

철근콘크리트 속빈 단면 보의 곡률연성지수 특성

이형준^{1*}

¹한밭대학교 건설환경공학과

The Characteristics of Curvature Ductility Factor of Reinforced Concrete Hollow Section Beams

Hyung-Joon Lee^{1*}

¹Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanbat National University

요약 콘크리트 구조물이 대형화됨에 따라 고교각, 장지간의 보 등 부재가 장대화되고 있으며, 장지간의 철근콘크리트 부재에서는 자중을 줄이고 강성을 증가시키기 위해 속빈 단면을 사용하는 것이 증가하는 추세이다. 본 연구에서는 철근콘크리트 속빈 단면 보의 모멘트-곡률 관계를 해석적 방법으로 구하여 속빈 부분의 크기, 상부플랜지와 복부의 철근 배치조건이 부재의 휨거동 및 곡률연성지수에 미치는 영향을 분석하였다. 속빈 부분의 크기(b_i/b_o 또는 h_i/h_o)가 0.5이하일 때에는 곡률연성지수가 일정하게 유지되며, 0.7이상이면 곡률연성지수가 급격히 감소하였다. 또한, 복부에 철근을 배치하면 곡률연성지수가 감소하며 단철근 보에서와 같은 수준의 연성지수를 얻기 위해서는 복부에 배치한 철근과 같은 양을 상부 플랜지에 배치해야 하는 것으로 나타났다.

Abstract In highly elevated piers and long span beams, a hollow section is often used to reduce the self-weight and increase the flexural rigidity of members. Numerical analysis was conducted to obtain the moment-curvature curves and curvature ductility factor for the RC hollow section beams under a range of hollow portion sizes and reinforcement conditions in the upper flange and web. The curvature ductility factor was constantly maintained until the hollow portion size(b_i/b_o or h_i/h_o) was less than or equal to 0.5. The curvature ductility factor decreased sharply if (b_i/b_o or h_i/h_o) was 0.7 or more. The curvature ductility factor of the beam decreased if reinforcement was provided in the web of the RC hollow section beam. To obtain the same level of the ductility factor as the singly reinforced section, the reinforcement should be provided in the upper flange as much as the web reinforcement.

Key Words : Ductility factor, Numerical analysis, RC hollow section beam, Reinforcement condition

1. 서론

철근콘크리트 구조물이 대형화됨에 따라 구조물을 형성하는 각각의 부재의 지간 또한 장대화 되고 있다. 부재의 길이가 긴 경우에 부재의 자중을 줄이고 휨 강성(flexural rigidity)을 향상시키기 위해 속빈 단면의 보(hollow section beam)가 사용되기도 한다. 속빈 단면은 콘크리트의 횡방향 구속의 어려움과 얇은 복부 부분에서의 전단에 의한 손상 등의 이유로 인해 충분한 소성 변형 능력(plastic deformation capacity)과 에너지소산능력

(energy dissipation)을 갖지 못할 가능성을 갖고 있다[1]. 철근콘크리트 구조물의 설계는 강도뿐만 아니라 적절한 연성을 갖도록 설계해야 하며, 특히 내진설계에서는 충분한 연성을 갖도록 설계해야 할 필요성이 있다.

콘크리트구조기준[2]을 비롯한 각 설계기준에서는 철근콘크리트 휨부재를 설계할 때 부재가 적절한 연성을 갖도록 하는 규정을 두고 있다. 콘크리트구조기준과 ACI[3]에서는 공칭휨강도를 계산하는 극한상태에서 인장측 가장 바깥에 배치된 철근의 변형률의 최소값을 0.004 또는 철근 항복변형률의 2배 이상으로 함으로써 적

*Corresponding Author : Hyung-Joon Lee(Hanbat National Univ.)

Tel: +82-42-821-1112 email: leehj@hanbat.ac.kr

Received October 25, 2013

Revised November 20, 2013

Accepted December 5, 2013

절한 연성이 확보되도록 하고 있다.

철근콘크리트 속빈 단면 부재에 대한 연구는 휨과 비틀림 모멘트를 받는 하중조합에서의 거동 특성을 평가하기 위한 연구가 주로 수행되었으며[4-5], 휨을 받는 속빈 단면 보에서 속빈 부분의 크기, 철근의 배근상태에 따른 휨연성 특성에 연구는 미약한 상태이다. 철근콘크리트 보 부재의 휨연성 특성은 사용되는 재료의 강도, 철근의 배근 상태에 크게 의존하는 것으로 알려져 있으며, 이에 대한 연구는 많이 수행되었다[6-8].

본 연구에서는 철근콘크리트 속빈 단면 보의 연성특성에 속빈 부분의 크기, 철근의 배근상태가 미치는 영향을 규명하기 위해 속빈 부분의 크기, 복부 및 상부슬래브의 철근량을 매개변수로 하여 모멘트-곡률관계 및 곡률연성지수를 해석적 방법으로 계산하여 연성특성을 분석하였다.

2. 속빈 단면의 곡률연성지수 계산

2.1 모멘트-곡률관계 계산

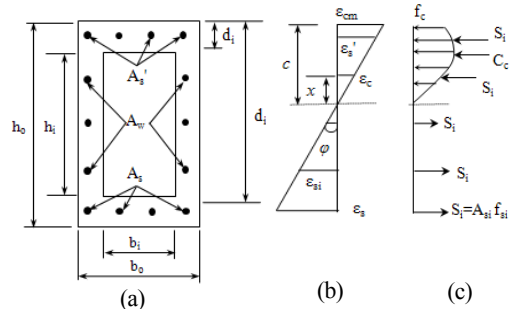
철근콘크리트 보 단면의 모멘트-곡률 관계는 휨강도를 계산할 때 적용하는 기본가정, 평형조건, 적합조건 및 재료의 응력-변형률 관계를 이용하여 해석적으로 계산할 수 있다[9]. Fig. 1은 철근콘크리트 속빈 단면 보의 변형률 및 응력 분포를 나타내고 있다. 철근콘크리트 보 단면의 모멘트-곡률 관계의 계산은 다음과 같은 과정에 의해 이루어진다. 압축연단에서 임의의 콘크리트 변형률 ϵ_{cm} 에 대해 중립축 위치 c 를 가정한 후 적합조건에 의해 각 철근의 변형률 및 임의 위치(x)에서의 콘크리트 변형률을 계산하여 변형률에 해당하는 각각의 응력을 계산하고, 계산된 응력으로부터 콘크리트와 각 철근에 작용하는 힘을 식 (1)과 같이 계산한다. 중립축 아래 콘크리트는 균열이 발생하기 전에는 콘크리트 인장응력은 직선분포를 하는 것으로 하여 고려하고, 균열 발생이후에는 무시한다.

$$C_c = \int_0^c f_c b dx \quad (1a)$$

$$S_i = \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (1b)$$

여기서, f_c 는 중립축에서 x 만큼 떨어진 점에서의 콘크리트 응력(MPa), f_{si} 는 i 번째층 철근의 응력(MPa), A_{si} 는 i 번째층 철근의 단면적(mm²), b 는 단면의 폭(mm), c 는 중립축의 깊이(mm)이다.

평형조건인 단면내의 힘의 합력이 0이 될 때까지 중립



[Fig. 1] RC hollow section beam
(a) Hollow section (b) Strain (c) Stress and force

축을 변화시키면서 반복계산을 수행하며, 압축연단에서의 임의의 콘크리트 변형률 ϵ_{cm} 에 대해 평형조건이 만족되면, 저항모멘트는 식 (2)와 같이 계산한다.

$$M = \int_0^c f_c b x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} (c - d_i) \quad (2)$$

여기서, c 는 중립축 깊이(mm), d_i 는 i 번째층 철근의 유효 깊이(mm)이다.

저항모멘트 M 에 대응되는 곡률 ϕ 는 식 (3)과 같이 계산한다.

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{c} \quad (3)$$

여기서, ϵ_{cm} 은 압축연단에서의 콘크리트 변형률, c 는 중립축 깊이(mm)이다.

본 연구에서는 압축연단에서의 콘크리트 변형률 ϵ_{cm} 을 0부터 0.01까지 0.0001씩 증가 시키면서 앞의 과정을 반복 계산하여 철근콘크리트 속빈 단면 보의 모멘트-곡률 관계 곡선을 얻었다.

2.2 재료의 응력-변형률 관계

철근콘크리트 보의 모멘트-곡률 관계와 같은 휨거동 특성을 해석적 방법으로 얻기 위해서는 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계를 사용해야 한다. 본 연구에서는 Fig. 2(a)와 같은 콘크리트의 응력-변형률 관계곡선을 이용하였다[6-7]. 응력-변형률 관계의 상승곡선 부분은 Hognestad가 제시한 식 (4)와 같은 곡선으로 가정하였고, 최대 응력 이후 하강곡선과 최대 응력점에서의 변형률은 콘크리트 압축강도 범위 20~130 MPa에서 실제거동을 잘 묘사하는 것으로 알려진 Attard와 Setunge [10]가 제시한 식 (5)로 모델링하였다.

- 상승곡선, $\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$

$$f_c = f_{ck} \left\{ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right\} \quad (4)$$

- 하강곡선, $\epsilon_c > \epsilon_{co}$

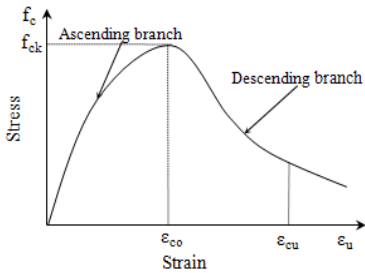
$$f_c = f_{ck} \left\{ \frac{A \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) + B \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) + (B+1) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2} \right\} \quad (5)$$

여기서,

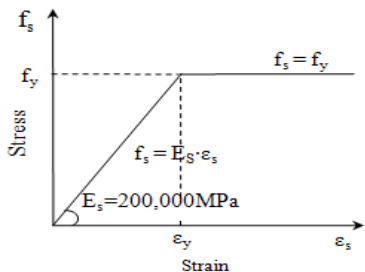
$$\begin{aligned} \epsilon_{co} &= 4.11 (f_{ck})^{0.75} / E_c \\ E_c &= 4,370 (f_{ck})^{0.52} \\ A &= \frac{f_{ci} (\epsilon_{ci} - \epsilon_{co})^2}{\epsilon_{co} \epsilon_{ci} (f_{ck} - f_{ci})}, B = 0 \\ f_{ci} &= f_{ck} \{ 1.41 - 0.17 \ln(f_{ck}) \} \\ \epsilon_{ci} &= \epsilon_{co} \{ 2.50 - 0.30 \ln(\epsilon_{co}) \} \end{aligned}$$

f_{ck} 는 콘크리트 압축강도(MPa)이다.

철근의 응력-변형률 관계는 완전 탄-소성 거동을 하는 것으로 가정하여 Fig. 2(b)와 같은 응력-변형률 관계곡선을 이용하였으며, 탄성계수(E_s)는 200 GPa를 사용하였다.



(a)



(b)

[Fig. 2] Stress-strain curves for materials
(a) Concrete (b) Reinforcing steel

2.3 연성지수

철근콘크리트 보 부재의 연성(ductility)은 극한하중에 도달한 이후 하중저항능력의 급격한 감소가 없이 변형이 증가하는 능력을 나타내는 것으로 휨부재를 설계할 때 고려해야 하는 중요한 요소 중의 하나이다. 일반적으로 단면의 연성은 처짐 또는 곡률을 토대로 계산되며, 처짐을 토대로 계산되는 부재연성(member ductility)은 곡률을 토대로 계산되는 단면연성(curvature ductility)보다 정확하게 계산하는 것이 어렵다[9]. 본 연구에서는 앞서 기술한 방법에 의해 계산한 속빈 단면 보의 모멘트-곡률 관계를 이용하여 곡률연성(단면연성) 특성을 고찰하였으며, 곡률연성지수(curvature ductility factor) μ_ϕ 는 식 (6)과 같이 계산하였다.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (6)$$

여기서, ϕ_y 는 인장철근이 항복할 때의 항복곡률이고, ϕ_u 는 극한상태에서의 극한곡률이다.

철근콘크리트 휨부재의 곡률연성지수는 재료의 강도, 압축철근을 포함한 배근된 철근의 양, 콘크리트의 횡방향 구속여부 등에 영향을 받으며, 또한 극한상태를 어떻게 정의하느냐에 의해서도 다른 값을 가지게 된다. Pam 등 [11]과 Ho 등[12]은 극한곡률을 모멘트-곡률관계에서 최대모멘트에 도달한 후 모멘트가 최대모멘트의 80%로 떨어지는 점에서의 곡률로, Bai와 Au[13]는 극한곡률을 모멘트-곡률관계에서 최대 모멘트에 도달한 후 모멘트가 최대모멘트의 85%로 떨어지는 점에서의 곡률로 정의하고 있으며, Arslan과 Cihanli[14]는 보 단면의 극한곡률 ϕ_u 을 보의 압축연단에서의 콘크리트 변형률이 식(7)과 같은 값에 도달했을 때의 곡률로 정의하여 연성지수를 계산하였다.

$$\epsilon_{cu} = 0.003 + 1.44 \frac{1}{f_{ck}^2} + 0.00054 \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \quad (7)$$

본 연구에서는 항복곡률을 인장철근이 항복할 때의 곡률로 정의 하였고, 극한곡률을 콘크리트 구조기준[2]에서 공칭모멘트를 계산할 때 기준이 되는 압축연단에서의 콘크리트 변형률이 콘크리트의 압축강도에 관계없이 0.003에 도달했을 때의 곡률로 정의하였다.

2.4 해석결과와 실험결과 비교

앞에서 기술한 속빈 단면 철근콘크리트 보의 모멘트-곡률 관계와 곡률연성지수를 계산하는 방법의 타당성을

[Table 1] Comparisons between test results and numerical analysis results on the ductility factor for test beams

	f_{ck} MPa	f_y M Pa	ρ	$\frac{\rho}{\rho_b}$	ρ'	Experimental Results			Numerical Results			Exp. Result/Num. Result		
						P_u (kN)	μ^1	ϵ_{cu}	P_u (kN)	μ_3	μ_u	$\frac{P_{n,e}}{P_{u,n}}$	$\frac{\mu_{exp.}}{\mu_{num.}}$	$\frac{\mu_{exp.}}{\mu_{num.}}$
									$\epsilon_{cu}=0.003$	$\epsilon_{cu}=0.003$	$\epsilon_{cu}=exp.$	$\epsilon_{cu}=0.003$	$\epsilon_{cu}=0.003$	$\epsilon_{cu}=exp.$
Jang etc[15]	41.0	450	0.026	0.78	0	137.3	2.41	0.0050	146.3	1.82	2.69	0.94	1.33	0.90
	41.0	450	0.026	0.78	0.005	140.9	3.22	0.0045	147.3	2.04	3.00	0.96	1.58	1.07
	41.0	450	0.026	0.78	0.009	143.9	3.83	0.0039	147.7	2.20	2.90	0.97	1.74	1.32
Rashid etc[16]	42.8	460	0.022	0.66	0.003	461.3	2.39	0.0033	443.9	2.69	3.00	1.04	0.89	0.80
	77.0	460	0.047	0.90	0.003	807.8	1.97	0.0039	921.0	1.84	2.21	0.88	1.07	0.90

¹⁾ Calculated based on deflection(=deflection at ultimate state/deflection at steel yielding)

검증하기 위해서 실험결과와 비교하였다. 속빈 단면 철근 콘크리트 보에 대한 실험결과가 없기 때문에 본 연구에서는 직사각형 단면에 대한 실험결과와 앞서 기술한 방법에서 속빈 부분이 없는 경우($b/b_o=0$)에 해석적으로 계산 값을 비교분석 하였으며, 그 결과는 Table 1과 같다 [6]. 극한하중의 해석값은 해석적 방법으로 극한모멘트를 계산 한 후 실험의 지간 및 전단지간 조건에 따라 하중으로 변환한 값이며, 연성지수는 압축연단의 콘크리트 변형률이 0.003 및 실험에서 측정된 극한 변형률을 기준으로 계산하였다.

Jang 등[15]은 폭 $b = 140$ mm, 유효높이 $d = 195 \sim 210$ mm, 지간 $L = 1,350$ mm 인 단순보에 대해 전단지간 $a = 525$ mm로 하여 4점 재하시험을 수행하여 극한하중과 연성지수를 측정한 결과로, 극한상태는 최대하중에 도달한 후 최대하중의 80%로 떨어지는 지점으로 정의하였다. 극한하중에 대한 해석값은 실험값과 거의 일치하는 것으로 나타났으며, 측정된 연성지수는 압축연단의 콘크리트 변형률이 0.003일 때를 기준으로 계산한 연성지수보다 큰 것으로 나타났고, 실험에서 측정된 극한 변형률을 기준으로 계산한 연성지수는 실험값보다 다소 크게 나타났다.

Rashid 등[16]은 폭 $b = 250$ mm, 유효높이 $d = 345$ mm, 지간 $L = 3,400$ mm 인 단순보에 대해 전단지간 $a = 1,200$ mm로 하여 4점 재하시험을 수행하여 극한하중과 연성지수를 측정하였다. 극한상태는 최대하중에 도달한 후 최대하중의 90%로 떨어지는 지점으로 정의하고, 연성지수는 인장철근이 항복할 때의 처짐과 극한상태에서의 처짐의 비로 계산하였다. 극한하중은 실험값과 해석 결과가 거의 일치하는 것으로 나타났으나, 연성지수의 실험값은 압축연단의 콘크리트 변형률이 0.003일 때를 기준으로 계산한 연성지수보다 콘크리트 압축강도가 42.8MPa일 때에는 크고, 콘크리트 압축강도가 77MPa일

때에는 작게 나타났다. 또한, 극한상태에서 측정된 압축 연단에서의 콘크리트 변형률을 기준으로 계산한 연성지수도 실험값보다 크게 나타났다.

연구자에 따라 극한상태를 다르게 정의하고 있어 비슷한 철근배근 조건을 갖는 보에 대해서도 실험에서 얻은 부재 연성지수(처짐)는 다르게 평가되고 있으며, 해석적 방법에 의해 계산한 곡률연성지수와 차이가 있는 것으로 판단된다. 또한, 실험에서 얻은 연성지수는 처짐을 갖고 계산한 것인데 비해 해석적으로 계산한 연성은 단면의 곡률에 의해 계산한 값이기 때문에 차이가 있는 것으로 판단된다[6].

3. 해석결과 및 분석

3.1 해석단면 및 매개변수

3.1.1 해석단면

철근콘크리트 속빈 단면 보의 모멘트-곡률 관계 및 곡률연성지수는 Fig. 1(a)와 같은 단면에 대해 계산하였다. 단면의 외측 폭(b_o) 300 mm, 외측 높이(h_o) 600 mm, 유효 깊이(d) 550 mm이며, 콘크리트 표면에서 철근 도심까지의 거리는 50 mm이다. 하부플랜지 및 상부플랜지에는 철근이 각각 1열로 배치되고, 복부에는 4열로 배치되는 것으로 하였다.

3.1.2 매개변수

철근콘크리트 속빈 단면의 보에서 속빈 부분의 크기, 상부 플랜지 및 복부에 배근되는 철근량에 따른 연성특성을 분석하였다. 이를 위해 속 빈 부분의 크기(b_i, h_i)는 외측 단면(b_o, h_o)의 0배(직사각형 단면)에서 0.8배 ($b_i=0.8b_o, h_i=0.8h_o$)까지 변화시켰다. 하부플랜지에 배치

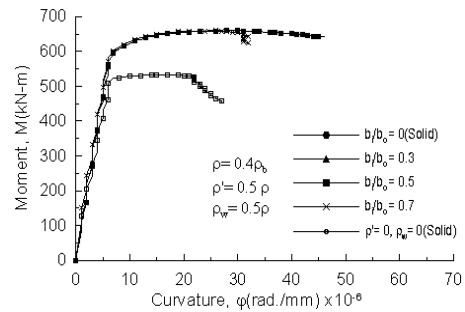
되는 인장철근(ρ)은 단철근 직사각형 단면의 균형철근비(ρ_b)의 40%를 배치하는 것으로 하였고, 상부플랜지에 배치되는 압축철근량(ρ')과 복부에 배치되는 철근량(ρ_w)은 인장철근량의 0%(단철근 보)에서 100%까지 각각 배치되는 것으로 하였다. 콘크리트의 압축강도(f_{ck})는 28 MPa, 철근의 항복강도(f_y)는 400 MPa로 하였다.

3.2 모멘트-곡률관계

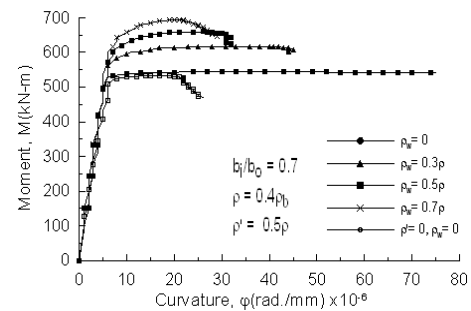
Fig. 3은 상·하부 플랜지 및 복부에 철근이 각각 $\rho = 0.4\rho_b$, $\rho' = 0.5\rho$ 및 $\rho_w = 0.5\rho$ 만큼 배근된 속빈 단면에 대해 속빈 부분의 크기에 따른 모멘트-곡률 관계를 보여주고 있다. 인장측인 하부슬래브에만 철근이 배치된 부재에 비해 압축측인 상부슬래브 및 복부에 철근을 배치한 부재의 극한 모멘트는 증가하나 균열이 발생하기까지의 거동은 비슷함을 보여주고 있다. 철근이 4면 모두 배치된 부재의 경우 속빈 부분의 크기가 바깥 단면 크기의 70%가 되어도 최대 모멘트와 최대 하중에 도달할 때까지의 거동은 속이 찬 단면과 거의 같음을 보여주고 있으며, 소성구간에서의 거동은 속빈 부분의 단면 비(b/b_o)가 0.5까지는 속이 찬 단면과 거의 같으나, 속빈 부분의 단면비가 0.5이상이 되면 소성구간이 짧아지는 것으로 나타났다. 철근의 배근 조건이 다른 경우에도 속빈 부분의 비(b/b_o)가 0.5이상인 단면에서 소성구간이 짧아지는 것으로 나타났다.

Fig. 4는 속빈 부분의 단면 비(b/b_o)가 0.7이고, 상부 및 하부 플랜지에 철근이 각각 $\rho = 0.4\rho_b$, $\rho' = 0.5\rho$ 만큼 배근된 속빈 단면의 경우에 복부에 배치된 철근량(ρ_w)에 따른 모멘트-곡률 관계를 보여주고 있다. 속빈 단면 보에서 하부슬래브에만 철근을 배치한 경우와 상부슬래브에 하부슬래브 철근량의 50%를 배치한 경우를 비교하면 최대하중에 도달할 때까지의 거동과 최대하중의 크기가 거의 같으나, 상부슬래브에 철근을 배치한 보에서 소성 구간이 길게 나타남을 보여주고 있다. 하부슬래브와 상부슬래브에 철근을 모두 배치한 경우 복부에 배치한 철근량에 따라 최대모멘트 및 최대 하중 이후의 거동에는 많은 차이가 있음을 보여 준다. 복부에 배치한 철근량이 많을수록 최대모멘트는 증가하나 최대 하중 이후의 소성구간은 매우 짧아짐을 알 수 있다. 속빈 부분의 단면 비(b/b_o)가 다른 경우도 비슷한 결과가 나타났다.

이와 같이 복부에 철근을 많이 배치한 부재에서 연성특성이 감소하는 것은 복부에 배치한 철근의 대부분이 인장을 받기 때문에 결과적으로 인장철근을 많이 배치한 결과를 초래하므로 소성 구간이 짧아지는 것으로 판단된다.



[Fig. 3] Moment-curvature curve when $\rho = 0.4\rho_b$, $\rho' = 0.5\rho$ and $\rho_w = 0.5\rho$



[Fig. 4] Moment-curvature curve when $\rho = 0.4\rho_b$, $\rho' = 0.5\rho$ and $b/b_o = 0.7$

3.3 곡률연성지수

보 단면의 곡률연성지수는 식 (5)에 의해 계산하였으며, 극한곡률 ϕ_u 는 콘크리트기준에서 극한상태로 규정하고 있는 압축연단의 콘크리트 변형률이 0.003에 도달했을 때 곡률로 계산하였으며, 속빈 단면에서 속빈 부분의 크기, 상부 슬래브 및 복부에 배치되는 철근량이 속빈 단면 보의 곡률연성지수에 미치는 영향을 분석하였다.

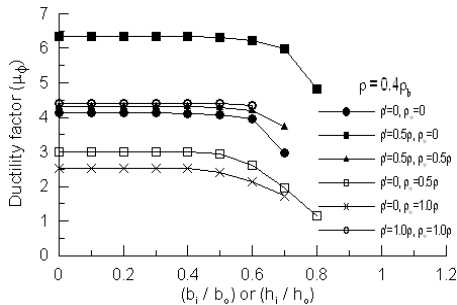
3.3.1 속빈 부분의 크기에 따른 영향

Fig. 5는 하부플랜지에 배치한 인장철근량이 균형철근비의 40%이고, 상부플랜지와 복부철근의 배근 조건을 다르게 한 속빈 단면의 보에 대해 속빈 부분의 크기에 따라 곡률연성지수 값을 비교한 것이다. 속이 찬 단면($b/b_o = 0$)의 경우 하부플랜지에만 철근을 배치한 단면에서는 곡률연성지수가 4.1로 나타났고, 상부플랜지에 하부플랜지 철근의 50%를 배치하면 곡률연성지수가 6.4까지 증가하였으며, 복부에만 하부플랜지 철근의 50%를 배치하면 곡률연성지수가 2.7까지 감소하였다. 또한 상부플랜지 및 복부에 하부플랜지 철근의 50%, 100%로 동일하게 배치한 경우에는 하부플랜지에만 철근을 배치한 경우에 비해 곡률연성지수가 약간 증가하는 것으로 나타났다. 복부에 추

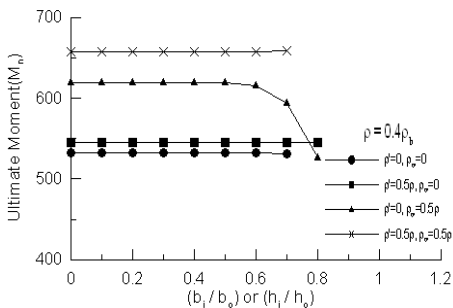
가로 철근을 배치하면 하부플랜지에만 철근을 배치한 경우보다 연성지수가 감소하기 때문에 단철근 부재의 연성지수 이상을 확보하기 위해서는 복부에 배치한 철근량에 해당하는 철근량만큼을 상부플랜지에 배치해야함을 알 수 있다.

Fig. 5에서 보면 철근의 배근 조건에 관계없이 속빈 부분의 크기(b_i/b_o)가 전체 단면의 50%보다 작은 경우에는 곡률연성지수가 일정한 값을 갖으며, 속빈 부분의 크기가 곡률연성지수에 영향을 미치지 않는다. 속빈 부분의 크기(b_i/b_o)가 전체 단면의 50%보다 크게 되면 곡률연성지수가 감소하기 시작하며, 70%보다 큰 경우에는 곡률연성지수가 급격히 감소하는 것으로 나타났다.

Fig. 6은 속빈 부분의 크기에 따른 공칭모멘트의 변화를 나타낸 것으로 하부슬래브에만 철근을 배치한 경우, 하부슬래브와 복부에 철근을 배치한 경우 및 하부슬래브와 상부슬래브에 철근을 배치한 경우에는 속빈 부분의 크기가 증가하여도 공칭모멘트의 변화가 없는 것으로 나타났으며, 4면에 모두 철근을 배치한 경우에는 속빈 부분의 크기(b_i/b_o)가 0.6보다 커지면서 공칭모멘트가 감소하는 것으로 나타났다.



[Fig. 5] Variations of curvature ductility factor with the size of hollow part

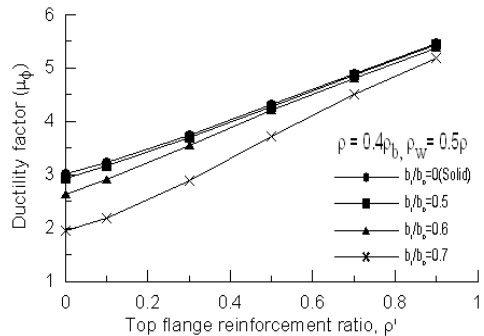


[Fig. 6] Variations of ultimate moment with the size of hollow part

따라서 철근콘크리트 속빈 단면 보에서 속 빈 부분의 크기를 전체 단면의 60% 이하로 하면 속이 찬 단면에서와 같은 극한모멘트 및 곡률연성지수를 얻을 수 있는 것으로 나타났다.

3.3.2 상부플랜지 철근량의 영향

Fig. 7은 하부플랜지의 철근은 균형철근비의 40%, 복부 철근은 하부플랜지 철근의 50%를 배치한 경우에 상부플랜지에 배치되는 철근량에 따른 곡률연성지수를 비교한 것이다. 속빈 부분의 크기에 관계없이 상부플랜지에 배치되는 철근량이 증가하면 부재의 곡률연성지수는 철근량의 증가에 비례하여 증가하며, 속빈 부분의 크기가 큰 경우에 연성지수의 증가가 다소 큰 것으로 나타났다. 하부플랜지 및 복부 철근의 배근 조건이 다른 경우에도 같은 경향의 결과를 보였다. 이와 같은 결과는 철근콘크리트 부재에서 압축철근의 배치는 부재의 연성을 증가시키기 때문이다.

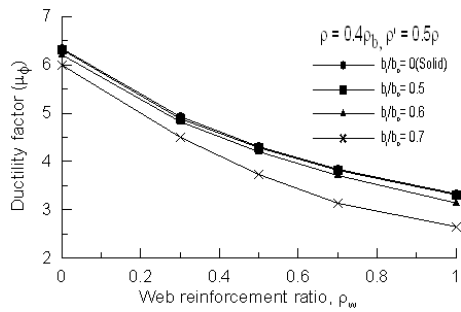


[Fig. 7] Variations of curvature ductility factor with top flange reinforcement

3.3.3 복부 철근량의 영향

Fig. 8은 하부플랜지 철근은 균형철근비의 40%, 상부플랜지 철근은 하부플랜지 철근의 50%를 배치한 경우 복부에 배치되는 철근량에 따른 곡률연성지수를 비교한 것이다. 속빈 부분의 크기에 관계없이 복부에 배치되는 철근량이 증가하면 부재의 곡률연성지수가 감소하는 경향을 보이며, 복부 철근이 많을수록 연성지수의 감소폭은 다소 작아지는 것으로 나타났다.

이와 같이 복부에 철근을 배치하면 연성지수가 감소하는 것은 복부에 배치한 철근의 대부분이 인장을 받으므로 결과적으로 인장철근을 많이 배치한 것과 같은 효과를 초래하기 때문인 것으로 판단된다.



[Fig. 8] Variations of curvature ductility factor with web reinforcement

4. 결론

본 연구에서는 철근콘크리트 속빈 단면 보에서 속빈 단면의 크기, 상부플랜지 및 복부에 배치되는 철근량이 부재의 모멘트-곡률관계와 곡률연성지수에 미치는 영향을 해석적으로 분석하였으며, 이로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 철근의 배근조건에 관계없이 속빈 부분의 크기 (b_i/b_o 및 h_i/h_o)가 0.5보다 작은 경우에는 곡률연성지수 값이 변하지 않고, 그 이상이 되면 곡률연성지수가 감소하며, 특히 속빈 부분의 크기(b_i/b_o)가 0.7보다 크면 곡률연성지수가 급격히 감소한다.
- 2) 복부 또는 상부슬래브에 철근을 배치한 경우에는 속빈 부분의 크기가 증가하여도 공칭모멘트의 변화가 없으나, 4면에 모두 철근을 배치한 경우에는 속빈 부분의 크기(b_i/b_o)가 0.6보다 커지면서 공칭모멘트가 감소하였다.
- 3) 상부플랜지에 철근을 배치하면 속빈 부분의 크기에 관계없이 곡률연성지수가 증가하고, 복부에 철근을 배치하면 속빈 부분의 크기에 관계없이 곡률연성지수가 감소한다.
- 4) 속빈 단면에서 복부에 철근을 배치하는 경우에 단철근 직사각형 단면 보와 같은 연성지수를 얻기 위해서는 상부플랜지에 복부철근량만큼의 철근을 배치해야 하는 것으로 나타났다.

References

[1] Inoue, S. and Egawa, N. "Flexural and Shear Behavior of Reinforced Concrete Hollow Beams under Reversed Cyclic Loads", *Proc. of 7th World Conference on*

Earthquake Engineering. Paper No.1359, March, 1988.

- [2] Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code and Commentary*, Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 599pp, 2012.
- [3] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Detroit, 473pp, 2008.
- [4] Alnuaimi, A.S., Al-Jabri, K.S. and Hago, A., "Comparison between Solid and Hollow Reinforced Concrete Beams", *Materials and Structures*, Vol.41, pp.269-286. 2008. Doi 10.1617/s11527-007-9237-x. DOI: <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-007-9237-x>
- [5] Bernardo, L.F.A. and Lopes, S.M.R., "Plastic Analysis and Twist Capacity of High-Strength Concrete Hollow Beams under Pure Torsion", *Engineering Structures*, Vol.49, pp.190-201, 2013. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.030>
- [6] Lee, H.J., "Evaluation on Moment-Curvature Relations and Curvature Ductility Factor of Reinforced Concrete Beams with High Strength Materials," *Journal of The Korean Concrete Institute*, Vol.25, No.3, pp.283-294, 2013. DOI: <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2013.25.3.283>
- [7] Lee, H.J., "Predictions of Curvature Ductility Factor of Reinforced Concrete Beam Sections Used High Strength Concrete and Steel", *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, Vol.33, No.2, pp.438-493, 2013. DOI: <http://dx.doi.org/10.12652/Ksce.2013.33.2.483>
- [8] Lee, J.H., "Analytical Study on Ductility Index of Reinforced Concrete Flexural Members", *KSCE, Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, Vol.14, No.3, pp.391-402, 1994
- [9] Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*. Wiley, New York, 1975. DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172834>
- [10] Attard, M.M. and Setunge, S., "The Stress- Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol.93, No.5, pp.432-444, 1996.
- [11] Pam, H.J., Kwan, A.K.H. and Islam, M.S., "Flexural Strength and Ductility of Reinforced Normal-and High-Strength Concrete Beams", *Proceedings of the ICE-Structures and Buildings*, Vol.146, No.4, pp.381-389, 2001. DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/stbu.2001.146.4.381>
- [12] Ho, J.C.M., Kwan, A.K.H. and Pam, H.J., "Theoretical Analysis of Post-Peak Behavior of Normal and High Strength Concrete Beams", *The Structural Design of Tall Special Buildings*, pp.109-125 2003.

- DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/tal.216>
- [13] Bai, Z.Z. and Au, F.T.K., “Flexural Ductility Design of High-Strength Concrete Beams”, *The Structural Design of Tall Special Buildings*, pp.521-542, 2011.
DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/tal.714>
- [14] Arslan, G. and Cihanli, E., “Curvature Ductility Prediction of Reinforced High-Strength Concrete Beam Sections”, *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol.16, No.4, pp.462-470, 2010.
DOI: <http://dx.doi.org/10.3846/jcem.2010.52>
- [15] Jang, I.Y., Park, H.G., Kim, S.S., Kim, J.H. and Kim, Y.G., “On the Ductility of High-Strength Concrete Beams”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol.2, No. 2, pp.115-122, 2008.
DOI: <http://dx.doi.org/10.4334/IJCSM.2008.2.2.115>
- [16] Rashid, M.A. and Mansur, M.A., “Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure”, *ACI Structural Journal*, Vol.102, No.3, pp.462-471, 2005.

이 형 준(Hyung-Joon Lee)

[정회원]



- 1989년 2월 : 서울대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 1996년 8월 : 서울대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 1996년 3월 ~ 2000년 8월 : 한국도로공사 도로연구소 책임, 수석연구원
- 2000년 9월 ~ 현재 : 한밭대학교 건설환경공학과 부교수

<관심분야>

콘크리트 재료, 콘크리트 구조 해석 및 설계