

후프띠철근과 보강띠철근으로 횡구속된 정사각단면 콘크리트의 응력-변형률 특성

Characteristics of the Stress-strain Relationship of Square Sectional Concrete Confined by Hoop Reinforcement with Cross-ties

정혁창¹⁾ · 차수원²⁾ · 김익현³⁾

Jeong, Hyeok Chang · Cha, Soo Won · Kim, Ick Hyun

국문 요약 >> RC교량의 내진성능은 교각에 충분한 연성도를 제공함으로써 확보할 수 있다. 이러한 연성도는 교각의 소성힌지 영역에 적절한 횡방향철근을 배근함으로써 실현할 수 있다. 횡방향철근에 의한 횡구속력은 유효구속력으로 결정되므로 단면형상과 횡방향철근량이 지배적인 요소가 된다. 동일한 횡방향철근량을 제공하더라도 설치간격, 배치형태, 갈고리 상세 등의 차이에 의해 유효구속력에 차이가 있게 된다. 후프띠철근에 의해 횡구속력을 발휘하는 원형단면과는 달리 사각 또는 중공사각단면에서는 유효구속력을 증가시키기 위해 보강띠철근이 함께 사용된다. 이러한 보강띠철근을 어떻게 고려하느냐에 따라 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 달라지게 된다. 본 연구에서는 실험을 통해 후프띠철근과 함께 보강띠철근을 갖는 정사각단면 콘크리트의 응력-변형률 관계를 파악하였으며 기존의 평가식과 비교를 통해 역학적 특성을 분석하였다.

주요어 응력-변형률 곡선, 횡구속 콘크리트, 횡방향철근, 보강띠철근

ABSTRACT >> Improved seismic performances of RC bridges can be attained by sufficient ductilities of piers, which can be obtained by providing sufficient lateral confinements to the plastic hinge regions of piers. The cross sectional shape and the amount of lateral reinforcements are key parameters in the determination of effective confinements. Even though identical amounts of lateral reinforcement are provided, the effective confinement differs due to different spacing, arrangements, hook details and so on. Unlike circular sections in which confinement is exerted by mere hoop reinforcements, cross-ties are arranged in square or rectangular sections to enhance the effective confinements. The stress-strain relationship of confined concrete is varied by how to consider these cross-ties. In this study, the stress-strain relationships of confined concrete with cross-ties are investigated experimentally and their mechanical characteristics are estimated by comparison with other empirical equations.

Key words Stress-strain relationship, Confined concrete, Lateral confinement, Cross-ties

1. 서론

지진하중에 대해 RC교량의 내진성능을 확보하기 위해서는 교각이 입력지진에너지를 충분히 흡수할 수 있도록 교각의 변위연성도를 확보하는 것이다. 이러한 변위연성도는 교

각의 소성힌지영역의 심부콘크리트를 적절하게 횡구속을 함으로써 얻을 수 있다.⁽¹⁾ 압축력을 받는 콘크리트는 철근의 횡구속에 의해 극한변형률이 증가하고, 이로 인해 소성힌지 영역에서의 단면의 곡률이 증가하여 교각의 변위연성도가 증가하게 된다. 따라서, 설계 지진시 교각에 요구되는 변위연성도를 경제적합리적으로 확보하기 위해서는 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성을 파악하는 것이 중요하다. 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률의 관계는 다양한 모델식이 제안되어 왔으며,⁽⁴⁻¹¹⁾ 횡구속 효과는 횡방향철근에 의한 유효구속력으로 결정되므로 단면형상과 횡방향철근량이 지배적인 요소가 된다. 동일한 횡방향철근량을 제공하더라도 설치간격, 배치형태, 갈고리 상세 등의 차이에 의해 유효구

¹⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부 박사수료(대표저자)

²⁾ 울산대학교 건설환경공학부 조교수

³⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부 교수
(교신저자 : ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 11. 18 / 수정일 1차 : 2010. 4. 5, 2차 : 2010. 5. 17/

게재확정일 : 2010. 5. 17)

속력에 차이가 있게 되어 저자들은 기존 연구에서 현행 도로교설계기준의 갈고리상세에 부합되는 횡방향철근을 배치한 원형단면과 정사각단면의 응력-변형률 특성을 분석한 바 있다⁽¹²⁾. 그러나 후프띠철근을 배치하는 원형단면과 달리 실제 사각단면 또는 중공사각 단면 교각에서는 콘크리트의 유효횡구속력을 증가시키기 위해서 후프띠철근과 함께 보강띠철근(Cross-tie)을 함께 사용하고 있다. 따라서, 이러한 보강띠철근을 어떻게 고려하느냐에 따라 콘크리트의 횡구속력이 달라지고 이에 따라 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 특성도 달라지게 된다.

이에 본 연구에서는 후프띠철근과 함께 보강띠철근을 갖는 정사각단면 콘크리트 시험체를 제작하여 일축압축시험을 수행하여 이들 시험체의 응력-변형률 관계를 파악하였다. 또한, 응력-변형률 관계로부터 다양한 역학적 인자를 선정하여 기존에 제안된 평가식과 비교하여 그 특성을 분석하였다.

2. 횡구속된 콘크리트의 기존 응력-변형률 모델식

횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델에 대한 제안식들은 상승곡선과 하강곡선으로 제안되고 있다. 상승곡선은 최대압축응력에 이르는 구간이며, 하강구간은 최대압축응력

도달 후 각 식에서 제안하는 파괴점까지 구간을 의미한다. 기존의 응력-변형률 모델에 대한 제안식들은 철근콘크리트의 여러 구성요소를 사용한 변수에 의해서 제안되었으며, Kent and Park^{(4),(5)}, Sheikh and Uzumeri^{(6),(7)}, Mander^{(8),(9)}, Saatcioglu-Razvi⁽¹⁰⁾, 그리고 Hoshikuma⁽¹¹⁾ 등에 의해서 제안되었다. 저자들은 앞선 논문⁽¹²⁾을 통해서 후프띠철근만 배치된 원형 및 정사각단면의 횡구속콘크리트의 응력-변형은 Modified Kent and Park(1982)⁽⁵⁾와 Hoshikuma(1997)⁽¹¹⁾에 의해서 제안된 모델식이 비교적 잘 맞는 것으로 확인하였으며, 본 연구에서는 이 두 모델식을 중심으로 실험결과와 비교하였다.

표 1은 본 연구에서 사용된 기존의 횡구속 콘크리트의 모델식을 정리한 것이다. Modified Kent and Park Model은 무구속 콘크리트의 최대응력시 변형률을 0.002로 정의하여 K라는 구속계수를 사용하여 식을 제안하였다. K는 횡방향 철근비, 횡방향철근과 콘크리트의 강도에 의해서 정의되는 계수이다. 구속계수 K의 크기가 정의되면, K에 의해 강도의 증가를 가져오게 되는 것으로, 최대구속응력에서의 변형률이 0.002K에 도달하는 것으로 제안하였다. 하강곡선에서는 곡선의 기울기를 정의하는 계수로 Z_m을 사용하며, 이에 대한 변수로는 사각단면의 단변방향길이(h''), 횡방향철근간

〈표 1〉 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델식

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			Applicable cross sectional shape
	Ascending branch	Descending branch	Residual stress	
Modified Kent and Park (1982) ⁽⁵⁾	$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$	$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)]$	20% of Kf'_c	Square
	$K = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{ck}}, Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{h''}{s}} - 0.002K}$			
Hoshikuma (1997) ⁽¹¹⁾ 및 일본 도로교기준 (2002) ⁽³⁾	$f_c = E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right]$	$f_c = f_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cu})$	50% of f_{cc}	Square, Circle
	$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - f_{cc}}$ $f_{cc} = f'_c + 3.8 \alpha \rho_{sh} f_{yh} \quad (S: \alpha=0.2, C: \alpha=1.0)$ $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_c} \quad (S: \beta=0.4, C: \beta=1.0)$ $E_{des} = 11.2 \frac{f_c'^2}{\rho_{sh} f_{yh}}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2 f_{cc}}{E_{des}}$			

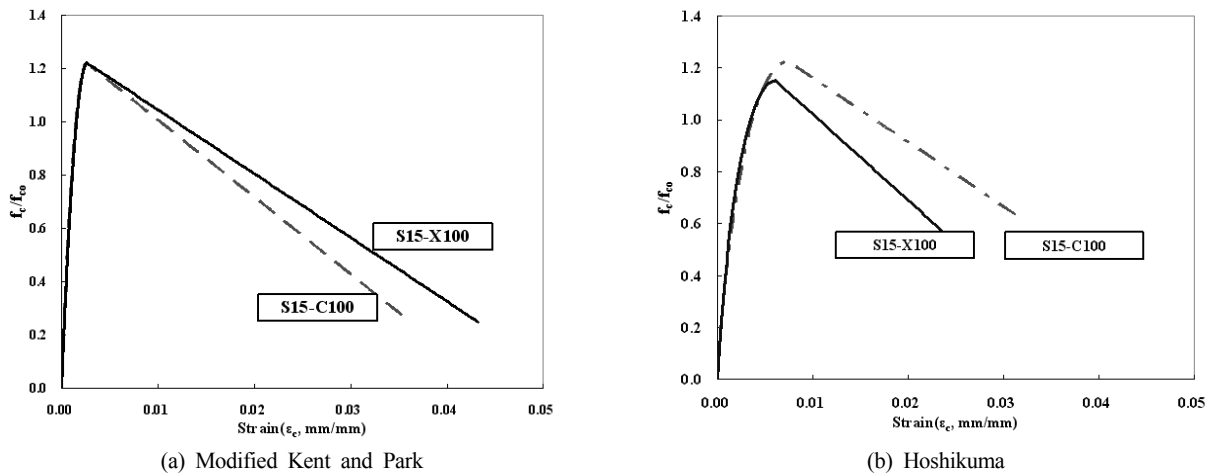
f'_c : 콘크리트의 압축강도(MPa)
 ϵ_c : 콘크리트의 축방향 변형률
 h'' : 심부의 폭(mm)
 f_{cc} : 구속 콘크리트 강도(MPa)
 ϵ_{cc} : 최대 구속응력시 변형률

f_{yh} : 횡방향 철근의 항복강도(MPa)
 ρ_{sh} : 심부에 대한 횡방향 철근의 체적비
 s : 횡방향 철근의 중심간격(mm)
 f_{co} : 비구속 콘크리트 강도(MPa)
 ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률

격(s), 콘크리트 압축강도(f'_c), 그리고 횡방향철근비(ρ_{sh})가 적용된다. 또한 이 모델식은 횡방향철근의 배근형태에 관계 없이 콘크리트 체적에 대한 횡방향철근의 체적을 나타내는 횡방향철근비를 사용한다. 최대구속응력 이후 보강띠철근이 있는 경우(S15-C100), 없는 모델(S15-X100)에 비해서 하강곡선의 기울기가 큰 이유는 횡방향철근간격의 증가로 기울기를 정의하는 계수 Z_m 의 크기가 영향을 받기 때문인 것으로 사료된다. 파괴시점은 제안하고 있지 않으나, 잔류응력이 최대응력의 20%에 도달하게 되면 더 이상의 응력변화는 없는 것으로 정의하고 있다.

Hoshikuma Model은 Modified Kent and Park Model과 마찬가지로 포물선의 상승곡선과 직선의 하강곡선으로 구성된다. 상승곡선에서는 원형단면은 구속에 의한 응력의 손실이 없는 것으로 나타내었으며, 사각단면은 응력의 손실이 있는 것으로 정의하고 있다. 이에 원형과 사각단면에 대해 최대구속응력(a), 최대구속응력시 변형률(β)에 대해서 다른 계수를 정의하여 적용하였다. 하강곡선에서는 횡방향철근

비, 횡방향철근강도, 그리고 콘크리트의 강도에 의해서 정의되는 하강구배를 이용하여 제안하였다. Hoshikuma 모델식은 횡방향철근비를 고려할 때, 보강띠철근이 존재할 경우 단면내의 횡방향철근의 체적을 모두 고려하는 것이 아니라, 후프띠철근과 보강띠철근으로 폐합되는 사각형 중 폭이 가장 넓은 부분을 기준으로 하여 횡방향철근의 체적을 고려하고 있다. 또한 파괴시점을 최대구속응력의 50%로 정의하고 있으며, 이 식을 사용하고 있는 일본도로교시방서⁽³⁾에서는 파괴시점을 최대구속응력의 80%로 정의하고 있다. 그림 1은 동일한 횡방향철근량(도로교 설계기준의 횡방향철근량 100%를 배근한 모델, 표 2의 S15-X100, S15-C100)을 갖는 경우 보강띠철근 유무에 따른 응력-변형률의 차이를 비교한 그림이다. 동일한 횡방향철근량을 가지지만 보강띠철근이 있는 경우(S15-C100) Hoshikuma Model은 없는 모델(S15-X100)보다 횡방향철근량이 크게 산정되어 횡구속효과가 크게 나타난다.



〈그림 1〉 보강띠철근 유무에 따른 모델식의 비교(횡방향철근비 100%)

〈표 2〉 시험체 제원

Test Series ID	Cross-ties	Volumetric Ratio [ρ_{sh} , %]	Spacing [s, mm]	Longitudinal Reinforcement Ratio [ρ_l , %]	Dimension [mm]	도로교 설계기준 대비 횡방향철근량 [%]
S15-X0	무구속	0.000	-	1.005 [D6]	Square 150 × 150 Height 450	0
S15-X50	없음	1.013	93			50
S15-X75		1.519	62			75
S15-X100		2.025	47			100
S15-X125		2.531	37			125
S15-C50		있음	1.013			140
S15-C75	1.519		93			75
S15-C100	2.025		70			100
S15-C125	2.531		56			125

* 설계강도 $f_{ct}=24\text{MPa}$, $f_{yt}=400\text{MPa}$, 실험강도 $f_{cu}=25.8\text{MPa}$, $f_{yh}=400\text{MPa}$

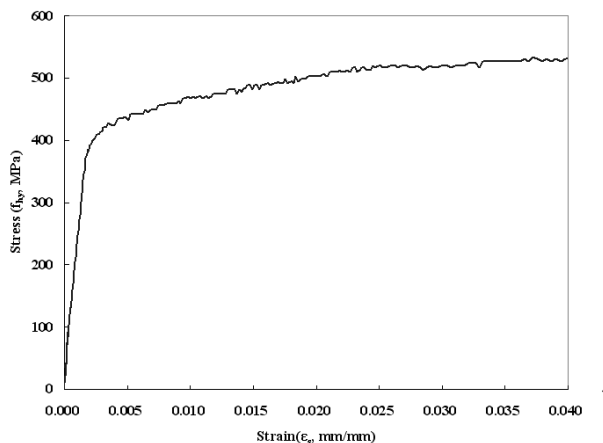
3. 응력-변형률 실험

3.1 시험체 설계

시험체의 횡방향철근량은 도로교 설계기준에서 제안하는 식 (1)을 사용하여 계산하였다. 원형단면과 달리 사각단면의 경우에는 횡방향철근이 면적비로 주어지지만 본 연구에서는 이를 체적비로 환산하여 적용하였다. 횡방향철근량은 도로교 설계기준에서 제안하는 식을 100%로 하여 50%, 75%, 100%, 125%로 변화를 두어 시험체를 제작하였다.

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f_{ck}}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (1)$$

시험체는 보강띠철근이 없는 경우와 있는 경우에 대해서 횡방향철근량에 따라서 각각 제작하여 실험을 수행하였다. 콘크리트 설계압축강도는 24MPa이며, 축방향철근 및 횡방향철근의 크기는 D6(6mm), 항복강도는 400MPa이다. 시험체 공시체의 콘크리트 압축강도는 25.8MPa이며, 인장실험을 통한 철근의 항복강도는 400MPa이다. 표 2는 시험체의 제원특성을 나타낸 것으로 콘크리트 모델식의 평가에는 실험강도를 적용하였다. 도로교 설계기준에는 ‘횡방향철근은 띠철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향 철근에 걸리게 해야 한다.’ 라고 규정하고 있다. 본 연구의 시험체는 단면크기의 제약으로 갈고리 길이 80mm를 적용할 수 없기 때문에 철근의 지름 6mm의 6배인 36mm를 갈고리 길이로 적용하였다. 시험체의 축방향철근비는 단면에서는 보강띠철근을 배근하기 위해서 8개의 철근이 사용되어 1.01%이다. 시험체는 복부에서 파괴를 유도하고, 가력 중 가력부에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 하중이 가해지는 양단

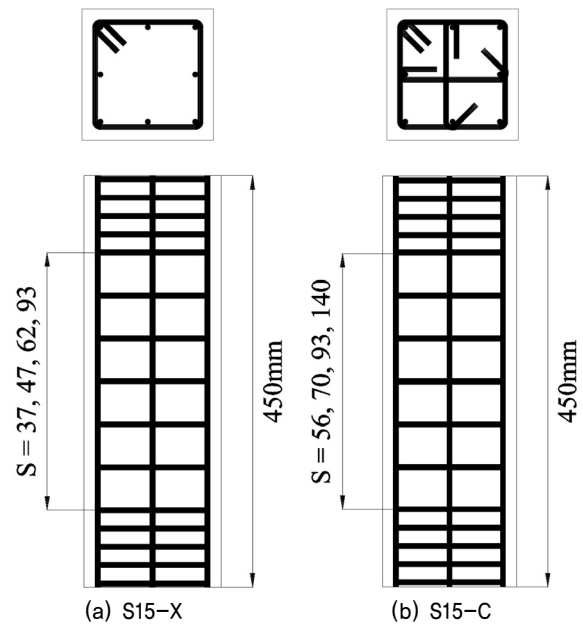


〈그림 2〉 횡방향철근의 인장강도 실험결과

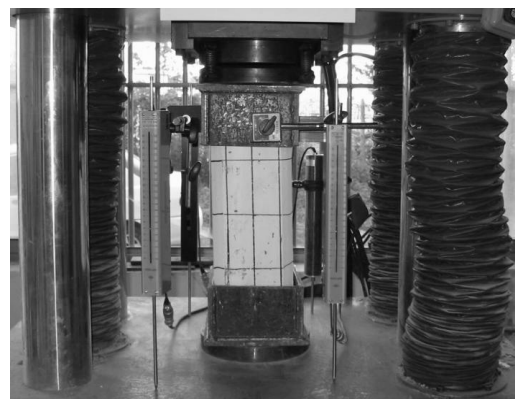
부에서는 횡방향철근을 설계된 철근비보다 조밀하게 배치하였다. 그림 3은 시험체의 단면과 형상을 나타낸 것이다.

3.2 실험 방법

재하실험은 KS F 2405 콘크리트의 압축강도 시험방법에 의거하여 2000kN용량의 만능재료시험기(U.T.M)를 사용하여 실시하였다. 시험체에 충격을 주지 않도록 똑같은 속도로 하중을 재하하였으며, 재하속도는 압축 응력의 증가율이 초당 0.6±0.4 MPa이 되도록 하였다. 시험체 단부에서의 국부파괴를 방지하고 복부파괴를 유도하기 위하여 양 끝단에서 100mm 위치까지 두께 10mm의 강제박스로 캡을 씌웠다. 축방향 변형률은 시험체 전후좌우의 네 곳에 LVDT를 설치하여 측정하였다(그림 4). 측정된 하중-변위 관계로부터 축방향 응력-변형률 관계를 도출하였다.



〈그림 3〉 시험체 단면 및 형상



〈그림 4〉 LVDT 및 시험체 설치 사진

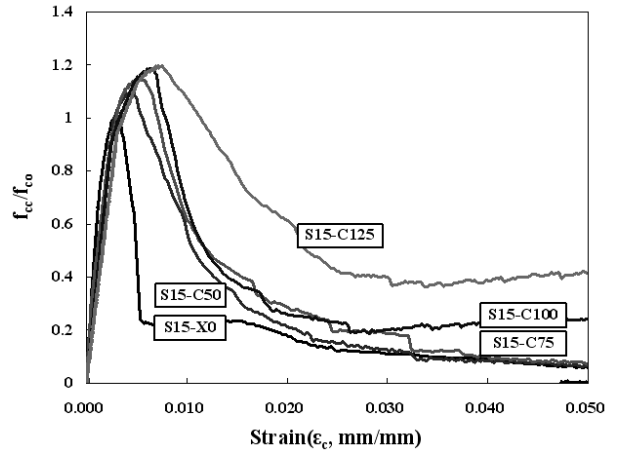
4. 실험결과

보강띠철근이 없는 시험체의 특성분석은 기존의 연구⁽¹²⁾에서 이미 수행하였으며, 본 연구에서는 보강띠철근이 있는 시험체의 특성분석과, 보강띠철근이 없는 경우와 있는 경우의 특성의 차이를 비교하였다. 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 실험결과와 모델식의 특성의 차이를 정량적으로 평가하기 위하여, 최대구속응력(f_{cc}), 최대구속응력 시의 변형률(ϵ_{cc}), 최대구속응력 후의 하향곡선구배(E_{des}), 극한변형률(ϵ_{cu}), 극한변형률까지의 변형에너지밀도(U_c)를 도입하여 비교, 평가하였다.

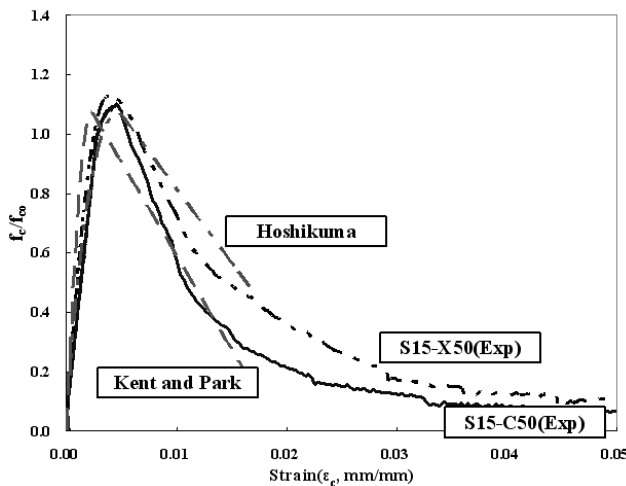
4.1 보강띠철근이 있는 시험체(S15-C Series)

그림 5는 보강띠철근이 배근되어 있는 S15-C Series의 실험결과를 나타낸 것이며, 그림 6은 실험결과와 횡방향철

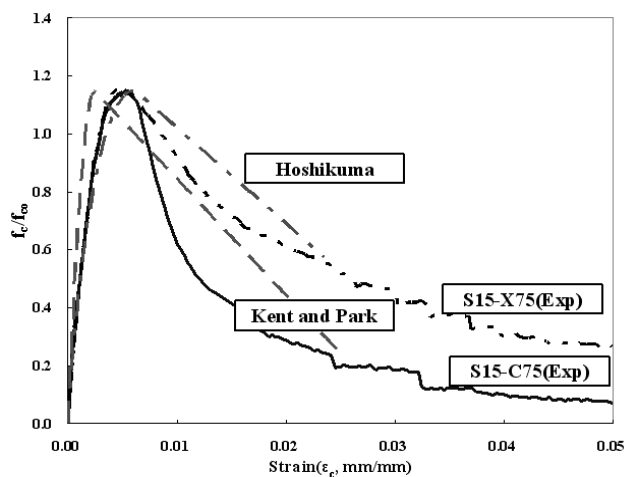
근비에 따른 모델식과 비교해서 나타낸 그림이다. 보강띠철근이 없는 실험과 비교해보면 상승곡선부분에서는 큰 차이가 없는 것으로 보이나, 하강곡선부분에서는 급격한 기울기



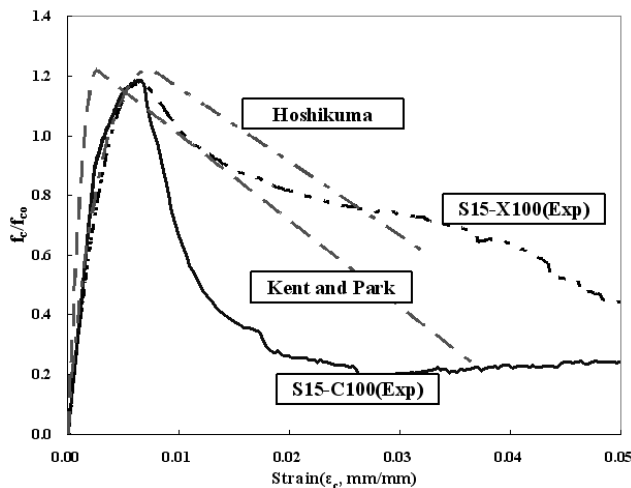
〈그림 5〉 보강띠철근이 있는 시험체의 응력-변형률 곡선



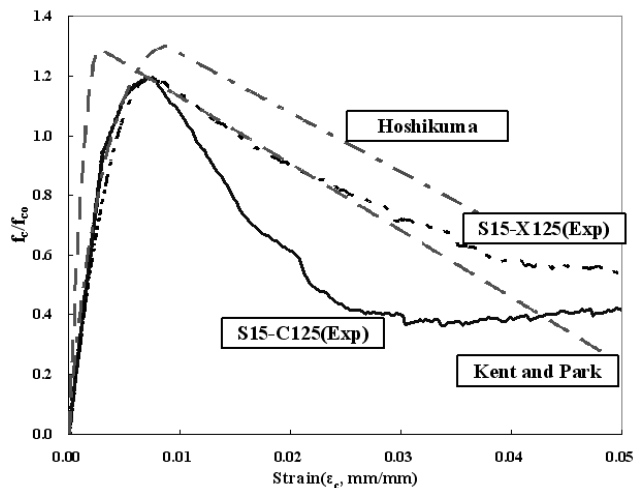
(a) S15-C50



(b) S15-C75



(c) S15-C100



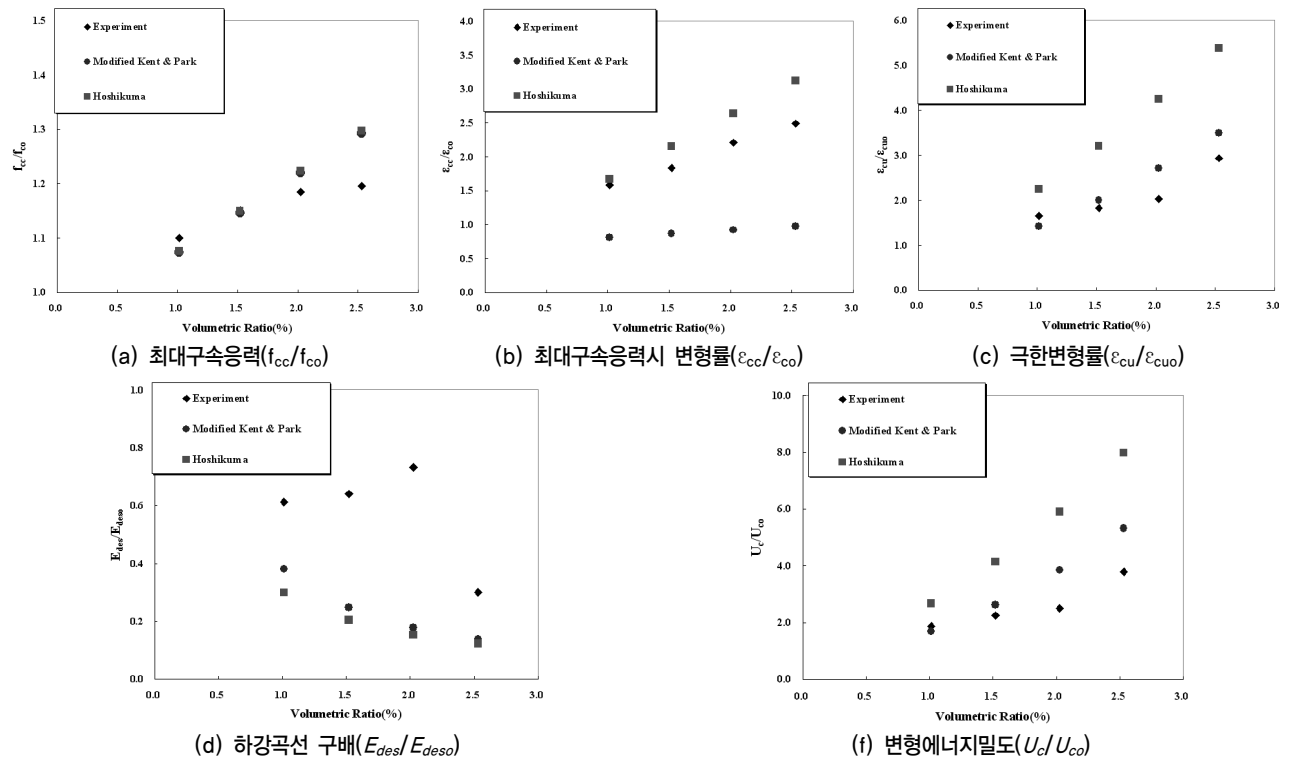
(d) S15-C125

〈그림 6〉 보강띠철근이 있는 단면의 실험결과와 모델식의 비교

〈표 3〉 횡방향철근비에 따른 특성값의 비교

S15-Series		f_{cc}			ϵ_{cc}			ϵ_{cu}			E_{des}			U_c		
ρ_{sh}	ID	Exp	K&P	H	Exp	K&P	H	Exp	K&P	H	Exp	K&P	H	Exp	K&P	H
1.013	X50	31.32 (1.13)	29.85 (1.07)	28.88 (1.04)	0.0038 (1.34)	0.0023 (0.81)	0.0041 (1.43)	0.0074 (1.81)	0.0056 (1.37)	0.0061 (1.49)	1750 (0.39)	1458 (0.32)	1886 (0.42)	0.181 (2.19)	0.136 (1.64)	0.136 (1.64)
	C50	30.60 (1.10)	29.85 (1.07)	29.90 (1.08)	0.0045 (1.58)	0.0023 (0.81)	0.0048 (1.67)	0.0067 (1.65)	0.0058 (1.42)	0.0092 (2.25)	2754 (0.61)	1713 (0.38)	1348 (0.30)	0.154 (1.87)	0.139 (1.69)	0.221 (2.67)
1.519	X75	32.00 (1.15)	31.88 (1.15)	30.42 (1.09)	0.0046 (1.60)	0.0025 (0.87)	0.0051 (1.79)	0.0098 (2.41)	0.0092 (2.25)	0.0091 (2.22)	1215 (0.27)	933 (0.21)	1208 (0.27)	0.249 (3.02)	0.246 (2.98)	0.220 (2.67)
	C75	31.99 (1.15)	31.88 (1.15)	31.96 (1.15)	0.0052 (1.84)	0.0025 (0.87)	0.0061 (2.16)	0.0075 (1.83)	0.0082 (2.00)	0.0131 (3.20)	2879 (0.64)	1113 (0.25)	919 (0.20)	0.186 (2.25)	0.217 (2.63)	0.342 (4.14)
2.025	X100	32.57 (1.17)	33.90 (1.22)	31.96 (1.15)	0.0052 (1.81)	0.0026 (0.92)	0.0061 (2.15)	0.0113 (2.76)	0.0146 (3.57)	0.0573 (3.06)	1063 (0.24)	656 (0.15)	929 (0.21)	0.315 (3.82)	0.420 (5.09)	0.324 (3.92)
	C100	32.95 (1.19)	33.90 (1.22)	34.01 (1.22)	0.0063 (2.21)	0.0026 (0.92)	0.0075 (2.64)	0.0083 (2.03)	0.0111 (2.71)	0.0174 (4.25)	3295 (0.73)	800 (0.18)	689 (0.15)	0.207 (2.51)	0.318 (3.85)	0.488 (5.91)
2.531	X125	33.17 (1.19)	35.93 (1.29)	33.50 (1.21)	0.0059 (2.09)	0.0028 (0.98)	0.0072 (2.52)	0.0155 (3.79)	0.0212 (5.18)	0.0665 (4.06)	694 (0.15)	510 (0.11)	740 (0.16)	0.442 (5.35)	0.642 (7.77)	0.457 (5.54)
	C125	33.25 (1.20)	35.93 (1.29)	36.06 (1.30)	0.0071 (2.49)	0.0028 (0.98)	0.0089 (3.13)	0.0120 (2.94)	0.0143 (3.50)	0.0220 (5.38)	1354 (0.30)	624 (0.14)	551 (0.12)	0.313 (3.80)	0.439 (5.32)	0.659 (7.98)

※ 1. 무구속콘크리트(S15-X0)의 기준값, $f_{co}=27.8\text{MPa}$, $\epsilon_{co}=0.00285$, $\epsilon_{cuo}=0.00409$, $E_{deso}=4500$, $U_o=0.083$
 2. Exp : Experiment, K&P : Modified Kent and Park, H : Hoshikuma



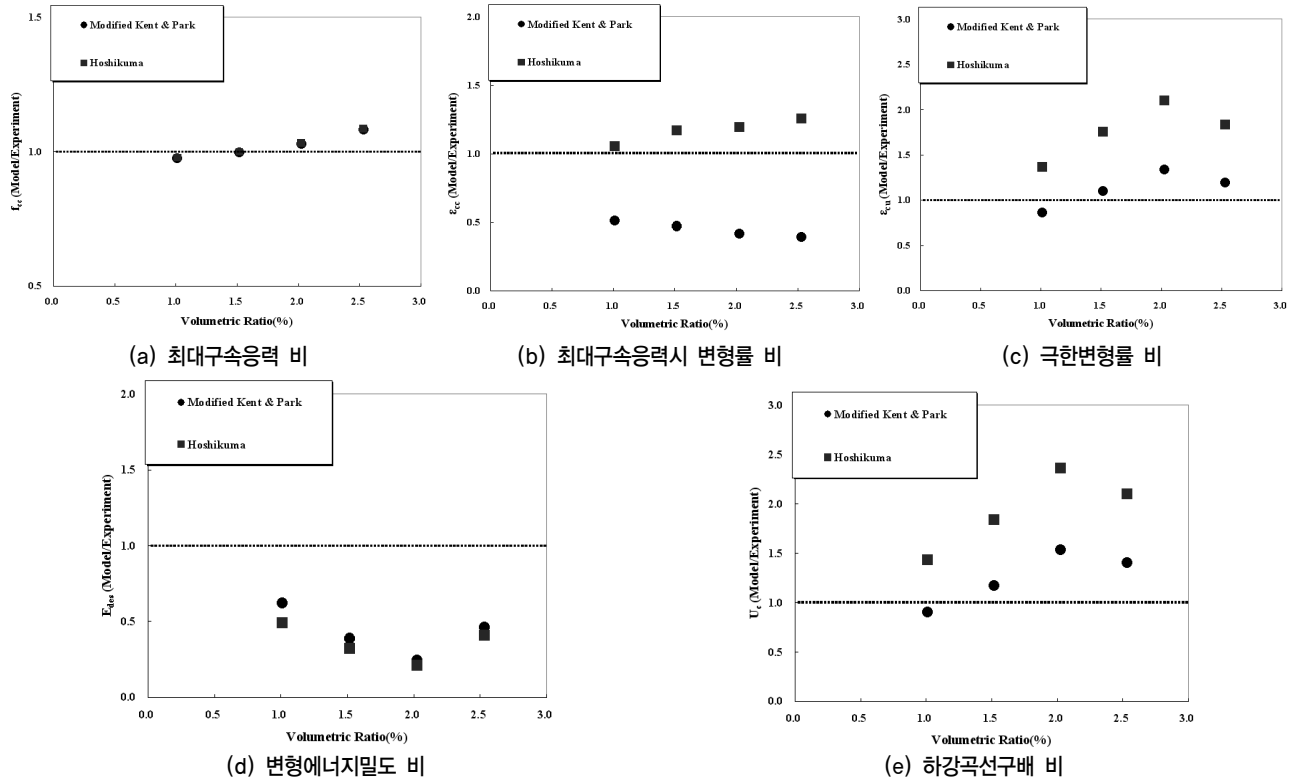
〈그림 7〉 무구속 콘크리트에 대한 특성값의 비교(보강띠철근 유)

로 하강하는 것으로 보인다. 표 3에 실험결과와 모델식의 결과를 나타냈으며, 이들 값의 무구속콘크리트(S15-X0) 값에 대한 비를 괄호안에 함께 나타내었다. 그림 7은 무구속 콘크리트의 특성값을 기준으로 실험결과와 모델식의 특성값을 비교하여 그래프로 나타낸 것이다. 보강띠철근이 배근되어

있는 시험체에서는 100%의 횡방향철근이 배근되었을 경우, 무구속 콘크리트에 비해서 최대구속응력(f_{cc})은 1.19배, 최대구속응력시 변형률(ϵ_{cc})은 2.21배, 극한변형률(ϵ_{cu})은 2.03배, 변형에너지밀도(U_c)는 2.51배 증가하였다. 보강띠철근이 없는 시험체의 실험결과와 비교하면 최대구속응력과 최

〈표 4〉 실험결과에 대한 모델식의 특성값 비교

S15-Series		f_{cc}/f_{co}		$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$		$\epsilon_{cu}/\epsilon_{cu0}$		E_{des}/E_{des0}		U_c/U_{co}	
ρ_{sh}	ID	K&P	H	K&P	H	K&P	H	K&P	H	K&P	H
1.013	X50	0.95	0.92	0.61	1.07	0.76	0.83	0.83	1.08	0.75	0.75
1.519	X75	1.00	0.95	0.54	1.12	0.93	0.92	0.77	0.99	0.99	0.89
2.025	X100	1.04	0.98	0.51	1.19	1.29	1.11	0.62	0.87	1.33	1.03
2.531	X125	1.08	1.01	0.47	1.21	1.37	1.07	0.73	1.07	1.45	1.03
평균값		1.02	0.97	0.53	1.15	1.09	0.98	0.74	1.00	1.13	0.92
1.013	C50	0.98	0.98	0.51	1.05	0.86	1.37	0.62	0.49	0.90	1.43
1.519	C75	1.00	1.00	0.47	1.17	1.10	1.75	0.39	0.32	1.17	1.84
2.025	C100	1.03	1.03	0.42	1.19	1.34	2.10	0.24	0.21	1.53	2.36
2.531	C125	1.08	1.08	0.39	1.25	1.19	1.83	0.46	0.41	1.40	2.10
평균값		1.02	1.02	0.45	1.17	1.12	1.76	0.43	0.36	1.25	1.93



〈그림 8〉 실험결과에 대한 기존 모델식의 특성값의 비교(보강띠철근이 있는 경우)

대구속응력시 변형률에는 큰 차이를 보이지 않지만 극한변형률과 에너지밀도는 보강띠철근이 없는 경우가 큰 값을 보였다. 표 4와 그림 8은 모델식의 특성값을 시험체의 결과에 대한 비로 나타낸 것이다. 최대구속응력(f_{cc})은 두 모델식이 1.02로 같은 결과이지만, 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Hoshikuma 모델식이 1.17, Modified Kent and Park 모델식은 0.45로 작다. 극한변형률(ϵ_{cu}), 하강구배(E_{des}), 변형에너지밀도(U_c)에서는 Hoshikuma 모델식이 1.76, 0.36, 1.93으로 평가되었으며, Modified Kent and Park 모델식이 1.12, 0.43, 1.25로 평가되어, Hoshikuma 모델식이 Modified

Kent and Park 모델식에 비해 더 크게 과대평가하고 있다. Hoshikuma 모델식이 과대평가하는 것을 횡방향철근비가 동일한 S15-X100과 S15-C100로 비교해 보면, Hoshikuma 모델식에서는 후프띠철근과 보강띠철근에 의해 폐합형상을 갖는 부분을 대상으로 횡방향철근비를 산정하므로 두 시험체에서 각각 2.025%와 2.700%로 보강띠철근이 있는 경우, 횡방향철근비가 크게 산정되기 때문이다. 전체적으로 특성을 보면 상승곡선부의 특성에 해당하는 최대구속응력과 그때의 변형률은 Hoshikuma식이 하강부의 특성에 해당하는 극한변형률과 하강구배는 오히려 Modified Kent and Park

모델식이 실험값과 유사하다. 한편, 보강띠철근이 배근된 시험체의 경우, 보강띠철근도 Modified Kent and Park 모델식에서와 같이 단순하게 전단면에 대한 체적비로 고려하여 Hoshikuma 모델식을 적용하면 최대구속응력, 최대응력시의 변형률, 극한변형률, 하강구배, 변형에너지밀도의 비는 각각 0.97, 0.97, 1.25, 0.48, 1.27로 실험결과와 유사한 특성을 보여 크게 개선되었다.

4.2 보강띠철근 유무에 따른 실험결과 비교

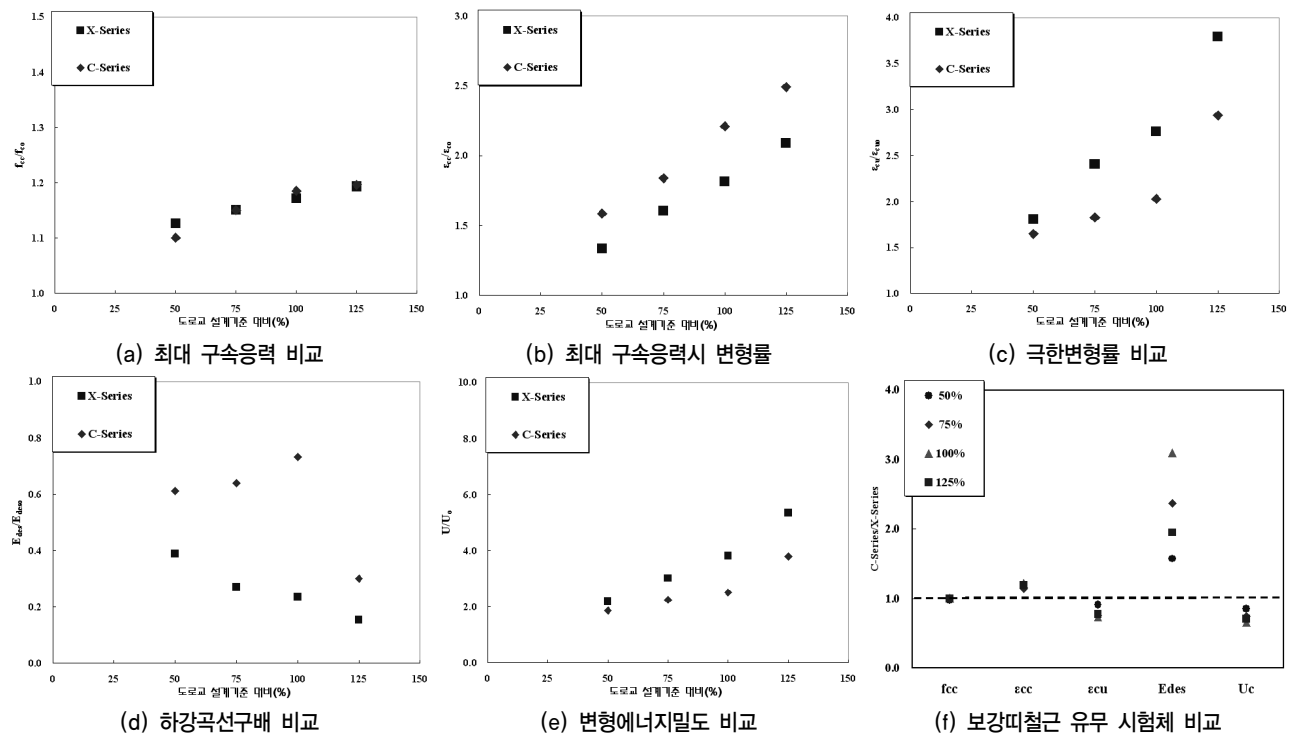
원형단면에서는 횡방향철근에 의한 구속효과가 크지만, 사각단면의 경우에는 횡방향철근의 형태에 따라서 후프액션(Hoop Action)에 의한 횡구속효과가 다르게 나타난다. 사각단면에서 후프띠철근만 배근하였을 경우보다 보강띠철근(Cross-tie)을 추가로 배근하면 그 단면에서는 횡구속효과가 증가하게 된다. 그러나 동일한 횡방향철근량을 기준으로 하면 보강띠철근을 같이 배근하게 되면 후프띠철근만 배근

하는 경우보다 횡방향철근의 수직간격이 커지게 되어 부재의 축방향으로의 횡구속효과는 감소하게 된다. 따라서, 부재 전체의 횡구속성능이 개선되는지를 판단하기는 쉽지 않다. 여기서는 현재 도로교설계기준에서 제시하는 횡방향철근량을 기준으로 보강띠철근 유무에 따른 응력-변형률 특성을 비교하였다.

표 5와 그림 9는 보강띠철근이 없는 시험체의 특성값에 대한 보강띠철근이 있는 시험체의 특성값의 비를 나타낸 것이다. 모든 시험체에서 동일한 경향을 보인다. 평균값을 비교하면, 최대구속응력(f_{cc})은 1.00으로 거의 동일하며, 최대구속시 변형률(ϵ_{cc})은 1.19로 크다. 상승곡선에 의해서 결정되는 두 특성값은 큰 차이가 없는 것으로 평가된다. 그러나 하강곡선구배(E_{des})는 225%의 큰 기울기로 감소하여 극한변형률(ϵ_{cu})은 79% 정도가 되었다. 변형에너지밀도(U_c) 역시 74% 수준이다. 동일한 횡방향철근비에서 보강띠철근의 사용함으로써 최대구속응력 도달이후 횡구속 효과가 작아

〈표 5〉 보강띠철근 유무에 따른 특성값 비교

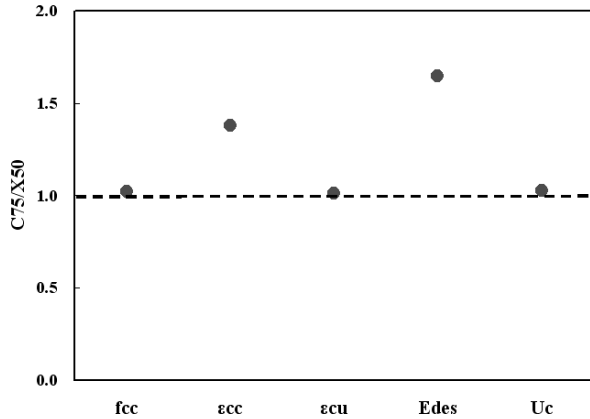
도로교설계기준 대비 횡방향철근비(%)	최대구속응력 f_{cc}	최대구속응력시 변형률 ϵ_{cc}	극한변형률 ϵ_{cu}	하강구배 E_{des}	변형에너지밀도 U_c
50	0.98	1.19	0.91	1.57	0.85
75	1.00	1.15	0.76	2.37	0.75
100	1.01	1.22	0.73	3.10	0.66
125	1.00	1.19	0.77	1.95	0.71
평균값	1.00	1.19	0.79	2.25	0.74



〈그림 9〉 보강띠철근 유무에 따른 특성값 비교

〈표 6〉 X50에 대한 C75의 특성값 비

	최대구속응력 (f_{cc})	최대구속응력시 변형률(ϵ_{cc})	극한변형률 (ϵ_{cu})	하강구배 (E_{des})	변형에너지밀도 (U_c)
S15-X50 ①	31.32	0.0038	0.00739	1750	0.181
S15-C75 ②	31.99	0.0052	0.00747	2879	0.186
②/①	1.02	1.38	1.01	1.65	1.03



〈그림 10〉 X50에 대한 C75의 특성값 비

짐을 확인할 수 있다. 이는 보강띠철근의 배근으로 횡철근의 수직간격이 커져 부재 축방향으로의 횡구속효과가 감소되어 이것이 지배적으로 나타난 것으로 평가할 수 있다.

한편, S15-X50과 S15-C75 시험체를 비교하면, 횡방향철근의 수직간격이 93mm로 동일하다. 따라서, S15-C75 시험체는 S15-X50 시험체에 보강띠철근을 추가적으로 설치한 것이 되어, 실험결과로부터 보강띠철근이 추가적으로 배치된 경우의 특성값의 변화를 알아 볼 수 있다. 표 6, 그림 10은 S15-X50에 대한 S15-C75의 특성값을 비로 나타낸 것이다. 최대구속응력, 최대응력시의 변형률, 극한변형률, 변형에너지밀도의 비는 각각 1.02, 1.38, 1.65, 1.03으로 횡구속효과가 증가하였다.

5. 결론

본 연구에서는 후프띠철근과 함께 보강띠철근을 갖는 정사각단면 콘크리트 시험체를 제작하여 일축압축실험을 수행하여 이들 시험체의 응력-변형률 관계를 파악하였다. 응력-변형률 특성을 정량적으로 평가하기 위하여 최대구속응력(f_{cc}), 최대구속응력 시의 변형률(ϵ_{cc}), 최대구속응력 후의 하강곡선구배(E_{des}), 극한변형률(ϵ_{cu}), 극한변형률까지의 변형에너지밀도(U_c)를 실험결과와 Modified Kent and Park의 모델식(1982), Hoshikuma 모델식(1997)과 비교, 평가하였다.

연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 보강띠철근이 있는 정사각형 단면에서 최대구속응력(f_{cc})은 두 모델식 모두 1.02로 2%이내로 평가하였다. 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Hoshikuma 모델식은 1.17로 조금 크게 평가되었으나, Modified Kent and Park 모델식은 0.45로 실험결과에 비해 작게 평가되었다. 하강곡선 부분에서는 보강띠철근이 있는 시험체가 없는 시험체보다 응력의 하강구배가 급격히 떨어지는 모습을 나타내고 있으며, 극한변형률까지의 하강구배의 크기가 두 모델식 모두 실험결과보다 완만한 기울기를 보였다. Modified Kent and Park 모델식은 극한변형률(ϵ_{cu}), 하강구배(E_{des}), 변형에너지밀도(U_c)에서 1.12, 0.43, 1.25로 평가되고, Hoshikuma 모델식은 1.76, 0.36, 1.93으로 평가되고 있다.
2. 보강띠철근이 있는 경우, 최대구속응력시의 변형률, 하강구배와 극한변형률, 변형에너지밀도에서는 Hoshikuma 모델식이 크게 평가하였고, Modified Kent and Park 모델식에서는 작게 평가되었다. Hoshikuma 모델식에서는 횡구속의 중요한 변수인 횡방향철근비를 전단면을 기준으로 산정하는 것이 아니라 보강띠철근과 후프띠철근에 의해 폐합형상을 갖는 부분을 기준으로 산정하기 때문에 보강띠철근이 있는 경우 없는 경우보다 횡방향철근비가 크게 산정되어 횡구속력이 크게 평가되기 때문이다.
3. 보강띠철근이 있는 경우, 실험결과와 비교하면 Hoshikuma 모델식은 횡구속을 크게 평가하는 것으로 나타났다. 후프띠철근과 보강띠철근에 의한 폐합형상을 기준으로 횡방향철근비를 산정하지 않고 전단면을 기준으로 하여 횡방향철근비를 산정하여 Hoshikuma 모델식을 적용하면 실험결과와 보다 부합되는 결과를 보였다.
4. 보강띠철근이 있는 경우, 동일한 체적비를 유지한다면 횡방향철근의 수직간격이 커지게 된다. 본 연구의 실험에서는 보강띠철근의 유무에 관계없이 최대구속응력의 크기와 최대구속응력시의 변형률에서는 유사하게 나타났다. 그러나 하강곡선부에서는 보강띠철근이 있는 경우 하강구배가 커져 극한변형률이 감소하는 것으로 나타났다. 이

는 횡방향철근의 수직간격이 커져 부재의 축방향으로 구속효과의 감소가 보다 지배적으로 나타났기 때문이다.

참 고 문 헌

1. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
2. 건설교통부, “도로교 설계기준,” 2003.
3. 日本道路協會, 道路橋示方書-同解説, V 耐震設計編, 平成 14年.
4. Kent, D.C., and Park, R. “Flexural members with confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.97, No.7, 1969-1988, 1971.
5. Park, R., Priestley, M.J.N., and Gill, W.D. “Ductility of square-confined concrete columns,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.108, No.4, 929-950, 1982.
6. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M. “Strength and Ductility of tied concrete columns,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.106, No.5, 1079-1102, 1980.
7. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M. “Analytical model for concrete confinement in tied columns,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.108, No.12, 2703-2722, 1982.
8. Mander, J.B, Priestley, M.J.N., and Park, R. “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.114, No.8, 1804-1826, 1988.
9. Mander, J.B, Priestley, M.J.N., and Park, R. “Observed stress-strain behavior of confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.114, No.8, 1827-1849, 1988.
10. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R. “Strength and ductility of confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.118, No.6, 1590-1607, 1992.
11. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K.W. “Stress-strain for reinforced concrete in bridge piers,” *J. Struct. Eng., ASCE*, May, 624-633, 1997.
12. 정혁창, 김익현, “횡방향철근에 의해 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성,” 한국지진공학회 논문집, 제13권 제3호, 67-80, 2009.