

강섬유 보강 초고강도 콘크리트 보의 휨강도 예측기법의 제안

Prediction of Flexural Capacity of Steel Fiber-Reinforced Ultra High Strength Concrete Beams

양인환* · 조창빈**

Yang, In Hwan · Joh, Changbin

Abstract

The method to evaluate the flexural capacity of steel fiber-reinforced ultra high strength concrete beams was proposed in this study. An experimental program was set up and fourteen beams have been tested. Test results were compared with predictions by design code and by the proposed method, respectively. It was found that predictions by using ACI 544 Committee recommendations considerably underestimate the flexural capacity. Underestimation of flexural capacity resulted from that of tensile stress block. Three-point bending test data of notched prism specimens and their inverse analysis results were incorporated into modeling of tension stress block. The ratio of the predicted to the experimental flexural capacity was in the range of 0.98 to 1.14. The present study represents that the proposed method allows more realistic prediction of flexural capacity of steel fiber-reinforced ultra high strength concrete beams.

Keywords : steel fiber, ultra high strength concrete, flexural capacity, beam, inverse analysis

요 지

이 연구에서는 강섬유보강 초고강도 콘크리트 보의 휨강도를 산정하기 위한 실제적인 기법을 제시하였다. 14개의 보 부재에 대해 휨실험을 수행하여 휨거동 특성을 분석하였으며, 실험결과를 기존의 설계기준 및 제안기법에 의한 예측결과와 비교·분석하였다. ACI 544 위원회의 휨강도 제안식에 의한 예측값은 실험값을 과소평가하고 있으며, 이는 인장응력블록을 너무 작게 산정하기 때문이다. 인장응력블록을 정밀하게 모델링하기 위하여 노치를 갖는 프리즘 시편의 3점 휨인장실험자료의 역해석을 수행하였으며, 역해석을 통해 산정한 인장연화곡선을 인장응력블록 모델링에 적용하였다. 휨강도 실험값에 대한 제안기법에 의한 예측값의 비는 0.98~1.14를 나타내고 있다. 따라서, 이 연구에서의 제안기법은 강섬유보강 초고강도 콘크리트 보의 휨강도를 더욱 정확하게 예측할 수 있다고 판단된다.

핵심용어 : 강섬유, 초고강도 콘크리트, 휨강도, 보, 역해석

1. 서 론

구조물의 장대화, 고층화, 대형화에 따라 콘크리트 재료에 고강도, 고성능, 고내구성 등의 여러 성능이 요구되고 있다. 그러나, 기존의 시멘트계 재료로만 구성된 일반콘크리트는 인장강도와 휨강도가 낮고 취성파괴의 성질을 나타내고 있어, 요구되는 여러 성능을 만족시키는데 한계가 있다. 기존 콘크리트의 이러한 한계점을 극복하기 위해 콘크리트에 강섬유를 혼입한 강섬유보강 콘크리트에 대한 적용이 증가하고 있다. 강섬유보강 콘크리트는 콘크리트의 휨강도, 전단강도를 증가시킬 뿐만 아니라, 인성, 연성, 피로 및 충격에 대한 저항능력을 향상시킨다. 강섬유 보강 콘크리트는 초고강도의 발현, 인성의 증대 등을 통해 초고성능 콘크리트(ultra high performance concrete)로 일컬어질 정도로 성능이 증대

되고 있다(한국건설기술연구원, 2005; Yuguang *et al.*, 2008).

강섬유보강 콘크리트의 거동 특성 및 평가를 위한 여러 연구가 진행되었다. Swamy와 Al-Ta'an(1981), Alsayed(1993), Oh(1991) 및 Ashour와 Wafa(1993)는 휨을 받는 강섬유보강 콘크리트 보의 처짐 거동에 관한 연구를 수행하였다. 또한, Craig(1987), Henager와 Doherty(1976) 및 Jindal(1984)은 강섬유보강 콘크리트 보의 휨강도 예측식을 제안한 바 있다. 국내에서는 강수태 등(2008)은 섬유혼입률에 따른 휨강도의 보강효과를 연구하였으며, 한상목 등(2009)은 초고강도 섬유보강 콘크리트 보의 유한요소해석 알고리즘을 제시한 바 있다. 또한, 양인환 등(2009)은 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨강도 특성에 관한 실험연구를 수행하였다. 선행연구결과는 강섬유보강 콘크리트 부재는 처짐 및 휨강도 특성을 향상시키고, 균열 이후 연성거동 특성을 향상시키는 것을 나타낸다

*정회원 · 교신저자 · 군산대학교 토목공학과 교수 (E-mail : ihyang@kunsan.ac.kr)
**정회원 · 한국건설기술연구원 구조교량연구실 선임연구원 (E-mail : cjoh@kict.re.kr)

(Chunxiang and Patnaikuni, 1999; Naaman and Reinhadt, 2006, Manfred and Jens, 2008).

그러나, 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 재료실험을 통한 재료특성 연구에 비해 구조거동 평가에 관한 연구는 상대적으로 미비한 실정이다(김우석 등, 2006; 오영훈 등, 2008; Casanova and Rossi, 1999; Si-Larbi *et al.*, 2008). 또한, 기존에 제안된 강섬유보강 콘크리트의 대부분의 휨강도 산정식은 일반 강도의 강섬유보강 콘크리트의 휨강도 산정을 대상으로 하고 있어, 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 휨강도를 예측하는 데 한계가 있다. 우리나라의 콘크리트구조설계기준(2007)을 비롯한 대부분의 해외 설계기준(ACI 2005; AFGC, 2002)에도 설계기법이 제한적인 상황이다.

따라서, 이 연구에서는 강섬유보강 초고강도 콘크리트 보의 휨 거동 특성을 고찰하고 휨강도를 산정하는 기법을 제안하고자 하였다. 이 연구에서의 강섬유보강 초고강도 콘크리트는 2% 부피비의 강섬유를 혼입하고 180 MPa 이상의 압축강도를 나타내는 건설복합재료이다. 연구의 일부으로써 0.02이하의 철근비를 갖는 14개의 보 부재에 대해 휨실험을 수행하여 휨거동 특성을 분석하였다. 재료실험 및 역해석을 수행하여 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 압축응력과 인장응력 모델을 제시하였다. 또한, 강섬유보강 콘크리트 보의 휨강도 평가를 위한 기존의 설계기준식(ACI, 2005)의 적용성을 실험결과와 비·평가하였으며, 기존의 설계기준보다 휨강도를 더욱 합리적이고 정확하게 산정할 수 있는 예측기법을 제안하였다.

2. 기존 휨강도 제안식의 고찰

강섬유보강 콘크리트의 휨강도를 산정하기 위한 기존의 제안식은 강도설계법에 의한 콘크리트 보의 휨강도 산정 개념에 토대를 두고 있다. 강도설계법에 의한 철근콘크리트 보의 휨강도를 산정할 때, 보의 중립축을 기준으로 압축영역은 적절한 형상의 압축응력블록으로 모델링하며, 인장영역에서는 콘크리트가 부담하는 인장응력은 무시하고 철근만이 인장응력을 부담한다고 가정한다. 단면에서의 휨 내력은 콘크리트의 압축력과 철근의 인장력에 대해 힘의 평형 조건을 검토한 후 이에 따른 휨 내력을 산정한다. 따라서, 공칭 휨강도(M_n)는 철근의 휨강도 기여분(M_s)으로만 표현된다. 반면에, 강섬유 보강 콘크리트의 경우에는 강섬유가 부담하는 인장강도를 고려하여야 하므로 콘크리트의 휨강도 기여분(M_c)을 추가하여야 하며, 다음과 같은 식의 형태를 나타낸다.

$$M_n = M_s + M_c \quad (1)$$

ACI 544 위원회 제안식(2005)은 강도설계법에 의한 콘크리트 보의 휨강도 예측식과 유사한 형태를 갖는다. 이 제안식은 휨강도를 산정하기 위해 철근에 의한 휨강도 기여분에 섬유에 의한 휨강도 기여분을 추가하며, Henager와 Doherty (1976)의 강섬유보강 콘크리트 보의 휨강도 제안식에 토대를 두고 있다. 휨강도 산정을 위한 단면의 응력 및 변형률 분포와 관련한 기본 개념을 그림 1에 나타내었으며, 공칭 휨강도 M_n 의 산정식은 다음과 같다.

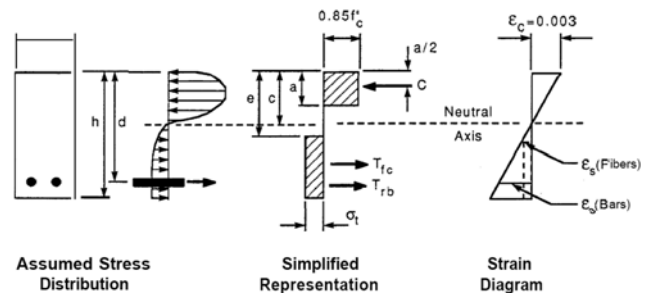


그림 1. 강섬유 보강 콘크리트의 휨강도 설계개념 (ACI, 2005)

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + f_i b (h - e) \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

$$e = \frac{[\epsilon_{s, fibers} + 0.003]}{0.003} \times c \quad (3)$$

$$f_i = 0.00772 \frac{l}{d_f} \rho_f F_{be} \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

여기서, l : 섬유길이

d_f : 섬유 직경

ρ_f : 섬유의 부피비(%)

F_{be} : 섬유의 부착유효계수(=1.0~1.2)

a : 압축응력블록 깊이

b : 보의 폭

c : 단면 내의 힘의 평형조건으로 구한 중립축 깊이

d : 보의 상연에서 철근도심까지의 거리

e : 보의 상연에서 인장응력블록 상연까지의 거리

ϵ_s : 인장 변형률

= f_y/E_s (철근의 경우)

= σ_f/E_s (강섬유의 경우)

ϵ_c : 콘크리트의 극한압축변형률

f'_c : 콘크리트의 압축강도

f_y : 철근의 인장강도

A_s : 철근 단면적

h : 보의 깊이

f_i : 강섬유 콘크리트의 인장강도

식 (3)에서 콘크리트의 극한 압축변형률은 0.003으로 제안되었으나, 이 값은 안전측인 것으로 인식되고 있다. Williamson (1973)의 연구결과 및 Pearlman(1979)의 연구결과는 강섬유보강 콘크리트의 극한압축변형률은 0.0033을 나타낸다. Swamy와 Al-Táan(1981)는 0.0035를 제안하였다. 또한, Hassoun과 Sahebjam(1985)은 소성한지 연구결과를 바탕으로 1.0%의 강섬유 부피비를 갖는 콘크리트의 변형률은 0.0035를 제안하였고, 1.0~3.0%의 강섬유 부피비를 갖는 콘크리트의 변형률은 0.004를 제안하였다.

대표적인 기존 연구자의 제안식으로써 Henager와 Doherty (1976)는 휨강도 산정을 위해 다음식을 제안하였다.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + f_i b (h - e) \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (5)$$

식 (5)는 식 (2)와 본질적으로 동일한 식이며, 구체적인 설계변수의 정의는 식 (2)~(4)의 정의를 참조한다.

Jindal(1984)는 휨강도 산정을 위해 다음식을 제안하였으며, ACI 544 위원회의 제안식과 유사한 형태를 나타낸다.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + b g (0.85 f_{ur}) \left(D - \frac{a}{2} - \frac{g}{2} \right) \quad (6)$$

여기서, f_{ut} : 콘크리트의 극한휨인장응력

$$= 0.97f_m(1 - \nu_f) + 495 \nu_f \left(\frac{L_f}{D_f}\right) \text{ (psi)}$$

g : 인장응력블록깊이 (=0.85(D-nd))

nd : 중립축 거리

f_m : 일반 콘크리트의 휨인장응력

또한, Craig(1987)는 휨강도 산정을 위해 다음식을 제안하였다.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{\alpha}{2}\right) + f_t b \left(h - \frac{a}{\beta_1}\right) \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2\beta_1} - \frac{\alpha}{2}\right) \quad (7)$$

여기서, f_t : 강섬유의 인장응력(=0.7 P_m)

P_f : 강섬유의 인발력

n : 단위면적당 강섬유의 개수

β_1 : 등가응력블록 깊이계수

ACI 544 위원회의 제안식 뿐만 아니라, 기존 대부분 연구자의 강섬유보강 콘크리트 보의 휨강도 제안식은 식 (1)의 개념을 나타내며, 궁극적으로 강섬유보강 콘크리트의 인장강도 즉, 인장응력블록의 모델링 기법에 따라 차이를 나타내고 있다.

3. 휨거동 실험

강섬유보강 초고강도 콘크리트 보의 휨 거동 특성을 파악하기 위하여 직사각형 단면형상을 가진 14개의 보 부재를 제작하여 정적 재하실험을 수행하였다.

3.1 재료특성

강섬유보강 초고강도 콘크리트의 배합에 적용한 시멘트는 보통 포틀랜드시멘트이며, 반응성 분체로 실리카 폼을 사용하였다. 배합에 적용된 물-결합재 비는 0.2이다. 잔골재는 입도 0.5 mm 이하의 모래를 사용하였으며, 굵은 골재는 사용하지 않았다. 충전재(filler)는 구성입자 평균 입경이 10 μm 이고 SiO_2 98%이상, 밀도 2.60 g/cm^3 의 재료를 사용하였다. 섬유는 직선형상의 강섬유를 사용하였다. 강섬유의 특성으로 써 밀도는 7,500 g/cm^3 , 항복강도는 2,500 MPa, 직경은 0.2 mm, 길이는 13 mm이며, 강섬유의 부피비는 2%이다.

또한, 실험부재에 사용된 철근은 공칭직경 13 mm인 D13 철근이며, 인장실험결과 항복강도는 약 550 MPa로 나타났다. 보 부재를 제작할 때 콘크리트를 4회의 배치(batch)로 나누어 타설하였으며, 매회 배치마다 압축강도 실험용 원주형 공시체를 제작하였다. 압축강도를 실험할 때 측정된 하중-변위 관계를 바탕으로 응력-변형률 관계 곡선을 획득하였으며, 이로부터 압축강도와 탄성계수를 산정하였다. 대표적으로 3번 배치에 사용된 콘크리트로 제작한 10개 압축시편의 응력-변형률 측정결과를 그림 2에 나타내었다.

휨인장 거동을 파악하기 위하여 노치(notch)를 낸 휨인장 실험용 시편을 제작하여 3점 하중재하법에 의해 휨인장실험을 수행하였다. 휨인장시편은 100 mm(가로)×100 mm(세로)×400 mm(길이)의 사각 프리즘 형상으로 제작하였다. 노치는 지간 중앙에 10 mm 깊이로 내었으며, 클립 게이지를 설치하여 하중 재하 단계별로 노치의 균열개구변위(CMOD)를

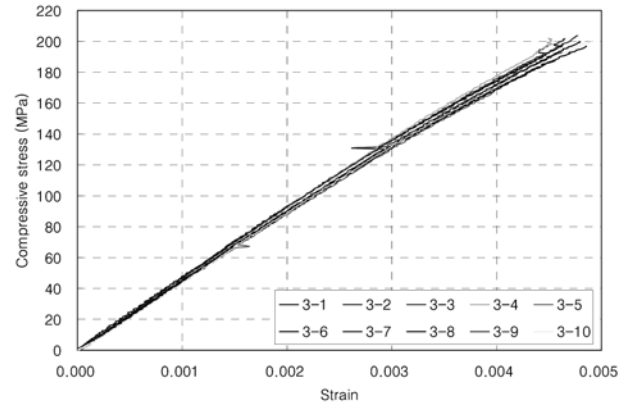


그림 2. 압축응력-변형률 측정결과 (Batch 3)

표 1. 타설 배치(batch)별 재료 특성

| 재료 특성 | Batch 1 | Batch 2 | Batch 3 | Batch 4 |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|
| 압축강도 (MPa) | 190.9 | 192.2 | 196.1 | 196.7 |
| 탄성계수 (MPa) | 46,418 | 46,680 | 45,530 | 46,818 |
| 인장강도 (MPa) (역해석 결과) | 11.4 | 11.2 | 10.8 | 13.0 |

측정하였다.

3.2 실험 부재 계획

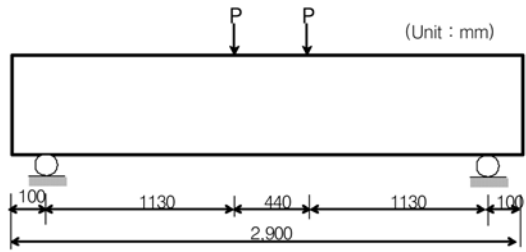
실험체는 그림 3과 같이 길이가 2,900 mm가 되도록 제작하였으며, 각 부재는 동일한 제원에 대하여 2개씩 제작하였다. 보 실험체는 철근이 없는 경우를 기본으로 하고(실험체 NR), 철근의 개수 및 배열 층을 실험변수로 조절하여 철근비를 0.02 이하에서 각각 다르게 하였다. 각 부재의 명칭 및 상세 제원을 표 2에 나타내었다.

콘크리트의 타설은 두가지 방법으로 수행하였다. R13C 부재를 제외한 모든 부재는 부재의 한쪽 끝단에서부터 콘크리트를 타설하였다. 한쪽 끝단에서 타설된 콘크리트는 높은 유동성에 의해 반대쪽 끝단으로 흘러간다. 반면에, R13C 부재는 지간중앙에서부터 콘크리트를 타설하였다. 지간중앙에서 타설된 콘크리트는 유동성에 의해 부재의 좌우 양단으로 흘러간다.

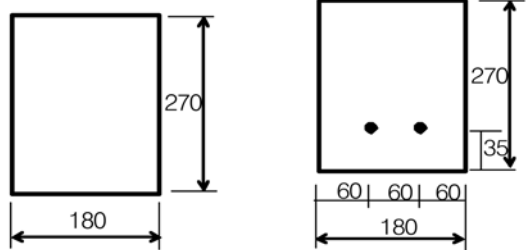
3.3 실험결과

부재의 균열 및 파괴양상을 파악하기 위해 파괴 시까지 하중을 재하하여 각 하중단계에 따른 균열진전 양상을 관찰하였다. 대표적으로 부재 R23-2의 파괴양상을 그림 4에 나타내었다. 초기에 하중이 선형으로 증가하는 동안 균열은 관찰되지 않는다. 초기균열단계에서 여러 개의 미세균열(micro crack)이 발생하고, 초기균열은 넓은 간격으로 분포한다. 초기 균열 이후, 하중증가에 따라 이미 발생되어 있는 균열과 균열 사이에 새로운 미세 균열이 발생한다. 하중이 증가함에 따라 대부분의 균열은 부재의 상연으로 지속적으로 진전되지만, 균열폭의 변화를 육안상으로 판별할 수는 없는 정도이다.

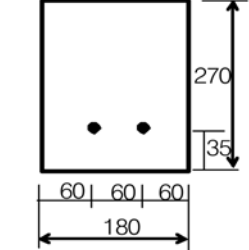
하중 단계별로 부재 지간중앙에서 처짐량을 비교하여 그림 5에 나타내었다. 부재 중에서 부재 R13C-2의 실험결과는 실험 착오로 인해 실험결과에 나타나지 않았으며, 부재 R23-1의



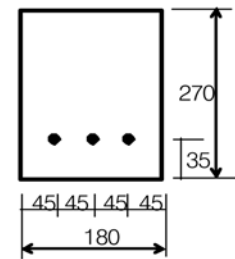
(a) 부재 제원



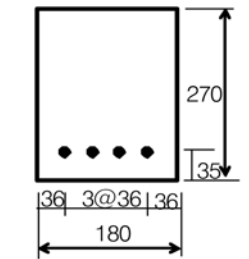
(b) NR 계열 단면



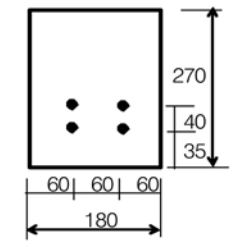
(c) R12 계열 단면



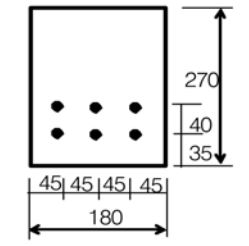
(d) R13 계열 단면



(e) R14 계열 단면



(f) R22 계열 단면



(g) R23 계열 단면

그림 3. 실험부재단면 및 제원

실험결과는 극한하중자료까지 획득하지 못하였다. 표 3에 초기균열하중, 극한하중을 나타내었다. 초기균열하중은 하중-처짐곡선에서 초기 선형구간 종점에서의 하중값으로 산정하였으며, 극한하중은 하중-처짐곡선의 최대하중으로 산정하였다.

주목할 만한 실험결과는 R13 계열의 극한하중 결과이다. 부재 R13-1과 R13-2의 극한하중은 각각 172.6 kN, 188.6 kN 이고, 부재 R13C-1의 극한하중은 163.1 kN으로써 R13-1과 R13-2의 극한하중값보다 작다. 부재 R13-2의 극한하중은 부재 R13C-1의 극한하중보다 15%정도 큰 값을 나타낸다. 따라서,

표 2. 실험 부재의 상세 제원

| 부재 | NR-1,2 | R12-1,2 | R13-1,2 | R13C-1,2 | R14-1,2 | R22-1,2 | R23-1,2 |
|--------------------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 철근 | - | 2-D13 1 열 | 3-D13 1 열 | 3-D13 1 열 | 4-D13 1 열 | 2-D13 2 열 | 3-D13 2 열 |
| A_s (mm ²) | - | 253.4 | 380.1 | 380.1 | 506.8 | 506.8 | 760.2 |
| $A_s/(bh)$ | - | 0.0060 | 0.0090 | 0.0090 | 0.0120 | 0.0131 | 0.0196 |
| 타설위치 | 부재 단부 | 부재 단부 | 부재 단부 | 부재 중앙 | 부재 단부 | 부재 단부 | 부재 단부 |
| 배치번호 | 4 | 1 | 2 | 2 | 3 | 1 | 3 |



그림 4. 부재의 파괴 형상

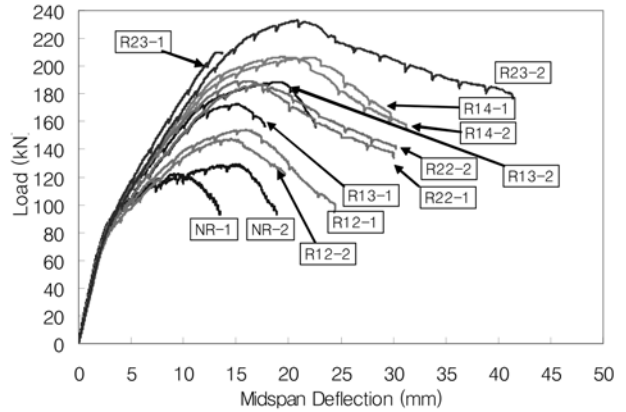


그림 5. 하중-처짐 곡선

표 3. 정적재하실험결과

| 부재 | f_{cu} (MPa) | 초기균열상태 | | 극한상태 | | 휨강도 M_{test} (kN-m) |
|--------|----------------|---------------|--------------------|------------|-----------------|-----------------------|
| | | P_{cr} (kN) | Δ_{cr} (mm) | P_u (kN) | Δ_u (mm) | |
| NR-1 | 196.7 | 61.9 | 1.84 | 121.7 | 10.00 | 68.8 |
| NR-2 | 196.7 | 63.3 | 1.90 | 129.5 | 15.03 | 73.1 |
| R12-1 | 190.9 | 69.3 | 2.30 | 154.0 | 15.99 | 87.0 |
| R12-2 | 190.9 | 69.4 | 2.26 | 147.4 | 14.54 | 83.3 |
| R13-1 | 192.2 | 69.5 | 2.04 | 172.6 | 15.14 | 97.5 |
| R13-2 | 192.2 | 65.0 | 1.82 | 188.6 | 19.21 | 106.5 |
| R13C-1 | 192.2 | 67.2 | 2.16 | 163.1 | 18.18 | 92.2 |
| R14-1 | 196.1 | 62.6 | 1.85 | 206.2 | 22.03 | 97.9 |
| R14-2 | 196.1 | 67.8 | 2.16 | 206.8 | 19.62 | 116.5 |
| R22-1 | 190.9 | 69.8 | 2.19 | 189.4 | 16.23 | 107.0 |
| R22-2 | 190.9 | 67.0 | 2.21 | 187.1 | 17.23 | 105.7 |
| R23-1 | 196.1 | 61.0 | 1.88 | - | - | - |
| R23-2 | 196.1 | 69.4 | 2.20 | 233.0 | 20.82 | 131.7 |

부재의 단면제원 및 철근비가 동일할지라도 강섬유보강 콘크리트의 타설방법에 따라 극한하중은 차이가 나타나며, 단부타설방법이 중간중양타설방법보다 유리한 것으로 나타난다.

4. 재료모델링

강섬유보강 초고강도 콘크리트는 일반콘크리트 또는 고강도 콘크리트와 비교하여 높은 강도특성과 파괴인성을 갖는다. 강섬유보강 초고강도 콘크리트를 이용한 구조물 설계가 이루어지기 위해서는 우선적으로 재료의 역학적 거동 특성을 명확히 모델링하여야 한다. 아울러 실제 거동을 정확히 모사 가능한 구성 모델을 확립하는 것이 필요하다. 일반 콘크리트의 경우에는 콘크리트의 압축강도에 의해 기타 거동 특성값을 결정하여 재료특성 모델링이 가능하지만, 강섬유보강 초고강도 콘크리트는 재료구성 및 제조방법 등에 따라 거동 특성에 차이가 발생한다. 강섬유보강 초고강도 콘크리트는 압축강도만으로 구성모델의 주요 인자를 결정하는 것이 어려우므로 압축과 인장에 대한 각각의 거동특성을 파악하고 적합한 구성모델을 정립하여야 한다.

4.1 압축거동 모델링

기존의 연구결과(Tue *et al.* 2004)를 인용하여 보통강도 콘크리트(NSC), 고강도 콘크리트(HSC) 및 초고강도 콘크리트(UHPC)의 압축거동을 비교하여 그림 6에 나타내었다. 강섬유보강 초고강도 콘크리트는 보통강도 또는 고강도 콘크리트에 비해 압축거동의 선형 기울기와 극한변형률 값이 증가한다. 또한, 응력-변형률 관계는 극한변형률까지 거의 선형 관계를 나타낸다.

이 연구에서의 평균압축강도는 그림 2와 같이 배치마다 190 MPa를 상회하고 있으며, 탄성계수는 46,000 MPa 정도의 값을 나타낸다. 압축거동은 압축파괴가 일어나기까지 거의 선형거동을 나타내며, 압축강도에 도달한 이후에는 급격한 파괴형태로 보인다. 압축강도에 도달했을 때의 극한변형률은 약 $3500 \mu\epsilon(=0.0035)$ ~ $4500 \mu\epsilon(=0.0045)$ 정도의 값을 나타낸다. 따라서, 콘크리트의 압축응력-변형률 관계를 그림 7과 같이 극한변형률 ϵ_u 와 압축강도 f_{cu} 에 의한 선형관계의 응력블록으로 모델링하였다.

4.2 인장거동 모델링

AFGC(2002) 설계 코드를 토대로 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 인장응력-변형률 관계 모델을 구성하였다. 인장응력-변형률 관계 곡선은 그림 8과 같으며, 인장거동 특성을 나타내는 변형률 특성값을 산정하여야 한다. 인장응력-변형

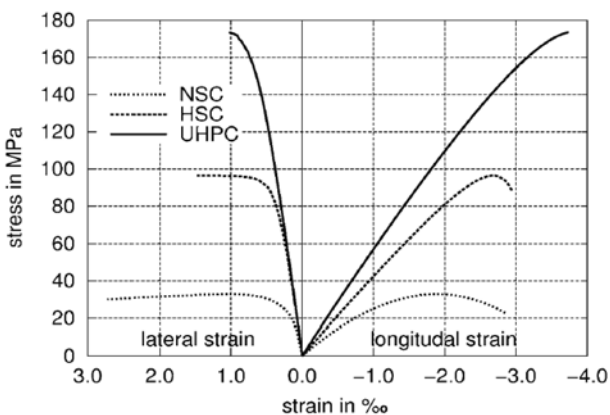


그림 6. 보통강도, 고강도 및 초고강도 콘크리트 압축거동

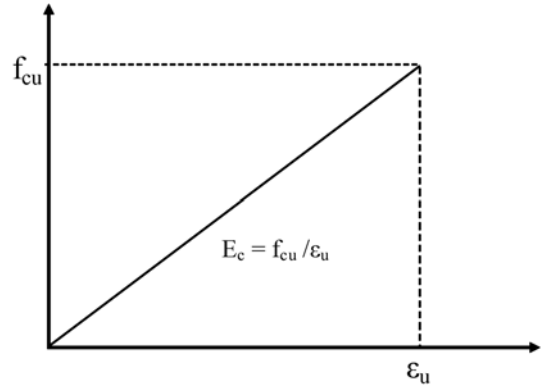


그림 7. 압축응력-변형률 관계

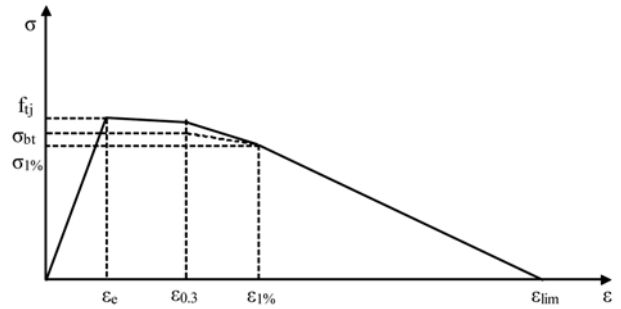


그림 8. 인장응력-변형률 관계

률 관계는 식 (8)과 같이 나타낸다. 인장응력-변형률 관계는 인장응력-CMOD 관계로부터 산정한다. 인장응력-CMOD 관계는 노치를 낸 보의 3점 재하 휨실험을 통해 얻은 하중-CMOD 관계의 역해석을 통해 구한다.

$$\epsilon = \frac{f_{ij} + w}{E_{ij} l_c} \quad (8)$$

여기서, f_{ij} : 인장강도

E_{ij} : 탄성계수

w : 균열개구변위(CMOD)

l_c : 콘크리트의 특성길이

(직사각형 또는 T형 단면에 대해 $l_c=2/3h$)

h : 단면의 높이

그림 8에서의 거동 특성점은 식 (9)~(13)으로 정의된다. 탄성변형률 ϵ_e 는 초기균열이 발생하는 시점에서의 변형률을 나타내고, $\epsilon_{0.3}$ 은 균열개구변위가 0.3 mm일 때의 변형률을 의미하며, $\epsilon_{1\%}$ 는 균열개구변위가 시편 높이의 1%에 해당할 때의 변형률을 나타낸다. ϵ_{lim} 은 인장응력이 0이 될 때의 극한변형률을 의미하며, σ_{bt} 와 $\sigma_{1\%}$ 는 각각 $\epsilon_{0.3}$ 과 $\epsilon_{1\%}$ 에 대응하는 설계 인장응력을 나타낸다.

$$\epsilon_e = \frac{f_{ij}}{E_{ij}} \quad (9)$$

$$\epsilon_{0.3} = \frac{w_{0.3}}{l_c} + \frac{f_{ij}}{E_{ij}} \quad (10)$$

여기서, $w_{1\%}=0.3 \text{ mm}$

$$\epsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ij}}{E_{ij}} \quad (11)$$

여기서, $w_{1\%}=0.01h$

$$\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c} \quad (12)$$

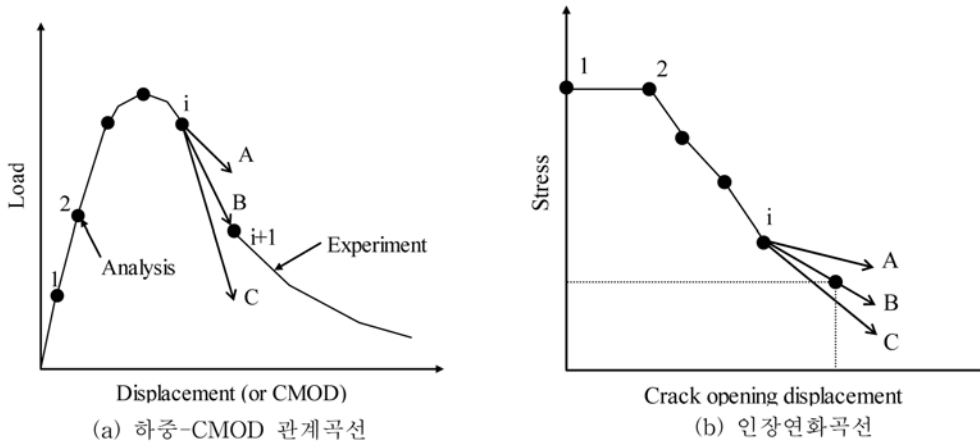


그림 9. 다중 선형 인장연화곡선 모델링

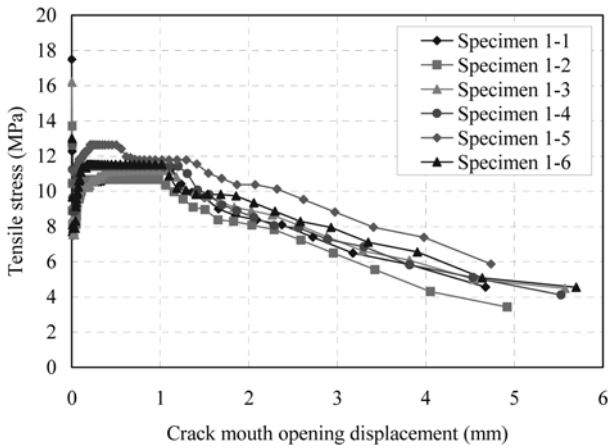


그림 10. 인장연화곡선 해석결과

$$\sigma_{bi} = \frac{\sigma(w_{0.3})}{K}, \text{ 그리고 } \sigma_{1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K} \quad (13)$$

여기서, K : 섬유방향계수

4.3 인장연화곡선 모델링

전술한 인장응력-변형을 관계 곡선을 산정하기 위해서는 응력-CMOD 관계 곡선 즉, 인장연화곡선의 모델링이 필요하다. 인장연화곡선 모델링은 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 균열후 거동과 밀접하게 연관되어 있다. 인장연화곡선을 모델링하기 위해 하중-CMOD 곡선으로부터의 역해석을 수행하였다. 재료의 하중-CMOD 곡선은 전술한 바와 같이 10 mm 깊이의 노치를 갖는 휨인장실험 결과를 사용하였다. 그림 9는 하중-CMOD 곡선 및 인장연화곡선을 나타낸다 (Kitsutaka, 1997; Uchida *et al.*, 1998). 인장연화곡선은 다중선형곡선으로 표현하며, 하중 단계마다 반복균열성장해석 기법을 적용하였다. 균열성장해석은 가상균열모델 이론을 적용하였다(Hillerborg *et al.*, 1976; JCI, 2003). 콘크리트의 균열영역에서의 인장응력은 균열선단부의 가상균열상에서 존재한다고 가정한다. 균열성장해석을 수행할 때, 각 해석 단계에서의 인장연화곡선의 직선의 기울기는 하중-CMOD 관계와 일치할 때까지 반복 수행된다. 현재 단계(i 번째 단계)에서 결정된 인장연화곡선은 다음 단계($i+1$ 번째 단계)의 구성 방정식에 사용된다.

대표적으로 그림 10에 첫번째 배치(batch)의 콘크리트를

타설할 때 제작한 6개 시편의 휨인장 실험결과를 이용한 역 해석 결과를 나타내었다. 또한, 표 1에 각 배치의 콘크리트의 역해석에 의해 구한 인장강도의 평균값을 나타내었다. 콘크리트의 인장강도-압축강도 비는 배합특성에 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 특히, 물-결합재 비가 작을수록 인장강도-압축강도 비는 작아지는 것으로 보고되고 있다(Mehta *et al.* 2006). 이 연구의 초고강도 콘크리트 배합에 적용된 물-결합재 비는 0.2로써 일반 콘크리트에 비해 매우 작다. 따라서, 일반 콘크리트에 비해 압축강도-인장강도 비가 상대적으로 작게 나타나는 것으로 판단된다.

5. 휨강도 평가

5.1 기존 제안식에 의한 휨강도 산정

ACI 544 설계기준(2005)에 따른 제안식(식 (1))에 의한 휨강도를 산정하였으며, 계산결과를 표 4 및 그림 11에 나타내었다. 철근이 배근되지 않은 부재 NR-1 및 NR-2의 경우 실험값에 대한 예측값의 비는 0.11로써 너무 낮은 값을 나타낸다. ACI 제안식인 식 (2)를 이용하여 휨강도를 산정하기 위해서는 먼저 식 (4)를 이용하여 인장응력블록을 나타내기 위한 인장응력을 산정한다. 식 (4)에 의해 산정한 등가 인장응력(f_t)은 표 4에 나타난 바와 같이 1.2 MPa를 나타낸다. 이는 이 연구의 재료실험에서 나타난 인장강도의 약 10% 정도에 해당하는 값이다. 부재 NR-1 및 NR-2는 철근

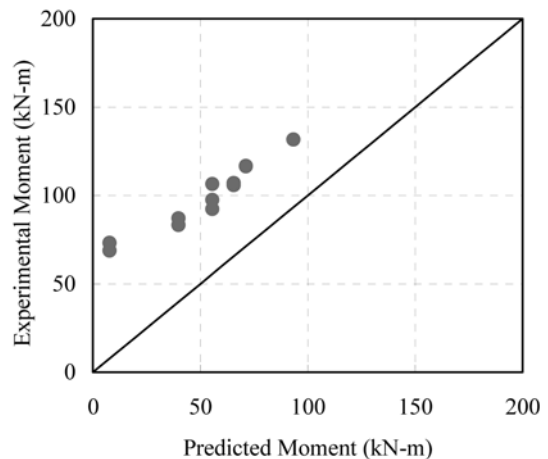


그림 11. 휨강도의 예측값과 실험값 비교 (ACI 544 제안식)

이 배근되지 않았으므로 휨강도는 강섬유보강 콘크리트에 의한 인장력 즉, 인장강도에 의해 크게 영향을 받는다. 따라서, 등가인장응력의 과소평가는 결과적으로 휨강도의 과소평가를 유발한다고 생각된다. 철근이 배근된 부재에 대해 실험값에 대한 예측값의 비는 0.46~0.71로써, 실제값을 과소평가하고 있는 것으로 나타난다. 이는 등가인장강도를 과소평가하기 때문에 나타난 현상이다. ACI 544에 의한 예측식은 모든 실험 부재의 휨강도를 과소 평가하고 있는 것으로 나타난다. 이는 등가인장강도를 작게 산정하고 있기 때문이다. 따라서, ACI의 제안식에 사용되는 식 (4)는 실제적인 인장강도를 산정하기 위해 수정되어야 한다고 생각된다. 식(4)에서의 계수를 0.00772 대신에 k 라고 할 때, k 값을 수정하여 실험값에 일치하는 휨강도 예측값을 계산하였으며, 계산결과를 표 4에 나타내었다. 예측값과 실험값이 일치할 때의 값은 0.0528~0.0833이며, 평균값은 0.0667을 나타낸다. 각 값에 대응하는 등가인장강도는 8.2~13.0 MPa를 나타내고 있으며, 이는 재료 실험을 통하여 산정된 실제의 인장강도에 근접하는 값이다.

예측값과 실험값이 일치할 때의 k 의 평균값(=0.0667)을 적용하여 인장강도를 산정한 후 각 부재의 휨강도를 새로 계산하였다. 새로운 계산결과를 표 4 및 그림 12에 나타내었다. 실험값에 대한 예측값의 비는 0.88~1.06이고 평균값은 0.98로써, 비교적 계수를 조정하기 전 보다 훨씬 실제값에 근접한다.

ACI 544 제안식은 일반 강도의 강섬유보강 콘크리트에 대한 실험결과를 바탕으로 제안된 식이므로 초고강도 강섬유보강 콘크리트의 휨강도를 예측하기에는 근본적으로 한계가 있다. ACI 544 제안식은 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 인장응력블록을 작게 산정하고 있으며, 이로 인해 휨강도를 과소평가하고 있는 것으로 나타난다. 따라서, ACI 544 제안식을 적용하여 초고강도 강섬유보강 콘크리트의 휨강도

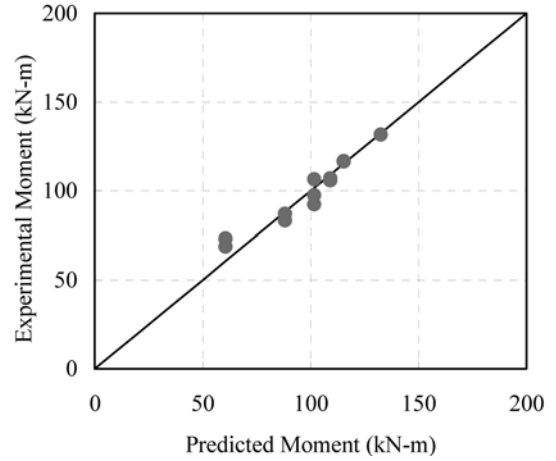


그림 12. 휨강도의 예측값과 실험값 비교 (ACI 544 수정식)

를 예측할 때에는 인장강도 산정계수(k)에 의해 큰 오차를 유발하므로 수정되어야 한다. 이 연구의 실험 부재의 경우에 값은 0.0667이 적절한 것으로 나타났다.

또한, Jindal (1984)에 따른 제안식(식 (6))에 의한 휨강도를 산정하였으며, 계산결과를 표 5 및 그림 13에 나타내었다. 실험값에 대한 예측값의 비는 0.52~0.92로써, 실제값을 과소평가하고 있는 것으로 나타난다. Jindal 제안식에 의한 콘크리트의 인장강도는 7.36 MPa를 나타내며, 이는 이 연구에서 적용된 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 실제 인장강도보다 작은 값이다. 따라서, 인장강도의 과소평가는 결과적으로 휨강도의 과소평가를 유발하는 것으로 나타난다.

5.2 실제 응력블록 형상 모델링에 의한 휨강도

강섬유보강 콘크리트의 휨강도를 산정하기 위하여 인장영역 응력블록을 실제의 응력블록형상과 등가사각응력블록 등

표 4. 기존 제안식에 의한 휨강도 예측값과 실험값의 비교

(단위 : kN-m, MPa)

| 부재 | 실험값 (M_{test}) | $\sigma_t = 0.00772 \frac{l}{d_f} \rho_f F_{be}$ (ACI 544 제안식) | | | $\sigma_t = k \frac{l}{d_f} \rho_f F_{be}$ | | | | $\sigma_t = 0.0667 \frac{l}{d_f} \rho_f F_{be}$ (ACI 544 수정식) | | |
|--------|-----------------------|---|----------------------|----------------------------|--|------------|----------------------|----------------------------|--|----------------------|----------------------------|
| | | σ_t | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | k | σ_t | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | σ_t (MPa) | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ |
| NR-1 | 68.8 | 12.1 | 68.8 | 1.00 | 0.0775 | 68.8 | 1.00 | 10.4 | 60.61 | 0.88 | |
| NR-2 | 73.1 | 13.0 | 73.1 | 1.00 | 0.0833 | 73.1 | 1.00 | 10.4 | 60.6 | 0.83 | |
| R12-1 | 87.0 | 10.1 | 87.0 | 1.00 | 0.0650 | 87.0 | 1.00 | 10.4 | 88.1 | 1.01 | |
| R12-2 | 83.3 | 9.3 | 83.3 | 1.00 | 0.0598 | 83.3 | 1.00 | 10.4 | 88.1 | 1.06 | |
| R13-1 | 97.5 | 9.4 | 97.5 | 1.00 | 0.0604 | 97.5 | 1.00 | 10.4 | 101.7 | 1.04 | |
| R13-2 | 106.5 | 11.6 | 106.5 | 1.00 | 0.0742 | 106.5 | 1.00 | 10.4 | 101.7 | 0.95 | |
| R13C-1 | 92.2 | 8.2 | 92.2 | 1.00 | 0.0528 | 92.2 | 1.00 | 10.4 | 101.7 | 1.10 | |
| R14-1 | 116.5 | 10.7 | 116.5 | 1.00 | 0.0687 | 116.5 | 1.00 | 10.4 | 115.3 | 0.99 | |
| R14-2 | 116.8 | 10.8 | 116.8 | 1.00 | 0.0691 | 116.8 | 1.00 | 10.4 | 115.3 | 0.99 | |
| R22-1 | 107.0 | 9.9 | 107.0 | 1.00 | 0.0633 | 107.0 | 1.00 | 10.4 | 109.1 | 1.02 | |
| R22-2 | 105.7 | 9.5 | 105.7 | 1.00 | 0.0612 | 105.7 | 1.00 | 10.4 | 109.1 | 1.03 | |
| R23-2 | 131.7 | 10.2 | 131.7 | 1.00 | 0.0652 | 131.7 | 1.00 | 10.4 | 132.5 | 1.01 | |
| 평균 | | | | 1.00 | 0.0667 | | 1.00 | | | 0.98 | |
| 표준편차 | | | | 0.00 | 0.0081 | | 0.00 | | | 0.07 | |

표 5. 휨강도 예측값과 실험값의 비교

(단위 : kN-m)

| 부재 | 실험값 (M_{test}) | ACI 544 ^{*)} | | ACI544 수정식 ^{*)} | | Jindal 제안식 | | 제안기법 | |
|--------|-----------------------|-----------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|
| | | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ |
| NR-1 | 68.8 | 7.8 | 0.11 | 60.61 | 0.88 | 38.3 | 0.56 | 71.6 | 1.04 |
| NR-2 | 73.1 | 7.8 | 0.11 | 60.6 | 0.83 | 38.3 | 0.52 | 71.6 | 0.98 |
| R12-1 | 87.0 | 39.8 | 0.46 | 88.1 | 1.01 | 69.1 | 0.79 | 88.1 | 1.01 |
| R12-2 | 83.3 | 39.8 | 0.48 | 88.1 | 1.06 | 69.1 | 0.83 | 88.1 | 1.06 |
| R13-1 | 97.5 | 55.6 | 0.57 | 101.7 | 1.04 | 84.3 | 0.86 | 105.4 | 1.08 |
| R13-2 | 106.5 | 55.6 | 0.52 | 101.7 | 0.95 | 84.3 | 0.79 | 105.4 | 0.99 |
| R13C-1 | 92.2 | 55.6 | 0.60 | 101.7 | 1.10 | 84.3 | 0.91 | 105.4 | 1.14 |
| R14-1 | 116.5 | 71.2 | 0.61 | 115.3 | 0.99 | 99.5 | 0.85 | 126.8 | 1.09 |
| R14-2 | 116.8 | 71.2 | 0.61 | 115.3 | 0.99 | 99.5 | 0.85 | 126.8 | 1.09 |
| R22-1 | 107.0 | 65.5 | 0.61 | 109.1 | 1.02 | 93.7 | 0.88 | 119.5 | 1.12 |
| R22-2 | 105.7 | 65.5 | 0.62 | 109.1 | 1.03 | 93.7 | 0.89 | 119.5 | 1.13 |
| R23-2 | 131.7 | 93.3 | 0.71 | 132.5 | 1.01 | 120.8 | 0.92 | 150.2 | 1.14 |
| 평균 | | | 0.50 | | 0.98 | | 0.80 | | 1.07 |
| 표준편차 | | | 0.19 | | 0.07 | | 0.12 | | 0.05 |

*) : 표 4 참조

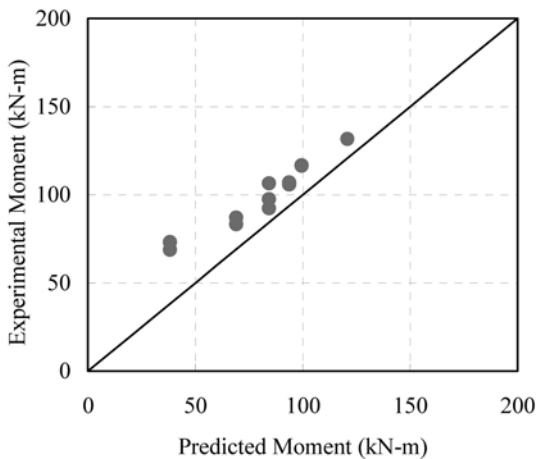


그림 13. 휨강도의 예측값과 실험값 비교 (Jindal 제안식)

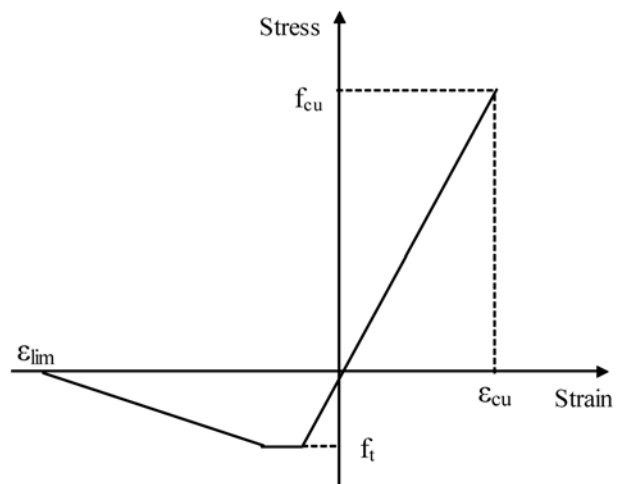


그림 14. 응력블록 모델링 (제안기법)

두 가지의 응력블록모델링을 적용하는 휨강도 평가기법을 제안하였다.

콘크리트의 압축 및 인장영역에서의 응력블록을 그림 14에 나타내었다. 압축응력블록은 재료 실험 결과에서 나타난 바와 같이 삼각형 형상의 응력블록으로 모델링하였다. 또한, 인장응력블록은 역해석으로부터 획득한 인장연화곡선 특성을 반영하여 다중 선형 응력블록(multi-linear stress block) 형상으로 모델링하였다. 일반 콘크리트 보와는 달리 강섬유 보강 콘크리트 보는 철근의 항복 이후에도 강섬유의 지속적인 가교역할(bridging effect)에 의해 인장응력에 저항할 수 있다. 따라서, 철근의 항복강도 대신에 철근이 실제로 부담하는 응력을 사용하는 것이 합리적이라고 판단된다.

그림 15는 극한하중 단계에서의 단면 내의 변형률 및 응력분포를 나타낸다. 단면 하연의 변형률(ϵ_m)을 가정한 후, 단면 내의 변형률 분포를 결정할 수 있다. 단면의 변형률 분포 및 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용하여 콘크리트의 응력분포를 결정한다. 또한, 변형률 적합조건에 의해 다음과

같이 철근의 변형률을 산정한다.

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad (14)$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한 변형률

d : 단면상연에서 철근도심까지의 거리

c : 단면상연에서 중립축까지의 거리

변형률 ϵ_s 에 대응하는 철근의 응력 f_s 는 그림 16과 같이 이중선형(bi-linear modeling)의 응력-변형률 관계식으로부터 산정한다.

공칭휨강도는 부재 단면 내의 압축력과 인장력의 평형상태가 만족되는 조건에서 산정한다. 공칭휨강도는 강섬유 보강 콘크리트가 부담하는 휨모멘트 기여성분과 철근이 부담하는 휨모멘트 기여 성분의 합으로 구성되며, 식 (15)와 같이 표현할 수 있다.

$$M_n = \int_{A_c} f_c y dA_c + \int_{A_s} f_s y dA_s \quad (15)$$

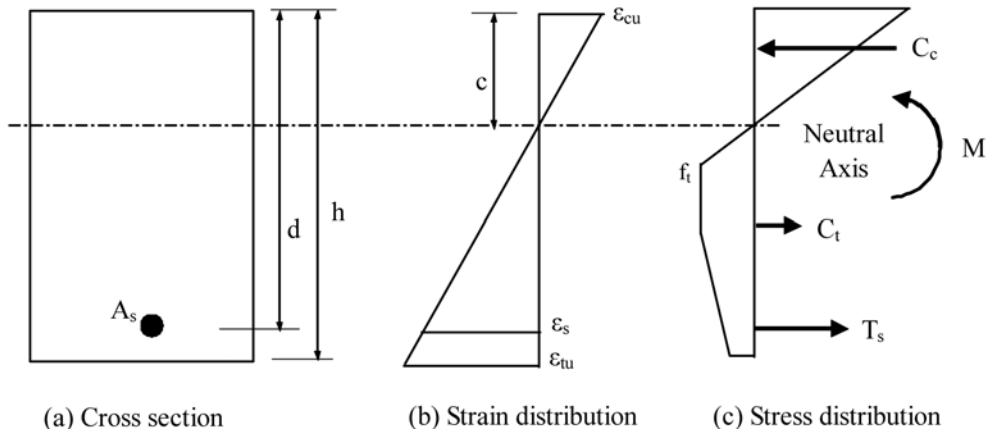


그림 15. 단면 내 변형률 및 응력분포 양상 (제안기법)

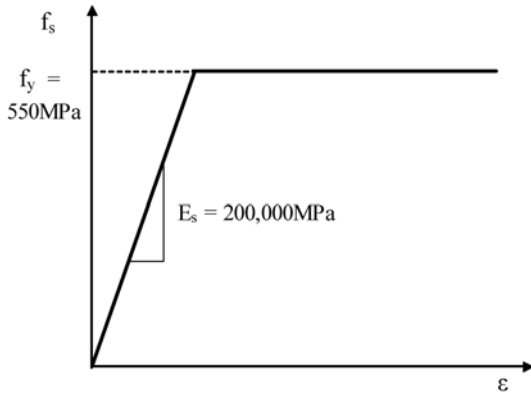


그림 16. 철근의 응력-변형률 관계

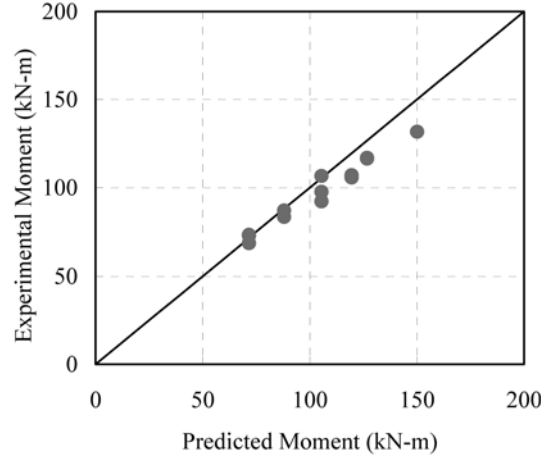


그림 18. 휨강도의 예측값과 실험값 비교 (제안기법)

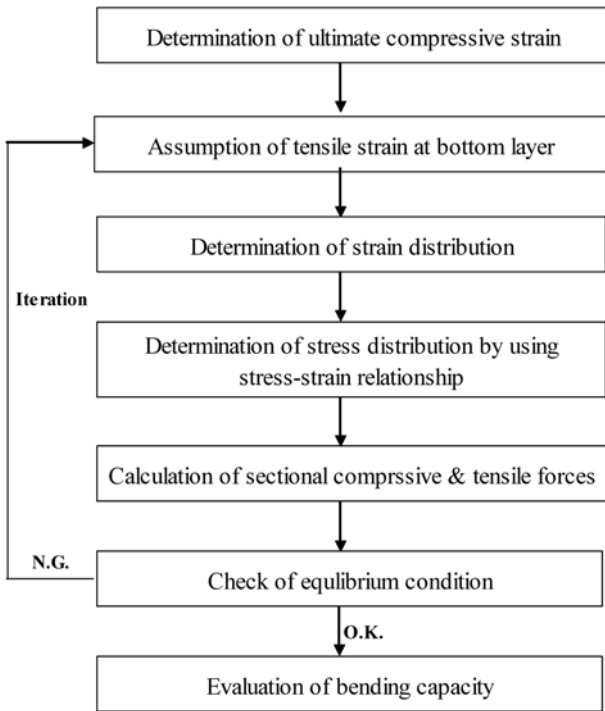


그림 17. 휨강도 산정절차

여기서, f_c : 콘크리트 응력
 f_s : 철근의 응력

이상의 휨모멘트 산정절차를 요약하여 그림 17에 나타내었다.

표 5와 그림 18에 제안기법에 의한 휨강도 예측값과 실험

값을 비교하여 나타내었다. 전체적으로 모든 부재의 실험값에 대한 예측값의 비는 0.99~1.14를 나타내고 있으며, 평균값은 1.07로써 제안식은 강섬유 보강 콘크리트 부재의 휨강도를 합리적으로 예측할 수 있다고 판단된다.

부재 NR-1과 NR-2의 실험값에 대한 예측값의 비는 각각 1.04 및 0.98로써 거의 일치하고 있다. 부재 R12-1과 R12-2의 실험값에 대한 예측값의 비는 각각 1.01 및 1.06로써 거의 일치하고 있다. 또한, 부재 R13-1과 R13-2의 실험값에 대한 예측값의 비는 각각 1.08 및 0.99로써 10% 이내의 오차범위 이내에서 존재한다. 반면에, 부재 R13C-1의 실험값에 대한 예측값의 비는 1.14를 나타내고 있으며, R13-1 및 R13-2의 예측 오차보다 크게 나타나고 있다. 부재 R13C-1의 단면제원은 부재 R13-1 및 R13-2의 단면제원과 동일하지만, 부재 제작시의 콘크리트 타설방법이 상이하다. 부재 R13-1과 R13-2는 콘크리트를 부재의 한쪽 끝단에서부터 타설하며, 강섬유 보강 콘크리트의 높은 유동성에 의해 부재의 반대쪽 끝단으로 타설된다. 따라서, 콘크리트를 타설할 때에 지간 중앙에서 강섬유의 배열이 인장응력방향과 평행하게 배열될 가능성이 크다. 반면에 R13C-1은 부재의 지간 중앙에서부터 콘크리트를 타설하므로 지간 중앙에서 강섬유의 배열이 R13-1 및 R13-2에 비하여 상대적으로 교란되었을 가능성이 크다. 실제로 실험에 의한 부재 R13C-1의 휨강도는 92.2 kN-m으로써, R13-1 및 R13-2의 휨강도인 97.5 kN-m 및 106.5 kN-m보다도 작게 나타나고 있다. 따라서, R13-1C의 예측값은 실제값보다도 휨강도를 과다평가하

는 것으로 생각된다. 부재 R22-1, R22-2 및 R23-2의 실험값 대비 예측값 비는 1.12, 1.13 및 1.14로써 10% 이상과다 평가하는 것으로 나타난다. 또한, 세 부재에 대한 예측 오차는 나머지 부재에 대한 예측오차보다도 상대적으로 크게 나타내고 있다. 이는 부재 내의 철근의 배근 특성에 따라 섬유배열이 영향을 받았기 때문이라고 판단된다. 부재 R22-1, R22-2 및 R23-2는 인장철근을 2단으로 배열한 부재이다. 1단으로 배열한 부재에 비해 2단으로 배열한 부재는 콘크리트를 타설할 때 강섬유의 배열이 철근에 의해 교란될 가능성이 크다. 따라서, 2단으로 배열된 부재의 섬유배열 방향은 더욱 영향을 받아서 예측값은 실제 휨강도를 과다평가하는 것으로 판단된다. 추후 강도설계법 개념에 의한 강섬유 보강 콘크리트의 설계 휨강도식을 개발할 때에 재료 특성 뿐만 아니라, 부재의 단면 제원 특성 및 콘크리트의 타설 방법 특성 등에 따른 강섬유의 배열 영향을 고려한 강도감소계수를 적용하는 것이 중요하다고 판단된다.

5.3 등가응력블록 모델링에 의한 간편식

전술한 제안기법은 휨강도를 정밀하게 평가하기 위해 그림 17에서 보듯이 반복계산이 필요하다. 휨강도를 더욱 간편하게 산정하기 위해 등가인장응력블록을 이용한 간편식을 제안하였으며, 제안식의 적용결과를 고찰한다. 공칭휨강도는 그림 19와 같이 인장응력블록은 다중선형 형상이지만, 근사적으로 사각형상의 등가응력블록으로 모델링하였다. 인장응

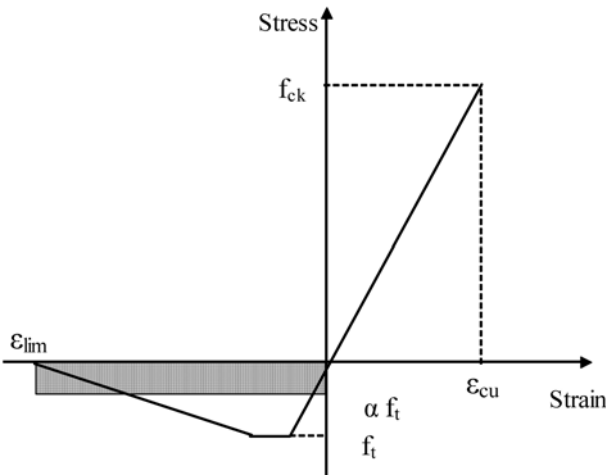


그림 19. 응력블록 모델링 (간편식)

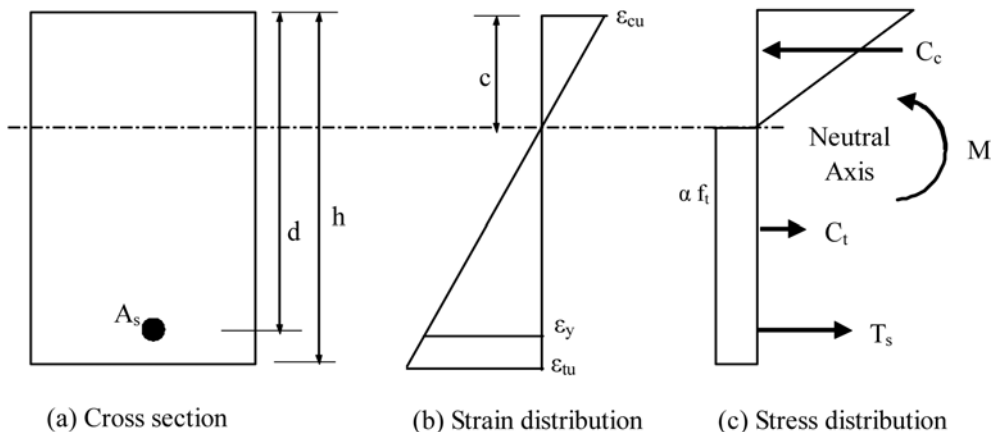


그림 20. 단면의 응력분포 및 힘의 성분 (간편식)

력-변형을 곡선에서 인장강도를 f_t 라 할 때, 응력블록에서 등가인장강도는 등가인장응력블록계수(α_t)를 이용하여 $\alpha_t f_t$ 로 고려하였다. 또한, 철근에 의한 휨강도 기여분을 산정할 때 단순히 모델링하기 위하여 철근의 응력은 항복강도로 고려하였다. 등가응력블록 형상을 적용한 단면의 응력분포 형상 및 각 힘의 성분은 그림 20과 같으며, 단면 내의 응력분포를 고려하여 힘의 평형조건을 구체적으로 나타내면 식 (16)과 같다.

$$\frac{1}{2} f_{cu} b c = A_s f_y + \alpha_t f_t b (h - c) \quad (16)$$

- 여기서, f_{cu} : 콘크리트의 압축강도
- f_t : 콘크리트의 인장강도
- α_t : 등가인장응력블록계수
- f_y : 철근의 항복강도
- A_s : 철근 단면적
- b : 부재 폭
- h : 부재 깊이
- c : 중립축 거리

따라서, 중립축 거리 c 는 다음과 같다.

$$c = \frac{A_s f_s + \alpha_t f_t b h}{\frac{1}{2} f_{cu} b + \alpha_t f_t b} \quad (17)$$

공칭휨강도는 부재 단면의 중립축에 대하여 콘크리트의 압축력, 인장력 및 철근의 인장력에 의한 모멘트의 합으로 산정할 수 있다.

$$M_n = M_{C_c} + M_{T_c} + M_{T_s} = \frac{1}{2} f_{cu} b c \times \frac{2}{3} c + \alpha_t f_t b (h - c) \times \frac{1}{2} (h - c) + A_s f_s (d - c) \quad (18)$$

- 여기서, M_{C_c} : 중립축에 대한 콘크리트 압축력의 휨모멘트 기여분
- M_{T_c} : 중립축에 대한 콘크리트 인장력의 휨모멘트 기여분
- M_{T_s} : 중립축에 대한 철근 인장력의 휨모멘트 기여분

$\alpha_t = 0.6 \sim 0.9$ 로 변화하면서 휨강도를 계산하였다. 식 (18)에서의 콘크리트의 인장강도(f_t)는 그림 10의 실험결과를 사용하였다. 표 6에 식 (18)에 의한 휨강도 예측값과 실험값을 비교하여 나타내었다. $\alpha_t = 0.6$ 및 0.7일 때 예측값은 실험값보다 다소 과소평가하는 것으로 나타난다. $\alpha_t = 0.8$ 일 때의 간편식에 의한 휨강도 예측값은 실험값에 근접하고 있으며,

표 6. 휨강도의 예측값과 실험값의 비교

(단위 : kN-m)

| 부재 | 실험값 (M_{test}) | $\alpha_f=0.6$ | | $\alpha_f=0.7$ | | $\alpha_f=0.8$ | | $\alpha_f=0.9$ | |
|--------|--------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|
| | | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ | 예측값 (M_{cal}) | $\frac{M_{cal}}{M_{test}}$ |
| NR-1 | 68.8 | 48.5 | 0.70 | 56.1 | 0.82 | 63.5 | 0.92 | 70.9 | 1.03 |
| NR-2 | 73.1 | 48.5 | 0.66 | 56.1 | 0.77 | 63.5 | 0.87 | 70.9 | 0.97 |
| R12-1 | 87.0 | 73.4 | 0.84 | 79.9 | 0.92 | 86.3 | 0.99 | 92.5 | 1.06 |
| R12-2 | 83.3 | 73.4 | 0.88 | 79.9 | 0.96 | 86.3 | 1.04 | 92.5 | 1.11 |
| R13-1 | 97.5 | 87.8 | 0.90 | 94.0 | 0.96 | 100.1 | 1.03 | 106.2 | 1.09 |
| R13-2 | 106.5 | 87.8 | 0.82 | 94.0 | 0.88 | 100.1 | 0.94 | 106.2 | 1.00 |
| R13C-1 | 92.2 | 87.8 | 0.95 | 94.0 | 1.02 | 100.1 | 1.09 | 106.2 | 1.15 |
| R14-1 | 116.5 | 101.6 | 0.87 | 107.6 | 0.92 | 113.5 | 0.97 | 119.2 | 1.02 |
| R14-2 | 116.8 | 101.6 | 0.87 | 107.6 | 0.92 | 113.5 | 0.97 | 119.2 | 1.02 |
| R22-1 | 107.0 | 97.8 | 0.91 | 104.0 | 0.97 | 110.1 | 1.03 | 116.1 | 1.09 |
| R22-2 | 105.7 | 97.8 | 0.93 | 104.0 | 0.98 | 110.1 | 1.04 | 116.1 | 1.10 |
| R23-2 | 131.7 | 122.7 | 0.93 | 128.4 | 0.97 | 134.0 | 1.02 | 139.5 | 1.06 |
| 평균 | | | 0.86 | | 0.93 | | 0.99 | | 1.06 |
| 표준편차 | | | 0.09 | | 0.07 | | 0.06 | | 0.05 |

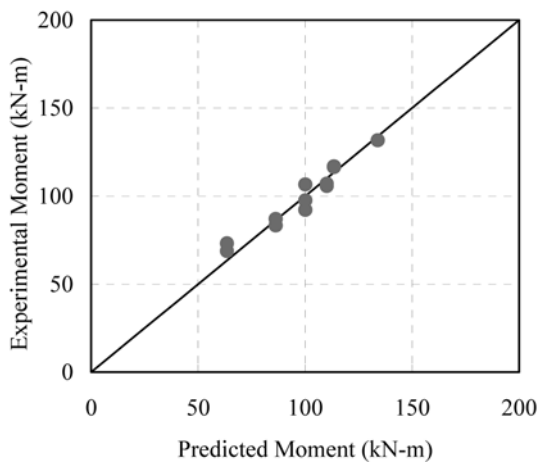


그림 21. 휨강도의 예측값과 실험값 비교 (간편식)

그림 21에 예측값과 실험값 비교결과를 나타내었다. 반면에, $\alpha_f=0.9$ 일 때의 예측값은 실험값을 과다평가하는 것으로 나타난다. 따라서, 휨강도를 예측할 때, 인장응력블록은 $\alpha_f=0.8$ 로 모델링하여 휨강도를 산정하는 것이 실제값을 예측할 수 있다고 판단된다. 또한, 인장응력블록은 $\alpha_f=0.8$ 이하로 모델링하는 것이 안전측이라고 판단된다.

6. 결 론

이 연구에서는 강섬유보강 초고강도 콘크리트 보의 휨거동을 파악하기 위해 휨실험을 수행하였다. 기존의 설계기준식과 실험결과를 비교·분석하여 설계기준의 유효성을 분석하였다. 또한, 역해석 결과를 바탕으로 강섬유 보강 초고강도 콘크리트의 압축응력블록 및 인장응력블록을 합리적으로 반영할 수 있는 휨강도 평가기법과 간편식을 제안하였으며, 주요 연구결론은 다음과 같다.

1. 인장응력블록을 모델링하기 위하여 가상균열모델에 근거한 역해석을 수행하여 인장연화곡선을 산정하였으며, 평균

인장응력은 10.8~13.0 MPa로 나타났다.

- 기존의 ACI 544 설계기준과 실험결과를 비교할 때, 실험값에 대한 예측값의 비는 0.11~0.71 범위로 실험값을 과소평가하고 있다. 특히, 무근 콘크리트 보의 경우에 더욱 큰 오차를 나타낸다. 이는 인장응력블록 모델링에서의 인장강도를 너무 작게 산정하기 때문이다.
- 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 휨강도를 예측할 때 ACI 544 설계기준의 인장응력블록 모델링에 사용되는 기존의 계수값 0.00772는 큰 예측오차를 유발하므로 수정되어야 하며, 이 연구에서의 실험 부재의 경우에 대해 계수값은 0.0667이 적절한 것으로 나타났다.
- 실제 형상의 인장응력블록을 반영한 반복계산 알고리즘에 근거한 휨강도 산정 제안기법을 제시하였다. 제안기법에 의한 예측결과는 실험값에 대해 0.98~1.14의 비를 나타내고 있으며, 부재의 휨강도를 정확하고 합리적으로 예측할 수 있다고 판단된다.
- 사각 형상의 인장응력블록을 반영한 간편식에 의해 휨강도를 산정할 때, 등가인장응력블록계수(α_f)는 0.8이 적절한 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 한국건설기술연구원의 기관고유사업인 “초고성능 콘크리트 활용 원천기술 개발” 과제의 지원을 받았으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

- 강수태, 박정준, 고정택, 김성욱(2008) UHPC를 사용한 철근콘크리트 보의 휨강도 평가, 한국구조물진단학회지, 한국구조물진단학회, 제12권 제5호, pp. 81-90.
- 김우석, 박윤근, 김주범(2006) 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨내력 예측식의 제안, 콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회,

- 제18권 제3호, pp. 361-370.
- 양인환, 조창빈, 강수태, 김병석(2009) 강섬유로 보강된 초고성능 콘크리트의 휨 거동에 관한 실험 연구, *콘크리트학회논문집*, 한국콘크리트학회, 제21권 제6호, pp. 737-744.
- 오영훈, 김정해(2008) 전단보강이 없는 강섬유보강 콘크리트 휨 부재의 휨 및 전단강도의 평가, *콘크리트학회논문집*, 한국콘크리트학회, 제20권 제2호, pp. 257-267.
- 한국건설기술연구원(2005) 초고성능 시멘트 복합체를 이용한 교량 거더 개발.
- 한국콘크리트학회(2007) *콘크리트구조설계기준*.
- 한상목, 권이홍(2009) 탄소성 파괴역학 모델에 근거한 초고강도 섬유보강 콘크리트 I형 보의 비선형 유한요소해석, *한국전산구조공학회논문집*, 한국전산구조공학회, 제22권 제3호, pp. 199-209.
- Alsayed, S.H. (1993) Flexural deflection of reinforced fibrous concrete beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 1, pp. 72-76.
- American Concrete Institute (2005) Design considerations for steel fiber reinforced concrete, *ACI 544.4R-88, ACI Manual of Concrete Practice*, Detroit, pp. 544.4R-1-544.4R-18.
- Ashour, S.A. and Waff, F.F. (1993) Flexural behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 3, pp. 279-287.
- Association Française du Génie Civil (2002) *Bétons fibrés à ultra-hautes performances*. Association Française du Génie Civil (AFGC), SETRA, France.
- Casanova, P. and Rossi, P. (1999) Analysis of metallic fibre-reinforced concrete beams submitted to bending, *Materials and Structures*, Vol. 29, No. 190, pp. 354-361.
- Chunxiang, Q. and Patnaikuni, I. (1999) Properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete beams in bending, *Cement & Concrete Composites*, Vol. 21, No. 21, pp. 73-81.
- Craig, R.J. (1987) Flexural behavior and design of reinforced fibrous concrete members, *ACI SP 105-28*, pp. 517-563.
- Hassoun, M.N. and Sahebjam, K. (1985) Plastic hinge in two-span reinforced concrete beams containing steel fibers, *Proceedings of Canadian Society of Civil Engineers*, Montreal pp. 119-139.
- Henager, C.H. and Doherty, T.J. (1976) Analysis of reinforced concrete beams, *ASCE Journal*, Vol. 102, No. ST1, pp. 177-188.
- Hillerborg, A., Modeer, M., and Petersson, P.E. (1976) Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, No. 6, pp. 773-782.
- Japan Concrete Institute (2003) *Method of test for fracture energy of concrete by use of notched beam*, JCI-S-002-2003, http://www.jci-web.jp/jci_standard
- Jindal, R.L. (1984) Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI SP 81-1*, pp. 1-6.
- Kitsutaka, Y. (1997) Fracture parameters by polylinear tension-softening analysis. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 123, No. 5, pp. 444-450.
- Manfred, T. and Jens, G. (2008) Bending design of steel-strengthened UHPC, *Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Germany, Kassel, pp. 523-532.
- Mehta, P.K. and Monteiro, J.M. (2006) *Concrete - Microstructures, Properties, and Materials*, McGraw-Hill, pp. 76-78.
- Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W. (2006) Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response, *Materials and Structures*, Vol. 39, No. 5, pp. 547-555.
- Oh, B.H. (1992) Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 10, pp. 2812-2863.
- Pearlman, S.L. (1979) Flexural performance of reinforced steel fiber concrete beams, *MS thesis*, Carnegie-Mellon University, Pittsburgh.
- Si-Larbi, A., Ferrier, E., and Hamelin, P. (2008) Flexural behavior of ultra high performance concrete reinforced with short fibers and FRP Rebars, *Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, Germany, pp. 661-672.
- Swamy, R.N. and Al-Taan, S.A. (1981) Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 78, No. 5, pp. 395-405.
- Tue, N.V., Schneider, H., Simsch, G., and Schmidt, D. (2004) Bearing capacity of stub columns made of NSC, HSC and UHPC confined by a steel tube, *Proceedings of international symposium on high performance concrete ; ultra high performance concrete*, Kassel, Germany, pp. 339-350.
- Uchida, Y. and Barr, B.I.G. (1998) Tension softening curves of concrete determined from different test specimen geometries. *Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures (FramCos-2)*, Gifu, Japan, pp. 87-398.
- Williamson, G.R. (1973) Compression characteristics and structural beam design analysis of steel fiber reinforced concrete, *Technical Report No. M-62*, U.S. Army Construction Engineering Research Lab., Champaign.
- Yuguang, Y., Walraven, J., and Uji, J.D. (2008) Study on bending behavior of an UHPC overlay on a steel orthotropic deck, *Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Germany, pp. 639-646.

(접수일: 2010.2.10/심사일: 2010.3.24/심사완료일: 2010.4.6)