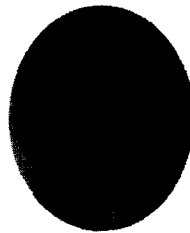

용접 띠철근 보강된 콘크리트 기둥의 역학적 거동에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Structural Behavior of Concrete
Columns Confined with Welded Reinforcement Grids



최창식*

Choi, Chang Sik

Murat Saatcioglu**

ABSTRACT

An experimental investigation was conducted to study the structural behavior of concrete columns confined with welded grids. Ten full-scale columns with different volumetric ratio, spacing and arrangement of welded reinforcement grids were tested under simulated seismic loading. The columns were subjected to constant axial compression of approximately 20% or 40% of their capacities accompanied by incrementally increasing lateral deformation reversals. The results indicate that the welded reinforcement grid can be used effectively as confinement reinforcement provided that the steel used, have sufficient ductility and the welding process employed does not alter the strength and elongation characteristics of steel. The grids improved the structural performance of columns, which developed lateral drift ratios in excess of 3% with the spacing and volumetric ratio of transverse reinforcement similar to those required by the AC1 318-95 Building Code. Drift capacity further increased when grids with larger number of cells were used. Furthermore, the use of grids reduced congesting of reinforcement while the dimensional accuracy provided perfect support to longitudinal reinforcement.

Keywords : concrete columns; confined; volumetric ratio; spacing and arrangement; welded reinforcement grids; lateral deformation reversals; sufficient ductility; lateral drift ratios; congesting

* 정회원, 대전대학교 건축공학과 조교수

** University of Ottawa(Canada) 교수

·본 논문에 대한 토의를 1999년 8월 30일까지 학회로 보
내 주시면 1999년 10월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

1.1 연구의 배경과 목적

지진다발 지역에서는 철근콘크리트 기둥의 단면을 합리적으로 구속함과 동시에 횡보강 띠철근의 세심한 배근등이 요구된다. 콘크리트 단면을 합리적으로 구속함으로써 기둥의 강도와 변형능력을 향상시킬 수 있으며, 이로써 구조물 전체의 강도와 안정성 및 내진성능의 개선을 확보할 수 있다.

구형 기둥에 보편적으로 사용되고 있는 띠철근의 규준상¹⁾²⁾ 요구조건을 만족시키기 위해서는 때로 높은 체적비(high volumetric ratio), 조밀한 간격(close spacings), 겹침(overlapping of hoops), 구부림(bends), 구부림 연장(bend extensions) 등을 유발시킨다. 비록, 이러한 요구조건들은 기둥의 내진성능의 향상에 필요하지만, 기둥 횡보강근의 조밀을 유발시킬 수 있으며, 경우에 따라서는 시공상의 어려움과 콘크리트 타설상의 문제를 발생시킬 수도 있다.

보편적으로 사용되고 있는 횡보강근의 이러한 문제점을 해결하기 위한 한 방법으로는 요구되는 횡보강근의 체적비, 배열, 크기 등에 따라 이를 기조립, 용접하여 사용하는 것이다. 용접된 횡보강근의 사용은 겹침과 구부림, 구부림의 연장 등이 필요하지 않기 때문에 조립이 간편하고, 축방향 철근의 지지에 적합한 치수의 정확성과 재료를 절감시킬 수 있다. 더우기, 단면 내 횡보강 철근의 간격이 조밀해짐으로써, 코아 콘크리트 주변의 구속력을 균등히 분배시키게 되고, 이에 따라 코아 콘크리트의 거동을 향상시키는 결과를 얻을 수가 있다.

이에 본 연구에서는 이러한 용접 띠철근으로 보강된 철근콘크리트 기둥의 역학적 거동을 규명함과 동시에 철근콘크리트 기둥의 내진성능 향상을 위한 기초자료를 제공하고자 하였다.

1.2 기존연구의 동향

용접 띠철근에 대한 특성파악이나 현장에서의 적용에 대한 연구는 북미나 일본을 중심으로 최근에

이루어지고 있다. 용접철망(welded wire fabric)으로 보강된 축소 철근콘크리트 기둥에 대한 연구가 1989년 캐나다 오타와 대학의 Saatcioglu 교수팀³⁾에 의하여 이루어졌다. 이전의 대부분의 연구에서는 보편적인 직경이 작은 용접철망에 대한 연구로서 띠철근의 체적비가 낮은 경우로 국한되었다. 극히 최근에 다소 큰 직경을 갖는 용접띠철근(welded reinforcement grids)의 사용이 가능하게 되었다. 이러한 재료에 대한 연구로는 1990년 U.C. Berkeley의 Bertero 교수팀에 의하여 전단벽의 경계부재(boundary elements)⁴⁾에 사용되었다. 또한, 1994년 미국 NIST의 Cheek 팀⁵⁾에 의하여 보-기둥 접합부 실험에서 보와 기둥에 용접 띠철근을 사용하였다. 현장에서 적용된 예로는 미국 캘리포니아 Newport Beach에 소재한 Baumann 엔지니어링⁶⁾에 의하여 1993년 샌프란시스코 주립대학내 17층 주거용 아파트와 하와이의 카우이(Kauai)에 3층 실물 골조를 들 수 있다. 그러나, 국내에서는 이에 대한 기초연구도 이루어지지 않고 있는 현실이다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

최근의 지진피해 분석결과 강진시 피해가 심각한 기초와 기둥 변곡점 사이의 1층 기둥부분의 실물크기로 1645mm의 전단스팬을 갖는 총 10개의 실험체를 제작하였으며, 주요단면 및 배근 상황은 그림 1에서와 같다. 즉, 350mm의 정방형 단면을 가지며, 9.53mm나 6.60mm로 생산된 4셀(cell)과 9셀 형태 등 보강근의 배근형태는 4가지로 대별된다. 또한, 2가지의 횡보강근 간격과 5가지의 다른 체적비를 가지는 등 실험체의 주요 변수는 횡보강근의 배근형태, 간격, 체적비 등이다.

콘크리트 설계기준강도는 350kg/cm², 슬럼프 값은 80mm, 최대골재크기는 20mm이다. 또한, 축방향 주철근의 항복강도는 4000kg/cm²이며, 띠철근 등 재료 및 실험체 일람은 표 1과 같고, 띠철근은 외측간의 길이가 292mm인 정방형 형태로 그 상세는 그림 2에 나타내었다.

Table 1 Properties of Test Specimens

Col. Label	Reinf. Arrng	ρ (%)	d_b (mm)	s (mm)	f_{yt} (kg/cm ²)	ρ_s (%)	$(\rho_s)_{ACI}$ (%)	$\rho_s/(\rho_s)_{ACI}$	P (t)	P/P_0
BG-1	8-#20	1.96	9.53	152	5786	1.00	1.55	0.65	181.8	0.39
BG-2	8-#20	1.96	9.53	76	5786	2.00	1.55	1.29	181.8	0.39
BG-3	8-#20	1.96	9.53	76	5786	2.00	1.55	1.29	84.8	0.18
BG-4	12-#20	2.94	9.53	152	5786	1.33	1.55	0.86	196.1	0.38
BG-5	12-#20	2.94	9.53	76	5786	2.66	1.55	1.72	196.1	0.38
BG-6	4-#30	2.29	9.53	76	5786	2.66	1.55	1.72	193.8	0.40
BG-7	12-#20	2.94	6.60	76	5786	1.26	1.52	0.83	196.1	0.38
BG-8	12-#20	2.94	6.60	76	5786	1.26	1.52	0.83	98.0	0.19
BG-9	20-#15	3.26	6.60	76	5786	1.26	1.52	0.83	196.1	0.38
BG-10	20-#15	3.26	9.53	76	5888	2.66	1.55	1.72	196.1	0.38

$P_0 = 0.85f_c(A_g - A) + A_s f_y$, d_b : Diameter of transverse reinforcement ρ : Longitudinal reinforcement ratio

f_{yt} : Yield strength of transverse reinforcement #15(16mm), #20(19.5mm), #30(29.9mm)

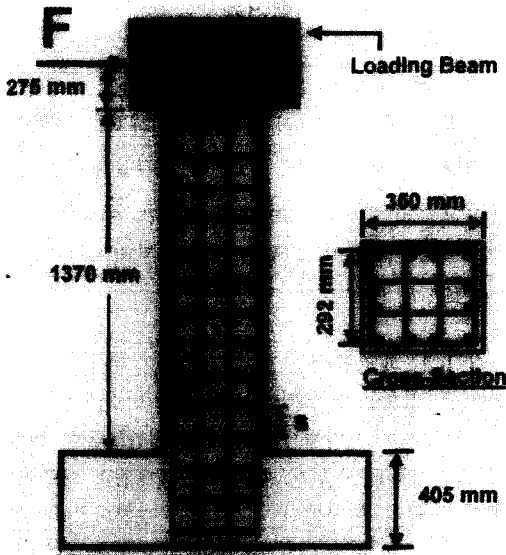


Fig. 1 Geometry of Column Specimens

2.2 가력 및 측정장치와 변위이력

실험체의 설치상황은 그림 3과 같으며, 3개의 100ton MTS Actuator를 사용하여 축력과 횡력을 가력하였다. 특히, 일정한 축력을 작용시키기 위하여 2개의 Actuator를 기둥의 양쪽에 수직으로 설치하였다. 8개의 기둥들에는 약 $0.4P_0$, BG-3와 BG-8의 기둥에는 변형능력에 대한 축압축의 영향을 연구하기 위하여 $0.2P_0$ 정도의 축압축력을 일정하게 가력하였다.

수평변위와 소성힌지 부분의 회전각은 그림 4에서와 같이 LVDT를, 철근의 변형도를 측정하기 위해 W.S.G.를 계획된 위치에 설치하였다. 특히, 기둥과 기초의 접촉면 직상부의 횡보강근, 기둥 위험단면 직하부에 배근되어 있는 축방향 철근 2개에 W.S.G.들을 부착하였다.

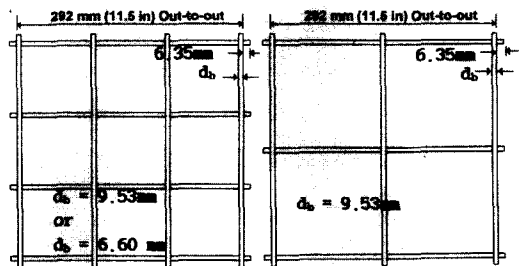
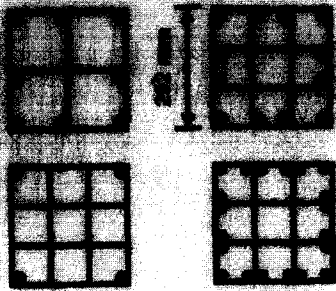


Fig. 2 Geometric Details of Welded Reinforcement Grids

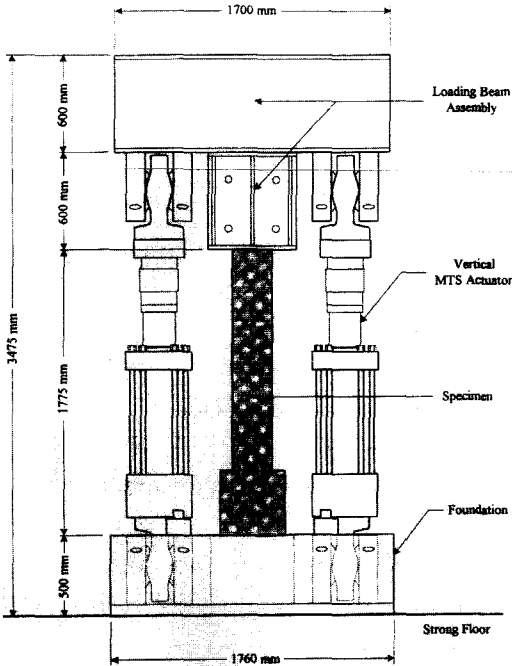


Fig. 3 Front Elevation of the Test Setup

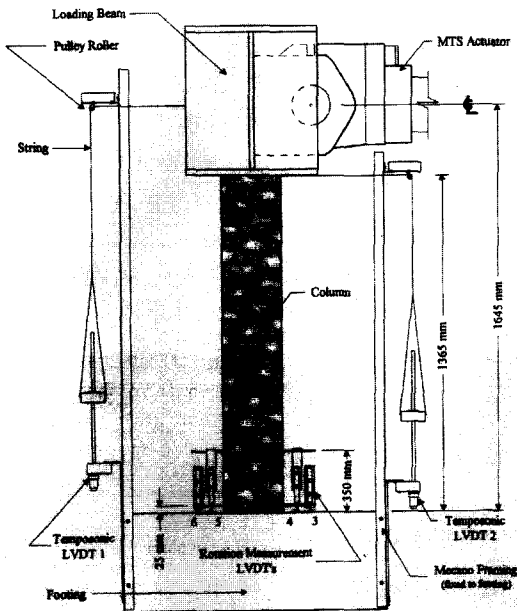


Fig. 4 Locations of LVDT's

횡력은 그림 5에서와 같이 변위제어법을 채택하였고, 점증형태의 이력이 적용되었다. 각 변위에서는 3 사이클을 1 스테이지로 하였고, 0.5% 횡변위를 시작으로 1%(항복변위에 해당, 17mm 전후), 2%, 3% 등으로 계속되어, 강도의 심각한 저하가 발생할 때까지 실험을 계속하였다.

3. 실험결과 및 분석

각 시험체의 강도와 횡변위에 대한 결과 일람표를 표 2에, 모멘트 - 횡변위 관계 곡선을 그림 6에 각각 나타내었다.

3.1 전반적인 이력거동

부재의 최대강도는 2%의 횡변위에 도달하였을 때 발생되었다. 본 하중 스테이지에서의 휨능력은 콘크리트 구속에 따른 강도증대 효과를 고려한 ACI 318-95 규준에 나타난 공칭모멘트 강도보다 높게 나타났다. 이러한 강도에 대한 일람표를 전술된 바와 같이 표 2에 각각 나타내었다.

3.1.1 파괴양상

모든 기둥들이 초기에는 유사한 이력거동을 보였다. 0.5%의 변위에서는 미소한 휨균열들이 발생되었으며, 1%의 변위시 휨균열이 증대됨과 더불어 사인장 균열이 형성되기 시작했다. 그러나, 이때까지는 모든 기둥들에 콘크리트의 손상과 강도의 저하

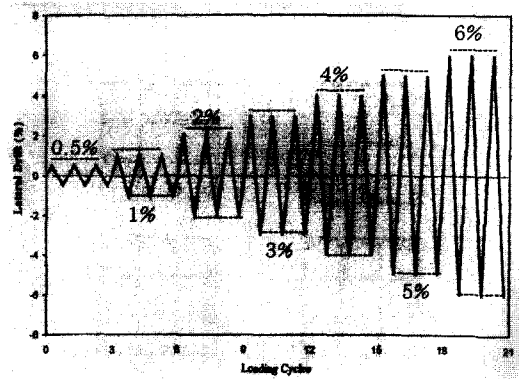


Fig. 5 Horizontal Displacement Path

Table 2 Summary of Strength and Drift Capacities

Column	Column Moment Resistance		Column Force Resistance		ACI 318-95
	$(M_{test})_{Max}$ (tm)	Min. Drift@ 80% $(M_{test})_{Max}$	$(F_{test})_{Max}$ (t)	Min. Drift@ 80% $(F_{test})_{Max}$	Mn (tm)
BG-1	32.6	1%	17.2	1%	24.1
BG-2	31.7	3%	16.7	2%	24.1
BG-3	26.5	7%	14.6	4%	21.8
BG-4	34.5	2%	18.1	2%	26.7
BG-5	37.0	5%	19.4	3%	26.7
BG-6	35.8	5%	18.4	3%	27.1
BG-7	35.5	4%	18.8	3%	27.6
BG-8	33.2	6%	18.8	4%	28.4
BG-9	36.6	3%	18.2	3%	27.5
BG-10	37.3	5%	19.6	3%	27.3

*1 $(M_{test})_{Max}$ and $(F_{test})_{Max}$: 각 하중방향으로의 평균 최대 모멘트와 횡하중

*2 Min. Drift Capacity : 이력곡선중 3 사이클에서 강도가 20% 이상 저감되지 않은 상태를 만족하는 횡변위

현상은 발생되지 않았다. 2%의 횡변위에 도달하였을 때, 휨과 전단균열이 증대됨과 더불어 기초와의 접합면에서 다소간의 피복 콘크리트의 부서짐이 발생되었다. 이후 하중이 증대됨에 따라 기둥부재의 이력거동은 축압축력의 레벨과 횡보강근의 양 및 배치에 따라 다소 차이를 보였다.

3.1.2 횡보강근 체적비의 영향

ACI 318-95 규준에 의해 요구되는 횡보강근 체적비의 65%, 간격은 152 mm로 규준에서 요구되는 간격의 2배를 갖는 기둥 BG-1의 모멘트 - 횡변위 관계 곡선은 그림 6(a)에 나타내었다. 본 기둥은 횡보강근의 부족으로 인하여 2%의 횡변위에서 급속한 강도저하 현상을 보인다. 그러나, 용접된 횡보강근은 시험체의 파괴에 이르는 3%의 횡변위에 다다

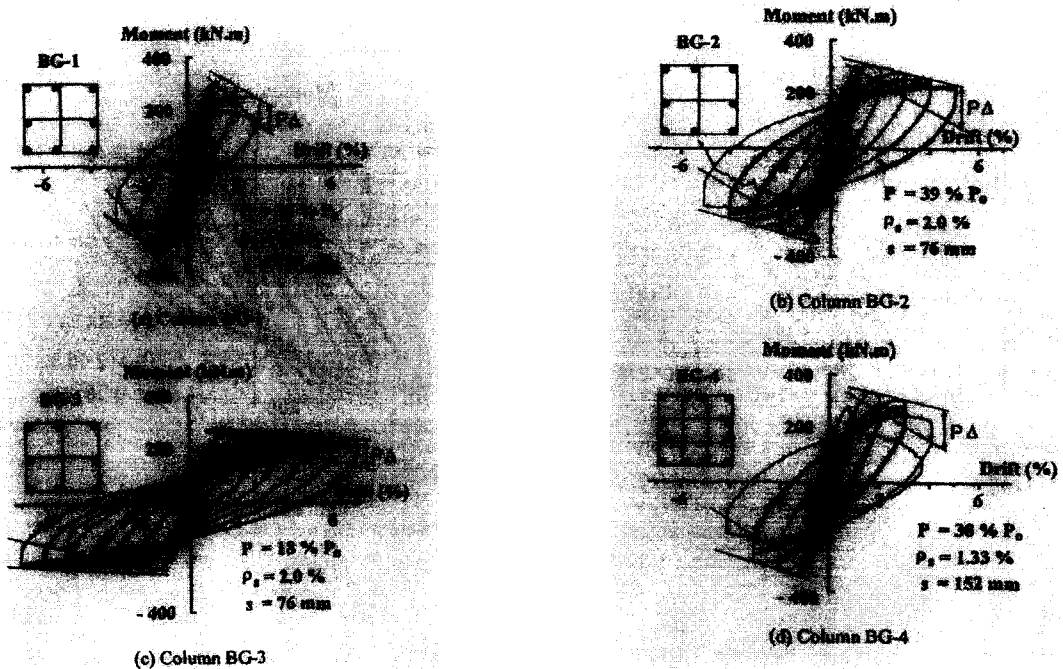
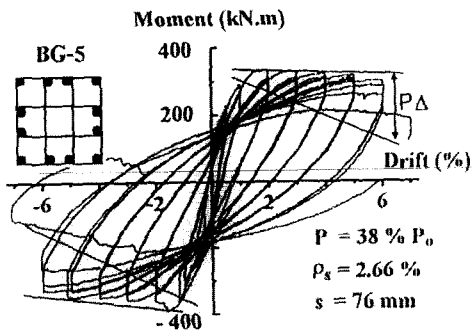
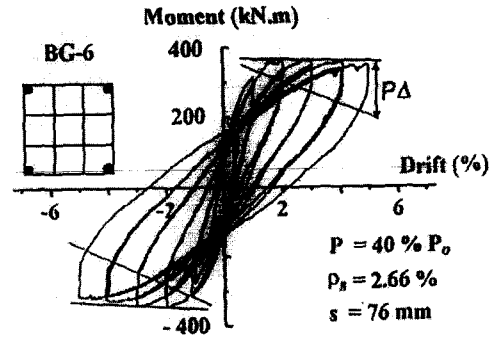


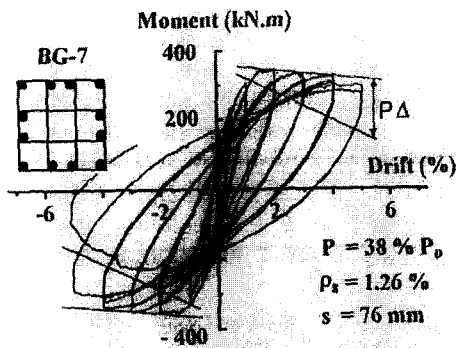
Fig. 6 Hysteretic Moment-Displacement Relationships



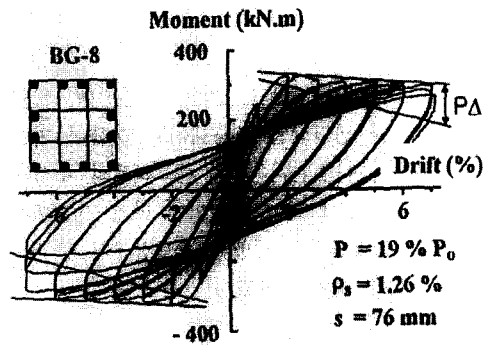
(e) Column BG-5



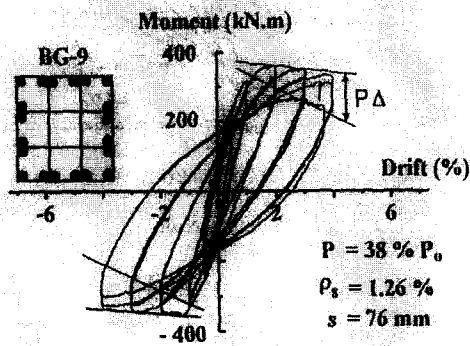
(f) Column BG-6



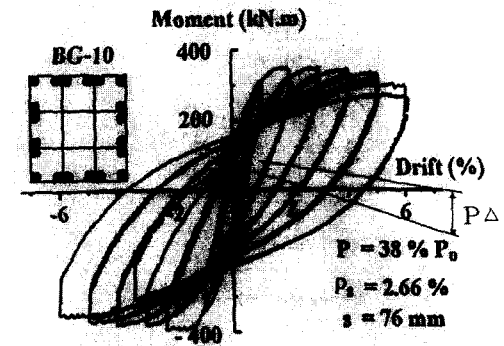
(g) Column BG-7



(h) Column BG-8



(i) Column BG-9



(j) Column BG-10

Fig. 7 Hysteretic Moment-Displacement Relationships(Continued)

를 때까지 안정성을 확보하고 있으며, 그 역할을 충분히 다하고 있는 것으로 나타났다.

기둥 BG-2는 횡보강근의 간격을 기둥 BG-1의 반인 76mm, ACI 318-95 규준에 의해 요구되는 횡보강근 체적비의 129%로 증대시킨 시험체이다.

본 기둥의 이력곡선은 그림 6(b)에서 보여지는 바와 같이 상당히 향상되었다. 또한, 모멘트 저항에 있어서도 심각한 감소없이 3%의 횡변위에 이를 때까지 그 변형능력을 잘 유지하였고, 4%와 5%의 횡변위에 이를때까지도 다소의 강도 저감만 발생하였으며, 횡변위 5%의 두번째 사이클에서 축방향 철근의 좌굴에 의하여 파괴되었다. 이러한 축방향 철근의 좌굴후에도 용접된 띠철근은 손상없이 완전한 상태로 유지되었다. 횡하중 저항에 있어서의 감소는 P- Δ 효과에 의하여 더 높았고, 약 20% 정도만 횡하중 저항능력이 감소되면서도 최소 2%의 횡변위가 향상되었다. ACI 규준에서 요구하는 이 조건의 만족은 고축력에서도 충분한 연성능력을 가짐을 의미한다.

3.1.3 축력비의 영향

BG-1, BG-2의 두 기둥은 약 0.4P₀의 일정한 축력하에서 실험되었는 반면, 축력의 영향을 상호 비교하기 위하여 기둥 BG-3는 약 0.2P₀의 일정한 축력하에서 실험되었다. 본 기둥의 단면 및 배근 조건은 기둥 BG-2와 동일하였다. 그림 6(c)에서 보여지는 모멘트 - 횡변위 관계에서 알 수 있듯이 매우 연성적인 거동을 보였으며, 이는 낮은 축력하에서는 횡보강근의 요구 조건을 완화할 수 있다는 것을 나타내고 있다. 약 20% 정도만 모멘트 저항능력이 감소되면서도 7%의 횡변위가 향상되었고, 약 20% 정도만 횡하중 저항능력이 감소되면서도 4%의 횡변위가 향상되었다.

3.1.4 횡보강근 배치 상세의 영향

기둥 BG-4는 ACI 318-95 규준에 의해 요구되는 횡보강근 체적비의 86%를 가지는 9개의 셀(Cell)과 12개의 축방향 철근으로 배근됨으로써 보강근의 배치가 개선된 시험체이다. 그러나, 횡보강근의 간격은 152mm로 ACI 318-95 규준에서 요구되는 간격의

2배였다. 그림 6(d)에서 보여지는 모멘트 - 횡변위 관계에서 알 수 있듯이 거의 강도저감 없이 2%의 횡변위에 이를때까지 잘 유지되었고, 횡변위 4%의 두번째 사이클에서 축방향 철근의 좌굴에 의하여 파괴되었다. 기둥 BG-1과 비교하여 볼 때, 본 기둥 BG-4의 내진성능 향상은 보강근의 배치와 코아 콘크리트 구속효과의 중요성을 보여준다. 또한, 본 시험체에서의 파괴시에도 기둥의 소성힌지부에 배근된 용접 띠철근은 특별한 피해없이 잘 지지하고 있었다.

ACI 318-95 규준의 요구에 적합하게 횡보강근의 간격을 76mm로 감소시킨 기둥 BG-5의 변형능력은 더욱 개선되었다. 그림 6(e)에서 알 수 있듯이 기둥 BG-4와 동일한 축방향 철근의 배치를 가진 기둥 BG-5는 횡보강근의 체적이 늘어남에 따라 횡변위 5%에 이를때까지도 모멘트 - 횡변위 관계의 안정된 이력곡선을 나타내고 있다. 또한, 본 실험체는 6%의 높은 변위에 이를때까지도 기둥의 소성힌지부에 배근된 용접 띠철근은 코아 콘크리트를 효과적으로 구속하여 쥘과 동시에 축방향 철근을 잘 지지하고 있었다. 본 시험체는 횡변위 7%의 첫번째 사이클에서 축방향 철근의 좌굴에 의하여 파괴되었다. 횡하중 저항 메카니즘을 고려하여 볼 때, 3%의 횡변위 시 20% 정도만 그 저항능력이 감소되었는데, 이 또한 근본적으로 P- Δ 효과에 기인된 것이다.

횡보강근 배치의 중요성을 검토하기 위하여 9개의 셀과 각 모서리 4개의 축방향 철근으로 배근된 기둥 BG-6를 실험하였다. 본 배근방법은 모서리 사이의 횡보강근에는 축방향 철근을 보강하지 않는 것이 특징이다. 그 전반적인 역학적 거동은 9개의 셀과 12개의 축방향 철근으로 보강되는 기둥 BG-5와 유사하였다. 그림 6(f)에 나타낸 모멘트 - 횡변위 이력관계 곡선에서 알 수 있듯이 모멘트 저항메카니즘에서 5%의 횡변위에 이르러서야 20%정도의 강도저감이 발생되었고, 횡하중 저항 측면에 있어서도 대략 같은 수준의 강도저감에서 3%의 횡변위가 유발되었다. 본 결과는 실제건물에 적용하는데 매우 중요한 부분인데, 이는 축방향 철근보강 없이 격자형 횡보강근(Grid) 만으로도 접합부에 요구되는 횡구속 효과를 얻을 수 있다는 것을 의미한다. 즉, 콘

크리트 단면내 횡보강근의 간격을 좁힘으로써 축방향 철근 없이도 횡구속력의 분배를 개선시켰다. 그러나, 이러한 배근형태의 시험체가 한 개였으므로, 이 부분에 대해서는 향후 추가 실험 등 연구들이 요구된다.

3.1.5 횡보강근 체적비의 요구조건 완화

격자형 횡보강근의 배치를 개선시킨 기둥에서는 그 역학적 거동에 영향을 미치지 않으면서 횡보강근 체적비의 요구 조건을 완화할 수 있을 것으로 생각할 수 있다. 이 점을 검토하기 위하여 셀의 수는 증대시키지만, 체적비는 오히려 감소시킨 기둥의 실험을 실시하였다. 기둥 BG-7과 BG-8은 9개의 셀과 12개의 축방향 철근으로 보강되었으며, 격자형 횡보강근의 직경은 6.60 mm로 작은 것을 사용하였다. 따라서, 체적비는 1.26%로 감소되어 이는 ACI 318-95 규준에서 요구되는 횡보강근 체적비의 83%이다. 기둥 BG-7은 약 $0.4P_0$ 의 일정한 축력하에서 실험되었는 반면, 기둥 BG-8은 약 $0.2P_0$ 의 일정한 축력하에서 실험되었다. 그림 6(g) 및 6(h)에서 보여지는 이력관계 곡선에서 알 수 있듯이 두 시험체 모두 연성적인 거동을 나타내고 있다. 기둥 BG-7의 모멘트 저항에 있어서는 심각한 강도 저감 없이 4%의 횡변위까지 유지되는데 반하여 20% 강도 저감시 2%의 변위를 보였다. 기둥 BG-8에서는 비록 횡하중 저항능력이 P- Δ 효과에 기인하여 4%의 횡변위시 최대강도의 80%까지 떨어졌지만, 모멘트 저항능력에 있어서는 6%의 횡변위에 이를때까지도 강도 저감 없이 더 나은 성능의 향상을 나타내었다. 본 시험체는 횡변위 7%의 두번째 사이클 진행중 축방향 철근이 좌굴되었다. 본 기둥에서는 이 한계변형 수준을 넘어서 변형되도록 계속 힘을 받았을 때, 소성힌지지역에 있는 2개의 횡보강근이 용접부 주변에서 파단되었다. 본 두 시험체의 실험결과에 의하면, 9개의 셀로 구성된 기둥에서는 ACI 318-95에서 요구하는 횡보강근의 간격 요구조건만 만족하면 본 규준에서 요구하는 횡보강근 체적비의 84%만 보강되더라도 연성적인 거동을 확보할 수 있음을 알 수 있다.

3.1.6 축방향 철근 배치에 따른 효과

기둥 BG-9과 BG-10은 격자형 횡보강근의 각 접합부에 각각 2개의 축방향 철근을 보강했을 때의

역학적 성능을 조사하기 위하여 실험되었으며, 이에 따라 20개의 축방향 철근과 9개의 셀로 구성되었다. 기둥 BG-9는 ACI 318-95에서 요구하는 횡보강근 체적비의 83%로 그 직경이 6.60mm인 반면, BG-10에서는 9.53mm로서 ACI 318-95의 129%에 달하는 체적비로 증대시켰다. 그림 6(i) 및 (j) 이력곡선에서 알 수 있듯이 격자형 횡보강근의 피해 없이 두 시험체 모두 연성적인 거동을 나타내고 있다. 기둥 BG-9는 강도의 심각한 저하없이 4%의 횡변위에 이르도록 개선되었고, 4%의 횡변위에 해당하는 사이클에서 파괴되었다. 본 기둥의 실험결과는 BG-7과 비교할 수 있을 것이며, 20%의 강도저감시 BG-7과 유사한 연성능력을 보였다. 그러나, BG-9는 축방향 철근의 불안정성 때문에 연이은 사이클에서 급격한 강도저감현상이 발생되었다. 이는 본 기둥에 사용된 축방향 철근의 직경이 작음에 따라 압축좌굴에 좀 더 민감하였기 때문인 것으로 판단된다. 본 시험체는 4%의 횡변위에 이를 때 까지도 격자형 횡보강근의 안정성이 유지되었으며, 모서리 축방향 철근중의 하나가 좌굴이 발생한 이후까지도 그 역할을 충분히 하고 있었다. 그러므로, 횡변위 4%가 초과되었을 때 급격한 강도저감현상이 발생한 이유가 횡보강근의 각 접합부에 각각 2개의 축방향 철근을 보강함에 따른 것으로 보기는 어렵다. 기둥 BG-10은 BG-9보다 더 좋은 성능을 보여 모멘트의 심각한 저감없이 5%까지 횡변위가 개선되었다. 횡하중 저항능력은 P- Δ 효과 때문에 감소되어 약 3%의 횡변위시 최대하중의 약 80%에 도달하였다. 이러한 본 기둥의 성능향상은 횡보강근 체적비의 증대로 설명될 수 있다.

3.2 모멘트 - 회전각의 상관 관계

소성힌지는 기둥과 기초와의 접촉면에서 기둥 단면 상부로 단면크기인 350mm 까지 연장된다고 가정하여 이 부분의 회전각을 측정하였다. 전체 회전각은 기둥의 기초부와 소성힌지부와의 상대 회전각으로 정의하였다. 정착부족에 따른 미끄러짐(Anchorage Slip)으로 볼 수 있는 기초부내 축방향 철근 정착길이의 부족에 의한 미끄러짐에 기인

된 기둥의 회전각도 측정되었으며, 전체 회전각의 한 성분으로 고려하였다.

정착부족에 의한 미끄러짐은 축방향 철근의 변형 경화 이전에서만 그 중요도가 있기 때문에 위험단면에서 발생된다⁹⁾. 따라서, 이러한 변형성분은 특히, 축력의 영향이 무시될 수 있는 보의 높은 비탄성 변형 수준에서 그 중요성을 갖는다. 낮은 축력이 작용되는 기둥들에는 정착의 부족에 기인된 미끄러짐에 따른 기둥의 회전각은 중요할 수 있다¹⁰⁾. 본 연구에서는 비교적 높은 축력하의 기둥들을 대상으로 하였기에 이에 따른 미끄러짐량은 전체 미끄러짐량에 비하여 미소하였다.

3.3 철근의 변형도

위험단면 부근에서의 대표적인 시험체인 BG-4 기둥의 축방향 철근 변형도가 그림 7에 나타나 있다. 본 그림에서와 같이 연단부 축방향 철근의 대부분은 1%의 횡변위시 항복하였다. 이러한 경향은 전체 기둥에서 동일하게 나타났다. 대표적인 시험체 BG-5의 횡보강 띠철근 주요한 부위의 변형도 분포가 그림 8에 나타나 있는 바와 같이 용접된 격자형 횡보강근의 변형도는 1%의 횡변위시 약 0.001 정도였고, 3%의 횡변위에 도달했을 때에 항복되었다.

4. 결론

이상의 연구로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

(1) 횡보강근의 강도와 연성에 영향을 미치지 않도록 용접됨과 동시에 충분한 신률을 가진다면, 본 연구에서 제시된 용접된 격자형 횡보강근은 공기 단축, 특히 횡보강근의 다소 복잡한 상세를 요구하는 내진 구조물에 있어 경제적인 한 보강방법으로 기둥의 띠철근으로써 실질적인 사용이 가능한 것으로 판단된다.

(2) 용접된 격자형 횡보강근이 위 (1)에 결과

와 같이 유효하게 거동하기 위하여는 ① 용접된 접합부위의 강도가 보강근의 모재강도 이상이어

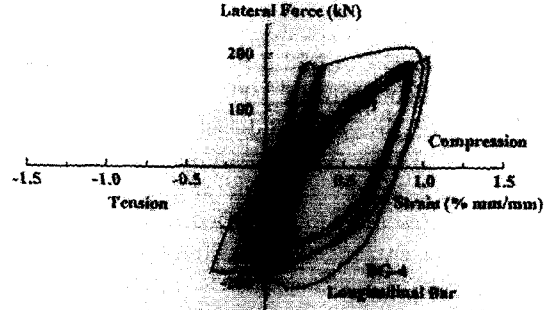


Fig. 7 Strain Readings Recorded on a Longitudinal Bar near the Critical Section of BG-4

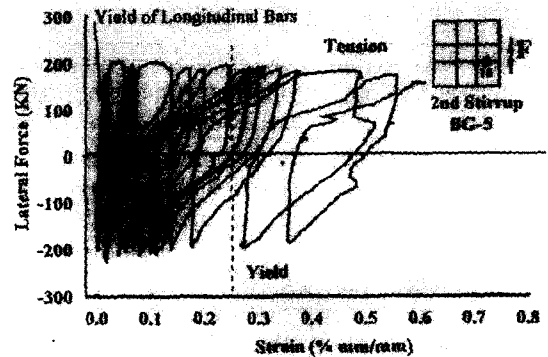


Fig. 8 Strain Readings on a Grid Reinforcement of Column BG-5

야 하고 ② 신률이 4% 이상이어야 할 필요가 있다.

(3) 동일한 횡보강 체적비와 간격을 갖는 기둥에 있어서는 9개 셀의 상세를 갖는 경우가 4개 셀의 상세를 갖는 경우보다 높은 변형능력을 보였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 95년도 전반기 해의 Post- Doc. 연구비 및 98년도 대진대학교 교내 학술연구비 지원하에 수행된 결과의 일부로서 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 31

- 8-95), "American Concrete Institute, Detroit, 1995, 369 pp.
2. CSA, "Design of Concrete Structures for Buildings(CAN3-A23.2-94),"Canadian Standards Association, Ontario, 1994,199 pp.
 3. Razvi, S. R., and Saatcioglu, M., "Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with Welded Wire Fabric and/or Rectilinear Ties," Research Report, Dept. of Civil Eng., Univ. of Ottawa, Canada, 1989(a), pp 65.
 4. Miranda, E., Thompson, C. L., and Bertero, V.V., "Cyclic Behavior of Shear Wall Boundary Elements Incorporating Prefabricated Welded Wire Hoops," Research Report, Earthquake Engineering Research Center, Collage of Engineering, Univ. of California at Berkeley, January, 1990, pp 66
 5. Cheok, G. S. and Stone, W. C., "Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads - Report No. 4," Research Report NISTIR 5436, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, June, 1994
 6. Grira M., and Saatcioglu, M., "Concrete Columns Confined with Welded Reinforcement Grids," Research Report OCEERC 96-05, Engineering Research Center, Dept. of Civil Eng., Univ., of Ottawa, Sept.1996, pp. 89.
 7. 최창식, Grira, M. and Saatcioglu, M., "용접된 띠철근으로 보강한 철근콘크리트 기둥의 강도와 연성," 한국콘크리트학회 학술발표 논문집, 제 9권, 제 1호, 1997.5, pp. 492-499.
 8. 최창식, Grira, M. and Saatcioglu, M., "용접된 띠철근으로 보강한 철근콘크리트 기둥의 강도와 연성(II)," 한국콘크리트학회 학술발표 논문집, 제 9권, 제 2호, 1997.10, pp. 56-568.
 9. Alsiwat, J., and Saatcioglu, M., "Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading," Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, NO. 9, 1992, pp. 2421-2438.
 10. Saatcioglu, M., and Ozcebe, G., "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading," ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 1, Jan.-Feb. 1989, pp. 3-12.
 11. Saatcioglu, M., and Razvi, S., "Strength and Ductility of Confined Concrete," Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 6, 1992, pp. 1590-1607.
 12. Saatcioglu, M., Salamat, A. H. and Razvi, S. R., "Confined Columns under Eccentric Loading," ASCE Jour. of Structural Engineering, Vol. 121, No. 11, November 1995, pp.1547-1556.

요 약

지진다발 지역에서는 철근콘크리트 기둥의 단면을 합리적으로 구속함과 동시에 횡보강 띠철근의 세심한 배근등이 요구된다. 이러한 요구조건을 만족시키기 위한 보편적인 횡보강근 사용의 문제점으로는 높은 체적비(high volumetric ratio), 조밀한 간격(close spacings), 겹침(overlapping of hoops), 구부림(bends), 구부림 연장(bend extensions), 시공상의 어려움과 콘크리트 타설상의 문제 등이다. 이러한 문제점을 해결하기 위한 한 방법으로는 요구되는 횡보강근의 체적비, 배열, 크기 등에 따라 이를 기초립, 용접하여 사용하는 것이다. 용접된 횡보강근의 사용은 겹침과 구부림, 구부림의 연장 등이 필요하지 않기 때문에 조립이 간편하고, 축방향 철근의 지지에 적합한 치수의 정확성과 재료를 절감시킬 수 있다. 더우기, 단면 내 횡보강 철근의 간격이 조밀해짐으로써, 코아 콘크리트 주변의 구속력을 균등히 분배시키게 되고, 이에 따라 코아 콘크리트의 거동을 향상시키는 결과를 얻을 수가 있다.

이에 본 연구에서는 이러한 용접 띠철근으로 보강된 철근콘크리트 기둥의 역학적 거동을 실험적으로 규명함과 동시에 철근콘크리트 기둥의 내진성능 향상을 위한 기초자료를 제공하고자 하였다. 그 결과 횡보강근의 강도와 연성에 영향을 미치지 않도록 용접됨과 동시에 충분한 신률을 가진다면, 용접된 격자형 횡보강근은 기둥의 띠철근으로써 사용가능한 것으로 판단된다. 특히, 용접된 격자형 횡보강근이 유효하게 거동하기 위하여는 1) 용접된 접합부위의 강도가 보강근의 모재강도 이상 2) 신률이 4% 이상이어야 할 필요가 있다.

(접수일자 : 1998.11.11)