

반복 횡하중을 받는 원형교각의 휨-전단 거동

이재훈^{1)*} · 고성현¹⁾ · 이대형²⁾ · 정영수³⁾

¹⁾ 영남대학교 토목공학과 ²⁾ 경도대학교 건설환경공학과 ³⁾ 중앙대학교 토목공학과

(2004년 5월 30일 원고접수, 2004년 10월 30일 심사완료)

Flexure-Shear Behavior of Circular Bridge Columns under Cyclic Lateral Loads

Jae-Hoon Lee^{1)*}, Seong-Hyun Ko¹⁾, Dae-Hyoung Lee²⁾, and Young-Soo Chung³⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan, 712-749, Korea

²⁾ Dept. of Civil & Environmental Engineering, Gyeongdo Provincial College, Yecheon, 757-807, Korea

³⁾ Dept. of Civil Engineering, Chungang University, Anseong, 456-756, Korea

(Received May 30, 2004, Accepted October 30, 2004)

ABSTRACT

The purpose of this research is to investigate the flexure-shear behavior of bridge columns under seismic loads. Four full scale circular reinforced concrete columns were tested under cyclic lateral load with constant axial load. The selected test variables are aspect ratio(1.825, 2.5, 4.0), transverse steel configuration, and longitudinal steel ratio. Volumetric ratio of transverse hoop of all the columns is 0.0023 in the plastic hinge region. It corresponds to 24% of the minimum requirement of confining steel by Korean Bridge Design Specifications, which represent existing columns not designed by the current seismic design specifications or designed by limited ductility concept. The columns showed flexural failure or flexure-shear failure depending on the test variables. Failure behavior and seismic performance are investigated and discussed in this paper.

Keywords : circular columns, full scale test, aspect ratio, flexure-shear behavior, seismic performance

1. 서 론

국내 교량의 관리를 위한 교량유지관리시스템(Bridge management system)의 자료에 의하면 내진설계가 반영되지 않은 국내의 기존 원형교각 중 약 37%는 형상비(길이-두께 비, aspect ratio, L/D)가 0.9~3.0의 범위인 것으로 조사되었다. 일반적으로 반복 횡하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 전단지간-두께 비(shear span-depth ratio, M/VD)가 2.5 내외인 경우, 반복 횡하중의 초기에는 휨 거동을 보이다가 최종 하중 단계에서는 전단작용에 의한 파괴형상을 보이는 것으로 알려져 있다. 이 때 캔틸레버교각의 경우는 전단지간-두께 비와 형상비가 동일하다. 이러한 형상비를 갖는 교각은 취성의 전단파괴가 발생할 가능성이 크며, 해외에서 이러한 파괴사례가 보고된 바 있다. 따라서 국내 교량 중 특히 내진설계 되지 않은 교량 중 많은 교량이 설계지진하중이 작용할 때 전단 또는 휨-전단으로 인한 취성파괴가 발생할 가능성이 있다고 할 수 있다.

그러나, 국내에서 수행된 교각의 내진성능에 대한 실험적 연구는 주로 형상비가 3.5이상으로 휨거동을 대상으로 하였으며, 전단 또는 휨-전단 거동에 대한 실험연구는 상대적으로 많지 않다. 제한된 양의 실험연구이기는 하지만 김병석 등¹⁾, 이재훈 등²⁾, 정영수 등³⁾에 의해 1.75~2.5 범위의 형상비를 갖는 축소모형 또는 실물모형 기둥실험체에 대한 실험이 수행된바 있다. 외국의 경우 Ghee 등⁴⁾, Priestley 등⁵⁾, Jaradat 등⁶⁾이 형상비가 1.5~3.5인 기둥실험을 수행하였으며, Mander 등⁷⁾은 실물크기 기둥과 축소모형 기둥에 대한 준정적 및 준동적 실험을 수행하여 크기효과(size effect)로 인하여 최종 파괴양상이 다르게 나타났다고 보고하였고, 이는 김병석 등¹⁾의 연구에서도 확인되었다.

한편, 최근 국내에서는 많은 양의 심부구속철근을 배근함에 따라 시공성이 저하되는 현행의 완전연성 설계개념을 대신하여, 연성요구량에 따라 횡방향철근을 배근하는 한정연성 설계(limited ductility design) 또는 연성도 기반 내진설계(ductility-based seismic design)의 필요성이 제기되고 있다. 이에 따라 취성의 전단파괴를 방지하기 위한 성능설계(capacity design) 기준을 제정하기 위한 자료로

* Corresponding author
Tel : 053-810-2419 Fax : 053-810-4622
E-mail : jholee@yu.ac.kr

서, 국내 재료에 대한 재료강도의 변동성을 고려한 초과강도 평가방법과 함께 소성인지부의 전단강도 평가방법을 연구할 필요가 있다.

본 연구에서는 크기효과를 배제하기 위하여 실물크기에 해당하는 크기의 원형기둥 실험체에 대한 준정적 실험을 수행하고 파괴거동 및 내진성능을 파악하였다. 축방향철근과 횡방향철근이 동일한 경우에 대하여 전단형상비(전단지간-두께 비)를 변수로 한 거동과, 전단형상비는 4.0으로 동일하지만 축방향철근량과 횡방향철근량이 각기 다른 경우의 거동에 대한 실험결과를 제공함을 목적으로 한다.

2. 시험체 및 재하실험

실물크기에 해당하는 지름 1,200 mm의 원형단면 기둥 실험체 4개를 제작하였다. Fig. 1(a)의 MS-HT4-N-L2 실험체와 Fig. 1(d)의 MD-HT6-N-L2 실험체는 총 높이 5,920 mm, 기둥길이 4,800 mm, 형상비 4.0이며, Fig. 1(b)의 MS-HT4-N-FS는 총 높이 4,120 mm, 기둥길이 3,000 mm, 형상비 2.5이고, Fig. 1(c)의 MS-HT4-N-SH는 총 높이 3,310 mm, 기둥길이 2,190 mm, 형상비 1.825이다.

MS-HT4-N 계열의 실험체는 축방향철근비가 1.02%로서 SD30의 D19 철근 40개가 축방향철근으로 배근되었다. 축방향철근 중심에서 콘크리트 표면까지의 거리는 70 mm로서 축방향철근 공칭지름(d_b)의 3.66배이다. MD-HT6-N-L2는 축방향철근비가 2.03%로서 D19 철근 80개가 각각 40개씩 2열로 배근되었으며, 외측과 내측의 축방향철근 중심간 간격은 100 mm이다. 모든 실험체의 횡방향철근으

로는 D10의 원형띠철근이 배근되었으며, 횡방향 철근의 외측표면에서 콘크리트 표면까지의 피복두께는 50.9 mm이다. 콘크리트의 목표 압축강도는 23.5 MPa(240 kgf/cm²)로 콘크리트의 배합은 Table 1과 같다. 재하실험시의 재령에서 콘크리트의 압축강도(f_{cu})는 24.8 MPa(253 kgf/cm²)을 나타내었다. 철근은 각각 3개씩 인장실험을 실시하였고, D19 철근의 항복강도는 343 MPa(3,500 kgf/cm²), D10 철근의 항복강도는 373 MPa(3,800 kgf/cm²)로 측정되었다.

원형띠철근은 2가지 형태를 사용하였다. 첫 번째 형태는 MS-HT4-N 계열의 실험체에 적용된 것으로서, 내진설계가 되지 않은 기존 원형 교각에 대한 조사결과에 따라 Fig. 2(a)와 같이 두개의 반원형 철근을 겹침이음하고 보강띠철근 2개를 직각방향으로 배근한 형태이다. 겹침이음된 부분은 횡하중이 가려지는 방향과 직각방향으로 엇갈리도록 배근하였다. 두 번째의 유형은 MD-HT6-N-L2 실험체에 적용된 것으로서, Fig. 2(b)와 같이 커플러를 사용한 완전후프 띠철근이며 외측 축방향철근을 감싸도록 배근되었다. 모든 실험체의 소성인지 구간에는 원형띠철근을 115 mm의 간격으로 배근하였다. 따라서 겹침이음 길이와 보강띠철근을 제외한 후프띠철근의 심부구속철근비는

Table 1 Mix proportions of concrete

Slump (mm)	Air (%)	W/C (%)	S/A (%)	Water	Unit weight, N/m ³			Admix-ture
					Cement	Aggregate		
						Sand	Gravel	
120	3.8	50.1	48	1,236	3,423	8,522	10,562	17.16

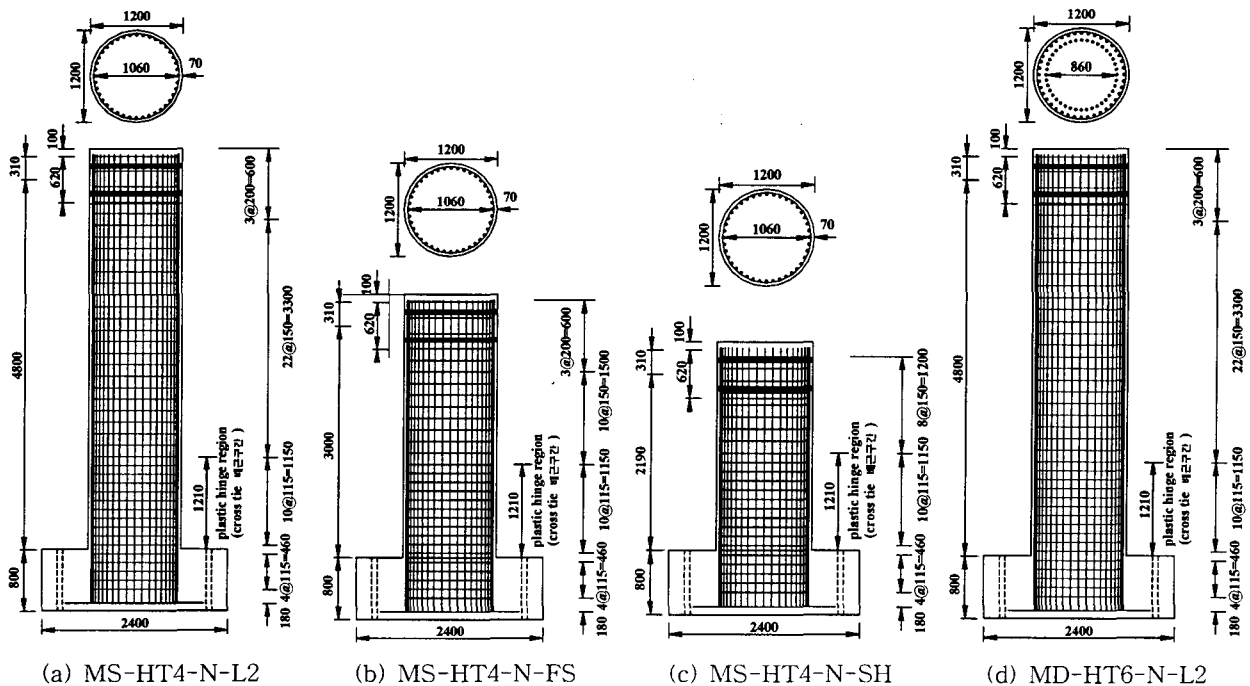
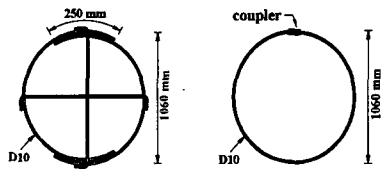


Fig. 1 Configurations and dimensions of specimens (unit : mm)

0.23%의 값을 나타내며, 완전연성을 보장하기 위하여 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근비의 24%에 해당한다. 소성힌지 구간에서의 횡방향철근 배근간격인 115mm는 축방향철근 공칭지름의 6배에 해당하며 횡방향철근 공칭지름의 12배이다. 소성힌지 구간 외에는 원형띠철근을 150mm 간격으로 배근하였다. 철근의 변형률 측정을 위하여 Fig. 3과 같이 소성힌지 구간의 축방향철근과 횡방향철근에 변형률 게이지를 부착하였다. Table 2는 실험체의 제원을 나타낸다.

재하실험은 Fig. 4와 같이 유압잭을 이용하여 축력을 가한 상태에서 변위용량이 ± 500 mm인 3,500 kN Hydraulic actuator를 이용하여 횡방향 하중을 반복 가력하는 준정적(quasi-static) 실험을 수행하였다. 축력비는 실제 교량의 교각에 작용하는 고정하중과 축력재하장비의 용량을 고려하여 0.07로 결정하여 이에 해당하는 1,863 kN의 축력을 가하였다. 축력은 기둥 상단부의 재하판 사이에 설치한 2



(a) MS-HT4 series (b) MD-HT6-N-L2

Fig. 2 Configuration of transverse steel

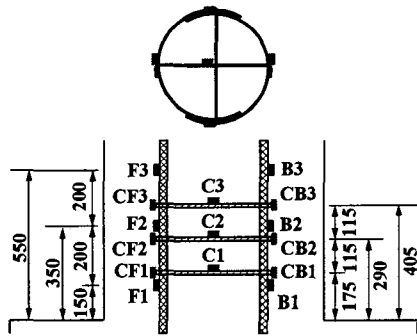


Fig. 3 Strain gauge plan (unit : mm)

개의 유압잭과 지름 38 mm의 강봉 2개를 사용하여 재하하였으며, 강봉의 강성에 따른 영향이 최소화되도록 강봉의 하단부 정착장치에 힌지가 설치하였다. 축력의 측정을 위하여 1,000 kN 용량의 하중계 2개를 설치하였고, 축력 변화여부를 측정하면서 일정한 축력이 가해지도록 자동유압장치를 사용하였다. 하중재하방식은 Fig. 5와 같은 변위 제어방식으로서 변위비(변위/기둥길이 비율, drift ratio)를 첫 번째 하중은 0.25%로 하고 그 이후 0.5%씩 증가시키며 파괴에 이를 때까지 실험하였으며, 각각의 변위마다 2 Cycle씩 반복 재하하였다. 단, 형상비가 4.0인 MS-HT4-N-L2와 MD-HT6-N-L2 실험체는 변위비 3.0%이후에도 1.0%씩 증가시키며 파괴에 이를 때까지 실험하였다.

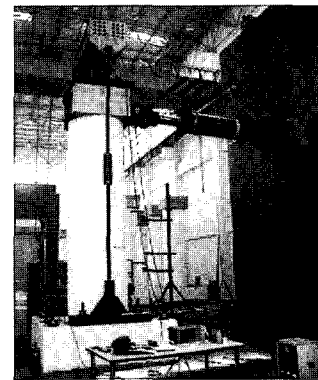


Fig. 4 Photograph of test setup

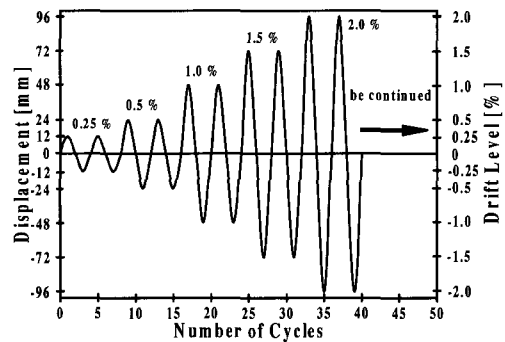


Fig. 5 Loading pattern

Table 2 Test column details and material properties

Specimens	Column height (mm)	Shear aspect ratio $\frac{M}{VD}$	Transverse hoop tie				Compressive strength of concrete (MPa) (kgf/cm ²)	Yielding strength of steel (MPa) (kgf/cm ²)	Axial load ratio
			Inside plastic hinge region		Outside plastic hinge region				
			Volumetric ratio (%)	Spacing (mm)	Volumetric ratio (%)	Spacing (mm)			
MS-HT4-N-L2	4,800	4.0	0.23	115 $s/d_{bt} = 6.0$ $s/d_{bt} = 12.0$	0.175	150	24.8(253)	D19 343(3,500) D10 373(3,800)	$0.07 = \left(\frac{P}{f_{ca} A_g}\right)$ $P = 1,863$ kN (190 tonf)
MS-HT4-N-FS	3,000	2.5							
MS-HT4-N-SH	2,190	1.825							
MD-HT6-N-L2	4,800	4.0							

3. 실험결과

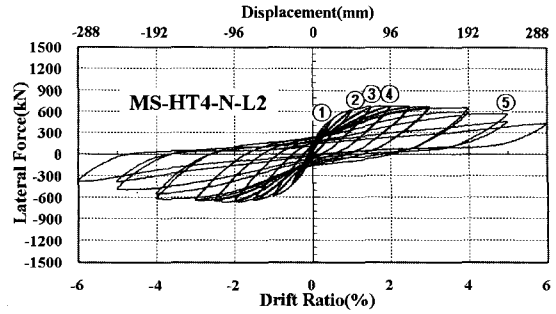
3.1 거동 및 하중-변위 이력곡선

Fig. 6은 각 실험체의 횡하중-변위 이력곡선(hysteresis relationship)을 나타낸 것이다. Fig. 6(a)에 나타낸 바와 같이 형상비가 4.0인 MS-HT4-N-L2 실험체는 0.25% 변위비에서 기둥하단에 휨균열이 발생하였고, 최외단 축방향 철근이 항복한 이후 소성거동을 보이는 전형적인 휨거동을 보인다. 변위 증가에 따라 휨균열이 증가되다가 변위비 2.0%에서 피복콘크리트가 박리(spalling)되기 시작하였다. 횡하중의 최대값은 변위비 2.5%에서 나타내었고, 변위비 5.0%에서 축방향철근이 파단되어 핀칭(pinching) 현상을 보이며 횡하중이 현저하게 감소하였다.

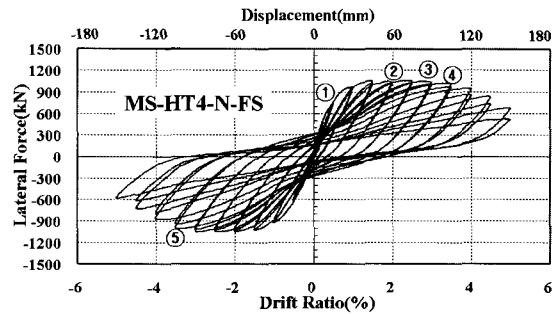
Fig. 6(b)는 형상비가 2.5인 MS-HT4-N-FS 실험체의 하중-변위 이력곡선이다. 0.5% 변위비에서 기둥하단에 휨균열이 발생하였고, 최외단 축방향철근이 항복한 이후 이력강성이 감소하기 시작하였다. 2.0% 변위비에서 최대 횡력강도를 나타내었고 휨에 의하여 발생한 균열이 경사방향으로 진전되는 전단균열이 관찰되었다. 변위비 3.0% 단계에서 실험체의 하단부에서 피복 콘크리트의 박리가 관찰되었으며 3.5% 변위비에서 소성힌지부의 횡방향철근이 파단되었다. 4.5% 변위비에서 축방향철근이 파단된 후 핀칭현상을 보이며 횡하중이 급격히 감소하였다.

Fig. 6(c)는 형상비가 1.825인 MS-HT4-N-SH 실험체의 하중-변위 이력곡선이다. 0.5% 변위비에서 기둥 하단에 휨균열이 발생하였으나 전단작용에 따라 균열이 경사방향으로 진전되었다. 2.5% 변위비에서 최대 횡력강도를 나타내었으며 경사균열이 갑작스럽게 진전되었다. 변위비 3.5%에서 실험체 하단부의 양측 압축연단에서 피복콘크리트의 박리가 관찰되었으며, 변위비 4.0% 이후에 급격히 횡하중이 저하되었다. MS-HT4-N-SH 실험체에서 횡방향철근과 축방향철근의 파단이 발생하지 않았다.

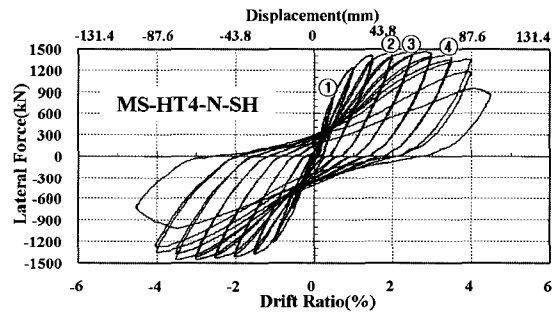
Fig. 6(d)는 MS-HT4-N-L2 실험체와 동일한 4.0의 형상비를 가지나 축방향철근이 2열로 배근되어 축방향철근비가 2배인 MD-HT6-N-L2 실험체의 하중-변위 이력곡선이다. 0.25% 변위비에서 기둥하단에 휨균열이 발생하였고, 최외측 축방향철근이 항복한 이후에 기둥하단에 최초의 박리가 발생한 0.3% 변위비까지 소성거동을 보여 MS-HT4-N-L2 실험체와 유사한 거동을 나타내었다. 횡하중의 최대값은 2.5% 변위비에서 나타났다. 하지만, 변위비 4.0%에서 실험체 하단부의 양측 압축연단에서 피복콘크리트의 박리가 관찰된 이후에 전단작용에 따라 균열이 발생하였고, 경사방향으로 급격하게 진전되었다. 6.0% 변위비를 목표로 가력하는 도중 5.0% 변위비에서 소성힌지부의 횡방향철근이 파단되었고, 축방향철근의 파단은 발생하지 않았으나 축방향철근의 좌굴이 과도하게 발생하였다.



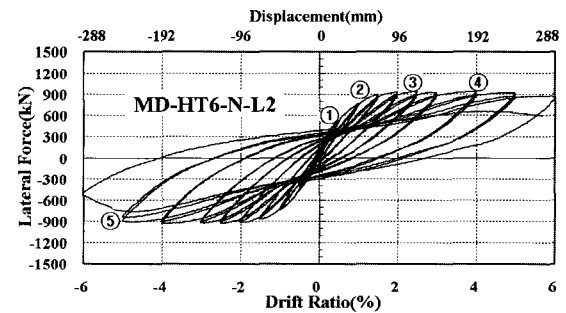
① Initial crack ② Longitudinal steel yield ③ Crack propagation ④ Initial spalling ⑤ Longitudinal steel fracture
(a) MS-HT4-N-L2(aspect ratio 4.0)



① Initial crack ② Longitudinal steel yield, Initial shear crack ③ Initial spalling ④ Confining steel fracture ⑤ Longitudinal steel fracture
(b) MS-HT4-N-FS(aspect ratio 2.5)



① Initial crack ② Longitudinal steel yield ③ Initial shear crack ④ Initial spalling
(c) MS-HT4-N-SH(aspect ratio 1.825)



① Initial crack ② Longitudinal steel yield ③ Initial spalling ④ Initial shear crack ⑤ Confining steel fracture
(d) MD-HT6-N-L2(aspect ratio 4.0)

Fig. 6 Load-displacement relationship

3.2 파괴거동

Figs. 7~10은 각 실험체의 파괴형상을 보인다. 형상비가 4.0인 MS-HT4-N-L2 실험체(Fig. 7)는 소성힌지부에서 전형적인 휨파괴를 보였다.

형상비가 2.5인 MS-HT4-N-FS 실험체(Fig. 8)는 휨작용에 의한 소성힌지의 형성과 함께 전단작용에 의한 경사 균열이 발생하였고 궁극적으로 횡방향철근의 파단에 의한 휨-전단 파괴형상을 보였다. 형상비가 1.825인 MS-HT4-N-SH 실험체(Fig. 9)는 휨작용과 전단작용에 의한 경사 균열이 발생하였고 휨작용에 의하여 소성힌지가 형성되다가 Fig. 9(b)와 같이 기둥 전체 높이에 걸쳐 발생한 전단 균열이 궁극적인 파괴의 원인이 되었으며 갑작스러운 취성파괴의 경향을 보였다. 그러나 MS-HT4-N-FS 실험체와는 달리 횡방향철근이 파단되지 않았으므로 콘크리트의 전단저항능력의 상실이 파괴의 주원인으로 판단된다.

형상비가 4.0인 MD-HT6-N-L2 실험체(Fig. 10)는 하단

에 소성힌지가 형성된 후 휨작용과 전단작용에 의한 경사 균열이 발생하였고, 궁극적으로 횡방향철근의 파단과 전단 균열에 의한 휨-전단 파괴형상을 보였다. MD-HT6-N-L2 실험체는 MS-HT4-N-L2 실험체와 비교하여 다른 조건은 동일하나 축방향철근량이 2배인 실험체이다. 따라서 휨저항능력에 비하여 전단저항능력이 상대적으로 작은 경우로 최종적인 파괴는 휨-전단의 파괴형상을 보였다.

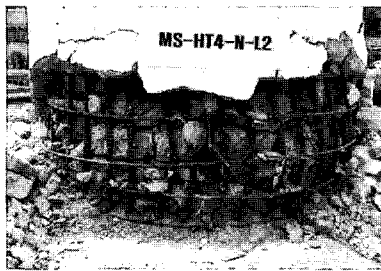
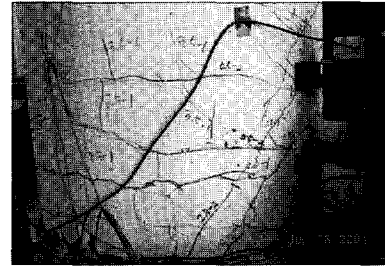
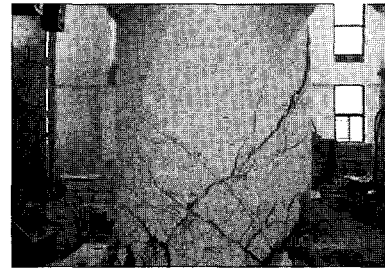


Fig. 7 Failure of MS-HT4-N-L2

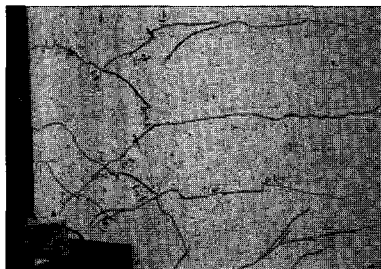


(a) Cracks at drift ratio of 3.5%

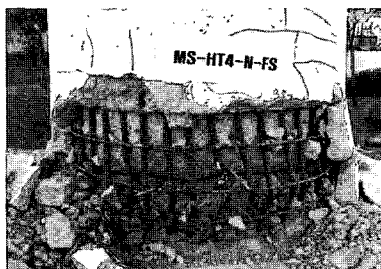


(b) After test completed

Fig. 9 Failure of MS-HT4-N-SH

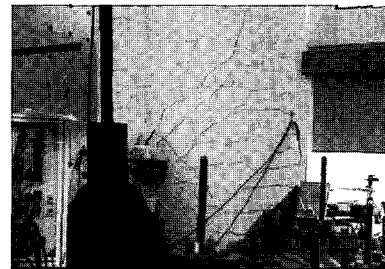


(a) Cracks at drift ratio of 2.5%

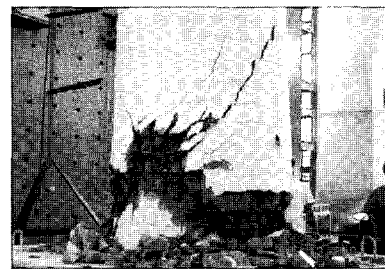


(b) After test completed

Fig. 8 Failure of MS-HT4-N-FS



(a) Cracks at drift ratio of 5.0%



(b) After test completed

Fig. 10 Failure of MD-HT6-N-L2

Table 3 Failure behavior of test columns

Specimens	Drift ratio (%)					
	Initial crack	Initial shear crack	Longitudinal steel yield	Initial spalling	Confining steel fracture	Longitudinal steel fracture
MS-HT4-N-L2	0.25	-	1.0	2.0	-	5.0
MS-HT4-N-FS	0.5	2.0	2.0	3.0	3.5	4.5
MS-HT4-N-SH	0.5	0.5	2.0	2.5	-	-
MD-HT6-N-L2	0.25	4.0	1.5	3.0	5.0	-

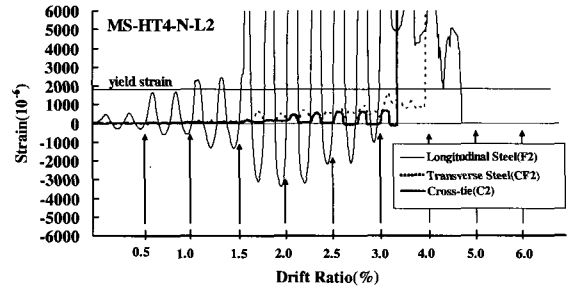
Table 3은 각 실험체의 재하실험에서 관찰한 거동을 변위비로 나타낸 것이다.

3.3 철근의 변형률

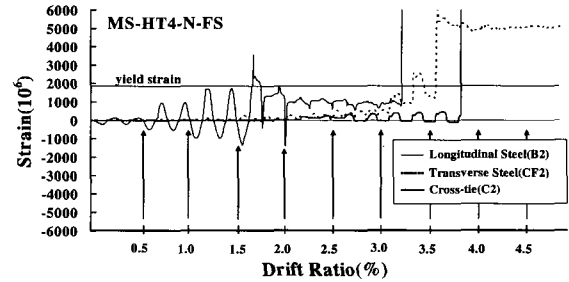
각 변위비 단계에 따른 각 철근의 변형률 이력을 Fig. 11에 나타내었다. 항복변형률은 철근의 인장시험결과의 항복강도를 탄성계수(1.96×10^5 MPa)로 나누어 결정된 값이다. 그림에 나타낸 변형률은 모두 기둥 하단에서 기둥 지름의 1/2 이하의 높이 내에서 측정된 철근변형률이며, 측정위치는 Fig. 3에 나타나 있다. 변형률은 넓게 분포되는 소성힌지구역 또는 파괴구역에 배근된 다수의 철근 중 일부분의 철근에 대하여 측정된 것이므로 엄밀한 정량적인 값을 나타낸다고는 볼 수 없으나, 전반적인 거동을 표현해 준다고 할 수 있을 것이다. Fig. 12에 나타낸 변형률 측정 최대 값은 변형률 게이지의 측정한계이다.

Fig. 11에 나타난 바와 같이, 모든 실험체의 각 변위비 단계에서 축방향철근의 변형률이 가장 크게 나타났고, 횡방향 후프띠철근, 보강띠철근의 순으로 변형량이 작다. 축방향철근은 1.0~1.5% 변위비에서 항복변형률에 도달된 후, 횡방향 후프띠철근은 약 3.0% 이상의 변위비에서, 보강띠철근은 실험체에 따라 3.0~4.5% 변위비에서 항복변형률에 도달하였다. 축방향철근 또는 횡방향 후프띠철근이 파단된 실험체(MS-HT4-N-SH 실험체를 제외한 모든 실험체)는 철근의 파단이 발생한 변위비 이하에서 측정한계 변형률에 도달하였다.

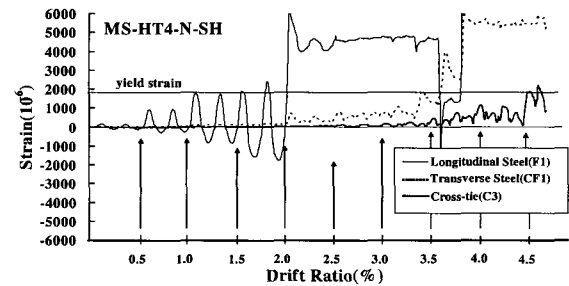
축방향철근의 변형률은 균열이 발생하기 이전인 0.25% 변위비에서 인장변형률과 압축변형률의 크기가 거의 동일한 사인(sine)곡선의 형태를 보인다. 그러나 균열이 발생한 후인 0.5% 변위비부터는 축방향철근이 선형탄성 범위 이내에서 인장과 압축을 반복하더라도 균열에 따라 단면 내 중립축이 이동함에 따라 인장변형률이 압축변형률보다 크게 된다. 축방향철근이 항복한 이후에는, 형상비가 4.0인 실험체(Fig. 11(a)와 (d))와는 달리 형상비가 2.5와 1.825인 실험체(Fig. 11(b)와 (c))는 인장변형률만 나타낸다. 한편, 잘 알려진 바와 같이 횡방향철근은 모든 변위비에서 인장 변형률만 발생함을 확인할 수 있다.



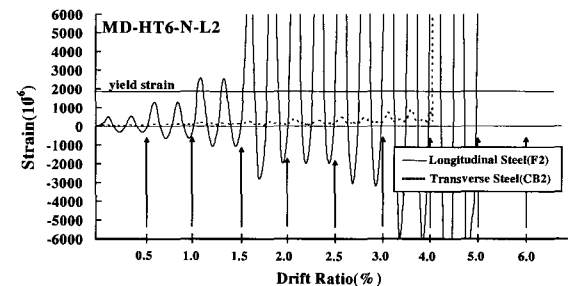
(a) MS-HT4-N-L2(aspect ratio 4.0)



(b) MS-HT4-N-FS(aspect ratio 2.5)



(c) MS-HT4-N-SH(aspect ratio 1.825)



(d) MD-HT6-N-L2(aspect ratio 4.0)

Fig. 11 Strain hysteresis of reinforcement

Fig. 12는 변위비에 따른 횡방향철근의 최대 변형률을 나타낸다. Fig. 12(a)에 나타난 바와 같이 횡방향 후프띠철근은 1.0% 변위비까지는 변형률이 거의 발생하지 않다가 변위비의 증가에 따라 변형률이 서서히 증가하여 약 3.0% 변위비 이후에 변형률이 급격히 증가한다. 이것은 소성힌지 구간에서 피복의 박리가 발생한 후에 변형률이 급격히 증가함을 나타내는 것으로, 3.0~4.5% 변위비에서

피복박리가 진행된 것과 일치한다.

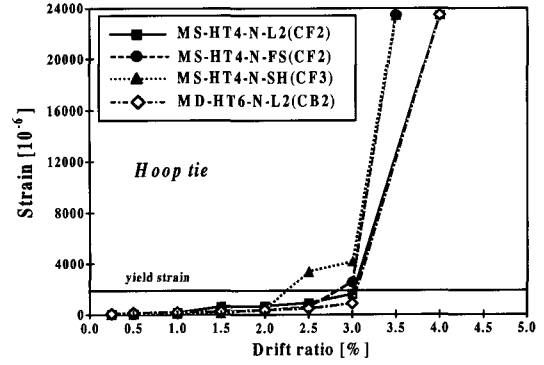
이와 같은 경향은, Fig. 12(b)에 나타난 바와 같이 보강 띠철근의 경우도 유사하다. 다만, 동일한 변위비에서 보강 띠철근의 변형률이 횡방향 후프띠철근의 변형률보다 작은 값을 나타내는데, 이것은 변형률 게이지가 보강띠철근 길이의 중간부분인 단면 심부에 위치하여 콘크리트와의 부착의 영향이 작음이었기 때문으로 보인다. 한편, 형상비가 1.825인 MS-HT4-N-SH 실험체는 최종 변위단계에서 보강띠철근이 항복하기는 하였으나 다른 실험체에 비하여 보강띠철근의 변형률이 작다. 이것은 부착의 영향에 따른 부분도 있었으나, 횡방향철근이 파단되지 않은 상태에서 콘크리트의 전단저항능력이 상실되었기 때문이다.

3.4 변위연성도

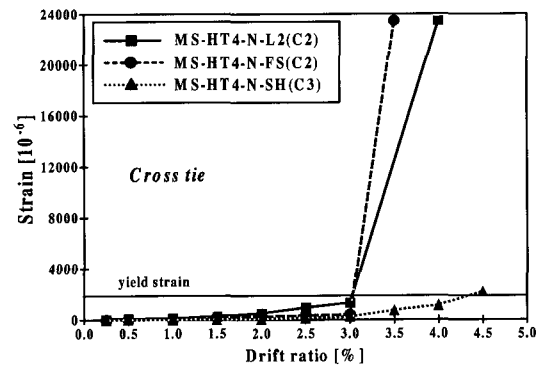
극한변위를 항복변위로 나누어 연성능력을 정량적으로 표현하는 변위연성도(displacement ductility factor)는 항복변위와 극한변위의 정의에 따라 값이 다르게 산정되지만, 아직 통일된 기준이 제시되어 있지 않다. 본 연구에서는 동일에너지 개념에 따라, 하중-변위 포락곡선의 에너지량과 동일하게 되도록 탄성 및 소성구간으로 구성되는 2개의 직선으로 이상화하여 항복변위를 결정(Fig. 13)하였다. 극한변위는 횡방향철근이나 축방향철근이 파단된 변위 또는 횡하중강도가 최대하중의 85% 이하로 감소되는 변위 중에서 작은 값을 극한변위로 결정하였다. 이에 따라 MS-HT4-N-FS와 MD-HT6-N-L2 실험체는 횡방향철근이 파단된 변위, MS-HT4-N-L2 실험체는 축방향철근이 파단된 변위, MS-HT4-N-SH 실험체는 기둥길이 전체에 형성된 사인장균열의 영향으로 인한 급격히 횡하중강도가 저하된 변위가 극한변위로 결정되었다. Table 4는 항복변위 Δ_y , 극한변위 Δ_u , 변위연성도 μ_Δ 를 나타내며, Fig. 14는 형상비에 따른 변위연성도를 나타낸다. 형상비가 1.8~4.0인 범위에서 형상비가 감소할수록 변위연성도가 감소하는데, 특히 축방향철근과 횡방향철근이 동일한 MS-HT4-N 계열의 실험체들은 형상비와 변위연성도가 선형인 관계를 보인다. 형상비가 4.0으로 동일한 경우, 극한변위는 동일하지만 항복변위의 차이로 인하여 축방향철근량이 2배인 MD-HT6-N-L2 실험체의 변위연성도가 더 작다.

Table 4 Displacement and ductility factor

Specimen	Aspect ratio M/VD	Δ_y (mm) (drift ratio)	Δ_u (mm) (drift ratio)	μ_Δ
MS-HT4-N-L2	4.0	26.3 mm (0.55 %)	240 mm (5.0 %)	9.1
MS-HT4-N-FS	2.5	18.1 mm (0.60 %)	105 mm (3.5 %)	5.8
MS-HT4-N-SH	1.825	19.2 mm (0.88 %)	88 mm (4.0 %)	4.6
MD-HT6-N-L2	4.0	31.4 mm (0.65 %)	240 mm (5.0 %)	7.6



(a) Hoop tie



(b) Cross tie

Fig. 12 Maximum strain of transverse steel

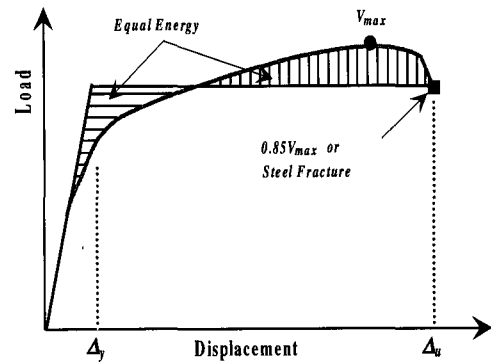


Fig. 13 Definition of yield and ultimate Displacement

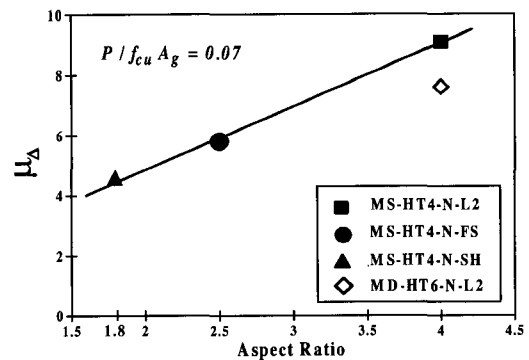


Fig. 14 Displacement ductility factor

3.5 등가점성감쇠비

철근콘크리트 교각의 감쇠와 에너지소산은 식 (1)로 표현되는 하중-변위 이력곡선의 등가점성감쇠비(equivalent viscous damping ratio, ξ_{eq})로 나타낼 수 있는데, 이는 내진성능평가 시에 사용되는 지표중의 하나이다. 여기서, E_d 는 Fig. 15에 나타낸 것과 같이 폐합된 이력곡선의 면적으로 소산된 에너지량을 표현한다. E_s 는 등가선형탄성시스템(equivalent linear elastic system)에 축적되는 탄성변형 에너지(elastic strain energy)를 나타낸다.

Fig. 16는 각 실험체의 등가점성감쇠비를 나타내는데, 변위가 증가함에 따라 등가점성감쇠비가 증가하여 파괴가 진행되는 40%의 변위비 이후에는 0.15~0.20 범위의 값을 보인다. 축방향철근과 횡방향철근이 동일한 MS-HT4-N 계열 실험체의 등가점성감쇠비는 MS-HT4-N-L2(형상비 4.0)가 가장 크며 MS-HT4-N-SH(형상비 1.825)가 가장 작다. 즉 형상비 이외의 모든 조건이 동일한 경우 형상비가 감소할수록 등가점성감쇠비가 감소함을 나타낸다.

형상비가 4.0으로 동일한 실험체들 중에서는 축방향철근량이 MS-HT4-N-L2의 2배인 MD-HT6-N-L2 실험체가 파괴가 진행되기 이전의 변위비에서 MS-HT4-N-L2 실험체보다 낮은 등가점성감쇠비를 보인다.

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

3.6 잔류변형지수

반복하중이 작용하는 경우 Fig. 15에 나타낸 잔류변형(residual deformation)이 발생하게 된다. 잔류변형의 정도는 식 (2)와 같이 각 하중단계에서의 잔류변위 Δ_r 를 항복변위 Δ_y 로 나눈 잔류변형지수(residual deformation index, RDI)⁸⁾로 나타낼 수 있는데, 잔류변형지수는 지진하중 작용시 비선형거동을 나타내는 부재의 손상 및 보수가능성을 나타내주는 변수 중의 하나로서 교량의 내진성능평가 시에 사용되는 지표중의 하나이다.

$$RDI = \frac{\Delta_r}{\Delta_y} \quad (2)$$

Fig. 17은 실험체들의 파괴가 발생하거나 파괴되기 직전 변위비까지의 잔류변형지수를 나타내는데, 축방향철근이 항복한 이후 변위가 증가함에 따라 잔류변위가 증가하여 손상이 진행됨을 나타낸다. 잔류변형지수는 항복한 이후 변위가 증가함에 따라 선형으로 증가하는데, 40%의 변위비에서 2.3~4.2 범위의 값을 보인다. 축방향철근과 횡방향

철근이 동일한 MS-HT4-N 계열 실험체의 잔류변형지수는, 동일 변위비에서 MS-HT4-N-L2(형상비 4.0)가 가장 크며 MS-HT4-N-SH(형상비 1.825)가 가장 작다. 즉 형상비 이외의 모든 조건이 동일한 경우 형상비가 감소할수록 잔류변형지수가 감소함을 나타낸다.

형상비가 4.0으로 동일한 실험체들 중에서는 축방향철근량이 MS-HT4-N-L2의 2배인 MD-HT6-N-L2 실험체가 파괴가 진행되기 이전의 변위비에서 MS-HT4-N-L2 실험체보다 낮은 잔류변형지수를 보인다.

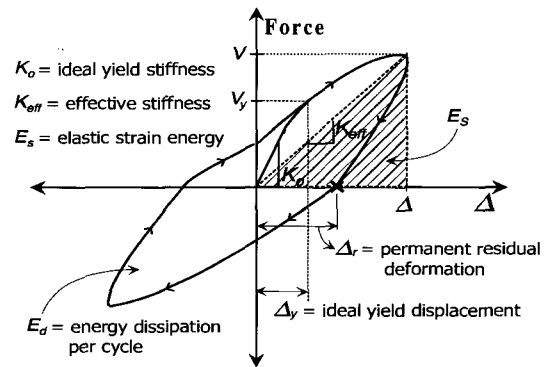


Fig. 15 Definition of E_d , E_s , and RDI for hysteresis loops

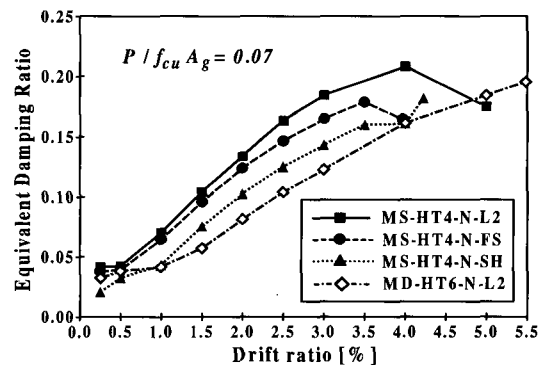


Fig. 16 Equivalent damping ratio

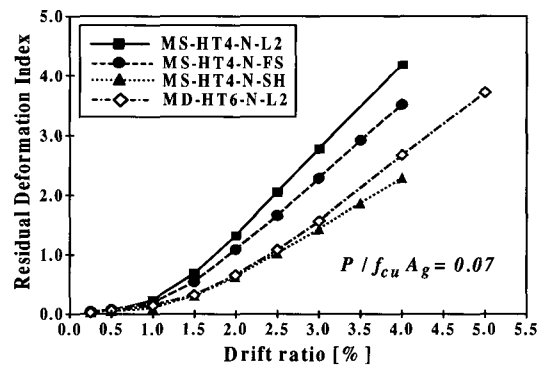


Fig. 17 Residual deformation index

본 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 축방향철근비가 1.02%이고 D10의 보강띠철근과 후프띠철근으로 구성된 횡방향철근이 축방향철근지름의 6배로 배근된 기둥 중, 형상비가 4.0인 기둥은 전형적인 휨거동을 보였으며, 형상비가 2.5와 1.825인 인 기둥은 모두 휨-전단 복합거동으로서 휨균열과 전단균열이 진전되다가 파괴가 박리되었지만, 최종적으로는 형상비가 2.5인 기둥은 휨파괴의 형태를, 형상비가 1.825인 인 기둥은 전단파괴의 형태를 보였다.
- 2) 형상비가 4.0으로서 일반적으로 휨파괴가 예상되는 경우라도, 휨성능을 지배하는 축방향철근량과 전단성능을 지배하는 횡방향철근량의 비율에 따라 휨-전단파괴를 보일 수 있다. 따라서 향후의 도로교설계기준 개정에서는, 설계 의도에 부합되도록 교각이 충분한 소성힌지거동을 보일 때까지 취성의 전단파괴가 발생하지 않도록 하는 성능설계(capacity design) 기준을 추가하는 것이 바람직할 것이다.
- 3) 축방향철근이 항복한 이후, 형상비가 4.0인 기둥들은 축방향철근이 인장과 압축의 변형률을 보였지만 형상비가 2.5와 1.825인 기둥들은 인장변형률만 나타내었다.
- 4) 휨-전단복합거동을 보이는 경우, 동일한 축방향철근비 및 횡방향철근비를 갖는 기둥은 형상비가 감소할수록 변위연성도가 선형으로 감소한다.
- 5) 등가점성감쇠비와 잔류변형지수는 변위가 증가함에 따라 증가하여, 파괴가 진행되는 4.0%의 변위비 이후에 등가점성감쇠비는 0.15~0.20 범위의 값을, 잔류변형지수는 2.3~4.2 범위의 값을 보였다. 동일한 축방향철근비 및 횡방향철근비를 갖는 기둥은 형상비가 감소할수록 등가점성감쇠비와 잔류변형지수가 감소하며, 동일한 형상비에서는 축방향철근량이 많은 경우에 등가점성감쇠비와 잔류변형지수가 감소한다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사의 “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구” 지원에 의해 수행되었으며, 이에 감사 드립니다.

1. 김병석, 김영진, 박임중, 조창백, 조정래, “휨-전단 복합 거동을 보이는 RC 원형교각의 내진성능 평가,” 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, Vol.5, No.3, 2001, pp.29~36.
2. 이재훈, 김민구, 손혁수, “Flexure-Shear Performance of Circular RC Bridge Columns under Cyclic Loading,” *KEERC Annual Report*, 2001, pp.101~114.
3. 정영수, 박창규, 이은희, “지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위 연성도 평가,” 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, Vol.7 No.3, 2003, pp.79~88.
4. Ghee, A. B., Priestley, M. J. N., and Paulay, T., “Seismic shear strength of Circular Reinforced Concrete Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.1, 1989, pp.45~59.
5. Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., and Verma, R., “Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Columns for Enhanced shear strength - Part 2: Test Results and Comparison with Theory,” *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.5, 1994, pp.537~551.
6. Jaradat, O. A., McLean, D. I., Marsh, M. L., “Performance of Existing Bridge Columns under Cyclic Loading-Part 1: Experimental Results and Observed Behavior,” *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.6, 1998, pp.695~704.
7. Mander, J. B., Waheed, S. M., Chaudhary, M. T. A., and Chen, S. S., “Seismic performance of shear critical reinforced concrete bridge piers,” *Technical Report NCEER 93-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 1993, R-3p.
8. Y. D. Hose and F. Seible, “Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads,” *PEER Report 1999/11*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, November, 1999, 111pp.

요 약

본 연구는 지진하중을 받는 교각의 휨-전단 거동 파악을 목적으로 한다. 실물크기 원형기둥 실험체 4개를 제작하여 일정한 축력 하에서 반복횡하중을 가력하는 실험을 수행하였다. 실험체의 주요변수는 형상비(1.825, 2.5, 4.0), 횡방향철근 형상, 축방향 철근비이다. 모든 실험체의 횡방향 후프띠철근 체적비는 소성힌지 구간에서 0.0023의 값을 갖는다. 이 값은 도로교설계기준에서 요구하는 최소 심부구속철근 요구량의 24%에 해당하며, 이는 내진설계가 되지 않은 기존 교각이나 한정연성설계개념으로 설계되는 교각을 나타낸다. 실험체는 실험변수에 따라 휨파괴나 휨-전단 파괴거동을 보였다. 본 논문에서는 실험결과에 따른 파괴거동과 내진성능을 분석하였다.

핵심용어 : 원형기둥, 실물 실험, 형상비, 휨-전단거동, 내진성능
