

# 연속 지진에 의하여 손상된 필로티 RC 건축물의 BRB 보강 전/후의 취약성 평가

## Fragility Assessment of Damaged Piloti-Type RC Building With/Without BRB Under Successive Earthquakes

신지욱<sup>1)</sup> · 김준희<sup>2)\*</sup> · 이기학<sup>3)</sup>

Shin, Jiuk<sup>1)</sup> · Kim, JunHee<sup>2)\*</sup> · Lee, Kihak<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>한국건설기술연구원 공공건축연구본부, <sup>2)</sup>연세대학교 건축공학과, <sup>3)</sup>세종대학교 건축공학과

<sup>1)</sup>Building Research Dept., Korea Institute of Construction Technology, <sup>2)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Yonsei Univ., <sup>3)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Sejong Univ.

### / A B S T R A C T /

This paper presents the seismic evaluation and prediction of a damaged piloti-type Reinforced Concrete (RC) building before and after post-retrofitting under successive earthquakes. For considering realistic successive earthquakes, the past records measured at the same station were combined. In this study, the damaged RC building due to the first earthquake was retrofitted with a buckling-restrained brace (BRB) before the second earthquake occurred. Nonlinear Time History Analysis (NTHA) was performed under the scaled intensity of the successive ground motions. Based on the extensive structural response data obtained from the NTHA, the fragility relationships between the ground shaking intensity and the probability of reaching a pre-determined limit state were derived. In addition, the fragility curves of the pre-damaged building without and with the BRBs were employed to evaluate the effect of the successive earthquakes and the post-retrofit effect. Through the seismic assessment subjected to the successive records, it was observed that the seismic performance of the pre-damaged building was significantly affected by the severity of the damage from the first earthquake damages and the hysteresis behavior of the retrofit element.

**Key words:** Damaged Piloti-Type Reinforced Concrete Building, Successive Earthquakes, Buckling-Restrained Brace, Post-Retrofit, Fragility Analysis

## 1. 서론

1999년 8월 17일 Turkey의 Kocaeli 지역에서 규모 7.2의 Kocaeli 지진이 발생하였다. 약 3개월 이후인 1999년 11월 12일에 Kocaeli 지역과 매우 인접한 지역인 Duzce와 Bolu에서 규모 7이상의 Duzce 지진이 다시 발생하였다. 첫 번째 발생한 Kocaeli 지진에 의해 18,000개의 구조물이 손상을 입었으며, 약 17,000명의 사람이 희생되었다. 이후에 발생한 Duzce 지진은 Kocaeli 지진에 의해 손상된 건축물에 작용하여 총 80,000개의 건축물에 심각한 손상을 발생시켰으며, 900명의 추가적인 인명 피해가 나타났다 [1,2]. 이를 통해 연속지진하중은 첫 번째 지진에 의해 이미 손상된 구조 부재에 손상을 누적시켜 추가적인 재산 및 인명 손실을 발생시키는 것을 확인

할 수 있다. 따라서, 첫 번째 지진 이후 발생 가능한 두 번째 지진에 의한 피해를 최소화하기 위해서 연속지진에 대한 건축물의 내진 성능의 예측과 손상된 건축물에 대한 보수/보강 연구가 필요하다.

연속지진에 대한 최근에 수행된 연구들은 본진 이후의 여진이 건축물에 미치는 영향을 분석하는데 초점을 두었다. Aschheim과 Black(1999)에 의해 수행된 연구[3]에서는 첫 번째 지진하중에 의한 손상을 초기 강성이 감소하는 것으로 가정된 모델을 이용하여 두 번째 지진하중에 대한 동적 거동을 탄성 영역내에서 조사하였다. 또한, 단자유도 시스템을 이용하여 반복 지진 하중(Repeated earthquake ground motions)에 의한 누적 손상(Cumulative damage)이 비선형 거동에 미치는 영향을 분석하는 연구가 수행되었다[4]. Lee와 Foutch(2004)[5]는 지진에 의해 손상된 건축물에 대하여 신뢰성 기반 성능 예측 방법을 적용하여 연속지진하중에 대한 영향을 평가하였다. 이 연구에서는 다양한 지진 위험 수준을 갖는 지진 하중을 조합하여 여러 개의 지진시나리오를 고려하였다. 최근에, Li와 Ellingwood[6]는 본진과 여진을 고려한 연속지진하중에 대한 철골모멘트저항골조의 구조적 응답과 손

\*Corresponding author: Kim, JunHee

E-mail: junhkim@yonsei.ac.kr

(Received 19 October 2012; Accepted 27 March 2013)

상 상태를 확률론 기반으로 평가하였다. 이 연구결과에 따르면, 여진에 의해 발생하는 추가적인 손상 정도는 본진에 대한 손상과 밀접한 관련이 있는 것으로 확인되었다. 최근에 수행된 연속지진하중에 대한 연구는 공통적으로 최초 지진에 의해 잔류 변형이 발생한 건축물은 연속적으로 발생하는 지진에 의해 손상이 누적됨에 따라 심각한 손상이 발생되거나 붕괴에 이를 수 있는 것으로 나타났다. 현재까지 수행된 건축물의 내진성능평가 등에 대한 연구는 단일 지진에 대하여 활발히 이루어지고 있지만, 연속지진하중에 대한 건축물의 내진 평가 및 내진 보수/보강 연구는 매우 제한적으로 수행되고 있다. 또한, 기존의 연구는 본진-여진 또는 인공 지진을 연속적으로 조합하는 방법으로 연속 지진을 고려하였지만, 본 연구에서는 같은 지진 관측소에서 측정된 실제 발생한 지진을 조합하여 현실성 있는 연속지진하중을 해석모델에 적용하였다. 고려된 연속지진하중은 일정시간 간격을 갖는 두 개의 지진과 본진-여진으로 구성된 지진으로 구분된다. 본진-여진의 경우 물리적 시간의 부족에 의해 여진에 대한 피해 저감의 목적으로 BRB 내진보강 공사를 수행하기 어렵다. 그러나, 본 연구에서는 현실성 있는 지진 기록을 사용하기 위한 목적으로 본진-여진에 대한 지진기록을 포함하였다.

본 연구에서는 손상된 건축물의 내진 보강을 위해서 비좌굴가새(Buckling-Restrained Brace, 이하 BRB)를 고려하였다. BRB는 가새의 중심부(Core plate)에서 발생하는 좌굴을 외부 보강재(Restrainer)에 의해 방지할 수 있는 시스템으로 인장과 압축 하중에 대하여 안정적으로 거동하는 장치로 알려져 있다[7]. 또한, 기존에 수행된 연구에서 가새의 보강이 철근 콘크리트 건축물의 내진성능 향상에 상당히 기여하는 것으로 조사되었다 [8,9]. 연속지진하중의 첫 번째 지진에 의해 손상된 건축물에 대한 내진 보강 전/후의 동적 거동과 내진 평가를 정확히 수행하기 위해서, BRB를 Lee 등 [10,11]에 의해 개발된 시간중속요소(Time-dependent element)로 고려하

였다. 시간중속요소는 컴퓨터 해석모델에서 사용자가 원하는 시간간격 내에서 부재를 활성화 또는 비활성화시킬 수 있는 진보된 비탄성 요소이다.

연속지진하중에 대한 동적 응답은 여러 가지 불확실성(연속 지진의 특성, 구조물의 응답 특성 등)이 수반된다. 확률론적 접근방법인 취약성 분석은 지진의 세기와 한계 상태에 대한 확률로 이루어진 함수이다. 따라서, 취약성 분석은 내진 평가, 보강 전략의 수립 그리고 재난 저감을 목적으로 널리 사용되어 왔다[12-14]. 본 연구에서는 연속지진의 불확실성을 고려하기 위해서 같은 지진관측소에서 기록된 두 개의 실제 지진을 조합하여 다양한 연속지진하중에 대한 취약성 분석을 실시하였다. 이는 추후에 발생 가능한 지진에 대한 손상된 건축물의 보강 전/후의 내진 성능을 예측하기 위함이다.

본 연구의 목적은 확률론적 접근 방법인 취약성 분석을 통해 BRB보강 전/후의 연속지진하중에 대한 필로티형 철근 콘크리트 건축물의 내진 평가를 수행하는 것이다. 첫 번째 지진에 의해 손상된 건축물에 대하여 내진 보강을 수행한 이후에 연속적으로 동적 해석을 수행하기 위해서, BRB를 시간중속요소로 이용하였다. 또한, 실제 발생 가능한 연속지진하중을 해석상에 고려하기 위해서 같은 지진관측소에서 기록된 두 개의 지진 기록(본진-여진과 일정시간 간격을 갖는 지진)을 조합하였다. 이러한 연속지진하중에 대하여 본 연구에서는 다양한 지진 응답의 불확실성을 고려하는 취약성 분석을 통해 연속지진하중이 건축물의 내진 성능에 미치는 영향과 손상된 건축물에 대한 보강 효과를 평가하였다.

## 2. 연속지진하중

기존에 수행된 연구[6]에서 사용된 연속지진시나리오는 인공지진하중을 이용하여 첫 번째(본진, Main shock)와 두 번째 지진(여진, After

**Table 1.** List of successive earthquakes

No.	Earthquake Records	Station	Occurrence	Magnitude	PGA(g)	Time(sec.)	Step
R1	Chi-Chi	CHY028	1999/09/20	7.62	0.65	90.0	18000
			1999/09/25	6.30	0.14	65.06	13012
R2	Landers	Tarzana - Cedar Hill	1992/06/28	7.28	0.07	60.0	3000
	Northridge		1994/01/17	6.69	0.99	40.0	2000
R3	Morgan Hill	Corralitos(CDMG)	1984/04/24	6.19	0.11	36.0	7200
	Loma Prieta		1989/10/18	6.93	0.64	39.945	7989
R4	Kocaeli	Duzce	1999/08/17	7.51	0.36	27.185	5437
	Duzce		1999/11/12	7.14	0.54	25.885	5177
R5	N. Palm Springs	Desert Hot Springs	1986/07/08	6.06	0.33	24.0	4800
	Landers		1992/06/28	7.28	0.17	50.0	2500
R6	Coyote Lake	Coyote Lake Dam	1979/08/06	5.74	0.28	29.82	5764
	Morgan Hill		1984/04/24	6.19	1.30	29.955	5991
R7	Northridge	LA Baldwin Hills	1994/01/17	6.69	0.24	40.0	2000
			1994/03/20	5.28	0.06	40.01	4001
R8	Coyote Lake	Gilroy Array #6	1979/08/06	5.74	0.43	27.095	5419
	Morgan Hill		1984/04/24	6.19	0.41	29.98	5996
R9	Friuli	Codroipo	1976/05/06	6.50	0.09	39.93	7986
			1976/09/15	5.91	0.03	33.525	6705
R10	Imperial Valley	El Centro Array #5	1979/10/15	6.53	0.52	39.285	7857
			1979/10/15	5.01	0.24	19.205	3841

shock)을 동일한 기록으로 반복 적용하는 방법(Replication)과 임의로 지진을 선택하여 조합하는 방법을 사용하였다. 여기서, 여진은 본진에 사용된 지진 위험 수준에 따라 지진하중의 세기를 감소시켜 고려하였다. 이전에 수행된 연구와 달리, 본 연구에서는 PEER(Pacific Earthquake Engineering Research)의 지진 데이터베이스[15]에서 제공하는 과거에 발생한 실제 지진을 고려하였다. PEER의 광범위한 지진 데이터베이스 중 예제 모델(3.2 절의 Fig. 5참고)이 위치하는 단단한 지반(Stiff soil,  $S_B$ )에 대한 지진 기록을 선택하였다. 또한, 연속지진하중에 대한 현실성을 높이기 위해서 동일한 지진관측소에서 기록된 두 개의 지진하중을 조합하였다. 이는 동일한 지역에서 발생 가능한 연속 지진을 고려하기 위함이다. 지진하중을 조합시킬 때 발생 시기를 고려하여 첫 번째 지진하중은 두 번째 지진하중보다 이전의 데이터를 적용하였다.

Table 1은 실제 과거에 발생한 본진과 여진으로 조합된 4개의 연속지진하중(1999년 Chi-Chi 지진, 1994년 Northridge 지진, 1976년 Friuli 지진 그리고 1979년 Imperial Valley 지진)과 첫 번째 지진 이후에 일정 시간 내에 첫 번째 지진과 동일한 지진관측소에서 측정된 지진을 조합한 6개의 연속지진하중을 고려하였다. Fig. 1은 Table 1에 제시된 10개의 지진기록 중 3개의 연속지진하중을 선별하여 예제로 나타낸 것이다. Fig. 1에서 첫 번째와 두 번째 지진을 쉽게 구분하기 위해서 X축과 Y축의 직각선은 연속지진하중의 두 번째 지진이 시작된 시간에 나타냈다. Fig. 1의 (a)는 Tarazada 지진관측소에서 기록된 원거리(Near-Fault) 지진과 근거리(Far-Fault) 지진(약 2년 간격)을 조합한 것이다. Fig. 1의 (b)는 대표적인 연속지진하중으로 Turkey에서 발생한 Kocaeli와 Duzce 지진(약 3개월 간격)을 나타낸 것이다. Fig. 1의 (c)는 El Centro 지진관측소에서 측정된 Imperial Valley 지진의 본진과 여진을 조합한 것이다. Table 1의 10개의 연속지진에 대한 예제 건축물의 취약성 분석을 실시하였다. 이에 대한 자세한 내용은 다음 절부터 언급되어 있다.

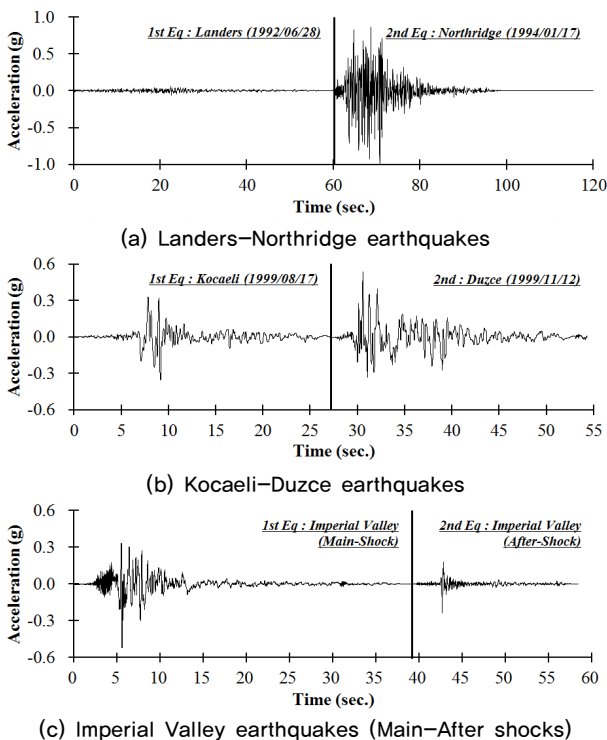


Fig. 1. Successive earthquakes

한 내용은 다음 절부터 언급되어 있다.

### 3. 해석 모델

#### 3.1 비좌굴가새 (Buckling-Restrained Brace)

미국연방재난국(Federal Emergency Management Agency, FEMA)에서 발행된 FEMA306[16]과 FEMA307[17]은 지진에 의해 철근 콘크리트 또는 조적조 벽체에서 발생한 잔류 변형을 고려하여 부재의 강성과 강도를 감소시킬 수 있는 해석 모델을 제안하고 있다. 그러나, 이 방법은 실험에 의해 나타난 결과를 바탕으로 가정된 것으로 연속적으로 발생하는 지진에 대한 내진 성능을 정확히 평가하는 것은 어려움이 있다.

본 연구에서는 첫 번째 지진에 의해 손상된 건축물의 내진 보강을 위해서 시간중속요소를 이용하였다. 시간중속요소는 활성 시작 및 활성 끝 시간을 사용자가 설정하여 원하는 시간 내에서 부재가 활성화/비활성화시킬 수 있다[10,11]. 이 요소는 Izzuddin과 Elnashai(1993)[18,19]에 의해 제안된 대변위(Large displacement) 효과를 고려한 비탄성 큐빅 정식화 과정(Inelastic cubic formulation)이 적용되었다. 따라서, 시간중속요소는 단면형태와 재료모델의 구성 방식식에 따라 재료의 비탄성 효과를 고려할 수 있다. Lee등[10,11]은 개발된 시간중속요소를 비선형 구조해석 프로그램인 ZeusNL[20]에 적용시켰다. Fig. 2는 ZeusNL 컴퓨터 프로그램에서 시간중속요소의 적용 과정을 간략히 나타낸 것이다. 시간중속요소의 유도과정과 이를 검증하기 위한 해석 및 실험 연구는 다음 논문을 참고할 수 있다 [10,11].

본 연구에서는 건축물의 내진 보강을 위해서 기존 연구에서 개발된 채널 보강형 BRB를 사용하였다. 기존 연구[21]에서 두 개의 채널형강을 외부 보강재(Restrainer)로 사용하여 중심 코어의 좌굴을 방지할 수 있는 BRB

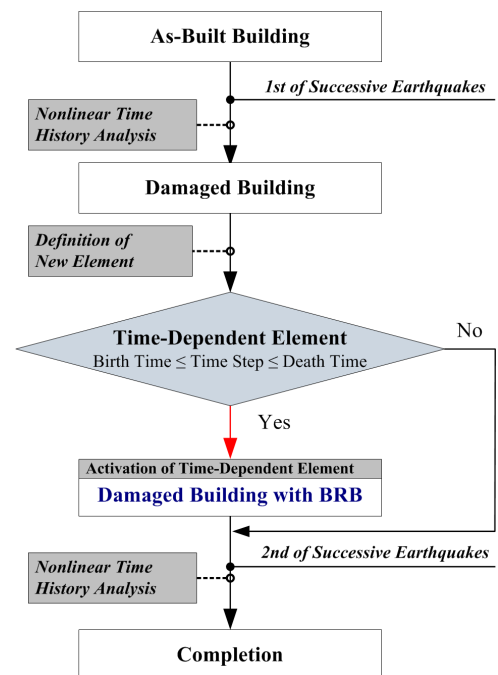


Fig. 2. A schematic procedure of a time-dependent element

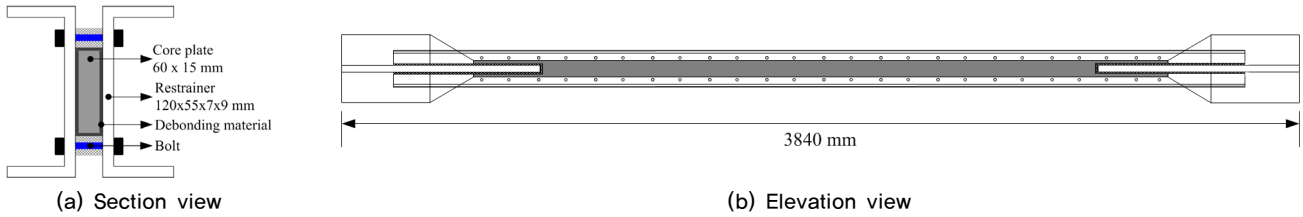


Fig. 3. Details of the BRB with channel sections[21]

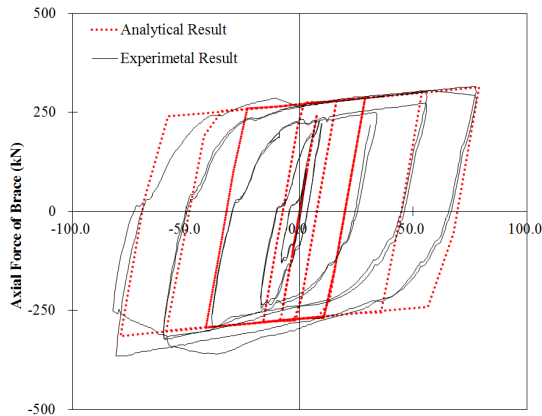


Fig. 4. Comparison on hysteresis behavior between test[21] and analysis results

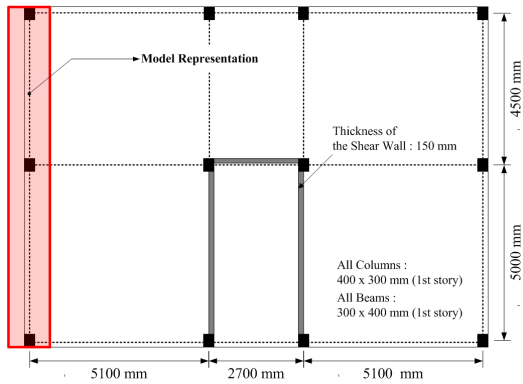
시스템을 개발하고 이에 대한 실험을 실시하였다. 이 실험체의 제작을 위해 SS400강재( $F_y=235\text{MPa}$ ,  $F_u=400\text{MPa}$ )가 사용되었다. 실험체의 중심 코어는 높이-길이 비(Height-Length aspect ratio)가 4.0 : 1 그리고 단면적은  $900\text{mm}^2$  ( $60 \times 15\text{mm}$ )으로 설계되었다. 여기서 단면적은 허용 증감변위비 2.0%를 기준으로 연성요구를 산정하여 결정하였다. 외부 보강재는 Watanabe 등[22]의 실험 연구에서 제안된 것과 같이 중심 코어의 좌굴을 방지하기 위해서 사용된 두개의 채널형강( $125 \times 65 \times 6 \times 8\text{mm}$ )에 대한 좌굴 강도(Buckling strength,  $P_c$ )와 중심 코어의 항복 강도(Yielding strength,  $P_y$ ) 비( $P_c/P_y=1.62$ )가 1.0을 초과하도록 설정하였다. Fig. 3은 채널 보강형 BRB의 단면과 입면을 나타낸 것이다. Fig. 3에 나타난 것과 같이, 외부 보강재로 사용된 두개의 채널 형강은 볼트로 연결되었으며, 중심 코어와 외부 보강재 사이의 마찰을 최소화시키기 위해서 비부착 재료(De-bonding material)를 설치하였다.

기준에 수행된 실험과 해석 결과를 비교하기 위해서, 비선형 해석 프로그램인 ZeusNL[20]을 사용하여 BRB에 대한 해석을 수행하였다. BRB 해석모델은 실험체와 동일한 SS400을 고려하였다. 모델링에 사용된 항복 강도 및 극한 강도는 각각 268MPa 그리고 423MPa를 사용하였다. 이는 시편 테스트를 통해 얻은 값이다. 또한, 중심코어는 ZeusNL에 제시된 CSS(Circular Solid Section)로 모델링 하였으며, 실험체에 사용된 중심 코어와 동일한 단면적( $900\text{mm}^2$ )을 갖도록 하였다. BRB해석모델의 외부 보강재는 ZeusNL의 CHS(Circular Hollow Section)를 이용하여 실험체와 동일한  $P_c/P_y$ 를 갖도록 모델링하였다. CHS와 CSS부재를 이용한 이유는 BRB의 모델링을 단순화시키기 위함이다. CHS와 CSS의 부재는 강축에 대하여 탄소성 스프링을 적용하여 모델링하였다. 여기서 사용된 탄소성 스프링의 강성은 기존 실험 결과를 바탕으로 중심 코어의 변형률이 2.0%에

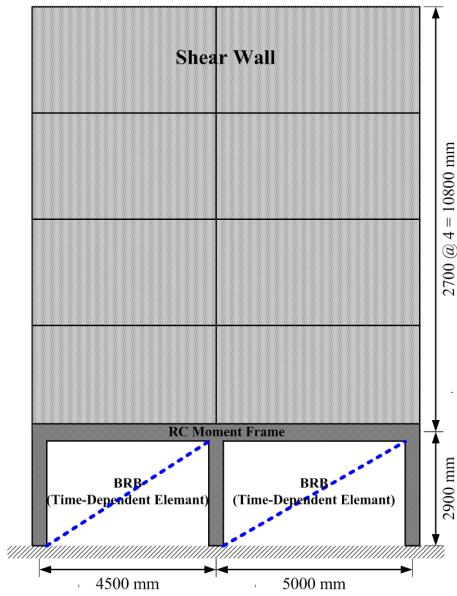
도달했을 때, 초기 강성에 비해 1/10에서 1/100까지 감소시켰다. ZeusNL을 이용한 BRB의 모델링 과정은 다음 논문에 자세히 언급되어 있다[9,23]. Fig. 4는 BRB에 대한 실험 결과(실선)와 ZeusNL에 의해 나타난 해석결과(점선)를 비교한 것이다. 실험시 발생된 슬립에 의해 가새의 축 변형은 해석결과와 다소 차이가 있지만, 해석을 통해 나타난 각 하중 스텝에 대한 최대 압축 및 인장 강도는 실험 결과와 잘 부합하는 것을 볼 수 있다. 본 연구에서는 Fig. 4에 제시된 이력거동을 갖는 BRB해석모델은 본 절의 앞에 언급된 시간중속요소를 이용하여 예제 건축물에 보강하였다.

### 3.2 필로티 RC 건축물의 해석 모델

Fig. 5는 본 연구에서 예제모델로 고려된 건축물의 평면과 입면을 나타낸 것이다. Fig. 5의 (a)는 해석모델에 사용된 구조 부재의 크기(기둥, 보 그리고 벽체)를 나타냈으며, 모델링된 골조를 표시하였다. Fig. 5의 (b)는 첫 번째 지진하중 이후에 BRB의 보강 위치를 보여준다. 고려된 예제 모델은 국내의 내진설계 기준이 적용되기 이전에(1988년 이전) 지어진 비내진 설계 건축물이다. 또한, 보-기둥 모멘트 골조(1층)와 전단벽 시스템(2층부터 지붕층 까지)으로 구성된 필로티형 RC건축물이다. 이러한 건축물은 수직 방향으로 강성과 질량의 불규칙성이 상존하기 때문에 지진에 대한 동적 응답이 크게 증폭된다[9]. 따라서, 본 연구에서 고려된 예제모델은 연속지진 하중에 대하여 취약할 것으로 예상된다. 본 예제 건축물에서 손상이 가장 집중될 것으로 예상되는 1층 모멘트 골조에 시간중속요소로 고려된 BRB를 보강하였다. Fig. 6은 ZeusNL을 이용해 모델링된 예제 모델을 나타낸 것이다. 각 부재는 ZeusNL에서 사용 가능한 비선형 재료 모델을 고려하였다. 철근의 항복 강도는 276MPa 그리고 콘크리트의 압축 강도는 24MPa를 사용하였다. 또한, 보강요소로 고려된 BRB의 항복 강도와 극한 강도는 각각 235MPa과 400MPa를 적용하였다. Fig. 6에 나타낸 것과 같이 기둥과 보 는 각각 6개 그리고 7개의 절점(Node)으로 나누어 모델링 하였다. 모멘트 골조에 대한 모델링 방법에 대한 자세한 내용은 다음 연구 문헌[24]에서 찾을 수 있다. 전단벽 해석모델은 기존 연구에서 낮은 벽체(Squat wall: 높이-길이 비  $\leq 1.5$ )에 대한 거동을 비교적 정확하게 예측 가능한 것으로 조사된 LDLEM (Longitudinal and Diagonal Line Element Model)[25,26]과 유사한 방법을 이용하였다. 다양한 거시모델 중에 LDLEM을 사용한 이유는 예제 건축물의 전단벽이 전단에 의해 지배되는 낮은 벽체들로 구성되어 있기 때문이다[27]. LDLEM은 벽체의 휨 거동을 묘사하기 위한 축방향 스프링과 벽체 복부의 균열 특성을 고려하기 위한 트러스 모델(스트럿-타이 모델)로 구성된 거시 모델이다. Fig. 6에 간략히 나타낸 것과 같이 예제 건축물의 전단벽 거동은 휨 벽체 부재(Fig. 6의 Flexural wall element)와 대 각 부재(Fig. 6의 Diagonal element)를 이용하여 묘사하였다. 휨 벽체 부재



(a) Plan view



(b) Elevation view

Fig. 5. Plan and elevation views of piloti-type RC building structure

와 대각 부재는 각각 LDLEM의 축방향 스프링 그리고 트러스 모델을 대신 하였다. 해석 모델의 실험 및 해석적 검증에 대한 자세한 정보는 다음 논문 [9,25]을 찾아 볼 수 있다. 고유치 해석(Eigenvalue analysis)을 통해 이 해석모델의 손상이전에 대한 1차, 2차 그리고 3차 주기는 각각 0.48, 0.11 그리고 0.05초로 나타났다. 다음 절은 BRB보강 전/후의 예제 건축물의 취약성 분석 결과를 제시하였다.

## 4. 확률론적 취약성 평가를 이용한 내진 평가

### 4.1 연속지진에 대한 취약성 분석

지진하중에 대한 구조물의 성능 및 손실의 예측은 여러 가지 불확실성이 수반된다. 연속지진하중에 대한 동적 응답은 건축물의 응답 특성에 포함되는 최초 지진에 의한 건물의 손상 수준과 내진 보강의 여부 외에 연속지진하중의 특성에 따라 차이가 발생할 수 있다. 이러한 이유로 본 절에서는 지진하중의 세기와 구조물의 한계 상태에 도달하거나 초과하는 확률로 정의된 취약성 함수(Vulnerability function)를 고려하여 내진 평가(연속지진하중의 영향 및 손상된 건축물의 보강 효과)를 실시하였다. 취약성 분석은 여러

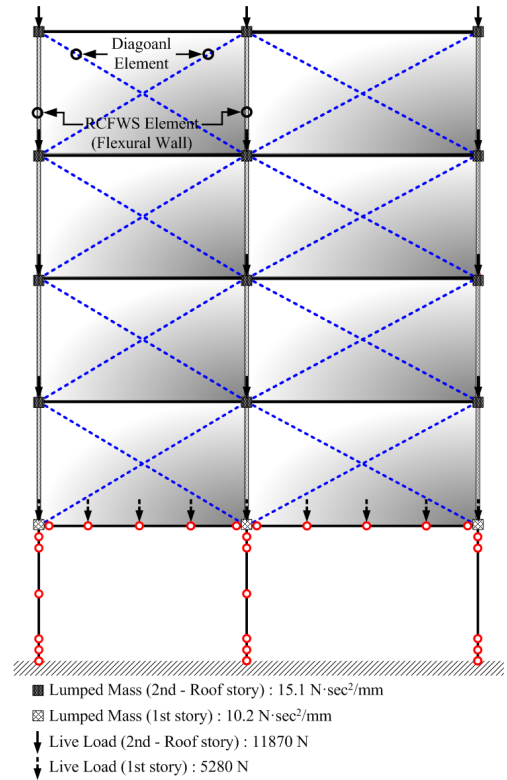


Fig. 6. ZeusNL analytical model

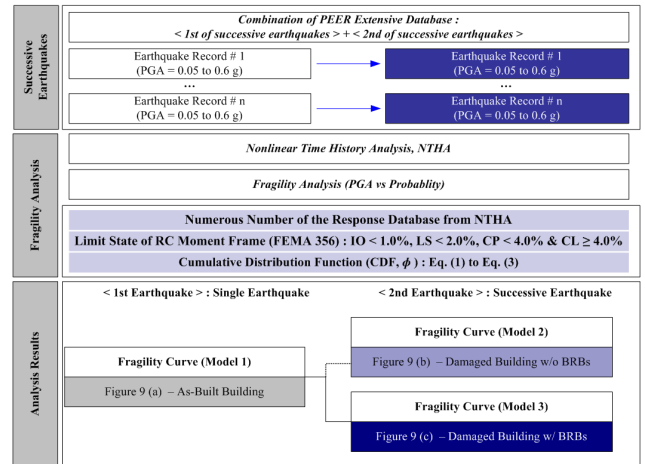


Fig. 7. Schematic plan of fragility assessment under successive earthquakes

개의 지진에 대하여 지진하중의 세기를 조절하여 수집된 데이터베이스를 바탕으로 수행되기 때문에 신뢰성 있는 통계 분석 방법으로 알려져 있다 [12-14]. 따라서, 취약성 분석은 연속지진하중에 대한 구조물의 내진 성능 및 손실 예측에 적합하다.

Fig. 7은 본 연구에서 고려한 연속지진하중에 대한 취약성 분석과정을 간략히 나타낸 것이다. 취약성 분석을 위해서 Table 1에 제시된 같은 지진 관측소에서 기록된 지진하중을 조합하여 10개의 연속지진하중 세트를 고려하였다. 조합된 연속지진하중의 최대 지반 가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)를 0.05g부터 0.6g까지 0.05g간격으로 조절하여 총 120개의 지진파(12×10)를 생성하였다. 취약성 분석에 사용되는 최대 범위

응답에 대한 충분한 양의 데이터베이스를 구축하기 위해서 120개의 연속 지진하중에 대하여 비선형 시간이력해석이 수행되었다. 수집된 데이터를 바탕으로 FEMA 356[28]에서 중간 변위

비로 정의된 RC모멘트 골조의 한계 상태(Limit state)에 대하여 누적 확률 분포 함수( $\Phi$ : Cumulative distribution function)를 적용하여 취약성 분석을 실시하였다. FEMA 356은 콘크리트 모멘트 골조에 대한 즉각 입주(Immediate Occupancy, IO), 인명 보호(Life Safety, LS) 그리고 붕괴 방지(Collapse Prevention, CP)를 최대 층간 변위비를 각각 1.0%미만, 2.0% 미만 그리고 4.0%미만으로 정의하고 있다. 또한, 본 연구에서는 CP의 한계 상태를 초과하는 확률로 CL(Collapse Level, 붕괴 수준)을 추가로 고려하였다. 식(1)부터 식(3)까지는 연속지진하중의 세기에 대한 주어진 한계 상태에 대한 손상확률( $P(D_{LS})$ )을 계산하기 위해서 사용된 누적 확률 분포 함수를 자세히 나타낸 것이다. 식(1)의  $P_{Failure}$ 는 본 연구에서 경계 수준(Threshold value)으로 가정한 최대 층간 변위비가 10.0%를 초과한 해석 수를 전체 해석 수로 나누어 계산한 결과를 나타낸 것이다. 이는 비선형 시간이력해석을 수행할 때 수학적 불안정성(Numerical instability)에 의해 나타난 비현실적인 값이 확률 매개변수(평균 및 표준 편차 등)의 계산에 영향을 주지 않기 위함이다. Fig. 8은 연속지진에 대한  $P_{Failure}$ 의 결과를 보여준다.  $P_{Failure}$ 를 고려한 지진의 세기에 대한 특정 한계 상태( $D_{LS}$ )의 조건부 확률은 식(1)을 이용하여 계산할 수 있으며, 이 과정에서 필요한  $F(D_{LS})$ 는 로그정규분포 누적확률(Cumulative probability of lognormal distribution)로서 식(2)와 같이 고려하였다.

$$P(D_{LS}) = P_{Failure} + (1 - P_{Failure}) \times \left[ 1 - \Phi \left( \frac{\ln D_{LS} - \lambda}{\beta_t} \right) \right] \quad (1)$$

$$F(D_{LS}) = \Phi \left( \frac{\ln D_{LS} - \lambda}{\beta_t} \right) = \int_0^{D_{LS}} \frac{1}{\sqrt{2\pi\beta_t y}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln y - \lambda}{\beta_t} \right)^2 \right] dy \quad (2)$$

여기서,  $\lambda$ 는  $\ln(D_{max})$ 의 평균값을 나타내고  $\beta_t$ 는 취약성 분석에 고려된 불확실성의 합을 나타낸 것으로 식(3)에 자세히 나타냈다.

$$\beta_t = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_{LS}^2} \quad (3)$$

식(3)에서  $\beta_R = \sqrt{\ln[1 + (\sigma/m)^2]}$ 는 지진 응답의 무작위성(Randomness)에 의한 불확실성으로 주어진 지진 시나리오로부터 나타난 비선형 최대응답( $D_{max}$ )의 표준편차( $\sigma$ )와 평균값( $m$ )을 이용하여 계산된다.  $\beta_{LS}$ 는 구조물의 한계 상태에 대한 불확실성으로  $\sqrt{\ln(1 + 0.33^2)}$ 와 같다. 앞에 언급된 방법으로 첫 번째 지진하중에 대한 취약성 곡선을 도출하고, 연속적으로 건축물에 작용하는 두 번째 지진하중에 대하여 BRB보강 전/후로 구분하여 연속지진하중의 취약성을 나타냈다.

### 4.2 BRB보강 전·후의 손상된 건축물의 취약성

Fig. 9는 연속지진하중에 대한 예제모델의 취약성 분석 결과를 보여준다. Fig. 9의(a)부터 (c)까지, 단일 지진에 대한 손상 전 건축물(이하 Model 1), 연속 지진에 대한 손상 후 건축물(이하 Model 2) 그리고 연속 지진에 대한 BRB가 보강된 손상 후 건축물(이하 Model 3)의 취약성 분석 결과를 보여준다. 각 항목에 대한 취약성 결과는 FEMA 356에서 층간 변위로 정의하는 한계 상태(IO, LS 그리고 CP)와 본 연구에서 추가로 고려된 CL에 대하여 나타냈다.

Fig. 9의(a)에서 나타난 것과 같이, IO와 LS의 한계 상태에 대한 Model 1의 손상 확률이 50%에 도달하는 PGA는 각각 0.09g 그리고 0.38g로 조사

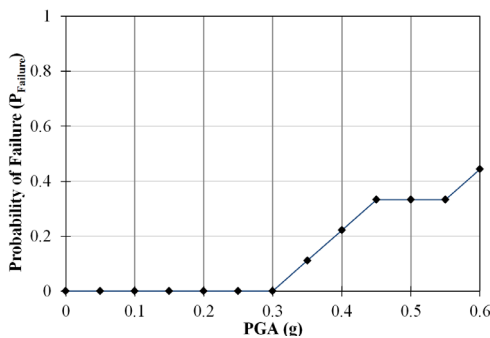
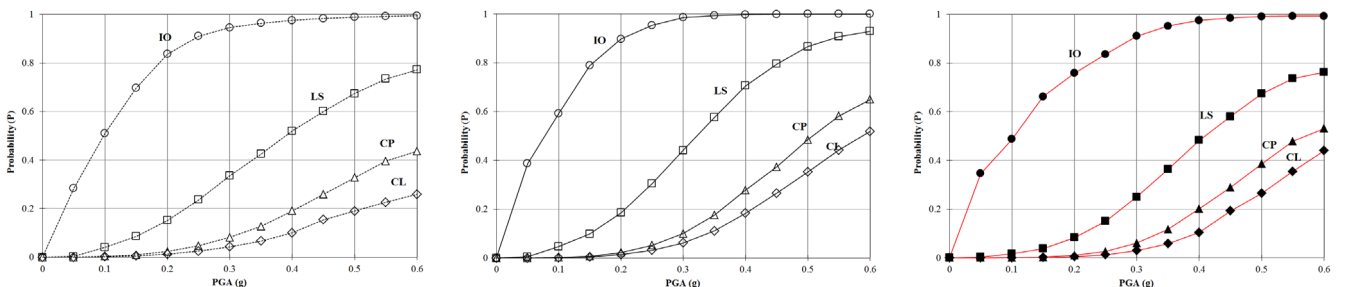


Fig. 8. Probability of failure



(a) Model 1: Fragility curves of As-Built building

(b) Model 2: Fragility curves of damaged building without BRBs under successive earthquakes

(c) Model 3: Fragility curves of damaged building with BRBs under successive earthquakes

Fig. 9. Fragility curves under successive earthquakes

**Table 2.** Fragility reaching or exceeding each limit state with respect to PGA

PGA (g)	Effect of successive earthquakes <sup>1)</sup>				Post-retrofit effect of BRBs <sup>2)</sup>			
	IO	LS	CP	CL	IO	LS	CP	CL
0.1	8.2%	0.5%	0.1%	0.1%	10.5%	3.1%	0.1%	0.1%
0.2	6.1%	3.4%	0.3%	0.1%	13.9%	10.2%	1.3%	0.9%
0.3	4.0%	10.5%	1.8%	1.8%	7.6%	19.1%	4.0%	3.2%
0.4	2.2%	18.6%	8.8%	8.3%	2.2%	22.4%	7.7%	8.0%
0.5	1.1%	19.2%	15.7%	16.2%	0.8%	19.2%	9.9%	8.7%
0.6	0.1%	15.7%	21.3%	26.0%	0.7%	16.7%	10.8%	7.9%

<sup>1)</sup> Difference between fragility under a single earthquake and successive earthquakes (Model 2 – Model 1)

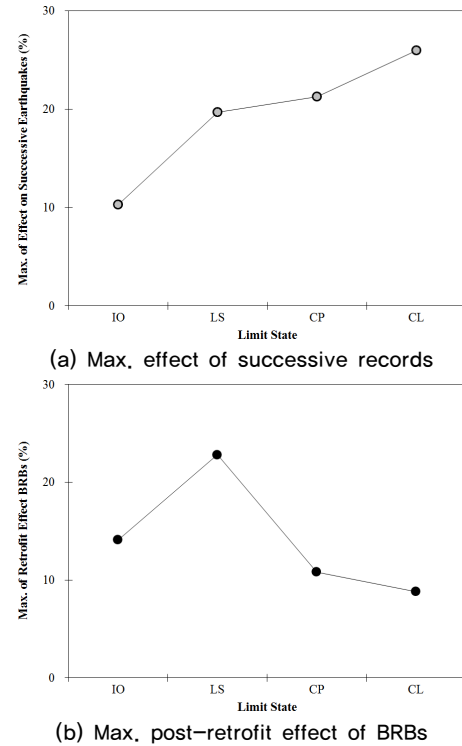
<sup>2)</sup> Difference between the fragility of the damaged building with and without post-retrofit of BRBs (Model 2 – Model 3)

되었다. 또한, PGA가 0.6g에 도달할 때, CP와 CL에 대한 Model 1의 취약성은 각각 43.7% 그리고 25.9%로 나타났다. Fig. 9의 (b)의 Model 2와 Fig. 9의 (c)의 Model 3에 대한 IO와 LS의 취약성은 Model 1의 손상 확률이 50%에 도달하는 PGA(0.09g와 0.38g)와 비교되었다. 또한, CP와 CL에 대한 손상 확률은 0.6g의 PGA에서 Model 2와 Model 3의 취약성을 평가하였다. IO의 한계 상태에서 PGA가 0.09에 도달할 때, Model 2와 Model 3의 손상 확률은 각각 59.1% 그리고 48.5%로 조사되었다. LS의 한계 상태에서 Model 1의 취약성이 50%에 도달하는 0.38g에 대한 Model 2의 확률은 70.1%이며, Model 3은 48.0%의 취약성을 갖는 것으로 조사되었다. 여기서 주목할 것은 손상 후 BRB를 보강한 Model 3은 IO와 LS의 한계 상태에서 Model 1에 대한 취약성보다 낮다는 것이다. 또한, PGA가 0.6g일 때, CP와 CL의 한계 상태에서 Model 2는 각각 65.0% 그리고 51.9%로 나타났다. 이는 Model 1에 비해 CP는 21.3% 그리고 CL은 약 26% 증가한 수치이다. Model 3의 CP와 CL에 대한 취약성은 Model 2에 비해 11.8% 그리고 7.9% 감소하였다. 그러나, CP와 CL의 한계 상태에서 Model 3의 취약성은 Model 1에 비해 각각 9.5% 그리고 18.1% 증가한 것으로 나타났다.

취약성 평가를 통해, 연속 지진은 이미 손상된 건축물에 추가적인 손상을 발생시켜 각 한계 상태에 따른 취약성을 증가시키는 것으로 확인되었다. 또한, BRB의 손상 후 보강에 의해 손상된 건축물의 내진 성능 향상(각 한계 상태에 대한 손상 확률 감소)에 효과적인 것으로 나타났다. 손상된 건축물의 연속 지진과 BRB보강에 의한 취약성의 차이는 건축물의 가정된 경계 수준(한계 상태)에 따라 다른 경향을 갖는 것으로 조사되었다. 따라서, 다음 절에서는 연속 지진이 건축물에 미치는 영향과 손상된 건축물에 대한 BRB의 보강 효과를 한계 상태에 따라 보다 자세히 분석하였다.

### 4.3 연속 지진의 영향 및 손상 후 BRB 보강 효과

본 절에서는 취약성 분석을 통해 나타난 결과를 바탕으로 지진의 세기와 손상 상태에 따른 첫 번째 지진에 의해 손상된 건축물의 연속 지진에 대한 영향 및 BRB 보강 효과를 분석하였다. Table 2는 연속지진(첫 번째 지진+ 두 번째 지진)과 단일 지진(첫 번째 지진)에 대한 취약성의 차이(Model 2 - Model 1)를 통해 연속지진이 건축물에 미치는 영향(이하 연속 지진에 대한 영향)을 나타냈다. 또한, 연속 지진에 대한 손상된 건축물의 BRB의 손상 후 보강 효과를 Table 2에 제시하였다. BRB의 손상 후 보강 효과는 연속 지진



**Fig. 10.** effect of successive records and post-retrofit effect

(첫 번째 지진+ 두 번째 지진)에 의해 나타난 Model 2와 Model 3의 취약성의 차이(Model 2 - Model 3)로 정의하였다. 이를 통해 PGA에 따른 연속 지진에 대한 영향과 BRB의 손상 후 보강 효과를 조사하였다. Table 2에 제시된 것과 같이 PGA에 따라 각 한계 상태에서 연속 지진에 대한 영향 및 BRB의 손상 후 보강 효과가 변하는 것을 볼 수 있다. 이는 지진 세기의 증가에 의해 고려된 한계 상태에 해당하는 손상 또는 변형이 발생할 확률이 증가하였기 때문이다. 예를 들어, 낮은 PGA에서는 심각한 손상이 발생할 확률이 매우 낮기 때문에 해당 PGA에서 연속 지진과 단일 지진에 대한 취약성의 차이는 매우 미세할 것이다. 그러나, 높은 PGA에서 그 차이는 증가할 수 있다. 이를 바탕으로, 예제 건축물의 연속 지진에 대한 영향 및 BRB의 손상 후 보강 효과를 일반화시키기 어렵다. 따라서, 본 연구에서는 연속 지진에 대한 영향 및 BRB의 손상 후 보강 효과를 평가하기 위해서 본 연구에서 고려된 지진 세기 내에서(0g의 PGA에서 0.6g의 PGA) 각 한계 상태의 연속 지진의 영향에 대한 최대값을 Fig. 10에 제시하였다. Fig. 10의 (a)와 (b)는

각 한계 상태에서 예제 건축물의 연속 지진에 대한 영향과 BRB의 손상 후 보강 효과를 보여준다. Fig. 10의 (a)에 나타난 것과 같이, IO, LS, CP 그리고 CL의 한계 상태에서 최대 연속 지진의 영향은 각각 10.3% (PGA = 0.05g), 19.7% (PGA = 0.46g), 21.3% ((PGA = 0.60g) 그리고 26.0% ((PGA = 0.60g)로 조사되었다. 건축물에 대한 한계 상태가 IO(Drift Limit < 1.0%)에서 CL(4.0% ≤ Drift Limit)로 변함에 따라 연속 지진의 영향이 증가하는 것으로 조사되었다. 이는 첫 번째 지진에 대한 건축물의 손상 수준에 따라, 두 번째 지진에 의해 심각한 손상이 건축물에 발생할 확률이 높아지는 것(연속지진하중의 영향 증가)을 의미한다. 이를 통해, 첫 번째 지진에 의해 발생한 건축물의 손상 수준에 따라 연속 지진에 대한 건축물의 내진 성능이 결정되는 것으로 조사되었다. Fig. 10의 (b)에서, IO, LS, CP 그리고 CL의 한계 상태에 대한 BRB의 손상 후 보강 효과의 최대값은 각각 14.1% (PGA = 0.22g), 22.8% (PGA = 0.43g), 10.8% (PGA = 0.60g) 그리고 8.8% (PGA = 0.60g)로 조사되었다. 연속 지진에 대한 BRB의 보강은 LS > IO > CP > CL의 한계 상태 순서로 효과적인 것으로 나타났다. LS의 한계 상태에서 손상 후 BRB의 보강 효과가 가장 우수한 이유는 보강 부재의 이력거동과 관련이 있다. BRB는 압축력에 의해 좌굴이 발생하지 않기 때문에 건축물에 변형이 증가할수록 지진 등의 에너지를 효과적으로 소산시킬 수 있다. 이러한 BRB의 이력 특성에 의해 IO(Drift Limit < 1.0%)보다 변위제한(Drift Limit)이 상대적으로 높은 것으로 가정된 LS(1.0% ≤ Drift Limit < 2.0%)의 한계 상태에서 손상 후 보강 효과가 우수한 것으로 나타났다. CP(2.0% ≤ Drift Limit < 4.0%)와 CL(4.0% ≤ Drift Limit)의 한계 상태는 LS의 한계 상태에 비해 층간 변위 비의 제한이 높기 때문에 BRB의 에너지소산능력이 우수할 것으로 예상된다. 그러나, 기대와 달리, CP와 CL의 한계 상태에서 보강 효과는 LS의 한계 상태에 비해 약 2배 정도 낮은 것으로 조사되었다. 이는 본 연구에서 고려한 BRB를 설계할 때, 중심코어의 허용층간변위 비를 해당 건축물의 LS범위인 2.0%로 가정하였기 때문이다. 또한, 첫 번째 지진에 의해 심각한 수준(CP와 CL)의 손상이 발생한 건축물에 대하여 BRB의 보강이 건축물의 성능에 효과적으로 영향을 주지 못한 것으로 사료된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 손상된 필로티형 철근 콘크리트 건축물의 BRB 보강 전·후의 취약성 분석을 실시하였다. 이를 통해, 고려된 예제 건축물의 연속 지진에 대한 영향 및 손상 후 BRB의 보강 효과를 평가하였다. 본 연구에 대한 결론은 아래와 같다.

- 1) 확률론적인 접근 방법인 취약성 분석을 통해, 연속 지진은 이미 손상된 건축물에 손상을 누적시키기 때문에 같은 지진 세기에서 연속 지진에 대한 건축물의 취약성은 단일 지진에 비해 증가하는 것으로 나타났다. 또한, BRB의 보강은 발생 가능한 연속 지진에 대한 손상된 건축물의 내진 성능 향상에 효과적인 것으로 조사되었다.
- 2) 취약성 분석을 이용하여 첫 번째 지진에 의한 건축물의 손상 수준에 따라 단일 지진(연속 지진의 첫 번째 지진)과 연속 지진(첫 번째 지진 + 두 번째 지진)에 대한 확률의 차이(연속지진이 건축물에 미치는 영향)가

증가하는 것으로 확인되었다(IO < LS < CP < CL). 이는 첫 번째 지진에 의한 건물의 손상이 심각할수록 연속적으로 발생하는 두 번째 지진이 건축물에 미치는 영향이 증가하는 것을 의미한다. 이를 통해 연속 지진에 대한 건축물의 내진 성능은 첫 번째 지진에 의한 건축물의 손상 상태에 의해 결정되는 것을 알 수 있다.

- 3) 본 연구에서 취약성 분석을 통해 나타난 손상 후 BRB의 보강 효과는 LS의 한계 상태에서 가장 우수한 것으로 나타났다(손상 후 BRB의 보강 효과: LS > IO > CP > CL). 특히, LS 및 IO의 한계 상태에 도달하는 확률은 연속지진하중에 대하여 손상 이후에 BRB가 보강된 예제 건축물이 단일 지진에 대한 예제 건축물의 취약성보다 낮은 것으로 조사되었다. 손상 후 보강 효과는 작용하는 하중에 대하여 좌굴없이 에너지를 효율적으로 소산시킬 수 있는 BRB의 이력 특성과 관련이 있다. IO(Drift Limit < 1.0%)의 한계 상태에 비해, LS(1.0% ≤ Drift Limit < 2.0%)의 한계 상태는 상대적으로 변위 한계가 높은 것으로 가정하였기 때문에 LS에서 손상 후 보강 효과가 우수한 것으로 나타났다. 또한, CP(2.0% ≤ Drift Limit < 4.0%)와 CL(4.0% ≤ Drift Limit)의 한계 상태에서 손상 후 BRB의 보강 효과는 미비한 것으로 나타났다. 이는 중심코어가 해당 건축물의 LS수준에서 설계가 수행된 점과 첫 번째 지진에 의해 심각한 수준의 손상이 발생하였기 때문에 BRB의 보강은 효과적이지 않은 것으로 사료된다.
- 4) 본 연구에서 나타난 주요 결과를 보다 명확히 하기 위해서, BRB의 이력 거동에 영향을 미칠 수 있는 다양한 요인을 고려하여 연속지진하중에 대한 건축물의 목표 성능에 따라 효과적인 보강 전략(Effective retrofit strategy)을 수립할 수 있는 연구가 추후에 수행되어야 할 것으로 사료된다. 또한, 광범위한 적용을 위해서 다양한 보수/보강 방법을 이용한 연속지진하중에 대한 건축물의 내진 성능을 평가하는 연구가 수행되어야 할 것이다.

## / 감사의 글 /

본 논문은 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2007년 첨단도시개발사업(과제번호 07도시재생B04)의 연구비와 2011년도 한국연구재단(과제번호: 2011-0028552)의 지원에 의해 수행된 것으로서, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## / REFERENCES /

1. Sucuoglu H, Engineering Characteristics of the Near-Field Strong Motions from the 1999 Kocaeli and Duzce Earthquake in Turkey. *Journal of Seismology*, 2002;6(3):347-355.
2. Uckan E, Oven VA, Erdik M, A Study of the Response of the Mustafa Inan Viaduct to the Kocaeli Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2002 February;92(1):483-498.
3. Aschheim M, Black E, Effects of Prior Earthquake Damage on Response of Simple Stiffness-Degrading Structures. *Earthq. Spectra*, 1999;15(1):1-23.
4. Amadio C, Fragiaco M, Macorini L, The Effects of Repeated



- Earthquake Ground Motions on the Non-Linear Response of SDOF Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2003; 32(2):291-308.
5. Lee K, Foutch DA, Performance Evaluation of Damaged Steel Frame Buildings Subjected to Seismic Loads, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 2004 April;130(4):588-599.
  6. Li Q, Ellingwood BR, Performance Evaluation and Damage Assessment of Steel Frame Buildings under Main Shock-After Shock Earthquake Sequences, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 2007;36:405-427.
  7. Black C, Makris N, Aiken I, Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling Restrained Unbonded Braces, Report No, PEER-2002/08: PEERC, University of California at Berkeley, California, c2002.
  8. Maheri MR, Akbari R, Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings, *Engineering Structures*, 2003;25(12):1505-1513.
  9. Shin J, Lee K, Jeong SH, Lee HS, Kim J, Experimental and Analytical Studies on Buckling-Restrained Knee Bracing Systems with Channel Sections, *International Journal of Steel Structures*, 2012;12(1):93-106.
  10. Lee DH, Kim D, Lee K, Analytical Approach for the Earthquake Performance Evaluation of Repaired/Retrofitted RC Bridge Piers Using Time-Dependent Element, *Nonlinear dynamics*, 2009;56(4): 463-482.
  11. Lee DH, Park J, Lee K, Kim BH, Nonlinear Seismic Assessment for the Post-Repair Response of RC Bridge Piers, *Composites, Part B, Engineering*, 2011;42(5):1318-1329.
  12. Wen YK, Ellingwood BR, Bracci J, Fragility Function Framework for Consequence-Based Engineering, MAE Report 04-04, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, c2004.
  13. Serdar Kircil M, Polat Z, Fragility Analysis of Mid-Rise R/C Frame Buildings, *Engineering Structures*, 2006;28(9):1335-1345.
  14. Jeong SH, Elnashai AS, Fragility Relationships for Torsionally-Imbalanced Buildings using Three-Dimensional Damage Characterization, *Engineering Structures*, 2007;29(9):2172-2182.
  15. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database, Available from: <http://peer.berkeley.edu/smcat>.
  16. FEMA, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Procedure Manual, Report No, FEMA-306 Washington, DC, c1998.
  17. FEMA, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings : Technical Resources, Report No, FEMA-307 Washington, DC, c1998.
  18. Izzuddin BA, Elnashai AS, Adaptive Space Frame Analysis Part I : A Plastic Hinge Approach, *Proceeding of Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, 1993;99:303-316.
  19. Izzuddin BA, Elnashai AS, Adaptive Space Frame Analysis Part II : A Distributed Plasticity Approach, *Proceeding of Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, 1993;99:317-326.
  20. Elnashai AS, Papanikolaou V, Lee DH, ZeusNL-A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures, MAE Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, c2001.
  21. Kim J, Park J, Lee K, Lee J, Seismic Performance of Buckling Restrained Braces using Steel Plates and Channel Sections, *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 2007;23(10):19-26.
  22. Watanabe A, Hitomoi Y, Saeki E, Wada A, Fujimoto M, Properties of Braced Encased in Buckling-Restrained Concrete and Steel Tube, *Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo/Kyoto, Japan, 1988;4:719-724.
  23. Shin J, Lee K, Jeong SH, Seismic Performance Evaluation and Retrofit of A 2-story Steel Building using a Fragility Contour Method, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2012;16 (2):47-60.
  24. Jeong SH, Elnashai AS, Analytical Assessment of An Irregular RC Frame for Full-Scale 3D Pseudo-Dynamic Testing Part I: Analytical Model Verification, *Journal of Earthquake Engineering*, 2005;9(1): 95-128.
  25. Park HG, Eom TS, Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subjected to Cyclic Loading, *Journal of Structural Engineering*, 2007;133(10):1351-1363.
  26. Kim DK, Eom TS, Lim YJ, Lee HS, Park HG, Macro Model for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Walls, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 2011;23(5):569-579.
  27. ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, c2007.
  28. FEMA, Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep. No, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington(DC), c2000.