

SFRC 중공 부재의 실험 및 유한요소 해석에 의한 전단강도 평가

김성은¹, 정재원², 김승훈^{3*}

Evaluation of Shear Strength by Experiment and Finite Element Analysis of SFRC Hollow Members

Seong-Eun Kim¹, Jae-Won Jeong², Seung-Hun Kim^{3*}

Abstract : This study targets SFRC hollow members with small depth under shear force and bending. To evaluate the effect of web width on shear strength of SFRC members, experiment and finite element analysis were conducted and compared with existing equations. The web width was planned to be 1/2 times and 2/3 times, and the shear span ratio was planned to be 1.5 times. In the shear test results, the maximum shear strength increased by 10.3 to 28.0% with the web width increased by 33%. When the overall depth of specimens was increased by 1.5 times, the shear strength of the specimen with a web width of 100mm was increased by 29.2%. On the other hand, specimen with the 150mm only increased by 11.3%. These results indicate that the smaller the web width, the greater the shear strength increase with the increase of depth. Also, the smaller the web width, the greater the contribution of steel fiber. It has been shown that the KCI code evaluates the shear strength of experiments as very safe side, and that the proposed formula of Shin et al. predicts the experimental strength relatively well. As the web width increases by 2, 3, and 6 times, the mean shear strength by FEA appears to be 1.18, 1.80, and 2.19 times respectively. This indicates that the shear strength does not increase in proportion to the increase in web width.

Keywords: Finite element analysis, SFRC, Hollow members, Shear

1. 서 론

최근 도시의 밀집화로 고층 건물이 증가하고 고층화에 따른 층간소음, 처짐, 진동 등 많은 문제점이 발생하고 있다. 특히, 층간소음의 문제는 슬래브의 두께와 직결되어있다. 2005년 이전의 아파트의 경우 통상 120mm~180mm의 두께로 시공하였지만, 층간소음 문제로 이웃 불화 등의 문제점들이 발생하여 벽식 공동주택에서 슬래브의 두께를 210mm 이상으로 규정이 강화되었다.

슬래브 두께에 따른 자중 감소를 위해 PS 강선을 사용한 프리스트레스 콘크리트 구조의 적용이나 슬래브의 중앙부에 중공재를 삽입한 중공슬래브가 최근 많이 사용되고 있다. 중공슬래브는 철근콘크리트 구조물의 자중을 현저히 감소시키며, 층간소음 문제를 해결할 수 있는 해결책으로 부상하고 있다.

일방향 중공슬래브의 경우 기본 단면 형태가 'I'형과 가까운

모듈을 가지는 경우가 많다. 이러한 단면은 일반 슬래브에 비해 휨 성능이 크게 저하되지 않으며 중량은 약 30% 이상 줄어든다 (Kang et al., 2012). 반면에 웨브 면적의 저하로 인하여 유효 전단면적이 감소된다. 이에 대하여 국내 기준 (KCI2012)에서는 'I'형 형태의 단면을 가지는 전단력과 휨을 받는 부재의 경우 전단설계 있어 중앙부 직사각형 형태의 웨브 폭을 사용하여 강도를 평가하고 있다. 하지만 Han et al. (2011), Chung et al. (2012) 등의 연구를 보면 I형 및 T형 부재에 대한 실험결과, 이러한 기준식에 의한 공칭 전단강도가 매우 실험 전단강도를 매우 과소평가하고 있는 것으로 보고하고 있다.

일반적으로 슬래브의 경우 전단경간비가 크기 때문에 휨과 괴가 나타나, 플랫플레이트 구조의 기둥 접합부 등과 같은 특별한 경우가 아니면 전단철근을 배근하지 않는다. 중공슬래브는 중공률을 극대화하기 위해 단면의 일체성 확보에 필요한 최소한의 웨브 폭으로 설계하고 있다. 따라서 웨브 폭 감소에 따른 전단저항 성능감소로 슬래브에 단부 집중하중 등에 의한 전단파괴가 나타날 가능성이 일반 슬래브에 비하여 크므로 전단 설계에 어려움이 있을 수 있다. 이러한 문제점은 층이 작은 넓은 중공보에서도 발생할 수 있다. 이에 중공슬래브 및 층이 작은 중공보의 전단강도에 대한 보다 명확한 평가와 전단강도 산정식의 제시가 필요하다.

¹정희원, 한밭대학교 건축공학과 대학원 석사과정

²정희원, 한밭대학교 건축공학과 대학원 석사과정

³정희원, 한밭대학교 건축공학과 교수

*Corresponding author: kimsh@hanbat.ac.kr

Department of Architectural Engineering, Hanbat National University, 125 Dongseodero, Yuseong-gu, Daejeon 31458, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2019년 8월 1일까지 학회로 보내주시면 2019년 9월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.

콘크리트의 물리적 특성은 강한 압축강도가 장점인 반면 인장력에 취약하고 취성적 파괴가 나타난다. 이러한 단점을 보완하기 위한 강섬유를 콘크리트에 첨가하는 강섬유 보강 콘크리트(Steel Fiber Reinforced Concrete, SFRC)를 사용한 많은 연구가 진행되고 있다 (Sharma, 1986; Narayanan and Darwish, 1987; Ashour et al., 1992; Khuntia et al., 1999; Dinh et al., 2010).

웹 폭이 최소화된 중공슬래브의 전단저항성능 향상을 위한 방법으로 강섬유 보강 콘크리트 사용이 효과적일 수 있다. Kim et al. (2015)의 연구에 따르면 강섬유와 최소전단철근 보강이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 콘크리트 강도, 강섬유와 최소전단철근 보강 여부 등을 변수로 실험을 수행하였다. 그 결과, 강섬유(0.75%)와 최소전단철근 보강에 따라 전단강도는 증진하였고, 고강도 콘크리트의 경우 전단보강 효과가 더 크게 나타났음을 보고하고 있다.

본 연구에서는 전단력과 휨을 받는 층이 작은 중공 SFRC 부재를 대상으로 중공에 따른 웹폭이 부재의 전단강도에 미치는 영향을 평가하고자 실험 및 해석을 실시하고 기존식과 비교·분석하였다.

2. 기존 연구 및 전단강도 설계식 고찰

2.1 중공슬래브 및 SFRC 기존 연구 고찰

Han et al. (2011)은 일방향 전단강도와 휨강도를 확인하기 위하여 중공부가 존재하지 않는 일반 슬래브와 중공을 갖는 슬래브에 대한 실험을 실시하였다. 그 결과 중공부가 있는 실험체들은 50%정도의 연성능력이 감소하였다. 또한 전단강도는 지점으로부터 45° 단면에 대하여 전체단면에 대한 중공면적을 제외한 유효단면의 비에 비례하는 것으로 나타났다. 이를 반영한 일방향 전단강도 식을 제안하고, 이를 실험결과와 비교한 결과 대부분의 실험체들이 10%내외의 오차율을 나타내었다.

Chung et al.(2012)은 중공재 형상을 달리한 도넛형 이방향 중공슬래브의 전단강도를 평가하기 위하여 구조성능 실험을 실시하였다. 그 결과 중공 형상 및 형성체의 재료에 따라 전단강도에 영향이 있는 것으로 평가하였다. 도넛형 이방향 중공슬래브는 일반 슬래브에 비해 전단강도는 73 ~ 78%의 우수한 강도를 보이고 있으며, 전단력이 큰 부분의 중공 적용 여부에 관한 결정을 통해 경제적 설계를 실시할 수 있을 것으로 보았다.

Kim et al. (2015)는 강섬유와 최소 전단철근 보강이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 콘크리트 강도, 강섬유비, 최소전단철근 보강 여부 등을 변수로 실험을 진행하였다. 실험

결과에서 강섬유(0.75%)와 최소 전단철근 보강에 따라 전단강도가 증가한 것으로 나타났으며, 강섬유와 최소 전단철근을 함께 보강한 경우 각각에 의한 증가율 합보다 더 크게 증가하였다. 또한 고강도 콘크리트의 경우 저장도 콘크리트보다 강섬유에 의한 전단 기여 강도가 더 크게 나타났다. 또한 현행기준에서 규정하고 있는 40MPa의 강섬유 보강 콘크리트 설계기준압축강도를 70MPa로 상향시킬 수 있을 것으로 제안하였다.

2.2 기준식 및 관련 연구들에 의한 전단강도

Table 1에 휨과 전단력을 받는 철근 콘크리트 부재에 대하여 국내외 기준식과 관련 연구자들이 제안한 최대전단응력 산정식을 나타내었다. Table 1에서 f_{ck} 는 콘크리트 압축강도 [MPa], ρ 는 철근비, f_{cp} : 계수축하중에 의한 단면 압축응력 [MPa], M_u 는 작용 휨모멘트[N·mm], V_u 는 작용 전단력 [N], F_1 는 섬유계수, l_f 는 섬유의 길이[mm], d_f 는 섬유의 직경[mm], V_f 는 섬유의 혼입률을 말한다. 또한 α 는 부착계수로 갈고리형태의 섬유는 1.0, 절곡형 형태의 섬유는 0.75, 직선형 형태는 0.5이며, a/d 는 전단경간비, ρ_l 는 인장철근비이다.

국내 KCI 2012 및 ACI 318-14는 전단력이 작용하는 단면에서 그 설계전단강도가 해당 단면의 계수 전단력 이상이 되도록 설계해야 한다. 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재에서 전단철근이 없는 경우, 콘크리트에 의한 최대 전단응력만을 고려한다. Table 1에서 v_{KCI1} 은 약산식이며, v_{KCI2} 는 휨 철근의 양과 전단경간비의 영향을 고려하기 위해 사용한 정밀식을 나타낸다.

Ashour et al. (1992)은 전단보강이 없는 SFRC의 휨과 전단력을 받는 부재의 전단거동에 대한 연구를 진행하였다. 강섬유 혼입한 전단강도 제안식을 2가지로 제안하였다. Zsutty식을 수정한 제안식, ACI 설계식을 수정하여 Table 1의 v_{Ashour} 로 나타내었다.

Narayanan & Darwish (1987)는 SFRC의 전단강도에 영향이 쪼갬인장강도와 직접적인 연관이 있다고 판단하여 쪼갬인장강도를 주요한 변수로 하고 전단경간비(a/d), 인장철근비(ρ), 섬유계수(F), 섬유의 부착강도(τ)를 변수로 하여 일반강도 SFRC 보에 대한 전단실험을 실시하였다. 제안식은 Table 1의 $v_{Narayanan}$ 이다. 여기서, e는 아치작용(arch action)을 고려한 무차원 계수로 전단경간비(a/d)>2.8인 경우 1.0이며 그 이외의 경우 $e=2.8d/a$ 이다. ρ_l 은 인장철근비, f_{cu} 는 SFRC 정육면체 공시체의 압축강도, F_1 는 섬유계수, τ 는 섬유의 부착강도이다. τ 는 강섬유의 부착강도로 섬유의 실험을 통해 제안된 값이며, 직선형태의 섬유 부착강도 4.15MPa, 절곡형(crimped)의 섬유의 경우 5.12MPa, 갈고리형(hooked type) 섬

Table 1 Shear strength equations of codes and previous researches

Code or researcher	Equation
KCI-2012	$v_{KCI1} = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}, \quad v_{KCI2} = (0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) \leq 0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}$
Ashour et al	$v_{Ashour} = (2.11\sqrt[3]{f_{ck}} + 7F)(\rho \frac{d}{a})^{0.333} [MPa]$ for $a/d > 2.5$ $v_{Ashour} = [(2.11\sqrt[3]{f_{ck}} + 7F)(\rho \frac{d}{a})^{0.333}](2.5\frac{d}{a}) + v_b(2.5 - \frac{a}{d}) [MPa]$ for $a/d \leq 2.5$ $F = (\alpha \times V_f \times \frac{l_f}{d_f})$
Narayanan and Darwish	$v_{Narayanan} = e[0.24f_{sp} + 80\rho \frac{d}{a}] + v_b$ $f_{sp} = f_{cu} / (20 - \sqrt{F}) + 0.7 + \sqrt{F}$ $v_b = 0.41\tau F$
Kwak et al	$v_{Kwak} = 3.7e f_{sp}^{2/3} (\rho \frac{d}{a})^{1/3} + 0.8v_b [MPa]$
Sharma et al	$v_{Sharma} = k f_{sp} (\frac{d}{a})^{0.25} [MPa]$
Shin et al	$v_{Shin} = 0.19f_{sp} + 93\rho(\frac{d}{a}) + 0.834v_b [MPa]$ for $a/d \geq 3.0$ $v_{Shin} = 0.22f_{sp} + 217\rho(\frac{d}{a}) + 0.834v_b [MPa]$ for $a/d < 3.0$

유일 때 6.80MPa로 제안되었다.

Kwak et al. (2002)은 갈고리형태의 강섬유 보강 고강도콘크리트의 보 실험을 수행하였으며, 일반강도와 고강도콘크리트의 보에 적용 가능한 전단강도 예측식을 Table 1의 v_{Kwak} 로 나타내었다. 여기서, e는 아치작용(arch action)을 고려한 무차원 계수로 전단경간비(a/d)>3.4 인 경우 1.0이며, 그 이외의 경우 $e=3.4d/a \leq 3.4$ 이다.

Sharma et al. (1986)는 갈고리형태(hooked type)의 강섬유를 사용하여 강섬유 혼입 유무와, 전단철근의 유무를 변수로 실험을 실시하였으며, 실험결과 일반강도 SFRC와 고강도 SFRC의 보에 적용 가능한 간략한 전단강도 예측식을 Table 1의 v_{Sharma} 로 제시하였다. 여기서, f_t 는 콘크리트 인장강도, f_t 는 직접 인장실험 $k=1$, 쪼갬 인장실험 $k=2/3$, 휨 인장실험 $k=4/9$ 이다. 인장실험 없이 구한 경우 $0.75\sqrt{f_{ck}}$ 를 사용한다.

Shin et al. (1991)은 전단경간비에 따른 효과를 고려하여 전단보강이 없는 보 시험체의 실험결과를 토대로 Table 1의 v_{Shin} 으로 최대 전단응력을 제시하였다.

3. 전단 실험

3.1 실험계획 및 방법

본 연구에서는 전단력과 휨을 받는 춤이 작은 중공 SFRC 부재에 대하여 부재의 높이($h=200\text{mm}, 250\text{mm}, 300\text{mm}$)와, 웨브의 폭($b_w=100\text{mm}, 150\text{mm}$)을 변수로 Table 2와 같이 총 6개의 실험체를 제작하였다. 실험체 상세도 및 단면도는 Fig. 1과 같이 나타내었다.

실험체의 설계 강도는 30MPa로 계획하였으며, 강 섬유는 1% 체적비로 보강하였다. 실험체 전체폭은 300mm, 길이는 1200mm로 제작하였다. 중공재가 사용된 부분의 전단경간비는 1.5로 동일하게 하였으며, 전단파괴를 유도하기 위해 가력 지점에서 지점까지의 부분에 스테럽은 제외하였다.

Table 2 The list of specimens

Specimen	h (mm)	d (mm)	b_w (mm)
S1-H200-B100	200	172	100
S1-H250-B100	250	222	100
S1-H300-B100	300	272	100
S1-H200-B150	200	172	150
S1-H250-B150	250	222	150
S1-H300-B150	300	272	150

Table 3 Properties of steel fiber

Properties of steel fiber	Steel fiber
Tensile strength [MPa]	900~1650
Fiber diameter[mm]	0.50
Fiber length[mm]	30

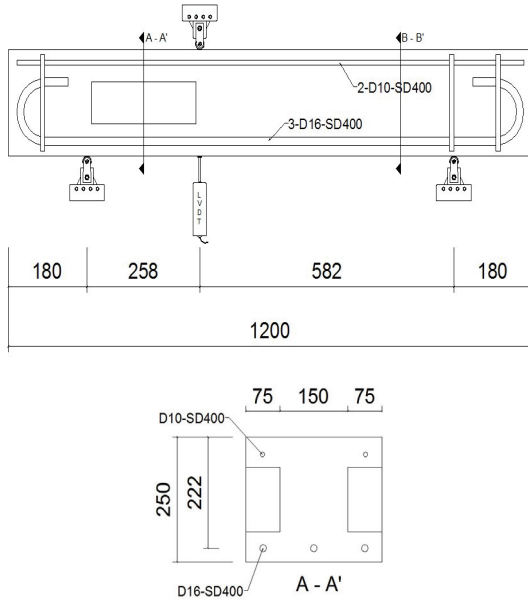


Fig. 1 Detailed view of the beam and specimen cross-section

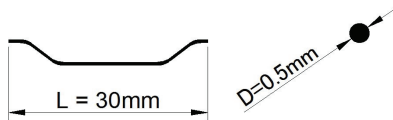


Fig. 2 Steel & fiber detail

실험체 가력은 용량 2000kN UTM(Universal Testing Machine)을 사용하여 1mm/분으로 가력 하였다. 실험체의 가력점 중앙부

에 LVDT를 설치하여 수직변위를 측정하였다.

3.2 재료시험

모든 실험체에 사용된 시멘트는 H사의 1종 보통포틀랜드 시멘트를 사용하였으며 밀도는 3.15/cm³, 분말도는 3,383cm³/g이다. 철근은 K사의 이형철근을 사용하였으며 주 철근은 SD400의 D16, 압축철근과 스티럽은 SD400의 D10이형철근을 사용하였다. 강섬유는 K사의 번들형태 제품으로 여러 가닥이 붙어있어 재료 비빔 시 날개로 분산되는 방식이다. 강섬유의 물성치와 상세도는 Table 3과 Fig. 2에 나타났다.

콘크리트의 압축강도는 KS F 2403 기준에 따라 Ø100×200mm의 원형 몰드로 제작하여 24시간 후 몰드를 탈형하고 수조에 수중양생을 실시하였다. 공시체의 28일 재령 후 KS F 2405에 따라 UTM 기기로 분당 1mm로 변위제어 하여 압축강도 시험을 실시하였다. 압축강도 실험결과 공시체의 평균압축강도는 33.92MPa로 나타났다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 전단력-변위 곡선 및 실험내력

실험 결과 나타난 전단력-변위 곡선을 Fig. 3에 웨브폭(b_w)을 변수로 하여 나타내었다. 그리고 Table 4에 실험결과에 의한 최대 전단내력(V_u)을 나타내었다.

Fig. 3에서 동일한 웨브폭에 대하여 춤이 증가할 수록 초기 강성 및 할렬강성이 증가하였고, 최대 전단내력 또한 증가하는 것으로 나타났다. b_w 가 150mm인 실험체계열에서 춤이 300mm인 실험체(S1-H300-B150)가 200mm의 실험체(S1-H200-B150)에 비해 최대 전단내력이 11.3% 증가하였다. 그리고 b_w 가 100mm인 실험체계열에서 H300mm의 실험체(S1-H300-B100)는 H200mm 실험체(S1-H200-B100) 대비 최대 전단내력이

Table 4 Comparison of shear strengths between experiment and previous proposed formula

Specimen	V_u (kN)	$\frac{v_u}{v_{KCI}}$	$\frac{v_u}{v_{KCI2}}$	$\frac{v_u}{v_{Ashour}}$	$\frac{v_u}{v_{Narayanan}}$	$\frac{v_u}{v_{Kwak}}$	$\frac{v_u}{v_{Sharma}}$	$\frac{v_u}{v_{Shin}}$
S1-H200-B100	143.5	5.73	4.63	0.65	0.97	0.47	2.38	1.00
S1-H250-B100	149.2	4.62	3.93	0.60	0.86	0.41	1.92	0.93
S1-H300-B100	159.7	4.03	3.55	0.58	0.80	0.38	1.67	0.90
S1-H200-B150	112.1	6.72	4.87	0.54	0.95	0.49	2.79	0.90
S1-H250-B150	129	5.99	4.66	0.56	0.96	0.47	2.49	0.95
S1-H300-B150	144.8	5.49	4.48	0.58	0.95	0.46	2.28	0.98
Average		5.43	4.35	0.59	0.92	0.45	2.25	0.94
Standard Deviation		0.88	0.46	0.03	0.06	0.04	0.37	0.04

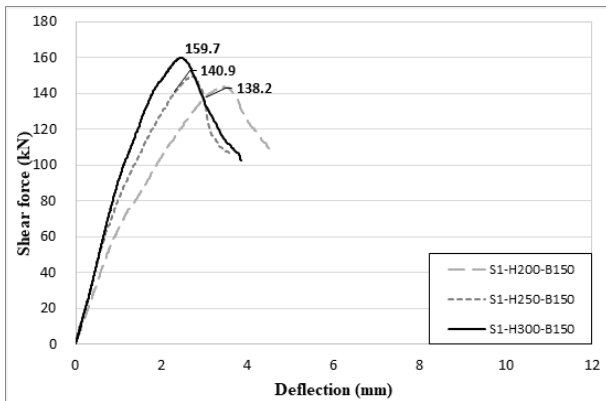
29.2% 증가하였다. 이를 볼 때 웨브폭이 적을수록 춤에 대한 전단강도 변화가 큰 것으로 평가되었다.

동일한 춤을 가지고 b_w 가 150mm인 실험체가 100mm인 실험체에 비하여 최대전단내력이 10.3~28.0% 증가하였다. 증가폭은 실험체 춤이 적을수록 크게 나타났다. 또한 웨브폭과 춤이 적을수록 보다 연성적인 거동을 보였으며, 이는 강섬유의 기여도에 의한 것으로 판단된다.

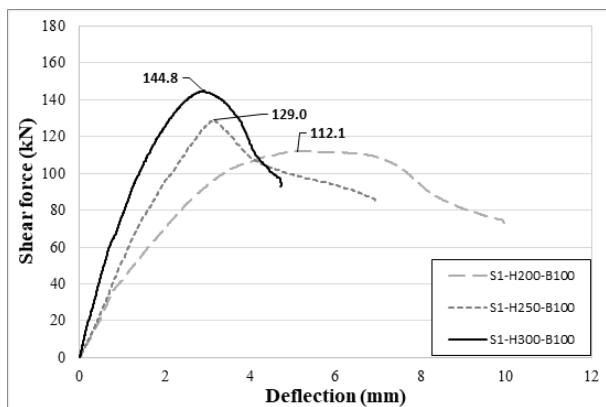
4.2 실험강도와 이론강도의 비교

Table 1에 나타난 기준식과 기존 연구자들의 전단강도 제안식을 이용하여 Table 4와 같이 실험강도(v_u)와 이론강도를 비교하였다. 실험강도는 최대전단내력(V_u)에 유효전단단면적($b_w d$)을 나누어 평가하였다.

KCI 기준식의 경우 평균 4.35~5.43으로 중공 슬래브의 강도를 매우 안전측으로 예측하고 있었다. 기존 연구자들의 산정식들은 평균값과 표준편차를 고려할 때, Shin et al. (1991)이 제안한 산정식이 v_u/v_{sim} 의 평균 0.94, 표준편차 0.04로 가장 잘 예측하는 것으로 나타났다.



(a) B150 series



(b) B100 series

Fig. 3 Shear force-deflection relationship of specimens

5. 비선형 유한요소해석

5.1 유한요소해석 모델

중공 부재의 거동특성 및 전단 성능을 해석하기 위해 비선형 유한요소해석 프로그램인 Midas FEA를 이용하였다. Fig. 4에 유한요소 모델링 상세를 나타내었고 외부 구속조건은 3 절점의 단순 지지보로 설정하였다. 하중은 해당 절점에 수직 방향의 변위제어를 적용하였다.

본 해석에 사용된 콘크리트의 비선형 재료 모델은 콘크리트의 균열을 고려하는 이산균열모델의 전변형률 균열모델 (total strain crack model)을 사용하였다. 이산균열 모델은 균열을 경계로 분리된 유한요소를 사용하고 일부분에 발생하는 균열이 넓은 면에 고르게 분산된 것으로 가정하는 방법이다. 또 유한요소 모델링이 비교적 간단하며 일반적으로 철근이 많이 배근된 철근 콘크리트 구조물 해석에 적합하다고 알려져 있다.

콘크리트의 압축모델은 Fig. 5 및 식 (1)과 같이 경화곡선인 Thorenfeldt 모델을 사용하였다.

$$f = -f_p \frac{\alpha_i}{\alpha_p} \left(\frac{n}{n-1 + \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_p}\right)^{nk}} \right) \quad (1)$$

$$\text{여기서 } n = 0.80 + \frac{f_{cc}}{17}, k = \begin{cases} 1 & \text{if } 0 > \alpha \geq \alpha_p \\ 0.67 + \frac{f_{cc}}{62} & \text{if } \alpha \leq \alpha_p \end{cases}$$

콘크리트의 인장 모델로는 Fig. 6과 같이 인장강도를 초과하면 지수연화가 일어난다고 가정하는 지수연화 (exponential) 모델을 사용하였고 파괴에너지와 균열 폭을 바탕으로 기울기가 결정된다.

철근의 재료모델은 Von Mises 모델을 사용하였으며 전단 응력이 순수전단에서의 항복응력에 도달했을 때 항복이 일어난다는 가정을 적용한 모델이다. 또한 실험과 해석을 보다 정

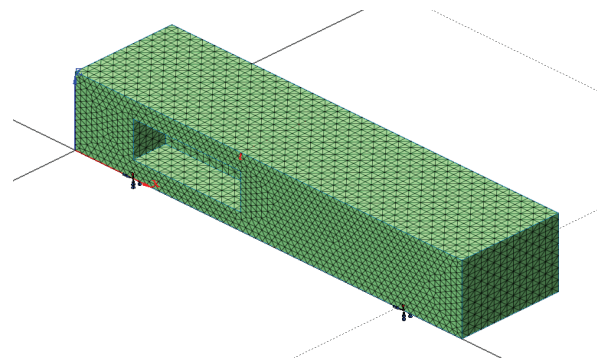


Fig. 4 FEA Model

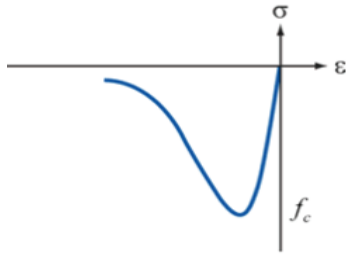


Fig. 5 Compression model of concrete (Thorenfeldt, 1987)

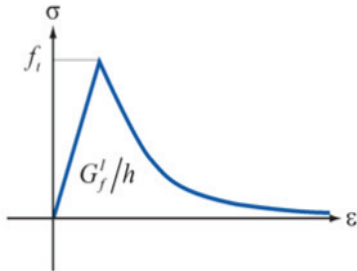


Fig. 6 Tension model of concrete (Exponential)

밀히 비교하기 위해 재료실험 결과에 따라 재료의 경화, 연화 특성에 대한 함수를 지정하여 입력하였다.

부착 재료모델은 결합요소의 변형을 방지하기 위해 완전 부착으로 가정하여 해석을 진행하였다.

5.2 실험결과와 해석결과 비교

Table 5에 전체 실험체에 대한 실험결과에 의한 전단강도 (V_{u1})와 유한요소 해석에 의한 전단강도 (V_{u2})를 비교하여 나타내었으며, Fig. 7에 S1-H300-B150 실험체에 대한 실험결과 및 유한요소 해석에 의한 전단력-변위 곡선을 비교하여 나타내었다.

Fig. 7에서 초기강성은 유한요소해석결과가 더 크게 나타났으며, 할렬강성은 유사하게 나타났다. Table 5에서 V_{u1}/V_{u2} 의 값이 평균 1.12, 표준편차 0.04로 나타나 실험결과를 비교적 유사하게 예측하는 것으로 사료된다.

Table 5 Comparison of maximum shear force with experimental and analytical results

Specimen	V_u (kN)		V_{u1}/V_{u2}
	Test, V_{u1}	FEA, V_{u2}	
S1-H200-B100	112.1	102.09	1.10
S1-H250-B100	129.0	112.86	1.14
S1-H300-B100	144.8	130.44	1.11
S1-H200-B150	143.5	122.54	1.17
S1-H250-B150	149.2	133.72	1.12
S1-H300-B150	159.7	152.43	1.05

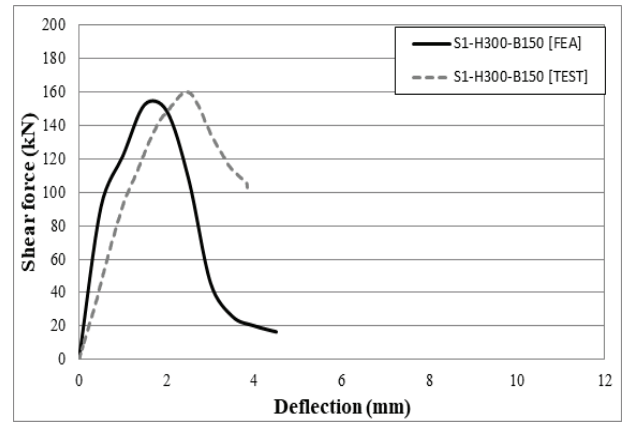


Fig. 7 Shear force-displacement curves by FEA

6. FEA 변수해석

6.1 변수 설정

앞서 진행한 해석결과의 타당성을 바탕으로 중공 부재에 대한 비선형 유한요소해석에 의한 변수해석을 실시하였다.

콘크리트 압축강도, 전단경간비, 웨브의 폭 등을 변수로 설정하여 총 24개의 모델에 대해 변수해석을 진행하였다. 변수해석 모델의 해석모델명은 압축강도 $C(f_{ck})$ -보강근비 $P(\rho)$ -전단경간비 $R(a/d)$ -형체의 높이 H -웨브의 폭 W 순으로 표기하였다. (예로 C30-P1-R2-H250-W150 실험체는 콘크리트 압축강도 30MPa, 보강근비 1%, 전단경간비 2, 실험체 높이 250mm, 웨브의 폭 150mm를 의미한다.)

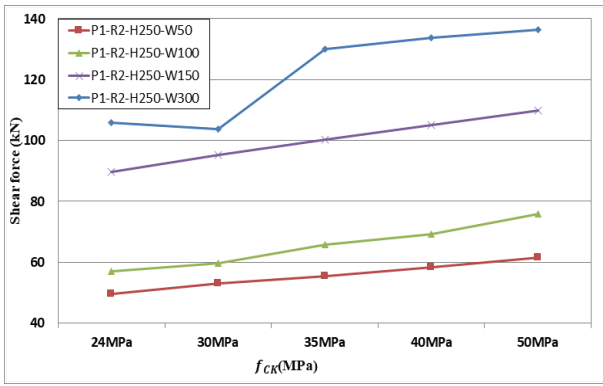
6.2 변수해석 결과

각 주요 변수에 따른 중공 부재의 전단강도 해석결과를 Fig. 8에 나타내었다.

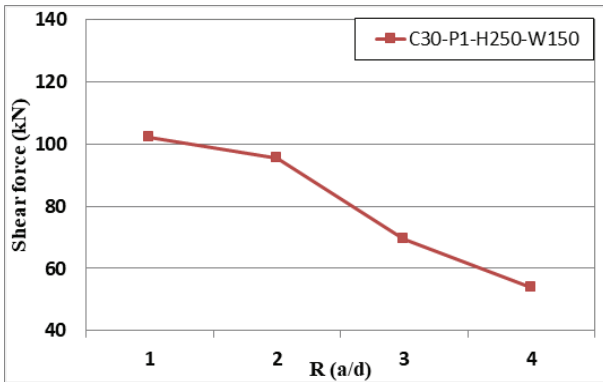
Fig. 8(a)에서 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 실험체의 전단강도도 비례하여 증가하는 경향을 나타내었다.

웨브폭 50mm의 평균 전단강도 대비 100mm(2배), 150mm(3배), 300mm(6배) 실험체의 평균 전단강도는 각각 1.18, 1.80, 2.19로 나타났다. 이를 볼 때 웨브폭의 증가에 비례하여 전단강도가 증가하지 않는 것으로 나타났다. 4.1절의 실험결과에서도 웨브폭이 1.5배 증가한 실험체가 전단강도는 10.3~28.0% 증가에 그친 것과 유사한 경향을 나타내었다. 따라서 춤이 적은 중공 부재의 웨브폭을 고려한 유효전단단면적이 제시되어야 할 것이다.

Fig. 8(b)는 전단경간비 증가에 따른 전단강도를 나타내었다. 전단경간비 변화에 따른 전단강도 저하가 크게 나타났으며, 전단경간비 2에서 3으로 변화했을 때 전단강도 감소율이 37.14%로 가장 크게 나타났다.



(a) Shear strength according to the concrete strength of P1-R2-H250 series



(b) Shear strength according to Shear span ratio of C30-P1-H250-W150 series

Fig. 8 Results of shear strengths by FEA according to design parameters

7. 결론

본 연구에서는 SFRC 중공 부재에 대한 전단강도를 평가하기 위하여 실험 및 해석을 실시하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 웨브폭이 증가할수록 강성은 증가하였으며, 웨브폭이 33% 증가함에 따라 최대전단강도는 10.3~28.0% 증가하였다.
- 2) 실험체의 전체춤이 1.5배 증가함에 웨브폭이 100mm인 실험체는 전단강도가 29.2% 증가한 반면, 150mm인 실험체는 11.3% 증가에 그쳐, 웨브폭이 적을수록 춤의 증가에 따른 전단강도 증가율이 큰 것으로 나타났다. 이를 볼 때, 웨브폭이 적을수록 강섬유의 기여도가 큰 것으로 사료된다.
- 3) 실험강도/KCI 이론강도가 평균 4.35~5.43으로 나타나 중공 슬래브의 전단강도를 매우 안전측으로 평가하고 있으며, 실험강도/Shin et al.의 이론강도가 평균 0.94, 표준편차 0.04로 나타나 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다.

- 4) 비선형 유한요소 해석으로부터 웨브폭이 2, 3, 6배 증가함에 따라 해석부재의 평균 전단강도는 각각 1.18배, 1.80배, 2.19배로 나타나, 웨브폭의 증가에 비례하여 전단강도가 증가하지 않는 것으로 나타났다.

References

1. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., and Wafa, F. F. (1992), Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams, *Structural Journal*, 89(2), 176-184.
2. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., and Wafa, F. F. (1992), Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams, *Structural Journal*, 89(2), 176-184.
3. Choi, S. Y., Yun, K. K., Kim, Y. B., and Kang, M. S. (2010), Nonlinear Flexural Analysis of RC Beam Rehabilitated by Very-Early Strength Latex-Modified Concrete, *Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society*, 11(11), 4635-4642.
4. Chung, J. H., Lee, S. C., Choi, C. S., and Choi, H. K. (2012), One-way shear strength of donut type biaxial hollow slab considered hollow shapes and materials, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 24(4), 391-398.
5. De Normalisation, C. E. (2004), Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings, *Brussels, Belgium*.
6. Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2010), Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement, *Structural Journal*, 107(05), 597-606.
7. Han, S. H., Rew, Y. H., Park, Y. M., Kim, J. S., and Im, J. H. (2011), Flexural and Shear Strength of the Void Transfer Slabs, *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 27(2), 11-18.
8. Kang, J. W., Lim, J. H., Chae, S. H., Kim, G. C., and Seok, K. Y. (2012), A Study on the Dynamic Analysis of One-way Hollow Slab Using Equivalent Plate Element, *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, 25(5), 447-454.
9. Kang, S. M., Kim, J. W., Choi, K. K., and Park, H. G. (2016), Shear behavior investigation of biaxial hollow slabs through non-linear FE analysis, *Journal of Architectural Institute of Korea Structure and Construction*, 32(12), 3-13.
10. Kang, S. T., Hong, K. N., Han, S. H., and Kim, S. W. (2009), The Effect of Fiber Volume Fraction on the Tension Softening Behavior of Steel Fiber-Reinforced Ultra High Strength Concrete, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 21(1), 13-20.
11. KCI Committee. (2012), Concrete Design Code and Commentary, *Korea Concrete Institute*.
12. Khuntia, M., Stojadinovic, B., and Goel, S. C. (1999), Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups, *Structural Journal*, 96(2), 282-289.
13. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M. (2015), Evaluation on Shear Contribution of Steel Fiber Reinforced Concrete in Place of Minimum Shear Reinforcement, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 27(6), 603-613.
14. Kim, G. C., Seok, K. Y., and Kang, J. W. (2013), Evaluation of

- Flexural Performance of One-Way Voided Slabs, *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure and Construction*, 29(8), 11-18.
15. Kim, K. S. (2008), An Experimental and Analytical Study on Shear Transfer for Safety Evaluation of Concrete Structure, *Journal of the Korean Society of Safety*, 23(3), 42-50.
 16. Kim, K. S., Kim, N. W., Lee, Y. W., and Bae, J. S. (1995), The Effects of Fibers on the Fracture Toughness and Strength of Concrete, *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, 15(1), 83-83.
 17. Kwak, Y. K., Eberhard, M. O., Kim, W. S., and Kim, J. (2002), Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups, *ACI Structural Journal*, 99(4), 530-538.
 18. Lee, H. P., Choun, Y. S., and Seo, J. M. (2005), A study on the standard 8-node solid finite element for nonlinear analysis of reinforced concrete containment, *Korea Atomic Energy Research Institute*.
 19. Moon, J. H., and Oh, Y. H. (2014), Experiment and Nonlinear Analysis of DH Beams with Steel Form, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 26(2), 171-179.
 20. Narayanan, R., and Darwish, I. Y. S. (1987), Use of steel fibers as shear reinforcement, *Structural Journal*, 84(3), 216-227.
 21. Narayanan, R., and Darwish, I. Y. S. (1987), Use of steel fibers as shear reinforcement, *Structural Journal*, 84(3), 216-227.
 22. Romualdi, J. P., and Mandel, J. A. (1964), Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement, *In Journal Proceedings*, 61(6), 657-672.
 23. Sharma, A. K. (1986), Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams, *In Journal Proceedings*, 83(4), 624-628.
 24. Shin, S. W., Oh J. L., Lee, K. S., and Kwon, Y. H. (1991), A Study on Shear Behavior of High Strength Concrete Beams, *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 11(1), 411-416.
 25. Standard, A. A. (2011), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), *In American Concrete Institute*.
 26. Standard, C. S. A. (2004), A23. 3-04: Design of concrete structures, *Mississauga: Canadian Standards Association*.
 27. Swaddiwudhipong, S., Lu, H. R., and Wee, T. H. (2003), Direct tension test and tensile strain capacity of concrete at early age, *Cement and Concrete Research*, 33(12), 2077-2084.

Received : 02/12/2019

Revised : 02/27/2019

Accepted : 03/07/2019

요 지 : 본 연구는 전단력과 휨을 받는 층이 작은 중공 SFRC 부재를 대상으로 중공에 따른 웨브폭이 부재의 전단강도에 미치는 영향을 평가하고자 실험 및 해석을 실시하고 기존식과 비교·분석하였다. 전체폭에 비하여 웨브폭은 1/2배, 2/3배로 선정하였으며, 전단경간비는 1.5로 계획하였다. 전단실험 결과, 웨브폭이 33% 증가함에 따라 최대전단강도는 10.3~28.0% 증가하였다. 실험체의 전체층이 1.5배 증가함에 웨브폭이 100mm인 실험체는 전단강도가 29.2% 증가한 반면, 150mm인 실험체는 11.3% 증가에 그쳐, 웨브폭이 적을수록 층의 증가에 따른 전단강도 증가율이 큰 것으로 나타났다. 이를 볼 때, 웨브폭이 적을수록 강섬유의 기여도가 큰 것으로 사료된다. KCI 기준식이 중공 슬래브의 전단강도를 매우 안전측으로 평가하고 있으며, Shin et al.의 제안식이 실험강도를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다. 비선형 유한요소 해석으로부터 웨브폭이 2, 3, 6배 증가함에 따라 해석부재의 평균 전단강도는 각각 1.18배, 1.80배, 2.19배로 나타나, 웨브폭의 증가에 비례하여 전단강도가 증가하지 않는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 유한요소해석, 강섬유보강콘크리트, 중공부재, 전단
