

# 철근 콘크리트 구조물의 보-기둥 접합부의 載荷速度에 따른 舉動의 차이점에 관한 연구

鄭 變

〈檀國大學校 建築工學科 助教授·工博〉

## 1. 序 論

현재 미국에서 통용되는 지진에 대한 설계 기준인 ACI Code의 부록에 있는 “Special Provisions for Seismic Design”이나 Uniform Building Code는 실제 지진 하중이 작용할 때의 載荷速度가 아니고 그보다 훨씬 載荷속도가 느린 quasi-static loading rate에 의한 구조물의 실험결과에 주로 의존하여 제정되었다[1, 2].

이러한 재하속도의 차이는 분명히 실제 상황에 있어서 다른 결과를 가져 온다는 것이 몇사람의 연구자에 의해 이미 밝혀진 바 있지만, 그 연구 또한 주요한 몇가지 점을 명확하게 규명하지 못한것도 사실이다.

日本の Mustuyoshi와 Machida[3, 4]는 똑같은 철근 콘크리트 pier의 모델을 몇개 제작하여 steady-state dynamic loading下에서와 static loading下에서 실험하였다. 그들은, 구조물의 파괴에 이르기까지의 에너지 흡수능력이 dynamic test에서 보다는 static test에서 더크다는 결론을 내렸으나, 뉴질랜드의 Wilby와 Park[5]는 그와는 약간 다른 결론을 내렸다. 그들은 두개

의 6층 짜리 모델 size의 입체라멘을 static과 dynamic 하중을 주어 실험하였는데 dynamic 실험에서의 강도 저하 현상이 static 실험에서의 강도 저하현상보다 더 뚜렷하고 크다는 것을 관찰하였다. 또 Arakawa와 Arai[6]는 18개의 철근 콘크리트 기둥을 서로 다른 재하속도로 실험하였는데 그들은 시험체의 최대 재하능력이나 파괴 형상, 항복 강도등에서 거의 차이점을 발견하지 못하였다고 주장하였다.

이와같이 철근 콘크리트 구조물의 재하 속도의 영향에 대해서는 아직까지 이렇다할 결론을 말할 수 없을만큼 확실치가 않다.

이 연구는 철근 콘크리트 구조물의 취약 지점인 보-기둥 접합부(Beam-Column joint)를 똑같이 제작한 후, 재하 속도만을 달리하여 실험한 결과를 비교하여 구조물에 작용하는 하중의 rate effect를 검토하였다. dynamic 실험 기재의 재하속도의 한계, 실험의 고가성에 비추어 시험체는 modeling technique[7-11]에 의해서 작은 model size로 제작되었고 실험의 신뢰성을 높이기 위하여 static loading rate에 의해 얻어진 본 실험 결과와 full-size의 실험 결과[12]를 서로

비교하였다.

## 2. 실험

### 2-1 시험체의 설계

3개의 보-기둥 접합부 모델을 제작하였는데 (그림 1 참조), 하나는 실험 기재를 테스트하고 예비 자료를 얻기 위한 것이고 두번째의 것은 주기  $T=400$  초 (frequency,  $f=0.0025\text{Hz}$ )의 static loading rate로, 세번째의 것은 주기  $T=1$  초 ( $f=1.0\text{Hz}$ )의 dynamic loading rate로 실험되었다. 철근은 ACI Code [13]에 의해 배근 되었고

보-기둥 접합부의 Core 부분은 ACI-ASCE Committee 352의 Recommendation [14]이 적용되었다. 기둥, 보 그리고 joint 부분의 세부 설계는 표 1에서 보는 바와 같다.

### 2-2 재료의 특성

실험에 사용된 보나 기둥의 주철근, 그리고 전단 보강 철근의 세가지 type에 대한 특성은 표 2에서 보는 바와 같다. 이 철근들은 작은 size의 철근 콘크리트 구조물을 실험하기 위하여 美國의 Portland Cement Association에서 특별히 제작되었고 몇사람의 연구자에 의해 이 철

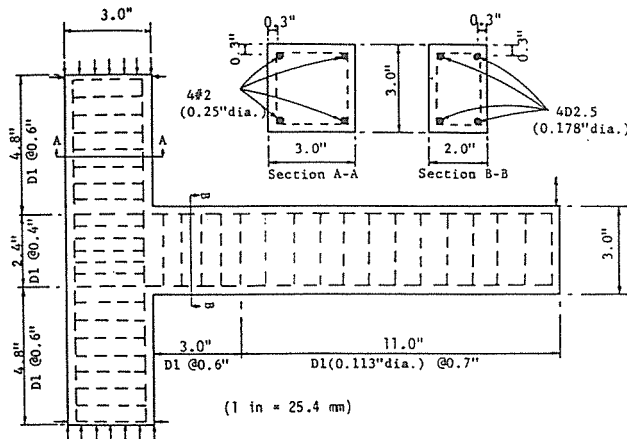


그림 1. 시험체의 설계

표 1. 모델 구조물의 각부 설계

	(in)	(in)			(psi)	(psi)	(in)		
Column	size (B×D)	column length	main steel		tie bar	shear stress $V_u = V_u / \phi bd$	allowable $V_c$	tie space	
	3×3	12.	size (in <sup>2</sup> )	ratio				required	used
Beam	size (b×D)	beam length	main steel		stirrup	shear stress measured	allowable $V_c$	stirrup space	
	2×3	13.5	top	bottom				required	used
Beam-column joint	core size (b×d×h)		tie bar	joint shear force $V_j = T_s - V_{u, col}$	joint shear stress	allowable $V_c$	tie space		
	1.4×2.4×2.4						D 1	3.38 kips	740.0

(1 in=25.4mm, 1 kip=4448N, 1 psi=6.895kpa, 1 in<sup>2</sup>=6.4516cm<sup>2</sup>)

Reinforcement

표 2. 모델과 prototype에 사용된 재료의 특성

Specimen	(in <sup>2</sup> )			*not measured	
	bar size	f <sub>y</sub> (ksi)	ε <sub>y</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	E <sub>s</sub> (ksi)	σ <sub>max</sub> (ksi)
Model	D 2.5 (.025)	85.	3.2	28800.	93.0
	# 2 (.05)	68.	2.4	28000.	*
	D 1 (.0083)	40.	1.7	23500.	*
Prototype	# 6 (.44)	52.7	2.0	28200.	84.8
	# 2 (.05)	42.6	*	*	*

Concrete

Specimen	Test cylinder	f'c (ksi)	Max. aggregate	Mix proportions (wt)		
				cement	aggregate	water
Model	3-3"×6"	4.0	3/16"	1.0	4.0	0.59
Propotype	3-4"×8"	4.0	3/8"	1.0	6.1	0.50

근들의 유용성이 입증된바 있다[15, 16]. 콘크리트의 배합 조건도 표 2에서 보는 바와 같다. 세개의 3"×6" 실린더가 시험체와 동시에 제작되어 같은 조건으로 양생된 후 시험체와 같은 날 압축 시험하여 강도를 측정하였다. 콘크리트의 평균 영 계수 값은 3.0×10<sup>6</sup> PSi (2.1×10<sup>5</sup> kg/cm<sup>2</sup>) 이었고 평균 최대 압축 강도, f'c=4000 PSi (280kg/cm<sup>2</sup>)이다.

골재의 체 분석 결과와 粗粒率은 micro콘크리트를 위하여 Ferritto[17]가 제안한 표 3이 사용되었다.

표 3. 모델 콘크리트의 체 분석

Sieve size, in	Percentage passing by weight
3/16=0.1875	100
0.0949	70
0.0474	55
0.0236	45
0.0116	20
0.0060	0

2-3 시험체의 제작

시험체는 방수 합판으로 만들어진 거푸집을 놓고 철근을 먼저 엮어 넣은 다음 콘크리트를 부어 제작되었다. 늑근(stirrup)은 직경 D = 0.0320" (0.81mm)인 늑은 철사를 이용하여 주철근과 함께 엮어졌고 주철근을 거푸집의 양끝에 고정 시키므로써 순 피복 두께를 0.3" (7.5mm) 로 정확히 유지하였다.

시험체가 완성된 후 거푸집을 떼어내고 칫수를 재어본 결과 모든 칫수가 설계 칫수의 5% 이내의 오차를 유지 하였음을 확인하였다.

시험체는 콘크리트를 부어 놓고 진동기를 사용, 다져졌고 cylinder와 함께 온도 80°F, 습도 96%의 항온 항습실에서 28일간 양생된 후 실험하였다.

2-4 실험

실험은 시험체를 MTS closed-loop testing system에 부착시켜 행하여 졌는데 시험체의 기둥 부분은 네개의 볼트로써 약 1 Ksi (70kg/cm<sup>2</sup>) 의

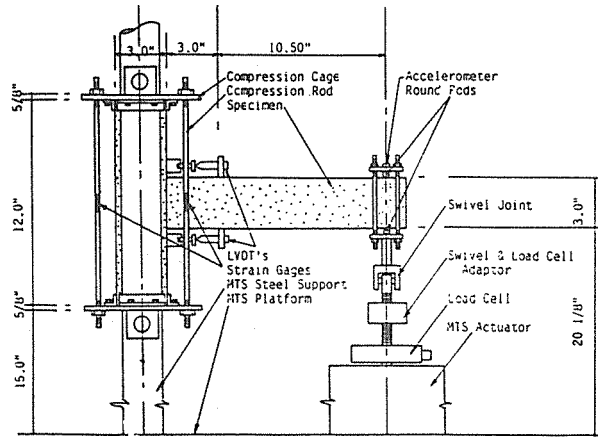


그림 2(a). Sideview of test set-up.

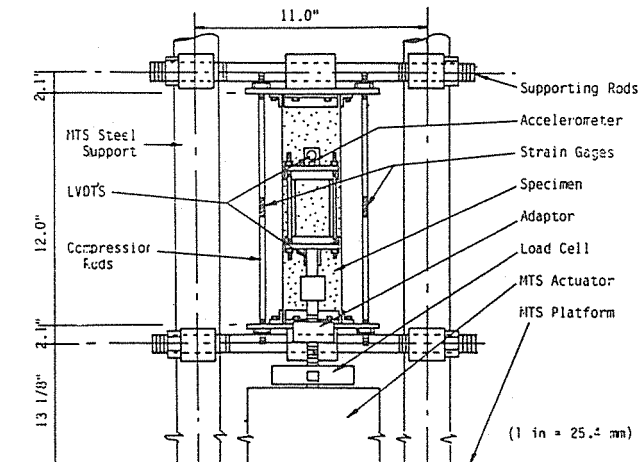


그림 2(b). Frontview of test set-up.

압축력을 가한 상태에서 캔틸레버보의 끝 부분에 MTS의 loading ram 부분을 pin으로 연결하여 반복 하중을 주었다(그림 2(a)참조). 시험체의 기둥 양끝에 두께 약 5/8" (16mm)의 철판을 부착하고 threaded 된 강봉을 Bolt로 죄임으로써 기둥 부분에 약 8.0Kips (3.6ton)의 압축력을 가하였다. 강봉에 부착된 strain gage에 의해 측정된 이 하중은 대략 50%의 기둥 평형 하중(Balanced design load of the column)이었다.

시험체를 그림 2(a)와 2(b)에서 보는 바와 같이 MTS에 설치한 뒤 자유진동 실험 (free vib-

ration test)이 실험을 시작하기 전과 각 하중단계가 끝날 때마다 실시되어 剛性(Stiffness)의 저하를 측정하였다. 자유진동 실험은 먼저 항복 처짐(보의 주근이 최초로 항복 할때의 처짐)의 약 10% 정도를 MTS를 이용, 잡아 당긴 다음 MTS의 loading ram과 시험체를 연결한 steel wire를 cutter를 이용하여 갑자기 절단함으로써 진동이 스스로 감쇠되는 것을 보위에 부착된 accelerometer를 통해서 기록된 주기를 측정하여 실행되었다.

## 2-5 반복 하중

두개의 시험체에 가해진 반복 하중은 그림 3에서 보는 바와 같다. 이 그림에서 보이는 ductility ratio라는 것은 실험중 가해진 어떤 변위를 보의 주철근이 최초로 항복했을 때의 변위로 나눈 값이다. 항복 하중과 항복 변위는 이 시험체의 경우 각각 약 650 1bs(290kg)와 0.2" (5mm)였다.

시험체에 본격적으로 하중이 가해지기 전에 항복 하중의 약 1/2정도의 탄성 범위 내에서 작은 반복하중을 예비로 가하여 실험 팀이 실험기기, data수집 장치 등을 점검케 하고 시험체의 initial stiffness도 얻어 내었다. 그런 다음에 그림 3과 4에서 보는 바와 같은 주실험이 실시되었고 자유진동 실험 또한 각 하중 단계마다 실행되었다.

## 2-6 실험 기재

가해진 하중, 변위 그리고 가속도 등을 연속적으로 동시에 측정하기 위하여 다섯 Channel의 data수집 장치가 설치되었다. 하중은 MTS actuator에 LEBOW Model 3157 Load Cell(그림 2(a) 참조), 자유진동 실험 중의 가속도는 캔틸레버 보의 加力點에 Endevco Model 7265-A-HS accelerometer를 (그림 2(a) 참조) 부착하여 측정

되었고 보의 회전량을 측정하기 위해 두 개의 Schaevitz Model 500 MHR LVDT(Linear Variable Differential Transformer)가 보의 plastic hinge부분의 위와 아래에 그림 2 (a)에서 보는 바와 같이 기둥에서 보의 depth만큼 떨어진 위치에 부착되었다.

실험중 analog signal이 각종 기기를 통하여 들어오면 amplifier를 이용, 증폭한 다음 A/D Converter를 이용 digital signal로 바꾸어 Computer가 내장된 data수집 장치인 ISAAC2000을 이용하여 data를 기록하였다. 아울러 X-Y Plotter를 이용, 하중과 보의 가력점에 대한 변위를 실험과 동시에 plotting하였다.

## 3. 실험 결과의 분석

### 3-1 하중-처짐 곡선(Load-Deflection Curve)

X-Y plotter에 그려진 하중-처짐 곡선은 slow rate 실험 결과의 경우 그림 3에, fast rate 실험 결과의 경우 그림 4에 각각 나타나 있다. X-Y plotter의 반응 속도는 충분히 커서 fast rate 실험의 결과도 오차없이 그려졌고, 이것은 나중 ISAAC2000에서 얻어진 곡선과 비교함으로써 확인되었다. 그림 3과 4에서 보는 바와

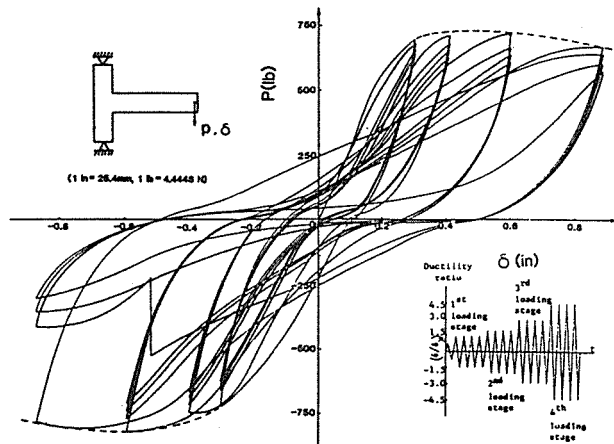


그림 3. 하중-처짐 곡선( $f=0.0025\text{Hz}$ )

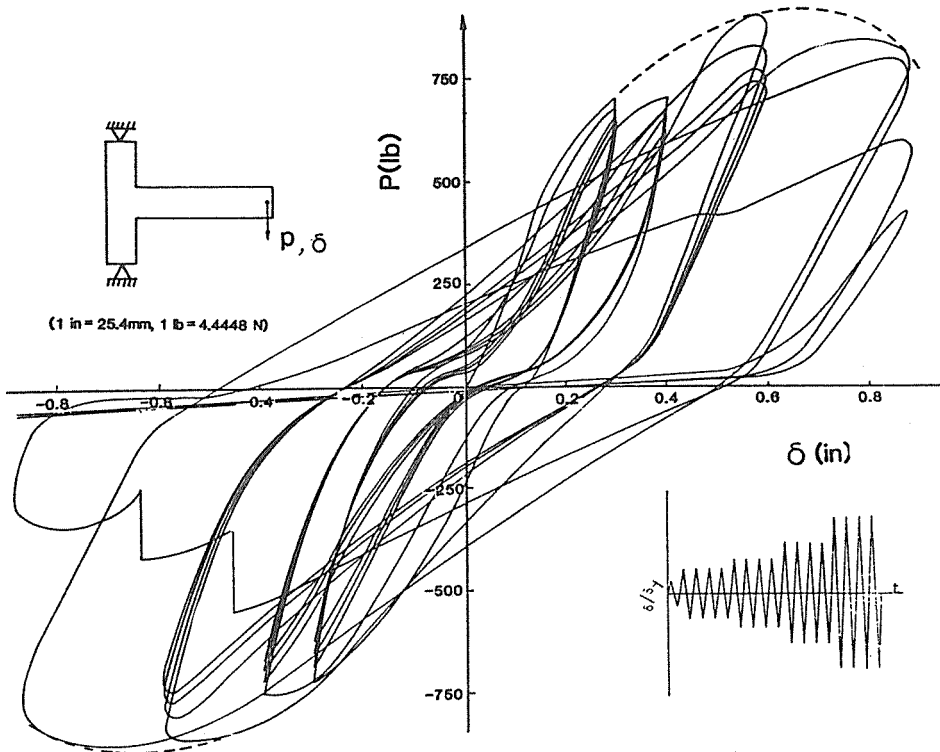


그림 4. 하중-처짐 곡선 ( $f=1.0\text{Hz}$ )

같이 가해진 최대 하중은 fast loading rate 에서 slow loading rate 보다 크고, 시험체의 damage 또한 큰 것을 하중-처짐 곡선의 descending part의 하중이 급격히 감소하고 있는데서 확인할 수 있다.

이와 비슷한 결과는 일본에서 보고된 연구 [6]에서도 찾아볼 수 있다. 실험도중 14번째 cycle에서 보의 上端 철근들 中, slow rate 실험에서는 하나가, fast rate 실험에서는 둘다 파괴되었다.

### 3-2 Moment-Curvature Relationship

보의 위와 아래에 부착된 두개의 LVDT 에서 측정된 회전값에서 계산된 Curvature와 그에 대응하는 moment와의 관계를 나타내주는 곡선이 그림 5와 6이다. 그림 5와 6에서 보는 바와 같이 P- $\delta$  Curve와 M- $\zeta$  Curve가 완전히 일치하고 있는 것으로서 fast rate 실험중 inertia effect가 거의 발생하지 않았다는 것을 확인할 수

있다.

### 3-3 自由 振動 實驗

실험이 진행됨으로써 발생하는 강도의 저하 현상을 확인하기 위하여 각 하중 단계 마다의 시작과 끝에서 실험을 일시 멈추고 자유 진동 실험을 실시하였다. 보의 끝에 부착된 accelerometer에서 측정된 가속도는 그림 7에서 보는 바와 같다. 이 그림에서 시험체의 고유 진동수를 얻을 수 있는데 보의 강성은 다음의 몇가지 가정하에서 계산되었다.

첫째, 보는 1自由度 (single degree of freedom)의 캔틸레버로서 진동하고 둘째, 보의 끝에 위치한 mass는 운동 에너지 (Kinetic energy)의 변화 없이 모아지고 (lumped), 셋째, 보의 감쇠 (damping)는 critical damping보다 충분히 작다 ( $\zeta^2 \ll 1$ ).

이 자유 진동 실험에서 진동이 감쇠되는 값으

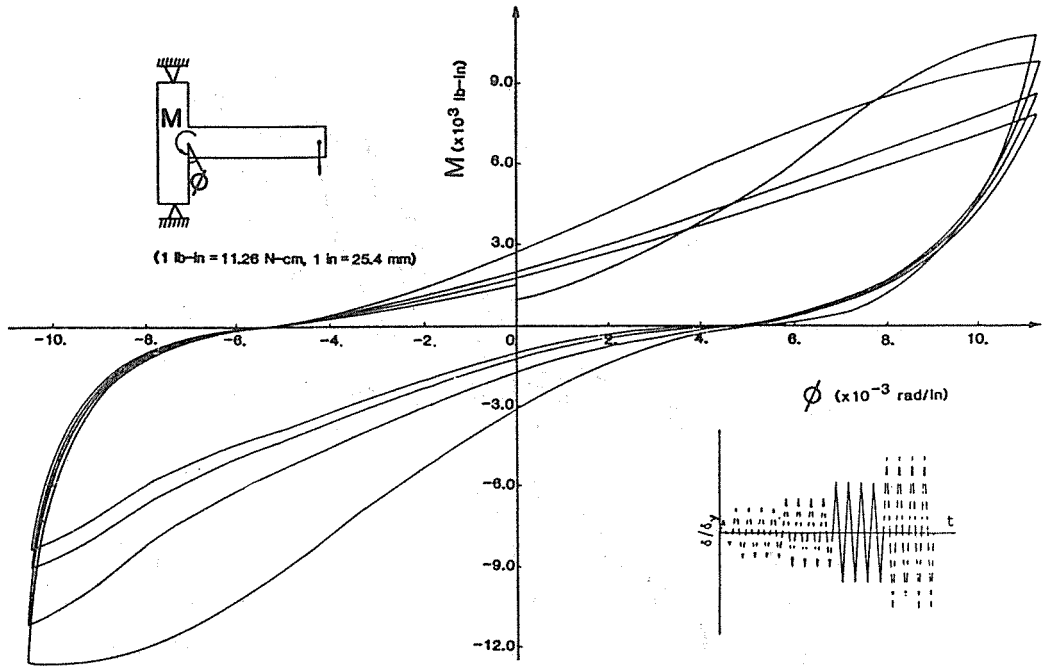


그림 5. Moment-Curvature Curve at Stage 3 ( $f=0.0025\text{Hz}$ )

로 이 시험체의 고유 감쇠율(damping ratio:  $\zeta$ )을 계산할 수 있다.

그림 8(a)와 8(b)에서는 시험체에 cycle이 반복되면서 하중 단계가 높아질 때마다 감소하는 강성(stiffness)과 증가하는 감쇠율(damping ratio)을 각각 나타내고 있다. 이 그림에서 빠른 속도로 가해지는 하중은 더 많은 강성의 저하와 감쇠율의 증가를 가져오는 것을 알 수 있다.

#### 4. Large Scale Prototype 실험과의 비교

이 실험에서 대상이 된 시험체는 실제의 구조물 보다 작으므로, 실험의 신빙성을 확보하기 위하여 slow rate로서 실험된 모델 실험의 결과와 full-scale 실험의 결과[12]를 서로 비교하였다.

표 4. prototype 구조물의 각부 설계

	size (in)	column length (in)	main steel (in <sup>2</sup> )		tie bar	shear stress $V_u = V_u / \phi bd$ (psi)	allowable $V_c$ (psi)	tie space (in)	
Column	(B×D)		size (in <sup>2</sup> )	ratio				required	used
	8×12	60.	4 #6 (1.76)	0.022	# 2	239.0	155.0	2.5	2.25
Beam	size (b×D)	beam length	main steel		stirrup	shear stress measured	allowable $V_c$	stirrup space	
	8×10	31.	top	bottom				required	used
			2 # 6	2 # 5	# 2	221.0	129.0	2.0	2.0
Beam-column joint	core size (d×b×h)		tie bar	joint shear force $V_j = T_s - V_u, col$	joint shear stress	allowable $V_c$	tie space		
	7.0×8.6×9.64		# 2	67.5kips	1180.0	306.0	required	used	
							2.2	1.75	

(1 in=25.4mm, 1 kip=4448N, 1psi=6.895kpa, 1 in<sup>2</sup>=6.4516cm<sup>2</sup>)

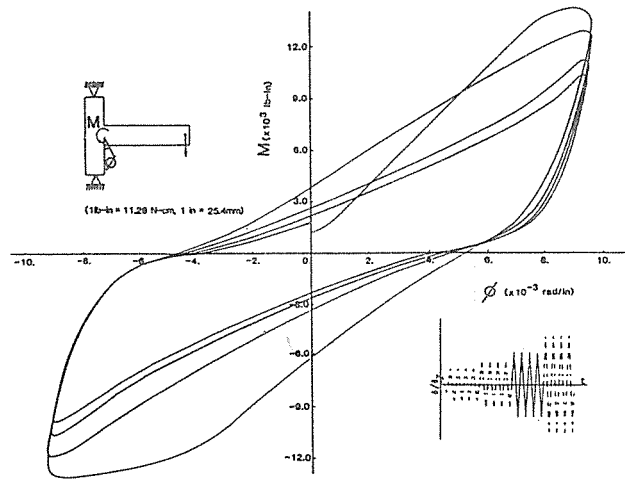


그림 6. Moment-Curvature Curve at Stage 3 ( $f=1.0\text{Hz}$ )

full-scale prototype의 치수는 그림 9에서 보는 바와 같고 사용된 재료의 특성은 표 2, 그리고 그들의 기둥과 보, 접합부의 설계는 표 4에서 보는 바와 같다.

표 1, 2 그리고 표 4의 비교에서 보는 바와 같이 모델과 prototype은 서로 (1)보나 기둥의 주근은 특성이 비슷하고 (2)보의 전단 보강 철근의 간격은 둘다 전단 응력값에 의해서 결정되었다가 보다는 ACI Code가 요구하는 최소 요구 조건에 의하여 결정되었고 (3)기둥에 가해진 압축력은 full-scale에서 평형하중 (balanced load)의

약 40%, model에서 약 50%로 서로 비슷하며 (4)콘크리트의 압축강도( $f'c$ )은 둘다 대략 4000 psi ( $280\text{kg/cm}^2$ )임을 알 수 있다.

그림 10에는 Scribner와 Wight가 실험한 slow rate 실험과 본 실험에서 얻어진 하중-처짐곡선의 envelope curve가 보인다. Scale이 서로 다른 시험체의 결과치를 서로 비교 가능케 하기 위하여 하중과 처짐은 각각 다음과 같이 normalized 되었다.

모델 실험에서 얻은 하중은 다음과 같이 얻어진 값  $Fr$ 배 만큼 곱해졌다.

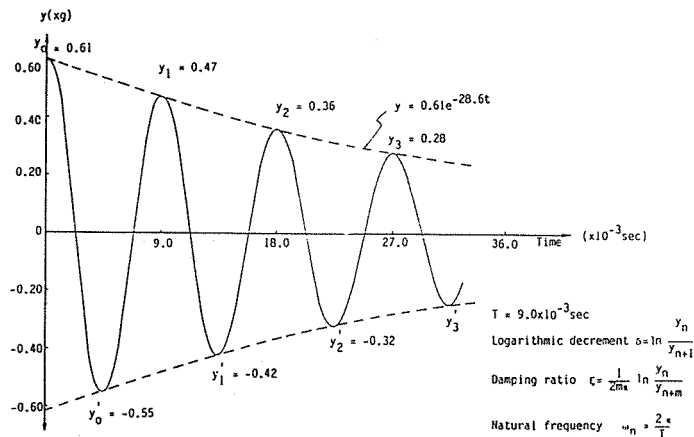


그림 7. Virgin Specimen의 고유 진동



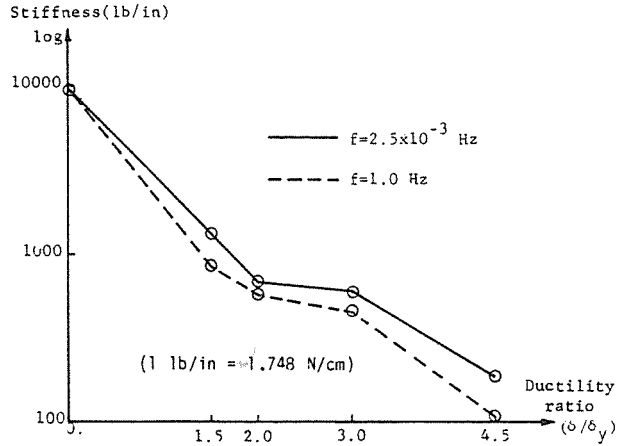


그림 8(a). 실험이 진행되는데 따른 시험체의 강도 저하

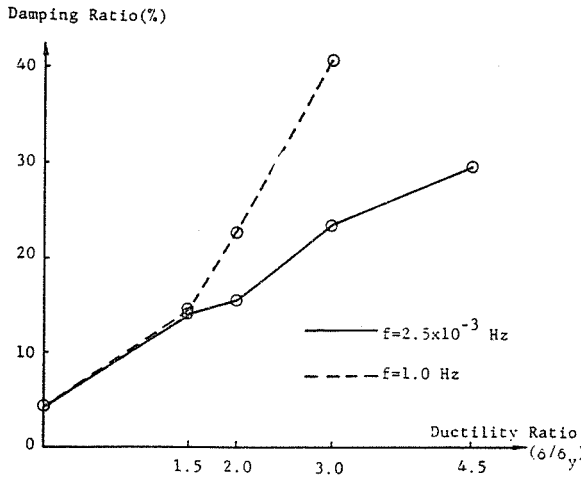


그림 8(b). 자유진동 실험에서 측정된 시험체의 damping ratio

$$Fr = Er \ell_r^2 \left\{ \frac{\rho_p}{\rho_m} \right\}$$

여기에서  $Er$  = 주근의 prototype에 대한 모델의 영 계수비 ( $E_p/E_m$ ),  $\ell_r$  = prototype에 대한 모델의 길이 비, 그리고  $\rho_m, \rho_p, E_p, E_m$  등은 prototype과 모델의 철근비, 영계수 값을 각각 나타낸다.

모델 실험에서 얻어진 보의 加力點 처짐값은  $S_r = a_p$ ,  $a_m$  은 각각 prototype과 모델의 보 길이이다.

길이의 비가 어느 척수에서나 같지는 않았으므로 여기에서 계산된  $\ell_r$ 은,

$$\ell_r = \sqrt{\frac{BD}{bd}} = \sqrt{\frac{8 \times 10}{2 \times 3}} = 3.65$$

로 구해 졌는데  $BD$ 는 prototype의 보 폭과 보의 depth를,  $b, d$ 는 모델의 보 폭과 depth를 말한다.

여기서 사용된 각각의 실제 값들은  $Er = 0.98$ ,  $\rho_p = 1.23\%$ ,  $\rho_m = 0.84\%$ ,  $Fr = 19, 1$ ,  $a_p = 31.0$  in,  $a_m = 13.5$  in 그리고  $\zeta_r = 2.3$ 이었다.

실험중 발생한 crack의 진행 또한 prototype의 crack pattern과 비교되었는데 이것이 그림 11이다. 둘다 마찬가지로 기둥 부분에는 crack이 전혀 발생하지 않았고 그림 11(a)와 11(c)에서 보는 바와 같이 단지 보 부분에서 휨 균열 (flexural crack)만이 관찰되었다.

## 5. Rate Effects

그림 3과 4에서 보이는 하중-처짐 곡선에서  $f = 1.0$  Hz의 빠른 재하 속도가 작용한 모델의 최대 하중은  $f = 0.0025$  Hz의 상대적으로 느린 재하 속도가 작용한 모델보다 약 20% 정도 크나 처짐이 진행됨에 따른 강성의 감소는 더 크다. 이것은 그림 8에서의 자유 진동 실험에서 본 바와 같다.

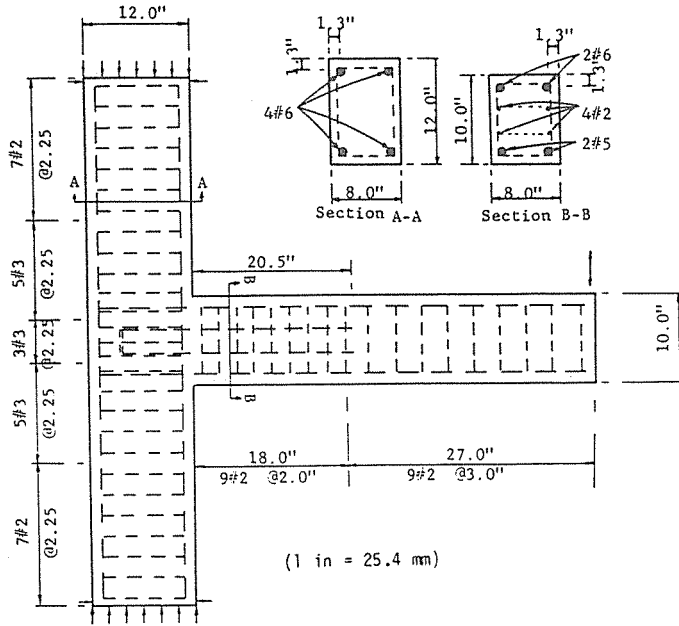


그림 9. Prototype 의 설계

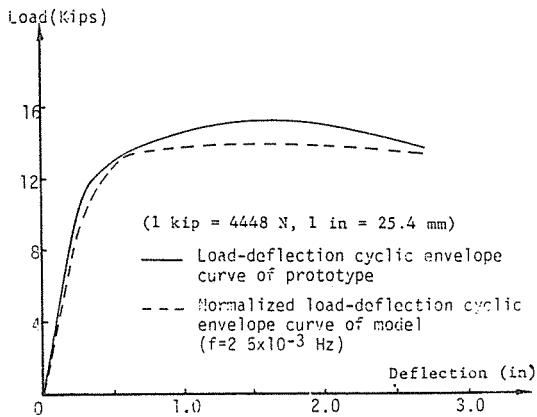


그림 10. 모델과 prototype 에 대한 하중-처짐 곡선의 비교

반복 하중이 작용할 때 시험체가 얼마나 많은 에너지를 흡수하였는가를 비교하기 위하여 하중-처짐 곡선의 한 사이클에 대한 면적을 각 하중 단계의 첫 사이클마다 계산하여 그림 12에 나타내었다. 이 그림에서도 재하 속도가 빠르면 에너지를 더 많이 흡수한다는 것을 알 수 있다.

개략적인 계산이나 설계에 있어서는 실용적으로 equivalent damping factor ( $\zeta_{eq}$ )의 개념을 도입할 수 있는데 본 연구에서는 viscous damping과는 달리 equivalent damping을 재하 속도와는 아무 관련이 없는 것으로 가정하고, 얻어진 하중-처짐 곡선의 각 하중 단계 마다의 첫 사이클에서 equivalent damping factor,  $\zeta_{eq}$ 는 다음과 같은 식으로 계산되었다.

$$\zeta_{eq} = \frac{\overline{W}_D}{4\pi\overline{W}_S}$$

여기에서  $\overline{W}_D$  = 하중-처짐 곡선의 첫번째 사이클의 면적,  $\overline{W}_S$  = 하중-처짐 곡선의 1상환에서 원점과 꼭지점까지를 맺는 직선아래의 면적 (그림 13 참조)이다. 이 값은 그림 13에서 보는 바와 4번째 하중 단계에서 equivalent damping factor는 재하 속도가 빠를 때가 늦을 때보다 훨씬 큰 것을 알 수 있다.

그림 11에서 보는 바와 같이 균열의 형상을 비교하여 보면 재하 속도가 느릴 때에는 휨 균열이 보 부분에 넓게 분포한 반면(그림 11(a)참

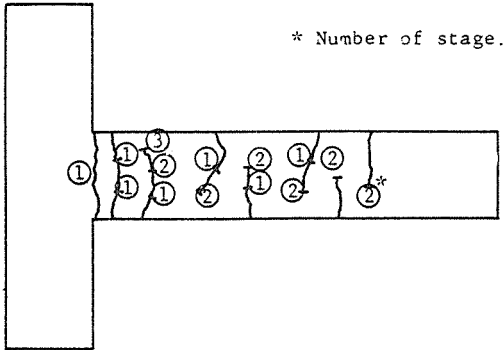


그림 11(b). Crack pattern ( $f=1.0\text{Hz}$ )

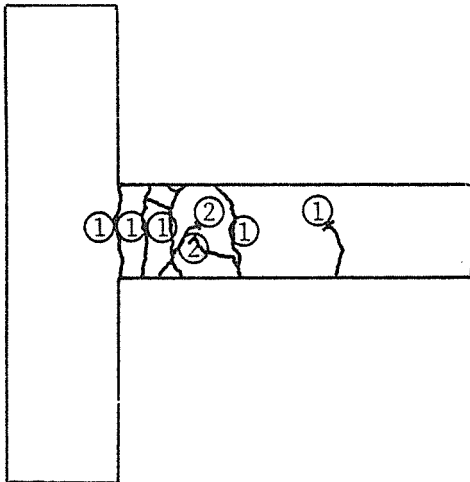


그림 11(c). Crack Pattern (prototype)  
참고문헌[12] 참조

조), 재하 속도가 빠를 때에는 오직 단 한개의 커다란 균열이 기둥과의 경계면에 발생하여 모델이 입은 damage가 한 곳에 집중되었음을 알 수 있다(그림 11(b) 참조).

이것은 재하 속도에 따른 rate effect가 철근과 콘크리트 사이의 힘의 전달 mechanism과 관계 있다는 것을 암시한다. 처음에는 균열이 두 시험체 모두 보와 기둥의 경계면에서 발생하였던 것이 재하속도가 느릴 경우, 기둥 경계면에서 부터 먼곳으로 점점 가해진 힘을 좀 더 효과적으로 전달하여 더 많은 crack을 추가로 발생시키는 것으로 사료된다. 이러한 가정과 비슷한 결과가 日本의 Takeda [18]에 의해 발표된 바 있는데 그는 단순히 철근을 콘크리트에서 속도가 다르게 잡아 뽑는 인장 실험에 의하여 재하 속도에 따라 부착 응력의 분포가 달라진다는 것을 보여주었다(그림 14 참조). 그림 14에서 보는 바와 같이 주철근의 변형도 분포는 재하 속도에 따라 다르다. 재하 속도가 빠르면 변형도가 국부적으로 집중하는 것을 볼 수 있는데 1방향단순 인장실험이 아닌 반복 하중이 가해질 때의 재하 속도에 따른 부착 응력의 분포에 대해서는 현재 美國의 Northwestern 大學에서 진행 중에 있다[19].

## 6. 結 論

이상과 같은 실험의 관찰에 의하여 다음과 같은 몇가지 결론을 얻을 수 있다.

첫째, 재하 속도가 빠르면 구조물은 최대 적재 하중이 커지며 아울러 더 많은 에너지를 흡수한다.

둘째, 재하 속도가 빠르면 더 큰 결손을 구조물에 집중적으로 발생케 하고,

셋째, 빠른 재하 속도에 의한 국부결손은 철근과 콘크리트 사이의 힘의 전달 mechanism 과 관계가 있다는 것을 알 수 있다.

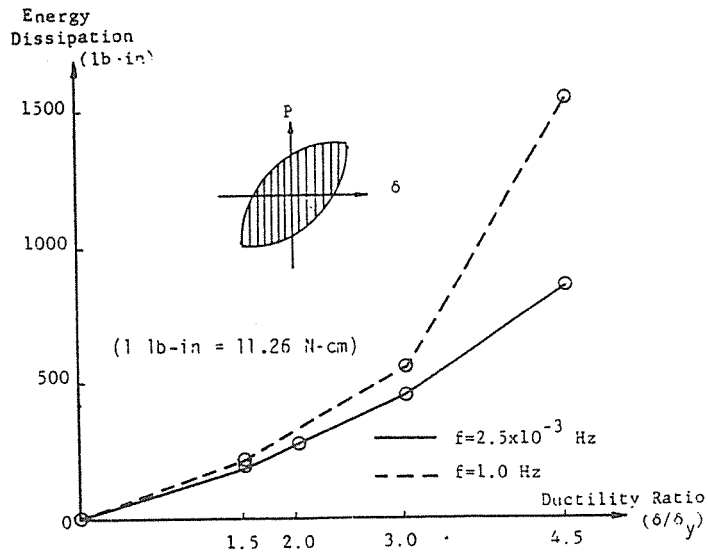


그림 12. Ductility Ratio가 증가되는데 따른 시험체의 에너지 소모에 대한 비교

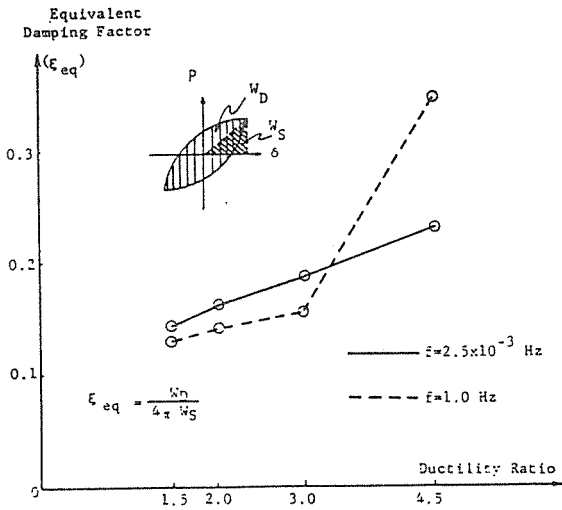


그림 13. Ductility Ratio가 증가됨에 따른 equivalent damping factor에 대한 비교

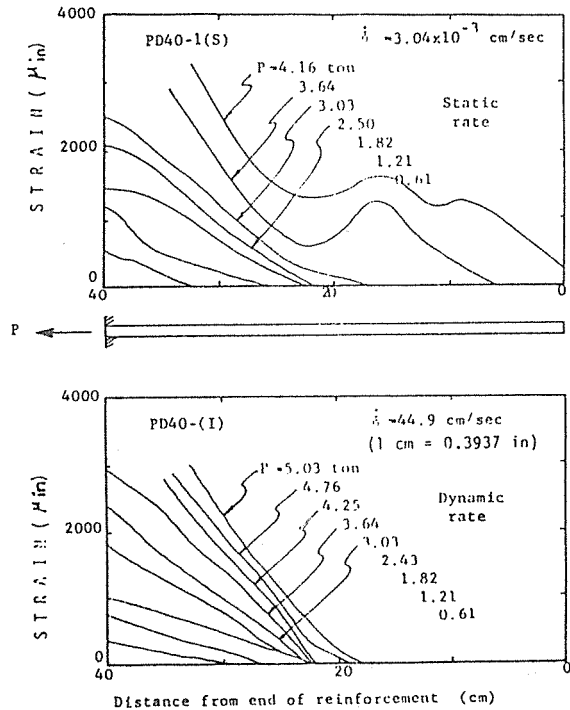


그림 14. 재하 속도에 따른 철근의 변형도 분포

---

## REFERENCES

1. Hawkins, M. M., Editor, "Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones," ACI-Publication, SP-53, 1977, pp. 485.
2. Wight, J. K., Editor, "Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures," ACI-Publication, SP-84, 1985, pp. 428.
3. Mutsuyoshi, H. and Machida, A., "Dynamic : Properties of Reinforced Concrete Piers," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 4, 1982, pp. 424-436.
4. Mutsuyoshi, H. and Machida, A., "Force Displacement Characteristics of Reinforced Concrete Piers," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 3, 1981, pp. 399-406.
5. Wilby, G. K., "Response of concrete Structures to Seismic Motions," Ph. D. thesis, Department of civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1975, pp. 225.
6. Arakawa, T. and Arai, Y., "Effects of the rate of cyclic loading on the inelastic behavior of R/C columns," 8th World conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, San Francisco, 1984, pp. 521-528.
7. Philleo, P. R. and Abrams, D. P., "Scale Relationships of Concrete Beam-Column Joints," Department of civil engineering, University of Colorado, Boulder, pp. 88.
8. Krainker, H. and Moncarz, P. D., "Similitude requirements for Dynamic Models," Dynamic Modeling of Concret Structures, ACI-Publication, SP-73, 1982, pp. 1-22.
9. Sabnis, G. M., Harris, H. G., White R. N., and Mirza, M. S., "Structural Modeling and Experimental Techniques," Prentice Hall, Civil Engineering and Mechanic Series, 1983, pp. 585.
10. Sabnis, G. M. and Mirza, M. S., "Size effects in Model Concrete?," J. of the Structural division, Proc. of ASCE, Vol, 105, No. ST6, June 1979, pp. 1007-1020.
11. Chowdhury, A. H. and White, R. N., "Materials and Modeling Techniques for Reinforced concrete Frames," ACI Journal, Nov. 1977, pp. 546-551.
12. Scribner, C. F and Wight, J. K., "Delaying Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Load Reversals," Department of civil Engineering, University of Michingan, May 1978, pp. 220.
13. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-83)," American concrete Institute, Detroit, 1983, pp. 1111.
14. ACI-ASCE Joint Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, July 1976, pp. 375-393.
15. Aldridge, W. W. and breen, J. E., "Useful Techinques in Directe Modeling of Reinforced Concrete Sturctures," Models for Concrete Structures, ACI-Publication, SP-24, 1970, pp. 125-140.
16. Harris, H. G., Sabnis, G. M, and white, R. N., "Reinforcement for Small Scale Direct Models of Concrete Structures," Models for Concrete Structures, ACI-Publication, SP-24, 1970, pp. 141-158
17. Ferritto, J., "Dynamic Tests of Model concrete," ACI-Publication, SP-73, 1982, pp. 23-33.
18. Takeda, J. I., "Dynamic Fracture of Concrete Structures Due to Severe Earthquakes and some Consideration on Countermeasures," 8th world Conference on Earthquake Engineering, Vo., VI, San Francisco, 1984, pp. 299-306.
19. Shah, S. P. and chung, L., "Effect of Cyclic Loading Rates on Response of Model Beam-Column Joints and Anchorage Bond," Proceedings, Third U. S. National Conference on Earthquake Engineering, charleston, SC., Aug. 24-27, 1986.