철근콘크리트 교각의 연성과 손상도 평가
Evaluation of Ductility and Damage Ratio for Reinforced Concrete Bridge Piers

박창규* 이대형** 이은희*** 김 훈**** 정영수*****
Park, Chang Gyu Lee, Dae Hyoung Lee, Eun Hee Kim, Hoon Chung, Young Soo

ABSTRACT

The resent earthquakes in worldwide have caused extensive damage to highway reinforced concrete bridge piers. It has been observed in the Korean Peninsula that the number of minor or low earthquake motions have increased year by year. Since the concern about the earthquake hazards is increased, the objective of this research is to evaluate the damage of reinforced concrete bridge piers subjected to probable earthquake motions.

Experimental investigation was conducted to study the seismic performance of the full-scale specimens in size D=1.2m H=4.8m, which were constructed with different longitudinal lap splice and loading pattern, through the quasi-static test and the pseudo-dynamic test.

It is thought that this result could contribute to establish the retrofit decision-making and disaster planning of reinforced concrete bridge piers in earthquake regions. And it could be also possible to quantify the damage of reinforced concrete bridge piers under cyclic loading through a nondimensional damage ratio.

1. 서론

한반도에서도 1936년의 쌍계사지진, 1978년의 홍성지진, 1982년의 사리원지진, 1996년의 진도 4.0이상의 경주, 영월지진 등 크고 작은 지진들이 끊임없이 발생하였으며, 최근 한국자원연구소의 지진관측망에 따르면 2000년에만 무려 29여회의 지진이 발생하였다고 보고되어 있다. 또한 전 세계적으로 1995년 일본 고베(Kobe)지진, 1999년 터어키 이즈미(Izmit)지진, 2000년 대만 지지(Chi-Chi)지진, 2001년 인도지진 등으로 인하여 지진에 대한 사회적 관심이 크게 고조되고 있다. 이에 국내에서도 내진에 대한 연구가 그 어느 때 보다 활발히 진행되고 있으며, 우리나라에서는 1992년부터 도로교 표준시방서에 내진설계편을 신설하여 1996년 1차 개정, 2000년 2차 개정을 하여 오늘에 이르고 있다.

* 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정
** 경북도립대학 건설환경과 조교수
*** 중앙대학교 대학원 토목환경공학과 석사과정
**** 중앙대학교 대학원 토목환경공학과 석사
***** 중앙대학교 토목공학과 교수

철근콘크리트 교각의 붕괴는 교량 전체의 붕괴로 이어질 우려가 있으므로, 지진발생시 교각이 취성파괴를 일으키지 않고 충분한 내하력과 변형성능을 발휘할 수 있는 연성 파괴를 유발하도록 설계되어야한다. 철근 콘크리트 교각의 연성이란 소성영역에서 현저한 강도감소없이 큰 변형을 일으킬 수 있는 능력을 의미하며 지진하중과 같은 반복하중을 받는 구조물의 내진설계 및 내진성능 평가시 가장 중요한 요소 중의 하나이며, 일반적으로 단면의 곡률연성과 부재의 변위연성으로 나타내진다. 또한, 지진에 의한 철근콘크리트 교각의 피해는 균열의 크기, 소성변형 및 연성에 의해 평가되어진다. 또한, 최근에는 에너지 소산능력 및 누적 연성 등에 의해 평가되고 있으나 아직까지 정량적으로 평가되어 철근콘크리트 교각에 대한 보수, 보강 및 재시공에 대한 기준은 제시되어지고 있지 않다.

따라서 본 논문에서는 중약진 지역에 속하는 국내 실정을 감안하여 실물 크기에 가까운 교각을 한정연성 실험체로 제작하였으며, 준정적실험(Quasi-Static Test)과 유사동적실험을 통하여 변위연성도(Displacement Ductility)와 곡률연성도(Curvature Ductility)를 비교 분석하였고, 각 하중단계별 손상비(Damage Ratio)를 평가하였다.

2. 실험내용

2.1 실험체

우리나라의 기존 비내진 설계된 기존 교각에는 주로 0.1~0.16%의 체적비를 갖는 띠철근이 배근되어 있다. 한편, 교량의 내진 설계되는 교각에 사용된 설계기준 재료강도($f_y = 3,000 kg/cm^2$, $f_{ck} = 240 kg/cm^2$)의 경우 심부구속 철근비는 0.96%로 매우 크므로 시공현장에서 철근 배근 및 콘크리트 타설의 어려움을 유발하기도 한다. 따라서 본 실험에서는 중약진 지역에 속하는 국내 실정을 감안하여, 완전연성을 보장하기 위한 현행 설계기준의 심부구속 철근비보다는 매우 적은 양으로 발휘할 수 있는 연성능력을 실험적으로 파악하기 위하여, 띠철근의 간격을 11.5cm로 하여 횡방향 철근비는 0.22%, 주철근비는 1.01%로 한 실험체를 제작하였으며, 교각의 휨파괴를 유도하기 위해 단면형상비(Aspect ratio)가 4.0인 직경 $1.2m$, 높이 $4.8m$의 실물 크기에 가까운 교각을 제작하였다. 이 횡방향 철근비의 값은 비내진 교각의 1.7배이며, 완전연성을 보장하기 위한 현행 설계기준의 심부구속 철근비의 0.23배에 해당한다. 또한 주철근 겹이음 유무에 따른 성능 비교를 위하여 50%겹이음한 실험체를 2기 제작하였다. 그림 1은 실험체 설계도이다.

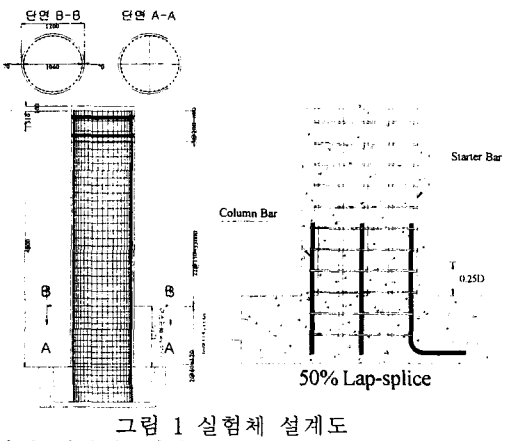


그림 1 실험체 설계도

콘크리트는 설계압축강도 $240 kgf/cm^2$로 최대골재치수 $25mm$의 레미콘을 사용하였으며, 재령 28일의 압축강도시험결과 $253 kgf/cm^2$의 강도를 얻었다. 철근은 KS D 3504에 의한 SD30인 D19를 주철근으로, D10을 띠철근으로 사용하였으며, KS B 0820에 따라 각각 3개의 시편에 대한 인장시

험을 실시하여 각각 평균 항복강도 3,500kgf/cm^2와 3,800kgf/cm^2를 얻었다. 다음 표 1에 실험체 개요를 나타내었다

표 1. 실험체 개요

구 분	실험체명	주 철 근			횡방향 철근			축하중 *tonf*	실험하중
		항복강도 kgf/cm^2	철근비 %	겹침이음	항복강도 kgf/cm^2	철근비 %	배근간격 *cm*		
준정적 실험	MS-HT4-H-L2	3,500	1.01	50%	3,800	0.22	11.5	190	그림 2
	MS-HT4-N-L1			0%					
	MS-HT4-N-L2			0%					
	MS-HT4-N-L3			0%					
유사 동적 실험	MF-HT4-H	3,500	1.01	50%	3,800	0.22	11.5		T2
	MF-HT4-N			0%					
	MP-HT4-N			0%					Kaihokus

주) MS · MF · MP:한정연성, HT4:띠철근 형태, H:주철근 50% 겹이음, N:주철근 0% 겹이음, L1 · L2 · L3:하중반복횟수

2.2 실험개요

축방향력은 $0.07f_{ck}A_g$ 인 190 *tonf*를 재하하였으며, 횡방향 하중은 Actuator를 이용하여 변위제어방식으로 가력하였다. 우선 준정적실험의 경우, 변위제어 유형의 경우 기둥높이에 대한 하중변위의 비율(Drift Level)로 그림 2와 같이 ±0.25%, ±0.5%, ±1.0%, ±1.5%, ±2.0%, ±2.5%, ±3.0 %, ±4.0%, ±5.0% …로 증가시키는 방법으로 2cycle 반복 재하를 기본으로 하고, 반복재하 횟수에 따른 성능 비교를 위하여 1cycle(MS-HT4-N-L1)과 3cycle(MS-HT4-N-L3)인 경우도 실험하였다. 그리고 유사동적 실험의 경우에는 중약진과 강진에서의 거동특성 비교를 위해 그림 3과 같이 한국도로공사에서 작성한 PGA 0.2g의 인공지진파 T2와 일본 건설성 토목연구소에서 작성한 PGA 0.36g의 Kaihokus 인공지진파를 사용하였다.

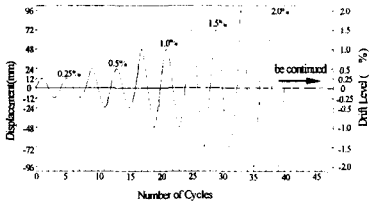
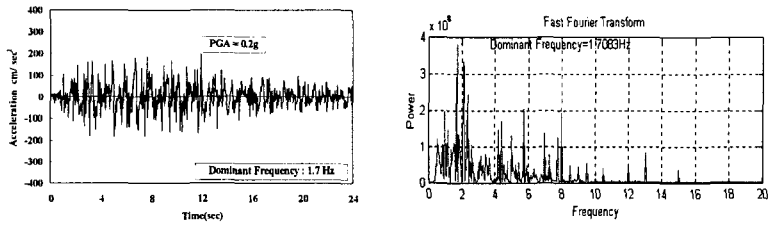
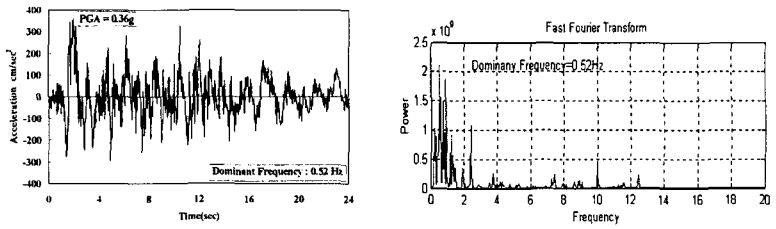


그림 2. 하중재하형태(L2)



(a) 한국도로공사 T2



(b) Kaihokus

그림 3. 인공지진파

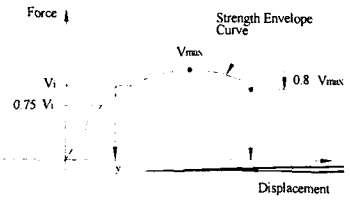
지진하중은 국내 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 지진구역 I (구역계수 0.11), 재현주기 1,000년(위험도계수 1.4)의 가속도 계수인 0.154g의 인공지진을 첫 입력지진으로 시작하여 단계적으로 0.2g, 0.3g, 0.4g…순으로 파괴에 도달할 때까지 점진적으로 증가시키면서 실험을 수행하였다.

그리고, 소성힌지구간의 곡률을 측정하기 위하여 가력방향의 직각방향인 측면에 소성힌지구간의 1/4 지점과 1/2 지점에 경사계를 설치하였다.

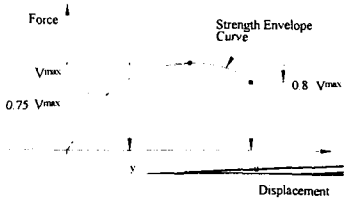
3. 실험결과분석

3.1 변위연성도와 곡률연성도

지진과 같은 과도한 변형에 대해 구조물이 안전하려면 충분한 변형에너지의 소산능력이 필요하며 이는 구조시스템에서 충분한 연성도를 갖고 있어야 한다. 콘크리트와 같은 복합구조물을 이용한 실험에서 교각의 항복변위와 극한변위를 결정하기는 매우 어려우므로, R. Park(1989)의 연구결과에 의한 두 가지 방법(그림 4)으로 분석하였다. 정의 I 은 탄성영역 범위에서 균열에 의한 강성저하를 고려하기 위하여 할선강성을 사용하여 항복변위를 결정하였으며, 정의 II는 하중-변위 곡선상에서 공칭모멘트강도 M_n에 해당하는 횡력 V_i를 지나는 수평선과 원점에서 공칭모멘트 강도의 75%에 해당하는 횡력을 지나는 직선과의 교점을 항복변위로 정의하였다.



(a) 정의 I



(a) 정의 II

그림 4 항복 및 극한의 정의

실험 분석 결과 주철근 겹이음이 없는 경우 한정연성설계법으로 설계 및 제작한 실험체의 경우 우리나라 설계기준에서 요구하는 변위연성도 5.0(응답수정계수 3.0)를 만족함을 알 수 있었고, 또한 Eurocode 8에서 제시한 요구곡률연성도 7.0도 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 주철근 겹이음 50% 경우 항복변위의 정의와 실험방법에 따라서 다소 상이한 결과를 보이고 있다.

준정적 실험에서 하중 반복횟수(MS-HT4-N-L1, MS-HT4-N-L2, MS-HT4-N-L3)에 따른 차이를 정의 II로 분석하였을 경우, 표 2 및 그림 6에 나타난 바와 같이 세 실험체 모두 변위 및 곡률 연성도가 유사하게 나타나 하중 반복횟수에 따른 차이를 보이지는 않았으며, 유사동적 실험체와 비교했을 경우에는 다른 결과를 보이고 있다. 즉, 어느 지진파와도 유사한 값을 보이지 않았다. 반면 정의 I 로 분석한 경우, 표 2 및 그림 6에 나타난 바와 같이 정의 II와는 다소 다른 결과를 나타냈다. 준정적실험에서 하중반복횟수에 따라 각각 다른 결과를 나타내고 있다. 또한 유사동적 실험 결과에서도 지진파에 따라 다른 결과를 보이고 있다. 특히 유사동적실험과 준정적실험의 하중반복횟수에 따른 유사성은 한국도로공사 인공지진파 T2의 경우에는 준정적 실험에서 2회 반복한 결과와 유사하였으며, 일본 Kaihokus 인공지진파 경우에는 준정적 실험에서 1회 반복한 결과와 유사하였다.

다음 식 (1)는 Priestley등이 제안한 곡률연성도와 변위연성도와의 상관관계식을 나타낸 것으로서, 본 실험결과와 비교를 위해 적용하였다.

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

여기서, μ_{Δ}:변위연성도, μ_{ϕ}:곡률연성도, ℓ:기둥길이, ℓ_p:등가소성길이

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

실험결과와 Priestley등이 제안한 식(1)과 비교한 결과, 실험결과가 곡률연성도에 대한 변위연성도값이 상대적으로 다소 크게 나타났으나 큰 차이는 보이지 않았다.

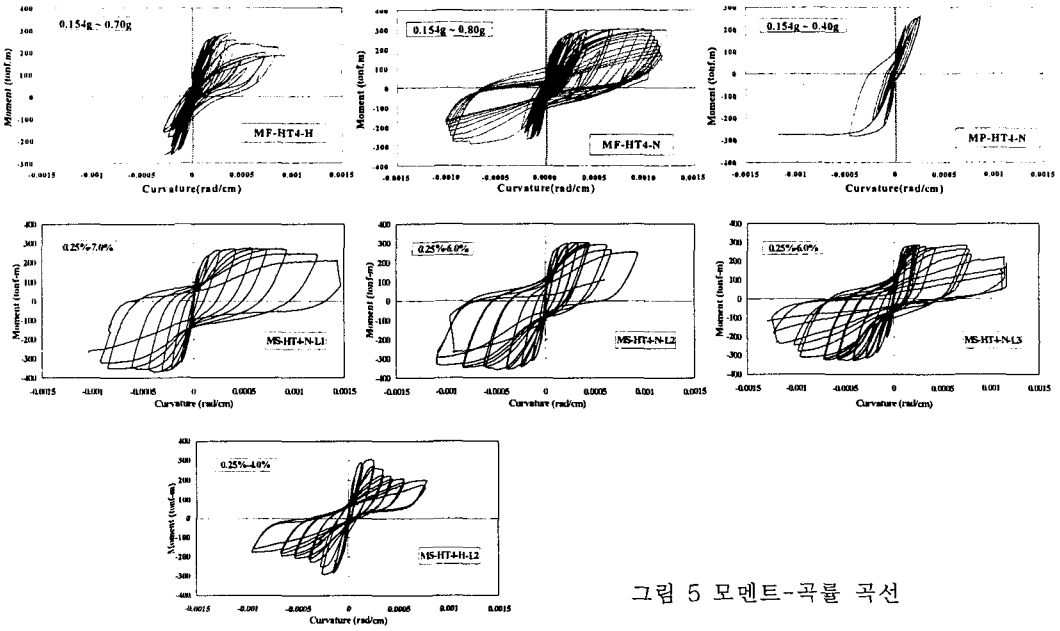


그림 5 모멘트-곡률 곡선

표 2 변위연성도와 곡률연성도

유사동적 실험체명	정의 I		정의 II		준정적 실험체명	정의 I		정의 II	
	μ_{ϕ}	μ_{Δ}	μ_{ϕ}	μ_{Δ}		μ_{ϕ}	μ_{Δ}	μ_{ϕ}	μ_{Δ}
MF-HT4-H	8.36	5.37	5.55	3.56	MS-HT4-H-L2	5.91	3.98	3.69	2.84
MF-HT4-N	16.93	9	8.47	6.58	MS-HT4-N-L1	13.75	7.15	10.48	6.44
					MS-HT4-N-L2	18.63	9.06	11.11	6.76
MP-HT4-N	13.52	6.77	11.68	4.85	MS-HT4-N-L3	13.97	8.32	11.71	6.62

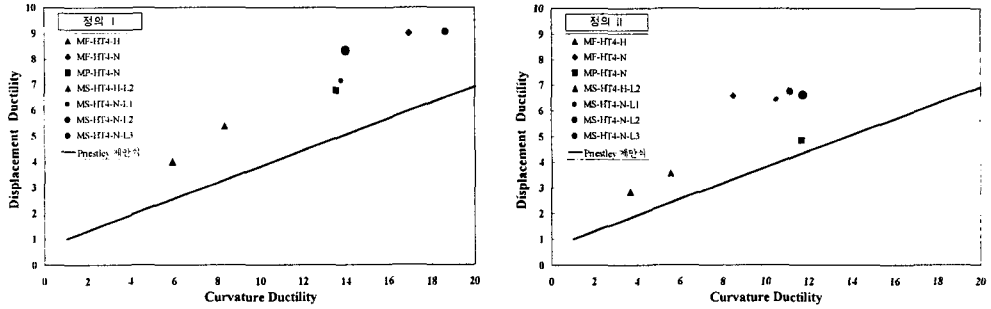


그림 6 변위연성도와 곡률연성도

3.2 손상비(Damage Ratio)

지진이 발생 시, 지진에 의한 구조물의 상태를 평가하기 위해서는 반드시 손상정도는 평가되어져야 하며 또한 예측할 수 있어야한다. 손상비는 손상정도를 정량적으로 표현하는 방법으로 사용되어질 뿐만 아니라, 지진후의 구조물 결함의 판단과 보수공사 방법과 비용 산정 등 중요한 판단기준으로서 기존 연구자들에 의해 지진피해에 대한 척도로서 여러 가지 방법들이 제시되었다. 그 중 가장 일반적인 방법이 변위연성도이며, 강성(Stiffness)에 의해서도 표현되었다. 본 논문에서는 Banon이 제시한 식들 중 강성을 이용한 식(2)와 누적변위연성도를 이용하여 제시한 식(3)을 이용하여 각 하중 단계별 손상비를 평가하였다.

$$\text{Damage Ratio (DR)} = K_f / K_r \tag{2}$$

여기서 K_f : $3EI/L^3$, K_r : 최대변위시의 secant stiffness

$$D = \sum |\delta_{m,i} - \delta_y| / \delta_y = \sum (\mu_i - 1) \tag{3}$$

여기서 $\delta_{m,i}$, μ_i : 각 하중단계별 최대 변위 및 변위연성도

실험결과에 따르면 그림 7에 분석 방법에 따른 손상비의 값이 상이하게 나타났다. 이는 식 (2)의 K_f가 전단면 강성 즉 비균열 초기강성이어서 식 (3)으로 분석한 결과보다 큰 결과를 보이며, 유사동적 실험에서 강성감소를 손상비로 나타낸 식 (2)의 경우, 입력하중이 강진(Kaihokus)인 경우가 손상비가 가장 크게 나타났다. 또한 주철근의 겹침유무에 따른 성능 감소도 확연히 나타났다. 반면 식 (3)으로 나타낸 경우에 있어서는 지진파 종류에 따라 차이를 보이나, 주철근 겹이음에 따른 차이는 보이지 않았다. 또한 준정적 실험의 경우를 강성감소를 손상비로 나타낸 식 (2)의 경우, 주철근 겹이음에 따른 성능감소를 뚜렷히 나타내고 있으나, 누적변위연성도를 손상비로 나타낸 식 (3)으로 나타낸 경우에 있어서는 실험변수간에 별 차이를 보이고 있지 않다. 이는 변위제어에 따라 실험이 진행되었기 때문으로 사료된다.

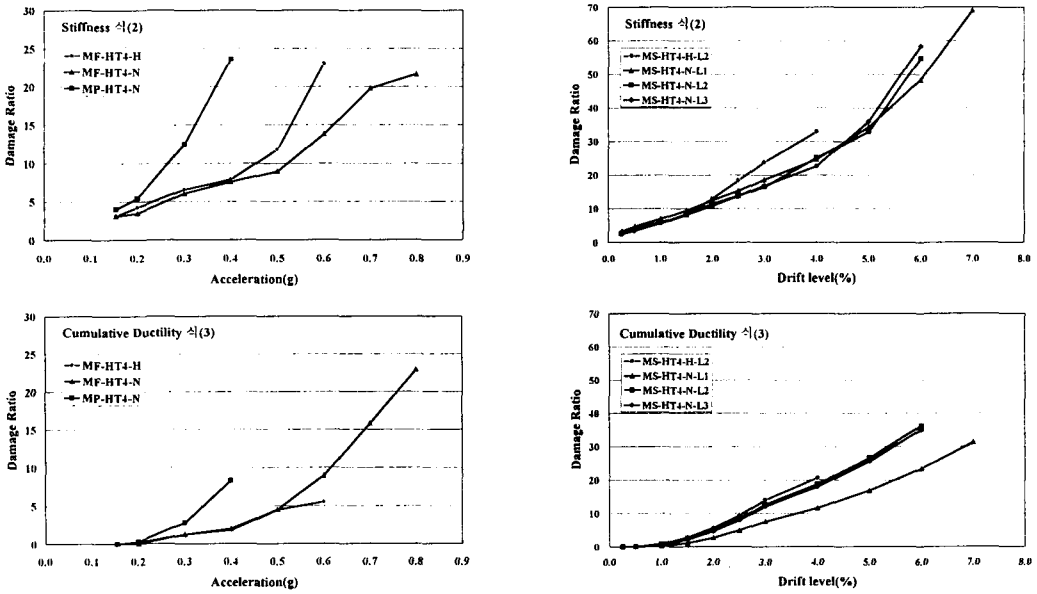


그림 7 Damage Ratio

그리고 표 3의 실험 진행중 주요 현상을 그림 8과 같이 손상비로 정량적으로 표현하였을 때도 주철근 겹이음 유무에 따른 차이를 확연히 보이고 있다. 즉, 주철근 겹이음이 있을 경우 낮은 손상비에도 구조물의 성능 감소가 나타났고, 주철근 겹이음이 없는 경우 하중 반복횟수와 분석 방법에 따라 다소간에 차이는 있지만 피복의 탈락 시점, 즉 주철근이 좌굴된 시점은 유사한 결과(식(2)의 경우 약 20, 식(3)의 경우 약 10)를 나타내고 있다.

표 3 실험 진행 과정

drift level / 시험체명	1.0%		2.5%		3.0%		4.0%		5.0%		6.0%	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
MS-HT4-N-L1	★						▲				■	
MS-HT4-N-L2	★					▲			■			
MS-HT4-N-L3	★				▲				■			
MS-HT4-H-L2	★		▲			■						

★ : 실험상 주철근항복, ▲ : 피복탈락, ■ : 주철근파단

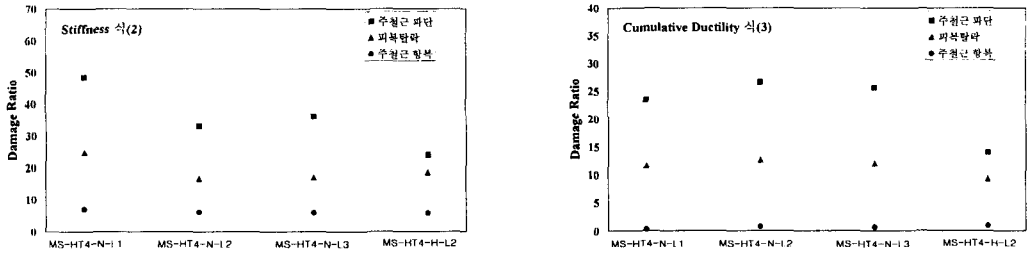


그림 8 구조물의 주요현상에 따른 손상비

4. 결론

본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1) 주철근 겹이음이 없는 경우 한정연성설계법으로 설계 및 제작한 실험체의 경우 우리나라 설계기준에서 요구하는 변위연성도 5(응답수정계수 3)과, Eurocode 8에서 제시한 요구곡률연성도 7도 만족하는 것으로 나타났다. 또한 주철근 겹이음 50% 경우 항복정의와 실험방법에 따라서 다소 상이한 결과를 보이고 있으나 대체적으로 만족하지 않음을 알 수 있었다.
2) 곡률연성도와 변위연성도와의 상관관계식을 실험결과와 Priestley등이 제안한 식과의 비교한 결과, 분석방법에 따른 차이는 나타났지만 본 연구에서 분석한 방법에 있어서는 곡률연성도를 기준으로 변위연성도를 실험값이 다소 크게 나타났다.
3) 유사동적 실험에서는 분석 방법에 상관없이 지진파의 특성에 따른 성능 감소를 손상비로 잘 표현하는 것으로 나타났다. 그러나, 주철근 겹이음에 따른 성능감소는 누적변위연성도를 손상비로 나타낸 식 (3)의 경우에 있어서는 실험기법에 상관없이 실험변수간에 별 차이를 보이지 않았고, 강성감소를 손상비로 나타낸 식 (2)의 경우에 주철근 겹이음에 따른 성능감소를 뚜렷히 나타내고 있는 것으로 나타났다.
4) 구조물의 지진피해 정도를 손상비로, 즉 정량적 표현이 가능함을 알 수 있었다. 특히, 주철근이 파단되는 시점은 실험체에 따라 다소 차이를 보이나, 피복이 탈락되는 시점(즉, 주철근이 좌굴

된 시점)은 분석방법에 따라 유사한 값을 보이고 있다. 따라서 지진 피해에 따른 보수보강 기법을 선정하는 데 기준이 될 수 있으리라 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사 "고속도로 기존 교량의 내진성능 평가를 위한 실험적 연구"의 일환으로 수행되었으며, 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국도로교통협회, "도로교설계기준", 2000
2. 박종협, "유사동적실험에 의한 원형 철근콘크리트교각의 내진성능평가", 박사학위논문, 중앙대학교, 2001
3. 손혁수, "심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계방법에 관한 연구", 박사학위논문, 영남대학교, 2002
3. 정영수 외 3인, "실물 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진성능 평가", 한국지진공학회, 제6권, 1호, 2002, pp250-257
4. 이재훈 외 3인, "횡방향철근상세에 따른 원형기둥의 내진성능", 한국지진공학회, 제4권, 1호, 2000, pp259-266
5. 이대형 외 3인, "기존 실물 원형 철근콘크리트 교각의 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구", 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 제6권, 1호, 2002, pp258-265
6. R. Park, "Evaluation of Ductility of Structure and Structural Assemblages from Laboratory Testing", Bulletin NZ National Society Earthquake Engineering., 22(3), 1989
7. Eurocode 8 Part2. Bridge, "Design Provision for Earthquake Resistance of Structures", European Committee for Standardization
8. Shing, P. B., Mahin, S. A., "Pseudodynamic Test Method for Seismic Performance Evaluation: Theory and Implement", UCB/EERC-84/01, January ,1985
9. Hooshang Banon, John M. Biggs, and H. Max Irvine, "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", ASCE, pp1717~1729
10. Martin S. Williams, Isabelle Villemure, and Robert G. Sexsmith, "Evaluation of Seismic Damage Indices for Concrete Elements Loaded in Combined Shear and Flexure", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 3, 1997, pp.315~322