

횡철근에 의해 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성

Characteristics of Stress-strain Relationship of Concrete Confined by Lateral Reinforcement

정혁창¹⁾ · 김익현²⁾

Jeong, Hyeok-Chang · Kim, Ick-Hyun

국문 요약 >> 내진설계의 기본적인 개념은 지진 시 요구되는 연성도 이상의 변형성능을 확보하는 것이다. 기둥의 경우 소성힌지 영역에 적절한 횡철근을 배근함으로써 이를 실현할 수 있다. 가장 경제적인 설계를 위해서는 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 특성에 기초하여 횡철근량을 산정하는 것이다. 우리나라(도로교 설계기준)에서는 목표연성도를 단일화하여 동일한 횡철근을 제공하고 있으나 일본에서는 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선식을 제공함으로써 경제적으로 소요 횡철근량을 산정하고 있다. 이러한 재료레벨(응력-변형률)의 특성을 사용하면 설계는 어려워지지만 보다 경제적인 설계가 가능하며 이는 성능에 기반한 내진설계의 경향과도 부합된다. 이 연구에서는 현행 도로교설계기준의 갈고리상세에 부합되는 횡철근을 배치한 부재에 대해 횡철근량을 변수로 하여 응력-변형률 실험을 수행하였다. 응력-변형률 특성을 정량적으로 평가할 수 있는 인자를 도입하여 실험결과와 기존의 콘크리트 모델식을 비교·분석하였다.

주요어 응력-변형률 곡선, 횡구속 콘크리트, 횡철근

ABSTRACT >> The basic concept of seismic design is to attain the ductility required in a design earthquake. This ductility can be obtained by providing sufficient lateral confinements to the plastic hinge regions of columns. The most cost-effective design might be derived by determining the proper amount of lateral confinement using a stress-strain relationship for confined concrete. Korean bridge design code requires the same amount of lateral confinement regardless of target ductility, but Japanese design code provides the stress-strain relationship of the confined concrete to determine the amount of lateral confinement accordingly. While design based on material characteristics tends to make the design process more involved, it makes it possible to achieve cost-effectiveness, which is also compatible with the concept of performance-based design. In this study, specimens with different numbers of lateral confinements have been tested to investigate the characteristics of the stress-strain relationship. Test results were evaluated, using several empirical equations to quantify the effects.

Key words Stress-strain Relationship, Confined concrete, Lateral confinement

1. 서론

지진하중과 같은 수평하중을 받는 교각(기둥)은 단면에 작용하는 휨모멘트에 의해 압축을 받는 콘크리트가 극한상태(극한변형률)에 도달하면 파괴에 이른다. 이 때 교각의 수평변위는 단면의 곡률에 의해 결정되며 곡률은 콘크리트의 극한변형률에 의해 결정된다. 따라서, 지진 시 충분한 변위로 지진에너지를 흡수하기 위해서는 압축을 받는 콘크리트

의 극한변형률을 증가시키는 것이 필수적이다. 압축을 받는 콘크리트에 횡철근을 배근하면 횡철근에 의한 심부콘크리트의 횡구속으로 조기에 파괴되지 않고 극한변형률이 상당히 증가하게 된다.⁽¹⁾ 이때 극한변형률의 크기는 제공된 횡구속(횡철근)에 의해 결정되게 된다.

한편, 내진설계의 기본적인 개념은 지진 시 교각에 요구되는 연성도 이상의 변형성능을 확보하는 것이며, 이는 교각의 소성힌지 영역에 적절한 횡철근을 배근함으로써 실현할 수 있다. 문제는 어느 정도의 횡철근을 제공하여야 요구연성도를 확보할 수 있는지의 설계방법상의 문제이며 이는 설계의 편의성뿐만 아니라 합리적이고 경제적인 설계와도 직결되는 문제이다. 내진설계를 수행하고 있는 해외 여러

¹⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 박사수료

²⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 교수
(교신저자 : ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2009년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 3. 25 / 수정일 2009. 6. 11 / 게재확정일 : 2009. 6. 12)

나라는 이를 적절히 고려하여 횡철근량을 결정하는 방법을 달리 채택하고 있다. 미국의 AASHTO⁽²⁾와 우리나라(도로교 설계기준⁽³⁾)의 경우에는 목표연성도를 단일화하여 동일한 횡철근을 제공하고 있으며, 뉴질랜드⁽⁴⁾에서는 부재의 소요연성도별 횡철근량을 제공하고 있으며, 유럽⁽⁵⁾의 경우에는 단면의 곡률연성도에 따른 횡철근량을 제공하고 있고, 일본의 경우⁽⁶⁾에는 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률($\sigma-\epsilon$) 곡선식을 제공하여 소요연성도 확보에 필요한 횡철근량을 산정하도록 하고 있다. 일본과 같이 재료모델단계(응력-변형률)의 설계로 갈수록 설계는 어려워지지만 보다 경제적인 설계가 가능하며 이는 성능에 기반한 내진설계의 경향과도 부합된다고 할 수 있다.

횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계에 대해서는 2절에서 상세히 기술한 바와 같이 많은 연구가 수행되어 모델식이 제안되어 왔다.⁽⁷⁻¹⁴⁾ 콘크리트의 횡구속 효과는 횡철근에 의한 유효구속력으로 결정되며 이는 단면형상과 횡철근량이 지배적인 요소가 된다. 동일한 횡철근량을 제공하더라도 설치간격, 배치형태, 갈고리 상세 등의 차이에 의해 유효구속력에 차이가 있게 된다. 이에 본 연구에서는 현행 도로교설계기준의 갈고리상세에 부합되는 횡철근을 배치한 원형단면과 정사각단면 축소부재에 대해 횡철근량을 변수로 하여 응력-변형률 실험을 수행하였다. 실험결과로부터 응력-변형률 특성을 결정짓는 다양한 역학적 특성을 선정하여 기존의 모델식과 비교·분석하였다.

2. 구속된 콘크리트의 기존 응력-변형률 모델식

Kent and Park(1971)⁽⁷⁾는 사각단면에 적용 가능한 비구속 콘크리트 모델식과 구속된 콘크리트 모델식을 제안하였으며, 이 식을 K라는 계수를 사용하여 구속된 콘크리트에 대한 수정식(1982)⁽⁸⁾을 제안하였다. 이 모델식은 포물선의 형태를 가지는 상승부(Ascending Branch)와 직선의 하강부(Descending Branch)로 나누어 구성되며 횡구속에 의한 콘크리트의 강도 증가가 구현된다. 이후 거의 모든 모델식에서 상승부와 최대구속응력, 하강부 식을 제안하는 방식으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델식을 제안하고 있다. Sheikh and Uzumeri(1982)^{(9),(10)}는 사각단면에서 주철근 배근, 횡철근의 구성 및 배치에 따라서 구속 계수를 달리 적용한 콘크리트 모델식을 제안하였다. Mander et al.(1988)^{(11),(12)}는 원형단면, 사각단면, 벽식단면 등 여러 단면에 대한 실험을 수행하여 이전의 제안식과 달리 구속된 콘크리트의 모델을 하나의 식으로 제안하였으며, 횡철근의 파단시까지의 예

너지 흡수능력을 고려하여 극한변형률의 크기를 제안하였다. Saatcioglu and Razvi(1992)⁽¹³⁾는 단면의 형상에 따라 횡구속 철근의 배근형태가 다르며, 이에 따라 횡구속력의 작용이 단면 전체에 고르지 않게 작용하는 것을 증가의 횡구속력으로 변환하여 적용하는 모델식을 제안하였다. 다른 구속된 콘크리트 모델과 마찬가지로 포물선 형태의 상승부와 직선의 하강부로 구성하였다. Hoshikuma(1997)⁽¹⁴⁾는 n이라는 계수를 사용하여 상승 곡선을 나타내었으며, 다른 연구자들이 응력의 감소 후 잔류하는 강도의 크기를 콘크리트 최대 구속응력의 20~30%로 제안하는 것과 달리 강도의 감소 후 남는 응력의 크기를 최대 강도의 50%로 제안하였다. Hoshikuma의 연구는 일본 도로교설계기준⁽⁶⁾에 채택되었다. 표 1은 기존의 구속된 콘크리트의 모델식을 정리한 것으로 본 연구에서는 Modified Kent and Park Model(1982), Mander Model(1988), Saatcioglu and Razvi Model(1992), 그리고 Hoshikuma Model(1997)을 적용하여 본 연구의 실험결과와 비교·분석하였다.

그림 1은 본 연구의 시험체 단면의 제원(표 2 참조)으로 도로교설계기준에서 규정하는 횡철근량(100%)으로 설계한 시험체에 대해 이들 모델식을 서로 비교한 것이다. 원형단면의 경우 Hoshikuma 모델이 최대 구속응력의 크기가 가장 크게 나타났으며, Mander와 Saatcioglu and Razvi 모델이 매우 유사한 크기로 나타났다. 최대구속응력 후의 응력강하는 Mander와 Saatcioglu and Razvi 모델이 유사하며 Hoshikuma 모델이 상대적으로 매우 크다. 사각단면에서는 오히려 Mander 모델의 최대 구속응력이 가장 크게 나타나고 있으며, Saatcioglu and Razvi와 Kent-Park 모델이 유사하고 Hoshikuma 모델이 가장 작다. 응력강하 크기는 Mander, Saatcioglu and Razvi, Kent-Park, Hoshikuma 모델 순으로 크게 나타났다. 최대 구속응력시의 변형률은 Kent-Park 모델이 가장 작고 다른 세 모델은 유사하게 나타났다.

3. 실험

3.1 시험체 설계

시험체의 횡철근량은 도로교 설계기준에서 제안하는 산정식(식 (1))을 사용하여 계산하였다. 산정식은 원형기둥과 사각기둥에 따라서 달리 적용하고 있다. 원형기둥에 대한 식은 체적비에 대한 식으로 나타나 있지만, 사각기둥인 경우에는 면적비로 주어지기 때문에 이를 체적비로 환산하여 적용하였다. 시험체의 변수는 식 (1)에 따라 계산된 횡철근량을 100%로 하여 50%, 75%, 125%로 증감하여 적용하였다.

〈표 1〉 구속된 콘크리트의 응력-변형률 제안식

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			Applicable cross sectional shape
	Ascending branch	Descending branch	Residual stress	
Modified Kent and Park (1982)	$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$ $K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{ck}}, \quad Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_{sh} \sqrt{\frac{h''}{s}} - 0.002K}$	$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K)]$	20% of Kf'_c	Square
Mander et al. (1988)	$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$ $f_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$ $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad \epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$ $E_c = 5,000 \sqrt{f'_c}, \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$ <p>(Circular Section) $f'_l = K_e f_l$ (Rectangular Section) $f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh}, \quad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh}$</p> $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}}$		-	Square, Circle, Wall-type
Saatcioglu and Razvi (1992)	$f_c = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1/(1+2)}$ $f_{cc} = f'_c + k_1 f'_l, \quad k_1 = 6.7(f'_c)^{-0.17}$ $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s'} \right) \left(\frac{1}{f_l} \right)} \leq 1.0$ <p>(Square Section) $f_{\leq} = k_2 f_l, \quad f_l = \sum \frac{A_s f_{yt} \sin \alpha}{s b_c}$ (Rectangular Section) $f_{\leq} = \frac{f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}}$</p> $\epsilon_{cc} = \epsilon_0 (1 + 5K), \quad K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_c}$ $\epsilon_{85} = 260\rho_{cc} + \epsilon_{085}, \quad \epsilon_{085} = 0.85\epsilon_{cc}, \quad \rho_{sh} = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})}$	$f_c = f_{cc} - \frac{0.15f_{cc}}{\epsilon_{85} - \epsilon_{cc}} (\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	20% of f_{cc}	Square, Circle, Wall-type
Hoshikuma (1997) 및 일본 도로교기준 (2002)	$f_c = E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right]$ $n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - f_{cc}}$ $f_{cc} = f'_c + 3.8\alpha \rho_{sh} f_{yh} \quad (S: \alpha=0.2, C: \alpha=1.0)$ $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_c} \quad (S: \beta=0.4, C: \beta=1.0)$ $E_{des} = 11.2 \frac{f_c'^2}{\rho_{sh} f_{yh}}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2f_{cc}}{E_{des}}$	$f_c = f_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	50% of f_{cc}	Square, Circle

f_c : 콘크리트의 압축강도(MPa)

f_{yh} : 횡방향 철근의 항복강도(MPa)

ϵ_c : 콘크리트의 축방향 변형률

ρ_{sh} : 심부에 대한 횡방향 철근의 체적비

h'' : 심부의 폭(mm)

s : 횡방향 철근의 중심간격(mm)

f_{cc} : 구속 콘크리트 강도(MPa)

f_{cw} : 비구속 콘크리트 강도(MPa)

f_l : 횡구속 압력

f_{le} : 등가의 횡구속압력(MPa)

ϵ_{cc} : 최대 구속응력시 변형률

ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률

ϵ_{su} : 철근의 극한변형률

A_s : 띠철근의 단면적(mm²)

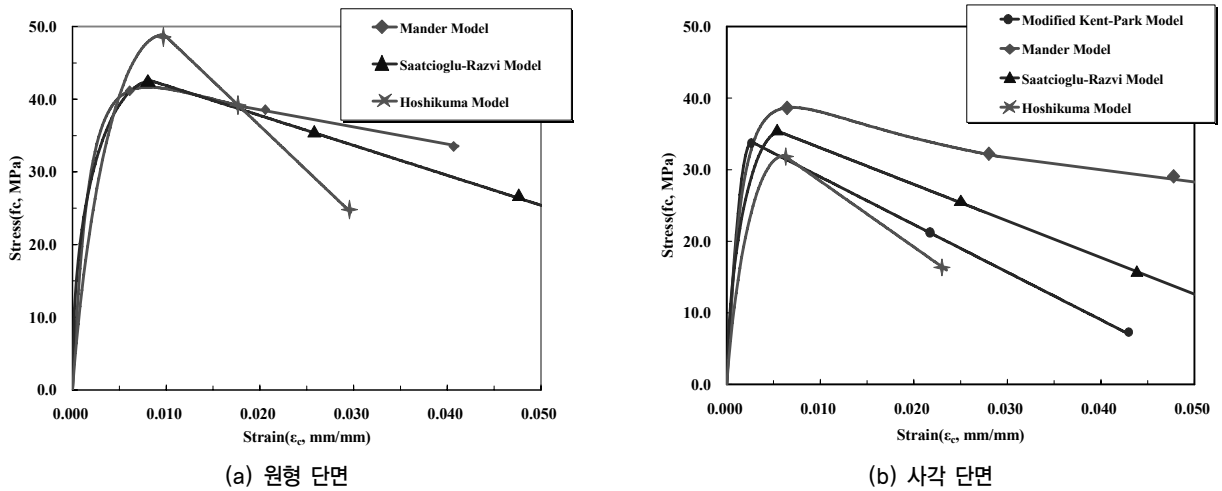
f_{yt} : 횡방향 철근의 항복강도(MPa)

α : 횡보강근과 수직단면 b_c 가 이루는 각

b_{cx}, b_{cy} : 심부콘크리트의 폭과 깊이

s : 횡방향 철근 중심 간격(mm)

s' : 횡방향으로 지지된 주철근사이의 간격(mm)



〈그림 1〉 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 모델식 비교

〈표 2〉 시험체 제원

Test Series ID	Cross Section Size[mm]	Volumetric Ratio [ρ _{sh} , %]	Spacing [mm]	Longitudinal reinforcement ratio[%]	Height [mm]	현행 도로교 설계기준 대비 횡철근량 [%]
C20-X0	Circle φ200	0.0	-	0.54 [D6]	450	0
C20-X50		1.013	93			50
C20-X75		1.519	62			75
C20-X100		2.025	47			100
C20-X125		2.531	37			125
S15-X0	Square 150 × 150	0.0	-	1.01 [D6]	450	0
S15-X50		0.759	70			50
S15-X75		1.139	47			75
S15-X100		1.519	35			100
S15-X125		1.898	28			125

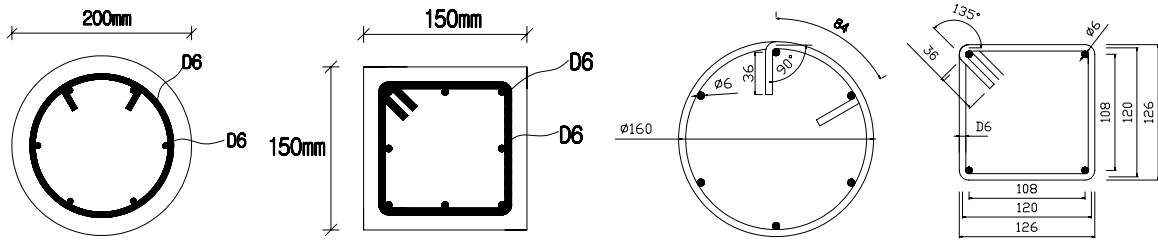
※ 설계강도 f_{ck}=24MPa, f_{yh}=400MPa, 실험강도 f_{cu}=25.8MPa, f_{yh}=400MPa

$$[\text{원형기둥}] \rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_y} \quad \text{or} \quad \rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (1a)$$

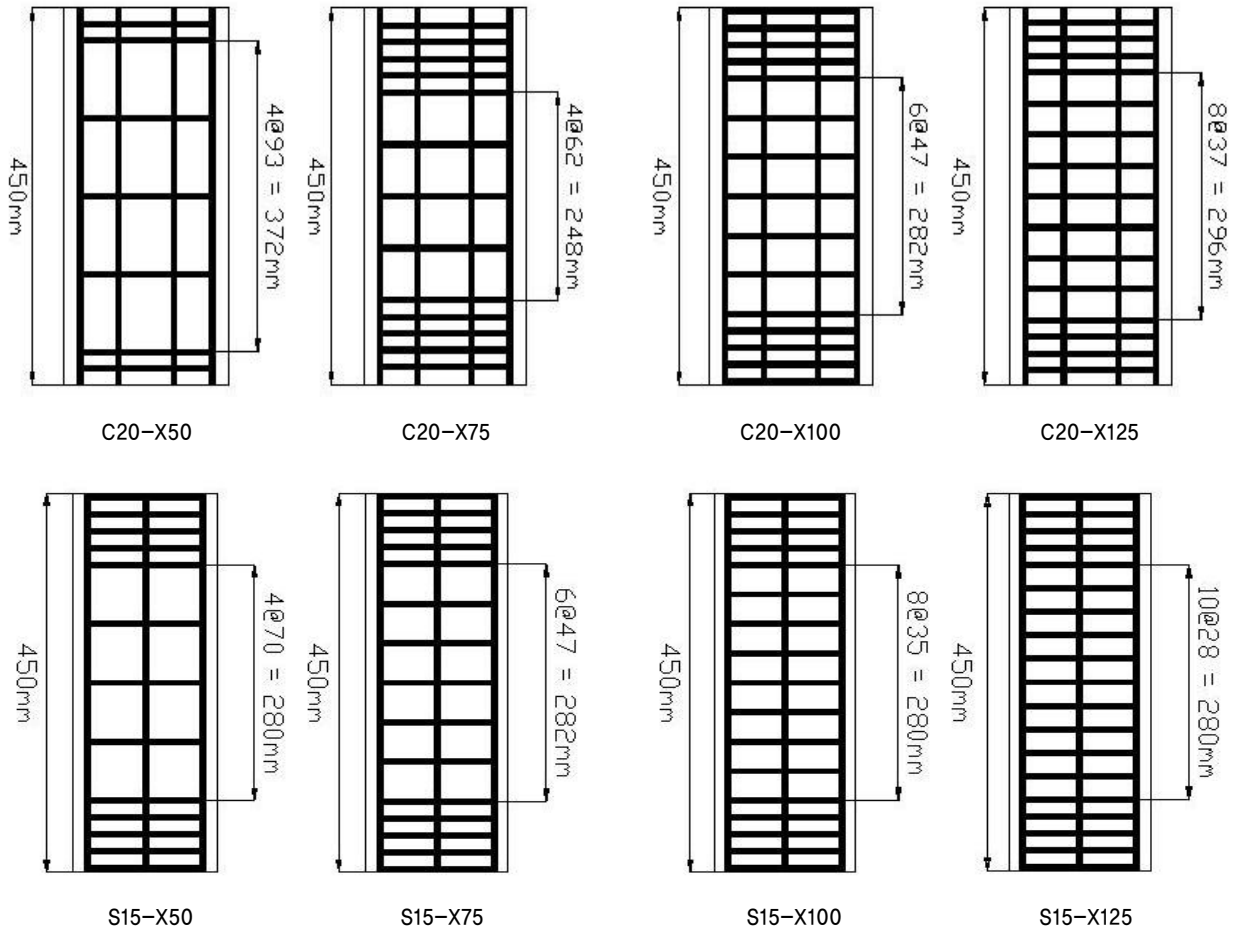
$$[\text{사각기둥}] A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f_{ck}}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad \text{or} \quad A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (1b)$$

시험체는 중간띠철근(Cross-Tie)는 사용하지 않고 띠철근만 배치한 원형단면과 정사각단면으로 실험변수(횡철근량)에 대해 각각 2개씩 제작하였다. 콘크리트 설계압축강도는 24MPa이며, 축방향철근 및 횡철근의 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 ‘횡철근은 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 사각단면에서는 1.01%, 원형단면은 최소 배근 개수인 6개만을 배치하여 0.54%를 적용하였다. 시험체는 복부에서 파괴를 유도하고, 가력 중 가력부에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 하중이 가해지는 양단부에서는 횡철근을 설계된 철근비보다 조밀하게 배치하였다. 그림 2와 그림 3은 시험체의 단면상세와 형상을 나타낸 것이다.



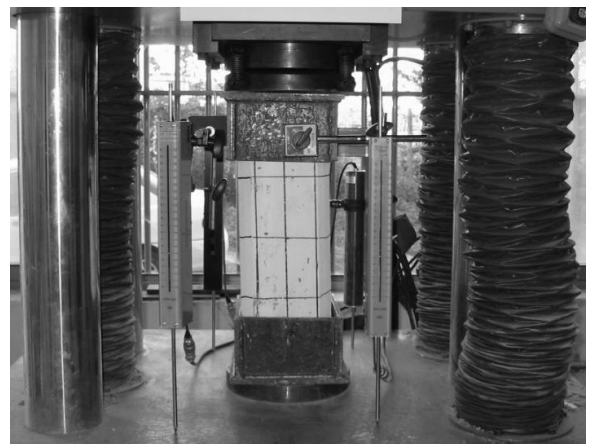
〈그림 2〉 시험체 단면 및 띠철근 규격



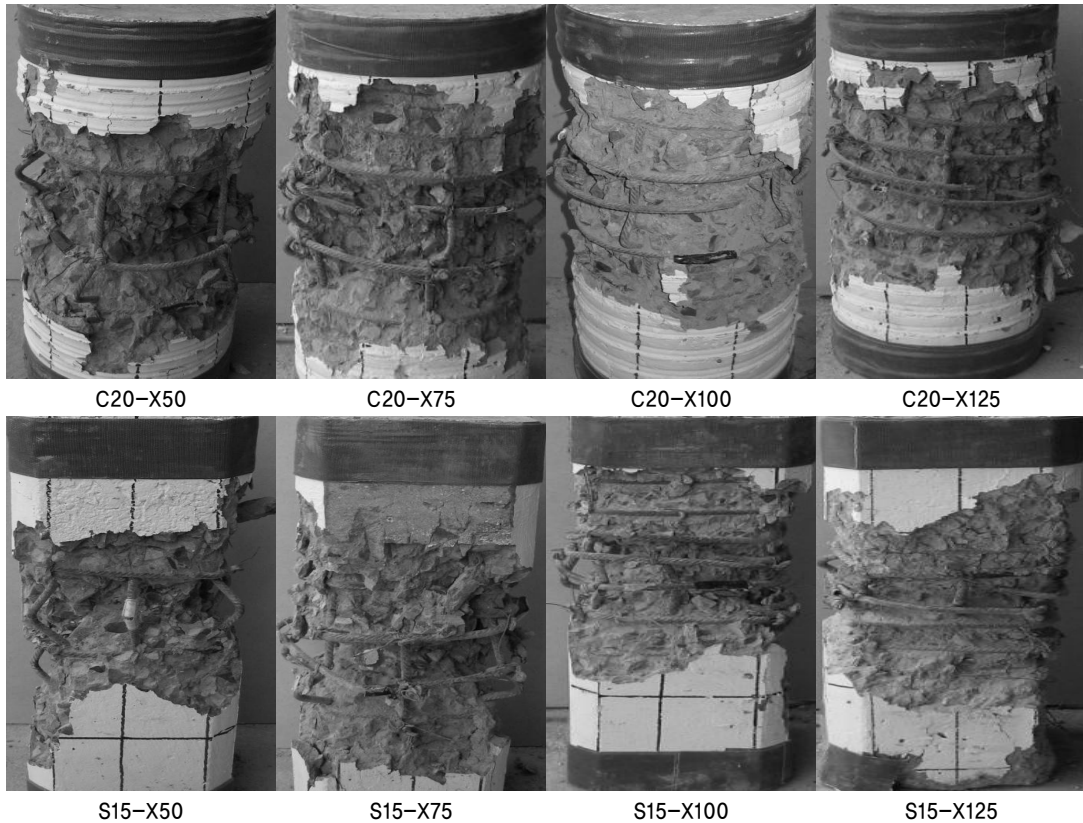
〈그림 3〉 시험체 형상

3.2 실험 방법

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



〈그림 4〉 LVDT 및 시험체 설치 사진



〈그림 5〉 시험체 파괴형상

4. 실험 결과

횡구속 콘크리트응력-변형률 실험결과와 모델식의 특성의 차이를 정량적으로 평가하기 위하여, 최대구속응력(f_{cc}), 최대구속응력 시의 변형률(ϵ_{cc}), 최대구속응력 후의 하향곡 선구배(E_{des}), 극한변형률(ϵ_{cu}), 극한변형률까지의 변형에너지밀도(U)를 도입하여 비교, 평가하였다.

4.1 시험체 파괴 형상

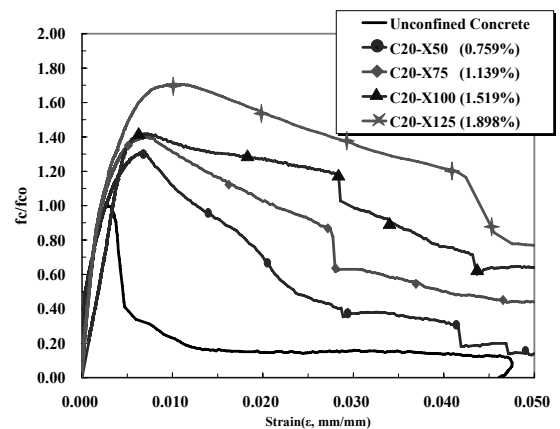
시험체는 주철근의 좌굴에 의한 강도감소 후 횡철근의 파단으로 인한 심부 콘크리트의 파괴로 파괴되었다. 횡철근의 간격에 따라 축방향철근의 좌굴에 차이가 났으며, 횡철근의 간격이 클수록 최대구속응력 도달 후 빠르게 응력이 감소되었다. 축방향철근의 좌굴이 발생한 곳에서 횡철근의 파단이 발생하는 것으로 나타났다. 사각단면의 파괴의 진행사항은 복부에서 균열이 발생하고, 이 균열이 축방향철근의 배근형태로 진전되었다. 최대구속응력에 가까워짐에 따라서 피복이 큰 덩어리로 박리가 발생하였으며, 최대구속응력 이후 축방향철근의 좌굴과 횡철근의 파단이 순서대로 발생하였다. 원형단면의 경우에는 균열의 발생이 전면에 걸쳐서 고르게 발생하였다. 거북등 모양으로 전방위로 균열이 진전하

였으며, 최대구속응력에 가까이에서는 균열의 수가 급격히 늘어 사각단면의 파괴시 보다 크기가 작은 덩어리로 박리가 발생하였다. 최대구속응력 이후에는 사각단면과 같은 순서대로 파괴가 발생하였다.

4.2 실험결과 및 분석

4.2.1 원형단면

그림 6은 원형단면 5개의 실험결과를 나타낸 것이다. 횡



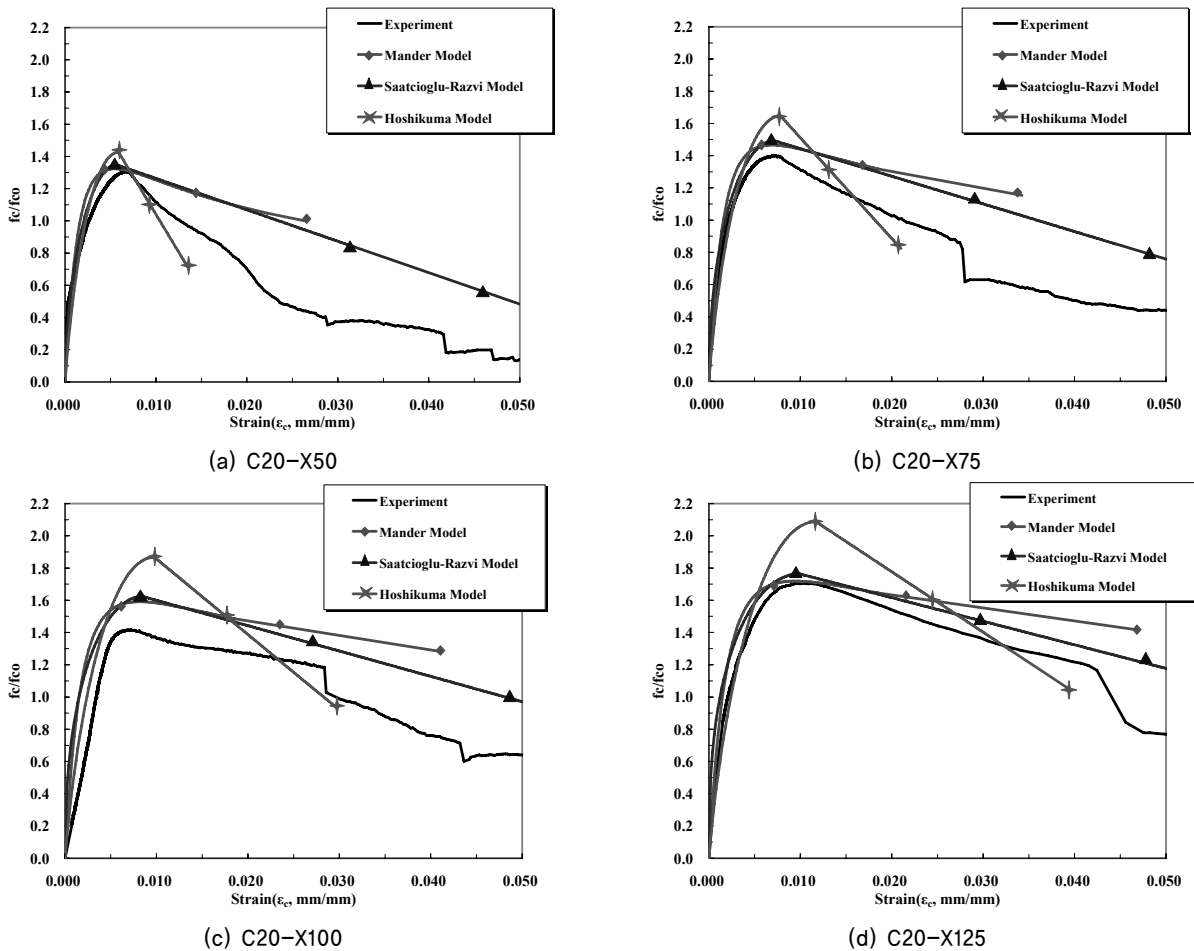
〈그림 6〉 응력-변형률 곡선(원형단면)

철근량이 증가함에 따라 최대구속응력이 커지며 최대구속 응력 도달 후 응력강하가 작아짐을 알 수 있다. 그러나, 시험체 C20-X100의 경우, 상승곡선부에서 다소 밀리는 현상이 나타나면서 이러한 경향에서 다소 벗어나 있어 정량적인 특성 평가에서는 이를 배제하였다. 표 3은 실험결과의 특성값을 정리한 것이다. 현행 도로교설계기준의 75%의 횡철근을 배치하면 무구속콘크리트에 비해 최대구속응력은 1.40배, 최대구속응력시의 변형률은 2.62배, 극한변형률(최대구

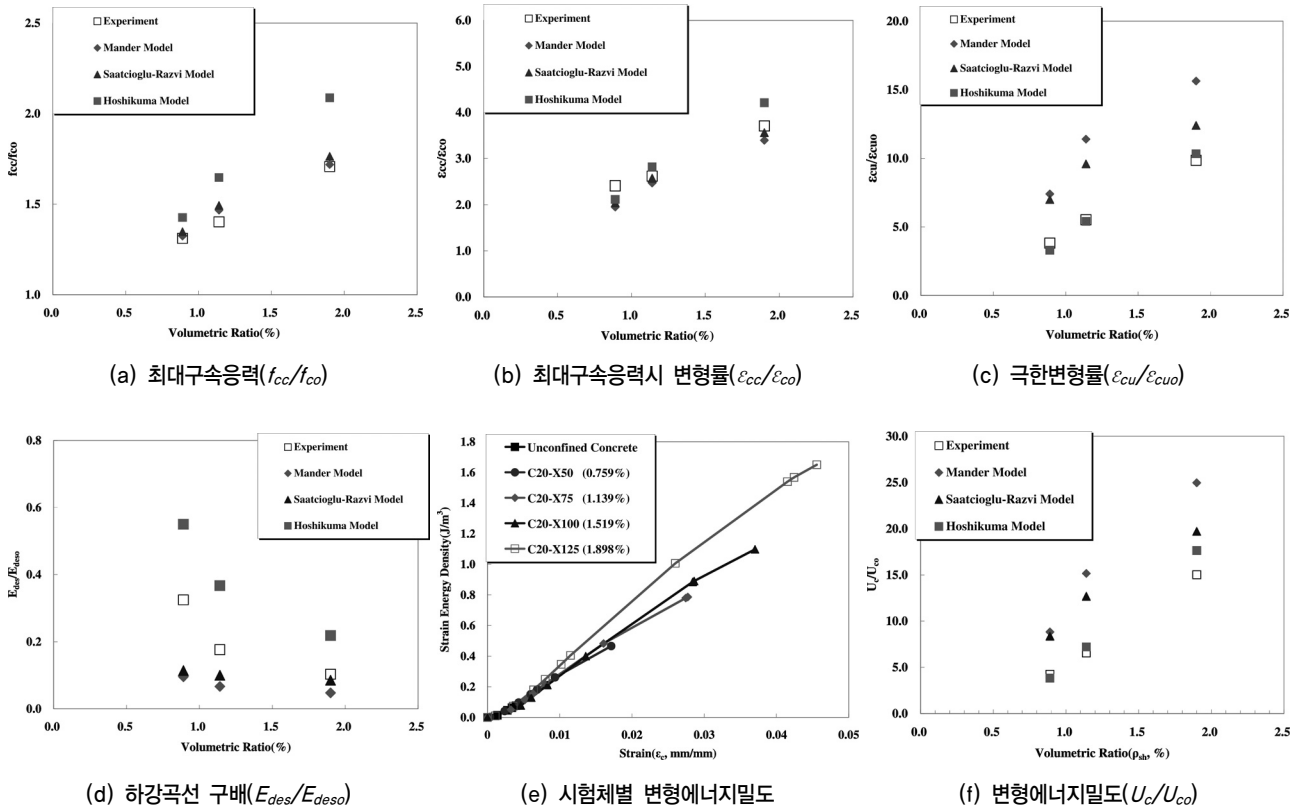
속응력의 80% 수준으로 응력이 떨어질 때로 정의함⁶⁾은 4.19배, 극한변형시까지의 변형에너지밀도는 6.54배 증가하는 것으로 나타났으며 최대구속응력 후 응력 감소는 크게 감소하는 것으로 나타났다. 그림 8은 이들 특성값을 기존의 모델식과 비교한 것이다. 표 4와 그림 9는 이들 특성값을 실험값에 대한 비로 나타낸 것이다. 최대구속응력(f_{cc})은 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델이 각각 1.02, 1.04(평균값)로 실험결과와 거의 동일하며 Hoshikuma 모델은 1.16으

〈표 3〉 횡철근비에 따른 특성값의 비교(원형단면)

Test Series ID	C20-X0	C20-X50	C20-X75	C20-X125
횡철근비(ρ_{sh} , %)	0.000	0.759	1.139	1.898
최대구속응력, f_{cc} (MPa) (f_{cc}/f_{co})	26.18 (1.00)	34.33 (1.31)	36.71 (1.40)	44.69 (1.71)
최대응력시 변형률, ϵ_{cc} ($\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$)	0.00278 (1.00)	0.00670 (2.41)	0.00727 (2.62)	0.0103 (3.71)
하강곡선 구배, E_{des} (MPa)	4450.0	1451.8	790.7	463.7
극한변형률, ϵ_{cu} ($\epsilon_{cu}/\epsilon_{cu0}$)	0.00395 (1.00)	0.01143 (2.89)	0.01656 (4.19)	0.02958 (7.49)
변형에너지밀도, U (J/m ³) (U/U_{co})	0.076 (1.00)	0.322 (4.24)	0.497 (6.54)	1.137 (14.96)



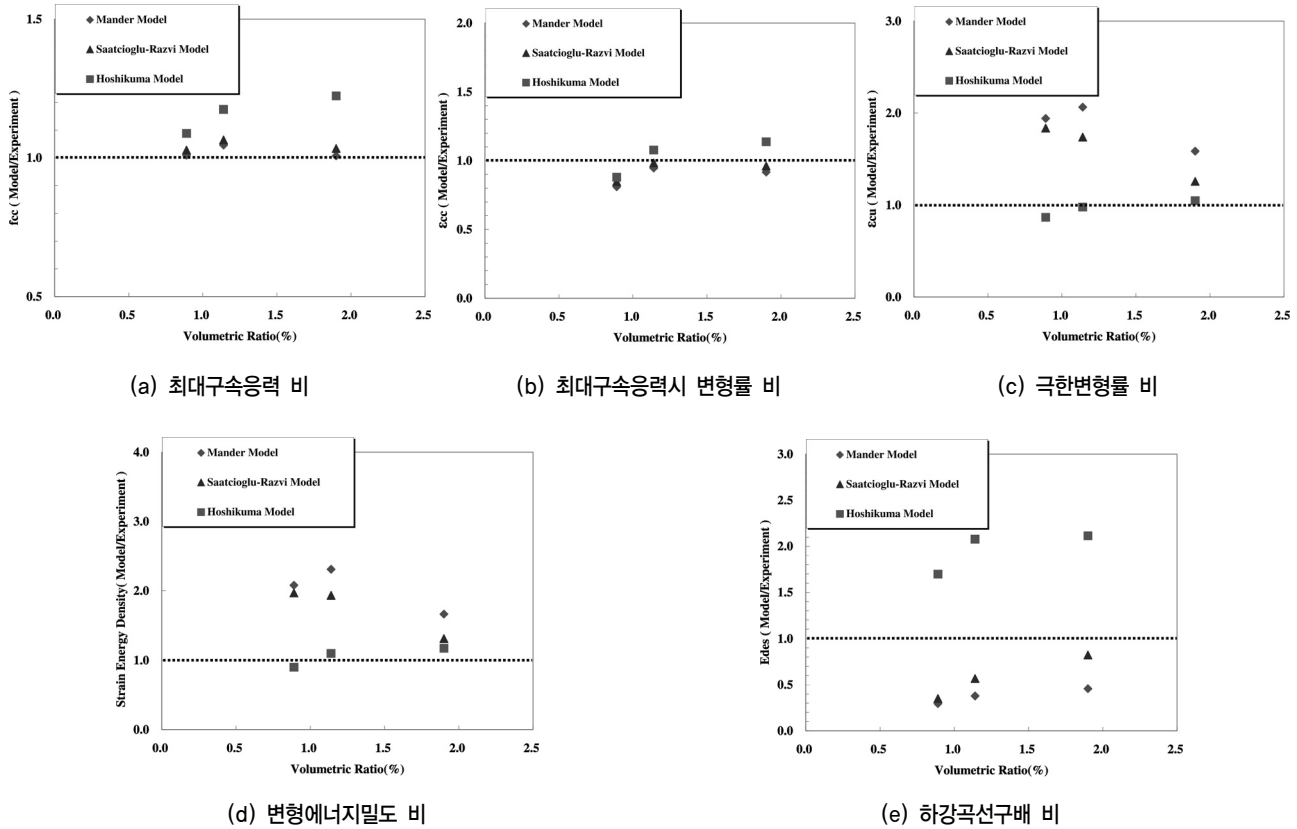
〈그림 7〉 실험결과와 모델식의 비교(원형단면)



〈그림 8〉 무구속 콘크리트에 대한 특성값의 비교(원형단면)

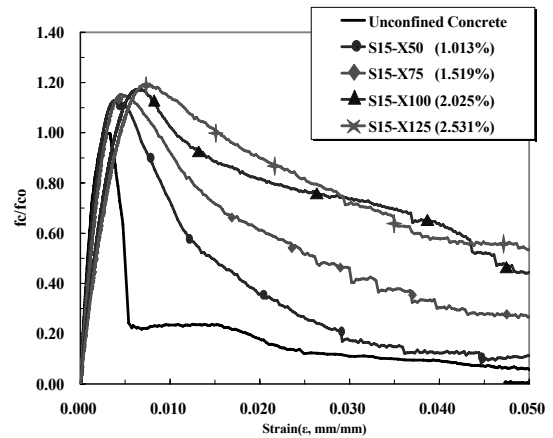
〈표 4〉 실험결과에 대한 기존 모델식의 특성값 비(원형단면)

비교 항목	ρ_{sh} [횡철근비, %]	콘크리트 모델식		
		Mander et al.	Saatcioglu and Razvi	Hoshikuma
f_{cc} 최대구속응력	0.890	1.01	1.03	1.09
	1.140	1.05	1.06	1.17
	1.900	1.01	1.03	1.22
	평균값	1.02	1.04	1.16
ϵ_{cc} 최대구속응력시 변형률	0.890	0.81	0.85	0.88
	1.140	0.95	0.98	1.08
	1.900	0.92	0.96	1.14
	평균값	0.89	0.93	1.03
ϵ_{cu} 극한변형률	0.890	1.94	1.84	0.87
	1.140	2.07	1.74	0.98
	1.900	1.59	1.26	1.05
	평균값	1.87	1.61	0.97
E_{des} 하강곡선구배	0.890	0.30	0.35	1.70
	1.140	0.38	0.57	2.08
	1.900	0.46	0.82	2.11
	평균값	0.38	0.58	1.96
U_c 변형에너지밀도	0.890	2.08	1.97	0.90
	1.140	2.31	1.93	1.10
	1.900	1.66	1.31	1.17
	평균값	2.02	1.74	1.06



〈그림 9〉 실험결과에 대한 기존 모델식의 특성값의 비교(원형단면)

로 다소 크게 나타났다. 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Hoshikuma 모델이 1.03으로 실험값과 거의 동일하며 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델은 각각 0.89, 0.93으로 조금 작게 나타났다. 최대구속응력 도달 후 하강 곡선의 구배(E_{des})는 세 모델 모두 실험값과 상당한 차이가 있다. Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델은 각각 0.38, 0.58로 응력 강하율이 매우 작게 나타났으며 반대로 Hoshikuma 모델은 1.96으로 급격한 응력강하를 보여 주고 있다. 이로 인해 최대구속응력에서 실험값과 유사한 값을 보인 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델은 극한변형률이 크게 평가되고 이로 인해 변형에너지밀도도 실험값에 비해 크게 나타났다. 반면, Hoshikuma 모델은 응력강하율을 크게 평가하였지만 최대구속응력이 실험값에 비해 커서 극한 변형률은 0.97로 실험결과와 매우 유사하게 나타났다. 따라서, 변형에너지밀도도 1.06으로 매우 유사한 값을 보여 주고 있다. 내진설계에서는 강도증가 보다는 연성도 확보가 중요한 요소이며, 이러한 관점에서 본 실험에 대한 결과를 살펴보면, 강도를 조금 크게 평가하지만 극한변형률과 변형 에너지밀도에서 실험값과 가장 유사하게 평가하는 Hoshikuma 모델이 가장 적합한 모델로 사료된다.



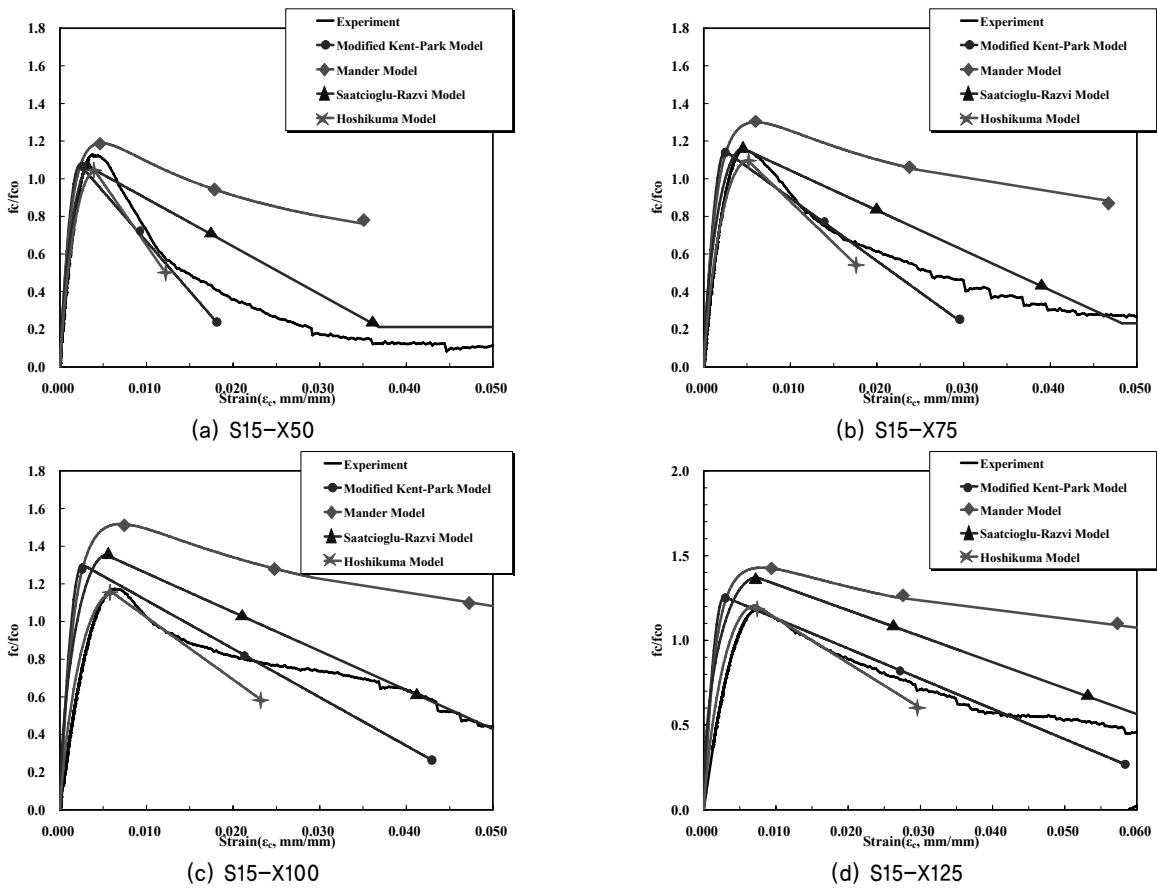
〈그림 10〉 응력-변형률 곡선(사각단면)

4.2.2 사각단면

그림 10은 사각단면 5기의 실험결과를 함께 나타낸 것으로 시험체 S15-X100, S15-X125는 응력상승부에서 다른 시험체의 결과에 비해 다소 밀린 현상이 나타났다. 따라서 특성값의 정량적인 평가에서는 이를 보정해서 사용하였다. 표 5는 실험결과와 특성값을 정리한 것이다. 현행 도로교설 계기준의 100%의 횡철근을 배치하면 무구속콘크리트에 비해 최대구속응력은 1.17배, 최대구속응력시의 변형률은

〈표 5〉 횡철근비에 따른 특성값의 비교(사각단면)

Test Series ID	S15-X0	S15-X50	S15-X75	S15-X100	S15-X125
횡철근비(ρ_{sh} , %)	0.000	1.013	1.519	2.025	2.531
최대구속응력, f_{cc} (MPa) (f_{cc}/f_{co})	27.8 (1.00)	31.32 (1.13)	32.00 (1.15)	32.57 (1.17)	33.17 (1.19)
최대응력시 변형률, ϵ_{cc} ($\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$)	0.00285 (1.00)	0.00381 (1.34)	0.00457 (1.60)	0.00517 (1.81)	0.00595 (2.09)
하강곡선 구배, E_{des} (MPa)	4500.0	1749.9	1214.7	1062.5	694.3
극한변형률, ϵ_{cu} ($\epsilon_{cu}/\epsilon_{cu0}$)	0.00409 (1.00)	0.00739 (1.81)	0.00984 (2.41)	0.0113 (2.76)	0.0155 (3.79)
변형에너지밀도, U (J/m ³) (U/U_{co})	0.083 (1.00)	0.181 (2.18)	0.249 (3.00)	0.315 (3.80)	0.442 (5.32)



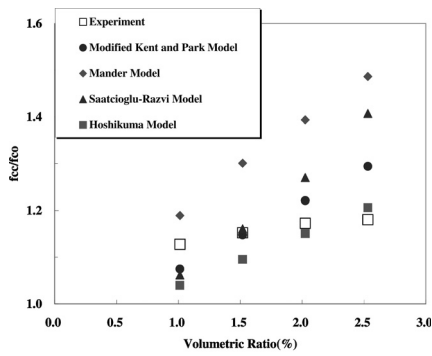
〈그림 11〉 실험결과와 모델식의 비교(원형단면)

1.81배, 극한변형률은 2.76배, 극한변형시까지의 에너지밀도는 3.80배 증가하는 것으로 나타났으며 최대구속응력 후 응력 감소는 매우 크게 감소하는 것으로 나타났다. 그림 11은 이들 특성값을 기존의 모델식과 비교한 것이다. 표 6과 그림 13은 이들 특성값을 실험값에 대한 비로 나타낸 것이다. 최대구속응력(f_{cc})은 Mander 모델이 1.15로 다소 크게 나타났으며 다른 세 모델은 실험값과 5% 이내로 나타났다. 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Saatcioglu and Razvi 모델이 1.05로 매우 유사하며 Hoshikuma 모델이 1.15로 조금

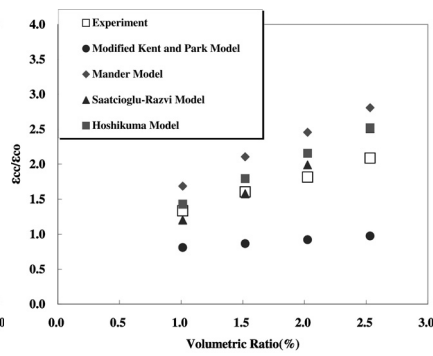
크며, Mander 모델은 1.32로 다소 크게 평가하였다. Modified Kent and Park 모델은 0.53으로 오히려 작게 나타났다. 하강곡선의 구배(E_{des})는 Hoshikuma 모델이 1.00으로 실험값과 동일하게 나타났으며 다른 모델식은 응력강하가 매우 작은 것으로 평가하였다. 따라서, Hoshikuma 모델이 극한변형률과 변형에너지밀도에서 각각 0.99, 0.92로 실험값과 매우 유사하게 나타났고 다른 모델들은 크게 평가하였다. 특히 Mander 모델의 경우 응력강하률이 실험값의 26%로 평가해 극한변형률과 변형에너지밀도에서 실험값과

〈표 6〉 실험결과와 기존 모델의 비교(사각단면)

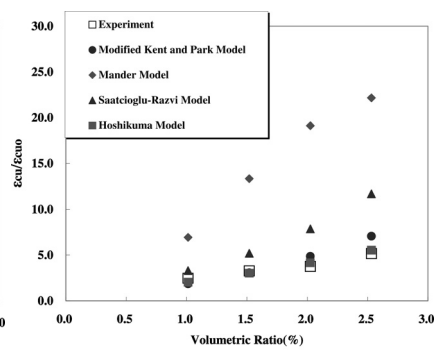
비교 항목	ρ_{sh} [횡철근비, %]	기존 모델			
		Modified Kent and Park	Mander et al.	Saatcioglu and Razvi	Hoshikuma
f_{cc} 최대구속응력	1.013	0.95	1.05	0.94	0.92
	1.519	1.00	1.13	1.01	0.95
	2.025	1.04	1.19	1.08	0.98
	2.531	1.08	1.24	1.18	1.01
	평균값	1.02	1.15	1.05	0.97
ε_{cc} 최대구속응력시 변형률	1.013	0.61	1.26	0.90	1.07
	1.519	0.54	1.31	0.98	1.12
	2.025	0.51	1.35	1.10	1.19
	2.531	0.47	1.35	1.20	1.21
	평균값	0.53	1.32	1.05	1.15
ε_{cu} 극한변형률	1.013	0.76	2.81	1.34	0.83
	1.519	0.94	4.06	1.59	0.93
	2.025	1.29	5.07	2.09	1.11
	2.531	1.37	4.29	2.26	1.07
	평균값	1.09	4.06	1.82	0.99
E_{des} 하강곡선구배	1.013	0.83	0.28	0.39	1.08
	1.519	0.77	0.27	0.49	0.99
	2.025	0.62	0.22	0.48	0.87
	2.531	0.73	0.28	0.65	1.07
	평균값	0.74	0.26	0.50	1.00
U_c 변형에너지밀도	1.013	0.75	3.24	1.36	0.75
	1.519	0.99	4.81	1.72	0.88
	2.025	1.33	5.80	2.23	1.03
	2.531	1.45	5.21	2.57	1.03
	평균값	1.13	4.77	1.97	0.92



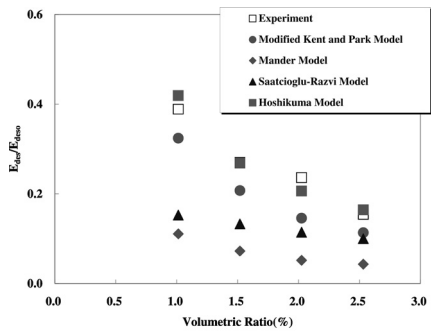
(a) 최대구속응력(f_{cc}/f_{co})



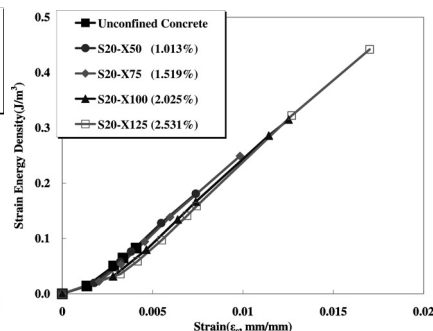
(b) 최대구속응력시 변형률($\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$)



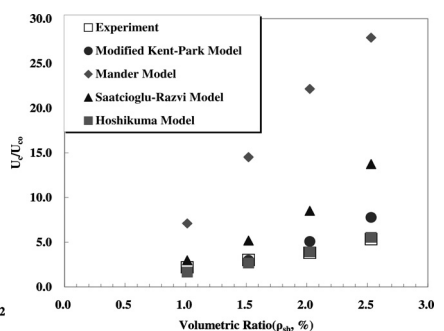
(c) 극한변형률($\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{cuo}$)



(d) 하강곡선 구배(E_{des}/E_{deso})

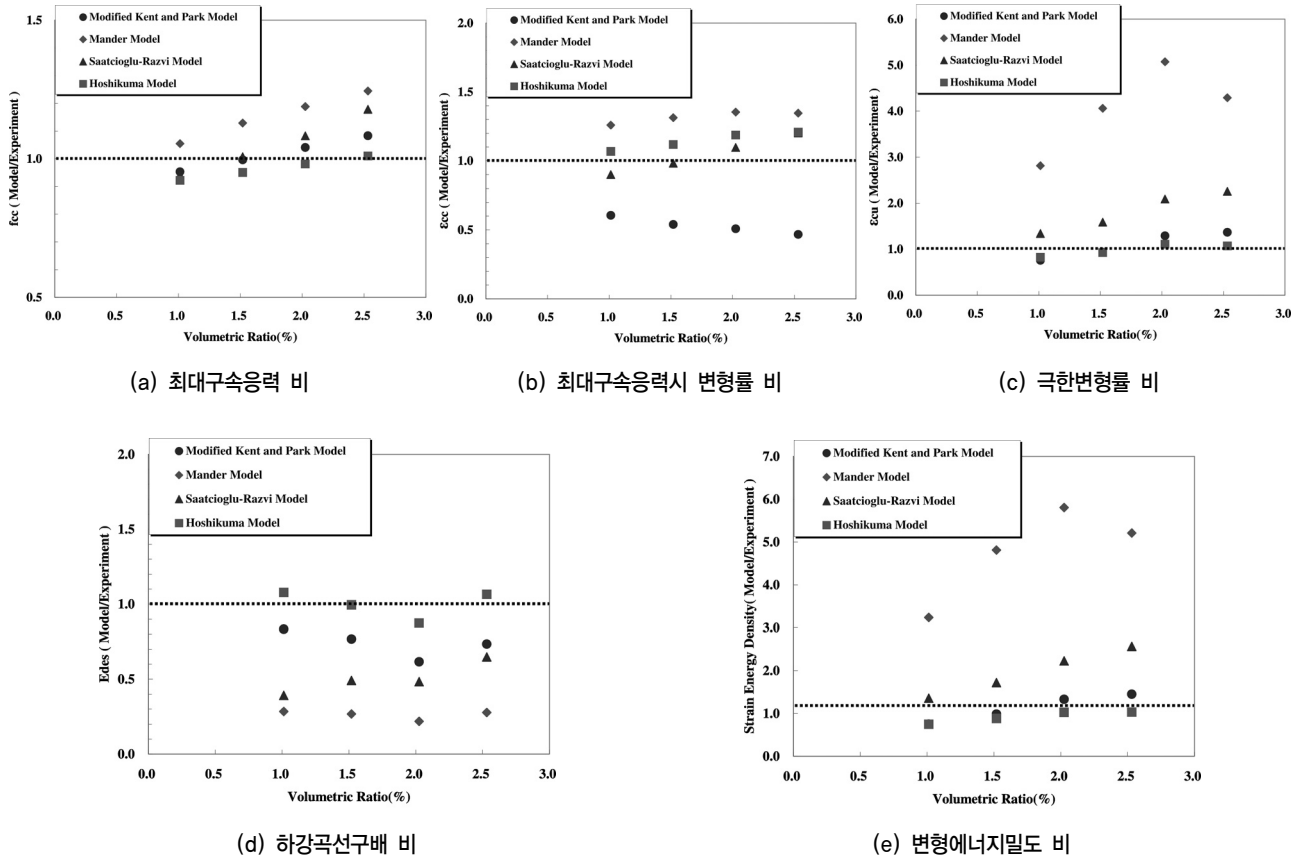


(e) 시험체별 변형에너지 밀도



(f) 변형에너지밀도(U_c/U_{co})

〈그림 12〉 무구속 콘크리트에 대한 특성값의 비교(사각단면)



〈그림 13〉 실험결과에 대한 기존 모델식의 특성값의 비교(사각단면)

〈표 7〉 횡철근비에 따른 원형단면과 사각단면의 특성값 비교

현행기준대비횡철근비 (%)	최대구속응력 f_{cc}	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}	극한변형률 ϵ_{cu}	하강구배 E'_{des}	변형에너지밀도 U_c
50	0.91	0.57	0.65	1.21	0.56
75	0.87	0.63	0.59	1.54	0.50
100	0.79	0.57	0.48	1.85	0.38
125	0.74	0.58	0.52	1.50	0.39
평균	0.83	0.59	0.56	1.53	0.46

4배 이상의 차이를 보여 주고 있다.

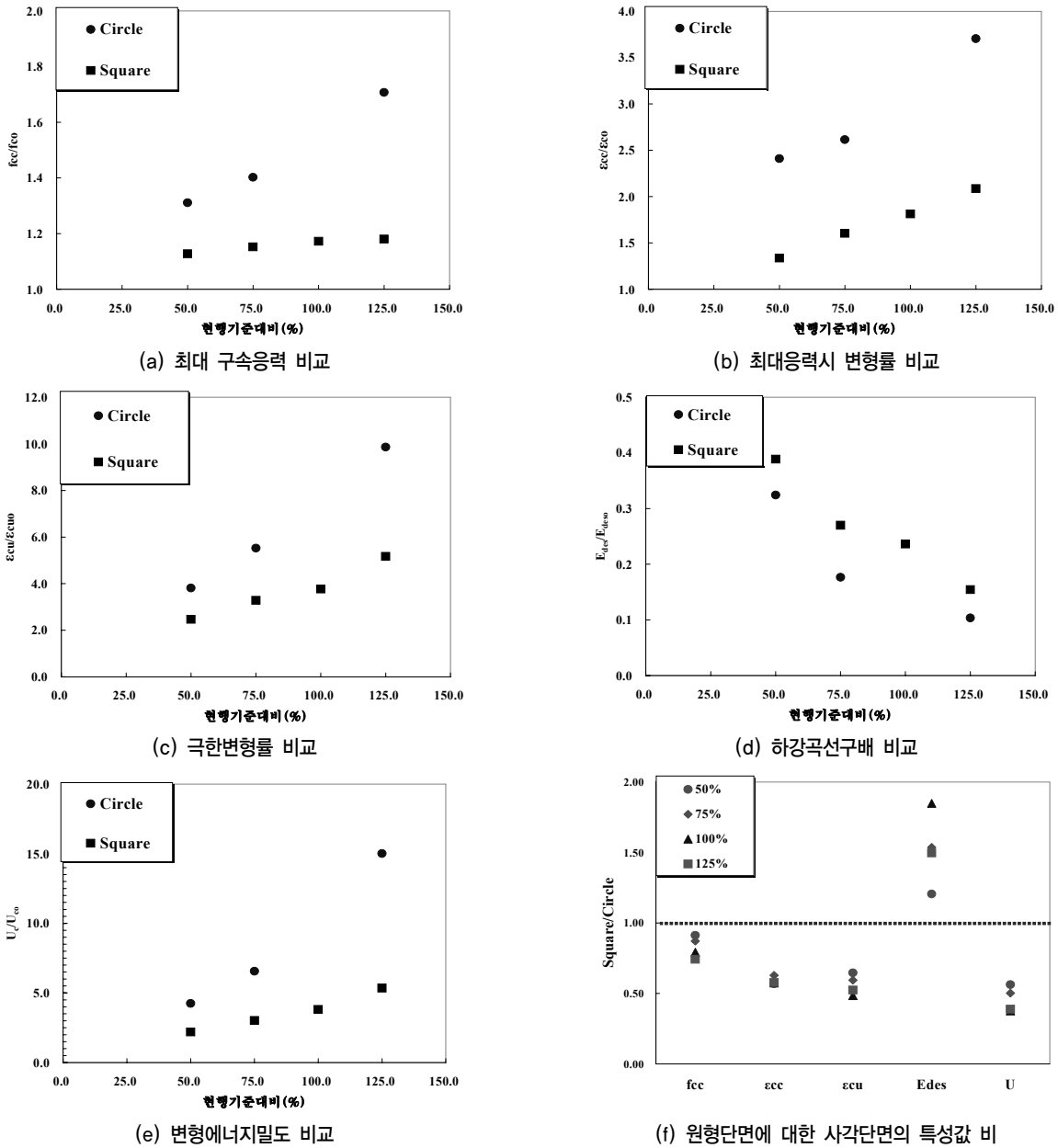
본 실험에서 나타난 특성값에서 Hoshikuma 모델이 실험 값과 10% 이내의 차이를 보여(최대구속응력시 변형률은 15%) 사각단면에서 가장 적합한 모델로 나타났다.

4.2.3 원형단면과 사각단면 실험결과와의 비교

원형단면의 경우 횡철근의 후부액션(Hoop Action)에 의해 횡구속효과가 크지만 사각단면에서는 완전한 후부액션을 기대할 수 없어 횡구속 효과가 크게 떨어진다. 이를 고려하여 현행 기준에서는 사각단면의 횡철근량을 원형단면의 횡철근량 보다 많이 배근되도록 하고 있다. 여기에서는 원형단면과 사각단면의 응력-변형률 특성을 서로 비교하였다.

모든 항목에서 원형단면의 기울기가 커서 유효구속력이 크다는 것을 알 수 있다.

표 7과 그림 14은 원형단면에 대한 사각단면의 특성값을 나타낸 것이다. 원형단면의 실험에서는 현행기준대비 100%의 횡철근을 배근한 실험결과가 좋지 않아서 다른 횡철근에 대한 실험결과로부터 추세선을 이용하여 추정하였다. 최대 구속응력은 원형단면 대비 0.83이며, 이 때의 변형률은 0.59이다. 사각단면의 경우, 최대구속응력 도달 후 응력강하가 원형단면에 비해 평균적으로 1.53배나 커서 극한변형률이 원형단면에 53% 수준으로 나타났다. 이로 인해 변형에너지 밀도도 원형단면의 46% 수준으로 나타났다. 현행기준에서는 사각단면에서는 원형단면 보다 많은 횡철근이 배근되



〈그림 14〉 원형단면과 사각단면의 특성값 비교

록 하고 있지만 이번 실험결과로부터 사각단면의 경우에는 원형단면에 비해 여전히 횡구속 효과가 작음을 확인할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 현행 도로교설계기준의 갈고리상세에 부합되는 횡철근을 배치한 원형단면과 사각단면 각각 5개의 축소부재에 대해 횡철근량을 변수로 하여 응력-변형률 실험을 수행하였다. 응력-변형률 특성을 정량적으로 평가하기 위하여 최대구속응력(f_{cc}), 최대구속응력 시의 변형률(ϵ_{cc}), 최대구속응력 후의 하강곡선구배(E_{des}), 극한변형률(ϵ_{cu}), 극

한변형률까지의 변형에너지밀도(U)를 기존의 모델식, Modified Kent and Park Model(1982), Mander Model(1988), Saatcioglu and Razvi Model (1992), Hoshikuma Model(1997) 과 비교, 평가하였다.

연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 원형단면의 경우, 최대구속응력(f_{cc})은 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델이 각각 1.02, 1.04(평균값)로 실험결과와 거의 동일하며 Hoshikuma 모델은 1.16으로 다소 크게 나타났다. 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Hoshikuma 모델이 1.03으로 실험값과 거의 동일하며 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi 모델은 각각 0.89,

- 0.93으로 조금 작게 나타났다.
2. 원형단면에서 최대구속응력 도달 후 응력강하율은 Mander 모델과 Saatcioglu and Razvi에서 매우 작아 극한변형률이 매우 크게 나타났고 이로 인해 변형에너지밀도도 실험에 비해 매우 크게 나타났다. 반면, Hoshikuma 모델은 1.96으로 매우 급격한 응력강하를 보여 주었다. 그러나, 최대구속응력이 실험보다 조금 커서 극한변형률이 0.97로 실험결과와 매우 유사하며 변형에너지밀도도 1.06으로 매우 유사한 값을 보여 주었다.
 3. 내진설계에서는 강도증가 보다는 연성도 확보가 중요한 요소여서 강도를 조금 크게 평가하지만 극한변형률과 변형에너지밀도에서 실험값과 유사한 Hoshikuma 모델이 원형단면에서 상대적으로 적합한 모델로 사료된다.
 4. 사각단면 5개의 실험결과에서 최대구속응력(f_{cc})은 Mander 모델이 1.15로 다소 크게 나타났으며 다른 모델은 실험값과 5% 이내로 나타났다. 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 Saatcioglu and Razvi 모델이 1.05로 매우 유사하며 Hoshikuma 모델이 1.15로 조금 크며, Mander 모델은 1.32로 다소 크게 평가하였다. Modified Kent and Park 모델은 0.53으로 오히려 작게 나타났다.
 5. 하강곡선의 구배(E_{des})는 Hoshikuma 모델이 1.00으로 실험값과 동일하며 다른 모델식은 응력강하가 매우 작은 것으로 평가하였다. 따라서, Hoshikuma 모델이 극한변형률과 변형에너지밀도에서 각각 0.99, 0.92로 실험값과 매우 유사하고 다른 모델들은 크게 평가되었다. Mander 모델의 경우, 응력강하율이 실험값의 26%로 평가해 극한변형률과 변형에너지밀도에서 실험값과 4배 이상의 차이를 보여 주고 있다.
 6. 사각단면에서 Hoshikuma 모델은 최대구속응력, 극한변형률, 변형에너지밀도에서 실험값과 10% 이내에서 일치하였으며 최대구속응력시의 변형률(ϵ_{cc})은 1.15로 다소 크지만 비교적 잘 일치하여 가장 적합한 모델이다.
 7. 사각단면의 경우, 최대구속응력은 원형단면 대비 0.83, 이 때의 변형률은 0.59이다. 최대구속응력 도달후 응력강하는 원형단면에 비해 평균적으로 1.53배나 커서 극한변형률이 원형단면에 53% 수준으로 나타났다. 이로 인해 변형에너지 밀도도 원형단면의 46% 수준으로 나타났다. 현행기준에서는 사각단면에서는 원형단면 보다 많은 횡철근이 배근되도록 하고 있지만 이번 실험결과로부터 사각단면의 경우에는 원형단면에 비해 여전히 횡구속 효

과가 작음을 확인할 수 있다. 향후 다양한 상세를 갖는 보다 많은 시험체를 통한 응력-변형률에 대한 역학적 특성 규명이 요구된다.

감사의 글

본 논문은 2004년 울산대학교의 연구 지원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 1996.
3. 건설교통부, “도로교 설계기준,” 2003.
4. Transit New Zealand, *Bridge Manual plus amendment No. 1*, Wellington, New Zealand, 1994.
5. Eurocode 8, *Design of Structures for Earthquake Resistance*, 2005.
6. 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
7. Kent, D.C., and Park, R., “Flexural members with confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 97, No. 7, 1969-1988, 1971.
8. 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.
9. 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.
10. 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.
11. 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.
12. 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.
13. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R., “Strength and ductility of confined concrete,” *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 118, No. 6, 1590-1607, 1992.
14. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K.W., “Stress-strain for reinforced concrete in bridge piers,” *J. Struct. Eng., ASCE*, May, 624-633, 1997.