

횡력을 받는 넓은 보-기둥 내부 접합부의 거동 평가

Behavior of Wide Beam-Column Interior Joint with Slab

이범식¹ · 박성식² · 박지영³Bum-Sik Lee¹, Seong-Sik Park² and Ji-Young Park³

(Received September 24, 2012 / Revised October 22, 2012 / Accepted October 25, 2012)

요 약

횡력을 받는 넓은 보와 기둥 내부접합부의 거동을 평가하기 위하여 넓은 보-기둥 접합부의 휨강성비와 유효폭 및 슬래브 유무를 변수로 6개의 1/2축소 모델 실험체를 제작하여 구조성능 평가를 수행하여 하중-변형, 연성, 강성 등을 평가하였다. 동 모델을 대상으로 비탄성해석을 수행하여 구조성능 평가 결과와 비교하였다. 연구결과 도출된 결론은 다음과 같다. 넓은 보-기둥 내부 접합부는 중진지역인 국내에서 적용하고 있는 부분골조형 구조에 적용이 가능한 것으로 판단된다. 슬래브의 강성이 횡력을 받는 넓은 보-기둥 내부 접합부의 거동에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 휨강성비가 2.0이상의 경우 T형보의 플랜지로서 슬래브 유효폭은 넓은 보 유효깊이의 2.0d로 평가되며, 휨강성비가 1.4~2.0일 경우, 슬래브 유효폭의 영향은 고려하지 않아도 되는 것으로 나타났다.

주제어 : 넓은보-기둥 접합부, 슬래브 효과, 비탄성해석, 하중-변위, 연성, 강성

ABSTRACT

An experimental investigation was conducted to study the behavior of RC wide beam-column joints with slab subjected to reversed cyclic loads under constant axial load. Six half scale interior wide beam-column assemblies representing a portion of a frame subjected to simulated seismic loading were tested, including three specimens without slab and three specimens with slab. The primary variables were the ratio of column-to-beam flexural capacity ($M_r = \sum M_c / \sum M_b$; 0.77 ~ 2.26), ratio of the column-to-beam width (b/H ; 1.54, 1.67). Test results are shown that (1) the current design code and practice for interior joints(type 2) are apply to the wide beam-high strength concrete column. (2) the presence of a slab have an effect on the performance of the wide beam-high strength concrete column interior joints(type 2). therefore in the design of the wide beam-high strength concrete column interior joints(type 2), the width of slab effective as a T beam flange should be considered. It was show that the case of the ratio of column-to-beam flexural capacity is more than 2.0, the effective width of slab are 2 times of an effective depth of wide beam, however if the ratio of column-to-beam flexural capacity is 1.4~2.0, the effective width of slab are not able to be considered.

Key words: Wide-Beam Column Joint, Slab Effect, Inelastic Analysis, Load-Displacement, Ductility, Stiffness

1. 서론

가변형 평면구성에 대한 입주자의 선호도 다양화 등 변화하는 아파트 건설시장에 적절히 대응하기 위하여 층고저감 효과를 기대할 수 있고 응력의 흐름이 명확한 넓은 보-기둥으로 구성되는 구조시스템의 개발이 필요하다. 구조물에 횡

력이 작용할 경우, 보-기둥 접합부에 슬래브가 있다면 슬래브 주철근은 보의 상단근과 함께 인장철근으로 역할을 하게 되어 휨강도는 설계 시 예상한 강도보다 훨씬 증가하게 되며, 보에서 휨강도의 증가는 접합부의 거동에 많은 영향을 미치게 된다. 이 경우 보의 휨강도에 슬래브의 영향을 무시하는 것은 구조체의 성능을 과소평가하는 것이 되므로 매우 안전

1) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(주저자: bslee417@lh.or.kr)

2) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(교신저자: spark72@lh.or.kr)

3) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원

한 것으로 평가되나 이러한 경우 보와 기둥의 휨강성비의 변화에 따라 설계할 때 고려하지 못하였던 파괴메카니즘을 초래할 수 있다. 따라서 지진하중이 큰 경우에는 보의 휨강성을 계산할 때 슬래브의 영향을 고려하는 것이 타당하리라 판단되지만 현행 설계기준과 권장안(ACI-ASCE 352-85R)에서는 횡하중을 받는 보의 휨강도에 기여하는 슬래브의 유효폭을 적절하게 제시하고 있는 규정은 없다.

그러므로 이 연구에서는 우리공사에 활용성이 기대되는 넓은 보와 기둥으로 구성되는 내부 접합부를 대상으로 구조 실험을 수행하여, 고강도 철근콘크리트 기둥과 넓은 보 및 슬래브로 구성되는 내부접합부의 거동을 정확히 평가하고 고강도 철근콘크리트 기둥과 넓은 보로 구성되는 내부 접합부의 합리적인 설계를 유도할 수 있는 방안을 제시하고자 한다. 이를 위하여, 1/2로 축소 제작된 내부접합부의 파괴유형, 하중과 변형관계, 에너지 소산능력, 강성의 변화, 접합부의 전단 특성 및 슬래브의 영향 등을 평가하여 횡력을 받는 내부접합부의 성능을 실험적으로 규명하였다. 넓은 보-기둥 내부접합부에 대한 비탄성해석을 수행하여 구조성능평가 결과와 비교하였다.

2. 넓은 보-기둥 내부접합부 구조성능 평가

2.1 실험체 계획 및 제작

넓은 보-기둥 내부 접합부 실험체 계획에 사용된 공동주택은 최대 30층규모의 소형 골조형 공동주택으로 슬래브 경간은 4.0m 내외, 슬래브 두께는 180mm이며 층고저감을 위하여 넓은 보(폭 800mm, 깊이 230mm)의 도입을 계획하였다. 기둥은 세대내부의 사용성과 인접보와의 강성 차이에 따른 내부접합부의 거동을 평가하기 500×500, 550×550mm로 계

획하였다. 실험체를 제작할 때 높은 축력은 받는 저층부 기둥의 효율적인 설계를 고려하여 기둥은 설계강도 40MPa급 고강도콘크리트를, 슬래브는 설계강도 24MPa급 보통강도 콘크리트와 SD 400MPa 철근을 사용하였다. 기둥과 슬래브 콘크리트의 강도가 60퍼센트 이상 차이가 발생하므로 관련 설계기준에 기초하여 슬래브가 없는 실험체의 경우 600mm의 내민길이를 확보하였다. 또한 기둥과 보의 휨강성비가 슬래브가 있는 넓은 보-기둥 내부접합부의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 실험체의 휨강성비를 1.4 이하, 2.26으로 달리하여 계획하였다.

이 연구에 사용된 공동주택 구조시스템의 개념은 그림 1과 같다. 표 1은 이 연구에서 수행한 실험체 계획을 나타내고 있으며, 그림 2는 실험체 중 기본형 모델인 WB-P, WB-PS모델의 제원과 배근상세를 나타내고 있다

실험체는 슬래브가 없는 실험체 3개와 슬래브가 있는 실험체 3개 총 6개를 제작하였으며, 실험체의 특성은 다음 표 1과 같다. 이 실험에 적용한 주된 실험변수는 콘크리트 압축강도($f_{cu}=24, 40\text{MPa}$)와 보-기둥의 휨강성비($M_r=\sum M_c/\sum M_b$; 0.77~2.26), 현행 기준에 의한 기둥에 타설되는 고강도 콘크리트의 수평부재로의 내민길이(l_d ; 0, 96, 300mm), 그리고 보폭과 기

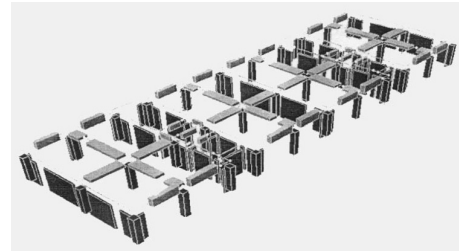


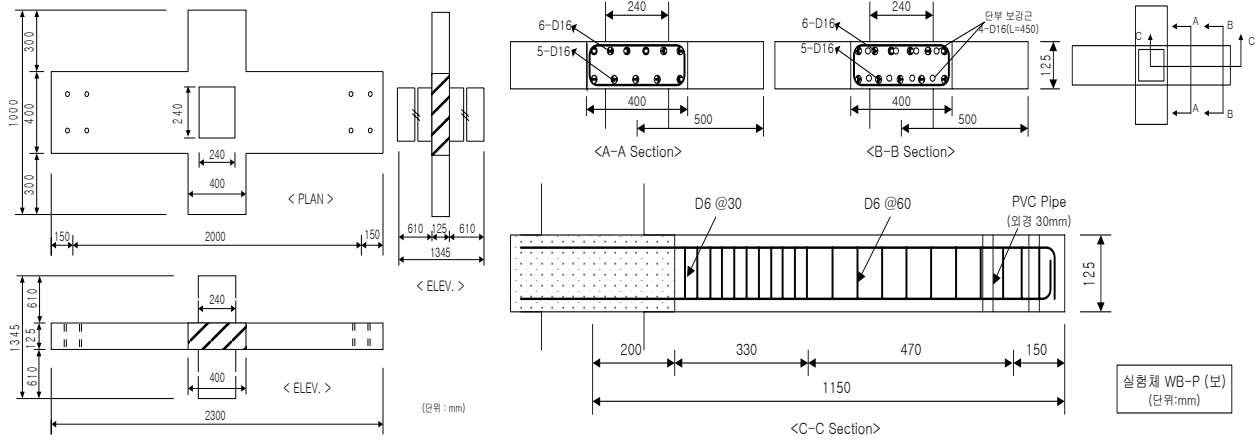
그림 1. 실험에 사용된 공동주택 기준층 구조

표 1. 넓은 보-기둥 내부접합부 구조성능평가용 실험체 계획

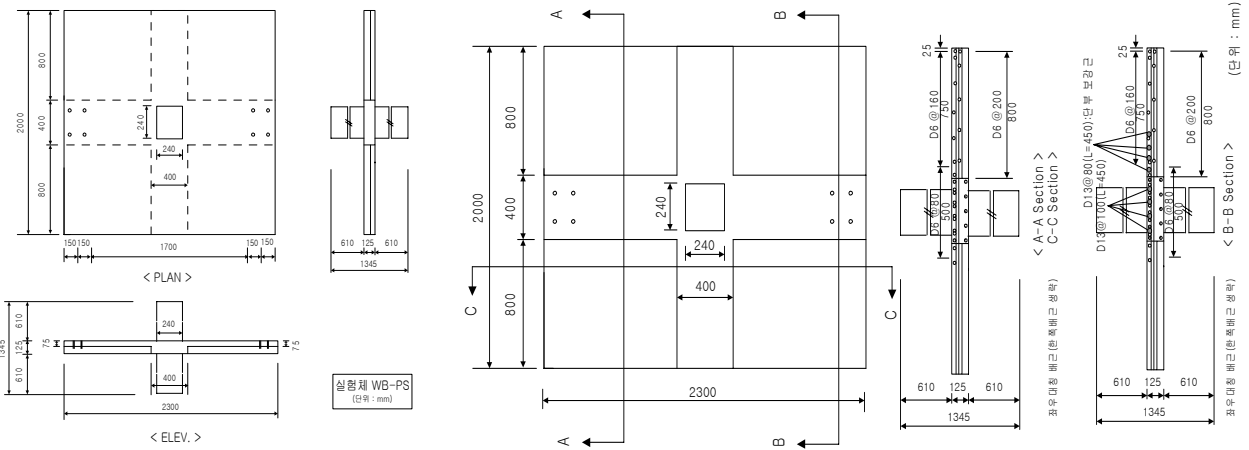
구분 실험체명	보		기둥		슬래브			휨강성비 (M_c/M_b)	보폭/ 기둥폭비 (b/H)									
	b×D×L (mm)	콘크리트 강도 (MPa)		b×H×h (mm)	콘크리트 강도 (MPa)	두께/폭 (mm)	콘크리트 강도 (MPa)											
		내민길이					내민길이											
		내	외				내			외								
WB-P	400×125 ×880	24	24	240×240×610	40	75	40	24	1.39	1.67								
WB-PS											24	24	24	75/2,000	24	24	0.77	1.67
WB-1																		
WB-1S		75/2,000	0.98	1.67														
WB-2					75	2.26	1.54											
WB-2S		75/2,000	1.20	1.54														

- 주: 1) WB-P : 넓은 보, 기둥 ($f_{cu}=24\text{MPa}$)
- 2) WB-1 : 넓은 보 ($f_{cu} = 24\text{MPa}$), 기둥 ($f_{cu} = 40\text{MPa}$)
- 3) WB-2 : WB-1과 콘크리트강도 동일, 기둥크기 증대
- 4) WB-PS, WB-1S, WB-2S : 실험체 1), 2), 3)에 슬래브를 설치한 것임

횡력을 받는 넓은 보-기둥 내부 접합부의 거동 평가



(a) 실험체 WB-P 형상과 배근 현황



(b) 실험체 WB-PS 형상과 배근 현황

그림 2. 실험체 형상과 배근 현황

표 2. 실험체 제작에 사용된 콘크리트 배합설계

규격	W/C (%)	S/a (%)	배합 재료량 (kg/m ³)				
			물	시멘트	잔골재	굵은골재	혼화제
13-500-15	32	38	166	520	624	1026	1.60
13-240-15	55	50	176	320	891	897	1.66

등폭의 비(b/H ; 1.54, 1.67)를 적용하였다.

기둥과 넓은 보 접합부 실험체는 실험이 수행될 실험실의 가력프레임과 가력장치의 용량 및 제작의 용이성 등을 고려하여 1/2축소모델 실험체로 제작하였다. 실험체를 제작할 때 실험결과의 신뢰성을 확보하고 제작 오차 등을 최소화하기 위하여 일반 건축물의 제작과정과 동일하게 제작하였다. 실험체 제작시 보 철근은 정확한 휨강성비를 유도하기 위하여 SD40 D10, D13, D16을 적절히 혼합 사용하였고 기둥 주철근은 SD40 D16을 사용하였으며, 스티럽 배근에는 6mm 이형 철선을 사용하였다.

2.2 사용재료

실험체 제작에 사용된 콘크리트의 설계강도는 40, 24MPa로서 보의 깊이(D)와 슬래브의 높이(h)가 각각 125mm, 75mm로 매우 얇기 때문에 굵은골재의 최대크기는 13mm로 하였다. 콘크리트의 배합설계는 표 2와 같으며, 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계는 그림 3과 같다.

2.3 실험체 설치 및 가력

횡력을 받는 골조의 거동을 구현하기 위하여 실험체는 그림 4에서 보는 바와 같이 상하부 기둥과 좌우측 넓은 보의

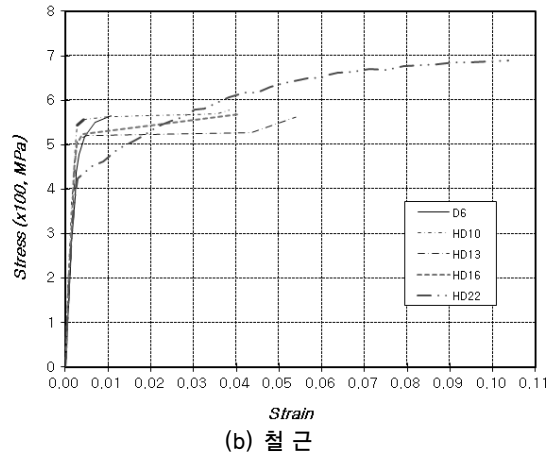
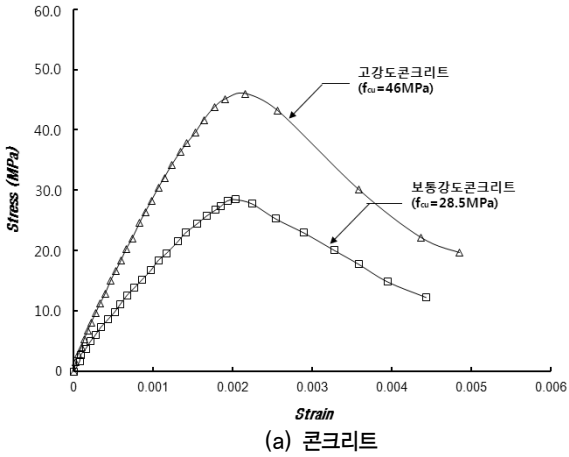


그림 3. 실험체 제작에 사용된 콘크리트와 철근의 재료시험 결과

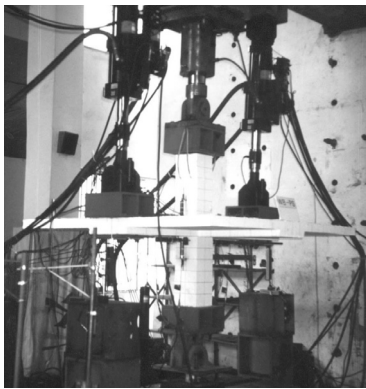


그림 4. 실험체 설치 상황

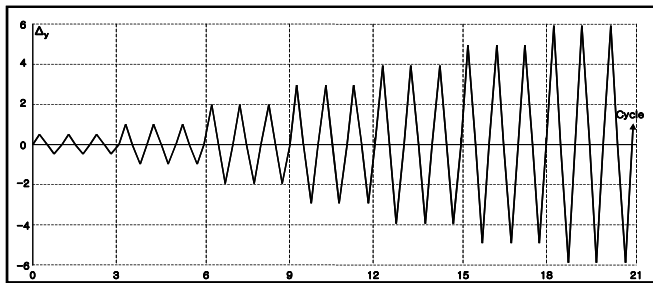


그림 5. 실험체 가력 사이클

하여 실험체가 최대내력에 도달한 후에도 최대내력의 약 75 퍼센트에 달할 때까지 가력하였다.

2.4 측정 및 데이터 취득

실험체의 접합부 주변, 넓은 보 단부 등에 변위계와 스트레인 게이지를 설치하여 반복하중을 받는 실험체의 거동을 평가하였다. 실험체의 비탄성 해석결과 넓은 보 단부의 최대 변위가 약 $\pm 90\text{mm}$ 로 나타나 넓은 보 양단부 하부에 $\pm 100\text{mm}$ 까지 측정이 가능한 변위계(LVDT)를 설치하였다. 보 주철근의 변형특성과 실험체의 항복을 평가하기 위해 접합부 주변의 보 주철근 상하단에 14개의 스트레인 게이지를 부착하였고, 기둥 주철근의 변형특성과 항복여부를 파악하기 위하여 접합부 상하단에 4개의 스트레인 게이지를 부착하였다. 그리고 슬래브가 접합부의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 슬래브의 상하단근에 보의 유효깊이에 비례하여 8개의 스트레인 게이지를 부착하였으며, 접합부 내부의 파괴여부를 파악하기 위해 전단보강근에 4개의 스트레인 게이지를 부착하였다. 측정된 변위는 휴대용 데이터 측정기구(EDX-1500)를 통하여 기록하였다.

그림 6은 실험할 때 측정에 사용된 변위계와 콘크리트와 철근 스트레인 게이지의 설치 위치를 나타내고 있다.

2.5 실험결과

2.5.1 실험체의 하중과 변형관계

실험체 WB-P는 넓은 보의 우측 상단부 보의 주철근이 항복하며 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 항복할 때 하중은 30.kN, 변위는 15.42mm이며 최대하중은 41.9kN 최대변위는 31.90mm로 나타났다. 각 가력단계는 3번의 가력사이클로 이루어지며 최대하중이후의 첫 번째 가력시 39.4kN에 도달한 이후 2번째 가력부터는 하중이 25kN로 급격히 저하되어 4

횡력을 받는 넓은 보-기둥 내부 접합부의 거동 평가

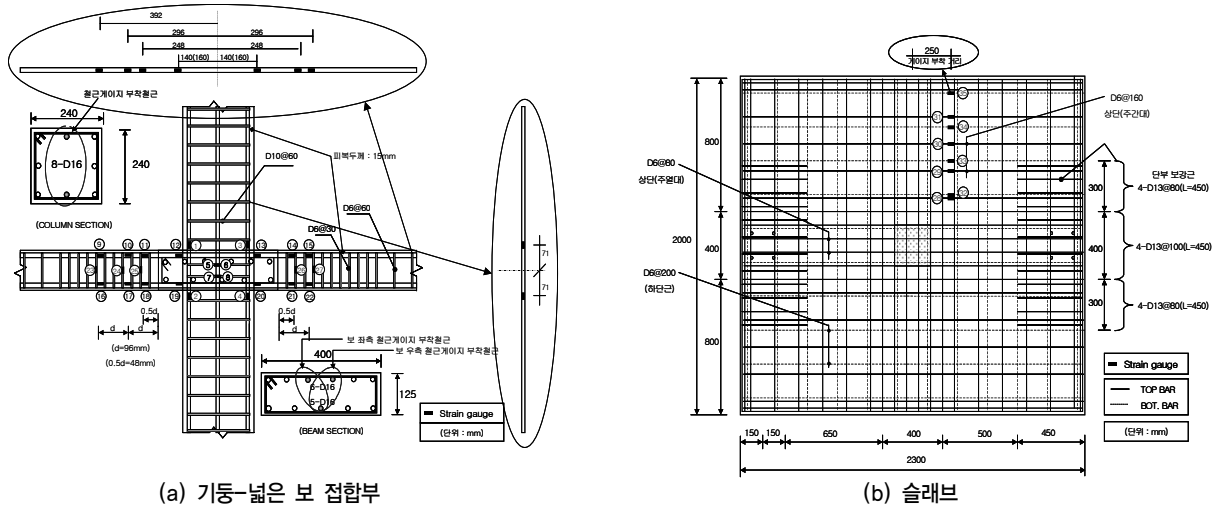


그림 6. 접합부 실험체의 스트레인 게이지 설치위치

이후 가력을 중단하였다. 실험체 WB-PS는 넓은 보의 단부가 아닌 상단부 좌측 기둥면에서 보 주철근이 항복하여 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 최대횡하중은 2Δ에서 51.6kN이며 이때 횡변위는 35.12mm이다. 최대횡하중의 48퍼센트 정도인 5Δ에서 24.9kN에 도달한 후 가력을 중단하고 실험을 종료하였으며 이때 횡변위는 89.12mm이다. 실험체 WB-PS의 항복하중과 최대하중은 실험체 WB-P 보다 각각 40퍼센트, 23퍼센트 정도 크지만, 최대하중은 2Δ에서 동일하였으며 항복이후 최대하중에 도달할 때까지 변위비도 동일한 것으로 나타났다. 반면, 최대하중 도달 이후 슬래브가 있는 실험체 WB-PS는 점진적인 강도 저하를 나타내며 파괴에 도달하였으나, 슬래브가 없는 실험체 WB-P는 최대하중 이후 급작스러운 파괴양상을 나타냈다.

실험체 WB-1은 실험체 WB-P의 기둥부재에 설계강도 40MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 것으로, 넓은 보 좌측 상단의 보 주철근이 항복하며 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 항복시 하중은 43.0kN, 변위는 18.68mm, 최대하중은 45.5kN, 최대변위는 37.56mm로 나타났다. 다른 실험체와 동일하게 2Δ에서 최대하중에 도달하였으며 변위연성비는 5Δ로 나타났다. 이 실험체 가력시 1Δ이후 우측 가력장치(actuator)의 이상으로 우측의 넓은 보가 파괴되고 이후 좌측의 넓은 보가 반복하중하에서 거동하여 내부 접합부가 아닌 외부 접합부의 이력곡선과 유사한 양상을 나타냈다. 실험체 WB-1S는 넓은 보의 우측 상단부 보 주철근에 항복이 발생하여 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 최대횡하중은 2Δ에서 51.7kN이며 이때 횡변위는 47.60mm이다. 이 실험체는 최대횡하중의 약 64퍼센트인 4Δ, 33.1kN에 도달한 이후 가력을 중단하고 실험을 종료하였으며 이때 횡변위는 98.44mm이다. 실험체 WB-1S의 항복하중과 최대하중은 실험체 WB-1 보다 약 10퍼센트, 14퍼센트 크나 최대하중은 2Δ에서 동일하였으

며 항복이후 최대 하중에 도달할 때까지 변위비는 WB-1이 더 큰 것으로 나타났다. 실험체 WB-P와 달리 실험체 WB-1은 최대하중이후 점진적인 강도의 저하를 나타내며 파괴에 도달하였다.

실험체 WB-P와 비교하여 WB-1은 항복강도에서 약 36퍼센트, 최대강도에서 약 9퍼센트 정도 우수한 것으로 나타났으며 실험체 WB-PS와 비교하여 WB-1S는 항복강도에서 약 5퍼센트, 최대강도에서는 거의 차이가 없는 것으로 나타났다. WB-P와 WB-1은 항복하중과 최대하중 및 기본적인 파괴성상에도 차이가 있으나 실험체 WB-1과 슬래브가 있는 실험체 WB-PS와 WB-1S는 하중조건과 파괴성상에서 유사한 양상을 나타내고 있다. 실험체 WB-2는 실험체 WB-1과 비교하여 휨강성비만 높아진 실험체로서, 실험체 WB-P, WB-1와 비교하여 넓은 보의 내력이 다른 실험체에 비하여 약한 실험체이다. 실험체 WB-2는 상단부 좌우측 기둥면에서 동시에 항복이 발생하며 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 항복할 때 하중은 38.1kN, 변위는 20.50mm이며 최대하중은 42.8kN, 최대변위는 41.04mm로 나타났다. 다른 접합부 실험체와 동일하게 2Δ에서 최대하중에 도달하였으며 5Δ까지 가력하였으나 변위연성비는 4Δ로 평가되었다. 실험체 WB-2S는 기둥면의 좌측 상단부 보 주철근이 항복하여 접합부 주위로 파괴가 진행되었다. 최대횡하중은 2Δ에서 52.0kN이며 이 때 횡변위는 48.82mm이다. 실험체 WB-2S는 최대 횡하중의 약 80퍼센트인 3Δ, 41.2kN에 도달한 이후 가력을 중단하였으며 이 때 횡변위는 77.72mm이다.

실험체 WB-2S의 항복하중과 최대하중은 실험체 WB-1 보다 각각 약 20퍼센트 크지만, 최대하중은 다른 실험체와 동일하게 2Δ에서 도달하였다. 실험체 WB-2와 2S 모두 최대하중 이후 점진적인 강도의 저하를 나타내며 파괴에 도달하였다.

표 3은 접합부 실험체의 각 가력사이클의 정점에서 하중과

표 3. 접합부 실험체의 하중과 변위 관계와 파괴모드

변위 연성비	WB-P		WB-PS		WB-1		WB-1S		WB-2		WB-2S		
	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	하중(kN)	변위(mm)	
0.5Δ	+	20.2	9.64	30.5	7.48	25.1	11.46	29.3	13.08	22.9	9.86	35.8	12.82
	-	20.0	9.46	16.7	7.40	22.0	11.64	25.1	12.28	18.9	9.74	29.3	12.48
1Δ	+	30.3	15.42	43.0	18.68	41.3	21.22	45.1	25.36	38.1	20.50	46.4	23.94
	-	-	-	30.1	19.20	34.6	20.82	36.5	24.30	31.2	20.92	48.1	25.24
2Δ	+	41.9	31.90	51.6	35.12	45.5	37.56	51.7	47.60	42.8	41.04	54.2	48.82
	-	37.6	32.22	43.1	36.56	42.2	40.76	45.7	49.24	37.6	42.14	53.1	51.26
3Δ	+	-	-	48.3	53.60	42.4	57.24	38.6	72.32	40.7	58.50	27.3	74.02
	-	-	-	47.6	55.64	43.2	61.20	38.8	73.92	36.3	63.52	41.2	77.72
4Δ	+	39.4	67.24	36.6	71.52	40.9	76.48	-	-	27.9	78.44	-	-
	-	33.0	72.70	44.8	75.20	43.6	81.90	33.1	98.44	34.2	85.06	-	-
5Δ	+	-	-	24.9	89.12	38.8	95.36	-	-	13.1	97.22	-	-
	-	-	-	41.2	94.14	43.3	102.32	-	-	25.7	107.50	-	-
파괴모드	보단부 파괴		접합부 파괴		보단부 파괴		접합부 파괴		보단부 파괴		접합부 파괴		

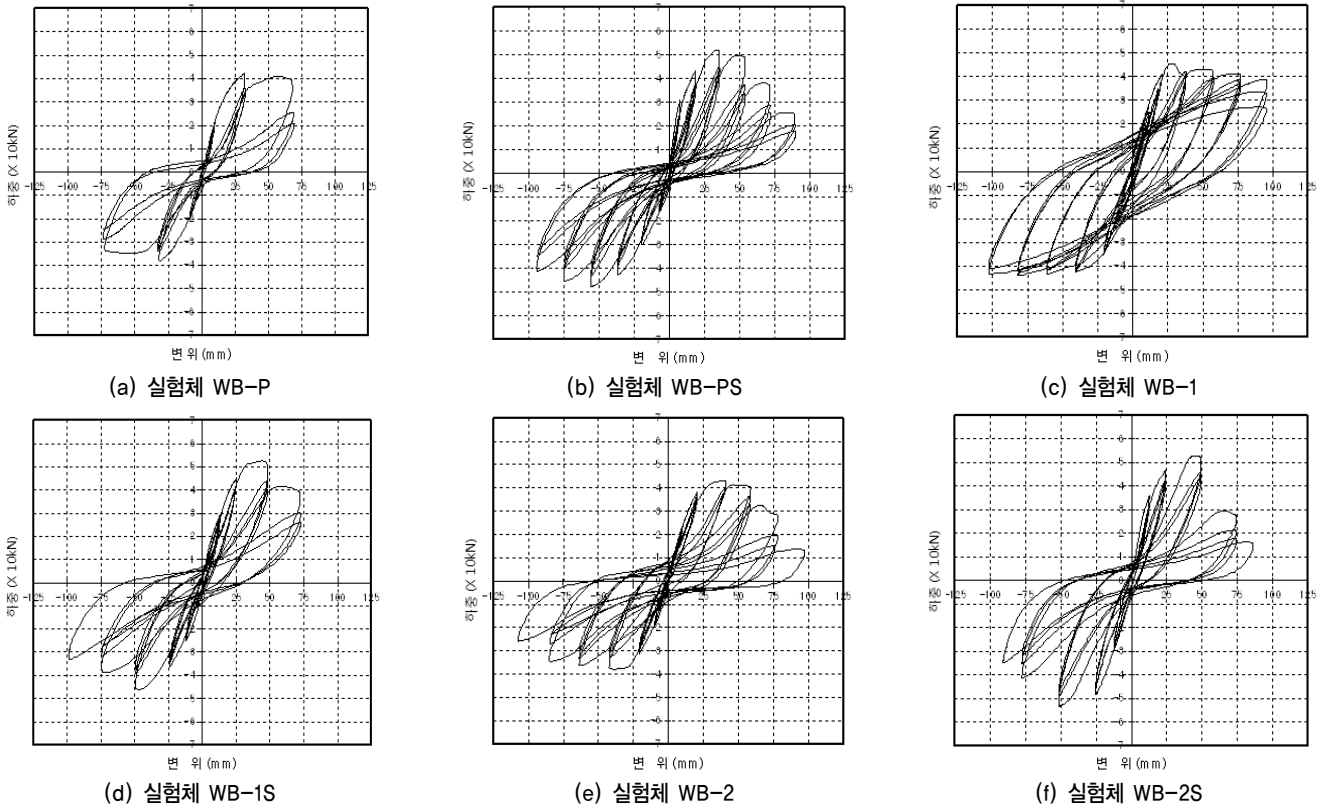


그림 7. 실험체의 하중과 변위 관계 이력곡선

변위를 나타낸 것이다. 그림 7은 접합부 실험체 WB-P~WB-2S의 하중과 변위이력관계를 나타내고 있으며, 그림 8은 실험체의 최종 파괴형상을 나타내고 있다.

2.5.2 기둥 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

횡력을 받는 넓은 보-기둥 내부접합부의 슬래브 유무에 따

른 기둥 주철근의 변형을 평가하였다. 실험체 WB-P는 보통 강도 콘크리트를 적용하였으며 휨강성비가 1.4로 변위연성비 4에서 상부기둥의 좌측 하단부 주철근이 항복하였다. 실험체 WB-P의 기둥에 고강도 콘크리트를 적용한 실험체 WB-1S에서는 실험 종료할 때까지 기둥 주철근의 변형률이 약 750×10^{-6} 에 불과하여 항복하지 않았다. 실험체 WB-P와 동일

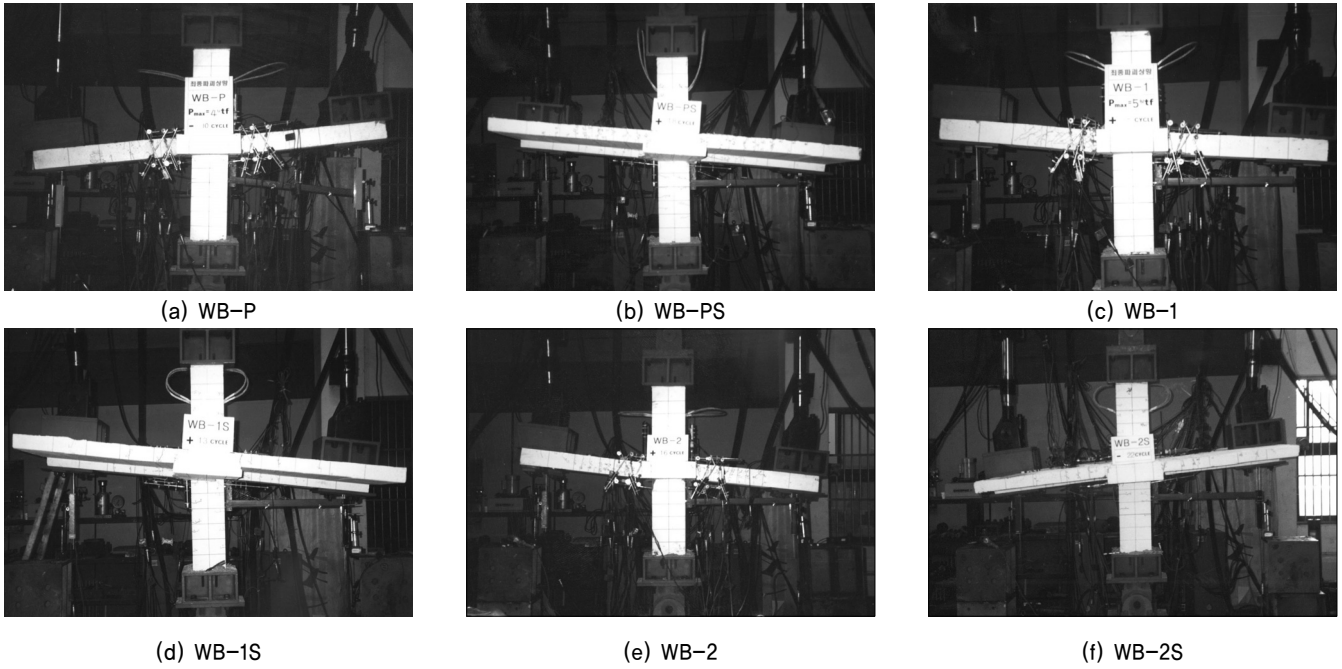


그림 8. 실험체의 최종 파괴 형상

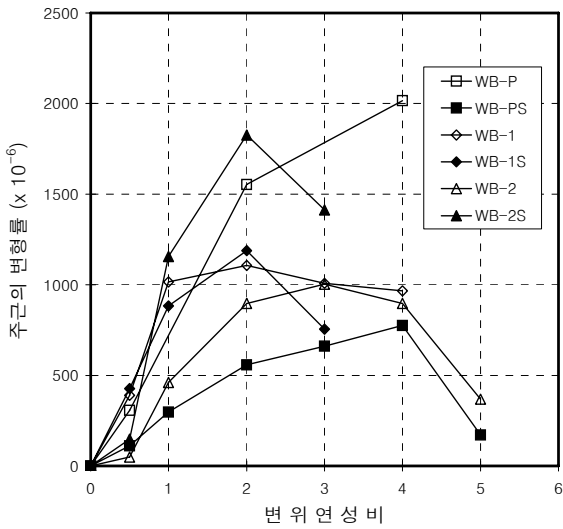


그림 9. 기둥 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

한 휨강성비를 가지며 기둥만 고강도 콘크리트를 사용한 실험체 WB-1과 WB-1S 역시 기둥주철근의 변형률이 약 $1,200 \sim 1,300 \times 10^6$ 에 불과하여 항복하지 않았다. 실험체 WB-1과 WB-1S에 비해 휨강성비가 낮은 실험체 WB-2와 WB-2S 역시 실험을 종료할 때까지 항복하지 않는 것으로 나타났다.

따라서 WB-P 계열과 WB-1 계열은 기둥의 콘크리트 강도 차이가 기둥주철근 항복의 원인이며, WB-P 계열과 WB-2 계열은 휨강성비의 차이가 기둥 주철근의 항복에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 슬래브는 기둥 콘크리트의 강도와 휨강성비가 변화하더라도 기둥 주철근의 항복에는 영향을 미치지

않는 것으로 나타났다. 그림 9는 기둥 주철근의 변형률과 변위연성비와의 관계를 나타낸 것이다.

2.5.3 보 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

스트레인 게이지 9번(이하 “S9”로 표기함.)은 넓은 보 면에서 2d지점, S10은 1d지점, S11은 일반적으로 보의 소성힌지가 발생하는 0.5d지점 그리고 S12는 기둥면에 부착되어 변위연성비별 보 주철근의 변형률을 나타내고 있다. 전반적으로 접합부에 가까워질수록 변형률이 증가하며 특히 기둥면의 보 주철근은 실험체의 종료할 때까지 모두 항복하는 것으로 나타났다. 그림 10은 실험체 좌측 상단부의 보 주철근 변형률의 변화를 계측위치별로 나타낸 것이다.

2.5.4 슬래브 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

넓은 보, 기둥 및 슬래브 전체를 보통강도로 제작한 실험체 WB-PS는 실험종료 시까지 슬래브 전체구간에서 슬래브 주철근은 항복하지 않는 것으로 나타났다. 또한, WB-PS 실험체와 동일한 제원을 갖고 있지만 휨 강성비가 1.86으로 높으며 기둥에만 고강도 콘크리트를 사용한 실험체 WB-1S도 WB-PS와 동일한 변형률 특성을 나타냈다. 실험체 WB-PS, WB-1S와는 달리 휨강성비가 2.26으로 높은 실험체 WB-2S의 경우, 슬래브 상단근은 2Δ 5.3D 지점에서 항복하였고, 하부근은 1.5Δ 7.5D 지점에서 항복하였으며 이후 2Δ 5.3D 지점, 3Δ 1.0D와 3.2D 지점에서 항복하였다. 접합부의 휨강성비가 높아 보의 상대적인 강성이 약할수록 슬래브가 횡력에 민감하게 반응하는 것으로 나타났다.

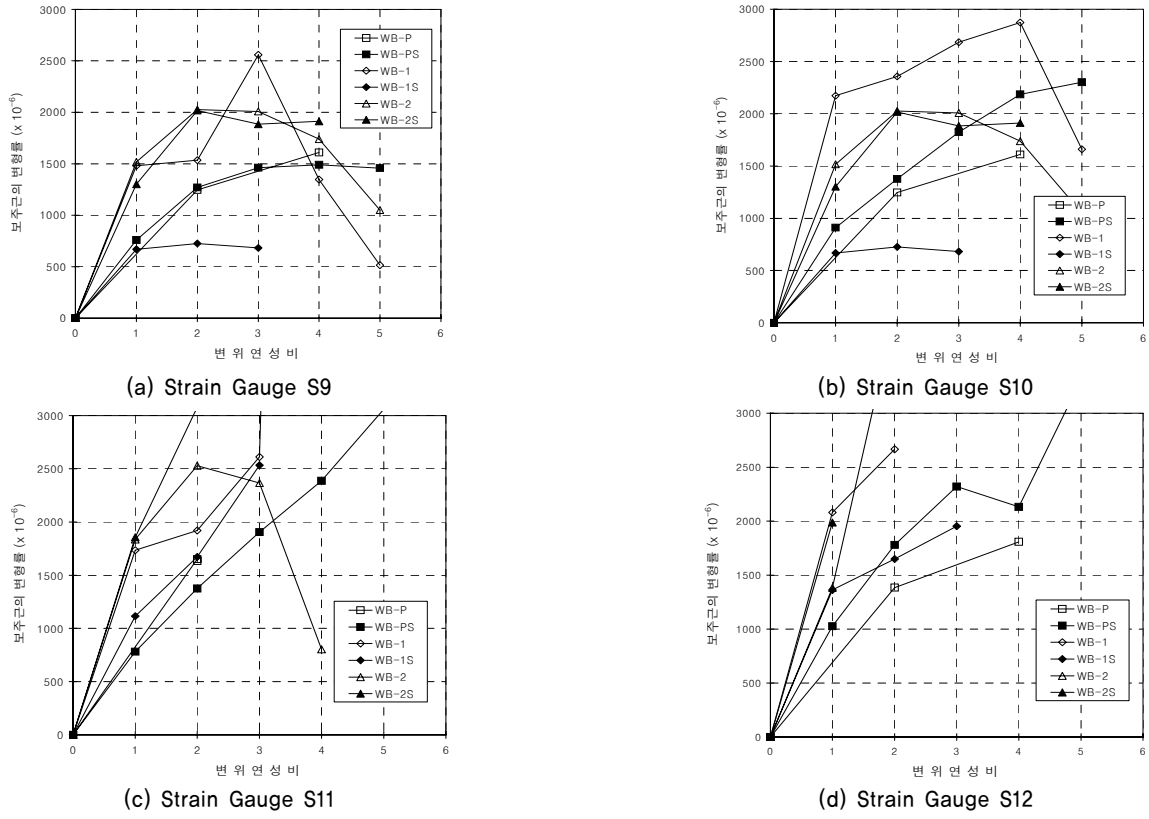


그림 10. 넓은 보 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

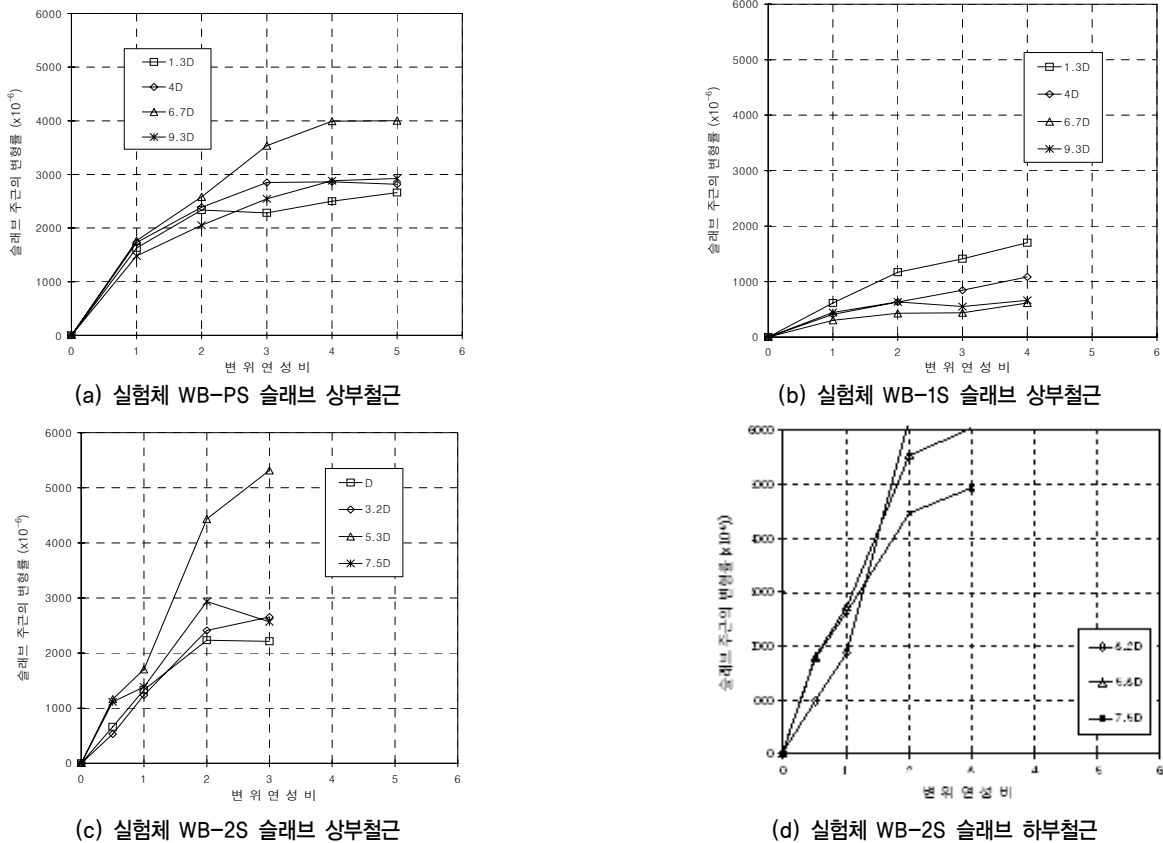


그림 11. 접합부 실험체 슬래브 주철근의 변형률과 변위연성비 관계

표 4. 접합부 실험체의 변위연성비

변위연성비 \ 실험체명	WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S
μ_{max} ¹⁾	2	2	2	2	2	2
μ_{75} ²⁾	4	4	5	3	4	3

주: 1) 최대하중 때의 변위연성비
 2) 최대하중 이후 25% 하중저감이 발생한 때 변위연성비

2.5.5 연성

최대하중때의 변위연성비는 휨강성비와 콘크리트 강도의 차이 및 슬래브 유무에 따라 차이가 없다. 보통강도를 사용하여 제작된 실험체 WB-P와 WB-PS의 변위연성비는 차이가 없으나 기둥부재에 고강도 콘크리트를 사용한 실험체는 슬래브가 있는 실험체 WB-1S와 WB-2S는 슬래브가 없는 실험체와 비교하여 변위연성비가 다소 떨어지는 것으로 나타났다. 기둥과 넓은 보의 접합부 실험체는 휨강성비가 1.4보다 작아지고 슬래브가 있을수록 변위연성비가 저하되는 것으로 나타났다.

표 4는 접합부 실험체의 변위연성비를 나타낸 것이다.

2.5.6 강성

실험체 WB-PS의 최대하중에 도달한 때의 강성은 슬래브가 없는 WB-P보다 15퍼센트 더 크나 최대하중 이후의 강성저감율은 WB-PS가 더 큰 것으로 나타났으며, 실험체 WB-1과 WB-1S, 실험체 WB-2와 WB-2S의 최대하중 시 강성은 거의 유사한 것으로 나타났다. 실험체 WB-P의 항복할 때의 강성저감율은 5퍼센트로 큰 강성의 저하가 없었으나 최대하중에 도달할 때에는 38퍼센트의 강성저감이 발생하였다. 실험체 WB-PS의 항복 시 강성은 45퍼센트가 저감되었으며 최대하중에 도달할 때까지 강성은 65퍼센트 저감되어 슬래브가 없는 실험체 WB-P가 항복할 때의 강성이 우수하며 예상과 달리 최대하중 이후의 강성저감도 우수한 것으로 나타났다.

실험체 WB-1의 항복할 때의 강성은 15퍼센트가 저감되었으며 WB-1S 21퍼센트가 저감되어 항복할 때까지는 슬래브가 있는 실험체의 강성저하가 큰 것으로 나타났다. 그러나 최대하중에 도달할 때까지 강성저감은 각각 65퍼센트와 52퍼센트로서 슬래브가 있는 실험체 WB-1S가 뛰어나며 최대하중 이후의 강성저감도 우수한 것으로 나타났다. 실험체 WB-P와 비교하여 접합부의 휨강성비가 30퍼센트 정도 높고 기둥에 고강도콘크리트를 사용하므로 인하여 보통강도를 사용한 실험체 WB-P와 PS보다 항복할 때까지는 약 40퍼센트, 최대하중에 도달할 때까지는 약 30퍼센트 더 우수한 강성을 보여주고 있다.

실험체 WB-P보다 휨강성비가 약 60퍼센트 더 높은 실험체 WB-2와 WB-2S는 항복에 도달할 때까지의 강성저감이

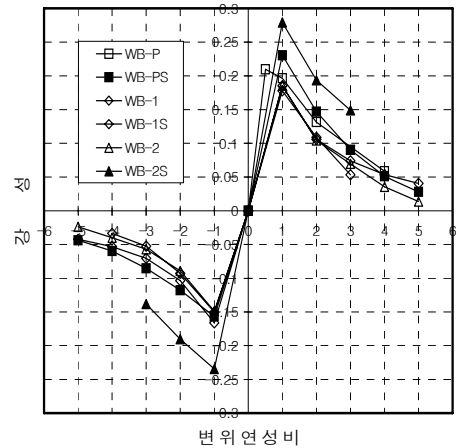


그림 12. 실험체의 강성과 변위연성비 관계

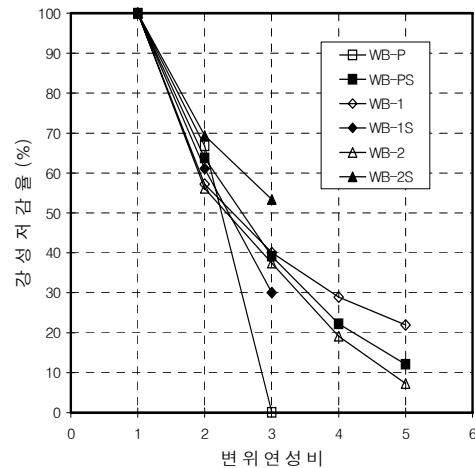


그림 13. 실험체의 강성 저감률

각각 약 20퍼센트와 24퍼센트로 나타나 실험체 WB-1와 비교하였을 때 감소비율은 다소 높은 것으로 나타났다. 최대하중에 도달하기까지 실험체 WB-2S는 약 55퍼센트의 강성저하가 발생한 반면, 실험체 WB-2S는 약 70퍼센트의 강성저하가 발생하여 휨강성비가 높은 기둥과 넓은 보로 구성되는 접합부에서 슬래브는 강성저하를 억제하는데 큰 효과가 없는 것으로 나타났다.

그림 12와 그림 13은 접합부 실험체의 강성과 강성저감율을 나타내고 있다.

표 5. 접합부 실험체의 소산에너지량

실험체명	WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S
소산에너지						
누적에너지소산량 (tf·mm)	410.87	584.29	1562.98	708.88	720.64	496.93

주: 누적에너지 소산량 : 최대내력의 약 75%까지의 에너지 소산량

표 6. 접합부 실험체의 하중과 하중비 관계

실험체명	WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S
하중/하중비						
P_y (kN) ¹⁾	30.3	43.0	41.3	45.1	38.1	46.4
항복하중비 (%)	100	142	100	109	100	122
P_u (kN) ²⁾	41.9	51.6	45.5	51.7	42.8	54.2
최대하중비 (%)	100	123	100	114	100	127

주: 1) P_y : 항복하중, 2) P_u : 최대하중

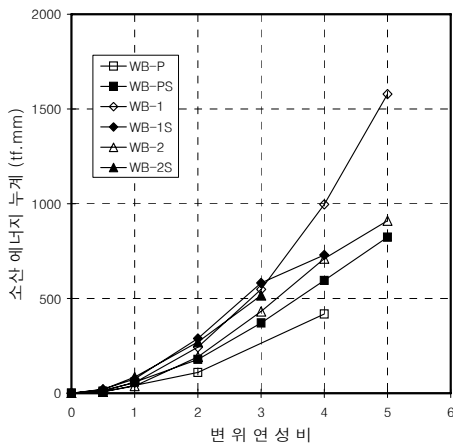


그림 14. 실험체의 변위연성비와 소산에너지 관계

림 14는 접합부 실험체의 에너지소산량의 합과 변위연성비별로 누적되어가는 소산에너지량을 나타낸 것이다.

2.5.8 슬래브 영향

표 6은 접합부 실험체의 항복하중과 최대하중에 대하여 슬래브 유무에 따른 내력의 상승 정도를 비교한 것이다. 실험결과 위에서 기술한 다른 연구결과와 동일하게 슬래브가 항복강도와 최대강도의 증진에 기여하는 것을 알 수 있다. 그림 11에서 보는 바와 같이 휨강성비 1.4와 보통강도 콘크리트로 제작된 실험체 WB-PS, 휨강성비 1.8과 기둥에 고강도 콘크리트를 사용한 실험체 WB-1S는 슬래브 주철근이 항복하지 않은 것으로 나타났다. 이는 슬래브 전체가 넓은 보와 함께 거동하는 것으로 평가되나 위에서 기술한 여러 사유로 슬래브 전체를 유효폭으로 평가하기는 어려운 것으로 판단된다.

반면 휨강성비가 2 이상이며 기둥에 고강도 콘크리트를 적용한 실험체 WB-2S는 넓은 보 깊이(D)의 5.3배되는 지점에서 슬래브 주철근이 항복하는 것으로 나타나 실험결과만으로는 보의 깊이의 5배 정도가 슬래브 유효폭이 됨을 알 수 있다.

2.5.7 소산에너지

실험체 WB-PS는 슬래브가 없는 실험체 WB-P와 비교하여 소산된 에너지량이 약 40퍼센트 증가하여 슬래브가 에너지 소산량의 증가에 기여하는 것으로 나타났다. 실험체 WB-P와 WB-PS와 비교하여 휨강성비가 약 30퍼센트 높고 기둥에 고강도 콘크리트를 적용한 실험체 WB-1S의 경우 WB-PS와 비교하여 소산에너지 양이 약 20퍼센트 증가하였다.

실험체 WB-P와 WB-PS와 비교하여 휨강성비가 약 60퍼센트 높고 기둥에 고강도콘크리트를 적용한 실험체 WB-2의 경우 WB-P와 비교하여 소산에너지의 양이 약 75퍼센트나 증가하였으나 슬래브가 있는 실험체 WB-2S는 실험체 WB-PS와 비교하였을 때는 오히려 15퍼센트 감소하였다. 슬래브가 없는 접합부 실험체에서 휨강성비가 높을수록 에너지 소산량도 함께 증가하는 것을 나타냈다. 실험체 WB-1은 실험체의 항복발생 직후 가력기의 이상으로 실험체의 우측 접합부가 파괴되어 에너지소산량의 비교에서는 제외하였다. 표 5와 그

3. 넓은 보 - 기둥 접합부 비탄성 해석

3.1 해석 개요

이 장에서는 넓은 보와 기둥으로 구성되는 내부 접합부에 대하여 거시적 방법의 대표적인 비탄성 해석 프로그램인 IDARC(Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete)을 이용하여 비탄성 해석을 수행하여, 넓은보-기둥 내부접합부의 하중과 변위 이력관 등을 평가하였다. IDARC는 철근콘크리트 부재의 특성인 강성저하와 강도저감 및 핀칭효과 등을 고려할 수 있는 다양한 이력모델을 제공하며, 비탄성 해석을 통하여 균열과 항복의 진행과정과 소성현지 상태, 하중과 변

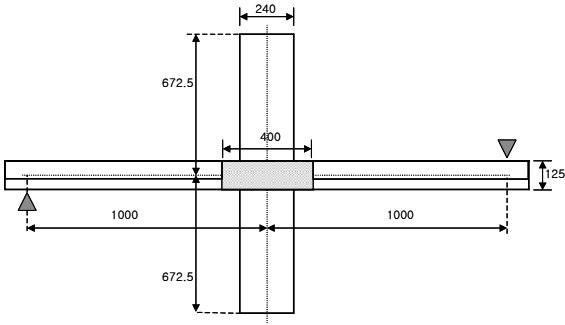


그림 15. 해석모델의 형상

위와의 관계, 층간변위 및 소산되는 에너지 등을 파악할 수 있어, 이 연구에서도 실험체의 해석에 사용하였다. 넓은 보와 고강도 철근콘크리트 기둥으로 구성되는 내부 접합부의 비탄성 거동을 평가하기 위하여 넓은 보는 균열과 항복이후의 파괴과정을 나타낼 수 있는 분포소성모델을 사용하였으며, 기둥은 축변형만 허용되는 단부기둥 요소를 사용하였다. 해석 모델의 하중재하는 실험체와 같이 상부기둥에 반복하중 조건

을 구현하여 해석하였다. 넓은 보-기둥 접합부의 비탄성 해석에 사용된 해석모델의 형상은 그림 15와 같다.

넓은 보-기둥 내부접합부에 대한 비탄성 해석은 변위제어를 통한 유사정적 반복해석(quasi-static cyclic analysis)을 수행하였으며, 해석에 사용된 가정은 다음과 같다.

- ① 슬래브는 강막으로 가정한다.
- ② 각 구조부재는 동일한 평면상에 있으며, 비틀림 영향은 무시한다.
- ③ 구조물은 2차원 평면으로 가정하며, 면외거동은 무시한다.
- ④ 각 부재는 부재 중심축을 연결하는 선상에 있는 선요소로 고려한다.
- ⑤ 보와 기둥요소는 전단변형을 고려하며, 축변형은 기둥요소만 고려한다.

표 7은 해석에 사용된 콘크리트와 철근의 물성을 나타내고 있다.

표 8은 넓은 보-기둥 내부접합부의 비탄성 해석에 사용된

표 7. 접합부 비탄성 해석에 사용된 재료물성

(a) 콘크리트

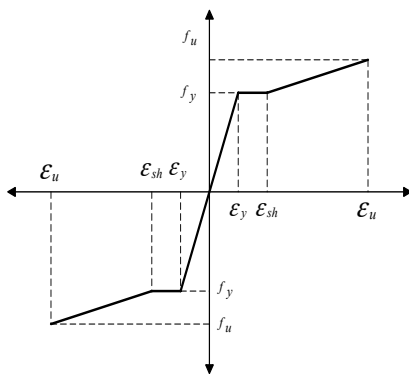
해석모델명	재료모델	압축강도(MPa)	변형률	조깅인장강도(MPa)	탄성계수(MPa)
WB-P, 1, 2	Park모델	45.2	2.04×10^{-3}	4.38	32.84

(b) 철근

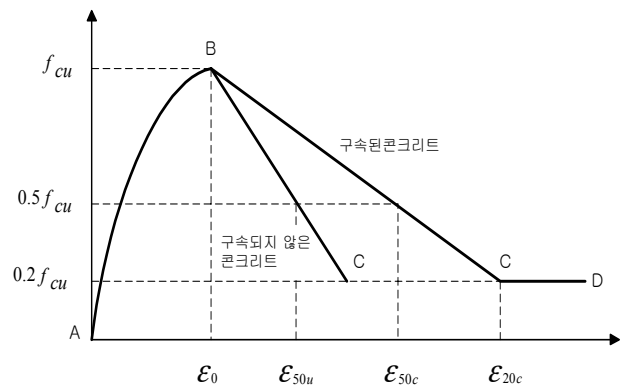
해석모델명	재료모델	항복강도(MPa)	인장강도(MPa)	연신율(%)	탄성계수(MPa)
WB-P, 1, 2	삼중직선모델	418.56	590.94	18.60	183,260

표 8. 비탄성 해석모델의 종류와 제원

해석 모델명	넓은 보 (mm)			기둥 (mm)		
	길이	폭×깊이	배근	폭×깊이	높이	배근
WB-P	880	400×125	T: 6-D16 / B: 5-D16	240×240	673	8-D16
WB-1	880	400×125	T: 6-D16 / B: 2-D13+2D16	240×240	673	8-D16
WB-2	880	400×125	T: 7-D13 / B: 3-D10+4D13	260×260	673	8-D16



(a) 철근의 응력과 변형률 모델



(b) 콘크리트의 응력과 변형률 관계-Park 모델

그림 16. 접합부 비탄성해석에 사용된 재료모델

해석모델 개요를 나타내고 있다.

넓은 보-기둥 내부접합부의 비탄성 해석에 사용된 철근의 재료모델은 실험에서 사용한 철근의 응력과 변형률 모델은 균열강도, 항복강도 및 변형경화가 일어나는 구간과 종국강도 등을 정의한 비대칭 삼중직선으로 근사화한 모델을 사용함으로써 항복이후의 비탄성 거동을 표현할 수 있도록 하였다. 콘크리트 재료모델은 접합부 실험체의 해석에 사용한 콘크리트 모델은 단조하중을 받는 구속된 콘크리트의 압축강도가 공시체의 압축강도와 동일하다는 가정을 도입한 Park 모델을 사용하였다. 그림 16은 접합부 비탄성해석에 사용된 재료모델을 나타내고 있다.

3.2 넓은 보-기둥 내부 접합부의 비탄성 해석 결과

해석모델 WB-P는 휨강성비가 1.4로 부가력할 때 25.5kN에서 균열이 발생하였으며 항복하중과 최대하중은 각각 47.2kN, 49.2kN으로 나타났다. 해석모델 WB-P의 최대하중은 항복하중보다 약 5 퍼센트 더 크며 넓은 보 단부에서 항복이 발생한 후 곧바로 최종파괴에 도달하였다. 항복이후 2Δ에서 최대하중에 도달하였으며, 이후 점진적인 강도와 강성의 저하현상이 발생하였다. 3Δ까지는 휨파괴 양상을 4Δ 이후에

는 균열이 확대되며 편칭현상이 발생하였다. 변위연성비는 5이며 항복이후의 거동이 매우 취약한 것으로 나타났다.

해석모델 WB-1은 휨강성비가 1.9로 28.5kN에서 균열이 발생하였다. 항복하중과 최대하중은 각각 51.5kN로 동일하였으며 넓은 보의 단부에서 항복이 발생한 후 하중의 증가없이 곧바로 최종파괴에 도달하였다. 변위연성비는 해석모델 WB-P와 동일하게 5이며, 1Δ에서 최대하중에 도달한 이후 점진적인 강도와 강성의 저하현상이 발생하였으며 해석모델 WB-P와는 다르게 전체 파괴과정에 걸쳐 편칭없이 휨거동을 하였다.

해석모델 WB-2는 휨강성비가 2.3으로 기둥에 비하여 보의 강성이 가장 약한 해석모델로 21.2kN에서 균열이 발생하였으며, 항복하중과 최대하중은 각각 41.4kN, 41.5kN으로 나타났다. 변위연성비는 해석모델 WB-P, WB-1과 동일하게 5이며, 해석모델 WB-1과 달리 2Δ에서 최대하중에 도달하였으며 이후 강도와 강성의 점진적인 저하가 발생하며 전체 파괴과정에 걸쳐 편칭없이 휨거동을 하였다.

표 9는 해석모델의 비탄성 해석결과와 나타난 하중과 변위특성을 실험결과와 비교하여 나타낸 것이다. 그림 17은 해석모델 WB-P, WB-1, WB-2와 실험체의 하중과 변형관계 포락선

표 9. 넓은 보-기둥 접합부의 비탄성 해석 및 실험결과 비교

실험체 및 모델		항복하중 (kN)/항복하중 비(%)		항복변위 (mm)	최대하중 (kN)/ 최대하중 비(%)		변위 연성비	비 고
WB-P 계열	해 석	47.2	100.00	15.29	49.2	100.00	5	강막가정
	WB-P	30.3	64.19	15.03	41.9	85.16	4	슬래브 무
	WB-PS	43.0	91.10	18.68	51.6	104.88	4	슬래브 유
WB-1 계열	해 석	51.5	100.00	21.22	51.5	100.00	5	강막가정
	WB1P	39.3	76.31	21.22	45.5	88.35	5	슬래브 무
	WB-1S	45.1	87.57	25.36	51.7	100.39	3	슬래브 유
WB-2 계열	해 석	41.4	100.00	20.50	41.5	100.00	5	강막가정
	WB-2	38.1	92.03	20.50	42.8	103.13	4	슬래브 무
	WB-2S	46.3	112.08	23.94	52.0	125.30	3	슬래브 유

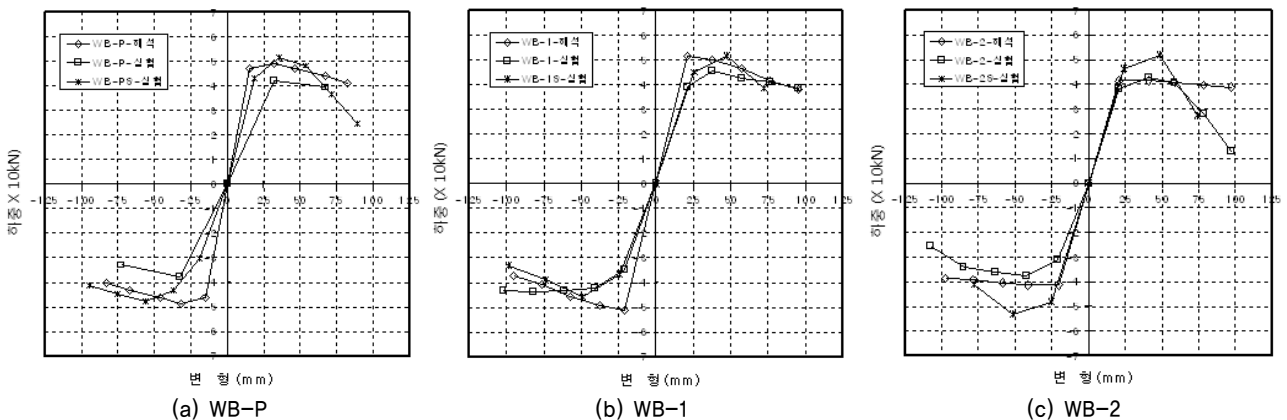


그림 17. 넓은 보-기둥 접합부의 비탄성 해석결과(하중-변위) 비교

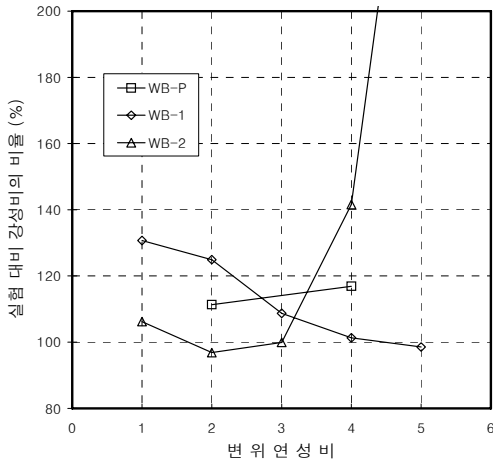


그림 18. 넓은 보-기둥 접합부 비탄성 해석 결과 비교- 강성-변위연성비

과 나타난 것이고 그림 18은 해석모델 WB-P, WB-1, WB-2의 변위연성비별 강성을 실험결과와 비교하여 나타내고 있다.

표 9와 그림 17, 그림 18에서 알 수 있듯이, 해석모델 WB-P의 비탄성 해석결과 슬래브가 없는 실험체 WB-P와 비교하여 항복하중은 실험결과의 64퍼센트 정도로 다소 차이가 있으나, 최대하중은 실험결과의 85퍼센트로 비교적 잘 일치하였다. 슬래브가 있는 실험체 WB-PS와 비교하여 항복하중과 최대하중은 실험결과의 91, 105퍼센트로 슬래브가 없는 실험체보다 실험결과와 잘 일치하였다.

해석모델 WB-1의 비탄성 해석결과와 슬래브가 없는 실험체 WB-1과 비교하여 항복하중과 최대하중은 실험결과의 76, 88퍼센트로 해석모델 WB-P와 비교하여 다소 증가하였다. 슬래브가 있는 실험체 WB-1S와 비교하여 항복하중과 최대하중은 실험결과의 88, 100퍼센트로 슬래브가 없는 실험체보다

실험결과와 매우 잘 일치하였다.

휨강성비가 2.3인 해석모델 WB-2의 비탄성 해석결과, 슬래브가 없는 실험체 WB-2과 비교하여 항복하중과 최대하중은 실험결과의 92, 103퍼센트로 실험결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다. 반면, 슬래브가 있는 실험체 WB-2S와 비교할 경우 항복하중과 최대하중은 실험결과의 각각 112, 125퍼센트로 다소 큰 차이를 나타내므로 강막가정만으로는 슬래브가 횡강성의 증진에 미치는 영향을 적절히 반영할 수 없는 것으로 나타났다.

3.3 슬래브 효과를 고려한 넓은 보-기둥 내부 접합부의 비탄성 해석

3.3.1 해석 개요

넓은 보-기둥 내부 접합부의 휨강성비가 2.0 이상일 경우 슬래브의 강막가정만으로는 슬래브가 존재하는 실제 접합부의 거동을 적절히 구현할 수 없는 것으로 나타났다. 따라서 실제 접합부의 정확한 비탄성 거동을 평가하기 위해서는 슬래브 효과를 고려한 비탄성 해석이 필요하며 이를 위하여 슬래브의 일부분을 T형 보의 플랜지로 치환하여 모델링할 때 반영하였다.

휨강성비와 콘크리트 강도의 변화 및 슬래브 유효폭에 따른 넓은 보-기둥 접합부의 비탄성 거동을 평가하고, 슬래브 유효폭의 적정성을 실험결과와 비교 평가하기 위하여 표 10과 같이 넓은 보의 유효깊이에 따른 슬래브의 유효폭 개념을 도입하여 비탄성 해석을 수행하였다. 넓은 보-기둥 접합부의 비탄성 해석할 때 사용한 재료모델은 그림 16과 같이 철근은 3선 모델을, 콘크리트는 Park모델을 사용하였으며, 비탄성 해

표 10. 슬래브 영향을 고려한 내부 접합부 해석모델의 T형 보 제원과 철근량

	T형 보 제원 (mm)						T형 보 철근량 (cm ²)					
	유효폭(B)			슬래브 두께 (t)	유효깊이 (D)	보폭 (b)	상단근			하단근		
	WB-PS	WB-1S	WB-2S				WB-PS	WB-1S	WB-2S	WB-PS	WB-1S	WB-2S
C 1	510	510	520	75	100	100	15.14	15.14	12.09	5.95	8.51	7.22
C 2	770	770	780	"	"	"	15.14	15.14	12.09	5.95	8.51	7.22
C 3	1030	1030	1040	"	"	"	16.74	16.74	13.69	5.95	8.51	7.22
C 4	1290	1290	1300	"	"	"	18.34	18.34	15.29	5.95	8.51	7.22
C 5	1550	1550	1560	"	"	"	18.34	18.34	15.29	5.95	8.51	7.22
B 1	660	660	660	"	"	"	15.14	15.14	12.09	5.95	8.51	7.22
B 2	920	920	920	"	"	"	15.94	15.94	12.89	5.95	8.51	7.22
B 3	1180	1180	1180	"	"	"	18.34	18.34	15.29	5.95	8.51	7.22
B 4	1440	1440	1440	"	"	"	19.14	19.14	16.09	5.95	8.51	7.22
B 5	1700	1700	1700	"	"	"	19.54	19.54	16.49	5.95	8.51	7.22

주: 1) C_i: 기둥 면에서부터 보 깊이의 i 배수의 거리에 해당하는 유효폭
 2) B_i: 보 면에서부터 보 깊이의 i 배수의 거리에 해당하는 유효폭

석에 사용된 T형 보의 제원과 철근량은 표 10과 같다.

표 10의 T형 보의 유효폭은 넓은 보 유효깊이의 비로서, 기둥과 넓은 보의 면으로부터 1d, 2d, 3d, 4d, 5d로 정의하며, 각각 C1~C5, B1~B5로 나타내고 있다. 이와 같이 산정된 슬래브 폭은 비탄성 해석할 때 T형 보의 유효폭 끝, 플랜지 폭으로 모델링하였다. 슬래브 효과를 고려한 넓은 보-기둥 내부 접합부의 비탄성 거동은 하중과 변형관계, 변위연성비 및 항복 이후의 강성을 분석하여 이를 실험결과와 비교하여 적절한 슬래브 유효폭을 평가하였다.

3.3.2 하중과 변위 관계

슬래브가 있는 실험체 WB-PS, WB-1S, WB-2S는 2Δ에서 최대하중에 도달하였으며, 슬래브가 없는 실험체 WB-P, WB-1, WB-2와 비교하였을 때 최대하중은 약 23, 18, 27퍼센트 더 크게 나타났으나, 슬래브가 없는 실험체의 거동과는 달리 최대하중 이후 급격한 하중저감 현상을 나타내고 있어 슬래브가 넓은 보-기둥으로 구성되는 내부 접합부의 하중은 증

대시키나 최대하중 이후의 변형 증진에는 크게 기여하지 못하는 것으로 나타났다. 실험체 WB-PS, 1S, 2S의 비탄성 해석 모델은 넓은 보 단부와 기둥면에서의 슬래브 유효폭에 따라 B1~B5, C1~C5로 각각 정의하였으며, 각 해석모델에서의 최대하중은 실험결과와는 달리 1Δ때 도달하였다.

그림 19는 슬래브 효과를 고려한 넓은 보-기둥 내부 접합부의 해석모델과 실험체의 하중과 변형관계 포락선을, 그림 20은 해석모델의 항복하중과 최대하중을 실험결과와 비교하여 나타낸 것이다. 그림 19에서 볼 수 있듯이 해석모델 WB-PS, WB-1S, WB-2S의 최대하중은 슬래브 유효폭을 보 단부에서 1d(B1), 기둥면에서 2d(C2)로 정의한 해석모델 B1과 C2에서 실험결과와 비교하여 약 18, 24, 5퍼센트 크게 나타났으며 특히, 휨강성비가 2 이상인 실험체 WB-2S의 해석모델에 대해서는 실험결과와 약 5퍼센트 내외로 잘 일치하였다. 슬래브 유효폭이 B2와 C3 이상되는 해석모델에서 최대하중은 실험 결과보다 약 30~47퍼센트 이상 증가하여 비교적 큰 오차를 나타내고 있다.

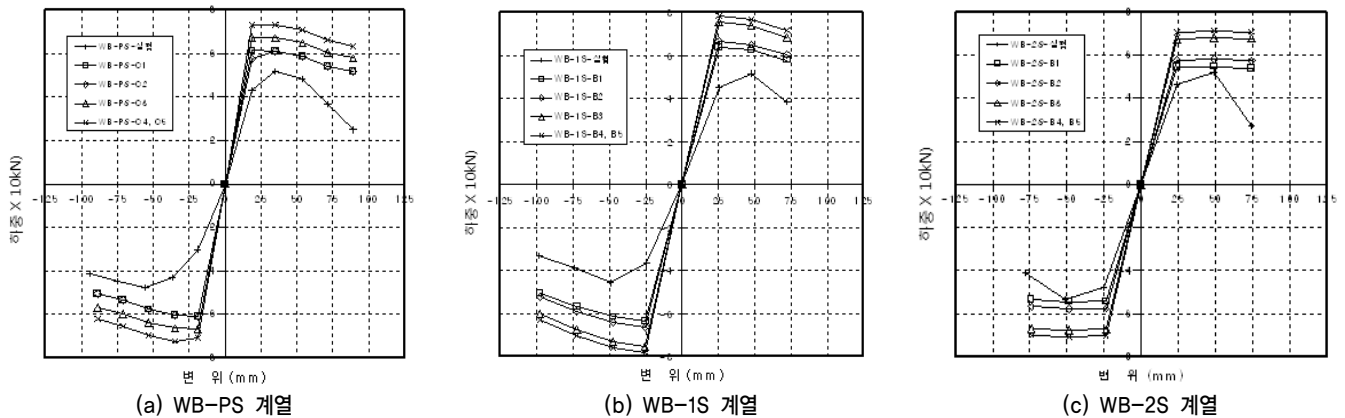


그림 19. 넓은 보-기둥 내부 접합부의 비탄성해석과 실험결과(하중-변위 관계) 비교

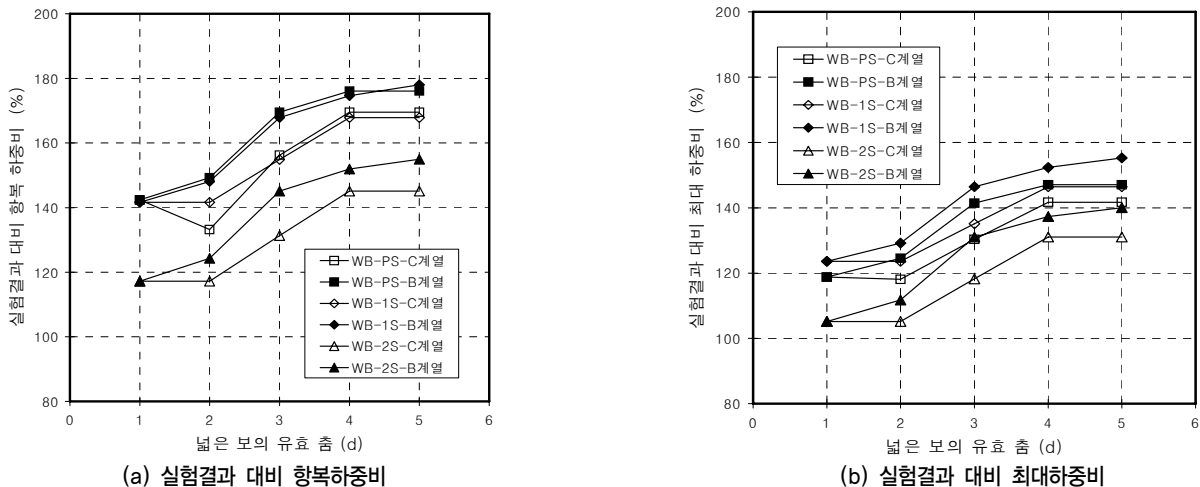


그림 20. 넓은 보-기둥 내부 접합부의 해석과 실험 결과(항복하중, 최대하중) 비교

3.3.3 연성

실험체 WB-PS, WB-1S, WB-2S와 해석모델 C1~C5, B1~B5의 변위연성비 관계는 표 11과 같다. 그림 19에서 볼 수 있듯이 실험체 WB-PS, 1S, 2S 해석모델의 초기강성이 매우 크게 나타났으므로 최대하중시의 변위연성비는 실험결과와 차이를 나타내고 있다. 실험과 해석결과 나타난 변위연성비에는 큰 차이를 볼 수 없으나, 해석결과가 최대하중 이후의 변형 및 연성 특성을 적절히 구현하지 못하고 있는 것으로 나타났다.

3.3.4 강성

실험체 WB-PS, WB-1S, WB-2S와 각 실험체의 해석모델 C1~C5, B1~B5의 강성비와 항복이후의 변위연성비와의 관

계는 그림 21과 같다. 슬래브 효과를 고려한 실험체 WB-PS의 해석모델에서 슬래브 유효폭이 B1~B2, C1~C2인 경우 실험결과와 비교하여 1Δ시 실험체 WB-PS의 40퍼센트 내외, 2Δ와 3Δ때 20퍼센트 내외로 최대하중 이후의 변위연성비에서 실험결과와 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 나타났다. 그러나 슬래브 유효폭이 B3~B5, C3~C5인 경우에는 1Δ때 실험체 WB-PS의 60~70퍼센트 내외, 2Δ와 3Δ때 40~50퍼센트 내외로 전체 변위연성비에서 실험결과와 많은 차이를 나타내고 있다.

슬래브 효과를 고려한 실험체 WB-1S의 해석모델에서 슬래브 유효폭이 B1~B2, C1~C2인 경우, 1Δ와 3Δ때 실험체 WB-1S 강성의 40퍼센트 내외, 2Δ때 20퍼센트 내외로 실험체 WB-PS의 해석결과와 유사하게 최대하중 이후의 변위연

표 11. 넓은 보-기둥 내부 접합부의 변위연성비

변위연성비 \ 모델명	WB-PS	C1~C5	B1~B5	WB-1S	C1~C5	B1~B5	WB-2S	C1~C5	B1~B5
μ_{max} ¹⁾	2	1	1	2	1	1	2	1	1
μ_{75} ²⁾	4	5	5	3	3	3	3	3	3

주: 1) 최대하중 때의 변위연성비
2) 최대하중 이후 25% 하중저감이 발생한 때 변위연성비

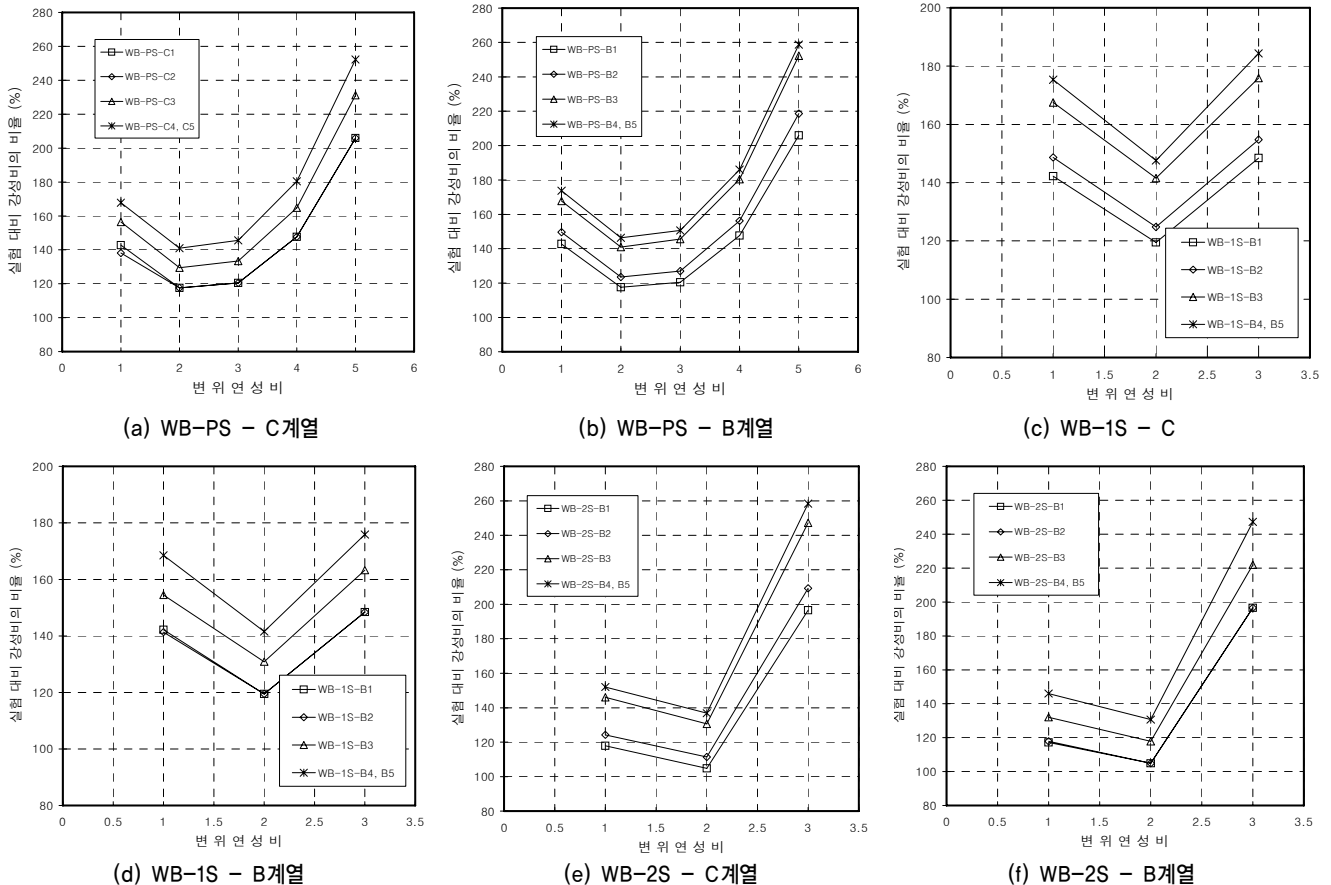


그림 21. 넓은 보-기둥 내부 접합부의 강성과 변위연성비 관계

표 12. 넓은 보-기둥 내부 접합부의 실험체의 실험결과

실험체명	WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S	
$P_y(kN)^{1)}$	30.3	43.0	41.3	45.1	38.1	46.4	
$\Delta_y(mm)^{2)}$	15.42	18.68	21.22	25.36	20.50	23.94	
$P_u(kN)^{3)}$	41.9	51.6	45.5	51.7	42.8	54.2	
$\Delta_u(mm)^{4)}$	31.90	35.12	37.56	47.60	41.04	36.38	
$P_f(kN)^{5)}$	39.4	24.9	38.8	38.6	13.1	15.8	
$\Delta_f(mm)^{6)}$	67.24	89.12	95.36	72.32	97.22	85.98	
누적에너지 소산량(kN-mm) ⁷⁾	410.87	584.29	1562.98	708.88	720.64	496.93	
변위연성비(μ)	$\mu_{max}^{8)}$	2.1	1.9	1.8	1.9	2.0	1.5
	$\mu_{0.75}^{9)}$	4.4	3.8	4.5	2.9	3.8	3.1
최종파괴양상	보 단부파괴	접합부파괴	보 단부파괴	접합부파괴	보 단부파괴	접합부파괴	

1) P_y : 항복할 때의 하중, 2) Δ_y : 항복할 때의 변위, 3) P_u : 최대하중, 4) Δ_u : 최대하중 때의 변위,

5) P_f : 최종파괴 때의 하중, 6) Δ_f : 최종파괴 때의 변위,

7) 누적에너지 소산량(kN-mm) : 최대 내력의 약 75%까지의 에너지소산량,

8) μ_{max} = 최대하중 때의 변위연성비(Δ_u/Δ_y),

9) $\mu_{0.75}$ = 최대하중 이후 25% 하중저감이 발생한 때 변위연성비($\Delta_{max0.75}/\Delta_y$)

성비에서 실험결과와 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 나타났다. 반면, 슬래브 유효폭이 B3~B5, C3~C5인 경우에는 2Δ때 30~40퍼센트 내외로 실험결과와 비교적 잘 일치하지만, 1Δ와 3Δ때 실험체 WB-PS의 70~80퍼센트 내외로 전체 변위연성비에서 실험결과와 많은 차이를 나타내고 있다. 슬래브 효과를 고려한 실험체 WB-2S의 해석모델에서도 슬래브 유효폭이 B1~B2, C1~C2인 경우에는 1Δ때 실험체 WB-2S 강성의 17퍼센트 내외, 2Δ때 5퍼센트 내외로 실험체의 해석결과와 매우 잘 일치하는 것으로 나타났다. 또한 슬래브 유효폭이 B3, C3인 경우에도 1Δ때 30퍼센트 내외, 2Δ때 17퍼센트 내외로 실험체 WB-2S의 강성과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 슬래브 유효폭이 B4~B5, C4~C5인 경우, 1Δ때 40퍼센트 내외, 2Δ때 30퍼센트 내외로 다른 해석모델에 비하여 강성비가 실험결과와 비교하여 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 모든 해석모델에서 마지막 단계의 변위연성비는 하중과 변형특성에서 기술한 바와 같이 최대하중 이후 하중저감 현상이 구현되지 않으므로 인하여 실험결과와 비교하여 많은 차이를 나타내고 있다.

3.4 고찰

횡력을 받는 철근콘크리트 넓은 보-기둥 내부 접합부에 대한 구조실험과 비탄성 해석을 수행하고 슬래브 유무에 따른 하중과 변형 관계, 기둥과 보 주철근의 변형, 실험체의 연성, 강성 및 소산 에너지 등을 평가하였다.

넓은 보-기둥 내부접합부에 대한 실험결과, 휨강성비가 2.0 이하인 경우, 기둥부재의 콘크리트 강도만이 다른 실험체 WB-P, WB-1의 경우 항복강도와 최대강도에 있어 고강도 콘크리트를 적용한 실험체 WB-1가 우수한 것으로 나타났으나,

동일한 조건하에서 슬래브가 있는 실험체 WB-PS, WB-1S는 항복강도와 최대강도의 차이가 크지 않은 것으로 나타났다.

휨강성비가 2.0이상인 실험체 중 슬래브가 있는 실험체 WB-2S의 항복하중과 최대하중은 실험체 WB-2와 비교하여 20퍼센트 이상 크며, 변위 역시 약 3퍼센트, 5퍼센트 더 큰 것으로 나타났다. 고강도콘크리트를 적용하고 강성만 다른 실험체 WB-1, WB-1S, WB-2, WB-2S의 경우, 실험체 WB-1이 WB-2보다 항복하중과 최대하중이 약 8퍼센트, 6퍼센트 높으나, 슬래브가 있는 실험체 WB-2S는 항복하중과 최대하중이 WB-1S 보다 약 3퍼센트, 5퍼센트 큰 것으로 나타났다.

실험체 WB-P, 1, 2의 경우 기둥의 폭보다 큰 넓은 보 단부의 보주근에서 항복이 발생하여 통합기준에 의한 접합부 설계방법이나 ACI-352에 의한 설계방법으로 접합부 설계를 수행하였을 때 예상하였던 것과 같은 골조의 붕괴기구를 나타내고 있는 것으로 판단된다. 그러나 실험체 WB-PS, 1S, 2S의 경우 넓은 보의 단부가 아닌 기둥면에서 보 주철근이 먼저 항복하였으므로 슬래브가 골조의 횡변형에 영향을 미치는 것으로 판단된다. 휨강성비가 1.4이고 접합부 전체를 보통강도로 제작한 실험체와 휨강성비가 1.8이고 기둥에만 고강도 콘크리트를 사용한 실험체는 실험이 종료될 때까지 슬래브 전체 구간에서 슬래브 주철근이 항복하지 않는 것으로 나타났다. 그러나 휨강성비가 2.26으로 높고 기둥에만 고강도 콘크리트를 사용한 실험체의 슬래브 상단근은 2Δ 5.3D 지점에서 항복하였으며, 슬래브 하부근은 1.5Δ 7.5D 지점에서 항복하는 것으로 나타났다.

넓은 보-기둥 내부접합부 실험체에서 최대하중에 도달하기까지 변위연성비는 휨강성비, 콘크리트 강도 및 슬래브 유무에 따라 차이가 없는 것으로 나타났으나 실험체가 파괴될

때의 변위연성비는 슬래브가 있는 실험체가 불리한 것으로 나타났다. 슬래브가 있는 접합부 실험체가 슬래브가 없는 실험체에 비하여 항복할 때와 최대하중에 도달할 때의 강성저하율이 큰 것으로 나타났으며, 접합부의 휨강성비가 높아질수록 실험체의 항복하중과 최대하중이 낮아지는 것으로 나타났다. 최대하중에 도달하기까지의 변위연성비는 휨강성비와 콘크리트 강도의 차이 및 슬래브 유무에 따라 차이가 없는 것으로 나타났으나 실험체가 파괴될 때의 변위연성비는 예상과 달리 슬래브가 있는 실험체가 불리한 것으로 나타났다. 접합부 실험체의 변위연성비는 4~5 정도로 일반적으로 강진지역에서 요구되는 변위연성비 3을 상회하므로 중진지역인 우리나라에서 부분골조형 구조에의 적용이 가능한 것으로 판단된다.

슬래브의 강막가정과 기둥 주철근 및 횡보강근의 구속효과를 고려한 콘크리트 모델을 사용하여 넓은 보-기둥 내부 접합부에 대한 비탄성 해석을 수행한 결과, 슬래브의 강막가정과 넓은 보의 폭을 사용할 경우 휨강성비가 1.4~1.9인 실험체는 접합부의 비탄성 거동을 비교적 정확히 예측할 수 있으나, 휨강성비가 2.0~2.3인 접합부 실험체의 비탄성 거동은 정확히 구현하지 못하는 것으로 나타났다. 휨강성비가 2.0~2.3인 넓은 보-기둥 내부 접합부에서는 강막가정과 넓은 보의 유효폭을 폭 $b + 2d$ 로 고려하면 접합부의 비탄성 거동을 비교적 정확히 구현할 수 있는 것으로 나타났다.

4. 결론

횡력을 받는 철근콘크리트 넓은 보-기둥 내부 접합부에 대한 구조실험과 비탄성해석을 수행하여, 슬래브가 넓은 보-기둥 내부접합부의 거동에 미치는 영향을 평가하고, 접합부의 강성에 따른 슬래브 유효폭을 제안하였다. 연구결과는 다음과 같다.

1. 넓은 보-기둥 접합부 실험체의 변위연성비는 4~5 정도로 일반적으로 강진지역에서 요구되는 변위연성비 3을 상회하므로 중진지역인 국내의 부분골조형 구조에 적용이 가능할 것으로 판단된다.
2. 고강도 철근콘크리트 기둥과 넓은 보로 구성되는 내부접합부에서 기존 ACI-ASCE 352의 기준에 의하여 설계할 경우 넓은 보의 단부에서 보주근의 항복이 발생하여 보항복형 파괴를 유도할 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 슬래브가 있는 실험체의 경우 넓은 보의 단부가 아닌 기둥면에서 보 주근이 항복하는 것으로 나타나 부재설계 시 적정 슬래브 유효폭에 대한 정의가 필요한 것으로 판단된다.

3. 휨강성비가 1.4~1.9인 넓은 보-기둥 내부접합부의 경우, 슬래브의 강막가정만으로 접합부의 비탄성 거동을 비교적 정확히 예측할 수 있는 것으로 판단된다.
4. 휨강성비가 2.0~2.3인 넓은 보-기둥 내부 접합부의 경우, 슬래브의 강막가정만으로는 접합부의 비탄성 거동을 정확히 구현하지 못하는 것으로 나타났다. 휨강성비가 2.0~2.3인 넓은 보-기둥 내부 접합부에서는 강막가정과 넓은 보의 유효폭을 폭 $b + 2d$ 로 고려하면 접합부의 비탄성 거동을 비교적 정확히 구현할 수 있는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 논문은 ‘고강도콘크리트의 적용에 관한 연구-구조성능 평가’ 연구결과의 일부이며, (주)대한주택공사의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. (주)대한주택공사(2002), 「고강도콘크리트의 적용에 관한 연구-구조성능 평가」.
2. ACI-ASCE Committee 352 (1995), *Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
3. Kunnath, S. K., and A. M. Reinghorn (1989), *Inelastic Three-Dimensional Response Analysis of Reinforced Concrete Building Structures (IDARC-3D), Part I- Modeling*, Technical Report NCEER-89-0011, State University of New York at Buffalo.
4. Kunnath, S. K., and A. M. Reinghorn (1992), *DARC Version 3.0 : A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo.
5. Paulay, T., and M. J. N. Priestley (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons.
6. Quintero-Febres, C. G., and J. K. Wight (2001), “Experimental Study of Reinforced Concrete Interior Wide Beam-Column Connections Subjected to Lateral Loading”, *Journal of ACI*, 98(4): 572~582.
7. Reinghorn, A. M., and S. K. Kunnath (1987), *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall Structures*, Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo.
8. Stehle, J. S., H. Goldsworthy, P. Mendis (2001), “Reinforced Concrete Interior Wide-Band Beam-Column Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading”, *Journal of ACI*, 98(3): 270~279.