

## 주철근 겹침이음된 실물 비내진 원형 교각의 내진성능평가

정영수<sup>1)\*</sup> · 이대형<sup>2)</sup> · 고성현<sup>3)</sup> · 이재훈<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> 중앙대학교 토목공학과 <sup>2)</sup> 경도대학 건설환경과 <sup>3)</sup> 영남대학교 토목공학과

(2004년 5월 15일, 2004년 7월 15일 심사완료)

## Seismic Performance Evaluation of Full-size Non-seismic Circular RC Bridge Piers with Longitudinal Steel Lap splice

Young-Soo Chung<sup>1)\*</sup>, Dae-Hyung Lee<sup>1)</sup>, Seong-Hyun Ko<sup>2)</sup>, and Jae-Hoon Lee<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University, Ansong, 456-756, Korea

<sup>2)</sup> Dept. of Civil and Environmental Engineering, Gyeongdo Provincial College, Yecheon, 757-807, Korea

<sup>3)</sup> Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan, 712-749, Korea

(Received May 15, 2004, Accepted July 15, 2004)

### ABSTRACT

Most bridge piers were practically designed and constructed with lap spliced longitudinal reinforcing steels before the 1992 seismic design provisions of Korea Bridge Design Specification were implemented. It has been known that lap splice of longitudinal reinforcement in the plastic hinge region is not desirable for seismic performance of RC bridge piers. The objective of this research is to evaluate the seismic performance of existing circular reinforced concrete bridge piers by the Quasi-static test and to propose the need of seismic retrofit of existing bridge piers through the damage level. Test specimens were nonseismically designed with the aspect ratio 4.0 which could induce the flexural failure mode. It was confirmed from this experiment that significant reduction of seismic performance was observed for test specimens with lap spliced longitudinal reinforcing steels. Pertinent seismic retrofit was determined to be needed for existing RC bridge piers with the lap-spliced of 50% longitudinal reinforcing steels.

**Keywords :** RC bridge piers, seismic performance, lap splice, transverse steel, quasi-static test

### 1. 서 론

1995년 Kobe지진을 포함한 국외의 연이은 지진발생에 의한 엄청난 피해는 지진에 대한 국민적 관심을 고조시키고 있다. 또한 1994년의 성수대교 붕괴사고를 포함한 국내에서의 연이은 주요 구조물들의 붕괴사고는 우리의 각종 사회간접시설물의 안전성에 높은 의구심을 나타내고 있는 실정이다. 국내에서는 2000년 현재 16,000여 개 이상의 각종 교량이 있지만 이들 중 절대 다수가 도로교설계기준의 내진설계편이 제정된 1992년 이전의 설계규정에 따라 설계·시공된 교량으로서 내진설계가 적용되지 않았다. 이들 교량에 대한 내진성능평가 및 내진보강에 관한 연구는 아직 체계적으로 이루어지지 않고 있는 실정이다. 또한, 내진설계기법은 그 동안 신설 교량에 주로 적용하였으나, 내진설계가 되지 않은 기존 교량은 지진발생시 피해규모가

더 클 우려가 있으므로, 이에 대한 대책을 마련하는 것이 시급하다. 기존 교량에 대해서는 아직까지 특별한 적용기준이 제시되지 못했으며, 기존 교량의 내진성능을 정확히 파악하기도 용이하지 않다. 국내에서도 국내실정에 적합한 내진설계 규정을 정립하기 위한 실험적 연구가 활발히 진행되고 있다. 즉, 국내 실정에 적합한 내진규정을 마련하기 위한 교각의 내진성능실험과 1992년 이전 시공된 기존 교량의 내진 보강방안을 마련하기 위한 실험적 연구로 구분할 수 있다.

정영수<sup>1)</sup> 등은 축방향 철근 겹침이음 상세에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능을 평가하기 위해 총 5개의 후프띠철근 교각 시험체의 실험을 수행하였다. 시험체 직경 600mm, 축력비 10%, 콘크리트 강도 29.6MPa로, 후프띠철근의 간격 및 축방향 철근의 겹침이음 상세를 주요 변수로 실험을 수행하였다. 비내진 상세의 시험체라도 축방향 철근이 연속철근으로 구성되어 있는 경우 한정적이기는 하지만 예상보다 높은 연성능력을 나타내었으며, 50% 및 100% 주철근이 겹침이음된 비내진 시험체의 경우에는

\* Corresponding author

Tel : 031-670-3339 Fax : 031-675-9563

E-mail : chung47@cau.ac.kr

연성능력이 저하되는 경향을 나타내는 것으로 조사되었다.

이대형<sup>2,3)</sup> 등은 내진상세에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능을 평가하기 위해 총 8개의 원형띠철근 교각 시험체의 실험을 수행하였다. 시험체 직경 500mm, 형상비 4.0, 축방향 철근비 1.1%, 콘크리트 강도 24.2MPa로, 내진설계 시험체(원형띠철근 간격 22mm)와 비내진 설계 시험체(원형띠철근 간격 44mm)를 주요 변수로 실험을 수행하였으며 비내진 시험체의 경우에도 변위연성도가 5.0 정도의 값을 나타냄으로써 예상보다 큰 연성 능력을 나타내는 것으로 보고하였다. 이재훈<sup>4)</sup> 등은 원형띠철근 상세에 따른 철근 콘크리트 교각의 내진성능을 평가하기 위해 총 17개의 원형띠철근 교각 시험체의 실험을 수행하였다. 시험체 직경 400mm, 형상비 4.25, 축방향철근비 1.26%, 콘크리트강도 28MPa로, 후프띠철근의 간격은 내진설계규정에 따라 80mm로 배근하였으며 후프띠철근 상세를 주요 변수로 실험을 수행하였다. 이들의 연구결과에 따르면 축력비가 30%인 경우 나선 철근 시험체에 비해 다소 연성이 떨어지는 것으로 분석되었다.

그러나, 국내의 철근콘크리트 교각은 다양한 형상비 및 배근상세를 가지고 있으므로 지진에 의한 파괴유형과 내진성능이 다양하게 나타내리라 판단된다. 따라서, 기존 교각의 내진보강 방안을 마련하기 위한 충분한 기초자료가 미흡한 실정이다. 그러므로 국내에 많이 건설된 형식의 교각들에 대해서 시공 당시의 설계상세 및 시공상세를 고려하여 실험을 통해 다양한 조건에 따라 내진성능을 평가하고 연구결과를 축적해 나가는 것이 절실하다.

본 연구에서는 기존의 비내진 설계된 철근콘크리트 교각의 주철근 겹침이음 및 후프띠철근의 유형에 따른 내진성능을 평가하여 보강여부에 대한 기준을 마련하기 위해 형상비 4.0의 실물크기의 휨파괴 시험체를 제작하여 준정적 실험을 실시하였다. 아울러, 실험결과를 분석하여 기존 비내진 교각의 파괴거동 특성, 연성도 및 내진안전성을 평가하였다.

## 2. 연구내용

### 2.1 실험개요

1992이전 도로교표준시방서에서는 후프띠철근 상세는 철근 지름은 D13 이상, 철근간격은 300mm 이하, 지름의 1/2이하,  $12d_b$  중 작은 값을 사용하도록 규정되었다. 1992년 내진설계가 도입됨에 따라 소성힌지 개념이 도입되어 횡방향 철근에 대한 규정이 추가되었다. 현재 사용중인 고속도로상의 내진설계 되지 않은 교량 교각에 대하여 제원과 띠철근 형태 등을 조사한 결과<sup>10)</sup> 일반적으로 교각의 띠철근은 직경 D13 또는 D16으로 200~300mm의 간격으

로 배근되어 있으며 횡철근의 정착이 적절치 못한 경우 300~400mm의 겹침이음으로 되어 있다. 콘크리트의 강도는 21~28MPa이며 철근은 SD30 ( $f_y=300$ MPa)이 주로 사용되어 왔다.

구조상세로는 주철근은 기초와의 정착을 위해 갈고리를 사용하여 왔으며 철근강도를 발휘할 수 있는 충분한 정착 길이를 보유하고 있다. 그러나 주철근 이음부 위치는 설계도면상 표시되어 있지 않은 관계로 그 위치를 정확히 알 수 없으나 시공 편의상 기초상면에 겹침이음을 배치한 경우가 많은 것으로 조사되었다. 하부구조의 구조적 특성 중 교각의 횡철근에 대한 상세를 검토하면 기존 교각의 콘크리트 덮개가 파손되는 경우 주철근의 좌굴로 인하여 지진하중에 의한 심부콘크리트의 구속 기능은 급격히 저하될 것이다. 따라서, 지진하중 작용시 교각은 덮개 콘크리트 파손 후 종방향 주철근의 좌굴 방지기능 및 심부콘크리트의 구속기능을 기대하기 어려우므로 휨강도 및 전단강도의 급격한 저하로 인한 파괴가 예상된다. 또한, 주철근의 이음부가 교각하단부에 위치하고 횡구속효과가 작은 경우 지진하중 작용시 주철근 이음부에 미세균열이 발생하고 부착강도가 저하되어 주철근의 슬립파괴가 발생할 것으로 예상된다.

따라서, 본 연구에서는 주철근 겹침이음에 대한 내진 성능을 평가하고자 소성힌지 구간에서 50% 주철근이 겹침이음된 시험체 및 주철근이 모두 겹침이음된 형상비 4.0의 휨파괴 시험체를 제작하였다. 주철근은 D19철근을 사용하였으며 주철근비는 1.01%이다. Fig. 1(b)는 주철근 겹침이음의 개념으로 주철근 겹침이음은 기존의 연구결과<sup>1-3,6-8)</sup>에 따라서 주철근의 좌굴 위치인 기초상부에서 0.25D(D: 시험체 직경) 높이를 겹침이음 중심으로 하였으며 길이는 도로교표준시방서의 규정5)에 의해 다음 식 (1)과 같이 470mm를 겹침이음 하였다.

$$l_d = 0.007f_y d_b = 0.007 \times 3500 \times 1.91 \approx 470 \text{ mm} \quad (1)$$

후프띠철근에 의한 횡구속철근비는  $\rho_s = 0.127\%$ 이며 현행 도로교설계기준<sup>9)</sup>의 심부구속철근비의 0.14배에 해당된다. 띠철근은 D10철근을 사용하고 간격은 200mm로 하였다. 또한, 띠철근의 유형에 따른 내진 성능의 영향을 평가하기 위해 4가지의 후프띠철근의 유형을 가진 시험체를 제작하였다. 후프띠철근의 유형은 Fig. 1(c)에 나타내었다. HT2는 2개소의 겹침이음을 갖는 띠철근이며 HT1은 1개소에 겹침이음을 갖는다. 또한, HT3과 HT4는 비내진 실험체인 점을 고려하여 HT1과 HT2에 135°내진갈고리가 아닌 양단 90°갈고리로 된 보강띠 철근(cross tie)을 설치한 유형이다. 준정적 실험을 위한 실험변수 및 시험체명은 Table 1과 같고 Fig. 1(a)는 시험체 배근도를 나타내었다.

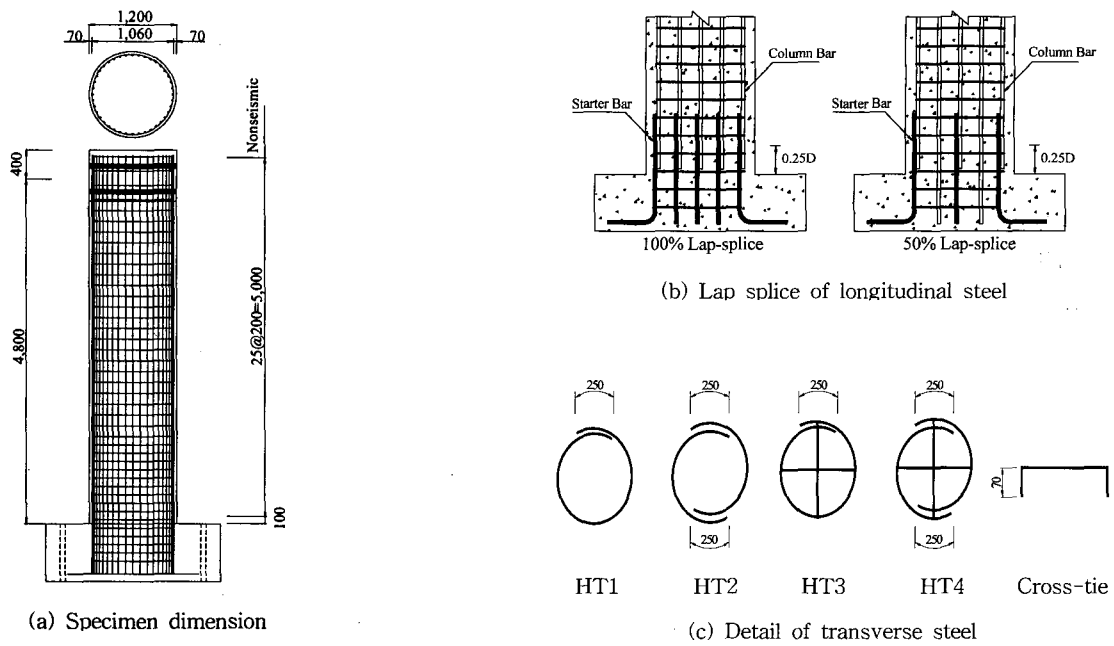


Fig. 1 Details of test specimens (unit : mm)

Table 1 Properties of test specimens

Specimen	Cylinder concrete strength (MPa)	Longitudinal steel (D19)			Transverse steel (D10)			Axial load	
		$f_y$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	Detail	$f_y$ (MPa)	$\rho_s$ (%)	Space (mm)	P (kN)	Ratio (%)
NS-HT1-A-L2	25.3	350	1.01 ( $\frac{A_s}{A_g}$ )	Starter bars 100%	380	0.127 ( $\frac{A_{st}}{A_c}$ )	200	1,900	7 ( $P / f_{ck} A_g$ )
NS-HT1-H-L2				Starter bars 50%					
NS-HT2-A-L2				Starter bars 100%					
NS-HT2-H-L2				Starter bars 50%					
NS-HT3-A-L2				Starter bars 100%					
NS-HT3-H-L2				Starter bars 50%					
NS-HT4-A-L2				Starter bars 100%					
NS-HT4-H-L2				Starter bars 50%					

NS : nonseismic design, HT : detail of transverse steel (Fig. 1(c))

Table 2 Mix proportion

Max. size of coarse Agg. (mm)	Slump (mm)	W/C (%)	Air (%)	S/a (%)	Unit mass (kg/m <sup>3</sup> )					Compressive strength (MPa)
					Water (W)	Cement (C)	Fine Agg. (S)	Coarse Agg. (G)	A.E.	
25	120	50.1	3.8	48	126	349	869	909	1.75	25.3

## 2.2 재료물성

시험체 제작에 사용된 재료의 물리적 특성을 파악하기 위하여 콘크리트의 압축강도와 철근의 인장강도 실험을 실시하였다. 시험체 제작에 사용된 콘크리트의 목표 압축강도는  $f_{ck} = 24$  MPa로 최대골재치수 25mm의 레미콘을 사용하였으며, 한국공업규격 KS F 2405에 따라 압축강도

를 측정하여,  $f_{ck} = 25.3$  MPa를 얻었다. 콘크리트의 배합비는 Table 2와 같다. 주철근은 KS D 3504에 규정된 SD30을 사용하였으며, KS B 0820에 따라 각각 3개의 시험체에 대한 인장 실험을 실시하여 D19는  $f_y = 350$  MPa, D10은  $f_y = 380$  MPa의 항복강도를 얻었다.

### 2.3 실험방법 및 계측장비

준정적 실험을 위하여 사하중을 고려한 축방향력은 유압재를 이용하여 반복하중이 진행되는 동안 일정하게 유지하고, 횡방향의 반복수평하중은 스트로크 길이가  $\pm 500$  mm인 3,500 kN Hydraulic actuator를 이용하여 Photo 1과 같이 변위 제어방식으로 재하하였다. 변위제어 하중을 위한 drift level은 Fig. 2와 같이  $\pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.5\%$ ,  $\pm 1.0\%$ ,  $\pm 1.5\%$ ,  $\pm 2.0\%$ ,  $\pm 2.5\%$ ,  $\pm 3.0\%$ ,  $\pm 4.0\%$  ... 로 초기 탄성구간에서는 0.25%, 0.5%, 1.0%로 교각의 거동을 상세히 계측하였고, 1.0%~3.0% 구간에서는 주철근 겹침이음 교각의 연성도를 감안하여 0.5%씩 증가시키었다. 또한, 3.0%이후는 1.0%씩 증가시키는 방법으로 재하하였으며, 각각의 drift level 마다 2 cycles 반복 재하하여 교각의 거동특성의 차이를 비교 분석하였다. 일정변위제어 하중의 재하횟수는 교각의 내진거동시 즉 최대내하력 이후의 강도 저하에 큰 영향을 미치게 되므로, 본 연구에서는 이에 관한 연구결과 등<sup>2,10)</sup>을 고려하여 2회의 동일한 진폭의 변위제어하중에 대한 교각의 거동특성의 차이 및 에너지 흡수능력의 변화 등을 조사하였다. 실험수행 중 시험체의 거동을 분석하기 위한 계측장비로 하중값은 actuator에 내장되어 있는 load cell과 변위계(DT, displacement transducer)를 이용하였으며, 소성현지구간에서의 철근의

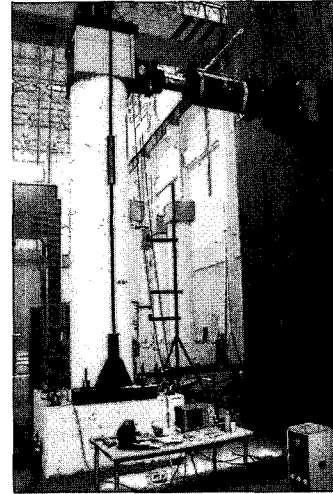


Photo 1 Test setup

변형률을 파악하기 위하여 Fig. 3과 같이 횡방향 변위하중이 push/pull 방향되는 주요 겹침이음된 주철근에 그리고 소성현지구간의 후프띠철근에 변형률gage를 부착하였다.

## 3. 실험결과

### 3.1 파괴양상

모든 시험체는 drift level 0.25%에서 소성현지구간에 초기 균열이 발생하였으며, drift level 1.0%이내에서는 거의 동일한 거동을 하였다. 또한, 최대하중은 주철근 겹침이음이 100%인 시험체는 drift level 1.0%에서, 50%인 시험체는 drift level 1.5%에서 대부분 발생하였으나, NS-HT1-A-L2 및 NS-HT3-H-L2 시험체는 push 방향은 drift level 1.5%에서 pull 방향은 1.0%에서 발생하였다.

Fig. 4에서와 같이 겹침이음량은 최대하중이 발생하는 drift level 이내에서는 큰 영향을 미치지 않으나 이후 겹침이음 100%인 시험체(NS-HT1,2,3,4-A-L2)의 횡방향하중이 겹침이음 50%인 시험체(NS-HT2,3,4-H-L2)에 비해 급격히 감소하는 경향을 보였다. 특히, 피복 탈락은 100%주철근이 겹침이음된 시험체(NS-HT1,2,3,4-A-L2)에서는 나타나지 않았으며 50% 주철근이 겹침이음된 시험체에서만 발생하였다. 그리고 NS-HT2-H-L2 시험체만 drift level 2.5%에서 주철근이 좌굴되었는데, 이는 모두 주철근의 부착파괴(bonding failure)에 기인하는 것으로 사료된다. 또한, 수직균열은 drift level 1.0% 근처, 즉 최대하중 발생부근에서 모두 발생되었다. 그리고 항복점은 drift level 0.5% 부근에서 모두 발생하였다. 그러나, NS-HT1-H-L2 시험체의 경우 실험도중 drift level 1.0%에서 기초가 파괴되어 그 이후는 관측하지 못하였다. 이상 각 시험체의 파괴형상을 Table 3 및 Photo 2에 정리하였다.

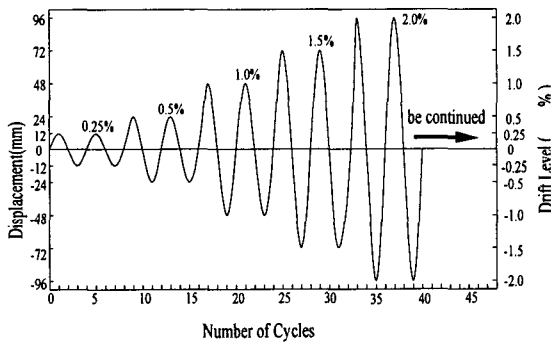


Fig. 2 Loading pattern

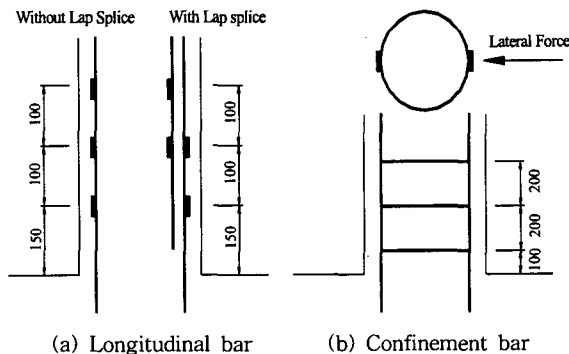
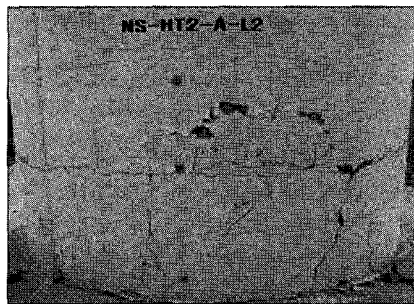


Fig. 3 Strain gage plan

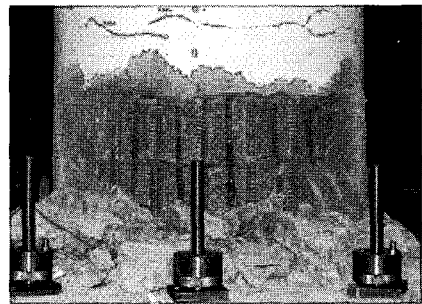
Table 3 Failure behavior according to drift level

Specimen \ Drift level	0.25 %	0.5 %	1.0 %	1.5 %	2.0 %	2.5 %	3.0 %
NS-HT1-A-L2	◆	★	◇	●, ☆			
NS-HT1-H-L2	◆		◇*				
NS-HT2-A-L2	◆	★	●, ◇	☆			
NS-HT2-H-L2	◆	★	◇	●, ▲	☆	■	
NS-HT3-A-L2	◆	★	●, ◇	☆			
NS-HT3-H-L2	◆	★		●, ◇	▲, ☆		
NS-HT4-A-L2	◆	★	●, ◇	☆			
NS-HT4-H-L2	◆	★	◇	●	☆	▲	

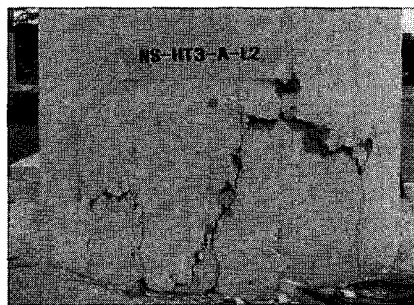
◆: initial crack, ★: yield displacement, ◇: vertical crack, ●: Maximum lateral force, ▲: cover concrete spalling  
 ■: buckling of longitudinal steel, ☆: ultimate displacement, \*: test stop because of footing failure



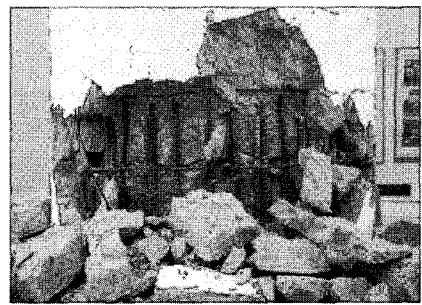
(a) NS-HT2-A-L2



(b) NS-HT2-H-L2



(c) NS-HT3-A-L2



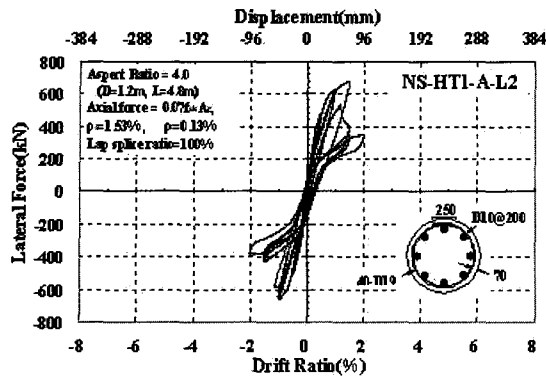
(d) NS-HT3-H-L2

Photo 2 Failure pattern

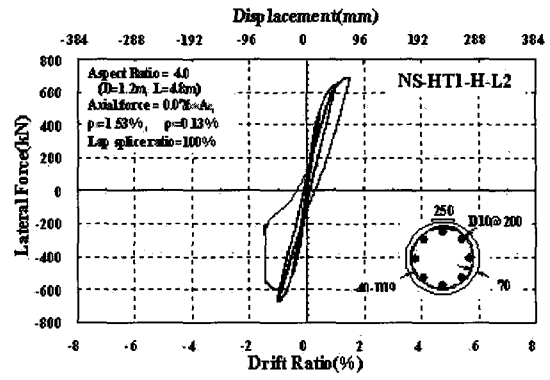
3.2 하중-변위 이력곡선, 포락곡선 및 연성도분석

Fig. 4는 시험체의 하중-변위이력곡선이다. NS-HT1-H-L2 시험체는 drift level 1.0%에서 시험체의 기초가 파괴되어 실험을 중단하여 적절한 실험결과를 얻을 수 없었다. Fig. 4에 나타난 바와 같이, 동일한 주철근 겹침이음량에 대하여 후프띠철근의 유형이 다른 경우라도 하중-변위 이력곡선에서 하중의 감소는 동일한 drift level에서 시작되며 전체적인 유형도 거의 유사한 것으로 관찰되었으며 후프띠철근 유형에 따른 뚜렷한 연성도 차이를 발견하기 어렵다. 이는 주철근 겹침이음이 교각의 내진성능에 지배적이어서 하중-변위 이력곡선은 후프띠철근 유형보다는

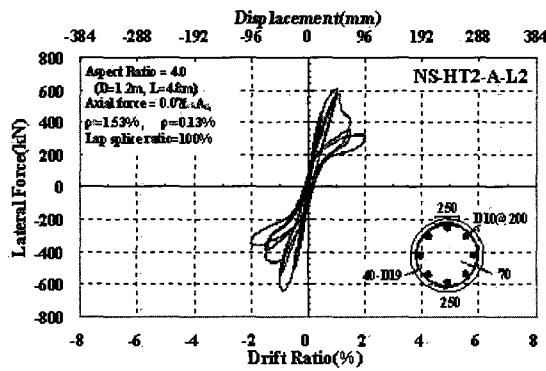
주철근 겹침 이음의 유무에 따라서 크게 영향을 받는 것으로 판단된다. 따라서 띠철근의 겹침이음부 갯수가 적을수록 다소나마 연성도가 증가함을 알 수 있었으나 보강띠 철근(Cross-tie) 유무에 대한 연성도 차이는 발견할 수 없었으나 3.5절의 철근변형률에서 다소나마 구분이 되었다. 주철근 겹침이음량에 따른 하중-변위 이력곡선에는 상당한 차이를 보이고 있다. 100% 주철근이 겹침이음된 시험체(NS-HT1,2,3,4-A-L2)의 경우 drift level 1.0% 부근에서 최대강도에 도달한 이후 별다른 연성거동이 나타나지 않고 주철근 부착파괴에 의한 급격한 횡하중 감소가 발생였다. 즉, 연성거동이 거의 나타나지 않고 취성파괴 양상을 보였다.



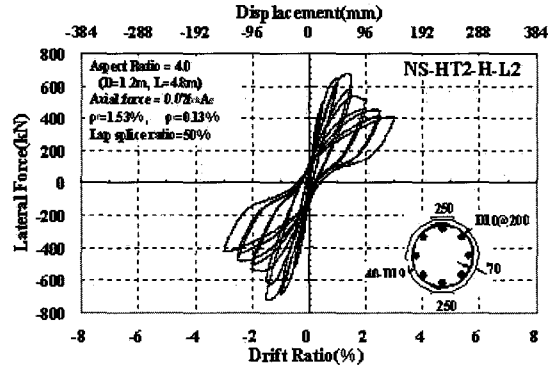
(a) NS-HT1-A-L2



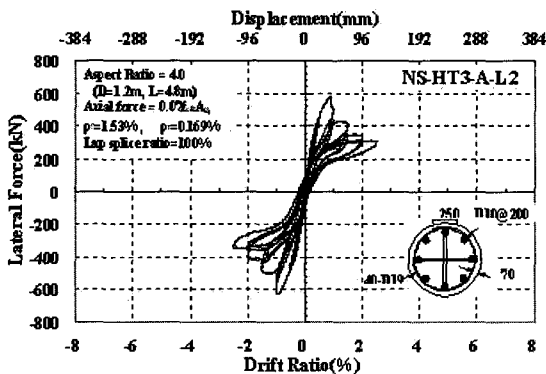
(b) NS-HT1-H-L2



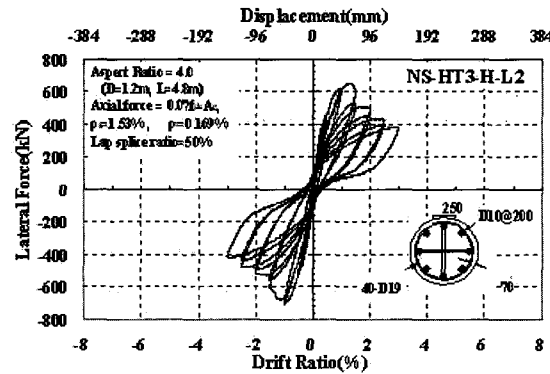
(c) NS-HT2-A-L2



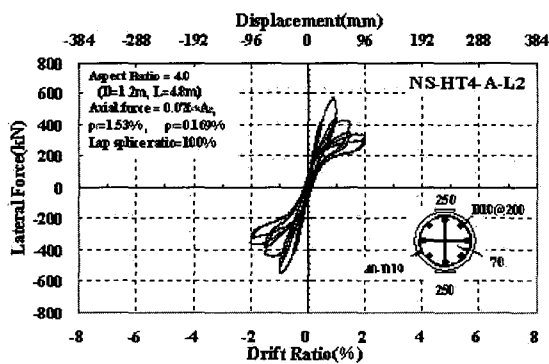
(d) NS-HT2-H-L2



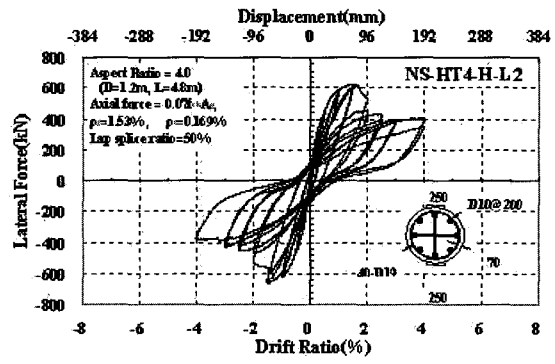
(e) NS-HT3-A-L2



(f) NS-HT3-H-L2



(g) NS-HT4-A-L2



(h) NS-HT4-H-L2

Fig. 4 Lateral force - displacement hysteresis curves

따라서 내진설계 도입이전에 시공된 콘크리트교각에서 다수의 주철근을 겹침이음 하였다면 내진성능에 문제가 있을 것으로 판단된다. 그리고 50% 주철근이 겹침이음된 시험체(NS-HT1,2,3,4-H-L2)에서는 drift level 0.5%~1.5% 사이에서 얼마간의 연성능력이 발휘된 이후 100% 주철근이 겹침이음된 시험체와 마찬가지로 주철근의 부차파괴로 인한 횡하중이 급격히 감소하여, 이 또한 현행설계 기준의 연성규정에는 미달하는 것으로 판단된다.

Table 4는 시험체의 항복변위, 극한변위 및 변위연성도를 나타내었다. 항복변위는 Fig. 5에 보이는 바와 같이 하중-변위 곡선상에서 설계공칭강도( $M_n$ )에 해당하는 횡력( $V_i$ )을 지나는 수평선과 원점에서 공칭휨 강도( $M_n$ )의 75%에 해당하는 횡력( $0.75 V_i$ )을 지나는 직선과의 교점을 연결한 직선과의 교점을 항복변위( $\Delta_y$ )로 정의하고 하중-변위 포락곡선에서 최대횡력에 비해 15% 횡력감소가 발생하였을 때의 변위를 극한변위( $\Delta_u$ )로 정의하여 변위 연성도를 구하였다<sup>11)</sup>. Table 4에 나타난 변위 연성도(displacement ductility)에서도 100%겹침이음 시험체(NS-HT1,2,3,4-A-L2)는 약 2.5정도의 연성도를 나타내고 50% 겹침이음 시험체(NS-HT1,2,3,4-H-L2)는 3.5정도의 연성도를 보이고 있다.

항복변위는 100%겹침이음된 NS-HT2,3-A-L2시험체가 50%겹침이음 시험체 NS-HT2,3-H-L2보다 크게 조사되었으며, 극한변위는 50% 겹침이음한 시험체 NS-HT2,3,4-H-L2가 100%겹침이음 시험체 NS-HT2,3,4-A-L2보다 큰 것으로 조사되었다. 즉, 항복변위에서는 100%겹침이음 시험체는 교각이 탄성구간을 지나 소성영역에 도달하기 이전에 겹침이음부의 부차파괴로 인하여 교각의 강성이 저하되어(Fig. 6) 상대적으로 항복변위가 과대평가되는 것으로 사료된다. 일반적으로 극한변위는 본 연구결과처럼 겹침이음량이 적을수록 크게 평가되는 것으로 많은 연구자들에 의해 보고되고 있다<sup>1,3,6,8,12,13)</sup>. 주철근이 50% 및 100% 겹침이음된 비내진 교각은 현행 설계기준<sup>9)</sup>에서 요구하는 변위 연성도 5의 내진성능을 발휘하지 못하는 것으로 사료된다.

Table 4 Displacement ductilities

Specimen	Yield (mm)	Ultimate (mm)	Displacement Ductility Ratio
NS-HT1-A-L2	20.95	57.48	2.74
NS-HT2-A-L2	22.83	58.92	2.58
NS-HT2-H-L2	19.89	84.60	4.25
NS-HT3-A-L2	24.44	57.60	2.36
NS-HT3-H-L2	22.64	83.32	3.68
NS-HT4-A-L2	27.38	58.49	2.14
NS-HT4-H-L2	24.92	96.03	3.85

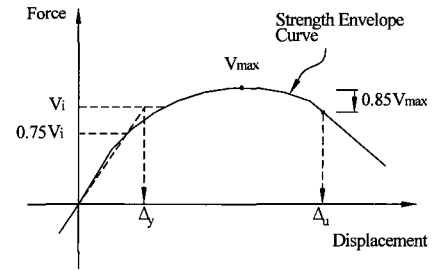


Fig. 5 Yield and ultimate definition

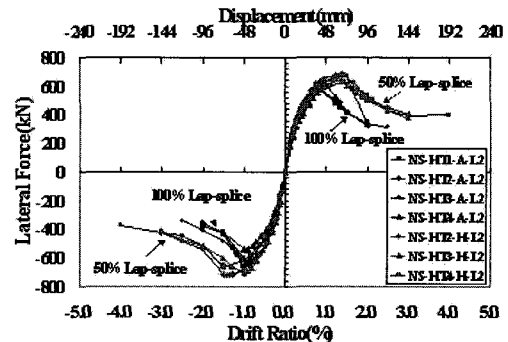


Fig. 6 Lateral force-displacement envelope curve

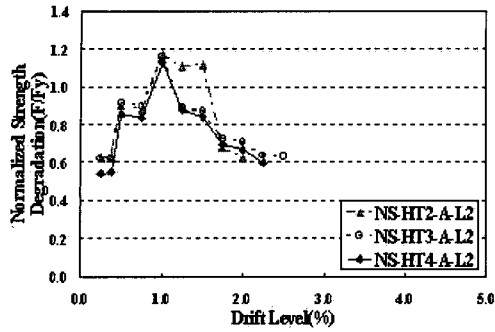
특히, 100%겹침이음된 시험체의 경우에는 변위연성도가 약 2.5에 불과하므로 내진설계기준이 적용되지 않은 1992년 이전에 건설된 철근콘크리트 교각에 대하여 소요 연성도를 평가한 후 필요한 경우에는 내진보강방안을 마련하여야 할 것으로 사료된다.

### 3.3 강도감소

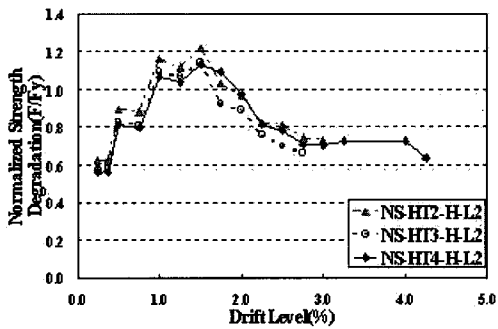
Fig. 7은 시험체의 강도감소 경향을 보이고 있다. 강도감소는 각 하중단계의 최대하중을 항복하중(항복변위시의 하중)으로 나누어 하중단계별 횡방향력의 변화를 분석하였다. 100% 겹침이음 시험체(NS-HT3,4-A-L2)는 drift level 1.0%에서 급격한 강도 저하가 발생하였다. 반면, 50%겹침이음 시험체의 경우에는 drift level 1.5%에서 급격한 강도저하 현상이 조사되었다. 이는 주철근 겹침이음부의 부차파괴가 drift level 1.5%에서 발생하는 것으로 추정된다. 또한, NS-HT2-A-L2 시험체의 경우에는 주철근이 100% 겹침이음 되었음에도 drift level 1.5%에서 강도저하가 발생하였다.

### 3.4 강성감소

Fig. 8은 drift level에 따른 Push/Pull 방향의 강성을 구하여 교각의 강성변화를 조사하였다. 각 drift level에 따른 강성은 하중을 변위로 나누어 구하고 Push 방향과 Pull방향에서 각각 구한 강성을 평균하였다. 100% 겹침이음 시험체(NS-HT2,3,4-A-L2)의 경우에는 drift level

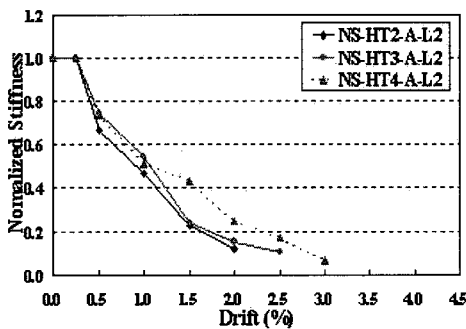


(a) Specimens with 100% lap-splice

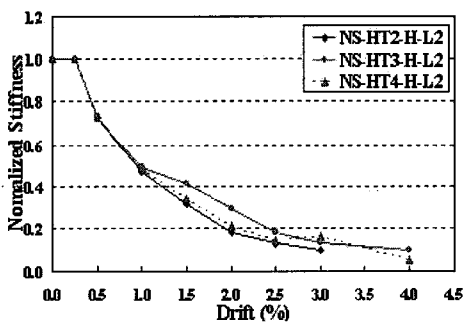


(b) Specimens with 50% lap-splice

Fig. 7 Strength deterioration

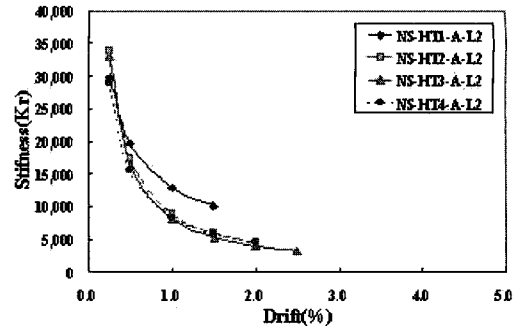


(a) Specimens with 100% lap-splice

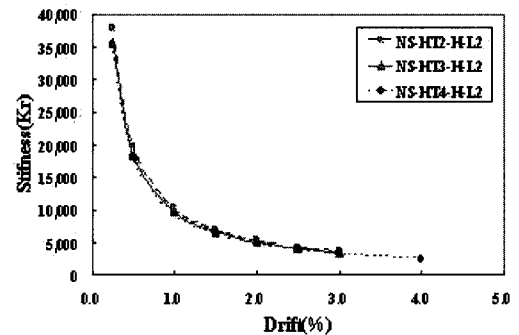


(b) Specimens with 50% lap-splice

Fig. 8 Stiffness degradation



(a) Specimens with 100% lap-splice



(b) Specimens with 50% lap-splice

Fig. 9 Returning stiffness

0.5%~1.5%에서 50% 겹침이음 시험체(NS-HT2,3,4-H-L2)의 경우에는 drift level 0.5%~2%에서 강성감소현상이 주로 발생하며 drift level 0.5% 이내에서는 탄성거동을 하는 것으로 판단된다. 또한 drift level 2%이후 즉, 피복 콘크리트의 파괴이후에는 안정적인 강성을 보인다.

Fig. 9는 하중-변위 이력곡선에서 각 drift level의 첫 번째 cycle의 최대변위에 도달한 이후 변위하중 제거시 하중-변위 이력곡선상에서의 기울기를 초기 강성과 비교하여 강성변화 경향을 조사하였다. 즉, 철근콘크리트 교각의 강성(stiffness)을 각 drift level에서의 강성감소 경향을 분석하였으며 모든 시험체가 drift level 1.0%이내에서 균열발생으로 인하여 상대적으로 급격한 강성저하 현상이 발생하고, 1.0% 이후 즉 주철근이 항복하고 피복콘크리트에 지압 수직균열이 발생한 후에는 강성저하가 둔화되는 것으로 나타났다.

### 3.5 철근 변형률

다음은 각 시험체에 나타난 drift별 최대 변형률을 분석하였다. 이는 교각에 변형이 발생하는 정확한 위치에 gage가 설치되어 있지 않다면 콘크리트 내의 철근의 변형률은 실제보다 상당히 작은 값을 주게 된다.



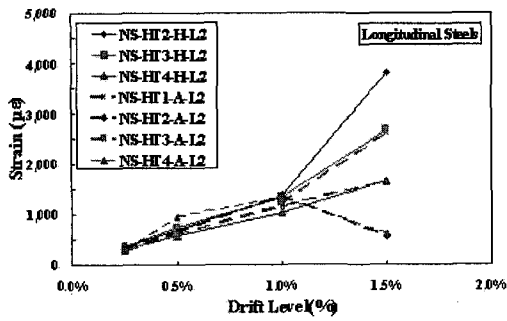
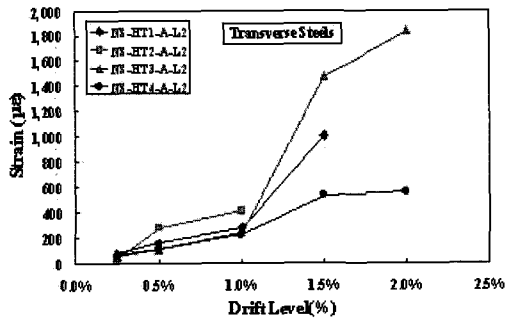
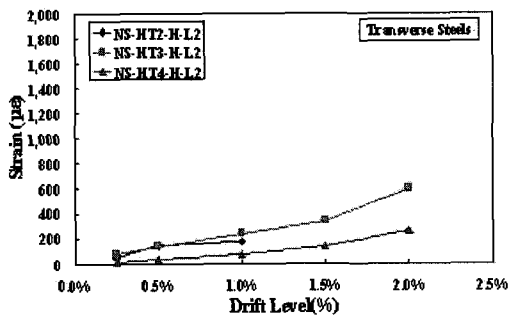


Fig. 10 Strain of longitudinal steels



(a) Specimens with 100 % lap-splice



(b) Specimens with 50 % lap-splice

Fig. 11 Strain of transverse steels

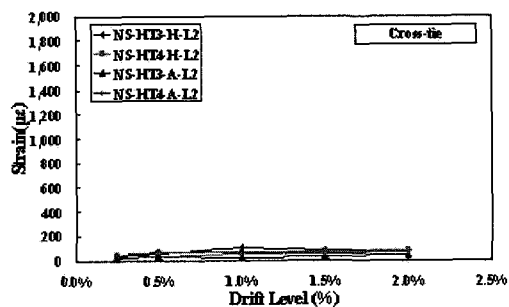


Fig. 12 Strain of cross-tie

따라서 그에 따른 오차를 줄이고자 각각의 철근종류별로 가장 큰 값을 비교하였다.

Fig. 10은 주철근 변형률로서 주철근 겹침이음이 50%인 시험체가 100%인 시험체 보다 drift 1.0% 이후에 변형률이 크게 나타났다. 이는 3.1~3.2절에서 설명한 바와

같이 주철근의 슬립에 의한 결과이며, 더욱이 후프띠철근에 2개의 겹침이음이 있는 경우(HT2,4-A)에는 drift 1.0% 이후에 주철근의 변형률이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 주철근의 슬립과 더불어 후프띠철근도 슬립되어 주철근을 구속시켜주지 못한 결과라 판단된다. 또한, Fig. 11은 띠철근의 변형률로서 띠철근 형상간에 큰 차이는 나타나지 않았다. 이는 주철근 겹침이음이 교각의 내진성능에 지배적인 요소이어서 띠철근의 형상이 내진성능에 크게 기여하지 못한 것으로 판단된다. 그러나 적은 차이나마 띠철근에 겹침이음부가 적을수록, 즉 HT2,4 보다 HT1,3이 구속효과가 좋은 것으로 나타났다. 또한 보강띠철근이 유무가 3.2절의 연성도 분석에서는 효과가 없는 것으로 나타났으나 후프 띠철근의 변형률에서는 보강띠철근이 있는 경우(HT1,2 보다 HT3,4)의 변형률이 크게 나타났다. 이는 Fig. 12에서 보이는 바와 같이 보강띠철근의 변형률이 거의 없는 것으로 나타나 보강띠철근 그 자체는 구속효과에 영향을 주지 않으나 보강띠철근의 90°갈고리가 후프띠철근의 슬립을 다소 억제하여 후프띠철근의 변형률이 크게 나타난 것으로 판단된다. 그러나, 135°갈고리가 적용되었다면 효과는 증가될 수 있으리라 판단된다. 따라서 후프 띠철근의 135°갈고리 필요성을 보여주는 것이라고 판단된다.

### 3.6 지진손상도

기존의 연구결과에 따르면 철근콘크리트 구조물의 손상은 지진 등에 의한 변위뿐만 아니라 구조물에 가해진 변위하중 등의 반복횟수도 상당한 영향을 미치는 것으로 보고되고 있다<sup>13)</sup>. 따라서, 철근콘크리트 구조물의 손상을 평가하기 위해서 변위연성도와 소산에너지로 표현되어지고 있으며, 본 연구에서는 Park et al.<sup>14)</sup>이 제안한 식(1)과 같은 손상모델을 이용하여 지진손상도를 평가하였다.

$$D.I = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

여기서,  $\delta_M$  = 각 연성도에서 변위,  $\delta_u$  = 단조변위하중에 의한 극한변위,  $Q_y$  = 항복강도,  $dE$  = 소산에너지의 증분 값이며  $\beta$ 는 반복하중의 효과를 나타내는 계수이다. 여기서  $\delta_u$ 는 단조하중 실험결과가 없어 하중-변위 포락곡선 상에서 최대하중이 30% 감소되었을 때의 변위로,  $\beta$ 는 3.2절 연성도 분석시 극한점을  $DI=1.0$ 으로 정의하여 역으로 계산하였다. Fig. 13은 변위연성도의 증가에 따른 손상도를 나타내었으며, Fig. 13(a)는 100% 겹침이음 시험체 Fig. 13(b)는 50% 겹침이음시험체의 결과이다. 각각의 손상도 평가 결과에 실험에서 관찰된 초기균열, 주철근 항복 및 피복콘크리트 파괴를 나타내었다. Fig. 13(b)에서 띠철근 유형 HT4를 사용한 시험체(NS-HT4-A-L2)의 손상도가 다소 작은 것으로 조사되었으나 모든 시험체는 주철근

Table 5 Damage index

Drift level / Specimen	0.25	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	$\beta$
NS-HT1-A-L2	0.198	0.399	0.816	1.238			0.0199
NS-HT2-A-L2	0.193	0.388	0.793	1.208			0.0234
NS-HT2-H-L2	0.134	0.268	0.540	0.821	1.106		0.0093
NS-HT3-A-L2	0.192	0.387	0.768	1.189			0.0240
NS-HT3-H-L2	0.133	0.267	0.540	0.824	1.113		0.0125
NS-HT4-A-L2	0.190	0.385	0.796	1.212			0.0379
NS-HT4-H-L2	0.117	0.234	0.473	0.720	0.976	1.232	0.0114

접침이음 정도에 따라 거의 동일한 손상도를 나타내고 있다. Park et al.은 Damage Index가 0.4를 초과하는 경우 보수가 불가능한 것으로 제안하는 바 100% 접침이음된 시험체의 경우에는 drift level 0.5%, 50% 접침이음된 시험체의 경우에는 0.75% 이후에는 보수가 불가능한 것으로 조사되었다. 이는 주철근 접침이음이 있는 경우에 지진에 의해 교각이 항복점을 넘어서는 drift level 0.5% 이후에는 보수가 불가능한 것을 의미한다. 따라서 주철근의 접침이음이 철근콘크리트 교각의 보수 가능 시점에 상당한 영향을 미치므로 차후 지진피해를 입기 전에 3.2절에서 기술한 바와 같이 소요연성도에 따른 내진성능평가에 따라 필요한 경우 보강을 하여야 한다고 사료된다.

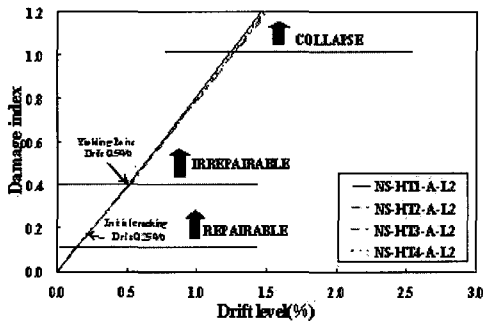
#### 4. 결 론

본 연구에서는 주철근이 50% 및 100% 접침이음된 비내진설계된 철근콘크리트 교각의 내진성능을 평가하기 위하여 수행되었으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

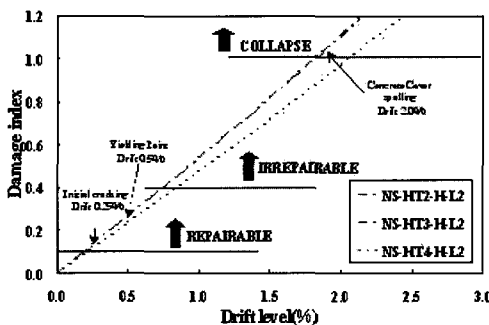
- 1) 주철근의 접침이음이 철근 콘크리트 교각의 내진성능에 상당한 영향을 미치는 것으로 판단된다. 주철근이 100% 접침이음된 시험체는 drift level 1.0% 내외에서 급격한 하중감소가 발생하고, 50% 접침이음된 시험체는 drift level 1.5% 내외에서 급격한 하중감소 현상이 발생한다.
- 2) 실험결과 분석을 통하여, 내진설계규정이 도입되기 이전에 시공됨으로써 횡구속 철근량이 매우 적고 주철근이 접침이음된 철근 콘크리트 교각은 현행 도로교설계기준이 요구하는 변위연성도 5(응답수정계수 3)을 만족하지 못함을 확인하였다.
- 3) 철근콘크리트 교각의 내진성능은 그림 6에 보인 바와 같이 락철근 상세보다 주철근 접침이음의 유무(무이음 또는 접침이음)에 크게 영향을 받는 것으로 판단된다.
- 4) 손상도 평가 결과 보수불가능 판단기준인 DI=0.4 도달 이전에 주철근 접침이음된 교각은 소요연성도에 따른 내진성능평가에 따라 필요한 경우 보강을 하여야 할 것으로 판단된다.
- 5) 기존 고속도로 교량의 철근콘크리트 교각의 소성힌지 구간에서의 주철근 및 구속철근에 대한 정확한 시공방법에 대한 자료를 수집하여 적절한 보강방안을 수립하여야 할 것으로 사료된다.

#### 감사의 글

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



(a) Specimens with 100% lap-splice



(b) Specimens with 50% lap-splice

Fig. 13 Damage index

## 참고문헌

1. 정영수, 이재형, 김용곤, 김훈, “준정적 실험에 의한 겹침이음된 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가”, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 13권, 1호, 2001, pp.877~882.
2. 이대형, “원형 콘크리트 교각의 내진성능 평가에 관한 이론 및 실험적 연구”, 중앙대학교 박사학위 논문, 1999
3. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, “주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가”, 대한토목학회논문집, 22권, 5-A호, 2002, pp.1193~1202.
4. 이재훈, 석상근, 윤석구, “횡원형띠철근 교각의 내진성능에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회논문집, 22권, 1-A호, 2002, pp.159~170.
5. 건설교통부, “도로교 표준시방서”, 건설교통부, 1992.
6. 박종협, 조창백, 박희상, 정영수, “중·약진 지역의 원형 내진 RC 교각의 내진성능평가”, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 12권, 1호, 2000, pp.452~457.
7. 정영수, 박종협, 박희상, “원형철근콘크리트 교각의 내진성능 평가 및 향상에 관한 유사동적실험 연구”, 대한토목학회논문집, Vol.22, No.3A, pp.499~509, 2002.
8. 정영수, 박창규, 박진영, “한정연성 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진 성능 평가”, 콘크리트학회논문집, Vol.15, No.5, 2003, pp.705~714.
9. 건설교통부, “도로교설계기준”, 건설교통부, 2000.
10. 정영수, 이재훈, 김재관 등, “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구”, 한국도로공사, 2001.
11. E.F. Gad, A.M. Chandler, C.F. Duffield, and G.L. Hutchinson, “Earthquake ductility and overstrength in residential structures,” *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.8, No.4, 1999, pp.361~382.
12. 김익현, 이종석, 김원섭, 선창호, “한정연성도 설계를 위한 소주 겹침이음을 갖는 주철근 상세에 관한 연구”, 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, Vol.7, No.2, 2003, pp.255~262.
13. 이재훈, 손혁수, 고성현, “축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능”, 콘크리트학회논문집, 16권, 2호, 2004, pp.249~260.
14. Park, Y. J. and Ang, Alfredo H-S., “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,” *Journal of structural engineering*, Vol.111, No.4, 1985, pp.722~739.

## 요 약

내진설계편이 제정된 1992년 이전의 설계규정에 따라 설계·시공된 교량은 내진상세가 적용되지 않아 지진에 취약할 것으로 예상된다. 특히, 주철근의 겹침이음은 교각의 상당한 내진성능저하를 야기하는 것으로 보고되고있다. 하지만, 이들 교량에 대한 내진성능평가 및 내진보강에 관한 연구는 아직 체계적으로 이루어지지 않고 있는 실정이다. 따라서, 이에 대한 대책마련이 시급한 것으로 사료된다.

본 연구에서는 이러한 비내진 교각의 내진성능을 평가하고자 형상비 4.0인 실물크기의 철근콘크리트 교각시험체를 제작하여 준정적실험을 수행하였다. 실험결과를 통하여 주철근 겹침이음된 비내진교각은 띠철근 형태와 상관없이 현행 도로교설계기준의 요구성능을 만족하지 못하는 것으로 조사되어 시급히 보강을 하여야 할 것으로 판단된다. 또한 주철근 겹침이음에 대한 내진규정의 보완이 요구된다.

**핵심용어** : 철근콘크리트 교각, 내진성능, 겹침이음, 횡구속 철근, 준정적 실험