원형 RC 기둥의 내진성능과 휨 초과강도

Seismic Performance and Flexural Over-strength of Circular RC Column

고 성 현^{1)*}

Seong-Hyun Ko

Abstract

Eight small scale circular reinforced concrete columns were tested under cyclic lateral load with constant axial load. Test specimens were designed with 4.5 aspect ratio. The selected test variables are longitudinal steel ratio, transverse steel ratio, yielding strength of longitudinal steel and axial load ratio. The test results of columns with different longitudinal steel ratio, transverse steel ratio and axial load ratio showed different seismic performance such as equivalent damping ratio, residual displacement and effective stiffness. It was found that the column with low strength of longitudinal steel showed significantly reduced seismic performance, especially for equivalent damping ratio and residual displacement. The regulation of flexural over-strength is adopted by Korea Bridge Design Specifications (Limited state design, 2012). The test results are compared with nominal strength, result of nonlinear moment-curvature analysis and the design specifications such as AASHTO LRFD and Korea Bridge Design Specifications (Limited state design).

Keywords : Transverse steel ratio, Longitudinal steel ratio, Equivalent damping, Seismic performance, Flexural over-strength

1. 서 론

2012년 도로교설계기준 (한계상태설계법)에 휨 초과강도 규정이 도입됨에 따라 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정하도록 제정되었다. 이로써 성능보장설계 (capacity design) 개념의 규정들이 국내의 설계기준에도 명시적으로 제정되었다고 할 수 있다. 성능보장설계는 AASHTO (2002), AASHTO LRFD (2005), ATC-32 (1996), CALTRANS (2002), Eurocode 8 (1996), NZ code (1994), ATC/MCEER (2001) 등과 같은 대부분의 기술선진국의 교량 내진설계기준들에 채택되어 있다. 성능보장설계는 교량이 지진운동의 영향을 받을 경우에 교각이 완전한 소성회전성능을 발휘할 때까지 다른 구조요소들 또는 교각 자체가 취성파괴 되지 않도록 설계하여 전체 교량 시스템은 연성 파괴 되도록 설계하는 것을 의미한다. 철근콘크리트 교각의 최대 소성모멘트는 지진하중에 의하여 교각이 휨 작용으로

파괴되는 위치인 소성힌지구역에서 발생된다. 따라서 최대 소성모멘트는 축방향철근과 횡방향철근이 가장 많이 배근된 소성힌지구역의 단면에서 발생될 수 있는 최대 휨강도이다.

이러한 최대 휨강도에 영향을 주는 인자들은 재령효과에 의한 콘크리트 압축강도, 변형률 경화를 고려한 철근의 실제적인 강도, 극한변형률, 철근의 면적비와 체적비 등이 주요한 인자들이다.

위에 언급된 인자들은 교각의 내진성능 (Ko, 2012; Ko, 2012)에도 영향을 주는 요소들이다. 내진성능은 철근콘크리트 교각의 현저한 내력이나 강성저하 없이 소성적으로 변형할 수 있는 연성능력을 말하며 지진력에 의한 과도한 변형에 저항하여 이력 에너지, 감쇠, 탄성변형에너지, 잔류변형 등으로 소산할 수 있는 성능을 뜻한다.

본 연구에서는 원형 나선철근 교각의 내진성능과 휨 초과강도를 파악하고자 형상비 4.5인 축소모형 실험체를 제작하여 일정한 축력하에서 준정적실험을 수행하였다. 실험결과와

1) 정회원, 제주국제대학교 토목공학과 조교수, 교신저자

* Corresponding author : kosh@jeju.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2013년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 2013년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

모멘트-곡률 해석, 설계기준에 규정된 초과강도 등을 비교하였다.

2. 실험체 및 재하실험

2.1 실험체 제작

원형단면 기둥 실험체의 전체높이는 2,600mm, 기둥길이 1,800mm, 형상비 4.5, 지름 400mm인 실험체 8개를 제작하였다. 축방향철근으로 D13, D16 철근을 선정하였다. 도로교 설계기준 (한계상태설계법)에서 횡방향철근 지름은 축방향철근 지름의 2/5 이상으로 하는 규정에 맞추기 위해 D10 철근을 가공하여 사용하였다. 철근의 리브 (rib)는 남겨두고 단면적이 47.73mm^2 되도록 밀링머신을 이용하여 가공하였으며 가공전의 상태와 비교하여 단면적 비율은 약 3/5이고 공칭지름의 비율은 49.0%이다. 횡방향철근과 D13 축방향철근의 단면적 비율은 0.377이고 D16 축방향철근과의 비율은 0.24이다. 가공된 횡방향철근은 나선형태로 실험체에 배근되었다. 횡방향철근에 대한 내용은 참고문헌 (Ko, 2012)에 자세하게 언급되어 있다.

2.2 실험변수

본 연구에서는 축방향철근비, 심부구속철근비, 축력비를 주요 실험변수로 결정하여 실험을 수행하였다. Table 1에 실험변수를 정리하여 나타내었다. D13 철근 20개가 축방향철근으로 배근된 실험체들은 축방향철근비가 2.017%이고 D16 철근 20개가 축방향철근으로 배근된 실험체들은 축방향철근비가 3.161%이다. 축방향철근비가 2.017%인 경우에는 축력비, 횡방향철근비를 변수로 추가하였고, 축방향철근비가 3.161%인

경우에는 횡방향철근비를 변수로 추가하였다. KS B 0801 및 0802 규정에 따라 횡방향철근의 경우 3번, 축방향철근의 경우 3번에 대하여 철근 인장시험을 수행하였고 축방향철근 중 SD40 철근의 항복강도는 482MPa이며 SD30 철근의 항복강도는 381MPa로 계측되었다. 횡방향철근의 항복강도는 421MPa로 계측되었다. 콘크리트의 압축강도 (f_{cu})는 25MPa로 계측되었다.

축력비는 Eq. (1)과 Eq. (2)로 산정할 수 있다. Eq. (1)의 경우 계측된 콘크리트 강도를 적용하여 축력비를 산정할 수 있으나 Eq. (2)의 경우는 Eq. (3)에 나타난 바와 같이 계수가 적용되어 있고 설계기준 강도를 적용하기 때문에 실험결과를 분석하기 위해서는 재료시험에서 얻은 결과를 이용한 Eq. (1)을 적용하는 것이 합리적으로 보인다. 축력비의 경우 0.0, 0.07, 0.15로 결정하였으며 Eq. (1)을 적용하였다.

$$\frac{P}{f_{cu} A_g} \quad (1)$$

$$\frac{P}{P_o} \quad (2)$$

$$P_o = 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3)$$

여기서, P : 축력

P_o : 편심 없는 상태에서의 축하중강도

A_g : 전체 단면적

f_{cu} : 콘크리트 실제 압축강도

f_{ck} : 콘크리트 설계기준압축강도

A_{st} : 종방향 철근의 전체 단면적

f_y : 철근의 설계기준항복강도

2.3 심부구속철근비

원형단면 기둥의 경우에 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근비를 산정하는 방법은 Eq. (4)와 Eq. (5)로 계산되는 값 중 큰 값을 취하도록 규정하고 있다. 또한, 횡방향철근의 간격은 축방향철근의 좌굴을 방지하기 위해 축방향철근 지름의 6배 이하가 되도록 규정하고 있다. 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근비를 산정하기 위한 규정들을 Fig. 1에 단면크기별로 비교하여 나타내었다.

Table 1 Test column details and material properties

Specimens		Longitudinal steel		Transverse steel		Axial load ratio (%)
		Designation	ρ_l (%)	Spacing (mm)	ρ_s (%)	
1	CSP1	SD40-D13	2.016	120	0.403	7
2	CSP2	SD30-D13	2.016	160	0.302	7
3	CSP3	SD40-D13	2.016	160	0.302	7
4	CSP4	SD40-D13	2.016	160	0.302	0
5	CSP5	SD40-D13	2.016	160	0.302	15
6	CSP6	SD40-D16	3.161	80	0.604	7
7	CSP7	SD40-D16	3.161	105	0.460	7
8	CSP8	SD40-D16	3.161	60	0.805	7

Fig. 1 Comparison of confinement steel volumetric ratio

Table 2 Comparison of parameters for spirals spacing

Specimens	CSP1	CSP2	CSP3	CSP4	CSP5	CSP6	CSP7	CSP8
ρ_s (%)	Eq. 4	1.503	1.503	1.503	1.503	1.503	1.503	1.503
	Eq. 5	0.713	0.713	0.713	0.713	0.713	0.713	0.713
	$6d_{bl}$	0.783	0.783	0.783	0.783	0.625	0.625	0.625
s (mm)	Eq. 4	80.23	80.23	80.23	80.23	80.23	80.23	80.23
	Eq. 5	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4
	$6d_{bl}$	76.2	76.2	76.2	76.2	95.4	95.4	95.4
$s_{min,KDSHB}$ (mm)	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4	73.4
Spacing (mm)	120	160	160	160	160	80	105	60
$s_{min,KDSHB}$ /spacing	0.612	0.459	0.459	0.459	0.459	0.918	0.699	1.223

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (4)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (5)$$

여기서, A_c : 콘크리트 단면적

f_{yh} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도

완전연성을 보장하기 위해 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근비와 실험체에 배근된 나선철근 간격을 Table 2에 나타내었다. 축방향철근비가 2.017%인 실험체에 배근된 횡방향철근 간격은 완전연성을 보장하기 위한 도로교설계기준에서 규정하는 심부구속철근비의 0.397~0.612배이고 축방향철근비가 3.161%인 실험체의 경우에는 0.699~1.223배 범

위이다.

3. 하중재하

재하실험은 유압잭을 이용하여 축력을 가한 상태에서 변위용량이 $\pm 150\text{mm}$ 인 500kN Hydraulic actuator를 이용하여 횡방향 하중을 반복 가력하는 준정적 실험을 수행하였다. 횡방향 하중을 재하하여 횡변위가 발생되면 축방향 변형률의 발생으로 축하중은 변화하게 된다. 이를 방지하기 위하여 유압조절장치를 이용하여 축력을 일정하게 재하 하였다. 하중재하방식은 변위제어방식으로서 변위비를 첫 번째 하중은 0.25%로 하고 그 이후 0.5%씩 증가시키며 각각의 변위마다 2 cycle씩 반복 재하 하였다. 변위비 3.0% 이후에는 1%씩 증가시키며 파괴에 이를 때까지 실험하였다.

4. 실험결과

4.1 하중-변위 이력곡선

Fig. 2에 나타낸 이력곡선은 횡하중 가력기의 하중계 (load cell) 및 변위계에 의해 측정된 횡방향 하중 및 변위를 이용하였다. 철근콘크리트 기둥의 하중-변위 이력곡선에서 피복 콘크리트의 균열 발생에 의해 강성이 변화하기 시작하여 최외곽 인장철근의 항복에 의해 2차 강성변화가 발생되었다. 각 실험체의 재하실험에서 측정된 하중-변위 이력곡선으로 모든 실험체의 최대 횡하중은 공칭 휨 횡력강도를 초과하였다. 여기서 공칭 휨 횡력강도란 축력이 작용하는 기둥에 대하여 설계기준의 정의에 따른 공칭 휨강도를 계산한 후 이에 해당하는 횡력으로 표현한 횡력강도를 의미한다.

횡방향철근 간격을 변수로 하는 CSP1, CSP2 실험체의 경우, 최대 횡력강도 이후에는 점차 강성이 저하되어 연성능력이 감소되는 경향을 나타내었으며 횡방향철근 간격이 증가될수록 강성저하 거동이 심화되었다.

CSP2, CSP4와 CSP5 실험체는 축력의 유·무를 제외하면 동일한 상세를 갖는다. 축하중이 없는 CSP4는 축력비 7%를 재하한 CSP2처럼 급격한 강성저하는 발생되지 않았으며 상대적인 연성거동을 나타내었다. 축력비 15%를 재하한 CSP5는 최대 횡력강도에 도달된 이후에 급격한 강성저하 거동을 나타내었다. 축력비가 증가할수록 최대 횡력강도는 증가하며 연성능력은 감소하는 경향을 나타내었다.

축방향철근비가 3.161%인 CSP6, CSP7, CSP8 실험체들

Fig. 2 Hysteresis loops

은 최대 하중에 도달한 후 뚜렷한 횡하중 저하는 계속되지 않았으나 심부구속철근의 간격에 따라 최대 변위에서는 강성저하가 다소 나타났다.

4.2 균열양상

Fig. 3에는 각 실험체별로 최종 하중단계의 균열양상을 나타내고 있다. CSP1 실험체는 소성힌지구간에 초기균열이 0.25% 변위비에서 발생된 이후 변위증가에 따라 횡균열이 진전되었으며 변위비 1.0% 단계에서 경사균열이 나타났다. 1.5% 변위비에서 소성힌지구간의 경사균열이 S2, S4면에서 교차되었다. 변위비 4.0% 단계에서 축방향철근 좌굴과 피복탈락이 관찰되었다.

CSP2, CSP3 실험체는 CSP1 실험체와 횡균열, 경사균열이 발생하는 현상을 보였다. CSP2 실험체는 변위비 4.0% 단계에서 기초상단부터 300mm 지점에 균열폭이 최대 2mm 발생되었다. CSP3 실험체는 변위비 4.0% 단계에서 기초상단부터 200mm 지점에 피복탈락 및 최대 균열폭이 3mm 발생되었다.

CSP4 및 CSP5 실험체는 1.5% 변위비에서 소성힌지구간의 경사균열이 S2, S4면에서 교차되었고 경사균열이 45°로 진전되었다. 피복박리는 CSP4 실험체는 변위비 3.0% 단계, CSP5 실험체는 2.5% 변위비에서 발생되었다. 변위비 4.0%

단계에서 CSP4와 CSP5 실험체는 기초상단부터 200mm와 300mm 구간에 최대 균열폭 2mm와 1mm로 계속되었다.

CSP6, CSP7, CSP8 실험체는 0.5% 변위비에서 소성힌지구간에 횡균열이 발생하였고 변위비 1.5% 단계에서 경사균열이 나타났고 변위비가 증가됨에 따라 심화되어 S2, S4면에서 교차되었다. CSP6, CSP7 실험체는 2.0% 변위비, CSP8 실험체는 2.5% 변위비에서 경사균열이 45°로 발생 및 진전되었다. CSP6, CSP7, CSP8 실험체는 균열폭이 최대 1mm로 계속되었는데 심부구속철근비가 증대되었기 때문에 판단된다. 또한 축방향철근비가 증가함에 따라 경사균열의 발생이 심화되었는데 이는 축방향철근량이 증가하여 축강성이 증가되었기 때문에 판단된다.

5. 내진성능

5.1 나선철근 간격

축방향철근비가 2.017%이고 나선철근 간격이 각각 120mm, 160mm인 CSP1, CSP2 실험체와 축방향철근비가 3.161%이고 나선철근 간격이 각각 80mm, 105mm, 60mm인 CSP6, CSP7, CSP8 실험체의 등가점성감쇠비를 Fig. 3에 나타내었다.

등가점성감쇠비는 Eq. (6)으로 산정하였다. Fig. 4에 나타낸 바와 같이 축방향철근비가 2.017%인 경우, 최대 하중에

Fig. 3 Crack patterns

(a) Equivalent damping ratio of CSP1 and CSP2

(b) Equivalent damping ratio of CSP6, CSP7 and CSP8

Fig. 4 Comparison of confinement steel spacing

도달할 때까지는 유사한 등가점성감쇠비 성능을 보이나 그 이후에는 나선철근 간격이 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타내었다. 축방향철근비가 3.161%인 경우, 등가점성감쇠 거동은 유사하게 나타났고 축방향철근비가 2.017%인 실험체들보다 최종 단계의 등가점성감쇠비는 10.3% 높게 나타났다.

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_s} \quad (6)$$

여기서, E_d : 이력에너지

E_s : 탄성변형 에너지

5.2 축방향철근 항복강도

CSP2와 CSP3 실험체는 항복강도가 각각 482MPa, 381MPa

인 축방향철근이 동일한 철근비로 배근되었다. Fig. 5에 나타난 바와 같이 축방향철근 항복강도가 381MPa인 CSP3 실험체가 동일한 변위비에서 등가점성감쇠비가 최대 73% 높게 나타났다. 이는 Fig. 2에 나타난 하중-변위 이력곡선의 면적이 소산에너지 (E_d)인데 CSP2 실험체가 CSP3 실험체보다 최대 하중 도달 이후에 강도저감이 심화되어 등가점성감쇠비가 감소되게 나타났다. 잔류변형은 CSP2 실험체보다 CSP3 실험체가 동일한 변위에서 증가되는 경향을 보였다.

5.3 축력비

CSP4, CSP2와 CSP5 실험체에는 축력비가 각각 0%, 7%, 15%로 축력이 재하되었으며 다른 변수들은 동일하게 적용되었다. Fig. 6(a)에 나타난 바와 같이 등가점성감쇠비는 동일한 변위비에서 축력비가 작을수록 높게 나타났다. 유효강

(a) Equivalent damping ratio of CSP2 and CSP3

(b) Residual displacement of CSP2 and CSP3

Fig. 5 Comparison of longitudinal steel ratio

(a) Equivalent damping ratio of CSP2, CSP4 and CSP5

(b) Effective stiffness of CSP2, CSP4 and CSP5

Fig. 6 Comparison of axial load ratio

(a) CSP1

(b) CSP2

(c) CSP3

(d) CSP4

(e) CSP5

(f) CSP6

(g) CSP7

(h) CSP8

Fig. 7 Moment- ϕ analysis and over strength

Table 3 Comparison of over strength

Specimens	Moment (kN-m)					(1)/(2)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)
	Test (1)	Mn (2)	M- ϕ (3)	KHBD LSD (4)	AASHTO LRFD (5)					
CSP1	216.8	188.3	199.8	232.6	241.2	1.15	0.87	0.92	1.07	1.11
CSP2	210.3	188.3	195.2	232.6	241.2	1.12	0.90	0.93	1.11	1.15
CSP3	193.2	164.1	177.5	199.9	207.1	1.18	0.85	0.92	1.03	1.07
CSP4	184.2	163.7	179.7	214.8	223.4	1.13	0.89	0.98	0.98	1.17
CSP5	252.5	205.6	210.2	250.7	259.8	1.23	0.81	0.83	0.99	1.03
CSP6	324.6	264.7	296.8	328.8	341.5	1.23	0.82	0.91	1.01	1.05
CSP7	325.7	264.7	292.2	328.8	341.5	1.23	0.82	0.90	1.01	1.05
CSP8	322.5	264.7	301.5	328.8	341.5	1.22	0.82	0.93	1.02	1.06

성은 Eq. 7로 산정되며 동일한 변위비에서 축력비가 높을수록 낮게 나타났다.

$$K_{eff} = \frac{V}{\Delta} \quad (7)$$

여기서, V : 횡하중

Δ : 횡변위

6. 휨초과강도

기술 선진국의 설계기준들은 교각에 작용하는 최대 전단력을 산정할 때 교각의 휨 초과강도를 고려하도록 규정하고 있으며 도로교 설계기준 (KBDS LSD, 2012)에서도 규정되었다. 교각의 단면해석을 통하여 휨 초과강도를 산정하고 이를 변환한 전단력을 교각에 작용하는 횡하중 설계전단력으로 결정하여 교각의 전단설계를 수행하도록 규정되어 있다. 본 연구에서는 Fig. 7과 Table 3에 나타난 바와 같이 등가 직사각형 응력분포를 사용하여 계산된 공칭강도, Mander 등의 콘크리트 모델을 사용한 M- ϕ 비선형 해석, 도로교 설계기준과 AASHTO LRFD의 규정 등을 적용하여 각 실험체들의 휨 초과강도를 평가하였다. 축력비가 0인, 7%인 경우에는 공칭강도에 대한 실험값의 비율이 1.12와 1.13으로 유사하지만 축력비가 15%인 경우에는 1.23으로 높게 나타났다. 축방향철근비가 2.016%인 경우에 횡방향철근 간격이 작으면 공칭강도에 대한 실험값의 비율이 증가하지만, 축방향철근비가 3.161%인 경우에는 차이를 보이지 않았다. 축력비가 7%이고 축방향철근 항복강도가 300MPa인 경우가 400MPa인 경우 보다 공칭강도에 대한 실험값의 비율이 높게 나타났다.

본 연구에서 사용된 모멘트-곡률 해석 프로그램이 방대한

국내·외의 실험결과들에 대한 분석을 통하여 해석결과와 곡률 (또는 변위)이 실험결과와 곡률 (또는 변위)보다 과대하게 예측하지 않도록 처리되었기 때문에 모든 실험결과와 비교하여 안전측으로 예측하였다. 횡방향철근 간격이 도로교설계기준에서 요구하는 간격과의 격차가 작을수록 모멘트-곡률 해석 결과와 도로교설계기준의 결과가 유사하게 나타났다. 도로교설계기준과 AASHTO LRFD 기준에 의한 결과 중 도로교설계기준에 의한 결과가 실험결과에 대하여 보다 정확하게 예측하였다.

7. 결 론

본 연구에서는 축방향철근비, 횡방향철근비, 축력비 등을 주요변수로 형상비 4.5인 축소모형 나선철근 실험체에 대한 실험을 수행하여 균열거동, 내진성능, 초과강도 등을 비교, 분석하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 모든 실험체에서 초기 거동 (초기 균열 발생 및 균열 진전)과 휨균열 발생은 주요 변수들과 관계없이 대체로 유사한 경향을 나타내었다. 하중-변위 이력곡선에서 1차 강성변화는 피복콘크리트의 균열 발생, 2차 강성변화는 최외곽 인장철근의 항복에 의해 발생되었다. 모든 실험체의 최대 횡하중은 공칭 휨 휨력강도를 초과하였다. 횡방향철근 간격이 증가될수록 최대 휨력강도에 도달된 이후에 휨력 강도저감이 심화되었으며 축력비가 증가될수록 휨력강도는 증가되는 경향이 나타났다.
- (2) 축방향철근비가 2.016%인 경우에는 최대 균열폭이 2~3mm로 계측되었으나 축방향철근비가 3.161%인 경

우에는 1mm로 계측되었는데 이는 상대적으로 횡방향 철근 배근 간격이 감소한 영향으로 판단된다. 축방향 철근비가 2.016%인 실험체들 보다 3.161%인 실험체들에서 경사균열이 심화된 원인은 축방향철근량의 증가로 상대적인 축강성이 증가되었기 때문으로 판단된다. 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근비보다 22.3% 증가되어 전단강도가 증대된 CSP8 실험체에서도 동일한 균열양상이 나타났다.

- (3) 동일한 축방향철근비를 가지는 실험체들의 등가점성감쇠비 거동은 유사하게 나타났으며 축방향철근비 2.017%인 경우 보다 3.161%인 경우가 10.3% 높은 등가점성감쇠비 성능을 나타내었다. 동일한 변위비에서 축방향 철근 항복강도가 381MPa인 실험체가 482MPa인 실험체 보다 최대 73% 높은 등가점성감쇠비를 나타내었고 잔류변형은 동일한 변위비에서 항복강도가 381MPa인 경우가 증가되는 것으로 나타났다. 또한 동일한 변위비에서 축력비가 작을수록 등가점성감쇠비는 높게 나타났다. 본 연구에서는 나선철근 간격에 따른 등가점성감쇠비와 유효강성의 차이는 축방향철근 항복강도와 축력비에 따른 등가점성감쇠비와 유효강성의 차이보다 작게 나타났다.
- (4) 등가 직사각형 응력분포를 사용한 공칭강도, Mander 등의 콘크리트 모델을 사용한 $M-\phi$ 비선형 해석, 도로교 설계기준과 AASHTO LRFD 등의 초과강도 규정을 적용하여 실험결과와 비교하였다. 모멘트-곡률 해석결과는 모든 실험결과와 비교하여 안전측으로 예측하였다. 이는 본 연구에서 사용된 모멘트-곡률 해석 프로그램이 설계에 적용될 수 있도록 방대한 국내·외의 실험결과들에 대한 분석을 통하여 해석결과의 곡률 (또는 변위)이 실험결과의 곡률 (또는 변위)을 과대하게 예측하지 않도록 개발되었기 때문이다. 횡방향철근 간격이 도로교설계기준에서 요구하는 간격과의 격차가 작을수록 모멘트-곡률 해석 결과와 도로교설계기준의 결과가 유사하게 나타났다. 도로교설계기준과 AASHTO LRFD 기준에 의한 결과 중 도로교설계기준에 의한 결과가 실험결과에 대하여 보다 정확하게 예측하였다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부 (교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업 연구 (No. 2010-0023429)이며 이에 감사드립니다.

References

1. AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unit, 3rd ed., Washington, DC, USA, 2005.
2. AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, DC, USA, 2002.
3. ATC/MCEER, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I : Specifications, Part II : Commentary and Appendices, 2001.
4. ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
5. CALTRANS, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.3, California Department of Transportation, Sacramento, USA, December, 2002.
6. CEN, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Bridges, Eurocode 8 Part 2, European Committee for Standardization, 1996.
7. Ko, S. H., "Displacement Ductility of Circular RC Column according to the Spacing of Spirals", Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, KSMI, Vol. 17, No. 2, 2012, pp.71-82 (in Korean).
8. Ko, S. H., "Seismic Performance of Square RC Column Confined with Spirals", Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection, KSMI, Vol. 16, No. 5, 2012, pp.88-97 (in Korean).
9. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp.1804-1826.
10. Ministry of Construction & Transportation, Korea Bridge Design Specifications (Limited state design), Korea, 2012 (in Korean).
11. Transit New Zealand, Bridge Manual, plus amendment No. 1, Wellington, New Zealand, 1994.

Received : 07/02/2013

Revised : 08/07/2013

Accepted : 08/12/2013

요 지

축소모형 원형기둥 실험체 8개를 제작하여 일정한 축력 하에서 반복 횡하중을 가력하는 실험을 수행하였다. 실험체들은 형상비 4.5인 실험체로 설계되었다. 실험체의 주요변수는 횡방향철근비, 축방향철근비, 축방향철근 항복강도와 축력비이다. 기둥 실험체들의 실험결과들은 축방향철근비, 횡철근비와 축력비에 따라 등가점성비, 잔류변형, 유효강성등과 같은 내진성능이 다르게 나타났다. 낮은 항복강도의 축방향철근이 적용된 실험체는 등가점성감쇠비와 잔류변형과 같은 내진성능이 낮게 나타났다. 국내의 도로교설계기준에 힘 초과강도 규정이 2012년에 채택되었다. 실험결과들은 공칭강도, 비선형 모멘트-곡률 해석 결과, AASHTO LRFD 및 도로교설계기준 (한계상태설계법)과 같은 기준들과 비교하였다.

핵심 용어 : 횡방향철근비, 축방향철근비, 등가점성감쇠, 내진성능, 힘 초과강도