

국내 지진재해도를 고려한 저층 필로티 건물의 붕괴 확률

Collapse Probability of a Low-rise Piloti-type Building Considering Domestic Seismic Hazard

김대환¹⁾ · 김태완^{2)*} · 추유림²⁾Kim, Dae-Hwan¹⁾ · Kim, Taewan^{2)*} · Chu, Yurim²⁾¹⁾나비요셉 구조엔지니어, ²⁾강원대학교 건축공학과¹⁾Nabih Youssef Associates Structural Engineers, ²⁾Department of Architectural Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

The risk-based assessment, also called time-based assessment of structure is usually performed to provide seismic risk evaluation of a target structure for its entire life-cycle, e.g. 50 years. The prediction of collapse probability is the estimator in the risk-based assessment. While the risk-based assessment is the key in the performance-based earthquake engineering, its application is very limited because this evaluation method is very expensive in terms of simulation and computational efforts. So the evaluation database for many archetype structures usually serve as representative of the specific system. However, there is no such an assessment performed for building stocks in Korea. Consequently, the performance objective of current building code, KBC is not clear at least in a quantitative way. This shortcoming gives an unresolved issue to insurance industry, socio-economic impact, seismic safety policy in national and local governments. In this study, we evaluate the comprehensive seismic performance of an low-rise residential buildings with discontinuous structural walls, so called piloti-type structure which is commonly found in low-rise domestic building stocks. The collapse probability is obtained using the risk integral of a conditioned collapse capacity function and regression of current hazard curve. Based on this approach it is expected to provide a robust tool to seismic safety policy as well as seismic risk analysis such as Probable Maximum Loss (PML) commonly used in the insurance industry.

Key words: Collapse Probability, Piloti-type building, Seismic Hazard, Fragility, Risk-based assessment, Incremental Dynamic Analysis

1. 서론

2016년 9월 12일 경상북도 경주시 남남서쪽 8 km 지역에서 발생한 규모 5.8 (M_L)의 지진으로 인해 국내 건물의 지진 안정성에 관한 관심이 크게 고조되었다. 일반 주민들은 고층 아파트에 거주하는 경우가 많아 이들의 지진 안정성에 대한 관심을 주로 보이고 있다. 그런데 고층 아파트들은 건축구조기술사의 구조설계와 대형건설업체의 시공으로 소규모건물에 비해 상대적으로 나은 지진 안정성을 가질 확률이 높다. 반면 주위의 소규모 근린생활 시설은 구조설계나 시공의 품질이 고층 아파트에 비해 상대적으로 취약할

수밖에 없다.

이들의 내진성능이 불명확한 또 다른 이유는 이들이 현재 건축법상으로 사각지대에 놓여 있기 때문이다. 현재 내진설계 의무 대상은 3층 이상 또는 연면적 500 m^2 이상의 건축물이다. 그런데 현재 건축법상 건축구조기술사가 의무적으로 내진성능을 확인해야 하는 대상은 6층 이상 건축물이다. 따라서 3~5층 사이의 건축물은 내진설계 의무 대상에 포함되지만 성능 확인의 주체가 반드시 건축구조기술사일 필요는 없다. 결국 3~5층 사이의 국내 건축물은 내진설계뿐만 아니라 기본적인 구조설계 자체도 실질적인 구조해석을 통해 이루어지지 않을 가능성이 높다.

신영수[1]의 '소규모 건축물 현황 보고서 및 구조안전백서'에서는 건축구조기술사의 역할이 없을 수 있는 소규모 건축물에서의 불합리한 구조시스템, 부적절한 부재 크기 및 철근량의 여러 사례를 보여주고 있다. 이러한 문제를 해소하기 위해 현재 국토교통부의 지원으로 "지진 및 기후변화 대응 소

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received November 21, 2016; Revised December 2, 2016; Accepted December 2, 2016)

규모, 기존 건축물 구조안전성 향상기술 개발” 연구단에서는 건축구조기술사의 구조해석 및 설계 작업 없이 건축사 또는 시공업자가 구조부재를 선택할 수 있는 간편한 절차를 마련하고 있다. 하지만 이 지침은 내진설계의무 대상에 포함되지 않은 소규모 건축물의 내진성능을 확보하기 위해 준비되고 있어 3~5층 사이의 건축물은 해당되지 않는다. 또한 2층 이하 건축물이라도 필로티형 건축물과 같이 비정형성이 큰 건물은 이 지침의 적용대상에서 제외되어 있다. 왜냐하면 비정형성이 큰 건물의 구조부재를 구조해석 없이 설계하는 것은 바람직하지 않기 때문이다.

비정형성이 큰 필로티형 건물은 국내 거의 모든 저층 근린생활시설에서 볼 수 있다. 근린생활시설 중에서 특히 원룸과 같은 주거용일 때에는 법적으로 주차장을 확보해야 한다. 좁은 대지에서 주차장은 1층에 위치할 수밖에 없으므로 1층은 차량이 왕래할 수 있도록 개방되어야 한다. 이를 위해 1층의 수직부재는 계단실을 제외하고 기둥으로 계획할 수밖에 없다. 반면 2층 이상은 주거용 원룸으로 구성되므로 대부분(거의 모두) 벽식으로 계획한다. 이때 1층에는 계단실에만 벽체가 존재하지만 2층 이상에서는 계단실뿐만 아니라 세대내 및 세대 간 모두 벽체로 구성되어 전형적인 수직 비정형시스템이 된다. 또한 1층만으로 한정하면 벽체로 구성된 계단실은 한 쪽으로 치우치게 되므로 평면 비정형성이 발생할 가능성도 매우 높다. 따라서 필로티형 건물은 골조가 대부분을 차지하고 있는 1층이 연층 또는 약층이 될 수 있다.

이러한 필로티형 건축물은 KBC2016[2]에서 특별지진하중을 고려하게 되어 있다. 이는 필로티 층 외 구조의 초과강도를 추가적으로 고려하여 내진설계를 수행하는 것이다. 즉, 필로티형 건축물은 일반적인 구조시스템에 비해 지진하중을 더 크게 적용하여 설계하라는 의미이다. 그런데 구조해석조차도 수행하지 않고 관행에 따라 설계했다면 현재 건축되고 있는 3~5층 사이의 필로티형 건축물의 내진성능 확보 여부는 불명확하다. 다만 이들의 내진성능이 반드시 부족하다고 할 수 없는 측면이 있다. 구조해석 결과를 바탕으로 한 실질적인 구조설계를 하지 않을 경우 부재 크기 및 배근을 안전측으로 결정하게 되고 이 경우 관습적으로 부재의 크기와 철근을 과도하게 적용하여 초과강도가 높을 수도 있기 때문이다.

필로티형 건축물을 구조해석을 통한 구조설계를 수행하더라도 문제는 존재한다. KBC는 임의의 한 층과 인접한 층에서의 강도, 강성, 중량, 횡력 저항 부재의 기하학적 차이의 비율에 따라 건물의 수직 비정형성을 정의하고 그 종류에 따른 해석법의 제한만을 두고 있다. 하지만 IBC[3]는 비정형 건물이 속한 내진 설계 범주에 따라 다이어그램 응력과 횡력 저항 시스템의 접합부 부재력 증가, 지상층의 불연속 구조 벽체로 인한 비틀림 비정형성, 이에 따른 전체 구조 시스템의 여유도(Redundancy) 감소로 인한 밀면 전단력 증가 등의 제한을 두고 있다. 해당 내진 설계 범주에 따라 비정형 구조물의 허가가 불가능한 경우도 있다. 이러한 제한은 실제 과거 지진피해를 입은 구조물의 거동과 성능에 대한 조사와 경험에 근거를 두고 있다. 따라서 비정형 구조물의 설계에 있어서 시스템 반응 수정 계수의 사용은 잘못된 방향의 설계 결과를 초래할 수 있다.

한편 최근의 지진하중에 대한 설계기준은 목표 위험도를 기반으로 변화하고 있으며 이를 위해 다양한 횡력 저항 구조시스템의 취약도를 나타내는 붕괴 불확실성의 지표(대수분포의 표준편차)가 필요하다. 하지만 몇몇 국내의 선행연구에서 사용한 취약도 함수의 분산값은 대부분 미국의 시스템에 대한 취약도의 값을 부분적 또는 전반적으로 차용하여 사용하였다[4-6].

국내 건물, 특히 실질적인 구조설계가 이루어지지 않은 소규모 건물의 취약도를 계산하는 데 있어서 미국 시스템에 대해 계산된 값을 그대로 사용하는 것은 다소 문제가 있으므로 이러한 건물의 붕괴 불확실성 지표를 적절히 산정하여 붕괴 확률을 평가할 필요가 있다.

이러한 배경으로 본 연구에서는 국내 지진재해도를 고려하여 붕괴 확률을 산정하는 방법을 통해 저층 필로티형 건축물 내진성능을 확인하는 것을 목표로 하였다. 붕괴 확률은 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)[7]과 설계 조건, 재료 품질, 모델링에 대한 불확실성을 통해 구한 취약도 함수(Fragility function)와 지진재해도(Seismic hazard)를 적분(위험도 적분)하여 산정하였다. 대상 건물은 실제로 건축된 필로티형 건축물의 도면을 확보하여 사용하였다.

2. 붕괴확률의 개념

구조물의 붕괴확률은 특정 지진동에 의해 구조물의 성능이 한계에 다다를 붕괴 성능 확률(지진취약도)과 그러한 특정 지진동이 발생하거나 그보다 더 강한 지진이 발생할 확률(지진재해도)의 곱을 적분함으로써 얻을 수 있다. 지진재해도(Seismic hazard)는 재현주기 또는 연간초과확률이라고도 하며 임의의 지역에서 정해진 기간 내에 특정한 지반가속도 세기를 초과하는 지진이 발생할 확률이다. 이는 특정 지역에서 발생한 과거의 지반운동 기록을 토대로 하여 미래에 해당 지역에 특정 가속도를 가지는 지진이 발생할 확률이 어느 정도인지 예측한다는 것을 의미한다. 지진재해도 곡선은 일반적으로 특정 지역에서의 지반 가속도(또는 스펙트럼 가속도)와 그 지반 가속도의 세기를 초과하는 지진파가 발생할 확률의 관계로 나타낸다.

지진 취약도는 지반 가속도의 세기에 따라 구조물에 특정 손상이 발생할 확률을 나타낸다. 다시 말하면 어떤 지반 가속도의 세기에서 구조물이 붕괴 또는 특정한 한계 상태에 다다를 확률을 의미한다. 일반적으로 지진취약도 함수를 도출하기 위해서는 지진파의 강도 지표(Intensity measure, IM)와 구조물의 응답을 확인할 공학적 지표(Engineering demand parameter, EDP), 구조물의 한계 상태(Limit state)를 결정해야 한다. IM은 주로 최대 지반가속도(Peak ground acceleration, PGA), 스펙트럼 가속도(S_a), 스펙트럼 변위(S_d)를 사용하는데 본 연구에서는 S_a 를 IM으로 정하였다. EDP는 일반적으로 층간변위를 많이 사용하지만 필로티형 건물과 같은 단주기의 소규모 건물은 층간변위가 예상에 비해 작게 나오기 때문에[8,9] 이를 지표로 사용하기에는 무리가 있다. 따라서 본 연구에서는 지상층 벽체의 전단 변형률과 불연속 벽체를 지지하는 기둥의 항복 회전각을 EDP로 정하였으며 구체적인 한계 상태는 4장에 기술하였다.

본 연구에서는 지진취약도 곡선을 작성하기 위해 IDA를 수행하여 구조물이 붕괴되거나 한계 상태에 도달하는 특정 IM이 발생할 확률을 구하였다. 이를 이용한 취약도 곡선은 식(1)과 같은 조건부확률의 형태로서 로그정규분포의 누적분포함수(Lognormal cumulative distribution function, lognormal CDF)로 표현할 수 있다 [10].

$$P(C|IM=x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (1)$$

식(1)에서 $P(C|IM=x)$ 는 $IM=x$ 일 때 구조물의 붕괴가 발생할 확률

이다. 이때 $\Phi(\cdot)$ 는 표준정규분포의 누적분포함수(standard normal cumulative distribution function), θ 는 중앙값(구조물의 붕괴 또는 한계 상태에 도달할 확률이 50%인 지점의 IM 값), β 는 $\ln IM$ 의 표준편차를 의미한다. 본 연구에서는 IDA 결과를 통한 대상 건물의 붕괴 불확실성을 확인하기 위하여 IDA 결과를 로그정규분포의 누적분포함수(Lognormal cumulative distribution function, lognormal CDF)에 근사(fitting)하고 β 값을 확인하였다. 이를 위해 주어진 데이터의 발생 가능성을 가장 크게 하는 모수를 추출하는 방법인 최대우도추정법(Maximum likelihood estimator)[11]을 사용하였다.

3. 대상 건물

본 연구의 대상이 되는 필로티형 건물은 신영수[1]에 조사되어있는 소규모 건축물 중 하나로 선정되었다. 대상 건물은 4층의 다가구주택이며 1층을 주차장으로 사용한다. 지상 높이는 12.6 m이고 1층의 층고는 3.6 m이다. 대상 건물의 1층 구조 평면(Fig. 1)에서 보이는 것과 같이 한쪽으로 계단실 벽체가 몰려있고 대부분의 중력하중은 기둥이 지지하고 있다. 즉 1층(필로티층)에 벽체가 일부 존재하는 형태이고 X방향으로 벽량이 많다. 2층부터는 주거용으로서 모두 벽체로 구성되어있다. Table 1에서 알 수 있듯이 대상 건물의 기둥 단면은 400×400 mm와 400×600 mm가 사용되었고 각각의 철근비는 2.7%와 2.1%이다. 벽체 두께는 180 mm가 사용되었으며 수직·수평 모두 D10@300으로 배근되어 0.26%의 철근비를 가진다. 대상 건물의 기둥과 벽체 모두 현행 구조기준인 KBC2016[2]의 최소 철근비 규정

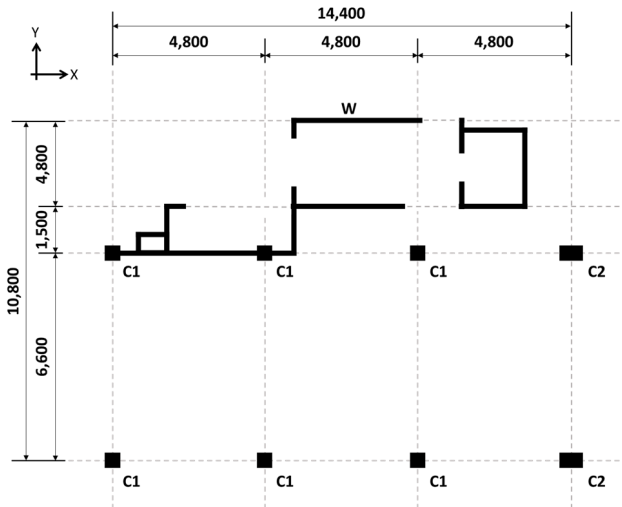


Fig. 1. First floor plan of an example building

Table 1. Details of column and wall section

Column					Wall				
Section	Size (mm)	Main reinf.	Hoop reinf.	Reinf. ratio (%)	Size (mm)	Vertical reinf.	Horizontal reinf.	Reinf. ratio (%)	
								V	H
C1	400 × 400	12-D19	HD10@300	2.7	180	HD10@300	HD10@300	0.26	0.26
C2	400 × 600	14-D19	HD10@300	2.1					

을 만족하지만 벽체의 경우 수평철근 배근량이 최소 배근에 가까운 것을 확인할 수 있다.

4. 비선형동적해석 모델 및 지진파

4.1 비선형동적해석 모델 작성

저층 건물은 고차 모드의 영향이 보통 크지 않으므로 비선형정적해석(Pushover Analysis)방법을 사용하여 성능 곡선을 도출하는 것이 일반적이다. 하지만 본 건물 시스템이 가지는 비정형성과 비대칭성 때문에 모드 형상에 따른 비선형 정적해석으로 건물의 거동을 예측할 경우 큰 오차가 나타날 수 있다. 따라서 비선형 동분동적해석(IDA)을 수행하기 위한 삼차원 해석 모델을 작성하였으며 구조해석 프로그램은 Perform-3D(Version 5.0.1)[12]를 사용하였다. 재료의 공칭강도는 콘크리트와 철근 각각 21 MPa, 400 MPa이고 비선형 해석에는 이에 기대강도계수를 곱하여 사용하였다. 기대강도계수는 ‘공동주택 성능기반 내진설계 지침(이하 지침)’[13]을 따라 콘크리트에 1.2, 철근에 1.1을 적용하였다. 해석에 사용되는 부재의 휨 강성은 균열의 영향을 적절히 고려하기 위해 유효강성을 적용하였으며 그 값은 ASCE 41-13[14]을 참고하여 결정하였다. 따라서 보는 $0.3E_cI_g$, 벽은 $0.5E_cI_g$, 기둥은 축력비에 따라 $0.3E_cI_g$ 와 $0.7E_cI_g$ 사이의 값을 선형보간하여 사용하였다. 구조물의 질량은 층별로 질량중심 위치에 집중질량으로 입력하였고 해석 시 크기는 1.0DL로 적용하였다. 중력하중의 조합과 구조물의 감쇠율은 지침을 참고하였다. 따라서 중력하중은 고정하중의 1.0배, 활하중의 0.25배로 적용하였으며 하중 값은 Table 2에 나타내었다. 구조물의 초기 감쇠율은 2.5%를 사용하였다.

필로티형 건물의 비선형 거동은 1층에 집중된다는 점과 IDA의 해석 시간을 고려하여 1층은 비선형, 2층부터는 탄성으로 모델링하였다. 해석모델

Table 2. Gravity load for analysis (kN/m²)

Story	Dead load	Live load
Typical	5.2	2.0
Roof	5.5	1.0

Table 3. Fundamental period

Mode No.	Period (sec)	Mass participation (%)	
		X-dir.	Y-dir.
1	0.21	31.54	5.86
2	0.16	9.36	81.27
3	0.11	40.56	2.94

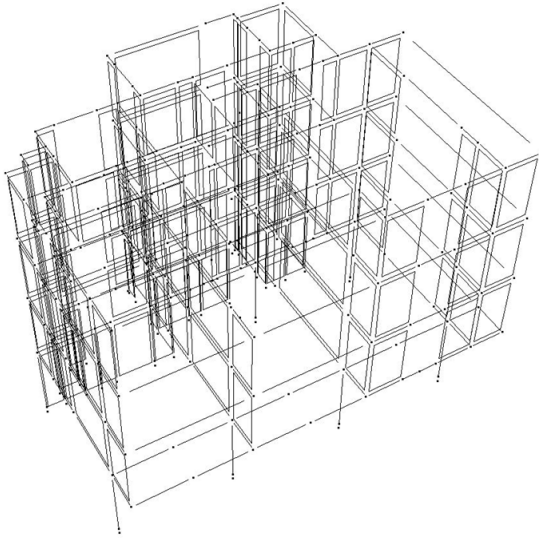


Fig. 2. Perform-3D analytical model

로부터 계산한 고유주기는 Table 3에 정리하였다. Fig. 2는 Perform-3D로 작성한 대상 건물의 해석 모델을 나타낸 것이다.

4.1.1 보, 기둥

보와 기둥의 비선형 거동은 각 부재 양단에 집중 소성힌지를 사용하였고 이때의 속성은 모멘트-회전각 관계로 입력한다. 이 속성을 입력하기 위해 항복 및 최대 모멘트 강도, 항복 및 최대 회전각을 산정하였다. 보의 최대 모멘트 강도는 여러 구조설계기준 등에 제시되어 있는 일반적인 방식으로 계산하였으며 이 값의 96%를 항복모멘트 강도로 사용하였다. 그러나 기둥은 Perform-3D에 축력-모멘트 상관관계를 입력하면 이를 이용해 모멘트 강도를 계산하기 때문에 최대모멘트 강도를 따로 지정하지 않았으며 최대모멘트 강도에 대한 항복모멘트 강도의 비율만 96%로 입력하였다. 비탄성 변형 능력은 보, 기둥 각각 ASCE 41-13[14]의 Table 10-7과 Table 10-8을 참고하여 구하였다.

기둥의 경우 전단 보강근 상세와 전단 강도의 비율(Shear capacity ratio)을 이용하여 모델링 파라미터 조건을 결정하도록 되어있다. 전단 보강근 상세에 대해서는 본 연구의 대상 건물에 135도 후크 상세가 사용되었을 가능성이 매우 낮다고 판단하여 90도 후크를 사용한 폐쇄형 상세로 결정하였다. 전단능력의 비율은 V_p/V_c 로 계산하며 이때 V_p 는 휨 항복에 의한 요구 전단력(Shear demand), V_c 는 기둥의 기대 전단강도를 의미한다. 이 비율을 계산함으로써 부재의 거동 특성(변형지배 또는 하중지배)이 반영되었다고 볼 수 있으며 이에 따라 Condition iii 일 때의 모델링 파라미터를 사용하였다. 하지만 이를 사용하면 항복 이후 해석이 갑자기 중단되는 경우가 다수 발생하여 해석의 안전성에 문제가 있었다. 따라서 항복 이후 강도 손실은 고려하지 않았으며 기둥이 항복할 때의 회전각을 한계 상태로 정하였다.

기둥에 의한 붕괴를 다소 보수적으로 결정한 것은 실제 기둥의 횡하중 지지력 손실 이후에 이어지는 중력하중의 손실에까지 이르는 해석의 난점과 더불어 대상 건물의 여유도 부족으로 인해 비연성 기둥의 파괴는 갑작스런 전체 시스템 붕괴로 이어질 수 있다는 점을 고려한 것이다.

4.1.2 벽체

본 연구의 해석에서 구조 벽체는 휨과 전단 특성을 모두 비탄성으로 모델링하였다. 벽체의 단면은 Fiber 요소를 사용하였으며 지침을 참고하여 기대강도를 적용한 콘크리트 및 철근의 응력-변형률 관계를 정의하였다. 콘크리트의 인장 응력은 무시하였고 최대압축응력에 대응하는 변형률은 0.002를 사용하였다. 이후에 강도가 낮아지다가 0.004에서 최소 강도에 도달하도록 하였다. 콘크리트의 탄성계수는 저장도 ($f'_{ck} < 30$ MPa)임을 고려하여 ACI318[15]에 따라 이선형 근사값에 적합한 $4700 \sqrt{f'_{ck}}$ (MPa)로 계산하였다. 철근은 압축과 인장을 대칭으로 입력하였으며 $1.1f_y$ 에서 항복하는 것으로 모델링하였다. 최대 인장강도는 $1.5f_y$ 이고 변형률 0.04에서 강도가 감소하도록 하였다. 인장파단에 의한 변형률 한계는 0.1로 하였다. 면의 방향 탄성계수는 전 층 모두 구조벽체 해석에서 공학적으로 통용되는 면내 방향 탄성계수의 25%를 사용하였다.

대상 건물의 구조 시스템은 비정형성, 1층 벽체의 단면적 감소와 비연속적인 벽체와 같은 특징을 가지고 있다. 따라서 휨 변형에 의한 점진적인 균열이 상부층으로 확대되는 일반적인 고층 세장한 벽체와는 다른 거동을 보이며 소성 변형이 1층에 집중된다. 고층 벽식 건물과 달리 1층 벽체는 휨에 의한 회전 변형보다는 전단에 의한 비탄성 변형에 의해 구조물의 전반적인 거동이 결정된다. 일반적으로 고층 건물의 성능기반 설계에서 전단을 선형으로 모델링하는 것은 휨에 의한 변형이 부재의 거동을 지배한다는 가정 하에 벽체의 전단력이 전단 강도를 넘지 않는 것을 입증함으로써 가능하며, 적은 수의 지진파를 사용한 해석의 불확실성을 고려하여 취성파괴에 대한 설계의 신뢰도를 높이기 위해 전단력의 1.5배를 고려한다. 하지만 대상 건물의 경우에는 수직 비정형과 1층의 전단 지배 벽체의 비탄성 거동이 전체 구조물의 비선형 거동에 중요한 요소이다. 따라서 고층 벽식 건물에 사용하는 선형 전단 모델을 본 연구의 대상 건물에 적용할 경우 증분동적해석 시 1층 벽체가 벽체의 전단 강도를 넘어 선형으로 증가되는 하중을 계속해서 받게 되며 이는 전체 시스템의 하중의 재분배를 고려하지 못하게 되는 문제를 야기한다.

따라서 본 연구에서 벽체의 전단 특성은 삼선형 이력 유형의 비탄성 재료모델을 적용하였다. 1층 벽체에 작용하는 낮은 중력하중(약 $0.05f_{ck}$)과 축력에 의한 전단 강도의 증가 또는 감소의 영향이 상대적으로 작은 것을 고려하여 구조 벽체의 최대 전단 응력, τ_{cu} 를 KCI2012[16]에 따라 계산하였으며(식 (2)), 그에 상응하는 전단 변형률은 Sozen과 Moehle가 낮은 벽체에 대한 실험을 수행하여 제안한, 상대적으로 간단한 이선형 전단 모델의 극한 전단 변형률, γ_{cu} 을 사용하였다(식 (3))[17].

$$\tau_{cu} = 0.167 \sqrt{f'_{ck}} + \rho f_y \tag{2}$$

$$\gamma_{cu} = k \frac{\tau_{cu}}{n \rho_w G_c} \tag{3}$$

식 (4)에서 k 는 평균 전단 응력과 변형률에 대한 계수, ρ_w 는 벽체 수직, 수평 철근비중 최솟값, G_c 는 전단 탄성 계수, n 은 콘크리트에 대한 철근의 탄성 계수비이다. 삼선형 이력의 세 점에 대한 합리적인 응력-변형률 값에

대한 모델은 다음과 같이 결정하였다. 먼저 시스템의 선형 주기를 결정하는 전단 탄성 계수, G_c 는 비균열 콘크리트의 포와송 비를 0.2로 정하여 $0.4E_c$ 값을 사용하였다. 균열 전단 응력, τ_{cr} 은 ASCE 41-13[14]에 의하면 축소력 비에 관계없이 $0.6\tau_{cu}$ 를 사용한다. 하지만 국내의 소규모 저층 건물 벽체 설계 상에 있어 단부에 큰 직경의 수직 철근 사용과 이들의 간격 축소가 일반적이지 않다. 따라서 단부에 강화된 수직 철근의 부재는 지진하중에 의해 요구되는 압축 변형 능력 부족과 수직 철근의 좌굴로 인한 초기 전단 균열의 가능성을 배제할 수 없다. 이러한 점을 고려하여 균열 전단 강도는 $0.4\tau_{cu}$ 값을 사용하였다. 항복 전단 변형률, γ_y 은 유효 전단 강성, G_{eff} 에 의해 계산할 수 있다. Mohr의 응력원에 의해 항복 전단 변형률은 400 MPa 철근의 항복 변형률이 0.2%일 때 주변형률(Principal strain)의 두 배가 된다. 따라서

0.26%의 낮은 철근비를 갖는 벽체의 유효 전단 강성에 대한 전단 탄성 계수 비는 19.3으로 이 값에 대한 항복 전단 변형률을 구하여 삼선형 이력 곡선을 모델링 하였다(Fig. 3).

대상 건물 시스템은 횡력 하중에 대한 재분배가 매우 제한적이며 이에 따른 낮은 여유도로 인하여 붕괴점 이후 갑작스런 모델 해석의 중단이 발생하였고 증분 동적 해석 시간이 다소 오래 걸리는 것을 감안하여 전단 강도의 손실은 고려하지 않았다. 따라서 벽체의 붕괴 한계 상태는 ASCE 41을 참고하여 1차 부재인 구조 벽체의 횡하중 저항 능력 손실의 0.75배로 정하였다.

4.2 지진파 선정과 보정

붕괴 방지 성능을 평가하기 위해서 본 연구에서는 위험도 기반의 평가 방법을 사용하였다. 실무에서 일반적으로 접근하는 강도 기반의 평가는 지진파의 선정과 보정 방법에 따라 그 결과가 달라지는 것과 달리 IDA를 사용하는 위험도 기반의 평가는 지진파의 선정에 따른 영향이 상대적으로 작다. 그러나 지진파의 강도 지표(IM)를 KBC 기준[2]의 최대 고려 지진(MCE) 수준(약 2400년 재현주기)의 목표 스펙트럼 가속도로 보정하기 위해 다음과 같은 과정을 통해 PEER 강진동 데이터베이스[18]로부터 최종 18개의 지진파를 선·보정하였으며 선택된 지진파 기록은 Table 4에 요약하였다.

- 1) 대상부지(S_D , 보통암 깊이 20 m 이상)에 대한 KBC 지진하중에 해당하는 MCE 수준의 스펙트럼을 설정한다. KBC 지진하중의 최대 지반 가속도는 기하 평균의 감쇠식을 기반으로 이루어져 있으므로 MCE 수준

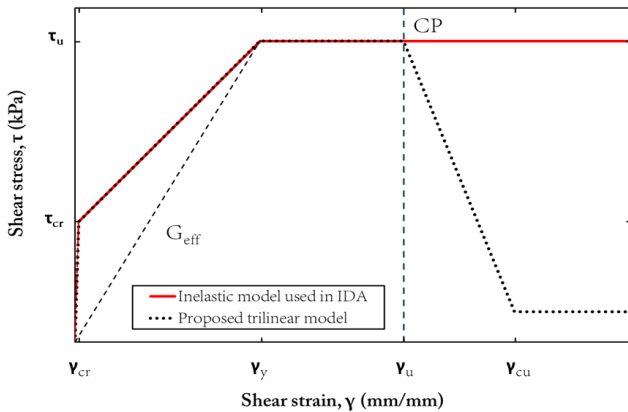


Fig. 3. Envelope curve of shear material for wall

Table 4. Summary of Earthquake Event Data for Non-Pulse Like Records Set

Record ID	Earthquake			Recording Station			
	Name	Year	M	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	Normalized and Scaled Motions	
						PGA (g)	PGV (cm/s)
1	Imperial Valley	1979	6.53	15.3	260	0.371	24.3
2	Morgan Hill	1984	6.19	13.0	350	0.245	13.3
3	Mammoth Lakes	1980	6.06	4.7	347	0.317	15.6
4	Imperial Valley	1979	6.53	22.0	250	0.278	38.1
5	Imperial Valley	1979	6.53	12.7	349	0.387	36.4
6	Coalinga	1983	6.36	29.4	308	0.602	57.8
7	San Fernando	1971	6.61	22.8	316	0.284	24.9
8	Morgan Hill	1984	6.19	11.5	222	0.393	21.1
9	Parkfield	1966	6.19	9.6	290	0.339	19.3
10	Imperial Valley	1979	6.53	10.5	231	0.317	28.1
11	Coalinga	1983	6.36	37.2	212	0.502	71.3
12	Victoria, Mexico	1980	6.33	19.0	242	0.324	64.6
13	Coalinga	1983	6.36	24.2	275	0.502	45.6
14	Managua, Micaragua	1972	6.24	4.1	289	0.316	22.7
15	Imperial Valley	1979	6.53	7.3	242	0.425	48.2
16	Imperial Valley	1940	6.95	6.1	213	0.310	42.2
17	Coalinga	1983	6.36	8.4	257	0.346	40.2
18	Northern California	1954	6.50	27.0	219	0.379	67.1

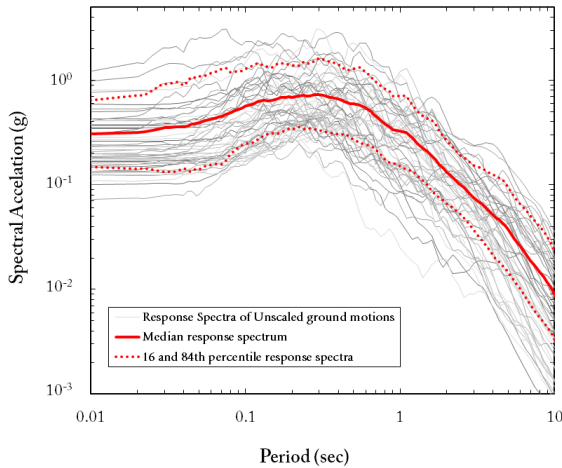


Fig. 4. Response Spectra of Unscaled ground motions

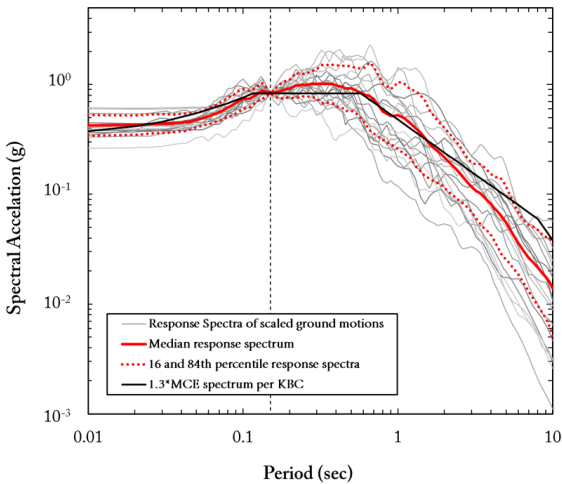


Fig. 5. Response Spectra of Scaled ground motions

의 1.3배한 값을 목표 스펙트럼으로 한다.

- 2) 지진파 선정의 경계조건으로 지진 규모 6~7, 대상 부지의 지반 조건에 부합하는 지진파로서 Near-fault effect가 없는 기록만 대상으로 한다. 각 지진파 쌍의 SRSS 조합과 목표 스펙트럼의 평균 제곱 오차 (MSE: Mean squared error)가 최소가 되는 지진파 50쌍을 선정한다. 이 단계에서는 특정한 목표 주기(구조물의 1차 고유 주기 등)에 대한 비중을 두기보다는 모든 주기에 대하여 KBC 스펙트럼에 대한 최소 오차를 갖는, 스케일링하지 않은 50쌍의 지진파를 선정한다(Fig. 4).
- 3) Fig. 4에서 보이는 바와 같이 임의로 선정된 지진파는 비슷한 규모와 거리라 하더라도 지진동의 고유의 특성인 변동성을 갖고 있으며 특히 대상 건물의 1차 고유주기(0.1-0.2초, Table 3)에서 이러한 변동성이 더욱 높은 것을 알 수 있다. 따라서 과대한 변동성을 줄이기 위해 선정된 50쌍 지진파 중에서 최대 지반 속도(PGV: Peak ground velocity)에 대해 편차가 큰 기록 30쌍은 제외한다. 남은 20쌍의 지진파에 대해 FEMA P-695[19]에서 사용한 방법에 따라 최대 지반 속도에 대해 정규화 한다.
- 4) 최종적으로 평가 대상건물의 각 방향별 질량 참여율의 80% 이상이 참

여하는 중간값 주기(약 0.15초)에 대한 KBC 기준의 MCE 스펙트럼 값에 맞도록 스케일링 한 후 스케일링 계수가 0.5-3.0 범위를 넘는 지진파 2쌍을 추가로 제외하였다(Fig. 5).

위의 선 보정 과정 중 마지막 단계는 KBC 기준의 시간이력해석 방법에서 규정한 범위의 주기(0.2-1.5T) 대신 하나의 특정한 주기에 대해서만 스케일링이 이루어진 점을 제외하면 그 방법은 동일하다. 이러한 방법이 가능한 것은 대상 건물이 단주기 건물로서 질량참여율이 0.2초 내에 분포되어 있으며 최종 선보정된 18쌍의 스펙트럼 분포(Fig. 5)에서 나타나는 것과 같이 0.15초 외의 주기에 대해서 위험도 기반의 평가에 필요한 지진파의 변동성을 여전히 가지고 있기 때문이다. 최종 스케일링된 평균 PGA와 PGV는 각각 0.365 g, 37.8 cm/s이다.

5. 해석 결과

5.1 증분동적해석 (IDA)

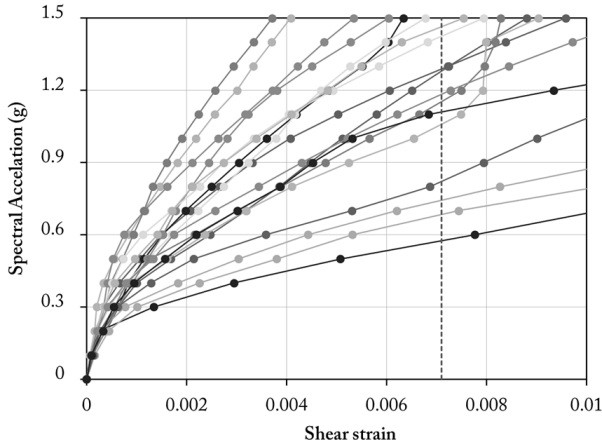
IDA[7]는 구조물이 붕괴에 이를 때까지 지반 가속도의 크기를 점진적으로 증가시키면서 비선형 해석을 반복 수행하는 해석 방법이다. IDA 결과를 통해 각 스펙트럼가속도(S_a) 수준에 대한 구조물의 파괴 확률을 구할 수 있으며 이를 이용하여 붕괴 취약도 곡선(Collapse fragility curve)을 정의할 수 있다. 본 연구에서는 각각의 SRSS 스펙트럼 가속도를 0.1 g에서 1.5 g까지 0.1 g 간격으로 증가시키면서 비선형동적해석을 수행하였다. 구조물이 붕괴되는 지점을 결정하기 위한 한계 상태는 앞서 정의했던 벽체의 전단 변형률 한계와 기둥의 항복 회전각으로 하였으며 둘 중 먼저 한계에 도달하는 순간의 S_a 를 해당 지반 가속도에 대한 붕괴 시점으로 결정하였다. Fig. 6은 벽체와 기둥 일부의 IDA 곡선을 나타내고 있다.

그래프에서 점선은 각 부재의 한계 상태를 의미한다. 앞서 4장의 부재별 한계 상태에서 언급했듯이 벽체는 전단 변형률 한계, 기둥은 항복 회전각(기둥마다 다름)으로 구조물의 붕괴 시점을 결정하였다. 이러한 항력 강성의 저하를 가진 시스템의 예상 붕괴 메커니즘대로 벽체(Fig. 6(a))가 한계 상태에 도달하는 시점이 기둥(Fig. 6(b))보다 나중에 발생하는 것을 알 수 있다. 따라서 본 연구의 대상 건물은 대부분 기둥의 항복에 의해 붕괴가 발생하였다고 볼 수 있다. 한편 일부 지진파에서는 IM이 1.5 g가 될 때까지 파괴에 도달하지 않는 경우가 발생하였고(Record ID 2, 7), 이에 대해서는 별도로 2.0 g까지 해석하여 파괴되는 IM을 산정하였다.

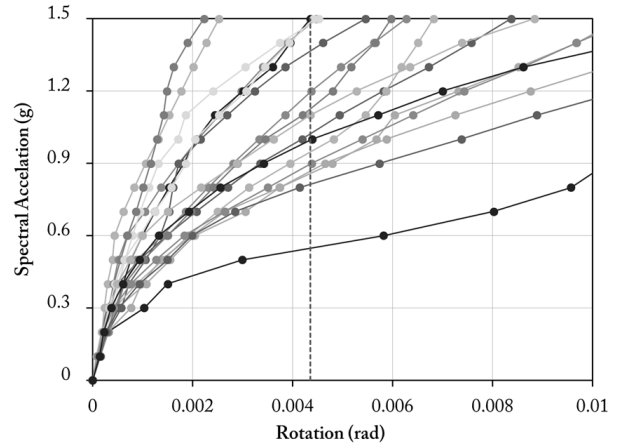
5.2 붕괴 확률

5.2.1 지진재해도 곡선 (Hazard Curve)

KBC2016은 국민안전처 공고[20]에 따른 국가지진위험지도를 기반으로 하고 있지만 실제 설계 대상 시설물에 대한 붕괴 성능을 고려한 위험도 목표 재해도는 아니다. 또한 KBC 기준의 설계 지진하중은 아직도 준용하고 있는 UBC[21] 기반의 지역계수에 의해 결정되므로 KBC 2009와 큰 차이가 없다(설계 지진 하중에 대한 검증은 본 연구에서 다루지 않는다). 이러



(a) IDA result of wall



(b) Example IDA result of column

Fig. 6. IDA curve of an example building

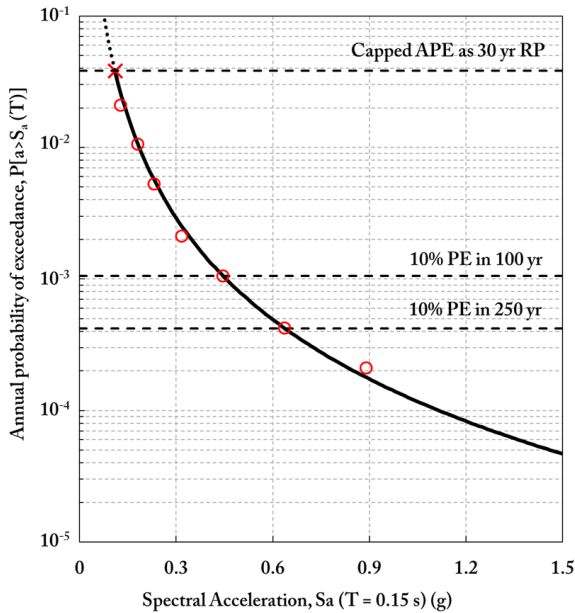


Fig. 7. Seismic hazard curve using KBC 2009

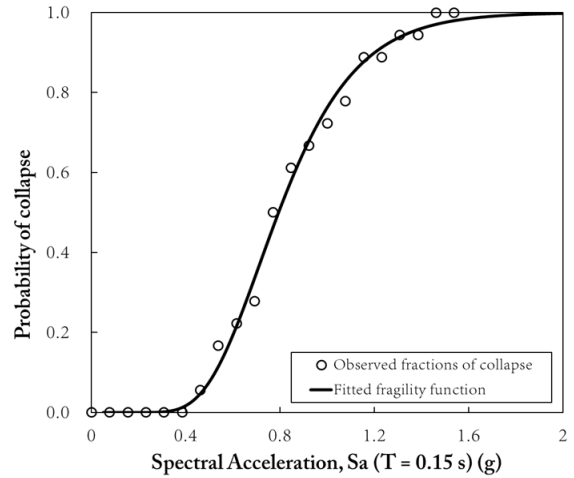


Fig. 8. Fragility curve of an example building

한 이유로 재해도 곡선을 구하기 위하여 KBC 2009의 설계 지진 하중인 건설교통부[22]의 내진 설계 기준 II의 재해도 값을 사용하였다.

한반도의 지진은 7개의 재현주기에 대한 값으로 대상 시설물의 사용 수명(50년 기준)에 대한 초과확률 대신 5, 10, 20, 50, 100, 250, 500년에 대한 10%의 고정된 초과 확률로 제공하고 있으며 각 재현주기는 48, 95, 190, 475, 950, 2373, 4746년이다. 건축물의 설계 최대 고려 지진(MCE)은 250년 동안 10% 초과확률에 대한 지진동의 지반 가속도를 기준으로 하며 이 값은 연간 초과 확률 4.2×10^{-3} 에 해당한다(50년에 2%의 초과확률 지진에 비해 다소 낮다). 내진 설계 기준 II의 7개 재현주기만으로는 구조물의 위험도 기반 평가에 필요한 재해도 곡선을 구할 수 없다. 김대환 등[23]은 50년과 250년에 10% 초과확률 지진에 대한 연간 초과 확률과 스펙트럼 가속도를 역함수 관계로 가정하고 외삽한 재해도 곡선이 다른 재현주기에 대해 상당히 일치함을 이끌어냈다.

McGuire[24]에 따르면 구조물의 붕괴 확률에 가장 많은 영향을 주는 것은 설계 지진과 성능 곡선의 중앙값이다. 따라서 본 연구에서는 김대환 등 [23]의 재해도 곡선 추정 방법을 수정하여 이를 설계지진(MCE의 2/3)에 가까운 950년 재현주기와(실제 설계 지진은 추정된 재해도 곡선상의 838년에 해당한다) 2373년 재현주기에 대해 역함수로 추정하였다. 재해도 곡선 추정 시 보간과는 달리 외삽은 바람직하지 않다. 하지만 위험도 기반 성능을 계산하기 위해 필요한 연간 초과 확률 10^{-5} 까지 수행하였으며 높은 연간 초과 확률 부분에 대해서 비현실적인 추정값을 막기 위해 30년 재현주기에 대해 추정된 스펙트럼 가속도로 제한하였다(Fig. 7). 이때 상응하는 지반 가속도(0.046 g)는 지진파의 지속 시간을 정할 때 일반적으로 사용하는(Bracketed duration) 최솟값, 0.05 g에 근접한다.

5.2.2 취약도 함수 (Fragility curve)

IDA 결과를 통해 각각의 IM에서 구조물이 한계 상태에 도달하는 빈도를 계산하여 확률로 나타내고 이를 Fig. 8과 같이 확률과 S_a 의 관계로 표현하였다. 2장에 언급했듯이 IDA 결과(Fig. 8의 원형 표식)를 로그정규분포

의 누적분포함수(lognormal CDF)에 근사(fitting)하여 취약도 곡선을 작성하였다(Fig. 8). 붕괴 확률의 추정하는 방법은 $\ln S_a$ 에 대해 최대우도추정법(Maximum Likelihood Estimation)을 사용하여 평균, $\mu(S_a)$ 의 중앙값과)과 표준편차, β 값(대수분포의 표준편차)을 추정해내었다[11]. 그 결과 대상건물 취약도 곡선에서 μ 는 0.793 g, β 값은 0.324를 얻었다.

위험도 기반의 평가를 통해 붕괴 확률을 구하기 위해 사용되는 총 불확실성(β_{TOT})은 식(4)에서와 같이 설계 조건(β_{DR}), 재료 품질과 시험(β_{TD}), 모델링(β_{MDL})에 내재된 불확실성을 모두 고려하여야 한다. 각각의 불확실성은 독립 확률 변수로서 IDA를 통해 구한 지진파에 대한 불확실성(β_{RTR})의 분포와 마찬가지로 중앙값 1에 대해 대수정규분포의 표준편차를 갖는 대수 확률분포를 따른다고 가정한다[19]. 각 값은 Superior, Good, Poor 등급에 따라 정량적으로 결정할 수 있다.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (4)$$

설계 조건의 불확실성은 횡 하중과 수직 하중에 대한 저항 시스템의 강도·강성·에너지 소산능력이 충분한지의 여부, 연속적인 하중의 전달 경로와 전이, 또 임의의 특정 횡력 저항 부재에 부분적인 파손이 발생하더라도 전체 시스템의 안정성을 유지할 수 있는 충분한 여유도의 확보 등 여러 면에서 고려되어야 한다. 이러한 점에서 바람직하지 않은 붕괴 메커니즘을 피하기 위해 역량 설계법(Capacity design)등을 사용하며 각 재료 기준에서는 이를 도입하고 있다. 대상 건물의 전체 횡력 저항 시스템은 연성이 제한된 보통 내력벽이며 지상층의 적은 벽체량과 상부층 벽체를 지지하는 기둥으로 인해 여유도가 부족하여 횡력 하중의 전이 등을 기대할 수 없다. 또한 한국 기준의 높은 전단 강도 감소 계수(ACI318[15]에서는 전단지배의 경우 0.6)와 다이어프램 설계 기준 미비 등 설계 기준 자체가 갖는 한계를 고려하여 설계 조건의 불확실성은 0.5(Poor)로 평가하였다.

대규모 건설 현장과 달리 일반적인 소규모 건물의 시공에서는 재료 시험은 생략되는 경우가 많으며 또한 현장에 도달하는 재료의 품질 관리가 미흡하다는 점은 공공연한 사실이다. 21 MPa 정도의 낮은 강도를 갖는 콘크리트가 이러한 소규모 현장에 배달되는 시간 관리 미흡, 레미콘의 배차 지연

등을 고려하면 모델에서 고려한 콘크리트 기대 강도의 신뢰도는 매우 낮다. 따라서 재료에 대한 불확실성은 Fair와 Poor의 중간값인 0.425를 사용한다.

대상 건물의 비선형 거동을 통한 붕괴 메커니즘 예상은 합리적으로 이루어졌다. 전체 붕괴 확률에 미치는 영향은 매우 적을 것이라 예상되지만 상부층 보부재에서 예상되는 부분 전단 파괴와 전단벽의 기초 면에서 발생할 수 있는 미끄러짐에 의한 손상 등을 고려하여 모델링에 대한 불확실성은 0.2(Good)로 평가하였다.

따라서 총 불확실성은 0.759이며 붕괴 최종 취약도 곡선은 Fig. 9와 같이 결정된다. 이 취약도 곡선 상에서 불확실성의 누적 확률 분포 함수의 중앙값, \widehat{S}_{CT} 은 설계 기준의 최대 고려 지진 지표, S_{MT} 보다 상당히 높게 평가되었다.

5.2.3 붕괴 확률 (Collapse probability)

위험도 기반의 평가(또는 시간 기반의 평가)에서 사용하는 붕괴 확률은 앞서 언급한 불확실성에 대한 고려를 하지 않았을 때 단순히 재해도 곡선 또는 특정 설계 대상 부지에 대한 확률론적 지진 재해 분석(Site-specific hazard analysis)을 수행하여 구할 수 있는 목표 IM이 초과할 확률과 같다(예를 들어 MCE 지진동에 대한 구조물의 연간 붕괴 확률은 MCE 수준의 지진동이 초과 발생할 확률과 같다: $4.21 \times 10^{-4}/yr$). 그러나 IDA를 통해 살펴본 보와 같이 구조물 붕괴에 대한 성능의 불확실성이 있기 때문에 위험도 적분[24]을 통해 도출한 불확실성을 함께 고려하여 대상 건물의 실제 연간 붕괴 확률, $\lambda_{collapse}$ 을 구할 수 있다. 따라서 위험도 적분은 구조물의 성능에 대한 가능한 모든 경우의 붕괴 가능성의 무한대 합을 이용하여 붕괴 확률을 구하는 것이다. (식 (5))

$$\lambda_{collapse} = \int_0^{\infty} P(C|IM) \cdot d\lambda_{IM}(IM) \quad (5)$$

$P(C|IM)$ 은 지진동이 특정한 강도 지표, IM (본 연구에서는 S_a)에서의 구조물이 붕괴될 확률, $d\lambda_{IM}(IM)$ 은 IM 을 초과하는 연평균 초과확률(정확히는 연간 초과 발생 빈도)이다. 앞서 구한 재해도와 붕괴 성능 확률(취약도 함수)을 바탕으로 식(5)를 이용하여 구한 연간붕괴확률은 3.5×10^{-4} 이며 이를 Poisson process에 의해 건물의 사용수명인 50년 동안의 붕괴확률로 나타내면 1.7%이다. 이 붕괴확률은 중요도 2등급 건물의 IBC의 성능목표인 50년 동안 붕괴확률 1% 이하를 만족하지 못하고 있다. 이는 붕괴 성능 취약도 곡선 결과에서 나온 중앙값의 설계 하중에 대한 마진이 상당히 작은 것에 기인한 것이다.

5.3 결과 분석

본 연구에서 취약도 곡선을 통해 구한 저층 필로티 건물의 붕괴 성능 중앙값, \widehat{S}_{CT} 은 붕괴에 대한 마진이 설계 하중, S_{MT} 에 비해 오직 1.25배에 불과하다. 이는 상대적으로 작은 바닥면적과 저층의 소규모 건물이 갖는 작은 중량에도 불구하고, 보통 전단벽 시스템이라는 점과 S_D 지반에 의한 지진 하

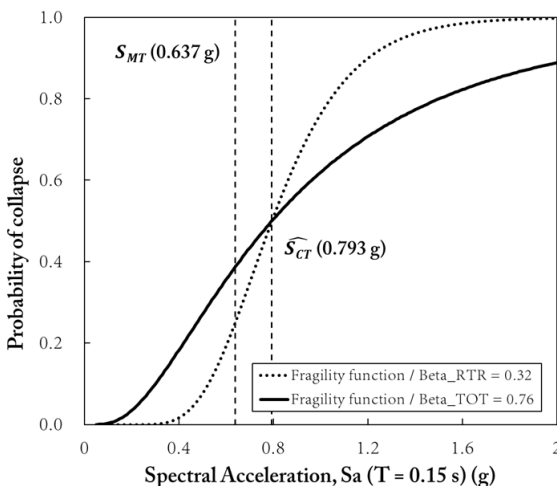


Fig. 9. Fragility curve by Beta

중의 증폭과 더불어 비정형성에 의한 여유도의 확보가 이루어지지 않았다는 점 등이 주요 원인인 것으로 판단된다. 붕괴 곡선(Fig. 9)에 의하면 MCE 하중 하에서 대상 건물의 붕괴확률은 38%이며 이는 작은 확률의 붕괴(중요도 2 일반 건물에 대해 10%)라는 성능 목표를 만족시키지 못하며 인명 보호에 대해 고려하는 최소 성능인 25% 붕괴에도 미달한다.

또한 실제 건설되는 소규모 건축물이 가진 상대적으로 높은 불확실성은 결과적으로 50년 사용 수명에 대해 1.7%의 붕괴 확률로서 설계 기준의 목표에 대해서 미달되는 결과를 가져왔다. 대상 건물과 같은 설계의 경우 기준에서 가정하는 붕괴 성능 불확실성의 중간값($\beta = 0.6$)에 대해서 약 1% 이하의 붕괴확률을 목표로 하는데 시스템이 가지는 불확실성 또한 전체 붕괴 확률 증가에 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 만약 시스템의 불확실성이 설계 기준의 중간값을 가진다면 대상 건물의 붕괴확률은 예상대로 다소 낮은 1.5%가 되지만 역시 성능 목표에 미달하게 된다. 따라서 이러한 필로티 건물의 구조 시스템은 상대적으로 높은 불확실성과 붕괴에 대한 작은 마진의 영향으로 설계 기준의 성능 목표를 만족시키지 못한다. 다시 말해 설계 기준의 목표인 MCE 수준의 지진에 대해 90% 신뢰도의 붕괴 방지를 달성하지 못한다는 것이다.

이러한 붕괴 확률 결과는 한반도 지진 재해도의 영향도 크다. 사용한 지진재해도 곡선은 다른 중앙진 지역에서 흔히 볼 수 있는 작은 재현주기에 대한 급격한 재해 수준의 감소가 발견되지 않는다. 다시 말해 이산 재해도 함수, $G(a)$ 의 기울기, $dG(a)/da$ 가 상대적으로 높으므로 설계 수준 지진과 최대 고려 지진 수준의 재해도 영향이 크고 따라서 위험도 적분 결과의 기여도가 높다는 것을 의미한다. 실제 소방방재청의 국가 지진위험지도 공고에서는 각 재현주기에 대해 약 500년 재현주기 지진에 대한 비율(위험도 계수)로서 표시하고 있으며, 475년 재현주기의 지반 가속도는 2373년에 대해 1/2정도로 증진 지역에 속한다는 점이 대상 건물의 붕괴 확률 증가에 영향을 준다.

6. 토 의

6.1 지진동 기록

대부분의 강진동 기록이 가지는 잡음에 대한 후처리는 저주파 필터링이 주된 관심사였다. 이러한 이유는 지진파를 이용한 비선형 이력해석의 적용 대상이 대부분 장주기 스펙트럼 가속도 또는 변위를 필요로 하는 고층건물, 면진 시스템, 장스팬 교량이었기 때문이며 다른 한편으로는 과거 계측기의 고주파수 대역 측정에 한계가 있었기 때문이다. 고주파 대역의 신뢰성 있는 스펙트럼 가속도를 필요로 하는 높은 강성(단주기) 구조물(특히 원자력 발전소의 시스템 및 구조 부재)과 비구조체의 내진 설계 및 성능 평가의 증가는 최근 계측기의 성능이 향상되면서 중요한 연구 주제로 대두되었다. 따라서 한국과 같은 대륙 안정권 지역에 대한 풍부한 고주파(10 Hz 이상) 에너지 지진파의 특성을 갖는 강진동의 기록은 상당히 부족하며, 대륙 안정권의 지진 기록은 샘플링과 필터링에 따라 대부분 20 Hz 또는 그 이상의 에너지는 포함하지 못하고 있다. 이러한 점에 의해 본 연구 대상 건물(90% 이상의 질량참여율을 포함하는 주파수는 40 Hz)과 같은 단주기 구조물에 대한 고주파 스펙트럼 값의 과소평가 경향을 배제할 수 없다. 따라서 고주파 에너지

가 풍부한 지진동과 구조물의 거동에 대한 연구가 필요하다.

6.2 재해도 곡선

앞서 본문에서 살펴본 바와 같이 한국의 재해도는 구조물의 성능 평가에 필요한 충분한 데이터를 제공하지 못하기 때문에 추정에 의한 재해 곡선을 사용하였다. 실제 지진 수준의 재해도 값과, 성능 곡선의 중간값 사이의 구간에 상응하는 지진동 강도 지표로 사용한 스펙트럼 가속도는 붕괴 확률에 가장 많은 영향을 주는 변수다. 이들의 추정은 설계 기준의 재해도에 따라 합리적으로 도출되었음에도 불구하고, 지반 가속도의 일정한 스케일링 값(지역계수 S의 2.5배)의 사용과 전체 붕괴확률에 거의 영향을 미치지 못하는 높은 연강 초과확률 값에 대한 가정은 붕괴 방지 목표 이외의 성능을 추정하는 데 있어서 부족함이 있다(즉시거주 또는 손상제어 성능 목표). 따라서 향후 재해도는 이러한 부분에 대한 보완이 필요하다.

6.3 한계 상태

본 연구에서 전단벽의 한계상태는 전단응력과 변형을 모델에 이용한 비탄성 응답을 기반으로 하고 있다. 세장한 벽체와 달리 낮은 구조 벽체가 지니는 높은 휨 강도에 따라 전단 항복과 항복 이후의 비선형 거동이 전단 파괴에 이르는 붕괴 메커니즘을 가진다고 보는 것이 합리적이며, 결과적으로 불연속 벽체를 지지하는 1층 기둥에서 붕괴가 일어나게 된다.

한편 낮은 구조 벽체의 다른 한계 상태로서 기초와의 연결부위에서 발생하는 미끄러짐 파괴가 있다. 이 연구에서는 이형 벽체 플랜지 부분의 전단 마찰을 고려하지 않았으며 전단 마찰에 의한 갑작스런 취성 파괴를 지진동 강도 지표에 대한 성능 변수로 설정하는 것은 바람직하지 않다. 그러나 연구 대상 건물과 같이 벽체에 작용하는 축하중이 작은 점과 국내 전단벽 시스템의 시공에서 벽체와 기초 연결부의 표면 처리는 기대하기 힘들다는 점을 감안하면 미끄러짐 파괴의 가능성을 배제할 수 없다. 따라서 이러한 취성 파괴를 막기 위해, 현장에서는 단부 철근의 양과 기초에 조립된 벽체 수직 철근의 크기를 증가시키는 것이 바람직하다.

이러한 미끄러짐 파괴와 더불어 구조 벽체의 좌굴 또한 살펴볼 필요가 있다. 층고 h_s 에 대한 180 mm의 벽체의 두께, t_w 비율은 UBC 구조 벽체 제한값인 16을 만족시키지 못하기 때문에 벽체의 좌굴이 전체 붕괴 메커니즘에 영향을 줄 가능성 또한 배제할 수 없다.

7. 결 론

본 연구에서는 저층 필로티 건물의 붕괴 확률을 국내 지진 재해도를 고려하여 산정하였다. 50년 동안의 붕괴확률로 산정한 값은 1.7%이며, 이는 중요도 2등급 건물의 IBC의 성능목표인 50년 동안 붕괴확률 1% 이하를 만족하지 못하는 결과이다. 붕괴확률 목표를 만족하지 못한 이유는 저층 필로티형 건물의 구조시스템이 보통 내력 전단벽이며 비정형성으로 인한 여유도가 충분하지 않기 때문이다. 여기에 추가적으로 소규모 건축물이 가진 상대적으로 높은 불확실성 또한 붕괴 확률을 높인 이유다. 마지막으로 한반도 지진 재해도의 특성과 S_b 지반에 의한 지진 하중의 증폭 역시 붕괴확률 증가

에 기여하였다.

본 연구는 저층 필로티 건물 하나를 대상으로 붕괴확률을 산정하였지만 추후 다양한 비정형 건물과 더불어 정형 건물에 대한 붕괴 확률 연구, 본 연구의 대상 건물과는 다른 형식의 구조 시스템, 높이에 따른 붕괴 확률 연구를 통한 성능 평가 데이터 베이스의 확보가 필요하다. 이것은 위험도에 대한 보다 향상된 지표로서 보험 업체나 국가 및 국가 지자체의 내진 정책에 중요한 자료가 될 수 있을 것이다.

본 연구의 대상 건물의 시스템은 특수한 경우에 해당하지만, 일반적인 저층 주거/상업건물에서 흔히 볼 수 있는 형식으로 국내 실정에 대한 붕괴 불확실성을 정량적으로 살펴볼 수 있었다. 또한 본 연구의 결과는 향후 다른 시스템으로 확장하여 궁극적으로 위험도 목표의 설계 지진하중 산정에 기반이 될 수 있으며 내진 보험에서 사용하는 최대 예상 손실(PML: Probable Maximum Loss) 산정 등의 지진 위험도 해석 발전에 좋은 참고 자료가 될 것으로 기대한다.

/ 감사의 글 /

2016년도 강원대학교 대학회계 학술연구조성비로 연구하였음(관리번호-520160405).

/ REFERENCES /

1. Shin YS, A white book on structural safety of small-size buildings, Ewha Womans University, c2015.
2. AIK, KBC 2016, Korean building code-structural, Seoul, Korea; Architectural Institute of Korea, c2016.
3. ICC, IBC 2015, International Building Code, Washington, DC; International Code Council, c2015.
4. Lee JH, Kang HG, Lee MH, Kim JK, Seismic Performance Evaluation of Staggered Wall Structures Using FEMA P695. 2012 Jun;16(3): 43-50.
5. Beak DG, Kwon KH, Kim JK, Fragility Analysis of Staggered Wall Structures, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea. 2012 Oct;25(5):397-404.
6. Lee SW, Yi WH, Kim HJ, Seismic Fragility Functions for Steel Moment Resisting Frames using Incremental Dynamic Analyses, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea. 2014 Dec;27(6):509-516.
7. Vamvatsikos D, Cornell C, Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002;31(3):491-514.
8. Kim TW, Chu YR, Park HG, Shin YS, Over-strength, Ductility and Response Modification Factor of Small-Size Reinforced Concrete Moment Frame Buildings, EESK J, Earthquake Eng. 2016 May;20(3): 123-131.
9. Yoo CH, Kim TW, Chu YR, Seismic Performance Evaluation of Small-size Piloti-type Reinforced Concrete Building using Nonlinear Dynamic Analysis, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2016 Jul;20(4):191-199.
10. Porter K, Kennedy R, Bachman R, Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering, Earthquake Spectra, 2007;23(2):471-489.
11. Baker JW, Cornell CA, A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005;34(10):1193-1217.
12. CSI, Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, user guide version 5, Berkeley, CA: Computers and Structures Inc, c2011.
13. AIK, Guidelines for performance-based seismic design of residential buildings, 2016;15-16.
14. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers, c2013.
15. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, c2011.
16. KCI, Building Code Requirements for Structural Concrete (KCI2012), Korea Concrete Institute, c2012.
17. Sozen MA, Moehle JP, Stiffness of Reinforced Concrete Walls Resisting In-Plane Shear, Electric Power Research institute, Palo Alto, California, c1993.
18. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database [Internet], Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu/>
19. FEMA, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695, C2009.
20. MPSS, National seismic hazard map and seismic zone, seismic zone factor, Announcement 2013-179, Ministry of Public Safety and Security, c2013.
21. ICBO, UBC 1997, Uniform Building Code, Whittier, California; International Conference of Building Officials, 1997
22. MOCT, Seismic Design Standard II, Ministry of Construction and Transportation, c1997.
23. Kim DH, Kim JH, Lee DC, Preliminary Study on Performance-Based Seismic Design of Tall Residential Buildings Based on the Seismic Hazard Map in Korea, Proceedings of EESK J, Earthquake Eng. 2015 Mar;55-56.
24. McGuire RK, Seismic Hazard and Risk Analysis, Earthquake Engineering Research Institute, c2004.