

# 형상비 2.5 RC 교각의 내진 곡률연성도

## Seismic Curvature Ductility of RC Bridge Piers with 2.5 Aspect Ratio

정 영 수\*  
Chung, Young Soo

박 창 규\*\*  
Park, Chang Kyu

이 은 희\*\*\*  
Lee, Eun Hee

### 국문요약

1989년 로마프리타지진 및 1995년 효고현 남부지진등 많은 교각에서 휨-전단 파괴에 의한 피해가 발생하였다. 그럼에도 불구하고 지금까지의 교각의 내진성능에 관한 연구는 대부분 휨파괴에 대한 연구가 지배적이었다. RC 교각의 내진성능은 교각의 소성힌지구간의 성능에 좌우되고 있으며, 소성힌지의 연성은 곡률에 의해 평가하는 것이 바람직하다. 실험연구는 지진하중의 손상을 입은 RC교각의 휨전단거동에 관한 소성힌지구간 내의 곡률변화를 평가하였다. 실험에 사용된 7기의 실험체는 형상비 2.5에 횡방향 구속력, 주철근의 겹침이음 그리고 섬유보강을 변수로 가지고 있다. 이 실험체는 유사동적실험 수행을 통해 손상을 주었으며, 유사동적실험 후에는 일정한 축력,  $P=0.1f_{ck}A_g$ 을 유지하면서 변위제어방식으로 유사정적실험을 실시하여 잔류내진성능을 평가하였다. 실험 결과 기초에서 15cm 구간에 가장 큰 곡률이 발생하였으며 파괴도 이 단면에 집중되었다. 또한, 연성도 분석결과 주철근이 겹침이음 된 RC 교각이 낮은 곡률연성도를 보였으며, 이를 섬유보강한 실험체의 휨강성과 곡률연성도는 현저히 개선되었다. 그리고, 교각의 곡률변화를 분석하여 횡구속력을 고려한 등가소성힌지길이 산정식을 제안하였으며, 이 제안된 식을 적용하여 변위연성도와 곡률연성도 관계를 분석하였다.

**주요어** : 곡률, 손상입은 교각, 유사동·정적실험, 연성도, 소성힌지구간

### ABSTRACT

Due to the 1989 Loma Prieta, 1995 Hyogoken Nambu earthquakes, etc, a number of bridge columns were collapsed in flexure-shear failures as a consequence of the premature termination of the column longitudinal reinforcement. Nevertheless, previous researches for the performance of bridge columns were concentrated on the flexural failure mode. It is well understood that the seismic behaviour of RC bridge piers was dependent on the performance of the plastic hinge of RC bridge piers, the ductility of which was desirable to be computed on the basis of the curvature. Experimental investigation was made to evaluate the variation of the curvature of the plastic hinge region for the seismic performance of earthquake-damaged RC columns in flexure-shear failure mode. Seven test specimens in the aspect ratio of 2.5 were made with test parameters: confinement ratios, lap splices, and retrofitting FRP materials. They were damaged under series of artificial earthquakes that could be compatible in Korean peninsula. Directly after the pseudo-dynamic test, damaged columns were retested under inelastic reversal cyclic loading under a constant axial load,  $P=0.1f_{ck}A_g$ . Residual seismic capacity of damaged specimens was evaluated by analyzing the moment-curvature hysteresis and the curvature ductility. Test results show that the biggest curvature was developed around 15cm above the footing, which induced the column failure. It was observed that RC bridge specimens with lap-spliced longitudinal steels appeared to fail at low curvature ductility but significant improvement was made in the curvature ductility of RC specimens with FRP straps wrapped around the plastic hinge region. Based on the experimental variation of the curvature of RC specimens, new equivalent length of the plastic hinge region was proposed by considering the lateral confinement in this study. The analytical and experimental relationship between the displacement and the curvature ductility were compared based on this proposal, which gave excellent result.

**Key words** : curvature, damaged RC bidge piers, pseudo-dynamic · quasi-static test, ductility factor, plastic hinge length

## 1. 서 론

최근 터키(1999), 대만(2000), 인도(2001) 등지에서 대형 지진이 연이어 발생하여 수많은 인명 피해 뿐만 아니라 사회기간시설물 등에 심각한 피해를 입힌 바 있다. 터키와 대만 지진은 규모 면에서는 비슷하지만 내진 대책에 소홀히 하였던 터키의 지진피해가 훨씬 큰 것으로 조사되었다. 따라서, 인명 및 재산을 지진으로부터 보호하기 위한 주요 구조물의 내진 안전성의 확보가 매우 중요하며, 특히 교량은 사회기간시설물 중 매우 중요한 구조물로서 교량구조물의 내진 설계는 최근에 국민적 관심을 고조시키고 있다. 우리나라는 한태평양 판

의 내부지역에 위치하고 있어 지진에 대해서는 안전할 것으로 많은 사람들이 막연히 기대하고 있었던 것이 사실이다. 그러나, 역사 지진 기록을 살펴보면 우리나라도 결코 지진 안전지대는 아닌 것으로 판단되며, 1978년 이후 현재에도 진도 4~5의 지진이 여러 차례 발생하고 있어 대형지진의 가능성이 있음을 많은 지진학자들이 지적하고 있다.

우리나라의 내진설계기준에서<sup>(1)</sup>는 지진하중 작용시 소성거동을 유도하기 위해 변위연성도를 이용한 응답수정계수만을 설계에 적용하고 있다. 그러나 Eurocode 8<sup>(2)</sup>, NZS 3101<sup>(3)</sup>를 비롯한 세계각국의 내진설계규정에서는 변위연성도와 함께 곡률연성도를 중요한 변수로 적용하고 있다. 구조형식, 기둥 길이, 기둥의 구속조건 등에 따른 구조물 전체의 연성능력을 나타내는 변위연성에 비하여 곡률연성도는 단면의 형상, 재료의 특성, 철근의 배근형태 등에 따른 기둥 단면의 연성을 나타낸다. 이는 지진이력시 부재의 변형이 하부에 집중되는

\* 정회원 · 중앙대학교 토목공학과 교수(대표전자:chung47@cau.ac.kr)

\*\* 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사수료

\*\*\* 중앙대학교 대학원 토목환경공학과 석사

본 논문에 대한 토의를 2004년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2003. 12. 29 / 심사종료일 : 2004. 4. 30)

교각의 시공특성을 감안할 때 위험단면의 연성도를 나타내는 곡률연성의 중요성이 높다고 판단된다. 이에 Priestley<sup>(4)</sup>는 비교적 손쉽게 얻을 수 있는 변위연성도를 이용하여 곡률연성도를 얻고자 곡률연성과 변위연성의 상관관계를 제시 하였다. 국내에서는 단면의 곡률 측정이 쉽지 않아 활발한 연구 활동이 이뤄지지 못하였으나 최근 손혁수<sup>(6)</sup>는 심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계 방법에 관한 연구에서 형상비, 축력비, 심부구속철근비, 콘크리트강도에 따른 변위연성과 곡률연성의 상관식을 해석모델을 사용하여 Priestley 제안식과 비교하였다.

본 연구는 이러한 배경을 바탕으로 직경 0.6m, 높이 1.5m의 형상비 2.5의 휨-전단 실험체를 횡방향 철근비, 주철근겹침이음 그리고 보강을 변수로 총 7기 제작하였으며, 기둥하단부에 3기의 경사계를 설치, 각 위치별 곡률값을 측정하여 지진발생시 가장 손상을 많이 받는 위험구간을 알아보고자 하였다. 실험방법은 1단계로 이미 중·약진을 경험한 교량의 손상상태를 모사하기 위하여 인공지진동을 이용하여 도로교 설계기준에서 규정하고 있는 PGA를 점차적으로 증대시켜 유사동적 실험을 수행하였으며, 실험 2단계로 변위제어형식으로 파괴시까지 유사정적실험을 실시하여 각 변수들이 구조물의 연성보유능력에 미치는 영향을 평가하였다. 실험결과, 모멘트-곡률 이력곡선분석을 통하여 모든 실험체가 기초 상단으로부터 150mm단면에서 가장 큰 곡률을 나타내었으며 50%의 주철근이 겹침이음된 실험체보다 주철근 겹침이음 없는 실험체가 기초상부 350mm, 550mm 위치에서 곡률이 크게 나타남을 알 수 있었다. 이는 주철근 겹침이음 없는 실험체의 경우 횡방향 하중이 커짐에 따라 증가되는 곡률을 구조물 전체가 공유하여 흡수시키는 반면 주철근 겹침이음 있는 실험체의 경우 실험체의 곡률이 겹침이음구간 아래서 집중적으로 나타나기 때문에 주철근겹침이음 구간이 전체 구조물의 가장 취약한 부분이 될 수 있음을 나타내었다. 그리고, 곡률연성도 분석결과 비내진 실험체의 경우 7.82로 Eurocode에서 제시한 한정연성 요구곡률연성도 "7"에 근사한 값을 나타냈으며 겹침이음 실험체의 경우 4.22로서 Euro

code의 요구곡률연성도를 만족하지 못한 것으로 나타났다. 주철근 겹침이음 시공된 기존 구조물에 대해서는 적절한 내진성능 확보방안을 강구해야 한다고 판단된다. 또한, 비탄성 거동시 교각 각 단면의 곡률 변화를 이용하여 소성한 지구간을 구한 결과, 주철근 겹침이음 없는 비내진실험체는 274mm, 한정연성실험체는 267mm, 내진실험체는 249mm를 얻었으며, 횡방향구속력을 추가변수로 소개한 수정된 소성한지구간 산정식을 제시하였으며 실험값에 근접한 결과를 얻을 수 있었다.

## 2. 실험계획

### 2.1 실험체 계획

본 연구와 관련한 연구결과를 내진 변위연성도 중심으로 논문<sup>(6)</sup>을 발표한 바 있으며, 그 논문에서 시험체 상세 및 실험 방법등을 자세히 기술하였다. 총 7기의 실험체를 제작하였으며 표1에 실험체 상세를 기술하였다. 주철근은 SD30의 D16, 띠철근은 SD30의 D10, 콘크리트의 설계기준강도는 24 MPa (공시체 강도는 26.4 MPa)을 사용하였다. 1992년 내진설계기준 이전의 설계/시공 실태를 고려하여 총 7기의 실험체중 주철근 겹침이음량을 주요 실험변수로 한 실험체 2기, 이들 주철근 겹침이음 실험체를 섬유로 보강한 실험체 3기, 횡방향 철근량의 횡구속효과에 따른 실험체 2기 등으로 구분하여 제작하였다. 실험체 상세와 겹침이음 상세를 그림 1과 2에 나타내었다.

하중재하 방법은 제 1단계의 유사동적하중과 제 2단계의 Drift Level을 기초로 한 유사정적하중의 2단계로 구분하여 재하하였다. 제 1단계의 유사동적실험<sup>(6)</sup>은 기존 교각이 실제로 경험할 수 있는 지진하중을 모사하기 위하여 한국도로공사에서 제시한 인공지반운동을 사용하여 PGA 0.0803g, 0.11g, 0.154g, 0.22g의 4종의 지진동을 가력하였다. 한편, 유사정적하중은 실험체의 높이에 대한 비율인 Drift Level에 따라 0.25%, 0.5%, 0.1%, 0.15%, 2.0%, 2.5%, 3.0%, 4.0%...등으로 계속되는 변위제어하중을 2cycle씩 반복재하 하였다.

표 1 실험변수 및 시험체명

분 류	실험체명	횡방향 철근 배근간격		축력 (kN)	종방향 철근비(%)	보 강
		간격(mm)	철근비 (%)			
		PHR/NPHR*				
비내진	0%Lap	DN-SP00-R0	230/230	0.23	$\frac{P}{f'_c A_g} = 0.1$ (678kN)	1.54
	50%Lap	DN-SP50-R0				
		DN-SP50-RG				
		DN-SP50-RA				
		DN-SP50-RC				
유리(SEH-51)						
아라미드(K-49)						
탄소(SK-N300)						
한정연성	0%Lap	DL-SP00-R0	82 /100	0.86		
내진	0%Lap	DS-SP00-R0	50/93	1.31		

\* PHR : Plastic Hinge Region, NPHR : Non-plastic Hinge Region

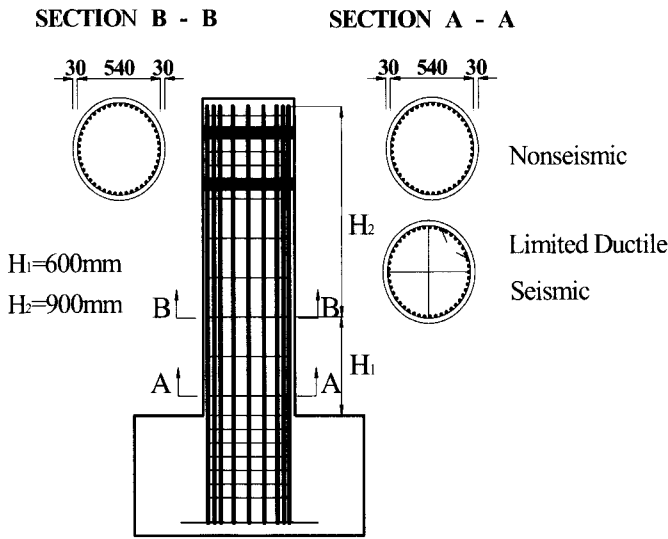


그림 1 실험체의 제원

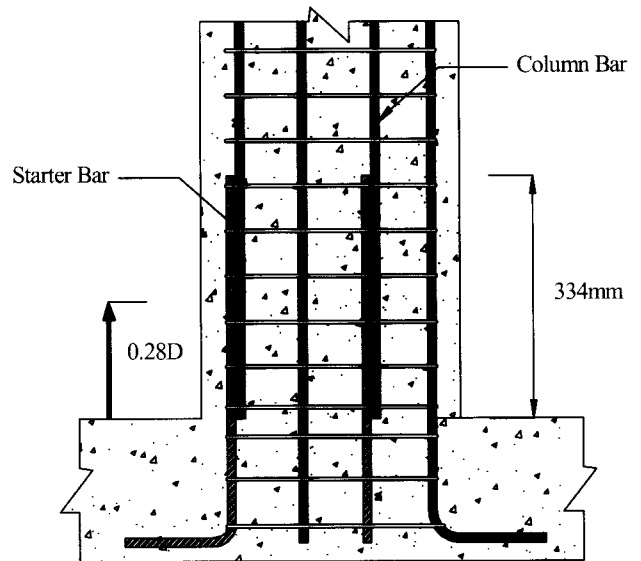


그림 2 주철근 겹침이음(50%)상세

## 2.2 계측장비

본 논문과 관련한 소성힌지구간의 곡률값의 측정은 기존의 연구결과<sup>(7), (9)-(10)</sup> 0.25D일 때 가장 큰 곡률을 나타내어 그림 3, 사진 1과 같이 기초상단으로부터 150mm(0.25D), 350mm ( $\approx 0.5D$ ), 550mm ( $\approx 1.0D$ )의 높이에 설치한 경사계로 측정하였다. 또한, 위치별 곡률값으로 부터 지진발생시 가장 손상을 많이 받는 위험구간을 알아보고자 하였다.

## 3. 실험결과 분석

실험체들의 모멘트-곡률분석, 곡률연성도분석과 함께 각 단면별 곡률을 측정하여 거동시 곡률의 변화를 살펴보았으며, 또한 곡률연성도와 변위연성도의 관계를 분석하여 소성힌지 길이에 관한 새로운 식을 제안하였다. 내진실험체(DS-SP00-

R0)와 비내진실험체(DN-SP00-R0)경우 실험오차로 인해서 정확한 곡률 값을 얻을 수 없었지만 각 분석결과에 영향을 주지 않는 부분을 포함시켜 분석하였다.

## 3.1 모멘트-곡률 이력 및 포락 곡선분석

### 3.1.1 유사동적실험

그림 4에 1단계 유사동적실험의 각 단면별(사진 1의 C1, C2, C3) 모멘트-곡률 이력곡선을 나타내었고 표 2에 단면별 최대곡률을 정리하였다. 모든 실험체의 곡률이 C1단면에서 가장 크게 나타났으나 단면별 곡률의 차이는 작게 나타났다. 또한 모든 실험체가 횡방향 구속력과 주철근의 겹침이음, 보강등의 실험 변수에 미소한 영향을 받으며 큰 곡률의 증가없이 거동하고 있음을 알 수 있었다.

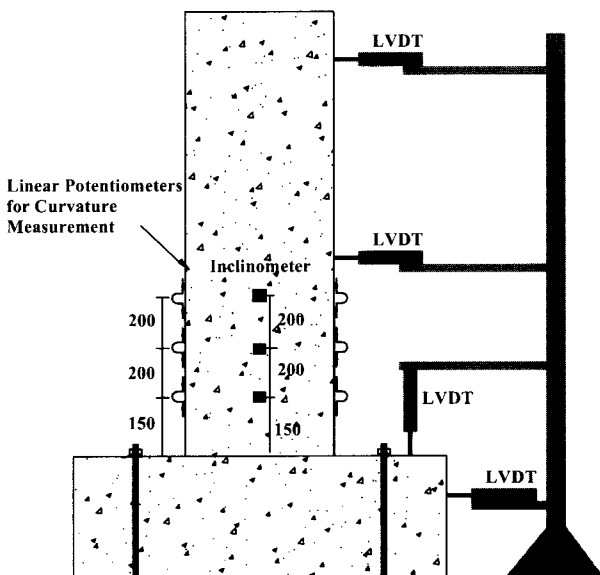


그림 3 계측도

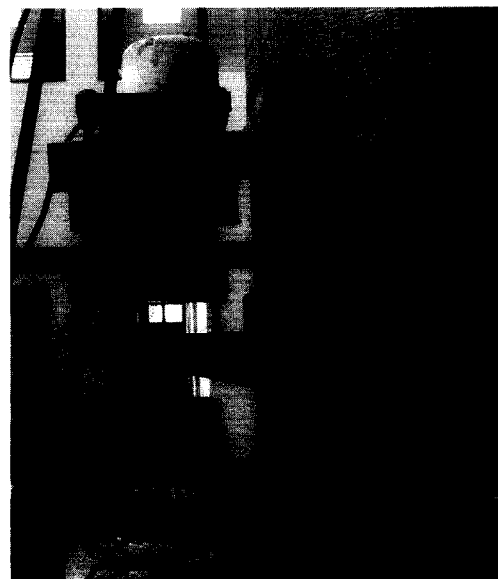
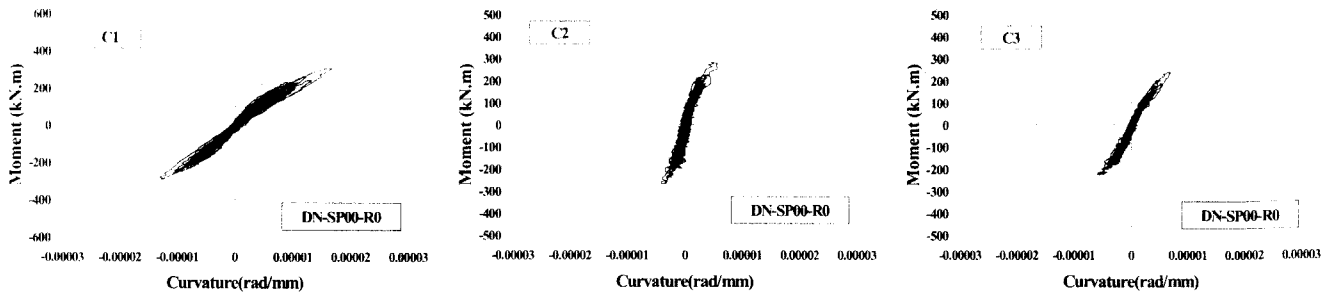
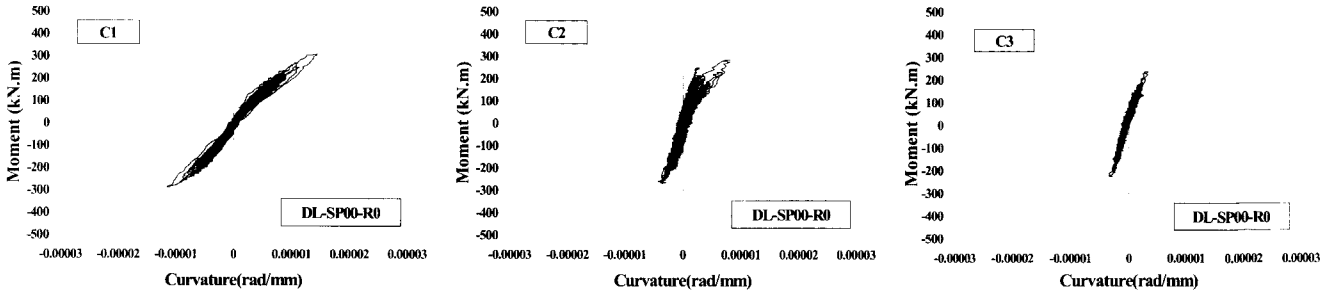


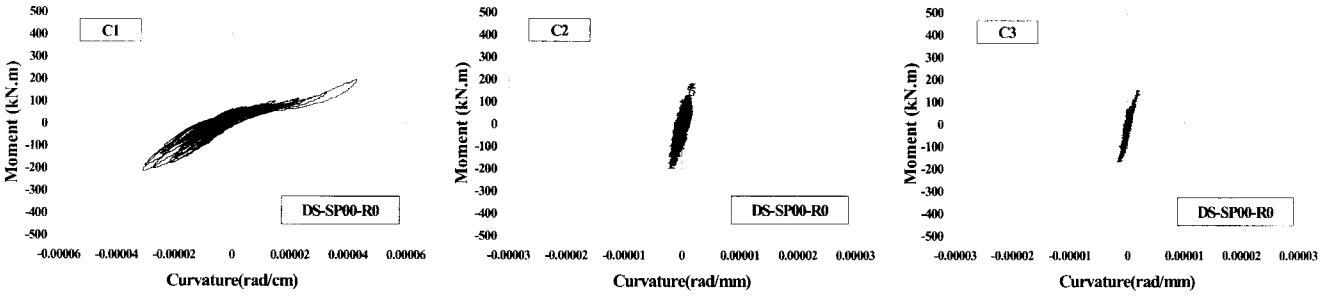
사진 1 경사계 설치도



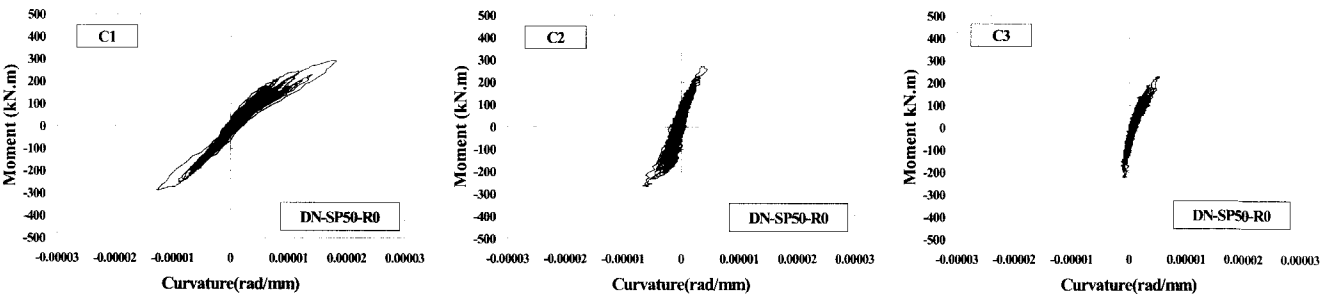
(a) DN-SP00-R0



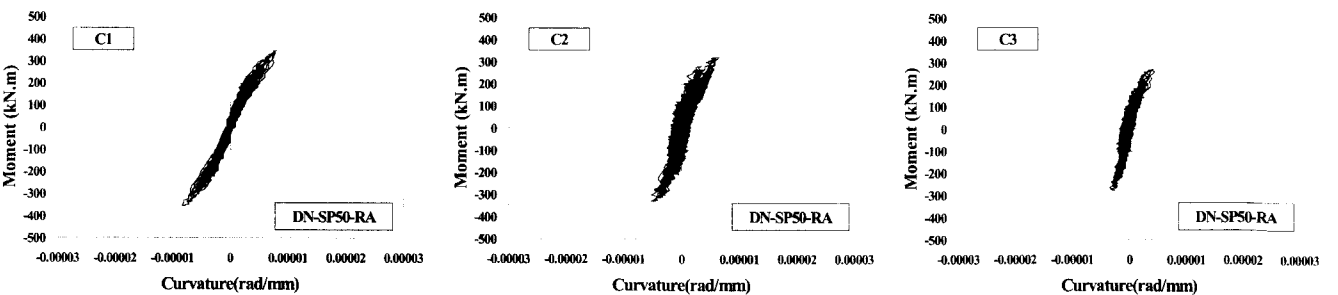
(b) DL-SP00-R0



(c) DS-SP00-R0



(d) DN-SP50-R0



(e) DN-SP50-RA

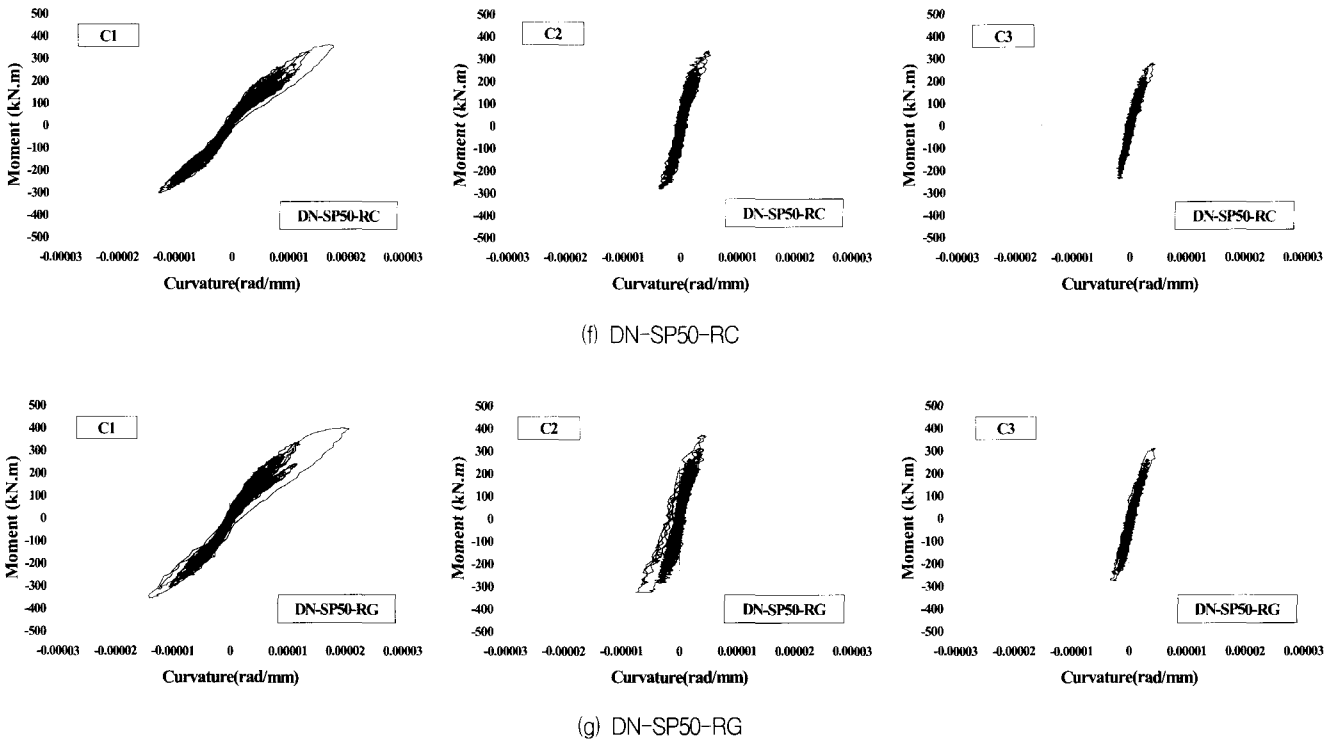


그림 4 모멘트-곡률 이력곡선

표 2 유사동적실험 단면별 최대곡률

실험체명	C1		C2		C3	
	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)
DN-SP00-R0	1.67E-5	305.1	5.63E-6	276.3	6.88E-6	232.0
DL-SP00-R0	1.43E-5	301.1	8.09E-6	282.5	3.27E-6	234.2
DN-SP50-R0	1.82E-5	291.6	4.51E-6	257.5	5.30E-6	226.8
DN-SP50-RA	0.81E-5	346.9	6.51E-6	320.5	4.36E-6	259.3
DN-SP50-RC	1.79E-5	350.1	5.41E-6	312.5	4.36E-6	275.9
DN-SP50-RG	2.06E-5	390.1	4.74E-6	361.2	4.36E-6	307.6

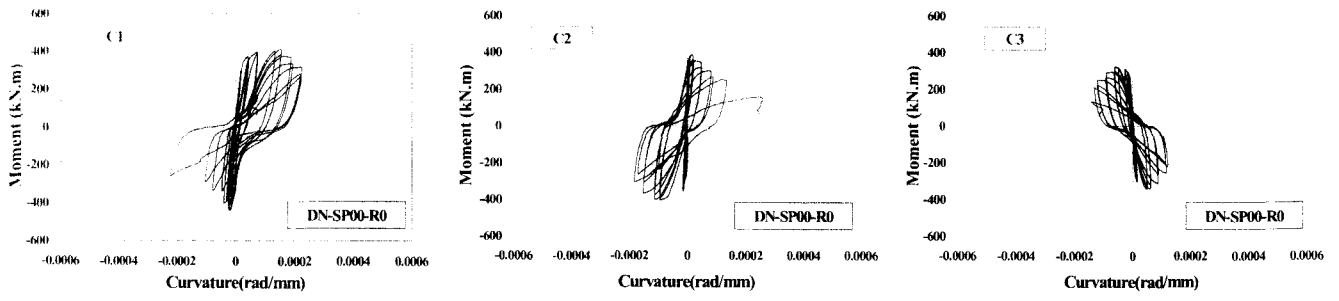
3.1.2 유사정적실험

그림 5에 2단계 유사정적실험의 각 단면별(사진 1의 C1, C2, C3) 모멘트-곡률 이력곡선을 나타내었고 표 3에 단면별 최대곡률을 정리하였다.

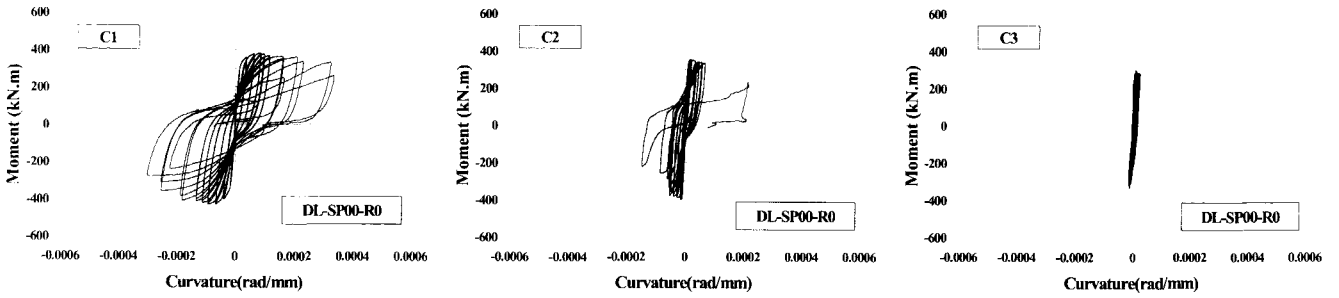
실험결과 모든 실험체가 기둥하단 0.25D(150mm)지점인 C1에서 가장 큰 곡률을 나타내었다. 그림 5(a), (b), (c)의 겹침이음이 없는 실험체와 (d)~(g)의 겹침이음이 있는 실험체를 비교하여 보면 주철근 50% 겹침이음된 실험체 보다 주철근 겹침이음이 없는 실험체가 C2(350mm), C3(550mm) 지점의 곡률이 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 주철근 겹침이 없는 실험체의 경우 횡방향 하중이 커짐에 따라 증가되는 곡률을 기둥 전체가 공유하여 흡수시키는 반면 주철근

겹침이음이 있는 실험체의 경우 실험체의 곡률이 겹침이음 구간 아래서 집중적으로 나타나기 때문에 주철근겹침이음 구간이 전체 구조물의 가장 취약한 부분이 될 수 있음을 의미하였다.

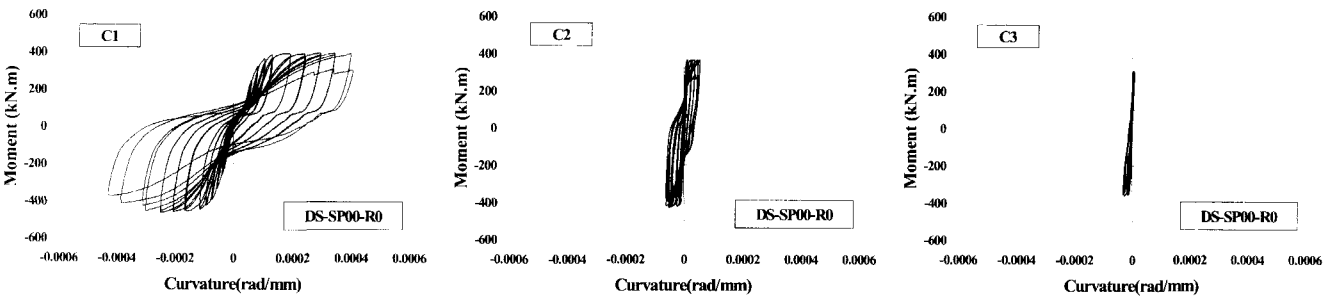
그리고 겹침이음 실험체를 섬유로 보강한 실험체가 보강하지 않은 겹침이음 실험체와 같은 유사한 파괴거동을 하는 것으로 나타났다. 이는 섬유로 보강을 한다 하더라도 주된 파괴거동은 주철근 겹침이음으로 인한 슬립파괴이나 섬유가 피복콘크리트를 구속하여 연성을 증가시키는 것으로 판단된다. 또한 비내진 겹침이음이 없는 실험체의 경우 C3보다 C2의 측정각이 더 크게 나타나 실험상의 오차인 것으로 여겨진다.



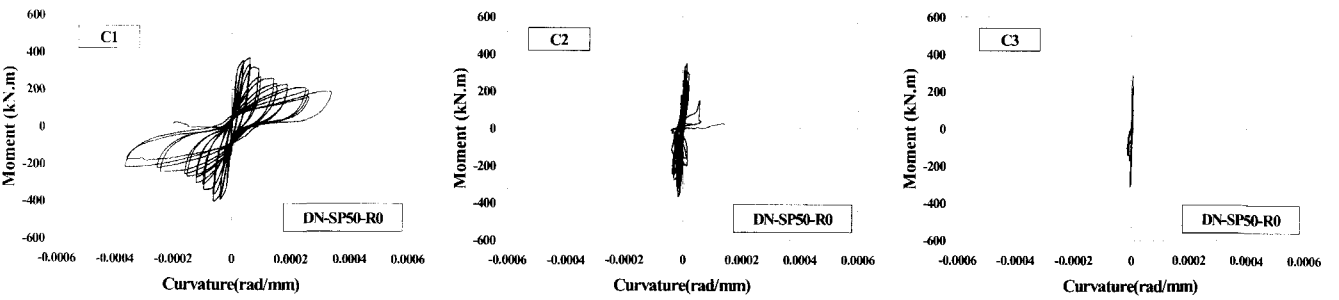
(a) DN-SP00-R0



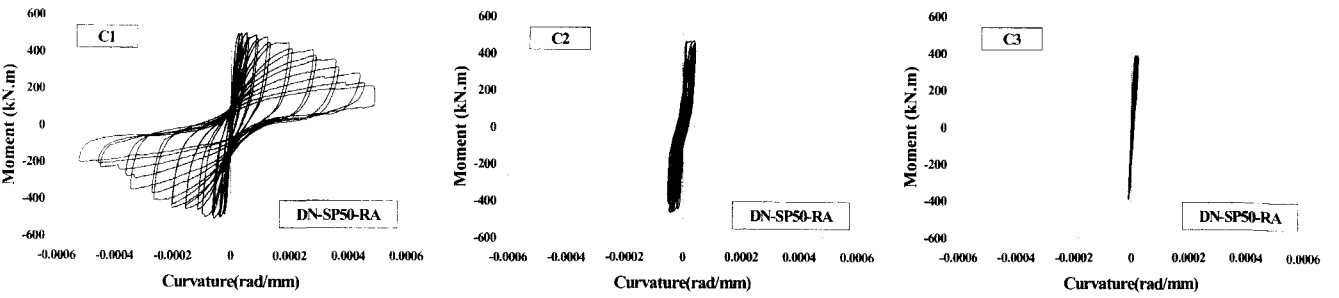
(b) DL-SP00-R0



(c) DS-SP00-R0



(d) DN-SP50-R0



(e) DN-SP50-RA

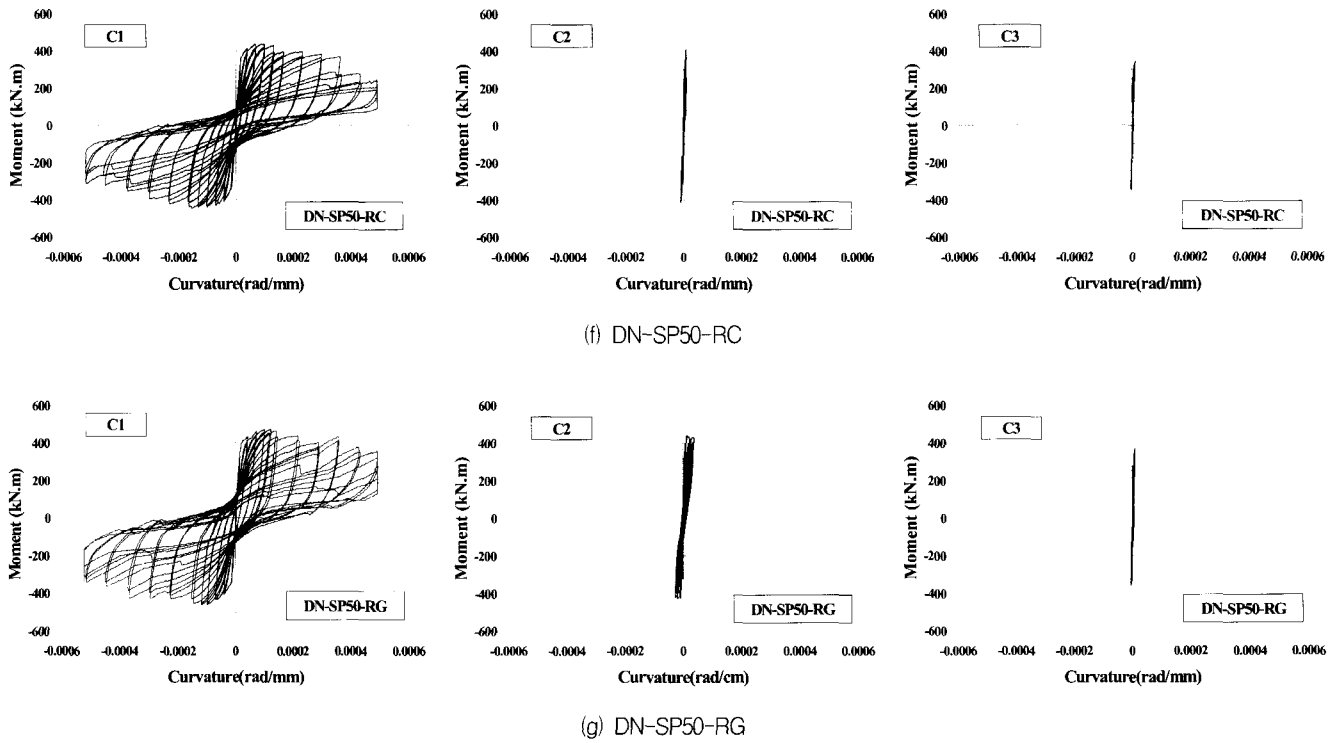


그림 5 모멘트-곡률 이력곡선

표 3 유사정적실험 단면별 최대곡률

실험체명	C1		C2		C3	
	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)
DN-SP00-R0	2.29E-3	305.1	1.33E-3	276.3	12.28E-4	210.2
DL-SP00-R0	3.36E-3	256.5	0.68E-3	335.0	2.56E-4	275.1
DN-SP50-R0	3.37E-3	187.6	0.21E-3	276.3	0.72E-4	256.2
DN-SP50-RA	4.91E-3	201.1	0.43E-3	403.7	2.39E-4	370.6
DN-SP50-RC	4.92E-3	241.7	0.11E-3	256.3	0.91E-4	291.9
DN-SP50-RG	4.91E-3	357.7	0.37E-3	423.7	0.99E-4	360.1

모멘트-곡률 포락곡선은 가장 지배적인 곡률을 나타낸 C1 단면의 이력곡선을 그림 6에 나타내었으며 횡방향 구속력, 겹침이음, 보강의 변수에 따른 모멘트-곡률 포락곡선의 형상은 하중-변위 포락곡선<sup>(6)</sup>과 유사하게 나타났다. 횡방향철근비의 증가에 따라 비내진실험체의 3.7배, 내진실험체의 0.6배에 해당하는 0.86%의 횡방향 철근비를 가진 한정연성실험체(DL-SP00-R0)가 횡방향 철근비 0.23%의 비내진실험체(DN-SP00-R0)에 비해 곡률연성과 변위연성 모두 큰 연성을 보여주고 있다.

또한 겹침이음 유무에 따라 50%겹침이음시(실험체(DN-SP50-R0))는 항복이후 급격한 모멘트감소를 보이는 반면, 겹침이음 없는 비내진실험체(DN-SP00-R0)는 모멘트가 서서히 감소해 연성의 증가를 보였다. 또한, 보강설계의 유무에 따라 보강한 겹침이음시(실험체가 보강하지 않은 실험체에 비해 같은 곡률에 대한 모멘트가 모두 크게 나타내며 한정연성실험체와 유사한 연성능력 발휘하고 있음을 보여주고 있다. 이상의 결과는 참고문헌(6)의 하중-변위 분석을 통한 결과와 동일하였다.

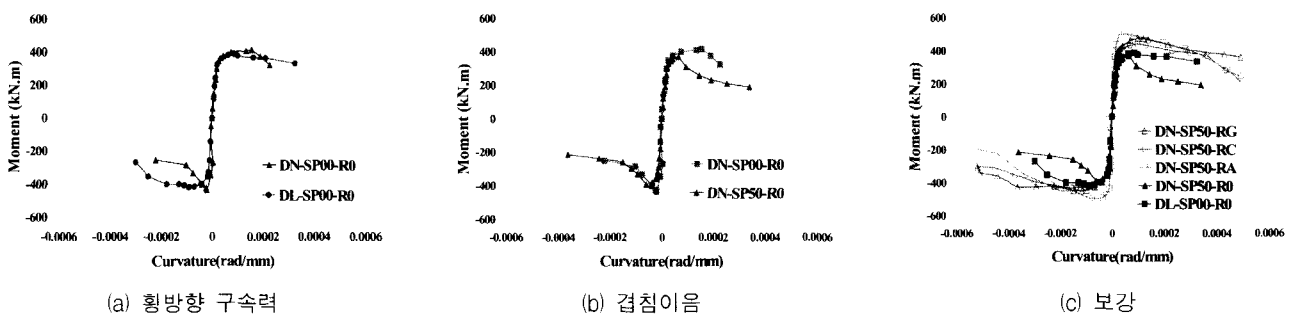


그림 6 모멘트-곡률 포락곡선

3.2 곡률연성도

곡률연성은 항복을 항복곡률에 대한 극한곡률의 비( $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ )로 정의하였다. 항복곡률은 그림 7과 같이 모멘트-곡률 곡선상에서 최대 횡방향 모멘트  $M_{max}$  을 지나는 수평선과 원점에서  $M_{max}$  의 75%에 해당하는 모멘트를 지나는 직선과의 교점을 항복곡률로 결정하는 방법을 사용하였으며 극한곡률은 0.85  $M_{max}$  때의 변위로 정의하였다. 또한 같은 방법으로 항복변위와 극한변위를 정의한 변위연성도를 나타내었다.

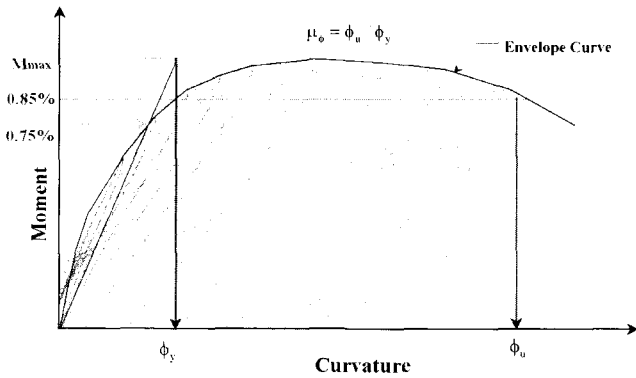


그림 7 곡률연성도

표 4의 곡률연성도 분석 결과 한정연성실험체는 비내진 실험체의 2배에 해당하는 연성도를 나타냈고, 보강된 실험체는 보강하지 않은 실험체에 비해 3~4배의 곡률연성도의 증가를 보이며 한정연성실험체의 연성능력에 근접하는 모습을 나타냈다. 또한, 겹침이음이 있는 실험체(DN-SP50-R0)는 겹침이음이 없는 실험체(DN-SP00-R0)에 비하여 약 2배의 연성도 감소를 보였다. 대표적인 한정연성개념 설계규정인 Eurocode 8과 비교하여 볼 때 한정연성실험체의 곡률연성도가 15.81로서 Eurocode의 한정연성 요구곡률연성도 "7"의 두배에 해당되는 결과가 나타났다. 또한 비내진 실험체의 경우 7.82로 근사한 값을 나타냈으나 겹침이음 실험체의 경우 4.22로서 Eurocode의 요구곡률연성도를 만족하지 못한 것으로 나타났다.

표 4의 변위연성도 역시 주철근 겹침이음이 없는 비내진

표 4 곡률 및 변위연성도

실험체명	항 복				극 한				곡률/변위 연성도
	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	변위 (mm)	하중 (kN)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN · m)	변위 (mm)	하중 (kN)	
DN-SP00-R0	2.59E-4	345.6	10.82	265.8	2.03E-3	351.1	66.00	265.7	7.82 / 6.10
DL-SP00-R0	2.06E-4	326.7	10.13	248.1	3.26E-3	324.0	92.00	245.1	15.81 / 9.08
DN-SP50-R0	2.12E-4	306.4	9.82	241.8	0.89E-3	316.7	24.08	300.0	4.22 / 2.45
DN-SP50-RA	1.98E-4	446.8	9.50	343.5	2.50E-3	424.6	70.00	322.2	13.16 / 7.37
DN-SP50-RC	2.18E-4	373.9	11.19	309.1	3.37E-3	372.9	74.93	305.6	15.4 / 6.70
DN-SP50-RG	2.21E-4	394.2	10.65	289.4	2.93E-3	461.7	88.00	282.1	13.27 / 8.26

실험체의 경우 도로교설계기준에서 규정하고 있는 단주교각의 요구연성도 5를 만족하였으며, 비내진50% 겹침이음 실험체(DN-SP50-R0)의 경우 2.45로 요구연성도에 미치지 못하였으나 이를 유리, 아라미드, 탄소섬유로 보강한 경우 보강재의 종류에 관계없이 7~8까지 연성도가 증대되어 요구연성도를 만족하는 결과를 나타내 곡률연성도와 유사한 결과를 얻을 수 있었다.

이에 주철근 겹침이음이 없는 경우 기존 비내진 구조물도 내진 성능을 보유하고 있다고 판단되며, 주철근 겹침이음 시공된 기존 구조물에 대해서는 알맞은 보강법을 적용하여 내진 성능을 확보해야 한다고 판단된다.

3.3 곡률연성도와 변위연성도

철근콘크리트 교각의 내진 성능을 평가하기 위해서는 지진 발생시 가장 큰 손상이 나타나는 소성힌지구간의 성능평가가 매우 중요하다. 그림 8은 교각의 비탄성 거동시 곡률의 분포와 소성힌지구간을 나타내고 있다. 비내진 실험체의 경우 실험시 오차 발생으로 전체 데이터를 얻을 수는 없었지만 정의한 소성힌지구간을 산정하는데에 무리가 없어 아래와 같이 나타내었다. 이 소성힌지 구간의 연성평가는 주로 곡률연성의 평가로 수행되고 있다. 하지만 실험을 통해서 곡률을 얻는 것이 어렵기 때문에 그간 변위연성과 곡률연성의 상관관계를 통해서 보다 손쉽게 곡률연성을 얻고자 연구하였다. 실험을 통한 연구결과 파괴가 하단에 집중되는 기둥의 소성힌지구간은 기둥의 직경, 축력, 횡방향철근비, 주철근비 등의 다양한 변수에 영향을 받는 것으로 평가되고 있다. 그러나, Priestley<sup>(4)</sup>가 제안한 식(1)의 경우 소성힌지구간의 산정이 기둥길이와 주철근만의 함수로서 축력 및 횡방향구속력을 고려하지 못하고 있으며 손혁수<sup>(5)</sup>가 제안한 식(2) 역시, 기둥의 직경과 길이만을 변수로하여 축력과 횡방향구속력의 영향을 고려하지 못하고 있다. 또한 일본 도로교표준시방서<sup>(11)</sup>에서 제시하고 있는 식(3)은 식(1)과 동일하나 등가소성힌지길이 산정식 또한 기둥의 직경과 길이만을 변수하고 있다.

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (1)$$

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \quad (mm, MPa)$$



$$\mu_{\Delta} = 0.2(1.1 + \frac{D}{L})\mu_{\phi} + 0.5\{0.7 + 0.75\frac{D}{L}\} \quad (2)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (3)$$

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

여기서,

$\mu_{\Delta}$  : 변위연성도,  $\mu_{\phi}$  : 곡률연성도,  $L$ 과  $h$  : 기둥길이,  
 $L_p$  : 등가소성힌지길이,  
 $D$  : 직경,  $f_y$  : 주철근의 항복강도,  $d_b$  : 주철근의 직경

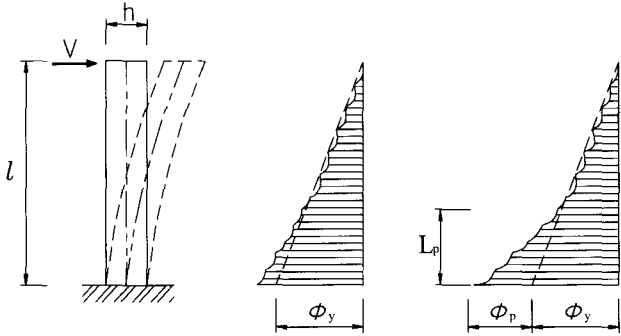


그림 8 교각의 비탄성 거동시 곡률 분포와 소성힌지구간

### 3.3.1 곡률의 변화와 소성힌지구간 제안식

그림 9는 본 연구의 겹침이음이 없는 세 실험체(DN-SP00-

R0, DL-SP00-R0, DS-SP00-R0)를 대상으로 각 단면의 곡률 변화를 하중단계별로 나타내었고, 측정곡률이 항복곡률을 넘어서는 높이를 소성힌지구간( $L_p$ )으로 정의하였다. 분석결과 비내진실험체(DN-SP00-R0) 274mm, 한정연성실험체((DL-SP00-R0) 267mm, 내진실험체(DS-SP00-R0) 249mm의 소성힌지구간을 얻었으며, 이를 횡방향 구속철근비와 비교한 결과 그림 10과 같이 선형적 변화가 아닌 2차 곡선식을 얻을 수 있었다.

이 결과를 이용하여 일본 도로교시방서<sup>(11)</sup>에서 규정하고 있는 소성힌지길이 산정식에 횡방향구속력을 추가변수로 식(4)와 같이 소성힌지길이 산정식을 제시한다.

$$L_p = 0.2h - 0.1D + f(\rho_s) \quad (4)$$

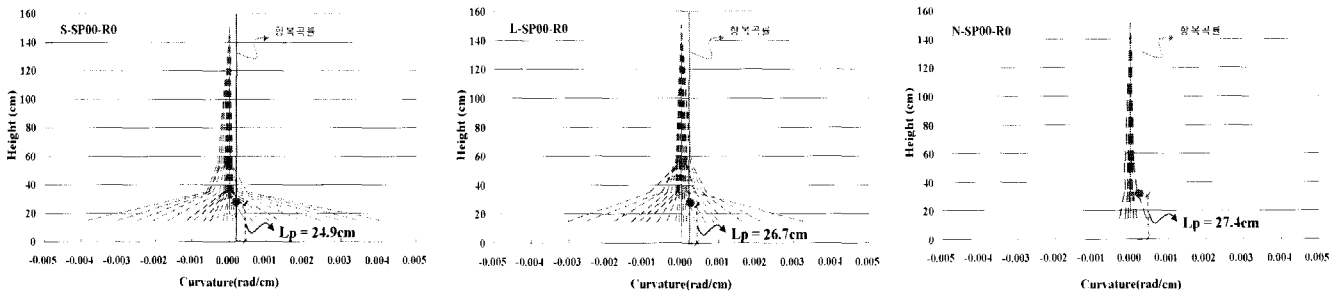
$$f(\rho_s) = -26.749\rho_s^2 + 18.045\rho_s + 22.26$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{D's} \quad (A_h: \text{띠철근의 면적}, D': \text{유효직경},$$

$s$  : 띠철근의 배근간격)

### 3.3.2 상관관계

그림 11(a)에 본 소성힌지구간 제안식 식(3)과 Priestley<sup>(4)</sup>가 제안한 소성힌지구간 산정식 식(1), 그리고 손혁수<sup>(5)</sup>가 제안한 식(2)에 따른 곡률연성도와 변위연성도의 관계를 나타내었다. 또한 본 논문에 적용된 실험체 7기의외에도, 정영수<sup>(7)</sup> 등이 연구 실험한 형상비 4.0의 다른 실험체의 결과등을 그림 11(b)에 함께 분석하여 그 신뢰도를 높이고자 하였다.



(a) DS-SP00-R0

(b) DL-SP00-R0

(c) DN-SP00-R0

그림 9 하중단계별 곡률의 변화와  $L_p$ 산정

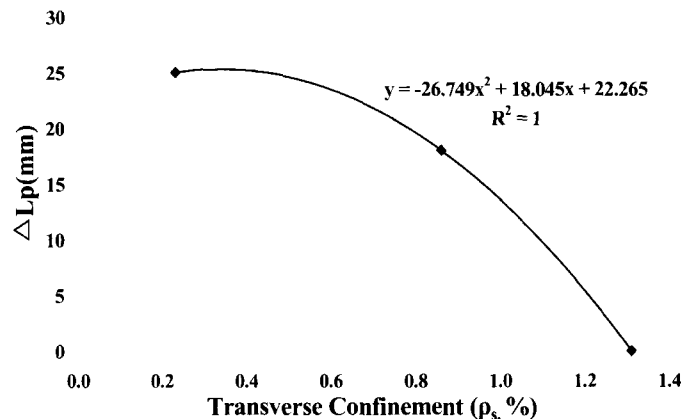


그림 10 횡방향 구속철근비에 따른 등가소성힌지 길이변화

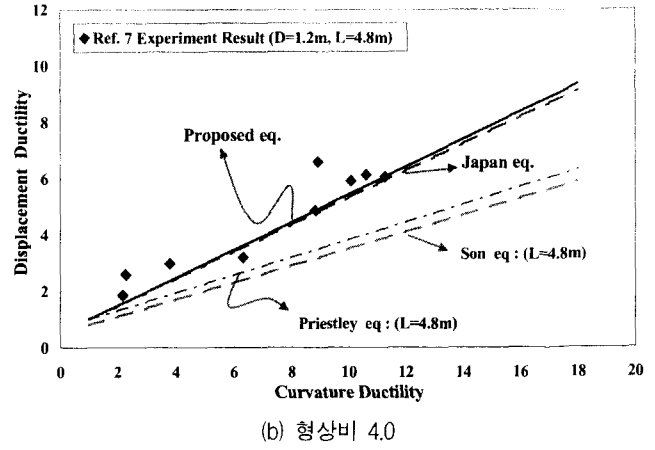
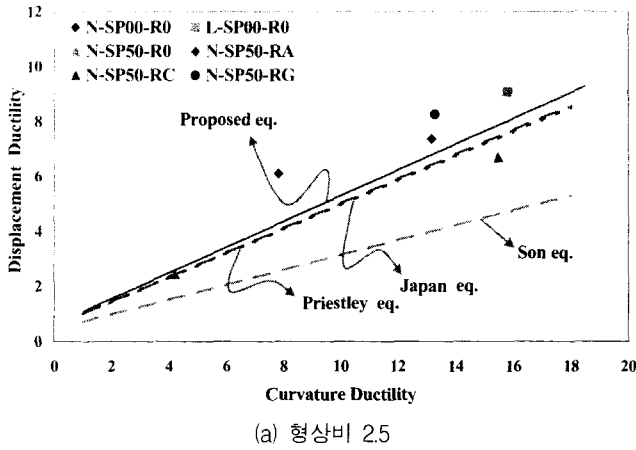


그림 11 곡률연성도와 변위연성도의 관계

분석 결과, 실험을 통해 얻은 곡률연성도와 변위연성도의 관계는 형상비에 큰 영향을 받지 않고 일정한 추세를 보이고 있다. 제안식은 일본에서 제시한 식과 약간의 차이가 있으나 실험값에 상당히 근접한 모습을 보이고 있다. 반면에 그림11(a),(b)와 같이 Priestley<sup>(4)</sup>의 제안식에 따른 곡률 연성도는 형상비에 따라 큰 변화를 보이며, 대체적으로 실험 값보다 변위연성도에 대한 곡률연성도를 크게 평가하고 있었다. 또한 손혁수<sup>(5)</sup>의 제안식은 실험 값과는 다소 차이를 보였으며 Priestley<sup>(4)</sup>의 제안식 보다 변위연성도에 대한 곡률연성도를 크게 평가하는 것으로 나타났다.

체의 경우 4.22로서 Eurocode의 요구곡률연성도를 만족하지 못한 것으로 나타났다. 이에 주철근 겹침이음이 없는 경우 기존 비내진 구조물도 내진성능을 보유하고 있다고 판단되며, 주철근 겹침이음 시공된 기존 구조물에 대해서는 적절한 보강법을 적용하여 내진성능을 확보해야 한다고 사료된다.

#### 4. 결 론

본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

##### 1) 모멘트-곡률 이력곡선 분석

모든 실험체는 C1(150mm)단면에서 가장 큰 곡률을 나타내었으나 주철근 겹침이음이 없는 실험체는 C2(35cm), C3(55cm) 지점에서도 주철근 겹침이음이 있는 실험체보다 곡률이 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우 횡방향 하중이 커짐에 따라 증가되는 곡률을 구조물 전체가 나누어 흡수시키는 반면 주철근 50%겹침이음이 있는 실험체의 경우 실험체의 곡률이 겹침이음구간 아래서 집중적으로 나타나기 때문에 주철근 겹침이음 구간이 전체 구조물의 가장 취약한 부분이 될 수 있음을 의미한다.

##### 2) 곡률연성도

Eurocode 8과 비교하여 볼 때 한정연성실험체의 곡률연성도가 15.81로서 Eurocode의 한정연성 요구곡률연성도 "7"의 두배에 해당하며, 완전연성의 요구곡률연성도 "13"을 만족하는 결과가 나타났다. 또한 비내진 실험체의 경우 7.82로 완전연성에는 미치지 못하나 한정연성 요구곡률연성도 "7"에 근사한 값을 나타냈으나 겹침이음 실험

##### 3) 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계

실험에 의한 곡률연성도와 변위연성도의 관계는 형상비에 큰 영향을 받지 않고 일정한 추세를 보이고 있다. 횡방향구속력을 고려한 제안식 역시 실험값에 상당히 근접한 모습을 보이며 형상비에 대해서 일정하였다. 반면에 Priestley의 제안식에 따른 곡률 연성도는 형상비에 따라 큰 변화를 보였다.

#### 감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(과제번호:R11-1997-005302-0)의 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

#### 참고 문헌

1. 건설교통부, 한국도로교설계기준, 2000.
2. Euricide 8 Part 2, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Bridges, European Committee for Standardization, 1996.
3. New Zealand Standard., Concrete Structures Standard - Part 1 : Design of Concrete Structure, NZS 3101, 1995.
4. T. Paulay, M.J.N Priestley, Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings, John Wiley& Sons, INC., 1992, 744pp.
5. 손혁수, "심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계방법에 관한 연구", 박사학위논문, 영남대학교, 2002, 286pp.

6. 정영수, 박창규, 이은희, “지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위 연성도 평가”, 지진공학회, 2003. 6, Vol 7, No 3, pp.79-88.
7. 정영수 외, “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능평가를 위한 실험적 연구”, 연구보고서, 한국도로공사, 2001.
8. Shing, P. B. and Mahin, S. S., “Pseudo-dynamic test method for seismic performance evaluation: theory and implementation,” Report No. UCB/EERC-84/01, 1984.
9. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, "주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가," 대한토목학회논문집, 22권, 5-A호, 2002, pp.1193-1202.
10. 박종협, “유사동적실험에 의한 원형 철근콘크리트교각의 내진성능평가”, 박사학위논문, 중앙대학교, 2001.
11. Japan Road Association, *Specification for Highway Bridges*, 1996, 125pp.