

# 대각보강된 철근콘크리트 연결보의 변위비 기반 취약도 함수 개발

## Drift Ratio-based Fragility Functions for Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams

이창석<sup>1)</sup> · 한상환<sup>2)\*</sup> · 고혜영<sup>3)</sup>

Lee, Chang Seok<sup>1)</sup> · Han, Sang Whan<sup>2)\*</sup> · Koh, Hyeyoung<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 건축공학과 박사후 연구원, <sup>2)</sup>한양대학교 건축공학과 교수, <sup>3)</sup>미국 위스콘신 주립대 (매디슨) 토목공학과 대학원생

<sup>1)</sup>Post-doctoral Researcher, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea, <sup>2)</sup>Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea, <sup>3)</sup>Graduate Student, Department of Civil Engineering, University of Wisconsin-Madison, USA

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

Diagonally reinforced concrete coupling beams (DRCBs) have been widely adopted in reinforced concrete (RC) bearing wall systems. DRCBs are known to act as a fuse element dissipating most of seismic energies imparted to the bearing wall systems during earthquakes. Despite such importance of DRCBs, the damage estimation of such components and the corresponding consequences within the knowledge of performance based seismic design framework is not well understood. In this paper, drift-based fragility functions are developed for in-plane loaded DRCBs. Fragility functions are developed to predict the damage and to decide the repair method required for DRCBs subjected to earthquake loading. Thirty-seven experimental results are collected from seventeen published literatures for this effort. Drift-based fragility functions are developed for four damage states of DRCBs subjected to cyclic and monotonic loading associated with minor cracking, severe cracking, onset of strength loss, and significant strength loss. Damage states are defined in a consistent manner. Cumulative distribution functions are fit to the empirical data and evaluated using standard statistical methods.

**Key words:** Coupling beam, Fragility function, Damage state, Diagonal reinforcements

## 1. 서론

내력벽시스템 중에서 철근콘크리트(RC) 전단벽은 높은 강도와 강성을 가지는 것으로 알려져 있어 [1] 고층 건물에 널리 쓰인다. RC 전단벽에는 적어도 1개의 개구부가 존재하는 경우가 일반적이며, 독립된 RC 전단벽을 연계시킨 구조부재를 연결보(Coupling beam)라고 한다. 내력벽시스템에 지진하중이나 풍하중과 같은 횡력이 작용하면 전단벽에 작용하여야 할 많은 양의 에너지를 연결보가 대신 소산시켜줌으로서 전단벽의 손상을 방지하는 퓨즈 역할을 한다. 따라서 연결보는 충분한 강도, 강성, 연성도, 그리고 에너지 소산능력을 보유하여야 한다.

독립된 RC 전단벽이 일반적인 보와 동일한 철근상세를 가지는 연결보(RC coupling beams with conventional beam reinforcement; 이하 기존

연결보)로 연계된 내력벽 시스템에 지진하중이 작용하면, RC 전단벽과 연결보의 접합면에서 심한 대각균열과 미끄러짐 전단파괴(Sliding shear failure)가 발생할 수 있다. 이 경우에는 연결보가 전단벽보다 조기에 파괴되었기 때문에 내력벽 시스템의 내진성능에 악영향을 끼칠 수 있다 [2].

Paulay and Binney [3]는 이와 같은 기존 연결보의 문제점을 보완하기 위해 대각보강된 RC 연결보(RC coupling beams with diagonal reinforcements)를 개발하였다. 기존 연결보에 비해 대각보강된 연결보가 우수한 강도, 강성, 연성도 그리고 에너지 소산능력을 보이는 것은 많은 연구자들이 수행한 실험적 연구에서 증명되었다 [4-11].

1994년 미국 노스리지 지진 이후 구조물의 내진설계 방법에 대한 패러다임 변화로 성능기반 내진설계(Performance-Based Seismic Design)가 도입되기 시작하였다. 최근에는 기존 건물 및 신축 건물의 성능기반 내진설계가 개발되어 국토해양부 [12]와 ASCE41 [13]에 소개된 바 있다. 주어진 지진력에 대해 건물이 저항할 수 있도록 구조부재를 설계하는 ASCE 7 [14]이나 건축구조기준 [15]과 같은 기존 설계기준과는 달리, 성능기반 내

\*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swhan@hanyang.ac.kr

(Received October 4, 2018; Revised February 7, 2019; Accepted February 7, 2019)

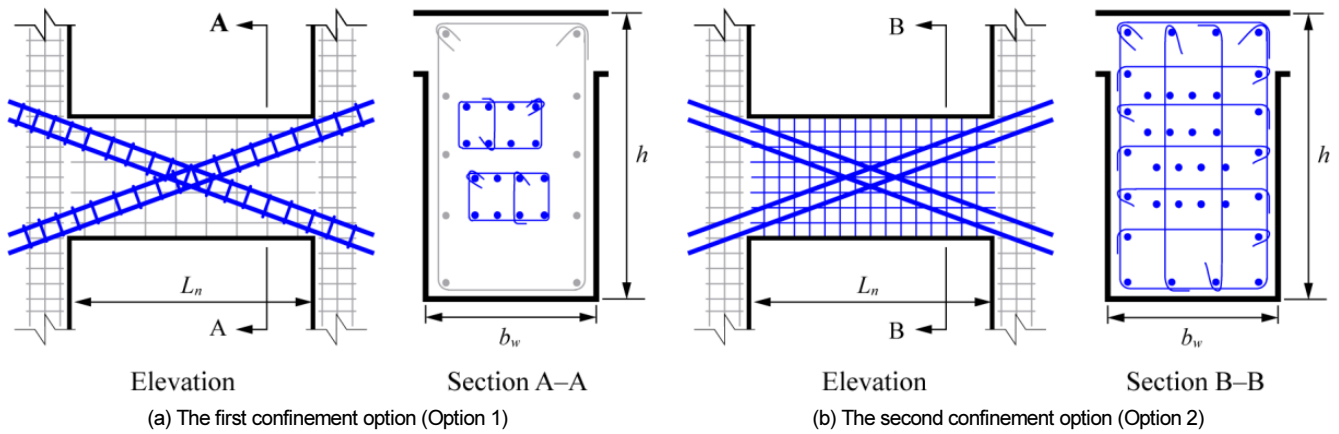


Fig. 1. Reinforcement details specified in current design code

진설계는 지진하중에 의한 건물의 손상이 지정된 수준의 성능(Performance objective; 성능목표)을 넘지 않아야 한다. 성능기반 내진설계를 적극 활용하기 위해서는 다양한 세기의 지진하중을 겪은 건물의 구조부재(또는 비구조부재)에서 발생한 손상정도를 예측할 수 있는 취약도 함수(Fragility function)가 필요하다 [16-18].

취약도 함수는 층간변위비(Inter-story drift ratio)나 층가속도등의 공학요구매개변수(Engineering demand parameters; EDP)에 따라 구조부재(또는 비구조부재)가 특정 손상수준(Damage state)에 도달하거나 넘어설 확률을 누적분포함수형태로 나타낸 것이다. 취약도 함수는 슬래브-기둥 접합부 [19, 20], 중심가새골조 [21], 그리고 RBS (Reduced beam section) 철골모멘트접합부 [22] 등의 구조부재를 비롯하여 비구조부재에 이르기까지 다양하게 제안되었다. 하지만 내력벽시스템의 강도 및 에너지 소산량 증가에 크게 기여할 수 있는 구조부재인 대각보강된 RC 연결보에 대해서는 이와 같은 연구가 부족한 실정이다. 최근 Naish et al. [23]이 변위비(Drift ratio)에 대한 대각보강 연결보의 취약도 함수를 제안하였으나, 사용된 실험체의 개수가 15개에 불과하다.

이에 본 연구에서는 일반적인 연결보에 비해 내력벽시스템의 내진성능 향상에 큰 기여를 한다고 알려진 대각보강 RC 연결보의 취약도 함수를 개발하였으며, 그 절차는 다음과 같다. (1) 선행 연구자들이 대각보강된 RC 연결보에 대해 수행한 실험적 연구를 수집한다; (2) 수집된 실험체의 하중-변위 응답을 토대로 손상수준을 정의한다; (3) 최종적으로 손상수준에 따른 대각보강 연결보의 변위비기반 취약도 함수를 개발한다.

## 2. 현행 구조기준상의 대각보강된 연결보 배근 상세 요약

국내 (KCI [24]의 21.6.7절) 및 해외 콘크리트구조기준 (ACI 318 [25]의 18.10.7.2절)을 따라 설계된 연결보가 대각선 다발철근으로 보강한 상세를 가지는 경우는 다음과 같다: (1) 세장비 ( $L_n/h$ )가 2.0 미만이며 연결보에 작용하는 최대전단력 ( $V_u$ )이  $0.33\sqrt{f_c}A_w$  보다 크거나 같은 연결보는 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근으로 보강한 상세로 설계하여야 한다. 여기서  $L_n$ 는 연결보의 길이 (mm),  $h$ 는 연결보 단면의 높이 (mm),  $V_u$ 는 연결보에 작용하는 최대전단력 (kN),  $f_c$ 는 연결보에 사용된 콘크리트의

압축강도 (MPa),  $A_w$ 는 연결보의 단면적 (mm<sup>2</sup>)이다. (2) 세장비  $L_n/h \geq 4$ 인 경우에는 일반적인 보와 동일한 배근을 사용할 수 있으며, 세장비가  $2 \leq L_n/h \leq 4$ 인 경우에는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근을 배근하거나 일반적인 보와 동일한 배근을 선택하여 사용할 수 있다.

국내 및 해외 콘크리트구조기준에 명시된 대각보강된 RC 연결보의 배근 상세는 다음과 같이 2가지가 존재한다:

**첫 번째 상세:** 연결보의 각 대각철근 그룹은 4개 이상의 철근으로 배근하고 대각철근의 좌굴 방지를 위해 대각철근 그룹을 횡철근으로 직접 둘러싸서 배근한다 (Fig. 1a). 보의 둘레에는 콘크리트구조기준에서 요구하는 최소한의 횡철근이 배근된다. 이때 횡철근간의 간격은 350 mm를 넘어서지 않아야 한다. 연결보의 종방향에 대한 횡방향 또는 평행 철근 간격은 각 방향으로 철근의 면적이  $0.002bs$  이상이어야 하고, 간격은 300 mm를 넘을 수 없다. 여기서  $b$ 는 연결보 단면의 폭 (mm),  $s$ 는 연결보의 축방향에 따라 측정된 횡방향 철근의 간격 (mm)이다. 첫 번째 상세를 따라 대각보강된 연결보의 내진성능 우수성은 실험을 통해 증명되었다. 하지만 대각선 다발철근의 배근이 매우 복잡하여 연결보의 중앙부에서 교차하는 철근들의 간섭으로 시공상에 어려움이 있다 [6], [26], [27].

**두 번째 상세:** 대각선 다발철근을 둘러싸는 횡철근으로 인한 시공성 저하를 완화하고자 제안된 두 번째 상세 (Fig. 1b)는 ACI 318 [28]에서 처음으로 제안되었다. 이 상세의 경우 대각선 다발철근을 직접적으로 둘러싸는 횡철근이 존재하지 않는 대신, 연결보의 주변을 둘러싸는 횡철근의 간격이 150 mm와 대각선 다발철근 지름의 6배 중에서 작은 값을 넘을 수 없다.

## 3. 대각보강된 연결보 실험체 데이터베이스 (Database)

대각보강된 연결보의 취약도 함수 개발을 위해 선행 연구자들이 대각보강된 연결보에 대해 수행한 실험 결과를 수집하였다. 1996년부터 2018년까지 출판된 18개의 문헌에서 37개의 하중-변위 응답을 수집하였다.

부록의 Table A에는 수집된 대각보강된 연결보 실험체의 단면폭 ( $b$ ), 단면높이 ( $h$ ), 세장비 ( $L_n/h$ ), 대각선 다발철근과 연결보의 길이방향 축 사이의 각도 ( $\alpha$ ), 연결보에 사용된 콘크리트 압축강도 ( $f_c$ ), 철근의 항복강도 ( $f_y$ ), 최대전단내력 ( $V_u$ ), 그리고 최대전단응력 ( $\tau_{max}$ )이 요약되어 있다. 또한 KCI [24]의 21.6.7절 및 ACI 318 [25]의 18.10.7.2절을 만족하는 실

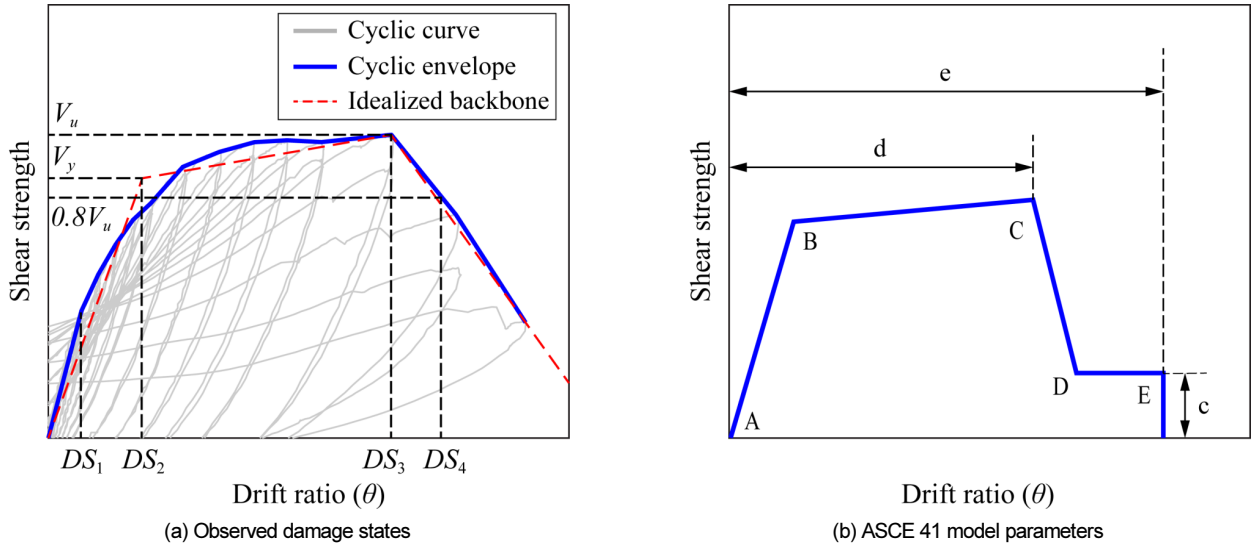


Fig. 2. Observed damage states and ASCE 41 model parameters

험체는 C, 그렇지 않은 실험체는 NC로 표기하였다.

37개의 실험결과 중에서 2개의 실험체 (P05와 P10)만 단조가력 (Monotonic loading) 하에 실험이 진행되었으며, 나머지 35개의 실험체는 반복가력 (Reversed cyclic loading)에 대해 실험이 수행되었다. 수집된 37개 실험체의 매개변수 범위는 다음과 같다.

- $120 \leq b \text{ (mm)} \leq 305$
- $300 \leq h \text{ (mm)} \leq 880$
- $500 \leq L_n \text{ (mm)} \leq 1524$
- $1.0 \leq L_n/h \leq 3.5$
- $8.0 \leq \alpha \text{ (}^\circ\text{)} \leq 38.7$
- $170 \leq V_u \text{ (kN)} \leq 1444$
- $2.3 \leq \tau_{max} \text{ (MPa)} \leq 11.6$

#### 4. 손상수준 (Damage state)의 정의

앞서 설명하였듯이, 구조부재의 손상은 다양한 공학요구 매개변수에 대해 정의될 수 있다. 일반적으로 지진하중으로 인한 건물 (또는 구조부재)의 손상은 변위비에 대해 표현되고 있다 [12], [13], [29]. 따라서 본 연구에서도 기존 성능기반 내진설계 방법과의 일관성을 유지하기 위해 변위비를 주요 공학요구 매개변수로 결정하였다.

본 연구에서는 반복하중으로 인한 연결부의 손상발전 (Damage evolution)과 그에 해당하는 취약도 함수를 개발하기 위해 다음과 같은 4가지 손상수준을 결정하였다: (1) 손상수준 1 ( $DS_1$ ): 경미한 균열 (강성 저감), (2) 손상수준 2 ( $DS_2$ ): 심각한 균열 (연결부의 항복), (3) 손상수준 3 ( $DS_3$ ): 내력저하 직전 (최대내력 도달), (4) 손상수준 4 ( $DS_4$ ): 강도 손실 (파괴).

실제 지진하중을 겪은 내력벽시스템의 연결부는 4가지를 초과하는 손상수준이 발생할 수 있다. 이를 반영하여 자세하고 다양한 손상수준을 정의하면 구조물의 보수 및 보강에 드는 비용을 더욱 효율적으로 산출할 수 있다. 하지만 본 연구에서 수집된 실험 자료는 특정 손상수준이 관측된 변위비

를 명확히 기록해 두지 않은 경우가 대부분이다. 또한 손상수준이 다양해진 만큼 그에 해당하는 보수 및 보강방안이 준비되어야 하는데, 이는 현장에서 이루어지기 매우 힘든 현실이다. 따라서 본 연구에서는 위에서 언급한 4가지 손상수준만 고려하였다. 또한 특정 손상수준이 명확하게 기록된 실험체와 그렇지 않은 실험체간의 손상수준을 정의함에 있어 일관성을 유지하기 위하여 모든 손상수준은 실험체의 이상화된 뼈대곡선 (Idealized backbone curve)으로부터 결정하였다.

이상화된 뼈대곡선은 FEMA P-440A [30]에서 제시한 방법을 따라서 건설되었으며 (Fig. 2a) 그 절차는 다음과 같다: (1) 실험체의 하중-변위 응답으로부터 포락곡선 (Cyclic envelope)을 추출한다. 포락곡선은 일반적으로 실험체 하중-변위 응답의 사이클별 최대변위 지점을 이어서 그릴 수 있다. (2) 이상화된 뼈대곡선의 항복하중  $V_y$ 를 가정한다. (3)  $0.6 V_y$ 와 실험체의 포락곡선이 만나는 지점과 원점을 잇는 직선을  $V_y$ 까지 연장하였을 때의 변위비를 항복변위비 ( $\theta_y$ )로 결정한다. (4) 실험체의 내력이 최대에 도달하는 지점을 ( $\theta_u, V_u$ )로 결정한다. (5) 이상화된 뼈대곡선과 포락곡선의 원점부터 ( $\theta_u, V_u$ )까지 면적 오차가 1% 이내인지 확인한다. 만약 두 면적간의 차이가 1%보다 클 경우  $V_y$ 를 다시 가정한다.

위의 절차를 따라 결정된 이상화된 뼈대곡선으로부터 변위비 ( $\theta$ )에 대한 손상수준을 정의하였다 (Fig. 1a). 참고를 위해 ASCE 41 [13]에 명시된 대각보강된 연결부의 비선형 모델 매개변수 (Nonlinear modeling parameters)를 Fig. 1b에 나타내었다. 4가지 손상수준에 해당하는 37개 실험체의 변위비는 부록의 Table B에 정리하였다. 손상수준을 결정할 수 없는 일부 대각보강연결부 실험체에 대해서는 변위비 ( $\theta$ )를 기입하지 않았다.

일정 손상수준에 도달한 변위비의 분포는 Fig. 3에 나타나 있다. 각각의 손상수준 ( $DS_1, DS_2, DS_3$ , 그리고  $DS_4$ )에 대한 자세한 설명은 다음과 같다.

##### 4.1 손상수준 1 ( $DS_1$ ): 경미한 균열 (강성 저감)

지정된 성능목표에 대한 대상 건물의 잠재적인 손상, 금전적 손실과 이를 보수하기 위한 비용을 평가하는 방법을 설명한 FEMA P-58-1 [29]에서는

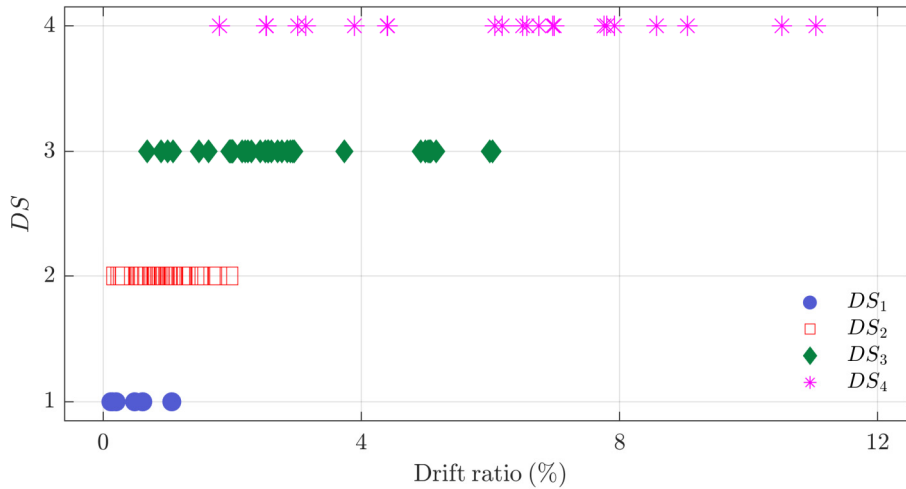


Fig. 3. Distribution of observed drift ratios ( $\theta$ ) associated with individual damage states

RC 구조부재에서 미세한 균열 (Hairline crack)이 발생하는 시점을  $DS_1$ 로 정의하고 있다. 여기서 미세한 균열이란, 폭이 0.3 mm를 넘지 않으며 RC 구조부재로부터 2000 mm 떨어진 지점에서 육안으로 확인할 수 있는 균열 [19]을 의미한다. 손상수준  $DS_1$ 에 도달하는 하중이 실험체로부터 제거된 이후에는 영구변형 없이 원래의 상태로 돌아갈 수 있다. 참고로 손상수준  $DS_1$ 을 겪은 RC 연결부는 특별히 보수하지 않아도 무방하다. 만약 손상을 보수를 수행할 경우, 표면의 미세한 균열을 감춰주는 것으로 충분하다 [31].

대각보강된 연결부의 실험적 연구에서 미세한 균열이 발생하는 시점에 대해 명시한 경우는 많지 않았다. 따라서 본 연구에서는  $DS_1$  도달시의 변위비가 명시된 실험체와 그렇지 않은 실험체간의 변위비 결정 일관성을 유지하기 위해 원점과 실험체의 포락곡선상의 한 점을 이은 할선강성 (Secant stiffness)이 초기강성에 비해 30%저하된 지점을  $DS_1$ 로 결정하였다. 단,  $DS_1$  일 때의 변위비는 이상화된 뼈대곡선상의 항복변위 ( $\theta_y$ )보다 작아야 한다. 이 조건을 만족하는 변위비는 37개의 대각보강된 연결부 실험체 중에서 7개에 불과했다 (부록 Table B).  $DS_1$ 에 해당하는 변위비는 0.1% 부터 1.4%에 해당했다 (Fig. 3).

#### 4.2 손상수준 2 ( $DS_2$ ): 심각한 균열 (연결부의 항복)

손상수준 2 ( $DS_2$ )는 대각보강된 연결부 실험체에 발생한 균열로 인해 항복이 발생하는 시점으로 정의하였다. 실험체가  $DS_2$ 에 도달한 이후에는 실험체에 가해진 하중을 완전히 제거하여도 영구변형이 남게 되므로 약간의 구조부재 재정렬 (Realignment)이 필요하다. 참고로  $DS_2$ 에 도달한 구조부재는 균열에 에폭시를 주입해서 보수할 수 있다 FEMA P-58-1 [29].  $DS_2$ 는 대각보강된 연결부 실험체의 이상화된 뼈대곡선상의 항복변위 ( $\theta_y$ )로 결정하였다 (Fig. 2a). 본 연구에서 수집된 실험체들이  $DS_2$ 에 도달하였을 때의 변위비는 0.2% 부터 2.2%에 달했다 (Fig. 3).

#### 4.3 손상수준 3 ( $DS_3$ ): 내력저하 직전 (최대전단내력, $V_u$ )

대각보강된 연결부 실험체는 최대내력 ( $V_u$ )에 도달한 이후 내력이 감소

되는 경향을 보인다. 본 연구에서는 대각보강된 연결부 실험체의 하중-변위 응답이 최대내력에 도달하는 시점을  $DS_3$ 으로 결정하였다 (Fig. 2a).  $DS_3$ 에 해당하는 변위비는 0.7 부터 6.0%까지의 범위에 분포하였다 (Fig. 3). 참고로  $DS_3$ 에 도달한 구조부재의 경우 균열이 발생한 위치에 에폭시를 주입, 탈락된 콘크리트 피복의 보수, 그리고 심한 잔류변형을 교정하기 위한 구조부재 위치 재정렬이 필요하다.

#### 4.4 손상수준 4 ( $DS_4$ ): 내력손실 (또는 파괴)

손상수준 4 ( $DS_4$ )는 구조부재에 심각한 손상이 발생하여 하중-변위 응답에서 심각한 내력저하가 보이는 시기를 의미한다. 일반적으로 구조부재가  $DS_4$ 에 도달하면 더 이상 외력을 지탱할 수 없게 된다 (붕괴 또는 파괴). 이와같은 현상의 원인은 콘크리트의 압괴, 피복탈락, 대각방향으로 배치된 철근의 좌굴이 원인이 될 수 있다 [32, 33].  $DS_4$ 에 도달한 구조부재는 일반적으로 새로운 구조부재로 교체하거나 그에 준하는 수리비용이 필요하다 FEMA P-58-1 [29]. 이 상태는 ASCE 41 [13] (또는 국토해양부 [12])에서 제시하는 붕괴방지 (Collapse prevention; CP) 수준의 성능과 유사하다 [7]. 본 연구에서는 실험체의 포락곡선 상에서 전단내력이 20%만큼 저하될 때의 변위비를  $DS_4$ 로 결정하였다. 37개의 연결부 실험체 중에서 16개 실험체만 20%내력저하를 겪었으며, 나머지 실험체들은 20%내력저하가 발생하기 전에 지나치게 급격한 내력저하가 발생하여 실험이 중단되었다.  $DS_4$  도달시의 변위비는 1.2% 부터 11.0%까지 나타났다 (Fig. 3).

### 5. 변위비 기반 취약도 함수 개발

이전 절에서 설명하였듯이, 취약도 함수는 공학요구 매개변수에 따라 구조부재 (또는 비구조부재)가 특정 손상수준에 도달하거나 넘어설 확률을 나타낸 것이다. 본 연구에서는 특정 변위비에서 대각보강된 연결부가 일정 손상수준에 도달하거나 넘어설 확률을 누적분포함수 형태로 나타내었다. 이것은 식 (1)과 같이 해당 손상수준에 도달하거나 넘어선 변위비 ( $\theta$ )가 주어지면 변위비 ( $\theta_i$ )보다 작거나 같을 확률로 나타낼 수 있다. 여기서  $\theta_i$ 는 변위

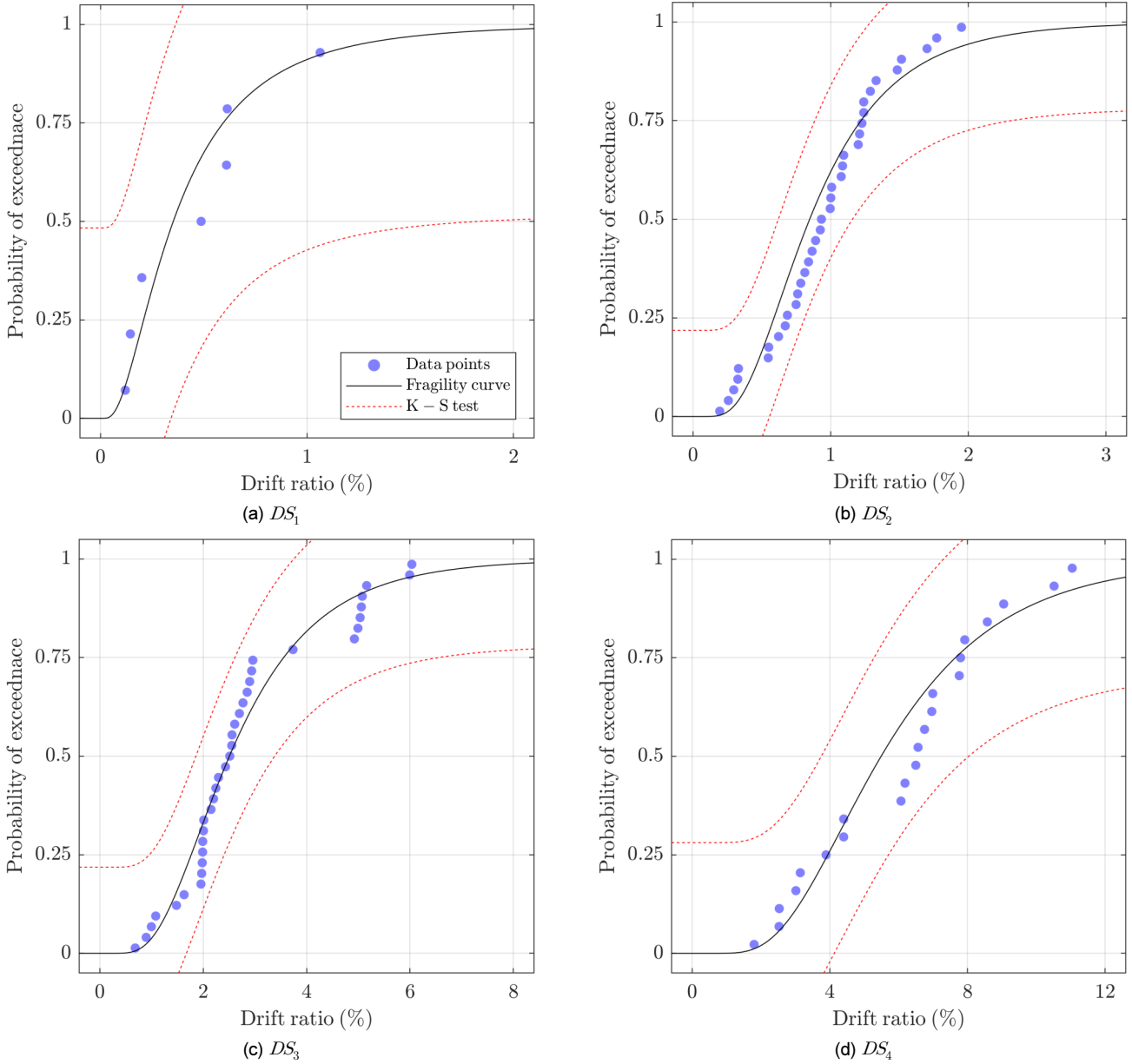


Fig. 4. Fragility curves for individual damage states with empirical CDF values

비  $\theta$ 를 오름차순으로 정렬하였을 때  $i$ 번째 변위비,  $n$ 은 특정 손상수준에 도달한 실험체의 개수,  $i$ 는 1부터  $n$ 까지의 값을 가진다. 예를 들어  $DS_1$ 의 경우  $n$ 은 7이다 (부록 Table B).

$$P(\theta \leq \theta_i) = \frac{i-0.5}{n} \quad (1)$$

식 (1)을 이용한 경험누적분포함수 (Empirical cumulative distribution function)는 Fig. 4에서 푸른색 산점도 (Scatter plot)로 나타내었다. 대수 정규분포 (Lognormal distribution)는 한쪽으로 편향된 분포를 보인다. 이와 같은 대수정규분포의 특성은 변위비나 강도와 같은 구조공학적 변수들의 분포를 잘 반영하는 것으로 알려져 있다 [29]. 따라서 본 연구에서도 일정 손상수준에서 관측된 변위비가 식 (2)와 같은 대수정규분포를 따른다고 가정하였다.

$$F_{DS} = (DS|\theta) = P(DS \geq DS_i|\theta) = \Phi\left(\frac{\ln\theta - \mu_{\ln\theta}}{\sigma_{\ln\theta}}\right) \quad (2)$$

여기서  $P(DS \geq DS_i|\theta)$ 는 구조부재가 특정 변위비 ( $\theta$ )에 도달하였을 때 특정 손상수준에 도달하거나 넘을 조건부확률,  $\Phi$ 는 누적정규분포함수,  $\mu_{\ln\theta}$ 와  $\sigma_{\ln\theta}$ 는 각각 자연대수 (Natural log)를 취한 변위비 ( $\ln\theta$ )의 평균과 표준편차를 의미한다. 최대공산추정 (Maximum likelihood estimate)에 의거한  $\mu_{\ln\theta}$ 와  $\sigma_{\ln\theta}$ 의 계산방법은 각각 식 (3)과 (4)에 제시되어 있다.

$$\mu_{\ln\theta} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln\theta_i}{n} \quad (3)$$

**Table 1.** Fragility function parameters

Damage state	Number of specimens ( <i>n</i> )	$\mu_{ln\theta}$	$\sigma_{ln\theta}$
$DS_1$	7	0.46	0.34
$DS_2$	37	0.96	0.43
$DS_3$	37	2.85	1.45
$DS_4$	22	6.11	2.61

$$\sigma_{ln\theta}^2 = \frac{1}{n} (\ln\theta_i - \mu_{ln\theta}) \quad (4)$$

식 (3)과 (4)를 통해 일정 손상수준에 도달한 변위비의  $\mu_{ln\theta}$ 와  $\sigma_{ln\theta}$ 를 계산하고, 이 값들을 식 (2)에 대입하면 손상수준별 취약도 곡선을 계산할 수 있다 (Fig. 4).

Fig. 4에서 검은색 실선으로 그려진 취약도 곡선은 일정 손상수준에 해당하는 변위비 값들이 대수정규분포를 따른다는 가정 하에서 계산된 것이다. 실제로 변위비 값들이 대수정규분포를 잘 따르는지 확인하기 위해 Kolmogorov-Smirnov (K-S) 검정을 수행하였다. K-S 검정은 서로 다른 두 집단이 동일한 분포를 가지는지 알아보기 위한 방법으로, 미지의 확률분포의 신뢰한계를 구하는 데에도 사용할 수 있다. 본 연구에서는 95% 유의수준에 대해 K-S 검정을 수행하였으며, 이는 Fig. 4에서 붉은색 파선으로 나타내었다. 모든 손상수준에 대해 K-S 검정을 통과한 것으로 보아, 경험누적분포함수가 대수누적정규분포를 따른다고 볼 수 있다.

최대공산추정을 통해 계산된  $\mu_{ln\theta}$ 와  $\sigma_{ln\theta}$ 은 Table 1에 요약되어있다.

손상수준이 증가할수록  $\mu_{ln\theta}$ 이 증가하는 경향을 확인할 수 있었다. 구조부재에 가해지는 변위비가 증가할수록 구조부재에 누적되는 손상도 심해지므로 손상수준이 증가할수록  $\mu_{ln\theta}$ 이 증가하는 경향을 보이는 것은 타당하다.

$DS_1$ 의 경우 가장 작은 변위비 표준편차( $\sigma_{ln\theta}$ )를 보이지만, 이는  $DS_1$ 이 관측된 표본의 숫자가 7개에 불과하기 때문인 것으로 나타났다. 표본수가 상대적으로 적은  $DS_1$ 을 제외하면  $DS_2$ 부터  $DS_4$ 에 이르기까지 변위비 표준편차가 점점 증가하는 경향을 보였다. 특히  $DS_2$ 와  $DS_3$ 은 3.4배,  $DS_3$ 과  $DS_4$ 는 1.8배만큼 변위비 표준편차가 증가하였다. 이것은 손상수준이 증가할수록 변위비만을 이용한 취약도 함수의 불확실성(Uncertainty)이 증가함을 의미한다. 변위비 표준편차( $\sigma_{ln\theta}$ )가 증가하는 현상의 원인은  $DS_3$  및  $DS_4$ 가 반복가력을 통해 얻어진 실험체의 하중-변위 응답으로부터 결정되었기 때문이다.  $DS_3$  (최대전단내력)과  $DS_4$  (최대전단내력이 80% 저하된 지점)는 RC 실험체에 가해진 변위이력(Displacement history)에 따라 변화한다 [34]. 예를 들어서 동일한 실험체라 하더라도 변위진폭을 2번 반복한 경우와 3번 반복한 경우는 최대내력지점과 내력저하의 급격함이 달라질 수 있다. 손상수준이 증가함에 따라 변위비의 표준편차가 증가하는 경향은 [19]의 연구에서도 발견할 수 있으며, 그 원인을 다음과 같이 규정하였다: (1) 실험체마다 사용된 재료강도, 철근상세가 다르기 때문에 발생하는 불확실성, (2) 제한적인 수의 실험체로부터 손상수준을 관측하였기 때문에 발생하는 불확실성, (3) 손상수준이 실험체의 각 가력사이클의 최대 변위 도달시에 관측되었기 때문에 발생하는 불확실성이 있다. 따라서 추후 연구에서는 이와 같은 불확실성을 고려한 취약도 함수의 개발이 이루어져야 할 것이다.

## 6. 요약 및 결론

내력벽시스템에 작용하는 지진에너지를 소산시키는 역할을 하는 대각보강된 RC 연결보의 취약도 곡선을 개발하였다. 성능기반 내진설계에 활용할 수 있도록 대각보강된 연결보에 가해진 변위비에 따른 취약도 곡선을 4개의 손상수준에 대해 제안하였다. 이를 위해 37개의 대각보강된 연결보 실험체의 하중-변위 응답을 수집하였다. 고려된 4개의 손상수준은 다음과 같다: 1) 손상수준 1 ( $DS_1$ ): 경미한 균열(강성 저감), (2) 손상수준 2 ( $DS_2$ ): 심각한 균열(연결보 항복), (3) 손상수준 3 ( $DS_3$ ): 내력저하 직전, (4) 손상수준 4 ( $DS_4$ ): 강도손실(파괴).

4개의 손상수준에 도달할 때의 변위비를 바탕으로 경험누적분포함수를 도출하였다. 변위비 값들이 대수누적정규분포를 따른다는 가정 하에 평균과 표준편차를 계산하였다. 변위비의 평균과 표준편차는 최대공산추정을 이용하여 4개의 손상수준에 대해 각각 계산되었다. 특정 손상수준에서의 변위비 값들이 실제로 대수누적정규분포를 잘 따르는지 확인하기 위해 K-S 검정을 수행하였다. 그 결과 취약도 곡선이 95% 신뢰도 구간에 포함되는 것을 확인하였다.

최대공산추정을 통해 계산된 평균의 경우, 손상수준과 비례하는 경향을 보였다. 대각보강된 연결보에 가해지는 변위비가 커질수록 연결보에서 발생하는 손상(균열, 피복탈락, 압괴, 철근의 좌굴 등)이 더 심하게 누적되므로 이는 자명한 결과이다.

최대공산추정을 통해 계산된 표준편차 또한 평균과 마찬가지로 손상수준과 비례하여 증가하였다.  $DS_3$ 의 표준편차는  $DS_2$ 보다 3.4배,  $DS_4$ 의 표준편차는  $DS_3$ 보다 1.8배만큼 증가하였다. 이것은 손상수준이 증가할수록 변위비만을 이용한 취약도 함수의 불확실성이 증가하였음을 의미한다. 이와 같은 경향은 대각보강된 연결보 실험체에 가해진 변위이력이 실험체별로 상이해서 생긴 것이다. 추후 연구에서는 이와 같은 불확실성을 고려한 취약도 함수를 개발하여 성능기반설계에 활용할 수 있도록 해야 한다.

### / 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단의 지원(NRF-2017R1A2B3008937)에 의하여 수행된 것으로 이에 감사를 표함.

### / REFERENCES /

- Moehle JP, Ghodsi T, Hooper JD, Fields DC, Gedhada, R. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6, National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD.; c2011.
- Berg GV, Stratta JL. Anchorage and the Alaska Earthquake of March 27. American Iron and Steel Institute. Washington, D.C.; c1964.
- Paulay T, and Binney JR, Diagonally reinforced coupling beams of shear walls. ACI special publication SP-42. 1974:579-598.
- Tassios TP, Moretti M, Bezas A. On the behavior and ductility of

- reinforced concrete coupling beams of shear walls, *ACI Structural Journal*, 1996;93(6):711–720.
5. Galano L, Vignoli A, Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts, *ACI Structural Journal*, 2000;97(6): 876–885.
  6. Fortney PJ, Rassati GA, Shahrooz BM, Investigation on effect of transverse reinforcement on performance of diagonally reinforced coupling beams, *ACI Structural Journal*, 2008 105(6):781–788.
  7. Naish D, Fry A, Klemencic R, Wallace JW, Reinforced concrete coupling beams Part1: Testing, *ACI Structural Journal*, 2013;110(6): 1057–1066.
  8. Han SW, Lee CS, Shin M, Lee K, Cyclic performance of precast coupling beams with bundled diagonal reinforcement, *Engineering Structures*, 2015;93:142–151.
  9. Han SW, Yu KH, Kang DH, Lee KH, Shin MS, Cyclic Behavior of Precast Slender Coupling Beams with Bundled Diagonally Reinforcement and High-Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite(HPFRCC), *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2015;19(2):55–62.
  10. Han SW, Han CH, Cyclic Behavior of Slender Diagonally Reinforced Coupling Beams according to Transverse Reinforcement Spacing, *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, 2016;32(3):31–38.
  11. Han SW, Kang JW, Han CH, Shear Strength Equation for Slender Diagonally Reinforced Coupling Beam, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2016;20(6):361–368.
  12. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, Seismic Performance evaluation & improvement revision of existing structures Korea Infrastructures Safety and Technology Corporation.; c2013.
  13. American Society of Civil Engineers (ASCE), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41–17, Reston, VA.; c2017
  14. American Society of Civil Engineers (ASCE), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2017.
  15. AIK, Korean Building Code (KBC 2016), Architectural Institute of Korea; c2016.
  16. Porter KA, Kiremidjian AS, LeGrue JS, Assembly-Based Vulnerability of Buildings and Its Use in Performance Evaluation, *Earthquake Spectra*, 2001;17(2):291–312.
  17. Porter K, Kennedy R, Bachman R, Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering, *Earthquake Spectra*, 2007;23(2):471–489.
  18. Baker JW, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 2015;31:579–599.
  19. Aslani H, Miranda E, Fragility assessment of slab-column connections in existing non-ductile reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 2005;9:777–804.
  20. Gogus A, Wallace JW, Fragility assessment of slab-column connections, *Earthquake Spectra*, 2015;31(1):159–177.
  21. Lignos DG, Karamanci E, Drift-based and dual-parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions, *Journal of Constructional Steel Research*, 2013;90:209–220.
  22. Lignos DG, Kolios D, Miranda E, Fragility assessment of reduced beam section moment connections, *Journal of Structural Engineering*, 2010;136(9):1140–1150.
  23. Naish D, Fry A, Klemencic R, Wallace J, Reinforced Concrete Coupling Beams-Part II: Modeling, *ACI Structural Journal*, 2013; 110(6):1067–1075.
  24. Korea Concrete Institute, Concrete design code of Korea (KCI 2012), Seoul, Korea; c2012.
  25. American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R–14), Farmington Hills, MI.; c2014
  26. Canbolat BA, Parra-Montesinos GJ, Wight JK, Experimental study on seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams, *ACI Structural Journal*, 2005;102(1): 159–166.
  27. Harries KA, Fortney PJ, Shahrooz BM, Brien PJ, Practical design of diagonally reinforced concrete coupling beams – Critical review of ACI 318 requirements, *ACI Structural Journal*, 2005;102(6):876–882.
  28. American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–08) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R–08), Farmington Hills, MI.; c2008
  29. Federal Emergency Management Agency, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, FEMA P–58–1, Washington, D.C.; c2012.
  30. Federal Emergency Management Agency, The Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response, Technical Report FEMA P–440A, Washington, D.C.; c2009.
  31. Federal Emergency Management Agency, Seismic Retrofit Guidelines for Detached, Single-Family, Wood-Frame Dwellings, Technical Report FEMA P50–1, Washington, D.C.; c2012.
  32. Lim E, Hwang SJ, Wang TW, Chang YH, An investigation on the seismic behavior of deep reinforced concrete coupling beams, *ACI Structural Journal*, 2016;113(2):217–226.
  33. Lim E, Hwang SJ, Cheng CH, Lin PY, Cyclic tests of reinforced concrete coupling beam with intermediate span-depth ratio, *ACI Structural Journal*, 2016;113(3):515–524.
  34. Park YJ, Ang AHS, Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced-Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 1985; 111(4):722–739.
  35. Kanakubo T, Fujisawa M, Sako N, Sonobe Y, Ductility of short span RC beams, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico; c1996.
  36. Ishikawa Y, Kimura H, Experimental study on seismic behavior of R/C diagonally reinforced short beams, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico; c1996.
  37. Gonzalez E, Seismic response of diagonally reinforced slender coupling beams, M.S. Thesis, University of British Columbia,

- Vancouver; c2001.
38. Kwan AKH, Zhao ZZ. Cyclic behaviour of deep reinforced concrete coupling beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Structures and Buildings*. 2002;152(3):283–293.
  39. Dugas DG. Seismic response of diagonally reinforced coupling beams with headed bars, M.S. Thesis, McGill University, Montreal, Canada; c2003.
  40. Shimazaki, K. De-bonded diagonally reinforced beam for good repairability, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, c2004.
  41. Korea Land and Housing Corporation, Improvement of reinforcement details in coupling beams of coupled special shear walls, Report No. 2012–54, Republic of Korea; c2012.
  42. Naish D, Fry A, Klemencic R, Wallace J. Reinforced Concrete Coupling Beams—Part I: Testing. *ACI Structural Journal*, 2013; 110(6):1057–1066.
  43. Shin M, Gwon SW, Lee K, Han SW, Jo YW. Effectiveness of high performance fiber-reinforced cement composites in slender coupling beams. *Construction and Building Materials*, 2014;68:476–490.
  44. Han SW, Kang JW, Lee CS. Seismic Behavior of Slender HPFRCC Coupling Beams with Limited Transverse Bars. *Earthquake Spectra*, 2018;34(1):77–98.



/ Appendix /

**Table A.** Properties of DRCB specimens from published literatures

No.	Specimen	Confinement option	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>L<sub>n</sub></i> (mm)	<i>L<sub>n</sub>/h</i>	$\alpha$ (°)	<i>f<sub>c</sub></i> (MPa)	<i>f<sub>y</sub></i> (MPa)	<i>V<sub>u</sub></i> (kN)
Kanakubo et al. [35]										
1	NX7LB	<sup>††</sup> NC-O2	240	350	980	2.8	12.9	38.1	528	365
Ishikawa and Kimura [36]										
2	1	NC-O2	300	450	800	1.8	17.5	42.2	523	483
3	2	NC-O2	300	450	800	1.8	17.5	45.9	523	662
4	5	NC-O2	300	450	800	1.8	17.5	26.8	523	610
5	6	NC-O2	300	450	800	1.8	17.5	51.2	523	743
6	7	NC-O2	300	450	800	1.8	17.5	51.7	523	707
7	8	NC-O2	300	450	800	1.8	17.6	45.3	387	564
8	9	NC-O2	300	450	800	1.8	17.6	45.8	724	841
9	10	NC-O2	300	450	1125	2.5	12.7	51.7	724	671
Tassios et al. [4]										
10	CB-2A	<sup>††</sup> NC-O1	130	500	500	1.0	24.0	28.5	504	283
11	CB-2B	NC-O1	130	300	500	1.7	28.8	26.3	504	170
Galano and Vignoli [5]										
12	P05	NC-O2	150	400	600	1.5	28.5	39.9	567	239
13	P07	NC-O2	150	400	600	1.5	28.5	54.0	567	238
14	P10	NC-O1	150	400	600	1.5	28.5	46.8	567	241
15	P12	NC-O1	150	400	600	1.5	28.5	41.6	567	240
Gonzalez [37]										
16	K	NC-O1	305	445	1220	2.7	19.0	35.6	464	900
Kwan and Zhao [38]										
17	CCB11	NC-O1	120	600	700	1.2	38.7	44.9	517	346
Dugas [39]										
18	D30	NC-O1	300	880	1000	1.1	30.0	32.8	456	619
Shimazaki [40]										
19	N1	NC-O2	200	400	1000	2.5	19.3	54.0	476	346
20	N2	NC-O2	200	400	1000	2.5	19.3	51.0	459	403
Canbolat et al. [26]										
21	Specimen1	<sup>†</sup> C-O1	200	600	600	1.0	35.0	41.0	450	470
Fortney et al. [6]										
22	DCB-1	NC-O1	254	356	914	2.6	13.0	37.6	431	594
23	DCB-2	NC-O1	254	356	914	2.6	13.0	53.3	477	411
Korea Land and Housing Corporation [41]										
24	CON	NC-O1	280	450	675	1.5	27.7	29.0	554	517
Naish et al. [42]										
25	CB24F	<sup>†</sup> C-O2	305	381	914	2.4	15.7	47.3	483	761
26	CB24D	C-O1	305	381	914	2.4	15.7	47.3	483	708
27	CB33F	C-O2	305	457	1524	3.3	12.3	47.3	483	552
Shin et al. [43]										
29	1DF0Y	C-O2	250	300	1050	3.5	8.0	29.2	478	473
Han et al. [8]										
30	SD-2.0	C-O2	250	525	1050	2	20.4	44	490	1117
31	SD-3.5	C-O2	250	300	1050	3.5	8.9	44	481	507
Lim et al. [32]										
32	CB10-1	C-O2	250	500	500	1.0	26.0	34.5	485.7	1444
33	CB20-1	C-O2	300	500	1000	2.0	16.0	52.1	466.3	1073
Lim et al. [33]										
34	CB30-DA	C-O1	300	500	1500	3.0	8.8	39.7	465	671
35	CB30-DB	C-O2	300	500	1500	3.0	8.8	38.4	465	728
Han et al. [44]										
36	S50N	NC-O2	250	300	1050	3.5	8.9	44.0	481	376
37	S25N	NC-O2	250	300	1050	3.5	8.9	44.0	481	290

<sup>†</sup>C-O1(or C-O2): specimens conforming KCI or ACI 318 confinement option 1 (or 2)

<sup>††</sup>NC-O1(or NC-O2): specimens not conforming KCI or ACI 318 confinement option 1 (or 2)

**Table B.** Drift ratio ( $\theta$ ) in % associated with individual damage states

No.	Confinement option	$DS_1$	$DS_2$	$DS_3$	$DS_4$	No.	Confinement option	$DS_1$	$DS_2$	$DS_3$	$DS_4$
1	NC-O2		0.75	2.01		20	NC-O2		0.26	0.90	2.53
2	NC-O2	0.49	0.93	5.03		21	C-O1		0.30	2.53	
3	NC-O2	0.61	0.92	1.99		22	NC-O2		1.09	2.90	4.40
4	NC-O2		1.09	2.01		23	NC-O2		1.21	2.96	
5	NC-O2		0.86	5.06		24	NC-O2	0.20	0.55	0.68	1.80
6	NC-O2	0.14	0.84	1.96	3.89	25	C-O1		1.00	1.08	9.05
7	NC-O2		0.69	4.92	6.96	26	C-O1		1.01	6.04	8.58
8	NC-O2		1.23	1.98	6.99	27	C-O1		1.08	2.94	7.92
9	NC-O2		0.81	4.99		28	C-O1		1.00	5.99	
10	NC-O1		1.24	2.85		29	C-O1		1.51	2.43	11.04
11	NC-O1		1.95	5.08		30	C-O1		1.24	2.61	6.50
12	NC-O2		0.76	2.77	6.75	31	C-O1		1.77	5.16	10.52
13	NC-O2		0.32	2.24	4.40	32	C-O1	1.06	1.33	3.74	6.07
14	NC-O1		0.67	2.56	6.56	33	C-O1		1.29	2.20	7.76
15	NC-O1		0.78	2.15	3.14	34	C-O1		0.55	1.63	6.19
16	NC-O1		0.62	2.30		35	C-O2		0.89	2.70	7.80
17	NC-O1	0.61	1.48	2.55		36	NC-O2		1.70	1.99	
18	NC-O1		0.33	1.48		37	NC-O2		1.20	1.97	3.01
19	NC-O2	0.12	0.19	1.00	2.53						