

비내진설계된 우리나라 RC 외부 접합부의 횡저항 능력에 관한 실험

Experiments of the Lateral Loading Capacity of Exterior Joints of Non-seismically Designed RC Frames in Korea

이영욱¹⁾ · 박형권²⁾

Lee, Young Wook · Park, Hyeong Kyeon

국문 요약 >> 국내 비내진 설계된 RC 골조 외부접합부의 횡저항 능력특성을 연구하기 위하여, 1988년 이후의 건물을 대상으로 실험 크기의 70%의 T형 보-기둥 실험체 4개를 제작하여 보에 횡력을 가려하여 실험을 수행하였다. 작용한 횡력은 총 9단계로 변위를 조절하여 최대 횡변위비 3.5%까지 가려하였고, 각 변위 단계마다 3사이클의 반복하중을 가려하였다. 실제의 상황과 유사하게 하기 위하여 실험동안 기둥에 압축력을 지속적으로 작용하였다. 실험 결과, 부재가 휨 공칭강도에 도달하여야 하는 내력에 비하여 실험 결과는 85%이하로 나타났고 층간변위비 0.85% 미만에서 모든 실험체의 접합부에서 전단균열이 발생하여 국내 외부접합부가 취약함을 확인할 수 있었다. 또한 접합부 균열발생시 주응력-층간변위비는 Priestly의 제안식과 유사하게 나타났다.

주요어 비내진 상세, RC 외부접합부, T형 보-기둥 부분골조, 횡저항 능력 실험

ABSTRACT >> To investigate the cyclic characteristics of exterior joints in RC frame buildings which are typically used after 1988, 70% scaled T-shaped beam-column subassemblies were designed and tested with a displacement control that is composed of 9 steps, until 3.5% story drift was reached. Axial forces are applied to columns during the experiment to simulate a real situation. The results show that the non-seismic detailed specimens failed before reaching 0.85% story drift, and their strengths are less than 0.85 times the nominal flexural strength which beam or columns should reach. The relationship of principal stress and story drift of exterior joints is similar to the one that Priestly proposed.

Key words Non-seismic details, RC exterior joint, T-shaped beam-column subassembly, Lateral resisting capacity experiment

1. 서론

내진설계가 국내에서 1988년부터 적용되었지만, 시행 초기에 5층 이하의 건물이 내진설계 대상에 포함되지 않았다. 이렇게 내진 설계에서 제외된 건물은 중력하중에 대하여서만 설계되었기 때문에, 본 연구에서 ‘비내진설계된 건물’은 ‘중력하중에 대하여서만 설계된 건물’과 동일한 의미로 사용된다. 국내 비내진설계된 건물 중에서, 3~5층의 건물의 대부분은 철근콘크리트 골조(Frame) 시스템으로 되어 있다.

미국의 경우에 중력하중에 대하여 설계된 철근콘크리트 골조(Frame)에 대하여 지진하중에 대한 저항 능력 파악하

기 위한 연구가 NCEER^{(1),(2)}을 중심으로 수행되었다. 이러한 연구는 미국내의 시대별에 따른 철근상세를 반영한 접합부의 파괴 내력 파악 및 내진 보강방안 연구에 초점이 모아졌었다.

이탈리아의 경우에도 중력하중에만 설계된 경우의 철근 콘크리트 골조의 내력 특성연구를 수행⁽³⁾하였다. 이탈리아의 경우는 정착용 후크(Hook)를 사용한 외부접합부의 내력이 매우 취약하였으며, 외부 접합부로부터 붕괴 메커니즘이 시작함을 보고하였다.

일반적으로 외부 접합부는 보가 한 면에서만 구속되므로, 내부접합부에 비하여 내력 저항능력이 낮아 파괴 가능성이 높다. Priestley⁽⁴⁾는 외부접합부에 발생하는 파괴의 양상을 그림 1과 같이 구분하여 제시하였다. 접합부에서 발생하는 반력을 보면 그림 1의 (a)와 같이 보의 철근이 접합부 안으로 정착된 경우(Bent in)는 콘크리트에 압축 스트럿(Strut)에 작용하는 힘에 대하여 보의 인장 철근력과 평형을 이루

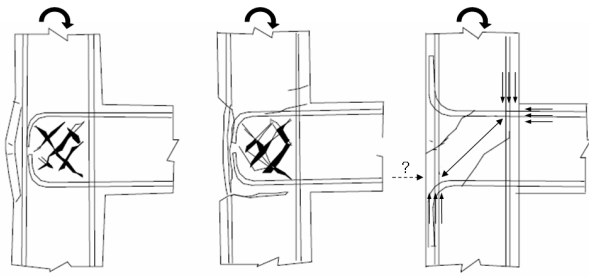
¹⁾ 정회원·군산대학교, 교수

(교신저자: leeyu@kunsan.ac.kr)

²⁾ 정회원·(주)대들보구조안전기술단, 대표이사, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2010년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 3. 31 / 수정일 : 5. 19 / 게재확정일 : 2010. 5. 19)



(a) 보의 철근이 내부로 정착, 피복에 탈락 발생
(b) 보의 철근이 내부로 정착, 일체성 손실
(c) 보의 철근이 외부로 정착

〈그림 1〉 외부접합부의 철근상세에 따른 파괴 현상, Priestley⁽⁴⁾

어 어느정도 안정성을 확보할 수 있다. 그러나, 그림 1의 (c)와 같이 보의 하부근이 접합부 밖으로 정착된 경우(Bent Away)는 콘크리트의 압축 스트럿의 추력을 철근이 받을 수 없게 되어 보다 빨리 파괴에 도달한다.

국내 비내진 설계된 골조의 외부 접합부는 그림 1의 경우들과는 다르다. 일반적으로 그림 2와 같이 상부근은 접합부 안으로 정착되었으나 하부근은 접합부 밖으로 정착되어 있다.

국내에서 우리나라의 철근 배근상세를 반영하여 비내진 설계된 외부 접합부에 대한 연구가 일부 수행되었다. 실물 크기의 외부 보-기둥 접합부에 대한 무보강 실험체와 보강 철근이 있는 실험을 권기혁 등⁽⁵⁾이 수행한 바가 있었으나, 이 실험은 축력이 없는 경우에 대한 연구이었다. 신중학 등⁽⁶⁾은 외부 보-기둥 실험체를 실제 구조물의 1/3 정도의 크기로 축소 제작하였고, 비내진 상세에 FRP 보강효과에 대한 실험을 실시하였다. 유사한 FRP 접합부 내진 보강 연구가 차지화 등⁽⁷⁾에 의하여서도 수행된 바 있다.

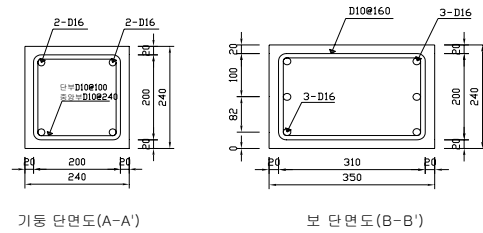
그러나, 국내에서 시공되는 철근 배근상세와 건물의 실제 상황을 반영하여 중력하중에 설계된 접합부의 내력 성능에 대한 연구 결과가 부족한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 1988년 이후에 중력하중에 대하여 설계되고 국내 철근상세 관행에 따라 배근된 철근콘크리트 골조의 외부접합부에 대하여 실험 연구를 수행하고자 한다. 실험시 축소에 의한 상사성의 문제가 최소화되도록 실험체의 크기를 실제 규모의 70%의 수준으로 하며, 실제거동과 유사하게 하기 위하여 기둥에 축력을 가한 상태에서 외부 접합부의 거동에 대한 실험 연구를 수행하고자 한다.

2. 실험체 설계

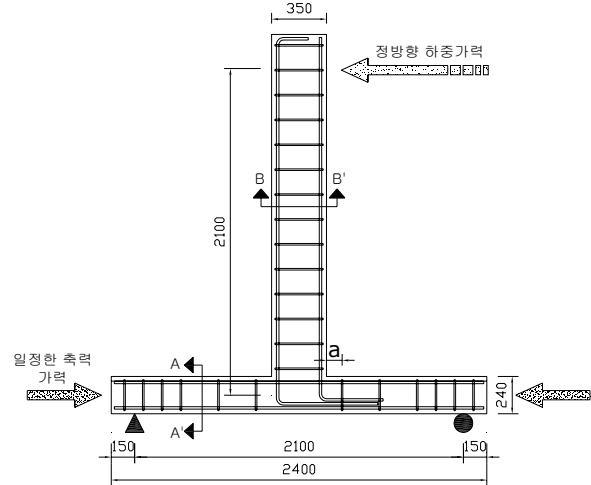
2.1 실험체 형상

실험체의 모델 기준은 국내 중저층 건물에서 일반적으로



기둥 단면도(A-A')

보 단면도(B-B')



〈그림 2〉 B35-3-H의 배근도와 가력 하중의 위치

사용되는 층고인 3m와 보의 스패 길이 6m를 대상으로 하였다. 실험체는 기준 모델의 70%의 규모로 하여, 그림 2와 같이 제작된 T형 실험체의 기둥 높이는 2.1m, 기둥중심선에서 보의 중앙까지 거리도 2.1m로 하였다.

2.2 사용 재료 및 단면의 크기

실험체 제작 및 실험을 3회에 걸쳐 수행하였다. 먼저 B35-2-H(원시편명은 BCJ-N이나 독자의 이해를 돕기 위하여 기호를 변경하였음)의 모델을 제작하고 파괴 실험을 수행하였으며, 그다음에 B35-3-H의 실험 연구를 수행하였고, B35-2-H/2과 B40-2-H/2는 동시에 수행되었다.

사용된 재료의 강도와 기둥과 보의 단면 크기와 주철근 및 후크의 상세는 표 1과 그림 2에 정리하였다. 본 연구의 중점 대상인 보 철근의 정착은 그림 2와 같이 국내의 관행을 따라, 상부근은 기둥면으로부터 철근직경의 40배의 길이에 따라 접합부내부로 정착하였으며 하부근은 접합부 외부로 철근 직경의 25배 길이만큼 정착시켰다. 스티럽과 후프는 일반적인 국내 관행을 따라 폐쇄형이 아닌 일반적인 형태를 사용하였다.

2.3 실험변수

실험체는 1988년 건설부가 제정한 “극한강도설계법에 의

〈표 1〉 실험체 종류

실험체명 ^(a)	재료강도(MPa)		보				기둥				
	f_{ck}	f_y	단면	주근	스터립	M_n^b (kN-m)	단면	주근	후프	$a^{(b)}$ (mm)	M_n^c (kN-m)
B35-2-H ^(c)	26.4	D10: 412 D16: 419	208×350	상부: 3-D16 하부: 2-D16	D10@ 160	+ 51.4 - 75.9	240×240	4- D16	D10@ 240	100	46.2×2
B35-3-H ^(d)	25.8	D10: 412 D16: 419	240×350	상부: 3-D16 하부: 3-D16	D10@ 160	+ 77.3 - 77.3					
B35-2-H/2 ^(e)	29.0	D10: 481 D16: 437	240×350	상부: 3-D16 하부: 2-D16	D10@ 160	+ 53.7 - 79.3	240×240	4- D16	D10@ 120	50	49.1×2
B40-2-H/2 ^(f)			240×400		D10@ 180	+ 62.9 - 92.8					49.1×2

(a) B35 - 2 - H
 후프 간격(기둥 높이 h 또는 h/2)
 보 하부철근의 개수(2 또는 3개)
 보의 춤 (350 또는 400 mm)

(b) 기둥의 첫 번째 후프와 접합부면과의 거리 (그림 2 참조)
 (c) 원시실험체명은 BCJ-N이나 독자의 이해를 위하여 변경하였음
 (d) 원시실험체명: BCJ-N(09)이나 독자의 이해를 위하여 변경하였음
 (e) 원시실험체명: B35-N이나 독자의 이해를 위하여 변경하였음
 (f) 원시실험체명: B40-N이나 독자의 이해를 위하여 변경하였음

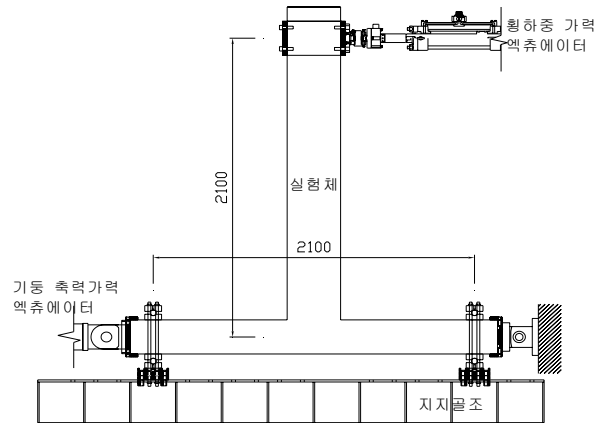
한 철근콘크리트 구조설계기준⁽⁸⁾에 따라 제작하였다. 표 1과 같이 총 4개의 T형 실험체를 제작하였으며 B35로 시작하는 3개의 실험체는 기둥의 휨 공칭강도가 보의 강도보다 더 큰 경우이고, B40-2-H/2은 보의 휨 공칭강도가 기둥보다 큰 경우이다. 모든 실험체의 경우 보와 기둥에 전단파괴가 발생하지 않도록 설계하였다.

표 1에서 B35-2-H의 경우, 기둥의 공칭 휨모멘트 값 $40.6 \times 2 = 91.2$ kN-m이 보의 상부근이 인장을 받는 부(-) 모멘트 72.3 kN-m보다 더 크도록 설계하였다. 따라서 전단파괴가 발생하지 않는다면, 보에 소성 힌지가 발생할 것이다. 기둥의 후프 배근간격은 중력하중에 따른 설계에 따라, 주근의 16배와 후프 철근의 48배와 기둥 단면의 최소폭 중 최소값인 240mm 간격을 사용하였다.

B35-3-H의 경우도 B35-2-H과 같이 기둥의 휨 공칭강도가 보의 값보다 크게 설계하였으나, 차이점은 보의 하부 철근의 개수를 3개로 변화함으로써 접합부의 전단파괴에 대한 하부철근의 영향을 고찰하고자 하였다.

접합부 파괴시 접합부에 인접한 기둥의 후프(hoop) 철근의 영향을 확인하기 위하여 B35-2-H/2의 모델을 제작하였다. 접합부에서 처음 후프 철근의 간격 $a=50$ mm(그림 2 참조)이고 나머지 구간은 내진설계기준을 따른 120mm를 적용하여 후프의 배치간격은 B35-2-H 모델의 절반 간격이다. 즉, 이 경우는 기둥의 후프 배근이 중간모멘트 골조의 형태로 내진형태를 따르나 접합부에 내진 상세가 없는 모델이다. 이 모델의 다른 철근상세는 사항은 B35-2-H와 동일하다.

표 1에서 B40-2-H/2은 보의 휨강도를 기둥의 휨강도보다 크도록 보의 춤을 400mm로 증가시킨 모델이다. 표에서 보듯이 보의 상부근이 인장을 받는 부(-) 모멘트 값 90.3 kN-m



〈그림 3〉 실험체 설치도

이고 기둥의 공칭 휨모멘트 값 $44.0 \times 2 = 88.0$ kN-m이다.

3. 실험 및 결과

3.1 실험방법

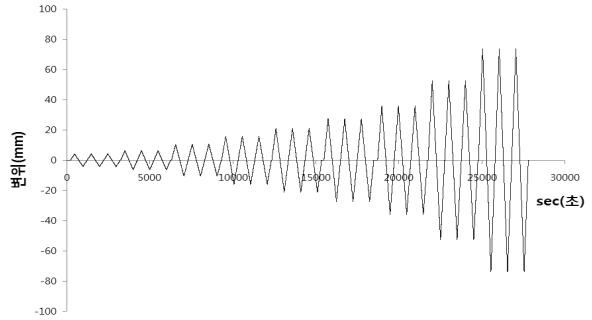
실험실의 여건을 고려하여 그림 2와 같이 기둥을 수평으로 배치하고 100kN의 액추에이터를 이용하여 보에 수평가력을 계획하였다. 수평 하중의 가력은 변위 조절에 의하여 수행하였으며, 표 3과 같이 가력은 총 9단계로 구성하였고 각 단계별로 3 사이클(cycle)의 반복하중을 가력하였다.

수직 반력을 받는 기둥의 지지점을 최대한 힌지에 가깝도록 하기 위하여, 그림 3과 같이 기둥 지지점의 상하부에 롤러를 놓고 전산나사를 이용하여 수직 이동을 구속하였다.

그림 2에서 보듯이, 기둥에 $0.1f_{ck}A_g$ (A_g :기둥의 단면적)의 일정한 하중을 실험이 종료될 때까지 250 kN의 액추에

〈표 2〉 변위하중 가력표

단계	1	2	3	4	5	6	7	8	9
횡변위비 (%)	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	1.3	1.7	2.5	3.5
변위 (mm)	4.2	6.3	10.5	15.75	21.0	27.3	35.7	52.5	73.5



〈그림 4〉 하중 이력곡선

〈표 3〉 전단균열 발생 및 최대 하중

시편명	방향	Δ_{sc} (mm)	DR_{sc}	$P_{sc}^{(a)}$ (kN)	$H_{sc}^{(a)}$ (kN)	$\frac{P_t}{\sqrt{f_{ck}}}$	P_u (kN)	Δ_u (mm)	P_n (kN)	$\frac{P_u}{P_n}$
B35-2-H	정	15.6	0.0074	18.7	17.6	0.285	18.7	15.6	24.5	0.76
	부	14.5	0.0069	21.5	20.4	0.353	30.2	48.9	36.1	0.84
B35-3-H	정	12.5	0.0060	17.2	16.3	0.257	20.4	51.2	36.8	0.55
	부	16.5	0.0079	23.4	22.2	0.401	30.2	36.2	36.8	0.82
B35-2-H/2	정	11.5	0.0055	16.7	15.9	0.233	21.1	51.2	25.6	0.82
	부	15.8	0.0075	23.8	22.7	0.390	32.2	49.3	37.8	0.85
B40-2-H/2	정	17.9	0.0085	23.6	22.3	0.292	23.5	17.9	30.0	0.78
	부	15.7	0.0075	28.8	27.7	0.398	34.4	35.8	44.2	0.78

a) P_{sc} 는 전단 균열이 발생한 실험의 횡하중 값이고 H_{sc} 는 보정된 횡하중 (그림 9, 식 3 참조)

Δ_{sc} , DR_{sc} : 접합부에 전단 균열이 발생한 변위와 횡변위비

P_u , Δ_u : 최대 횡력과 이에 도달할 때의 횡변위

P_t : 최대 주응력, 식 (1) 참조

P_n : 보 또는 기둥이 휨 공칭강도에 도달할 때의 내력

이터를 이용하여 가력하였다. 이 때 축력에 의한 단부의 구속을 방지하기 위하여 기둥의 상부면과 하부면에 스윙블 헤드(Swivel Head)를 설치하여 회전과 상하이동을 자유롭게 하였다. 앞에서 언급한 바와 같이 지점의 수직 방향의 구속은 전산나사에 의하여 구속하였다.

3.2 하중과 변위이력 곡선

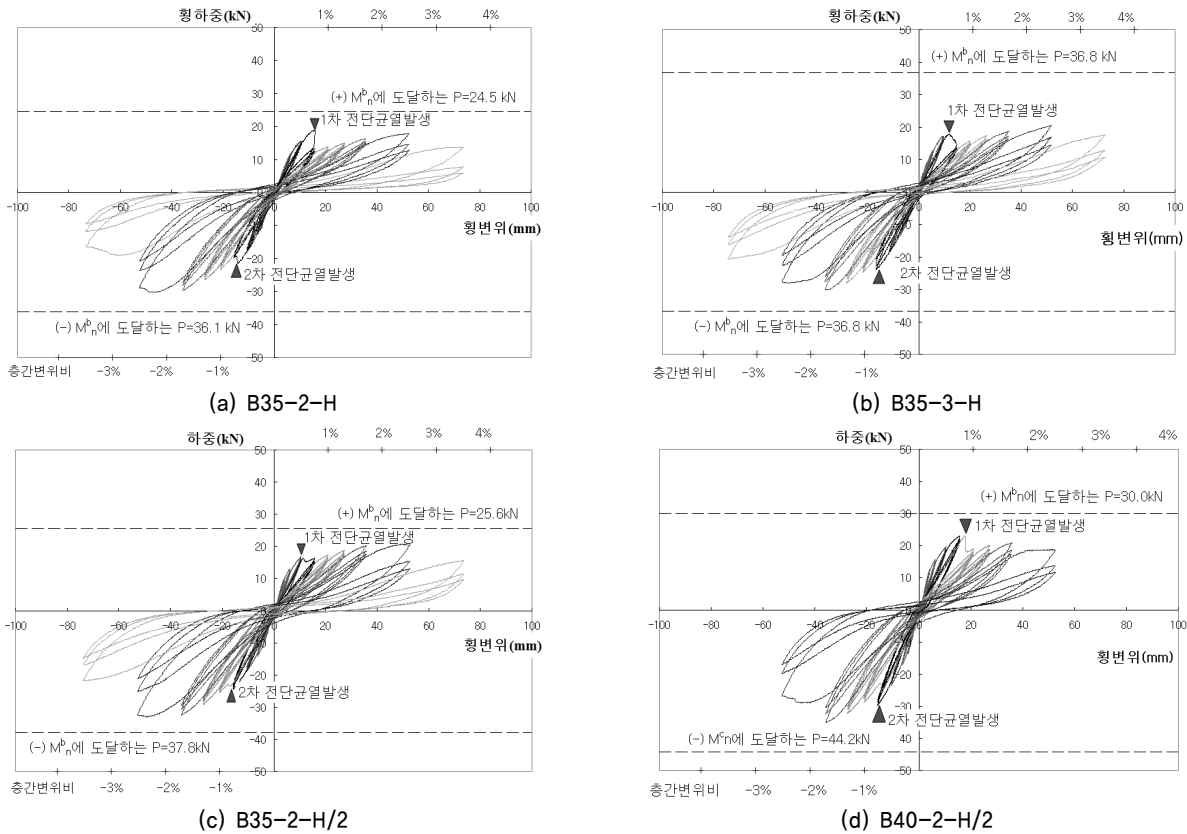
액츄에이터에 의한 가력 하중과 변위의 관계도를 그림 5에 나타내었으며, 상부와 하부의 점선은 부분골조 실험에서 보 또는 기둥이 휨 공칭강도에 도달할 때의 횡력 P_n 이다. 즉, 표 1에서 산정된 보 휨공칭강도 M_n^b 또는 기둥의 휨공칭강도 M_n^c 가 발현될 때의 내력 값이다. 그림 5에서 B40-2-H/2의 부방향 가력에서만 기둥의 휨 공칭강도 M_n^c 이 보의 휨 공칭강도 M_n^b 보다 크기 때문에 M_n^c 이 사용되고 있다.

그림 5의 (a)에서 B35-2-H의 경우, 정방향으로 하중이 작용할 때, 즉 보의 하부근이 인장력을 받는 경우에 먼저 접합부에 전단 균열이 나타났다. 정방향 가력시 변위 15.6mm

에서 1차 전단균열이 먼저 발생하고 부방향 가력시에 2차 전단균열이 발생하였다. 정방향 1차 전단균열이 접합부에 발생이후 내력이 급격히 감소하여 부재의 휨 공칭강도에 의한 목표 수평 내력 24.5 kN에는 미치지 못하였다. 부방향 가력시에는 전단균열이 발생 후 층간 변위비 2.5%까지 내력이 증가하나 공칭 휨강도가 발현된 때의 목표 내력 36.1 kN에는 도달하지 못하였다.

그림 5의 (b)에서, B35-3-H의 경우도 B35-2-H의 경우와 유사한 거동을 보여주었다. 다만, B35-2-H보다 작은 12.5mm(하중은 17.2 kN)에서 접합부에 전단균열이 발생하면서 내력이 감소하였다. B35-2-H에 비하여 하부 철근량이 증가하였으나, 정방향 가력의 내력은 증가하지 않았다. 공칭 휨강도에 도달하는 내력은 36.8 kN이나, 최종 내력은 이 값의 절반 정도로 나타났다.

그림 5의 (c)의 기둥의 후프의 간격을 중간모멘트골조와 같이 배근한 B35-2-H/2의 하중-변위 이력곡선은 B35-2-H의 것과 유사하게 나타났다. 공칭휨강도에 도달하는 목표 내력 36.8 kN에 못 미치는 16.7 kN에서 접합부에 파괴가



〈그림 5〉 횡가력 하중과 변위와의 관계

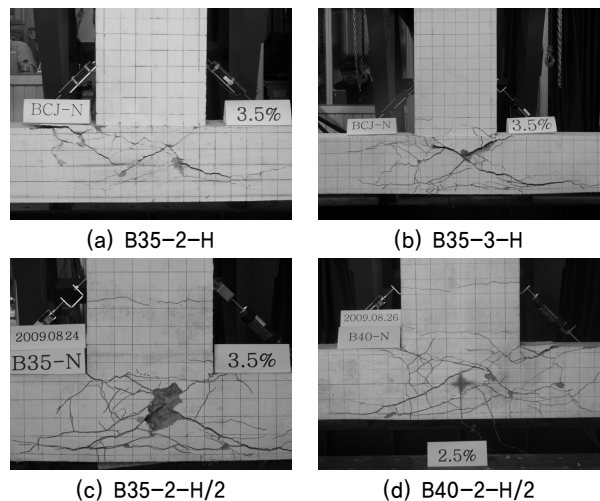
발생하였다. 그러나, 정방향 가력시 1차 전단균열이 변위 11.5mm에서 발생하였으나 급격한 내력의 감소를 보이지는 않았다.

보의 춤을 증가한 B40-2-H/2의 경우는 그림 5의 (d)에서 보듯이, 변위비 2.5%에 접합부에 과도한 파괴가 발생하여 실험을 멈추었다. 정방향 가력시 변위 17.9 mm에서 전단균열이 발생하고 그 이후에는 내력이 감소하였다. 부방향 가력에서는 15.7 mm에서 전단파괴가 발생하였으나 횡변위비 1.7%까지는 내력이 증가함을 보여 주었다.

표 3에서 부재의 휨공칭강도에 도달할 때의 내력 P_n 과 실험결과를 비교한 결과, 정방향 가력시는 0.55~0.82, 부방향 가력시는 0.78~0.85의 값을 나타냈다. 전체적으로 보면 휨공칭강도에 대한 내력비는 0.85배 이하로 나타났으며, 정방향보다는 부방향의 내력이 크게 나타나 보의 주철근이 접합부 밖으로 정착된 경우 내력이 내부로 정착된 경우보다 상대적으로 작음을 알 수 있었다.

3.3 균열

실험체에 발생한 균열은 그림 6과 같이 모든 실험체의 경우에 접합부에 경사의 균열이 먼저 발생하여 파괴에 도달하



〈그림 6〉 실험체의 균열 형상

였다. 정방향 가력시에는 보의 하부철근의 정착부를 따라 균열이 발전하였다. 즉 접합부내 내에서 시작한 균열은 기둥의 정착된 방향을 따라 발행하여 기둥의 할열 균열로까지 발전되었다.

이에 반하여 부방향 가력시에는 보의 상부 철근이 인장을 받게 되고 이에 따라 접합부내에 경사 균열이 발생하나 정방향의 경우와 같이 정착부위를 따라 균열이 크게 진전하지는 않았다.

그림 6에서 보의 춤이 350mm인 경우에 횡변위비 3.5%에서 접합부에 사선의 균열이 크게 나타났으며 중앙부위 일부에는 피복이 탈락하였다. 보의 춤이 400 mm 경우에는 횡변위비 2.5%에서 보의 하부와 면하는 기둥의 피복이 떨어져 나갔으며 접합부 내부에 큰 균열이 발생하였다.

4. 분석 및 고찰

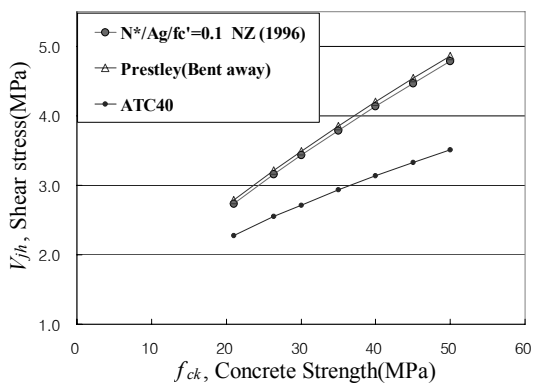
4.1 접합부 내력 평가식과의 비교

4.1.1 내력평가식

외부접합부의 전단내력에 대한 제안 평가식을 콘크리트의 강도변화에 따라 비교⁽⁹⁾하여 그림 7에 나타내었다. 그림에서 보듯이 ATC의 제안식은 보수적인 반면에 Priestley의 제안식이 가장 크게 전단내력을 평가하고 있다. 본 연구에서는 Priestley의 제안식⁽⁴⁾과 실험결과를 비교하고자 한다. Priestley의 외부접합부의 전단강도의 평가 수식은 다음과 같다.

$$V_{jh} = p_t \sqrt{1 + \frac{f_a}{p_t}} b_j h \tag{1}$$

여기서, f_a 는 축응력이다. 또한 일방향 접합부의 경우에 보의 주철근이 접합부 코어 밖으로 갈고리가 된 경우(본연구의 정방향 가력)에 최대 주응력 $p_t = 0.29 \sqrt{f'_c}$, 접합부 안쪽으로 정착된 경우의 최대 주응력 $p_t = 0.42 \sqrt{f'_c}$ 로 제안하였다. b_j 는 기둥의 유효폭이고, h 는 접합부의 깊이이다. 그림 8에 보의 주철근이 접합부의 안쪽과 밖으로 정착된 경우에 대하여 Priestley의 제안식을 표시하였다. 그림에서 가로축은 층간변위비를 나타내고, 수직축은 접합부의 주응력을 콘크리트의 강도의 제곱근으로 나눈 값이다.



〈그림 7〉 접합부의 전단강도 비교

4.1.2 횡력의 보정

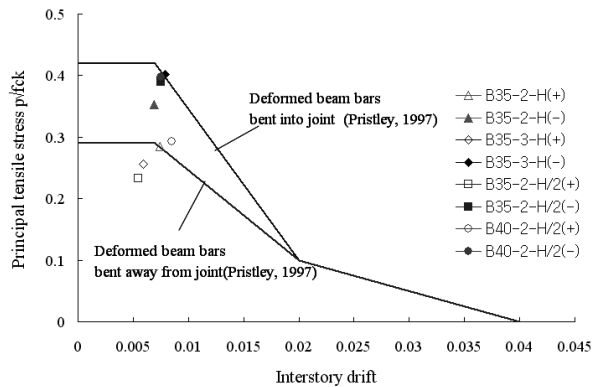
본 연구의 실험은 그림 9의 (b)와 같이 층간변형이 발생하지 않으므로, 층간변위 발생하는 경우 그림 9의 (a)로 변환하고 축력에 의한 모멘트의 증대 효과를 고려하여 횡력 P 를 보정⁽⁹⁾하면 다음과 같다. 먼저, 그림 9의 (a)에서 횡력 H 와 반력 P 의 관계는 수식 (2)와 같다.

$$H = P - N(\Delta_c/h) \tag{2}$$

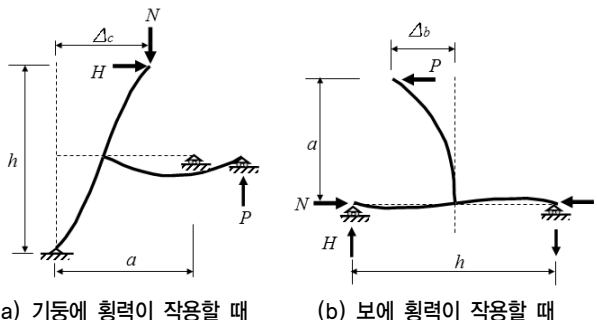
단, H 는 기둥에 작용하는 하중 또는 반력, P 는 보의 중앙점에 작용하는 하중 또는 반력이고, N 는 기둥에 작용하는 축력이다. Δ_c 는 그림 9에서 하중 H 에 의하여 기둥에 발생하는 횡변위이고, Δ_b 는 하중 P 에 의하여 보에 발생하는 횡변위이다. 기둥의 높이는 h 이고 보 스패의 절반은 a 이다. 본 연구에서는 실험 장치가 그림 9의 (b)와 같고 $a = h$ 이므로, $\Delta_b = \Delta_c$ 이다. 이를 수식 (2)에 대입하면 다음과 같이 된다.

$$H = P - N(\Delta_b/h) \tag{3}$$

수식 (3)에 따라 보정된 횡력 H 와 층간변위비(Δ_b/h)의 포락(envelop)곡선을 그림 10에 표시하였다. 그림 10에서



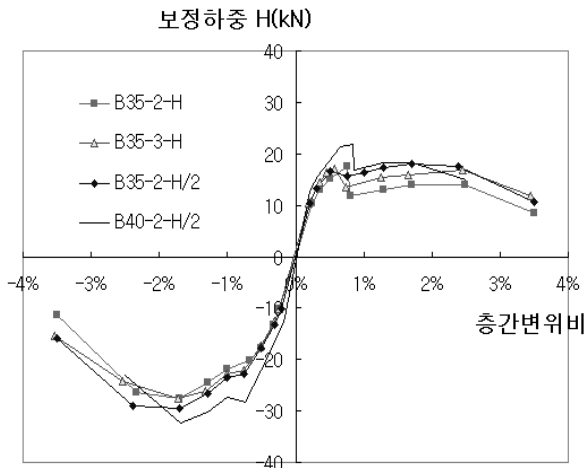
〈그림 8〉 층간변위비에 따른 전단강도 비교



(a) 기둥에 횡력이 작용할 때

(b) 보에 횡력이 작용할 때

〈그림 9〉 실험방법의 유사성



〈그림 10〉 보정한 횡력과 변위비의 포락곡선

B35-2-H/2의 포락곡선을 그림 5의 (c)의 이력곡선과 비교하면, 전단균열 발생 후 내력의 증가가 미미함을 알 수 있다. 표 3에 보정된 횡력 H 와 접합부에 전단균열이 발생할 때의 층간변위비 DR_{sc} 를 정리하였다.

4.1.3 내력 평가식과 실험의 비교

보정된 횡력 H 에 따라 외부접합부에 작용하는 주응력 p_t 를 구하고 층간변위비의 좌표 값을 Priestley의 제안식과 같이 그림 8에서 비교하였다. 단, p_t 를 계산할 때 사용되는 보의 휨모멘트의 값은 기둥 중심선에서의 값을 사용하였으며, 접합부에 작용하는 응력은 휨모멘트가 작용할 때 보방향의 전단응력과 기둥방향의 축응력을 이용하여 p_t 를 계산하였다. 그림 8의 수직축은 p_t 를 $\sqrt{f_{ck}}$ 로 나눈 값이다.

부방향 가력시 B35-2-H/2 경우에 주응력의 값이 가장 작게 나오고 있으나 다른 경우는 Priestly의 제안식과 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다. 정방향 가력시에는 B35-N-H의 경우는 제안식보다 작게 나타났으나 나머지 3개의 경우는 Priestly의 제안식과 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다.

그림 8에서 정방향과 부방향의 경우 외부 접합부에 전단균열이 발생한 주응력과 변형도가 대체로 Priestly의 제안식과 잘 일치하고 있음 볼 수 있다. 따라서 국내 외부접합부의 내력 산정을 위하여 보의 철근이 접합부 안으로 정착된 경우와 접합부 밖으로 정착된 경우에 대하여 Priestly가 제안한 값을 사용할 수 있다고 판단된다.

4.2 접합부 전단균열 발생시의 층간변위비

접합부에 전단 균열이 발생할 때의 층간변위비를 표 3과 그림 8에서 보듯이, 하중의 방향에 관계없이 모든 경우에

0.85% 이하에서 발생하였다. 즉, 보의 철근이 접합부 안으로 정착된 경우(부방향 가력)에 접합부에 균열이 발생하는 최대 변위비는 0.85%로 나타났으며, 접합부 밖으로 정착된 경우(정방향 가력)는 최대 변위비가 0.79%로 나타났다.

그림 8에서 정방향과 부방향의 경우 모두 접합부 전단내력이 감소하는 층간 변위비의 위치는 Priestley의 제안식과 같이, 층간변위비 1% 이하에서 발생하였다. 따라서 국내의 관행에 따라 배근된 외부 접합부의 변형능력은 층간변위비 1% 미만이라고 할 수 있다. 이러한 값들은 FEMA 356⁽¹⁰⁾에서 콘크리트 골조의 인명안전의 수준에 대하여 허용하는 전이(Transient)변위비 2% 또는 영구변위비 1%에 비하여 작은 값이라고 할 수 있다.

4.3 철근의 영향

그림 8에서 기둥을 중간모멘트골조의 후프 간격을 사용한 B35-2-H/2와 B40-2-H/2의 주인장 응력값이 최대와 최소값을 나타내고 있으므로, 후프의 영향은 접합부의 전단내력에 직접적으로 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 따라서 중간모멘트골조라 할지라도, 접합부에 내진 상세가 되어 있지 않다면 실제의 내력은 부재가 휨공칭강도에 도달하는 목표 내력에 도달하기 전에 파괴될 것이다.

그림 10의 포락곡선에서 B35-2-H와 B35-2-H/2의 전단균열 발생 이후의 내력을 비교하여 보면, 전단 균열 발생 이후의 후프 간격을 기둥 축의 절반을 사용한 경우에 보 하부 철근이 접합부 밖으로 정착되고 인장을 받을 때 내력 감소가 상대적으로 적은 것을 볼 수 있다.

그러나 그림 5의 (d)또는 그림 10에서, B40-2-H/2는 동일하게 후프의 간격이 기둥의 절반 간격이나 접합부에 전단균열이후 내력이 급속하게 감소되고 있음을 볼 수 있다. 이는 보춤의 증가로 인하여 접합부에 작용하는 전단응력이 증가하였기 때문에 접합부의 전단균열 이후의 파괴가 가속되었다고 판단된다. 이것으로 보면 직접 접합부 내부를 횡구속하지 않는 경우에, 후프의 상세는 내력 증진에 영향을 미치지 못함을 알 수 있다.

5. 결론

국내 비내진설계된 국내 RC 골조의 외부접합부의 내력 특성을 연구하기 위하여, 국내 관행에 따라 철근을 배근하고 1988년 콘크리트 설계 기준에 따라 실물 크기의 70%의 T형 보기둥 실험체 4개를 제작하여, 보에 횡방향 반복이력 하중을 가력하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 실험에 따른 내력의 최대값은 부재가 휨 공칭강도에 도달할 때의 목표 내력에 비하여 0.85배로 나타났으며, 보 철근이 접합부 밖으로 정착되는 경우의 내력이 내부로 정착된 경우의 값보다 상대적으로 작게 나타났다.
2. 국내 관행의 철근상세에 따라, 상부근이 접합부 내부로 정착된 경우의 외부접합부의 균열 발생시의 주응력-층간변위 관계는 보 철근이 모두 안으로 정착된 경우에 대하여 Priestly가 제안한 수식과 근사하게 나타났다. 또한 보의 하부 철근이 외부로 정착된 경우의 주응력-층간변위 관계도 Priestly가 제안한 보 철근이 모두 안으로 밖으로 정착된 경우의 수식과 근사하게 나타났다.
3. 접합부에 전단 균열이 발생할 때의 층간변위비(그림 8 참조)는 모든 경우에 0.85% 미만에서 발생하였으며, 이를 FEMA 356에서 콘크리트 골조의 인명안전의 수준에 대하여 허용하는 전이(Transient)변위비 2% 비교하여 보면 국내 비내진설계된 외부접합부의 변형능력의 취약성을 알 수 있다.
4. 접합부에 횡보강근을 배근하지 않고 기둥의 후프 철근만을 중간모멘트 골조와 같이 배근한 경우에, 접합부의 내력에 증가 현상은 없었다.

따라서 비내진 설계된 국내 RC 골조의 외부접합부는 보와 기둥의 골조가 휨파괴 강도에 도달하기 전에 접합부가 파괴에 먼저 도달하고 변형 능력이 적으므로, 내진성능 평가시 외부 접합부의 취약성을 고려하여야 한다.

참고 문헌

1. Beres A., El-Borgi S., White R.N., and Gergely P., Experimental Results of Repaired and Retrofitted Beam-Column Joint Tests in Lightly Reinforced Concrete Frame Buildings, *Technical Report NCEER-92-0025*, NCEER, 1992.
2. Hoffmann, G.W., Kunnath S.K., Reinhorn A. M., and Mander J.B., Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings: Seismic Evaluation of Existing Construction and Detailing Strategies for Improved Seismic Resistance, *Technical Report NCEER-92-0016*, NCEER, 1992.
3. Pampanin S., Calvi G.M., and Moratti M., "Seismic Behavior of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads," *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Sep. 2002.
4. Priestley, M.J.N., "Displacement Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames," *Pacific Conference of Earthquake Engineering*, Vol. 2, 225-244, Nov. 1995,
5. 권기혁 외 5인 "철근콘크리트 외부 보-기둥 접합부 실물크기 실험체의 이력거동에 관한 실험적 연구," 대한건축학회논문집, 제19권 6호(통권176호) 2003. 6.
6. 하기주 외 4인, "철근콘크리트 건물의 리모델링을 위한 보-기둥 접합부의 내진성능 개선기술," 대한건축학회 학술발표논문집, 제23권 제2호, 2003. 10. 24
7. 차지화, 이재홍, 이기학, "CFRP로 보강된 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 해석," 대한건축학회논문집, 22권 9호(통권155호), 2006. 9.
8. 건설부, "극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계기준", 1988
9. 이영욱, 박형권, 최덕범, "비내진 상세를 갖는 RC 외부 접합부의 변형능력 향상에 관한 실험," 대한건축학회논문집(구조), Vol. 25, No. 8, 27-34, 2009. 8.
10. FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356). 2000. 11.