



## 휨항복 후 부착파괴하는 철근콘크리트 부재의 부착 연성 평가

최한별<sup>1)</sup> · 이정윤<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>성균관대학교 초고층학과 <sup>2)</sup>성균관대학교 건설환경시스템공학부

### Evaluation for Deformability of RC Members Failing in Bond after Flexural Yielding

Hanbyeol Choi<sup>1)</sup> and Jung-Yoon Lee<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Mega Building Structure, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

**ABSTRACT** A general earthquake resistant design philosophy of ductile frame buildings allows beams to form plastic hinges adjacent to beam-column connections. In order to carry out this design philosophy, the ultimate bond or shear strength of the beam should be greater than the flexural yielding force and should not degrade before reaching its required ductility. The behavior of RC members dominated by bond or shear action reveals a dramatic reduction of energy dissipation in the hysteretic response due to the severe pinching effects. In this study, a method was proposed to predict the deformability of reinforced concrete members with short-span-to-depth-ratios, which would result in bond failure after flexural yielding. Repeated or cyclic loading produces a progressive deterioration of bond that may lead to failure at lower cyclic bond stress levels. Accumulation of bond damage is caused by the propagation of micro-cracks and progressive crushing of concrete in front of the lugs. The proposed method takes into account bond deterioration due to the degradation of concrete in the post yield range. In order to verify bond deformability of the proposed method, the predicted results were compared with the experimental results of RC members reported in the technical literature. Comparisons between the observed and calculated bond deformability of the tested RC members showed reasonably good agreement.

**Keywords** : RC member, shear span-to-overall depth ratio, bond failure after flexural yielding, plastic hinge length, ductile capacity

#### 1. 서 론

일반적인 내진 설계의 기본 개념은 강기동-약보로 하여 보의 휨파괴가 선행하도록 한다. 이를 위해서는 부재가 가진 전단강도와 부착강도를 휨강도보다 더 크게 설계해야 하며, 구조물의 연성적인 거동을 유도하기 위해서 보-기둥 접합부와 인접한 보에 소성힌지가 발생하도록 설계한다. 하지만 전단경간비가 작고, 철근 배근 방향이 주응력 방향에 수직하는 보의 경우는 보의 휨항복이 선행된 이후에도 전단이나 부착거동의 지배를 받는다. 이러한 부재는 핀칭 효과(pinching effect)를 동반하여 에너지 소산이 상대적으로 적게 발생하게 되고 구조물에 지진 하중과 같이 큰 횡하중이 반복적으로 작용하게 되면 Fig. 1과 같이 휨항복 후의 전단파괴 또는 휨항복 후의

부착파괴가 발생하거나 두 파괴(휨항복 후의 전단과 부착파괴)가 거의 동시에 발생할 수 있다. 이와 같은 파괴는 구조물이 단조하중을 받을 때에는 발생 가능성이 적지만, 지진 하중과 같은 반복하중을 받을 때에는 발생 가능성이 높아진다. 따라서 반복 횡하중이 작용할 때 구조물의 거동을 보다 정확하게 파악하고, 그 파괴 양상에 대해 미리 가늠하기 위해서는 철근콘크리트 부재의 전단 성능과 부착성능에 대한 연구가 필요하다.

Lee와 Watanabe<sup>1)</sup>는 전단성능 감소 등을 연구하여 휨항복 후에 전단파괴하는 부재의 전단 연성을 평가하였지만, 반복하중을 받는 부재의 부착성능과 휨항복 후에 부착파괴하는 부재의 연성을 평가하지는 못하였다. Eligenhausen 등<sup>2)</sup> 과 Harajli 등<sup>3)</sup>의 논문에서 부착성능에 대한 연구를 살펴볼 수 있지만, 이 연구에서는 뿔뿔파괴하는 실험체의 실험 결과를 이용하여 부착응력과 미끌림 관계에 대한 모델 제안에 중점을 두었고, 쪼갬파괴가 주로 발생하는 철근콘크리트 부재의 부착 연성을 평가하지는 못하였다. 이에 Kim<sup>4)</sup>의 연구에서는 휨항복 후에 부착파괴하는

\*Corresponding author E-mail : jylee@skku.ac.kr

Received December 9, 2011, Revised February 10, 2012,

Accepted February 17, 2012

©2012 by Korea Concrete Institute

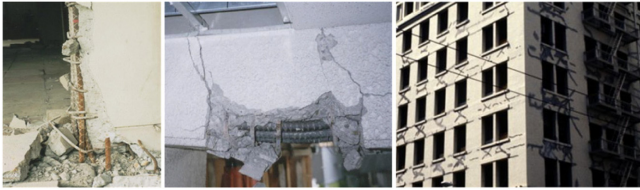


Fig. 1 Bond failure in reinforced members (left, center) and shear failure in coupling beams (right)

철근콘크리트 보의 부착 연성을 평가하는 방법을 제안하였지만, 부재 소성힌지 길이에 대한 가정이 전제되어 정확한 부착 연성 평가가 어려웠다. 또한 정규화된 부착강도  $\alpha$ (normalized bond strength)의 개념을 도입해 기둥의 부착파괴 설계 기준과 주인장철근의 정착길이를 제안한 Ichinose<sup>5)</sup>의 연구에서는 소성힌지 내 길이방향 변형률을 일정하다고 가정하였고, 실험식을 통한 미끌림-부착강도 (slip-normalized bond strength) 모델을 통해 제안한 설계 기준의 타당성을 증명하는데 그쳤다.

이 논문에서는 선행연구자의 연구 내용을 기본으로 소성힌지 구역에서의 휨항복 후 부착파괴하는 철근콘크리트 부재의 정확한 부착파괴 거동을 파악하고 그에 대한 합리적인 연성 평가를 다루고자 한다. 해석에서는 콘크리트 커버와 철근의 직경, 위치, 횡보강근의 간격 등을 철근콘크리트 부재의 쪼갬파괴 주요 영향 요인으로 분석한 Morita<sup>6)</sup>의 연구 결과를 도입하여 실제 부재의 부착성능을 평가하고자 하였다.

## 2. 부착파괴 메커니즘에 대한 고찰

반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 부착파괴 형태는 주로 소성힌지구역에서 파괴가 집중되는 전단부착파괴와 부재 길이방향을 따라 균열이 집중적으로 발생하는 휨부착파괴로 나뉜다. 따라서 철근콘크리트 부재의 설계 시에는 부재의 휨모멘트와 전단을 고려해야 한다. 이를 위해 철근콘크리트 부재 설계시 트러스 메커니즘과 휨부착 메커니즘을 조합하여 설계해야 한다.<sup>7)</sup>

### 2.1 전단부착파괴

전단부착파괴는 반복하중에 의한 트러스모델의 부재력 변화로 설명할 수 있다. Fig. 2에 트러스모델은 주근 방향의 부착력과 횡보강 철근의 전단력 그리고 콘크리트 압축대의 압축력으로 트러스 형태를 형성한다. 초기 반복하중을 받을 때에는 트러스의 세 가지 부재력에 의해서 트러스 평형이 이루어지지만, 지속적으로 하중이 가해지면서 전단균열과 휨균열 폭이 증가하고 콘크리트 피복이 탈락하면서 부착성능이 감소하게 된다. 이에 따라 트러스 부재의 부착 연결고리가 전단 연결고리보다 약해지면서 부착 거동에 의한 트러스 평형이 이뤄진다. 따라서 반복하중이 증가하면 식 (1)의 부착응력  $\tau_t$ 가 부재의 부착강도보다 작아져 부착파괴할 수 있다.

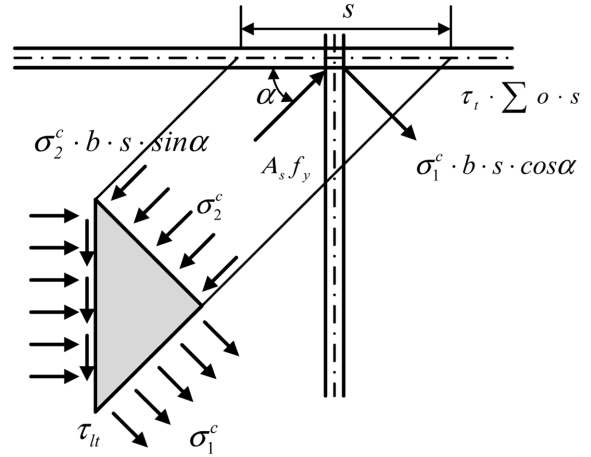


Fig. 2 Internal forces in an analogous truss

$$\tau_t = \frac{V}{\Sigma o \cdot jd} = \frac{(\sigma_2^c \cos^2 \alpha - \sigma_1^c \sin^2 \alpha) b}{\Sigma o} \quad (1)$$

여기서,  $V$ 는 전단력,  $\Sigma o$ 는 철근의 둘레 길이,  $jd$ 는 응력 중심 간의 거리,  $\sigma_1^c$ 과  $\sigma_2^c$ 는 각각 콘크리트의 주인장 응력, 주압축 응력,  $b$ 는 부재의 폭이다.

전단부착파괴는 휨파괴에 비하여 연성 능력이 떨어지며, 보통 전단경간비가 비교적 짧은 철근콘크리트 부재가 전단거동의 지배를 받을 경우 나타난다.

### 2.2 휨부착파괴

휨부착파괴는 주철근 주변의 쪼갬파괴와 밀접한 관계가 있다. 이러한 파괴 모드는 철근의 피복 두께와 철근 간의 간격 등 여러 가지 요소들의 복합적인 작용에 의해서 발생한다. Fig. 3은 주철근이 항복하기 이전에 길이  $l_p$ 인 보가 반복하중을 받아서 소성힌지가  $l_p$ 만큼 발생했을 때의 주인장철근의 응력 분포와 휨부착응력의 분포를 나타낸다.

주철근이 항복하고 소성힌지가 부재의 양쪽에서 발생한 이후의 휨부착응력은 식 (2)를 통해서 구할 수 있다.

$$\tau_{bf} = \frac{T + C_s}{\Sigma o \cdot l_e} = \frac{A_b \cdot \Delta f_s}{\Sigma o \cdot l_e} \quad (2)$$

여기서,  $T$ 는 철근이 받는 인장력,  $C_s$ 는 철근이 받는 압축력,  $\Sigma o$ 는 철근의 둘레 길이,  $l_e$ 는 유효정착길이,  $A_b$ 는 철근의 면적,  $\Delta f_s$ 는 철근의 응력이다.

식 (2)에서 볼 수 있듯이 부착응력  $\tau_{bf}$ 은 주인장철근의 휨응력의 차이값과 유효정착길이에 의해서 결정된다. 일단 소성힌지가 형성되고 나면 그 부분은 모두 철근이 항복 응력에 도달했다고 가정하기 때문에 Fig. 3의 부착응력 분포에서처럼 소성힌지 부분은 부착응력이 매우 작거나 또는 부착응력이 존재하지 않아 부착길이(정착길이)를 정할 때에도 소성힌지 길이만큼은 제외한다. 부재 전체 길이에서 소성힌지 길이만큼을 제외한 길이를 유효정착길이라 하는데, 반복하중을 받아 소성힌지가 형성되고,

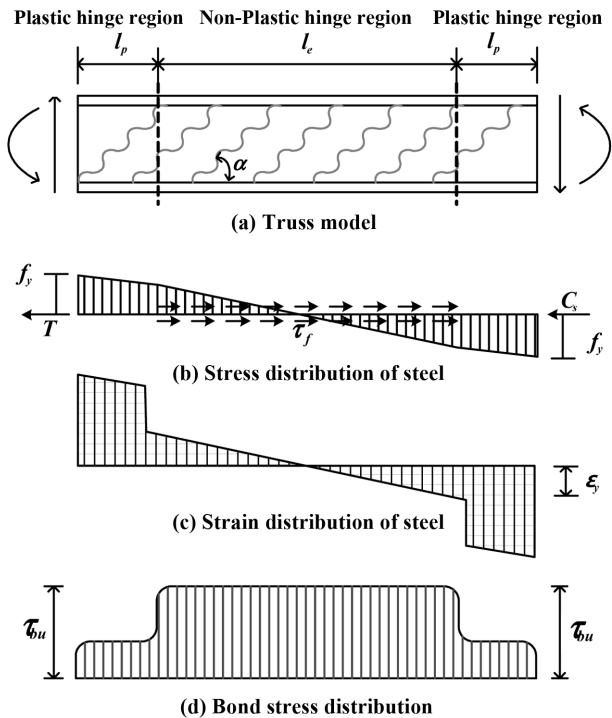


Fig. 3 Strain and stress distribution in the compressed concrete as the bending moment is increased up to the flexural strength

하중이 증가할수록 소성힌지 부분이 증가하게 되면서 유효정착길이는 짧아지게 된다. 이에 따라 휨부착응력은 증가하게 되고, 이 때 이 부착응력이 부재의 부착강도보다 크게 되면 길이 방향의 철근을 따라 균열이 발생하면서 부재는 파괴된다. 이러한 휨부착파괴의 양상은 철근콘크리트 부재가 단조하중을 받을 시에는 잘 나타나지 않으나, 지진하중과 같은 반복하중을 받는 부재에 관해서는 간과할 수 없는 파괴 형태이다. 전단부착파괴의 경우 반복하중에 따른 전단성능의 감소 양상을 트러스모델에 기반을 둔 해석<sup>8,9)</sup>을 통해 예측이 가능하다. 반면, 휨부착파괴는 소성힌지 확장에 따른 부착응력의 감소, 반복하중으로 인한 부착내력 저감 형태 등에 의하여 영향을 받는다. 이 연구에서는 휨부착파괴에 대해 앞서 언급한 정보를 제공하고 더불어 파괴 양상에 대한 정확한 거동을 파악하며 그에 따른 연성 평가 방법을 제시하는 것을 목적으로 하고 있다.

### 3. 휨항복 후 부착파괴하는 철근콘크리트 부재의 부착강도 저하

#### 3.1 부착내력 해석 모델

이 논문의 부착내력 해석 모델은 기존 연구자 Eligenhausen 등<sup>2)</sup>과 Morita 등<sup>6)</sup>의 연구 내용을 바탕으로 하였다. 부착내력은 Morita와 Fujii<sup>6)</sup>에 의해 제안된 식을 이용하여 구하였고, 반복에 의한 부착강도의 저감은 Eligenhausen 등<sup>2)</sup>의 반복 해석 모델을 참조하였다.

#### 3.1.1 부착강도의 계산

휨항복 이후 부착파괴는 소성힌지 부분에서 전단균열이 발생하고 균열 폭이 커지면서, 콘크리트의 일부가 탈락함과 동시에 철근과 콘크리트 간의 부착이 약해지면서 발생한다. 즉, 부재의 거동이 전단이 아니라 부착에 의해 지배된다. 따라서 이 연구에서는 쪼갬파괴의 양상을 나타내는 휨부착파괴 부재의 정확한 강도를 구하기 위해서 Morita 등<sup>6)</sup>의 제안식을 적용하였고, 부착 모델 역시 실험 결과 수치에 근거하여 Eligenhausen의 반복 모델에 제안된 부착강도와 미끄럼(slip) 간의 관계를 도입하였다. 이 모델은 다음과 같이 주인장철근과 횡보강 철근의 배근상세에 대한 관계로 표현되어 있다(식 (3)~(7)).

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (3)$$

여기서,  $\tau_{bu}$ 는 전체부착강도,  $\tau_{co}$ 는 콘크리트,  $\tau_{st}$ 는 철근의 부착강도이다.

$$\tau_{co} = 0.313(0.4b_i + 0.5)\sqrt{f'_c} \quad (4)$$

$$b_{ci} = \frac{(2\sqrt{2}d_c - d_b)}{d_b}, \quad b_{si} = \frac{(b - \sum d_b)}{\sum d_b} \quad (5)$$

여기서,  $d_b$ 는 철근의 직경,  $b_i$ 는  $b_{ci}$ 와  $b_{si}$  중 작은 값이다.

$$\tau_{st} = 0.313 \frac{50A'_w \sqrt{f'_c}}{s \cdot d_b}, \quad (b_i = b_{ci} < b_{si}) \quad (6)$$

$$\tau_{st} = 0.313 \frac{\left(\frac{40}{N_t} + \frac{10N_u}{N_t} + \frac{30N_s}{N_t}\right) A'_w \sqrt{f'_c}}{s \cdot d_b} \quad (7)$$

여기서,  $A'_w$ 는 전단철근 면적,  $s$ 는 힌지 구역의 전단철근 간격,  $N_s$ 는 별도의 띠철근으로 구속된 주철근 개수,  $N_u$ 는 별도의 띠철근으로 구속되지 않은 주철근 개수,  $N_t$ 는 주철근 총개수이다. 각 주철근 개수의 산정은 Fig. 4와 같은 방식으로 할 수 있다.

#### 3.1.2 반복하중에 의한 부착강도 저감

반복하중을 받는 철근콘크리트 부재는 철근과 콘크리트 사이에 발생하는 미세균열의 교차 및 철근 주변 콘크리트의 열화로 인해 최대 부착강도가 감소하게 된다. 이에 기존 연구자 Eligenhausen 등<sup>2)</sup>은 실험을 통해 반복하중을 받는 부재의 부착강도 저감에 대한 모델을 제안하였고, 이 논문에서는 이에 대한 해석부분을 일부 수정하

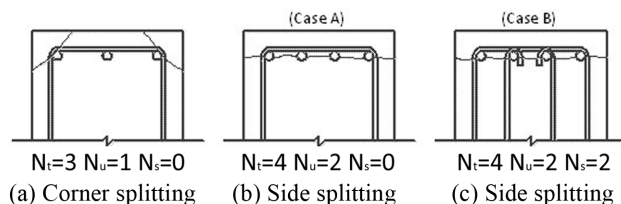


Fig. 4 Corner splitting and side splitting modes including the face-side splitting

여 적용하였다. Eligenhausen 부착 모델의 부착강도 감소 계수는 손상계수(damage factor)  $d = 1 - e^{-1.2(E/E_0)^{1.1}}$ 로 제안되었으나, 이 논문에서는 이를 일부 수정한 계수인 식 (8)을 사용하였다.

$$d = 1 - e^{-0.33(E/E_0)^{1.1}} \quad (8)$$

여기서, 손상계수  $d$ 는 철근과 콘크리트간의 손상 정도를 나타내는 총 소산 에너지의 함수이다. 즉, 단조하중을 받을 때의 총 에너지양인  $E_0$ 와 하중의 반복 시 소산되는 에너지양  $E$ 로서 무차원의 에너지소산 계수  $E/E_0$ 를 표현하고, 손상계수인  $d$ 는 이 값의 함수로 구할 수 있다. 손상계수  $d$ 를 일부 수정하여 적용한 이유는 다른 연구자들<sup>6,10</sup>의 부착강도 저감에 비해 Eligenhausen 부착 모델이 크게 나타났기 때문이다.

Fig. 5는 3.1장에서 제안한 부착내력 해석 모델을 간단한 연산의 반복 과정이 가능하도록 컴퓨터 프로그램을 이용해 작성하여 얻은 결과로, 부재의 초기 부착강도 및 단계별로 저감된 부착강도를 부재회전각과의 관계로서 나타낸 것이다. 이 그림을 통해 반복 사이클이 증가할수록 부착강도가 제안된 모델의 손상계수만큼 저감되는 것을 볼 수 있다. 여기서 잠재부착내력은 단조하중을 받을 경우 일정한 값을 갖게 되는 반면, 반복하중을 받게 되면 감소계수에 의해 차츰 저감되며 굵은 실선은 이 값들을 연결하여 부착강도 저감 추이를 보다 쉽게 알 수 있도록 나타내었다.

### 3.2 휨부착응력(외력) 계산

휨부착응력은 앞서 언급한 식 (2)를 통해서 계산한다. 여기서 부재가 반복하중을 받는 경우에는 반복하중에 따른 소성힌지의 형성 과정에 따라 부재의 유효정착길이가

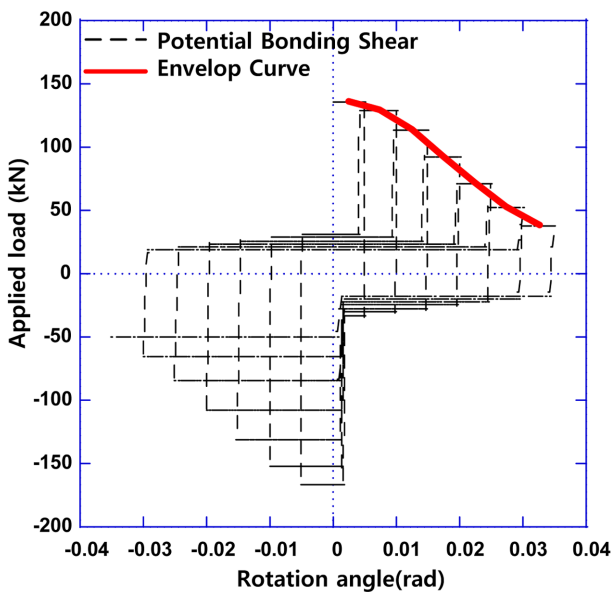


Fig. 5 Proposed model for potential bonding shear for reinforced concrete members

변화하고, 부재 양단 주인장철근의 항복강도 차이인  $\Delta f_s$ 가  $f_y$ 보다 더 큰 값을 갖게 된다. 따라서 이에 대한 식의 반영이 필요하다.

먼저 소성힌지 발생 시기와 소성힌지 길이의 확장 양상은 OU 등<sup>11</sup>의 소성힌지 길이 모델식과 예시 시험체를 이용하였다. 즉, 주인장철근이 항복강도에 도달한 직후 회전각 0.01 rad 이내에서 소성힌지 길이가 순간적으로 형성된 실험 결과를 도입하였고, 이로써 소성힌지 발생 시의 실험체 변형률과 소성힌지 증가에 따른 부재 유효정착길이 감소 정도를 예측할 수 있었다. 또한 부재의 유효정착길이  $l_e$ 는 주인장철근 항복에 따른 소성힌지 형성 여부에 따라  $l - (l - l_p)$ , 즉, 부재의 전체 길이부터 한쪽의 소성힌지 길이를 뺀 값까지를 경우에 따라 적용할 수 있다. 또한  $\Delta f_s$ 의 값은  $f_y$ 의 1.62배의 값을 갖게 되는데, 이 연구에서는 기존 연구 결과에 근거하여 철근의 인장응력과 압축응력 간의 차이를 고려한 1.6의 계수를 곱한  $1.6f_y$ <sup>12</sup>를  $\Delta f_s$ 에 대입하여 휨부착응력을 구하였다.

이 해석에서는 콘크리트에 묻혀 있는 철근의 평균응력-변형률 곡선을 적용하였다. Hsu 등<sup>8</sup>의 실험 결과에 의하면 철근의 평균항복강도( $f_{sn}$ )와 항복강도( $f_y$ )의 관계는 식 (9)와 같다.

$$f_{sn} = \left(0.91 - \frac{2}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y}\right)^{1.5}\right) f_y \quad (9)$$

여기서,  $\rho$ 는 철근비,  $f_{cr}$ 은 콘크리트의 인장강도이다.

Fig. 6은 반복하중을 받아 소성힌지가 형성된 철근콘크리트 부재의 부재회전각-휨부착응력 간의 관계를 나타낸 그래프이다. 이 그래프는 식 (2)를 통해 구한 휨부착응력이 반복하중을 받는 동안 증가하는 양상을 나타내며, 증가 원인은 소성힌지 형성에 따른 철근의 평균항복강도 증가에서 찾을 수 있다. 그래프를 통해 부재회전각 0.0015 rad 지점에서 항복하기 시작하여 부재회전각 0.01 rad에

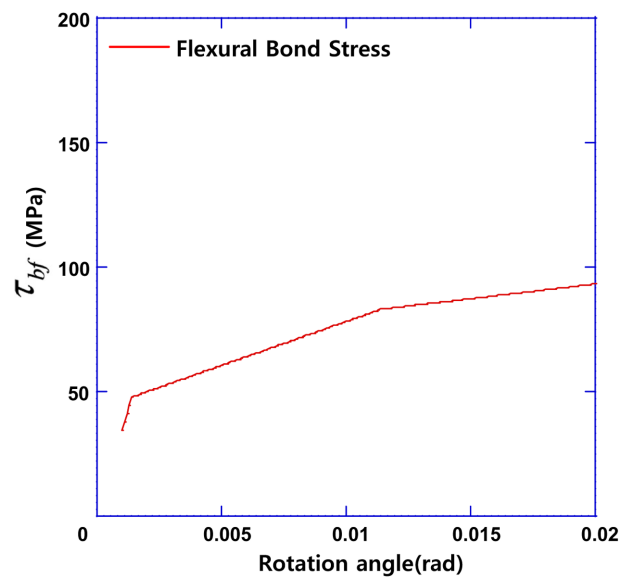


Fig. 6 Flexural bond stress-strain curve for the reinforced concrete members under cyclic load

인접한 지점에서는 소성힌지 확장이 완료된 것을 알 수 있다.

## 4. 연성 능력 평가 방법

### 4.1 부착 연성 평가 방법

3장에서 설명한 것과 같이 철근콘크리트 부재의 부착 강도는 Eligenhausen 등<sup>2)</sup>의 반복하중 모델에 따라 저감하게 되고, 휨부착응력은 소성힌지 길이 확장과 주인장 철근의 항복강도 증가에 따라 증가하게 된다. 따라서 이 연구에서는 이 두 값을 각각 부재의 부착내력과 외력으로 간주하여 두 값이 만나는 지점을 부재의 부착 연성 성능으로 평가하였다.

### 4.2 해석 흐름도

이 연구에서 제안된 해석법의 계산 과정을 요약하면 다음과 같다. 해석은 Lee<sup>13)</sup>의 잠재전단강도 저하에 따른 연성 능력 평가 방법과 유사하게 반복에 따라 감소하는 부착강도와 휨부착응력이 같아지는 지점을 최대 연성 능력으로 평가하는 방법을 적용하였다.

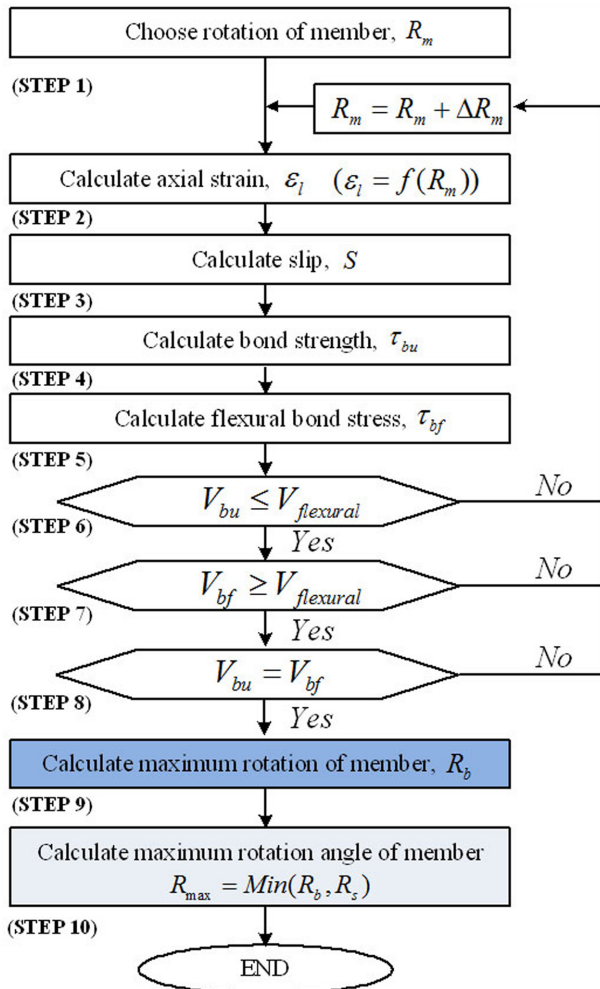


Fig. 7 Calculation procedure

Fig. 7은 휨항복 후 부착파괴하는 철근콘크리트 부재의 연성 능력 예측을 위한 해석 흐름도를 나타낸다. 해석에서는 먼저 부재회전각이 주어진다(Step 1). 부재회전각이 주어지면 부재회전각의 함수인 부재 축방향 변형률  $\epsilon_l$ 을 부재회전각 증가에 따라 Lee<sup>13)</sup>가 제안한 부재회전각과 변형률의 관계를 이용하여 구하였다(Step 2). 이 길이 방향 변형률로부터 미끄러짐을 구한다. 미끄러짐은 콘크리트 변형률의 합과 철근 변형률 합의 차이이다. 그러나 기존 연구<sup>14,15)</sup>에 의하면 반복하중을 받아 균열의 폭이 커질 경우에 콘크리트 변형률이 미끄러짐에 미치는 영향이 매우 작다는 것에 근거하여 전체 미끄러짐은 식 (10)와 같이 철근 변형률의 적분을 이용하였다. 적분 구간 선택에 대해서는 2장에서 설명한 것과 같이 부재의 유효정착길이를 결정하였다.

$$S = \int_p^l 2\epsilon_l dx \quad (10)$$

Step 3에서 구한 부재의 미끄러짐 값은 반복하중에 의한 강도 저감에 관여하게 되는데, 그 전에 식 (3)~(7)을 통해 잠재부착강도를 결정하고, 반복 모델에 의해 강도 저감 추이를 예측한다(Step 3). 다음으로 길이방향 변형률에 따른 철근의 응력 변화와 소성힌지 길이를 고려한 유효정착길이를 통해 휨부착응력을 구할 수 있다(Step 5).

Step 4에서 구한 부착강도는 전단력으로 환산하여 부재의 휨항복시의 전단력  $V_{flexure}$ 과의 비교를 통해 부재의 거동이 휨항복 이후에 파괴하도록 검토하였고(Step 6), 휨부착응력의 경우 외력으로서 부재의 부착파괴를 유도할 수 있어야 하므로  $V_{flexure}$ 보다 큰 경우에 계속하여 해석을 진행하였다(Step 7). 최종적으로 해석에서 구해진  $V_{bu}$ 와  $V_{bf}$ 이 같아지는 지점의 부재회전각을 그 부재의 최대 연성으로 간주하였다(Step 9).

## 5. 기존 실험 결과와의 비교 및 검토

제안된 평가법에 대한 검증은 1998년 Lee<sup>13)</sup>와 1989년 Toshiyuki 등의 보 실험<sup>16)</sup> 그리고 1995년 ACI에 제출된 Ichinose의 기둥 실험<sup>5)</sup> 등의 실험 결과와의 비교 및 검토를 통해 이루어졌다. 먼저 Lee<sup>13)</sup>의 실험은 시험체 단면이 150 × 300 (mm), 전단경간비는 1.5이고, 주요 변수는 주인장 철근비와 전단 보강근비 및 간격이다. 실험에서는 소성힌지 구간에 8개의 변위 측정기를 설치하여 소성힌지 구간의 휨변형, 부재 축방향 변형률, 부재축과 직각되는 방향의 변형률 및 전단 변형률을 측정하였다. 시험체는 역대칭 모멘트를 받도록 가력되었다.

Toshiyuki 등의 실험<sup>16)</sup>은 시험체 단면 175 × 270 (mm)의 전단경간비가 2인 보로서, 주요 변수는 Lee의 실험<sup>13)</sup>과 같다. 이와 같은 기존의 보 실험들은 부착파괴는 물론, 전단파괴에 대한 정보를 얻기 위함이므로 이 연구에서는 부착파괴를 보인 시험체에 한하여 검증 과정을 거치도록 하였다.



**Table 1** Material properties of the specimens

Member	$f'_c$ (MPa)	Shear reinforcement				Longitudinal tensile reinforcement				$n$ (%)	
		$s$ (mm)	$\rho_w$ (%)	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{wy}$ (MPa)	$n$ (ea.)	$\rho_l$ (%)	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{ly}$ (MPa)		
Lee	BB.1	36.2	82	0.390	479.70	384.0	4	1.965	884.25	435.0	-
	BB.3	36.2	80	0.800	960.00	384.0	4	1.965	884.25	435.0	
	BB.5	36.2	143	0.224	480.48	384.0	4	1.965	884.25	435.0	
	BB.7	36.2	108	0.593	960.66	384.0	4	1.965	884.25	435.0	
Toshiyuki	No.1	35.3	60	0.560	588.00	376.0	8	1.350	637.87	370.0	-
	No.4	35.3	50	0.430	376.25	340.0	8	1.350	637.87	370.0	
Ichinose	2B	23.5	160	0.340	136.00	384.0	3	0.360	225.00	435.0	25
	8B	23.5	93	0.950	220.88	384.0	3	0.610	382.15	435.0	12.5

$f'_c$  : compressive strength of concrete,  $s$  : stirrup spacing,  $\rho_w$  : shear reinforcement ratio,  $A_w$  : total area of stirrup,  $f_{wy}$  : yield stress of stirrup,  $A_l$  : area of longitudinal steel,  $f_{ly}$  : yield stress of tensile longitudinal bar,  $n$  : the number of tensile reinforcement,  $\rho_w$  : tensile longitudinal reinforcement ratio,  $n = \text{axial force} / f'_c A_c$

Ichinose의 기둥 실험<sup>5)</sup>의 경우는 시험체의 단면이 250 × 250 (mm)이고, 전단 경간비는 2, 주요 변수는 전단 보강근의 양과 축하중비이다. 보 실험과 마찬가지로 시험체는 역대칭 모멘트를 받으며, 부차파괴한 시험체를 대상으로 하였다. Table 1은 시험체의 특성을 나타낸다.

### 5.1 부차 거동 예측에 대한 검증

Fig. 8은 해석 결과의 검증을 위해 도입한 6개의 보 시험체와 2개의 기둥 시험체의 실험, 해석 결과값이다. 각 그래프는 실험과 해석에서 구한 하중과 부재회전각의 관계를 비교하고 있다. 각 하중은 전단력으로 환산된 값이다. Fig. 8의 가는 점선은 실험 결과를 나타내고, 굵은 실선은 식 (3)~(7)에서 계산한 부재의 부차내력을 Eligenhausem 등<sup>2)</sup>의 반복 모델을 통한 저감 해석 결과를 나타낸 것이다. 가는 실선은 식 (2)에서 계산한 부차응력 결과로 탄성 구간과 소성현저 발생 구간, 그리고 그 이후 구간에 따라 세 가지 형태의 기울기를 갖고 있다. 부차내력과 부차응력은 결과 분석의 편의를 위해 x-축 하단에 대칭 표시하였다. 사각점으로 표시된 실선은 Lee<sup>13)</sup>의 부재 전단강도 저감 해석 결과를 나타낸 것이다.

해석을 통해 거동을 분석한 결과, 각각의 보, 기둥 시험체는 휨부차파괴가 발생한 것으로 볼 수 있다. 이것은 부재회전각 증가에 따라 감소하는 전단강도와 부차강도의 저감 추이를 비교함으로써 판단할 수 있는데, 검증을 위해 제시한 8개의 시험체 중 (e)와 (f)를 제외한 6개의 시험체 모두 전단강도보다 작은 부차강도를 갖는다. 또한 부재회전각 증가에 따른 각 하중의 저감 양상에서도 그 상태를 유지한다. 시험체 (e)와 (f)의 경우, 초기 전단강도가 비교적 작은 값을 갖게 되는데, 이것은 타 시험체에 비해 횡보강근의 강도가 작기 때문이며, 부재회전각 증가에 따라 부차강도가 더 큰 폭으로 감소하여 부차파괴가 선행됨을 알 수 있다. 이로서 8개의 시험체 모두 부차 거동을 보이는 부재임을 알 수 있고, 이

는 기존 연구를 통해 발표된 각 부재의 실험 결과와 일치한다.

### 5.2 부차 연성 평가에 대한 검증

Table 1에 나타낸 6개의 보 시험체와 축력이 각각 25%, 12.5%가 도입된 2개의 기둥 시험체는 모두 부차 거동의 지배를 받는다. 따라서 4장의 부차 연성 평가 방법으로 연성 능력을 평가하였다. 먼저 각 시험체의 잠재부차내력은 각 사이클당 일정한 값을 갖게 되는데, 이 값들을 연결한 선을 부차내력 감소곡선이라 하였다. 이 곡선과 콘크리트에 묻혀있는 철근의 항복강도 증가 및 소성현저 발생으로 인해 점차 증가하는 휨부차응력이 만나는 지점까지를 이 부재의 부차 연성 능력으로 평가하였다.

해석 결과에서 알 수 있듯이 BB 시험체 4개와 Toshiyuki<sup>16)</sup>의 두 보 시험체는 각각 같은 조건의 주인장철근 배근으로 같은 휨부차응력의 증가 형태를 보인다. 반면, 잠재부차내력은 횡보강근의 간격과 철근비 조건이 다르므로 그 감소형태에 차이가 나는 것을 알 수 있다. 먼저 4개의 BB 시험체는 부재회전각이 0.02 rad에 도달하기 이전에 잠재부차내력과 휨부차응력이 일치하게 된다. 따라서 BB 시험체 모두 부재회전각 0.02 rad에 근접한 지점을 부차 연성으로 볼 수 있다. 그리고 Toshiyuki<sup>16)</sup>의 두 보 시험체는 각각 부재회전각 0.02 rad에서 잠재부차내력과 휨부차응력이 일치하므로, 부재회전각 0.02 rad 지점을 부재의 부차 연성 능력으로 볼 수 있다. 같은 방법으로 다른 두 기둥 부재 2B와 8B는 부재회전각 0.02 rad과 약 0.15 rad 지점을 기둥의 부차 연성 능력으로 평가할 수 있다. 해석 결과는 8개 시험체의 부차 연성 능력을 일정 범위까지는 예측할 수 있었으며 전반적으로 다소 과소평가하였다. 이는 해석에 따른 부재의 연성 능력이 안전율이 반영된 측면에서 평가된 것으로 사료되며, 그 원인은 초기 잠재부차내력을 구하는데 있어서 기존의 다른 부차강도식에 비해 비교적 낮게 평가하는 Morita 등<sup>4)</sup>의 부차

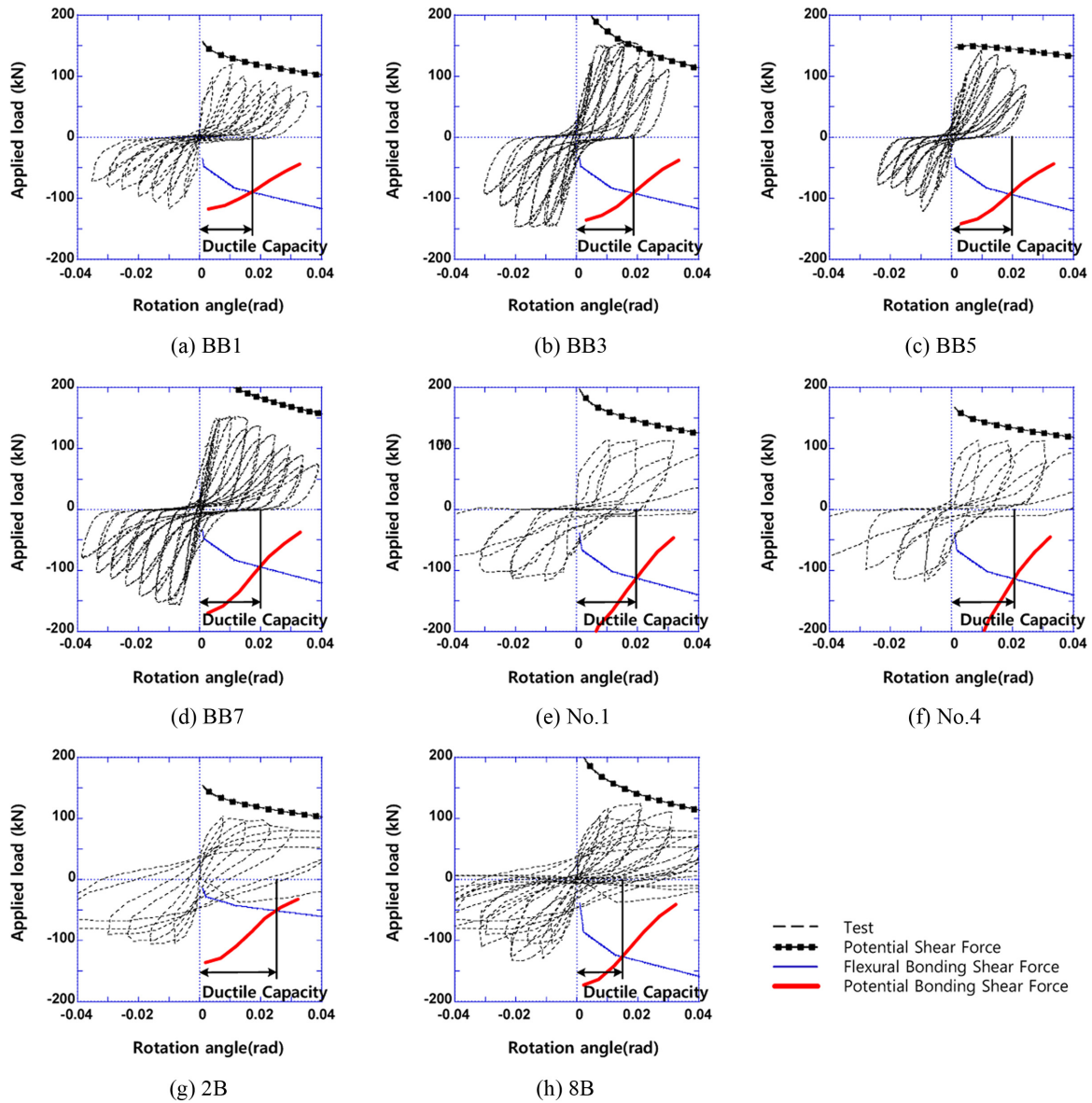


Fig. 8 Comparisons between observed and calculated force of members

강도식에서 기인한 것이라 판단되었다. 그러므로 잠재부착강도를 구하는 기존의 많은 부착강도식에 따라 각각에 맞는 부착 연성 평가 모델이 필요하며, 이를 통해 보다 정확한 연성 능력 평가가 가능할 것이라 사료된다.

## 6. 결 론

이 연구는 휨항복 후 부착파괴하는 철근콘크리트 부재에 대하여 반복하중에 의한 부착내력 감소와 휨부착응력 증대를 고려하여 부착 연성 평가법을 제안하였다. 이 논문의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 휨항복 이후 철근콘크리트 부재의 부착내력 감소와 휨부착응력의 증대를 고려하여 부착 연성 평가법을 제안하였다. 또한 부재의 부착 거동을 잠재전단강도와 부착강도의 저감 추이의 비교를 통해 파악하였다.
- 2) 휨부착응력이 증가하면서 부재의 부착내력보다 커지게 되는 지점까지를 부재의 부착 연성 능력으로

평가하였다. 해석 결과를 부착파괴하는 보와 기둥의 실험 결과와 비교하여 제안된 평가법이 일정 범위까지 부재의 부착연성능력을 평가할 수 있음을 확인할 수 있었다.

- 3) 이 연구에서 제안한 부착 연성 평가법은 실험값을 다소 과소평가하였으며, 그 이유는 해석에 적용한 잠재부착강도식이 실제 부착강도보다 낮기 때문으로 판단된다. 따라서 제안된 평가법은 사용한 잠재부착강도식 등을 보완함으로써 그 예측 정도가 향상될 것으로 판단되며 현 시점에서는 기존에 거의 다루어지지 않았던 휨항복 후에 부착파괴하는 부재의 연성을 평가할 수 있는 기법을 제안함에 그 의의를 둘 수 있을 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 연구는 2011년 한국연구재단 기초연구사업의 중견

연구자 핵심연구지원사업(2011-0078981)의 재원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참고문헌

1. Lee, J. Y. and Watanabe, F., "Predicting the Longitudinal Axial Strain in the Plastic Hinge Regions of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 7, 2003, pp. 927~939.
2. Eligeuhausen, R., Popov, E. P., and Bertero, V. V., *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations*, Report No. UCB/EERC82-83, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1993, pp. 169 (515/E45/1983).
3. Harajli, M. H., Hamad, B. S., and Rteil, A. A., "Effect of Confinement of Bond Strength between Steel Bars and Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, 2004, pp. 595~603.
4. 김경원, "지진 하중을 받는 철근콘크리트 보의 부착 연성 평가," 성균관대학교 대학원 건설 환경 시스템 공학부 석사 학위 청구 논문, 1997, pp. 31~45.
5. Ichinose, T., "Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action," *ACI Structural Journal*, No. 92-S51, 1995, pp. 535~542.
6. Fujii, S. and Morita, S., "Splitting Bond Capacities of Deformed Bars - Part1 Experimental Studies on Main Factors Influencing Splitting Bond Failure," *Transactions of the AIJ*, No. 319, 1982, pp. 47~55.
7. Architectural Institute of Japan, *Design Guideline for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept*, 1990, pp. 104~105.
8. Hsu, T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, 1988, pp. 624~635.
9. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, 1989, pp. 219~231.
10. Hawkins, N. M., Lin, I. J., and Jeang, F. L., "Local Bond Strength of Concrete for Cyclic Reversed Loadings," Department of Civil Engineering, University of Washington Seattle, WA 98915 USA, pp. 331~341.
11. Ou, Y. C. and Kurniawan, R. A., "Plastic Hinge Length of Circular Reinforced Concrete Columns," *The Eleventh Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures SEEBUS*, Kyoto, Japan, 2009, pp. 103~110.
12. Watanabe, F., "Mechanism of Shear Failure of R/C Column due to Bond Splitting," *Proceedings of JCI 2nd Colloquium on Shear Analysis of RC Structures*, JCI, 1983, pp. 61~68.
13. Lee, J. Y., "Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams," *A Thesis Submitted for the Degree of Doctor of Philosophy*, Kyoto University, 1998, pp. 222~281.
14. Task Group Bond Models (former CEB Task Group 2.5), *Bond of Reinforcement in Concrete*, CEB-FIP, 2000.
15. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," *Journal Proceedings, American Concrete Institute*, Vol. 82, No. 3, 1985, pp. 266~284.
16. Toshiyuki Kanakubo et al., "高強度人工輕量骨材コンクリトを用い構造部材の耐震性能に關する研究 - 多段配筋を有するT形ばりの靱性," *AIJ 日本建築學會大會學術講演梗概集*, 1989, pp. 405~408.

**요약** 일반적인 내진 설계에서는 구조물의 연성적인 거동을 유도하기 위해서 보-기둥 접합부에 인접한 보에 소성 힌지가 발생하도록 한다. 따라서 철근콘크리트 부재의 부착강도와 전단강도가 휨강도보다 큰 값을 가져야 하고, 전단이나 부착파괴가 요구된 연성에 도달하기 이전에 발생하지 않아야 한다. 하지만 전단경간비가 짧은 부재의 경우에는 전단이나 부착 거동의 지배를 받는 경우가 많고, 펀칭 효과로 인해 에너지 소산이 비교적 적게 발생하므로 요구된 연성에 도달하지 못하고 파괴될 수 있다. 이 논문에서는 전단경간비가 짧은 철근콘크리트 부재의 거동 분석과 연성 예측, 특히 부착 연성 능력을 평가하기 위한 방법을 제안하였다. 이것은 반복하중에 의해 저장되는 잠재 전단강도와 잠재 부착내력 모델, 그리고 소성힌지 형성에 따른 휨부착응력의 급격한 증대를 도식화하여 나타낼 수 있다. 제안된 해석법은 각 값의 변화 추이를 비교하여 부재의 거동을 파악하고, 부착 거동의 지배를 받는 부재의 경우, 부착내력과 휨부착응력의 값이 만나는 지점까지를 그 부재의 부착 연성으로 평가하는 방법이다. 이 방법은 기존에 수행된 8개의 보, 기둥 시험체를 통해 비교 및 검토하였으며 부재 거동에 대한 예측은 정확히 일치하였으나, 부착 연성 능력에 대해서는 과소평가되었다. 그 이유는 부재의 부착강도를 실제 부착강도보다 비교적 낮게 예측한 부착강도식에서 찾을 수 있으며, 다른 부착 내력 모델에 대한 부착 연성 평가에 대한 연구가 추후 필요할 것으로 사료된다.

**핵심어** : 철근콘크리트 부재, 전단경간비, 휨부착파괴, 소성힌지 길이, 부착 연성