

철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비선형 전단거동예측

Prediction of Nonlinear Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints

조창근¹⁾ · 우성우²⁾

Cho, Chang-Geun · Woo, Sung-Woo

국문 요약 >> 본 연구는 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 전단거동 예측에 관한 비선형 모델을 제안한 것이다. 보-기둥 접합부 패널존에서의 전단거동 모델을 위하여 면내전단 예측을 위한 연화트리스모델 이론을 수정한 이론을 적용 하였다. 이로부터 접합부에서의 평형조건에 의한 등가 모멘트 및 회전 관계를 이용하여 접합부에서의 전단변형 관계를 접합부의 회전스프링의 특성관계로 변환하여 고려 토록 하였다. 소개된 해석모델을 축력 및 전단을 받는 내부 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 실험과 비교 하였으며, 제시된 모델은 접합부에서의 전단력 뿐만 아니라 전단변형의 예측에도 유효한 것으로 판단되었다.

주요어 철근콘크리트, 내부 보-기둥 접합부, 전단변형, 패널존, 비선형 해석

ABSTRACT >> The present study emphasizes a nonlinear model to predict the shear behaviour of reinforced concrete interior beam-column joints. To model the shear behaviour of a panel zone in the beam-column joint, a modified softened truss model theory for in-plane shear prediction was introduced. This relationship was changed to define the characteristics for the rotational spring to represent the shear deformation in the joint by an equivalent moment-rotation relationship from the joint equilibrium. The analysis model was compared with experiments on reinforced concrete interior beam-column joints that were subjected to axial and shear forces, and the current model was found to accurately predict not only the shear force but also the shear deformation in the joint.

Key words reinforced concrete, interior beam-column joint, shear deformation, panel zone, nonlinear analysis

1. 서론

2008년에 발생한 중국 쓰촨성 지진과 같이 최근 발생하는 지진의 특징은 그 규모와 발생빈도에서 기존 발생기록을 초월하는 양상을 띠고 있다. 국내 내진설계기준(KBC 2008)⁽¹⁾에서도 설계지진하중에 대해 2400년 재현주기 지진의 2/3 수준으로 확대되는 추세이다.⁽¹⁾ 1970년대 이후 지진하중을 받는 철근콘크리트 골조구조물의 거동에 대한 관심이 증대 되면서 초창기에는 주로 설계법의 개선에 집중되었다. 이런 맥락에서 초창기 철근콘크리트 골조구조물의 내진설계의 원리는 1970년대 중반이후 Park and Paulay(1975)⁽²⁾와 Paulay

et al.(1978)⁽³⁾을 통해 철근콘크리트 보-기둥 접합부 거동의 규명을 통해 발전되었다. 그 이후 콘크리트 구조물의 접합부 및 연결부 규정에 관한 지침이 ACI-ASCE Committee 352(1985)⁽⁴⁾에 의해 반영되어, 본격적으로 접합부 설계에 대한 기본 골격이 갖추어지게 되었다. 국내의 경우 90년대 중반이후 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 관한 전단강도 규명 및 접합부 설계에 관한 연구가 진행되어 왔다.⁽⁵⁾ 이한선과 우성우(2003)⁽⁶⁾는 비내진 상세를 가진 보-기둥 접합부에 대한 반복 횡하중 실험을 통해 접합부 종국하중, 파괴모드, 연성, 및 변형능력 등에 관해 규명하였다. 이기학과 우성우(2007)⁽⁷⁾는 총 91개의 보-기둥 접합부 실험체를 대상으로 접합부 비탄성 회전능력에 대해 비교 평가하였다. 한편 철근콘크리트 골조구조물의 비선형 해석법의 경우 접합부의 전단변형에 관한 영향을 무시하고 주로 휨거동에 의한 소성 힌지모델 또는 층상화 비탄성 휨요소 모델에 의해 주로 이루어져 왔다.⁽⁸⁻¹²⁾

¹⁾ 정회원·조선대학교 건축학부 조교수, 공학박사
(대표저자: chocg@chosun.ac.kr)

²⁾ 정회원·(주)한화건설 건축기술팀, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2009년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

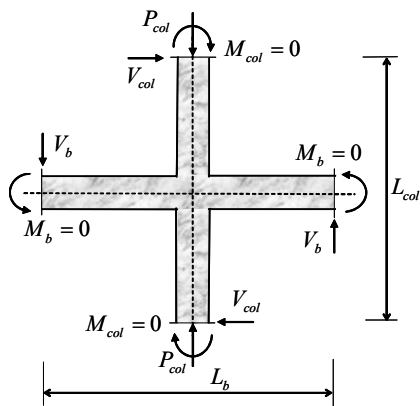
(논문접수일 : 2008. 11. 27 / 수정일 : 2009. 3. 16 / 게재확정일 : 2009. 3. 16)

본 논문에서는 철근콘크리트 내측 보-기둥 접합부의 비선형 전단거동에 관한 예측모델을 제시하였다. 철근콘크리트 보-기둥 접합부 패널존에서의 접합부 힘의 평형관계로부터 등가 모멘트-회전 관계의 정의를 유도하여 접합부에서의 전단변형 관계를 나타내도록 하였다. 또한 접합부에서의 전단응력과 전단변형 관계를 결정하기 위하여 보-기둥 접합부에서의 기하학적 조건, 보 및 기둥 부재의 철근배근상세, 횡방향 철근량 및 배근간격 등의 접합부 상세조건을 고려한 구속콘크리트 모델을 고려한 연화트러스모델을 개선하여 접합부에서의 횡구속철근 및 전단보강근 등에 의한 콘크리트 구속현상을 보다 합리적으로 고려토록 하였다. 본 예측모델의 특징은 접합부에서의 전단변형이 예측가능한 것으로서, 적용 예에서 제안된 모델과 보-기둥 접합부 실험과의 비교를 통해 본 모델의 타당성을 검증토록 하였다.

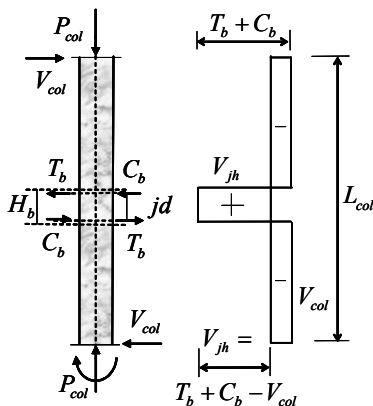
2. 보-기둥 접합부의 평형관계

접합부에서의 전단응력과 전단변형 관계로부터 등가의 접합부 모멘트-회전 관계로의 표현이 가능하다. 이 경우 회전스프링의 특성은 접합부에서의 전단변형으로 표현된다.

그림 1과 같은 내부 보-기둥 접합부의 자유물체도를 고려



(a) Interior beam-column joint



(b) Equilibrium and shear in column

〈그림 1〉 내부 보-기둥 접합부

해 보자. 기둥의 수평방향 평형조건으로부터 다음의 관계가 얻어진다.

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_{col} \tag{1}$$

$$C_b = T_b = \frac{M_b}{jd} \tag{2}$$

모멘트 평형으로부터 보의 모멘트와 기둥의 전단력은 각각 식 (3)과 식 (4)와 같게 된다.

$$M_b = V_b \left(\frac{L_b}{2} - \frac{L_{col}}{2} \right) \tag{3}$$

$$V_{col} = V_b \frac{L_b}{L_{col}} = \frac{2 M_b}{L_{col} \left(1 - \frac{H_{col}}{L_b} \right)} \tag{4}$$

위 식들로부터 접합부 수평방향 전단력이 식 (5)와 같이 유도된다.

$$V_{jh} = \frac{2 M_b}{jd} - \frac{2 M_b}{L_{col} \left(1 - \frac{H_{col}}{L_b} \right)} \tag{5}$$

이때 접합부 전단력에 의해 기둥에 전달되는 보의 모멘트는 식 (6)과 같다.

$$\sum M_b = 2 M_b = \frac{V_{jh}}{\frac{1}{jd} - \frac{1}{L_{col} \left(1 - \frac{H_{col}}{L_b} \right)}} \tag{6}$$

3. 철근콘크리트의 면내 평형 및 적합 관계

철근콘크리트 부재의 전단거동 예측에 관해서는 수정압축장이론이 발표된 이후 많은 관심을 갖게 되었다.⁽¹³⁾ 수정압축장이론은 전단철근의 양에 관계 없이 콘크리트 부재의 전단거동을 비교적 잘 예측해 준다. 이와 유사하게 철근콘크리트 면내요소의 비선형 전단거동 예측모델로서 Hsu(1988)⁽¹⁴⁾에 의해 소개된 연화트러스모델 이론이 있다. 일명 통합이론으로 알려진 본 모델은 평균응력 및 평균변형률에 기초한 평형조건 및 적합조건에 의해 정식화 되었다. 본 연구에서는 기존의 연화트러스모델 이론을 수정 및 개선하여 이를 앞 장에 소개된 접합부 평형조건을 이용 접합부 전단거동 예측 방법에 적용하였다.

3.1 평형조건

철근콘크리트 면내 요소에 발생하는 면내력은 철근과 콘크리트가 저항하게 된다. 철근이 축방향 응력만을 저항할 수 있다고 가정하면, 그림 2와 같이, 면내 요소의 x 및 y방향 평형관계로부터 Mohr 원의 응력조건을 만족하는 세 개의 평형조건이 식 (7)~식 (9)과 같이 유도된다.

$$f_x = f_{c2}\cos^2\theta_c + f_{c1}\sin^2\theta_c + \rho_{sx} \cdot f_{sx} \quad (7)$$

$$f_y = f_{c2}\cos^2\theta_c + f_{c1}\sin^2\theta_c + \rho_{sy} \cdot f_{sy} \quad (8)$$

$$v_{xy} = (-f_{c2} + f_{c1})\sin\theta \cos\theta \quad (9)$$

위 식에서 f_x , f_y , 및 v_{xy} 는 각각 x-y 방향의 철근콘크리트 면내요소에 작용하는 작용응력들, f_{cx} , f_{cy} , 및 v_{cxy} 는 각각 x-y 방향 콘크리트 스트럿에 작용하는 응력들, f_{sx} 및 f_{sy} 는 각각 x 및 y방향 철근의 응력, ρ_{sx} 및 ρ_{sy} 는 각각 x 및 y방향 철근비, 그리고 f_{c2} 및 f_{c1} 는 각각 콘크리트에서의 평균 주 압축 및 주 인장 응력을 나타낸다. 대각 콘크리트 스트럿의 방향 θ_c 는 콘크리트의 주응력 방향을 나타낸다.

3.2 적합조건

콘크리트와 철근이 일체로 거동한다고 가정하면, 그림 3과 같이, x 및 y 방향 각각의 평균 수직변형률과 평균 전단

변형률은 변형률 공간에서의 Mohr 원으로부터 각각 식 (10)~식 (12)와 같이 적합조건식이 유도된다.

$$\epsilon_x = \epsilon_2\cos^2\theta + \epsilon_1\sin^2\theta \quad (10)$$

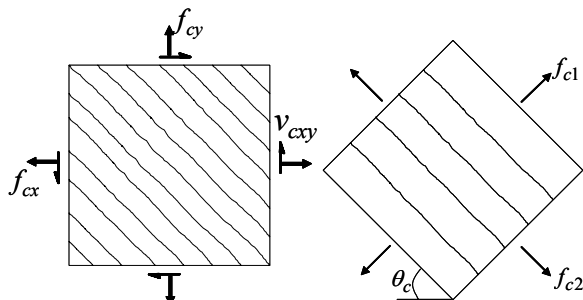
$$\epsilon_y = \epsilon_2\sin^2\theta + \epsilon_1\cos^2\theta \quad (11)$$

$$\gamma_{xy} = 2(-\epsilon_2 + \epsilon_1)\sin\theta\cos\theta \quad (12)$$

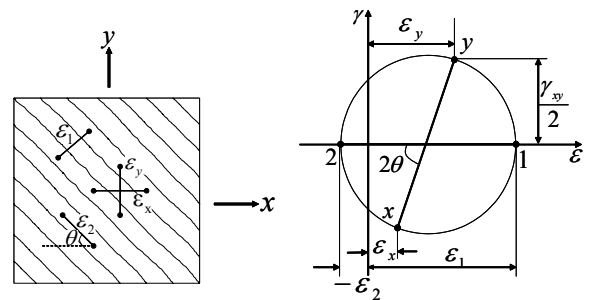
위 식에서 ϵ_x , ϵ_y , 및 γ_{xy} 각각 평균 축방향 변형률 및 평균 전단변형률이고, ϵ_1 및 ϵ_2 는 각각 평균 주 인장변형률 및 주 압축변형률을 나타낸다. 여기서, θ 는 콘크리트의 주 변형률 방향으로서 콘크리트의 주응력 방향 θ_c 와 일치한다고 가정하였다.

4. 접합부의 철근 및 균열 콘크리트의 구성관계

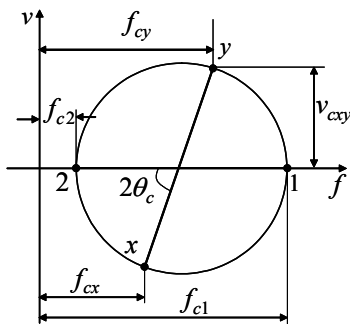
앞 장에서 소개된 평형조건과 적합조건으로부터 10개의 미지수를 갖는 6개의 방정식이 유도되었다. 따라서 철근과 콘크리트의 응력 및 변형률의 재료특성으로부터 방정식의 해를 산정할 수 있다. 철근의 축방향 응력은 철근의 축방향 변형률에만 의존하며, 철근에 수직인 평면에 작용하는 평균 전단응력은 0으로 가정한다. 철근의 인장 및 압축 응력-변형률의 관계는 항복이후 완전소성 거동을 하다가 변형률 경화 거동을 하는 것으로 가정한다.



(a) 콘크리트 평균응력 및 주응력



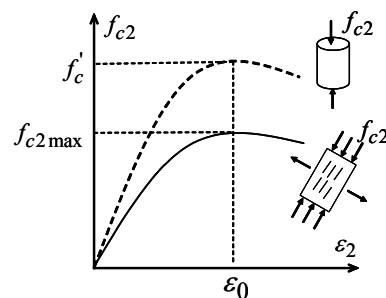
(a) 균열요소의 평균변형률 (b) 평균변형률에 대한 Mohr의 원



(b) 평균콘크리트 응력에 대한 Mohr의 원

<그림 2> 면내요소 응력의 정의

<그림 3> 균열요소에 대한 적합조건



<그림 4> 균열 콘크리트의 압축연화

4.1 균열 콘크리트의 압축연화

Vecchio and Collins(1986)⁽¹³⁾에 의하면, 그림 4와 같이, 압축력에 직각방향으로 높은 인장변형률을 받고 있는 균열 콘크리트는 균열과 나란한 방향의 압축강도보다 더 연화되고 약해져, 균열되지 않은 콘크리트에 비해 균열 발생한 콘크리트의 압축강도는 상대적으로 낮아지게 된다. 이를 위해 압축연화계수를 고려하여 압축응력에 수직한 방향으로 균열 발생한 콘크리트의 압축강도는 콘크리트의 일축압축강도와 압축연화계수로 나타낼 수 있다. 이를 위해 본 연구에서는 철근콘크리트의 수정압축장이론에서 적용된 압축연화계수 β 를 식 (13)과 같이 적용토록 하였다.⁽¹³⁾

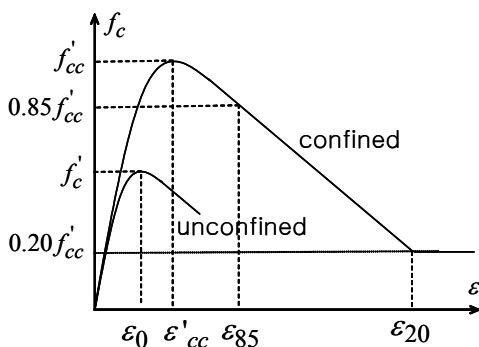
$$\beta = \frac{1.0}{0.8 - 0.34 \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon'_c} \right)} \quad (13)$$

여기서, ε_1 는 평균 주 인장변형률 및 ε'_c 는 콘크리트의 압축변형률이다.

4.2 구속 콘크리트의 모델

철근콘크리트 보-기둥 접합부의 경우 보와 기둥의 주철근 연장 이외에, 접합부에서의 전단 파괴를 최대한 제어하기 위해서 횡방강근 및 전단철근 등으로 상대적으로 조밀하게 보강되어있다. 이때 접합부가 수직하중인 기둥으로부터의 축하중과 지진 및 풍하중과 같은 횡하중을 동시에 받을 경우 접합부 콘크리트는 높은 구속 상태에 놓이게 된다.

따라서 본 연구에서는 보-기둥 접합부 콘크리트의 구속현상을 고려함에 있어서 횡방향 철근 및 접합부에서의 구속 콘크리트의 조건을 합리적으로 고려토록 하였다. 기존의 수정압축장이론에서는 콘크리트의 구속현상을 고려함에 있어서 평면요소의 면내전단거동에 적합하도록 제안되었다.⁽¹⁸⁾



(그림 5) 구속 콘크리트의 압축 구성관계

본 연구에서의 대상 보-기둥 접합부는 직사각형 단면을 갖는 보 및 기둥 부재의 접합부로서 기존 수정압축장이론에서의 구속 콘크리트에 대한 관계식으로 표현하기에는 한계가 있다. 이를 개선하여 접합부에서의 기하학적 조건, 철근배근 및 횡방향 철근량 및 간격 등에 의한 접합부의 변수를 반영한 보-기둥 접합부 구속 콘크리트의 정식화를 그림 5 및 식 (14)와 같이 적용하였다.⁽¹⁵⁾

$$f_{c2} = f_{c2max} \left[2 \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_{cc}} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \leq f_{c2max} \quad (14)$$

여기서

$$f_{c2max} = \frac{f'_{cc}}{0.8+170\varepsilon_1} \leq f'_{cc} \quad (15)$$

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_{le}; \quad k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17} \quad (16)$$

$$f_{le} = k_2 f_1; \quad k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{S} \right) \left(\frac{b_c}{S_1} \right) \left(\frac{1}{f_1} \right)} \leq 1.0 \quad (17)$$

$$f_1 = \frac{\sum A_s f_{yt} \sin \alpha}{S b_c} \quad (18)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon_o (1+5K) \quad (19)$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_c}; \quad \varepsilon_o = 0.0004 \sqrt{f'_c} \quad (20)$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho \varepsilon'_{cc} (1+5K) + \varepsilon_{o85} \quad (21)$$

$$\rho = \frac{\sum A_s}{S (b_{cx} + b_{cy})} \quad (22)$$

위 식들에서 f'_c 는 콘크리트의 일축압축강도, f'_{cc} 는 구속 콘크리트의 압축강도, ε_o 는 구속되지 않은 콘크리트의 최대압축응력 때의 압축변형률, ε'_{cc} 는 구속 콘크리트의 최대 압축응력 때의 압축변형률이다. 그리고 S 는 종방향에 대한 횡방향 철근의 간격, S_1 는 후프근 또는 크로스타이의 후크에 의해 횡방향으로 지지되는 종방향 철근의 간격, b_c 는 후프근 중심간에서 측정된 기둥 코어부분의 치수, b_{cx} 및 b_{cy} 는 각각 x 및 y 방향의 코어 치수, A_s 는 횡방향 철근의 한가닥의 단면적, f_{yt} 는 횡방향 철근의 항복응력, α 는 횡방향 철근 가닥과 기둥면이 이루는 각도를 나타낸다.

4.3 인장 균열 콘크리트의 모델

일반콘크리트의 경우, 평균 주 인장 응력과 평균 주 인장 변형률 사이의 관계는 균열 전에는 거의 선형 관계이다. 그림 6과 같이 균열이후 주 인장 변형률 ϵ_1 의 증가에 따라 주 인장 응력 f_{c1} 는 곧바로 인장응력을 소실하는 것이 아니라 점진적으로 인장연화거동을 하는 경향을 갖는다. 따라서 균열 발생 전과 균열 발생 후의 콘크리트에서의 평균 주 인장 응력은 선형탄성 및 인장연화 거동을 갖는 것으로 고려하여 각각 다음 식과 같이 고려토록 하였다.

균열 발생 전;

$$f_{c1} = E_c \epsilon_1 \tag{23}$$

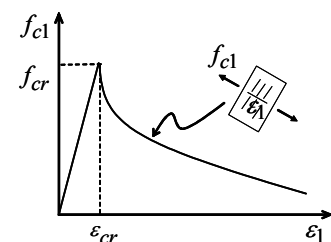
균열 발생 후;

$$f_{c1} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}} \tag{24}$$

여기서, $f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_{cc}}$ 는 균열강도이며, α_1 및 α_2 는 철근 종류 및 하중 형태에 따른 부착특성에 관한 계수이다.⁽¹¹⁾ α_1 값은 이형철근인 경우 1.0, 단순철근인 경우 0.7, 그리고 비부착근인 경우에는 0.0을 고려한다. α_2 값은 단조하중인 경우 1.0, 반복하중인 경우 0.7로 고려한다.

4.4 접합부에서의 균열상태의 응력

한편 철근의 응력은 균열부에서 인장응력은 평균응력보다 높을 것이며, 균열 사이 비균열부에 작용하는 국부응력은 이보다 낮을 것이다. 반면, 콘크리트는 균열부에서 인장응력을 전혀 받지 못하고, 균열사이의 응력은 평균응력보다 높을 것이다. 그림 7은 임계균열방향은 주 인장변형률의 방향에 직각인 방향으로 가정하여 평균응력과 균열부의 국부응력의 관계를 나타낸 것이다. 따라서 평면 ①에서 계산된 평균전단응력은 0인 반면, 평면 ②에서는 국부전단응력이 존재한다. 이때 두 평면에서의 x 및 y 방향 힘은 각각 같게



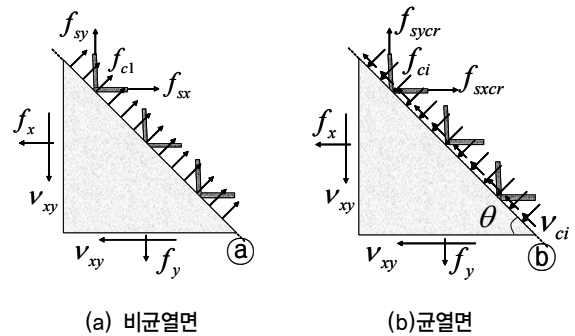
〈그림 6〉 균열 콘크리트의 인장연화

된다. 평면 ① 및 ②에서의 평형조건을 그림 8과 같이 보-기둥 접합부 패널영역에 대해 적용할 경우 보 및 기둥의 두 축방향 평형조건으로부터 각각 식 (25)와 식 (26)과 같은 조건식이 유도된다.

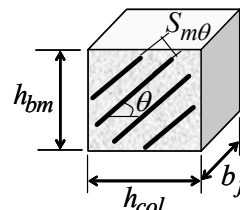
$$f_{c1} \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_{sy}}{S_x b} (f_{yy} - f_{sy}) \tag{25}$$

$$f_{c1} \leq \frac{v_{ci}}{\tan \theta} + \frac{A_{sx}}{S_x b} (f_{yx} - f_{sy}) \tag{26}$$

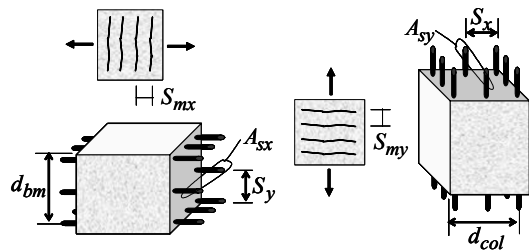
한편, 평균압축응력이 큰 경우에는 위 식의 조건은 만족될 수 없고, 평형조건에서 균열면에서의 전단응력을 고려해 주어야만 한다. 압축응력을 받는 콘크리트 균열면에서는 골재맞물림 등에 의해서 전단응력을 부담할 수 있으며, 균열을 가로지르는 전단응력 v_{ci} 에 대한 균열폭 w 와 균열상의 압축응력 f_{ci} 간의 관계가 많은 연구자들에 의해 실험적으로 연구되어 왔다. 본 연구에서는 Walraven (1981)⁽¹⁷⁾의 연구에 의해 제안된 압축응력을 받는 균열면에 발생하는 전단응



〈그림 7〉 균열상태에서의 국부응력



(a) 접합부 균열 상태



(b) 보 축방향 (c) 기둥 축방향

〈그림 8〉 균열을 고려한 보-기둥 접합부

력을 식 (27)과 같이 고려하였다.

$$v_{ci} = 0.18v_{cimax} + 1.64f_{ci} - 0.82 \frac{f_{ci}^2}{v_{cimax}} \quad (27)$$

여기서,

$$v_{cimax} = \frac{\sqrt{-f_c'}}{0.31 + 24w / (a+16)} \quad (28)$$

$$w = \epsilon_1 \cdot s_\theta \quad (29)$$

$$s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin\theta}{s_{mx}} + \frac{\cos\theta}{s_{my}}} \quad (30)$$

균열폭 w 는 주 인장변형률과 균열간격 s_θ 의 곱에 의해 얻어질 수 있다.

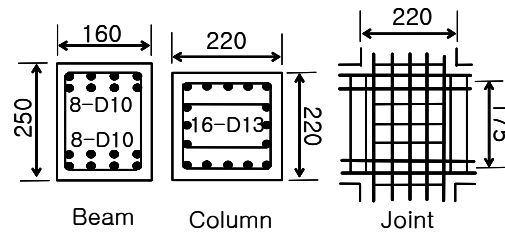
이상과 같이 3장 및 4장의 균열을 고려한 철근콘크리트 면내 전단 거동 관계와 2장에 소개된 접합부 평형조건으로부터 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부에 대한 비선형 전단거동 예측모델이 제시되었다.

5. 내측 보-기둥 접합부 실험과의 비교

앞 장들에서 소개된 접합부 비선형 전단거동 예측 모델을 이용하여 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부 실험과의 해석 및 실험에 대한 비교 검토를 수행하였다. 대상 시험체 접합부의 재하 시험에 관한 개념은 그림 9와 같다. 본 실험은 Fujii and Morita(1991)⁽¹⁸⁾에 의해 수행된 내부 접합부 재하 실험 프로그램으로서, 대상 시험체들 중에서 내부 보-기둥 접합부 시험체 A2 및 A4의 반복 횡하중 재하시험에 대해서 본 해석에 적용하였다. 그림 10은 두 시험체에 대한 보, 기둥, 및 접합부의 철근 배근상세를 나타낸 것으로서, 각 부위의 주철근 및 횡방향 철근 상세, 콘크리트 압축강도, 및 기

둥에 작용하는 축력은 표 1과 같다. A4 시험체는 A2 시험체에 비해 접합부의 횡방향 철근량을 늘렸으며, A2 및 A4 시험체 각각의 기둥에 작용하는 축력은 콘크리트 압축강도의 1/12 및 1/4이다. 실험에서 평가된 반복하중-변형 관계의 이력거동에서 추정된 골격곡선의 실험 결과를 본 해석과 비교하였다.

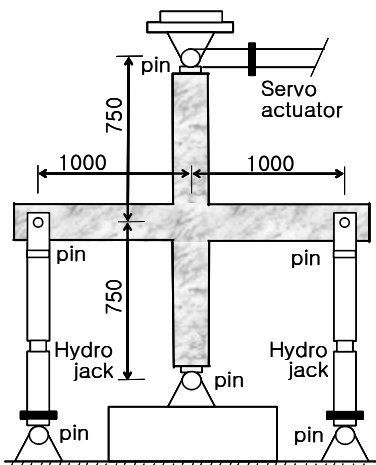
시험체 A2에 대한 접합부에서의 전단응력 및 전단변형률 관계의 실험 및 해석 결과를 그림 11에 나타내었다. 해석에 의한 접합부 전단응력-전단변형률 관계 예측치는 실험에서의 전단응력-전단변형률 관계를 비교적 잘 묘사하고 있다. 초기균열에서의 전단응력값은 실험결과보다 다소 과소평가되었으나 접합부의 최대 전단응력은 실험값이 8.2 MPa, 해석값이 8.4 MPa 로 예측되었다. 초기균열이후 균열강성이 실험치보다 다소 크게 나타났으나 접합부 최대 전단응력 및 전단거동관계를 잘 예측해 주었다. 시험체 A2에 대한 접합



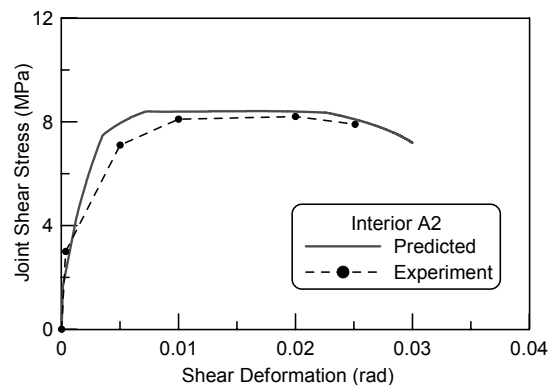
〈그림 10〉 시험체 철근배근 단면

〈표 1〉 접합부 시험체의 실험변수

Specimen	-	A2	A4
Beam (160×250)	main bars	8-D10	8-D10
	f_y	409.1 MPa	409.1 MPa
Column (220×220)	main bars	16-D13	16-D13
	f_y	387.5 MPa	643.5 MPa
Joint hoop	arrangement	2-ø6 3set	4-ø6 4set
	f_y	291.3 MPa	291.3 MPa
Column axial load	-	147.2 kN	441.5 kN
f'_c	-	40.2 MPa	40.2 MPa



〈그림 9〉 RC 보-기둥 접합부 시험체



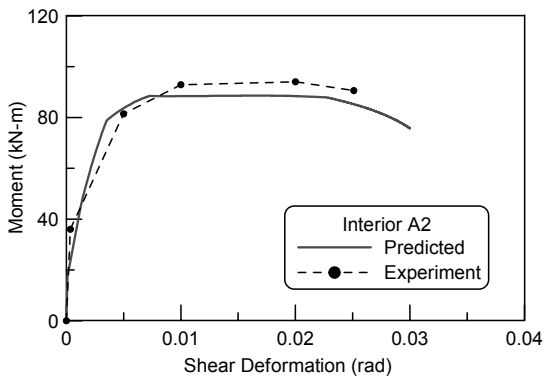
〈그림 11〉 접합부 전단 응력-변형률(A2)

부 모멘트-전단변형 관계의 해석 결과를 실험과 비교하여 그림 12에 나타내었다. 접합부 최대모멘트의 해석에 의한 예측값은 실험값에 비해 대략 5%가량 상회하여 대체적으로 접합부의 전단내력을 비교적 잘 예측해 주었으며, 최대모멘트를 전후하여 모멘트-전단변형 관계의 예측 곡선이 실험에서의 경향을 잘 나타내 주었다.

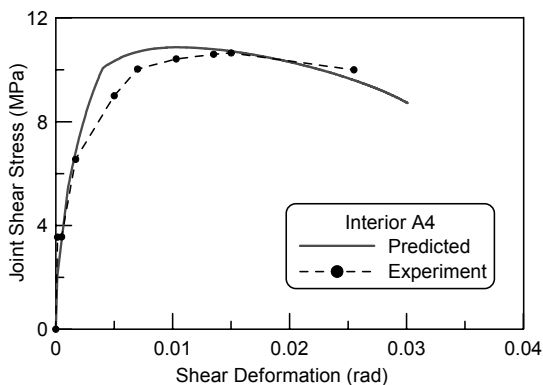
접합부에서의 횡방향 전단철근량을 증가시킨 시험체 A4에 대한 접합부에서의 전단응력 및 전단변형률 관계의 해석에 의한 예측 곡선을 실험 결과와 함께 그림 13에 나타내었다. 그림에서처럼, 해석에 의한 균열이후의 전단강성값은 상대적으로 실험결과에 비해 다소 크게 나타나 접합부의 최대 전단응력이 실험값에 비해 대략 4%가량 크게 평가되었다. 하지만 전체적으로 전단응력-전단변형률 관계 곡선의 해석치는 접합부에서의 전단응력 및 전단변형 관계의 경향을 실

험 결과와 유사한 경향으로 예측해 주었다. 시험체 A4에 대한 접합부 모멘트-전단변형 관계 곡선에 대한 해석 및 실험 결과를 비교하여 그림 14에 나타내었다. 접합부에서의 최대 모멘트에 대한 해석값과 실험값의 오차는 대략 0.4% 미만으로서 본 모델은 대상 실험체의 접합부 전단내력을 매우 잘 예측해 주었다. 최대모멘트 이후 전단변형량이 대략 0.02 rad 값을 넘으면서 실험과 해석 결과 모두 접합부의 전단내력을 소실하는 경향으로 나타났다.

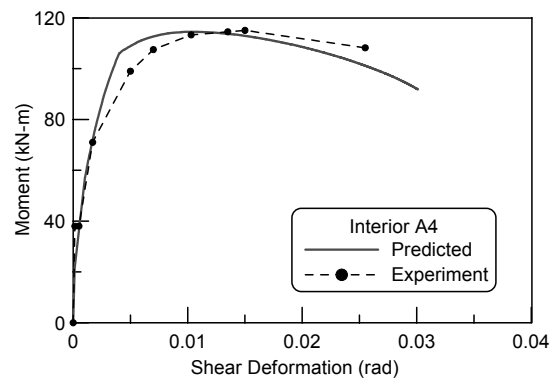
접합부 횡방향 전단철근량이 다른 두 시험체에 대한 접합부에서의 전단력, 전단응력, 전단변형, 및 파괴형상에 대해 비교하여 표 2에 나타내었다. 제안된 모델은 접합부 전단내력 및 전단변형 예측에서 전단균열강도는 실험 보다 비교적 작게 평가되었으며, 최대전단응력에서의 전단변형량은 실험 보다 과소평가 되었는데 이는 대체적으로 균열 이후 전단강성이 실험 보다 다소 크게 예측해주는 경향 때문이다. 즉, 실험체에서의 철근의 슬립거동 및 대상 실험체가 반복하중에 의한 이력곡선으로부터 골격곡선으로 표현된 결과이기 때문에 해석에 의한 강성이 다소 과대평가된 것으로 판단된다. 접합부 횡방향 전단철근량의 증가에 따른 접합부 전단내력 및 전단변형 증가에 대한 실험에서의 결과는 해석에서도 잘 묘사되었으며, 전체적으로 전단내력과 파괴양상이 실험결과를 잘 예측해 주었다. 표 2와 같이, 실험 및 해석의 전단내력은 ACI 318-05 (2005)⁽¹⁸⁾의 전단강도 보다 상회하는 것으로 나타났다.



〈그림 12〉 접합부 모멘트-전단변형각 (A2)



〈그림 13〉 접합부 전단 응력-변형율(A4)



〈그림 14〉 접합부 모멘트-전단변형각(A4)

〈표 2〉 시험체의 해석 및 실험비교

No.	-	Crack shear force(kN)	Max. shear force(kN)	Shear Strength (kN) ACI 318-05	Max. shear stress (MPa)	Shear strain at max. shear stress	Failure mode
A2	Anal.	11.8	43.6	33	8.4	0.021	shear
	Exp.	17.6	46.1	-	8.2	0.020	shear
A4	Anal.	18.6	50.8	43.7	10.5	0.0117	shear
	Exp.	25.5	51.0	-	10.1	0.0151	shear

6. 결론

본 연구에서는 축력 및 전단을 받는 면내 전단거동 예측에 관한 기존의 연화트러스모델 이론을 수정 확장하여 보-기둥 접합부 패널존에서의 횡방향 전단철근에 의한 구속현상을 개선하고, 접합부에서의 평형조건에 의한 등가 모멘트 개념에 의해 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 전단내력 및 전단변형 예측에 관한 비선형 모델을 제시하였다. 소개된 해석모델을 접합부에서의 횡방향 전단철근량을 변수로 하는 내부 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 실험과 비교한 결과, 접합부 전단철근량의 변화에 따른 영향, 접합부 전단내력, 전단력-전단변형 관계를 비교적 잘 추정해 주었다.

참고 문헌

1. 대한건축학회, 건축물구조설계기준 초안, (KBC 2008), 2008.
2. Park, R. and Paulay, T. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, 1975, 769.
3. Paulay, T., Park, R., and Priestley, M.J.N. "Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions," *ACI Structural Journal*, Vol. 75, No. 11, 1978, pp. 585-599.
4. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 82, No. 3, 1985, pp. 266-283.
5. 이상호, "철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 전단강도에 관한 연구," 대한건축학회 논문집, 제13권, 4호, 1997, pp. 303-315.
6. 이한선, 우성우, "비내진 상세를 가진 RC 보-기둥 접합부의 거동," 한국지진공학회 2003년도 추계학술대회 논문집, 2003, pp. 133-140.
7. 이기학, 우성우, "철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비탄성 회전 능력에 대한 성능 평가," 한국지진공학회 논문집, 제11권, 5호, 2007, pp. 1-9.
8. Cho, C.G. et al., "Development and Modeling of Frictional Wall Damper and Its Applications in R/C Frame Structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, No. 7, 2004, pp. 821-838.
9. Cho, C.G., Ha, G.J., and Kim, Y.Y., "Nonlinear model of reinforced concrete frames retrofitted by in-filled HPFRCC walls," *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 30, No. 2, 2008, pp. 211-223.
10. Otani, S. "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures," *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 100, ST7, 1974, pp. 1433-1449.
11. Roufaiel, M.S. and Meyer, C. "Analytical modeling of hysteretic behavior of RC frames," *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 113, No. 9, 1987, pp. 429-444.
12. Spacone, E., Filippou, F.C. and Tauger, F.F. "Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1996, pp. 711-725.
13. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal*, March-April, 1986, pp. 219-231.
14. Hsu, T.T.C. "Softening Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, 1988, pp. 624-635.
15. Saatcioglu, M. and Razvi, S., "Strength and Ductility of Confined Concrete," *J. of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 6, 1992, pp. 1590-1607.
16. Collins, M.P. and Mitchell, D. *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1991, 766pp.
17. Walraven, J.C. "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock," *Proceedings, ASCE*, Vol. 107, ST11, 1981, pp. 2245-2270.
18. Fujii, S. and Morita, S., "Comparison Between Interior and Exterior Beam-Column Joint Behavior," *ACI-SP 123, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, 1991, pp. 145-165.
19. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.