

# 수평 반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성

## Behavior of Solid Circular RC Piers without Seismic Detailing Subjected to Cyclic Lateral Load

김재관\* 김익현\*\* 임현우\*\*\* 전귀현\*\*\*\*  
Kim, Jae Kwan Kim, Ick Hyun Lim, Hyun Woo Juhn, Gui Hyun

### 국문요약

내진상세가 적용되지 않은 철근콘크리트 교각의 거동특성 및 내진성능을 살펴보기 위해서 축소교각모형실험을 수행하였다. 횡방향 철근이 심부를 구속할 만큼 충분히 배근되어 있지 않은 중실 원형 단면의 실험교각을 대상으로 기초 상단의 소성 힌지 부위에서 겹침이음이 된 주철근을 사용했을 때와 연속철근을 사용했을 경우로 구분되도록 철근상세를 결정하였다. 이에 따라 3기의 축소교각시험체를 제작하여 수직방향 축하중을 가한 상태에서 준정적 반복하중을 재하하는 실험을 수행하였다. 실험결과를 통해서 겹침이음이 있는 교각시험체는 연성거동을 하지 않지만, 겹침이음이 없이 연속철근을 사용한 교각시험체는 어느 정도의 한정연성거동을 하는 것으로 분석되었다.

**주요어** : 중실원형교각, 내진상세, 겹침이음, 반복하중, 연성도

### ABSTRACT

Scale model tests were performed to investigate the seismic behavior and capacity of reinforced concrete piers that were not detailed for seismic load. The prototype pier is of solid circular section. Additional lateral reinforcing bars were not provided that might be required for the confinement. Two kinds of reinforcement details are considered for the vertical longitudinal reinforcing bars: lap spliced and continuous. In the case of lap spliced model all the longitudinal bars were lap spliced at the same height in the bottom plastic hinge zone. Three specimens were constructed and subjected to quasi-static cyclic lateral loading while the vertical load held constant. Non-ductile failure modes were observed in the test of lap spliced models but limited ductile behavior was observed in the test of a continuous longitudinal reinforcement model.

**Key words** : solid circular column, seismic detailing, lap splice, cyclic loading, ductility

## 1. 서 론

최근, 세계 각지의 지진으로 인한 심각한 인적, 물적 피해는 우리로 하여금 다시 한번 시설물의 내진성능 확보가 얼마나 중요한 것인지를 일깨워 주고 있다. 이들 시설물 중 특히 교량은 사회기반시설로서 평상시뿐만 아니라 지진 발생 시에도 신속한 피난, 복구 등을 위하여 그 기본 기능을 유지 해야 할 필요가 있다. 우리나라에도 도로교의 내진설계는 1992년부터 도입되어 1996년 이후에 본격적으로 적용되고 있다. 그렇지만 대다수의 기존교량에는 내진설계가 적용되지 않았기 때문에, 특히, 다경간 연속교는 지진하중에 대하여 상당히 취약한 것으로 판명되고 있으며, 따라서 이에 대한 적절한 대책이 강구되어야 하는 시점에 이르렀다.<sup>(1),(2)</sup>

교량의 구성요소 중에서 교각은 받침과 더불어 지진하중에 의하여 손상이 초래될 가능성이 높은 요소이다. 현재 범세계적으로 강진지역의 내진설계규범에서는 횡방향 구속철근을 충분히 제공하고 종방향 주철근은 소성힌지 영역에서는 연속시키거나 아니면 동일한 효과를 가져올 수 있는 이음으로

연장시켜서 연성과파괴거동을 유도하는 연성설계방법을 채택하고 있다.<sup>(3)-(9)</sup>

그러나, 미국의 경우, 1971년 San Fernando 지진 이전에는 교각의 주철근을 기둥하단에서 겹침이음으로 연장하는 설계법이 채택되었었고 횡방향 구속철근도 고려되지 아니하였었다.<sup>(10)-(12)</sup>

미국의 중약진 지역에서는 아직도 종방향 주철근의 겹침이음이 소성힌지 영역에서 허용되고 있다.<sup>(4),(13)</sup> 단, 중약진지역에서 요구되는 한정연성거동을 보장할 수 있도록 충분한 횡방향 구속철근을 요구하고 있다.<sup>(4),(13)</sup> 내진설계가 적용되지 않은 우리나라의 기존 철근콘크리트 교각의 설계에서는 1971년 San Fernando 지진 이전의 미국에서와 같이 주철근을 시공의 편의상 기초의 직상부 동일한 높이에서 단락시키고 겹침이음에 의하여 연장시키는 시공법을 허용하여 왔으며, 횡철근도 그 철근량이 부족하고 겹침이음으로 연결되어 있다.<sup>(1),(2)</sup> 이러한 철근상세는 지진하중과 같은 수평하중이 반복하여 작용하면 주철근의 겹침이음부에서 슬립 등이 발생하여 비록 단면 또는 제원 특성상 휨 파괴 형태의 교각이라도 중국에는 주철근의 부착과파괴로 이어지는 취성적인 파괴 형태를 보이게 되어 지진에는 매우 취약한 구조형식이다.<sup>(3)</sup> 따라서, 적절한 보강대책을 강구하기 위해서는 비내진상세 교각의 구조적 특성에 따른 거동 특성을 충분히 이해하고 이에 근거한 내진성능 평가가 절실하게 요구되고 있다.

\* 정회원 · 서울대학교 토목공학과 부교수(대표저자 : jkwankim@plaza.snu.ac.kr)

\*\* 정회원 · 울산대학교 지구환경시스템공학부 조교수

\*\*\* 한국공군 작전사령부 시설처 공군소위

\*\*\*\* 정회원 · 시설안전기술공단 교량2실장

본 논문에 대한 토의를 2001년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2001. 6. 7 / 심사종료일 : 2001. 6. 28)

우리나라에서는 최근 교각의 철근배근상세에 따른 교각의 지진거동에 관한 실험적 연구가 활발하게 진행되고 있다. 정영수 등은 중공 원형과 중실원형의 철근콘크리트 교각의 축소모델을 제작하여 반복하중에 대한 응답특성을 연구하고 도로교 표준시방서(1996년)의 내진설계규정에 따라 철근상세가 제공된 경우와 그러하지 않은 경우에 대해서 실험하였다.<sup>(14),(15)</sup> 그러나 모든 실험 모델에 있어서 주철근을 연속시켰기 때문에 겹침이음으로 주철근이 배근된 경우는 조사되지 아니하였다. 주철근이 연속되어 있으면 비록 충분한 횡방향 구속철근이 제공되지 아니하더라도 상당히 큰 연성거동을 보임이 관찰되었다. 이재훈 등은 서해대교의 내진성능의 평가를 목적으로 중공 육각형 단면 철근 콘크리트 교각의 축소모델을 제작하여 반복하중재하실험을 수행하였다.<sup>(16)</sup> 이때 주철근은 기둥하단에서 교호 겹침이음에 의해서 연장되는 것으로 설계되었다. 그러나 이 모델은 상당한 크기의 연성거동을 보였는데 그 원인은 철근의 교호 겹침이음에 있는 것인지 아니면 단면의 형상이 중공이어서 그러한지 확인되지 않고 있다.

주철근이 겹쳐서 이어지고 횡방향 구속철근이 제공되지 아니한 철근상세를 갖는 교각의 거동에 대한 연구는 외국에서도 최근까지 계속해서 실시되고 있다. Chai 등과 Jaradat 등은 원형교각의 내진보강과 관련하여 비내진상세 교각의 거동을 조사하였고 Aboutaha 등은 장방형 교각의 내진보강과 관련하여 비내진상세 교각의 거동을 조사하였다.<sup>(11),(12),(17)</sup>

위에서 살펴본 바와 같이 기존의 연구에서는 겹침이음의 영향과 보강 효과에 대한 실험적 연구가 주종을 이루고 있었다. 그러나 교각의 거동에 대한 철근 상세의 영향을 밝히기 위해서는 횡방향 구속 철근의 상세와 종방향철근의 이음 상세의 영향이 분리되어 조사될 필요가 있다. 그리고 현재 미국의 중약진 지역과 우리나라에서는 아직도 종방향 주철근의 겹침이음이 소성현저 영역에서 허용되고 있다는 사실은 그 필요성을 뒷받침하고 있다.<sup>(4),(13)</sup> 또한 우리나라의 설계 관행에 따라서 설계된 교각의 거동특성을 실험에 의해서 구명할 필요가 있다.

본 연구에서는 바로 우리나라에 건설된 교량에 대한 설계 및 준공 자료를 조사하고 현장을 실사한 결과 중실 원형교각이 널리 채택되고 있음을 확인하였다. 그리고 data에 근거하여 대표성이 높은 교량의 교각을 실험 대상 원형(prototype)으로 선정하였는데 시험체의 철근상세는 조사자료와 당시의 설계시방서에 근거하였다. 그러나 하나의 모델에서는 주철근을 연속시켜서 겹침이음의 효과를 비교하였다. 국내에서는 아직 주철근이 겹침이음으로 연장된 중실원형교각의 거동에 관한 실험은 본 연구이전에는 수행되지 않은 것으로 파악되고 있다. 이러한 측면에서 연구의 의의가 있다고 할 수 있다.

## 2. 시험체의 설계와 제작

일반적으로 내진설계가 실시되지 않은 교각은 지진 시 크

게 휨파괴, 휨-전단파괴, 전단파괴, 주철근의 부착파괴, 기타 기초 및 연결부의 국부적인 파괴형태를 보이게 된다.<sup>(3)</sup> 본 연구에서는 전단파괴가 동반되지 않는 기존교각의 거동특성을 분석하는 것을 목표로 정하였다. 1987년도에 중부고속도로 상에 건설된 번천 3교의 중실원형교각을 대상으로 선정된 후 주철근이 겹침이음에 의해서 연장되고 콘크리트 강도가 다른 2기의 모델과 주철근이 겹쳐어지지 않고 연속되는 모델을 제작하여 준정적 수평반복(정부교변)하중의 재하 시험을 수행하였다.

대상 교각 원형의(prototype) 기하형상은 그림 1에 주어져 있는 바, 기둥의 직경은 3.5m이고 높이는 17.5m로서 형상비는 5이다. 주철근은 두 줄로 배열되어 있으며 피복 두께는 8.4cm이다. 교각 원형(prototype)의 구조적 특성과 시험시설의 규모와 성능을 고려하여 시험체를 다음과 같이 설계하고 제작하였다.

### 2.1 축소비

전단파괴 모드를 갖는 부재와 달리 휨 파괴의 경우 크기 효과(Size Effect)는 크지 않은 것으로 보고되고 있다. 그러나, 휨 파괴 모드 교각의 경우 변형능력은 내진역량에 관여하는 중요한 인자로 이의 정확한 평가는 매우 중요하다.<sup>(18)</sup> 만약 축소비가 지나치게 작아지게 되면 축소비에 따른 주철근의 직경이 작아져 상용 철근으로 대체하기 힘들어진다. 이런 경우, 축소비에 의해서 결정되는 소요 치수 보다 큰 직경의 주철근을 사용하여 주철근비를 일치시키는 것이 일반적이다. 교각의 변형성능은 교각구체의 변형뿐만 아니라 기초부에서 주철근의 뽑힘(pull-out)에 의한 변형으로 결정된다. 주철근의 뽑힘에 의한 변형크기는 주철근의 직경에 비례하므로 모델의 축소비에 의해서 산출되는 치수보다 큰 직경의 주철근을 사용하는 경우 변형능력을 과대 평가하게 된다.<sup>(19),(20)</sup> 축소비가 크면 반면에 시험시설의 용량을 초과할 수 있다. 본 연구에서는 이러한 사항들을 고려하여 축소비,  $S=1/3.5$ 가 선정되었다.

### 2.2 전단경간비(shear span ratio)

부재 단면의 유효깊이에 대한 하중 작용점 높이의 비로 정의되는 전단경간비는 부재의 파괴모드에 직접적으로 관련되는 값이다. 본 연구에서는 전단파괴가 배제된 순수 휨 파괴모드를 갖는 교각의 지진 시 거동특성을 파악하는 것이 주목적이다. 따라서, 중실원형교각모델의 높이는 prototype 교량에서의 형상비를 적용하여 단면직경의 5배가 되도록 하였다. 설계된 모델의 단면 직경은 1.0m, 기초 상부로부터 재하점까지의 높이는 5.0m로 설계하였다.

### 2.3 주철근의 겹침이음

교각의 소성현저영역에서의 주철근의 겹침이음은 횡철근의 상세와 함께 교량의 내진역량에 크게 영향을 미친다. 실교각의

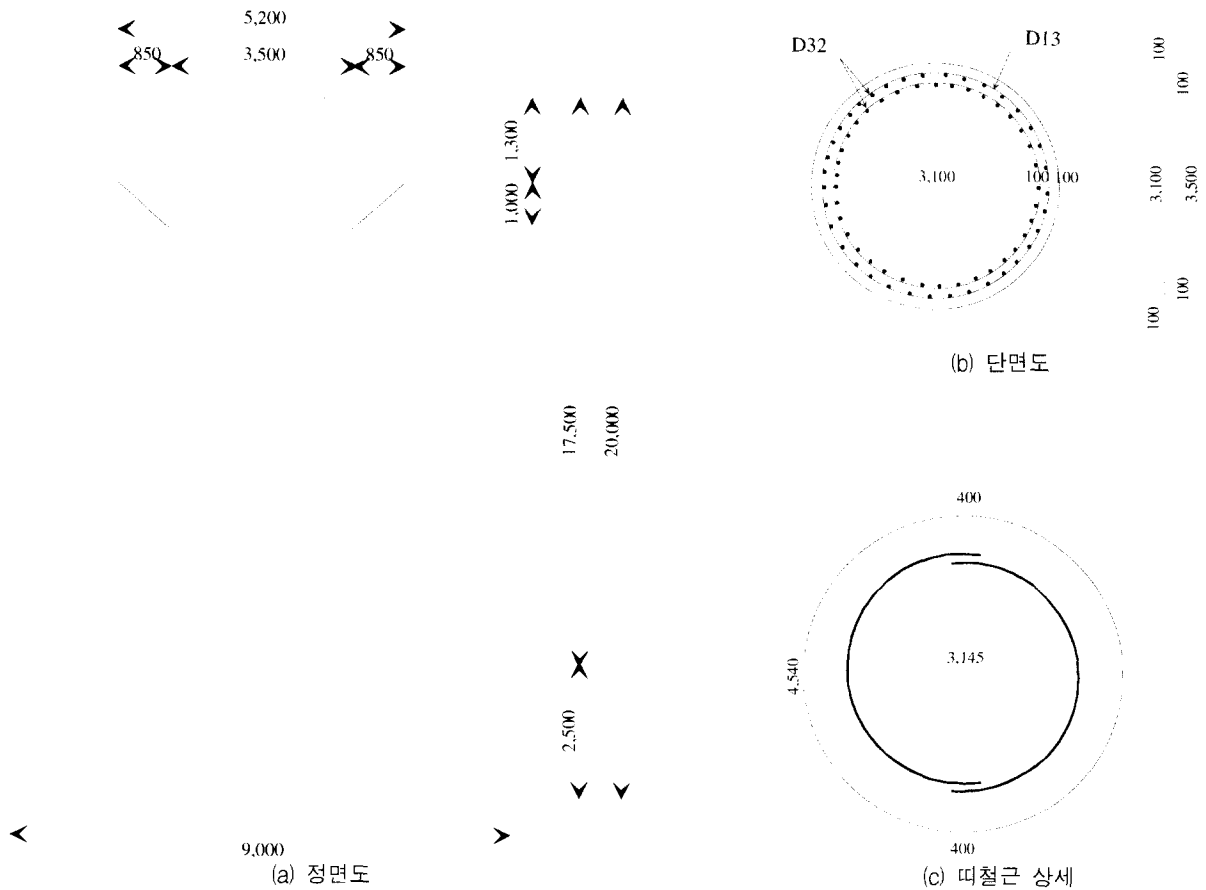


그림 1 교각 원형의 형상

주철근 겹침이음은 그 위치와 길이가 설계도에는 표시되어 있지 않으나 현장조사에 의하면 시공의 편의를 위하여 대부분 주철근을 소성힌지 영역에서 겹침이음을 실시했던 것으로 파악되었다. 특히, 겹침이음 길이에 대한 최소 요구가 만족된다면 교각의 주철근은 동일한 위치에서 모두 겹침이음을 하는 것이 일반적이었다. 따라서, 본 연구에서는 D13 철근을 기초상면에  $30 d_b$ 의 겹침이음 길이로 동일한 높이에서 한꺼번에 겹침이음을 하는 것으로 설계하였다. 교각 기부의 소성힌지영역을 교각단면직경(D)의 0.5D~1.0D로 가정하는 경우, 주철근의 겹침이음이 소성힌지영역내에 위치하게 된다. 기초부 정착은 교각 원형과 유사하게 갈고리를 사용하여 충분하게 철근강도를 발휘할 수 있게 하였다.

## 2.4 횡철근 배근 상세

실교각의 횡철근은 D13 철근으로 2개의 반원형태의 띠철근을 갈고리 없이 단순하게 길이 40cm의 겹침이음으로 시공되어 있다. 횡철근의 간격은 소성힌지영역에서 20cm이고 교각의 중앙부에서는 30cm이다. 축소모델의 횡철근 직경은 6mm로 하고 동일한 직경의 상용철근을 구할 수 없었기 때문에  $\phi 6$ (지름 : 6mm, 공칭면적 :  $0.283\text{cm}^2$ )의 와이어를 열처리하여 사용하였다. 모델에서 횡철근의 겹침이음은 19cm로 하여 횡철근 직경에 비례하도록 하였으며 간격은 동일한 횡철근비가 얻어지도록 소성힌지영역에서 8cm, 중앙부에서는 12cm로 하였다.

## 2.5 피복두께

기존교각은 횡철근비가 작고 그 이음상태(횡철근과 주철근 모두)가 겹침이음으로 매우 취약한 편이므로 횡철근의 구속 효과가 작을 것으로 예상된다. 주철근의 겹침이음부 위치가 최대 휨모멘트가 발생하는 교각하단에 위치하여 있으므로 반복하중 작용시에 주철근 겹침이음부에 미세균열이 발생하고 그에 따른 콘크리트의 유효인장강도 감소로 부착강도가 저하되어 주철근 겹침이음부의 부착파괴가 예상된다. 따라서, 콘크리트의 피복두께는 단순하게 축소비를 적용하는 것보다 주철근 겹침이음부의 부착파괴(bond failure) 모델을 고려하여 피복두께를 결정하는 것이 보다 합리적이라고 판단된다.<sup>(3)</sup> Prestley가 제안하는 식을 이용하여 실교각의 파괴면의 주변장  $p$ 를 계산하면 30.50cm이다. 축소모델에서 주철근 직경의 축소비를 고려하여 파괴면의 주변장의 길이를 계산하면  $12.38\text{cm}(p=30.50 \times 13/52)$ 가 되어 피복두께는 34.9mm로 계산된다. 실제 축소모델의 피복두께는 35mm로 결정하였다.

## 2.6 축력비

우리나라 교량의 교각 단면크기는 강도축면보다 교량의 받침수 및 배열에 의하여 결정되는 경우가 많아 대체적으로 크게 설계되고 있다. 따라서, 축력비는 압축강도의 5~10% ( $0.05 \sim 0.10 A_s f_{yk}$ ) 정도로 매우 낮은 것이 일반적이다.<sup>(21)</sup> 본 연구의 축소모델에 가한 압축력은 71tonf로 압축강도의 약 4%

정도로 실교각에 비해 다소 낮은 수준이다.

표 1에서는 교각원형과 시험 모델의 설계 규격을 비교하였다. 그리고 축소모델의 철근배근도는 그림 2에 제공되어 있다.

2.7 재료특성

설계자료에 의하면 국내 교량의 콘크리트 설계압축강도는 210~280kgf/cm<sup>2</sup>이며 철근은 SD30( $f_y=3000\text{kgf/cm}^2$ )이

표 1 실교각과 축소모델의 상세비교

		원형	축소모델(1/3.5 Scale)
D : 지름(m)		3.5	1.0
H : 높이(m)		17.5	5.0
주철근	지름	D32	D13
	철근비(%)	0.858	0.855
횡철근	지름	D13	φ6
	Spacing (소성힌지부)	20cm	8cm
	철근비(%)	0.158	0.151
피복두께(cm)		8.4cm+18.4cm(2열배열)	3.5cm
축력		0.05~0.10 $f_{ck}A_g$	0.0378 $f_{ck}A_g$ (=71.20tf)

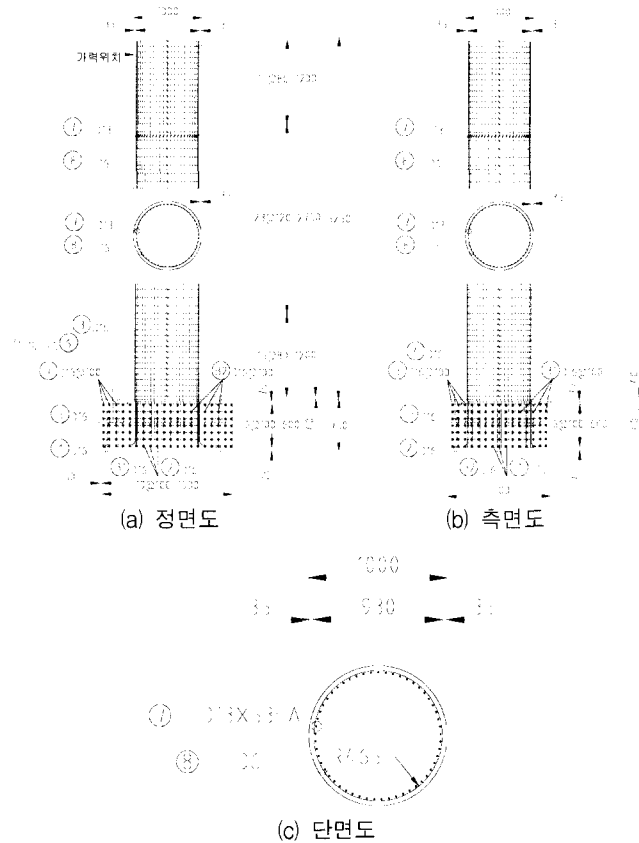


그림 2 시험체의 교각상세도

표 3 시험구성행렬(test matrix)

시험체	분류 기호	주철근 이음	횡철근 배근	콘크리트 강도	실험목적
SC1	SC-LS-H	겹침이음	비내진상세	313	기존교각의 거동특성
SC2	SC-LS-L	겹침이음	비내진상세	152	콘크리트 강도의 영향
SC3	SC-CT-H	단순연속	비내진상세	313	주철근 겹침이음의 영향

주로 사용되었다. 모델 제작시 콘크리트의 타설은 교각하부와 나머지 부분으로 2차례로 나누어 실시하였으며 굵은 골재의 치수는 피복두께 등을 고려하여 19mm로 하였다. 28일 양생 후 KS F 2405에 따른 공시체(φ15×30cm)의 압축강도테스트 결과에 따르면 모델 SC1 및 모델 SC3(주철근의 겹침이음을 두지 않은 모델)의 경우는 기초부에서 평균 311kgf/cm<sup>2</sup>, 교각부에서 평균 313kgf/cm<sup>2</sup>의 강도를 얻었으며 모델 SC2의 경우는 기초부의 경우 평균 142kgf/cm<sup>2</sup>, 교각부의 경우 평균 152kgf/cm<sup>2</sup>의 강도를 얻었다.

축소모델의 주철근은 교각 원형과 동일재료인 SD30( $f_y=3000\text{kgf/cm}^2$ )의 철근을 사용하였다. 실교각의 띠철근은 주철근과 동일하게 SD30( $f_y=3000\text{kgf/cm}^2$ )을 사용하였으나 축소모델의 경우 φ6(지름 : 6mm, 공칭면적 : 0.283cm<sup>2</sup>)의 와이어를 열처리하여 사용하였다. 그림 3은 열처리된 횡철근의 응력-변형률 곡선으로 항복강도는 대략 4000kgf/cm<sup>2</sup> 정도이다. 표 2에는 시험체별로 재료 특성이 주어져 있다.

2.8 기초부

실제 지진발생 시 기초부도 취약부로 손상의 위험이 있으나 본 연구에서는 충분한 강도를 발휘하도록 설계하여 기초부의 파괴를 방지하였다.

시험체별로 설계의 변화는 표 3에 요약하였다.

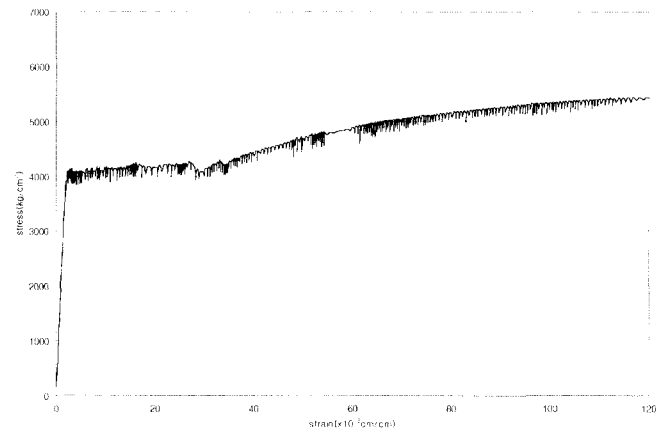


그림 3 횡철근의 응력-변형률 곡선

표 2 시험체 재료특성

시험체	콘크리트 압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )		주철근(kgf/cm <sup>2</sup> )		횡철근(kgf/cm <sup>2</sup> )	
	기초부	교각부	$f_y$	$f_u$	$f_{yh}$	$f_{uh}$
SC1	311	313	4000	5980	4000	5500
SC2	142	152				
SC3	311	313				

### 3. 준정적 반복재하실험

#### 3.1 하중재하

본 연구에서는 교각의 내진역량을 평가하기 위하여 축력이 가해진 상태에서 수평력을 주기적으로 반복하여 가하였다. 실험장치는 그림 4와 같이 구성하였다. 축력재하장치는 수평력에 의한 교각의 소성 변형시에도 시험체의 상부에 부가 모멘트가 걸리지 않도록 하고 시험체의 수평 변위와 함께 회전 가능하도록 설계되었다. 그림 5는 실제 모델의 설치 사진이다.

본 실험에서는 교각강도의 약 4%에 해당하는 71tonf의 축력을 ENERPAC사의 용량 100tonf 오일 잭을 이용하여 모델 상부에 가하였다. 수평력은 MTS사의 stroke가 ±10in.(254mm) 이고 용량 2000kN의 hydraulic actuator를 이용하여 변위제어

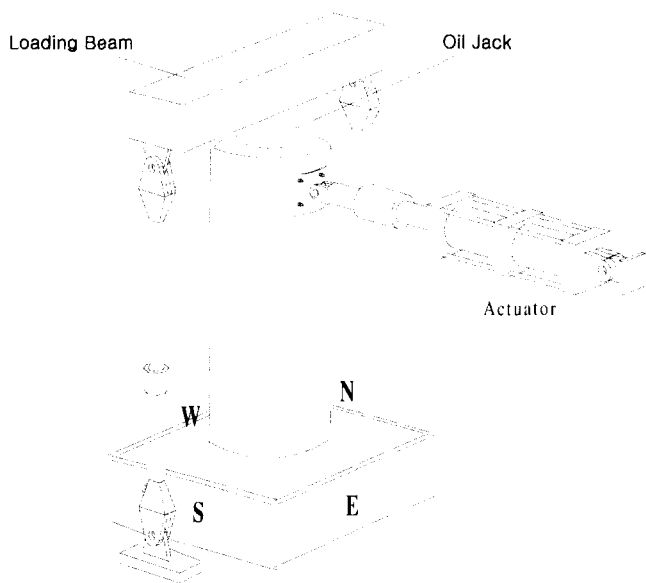


그림 4 실험 개요도

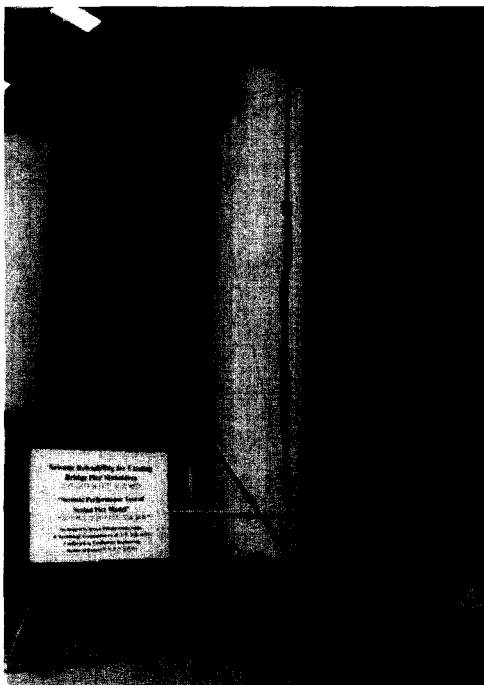


그림 5 시험체 설치

방식으로 주기하중을 반복하여 가하였다.

수평력을 가할 시에는 반복회수와 하중의 증분크기를 결정하는 것이 중요하다. 실제 지진 시에 예상되는 구조물의 거동특성을 고려하여 이와 유사하게 정적하중을 주기적으로 가하는 것이 바람직하지만 이를 파악하기는 쉽지 않다. 따라서, 본 연구에서는 각 변위진폭에서 주기하중의 반복횟수를 2회로 정하고 주기하중 변위진폭의 증분은 항복변위,  $\Delta_y$ 의 1/2로 취하여 그림 6과 같은 방법으로 재하하였다.

항복변위의 결정에는 여러 가지 방법이 사용되는데, Priestley와 Park이 제안한 공식을 채택하였다.<sup>(22)</sup> 먼저, 교각에서 실측된 재료값들을 이용한 해석을 통하여 콘크리트 압축연단의 극한 변형률이 0.003인 상태에서의 이론적 수평내하력  $P_i$  (ideal lateral load capacity)을 구하고 축소모델에  $0.75 P_i$ 을 미는 방향과 당기는 방향으로 가하여 각각의 변위  $\Delta_{0.75}$ ,  $\Delta_{0.75}$ 를 구한다. 이를 외삽법에 의해 각 방향에 대한 항복변위  $\Delta_{y1}$ ,  $\Delta_{y2}$ 를 결정하고 이를 평균하여 항복변위  $\Delta_y$ 를 그림 7에서와 같이 구하였다. 이를 종합하여 나타내면 다음의 식 (1)과 같다.

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{y1} + \Delta_{y2}}{2} = \frac{\Delta_{0.75} + \Delta_{0.75}}{2 \times 0.75} \quad (1)$$

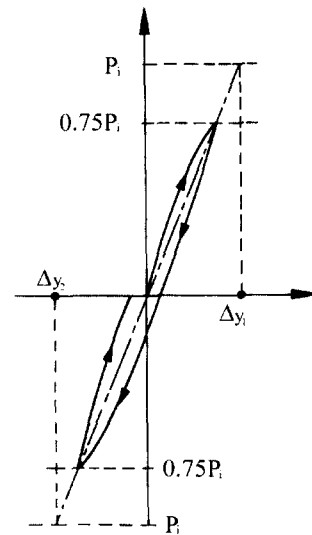


그림 6  $\Delta_y$ 의 결정방법

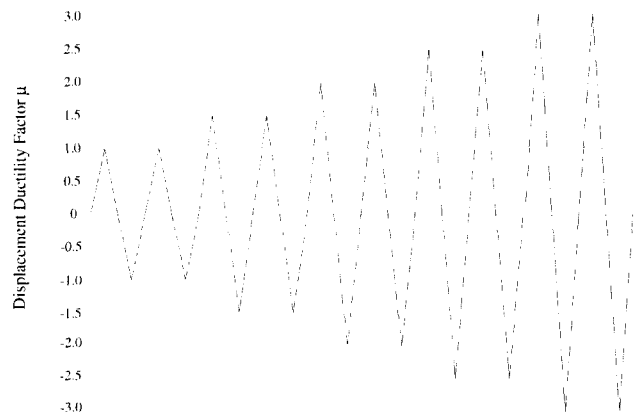


그림 7 하중 재하 방식

### 3.2 계측

수평하중 재하에 따른 교각의 거동특성을 파악하기 위하여 아래와 같은 계측항목을 설정하고 그림 8과 같이 계측장치를 설치하여 계측하였다. 이를 요약하면 표 4와 같다.

#### 3.2.1 철근 변형률

##### ① 주철근의 변형률

하중 재하에 따른 주철근의 변형률을 측정하기 위하여 교각의 동쪽면 및 서쪽면에 위치한 최외측 철근에 strain gauge를 부착하였다. 이들 변형률을 측정함으로써 주철근의 항복 변형시의 하중을 파악할 수 있으며 하중 재하에 따른 주철근의 변형률분포를 측정할 수 있다. 특히 교각기초로부터 교각부로 이어지는 주철근과 여기에 겹침이음되어 교각상단까지 배근된 주철근의 변형률을 별개로 측정하기 위하여 strain gauge를 각각 설치하였다. 따라서, 주철근 겹침이음부에서의 변형률을 각각 검토함으로써 슬립과 같은 현상을 정량적으로 계측할 수 있다.

이에 추가하여 기초부의 주철근에도 strain gauge를 부착하여 기초부에 매입된 주철근에 변형률 분포를 파악할 수 있도록 하였다. 이러한 변형률 분포로부터 주철근의 뽑힘량을 계산할 수 있다.

##### ② 띠철근의 변형률

기초부로부터 1m 위치까지 위치한 띠철근의 동서쪽면에 strain gauge를 부착하였다. 띠철근의 변형률로부터 하중재하에 따른 띠철근의 횡구속효과를 파악할 수 있다.

#### 3.2.2 시험체의 변위 측정

하중재하에 따른 시험체의 변위는 교각의 내진성능을 파악하기 위하여 가장 중요한 정보이다. 시험체의 횡방향 변위를 측정하기 위하여 기초상면에서 50cm, 100cm, 200cm, 500cm의 위치에 LVDT를 설치하였으며 동일한 위치에 광파측정용 타겟을 부착하여 광파측정으로 교각의 변위 계측을 병행하였다. 이를 통하여 교각의 전체적인 변형을 파악할 수 있다.

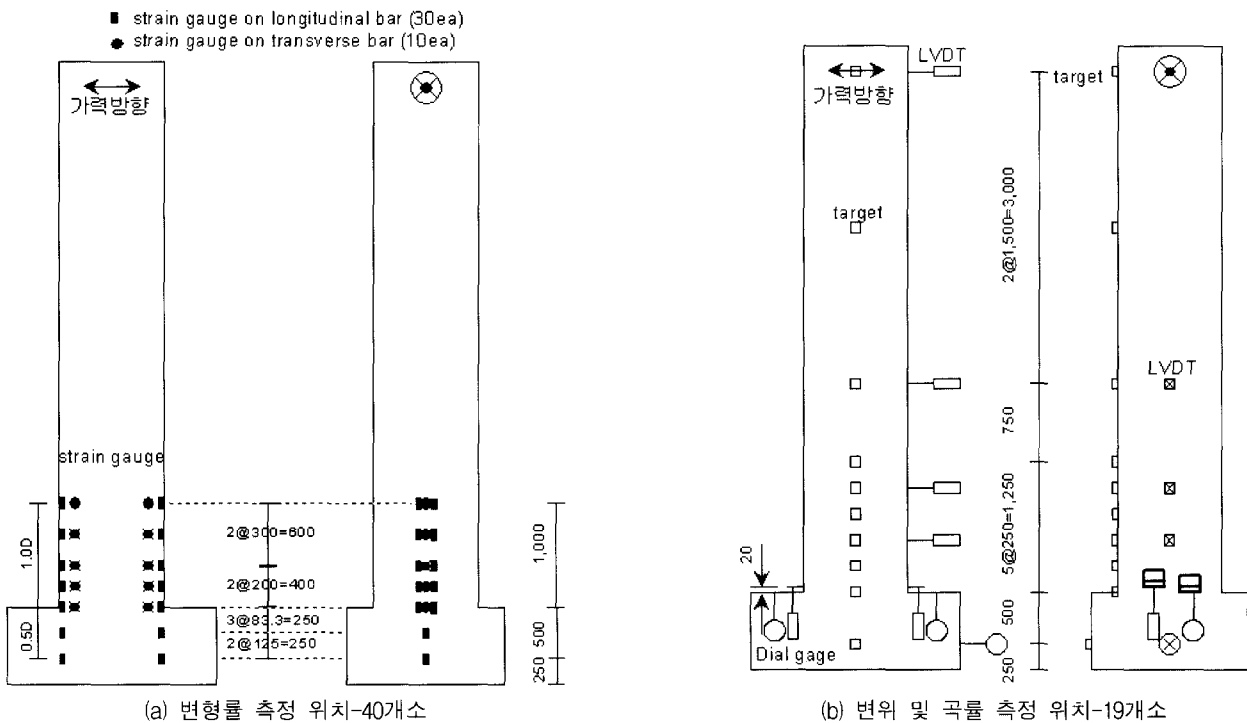


그림 8 계측장치 설치도

표 4 계측항목

계측항목	설치위치	설치개수	계측목적
주철근 변형률	동서쪽 최외측 주철근	26	주철근 변형률 및 항복상태, 슬립 변형률 분포에 따른 뽑힘량 계산
교각부 기초부	"	4	
띠철근 변형률	띠철근의 동서쪽 양면	10	띠철근의 구속효과
교각 변위	교각부(50, 100, 200, 500cm)	4	교각 변형형태
주철근 뽑힘량	기초상단 20mm 상부(양측)	2	주철근 뽑힘량
기초부 변위	기초부	3	기초부의 이동, 회전 및 들림량
균열 및 파괴모드			균열진전 형태 및 최종파괴모드

### 3.2.3 주철근의 뽕힘량

기초부 주철근의 strain penetration에 의한 뽕힘량을 직접 측정하기 위하여 기초상면에서 20mm 상부에 앵글을 부착하고 dial gauge를 설치하여 주철근의 뽕힘량을 직접계측하였다. 기초부 주철근의 변형분포에 의하여 계산되는 뽕힘량과 서로 비교함으로써 차이점을 고찰할 수 있다.

### 3.2.4 기초부의 변위량

수평하중의 증가에 따른 기초부의 지지력 부족으로 기초부의 이동, 회전 또는 들림과 같은 예기치 못한 변위가 발생할 수 있다. 이를 계측하기 위하여 기초부에 3개의 dial gauge를 설치하여 기초부의 이동, 회전 및 들림량 등을 측정하였다.

### 3.2.5 균열진전 및 파괴모드

각 하중 사이클마다 균열의 양상을 관찰하고 최종 파괴모드를 확인하였다.

## 4. 실험 결과 및 분석

### 4.1 계측의 일반적 관찰과 항복변위

계측결과 주철근의 변형률에 대해서는 신뢰성 있는 값을 얻지 못하였다. 일단, 교각에 균열이 발생하면 균열면 사이의 주철근의 응력상태는 정현파와 유사한 분포를 가지게 되어 일정하지 않다.<sup>(23)</sup> 따라서, 변형률계가 부착된 위치에 따라 각기 다른 변형률 값을 주게된다. 이러한 이유로 주철근의 변형률로써 항복시의 하중을 예측하기는 매우 힘들다. 특히 교각의 변형이 커지면 주철근의 변형률도 커져 변형률계가 파손되어 소성상태에서의 변형률을 얻는데는 실패하였다. 띠철근에 대해서도 마찬가지로 신뢰성 있는 계측결과를 얻지 못하였다.

하중 재하에 따른 기초부의 이동량을 계측한 결과 이들 값은 무시할 정도로 매우 작은 값이다. 따라서, 기초부의 변위는 교각의 변형에 영향을 거의 주지 않았음을 확인하였다.

LVDT와 광파측정에 의해 계측한 시험체의 변위는 유사한 값을 주었다. 우선 실험의 재하패턴에 기준이 되는 항복변위를 계측된 값으로부터 모델 SC1, SC2 및 모델 SC3에 대하여 계산하면 각각 식 (2), 식 (3), 식 (4)와 같다.

$$\Delta_y = \frac{20.800 + 21.425}{2(0.75)} = 28.15(mm) \approx 28(mm) \quad (2)$$

$$\Delta_y = \frac{24.050 + 26.275}{2(0.75)} = 33.55(mm) \approx 34(mm) \quad (3)$$

$$\Delta_y = \frac{31.500 + 27.475}{2(0.75)} = 39.32(mm) \approx 39(mm) \quad (4)$$

### 4.2 손상과정과 파괴모드

수평하중재하에 따른 교각의 균열진전 상황과 최종파괴양상은 지진 시 교각의 피해를 예측하는데 매우 중요한 정

보를 제공하게 된다. 모델 SC1 과 모델 SC2의 경우 외형적인 제원으로는 휨파괴가 지배적인 시험체임에도 불구하고 피복콘크리트의 박리, 주철근의 좌굴로 이어지는 전형적인 휨파괴의 특징을 나타내지 않았다. 상당히 작은 소성변위에서 피복콘크리트의 박리에 앞서 수평저항력이 급격히 감소되는 파괴형상을 보였다. 이는 소성힌지 영역내에서의 주철근의 겹침이음부에서의 슬립으로 인한 것으로 파악된다.

그러나 주철근의 겹침이음을 두지 않은 모델 SC3의 경우, 상기 모델과는 달리 피복콘크리트의 박리, 주철근의 좌굴로 이어지는 전형적인 휨파괴의 특징을 나타내었으며 상당한 연성적인 거동특성을 보였다.

모델 SC1의 손상과정에 대하여 먼저 상세하게 기술하고자 한다. 하중  $P=0.50 P_i$  재하시 동쪽 교각면에서는 기초부로부터 높이 100cm, 150cm의 위치에 남북쪽으로 각각 길이 100cm, 40cm의 최초의 수평균열이 발생하였다. 서쪽 교각면에서는 주철근의 겹침이음이 위치한 기초부로부터 높이 42cm의 위치에 남북쪽으로 길이 120cm의 커다란 최초의 수평균열이 발생하였다. 하중  $P=0.75 P_i$  재하시 동, 서쪽 양 교각면에서 유사하게 하중  $P=0.50 P_i$ 에서 생긴 수평균열의 진전과 이를 기준으로 상하로 수많은 수평균열이 발생되었다. 그런데, 주철근의 겹침이음이 존재하는 높이 0~39cm까지는 미소한 수평균열 외에는 주목할 만한 수평균열이 발생하지 않았고 가장 큰 수평균열이 주철근의 겹침이음 바로 위인 높이 40cm 근처에서 생성되고 주로 높이 40~120cm에 집중되었다. 이는 주철근의 겹침이음부에서는 실제로 주철근의 양이 다른 곳에 비해 2배가 되므로 비록 휨모멘트가 크더라도 나중에 균열이 발생하고 주철근의 겹침이음 바로 윗부분에서 수평균열이 집중되는 것으로 판단된다.

소성변위  $\mu_d=1.0$ 의 첫 번째 사이클에서 주철근의 겹침이음부인 높이 0~39cm의 위치에서 동쪽 교각면에서는 높이 25cm, 35cm의 위치에 각각 40cm, 130cm의 수평균열이 발생하였으며 서쪽면에서는 높이 20cm의 위치의 수평균열이 100cm 가량 진전되었다. 또한, 그 이외의 부분에서 새로운 수평균열의 생성과 진전이 확인되었다. 이는 앞에서 언급한 것처럼 주로 높이 40~120cm에 집중되었다. 두 번째 사이클에서는 이러한 현상이 심화되었다. 특히, 사이클이 증가하면서 교각의 동, 서쪽 양표면에서 높이 39cm 부근의 수평균열은 그 폭과 길이가 현저하게 진전되는 것을 확인하였다. 이는 주철근의 겹침이음부의 위치와 관련하여 생각해 볼 때, 휨모멘트는 기초부에 인접한 단면에서 가장 크지만 겹침이음이 끝나는 선단부가 가장 취약한 곳임을 시사한다.

소성변위  $\mu_d=1.5$ 의 첫 번째 사이클에서 동쪽 교각면에서 횡방향 중앙부, 북쪽 40cm, 남쪽 20cm의 위치에 높이 40cm의 위치로부터 하향으로 수직균열이 발생하였다. 또한, 서쪽면에서는 횡방향 중앙부와 북쪽으로 10cm의 위치에서 높이 40cm의 위치에서 길이 10cm 가량의 수직균열이 하향으로 발생하였고 그외의 작은 수직균열이 기초부와 인접한 부근에서 많이 생성되었다. 두 번째 사이클에서는 동, 서쪽 양면

에서 위에서 생긴 수직균열이 하향으로 진전되었다.

소성변위  $\mu_d=2.0$ 에서는 수평균열은 기존의 균열이 진전되는 수준에서 머물렀다. 하지만, 주철근의 겹침이음부가 있는 기초부에서 높이 0~39cm의 위치까지 동쪽 교각면에서 갑작스럽게 수많은 수직균열이 발생하였고 하중은 급격히 감소하였다. 서쪽 교각면에서는 이 위치에서 미소한 수직균열의 생성이 관찰되었다.

소성변위  $\mu_d=2.5$ 에서는 동쪽 교각면에서는 대체로 더 이상의 균열의 진전은 보이지 않았다. 하지만 서쪽 교각면에서는 동쪽 교각면에서  $\mu_d=2.0$ 에서 일어난 갑작스러운 수직균열이 주철근의 겹침이음부인 기초부에서 높이 0~39cm에서 관찰되면서 급격한 하중의 저하가 있었다. 이러한 현상은 주철근의 겹침이음부의 부착파괴를 나타내는 현상으로 판단된다. 즉, 수직균열의 발생으로 인하여 콘크리트의 주철근 겹침이음부의 구속력이 저하되어 슬립(slip)이 발생하는 것으로 사료된다.

소성변위  $\mu_d=3.0$ 에서 동쪽 교각면에서는 더 이상의 균열의 진전은 보이지 않았으며 서쪽 교각면에서는 추가의 수직균열이 주철근의 겹침이음부에서 관찰되었으면 두 번째 사이클에서는 이러한 수직균열이 주철근의 겹침이음부가 아닌 윗부분으로 진전되는 것을 관찰할 수 있었다.

모델 SC1의 파괴시의 균열 발생상황을 그림으로 나타내면 그림 9와 같다. 그림 10은 실험이 완료된 모델 SC1의 사진이다.

모델 SC2의 파괴양상은 모델 SC1과 매우 유사한 파괴양상을 보였으며 특히 기초와 교각의 경계부에서 주철근의 뺨힘현상이 다소 크게 나타났다. 하중  $P=0.50 P_i$  재하시 동쪽

교각면에서는 기초부로부터 높이 70cm 위치에 수평균열이 발생하여 하중  $P=0.75 P_i$ 의 두번째 재하 사이클에서 주철근 겹침이음부의 선단위치인 40cm 위치에 수평균열이 발생하여 진전되었다. 소성변위  $\mu_d=1.0$ 의 첫 번째 사이클에서 동쪽 교각면에 하향 수직균열이 발생하였으며 두 번째 사이클에서는 동쪽면에 높이 20cm 위치에서 45°의 경사균열이 발생하였다. 소성변위  $\mu_d=1.5$ 에서 수직균열이 심화되어 기초부와 인접한 교각의 하단부에 심한 손상이 발생하였고 소성변위  $\mu_d=2.0$ 에서는 수평저항력을 상실하였다. 모델 SC2의 균열양상 및 파괴양상은 그림 9 및 그림 10과 매우 유사하다.

주철근의 겹침이음이 없는 모델 SC3는 모델 SC1, 모델 SC2와 다르게 수평하중에 대하여 상당히 균일한 수평균열이 발생하였으며 하중의 증가에 따라 압축측 콘크리트 피복이 박리되고 주철근이 좌굴되는 전형적인 휨파괴의 형태를 보였다.

하중  $P=0.50 P_i$  재하시 동쪽 교각면에서는 기초부로부터 높이 20~140cm의 위치에 남북쪽으로 길이 40~160cm의 수평균열이 발생하였고 서쪽 교각면에서는 기초부로부터 높이 10~160cm의 위치에 남북쪽으로 길이 40~150cm의 수평균열이 발생하였다. 하중  $P=0.75 P_i$  재하시 동, 서쪽 양면에서 유사하게 하중  $P=0.50 P_i$ 에서 생긴 수평균열의 진전과 이를 기준으로 상하로 수많은 수평균열의 생성을 관찰할 수 있었다. 주철근의 겹침이음으로 인하여 겹침이음부의 선단에 균열이 집중된 모델 SC1 및 SC3와는 다르게 수평균열의 분포가 상당히 분산되어 있고 높이 0~20cm의 기초부에 인접한 곳에서 뚜렷한 수평균열을 발생하였다. 소성변위  $\mu_d=1.0$  재하시, 동쪽 교각면에서 높이 20cm의 수평균열의 폭이 다른 곳에 비해 증가했고 높이 0~180cm에서 작은 균열의 생성과

Crack Pattern (SC1) 3Δ - EAST

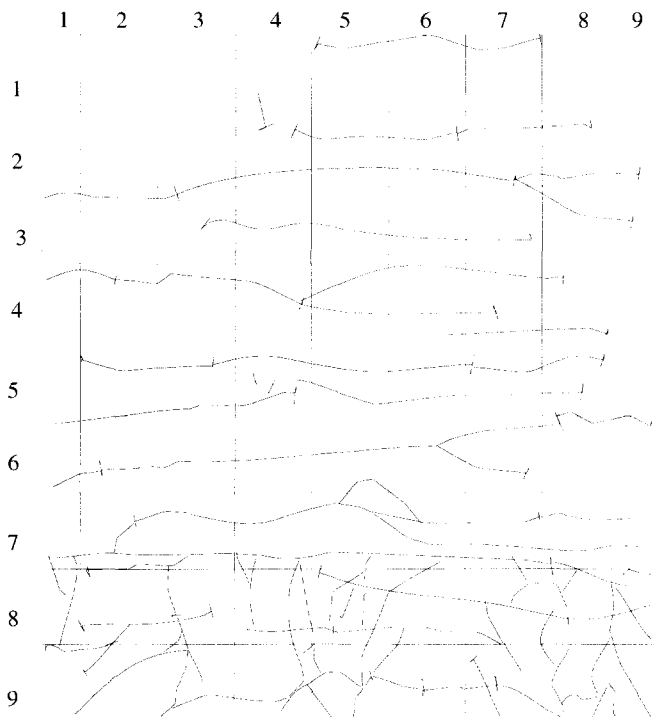


그림 9 균열발생 현황(모델 SC1)

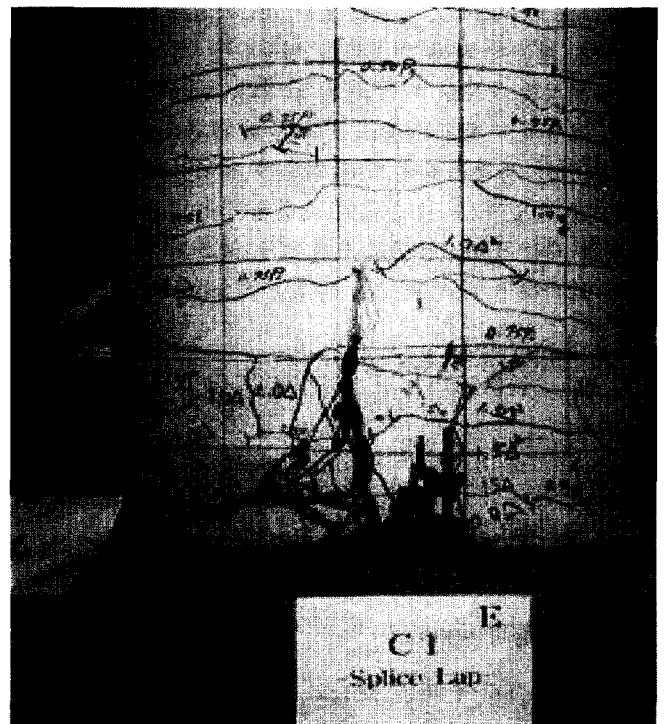


그림 10 최종파괴 모습(모델 SC1)



기존 균열의 진전을 관찰할 수 있었다. 서쪽 교각면에서도 동쪽 교각면과 유사한 현상이 나타났으며 중앙에서 북쪽으로 60cm 되는 곳에서 높이 0~20cm에 작은 diagonal crack 이 발생하였다. 소성변위  $\mu_d=1.5$  재하시, 동쪽 교각면에서는 남쪽으로 60cm 되는 곳에서 높이 10~20에 작은 수직균열이 발생하였으며 높이 20cm에 위치한 수평균열이 뚜렷해지는 것과 작은 기존 균열의 진전을 확인할 수 있었다. 서쪽 교각면에서 높이 0~20cm 사이에 추가의 수직균열의 생성과 높이 20cm 위치에서 뚜렷한 수평균열 진전과 작은 기존 균열의 진전을 확인할 수 있었다. 소성변위  $\mu_d=2.0$ 의 첫 번째 사이클에서 동쪽 교각면에서 갑작스럽게 높이 0~40cm 사이에 수많은 수직균열이 생성되었으며 서쪽 교각면에서도 이 위치에서 수많은 수직균열이 생성되기 시작했다. 또한, 높이 20cm에 위치한 수평균열의 폭이 점점 더 커지는 것을 확인할 수 있었다. 두 번째 사이클에서는 이러한 현상이 더욱 심화되었다. 소성변위  $\mu_d=2.5$ 에서는 양쪽 교각에서 계속적으로 높이 0~50cm에 수많은 수직균열이 생성되었고 기존의 수직균열은 보다 커졌다. 여전히 높이 20cm의 수평균열의 폭이 증가하였으며 높이 30cm의 수평균열의 폭도 뚜렷해지기 시작하였다. 소성변위  $\mu_d=3.0$  재하시 첫 번째 하중재하 사이클의  $+3\Delta_y$ 에서 변위가 0인 점으로 하중이 제하(unloading) 될 때 동쪽 교각면에서 높이 10~40cm에서 최초의 박리(spalling)가 관찰되었으며 다시 변위가 0에서  $-3\Delta_y$ 로 하중이 재하될 때 박리는 높이 0~50cm를 점유할 만큼 발전하였다. 하지만, 서쪽 교각면에서는 높이 0~60cm에서 추가의 수직균열이 발생할 뿐 좌굴은 나타나지 않았다. 소성변위  $\mu_d=3.5$ 에서는 동쪽 교각면의 좌굴은 점점 심화되었다. 서쪽 교각면에서는 두 번째 사이클의 변위가 0에서  $+3\Delta_y$

로 하중이 재하될 때 높이 0~60cm에서 최초의 좌굴이 관찰되었으며 이는 동쪽 교각면보다 훨씬 급작스럽게 형성되었다. 띠철근은 겹침이음 때문에 좌굴이 일어난 후에는 거의 구속효과를 발휘하지 못하고 반복하중에 따라 겹침이음부에서 슬립(slip) 현상이 반복적으로 나타났다. 모델 SC3의 파괴시의 균열 발생상황을 그림으로 나타내면 그림 11과 같다. 그림 12는 실험이 완료된 모델 SC3의 사진이다.

4.3 다른 연구와의 비교

서론에서 기술한바와 같이 미국의 1971년 이전에 설계된 콘크리트교각은 충분한 내진성능을 확보하고 있지 못하다. 횡철근은 단순한 겹침이음으로 교각의 단면크기에 관계없이 12in 간격으로 배근되었으며 주철근도 직경의 20배의 겹침이음을 가지고 기초상단에서 겹침이음되는 것이 일반적이었다. Chai 등은 이러한 철근상세를 가진 교각의 휨연성을 향상시키기 위해 기존 중실원형교각의 축소모델 실험을 수행하였다.<sup>(11)</sup> 모델 SC1의 직경은 24in, 높이는 144in로 형상비가 6인 휨 파괴가 지배적인 모델이다. 횡철근은 단순 겹침이음되었으며 철근비는 0.17%로 본 연구의 모델과 유사하다. 주철근은 직경의 20배의 겹침이음길이를 기초상단에서 겹침이음 되어 있어 본 모델의 겹침이음길이 보다 다소 짧다. 축력은 단면강도의 18%를 재하하여 다소 높은 편이다. 모델 SC2는 주철근으로 연속철근을 사용하였으며 그 외는 모델 SC1과 동일하다. 모델1의 경우,  $P=0.75P_i$ 에서 교각하부에서 수직균열이 처음으로 발생하였다. 변위소성을  $\mu_d=1$ 에서 교각의 피복콘크리트의 박리가 발생하여  $\mu_d=1.5$ 에서 심화되어 심각한 강도 저하가 발생하여 파괴에 이르렀다. 모델 2의 경우  $\mu_d=5$ 의 첫 번째 사이클까지는 파괴가 발생하지 않

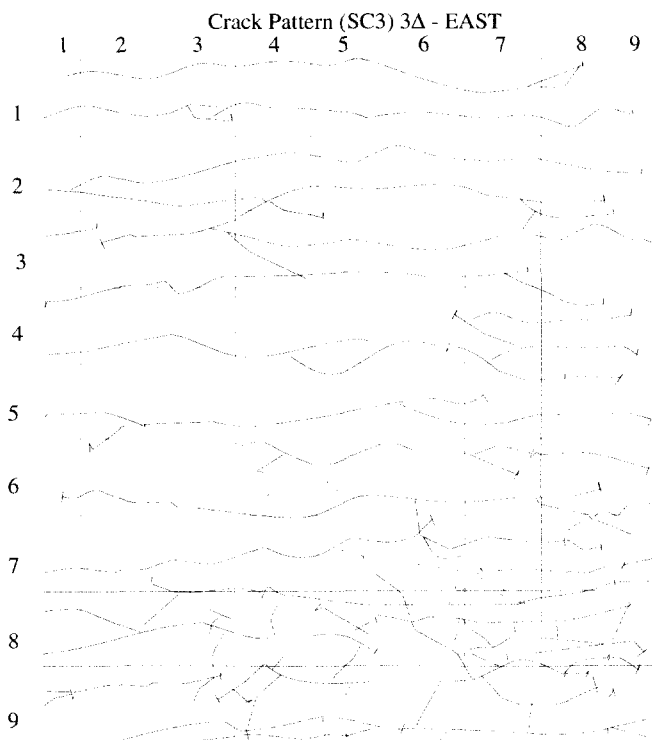


그림 11 균열발생 현황(모델 SC3)

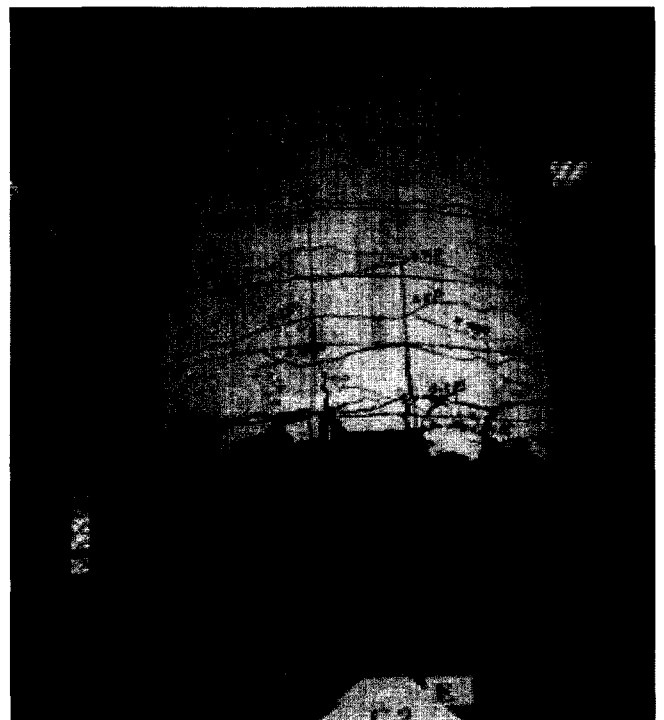


그림 12 최종파괴 모습(모델 SC3)

았으며 그 이후 횡철근의 구속력 부족에 따른 주철근의 좌굴로 콘크리트 압축영역이 손상되어 파괴에 이르렀다. 두 모델의 하중-변위이력곡선은 본 연구의 것과 매우 흡사하며 파괴시의 연성도도 거의 동일한 수준을 나타내고 있다.

국내에서는 주철근이 겹침이음된 중실원형단면 교각의 내진성능실험은 본 연구외에 아직 수행된 바가 없다. 이재훈 등은 내진설계가 수행되지 않은 서해대교 교각의 내진성능을 검토하기 위하여 축소모델 실험을 수행한 바 있다.<sup>(16)</sup> 단면형상은 육각형 중공단면이며 주철근은 철근직경의 30배의 겹침이음길이 가지고 겹침이음 되어 있다. 이 때 겹침이음은 교각의 동일한 높이에서 전부 수행되지 않고 주철근을 1본 건너 겹침이음되어져 있다. 콘크리트 강도 270kgf/cm<sup>2</sup> 및 360kgf/cm<sup>2</sup> 모델 모두 피복콘크리트박리, 주철근의 좌굴에 의한 강도 저하를 나타내는 전형적인 휨 파괴 모드를 나타내었다. 주철근이 파단되는 시점을 파괴로 정의하고 계산한 변위연성도는 강도 270kgf/cm<sup>2</sup> 모델이 5.5 이상, 강도 360kgf/cm<sup>2</sup> 모델이 3.6이었다. 소성힌지 영역에서의 주철근의 겹침이음에도 불구하고 비교적 큰 연성도를 나타내고 있는 것이 겹침이음이 엇갈려서 수행된 결과인지 중공단면의 특성에 의한 것인지는 아직 분석되고 있지 않다.

정영수 등은 내진설계가 수행되지 않은 중실원형단면 교각의 거동특성 실험을 수행한 바 있다.<sup>(15)</sup> 모델의 단면크기에 대한 교각높이는 3.94이며 주철근은 연속철근을 사용함으로써 겹침이음을 두고 있지 않으며 축력은 압축강도의 9%를 가하였다. 모델은 전형적인 휨 파괴 모드로 파괴되었으며 파괴시까지의 변위연성도는 5 이상으로 보고하고 있어 본 연구의 결과와 매우 유사하다.

#### 4.4 수평내하력-변위 관계

##### 4.4.1 하중-변위 이력곡선

그림 13은 모델 SC1의 하중-변위 이력곡선을 나타내는 그림이다. 소성변위  $\mu_d=1.5$ 까지는 비교적 안정적인 이력곡선(hysteresis loop)의 특성을 보이다가 그 후 수평 내하력이 급격하게 저하되는 것을 알 수 있다. 이는 이 지점에서 주철근 겹침이음부의 부착파괴(bond failure)가 일어나는 것으로 판단된다.  $\mu_d=1.5$ 에서 수직균열의 발생이 많아지기 시작하여  $\mu_d=2.0$ 에서 갑작스럽게 수직균열이 심화되다가 그 이후로는 더 이상의 진전을 보이지 않는 사실이 이를 뒷받침하고 있다. 항복변위는 28mm이었고, 최대 수평력은 변위가 42mm일 때 258kN으로  $P_i$ 의 97.40%의 성능을 나타내었다. 하중이 최대일때의 연성도는  $\mu_m=1.5$ 이었으며 파괴 시(최대 내하력이 80%로 저하되는 때로 정의)의 연성도는  $\mu_f=1.5$ 이었다.  $\mu_f/\mu_m = 1.0$ 으로 최대내하력 후 급격하게 내하력이 감소하는 것을 알 수 있다.

그림 14는 모델 SC2의 하중-변위 이력곡선이다. 모델 SC1과 유사하게 소성변위  $\mu_d=1.5$ 까지는 안정적인 이력곡선(hysteresis loop)의 특성을 보이다가 그 후로 갑작스럽게 수

평내하력이 저하되었다. 최대수평력은 변위가 51mm일 때, 250kN으로 이는  $P_i$ 의 94.39%에 해당한다. 최대하중 연성도는  $\mu_m=1.5$ 이었으며 파괴 연성도는  $\mu_f=1.5$ 이었다.

그림 15는 주철근 겹침이음이 없는 모델 SC3의 하중-변위 이력곡선으로 대체적으로 안정적인 이력곡선(hysteresis loop)의 특성( $\mu_f/\mu_m=1.29$ )을 보여주었다.  $\mu_d=3.0$ 에서 동쪽교각 면에서 최초로 좌굴이 발생하였는데 그 후 수평내하력의 저하로 완만하게 성능이 저하되는 것을 알 수 있다. 최대 수평력은 변위가 117mm일 때, 259kN으로 이는  $P_i$ 의 98.98%에 해당한다. 최대하중 연성도는  $\mu_m=3.5$ 이었으며 파괴 연성도는  $\mu_f=4.5$ 로 연성도의 증가를 확인할 수 있었다.

이러한 것을 살펴볼 때 교각내 주철근의 겹침이음이 있는 경우에는 부착파괴로 연성도를 감소시켜 취성파괴의 위험성이 높아진다는 것을 알 수 있다.

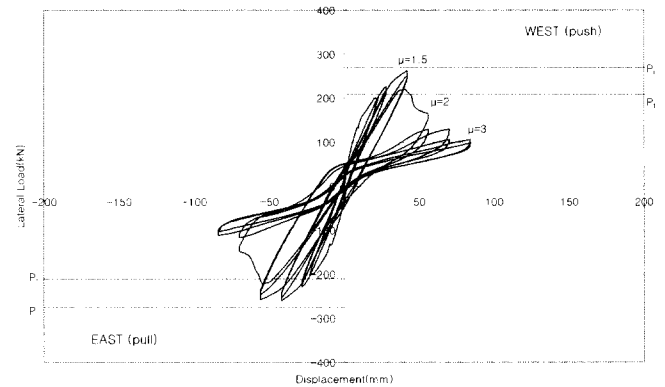


그림 13 하중-변위 이력곡선(모델 SC1)

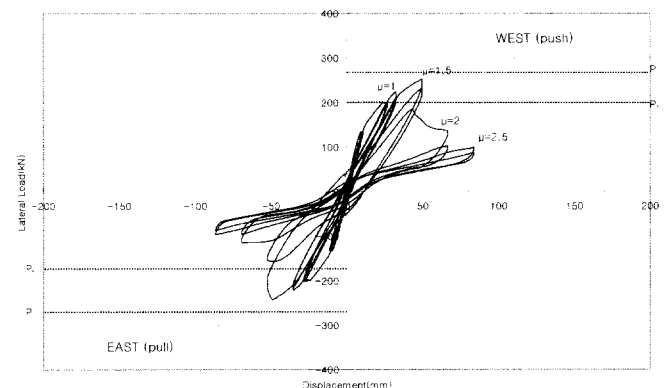


그림 14 하중-변위 이력곡선(모델 SC2)

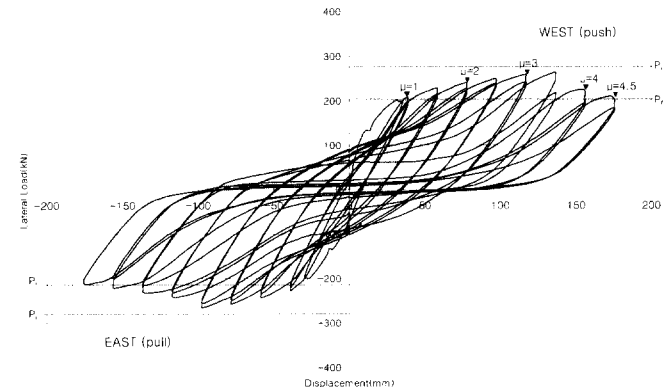


그림 15 하중-변위 이력곡선(모델 SC3)

실험결과를 정리하면 표 5와 같다.

표 5 실험결과 정리

항 목	SC1	SC2	SC3
$\Delta_y$ (Yield displacement)	28mm	34mm	39mm
$\Delta_m$ (Displacement at $P_m$ )	42mm	51mm	117mm
$\Delta_f$ (Displacement at failure)	42mm	51mm	175.5mm
$\mu_m$ ( $\mu_\Delta$ at $P_m$ )	1.5	1.5	3.0
$\mu_f$ ( $\mu_\Delta$ at failure)	1.5	1.5	4.5
$\mu_f/\mu_m$	1.00	1.00	1.29
$P_m/P_i$	97.40%	94.39%	98.98%
$\Delta_f/L$ (Drift ratio)	0.84%	1.02%	3.51%

#### 4.4.2 하중변위 포락선

정부의 교반반복하중을 교각시험체에 재하하는 경우, +방향으로 먼저 재하하고 동일한 변위를 -방향으로 재하하면 -방향의 강성이 +방향의 강성보다 다소 작게 된다. 이는 동일한 변위진폭을 재하하더라도 -방향의 경우는 이미 +방향으로 하중을 경험한 상태로 손상(콘크리트 균열의 진전과 잔류 변형의 확대)이 누적된 상태에서 재하되기 때문이다. 따라서 최대내하력도 -방향에서 다소 작게 평가되고 파괴도 좀 더 빨리 발생하는 것이 일반적이다.

그림 16, 그림 17 및 그림 18은 각각 모델 SC1, 모델 SC2 및 와 모델 SC3의 각 하중 사이클의 하중-변위 포락선을 나

타낸 그림이다. 모델 SC1의 경우 +재하방향(push direction)이 -재하방향(pull direction)보다 수평 내하력은 다소 크지만 좀 더 빨리 파괴가 일어나고 모델 SC2의 경우는 +재하방향이 -재하방향보다 수평내하력도 크고 파괴도 조금 늦게 발생하였다. 모델 SC3의 경우는 +재하방향이 -재하방향보다 수평내하력은 작지만 더 늦게 파괴가 일어났다. 이러한 변동은 시험체의 제작 및 설치 등에서 나타나는 원인을 알 수 없는 비대칭성에서 기인한 현상으로 크게 주목할 만한 것은 아니라고 판단된다.

하지만, 그림 16~18에서 볼 수 있는 것처럼 첫 번째 사이클보다 두 번째 사이클에서 동일 변위에 대해 더 작은 수평저항력을 보이게 된다. 이는 반복하중 재하시 생기는 콘크리트 균열의 진전과 잔류 변형의 확대 영향으로 재하 횟수가 증가할수록 콘크리트의 강성이 감소한다는 사실을 말해준다.

모델 SC1, SC2 및 모델 SC3의 첫 번째 하중 사이클에 하중-변위 포락곡선을 함께 나타내면 그림 19와 같다. 이 그림으로부터 콘크리트의 압축강도가 작은 모델 SC2의 최대내하력이 모델 SC1에 비하여 조금 작지만 큰 차이는 없다. 연성도도 큰 차이가 없어 콘크리트 강도차이에 의한 거동특성의 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 그러나 주철근의 겹침이음이 없는 모델 SC2의 경우에는 최대내하력은 큰 차이가 없지만 연성도가 상대적으로 큰 값을 보여 소성힌지영역의 주철근의 겹침이음이 교각의 취성파괴를 유도하고 있음을 보여 주고 있다.

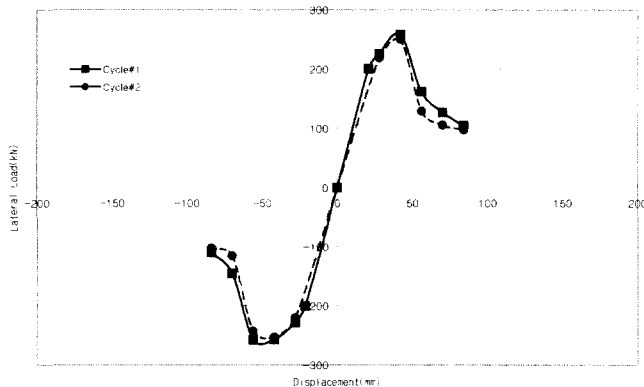


그림 16 하중-변위 포락곡선(모델 SC1)

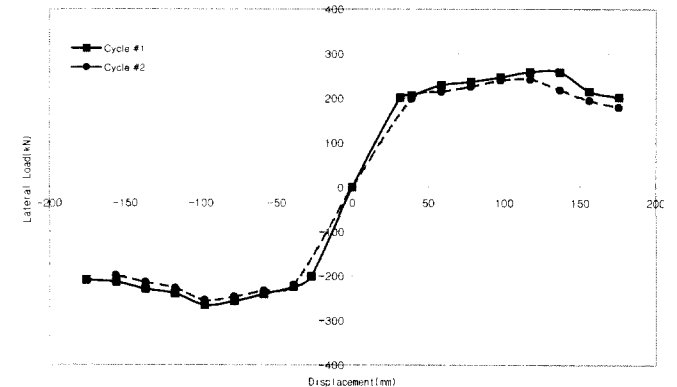


그림 18 하중-변위 포락곡선(모델 SC3)

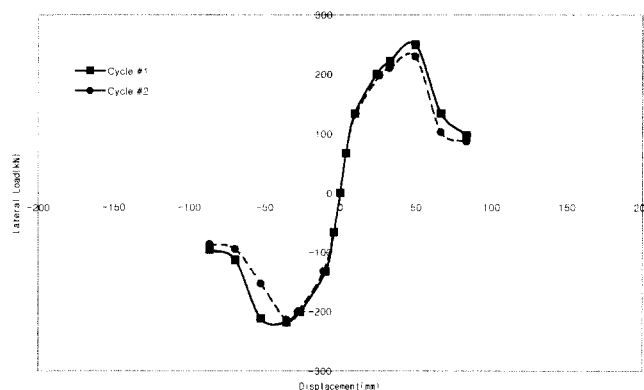


그림 17 하중-변위 포락곡선(모델 SC2)

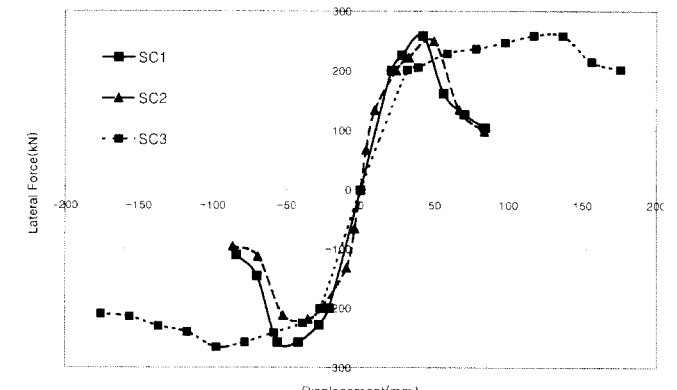


그림 19 하중-변위 포락곡선의 비교(Cycle #1)

#### 4.5 에너지 흡수능력

그림 20, 그림 21 및 그림 22는 하중-변위 이력곡선에서 각 하중단계에서 loop에 의해 둘러싸인 면적을 계산하여 에너지 흡수능력을 나타낸 그림이다. 강도가 큰 모델 SC1의 각 변위에서의 에너지흡수능력이 모델 SC2에 비해 조금 우수한 것으로 나타나고 있다. 모델 SC1에서는 변위의 소성도가 2.0 이후, 모델 SC2에서는 1.5 이후에 에너지 흡수능력이 떨어지고 있다. 이는 변위가 증가하였지만 수평 저항력이 급격히 감소하고 또한 제하(unloading) 시 편칭 효과에 의해 에너지 흡수능력이 급격히 떨어지기 때문이다. 반면, 모델 SC3의 에너지 흡수능력은 상당히 우수하다. 교각에 발생하는 균열의 고른 분산에 의해 에너지가 비교적 잘 흡수되고 있음을 보여준다. 그림 20~22에서 볼 수

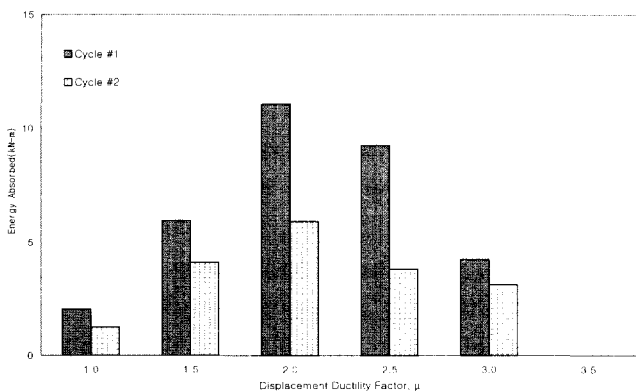


그림 20 에너지 흡수능력(모델 SC1)

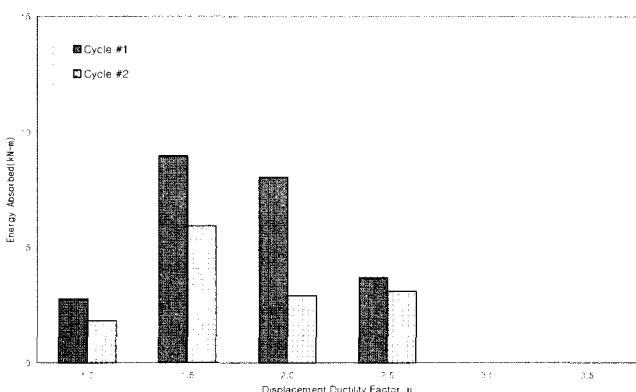


그림 21 에너지 흡수능력(모델 SC2)

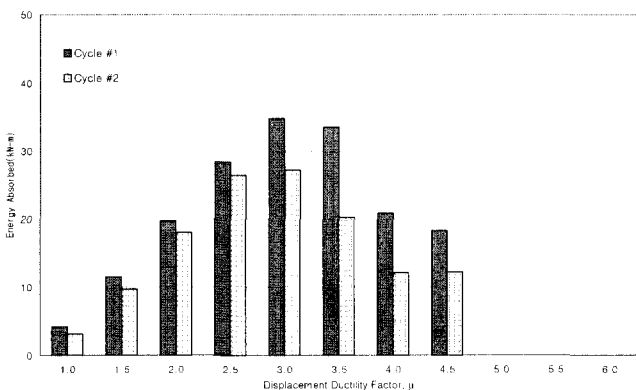


그림 22 에너지 흡수능력(모델 SC3)

있는 것처럼 첫 번째 사이클에 비해 두 번째 사이클 때 흡수된 에너지가 작은 것은 손상의 축적에 의한 능력 저하에 기인한 것이다.

#### 5. 결 론

본 연구에서는 자료조사와 현장조사를 통하여 얻은 비내진 상세 기존교각의 특징을 참조하여 1987년도에 중부고속도로 상에 건설된 변천 3교의 중실원형교각을 대상으로 축소모형을 제작하여 준정적 반복하중 재하실험을 실시하였다. 축소모형은 전단경간비가 5.0으로 전단파괴를 배제시켰다. 실제 설계와 시공상태를 고려하여 주철근이 교각의 하단부에서 동일한 높이에서 겹침이음된 모델과 이와 비교하기 위하여 주철근을 단순 연속시켜서 배근한 모델의 거동을 실험적으로 구명하였다. 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 기존 교각은 소성힌지영역내에 주철근의 겹침이음이 있어 비록 제원 상 휨파괴 유형을 갖는 교각이라도 주철근 겹침이음부의 부착파괴로 매우 취성적인 파괴유형을 나타내고 있다. 이 경우 파괴연성도는 1.5정도로 얻어졌다.
- (2) 이러한 파괴특성을 고려할 때, 소성힌지 영역내에 주철근의 겹침이음이 있는 교각의 변형성능을 수치해석적으로 평가하는 경우에는 극한변형률을 감소시켜 평가하는 것이 바람직하다.
- (3) 본 연구에서 대상이 된 교각의 비선형 거동특성은 콘크리트의 압축강도 차이에 의해서는 크게 영향을 받지 않았다.
- (4) 주철근을 소성힌지영역에서 겹쳐 잇지 않고 연속시킨 시험체는 횡방향철근이 비내진상세로 배근되어 있을지라도 연성도 4 정도의 한정연성거동을 보여 비교적 우수한 내진성능을 확보할 수 있음을 알 수 있다. 그러나 현재 실험에서는 하중이 일축방향으로만 가해졌다. 실제 지진에서는 이축방향으로 지진하중이 작용하게 되고 이러한 경우에는 일축방향으로 가력하는 경우보다도 내진성능이 저하될 가능성이 있다. 따라서, 연성도 4도 안전축이라고 할 수 없다.

#### 감사의 글

본 연구는 한국시설안전기술공단의 연구비 지원에 위해서 수행되었으며, 연구비의 일부는 서울대학교 지진공학연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원금과 2001년도 두뇌한국21사업의 지원금에 의한 것입니다. 저자들은 연구비지원에 대하여 감사드립니다. 또한, 본 실험의 수행에 있어서 많은 도움을 주신 현대건설 기술연구소 관계자 여러분께도 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현, "전단키를 이용한 다경간 연속교의 내진성능 향상 방법", 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, Vol. 3, No. 2, pp. 313-316, 1999.
2. 시설안전기술공단, 기존교량의 내진보강방안 연구 보고서, 1999. 7.
3. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
4. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 1996.
5. Transit New Zealand, *Bridge Manual Plus Amendment No. 1*, Wellington, New Zealand, 1994.
6. Caltrans, *Seismic Design Criteria, Version 1.1*, California Department of Transportation, Sacramento, California, USA, 1999.
7. Applied Technology Council, *Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures: Current and Future (ATC-18)*, 1997.
8. 土木學會, 콘크리트標準示方書, 日本, 平成 8年.
9. Eurocode 8, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, 1996.
10. Cheok, G. S. and Stone, W. C., "Behavior of 1/6-scale model bridge columns subjected to inelastic cyclic loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, Nov. -Dec. 1990, pp. 630-638.
11. Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., and Seible, F., "Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, September-October 1991, pp. 572-584.
12. Jaradat, O., McLean, D. I., and 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, Nov.-Dec. 1998, pp. 695-704.
13. 장승필, 김재관, 김익현, 임현우, "소성힌지 영역의 주철근 겹이음에 의한 RC교각의 비선형 거동특성 및 중약진 지역의 내진설계 개선방향", 2000년도 추계학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 2000. 3, pp. 335-340.
14. 정영수, 이강균, 한기훈, 이대형, "원형중공 콘크리트 교각의 내진성능에 대한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, 1999. 6, pp. 41-54.
15. 정영수, 이강균, 한기훈, 박종협, "단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, 1999. 6, pp. 55-65.
16. 이재훈, 손혁수, 배성용, 박찬민, "서해대교 PSM교 교각의 내진성능", 한국지진공학회 논문집, 제4권, 제3호, 2000. 9, pp. 67-81.
17. Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., and Kreger, M. E., "Experimental investigation of seismic repair of lap splice failures in damaged concrete columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No.2, Mar. -Apr. 1999, pp. 297-306.
18. National Institute of Standards and Technology, "Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading," NIST BSS 166, 1989.
19. Ueda, T., Lin, I., and Hawkins, N. M., "Beam bar anchorage in exterior column-beam connections," *ACI Journal*, Vol. 5, No. 6, 1986, pp. 412-422.
20. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., "Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete," *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo(B)*, Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 133-194.
21. 전귀현, 이지훈, "기존 철근콘크리트 교각의 내진성 평가", 한국지진공학회 논문집, 제2권, 제4회, 1998. 12, pp. 155-168.
22. Priestley, M. J. N. and Park, R., "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, Jan.-Feb. 1987, pp. 61-76.
23. Izumo, J., Shima, H., and Okamura, H., "Analytical model for RC panel elements subjected to in-plane forces," *Concrete Library International, JSCE*, No. 12, pp. 155-181, 1989.