

한정연성 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진 성능 평가

정영수^{1)*} · 박창규¹⁾ · 박진영¹⁾

¹⁾ 중앙대학교 토목공학과

(2003년 4월 30일 원고접수, 2003년 6월 30일 심사완료)

Seismic Performance Evaluation of RC Bridge Piers with Limited Ductility by the Pseudo-Dynamic Test

Young-Soo Chung^{1)*}, Chang-Kyu Park¹⁾, and Jin-Young Park¹⁾

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

(Received April 30, 2003, Accepted June 30, 2003)

ABSTRACT

Even though Korean peninsula is located in regions of moderate seismic risks, current seismic design provisions of the roadway bridge design code have adopted the AASHTO code which is based on the requirements for high seismic regions. The objective of this research is to investigate the seismic performance of circular reinforced concrete (RC) bridge piers with limited ductility, which may be desirable in low or moderate seismic regions, such as in Korea. Four test specimens were designed and constructed. The reference specimen was designed with longitudinal steel ratio as 1.01% and the confinement reinforcement ratio as 0.13% without considering earthquake, and three other test specimens were designed in accordance with a limited-ductility concept as 0.3% for the confinement steel ratio. This confinement ratio is 0.32 times of minimum lateral reinforcement specified in current seismic design provisions, and 2.3 times of lateral reinforcement required in nonseismic design provisions. The pseudo-dynamic test was carried out to evaluate the seismic performance of full-scale specimens in size of 1.2m diameter and 4.8m height. Judging from the experiment, the reference specimen was not satisfactory for the demand displacement ductility $\mu=5.0$, but three limited-ductility specimens appeared to have the displacement ductility of more than 5.

Keywords : RC bridge pier, limited ductility, pseudo-dynamic test, full-scale

1. 서 론

우리나라는 지난 1978년부터 현재에 이르기까지 진도 4.0이상, 진도(JMA)계급Ⅲ이상의 지진이 총 21번을 기록하였고, 그 중 1978년 속리산지진(진도 5.2), 홍성지진(진도 5.0) 그리고 1980년 의주지진(진도 5.3)등의 지진을 통해서 우리나라가 더 이상 지진의 안전지대가 아님을 인식하게 되었다. 이에 우리나라는 선진 외국에 비하여 늦은 1992년 처음으로 도로교표준시방서¹⁾에 내진설계편을 신설하였다.

그러나 우리나라는 역사지진기록이나 최근의 한반도 지진활동으로부터 잠정적으로 중·약진지역으로 분류되어 있음에도 불구하고, 미흡한 내진연구사례와 지진에 대한

피해사례의 부족으로 강진지역의 규정을 여과없이 적용하고 있는 실정이다. 또한 내진설계 도입 이후 우리나라에서는 내진 설계기법을 신설교량에 주로 적용하였다. 그러나 내진 설계가 되지 않은 기존 교량은 특별한 적용기준이 제시되지 않았으며, 내진 성능을 정확히 파악하기도 어려워 지진 발생시 그 피해의 규모와 위험성이 신설 교량보다 더욱 클 것으로 예상됨으로 기존 교량에 대한 대책 마련이 시급하다. 더욱이, 1999년 8월에 발생한 진도 7.4의 Turkey Izmit지진이 단 45초간의 지진동에 의해서 도시 전체를 순식간에 파괴시키고, 향후 20년 동안의 경제 회복이 불가능할 정도로 무참히 붕괴된 모습은 지진에 대한 경각심을 높이기엔 충분했다. 그리고, 1989년 미국의 Loma Prieta 지진 등에 의해 확인된 “주철근 겹침이음에 기인하는 교각의 피해”는 교각의 소성현저 구간내의 주철근 겹침이음에 대한 충분한 검토가 필요함을 인식하게 되었다. 이와 같이 지진에 의해 붕괴된 건물의 피해 원인이

* Corresponding author
Tel : 031-670-3339 Fax : 031-675-9563
E-mail : chung47@cau.ac.kr

내진설계 규정을 무시한 건설이라는 점에서 다시 한번 내진설계의 중요성을 일깨워주는 지진피해 사례이다. 따라서, 1992년 내진규정 도입이전에 시공된 국내의 RC교각은 소성힌지 구간에 주철근이 겹침이음 시공되어 지진발생시 교량붕괴의 가능성을 내재하고 있으므로 현재 공용중인 비내진 교각의 내진 안전성 평가 및 보강의 필요성이 제기되어 왔다.

이에 본 연구에서는 내진 설계가 되지 않은 공용중인 교량의 유형별 분석을 통해 실물크기의 비내진 교각을 제작하였으며, 또한 휨파괴, 휨-전단파괴, 전단파괴가 가능한 실험체를 한정연성개념으로 총 14개의 실험체를 설계, 제작하여 준정적 실험 및 유사동적 실험을 통해 정확한 내진성능을 파악하고자 하였다.²⁾ 그러나, 본 논문에서는 한정연성 실험체 3기와 비내진 실험체 1기에 대한 유사동적실험(Pseudo-dynamic test) 결과로부터 주철근겹침이음 유무, 구속철근비, 입력지진동 등의 실험변수에 따른 실험체들의 연성도를 분석하였다. 실험중 주철근 겹침이음이 없는 한정연성 실험체의 경우 실험장비 가력한계로 유사동적 실험으로는 파괴에 이르지 못하여, 계획된 유사동적

실험종료 후 실험장비의 최대 변위를 변위제어 형식으로 반복재하하였다. 실험결과 주철근 겹침이음을 가지고 있는 비내진 실험체는 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 요구 변위연성도 5와 Eurocode에서 제시하고 있는 한정연성인 경우의 요구곡률연성도 7에 미치지 못하였다. 또한 본 연구에서 가정한 횡방향 철근비를 갖는 한정연성 실험체의 경우 두가지 연성도 모두 만족하는 것으로 나타났다.

2. 실험계획 및 방법

2.1 실험계획

본 실험에서는 기존 원형교각에 대한 분석을 종합 검토하여, 실험변수가 기존 교각과 유사하도록 다음 Table 1과 Fig. 1(a)와 같은 기준 실험체를 결정하였다.

실험체는 실물 크기에 가까운 단면 형상비(Aspect ratio)가 4.0인 직경 1.2m, 높이 4.8m인 교각을 제작하여 휨파괴를 유도하였다. 1992년 내진설계규정 도입 이전에 주철근이 겹침이음되어 시공된 교각의 내진성능 평가를 위해 Table 2와 같이 비내진 실험체, NS-HT1-A,는 주철근비 1.01%, 횡방향 철근비 0.13%로 실험체를 제작하였다. 또한, 비내진 설계된 교각의 주철근을 소성힌지 구간에 Fig. 1(d)와 같이 모두 겹침이음하여 실험체 1기를 제작하였다. 또한, 교량의 내진설계시 교각의 심부구속철근량은 나선철근 교각의 경우에 식 (1)과 같이 최소 심부구속철근 체적비가 결정된다³⁾.

$$\rho_s = \text{Max} \left(0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_y}, 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \right) \quad (1)$$

본 실험체의 교각에 사용된 설계기준재료강도($f_{ck}=24$ MPa, $f_y=300$ MPa)의 경우, 식 (1)에 따라 계산된 띠철근 간격이 36.8mm가 되어 심부구속 철근비가 매우 크므로 시공현장에서 철근 배근 및 콘크리트 타설의 어려움을 유발할 수 있다. 그러므로, 본 연구에서는 중앙진 지역에 속

Table 1 Analysis of existing bridge piers

Parameter	Details of existing bridge piers		Reference specimen
	Total range	Significant range	
Diameter (m)	1.1~3.5	1.8~2.4	1.2
Size of longitudinal steels	D19~D32	D32	D19
Number of longitudinal steels	20~172	36~72	40
longitudinal steel ratio (%)	0.53~2.04	1.0	1.01
Size of transverse steels	D13~D19	D13~D16	D10
Space of transverse steels (cm)	15~40	30	20
Transverse steel ratio (%)	0.05~0.25	0.1~0.16	0.127
Splice length of longitudinals (cm)	94~121	116~121	60

Table 2 Properties of test specimens

Design	Specimens	Concrete strength (MPa)	Aspect ratio (%)	Longitudinal steel			Transverse steel			Axial load (kN)	Artificial earthquake
				Yield strength (MPa)	Steel ratio (%)	Lap splice (%)	Yield strength (MPa)	Steel ratio (%)	Spacing (mm)		
Nonseismic	NS-HT1-A	23.5	4.0	343	1.01	100	373	0.13	200	1,863	T2 (Fig. 3(a))
Limited ductile	MF-HT4-H					50		0.3	115		
	MF-HT4-N					0					
	MP-HT4-N					0					

A = 100%, H = 50%, N = 0% : Lap-splice ratio of longitudinal steel, HT : Detail of transverse steel (Fig. 1(c))

T2 : Korea Highway Co. artificial earthquake, Kaihokus : Japan Kaihokus artificial earthquake

하는 국내 실정을 감안하여 완전연성을 보장하기 위한 현행 설계기준의 심부구속 철근비보다는 적은 양으로 배근된 한정연성실험체의 연성능력을 실험적으로 파악하고자 하였다. 본 한정연성 실험체 Fig. 1(b)는 띠철근 및 보강 띠철근을 11.5cm 간격으로 사용함으로써 0.3%의 심부구속 철근비를 갖게 되며, 이 값은 비내진 실험체의 2.3배이며, 완전연성을 보장하기 위한 현행 설계기준의 심부구속 철근비의 32%에 해당한다. 특히, 현장에서의 시공성을 개선하기 위해 Fig. 1(c)의 HT4 형태의 띠철근을 사용하였다.

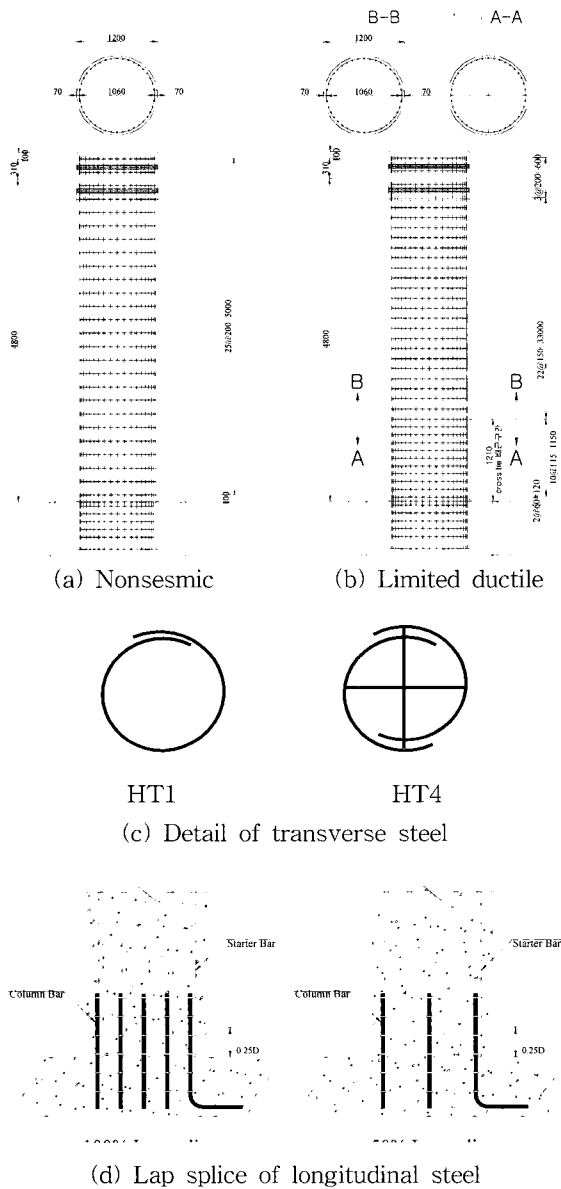


Fig. 1 Details of test specimens

2.2 사용재료

실험체 제작에 사용된 재료의 물리적 특성을 파악하기 위하여 콘크리트의 압축강도와 철근의 인장강도 실험을 실시하였다. 실험체 제작에 사용된 콘크리트의 목표 압축강도는 23.5MPa로 굵은골재 최대치수 25mm의 레미콘을 사용하였으며, 한국공업규격 KS F 2405에 따라 압축강도를 측정하여 24.8MPa를 얻었다. 콘크리트의 배합비는 Table 3과 같고 실험체 타설시 원주형 공시체를 제작하여 28일 표준 양생한 후 압축강도를 측정하였다.

철근은 KS D 3504에 규정된 SD30을 사용하였으며, KS B 0820에 따라 각각 3개의 실험체에 대한 인장 실험을 실시하여 D19는 343MPa, D10은 373MPa의 항복강도를 얻었다.

2.3 재하방법

유사동적실험은 동적 수치해석방법과 마찬가지로 구조물의 관성 및 감쇠특성뿐 아니라 지진하중을 컴퓨터에서

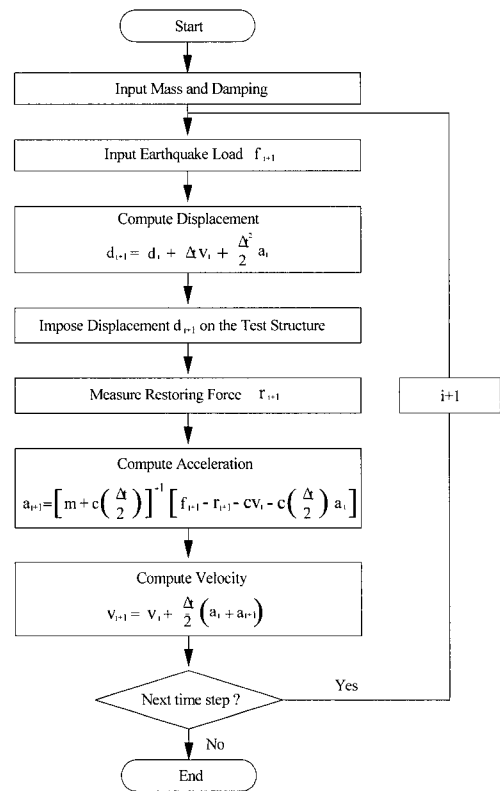
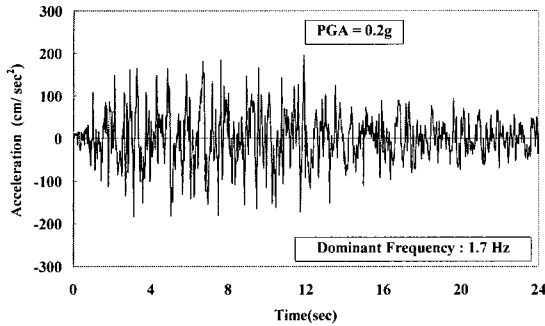


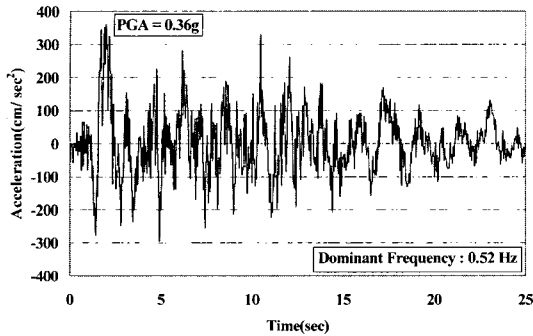
Fig. 2 Pseudo dynamic test scheme

Table 3 Mix proportion

Max. size of coarse Agg. (mm)	Slump (cm)	W/C (%)	Air (%)	S/a (%)	Unit content (kg/m ³)				Compressive strength (MPa)
					Water (W)	Cement (C)	Fine agg. (S)	Coarse agg. (G)	
25	12	50.1	3.8	48	126	349	869	909	23.5



(a) T2



(b) Kaihokus

Fig. 3 Artificial earthquake

수치적으로 고려한다. 즉 관성, 감쇠력, 지진하중은 input data로서 유사동적 제어프로그램에 반영되고, 복원력은 실험에 의해 계측된 값을 이용하였다. Fig. 2와 같이 동적지배미분방정식을 수치적분 기법에 의해 매 시간단계마다 수치적으로 계산하면서 실험을 수행하였다. 한편, Mass는 상부공중량과 기둥의 1/3부분을 합한 값으로 정의하고 있으며⁴⁾, 이 실험에서는 $0.07 f_{ck} A_g$ 에 해당하는 1,863 kN을 축력으로 재하하였다. 축방향력의 변화를 방지하기 위하여 3,000 kN 용량의 Hydraulic actuator를 사용하였다. 그리고 Actuator의 가력속도는 지진에 의해 유발되는 실제속도의 1/100~1/200 사이의 값으로 결정한다는 Shing등의 관련 유사동적실험연구^{5,6)}를 참조하여 0.3 mm/sec로 가력하였으며, Damping값은 5%로 입력하였다.

본 연구에서는 Fig. 3과 같이 지배 주기가 1.75Hz인 KHC인공지진파와 0.52 Hz인 Kaihokus인공지진파를 입력 지진파를 사용하였다. 지진하중은 국내 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 지진구역 I(지진구역계수 0.11)에 재현 주기 1,000년(위험도계수 1.4)의 가속도 계수인 0.154 g를 첫 입력지진으로 시작하여 단계적으로 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g...순으로 파괴에 도달할 때까지 유사동적실험을 수행하였다.

실험체의 고유진동수는 RCHEAST⁷⁾ 해석프로그램을 이용하여 구하였으며, 비내진으로 설계된 실험체(NS-HT1-A)는 2.676 Hz, 나머지 한정연성 실험체는 2.668 Hz로 비내진 실험체와 한정연성 실험체는 유사한 값을 보이고 있다.

3. 실험 결과 및 분석

본 연구의 실험결과로부터 하중-변위 및 모멘트-곡률 이력곡선과 각각의 포락곡선을 분석하여 변위 연성도 및 곡률 연성도를 조사하였다. 두 연성도간의 상관관계를 분석하였으며, 그리고 주철근 및 띠철근의 변형률도 조사하였다.

3.1 하중-변위 및 모멘트-곡률 이력곡선

하중-변위 이력곡선은 Actuator의 하중계와 변위계에 의하여 측정되었으며, 곡률은 이대형(1999)⁸⁾, 박종협(2001)⁹⁾ 그리고 Priestly(1992)¹⁰⁾의 연구 결과를 참조하여, 기둥 저면으로부터 0.25D(30 cm) 와 0.5D(60 cm)에 해당되는 높이에 경사계를 부착하여 측정하였다. 이 경사계는 기존의 곡률 측정 방법과는 달리 기둥 측면에 부착되어 있어 기둥 전후면의 피복이 박리되는 비선형 구간까지 정확한 곡률측정이 가능하였다.

Figs. 4와 5는 각각 하중-변위 이력곡선 및 모멘트-곡률 이력곡선이며 그 형태가 매우 유사함을 알 수 있다. 그리고 Table 4는 각 하중 단계별 주요 거동현상과 PGA 값에 따른 최대 변위 및 곡률이다.

실험 결과 비내진 실험체(NP-HT1-A)는 0.154 g에서 기둥하단에서 53 cm 지점에서 최초 균열이 발생되고, 0.3 g에서 수직균열이 발생하였으나 강도감소 현상만 발생되고 피복은 탈락하지 않았으며 주철근도 파단되지 않았다. 한정연성 설계 실험체중 주철근을 겹침이음하지 않은 MF-HT4-N과 50% 겹침이음을 한 MF-HT4-H는 한국도로공사 인공지진파(T2) 입력시 모두 0.154 g에서 최초 균열이 발생되며 0.2 g ~ 0.3 g까지 균열이 계속 진전되다가 0.5 g에서 최초의 수직균열이 발생되고 0.6 g에서 피복이 탈락하는 양상을 보였다. 또한 MF-HT4-H는 0.6 g에서 띠철근이 파단되었다.

한편, 실험체 MP-HT4-N는 일본 인공지진파인 Kaihokus 지진파 입력시 0.154 g에서 최초균열 발생후 0.2 g ~ 0.3 g까지 균열이 진전되다가 0.4 g에서 피복이 탈락되며 파괴되는 양상을 보였다. 특히, Kaihokus 인공지진파는 초기 2초 부근의 일방향 편축의 최대가속도 지점에서 심각한 손상을 보여 주었다. 그리고 주철근 겹침이음을 하지 않은 두 실험체 MF-HT4-N와 MP-HT4-N의 경우 Actuator 최대 변위까지 가력하였으나 극한상태에 도달하지 못하였다. 따라서 유사동적 실험 종료 후 Fig. 4 및 Fig. 5에 보이는 바와 같이 Actuator 최대 변위보다 다소 적은 ± 192 mm 반복재하하여 파괴시까지 실험을 하였다. MF-HT4-N 실험체의 경우 4번째 반복재하시 본 논문에서 정의한(Fig. 6 참조) 극한하중에 도달하였다. 그리고 MP-HT4-N의 경우에는 3번째 반복재하시에 극한하

중에 도달하였다. 두 실험체 모두 유사동적 실험시에는 주철근이 파단되지 않고 반복재하시 MF-HT4-N는 3개, MP-HT4-N는 2개의 주철근이 파단되었다. 그리고 주철근의 좌굴과 파단은 경사계 부착위치인 0.25D와 0.5D 사이에서 발생하였다.

주철근 겹침이음에 따른 영향은 준정적실험에 의한 연구결과^{11,12)}와 같이, 본 연구의 NP-HT1-A 실험체 경우에

도 최대하중 도달 후 급격한 강도 감소를 보이고 있다. 그리고 띠철근비가 동일하나 주철근 겹침이음 유무에 따른 실험체인 MF-HT4-H, MF-HT4-N의 실험결과도 주철근 겹침이음이 구조물의 연성도에 지대한 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. 지진발생시 주철근 겹침이음이 있는 RC교각들의 연성능력의 급격한 저하는 겹침이음된 주철근의 슬립으로 인한 영향으로 판단된다.

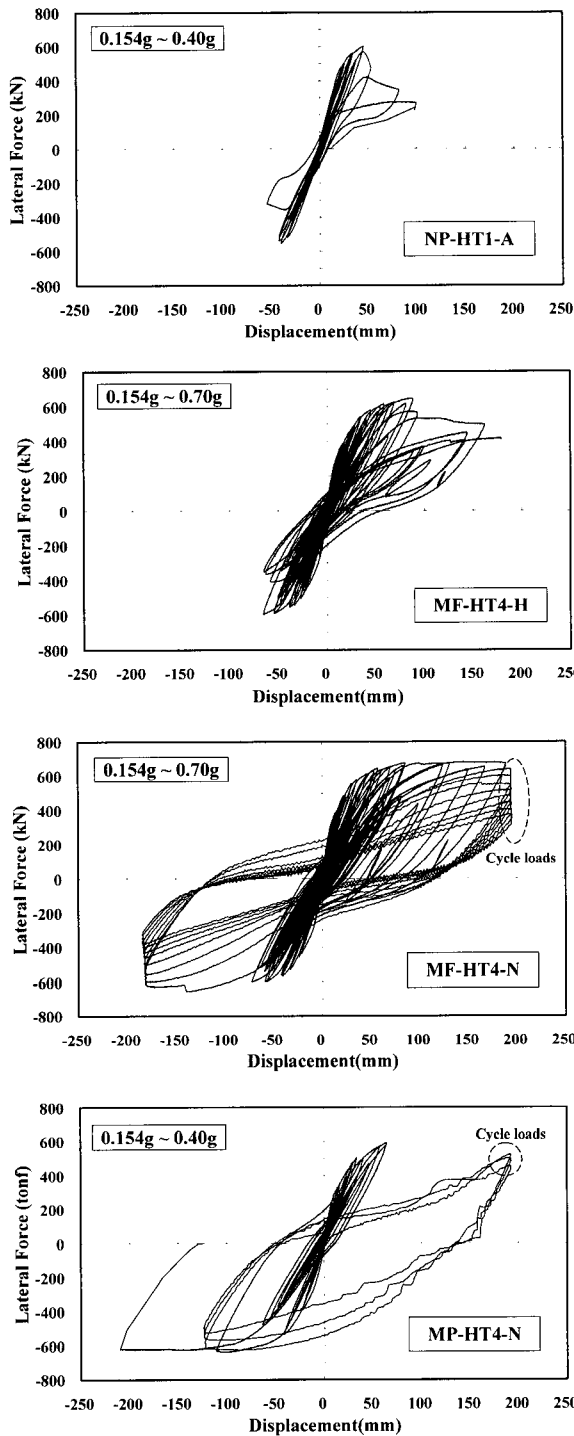


Fig. 4 Load-displacement curve

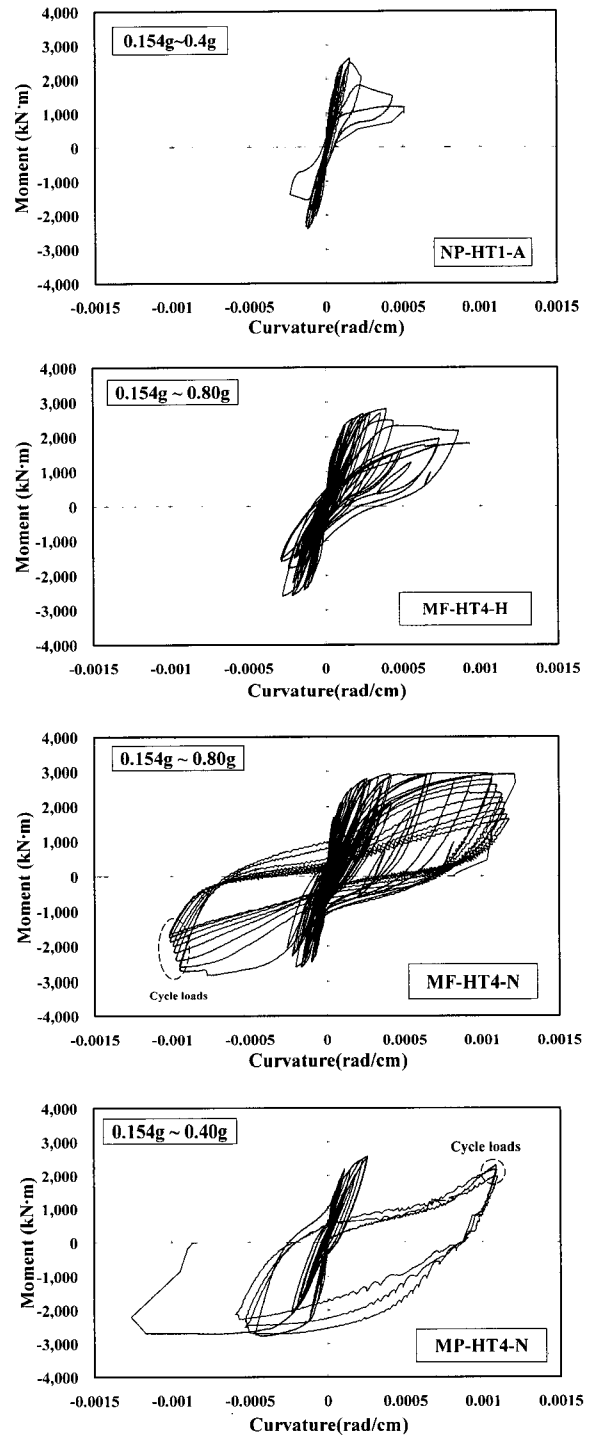


Fig. 5 Moment-curvature curve

Table 4 Test results

Specimens		0.154 g	0.2 g	0.3 g	0.4 g	0.5 g	0.6 g	0.7 g	0.8 g	Cyclic load
NP-HT1-A	Behavior of each loading sequence	⊙		◇		-	-	-	-	-
MF-HT4-H		⊙				◇	▲, ●		-	-
MF-HT4-N		⊙				◇			▲	■
MP-HT4-N		⊙		◇		-	-	-	-	▲, ■
NP-HT1-A	Max. displacement (mm)	-	26.09	53.44	99.73	-	-	-	-	-
MF-HT4-H		17.44	28.69	54.94	68.75	93.19	162.13	179.00	-	-
MF-HT4-N		19.59	24.44	53.39	70.48	85.67	131.17	189.08	224.95	194.62
MP-HT4-N		22.44	41.25	111.11	209.97	-	-	-	-	192.87
NP-HT1-A	Max. curvatures (rad/cm)	6.57E-5	8.68E-5	2.31E-4	5.11E-4	-	-	-	-	-
MF-HT4-H		6.33E-5	1.01E-4	2.25E-4	2.91E-4	4.40E-4	8.60E-4	9.30E-4	-	-
MF-HT4-N		8.12E-5	1.06E-4	2.50E-4	3.34E-4	4.20E-4	6.77E-4	1.07E-3	1.22E-3	1.03E-3
MP-HT4-N		6.17E-5	1.18E-4	4.66E-4	1.26E-3	-	-	-	-	1.10E-3

⊙ : Initial cracking, ◇ : Vertical crack, ▲ : Cover concrete spalling, ■ : longitudinal steel fracture, ● : confinement steel fracture

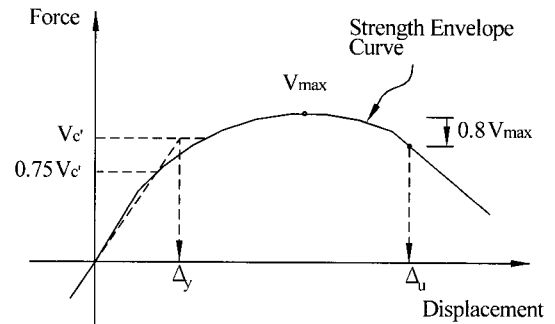
3.2 변위 연성도 및 곡률연성도

철근콘크리트 교각의 심각한 손상은 교량 전체의 붕괴로 이어질 우려가 있으므로, 지진발생시 교각이 취성파괴를 일으키지 않고 충분한 내하력과 변형성을 발휘할 수 있는 연성 파괴를 유발하도록 설계되어야 한다. 철근 콘크리트 교각의 연성이란 소성영역에서 현저한 강도감소 없이 큰 변형을 일으킬 수 있는 능력을 의미하며 지진하중과 같은 반복하중을 받는 구조물의 내진설계 및 내진성능 평가시 가장 중요한 요소 중의 하나로서, 일반적으로 단면의 곡률연성과 부재의 변위연성으로 나타내진다. 구조형식, 기둥길이, 기둥의 구속조건에 따른 구조물의 연성을 나타내는 연성도는 항복값에 대한 극한값의 비로 정의되며 식 (2) 및 (3)과 같이 표현된다.

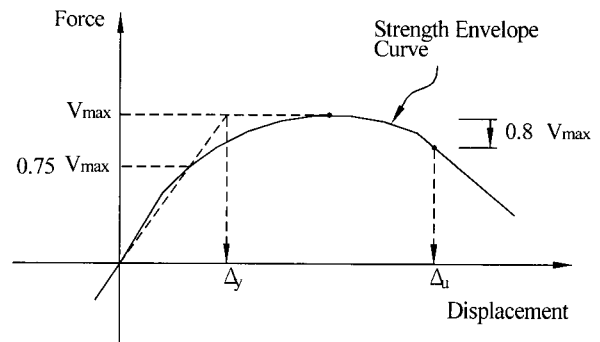
$$\text{변위연성도} : \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

$$\text{곡률연성도} : \mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3)$$

변위연성도의 경우, 하중-변위의 관계에서 항복점이 뚜렷하지 않기 때문에 항복점을 결정하기 위해 여러 연구자들이 다양하게 정의를 하였다. 이 중 Fig. 6과 같이 하중-변위 곡선상에서 공칭모멘트 M_n 에 해당하는 횡력 V_i 을 지나는 수평선과 원점에서 공칭모멘트 강도의 75%에 해당하는 횡력을 지나는 직선과의 교점을 항복변위로 결정하는 Fig. 6(a)방법과 탄성영역의 범위에서 균열에 의한 강성의 저하를 고려하기 위하여 할선강성을 사용하여 항복변위를 결정하는 Fig. 6(b)방법을 사용하였다. 특히 Fig. 6(b)방법의 경우에는 항복변위를 크게 평가하므로 변위연성도를 적게 나타내어 연성도를 보다 안전측으로 평가하게 된다. 그리고 극한변위는 최대횡력의 20% 감소가 발



(a) Definition I



(b) Definition II

Fig. 6 Definitions of yield and ultimate displacement

생할 때의 변위로 정의하였다. 실험결과 Figs. 4 와 5에 나타난 바와 같이 한국도로공사 인공지진과 T2를 적용한 실험체의 경우 (+)방향으로 응답이 편측되었고, 일본 Kaihokus 인공지진파를 적용한 실험체의 경우에는 반대로 (-)방향으로 편측되었다. 연성도는 Figs. 7 및 8의 포락곡선으로부터 산정하였으며, 주철근 겹침이 없는 실험체(MF-HT4-N, MP-HT4-N)의 경우에는 유사동적 실

험 이후의 반복재하시 변위까지 고려하여 산정하였다. Table 5에 나타난 바와 같이 실험분석결과 항복 및 극한정의 방법에 따라 연성도 값이 다소 틀리지만 비내진 실험체(NP-HT1-A)의 경우 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 단주 교각의 요구변위연성도 5를 만족하지 않음을 알 수 있으며, 또한 한정연성실험체중 주철근 겹침이 50%인 실험체(MF-HT4-H)도 요구변위연성도를 충족시키지 않는 것으로 판단된다. 또한 주철근의 겹침이 없는 두 실험체(MF-HT4-N, MP-HT4-N)의 경우 극한변위를 실험상 측정할 수가 없어 측정된 최대변위로 계산하였다. 따라서 실제의 극한변위는 측정된 최대 변위 이상일 것이므로 두 실험체 모두 요구변위연성도를 만족하는 것으로 판단된다. 그리고 Eurocode 8³⁾에서는 국내의 설계기준과는 달리 완전연성과 한정연성 2종류로 분류하고 있으며, 완전연성의 경우 요구 곡률연성도 13을 한정연성의 경우 7을 제시하고 있다. 본 실험결과 표 5에 나타난바와 같이 주철근 겹침이 없는 경우 요구곡률연성도 7을 만족함을 알 수 있고, 주철근 겹침이 있는 비내진 실험체(NP-HT1-A)의 경우는 만족하지 않음을 알 수 있었다. 그리고 주철근 겹침이 있는 한정연성실험체(MF-HT4-H)는 분석방법에 따라 상이한 결과를 보이고 있다. 따라서 이상의 결과로부터 주철근의 겹침이 없을 경우, 현행 내진규정의 심부구속철근비의 32%만으로도 현행 도로교설계기준의 요구변위연성도 5와 Eurocode 8(1996)의 요구 곡률연성도 7을 만족하는 것을 알 수 있었다. 또한, Table 4와 Table 5에 나타난 바와 같이 항복 변위 및 항복 곡률이 0.2g에서 나타났다. 이는 현행 국내 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 내진 1등급교의 설계 가속도 0.154g에서는 모두 항복점을 넘지 않은 것으로 나타났다.

3.3 변위-곡률 연성도 상관관계

변위연성은 구조형식, 기둥길이, 기둥의 구속조건에 따른 구조물의 연성을 나타낸 것으로서, 지진 발생시 구조물

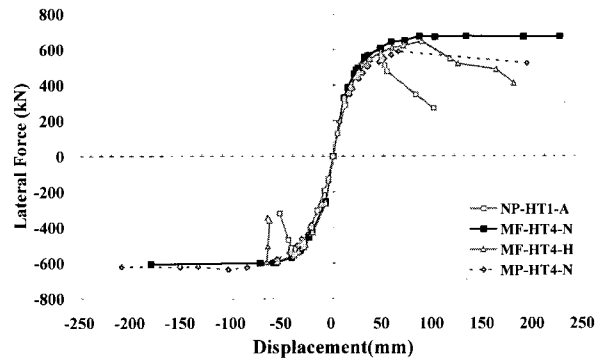


Fig. 7 Lateral force-displacement envelope curve

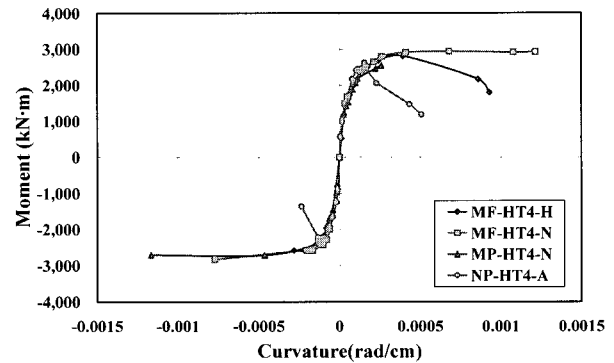


Fig. 8 Moment-curvature envelope curve

의 내진성능을 표현하는 가장 일반적인 방법이다. 그러나 구조물의 비선형거동을 가장 잘 표현하는 바람직한 척도는 소성힌지 구간의 단면에서 발생하는 곡률로서, 이는 단면형상, 재료특성, 철근의 배근형태, 축력의 정도에 따른 단면의 연성을 나타낸다.

철근콘크리트 교각의 내진 성능을 평가하기 위해서는 지진 발생시 가장 큰 손상이 나타나는 소성힌지구간의 성능평가가 매우 중요하며, 이 소성힌지 구간의 연성평가는 주로 곡률연성의 평가로 수행되고 있다. 그러나, 실험을 통해서 곡률을 얻는 것이 어렵기 때문에 변위연성과 곡률연성의 상관관계를 통해서 보다 손쉽게 곡률연성을 얻고

Table 5 Analysis of displacement and curvature ductility

(Displacement : mm, Curvature : rad/cm)

Specimens	Analysis of displacement ductility					Analysis of curvature ductility				
	Δ_y		Δ_u	μ_Δ		ϕ_y		ϕ_u	μ_ϕ	
	Def. I	Def. II		Def. I	Def. II	Def. I	Def. II		Def. I	Def. II
NP-HT1-A	22.94	27.67	51.07	2.22	1.85	7.96E-5	1.04E-4	2.26E-4	2.84	2.17
MF-HT4-H	24.22	36.40	116.00	4.79	3.19	8.75E-5	1.27E-4	8.03E-4	9.18	6.32
MF-HT4-N	20.70	34.20	224.95*	10.87*	6.58*	7.40E-5	1.36E-4	1.21E-3*	16.40*	8.92*
MP-HT4-N	31.06	43.32	210.00*	6.76*	4.85*	1.25E-4	1.32E-4	1.16E-3*	9.32*	8.83*

* When ductilities of two specimens(MF·MP-HT4-N) were calculated, ultimate values were maximum values of each tests. Therefore, real ductilities will be higher values than those.

자 하였다. 식 (4)는 Priestley¹⁰⁾등이 제안한 곡률연성도와 변위연성도와의 상관관계식을 나타낸 것으로서, 본 실험에서 얻은 두 연성도 결과의 검증과 식(4)와의 비교를 위해 분석하였다.

$$\mu_d = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{\ell_p}{\ell} \left(1 - 0.5 \frac{\ell_p}{\ell} \right) \quad (4)$$

$$\ell_p = 0.08 \ell + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b$$

여기서, μ_d : 변위연성도, μ_ϕ : 곡률연성도, ℓ : 기둥길이 (mm), ℓ_p : 등가소성힌지길이(mm)이며 f_y (MPa)와 d_b

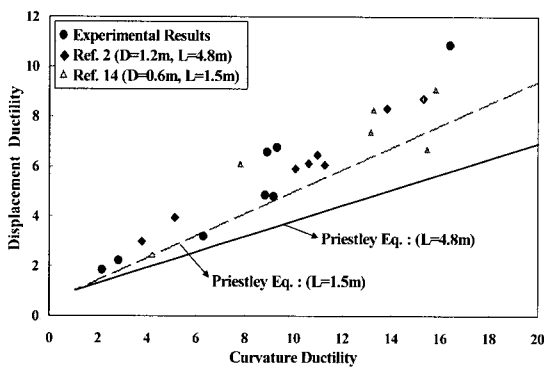


Fig. 9 Relationship between displacement ductility and curvature ductility

(mm)는 주철근의 항복강도 및 직경이다.

Fig. 9는 본 논문에 적용된 실험체 4기외에도, 이번 연구에 실험한 다른 실험체²⁾와 다른 연구¹⁴⁾ 결과까지 함께 분석하여 그 신뢰도를 높이고자 하였다. 또한 Priestley가 제안한 식 (4)에 따라 곡률연성도와 변위연성도를 계산하여 표시하였다. 비교결과, 곡률연성도에 대하여 실험을 통한 변위연성도 값이 Priestley의 제안식에 따른 변위연성도값보다 다소 크게 나타났다. 이는 Fig. 9에 보이는 바와 같이 실험체 특성이 다른 실험 결과는 매우 유사하나 식 (4)의 결과는 (L_p/L)에 따라 결과 차이가 크게 나타나기 때문이다.

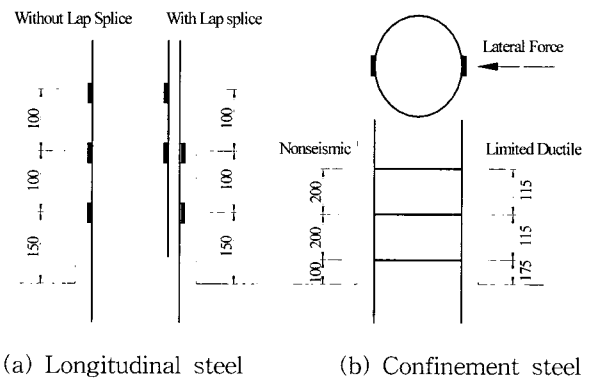
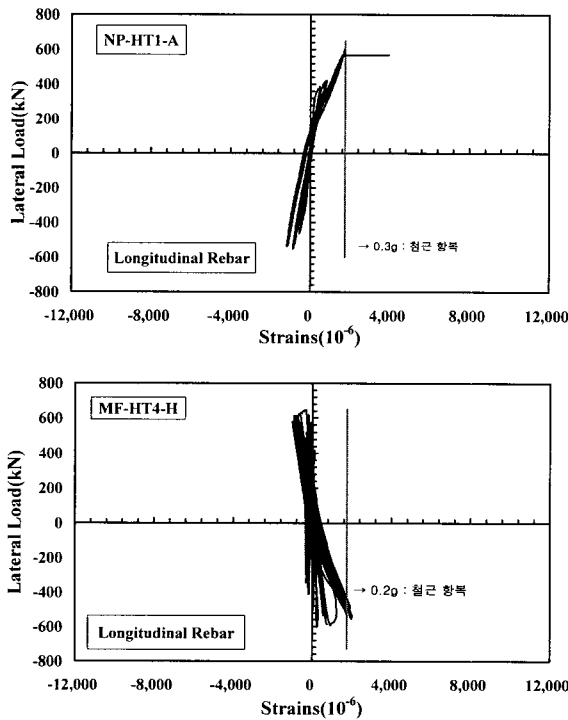
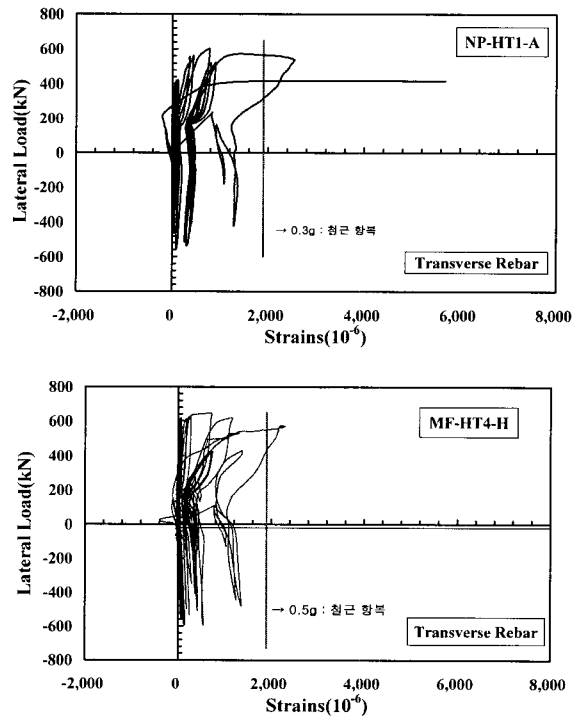


Fig. 10 Strain Gage plan



(a) Longitudinal steels



(b) Confinement steels

Fig. 11 Strain curves of reinforcement steels

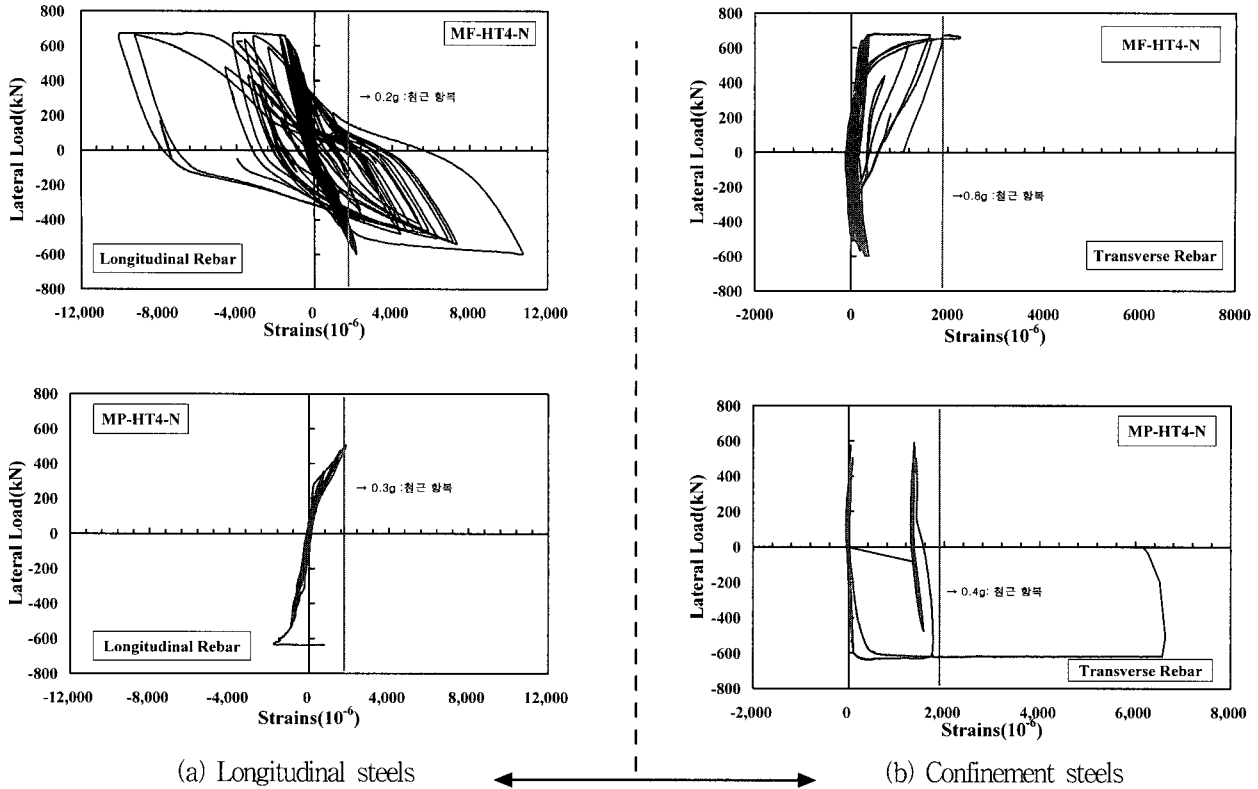


Fig. 11 Strain curves of reinforcement steels (continuous)

3.4 철근의 변형률

지진거동시 소성힌지구간의 철근변형 거동을 파악하기 위하여 주철근에 변형률 게이지를 기둥하단으로부터 Fig. 10(a)와 같이 부착하였고, 띠철근에는 변형률 게이지를 Fig. 10(b)와 같이 부착하였으며 그 결과는 아래 Fig. 11의 하중-변형률 곡선을 통하여 보여주고 있다.

Fig. 11은 각 실험체에 부착된 변형률 게이지들 중, 측정된 가장 큰 값을 나타내었으며, 철근 항복의 정의는 철근 인장실험결과(Table 2)에서 철근의 탄성계수(2.0×10^6)로 나눈 값을 항복 변형률로 결정하였다. 분석결과 MF-HT4-H, MF-HT4-N, MP-HT4-N, NP-HT4-A 실험체의 주철근은 각각 0.2g, 0.2g, 0.3g, 0.3g에서, 띠철근은 0.5g, 0.8g, 0.4g, 0.3g에서 항복하였다.

특히 띠철근의 항복시기가 편차가 크게 나타난 것은 횡철근에 갈고리가 없어(Fig. 1(c) 참조) 부착이 완전하지 못한 이유라 판단된다. 따라서, 모든 실험체들의 철근 변형률을 종합적으로 분석한 결과 주철근과 띠철근 모두 우리나라 내진 I 등급 교량의 붕괴방지 수준(재현주기 1000년)의 설계지진력인 0.154g를 넘어서 항복에 이르러 설계 내진성능을 만족하는 것으로 3.2절의 결과와 동일하게 나타났다.

4. 결 론

본 연구를 통한 결론은 다음과 같다.

- 1) 주철근 겹침이 없는 경우 한정연성설계법으로 설계 및 제작한 실험체의 경우 우리나라 설계기준에서 요구하는 변위연성도 5(응답수정계수 3)과, Eurocode 8에서 제시한 요구곡률연성도 7도 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 주철근 겹침이 50% 경우 대체적으로 만족하지 않음을 알 수 있었다.
- 2) Priestley등이 제안한 곡률연성도와 변위연성도와의 상관관계식을 실험에 의한 결과와 비교하였다. 곡률연성도에 따른 변위연성도에 관한 실험 값은 Priestley 제안식에 의한 값과 큰 차이는 보이지 않았으나 상대적으로 다소 크게 나타났다.
- 3) 각 실험체의 철근변형률 분석 결과 주철근과 띠철근 모두 우리나라 내진 I 등급 교량의 붕괴방지 수준(재현주기 1000년)의 설계지진력인 0.154g를 넘어서 항복에 도달하였다. 또한 연성도 평가결과 중·저진 지역에 대한 횡구속철근량은 주철근에 겹침이 없는 경우 현행 설계규정의 30% 정도의 횡구속 철근량만으로도 내진성능 확보가 가능하리라 판단된다

감사의 글

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

참고문헌

1. 건설교통부, “도로교표준시방서”, 1992.
2. 정영수, 이재훈, 김재관 등, “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구”, 한국도로공사, 2001.
3. 건설교통부, “도로교설계기준”, 2000.
4. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G. M., “*Seismic Design and Retrofit of Bridge*,” JOHN WILEY & SONS, Inc., 1996.
5. Shing, Pui-shum B. and Mahin, Stephan A., “*Pseudo Dynamic Test Method for Seismic Performance Evaluation : Theory and Implementation*,” Report No.UCB/EERC-83/12, 1984.
6. Shing, Pui-shum B. and Mahin, Stephan A., “Rate of Loading Effect on Pseudo Dynamic Test,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 11, 1988, pp.2403~2420.
7. 김태훈, “비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가,” 박사학위논문, 성균관대학교, 2002.
8. 이대형, “Analytical and Experimental Research for Seismic Performance of Circular R/C Bridge Piers,” 박사학위논문, 중앙대학교, 1999.
9. 박종협, “유사동적실험에 의한 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가,” 박사학위논문, 중앙대학교, 2001.
10. Paulay, T., Priestley, M.J.N., “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*,” JOHN WILEY & SONS, Inc., 1992.
11. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, “주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가,” 대한토목학회논문집, 22권, 5-A호, 2002, pp.1193 ~1202.
12. Chai, Yuk H., Priestley, M.J.N., and Seible, Frieder, “Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance,” *ACI Structural Journal*, vol. 88, no. 5, 1991, pp.572~584.
13. Eurocode 8 Part 2, “*Design Provisions for Earthquake Resistant Structures Bridge*,” European Committee for Standardization, 1996.
14. Chung, Y. S., Park, C. K., and Lee, E. H., “*Experimental Residual Seismic Performance of Damaged Flexure/Shear-Critical RC Bridge Piers with Lap Splices*,” KEERC 2002 Annual Report, 2003, pp.157~167.

요 약

우리나라는 선진 외국에 비하여 늦은 1992년에 도로교 표준시방에 내진설계편이 도입되었다. 따라서, 1992년 이전에 설계된 교각들은 내진 설계가 되어있지 않음은 물론 시공편의상 소성힌지 구간에 주철근이 겹침이음 시공되어 현재에도 사용되고 있다. 또한, 현행 내진규정도 강진지역의 설계규정을 도입함으로써 중·약진 지역에 속하는 우리의 현실에 맞지 않아 현장에서 복잡한 철근배근을 요구함으로 시공성 및 경제성이 많이 떨어지고 있는 실정이다. 본 연구에서는 1992년 이전에 비내진 설계/시공되어 공용중인 원형 교각을 조사하여, 주철근이 겹침이음된 기준실험체(주철근비 1.01%, 심부구속철근비 0.13%) 1개를 실물 크기와 유사하도록 직경 1.2m, 높이 4.8m로 제작하였으며, 또한 중·약진 지역에 속하는 우리나라의 실정을 감안하여 심부구속철근비를 비내진 규정의 2.3배 현행 내진 설계규정의 0.32배에 해당하는 0.30%의 한정연성실험체 3개를 제작하여 유사동적 실험을 통하여 내진 연성도 평가를 하였다. 실험결과 비내진 실험체는 요구변위연성도 5를 만족시키지 못하였고, 한정연성 실험체의 경우는 현행 내진규정의 요구 변위연성도 5를 만족하는 것으로 나타났다.

핵심어 : 철근콘크리트교각, 한정연성, 유사동적실험, 실물크기