apply performance-based seismic design to high-rise apartment buildings in Korean considering collapse prevention level. The possible issues during its application were studied and the suggestions were made based on the findings from the performance-based seismic design of a building with typical residential multi-unit layout. The lateral-force-resisting system of the building is ordinary shear walls system with a code exception of height limit. In order to allow the exception, the serviceability and the stability of the ordinary shear wall structure need to be evaluated to confirm that it has the equivalent performance as the one designed under the Korean Building Code 2009. The structure was evaluated whether it satisfied its performance objectives to withstand Service Level and Maximum Considered Earthquake.

Key words: Performance-Based Design, Service Level Evaluation, MCE Level Evaluation, Nonlinear Response History Analysis, Ordinary Shear Wall

1. 서론

지진에 의한 구조물의 피해 조사와 수많은 연구 결과를 통해 지난 몇 십 년 동안 성능기반 내진설계의 방법과 절차가 보다 명확하게 발전되어 왔다. PEER(TBI)에서 제안하는 성능기반 설계 절차 [1]는 성능기반 설계의 개념 체계 및 접근법을 보다 상세하게 제시하고 있다. TBI는 현행 기준에서 제시하는 내진설계의 대안으로 고층 건물의 지진응답특성을 고려한 설계 방안을 제안하였고, 미국에서는 이를 현행 기준에서 정의하기 힘든 구조시스템을 지진력 저항시스템으로 사용하는 경우나, 높이제한이 있는 지진력 저항시스템에 적용하고 있다. 이와 마찬가지로, 국내에서는 성능기반 설계를 Sd지반에 60 m의 높이 제한이 있는 보통 전단벽 시스템에 적용하고 있다. KBC2009 [2]에 따르면 보통 전단벽 시스템은 내진등급 D에서 60 m 이상일 때 허용되지 않는다. TBI는 사용성 수준 하중과 극한하중에 대해

각각 사용성과 안정성을 만족하도록 설계할 것을 제안하고 있으며, 이러한 설계절차는 현행 기준의 하중-저항계수 설계법(LRFD: Load-Resistant-Factored Design)의 설계개념과 일치한다. TBI의 주목적은 두 하중 조건에서 구조물의 성능이 현행 내진설계기준에서 제시하는 성능을 갖도록 하는데 반해, 국내에서 최근 제안된 공동주택 성능기반 내진설계 지침(2015)[3]은 MCE의 2/3인 설계지진(DE: Design Earthquake)에 대한 인명안전(Life Safety)의 목표성능으로 한정되어 있다. 이러한 지침의 한계로 인해, 구조물이 최소 성능인 낮은 붕괴 확률(약 10%)로 최대고려 지진(MCE: Maximum Considered Earthquake)을 견딜 수 있는 성능을 확보하는지 확인하기 어렵다.

따라서 이 연구에서는 MCE를 고려하여 국내 아파트의 성능기반 내진 설계를 수행하고자 한다. 이를 통해 성능기반설계의 적용가능성에 대해서 고찰하고, 그 절차와 적용 방법을 제시하고자 한다. 이를 위하여 국내의 전형적인 아파트 평면을 갖는 대상건물을 선정하여 TBI에 따라 성능기반 내진설계를 수행하였다. 이 지침에 명시되어 있지 않거나 국내 상황과 비교할 필요가 있는 항목에 대해서는 공동주택 성능기반 내진설계 지침(2015)을 참고하였다. 높이가 61.6 m인 대상 건물은 KBC2009에 나와 있는 보통 전

*Corresponding author: Kim, Taejin

E-mail: taejin@minwoo21.com

(Received February 4, 2016; Revised March 10, 2016; Accepted March 30, 2016)

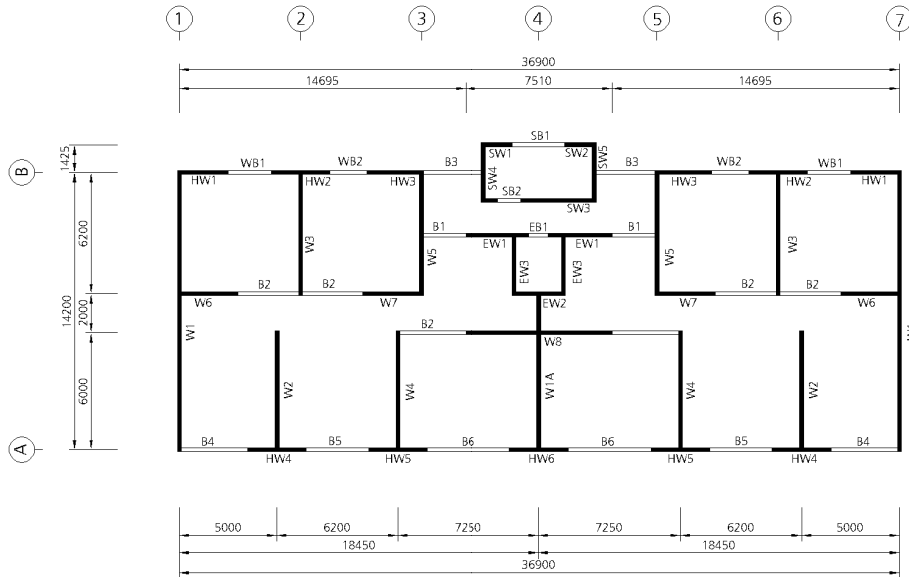


Fig. 1. Typical Floor Plan

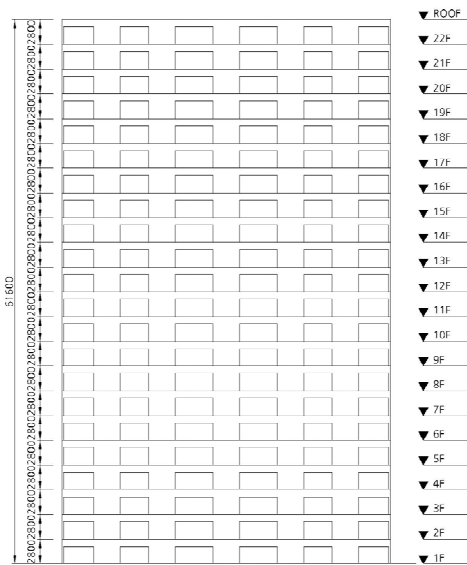


Fig. 2. Elevation

단벽 시스템의 60 m 높이제한 조항을 제외한 나머지 모든 기준에 따라 설계되었다. 이 예외사항을 적용하기 위해서는 현행 설계기준과 동일한 성능을 가지고 있음을 증명하여야 하며, 이를 위해 TBI에 따라 구조물의 사용성과 안정성을 평가하였다. 전체구조물과 부재들은 선형응답스펙트럼 해석을 통해 사용성 수준의 허용기준을, 비선형 응답이력해석을 통해 7개의 MCE 수준의 지진에 대한 붕괴방지의 허용기준을 만족하는지 검토하였다.

2. 대상 건물의 개요

국내 보통 전단벽식 고층아파트의 성능기반 내진설계를 위해 국내의 전형적인 아파트 평면을 선정하였다. (Fig. 1) 대상건물은 지상 22층으로 지

상 높이가 61.6 m이며 층고는 2.8 m이다. (Fig. 2) 대상 건물의 벽체 두께는 300 mm이다. 그리고 연결보의 축은 WB1, WB2의 경우 750 mm이며 나머지 부재는 600 mm이다. 그리고 X, Y방향의 벽체 량은 각각 3.8%, 5.5% 이다. 이러한 세장한 벽체는 국내 아파트의 전형적인 특성이며, 지난 2010 칠레 지진($M_w=8.8$)에서 큰 손상이 발생한 전단벽 구조물과 유사하다. 칠레의 RC벽식 구조물은 각 방향별 벽량이 평균 약 3%정도가 일반적이다.[4] 이러한 관찰을 바탕으로 하여, 허용 기준을 보다 엄격하게 접근할 필요가 있을 것으로 판단된다.

3. 대상 건물의 성능기반 설계

3.1 목표성능 설정

대상 건물이 현행 기준에서 요구하는 동일한 성능을 확보하는 것을 증명하기 위하여 성능기반 내진설계를 통해 아래와 같은 두 가지 목표성능수준 만족여부를 검토하였다.

- (1) 사용성 수준의 지진에 대해 제한된 범위의 손상 내에서 저항
- (2) 최대고려지진하중에 대해 낮은 붕괴확률로 저항

3.2 성능기반 설계의 절차

성능기반 설계의 절차는 선형해석을 통한 기본설계 및 사용성 수준 평가와 비선형 응답이력해석을 통한 최대고려지진 평가의 3단계로 분류할 수 있다.(Fig. 3)

기본 설계 단계에서는 성능기반 설계 및 검토를 위하여 부재 설계를 목적으로 하고 있으며, 선형응답스펙트럼 해석을 통해 벽체, 연결보, 슬래브의 부재배근을 진행하게 된다. 사용성 수준 평가단계에서는 사용성 수준의

Table 1. Expected Strength

Material	Nominal Strengths (f _{ck} or f _y)	Factor
Concrete	21 MPa ~ 40 MPa	1.1
Rebar	400 MPa ~ 500 MPa	1.1

Table 2. Stiffness Assumption

Concrete Element	Code-Level Analysis	Serviceability Analysis	MCE-Level Nonlinear Models
Specified vs. Expected Concrete Strength	Specified concrete strength	Expected concrete strength	Expected concrete strength
Shear Walls	Flexural-0.7 I _g Shear-1.0 A	Flexural-0.75 I _g Shear-1.0 A	Flexural-1.0 I _g * Shear-1.0 A
Coupling Beams	Flexural-0.35 I _g Shear-1.0 A	Flexural-0.5 I _g Shear-1.0 A	Flexural-0.5 I _g Shear-1.0 A

* Because shear walls were modeled using fiber elements, the effective stiffness EI_{eff} is no assigned explicitly; the EI_{eff} decreased as the strains on the fiber elements increased.

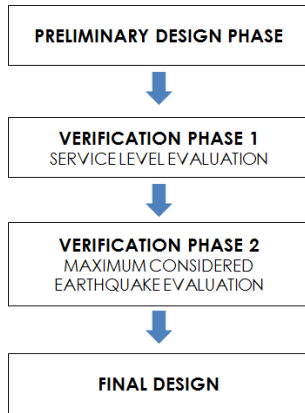


Fig. 3 Performance-based Design Process

지진에 대해 구조물이 제한된 구조적 손상만 입고 탄성으로 거동하는 것을 목적으로 하여 평가하게 된다. 마지막으로, 최대고려지진 수준 평가에서는 2475년 재현주기 지진에 대해 붕괴방지에 대한 평가로 이루어져 있으며, 비선형 응답이력해석을 통해 목표성능을 만족하는지 여부를 검토하여야 한다. 비선형 응답이력해석은 해당 지반 조건의 특성을 반영한 MCE수준의 지반운동을 적용하여 평균응답으로 평가한다. 목표성능수준을 모두 만족할 경우 설계가 완료되며, 만약 만족하지 못할 경우, 기본설계를 통하여 구조부재의 크기와 철근배근 등에 대한 재설계와 함께 비선형해석을 재수행하여야 한다.

3.3 기본설계

KBC2009에 명기된 보통 전단벽의 60 m 높이제한 조항을 제외한 나머지 모든 기준에 따라 설계지진하중(DE)에 대해 대상 구조물의 기본 설계를 수행하였다. 벽체와 연결보의 부재 설계는 KCI 2012[5]를 따랐다. 선형모델 해석 및 설계를 위하여 Midas Gen을 사용하였으며 선형모델에는 벽체와 연결보가 포함된다. 모든 부재의 콘크리트 강도는 24 MPa이고, 철근의 항복강도(f_y)는 400 MPa이다. 주요 구조부재의 재료강도는 공칭강도가 사용되었고, 벽체와 연결보의 휨강성은 KCI 2012(6.5.4(2))를 따라 각각

Table 3. Fundamental Period

Vibration Mode	Period(s)	Dominant direction	Mass participation(%)
1	1.60	Translational mode on X direction	63.65
2	1.18	Translational mode on Y direction	64.08
3	0.81	Rotational mode	59.05

Table 4. Seismic Design Criteria

Parameter	Value
Seismic Zone Factor	0.176
Importance Factor(I)	1.2
Site Class	S _D
Site Coefficients	F _a =1.4, F _v =2.0
Design Spectral Response Acceleration	S _{Ds} =0.42 S _{D1} =0.25
Seismic Design Category	D
Lateral Resisting System	Ordinary Shear Wall System
Response Modification Coefficient(R)	4.0

70%, 35%를 저감한 단면2차모멘트(I_g)를 적용하였다.(Table 2) 연결보의 춤은 WB1, WB2의 경우 750 mm이며 나머지 부재는 600 mm이다. 그리고 연결보들 중 가장 긴 부재는 B6로 4.25 m이고, 가장 짧은 부재는 EB1로 1 m이다. 연결보의 춤이 크기 때문에 전단강도 확보가 어렵지 않았으며, 휨과 전단에 대해서 소요강도대비 내력비가 각각 90%, 80% 이내가 되도록 설계하였다. 벽체는 두께가 300 mm이며, 휨과 압축에 대해 DCR이 90%이내가 되도록 설계되었다. 벽체의 수평철근의 경우 KCI 2012의 간격규정에 따라서 설계함으로써 50%이내의 DCR을 만족하도록 설계되었다.

모드 해석에 따른 대상구조물의 고유주기는 Table 3에 정리하였다. 기준층 및 지붕층의 고정하중은 각각 5.62, 5.20 kN/m²이며, 활하중은 전층 2.00 kN/m²을 적용하였다. 풍하중(노풍도:B, 기본설계풍속:30 m/s, 중요도계수: 1.0)에 의한 밀면전단력은 각각 1111 kN(X-dir.), 2993 kN(Y-dir.)이며, 선형 응답스펙트럼해석을 통해 구해진 지진하중에 의한 밀면 전단력

은 4965 kN(X-dir.), 7563 kN(Y-dir.)이다. 이를 통해 지진하중이 풍하중보다 지배적인 것을 확인하였으며, 이에 따라 이 연구에서는 풍하중의 영향을 고려하지 않았다. 설계에 사용된 KBC2009에 따른 지진하중에 대한 설계 변수는 Table 4에 나타내었다.

3.4 사용성 수준 평가

성능기반내진설계에서 사용성 수준 평가를 수행하기 위하여 국내에 적합한 사용성 수준의 지진을 정의하는 것이 필요하다. 미서부와 같은 강진지역에서의 사용성 한계상태는 빈도수가 높은 43년 재현주기의 지진이 사용되고 있다. 이 연구에서는 선행 연구에 따라 구조물의 수명에 초과확률 50%를 근거로 하여 사용성 수준의 지진을 정의하였다. 국내 통계자료를 따르면 신축주거 건물의 사용수명은 50년이므로 72년 재현주기의 지진이 국내에서의 사용성 수준의 지진으로 적합할 것으로 판단된다. [6] 이에 따라 Fig. 4와 같이 정의된 72년 재현주기의 사용성 수준 응답스펙트럼을 사용하여 평가를 수행하였다.

선형 응답스펙트럼해석을 통해 대상건물의 사용성 수준을 평가하였다. 각 방향별 질량 참여율이 최소 90% 이상이 되도록 충분한 모드를 포함하여 해석을 수행하였고, 모드 응답은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)

을 통해 조합하였다. 기본설계에 사용되었던 선형 모델을 Table 1과 2의 기대강도 재료특성 및 부재별 유효강성으로 수정하여 해석을 수행하였다. TBI의 7.5.3항에 따라 사용성 수준 평가에서는 우발편심을 고려하지 않았고, TBI의 7.6.1항에 따라 다음과 같은 하중조합에 대해서 구조물을 평가하였다.

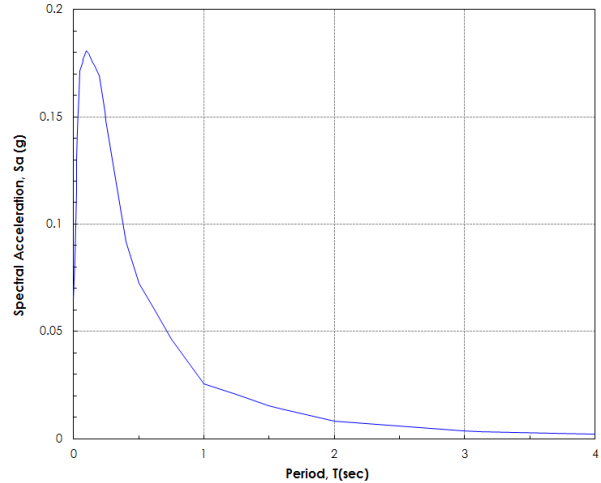


Fig. 4. SLE Spectrum (Kim D. et al., 2015)

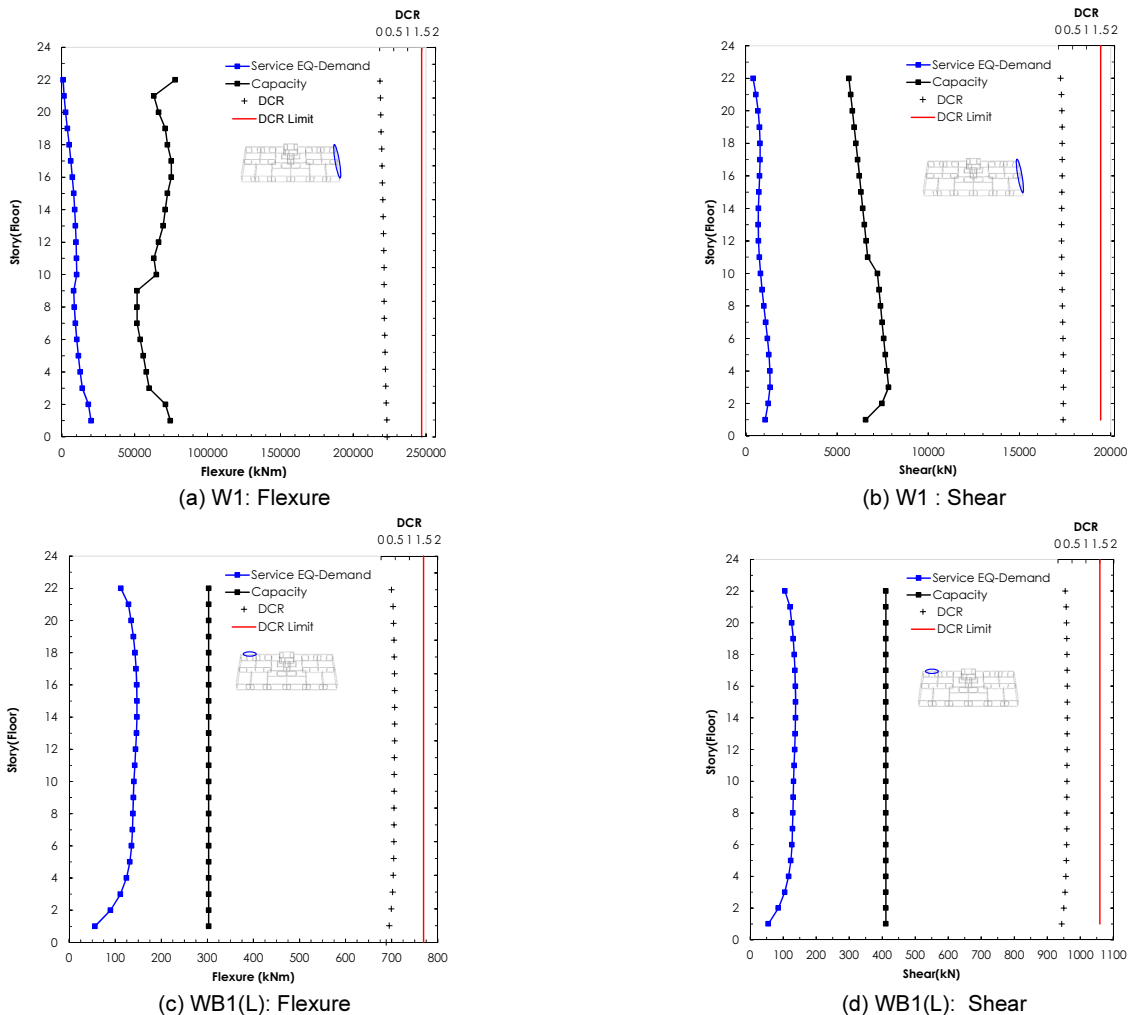


Fig. 5. Actions from Response Spectrum Analysis

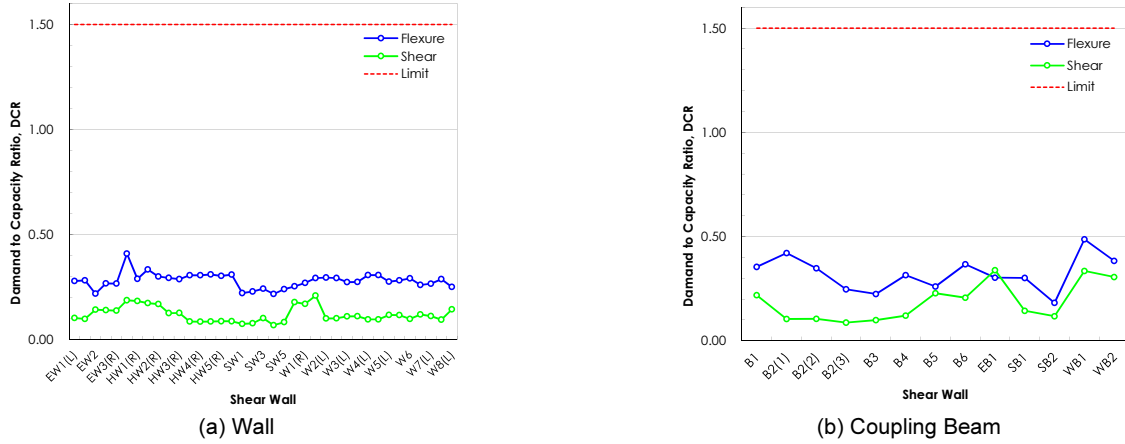


Fig. 6. Maximum DCR of all elements

$$1.0D + 0.25L \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \quad (1)$$

$$1.0D + 0.25L \pm 0.3E_x \pm 1.0E_y \quad (2)$$

여기서, D는 고정하중, L은 활하중이다. 그리고 사용성 평가에서 반응수정 계수는 적용하지 않았다.

TBI의 7.7절의 허용기준에 따라 부재력과 변위를 평가하였다. 전단벽과 연결보의 휨과 전단에 대해서 요구대비 성능비(DCR)는 1.5를 초과해서는 안 되며 여기서 요구값은 식(1)과(2)에 따라 그리고 성능값은 강도감소 계수를 곱한 공칭강도로 정의하였다. Fig. 5는 대상 건물의 단일 벽체와 연결보의 DCR을 모든 층에 걸쳐 나타낸 것이고, Fig. 6은 모든 벽체와 연결보의 최대 DCR을 나타낸 것이다. 모든 벽체와 연결보의 휨과 전단에 대한 성능값은 요구값보다 크다. 벽의 휨과 전단에 대한 최대 DCR은 각각 0.41, 0.21이며, 연결보의 휨과 전단에 대한 최대 DCR은 각각 0.49, 0.34로 충분한 성능을 보여주는 것으로 평가되었다. 그리고 TBI에 따르면 중간변위는 어느 층에서도 층고의 0.5%를 넘어서는 안 된다. 해석 결과에 따르면 절점별 최대 중간변위는 X, Y방향 모두 0.03%으로 허용기준을 만족한다. 따라서, 모든 결과를 통해 대상건물은 사용성 수준의 지진에 대해 탄성거동을 하며 충분한 성능을 보여주는 것으로 평가되었다.

3.5 최대고려 지진 평가

3.5.1 지진파 선정

정확한 해석을 위해 대상 부지 지반의 특성을 고려하여, KBC2009에 의거한 7쌍의 기록 지진파를 선정하였다.(Table 5) PEER CENTER에서 제공하는 기록지진파를 사용하였고, 선정된 지진파를 목표스펙트럼과 일치하도록 보정하였다. 각 지진기록의 두 성분의 가속도 응답스펙트럼을 SRSS 조합한 후, 7쌍의 지진기록에 대한 평균 스펙트럼과 MCE응답스펙트럼을 비교하였다. SRSS 평균 스펙트럼이 주기 0.2T와 1.5T범위에서 MCE응답스펙트럼의 1.3배의 90%보다 크도록 재조정하였다.(Fig. 7)

Table 5. Earthquake records used in dynamic analysis

No.	Name	Year	Station Name	Magnitude
1	Irpinia Italy-02	1980	Bagnoli Irpinio	6.2
2	Chalfant Valley-01	1986	Bishop - Paradise Lodge	5.77
3	Iwate Japan	2008	Tamati Ono	6.9
4	Loma Prieta	1989	Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	6.93
5	Chuetsu-oki Japan	2007	Kawaguchi	6.8
6	Chi-Chi Taiwan-06	1999	TCU075	6.3
7	Chi-Chi Taiwan-06	1999	TCU076	6.3

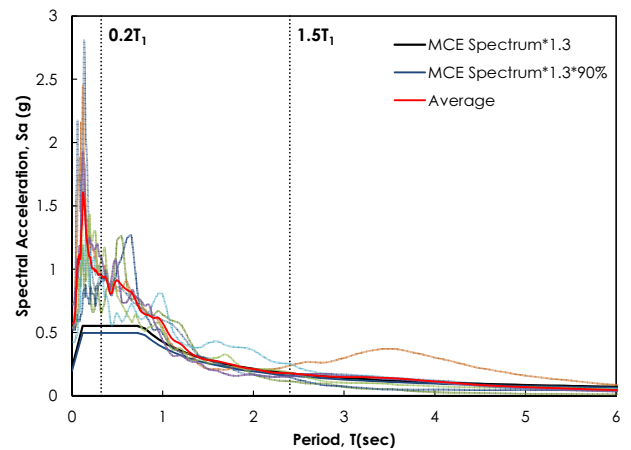


Fig. 7. Modification of the selected Records to Match Target Spectrum

3.5.2 비선형모델 구축

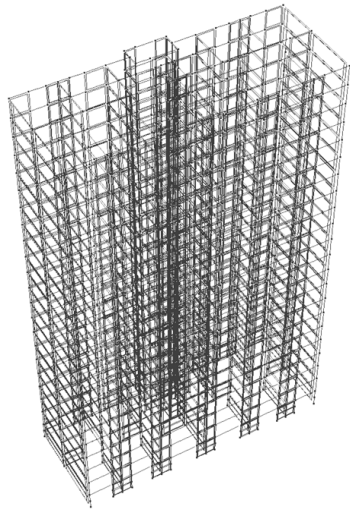
MCE에 부합하는 7쌍의 지진에 대한 구조물의 응답을 평가하기 위하여,

Perform 3D를 사용하여 비선형 응답이력해석을 수행하였다. (Fig. 8) 해석모델은 벽체 및 연결보의 비선형 특성을 포함하고 있다.

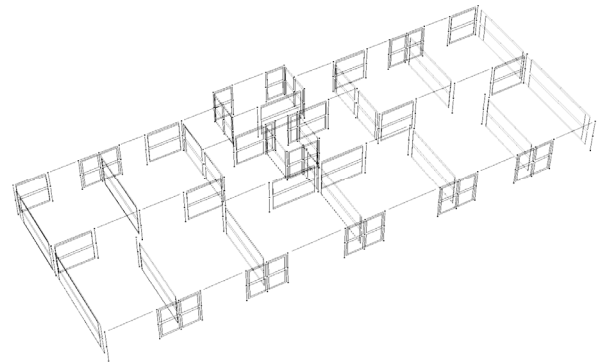
벽체는Fiber요소를 사용하여 모델링하였으며, 기대강도가 적용된 콘크리트 및 철근의 응력과 변형을 관계로 정의하였다.(Fig. 9) 콘크리트는 인장영역을 무시하였고 공동주택 성능기반설계 지침(2015)의 4.3.2 콘크리트 조항에서 제시한 수정 Kent-Park 모델의 비구속 콘크리트 부재를 표현한 곡선을 참조하여 압축 최대강도에 대응하는 변형률이 0.002가 되는 곡선을 구현하였다. 콘크리트의 재료 탄성계수는 KCI 2012의 탄성계수 계산식을 따랐다. 철근의 물성치는 콘크리트와 마찬가지로 기대강도계수를 적용하여 삼선형 곡선으로 입력하였다. 파단 변형률은 공동주택 성능기반설계 지침(2015)의 4.3.3 철근 조항을 참조하여 0.1로 입력하였다. 콘크리트와 철근의 반복이력에 따른 강성 저감을 Cyclic degradation의 에너지 비율로 적용하였다.(Fig. 9) 해당 에너지 비율은 선형연구를 참고하였다.[7, 8] 벽체의 전단방향에 대해서는 전단탄성계수($G=E/2(1+\nu)=0.4E$)를 입력한 탄성재료모델을 반영하였으며, 벽체의 면외방향 탄성계수는 면내방향 탄성

계수의 1/4수준으로 적용하였다. 벽체의 비선형 거동은 저층부에 집중되며, 선형연구에서는 소성힌지의 길이를 보다 짧게 보도록 제한하고 있다.[4], [9], [10] 이에 따라 대상 건물의 저층부의 벽체 소성힌지 영역을 층고의 1/2로 설정하여 모델링하였다.(Fig. 8(b))

연결보 부재의 비선형 모델링 변수 및 허용변형기준은 ASCE41-06[11]을 참조하였다. 연결보의 단부에서 최대 가능한 모멘트 M_{pr} 으로부터 산정한 소요전단강도와 공칭전단강도의 비교를 통해 연결보의 휨지배 또는 전단지배를 결정하였다. B2, SB1부재는 휨지배 부재로, 나머지 부재는 전단지배 부재로 모델링하였다. 휨지배 부재로 분류된 B2부재의 경우 ASCE41-06의 Table 6-18를 기준으로 하여 $a=0.02, b=0.035$ 을 적용하여 모델링하였고, CP에 대한 허용수준을 0.02로 설정하였다. 그리고 전단지배 부재로 분류된 EB1부재의 경우 Table 6-19를 기준으로 하여 $d=0.008, e=0.014$ 를 적용하여 모델링하였고, 허용수준을 0.007로 설정하였다. Fig. 10은 휨지배 및 전단지배 부재의 이력곡선을 나타내고 있다. 재료모델과 마찬가지로, 반복이력에 따른 강성 저감을 Cyclic degradation의 에너지

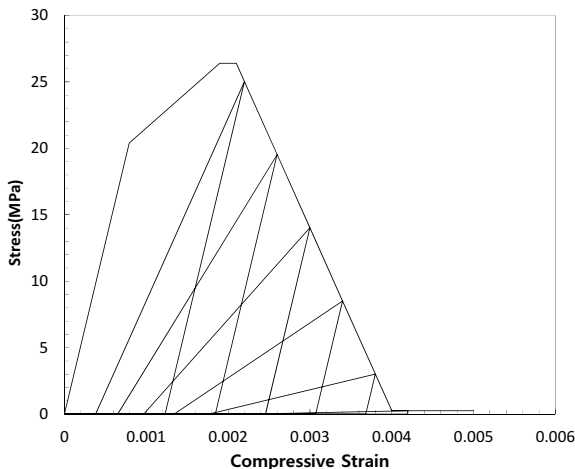


(a) 3D model View

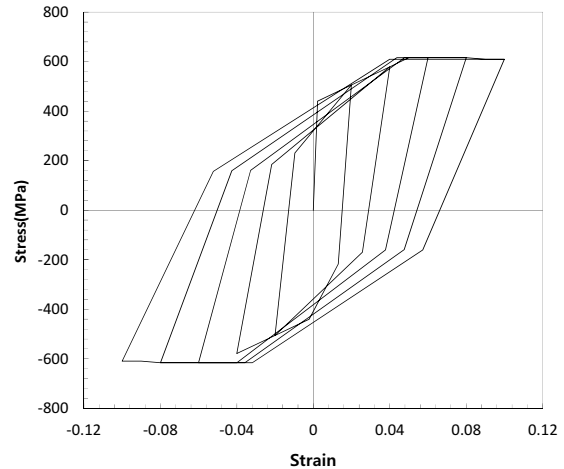


(b) 1st Floor

Fig. 8. 3D Model(Super-structure only)



(a) Concrete($f_c=24\text{MPa}$)



(b) Rebar($f_y=400\text{MPa}$)

Fig. 9. Material Models

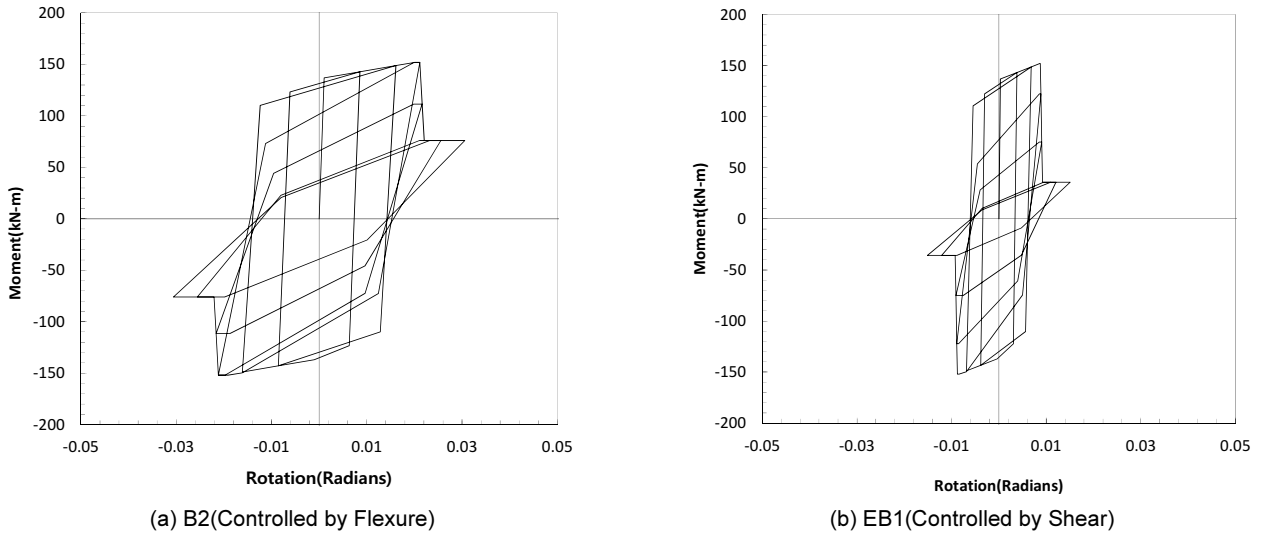


Fig. 10. Coupling Beam Moment-Rotation Relations for B2 and EB1

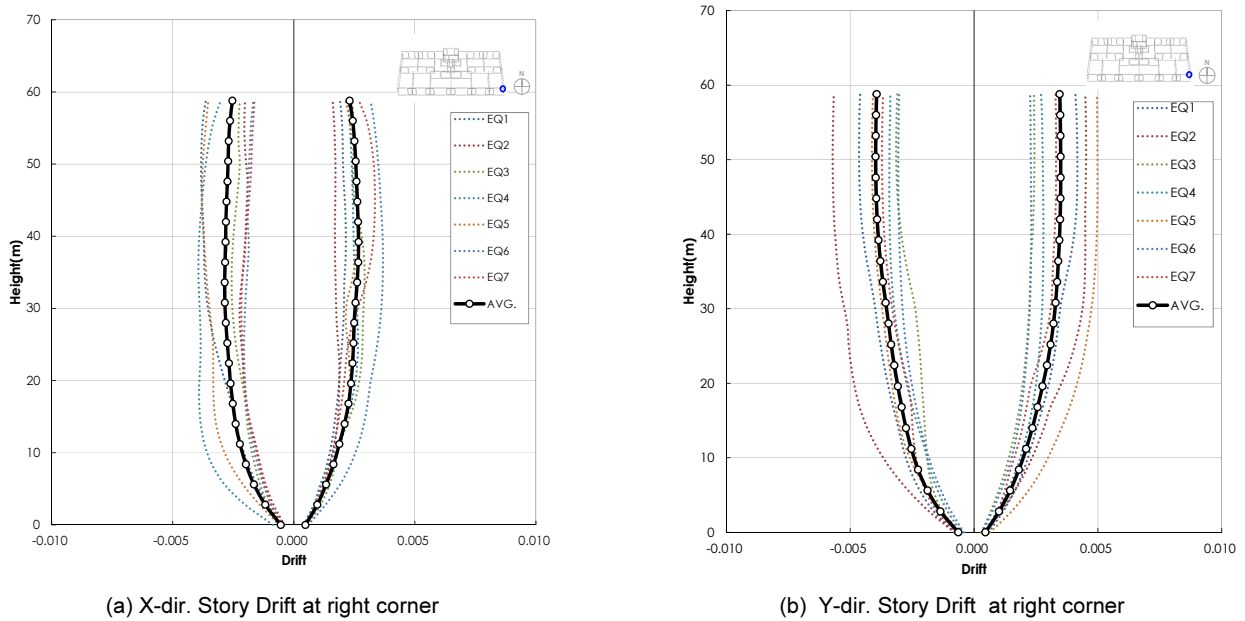


Fig. 11. Story Drift

지 비율로 적용하였다. 연결보의 단면모델은 PERFORM 3D의 “FEMA Beam, Concrete Type”을 이용하여 작성하였다. 질량은 층별 질량 중심위치에 집중 질량으로 입력하였으며, 질량의 크기는 1.0DL을 적용하였다. 그리고 Table 2에 정리된 유효강성을 각 부재에 적용하였다. 지진하중에 대한 비선형 해석 시에는 일반적으로 기본 설계에서 사용하는 중력하중과는 다른 예상 중력하중을 적용하며, TBI의 8.3.2를 참고하여 1.0DL+0.25LL을 적용하였다. 구조물의 초기 감쇠율은 공동주택 성능기반설계 지침(2015)의 4.5 초기감쇠율 조항을 참조하여 2.5%로 설정하였다.

3.5.3 평가 결과

MCE지진에 대하여 구조물이 붕괴방지 성능수준을 만족하는지 평가

하기 위하여 TBI의 8.6과 8.7절에 나와 있는 허용기준을 따랐다. 전체구조물에 대한 평가는 층간변위에 대한 검토를 포함한다. 현행기준에서 요구하는 동일한 성능을 확보하기 위해서 Hazard를 증가(1.2×MCE)시키는 대신, 허용수준을 약 80%(1/1.2)로 조정하여, 내진등급의 차이를 고려하였다. 즉, 7상 지진파의 최대응답 평균값은 2.4%(=3.0%×0.8)를 초과해서는 안되며, 개별 지진파의 최대응답은 3.6%(=4.5%×0.8)를 초과해서는 안된다. 구조물의 평면 양쪽 코너에서 층간변위를 검토하였고, 각 방향별 층간변위를 검토한 결과, 허용기준을 모두 충분히 만족하는 것으로 확인하였다.(Fig. 11) 최대층간변위는 X, Y방향의 모두 남동쪽 코너에서 발생하였으며 X, Y방향의 최대층간변위는 각각 0.39%(EQ4), 0.57%(EQ2)로 14, 19층에서 발생하였다.

층간변위 평가와 마찬가지로 동적해석에서의 층 전단력을 모든 지진파

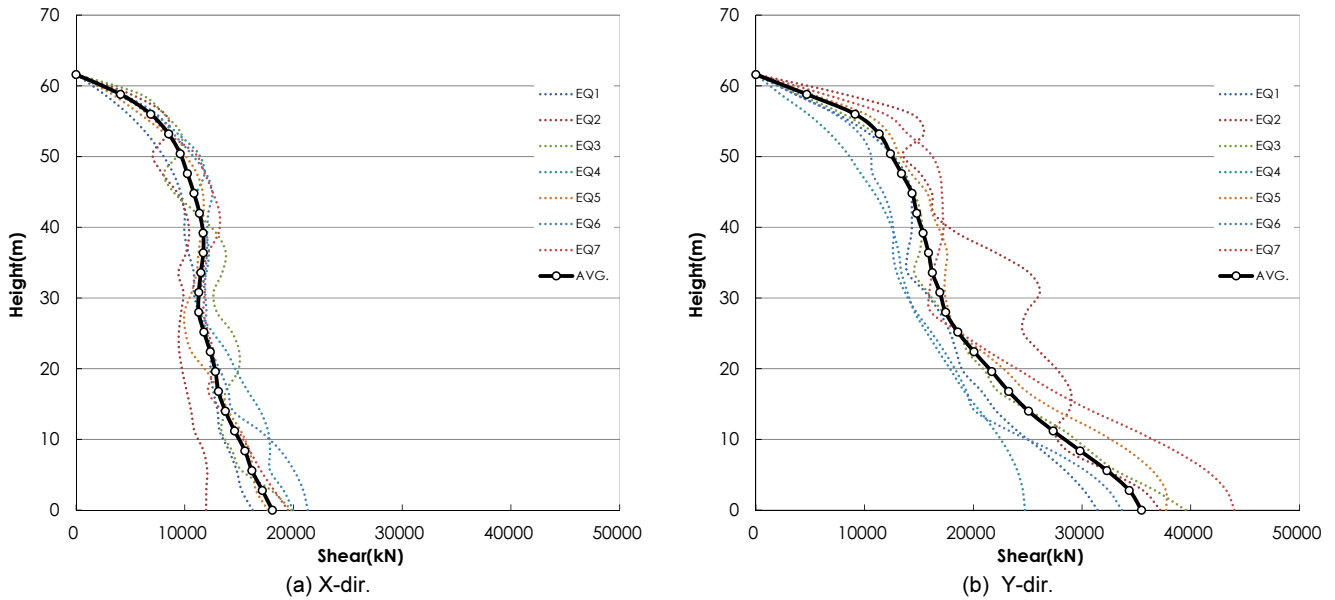


Fig. 12. Story shear

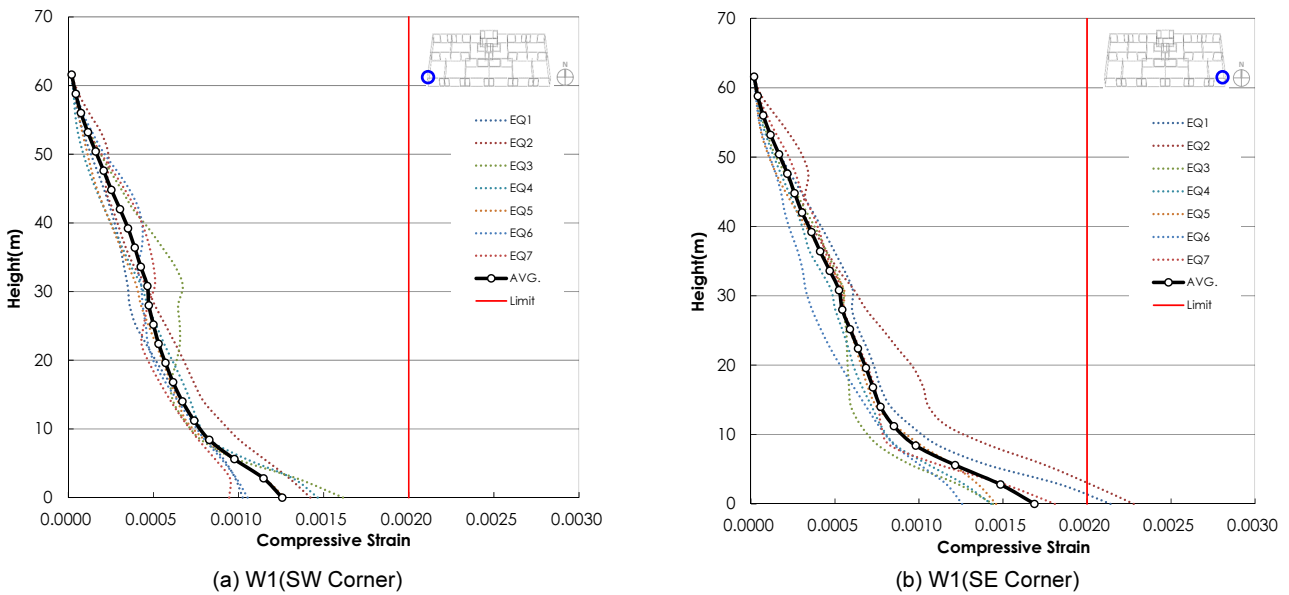


Fig. 13. Wall Compression Strains

의 평균 응답으로 검토하였다. Fig. 12는 모든 지진파에 대한 최대값 평균 그래프를 나타내었다. 층별 모든 벽체에 작용하는 전단력을 검토한 결과, 모두 1층에서 가장 큰 층전단력이 발생하였으며, X,Y방향 각각 17,522 kN, 32,529 kN이다. 개별 지진파에 대한 검토 결과, X방향의 경우, EQ6에서 21,307 kN, Y방향의 경우, EQ7에서 44,013 kN의 최대값이 나타났다. 선형모델에 대한 반응수정계수 1.0일 때의 선형응답스펙트럼해석에 따른 층전단력은 X방향의 경우 16,594 kN, Y방향의 경우 22,710 kN이다. 선형모델과 비선형모델에 대한 해석결과를 비교해 보면, 비선형 응답이력해석의 결과가 더 크며, 이는 벽체 및 연결부의 초과강도와 동적 증폭의 영향으로 나타난 것으로 판단된다.

부재레벨에 대한 평가는 벽체의 압축변형률 및 소성회전각, 부재력, 연결부의 회전각에 대한 검토를 포함한다. 벽체 최외각 단부의 압축변형률에

대한 평가는 중요한 검토사항으로 이 연구에서는 ASCE 41-06을 참조하여 콘크리트의 허용 압축변형률을 0.002로 설정하였다. 7개 지진파의 평균값은 0.002를, 개별 지진파의 최대값은 0.0025를 초과하는 지 검토하였다. 검토 결과, 1층 평면 코너에 위치한 벽체에서 최대 압축변형률이 발생하는 것으로 평가되었다. 남서쪽 코너의 벽체 압축변형률은 7개 지진파의 평균값은 0.13%, 개별 지진파의 최대값은 0.16%(EQ3)로 허용 기준을 만족함을 확인하였고, 남동쪽 코너의 벽체 압축변형률도 마찬가지로 평균값은 0.17%, 개별 지진파의 최대값은 0.23%(EQ2)로 허용 기준을 만족함을 확인하였다. (Fig. 13) 그리고 벽체의 최대 소성회전각은 0.00123으로 EQ2 지진파에 대해 1층 오른쪽에 위치한 W1부재에서 발생하였으며, 이는 ASCE41-06에 나와 있는 최소기준인 0.002보다 작다. 이에 따라 벽체 소성회전각에 대해서도 목표성능을 만족하는 것으로 평가되었다.

하중지배 작용으로 분류되는 벽체의 전단력에 대해 TBI를 참조하여 다음의 허용기준을 만족하는지 평가하였다.

$$\lambda F_u \leq \phi F_{n,e} \quad (3)$$

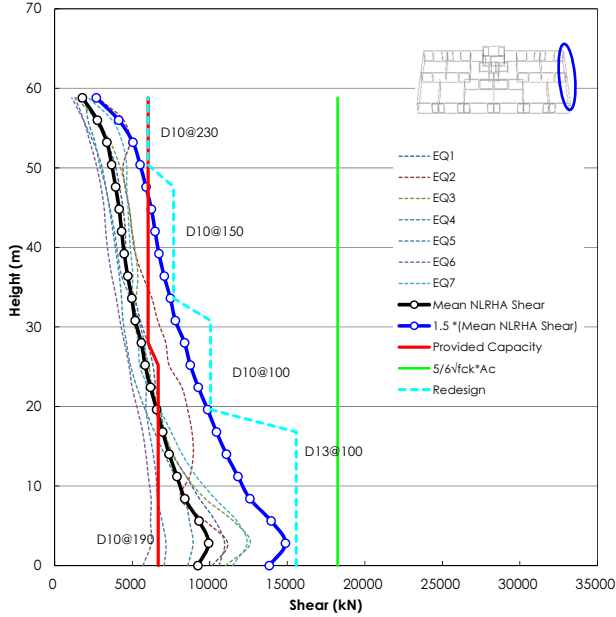


Fig. 14. Wall Shear (W1)

Table 6. Walls which demand- to-capacity ratio exceed 1.0

Location	Wall ID	Floors	DCR _{max}
Elevator	EW1(L)	1~3F	1.21
	EW1(R)	1~3F	1.28
	EW2	1~18F	2.21
	EW3(L)	1~19F	2.08
	EW3(R)	1~19F	2.30
External	HW1(L)	1~9F, 22F	1.45
	HW1(R)	1~9F, 22F	1.51
	HW2(L)	1~4F, 22F	1.31
	HW2(R)	1~4F, 22F	1.33
	HW3(L)	1~19F, 22F	1.49
	HW3(R)	1~20F, 22F	1.46
	W1(L)	1~12F	1.90
Internal	W1(R)	1~17F	2.23
	W2(L)	1~2F	1.22
	W2(R)	1~3F	1.32
	W3(L)	1~2F	1.18
	W3(R)	1~2F	1.14
	W4(L)	1F	1.11
	W4(R)	1~2F	1.22
	W5(L)	1~7F	1.40
	W5(R)	1~6F	1.35
	W6(L)	1~2F	1.30
	W6(R)	1~3F	1.30
	W7(L)	1~2F	1.23
	W7(R)	1~2F	1.22
	W8	1~5F	1.15
	Stair	W1A	1~20F
SW3		1~23F	1.11

여기서, λ 는 1.5, F_u 는 평균 소요작용력, $F_{n,e}$ 는 기대재료특성을 기반으로 하는 설계강도, ϕ 는 재료기준의 강도감소계수이다. 이 연구에서는 ϕ 는 1.0로 적용하였다. 모든 벽체에 대해서 검토한 결과, MCE하중에 대해 일부 벽체의 전단내력이 많이 부족한 것으로 나타났다. (Fig. 14) 작용전단력이 전단강도를 초과하는 부재를 정리하여 Table 6에 나타내었다. 이에 따라 해당 부재들에 대해서 재설계가 필요할 것으로 평가되었다. DCR이 2.92로 가장 큰 W1A부재를 제외한 나머지 벽체들은 KCI 2012에 따라 수평철근을 추가 배근하였고(Fig. 14), W1A부재는 벽체 두께를 300 mm에서 350 mm로 변경이 필요할 것으로 판단되었다. 변경 후 해석을 다시 수행한 결과, W1A벽체는 위의 허용 기준을 만족함을 확인하였다.

마지막으로 ASCE 41-06에 따라, 연결보가 MCE지진에 대해 붕괴방지 성능을 만족하는지 검토하였다. (Fig. 15) Table 7은 모든 지진파에 대해

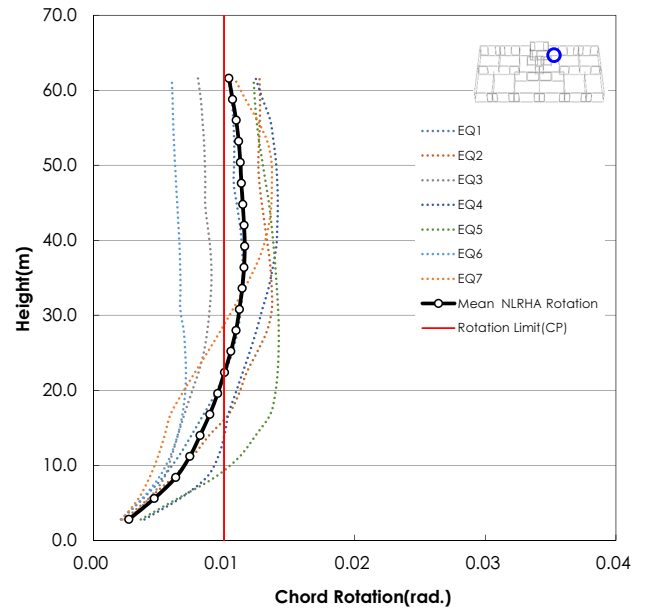


Fig. 15. Coupling Beam Rotations(B1)

Table 7. Coupling beams unsatisfied CP performance

Case	Beam ID	Floors
EQ1	B1(R)	8~22F
	B4(R)	8~22F
EQ2	B1(L)	5~22F
	B1(R)	6~22F
	B4(L)	6~22F
	B4(R)	8~22F
EQ3	WB1(R)	4~19F, 21F
	-	-
EQ4	B1(L)	4~21F
	B1(R)	4~22F
	B4(L)	8~22F
	WB1(L)	10~19F
EQ5	B1(R)	4~22F
	B4(R)	4~22F
	WB1(L)	4~22F
EQ6	WB1(R)	9~21F
	-	-
EQ7	B1(R)	10~22F
	B4(R)	11~22F

여 성능 수준을 초과하는 부재와 층을 구분하여 정리한 것이다. 7개 지진파에 대한 응답의 평균값으로 검토한 결과, B1, B4 부재가 붕괴방지수준을 초과하는 것으로 나타나 해당 부재의 재설계가 필요할 것으로 평가되었다. 이에 따라 해당 부재의 스티럽 간격을 250 mm에서 100 mm로 변경하여 향상된 변형 능력을 반영한 모델로 해석을 다시 수행한 결과 회전량의 허용조건을 만족함을 확인하였다.

4. 결론

이 연구에서는 붕괴방지 수준에 대한 평가를 고려하여 국내 고층 아파트의 성능기반 설계를 수행하였다. 이를 위해 국내의 전형적인 평면을 갖는 전단벽식 아파트를 선정하여 대상 건물의 성능이 사용성 수준과 최대고려 지진 수준의 목표성능을 만족하는지 평가하였고, 그 결과를 다음과 같이 정리할 수 있다.

- 1) 국내 아파트는 고층의 철근콘크리트 내력벽구조로 우리나라만의 독특한 구조형식을 가지고 있다. 이에 따라 TBI의 고층건물 성능기반 설계법을 적용하기 위해서는 적절히 수정되어야 할 부분이 있을 것으로 보인다. TBI에서 제시하고 있는 층간 변위 허용수준은 3%로 적절한 항복 메커니즘과 양호한 상세를 가진 구조물이 잘 거동할 때의 값으로 규정하고 있다. 3%의 허용 기준을 사용하기 위해서는 국내 아파트의 벽식 구조가 이 조건을 만족하는지 검토가 필요하다. 이와 함께 국내 아파트에 적합한 허용기준에 대한 연구가 필요할 것으로 보인다.
- 2) 성능기반 내진설계에서 사용성 수준 평가를 수행하기 위해 국내에서의 사용성 수준 지진을 72년 재현주기(50년에 초과확률 50%)의 지진으로 정의하였다. 평가결과, 대상 건물은 사용성 수준의 지진에 대해 50% 이상의 안정성을 갖는 것으로 나타났다. 국내 고층 벽식 아파트가 사용성 수준의 지진에 대해 충분한 성능을 보유함에 따라 MCE, DE 지진에 대해 성능을 만족한다면 사용성 평가가 불필요할 것으로 보인다. 하지만 추가적인 사례연구를 통해 사용성 평가의 필요성 여부에 대한 논의가 필요할 것으로 판단된다.
- 3) 최대 고려지진 평가를 위하여 7쌍의 지진파의 비선형 응답이력해석을 수행하였다. 평가 결과, 일부 연결부의 경우 붕괴방지 수준을 초과하는 것으로 나타나 재설계가 필요한 것으로 평가되었다. 벽체의 경우 압축 변형을 및 소성회전각은 허용기준을 만족하나 전단력에 대해 요구 성능을 만족하지 못하는 것으로 평가되었다. DE에 대해 설계된 벽체는 MCE 지진에 대해서 전단내력이 많게는 100% 이상 부족할 것으로 나타나 벽체 두께 및 강도 조정 등 구조계획이 사전에 고려되어야 할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 주거환경연구사업의 연구비지원(15RERP-B099826-01)에 의해 수행되었습니다. 미국 Nabih Youssef Associates의 김대환 부사장의 관련정보제공에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Pacific Earthquake Engineering Research Center/ Tall Buildings Initiative (PEER/TBI), Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, PEER Report 2010/05, Prepared by the TBI Guidelines Working Group, Berkeley, California; c2010.
2. AIK, Korean Building Code, KBC 2009. Architectural Institute of Korea, Seoul, Korea. c2009.
3. AIK, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Residential Buildings, Architectural Institute of Korea, Seoul, Korea. c2015.
4. Wallace JW, Massone LM, Bonelli P, Dragovich J, Lagos R, Lüders C, Moehle J. Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. Earthquake Spectra 28(S1), S281-S299. c2012.
5. KCI, Building Code Requirements for Structural Concrete, Korean Concrete Institute, Seoul, Korea. c2012.
6. Kim D, Lee M, Kim T, Lee Y. Application of Performance-Based Seismic Design to Tall Ordinary Shear Wall Buildings. SEEBUS, c2012.
7. Görgülü O, Taskin B. Numerical Simulation of RC Infill Walls Under Cyclic Loading and Calibration with Widely Used Hysteretic Models and Experiments. Bull earthquake Eng. c2015.
8. Ghodsi T, Ruiz JAF, Pacific Earthquake Engineering Research/ Seismic Safety Commission Tall Building Design Case Study 2. Struct. Design tall Spec. Build. 19:197-256. c2010.
9. Kabeyasawa T, Kim YS, Sato M, Hyunseong H, Kabeyasawa T, Fukuyama H. Evaluation on Deformability of Reinforced Concrete Columns with Wing Walls. 15WCEE. c2012.
10. Yoo C, Kim T. Comparison of Nonlinear Analysis Program for Small-size Reinforced Concrete Buildings I. EESK Earthquake Eng. 219-228. c2015.
11. ASCE/SEI 41-06. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, c2006.