

# 철근콘크리트 원형 교각의 전단성능에 대한 횡방향철근의 영향

## Effect of Transverse Steel on Shear Performance for RC Bridge Columns

고성현<sup>1)\*</sup>

Ko, Seong Hyun<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>제주국제대학교 토목공학과 부교수

<sup>1)</sup>Associate Professor, Department of Civil Engineering, Jeju International University

### / A B S T R A C T /

In seismic design, hollow section concrete columns offer advantages by reducing the weight and seismic mass compared to concrete section RC bridge columns. However, the flexure-shear behavior and spirals strain of hollow section concrete columns are not well-understood. Octagonal RC bridge columns of a small-scale model were tested under cyclic lateral load with constant axial load. The volumetric ratio of the transverse spiral hoop of all specimens is 0.00206. The test results showed that the structural performance of the hollow specimen, such as the initial crack pattern, initial stiffness, and diagonal crack pattern, was comparable to that of the solid specimen. However, the lateral strength and ultimate displacement of the hollow specimen noticeably decreased after the drift ratio of 3%. The columns showed flexure-shear failure at the final stage. Analytical and experimental investigations are presented in this study to understand a correlation confinement steel ratio with neutral axis and a correlation between the strain of spirals and the shear resistance capacity of steel in hollow and solid section concrete columns. Furthermore, shear strength components ( $V_c$ ,  $V_{s,}$ ,  $V_p$ ) and concrete stress were investigated.

**Key words:** Bridge column, Hollow cross-section, Spirals, Flexure-shear failure, Shear strength components

## 1. 서론

중실단면 교각과 비교하여 중공 단면 교각은 감소되는 콘크리트 단면적으로 인해 콘크리트 전단강도, 강성, 최대 축하중 강도 등이 감소되는 단점이 존재하지만 단면 감소로 인한 자중 감소 및 지진 관성력 감소, 감소된 면적만큼의 경계성 등의 장점이 있다. 중공 단면 기둥에 대한 연구들도 주로 휨연성에 대한 연구가 이루어 졌고[1-7], 휨-전단, 전단에 대한 연구가 제한적으로 수행되었다[8]. 중공 원형 교각의 단면에 대하여 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 압축 지배단면과 휨 지배단면으로 구분하여 제시하고 있다[9]. 중공 단면인 경우에 극한상태에서의 중립축 위치가 중공부에 존재하면 압축응력을 받는 면적이 중공부 만큼 감소되고 벽체두께에 걸쳐 압축응력을 받게 된다. 이러한 경우에 압축 지배단면으로 정의하고 있다. 휨 지배단면은 극한상태에서의 중립축의 위치가 벽체두께의 내부에 존재하여 중립축 위쪽의 압축응력을 받는 면적이 중공부가 없는 경우로 정의하

고 있다.

이 연구에서는 중립축의 위치를 파악하기 위해 실험적으로 접근하였고 예측된 철근의 변형률에 기반하여 중립축의 위치를 파악하였다. 예측된 전단철근의 변형률에 기반하여 철근이 부담하는 전단강도, 축력의 작용에 의한 전단강도, 콘크리트가 부담하는 전단강도를 분리하여 산정하였다. 콘크리트의 전단응력을 도출하여 균열의 발생과 비교하였다.

실험에서 얻은 하중-변위 관계에 대하여 전단성능곡선 모델을 적용하여 비교하였다. 적용된 전단성능곡선 모델은 도로교설계기준(한계상태설계법) 모델, Aschheim and Moehle 모델, CALTRANS 모델과 Priestley et al. 모델이다[10-12].

## 2. 실험변수 및 실험

### 2.1 실험변수 및 실험체 제원

실험체의 전체 길이는 2,600 mm이고, 기둥 길이는 1,600 mm이다. 실험체의 단면은 팔각형 단면이고 단면의 높이와 폭은 400 mm이며 중실 단

\*Corresponding author: Ko, Seong Hyun

E-mail: kosh@jeju.ac.kr

(Received October 20, 2020; Revised March 21, 2021; Accepted May 24, 2021)

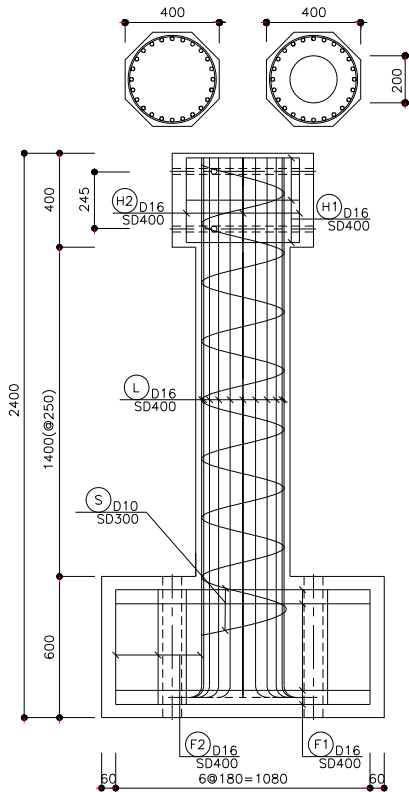


Fig. 1. Details of reinforcement



Fig. 3. Test set-up

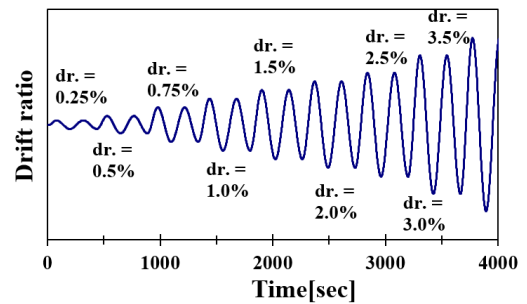


Fig. 4. Lateral loading history

Table 1. Test details of specimens

Specimens	Longitudinal steel	Transverse steel		$\rho_l / \rho_s$
	$\rho_l$ [%]	Spacing [mm]	$\rho_s$ [%]	
OS1 (solid)	3.6	250	0.206	17.5
OH3 (hollow)	4.7	250		22.9

향철근비는 0.206%이다. 중실 실험체의 축방향철근비에 대한 횡방향철근비의 비율은 17.5이고 중공 실험체는 22.9이다. 중공실험체의 횡방향철근비는 23.4%이다. 이 값은 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근비의 27.5%에 해당된다. 실험에 적용되는 축력비는 7%이고 실험변수를 Table 1에 나타내었다. KS B 0802에 따라 인장시험을 수행하였고 축방향철근과 횡방향철근의 항복강도는 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 482 MPa, 421 MPa로 측정되었다[13]. 콘크리트의 압축강도 시험은 KS F 2405에 따라 수행하였고 콘크리트의 압축강도는 30 MPa로 측정되었다[14].

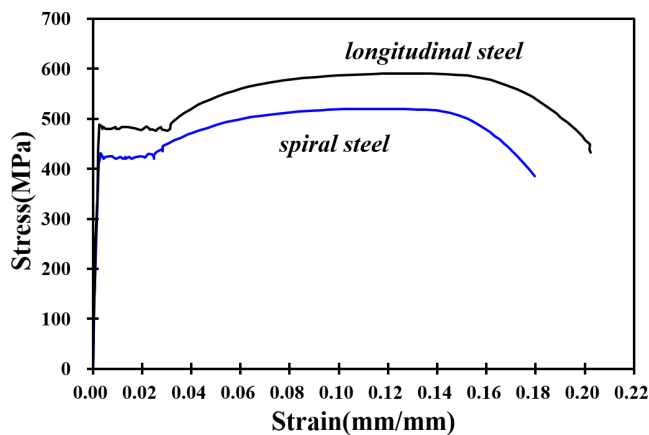


Fig. 2. Stress-strain curve of steel

## 2.2 재하실험

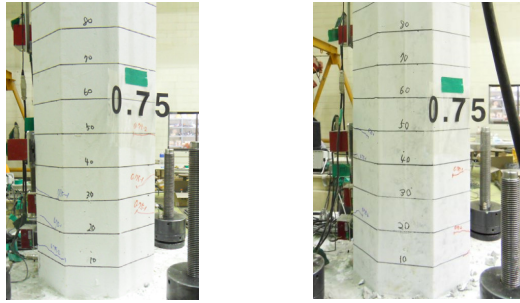
재하실험은 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 준정적 실험을 수행하였다. 유압잭을 사용하여 축력비 7%의 축방향 하중을 적용하였다. 변위용량  $\pm 150$  mm, 하중용량 500 kN인 가력기(Hydraulic actuator)를 이용하여 횡하중을 반복하여 가력하였고 Fig. 4와 같은 변위제어방식으로 각 실험 변위를 2 cycle씩 반복 재하하였다.

## 3. 실험결과

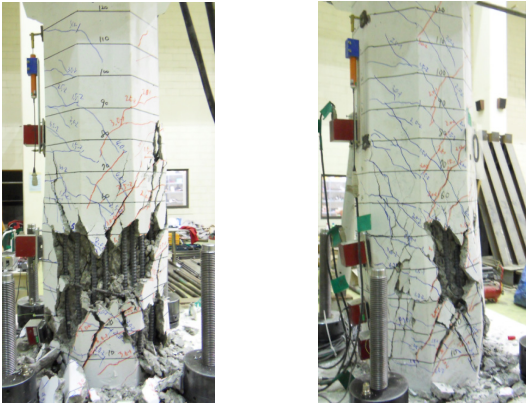
### 3.1 파괴거동

OS1 실험체의 최초 휨균열 발생은 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 소성현기 구간에 0.75% 변위비의 첫 번째 하중재하 단계에서 발생하였고 두 번째 하

면과 중공 단면으로 제작되었다. 중공 단면은 중공 지름이 200 mm인 원형의 형태로 설계되었고 Fig. 1에 나타내었다. 중실 실험체와 중공 실험체의 축방향철근으로 D16 철근 24개가 사용되었고 축방향철근비는 3.6%, 4.7%이다. 중실 및 중공 실험체의 나선철근 수직 간격은 250 mm이고 횡방



(a) OS1 (b) OH3  
**Fig. 5. Crack patterns at 0.75% drift ratio**



(a) OS1 (b) OH3  
**Fig. 6. Failure of specimens**

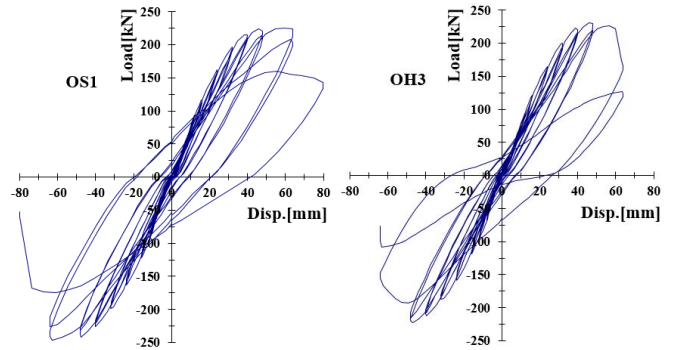
중재하 단계에서 사인장 균열이 휨균열의 선단에서 발생되었으며 변위하 증가함에 따라 균열이 증가되었다. 5% 변위비에 축방향철근과 횡방향철근이 기초상단부터 300 mm 구간에서 노출되었다. 기둥 실험체의 전체 높이에 걸쳐서 전단균열 폭이 급격히 증가하여 휨-전단파괴 거동을 나타내었고 기초상단에서 400 mm 높이에서 횡방향철근이 파단되었다.

OH3 실험체의 휨균열 및 사인장 균열양상은 OS1 실험체와 유사하였다. OH3 실험체는 변위비 4.0% 단계에서 기초상단부터 200 mm 구간에서 축방향철근 좌굴과 피복콘크리트 탈락이 관찰되었다. 전체 높이에 걸쳐서 전단균열 폭이 급격히 증가하여 휨-전단파괴 되었다. Fig. 6에는 최종 하중 단계의 실험체 파괴상태를 나타내었다.

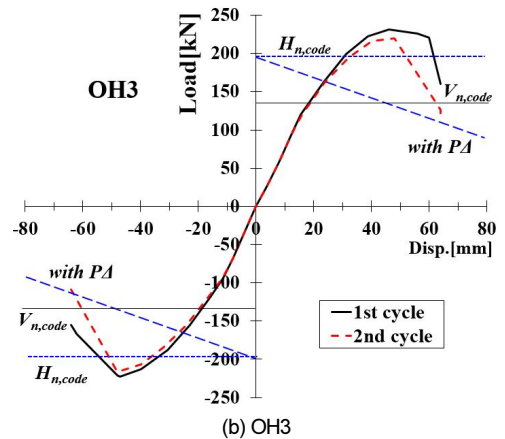
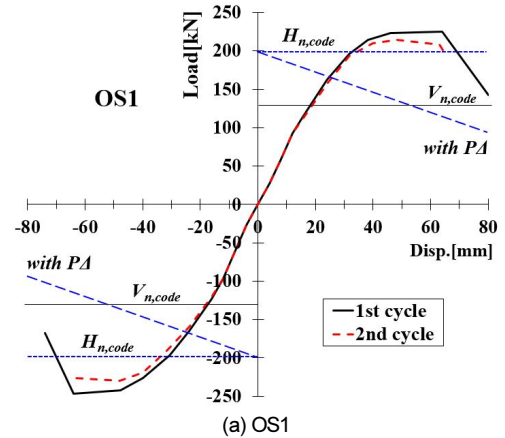
### 3.2 하중-변위 이력곡선 및 포락곡선

Fig. 7에 OS1 실험체와 OH3 실험체의 하중-변위 이력곡선(hysteresis loops)을 나타내었다. 실험체에 휨균열이 발생함에 따라 강성이 변화하기 시작하였고 최외곽 축방향철근의 항복에 의해 2차 강성변화가 발생되었다. OS1 실험체와 OH3 실험체에서 계속된 최대 횡하중은 공칭 휨 항력강도  $H_{n,code}$  를 초과하였다. 여기서 공칭 휨 항력강도  $H_{n,code}$  는 축력비 7%의 축하중이 재하된 실험체에 대하여 설계기준의 정의에 따라 등가직사각형 응력분포를 이용하여 공칭 휨강도  $M_n$  를 계산하고 이에 해당하는 횡력으로 표현한 항력강도를 의미한다.

하중-변위 포락곡선(envelop curves)을 Fig. 8에 나타내었다. Fig. 8에 변위단계별 항력강도 실험값들과 등가직사각형 응력분포를 이용하여 계산



(a) OS1 (b) OH3  
**Fig. 7. Load-displacement hysteresis loops**



(a) OS1 (b) OH3  
**Fig. 8. Load-displacement envelope curves**

된 공칭 항력강도인  $H_{n,code}$  를 나타내었으며 OS1 실험체와 OH3 실험체의 항력강도는 변위비 2~2.5%에서 공칭 항력강도인  $H_{n,code}$  를 상회하였다.

OS1 실험체와 OH3 실험체에 대하여 식 (1)과 같이 구조 설계기준에 규정되어 있는 축방향 압축력을 받는 부재의 공칭전단강도인  $V_{n,code}$  를 산정하여 Fig. 8에 나타내었으며 항력강도는 변위비 1.0% 단계에서 공칭전단강도인  $V_{n,code}$  를 상회하였다.

$$V_n = V_c + V_s = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (1)$$

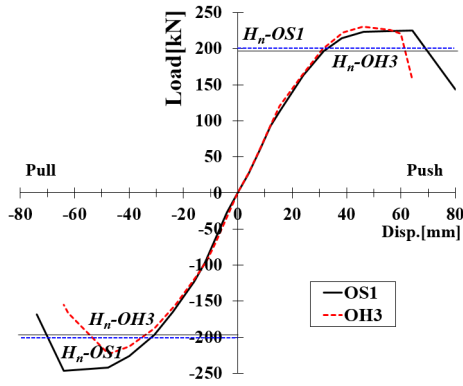


Fig. 9. Comparison of envelope curves

여기서,  $V_n$  단면의 공칭전단강도,  $V_c$ 는 콘크리트의 공칭전단강도,  $V_s$ 는 전단철근의 공칭전단강도,  $A_g$ 는 전체 단면적,  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 압축강도,  $b_w$ 는 복부의 폭,  $d$ 는 축방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리,  $\lambda$ 는 경량콘크리트계수,  $A_v$ 는 전단철근의 단면적,  $f_{yt}$ 는 횡방향철근의 항복강도,  $s$ 는 전단철근의 간격이다.

OS1 실험체와 OH3 실험체의 하중-변위 포락곡선을 비교하여 Fig. 9에 나타내었다. 동일한 변위비 단계에 대해 OS1 실험체의 횡하중보다 OH3 실험체의 횡하중의 저감되게 나타났으며 최종 파괴 변위비도 차이 있는데, 이는 콘크리트 면적의 감소에 기인한 것으로 판단된다.

## 4. 철근의 변형률

### 4.1 철근 변형률

Fig. 10, Fig. 11에는 실험에서 계측된 축방향철근 및 횡방향철근의 변형률 이력을 각 변위비 단계별로 나타내었다. OS1 실험체에서 축방향철근의 경우는 2.2절에 전술된 하중재하방법으로 실험이 진행됨에 따라 인장과 압축 변형률이 반복하여 나타났으며 변위가 증가될수록 변형률도 증가되었고 변위비 1.5%에서 항복 변형률을 초과하였다. OS1 실험체의 경우에 축방향철근의 인장 변형률과 압축 변형률 값의 비율은 약 1.7:1로 계측되었다. 전단철근(횡방향철근)은 실험이 진행됨에 따라 인장과 압축의 변형률을 반복하지는 않았으며 변위비 2.5% 이전에는 인장 변형과 변형률이 영인 상태를 반복하였다. 변위비 2.5% 이후에는 인장 변형 후에 변형률이 영인 상태로 회복되지는 않았다. 이는 횡방향철근의 항복상태 이전이기는 하지만 비례한도 및 탄성한도를 초과하였기 때문으로 보인다. 전단철근(횡방향철근)의 변형률은 변위비 5.0%에서 항복 변형률을 초과한 것으로 계측되었다.

OH3 실험체의 경우에 축방향철근의 인장 변형률과 압축 변형률 값의 비율은 약 1.5:1로 계측되었다. OH3 실험체의 전단철근(횡방향철근)은 OS1 실험체의 경우와 같이 변위비 2.5% 이전에는 인장 변형과 변형률이 영인 상태를 반복하였다. 변위비 2.5% 이후에는 인장 변형 후에 변형률이 영인 상태로 회복되지는 않았다. 전단철근(횡방향철근)의 변형률은 변위비 3.0%에서 항복 변형률을 초과한 것으로 계측되었다. OH3 실험체의 전단철근(횡방향철근)이 OS1 실험체의 경우보다 조기에 항복 변형률을 초과한

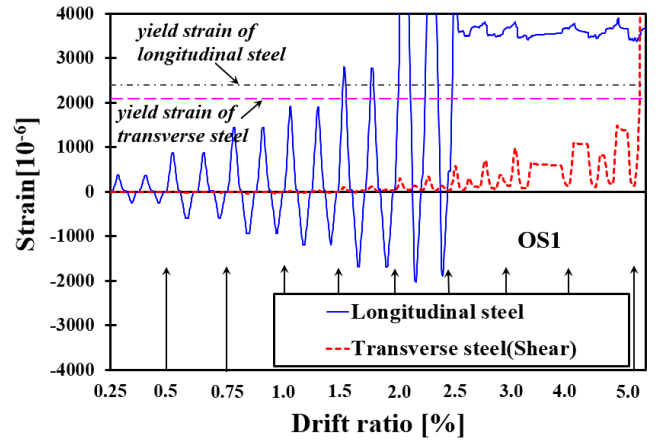


Fig. 10. Strains of OS1

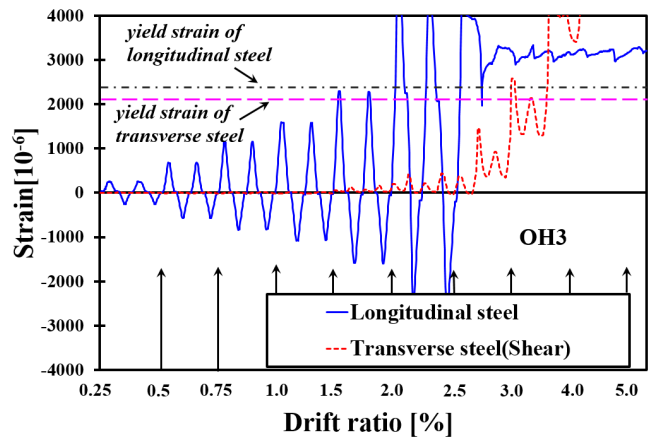
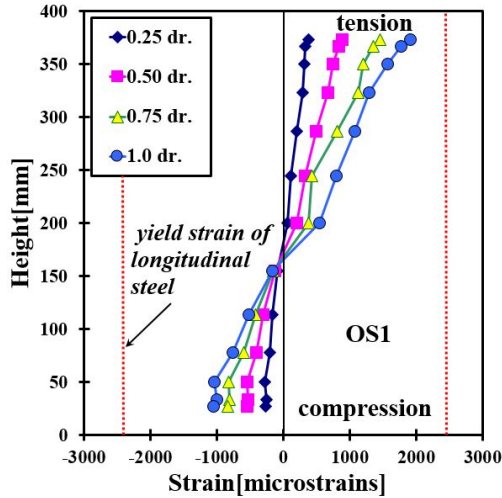


Fig. 11. Strains of OH3

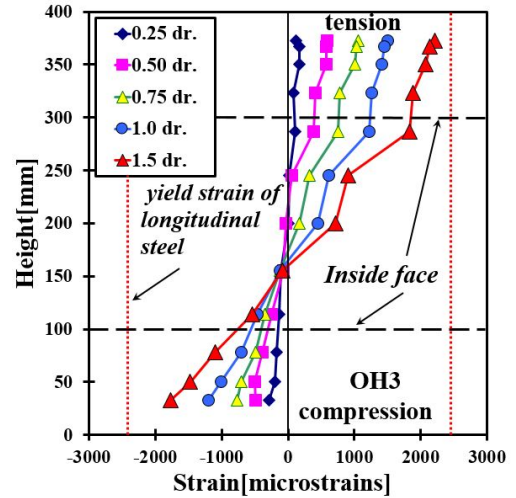
원인으로 중공단면 형상으로 콘크리트 단면적이 감소되었기 때문에 철근에 응력이 부담된 것으로 보인다.

### 4.2 중립축 위치

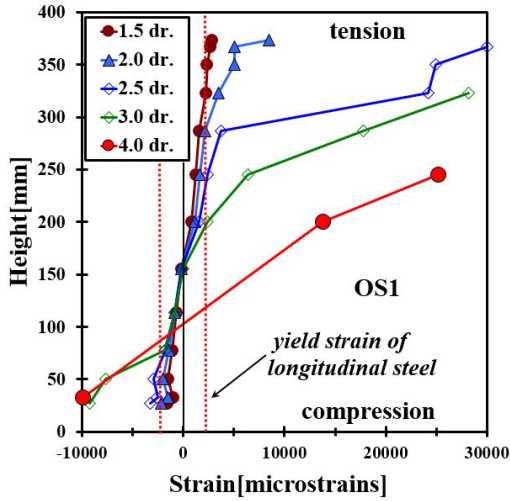
축방향철근비가 2.56%인 원형 중공단면의 기동 실험체에 대한 실험적 연구(Zahn et al. 1990)에서 중공단면에서 중립축의 위치가 단면의 중심에 근접할수록 압축부의 중공 내측면에서 압축파괴 발생으로 인해 취성파괴됨을 보고하였다. 4.1절에 전술되어 있는 실험시 계측한 철근 변형률에 기초하여 OS1 실험체, OH3 실험체의 중립축 위치에 대하여 분석하여 Figs. 12와 13에 나타내었다. Figs. 12와 13에서 (-)값은 압축 변형률을 나타낸다. OS1 실험체의 파괴가 발생된 변위비 5%에서의 계측된 변형률 값은 제외하였고 변위비 4%까지 분석하였다. OS1 실험체의 경우, 항복 이전 단계의 0.25~1.0% 변위비에서 중립축 깊이는 181.9~165.4 mm이고, 4.0% 변위비에서 중립축 깊이는 102.9 mm로 분석되었다. OH3 실험체의 경우, 항복 이전 단계의 0.25~1.5% 변위비에서 중립축 깊이는 197.2~159.5 mm이고, 4.0% 변위비에서 중립축 깊이는 130.9 mm로 분석되었다. OH3 실험체의 중립축 위치는 파괴단계까지 중공 내부에 위치된 것으로 나타났기 때문에 파괴유형이 OS1 실험체의 경우보다 취성의 경향을 나타낸 것으로 보인다.



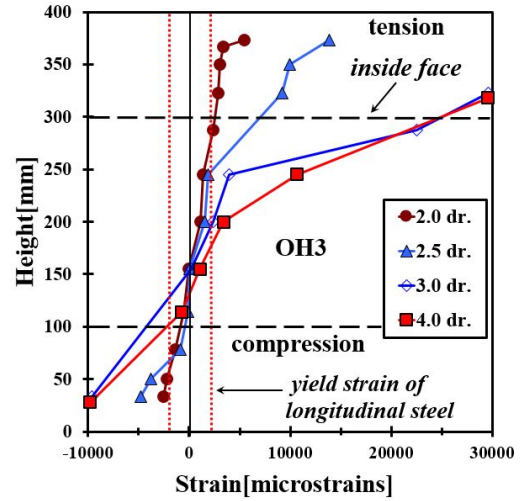
(a) Elastic state



(a) Elastic state



(b) Plastic state



(b) Plastic state

Fig. 12. Neutral axis of OS1

Fig. 13. Neutral axis of OH3

### 4.3 비선형 해석

서론에 전술한 바와 같이, 중공 단면인 경우에 극한상태에서의 중립축 위치에 따라 파괴유형이 다르게 나타날 수 있다. 이 연구에서 대상 실험체가 한정적이므로 Table 2에 나타난 변수들에 대하여 비선형 해석을 수행하여 극한상태의 중립축 위치를 분석하였다. 해석 대상의 단면 높이 2000 mm, 중공 지름 1000 mm, 하중이 작용하는 축의 단면두께는 500 mm로 선정하였고 횡방향철근비는 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근비의 25%, 62.5%, 100%로 선정 후 해석을 수행하였다. 비선형 해석결과를 분석하여 Fig. 14에 나타내었다.

Table 2에 나타난 변수들에 대하여 비선형 해석을 수행한 결과, 축방향 철근비가 동일한 경우에 항복강도가 증가될수록 중립축 위치는 증가하는 것으로 나타났고 축방향철근비와 항복강도가 동일한 경우에 횡방향철근비가 증가될수록 중립축 위치도 증가하는 것으로 나타났다. 축방향철근비가 증가됨에 따라 중립축 위치도 증가하는 것으로 나타났다. 축방향철근비는 1%이고 항복강도가 300 MPa, 400 MPa인 경우에 중립축 위치가 단면두

Table 2. Analysis variables

Class	Variables
$f_{ck}$ (MPa)	30
$f_y, f_{yh}$ (MPa)	300, 400, 500
$P/f_{ck}A_g$	0.07
$\rho_t$	0.01, 0.02, 0.003
$\rho_{s,use} / \rho_{s,code}$	0.25, 0.625, 1.0

께(500 mm) 보다 작기 때문에 도로교설계기준(한계상태설계법)의 휨 지배단면에 해당되었으나 항복강도가 500 MPa이고 설계기준에 규정된 횡방향철근비인 경우에 중립축 위치(504.8 mm)가 단면두께(500 mm) 보다 크기 때문에 도로교설계기준(한계상태설계법)의 압축 지배단면에 해당된다. 축방향철근비가 2%, 3%인 경우에는 중립축 위치가 단면두께(500 mm) 보다 크게 해석되어 중립축 위치는 중공내부에 존재하는 것으로 분석되었기 때문에 도로교설계기준(한계상태설계법)의 압축 지배단면에 해당된다.

OS1, OH3 실험체의 횡방향철근비는 도로교설계기준에서 요구하는 심

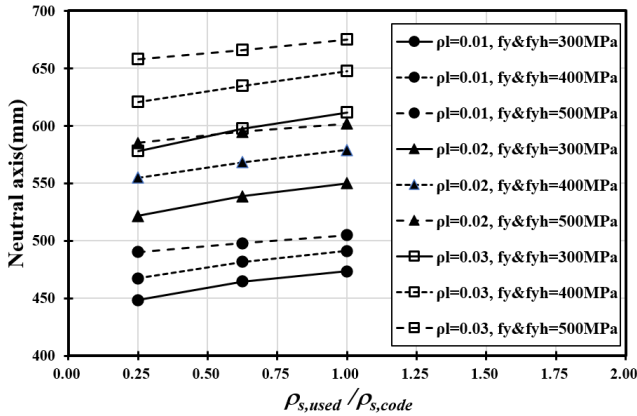


Fig. 14. Result of nonlinear analysis

Table 3. Comparison of neutral axis

Specimens	Test (mm)	Analysis (mm)
OS1 (solid)	102.9	130.9
OH3 (hollow)	149.0	161.2

부속철근비의 27.5%에 해당되어 설계기준의 규정에 부합되지 않는 다. 이 연구는 횡방향철근비와 축방향철근비의 비율에 따른 전단파괴의 영향을 파악하기 위한 연구의 일환으로 수행되었기 때문에 축방향철근비는 3.6%, 4.7%로 선정되었다. OS1 실험체의 중립축 위치는 149.0 mm, OH3 실험체의 중립축 위치는 161.2 mm로 해석되었고 실험결과와 함께 Table 3에 나타내었다. 실험결과 및 해석결과에서 중립축 위치가 단면두께(100 mm) 보다 크기 때문에 도로교설계기준(한계상태설계법)의 압축 지배단면에 해당된다.

## 5. 철근의 변형률과 전단성능

### 5.1 철근의 변형률과 전단강도

축력과 횡하중이 작용되는 철근콘크리트 기둥의 전단강도를 콘크리트, 철근, 축력의 기여분을 정확하게 파악하기는 쉽지 않다. 콘크리트와 철근의 재료적 특성, 합성 비율, 합성 작용, 균열 발생 및 균열 진전, 골재 맞물림 작용, 탄소성기둥과 응력재분배, 횡하중의 변화, 횡변위의 증가 등 에 따라서 전단강도 값이 다양하게 나타나기 때문이다. 이렇게 다양한 영향요소들을 전부 반영하기에는 어려움이 많기 때문에 현실적으로 가능한 범위 내에서 실험으로 측정한 전단강도를 콘크리트의 기여분, 축력의 기여분과 전단철근의 기여분으로 구분하여 산정하는 연구들이 수행되었다[15, 16]. 설계기준에 규정된 모델들은 전단철근의 전단강도  $V_s$ 를 산정하고, 실험결과와 전 체 전단강도에서  $V_s$ 를 차감하여 콘크리트의 전단강도  $V_c$ 를 산정하는 방식 으로 개발되었는데 이 연구에서도 아래와 같은 방법으로 실험결과에 대해 콘크리트의 기여분, 축력의 기여분과 전단철근의 기여분을 산정하였다.

식 (2)의 변형률  $\epsilon_s$  값으로 Fig. 10, Fig. 11에 나타난 전단철근 변형률 값을 대입하여 각 변형률에 대한 응력을 산정하는데, 계산된 응력 값은 인장 시험에서 얻은 항복 응력을 초과하지 않는다. 항복 응력을 초과하는 경우에

Table 4. Component of shear strength

Specimens	Drift ratio(%)					
	1	2	3	4	5	
OS1	$\epsilon_s (10^{-6})$	25	342	1073	1458	15315
	$f_s$ (MPa)	5	68.4	214.6	520	520
	$V_s$ (kN)	0.48	6.53	20.49	49.64	49.64
	$V_p$ (kN)	22.5				
	$V_c$ (kN)	91.5	167.3	180.7	153.5	70.9
	$V_T$ (kN)	115	196	224	226	143
OH3	$\epsilon_s (10^{-6})$	16	410	2577	7223	-
	$f_s$ (MPa)	3.2	82	515.4	520	-
	$V_s$ (kN)	0.31	7.83	49.64	49.64	-
	$V_p$ (kN)	22.5				
	$V_c$ (kN)	97.1	169.3	158.8	87.9	-
	$V_T$ (kN)	120	196	206	160	-

는 계속 변형률에 대한 철근의 응력( $f_{sh}$ )을 Fig. 2에 나타난 응력-변형률 관계에서 결정하고 계산된 전단철근의 응력  $f_{sh}$  값을 식 (3)에 대입하여 나선 철근이 부담하는  $V_s$ 를 계산하였으며 Table 4에 정리하였다. 축력작용에 의한  $V_p$ 는 도로교설계기준(한계상태설계법)에 규정된 식 (4)을 이용하여 계산하였다. 식 (2)와 (3)에서 계산된  $V_s$ ,  $V_p$  값을 식 (5)에 나타낸 바와 같이 실험에서 얻은 전단강도  $V_T$ 에서 감하여 콘크리트의 기여분  $V_c$ 를 계산 하였다.

$$f_{sh} = \epsilon_s E_s \tag{2}$$

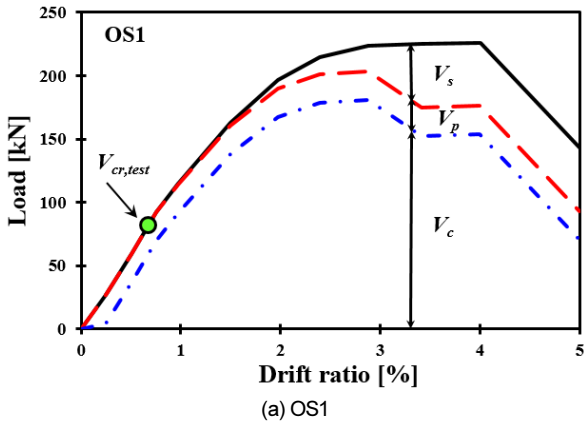
$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{sh} D_c}{s} \tag{3}$$

$$V_p = 0.15 P_u \frac{h}{L_s} \tag{4}$$

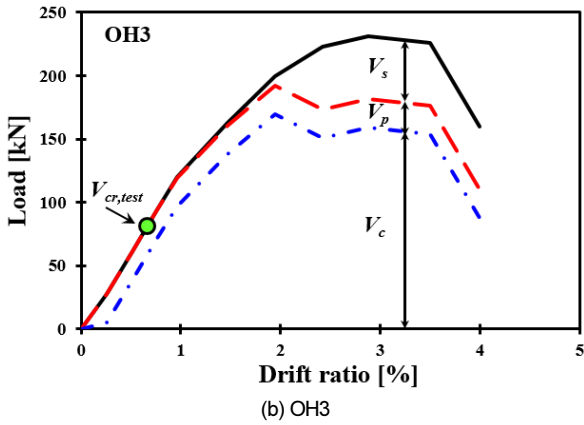
$$V_c = V_T - V_s - V_p \tag{5}$$

여기서,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $A_{sp}$ 는 전단철근 단면적,  $D_c$ 는 나선철근의 중심간 간격,  $P_u$ 는 작용 축력,  $h$ 는 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께,  $L_s$ 는 교각의 길이이다.

실험결과와 전단강도  $V_T$ , 철근이 부담하는  $V_s$ , 축력 작용에 의한  $V_p$ , 콘 크리트가 부담하는  $V_c$ 를 Fig. 15에 나타내었다. 변위비 1.0% 이하의 단계에서는 각 실험체의  $V_s$  값이 무시할 정도로 작지만 변위비 1~2% 범위에서 직선적으로 증가하게 된다. 이는 0.75% 변위비에서 발생된 사인장 균열이 진전됨에 따라  $V_s$  값이 선형적으로 증가된 것으로 판단된다. OS1 실험체 의 경우 변위비 3.0%에서  $V_s$  값이 급격하게 증가하였고 OH3 실험체의 경 우 변위비 2.5%에서  $V_s$  값이 급격하게 증가하였다. 변위비 3.0%의 경우에 OH3 실험체의  $V_s$ 는 OS1 실험체의  $V_s$  보다 2.4배 큰 값을 나타내었다. 파 괴 단계에서 OS1 실험체의 경우에 철근이 부담하는  $V_s$ 는 49.64 kN으로

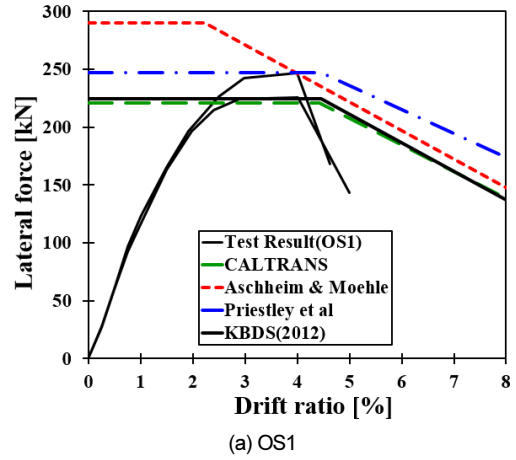


(a) OS1

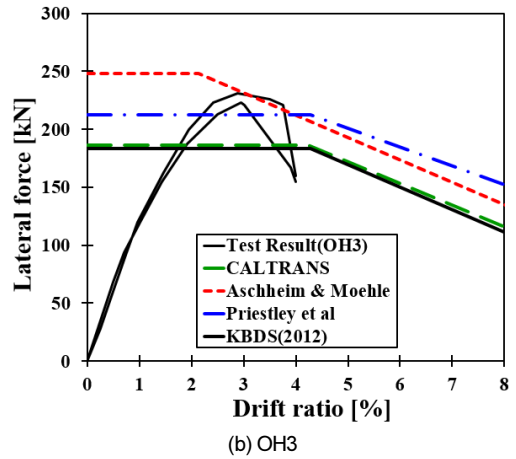


(b) OH3

Fig. 15. Shear capacity components



(a) OS1



(b) OH3

Fig. 17. Comparison between test result and predicted shear capacity

Table 5. Ratio of  $V_s / V_T$

Specimens	Drift ratio (%)				
	1	2	3	4	5
OS1	0.004	0.033	0.092	0.22	0.347
OH3	0.003	0.039	0.215	0.310	-

### 5.2 전단성능 모델 적용

Fig. 17에 실험결과와 하중-변위 포락선, 도로교설계기준(한계상태설계법) 모델, CALTRANS 모델, Aschheim and Moehle의 모델, Priestley et al.의 모델을 적용하여 나타내었다.

OS1 실험체에 대한 전단성능 예측을 수행한 결과에서 도로교설계기준(한계상태설계법) 모델, CALTRANS 모델, Aschheim and Moehle의 모델은 전단파괴 유형으로 예측하였고 Priestley et al.의 모델은 휨-전단 파괴를 예측하였다.

OH3 실험체에 대한 전단성능 검토를 수행한 결과에서 도로교설계기준(한계상태설계법) 모델, CALTRANS 모델, Aschheim and Moehle의 모델은 전단파괴 유형으로 예측하였고 Priestley et al.의 모델은 휨-전단 파괴를 예측하였다.

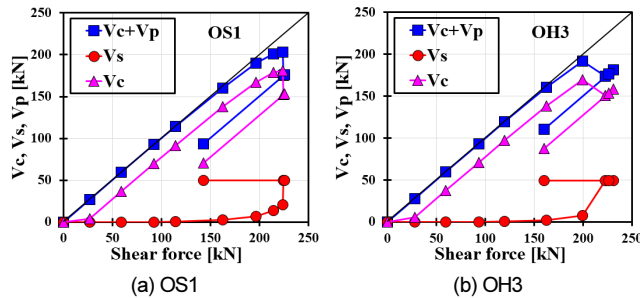


Fig. 16. Comparison of shear components

산정되었고 OH3 실험체의 경우도 49.64 kN으로 산정되었다.

Table 5에 철근이 부담하는  $V_s$ 와 실험에서 얻은 전단강도의 비율을 산정하여 각 변위비 단계별로 나타내었다. 나선철근의  $V_s$ , 콘크리트의  $V_c$ , 축력 작용에 의한  $V_p$ 를 비교하여 Fig. 16에 나타내었다. 하중이 증가함에 따라 축력 작용에 의한  $V_p$ 의 변화는 나타나지 않았다. 나선철근에 의한  $V_s$ 는 변위비 1.5% 이후에 현저하게 증가하였고 파괴단계에는 이 연구에서 적용된 전단철근이 부담할 수 있는 최대 값인 49.64 kN을 나타내었다.

### 5.3 콘크리트 전단응력

실험에서 계측된 하중-변위 관계를 콘크리트가 부담하는 기여분과 변위 연성도의 관계를 Fig. 18(a)에 나타내었다. 도로교설계기준(한계상태설계법)에는 콘크리트가 부담하는  $V_c$ 를 식(6)와(7)으로 제시하고 있다. 식(6)를  $k$ 에 대하여 정리하면  $v_c / \sqrt{f_{ck}}$ 로 정리된다. 식(7)은 변위연성도가 2를

초과되면 반복하중으로 인해 소성힌지 구역에서 발생된 콘크리트의 손상이 심화됨에 따라 콘크리트의 전단강도가 감소되는 영향을 반영한 것이며 Fig. 18(a)에 점선으로 나타내었다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (6)$$

$$k = 0.3 - 0.1(\mu_{\Delta} - 2) \quad (7)$$

OS1 실험체 및 OH3 실험체의 콘크리트 응력은 변위연성도 1에서 도로 교설계기준(한계상태설계법)에서 제시하는 값을 상회하고 있으므로 전단의 영향을 받는 것으로 나타났다. OH3 실험체의 콘크리트 응력은 OS1 실험체 보다 높게 나타나고 있으며 변위연성도 1에서 OS1 실험체의 콘크리트 응력보다 1.27배 높은 값을 보이는데, 이는 응력으로 표현되었기 때문에 중공 단면과 중실 단면의 콘크리트 면적 차이로 인한 결과이다.

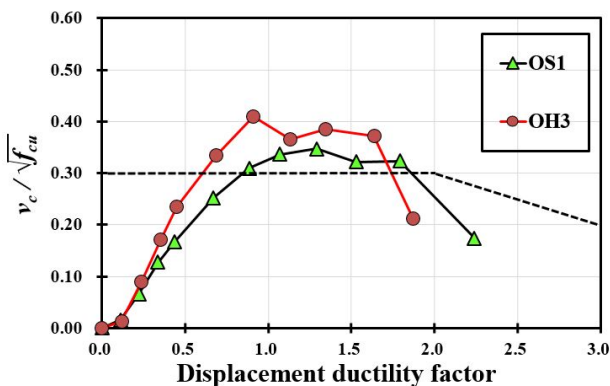
Fig. 18(a)에 나타낸 바와 같이  $v_c / \sqrt{f_{cu}}$  값이 0.3에 도달하는 OS1 실험체, OH3 실험체의 변위연성도는 0.85, 0.61이고 변위비는 1.89%, 1.29%이다.  $v_c / \sqrt{f_{cu}}$  값이 0.16에 도달하는 OS1 실험체, OH3 실험체의 변위연성도는 0.33, 0.27이고 변위비는 0.73%, 0.58%이다. 실험과정에서 변위비 0.5% 단계까지는 휨균열과 사인장 균열이 관측되지 않았고 부재축의 직각방향으로 발생하는 휨균열 발생과 휨균열의 선단에서 시작되는 사인장 균열의 발생이 최초로 관측된 변위비는 0.75%이다. 따라서, OS1 실험체, OH3 실험체에서 콘크리트의 최대 전단응력 값인  $0.16 \sqrt{f_{cu}}$  을 초과한 변

위비는 0.73%, 0.58%이고 휨응력과 전단응력의 조합응력이 작용되어서 휨균열과 사인장 균열이 관측된 변위비는 0.75%이므로 이 연구에서 진행된 철근 변형률을 분석하여 콘크리트, 철근과 축력작용의 전단강도 기여분을 분리하여 산정하는 과정은 합리적이라고 판단된다.

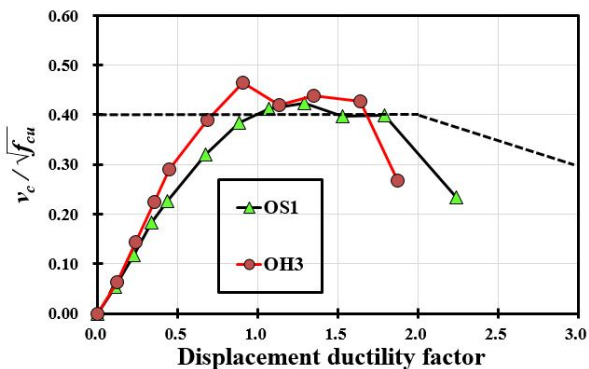
콘크리트가 부담하는 기여분과 축력 기여분의 합에 대한 변위연성도의 관계를 Fig. 18(b)에 나타내었고 p는 실험체에 작용되는 축력을 실험체의 단면적으로 나눈 응력( $p = 2 \text{ MPa}$ )이며 그림에서 점선으로 나타내었다. Fig. 18(a)에 나타낸 바와 같이  $v_c / \sqrt{f_{cu}}$  값이 0.4에 도달하는 OS1 실험체, OH3 실험체의 변위연성도는 0.99, 0.72이고 변위비는 2.21%, 1.54%이다.

## 6. 곡률

횡하중이 가려지는 방향의 실험체 기둥면에 기초 상면부터 100 mm, 200 mm, 400 mm, 600 mm, 800 mm, 1000 mm, 1200 mm의 높이에 500 mm 용량의 변위계(wire linear displacement transducer)를 설치하여 각 변위비 단계별 곡률을 계측하였고 Figs. 19, 20에 나타내었다. OS1 실험체의 경우 축방향철근의 변형률이 항복 변형률을 초과한 1.5% 변위비에서의



(a)  $p = 0$



(b)  $p = 2 \text{ MPa}$

Fig. 18. Shear stress of specimens

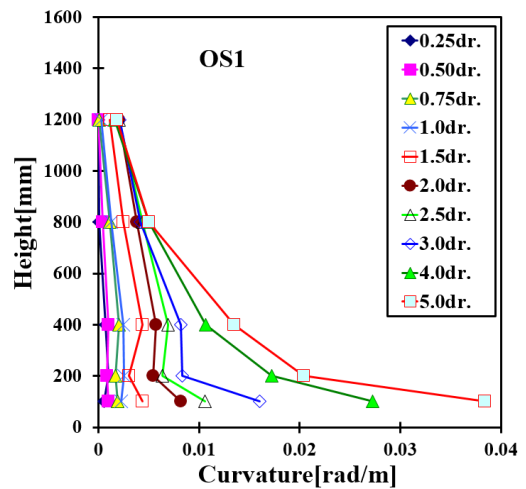


Fig. 19. Curvature profile of OS1

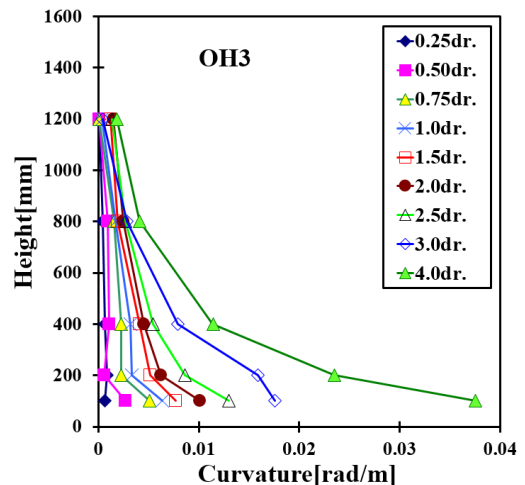


Fig. 20. Curvature profile of OH3



곡률 최대 값은 0.00436 rad/m이고 파괴 단계의 5% 변위비에서의 최대 값은 0.03836 rad/m이다. OH3 실험체의 경우 축방향철근의 변형률이 항복 변형률을 초과한 2.0% 변위비에서의 곡률 최대 값은 0.01009 rad/m이고 파괴 단계의 4% 변위비에서의 최대 값은 0.03755 rad/m이다. Fig. 6에 나타난 바와 같이 OS1 실험체와 OH3 실험체에 형성된 소성힌지의 중심은 기초상단부터 약 400 mm 위치이다. 계측된 곡률분포는 축방향철근 항복 이후에 400 mm를 기준으로 기초상단 방향으로 곡률이 급격히 증가되었고 최대 곡률이 계측된 위치는 100 mm 위치이다. OH3 실험체의 4% 변위비에서 계측된 곡률은 OS1 실험체의 5% 변위비에서 계측된 곡률과 유사한 경향을 나타낸다. 이는 중공 면적이 중실단면적에 비해 콘크리트 면적이 감소된 영향으로 판단된다.

## 7. 결론

이 연구에서는 중공 단면 기둥이 파괴될 때의 중립축의 위치를 파악하고 철근 변형률이 전단강도에 구성요소에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위해 기둥길이 1600 mm인 중실 단면, 중공 단면 실험체를 제작하여 반복 횡하중 가력실험을 수행하였고 분석을 수행하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) OS1 실험체는 휨-전단 거동을 보였고 변위비 5%에서 횡방향철근이 파단되었다. OH3 실험체는 휨-전단 거동을 보였고 감소된 콘크리트 면적의 영향으로 4% 변위비에서 휨-전단 파괴되었다.
- 2) OS1 실험체, OH3 실험체는 변위비 2~2.5%에서 공칭 횡력강도를 상회하는 하중-변위 관계를 나타내었다. OS1 실험체의 최종 파괴 변위비는 5%이고 OH3 실험체는 4% 변위비이다.
- 3) 파괴단계에서 OS1 실험체, OH3 실험체의 중립축 위치는 각각 102.9 mm, 130.9 mm로 계측되었고 비선형 해석결과에서 OS1 실험체, OH3 실험체의 중립축 위치는 각각 149.0 mm, 161.2 mm로 해석되었으며 OH3 실험체는 중립축이 중공 내부에 위치되어 OS1 실험체 보다 조기에 파괴된 것으로 판단된다.
- 4) 철근 항복강도, 축방향철근비, 횡방향철근비를 변수로 결정하고 비선형 해석을 수행하여 극한상태의 중립축 위치를 분석한 결과, 축방향철근비가 2% 이상인 경우에는 중립축 위치가 중공내부에 존재하는 것으로 분석되었고 도로교설계기준(한계상태설계법)의 압축 지배단면에 해당된다.
- 5) 계측된 철근 변형률을 분석하여 전단철근이 부담하는  $V_s$ 를 산정하였고 OS1 실험체의 경우는 변위비 4%에서 49.64 kN으로 산정되었으며 OH3 실험체의 경우는 변위비 3%에서 49.64 kN으로 산정되었다.
- 6) OS1 실험체의 경우, 5% 변위비에서의 곡률은 0.03836 rad/m이고, OH3 실험체의 경우, 4% 변위비에서의 곡률은 0.03755 rad/m으로 계측되어 2.1%의 격차를 나타내었고, 이는 OH3 실험체의 중공 단면적이 OS1 실험체의 중실단면적에 비해 콘크리트 면적이 감소된 영향으로 판단된다.

## / REFERENCES /

1. Whittaker D, Park R, Carr AJ, Experimental Tests on hollow circular concrete columns for use in offshore concrete platforms, Proceedings of the 3rd Pacific Conference on Earthquake Engineering, NewZealand, c1987.
2. Zahn FA, Park R, Priestley MJN, Flexural strength and ductility of circular hollow reinforced concrete columns without confinement on inside face, ACI Structural Journal, 1990 Mar;87(2):156-166.
3. Kim TH, Kang HT, Seismic Performance Assessment of Hollow Circular Reinforced Concrete Bridge Columns with Confinement Steel, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Feb;16(1):13-26.
4. Sun CH, Kim IH, Seismic Characteristics of Hollow Rectangular Sectional Piers with Reduced Lateral Reinforcements, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2009 Jun;13(3):51-66.
5. Ko SH, Seismic Performance of Square RC Column Confined with Spirals, Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, KSMI, 2012 Sep;16(5):88-97.
6. Ko SH, Failure Behavior of Hollow Circular RC Column according to the Spacing of Spirals, Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, KSMI, 2016 Nov;20(6):46-55.
7. Ko SH, Seismic Performance and Flexural over-strength of Hollow Circular RC Column with longitudinal steel ratio 2,017%, Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, KSMI, 2017 Jan;21(1):1-8.
8. Ranzo G, Priestley MJN, Seismic performance of circular hollow columns subjected to high shear, SSRP 2001 January; University of California, San Diego.
9. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Seismic Design Standard for Bridge (KDS 24 17 11), Sejong, Korea; MOLIT, c2019.
10. Aschheim M, Moehle JP, Shear Strength and Deformability of RC Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Displacement, Report No. UCB/EERC 92/04, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, c1992.
11. CALTRANS, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.3, California Department of Transportation, Sacramento USA, c2002.
12. Priestley MJN, Seible F, Calvi GM, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons Inc.; New York: c1996, p. 338-433.
13. Korean Agency for Technology and Standards (KATS), Method of tensile test for metallic materials - KS B 0802, KATS, c2018.
14. Korean Agency for Technology and Standards (KATS), Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete - KS F 2405, KATS, c2017.
15. Priestley MJN, Benzoni G, (1996), Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios, ACI Structural Journal, 1996 Jan;93(4):474-484.
16. Montejo LA, Kowalsky MJ, Hassan T, Seismic Behavior of Shear-Dominated Reinforced Concrete Columns at Low Temperatures, ACI Structural Journal, 2009 Jul;106(4):445-454.