

철근콘크리트 부재의 손상량 평가 모델에 관한 연구

Study on Damage Evaluation Model for Reinforced Concrete Members

조병민^{1)*} · Maeda masaki²⁾ · 김태진³⁾

Cho, Byung Min^{1)*} · Maeda, Masaki²⁾ · Kim, Taejin³⁾

^{1,3)}(주)창민우구조컨설턴트, ²⁾일본, 토호쿠대학교

^{1,3)}Chang Minwoo Structural Consultants, ²⁾Tohoku University

/ A B S T R A C T /

The purpose of this study is to improve the previous damage evaluation model for RC members which is proposed by Igarashi[1] in 2010. The previous model was not confirmed by enough data of damage such as, residual crack length, width and area for exfoliation of concrete, etc. In addition, validation of the model is still insufficient. Therefore, experiment of a real-scale RC structure and experiment of RC columns using the high-strength concrete were conducted to gather the data of damage in RC members. The investigation has been conducted gathering the data not only additional experiments data but also existing data for modification of damage evaluation model. It has been investigated on changing damage in RC due to axial force ratio, shear reinforcement and shear span ratio. As a result, several problems were founded in the previous model, such as, hinge length(l_p), spacing of flexural crack($S_{av,r}$), total width of flexural cracks regulated by maximum width of flexural crack(n_f) and total width of shear cracks regulated by maximum width of shear crack(n_s). New model is proposed and evaluated the damage properly.

Key words: Reinforced concrete, Damage evaluation, Residual crack length, Residual crack width, Area for exfoliation of concrete

1. 서론

건축물에 필요한 내진성능 중 “안전성능”은 인명보호의 관점에서 가장 중요시되는 내진성능이지만 최근 일본에서의 지진피해를 살펴보면 건물이 붕괴되는 사례보다 구조체에 큰 손상이 발생하여 재건축되거나 건축물의 복구기간 동안 큰 경제손실이 발생하는 사례가 늘어나고 있다. 한 예로 1995년 일본의 효고현 남부지방에서 발생한 지진으로 인한 피해사례를 살펴보면, 1981년 이전의 일본(구)내진기준으로 건축된 RC조 건축물을 중심으로 건물 구조체에 극심한 손상 또는 붕괴가 발생하여 다수의 사망자가 나왔다. 한편, 1981년 이후의 일본(신)내진기준에 준하여 지어진 건물의 대부분은 붕괴되지 않고 내진성능 중 가장 중요한 “안전성능”, 즉 인명보호적인 측면에서 높은 비율로 인명을 보호할 수 있다는 사실이 확인되었다. 하지만, 일본(신)내진기준으로 지어진 건물들은 붕괴는 면했지만 건물의 주요 골조에 심각한 손상이 발생하여 그 수리비용이 비현실적인 금액이 되어 결국 재건축될 수밖에 없는 피해사례나, 비 구조부재나 설비 등에 발생한

극심한 손상으로 인하여 건물의 용도별 본연의 기능을 수행할 수 없게 되어, 지진 후 지속적인 사용이 불가능한 상태가 된 피해사례가 다수 보고되었다. 이와 같이 건축물의 “안전성능”뿐만 아니라 건물손상을 억제하고 경제적으로 허용 가능한 범위 내에서 복구할 수 있는 “복구성능”도 중요한 내진성능으로 대두되고 있다. 하지만, 아직까지 건물전체의 복구성능을 정량적으로 평가하는 방법에 대해서는 명확히 확립되어 있지 않은 것이 실정이다.

철근콘크리트조(이하, RC조)건축물의 사용성이나 복구능력을 평가하기 위해서는 구조부재에 발생하는 손상량(잔류균열길이, 잔류균열너비, 콘크리트 박리면적 등)과 손상종류에 따른 복구비용 및 수리기간을 파악하는 것이 필요하다. Igarashi[1]와 필자는 RC조 건축물에 발생하는 손상량을 적절히 평가할 수 있는 손상량평가법을 제안하기 위해, 구조부재 실험을 실시하고, 손상량을 조사한 후, 손상량DB를 구축하였다. 그리고 실험DB에 준한 손상량평가모델(이하, 초기모델[1])을 제안했지만, 손상량을 분석하기 위한 대상시험체 수가 적어 손상량평가모델에 대한 충분한 검증이 이루어지지 않았다.

그래서 이 연구에서는 “실제 사이즈의 RC골조에 의한 손상량평가실험 [2]”과 “고강도콘크리트를 사용한 RC조 기둥부재에 의한 손상량평가실험 [3]”을 실시하고 축력비와 전단보강근비, 전단경간비가 다를 경우, RC부재에 발생하는 손상량의 변화를 상세히 조사하였다. 그 결과를 토대로 이 연구에서는 각 실험변수가 손상량에 미치는 영향을 명확히 하는 것과 상기의

*Corresponding author: Cho, Byung Min

E-mail: bmcho@minwoo21.com

(Received 8 January 2015; Revised 17 February 2015; Accepted 24 February 2015)

두 실험[2, 3]에 대한 손상량DB와 기준에 수집한 손상량DB를 종합하여, 초기모델의 타당성에 대해 검토한 후, 보다 정확한 손상량 평가를 수행할 수 있도록 초기모델을 개선하는 것이 연구목적이다.

구체적으로 초기모델은 다음의 3개의 평가모델로 구성되어 있다. ① 잔류균열길이 평가모델, ② 잔류균열너비분포 평가모델, ③ 콘크리트박리면 적 평가모델, 이 3개의 모델에 대한 검증 및 수정을 실시하여 초기모델을 보다 고도화 하는 것을 연구목적으로 하였다.

2. 초기모델 평가방법

2.1 RC골조의 손상량평가모델

2.1.1 잔류균열길이 평가모델

초기모델의 균열길이 평가모델에서는 부재가 양방향 반복 하중을 받았을 경우 Fig. 1과 같이 균열이 발생한다고 가정하고 있다. (기준연구결과 및 시험체에 발생한 균열상태분석결과를 토대로 가정). Fig. 1 에서 진한 선으로 표시한 균열은 시계방향으로 작용하는 전단력에 의해 발생하는 균열을 나타 낸 것이다. RC골조에 발생하는 균열의 종류를 다음의 3종류로 가정하였다.

① 휨균열(모멘트에 의해 발생하는 균열로서 부재축의 수직방향으로 발생하는 균열), ② 전단균열(전단력에 의해 발생하는 균열로서 부재 대각방향으로 발생하는 균열), ③ 휨전단균열(모멘트에 의해 부재축의 수직방향으로 균열이 발생한 후, 그 균열로부터 전단력에 의해 부재의 대각방향으로 발생하는 균열)

Fig. 1과 같이 부재를 두영역(힌지영역 l_p 과 그 이외영역(이하, 비힌지영역 $L-2l_p$)으로 분류하고 힨지영역 l_p 에서는 휨전단균열이 발생하고 비힌지영역 $L-2l_p$ 에서는 휨균열과 전단균열이 발생한다고 가정하였다. 구조골조 해석 시에 부재의 말단부에 설정하여 휨스프링의 변형에 의해서 균열이 발생하는 힨지영역 l_p 과 부재의 중앙부에 설정하는 전단스프링에 의해서 균열이 발생하는 비힌지영역 $L-2l_p$ 로 구분되는데 부재의 힨지영역을 결정 하는 길이 l_p 는 일본의 내진성능평가지침[4]에서 부재의 춤 D 에 대해 $0.5D \sim 1.5D$ 범위 안에서 적절한 값을 설정하도록 되어 있다. 이것과 Yoshioka가 실시한 연구[5]를 참고하여 힨지영역의 길이 l_p 를 $1 \leq a/D \leq 5$ 범위 안에서 식 (1)과 식 (2)로 나타내도록 하였다.

$$l_p = \begin{cases} 0.5(a/D)D & (1 \leq a/D \leq 3) \\ 1.5D & (3 < a/D \leq 5) \end{cases} \quad (1)$$

$$l_p = \begin{cases} 0.5(a/D)D & (1 \leq a/D \leq 3) \\ 1.5D & (3 < a/D \leq 5) \end{cases} \quad (2)$$

여기서, a 는 전단경간, D 는 부재의 춤이다.

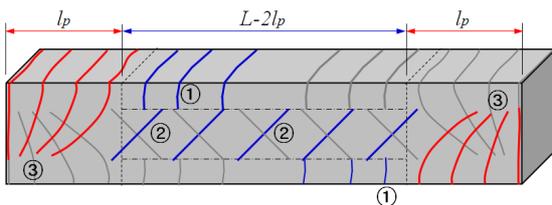


Fig. 1. Images of cracks form of RC member

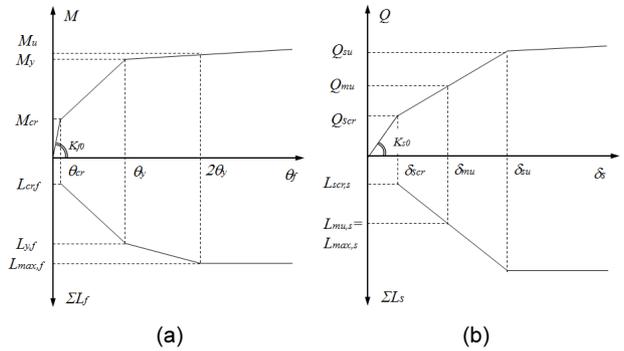


Fig. 2. The development of crack length corresponding to the flexural and shear spring

여기서, M_{cr} 은 휨균열모멘트, M_s 은 휨항복모멘트, M_u 은 휨최대강도, Q_{scr} 은 전단균열강도, Q_{mu} 은 전단항복강도, Q_{su} 은 전단최대강도, θ 는 부재의 회전각이다.

Fig. 1과 같이, 힨지영역 l_p 는 휨스프링의 변형에 따라 균열이 발생하는 영역으로 이 영역에는 휨전단균열이 발생하고 비힌지영역 $L-2l_p$ 의 경우에는 전단스프링의 변형에 따라 균열이 발생하는 영역으로 이 영역에서는 휨 균열과 전단균열이 발생하는 것으로 가정하였다. Fig. 2에 휨스프링과 전단스프링에 각각 대응하는 휨전단균열길이 ΔL_f 와 휨균열길이+전단균열 길이 ΔL_s 의 관계를 나타내었다.

기존RC 부재실험 데이터와 필자가 실시한RC 부재실험 데이터를 토대로 잔류균열길이 증가경향에 대해 검토한 결과, 휨전단균열이 발생하는 힨지영역 l_p 의 총 균열길이 ΔL_f 는 휨균열 모멘트 M_{cr} 에서 균열이 발생해 휨항복 모멘트 M_s (이때의 회전각 θ)에 도달했을 때 휨최대변형으로 설정한 회전각 2θ 에 도달했을 때 꺾이는 직선으로 설정하였고(Fig. 2 a)), 휨균열과 전단균열이 발생하는 비힌지영역 $L-2l_p$ 의 총 균열길이 ΔL_s 는 전단균열강도 Q_{scr} 에서 균열이 발생해 전단최대강도 Q_{su} 에 도달했을 때 꺾이는 직선으로 설정하였다(Fig. 2 b)).

힌지영역 l_p 의 균열길이 상한치 $L_{max,f}$ 및 비힌지영역 $L-2l_p$ 의 균열길이 상한치 $L_{max,s}$ 의 모델식을 각각 식 (3)과 식 (4)에 나타내었고 식 (3), 식 (4)에 대한 균열이미지를 Fig. 3에 나타내었다. 각 식은 균열 개수와 균열 하나당 평균길이 및 양방향 반복 하중을 고려하여 구성하였다.

$$L_{max,f} = (\text{균열개수}) \times (\text{평균균열길이}) \times 2 (\text{양방향가력 고려}) \\ = \frac{l_p}{S_{av,f}} \{2\alpha(D-x_n) + \beta\} \times 2 \quad (3)$$

$$L_{max,s} = \left\{ \begin{array}{l} (\text{비힌지영역 내 휨균열발생구역 중 한 구역당 휨균열개수}) \times (\text{평균 휨균열길이}) \\ \times 2 (\text{비힌지영역 내 휨균열발생 구역 개수}) \\ + (\text{전단균열개수}) \times (\text{평균 전단균열길이}) \\ \times 2 (\text{부재너비면 2면분}) \end{array} \right\} \times 2 (\text{양방향가력 고려}) \\ = \left[\frac{l_p}{S_{av,s,b}} \{2(2c + \varnothing) + b\} \times 2 \right. \\ \left. + \frac{\{D - 2(2c + \varnothing)\cos\theta + (L - l_p)\sin\theta\}}{S_{av,s,D}} \times \frac{D - 2(2c + \varnothing)}{\sin\theta} \times 2 \right] \times 2 \quad (4)$$

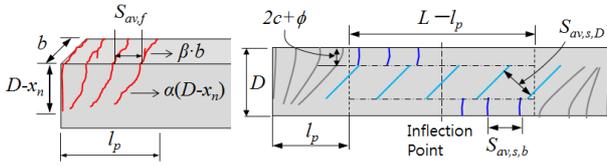


Fig. 3. The Shapes of each crack

여기서, b : 부재폭, α, β : 균열길이의 보정계수 [7], x_n : 중립축위치, $S_{av,f}$: 긴지역에 발생하는 평균 휨균열간격, $S_{av,s,b}$: 비긴지역에 발생하는 평균 휨균열간격, $S_{av,s,D}$: 비긴지역에 발생하는 평균 전단균열간격, c : 콘크리트 표면부터 주근 표면까지의 거리, ϕ : 주근의 직경, θ : 전단균열과 부재축 간의 각도, L : 부재 길이

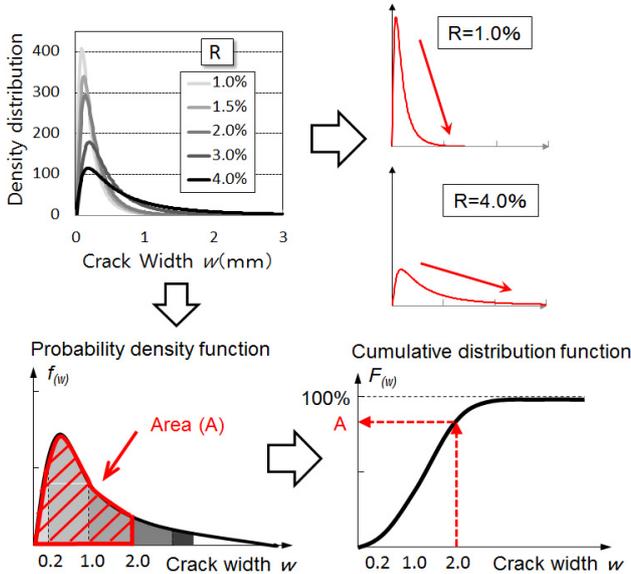
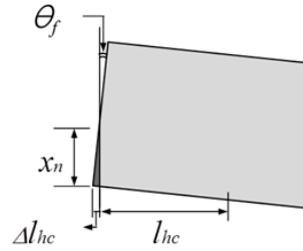


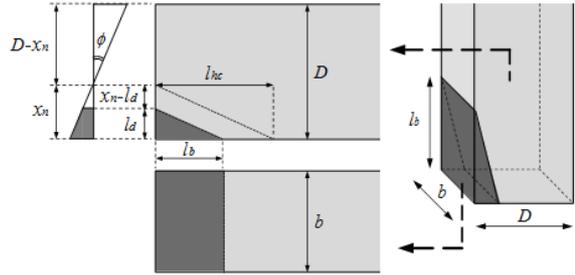
Fig. 4. Evaluation of distribution of crack width using β distribution

2.1.2 잔류균열너비분포 평가모델

균열길이 평가모델에 의해 부재에 생기는 총 균열길이는 산출되지만, 균열길이를 복구비용으로 환산하려면 각 균열의 균열너비를 구분하고 어떻게 분포하는지를 평가해야 한다. 균열너비분포에 대해서는 대수정기분포를 사용해 균열너비 분포를 구하는 방법이 기존 연구에서 제안되었지만[6], 대수정기분포는 확률변수인 균열너비가 $0 \sim +\infty$ 까지 값을 가질 수 있어, 균열너비 상한치를 고려할 수 없다는 문제가 있었다. 그래서 이 연구에서는 상한치를 고려할 수 있는 β 분포를 균열너비분포함수에 적용하였다. β 분포는 확률변수의 변역에 상한치/하한치가 존재할 경우 사용되는 분포로서 상한치/하한치 및 평균치, 표준편차에 따라 변하는 함수로 나타낼 수 있다. β 분포의 확률밀도함수의 형상을 결정하기 위해 필요한 파라미터인 잔류균열너비의 상한치, 하한치, 분포의 평균치, 표준편차의 값은 기존연구결과[6]를 참고로 산정하였다. Fig. 4에 β 분포를 이용한 균열너비분포 평가과정을 나타내었다. 부재각R이 커짐에 따라 β 분포에 의한 함수가 균열너비가 큰 방향으로 퍼지고 있는 것을 알 수 있다. 각 균열너비의 면적이 차지하는 비율로 전체균열길이에서 각 균열너비가 차지하는 비율 및 각 균열너비분포를 파악할 수 있다.



(a) The deformation of the area under the compressive force



(b) Compression fracture area by the calculation

Fig. 5. Evaluation of area for exfoliation of concrete

2.1.3 콘크리트박리면적 평가모델

부재의 변형이 커지면 균열과 함께 균열보수에 비해 비교적 비싼 보수비용이 드는 콘크리트 박리현상이 일어난다. 콘크리트 박리면적의 복구비용은 전체복구비용에 큰 비중을 차지하기 때문에 박리면적을 적절하게 평가하는 것은 매우 중요하다. 그래서 콘크리트의 응력상태를 고려한 콘크리트 박리면적 평가모델을 제안하였다. Fig. 5에 검은색 부분은 콘크리트수축변형도 ϵ_c 가 종국수축변형도($\epsilon_u=0.003$ 가정)를 넘어서 콘크리트박리현상이 발생하는 범위를 나타낸다. 부재축D 방향에 대해서 압축과파 가능길이를 l_{hc} (긴지역 l_p 과 동일)로 정하고 Fig. 5에 나타낸 것과 같이 l_d 에 비례해서 l_b 가 증가하는 삼각형태로 가정하였다. 부재폭 b 방향에서는 길이 l_b , 폭 b의 영역에서 박리현상이 생기는 것으로 가정하였다. 콘크리트 박리면적 A_s 는 식 (5), 식 (6)을 사용하여 식 (7)으로 구할 수 있다.

$$l_d = x_n - \frac{\epsilon_u \cdot l_{hc}}{\theta_f} = x_n - \frac{0.003 \cdot l_{hc}}{\theta_f} \quad (5)$$

$$l_b = \frac{l_{hc}}{x_n} l_d = \frac{l_{hc}}{x_n} \left(x_n - \frac{0.003 \cdot l_{hc}}{\theta_f} \right) \quad (6)$$

$$A_s = l_d \cdot l_b + l_b \cdot b = \frac{l_{hc}}{x_n} \left(x_n - \frac{0.003 \cdot l_{hc}}{\theta_f} \right)^2 + l_b \cdot b \quad (7)$$

2.2 손상량평가방법

Fig. 6에 손상량평가방법을 나타내었다. 초기모델의 손상량평가방법은 현 구조설계 실무에서 일반적으로 행해지는 골조모델의 Pushover 해석 시에 적용하는 것을 염두하고 RC 부재를 휨스프링과 전단스프링을 가지는 선재로 치환한 후, Pushover 해석을 실시하고, 각 스프링의 변형량을 산출한다. 그런 다음, 각각의 스프링에 대응하는 잔류균열길이 평가모델과 잔류균열너비분포 평가모델, 콘크리트박리면적 평가모델을 사용하여 부재의

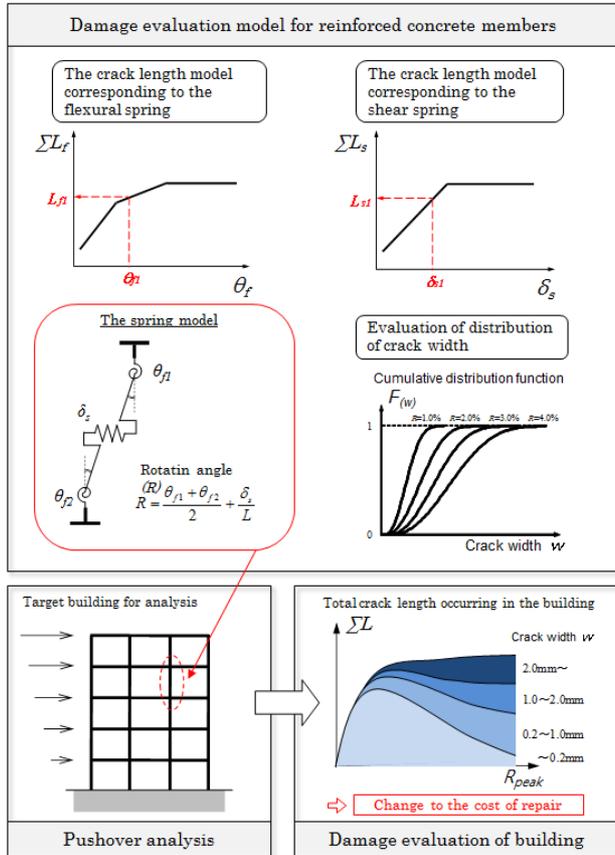


Fig. 6. The damage evaluation method

손상량을 정량적으로 평가한다. 손상량을 정량적으로 평가가능하게 되면 각 손상에 대한 수리비용을 적용하여, 건물 전체의 복구비용 및 예상 복구시간, 복구시간동안의 경제적 손실 등을 추정할 수 있게 되어 건물의 복구성을 평가할 수 있는 지표로 사용가능할 것으로 예상된다.

3. 초기모델 개선을 위한 손상량분석 대상시험체

초기모델의 검증 및 개선을 위해 손상량 분석을 목적으로 한 RC부재 및 골조 실험을 실시하였다. 필자가 실시한 두 실험은 실제크기의 1층 1스팬 RC골조 실험(이하, J시험체)[2]과 고강도콘크리트를 사용한 RC기둥부재 실험(이하, I시험체)[3]이다. 추가로 기존에 실시된 RC부재 혹은 골조실험 결과로 손상량 분석이 가능한 실험을 추가하였다. 추가한 실험은 Tanaka에 의한 RC기둥부재 실험(이하, S시험체)[8]과 Matsukawa에 의한 1층 2스팬의 RC골조 실험(이하, K시험체)[9]이다. 이와 같이 상기에 나열한 RC부재 및 골조 실험의 시험체를 손상량분석 대상시험체로 정하고 각 실험에 대해 RC부재에 발생하는 손상량을 상세히 분석하여 손상량 데이터베이스를 구축하였다. Table 1에 시험체 일람과 시험체명에 대한 설명을 나타내었다.

손상량분석 대상시험체의 총 개수는 RC기둥부재실험(I시험체, S시험체)에서 기둥부재가 총 11개, 1층 1스팬의 RC실제크기 골조시험체(J시험체)의 기둥 2개와 보 1개, 1층 2스팬의 RC골조시험체(K시험체)의 기둥3개와 보2개로 총 손상량 분석 대상 시험체의 개수는 기둥부재가 16개, 보부재 3개이다. 실험변수는 축력비 0.0~0.29, 전단보강근비 0.2~1.01% (전

Table 1. List of specimens to evaluate damage

I Specimen	Axial force ratio	p_w (%)	MIQD	Section (b×D)	Main reber (SD490)	Shear reinforcing bar (SD685)	F_c (N/min ²)	V_{su}/Q_{mu}
I2-03-125	0.125	0.32	2	400mm × 400mm	12-D16 (SD490)	2-D6@50	47	1.69
I2-02-125		0.20				2-D6@80		1.23
I2-01-125		0.10				2-D6@160		0.85
I2-03-25	0.25	0.32	1.25			2-D6@50		1.21
I2-03-0	0							4.21
I1-03-125	0.125							0.64
I1-06-125		1.58						
S Specimen	Axial force ratio	p_w (%)	MIQD	Section (b×D)	Main reber (SD490)	Shear reinforcing bar (SD685)	F_c (N/min ²)	V_{su}/Q_{mu}
S2-01-2	0.2	0.10	2	400mm × 400mm	10-D16	2-D6@50	24	0.88
S2-02-2		0.20				2-D6@80		1.10
S2-04-2		0.40				2-D6@160		1.59
S1-04-2	0.25		1			2-D6@50		1.00
K Specimen	Axial force ratio	p_w (%)	MIQD	Section (b×D)	Main reber (SD490)	Shear reinforcing bar (SD685)	F_c (N/min ²)	V_{su}/Q_{mu}
K3-05-1W	0.1	0.53	2	300mm × 300mm	16-D13	2-D6@40	27	1.48
K3-05-1E						2-D4@100		0.41
K1-01-29C	0.29	0.09	1	220mm × 350mm	4-D13	2-D6@50		4.05
K2-06-0W	0	0.58	2.42					
K2-06-0E								
K Specimen	Axial force ratio	p_w (%)	MIQD	Section (b×D)	Main reber (SD490)	Shear reinforcing bar (SD685)	F_c (N/min ²)	V_{su}/Q_{mu}
J2-04-06S	0.06	1.46		700mm × 700mm	12-D25	2-D13@100	27	1.88
J2-04-06N								6.04
J3-10-0	0	3.28		500mm × 700mm	6-D25	4-D13@100		

* 시험체명 (ex. K3-05-1W)의 경우, 3 : 전단경간비 3, 05 : 전단보강근비0.5%, 1 : 축력비 0.1, W:방향 west

단어유도(0.41~6.04), 전단경간비 1.0~3.28로 총 3가지이며, 이 3가지의 실험변수가 RC부재의 손상량에 미치는 영향을 상세히 분석하였다.

4. 초기모델 검토 및 고도화

4.1 잔류균열길이평가모델 검증 및 고도화(힌지영역, 휨균열간격)

여기에서는 손상량분석 대상시험체 중 대표적인 예로서 I시험체 중의 축력비가 다른 기둥 3개(I2-03-25, I2-03-125, I2-03-0)의 잔류균열길이에 대해 초기모델의 계산치와 실험치를 비교한다. Fig. 7에 실험치와 초기모델의 총 균열길이 - 부재각 관계, 휨스프링 1개에 대한 균열길이 - 휨 회전각 관계, 전단스프링에 대한 균열길이 - 전단변형관계, 각 부재각에서의 균열상태와 초기모델에 의한 힌지영역을 나타내었다. 실선이 실험치, 점선이 계산치이다. Fig. 7을 보면 실험치의 총 균열길이는 축력이 작을수록 길어지는 경향이 나타났고 계산치에서도 같은 경향을 나타내고 있는 것을 알 수 있다. 하지만 최대 균열길이를 비교하면 I2-03-25 시험체에서는 계산치가 시험치를 약 10% 정도 과소평가하고 I2-03-125와 I2-03-0 시험체에서는 약 20% 정도 과대평가하고 있는 것을 알 수 있다. 또한 휨스프링 1개에 대한 균열길이 - 휨회전각 관계에서도 총 균열길이와 같은 경향을 보였고 전단스프링에 대응하는 균열길이 - 전단변형관계에서는 실험치가 계산치를 과대평가하는 경향을 보였다. 평가결과를 종합하면 초기모델에 의한 계산치는 실험치를 적절히 평가하지 못하고 있다. 이러한 초기모델의 계산치와 실험치의 차이에 대하여 그 원인을 분석한 결과, 초기모델의 힌지영역 l_p 과 휨균열간격 $S_{m,f}$ 산출방법에서 실험치와 계산치 간의 오차를 보이는 것으로 나타났다. 그래서 이하에 힌지영역 l_p 과 휨균열간격 $S_{m,f}$ 산출방법에 대한 모델 수정 및 계산치의 재검증을 실시하였다.

4.1.1 힌지영역 l_p 의 수정

초기모델에서 설정한 힌지영역 l_p 은 기둥에 휨전단균열이 발생하는 영역으로 가정하였다. Fig. 7의 시험체에 발생한 균열상태를 보면 축력이 작은 시험체일수록 휨전단균열이 발생하는 영역이 넓어지고 있는 것에 반해, 계산치인 힌지영역 l_p 은 전단경간비만이 고려된 식 (1), 식 (2)부터 산출되기 때문에 전단경간비가 같은 기둥 3개(I2-03-25, I2-03-125, I2-03-0)에서는 모두 힌지영역 l_p 이 같은 것을 알 수 있다. Fig. 8에 위 3개의 기둥에 대한

휨균열모멘트 그림과 초기모델의 힌지영역 l_p , 실험에서 위험단면으로부터 가장 떨어진 곳에 발생한 휨전단균열까지의 거리(이하, 수정힌지영역 $n_l p$)를 나타내었다. 축력이 작은 시험체일수록 수정힌지영역 $n_l p$ 이 커지는 경향을 보였다. 한편, 전단보강근비 p_w 가 다른 시험체에서도 수정힌지영역 $n_l p$ 에서 큰 차이를 보였다.

Fig. 9에 손상량분석 대상시험체의 초기모델에 의한 힌지영역 l_p 과 수정힌지영역 $n_l p$ 의 관계를 나타내었다(Fig. 9-17까지 범례 동일). 대부분의 시험체에서 수정힌지영역 $n_l p$ 이 초기모델에 의한 힌지영역 l_p 보다 크고, l_p/D 가 커짐에 따라 수정힌지영역 $n_l p$ 이 증가하는 반면, 힌지영역 l_p 은 증가도중 일정치에서 수렴하는 것을 알 수 있다. Fig. 10에 손상량 분석 대상시험체의 $n_l p/(a/D)/D$ - 축력비관계를 나타내었다. 초기모델의 식 (1)에 의해 힌지영역 l_p 은 모든 시험체에서 0.5의 일정값을 가지고 있는 것에 반해, 실험에서

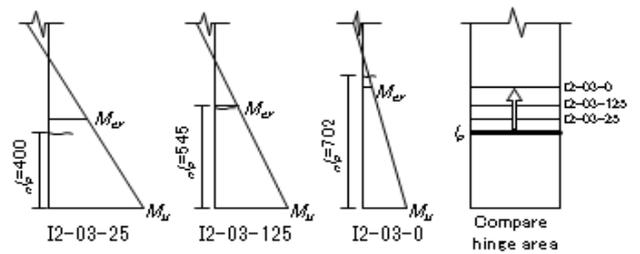


Fig. 8. A comparison of l_p and $n_l p$

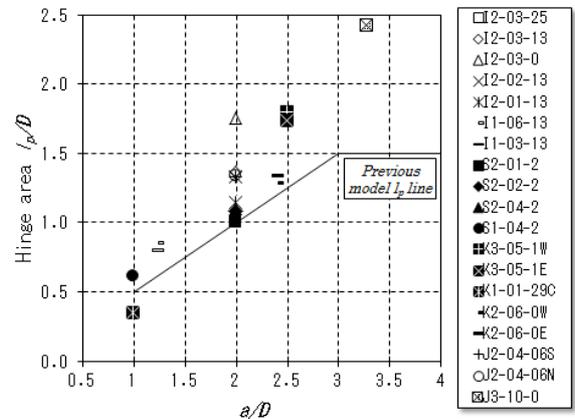


Fig. 9. $l_p/D - n_l p$ relationship

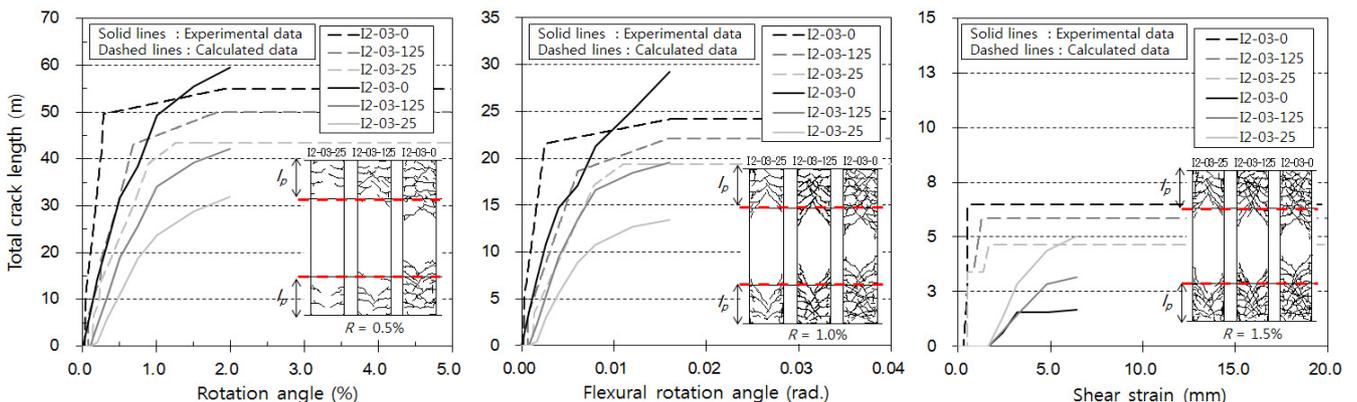


Fig. 7. The total crack length due to the previous model - the flexural / shear spring relationship

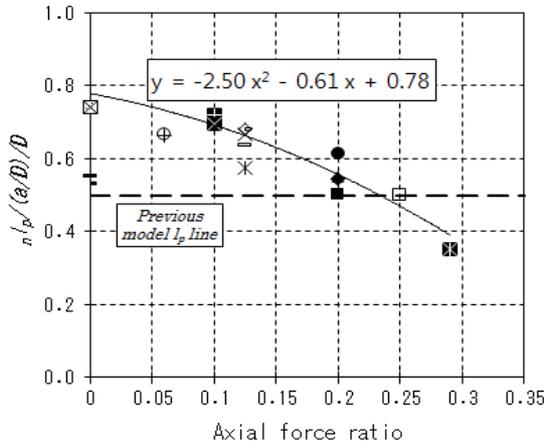


Fig. 10. $n_p/(a/D)/D$ - Axial force ratio relationship

는 축력비가 커질수록 $n_p/(a/D)/D$ 가 작아지는 경향을 보였다. 이 경향이 반영된 근사곡선을 Fig. 10에 나타내었다. 근사곡선을 구할 때는 전단보강근비 $p_w=0.2$ 이하인 시험체에서는 값들이 일정패턴을 보이지 않고 값의 편차가 큰 점과 일본건축기준법의 최소전단보강근비가 $p_w=0.2$ 인 것을 고려하여 $p_w=0.2$ 이하의 시험체는 포함하지 않았다. 상기의 내용을 토대로 축력비함수 $f(\eta_0)$ 를 포함하는 새로운 힌지영역식인 수정힌지영역 n_p 식 (8)을 제안한다.

$$n_p = f(\eta_0) \cdot (a/D)D \quad (1 \leq a/D \leq 3.28) \quad (8)$$

여기서, $f(\eta_0)$ 는 축력비함수($f(\eta_0) = -2.50\eta_0^2 - 0.61\eta_0 + 0.78$), η_0 는 축력비, D 는 기둥축이다.

4.1.2 휨균열간격 $S_{av,f}$ 의 수정

RC부재에 발생하는 잔류균열길이를 적절히 평가하기 위해서는 RC조부재에 발생하는 총 잔류균열길이의 대부분을 차지하는 휨전단균열길이를 적절히 평가하는 것이 중요하다. 휨전단균열길이에 가장 큰 영향을 미치는 요인은 휨균열간격 $S_{av,f}$ 이다. 휨균열간격 $S_{av,f}$ 에 대해서는 다양한 산출방법이 기존연구[10,11]에서 제안되어 있으며, 초기모델에서는 기존 연구결과와 콘크리트에 단면결손이 생기면 상대적으로 강도가 저하하는 전단보강근 위치에서 휨균열이 발생할 확률이 높은 점을 고려하여 힌지영역 내에서 발생하는 휨균열간격을 Fig. 11과 같이 가정하였다.

Fig. 12에 손상량분석 대상시험체들의 휨균열간격 $S_{av,f}$ 과 각 시험체의 전단보강근간격 S_w 간의 관계를 나타내었다. Fig. 12를 보면 모든 시험체에서 휨균열간격 $S_{av,f}$ 과 전단보강근 간격 S_w 이 비례관계에 있지 않다는 것을 알 수 있다. 추가로 축력비와 전단보강근비 p_w 가 휨균열간격 $S_{av,f}$ 에 미치는 영향을 분석한 결과, 축력에 의한 전단보강근간격 $S_{av,f}$ 의 변화는 거의 없었지만, 전단보강근비 p_w 가 작을수록 전단보강근 간격 $S_{av,f}$ 이 넓어지고 그로 인해 휨전단균열길이가 줄어드는 경향을 보였다. 이것은 식(8)에 새롭게 제안한 수정힌지영역 n_p 이 축력비에 따라 변화하기 때문에 전단보강근간격 $S_{av,f}$ 이 동일하더라도 전체 휨전단균열길이는 변하기 때문이다. 축력비와 전단보강근비 p_w 가 휨전단균열길이에 미치는 경향을 분석하면 시험체

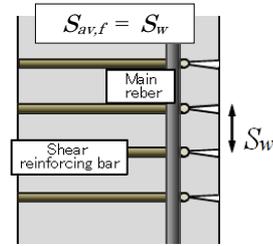


Fig. 11. Images of spacing of flexural crack

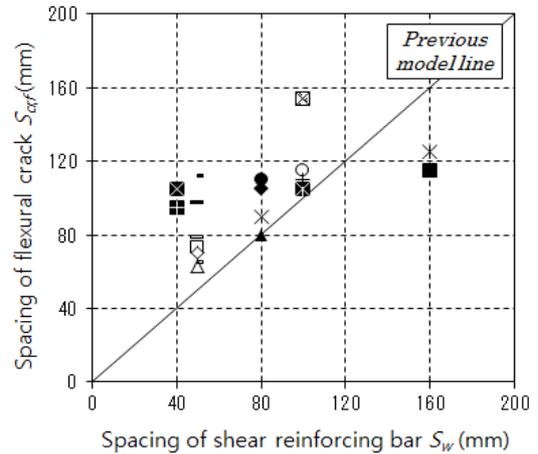


Fig. 12. $S_{av,f} - S_w$ relationship

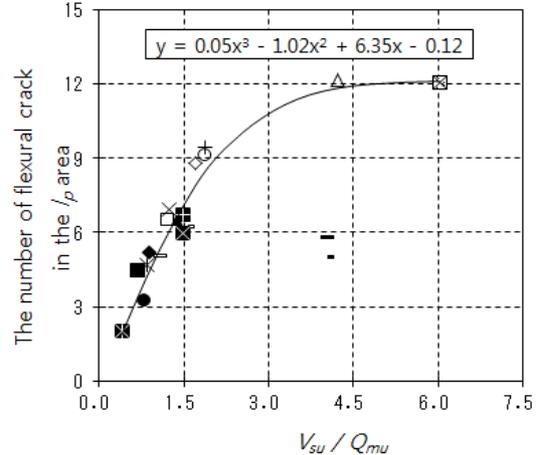


Fig. 13. The number of flexural crack in the l_p area - V_{su} / Q_{mu} relationship

의 전단여유도 V_{su} / Q_{mu} (중국전단강도 V_{su} 를 중국휨강도시의 전단강도 Q_{mu} 로 나눈 값)에 의해 휨전단균열길이가 변화하고 있다는 사실을 알 수 있다. Fig. 13에 수정힌지영역 n_p 내의 휨균열 개수와 전단여유도와의 관계를 나타내었다. 전단여유도가 커질수록 수정힌지영역 n_p 내의 휨균열 개수가 늘어나는 경향을 보였다. 전단여유도로부터 수정힌지영역 n_p 내의 휨균열개수를 구하고 휨균열개수로 부터 휨균열 간격을 구하는 식(9)를 제안하였다.

$$S_{av,f} = \text{수정힌지영역 } n_p / (f_w - 1) \quad (9)$$

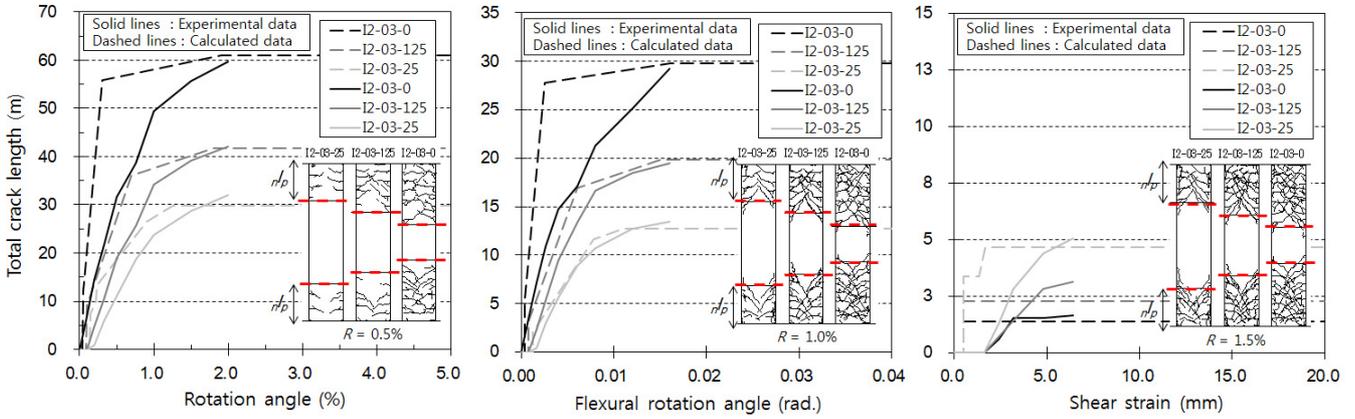


Fig. 14. The total crack length due to the new model – the flexural / shear spring relationship

여기서, f_w 는 전단여유도함수 ($f_w = 0.05a^3 - 1.02a^2 + 6.35a - 0.12$), a 는 전단여유도, n_p 는 식 (8)의 제안 수정한지역 n_p 이다.

초기모델에 상기에 기술한 새로운 수정한지역 n_p 식 (8)과 전단보강근 간격 S_{avf} 식 (9)를 적용하여, 초기모델을 개선하였다. Fig. 14에 개선한 손상량평가모델에 의한 총 균열길이와 각 스프링에 대응하는 균열길이를 나타내었다. 총 균열길이와 휨, 전단스프링에 대응하는 균열길이 모두 계산치가 실험치를 대략적으로 평가 가능한 수준을 보이고 있다. 초기모델 개선을 통해 RC부재에 발생하는 잔류균열길이를 보다 정밀하게 정량적으로 평가할 수 있도록 개선되었다.

4.2 잔류균열너비분포 모델에 관한 검증 및 개선

잔류균열너비분포 모델에서는 확률밀도함수로서 확률변수의 상한치와 하한치를 고려할 수 있는 β 분포를 사용하고 있다. 그리고 β 분포가 역Y형의 분포형상(Fig. 4)이 되도록 균열너비평균치 μ 를 최대잔류너비(상한치)의 0.2배, 변동계수 ν 는 표준편차가 평균치와 같다고 가정하여 1.0을 적용하였다. 이 때문에 최대잔류휨균열너비 $max W_{f,unload}$ 와 최대잔류전단균열너비 $max W_{s,unload}$ 를 정확히 평가하는 것이 RC부재에 발생하는 잔류균열너비분포를 적절히 평가하는 중요한 요소가 되며, 각각을 식 (10)과 식 (11)로 나타낼 수 있다. 식 (10)과 식 (11)의 분모에 들어가는 제하시의 최대휨균열너비를 총 휨균열너비로 기준화한 $n_f (n_f = \sum W_{f,unload} / max W_{f,unload})$ 와 제하시의 최대전단균열너비를 총 전단균열너비로 기준화한 $n_s (n_s = \sum W_{s,unload} / max W_{s,unload})$ 의 변화에 따라 계산치인 균열너비 분포가 크게 변한다. 이 때문에 초기모델의 n_f, n_s 의 적정성에 대한 검토 및 모델 개선을 실시하였다.

$$max W_{f,unload} = \frac{\alpha_{unload}(D - x_n)}{n_f} \cdot R_{unload} \tag{10}$$

$$max W_{s,unload} = \frac{L \cdot (1 - \alpha_{unload})}{n_s \times \cos\theta} \cdot R_{unload} \tag{11}$$

여기서, $max W_{f,unload}$ 는 최대잔류휨균열너비, $max W_{s,unload}$ 는 최대잔류전단균열너비, α_{unload} 는 전체변형 중 휨변형성분의 비율, R_{unload} 는 제하시 부재각 x_n 는 중립축, L 는 부재길이이다.

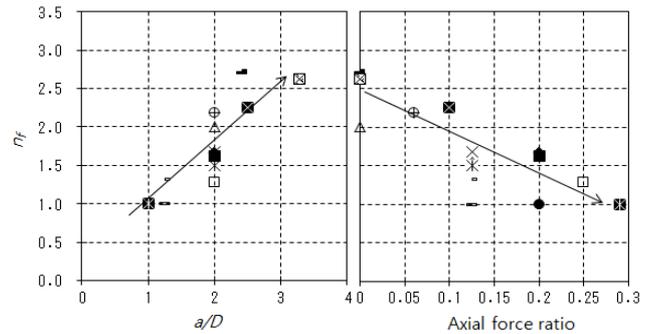


Fig. 15. $n_f - a/D$, Axial force ratio relationship

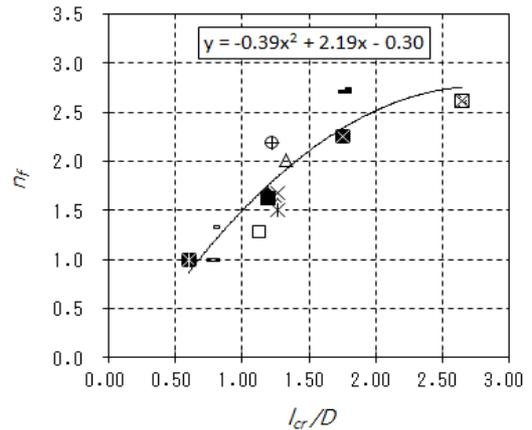


Fig. 16. $n_f - l_{cr} / D$ relationship

4.2.1 $n_f (n_f = \sum W_{f,unload} / max W_{f,unload})$ 의 검토 및 수정

초기모델의 n_f 는 기존 RC부재실험[12]의 손상량분석 결과 $n_f = 2$ 라는 일정한 값을 RC부재에 적용하고 있다. 하지만, 손상량을 분석하기 위한 시험체 개수가 적었던 점과 RC부재의 내력에 관련된 다양한 실험변수가 고려되어 있지 않았다는 점에서 n_f 에 대해 추가적인 세밀한 검토가 요구되었다. 그래서 손상량분석 대상시험체에 대하여 전단경간비, 축력비, 전단보강근비가 n_f 에 미치는 영향을 분석하였다. Fig. 15에 n_f 와 전단경간비, 축력비 관련 그래프를 나타내었다. 전단경간비가 크고 축력비가 작을 때 n_f 가 커지는 경향을 보였다. 한편, 전단보강근비 p_w 에 의한 영향은 거의 보이지 않

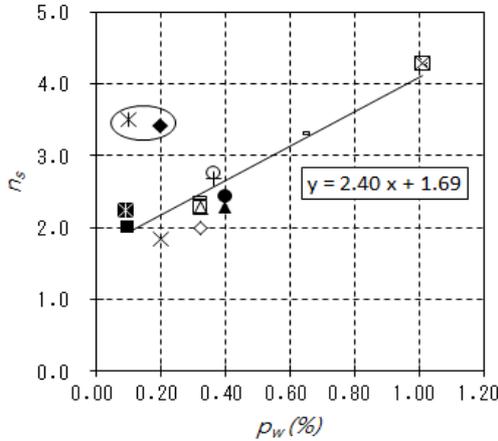


Fig. 17. $n_s - p_w$ relationship

았다. 상기의 검토내용을 계산치에 반영하기 위해 Fig. 16에 각 시험체의 주근 항복 후의 n_f 평균치와 RC부재의 위험단면부터 휨균열모멘트까지의 거리 l_{cr} 를 기둥축 D 나눈 값과의 관계 그래프를 나타내었다. Fig. 17에 나타난 실험요인에 대한 n_f 의 경향을 표현할 수 있는 n_f 모델곡선을 근사곡선을 이용해 식 (12)와 같이 제안하였다.

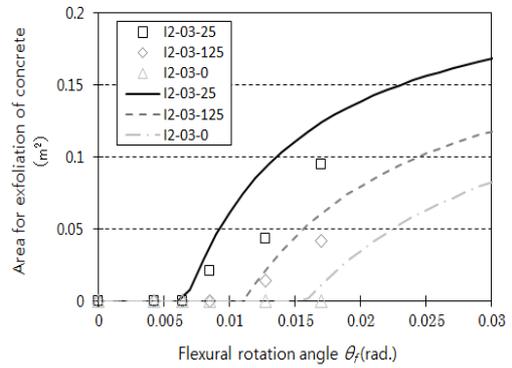
$$n_f = -0.39x^2 + 2.19x - 0.30 \quad (12)$$

여기서, l_{cr} 는 위험단면부터 휨균열모멘트까지의 거리, x 는 p_w 이다.

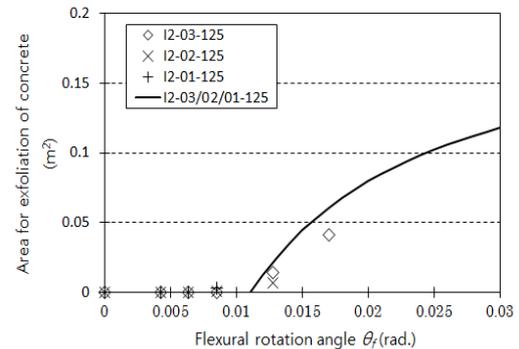
4.2.2 n_s ($n_s = \sum W_{s,unload} / \max W_{s,unload}$)의 검토 및 수정

n_f 와 동일하게 초기모델의 n_s 는 기존 RC부재실험[12]의 손상량분석 결과, $n_s = 3 \sim 4$ 라는 값을 RC부재에 적용하고 있다. 그래서 n_f 와 동일한 이유로 n_s 에 대해 추가적인 세밀한 검토가 요구되었다. 그래서 손상량분석 대상시험체에 대하여 전단경간비, 축력비, 전단보강근비가 n_s 에 미치는 영향을 분석하였다. 분석결과, 전단경간비와 축력비에 의한 n_s 의 차이는 거의 나타나지 않았지만, 전단보강근비 p_w 에 대해서는 전단보강근비 p_w 가 커지면 시험체에 발생하는 전단균열의 개수는 늘어나고 총 전단균열너비의 합은 여러전단균열에 의해 분산되는 경향을 보였다. 이로 인해, 잔류 시 최대 전단균열너비 $\max W_{s,unload}$ 가 작아져 n_s 가 커지는 경향이 나타났다. Fig. 18에 n_s 와 전단보강근비 p_w 의 관계를 나타내었다. Fig. 18에 나타난 전단보강근비에 대한 n_s 의 경향을 표현할 수 있는 n_s 모델직선을 식 (13)과 같이 제안하였다. Fig. 18에 n_s 제안식과 다소 큰 오차를 보이는 I2-01-13시험체와 K1-01-29C 시험체는 전단보강근비가 0.1로 일본건축기준법의 최소전단보강근비인 $p_w = 0.2$ 보다 작은 시험체로 실험 중 부재각이 1/200일 때 전단 파괴가 일어났다. 또한, 다른 손상량분석 대상시험체와 비교해 많은 전단균열이 발생하였고, 이로 인해 균열너비가 분산되어 n_s 값이 다소 크게 나타난 것으로 사료된다. 이 때문에 상기의 두 시험체는 n_s 모델직선에서 분석 대상시험체로 고려하지 않았다.

$$n_s = 2.40 \times p_w + 1.69 \quad (13)$$



(a) A comparison of specimens what is different axial force ratio



(b) A comparison of specimens what is different shear reinforcing bar ratio

Fig. 18. Area for exfoliation of concrete - flexural rotation angle relationship

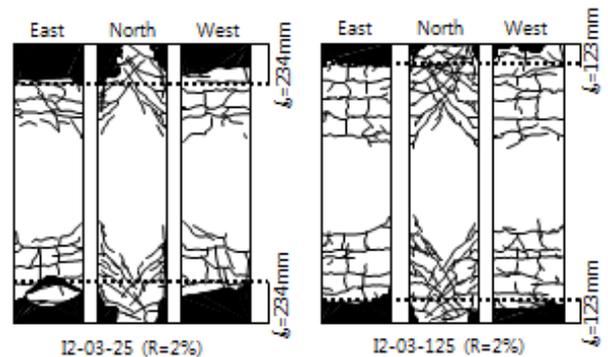


Fig. 19. A comparison of the calculated l_b length with area for exfoliation of concrete on specimens

4.3 콘크리트바리면적 평가모델의 타당성 검증

Fig. 18에 I 시험체의 바리면적의 계산치와 실험치- 휨회전각 관계를 나타내었다. Fig. 18(a)에는 축력비가 다른 3개의 시험체에 대한 바리면적을 비교하였다(실선이 계산치이다). 축력비가 높은 시험체일수록 바리가 발생하는 휨 회전각이 작고 같은 변형에서도 축력비가 높은 시험체일수록 바리면적이 큰 것을 알 수 있다. 반면, 전단보강근비가 다른 3개의 시험체에서는 바리현상이 일어나는 휨회전각 및 바리면적에서 큰 차이를 보이지 않았다 (Fig. 18(b)). 계산치와 실험치를 비교하면 전체적으로 계산치가 실험치를 다소 과대평가하고 있으나, 이는 실험에서 콘크리트의 바리면적을 측정할

때 각 회전각의 제하 시에 자연히 탈락되는 콘크리트와 가벼운 힘으로 탈락 가능한 부분에 대해서만 박리면적으로 측정하였기 때문에 완전히 탈락되지 않고 떠있는 상태로 시험체에 붙어 있는 콘크리트의 박리면적은 측정할 수 없었기 때문에 발생한 오차로 사료된다. 이 때문에 계산치가 실험치를 과대평가하고 있다고 평가된다. 식(6)에서 초기모델에 의한 박리현상이 발생하는 영역의 길이 l_b 와 실험에서 발생한 박리상태를 Fig. 19에 나타내었다. Fig. 19를 보면 계산치의 l_b 와 실험에서의 박리상태가 대략 일치하고 있는 것을 알 수 있다. 그러므로 초기모델의 콘크리트박리면적 평가모델은 실제 실험치를 대략적으로 평가 가능한 것으로 판단된다.

5. 결론

이 연구에서는 외력으로 인해 RC조 건축물에 발생하는 손상량(잔류균열길이, 잔류균열너비, 박리면적)을 정량적으로 평가하기 위해 제안된 초기 손상량평가모델에 대해 RC부재 및 골조 실험을 통해 얻은 손상량 DB와 기존 실험에 의한 손상량 DB의 분석을 통해, 초기모델의 계산결과에 대한 검증 및 보다 정확한 손상량평가가 가능하도록 초기모델을 개선하였다.

- 1) 손상량DB에 대한 상세 분석을 통해, 실험변수로 정한 축력비와 전단보강근비 p_w , 전단경간비, 3항목에 대해 RC부재에 발생하는 손상량에 미치는 영향을 명확히 하였다.
- 2) 초기모델의 잔류균열길이 평가모델에 대해서 검토를 한 결과, 힌지역 l_p 에 대해서는 축력을 고려한 새로운 수정힌지역 n_p 식(8)을 제안하였고, 휨균열간격 S_{avf} 에 대해서는 전단여유도를 고려한 식(9)를 제안하였다.
- 3) 초기모델의 잔류균열너비분포 평가모델에 대해서 검토를 한 결과, 제하시의 최대 휨/전단균열너비를 총 휨/전단균열너비로 표준화한 n_f 와 n_s 에 대해서도 각각 식(12), 식(13)을 제안하였다.
- 4) 초기모델의 콘크리트박리면적 평가모델에 대해서는 다수의 시험체를 대상으로 계산치와 실험치를 비교한 결과, 초기모델의 타당성을 증명하였다.

이 연구에서는 건물의 내진성능 중 “복구성능”에 중점을 두고 건물의 구조체에 발생하는 손상량을 정량적으로 평가하는 방법을 구축하였다. 이 연구결과를 활용하면 지진발생 시 건물 구조체에 대한 복구비용을 신속하게 산출할 수 있으며, 설계단계에서부터 예상발생지진에 대한 복구비용을 고려한 구조설계에도 활용될 수 있을 것으로 사료된다. 추후 연구방향으로는 건물의 비구조체에 발생하는 손상량을 정량적으로 산출하는 평가법을 구축하여, 건물 전체에 대한 “복구성능”을 평가하여 보다 효율적인 구조설계를 수행할 수 있도록 돕는 연구가 진행되어야 할 것으로 생각된다.

/ 감사의 글 /

이 연구는 국토교통부 도시건축연구사업의 연구비지원(과제번호 13AUDP-

B066083-01)에 의해 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. Igarashi S, Cho BM, Maeda M, Basic Study on Development of evaluation model based on the amount of damage repaired RC columns proactive member flexural yielding. Japan Concrete Institute(JCI). 2009 May;31(2): 901-906.
2. Kato H, Mukai T, Tajiri S, Wakiyama Y, Maeda M, Fukuyama H, Morita K, Saito T, Asano M, Full-scale Loading Test on a RC Building Focused on Reparability and Serviceability (Part 1 Outline of Structural Test) and cardiovascular diseases. Architectural Institute of Japan (AIJ). 2010 Sep;71-72.
3. Maeda M, Cho BM, Suzuki K, Sakuta J, Ishikawa Y, Hiroshi F. Experimental Study on Structural Characteristics and Damage Evaluation of RC Columns using High Strength Concrete. 2014 Dec; 836-845.
4. Architectural Institute of Japan: Seismic performance evaluation guidelines of reinforced concrete building (draft), the commentary. c2004.
5. Yoshioka K, Okada T, Takeda T, Study on improvement of earthquake-resistant behaviours of reinforced concrete column : No.2 study on failure and ductility of column : Part 2 failure mechanism of columns and distribution of reinforcements. Architectural Institute of Japan (AIJ). 1979 Aug;282: 37-45.
6. Shrinivas B, Bhide and Michael P. Collins. Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members. American concrete institute (ACI). 1989 Sep; 86(5): 570-581.
7. Takimoto K, Nagasawa Y, Ishii K, Study on evaluation of damage of RC beams using crack data. Journal of structural engineering. 2004 May; 135-145.
8. Tanaka K, Kang DE, Nishikawa K, Maeda M, Residual seismic performance evaluation of the reinforced concrete buildings. Japan Concrete Institute (JCI). 2003;25(2): 1225-1230.
9. Matsukawa K, Maeda M, Miura K, Takahashi K, Evaluation of deformation capacity at collapse of R/C frame composed of shear and flexural columns. Journal of structural engineering. 2012 Mar; 58(B): 25-32.
10. Takahashi N, Takahashi E, Nakano Y, Verification of crack estimation model of reinforced concrete members. Japan Concrete Institute (JCI). 2009;31(2): 859-864.
11. Yoshida Y, Nakatsuka T, Sakata H, Experimental Study on Flexural Cracking Behavior by Large Scale Reinforced Concrete beams. Japan Concrete Institute (JCI). 2009; 31(2): 241-246.
12. Bunno M, Maeda M, Nagata M, Damage Level Classification of Reinforced Concrete Buildings based on Member Residual Seismic Performance. Japan Concrete Institute (JCI). 2000 Jun; 22(3): 1447-1452.