

비내진상세를 가지는 철근콘크리트 기둥의 정량적 손상도 평가 기준

Quantitative Damage Index of RC Columns with Non-seismic Details

김 경 민¹⁾ 오 상 훈^{2)*} 최 광 용³⁾ 이 정 한⁴⁾ 박 병 철⁵⁾
Kyung-Min Kim Sang-Hoon Oh Kwang-Yong Choi Jung-Han Lee Byung-Cheol Park

Abstract

In this paper, the quantitative damage index for reinforced concrete (RC) columns with non-seismic details were presented. They are necessary to carry out the postearthquake safety evaluation of RC buildings under 5 stories without seismic details. The static cyclic test of the RC frame sub-assembly that was an one span and actual-sized was first conducted. The specimen collapsed by the shear failure after flexural yielding of a column, lots of cracks on the surfaces of columns and beam-column joints and the cover concrete splitting at the bottom of columns occurred. The damage levels of these kinds of columns with non-seismic details were classified to five based on the load-displacement relationship by the test result. The residual story drift ratios and crack widths were then adapted as the quantitative index to evaluate the damage limit states because those values were comparatively easy to measure right after earthquakes. The highest one among the residual story drift ratios under the similar maximum story drift ratio decided on the residual story drift ratio of each damage limit state. On the other hand, the lowest and average ones among the respective residual shear and flexural widths under the similar maximum story drift ratio decided on the residual shear and flexural widths of each damage limit state, respectively. These values for each damage limit state resulted in being smaller than those by the international damage evaluation guidelines that are for seismically designed members under the same deformations.

Keywords : Damage evaluation, Damage limit state, Quantitative index, Non-seismic details, Reinforced concrete, Residual drift ratio, Residual crack width

1. 서 론

지진피해 건축물의 긴급 위험도 평가는 지진시 여진에 의한 건축물의 2차 붕괴로부터 인명을 보호하기 위하여 건축물의 사용가능여부를 신속하게 평가하는 것을 의미한다. 신속하고 적절한 긴급 위험도 평가를 위해서는 건축물의 구조적 특성에 따라 지진으로 건축물에 발생한 손상상태를 신속하고 정확하게 평가할 수 있도록 정량적인 손상도 평가 기준이 필요하다.

미국 (ATC 20, 1989), 뉴질랜드 (NZSEE, 2009)의 경우, 지진피해 건축물의 긴급 위험도 평가를 위하여 눈으로 확인

할 수 있는 건축물의 손상상태에 근거한 정성적인 손상도 평가 기준을 제시하고, 기본적으로 전문가의 판단에 따라 긴급 위험도 평가를 실시하도록 하고 있다. 한편, 정량적인 손상도 평가 기준으로는 성능기반형 내진설계와 관련하여 구조부재의 잔류·최대 층간변형각 등을 제시하고 있다 (SEAOC, 1995; Moehle et al., 2004; Hamburger et al., 2004).

일본 (JBDPA, 2001)의 경우, 긴급 위험도 평가를 위하여 구조형식별 정성적인 손상도 평가 기준과 함께, 내진설계를 실시한 부재를 대상으로 한 실험결과 (Bunno et al., 1999; Bunno et al., 2000)를 바탕으로 잔류 층간변형각, 잔류 균열 폭 등의 정량적인 손상도 평가 기준을 제시하고 있다.

1) 정회원, 국립재난안전연구원 책임연구원
2) 정회원, 부산대학교 건축공학과 교수, 교신저자
3) 정회원, 부산대학교 건축공학과 박사과정
4) 정회원, 국립재난안전연구원 시설연구사
5) 정회원, 국립재난안전연구원 시설연구관

* Corresponding author : osh@pusan.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2013년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 2014년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

한편, 국내의 경우, 5층 이하 건축물은 전체 건축물의 97.5%로 이중 99.5%의 건축물이 비내진상세로되어 있지만 (Lee et al., 2013; Kim et al., 2013), 비내진상세를 가지는 구조부재의 손상도 평가에 관한 연구나 기준은 거의 없는 실정으로, 지진시 긴급 위험도 평가가 신속하게 이루어지지 않아 여진으로 인한 2차 인명피해를 초래할 우려가 있다. 특히 철근콘크리트 비내진상세 건축물은 지진에 의하여 취성적으로 파괴될 가능성이 높아 여진으로 2차 인명피해가 발생할 가능성도 높다고 할 수 있다.

이에 본 논문에서는 비내진상세를 가지는 건축물 중에서 철근콘크리트 골조 건축물 (Kim et al., 2013)을 대상으로 정적실험을 통하여 내진성능을 검토하고, 실험결과를 바탕으로 비내진상세를 가지는 철근콘크리트 부재의 구조적 특성을 고려한 정량적인 손상도 평가 기준을 제시하고자 한다.

2. 국외 손상도 평가 기준

2.1 미국 손상도 평가 기준

미국의 경우, 성능기반형 내진설계와 관련하여 기존 및 신규 건축물의 내진성능을 평가하기 위한 Table 1과 같은 손상도 평가기준이 있으며 (SEAC, 1995; Moehle et al., 2004; Hamburger et al., 2004), 정량적인 손상도 평가 기준으로 최대·잔류 층간변형각과 비전문가를 위한 보수비용, 사용불가능 일수, 사상자수 등을 제시하고 있다.

한편, 철근콘크리트 부재에 대해서는 보유 내진성능에 따라 성능레벨을 5단계로 분류하고, 하중-변형 관계를 바탕으로 손상상태에 대한 서술적 평가 기준과 최대 및 잔류 층간 변형각에 의한 정량적 평가 기준을 Table 2 및 Fig. 1과 같

Table 1 Comparison of damage evaluation guidelines of RC frame

Nations		USA		Japan	
Guidelines		SEAC Vision 2000 (SEAC, 1995)	ATC-58 (Moehle et al., 2004, Hamburger et al., 2004)	Postearthquake Safety Evaluation and Retrofit (JBDPA, 2001)	Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistance RC Buildings (AIJ, 2004)
Purposes		<ul style="list-style-type: none"> • Seismic design • Seismic evaluation 	<ul style="list-style-type: none"> • Seismic design • Seismic evaluation 	<ul style="list-style-type: none"> • Postearthquake safety evaluation 	<ul style="list-style-type: none"> • Seismic design
Damage Evaluation	Objectives	<ul style="list-style-type: none"> • Structural members 	<ul style="list-style-type: none"> • Structural members • Structures 	<ul style="list-style-type: none"> • Structural members 	<ul style="list-style-type: none"> • Structural members • Stories
	Quantitative damage index	<ul style="list-style-type: none"> • Maximum story drift ratio • Residual story drift ratio 	<ul style="list-style-type: none"> • Maximum story drift ratio • Residual story drift ratio • Replacement, Downtime, Casualty rate 	<ul style="list-style-type: none"> • Crack width 	<ul style="list-style-type: none"> • Crack width • Maximum story drift ratio • Residual story drift ratio
Residual seismic evaluation		-	<ul style="list-style-type: none"> • Maximum deformation, Hysteretic energy 	<ul style="list-style-type: none"> • Seismic capacity reduction factor (Hysteretic energy) • Residual seismic capacity ratio 	-

Table 2 Comparison of quantitative damage index

Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistance RC Buildings (AIJ, 2004)			SEAC Vision 2000 (SEAC, 1995)			Damage
Damage level	Story drift ratio (%)	Residual crack width (mm)	Performance level	Story drift ratio (%)		
				Maximum	Residual	
I	0.5	0.2	Fully operational	0.2	-	<ul style="list-style-type: none"> • Elastic response
			Operational	0.5	-	<ul style="list-style-type: none"> • Flexural cracking • Minor local yielding at a few locations
II	1.0	0.2~1	Life safe	1.5	0.5	<ul style="list-style-type: none"> • Shear cracking • Some residual strength and stiffness left in all stories
III	1.33	1~2				<ul style="list-style-type: none"> • Spalling of cover concrete
IV	2.0		Near collapse	2.5	2.5	<ul style="list-style-type: none"> • Little residual stiffness and strength, but load bearing columns and walls function
V	> 2.0		Collapse	> 2.5	> 2.5	<ul style="list-style-type: none"> • Steel fractures • Compressive cracking of core concrete

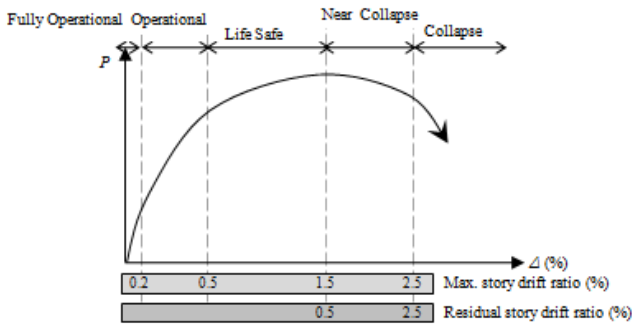


Fig. 1 Concept of performance level with P-d curve

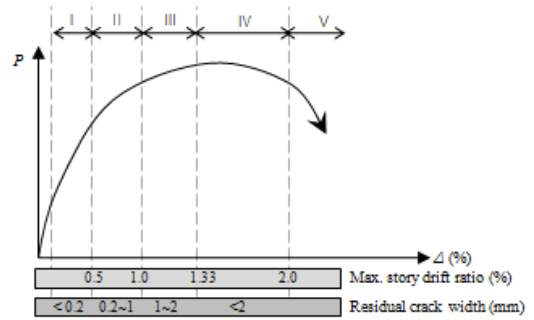


Fig. 2 Concept of damage level with P-d curve

이 제시하고 있다.

2.2 일본 손상도 평가 기준

일본의 경우, Table 1과 같이 성능기반형 내진설계 (AIJ, 2004) 및 지진시 피해 건축물의 긴급 위험도 평가 (JBDPA, 2001)를 위하여 철근콘크리트 부재의 손상도 평가 기준을 제시하고 있다. 한편, 구조부재의 손상레벨은 5단계로 분류하며, 하중-변형 관계를 바탕으로 손상상태에 대한 서술적 평가 기준과 최대 층간변형각 및 잔류 균열폭에 의한 정량적 평가 기준을 Table 2 및 Fig. 2와 같이 제시하고 있다.

미국과 일본의 구조부재의 손상도 평가 기준은 공통적으로 하중-변형관계에 근거하여 5단계의 평가 레벨로 구성되며 정량적인 평가 기준으로는 층간변형각을 제시하고 있으며, Fig. 1 및 Fig. 2와 같이 미국 보다는 일본의 손상도 평가 기준이 부재의 변형능력을 작게 평가하는 경향이 있는 것으로 나타났다.

3. 실험개요

3.1 실험체 개요

실험체는 Fig. 3과 같은 철근콘크리트 1층 1경간 골조 실험체로 내진설계가 실시되지 않은 5층 이하의 기존 저층 철근콘크리트 건축물을 대상으로 한다. 부재 단면상세는 Table 3과 같으며 실험 여건을 고려하여 최대한 실제 크기와 동일하게 제작하였다. 또한, 본 실험체는 5층 이하 저층 건축물을 대상으로 하는 것으로 기둥에 작용하는 축하중은 기둥 축하중의 3.2%에 해당하는 120kN으로 하였다. 한편, 손상한계 상태값의 검증을 위하여 동일한 단면상세를 가지는 실험체를 2개 더 제작하였다.

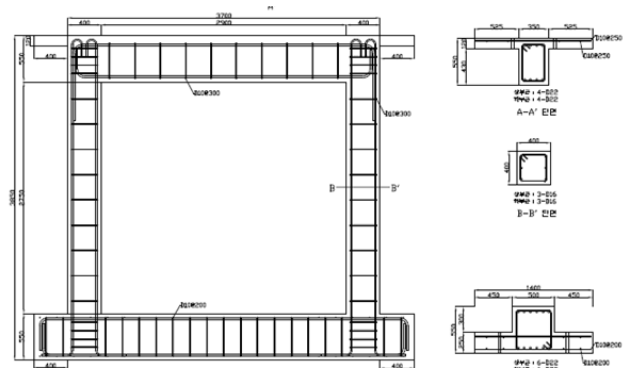


Fig. 3 Frame specimen (unit : mm)

Table 3 Section properties of specimen

Members	Column	Beam
Section (width × depth)	400 × 400 mm	350 × 550 mm
Longitudinal reinforcement	6-D16	4-D22 4-D22
Transverse reinforcement	D10@300	D10@300
Steel type	SD400	
Steel yield strength	400 MPa	
Concrete compressive strength	21 MPa	
Axial load	120 kN	-

Table 4 Concrete properties

Compressive strength [MPa]	Tensile strength [MPa]	Elastic modulus [MPa]
23.3	5.83	22,701

실험체 제작에는 설계기준강도 21MPa의 콘크리트와 SD400 철근을 사용하였으며, 각각의 재료시험 결과는 Table 4 및 Table 5와 같다.

Table 6은 부재별 내력의 계산값을 나타낸다. 여기서, M_u 는 부재 단면 최대 휨모멘트로 평면유지를 가정한 단면해석으로 계산하였으며, Q_m 는 최대 휨모멘트에 의한 부재 단면

Table 5 Steel properties

Type	Yield strength [MPa]	Tensile strength [MPa]	Elastic modulus [MPa]
HD10	398.2	487.6	182,099
HD16	436.1	554.2	190,378
HD22	429.3	554.1	188,080

Table 6 Structural properties of members

Members	Column	Beam
M_u (kNm)	99 (198)	311
Q_m (kN)	72 (144)	214
Q_s (kN)	197 (394)	242

※ () : Sum of two columns

전단력으로 Eq. (1)로 계산하였다. 한편, Q_s 는 전단에 의한 부재 단면 전단력으로 Eq. (2) (KBC, 2009)로 계산하였다. 부재 내력 계산결과에 따라 본 실험체는 기둥이 보보다 먼저 항복하여 파괴될 것으로 예상된다.

$$Q_m = \frac{M_m}{h} \quad (1)$$

여기서, h : 부재 순높이

$$Q_s = V_c + V_s \quad (2)$$

여기서, V_c : 콘크리트에 의한 공칭전단강도

V_s : 횡보강근에 의한 공칭전단강도

3.2 가력 및 측정방법

실험체 가력은 Fig. 4와 같이 1,000kN의 액츄에이터를 이용하여 실험체 상부 가력보 위치에서의 변위제어로 Fig. 5와 같은 가력이력에 따라 층간변형각 1/500, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33의 주진폭으로 3회씩 정·부방향으로 반복하여 실시하였다.

실험체에 작용한 하중은 액츄에이터에 내장된 로드셀로 측정하였으며, 수평변위는 Fig. 4와 같이 액츄에이터 중심, 보단면 중심, 기둥 중앙 및 기둥 하부에 4개의 LVDT를 설치하여 측정하였다. 또한, 주근 및 횡보강근의 변형률은 Fig. 6과 같이 부재 위험단면위치를 중심으로 주근 및 횡보강근의 16개소에 스트레인게이지를 부착하여 측정하였다.

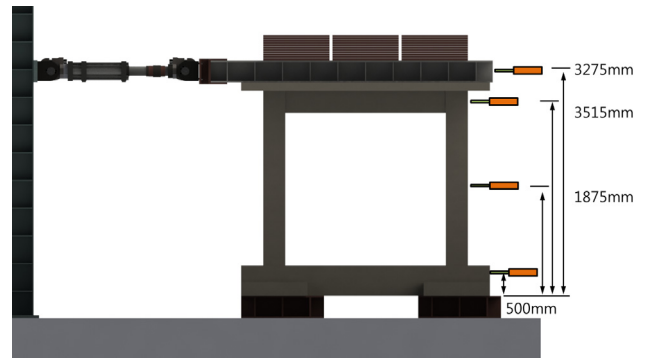


Fig. 4 Plan of loading and displacement measurement

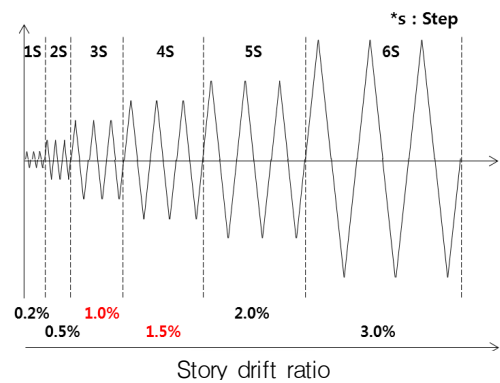


Fig. 5 Loading history

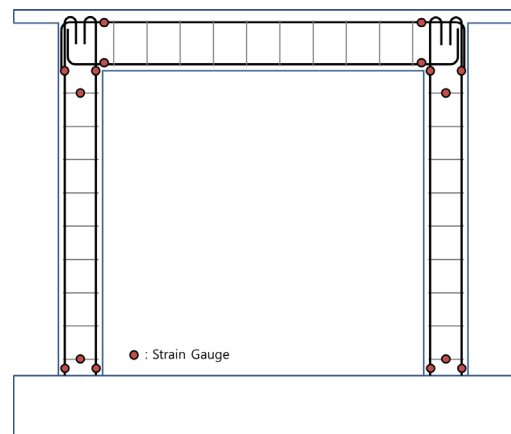


Fig. 6 Location of strain gauges

3.3 실험결과

3.3.1 균열 및 파괴 형상

Fig. 7은 가력에 따른 실험체 관찰면의 균열발생 현황을 나타낸다. 목표 층간변형각 0.25%에 의한 가력 중 (수평하중 44kN)에 우측 기둥 하부 및 좌측 기둥 상부에 처음으로 휨 균열이 발생하였다.

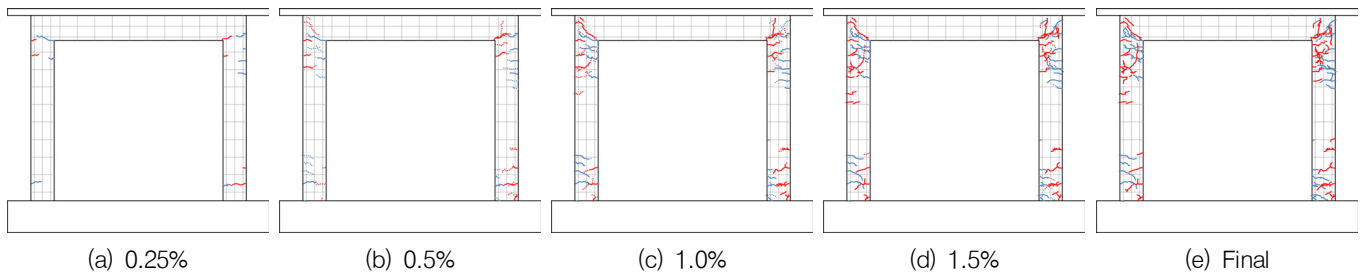


Fig. 7 Crack patterns by loading



Photo 1 Collapsed specimen

목표 층간변형각 0.5%에 의한 첫 번째 가력피크시에 좌측 접합부에 전단균열이, 우측 접합부에는 기둥 주근과 평행하게 수직균열이 발생하였다. 또한, 좌측 기둥 상부의 휨균열은 전단균열로 변화하였다.

이후 Fig. 5에 의한 가력피크시에 좌우측 기둥 모두 기둥 상·하부 위험단면위치에 발생한 휨균열이 크게 벌어졌으며, 목표 층간변형각 1.0%에 의한 가력시에 기둥 하단 콘크리트가 압괴되기 시작하였다. 또한, 목표 층간변형각 2.0%에 의한 첫 번째 가력피크시에는 우측기둥하부 위험단면위치에서 콘크리트가 일부 탈락되어 철근이 노출되었다.

한편, 목표 층간변형각 3.0%에 의한 두 번째 가력시 정방향 피크에 도달함과 동시에 좌측 기둥 상부의 전단균열폭이 급격히 확대되어 내력이 최대내력의 58% 이하로 저하되면서 실험체가 취성적으로 파괴되었다. Photo 1은 실험체의 최종 파괴 형상을 나타낸다.

실험 종료 시까지 Fig. 7과 같이 양측 기둥 상부 및 하부와 접합부에 균열이 집중하여 발생하였으나, 보에는 균열이 거의 발생하지 않았다.

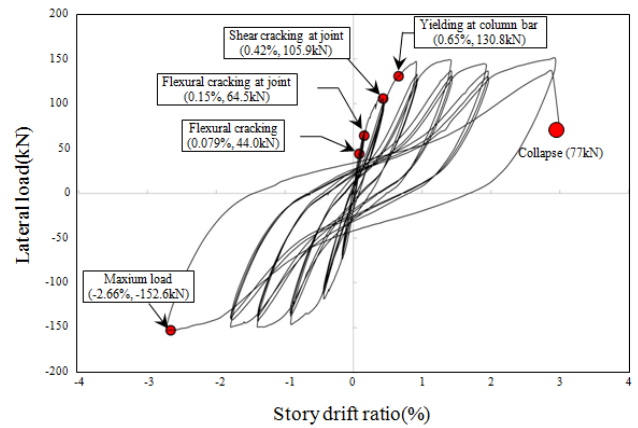


Fig. 8 Lateral load-displacement relationship

3.3.2 하중과 변위의 관계

Fig. 8은 실험체의 수평하중과 층간변형각과의 관계를 나타낸다. 수평하중이 44kN에 도달하였을 때 기둥에 발생한 휨균열로 강성이 저하하기 시작하여, 접합부, 기둥에 순차적으로 발생한 균열로 강성이 점차 감소하였으며, 수평하중 130.8kN, 층간변형각 0.65%에서 기둥주근이 항복하면서 강성이 현저하게 저하되었다.

주근이 항복함에 따라, 이력곡선의 핀칭 (pinching) 거동이 두드러지기 시작하였으며, 가력이력에 의한 최대변형 증가에 따라 잔류 변형도 증가하였다.

한편, 수평하중 -152.6kN, 층간변형각 -2.66%에서 최대내력에 도달한 직후 반대 방향 가력 시, 피크 점에 도달함과 동시에 전단균열의 급격한 확대로 내력이 최대내력의 58% 이하로 떨어지면서 실험체가 최종적으로 파괴되었다.

4. 철근콘크리트 부재의 손상도 평가

4.1 손상도 분류 및 손상한계상태

본 논문에서는 비내진상세를 가지는 철근콘크리트 부재의

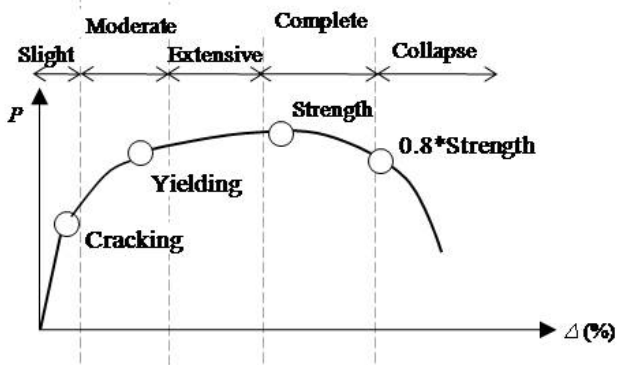


Fig. 9 Concept of damage level classification

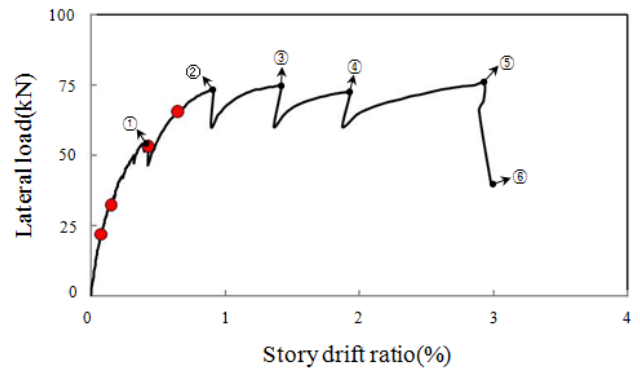


Fig. 10 Skeleton curve

손상도를 2장의 국외 손상도 평가 기준을 참고하여 Fig. 9와 같이 하중-변형 관계에 따라 5단계로 분류하고 손상단계별 부재성능을 다음과 같이 평가하였다.

- 손상도 I (Slight) : 기능수행 수준에 해당하며, 부재 표면에 균열이 발생하고 연속사용이 가능한 상태로 필요에 따라 복구 실시
- 손상도 II (Moderate) : 복구가능 수준으로 일부 철근이 항복하지만 쉽게 복구가 가능한 상태
- 손상도 III (Extensive) : 인명안전 수준으로 부재의 강성이 현격히 저하하지만 복구가 가능한 상태
- 손상도 IV (Complete) : 수직부재는 수직하중을 지지할 수는 있지만, 수평 내력이 저하하여 공사 비용, 기간 등을 고려할 때 실제적으로 복구가 어려운 상태
- 손상도 V (Collapse) : 붕괴

한편, 단계별 손상도를 평가하기 위한 정량적 손상한계상태값으로는 지진시 상대적으로 측정이 용이한 잔류 층간변형각과 잔류 균열폭을 이용하였으며, 실험결과를 바탕으로

최대 층간변형각과의 관계에 따라 손상한계상태값을 결정하였다.

4.2 한계 최대 층간변형각

실험체가 좌측 기둥의 휨항복후 전단파괴에 의하여 최종적으로 파괴되었기 때문에 본 절에서는 좌측 기둥을 대상으로 손상도 평가를 실시하였다. Fig. 10은 실험체 기둥 1개에 해당하는 수평하중과 층간변형각의 골격곡선을, Photo 2는 Fig. 5의 가력이력에 따른 정방향 가력피크시 좌측 기둥의 손상발생 현황을 나타낸다. 한편, 실험체의 좌측 기둥에 발생한 전단균열의 폭이 벌어지면서 실험체가 최종적으로 파괴되었으나, 좌우측 기둥의 하중을 각각 측정하는 것이 현실적으로 어렵고 좌측기둥의 전단균열 폭이 크기 벌어지기 전까지 좌우측기둥에 비슷하게 손상이 발생하였으며 보에는 균열 등의 손상이 거의 발생하지 않아 전체 하중과 변형은 좌우측 기둥에 절반씩 작용하는 것으로 가정하였다.

목표 층간변형각 0.5%에 의한 가력시 기둥 상·하부에 휨

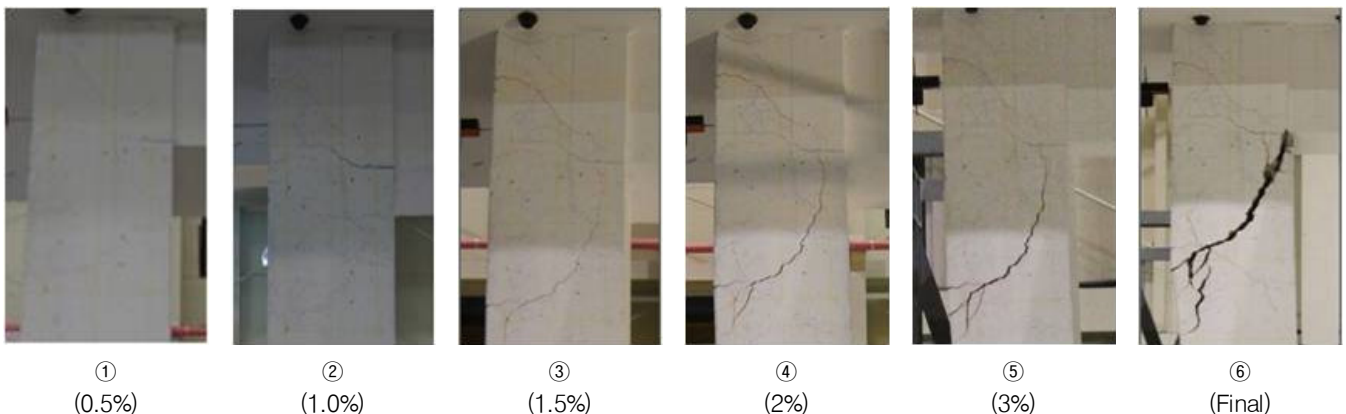


Photo 2 Damages of column by loading step

Table 7 Maximum story drift ratio of damage limit state

Damage index	I	II	III	IV	V
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Collapse
Maximum story drift ratio of damage limit state	1/200	1/100	1/67	1/50	> 1/50

균열, 휨전단균열이 발생하면서 강성이 서서히 저하하였으며, 목표 층간변형각 1.0%에 의한 가력시 기둥 주근 일부가 항복하고 기둥 하단 콘크리트가 압괴되기 시작하였다. 목표 층간변형각 1.5%에 의한 가력시부터는 기둥 상부의 휨전단 균열이 육안으로 식별 가능할 정도로 벌어지기 시작하면서 내력이 서서히 감소하기 시작하였다.

한편, 목표 층간변형각 3.0%에 의한 첫 번째 가력피크시 다시 내력이 증가하였으나, 두 번째 정방향 가력시 피크에 도달함과 동시에 내력이 급격하게 저하되면서 기둥이 취성적으로 파괴되었다. 이는 첫 번째 가력시에도 최대 균열폭이 3mm를 초과하였지만 휨전단균열사이로 골재맞물림 작용에 의한 하중 전달을 기대할 수 있었던 반면, 두 번째 가력시에는 균열이 더 벌어지면서 균열사이로 골재맞물림 작용에 의한 하중 전달을 기대할 수 없게 되었기 때문으로 판단되어진다.

이와 같은 실험 결과를 바탕으로 비내진상세를 가지며 휨항복후 전단파괴하는 철근콘크리트 부재의 손상단계별 손상 상태 및 한계 최대 층간변형각을 Fig. 5의 가력이력을 바탕으로 Table 7과 같이 결정하였다. 한편, 손상도 IV의 한계 최대 층간변형각은, 목표 층간변형각 2%에 의한 가력피크시의 최대 균열폭이 2.1mm로 하중 전달을 기대하기 어려우며 (Walraven, 1981) 목표 층간변형각 3%에 의한 가력 중에 실험체가 취성적으로 파괴됨에 따라 보수적으로 평가하여 2%로 하였다.

한편, 한계 최대 층간변형각은 2.2절의 일본 손상도 평가 기준에서 제시하고 있는 최대 층간변형각과 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났다.

4.3 한계 잔류 층간변형각

Fig. 11은 최대 층간변형각의 절대값과 잔류 층간변형각의 절대값의 관계를 나타낸다. 최대 층간변형각은 정·부방향 가력피크시의 층간변형각을, 잔류 층간변형각은 하중이 영인 상태의 층간변형각을 의미한다. 기둥 주근 항복이후, 최대 층간변형각에 대한 잔류 층간변형각의 비가 점차적으로 증가하였으며, 실험체 파괴직전 (목표 층간변형각 3%에 의한

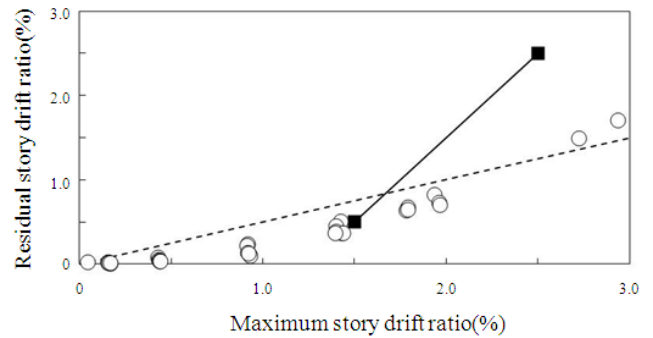


Fig. 11 Relationship between maximum and residual story drift ratio

Table 8 Residual story drift ratio of damage limit state

Damage index	I	II	III	IV	V
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Collapse
Residual story drift ratio of damage limit state	1/1000	1/333	1/200	1/125	> 1/125

첫 번째 가력시)의 잔류 층간변형각은 최대 층간변형각의 1/2 이상이었다.

한편, 본 논문의 실험결과에 의한 잔류 층간변형각은 최대 층간변형각이 1.5% 이상인 구간에서 내진설계를 실시한 부재를 대상으로 하는 Table 2의 미국 기준에 의한 잔류 층간변형각 (Fig. 11 중의 실선)과 비교하여 변형능력이 부족한 것으로 나타나 내진설계가 실시된 부재를 대상으로 한 기준보다 비내진상세를 가지는 부재의 손상한계상태 잔류 층간변형각을 낮게 평가할 필요가 있을 것으로 판단된다.

이에 비내진상세를 가지며 휨항복후 전단파괴하는 철근콘크리트 부재의 손상단계별 한계 잔류 층간변형각은 Fig. 11을 바탕으로 동일 최대 층간변형각에 발생한 잔류 층간변형각의 최대값 이상이 되도록 결정하였으며, 그 결과는 Table 8과 같다.

4.4 한계 잔류 균열폭

Fig. 12는 최대 층간변형각과 잔류 균열폭과의 관계를 나타낸다. 여기서, 잔류 균열폭은 기둥에 발생한 전단균열과 휨균열을 대상으로 하중이 영인 상태에서 측정한 전단균열 폭 및 휨균열폭의 최대값을 의미한다. 한편, Fig. 12의 회색 부분은 Table 2의 일본 기준에서 제시하고 있는 휨부재의 잔류 균열폭을 나타낸다. 본 논문의 실험결과에 의한 잔류 균열폭은 동일 최대 층간변형각에서 일본 기준에서 제시하고

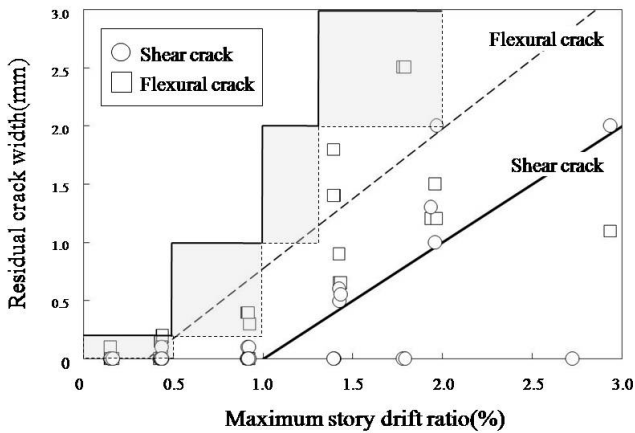


Fig. 12 Changes of residual crack widths by maximum story drift ratio (column)

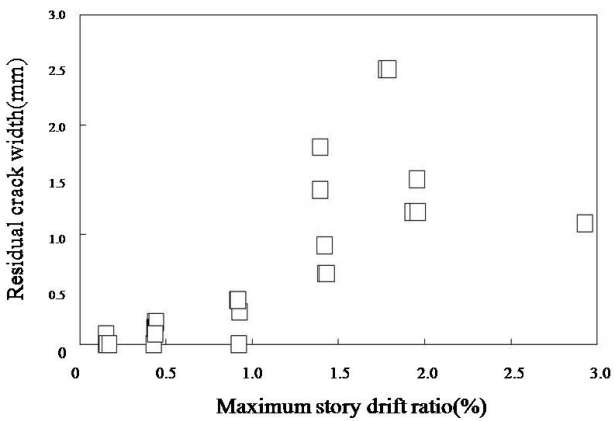


Fig. 13 Changes of residual crack widths by maximum story drift ratio (beam-column joint)

있는 잔류 균열폭보다 작은 것으로 나타났다. 이는 본 논문의 실험체의 경우 Fig. 13과 같이 접합부에 발생한 균열의 폭도 기둥 부재에 발생한 균열의 폭만큼 확대되었기 때문인 것으로 판단된다. 이에 따라, 비내진상세를 가지는 건축물의 경우, 내진설계가 실시된 건축물과 비교하여 접합부 균열의 영향으로 동일 변형에서 기둥에 발생하는 균열의 폭이 작아질 수 있으므로 이를 고려하여 손상한계상태 잔류 균열폭을 평가할 필요가 있을 것이다.

이에 본 논문에서는 비내진상세를 가지며 휨항복후 전단 파괴하는 철근콘크리트 부재에 대하여 Fig. 12를 바탕으로 손상단계별 한계 잔류 전단균열폭과 휨균열폭에 대하여 평가하였다. 먼저, 전단균열의 경우, 균열이 비교적 적게 발생하고 균열폭이 커짐에 따라 하중이 급격하게 저하하는 경향이 있으므로, 동일 최대 층간변형각에서의 최소 전단균열폭을 손상단계별 한계 잔류 전단균열폭 (Fig. 12 중의 실선)으

Table 9 Residual crack width of damage limit state

Damage index		I	II	III	IV	V
		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Collapse
Crack width of damage limit state (mm)	Flexural	0.2	0.5	1.5	2.0	> 2.0
	Shear	0	0.2	0.5	1.0	> 1.0

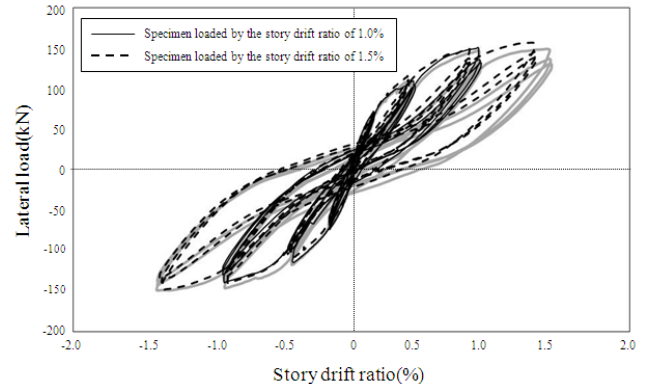


Fig. 14 Comparison of lateral load-displacement relationships

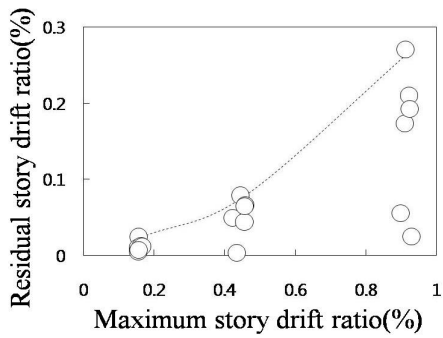
로 결정하였다. 반면, 휨균열은 균열이 비교적 많이 발생하고 균열폭이 커지더라도 하중이 급격하게 저하되지 않으므로 동일 최대 층간변형각에서의 평균 휨균열폭을 손상단계별 한계 잔류 휨균열폭 (Fig. 12 중의 점선)으로 결정하였다. Table 9는 이에 따른 손상단계별 한계 잔류 균열폭을 나타낸다.

4.5 손상한계상태지표 검토

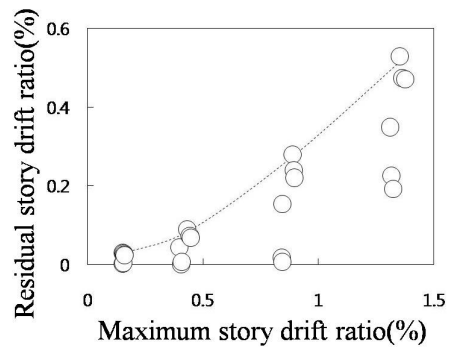
본 절에서는 Fig. 3의 실험체와 동일한 단면을 가지며 목표 층간변형각 1.0% 및 1.5%까지 가력한 실험체 2개의 실험결과를 바탕으로 4.1~4.3절에서 제시한 손상한계상태값의 적용성에 대하여 검토하였다.

Fig. 14는 목표 층간변형각 1.0% 및 목표 층간변형각 1.5%까지 가력한 실험체의 수평하중과 층간변형각과의 관계를 3.3.2절의 실험결과와 비교하여 나타낸 것으로, 목표 층간변형각 1.0% 및 목표 층간변형각 1.5%까지 가력한 실험체 모두 실험 종료 시까지 3.3.2절에서 기술한 실험결과와 유사한 거동을 보인 것을 알 수 있다.

Fig. 15는 목표 층간변형각 1.0% 및 1.5%까지 가력한 실험체의 최대 층간변형각의 절대값과 잔류 층간변형각의 절대값의 관계를 나타낸다. 그림 중 점선은 Table 9에서 제시한 한계 잔류 층간변형각을 나타낸다. 두 실험체 모두 잔류 층간변형각이 Table 8의 한계 잔류 층간변형각 이하로, Table 9의 한계 잔류 층간변형각은 목표 층간변형각 1.0% 및 1.5%

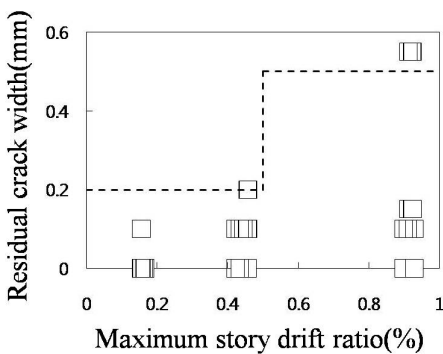


(a) Story drift ratio 1.0%

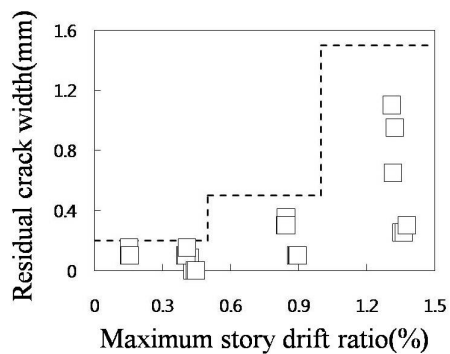


(b) Story drift ratio 1.5%

Fig. 15 Comparison of residual story drift ratios



(a) Story drift ratio 1.0%



(b) Story drift ratio 1.5%

Fig. 16 Comparison of residual flexural crack widths

까지 가력한 실험체의 실험결과에 의한 손상한계상태의 잔류 층간변형각을 적절하게 평가하고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 16은 목표 층간변형각 1.0% 및 1.5%까지 가력한 실험체의 최대 층간변형각의 절대값과 잔류 휨균열폭의 관계를 나타낸다. 그림 중의 점선은 Table 9에서 제시한 한계 잔류 휨균열폭을 나타낸다. 목표 층간변형각 1.0%까지 가력한 실험체의 경우, 잔류 휨균열폭의 최대값이 Table 9의 한계 잔류 휨균열폭과 동일하거나 10% 큰 것으로 나타났으며, 목표 층간변형각 1.5%까지 가력한 실험체의 경우에는 잔류 휨균열폭의 최대값이 Table 9의 한계 잔류 휨균열폭보다 작은 것으로 나타났다. 이에 따라 Table 9의 한계 잔류 휨균열폭은 목표 층간변형각 1.0% 및 1.5%까지 가력한 실험체의 실험결과에 의한 손상한계상태의 잔류 휨균열폭을 적절히 평가하고 있는 것으로 판단된다.

5. 결론

5층 이하 비내진상세를 가지는 철근콘크리트 건축물의 지

진시 긴급 위험도 평가를 위한 부재의 정량적 손상도 평가 기준을 실행 크기의 철근콘크리트 1층 1경간 골조실험체의 정적실험 결과를 바탕으로 제시하고 제시한 손상도 평가 기준의 적용성을 검토하였다. 그 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 실험체는 기둥의 휨항복후 전단파괴에 의하여 최종적으로 파괴되었으며, 기둥과 접합부에 균열, 압괴 등의 손상이 발생한 반면 보에는 균열도 거의 발생하지 않았다.
- (2) 손상한계상태 잔류 층간변형각은 내진설계가 실시된 부재와 비교하여 부족한 변형능력을 고려하여 작게 평가할 필요가 있으며, 실험결과에 의한 최대 층간변형각과 잔류 층간변형각의 관계를 바탕으로 손상단계별 한계 잔류 층간변형각을 동일 최대 층간변형각에서의 잔류 층간변형각의 최대값 이상이 되도록 결정하였다.
- (3) 손상한계상태의 잔류 균열폭은 접합부 등에 발생하는 균열로 인하여 내진설계가 실시된 부재에 의한 손상한

계상태 잔류 균열폭보다 작은 것으로 나타났으며, 실험결과에 의한 최대 층간변형각과 잔류 균열폭의 관계를 바탕으로 잔류 전단균열폭과 잔류 휨균열폭을 최대 층간변형각에서의 최대값 및 평균값으로 결정하였다.

(4) 본 논문에서 제시한 손상한계상태의 잔류 층간변형각 및 잔류 균열폭은 동일한 단면을 가지며 가력이력을 달리한 실험체에 대해서도 유효한 것으로 나타났다.

References

1. AIJ, "Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistance RC Buildings", Architectural Institute of Japan, 2004.
2. ATC 20, Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings, Applied Technology Council, 1989.
3. Bunno, M., Maeda, M. and Nagata, M., "Damage Level Classification of Reinforced Concrete Buildings based on Member Residual Seismic Performance", Prod. of JCI, Vol. 22, No. 3, 2000, pp.1447-1452.
4. Bunno, M., Sawamura, M., Maeda, M. and Kabeyasawa, T., "Experimental Study on Behavior of Reinforced Concrete Beams under Axial Restriction", Prod. of JCI, Vol. 21, No. 3, 1999, pp.517-522.
5. Hamburger, R., Rojahn, C., Moehle, J., Bachman, R., Comartin, C. and Whittaker, A., "The ATC-58 Project: Development of Next-Generation Performance-Based Earthquake Engineering Design Criteria for Buildings", 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Aug. 2004.
6. JBDPA, Postearthquake Safety Evaluation and Retrofit, Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.
7. KBC, Korean Building and Commentary, Architectural Institute of Korea, 2009 (in Korean).
8. Kim, K., Lee, S. and Oh, S., "Seismic Performance Evaluation of Existing Low-rise RC Frames with Non-seismic Detail", EESK J. Earthquake Eng, Vol. 17, No. 3, 2013, pp.97-105 (in Korean).
9. Lee, Y., Jeoung, C., Lee, E., Kim, M. and Choi, K., "Seismic Performance Evaluation of Neighborhood Living Facilities Considering Deterioration", Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, Vol. 17, No. 1, 2013, pp.55-63 (in Korean).
10. Moehle, J. and Deierlien, G. G., "A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering", 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Aug. 2004.
11. NZSEE, Building Safety Evaluation during a State of Emergency, New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2009.
12. SEAOC, Vision 2000 - Performance Based Seismic Engineering of Buildings, CA. 1995.
13. Walraven, J. C., "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock", J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST11, 1981, pp.2245-2270.

Received : 08/29/2013

Revised : 09/24/2013

Accepted : 09/29/2013

요 지

5층 이하 비내진상세를 가지는 철근콘크리트 건축물의 지진시 긴급 위험도 평가를 위한 부재의 정량적 손상도 평가 기준을 제시하기 위하여 실대형 크기의 철근콘크리트 1층 1경간 골조 실험체의 정적실험을 실시하였다. 실험결과, 실험체는 기둥의 휨항복후 전단파괴에 의하여 파괴되었으며, 기둥과 접합부에 균열, 압괴 등의 손상이 발생한 반면, 보에는 균열 등의 손상이 거의 발생하지 않았다. 이와 같이 비내진상세를 가지며 휨항복후 전단파괴하는 철근콘크리트 기둥의 손상도를 5단계로 분류하고 손상단계별 한계상태를 평가하기 위한 정량적 기준으로서 지진시 상대적으로 측정이 용이한 잔류 층간변형각과 잔류 균열폭을 이용하였다. 손상한계상태의 잔류 층간변형각 및 잔류 균열폭은 실험결과에 따른 손상한계상태의 최대 층간변형각과의 관계에 의하여 결정하였으며, 한계 최대 층간변형각은 실험결과에 의한 부재의 하중-변형 관계 및 손상발생 현황을 바탕으로 결정하였다. 한계 잔류 층간변형각은 해당 최대 층간변형각에 의한 잔류 층간변형각 중의 최대값 이상이 되도록 하였으며, 한계 잔류 균열폭은 해당 최대 층간변형각에 의한 잔류 전단균열폭의 최소값 및 잔류 휨균열폭의 평균값으로 결정하였다. 한편, 본 논문을 통하여 제시한 손상한계상태의 잔류 층간변형각과 잔류 균열폭은 지진으로 동일한 부재 변형이 발생할 경우 내진설계가 실시된 부재를 대상으로 하는 국외 손상도 평가 기준에 의한 값보다 작은 것으로 나타났다.

핵심 용어 : 손상도 평가, 손상한계상태, 정량적 지표, 비내진상세, 철근콘크리트, 잔류 층간변형각, 잔류 균열폭