밴드형 전단보강근으로 보강된 무량판 슬래브 내부접합부의 구조 거동 평가

Evaluation of Structural Performance of Flat Plate-Column Interior Connections with Folded Bend Shear Reinforcement

이범식¹ · 박성식² · 박지영³ · 방종대⁴ · 전명훈³ · 조건희³

Bum-Sik Lee¹, Seong-Sik Park², Ji-Young Park³, Jong-Dae Bang⁴, Myoung-Hoon Jun³ and Gun-Hee Cho³

(Received March 16, 2013 / Revised July 9, 2013 / Accepted August 29, 2013)

요 약

불균형 모멘트가 작용하는 무량판 슬래브 내부접합부를 대상으로 폐쇄형 전단보강근으로 보강한 1개 실험체와 밴드형 전단보강근으로 전단보강한 2개의 실험체를 제작하여 구조성능을 평가하였다. 구조성능평가 결과, 구조설계기준(KBC 2009)으로 평가한 불균형모멘트는 실험결과와의 95%로 매우 잘 일치하나, 개정 구조설계기준(KCI 2012)으로 산정한 불균형모멘트는 실험결과와의 약 60%에 불과하여, 내부접합부의 불균형모멘트를 과대평가하는 것으로 나타났다. 밴드형 전단보강근은 기존 전단보강근과 비교하여 유사한 구조성능을 가지며, 시공성이 우수한 것으로 나타나 중진지역의 무량판구조물 설계 시 적용할 수 있는 것으로 평가되었다.

주제어 : 무량판 슬래브, 전단보강, 밴드형 전단보강근, 불균형 모멘트

ABSTRACT

This study performs an experimental investigation to evaluate the behavior of RC flat plate interior joints specimens. Three 60 percent scale Flat Plate interior specimens assemblies representing a portion of a Flat Plate Apartment Structural System subjected to simulated seismic loading (unbalanced moments) under constant axial load were tested, including one specimens with ordinary shear reinforcement and two specimens with folded bend type shear reinforcement. Test results are shown that (1) the design code KBC 2009 is accurate estimate the behavior of specimens. (2) Two types shear reinforcement have a similar structural behavior, but construction work of rebar with folded bend type shear reinforcement is easier than that of ordinary shear reinforcement. (3) In moderate seismic region, RC Flat Plate interior joint with folded bend type shear reinforcement is apply to structural design of Flat Plate.

Key words: Flat Plate, Shear Reinforcement, Folded Bend Type Shear Reinforcement, Unbalanced Moment

1. 서 론

무량판 슬래브가 적용된 공동주택 구조시스템은 기존 벽식공동주택과 동일한 층고를 유지하면서도 가변형 평면을 구현하기에 유리하다. 따라서 무량판 슬래브 공동주택 구조시스템은 수요자들의 다양한 요구를 충족시킬 수 있으며 리모델링에도 용이하여 미래형 공동주택 구조시스템으로 각광받고 있다. 이러한 장점에도 불구하고 무량판 슬래브 구조는 보

가 없어 슬래브-기둥 접합부에서 취성적인 전단파괴가 발생하여 구조물 전체의 붕괴를 유발할 우려가 있어, 무량판 슬래브의 해석과 설계 및 시공 시 세심한 주의가 요구된다.

최근, 무량판 슬래브를 도입한 공동주택의 공급이 활성화되고 있으나, 슬래브 두께가 210~250mm로 상대적으로 얇아 이형철근을 사용한 전통적인 전단보강법을 적용하기에는 매우 어려운 실정이다. 일반적으로 무량판 슬래브와 관련된 연구는 무량판 슬래브 접합부에 작용하는 응력의 흐름을 명

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

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

3) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원

4) 한국토지주택공사 토지주택연구원 연구위원

확히 분석하고 이를 반영할 수 있는 설계법을 개발하는 연구와 함께 배근이 집중되는 무량판 슬래브 접합부에서 시공성을 향상시킬 수 있는 전단보강공법을 개발하는데 초점을 두고 있다.

이 연구는 LH공사의 공동주택에의 적용을 목표로 기존 전단보강근과 동일한 구조성능을 가지면서도 시공성이 우수한 밴드형 전단보강근을 개발하였다. 무량판 슬래브-기둥 접합부가 불균형 모멘트에 의하여 휨 항복한 이후 콘크리트 전단 전달능력이 감소함에 따라 취성적인 전단파괴가 발생할 수 있다. 따라서 이 연구에서는 개발된 밴드형 전단보강근의 구조성능을 평가하는 1단계 연구로 불균형 모멘트에 의하여 휨 항복이 선행하는 무량판 슬래브-기둥 내부접합부에서 개발된 전단보강법과 기존 스티럽 보강법의 구조성능을 비교·실험하였다. 또한 불균형 모멘트를 받는 무량판 슬래브-기둥 접합부 실험을 바탕으로 관련 설계기준의 적용 가능성을 검증하였다.

2. 실험 계획

2.1 사용 재료

무량판 슬래브 실험체의 제작에는 설계강도 30MPa인 콘크리트를 사용하였다. 실험체는 제작 기관의 여건을 고려하여 2번으로 나누어 제작하였으며, 콘크리트의 압축강도를 평가하기 위하여 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ 실린더형 공시체를 KS F 2403에 따라 제작하였다. 콘크리트의 압축강도시험은 구조성능평가 실험 일시에 맞추어 KS F 2405에 준하여 실시하였다. 두 번에 걸쳐 제작된 콘크리트 공시체의 압축강도는 32.6MPa, 31.5MPa로 유사한 압축강도를 나타내었다.

무량판 슬래브 실험체의 배근에는 총 3종류의 철근과 밴드형 전단보강근의 제작을 위한 1종류의 철물이 사용되었다. 슬래브 주근과 전단보강 이형철근으로 D10, D13을 사용하였으며 기둥 주근은 D22 철근을 사용하였다. 이 연구에서 개발한 밴드형 전단보강근의 제작에는 두께 2.3mm의 철판을 사용하였다. 철근 및 밴드형 전단보강근의 인장시험은 KS B 0801과 KS B 0802에 준하여 시험을 실시하였으며, 그 결과는 그림 1과 표 1에 나타낸 바와 같다.

그림 1. 철근의 응력-변형률 관계

표 1. 철근 및 전단보강근의 인장강도 시험결과

종 류	적용 부위	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	항복 변형률	탄성계수 (GPa)
D13	슬래브 상부근	483	540	0.00278	173
D10	슬래브 하부근 전단 및 횡보강근	489	566	0.00260	188
D22	기둥 주근	498	593	0.00288	173
B1, B2	밴드형 전단보강근	261	288	0.00153	171

2.2 실험체 계획

실험대상 슬래브-기둥 접합부는 지진하중에 의하여 손상을 입기 쉬운 저층부에 위치한 내부 접합부로 선정하였다. 미국콘크리트 구조설계기준에 의하면 중진 지역에 무량판 슬래브의 접합부 전단설계 시 뒹림전단강도에 대한 직접전단력의 비율을 40퍼센트 이하로($V_g/\phi V_c < 0.4$) 제한하고 있으며, 이 경우 층간변위 1.5%를 확보하여야 한다고 정의되어 있다(이정윤, 2011; ACI Committee 318, 2011; Joint ACI-ASCE Committee 421, 1999).

무량판 슬래브 내부접합부 구조성능 평가를 위한 대상 부위는 LH공사의 미래형 주택모델로 개발 중인 모델의 내부접합부를 대상으로 하였다. 실험체는 저층부의 슬래브-기둥 내부접합부를 포함하여 수평하중 작용 시 슬래브와 기둥 경간

표 2. 실험체 일람표

실험체명	f_{ek} (MPa)	기둥 크기 (m)	슬래브 순경간 (m)	전단 보강	$c_2 + 3h$ 내의 철근비(%)		철근비(%)				뒹림전단강도에 대한 직접전단력의 비율 (V_g/V_c)
							주열대		주간대		
					상부	하부	상부	하부	상부	하부	
Flat-S	32.6	0.3×0.3	2.5×2.5	스티럽	0.56	0.25	0.47	0.23	0.23	0.23	33.1%
Flat-B1	31.5	0.3×0.3	2.5×2.5	밴드형 B1	0.56	0.25	0.47	0.23	0.23	0.23	35.7%
Flat-B2	31.5	0.3×0.3	2.5×2.5	밴드형 B2	0.56	0.25	0.47	0.23	0.23	0.23	31.9%

의 변곡점 부분을 반영하기 위하여 +자 형태로 계획하였다. 앞서 기술한 바와 같이 풀림전단강도에 대한 직접전단력의 비율은 40% 이하가 되도록 계획하였으며, 실험체의 크기는 실험실의 여건을 고려하여 실제 크기의 약 60%로 계획하였다.

실험체는 표 2에 기술한 바와 같이 전단보강 방법에 따라 총 3체의 실험체를 계획하였다. Flat-S는 슬래브에 기존의 스티럽 전단보강을 한 실험체이며, Flat-B1과 Flat-B2는 이 연구에서 구조성능을 평가하고자 하는 2가지 형태의 밴드형 전단보강근을 가지는 실험체이다. 내부접합부 실험체의 슬래브 크기는 2,800×2,800mm, 슬래브 순경간은 2,500×2,500mm, 슬래브 두께는 150mm, 기둥 단면은 300×300mm, 기둥 높이는 1,900mm로 계획하였다.

무량판 슬래브 실험체의 배근은 콘크리트구조설계기준에 기초하여 그림 2와 표 2에 나타낸 바와 같이 모든 실험체의 슬래브 상부근은 주열대에 D13 7개와 중간대에 D10 6대를 배근하여 각각 철근비가 0.47%와 0.23%가 되도록 설계하였

다. 슬래브의 하부근은 주열대와 주간대의 철근비가 모두 0.23%가 되도록 주열대 D10 10대와 중간대 D10 6대를 배근하였다. 가력방향(이하 X-방향)과 가력의 직각방향(이하 Y-방향)의 철근 배근 상세는 동일하다. 기둥은 슬래브 파괴 이전에 파괴되는 것을 방지하기 위하여 D22 철근 8대를 배근하였다. 모든 실험체는 전단보강근의 종류에 따른 구조성능 차이를 비교하기 위하여 동일한 슬래브 주철근 배근상세 및 기둥 배근상세를 가지도록 계획하였다.

D10 이형철근을 사용하여 기존방법으로 전단보강한 Flat-S 실험체의 전단보강 상세는 그림 2(a)에 나타내었다. 전단보강근의 양과 전단보강 범위는 콘크리트구조설계기준에 기초하여 설계하였다. 전단보강근은 D10 철근을 60mm 간격으로 기둥면에서 750mm 떨어진 위치까지 전단보강 하였다. 무량판 슬래브 내부접합부의 최대내력 이후의 거동은 전단보강근의 부착성능에 영향을 받는 것으로 알려져 있어(강현구와 박홍근, 2008), 이 연구에서는 그림 3에서 보는 바와 같이 밴드

(a) Flat-S

(b) Flat-B1, -B2

(c) 실험체 입면 상세

(d) 실험체 기둥 배근 상세

그림 2. 실험체 배근 상세

형 보강근에 2종류의 요철을 둔 전단보강근을 개발하여 전단 보강에 사용하였다. 밴드형 전단보강근의 폭과 두께는 Flat-S 실험체의 전단성능($=A_s f_y$)과 동일하도록 폭과 두께를 각각 56mm와 2.3mm로 계획하였다. 밴드형 전단보강근의 전단보강 범위는 Flat-S 실험체와 동일하게 기둥면에서 750mm가 되도록 설계하였다. 또한 그림 2(c)와 (d)에서 보는 바와 같이 전단보강근의 정착을 위하여 전단보강근을 기둥 내부로 90mm 연장하여 배치하였다.

그림 2에 나타난 바와 같이 슬래브 상·하부 주근의 응력과 변형을 측정하기 위하여 X-, Y-방향으로 기둥면에서 30mm 떨어진 위치와 이후 슬래브 유효폭 (120mm) 간격으로 스트레인 게이지를 주근에 부착하였다. 기둥의 휨 항복 유무와 응

력 상태를 측정하기 위하여 그림 2(c)에서 나타난 바와 같이 슬래브 상·하단면으로부터 60mm 지점의 기둥 주근에 스트레인 게이지를 부착하였다. 그림 3에서 보는 바와 같이 슬래브 전단보강에 사용된 전단보강근의 응력 상태를 평가하기 위하여 스티럽과 밴드형 전단보강근 B1 및 B2에 X-, Y-방향으로 각각 스트레인 게이지를 부착하였다. 전단보강근에 부착한 스트레인 게이지는 슬래브 유효폭($C+3h$)구간에서는 60mm 간격으로 부착하였으며, 이외의 구간에서는 120mm 간격으로 부착하였다.

2.3 실험체 제작

그림 5는 무량판 슬래브 실험체 제작과정을 나타낸다. 실

그림 3. 실험체 전단보강근 배근 상세

그림 4. 밴드형 전단보강근 상세

협체 배근은 슬래브 상하부 철근과 기둥 철근을 각각 선조립한 후 하부기둥과 슬래브 철근을 거푸집에 맞추어 조립하였다. 이후 전단보강근을 배근하였으며, 그림 5(d)와 같이 콘크

리트를 1차 타설하였다. 1차 타설된 콘크리트가 경화된 후 상부기둥의 횡보강근을 배근하였으며, 상부 기둥 거푸집을 조립한 뒤 콘크리트를 타설하였다. 실험체의 콘크리트 강도 발

(a) Flat-S 슬래브 배근

(b) Flat-B1 슬래브 배근

(c) Flat-B2 슬래브 배근

(d) 실험체 콘크리트 타설

(e) 실험체 증기 양생

(f) 실험체 운송 및 보관

그림 5. 무량판 슬래브 내부접합부 실험체 제작과정

(a) 실험체 설치 현황

(b) LVDT 설치도

(c) 하중 이력 곡선

(d) 실험체 설치 전경

(e) 실험 데이터 취득 장치

(f) 실험체 균열발생현황 평가 전경

그림 6. 실험체 설치 및 실험 현황

현을 위하여 콘크리트 타설 후 증기양생을 수행하였다. 제작이 완료된 실험체는 실험장소로 운반하였으며, 콘크리트 압축강도가 설계강도에 도달한 직후 실험을 수행하였다.

기존방식인 스티럽으로 전단보강한 실험체 Flat-S는 전단보강근의 135° 표준갈고리 가공과 시공시간 측면에서 시공성이 크게 저하됨을 확인할 수 있었다. 반면 밴드형 전단보강근 B1과 B2를 사용한 실험체 Flat-B1과 Flat-B2의 전단보강은 밴드형 전단보강근의 공장제작에 따른 가공 시간 절약과 함께 자립할 수 있는 형상학적인 이점으로 인하여 시공성능이 크게 향상되었다. 따라서 이 연구에서 개발한 밴드형 전단보강근을 사용할 경우 시공성을 크게 개선할 수 있을 것으로 판단된다.

2.4 실험 방법

그림 6은 무량판 슬래브 내부접합부 실험을 위한 실험체 설치 및 실험 현황을 나타낸다. +자 형태의 무량판 슬래브 내부 접합부의 역학적인 거동을 구현하기 위하여 슬래브 양 단부와 상하부 기둥 단부를 힌지로 계획하였다. 횡력이 슬래브에 전달되었을 때 슬래브 양 단부에서 변곡점이 형성되도록 하기 위하여 실험체 양 단부에 200×200mm H형강과 슬래브 하부면에 힌지를 설치하였다. 또한 실험체가 면외방향으로 이탈하는 것을 방지하기 위하여 실험체 양 변에 횡지지대를 설치하였다.

실험체에 중력하중을 가력하기 위하여 그림 6(a)에서 보는 바와 같이 기둥 하부에 300kN 용량의 유압잭을 설치하였다. 실험체의 변위는 그림 6(b)와 같이 총 7개의 LVDT를 이용하

여 측정하였다. 슬래브-기둥의 변형을 추가적으로 측정하기 위하여 기둥에 인접한 상·하부 슬래브 4곳에 매립볼트를 설치하고 LVDT로 슬래브와 기둥 사이의 변형량을 계측하였다. 실험체의 미끄러짐을 측정하기 위하여 기둥 하부 힌지 근처에 LVDT를 설치하였다. 슬래브에 전달되는 불균형 모멘트는 기둥 상부에 설치된 500kN 용량의 액추에이터를 이용하였다. 실험 시 횡력은 그림 6(c)에서 보는 바와 같이 부재 변형각이 정·부 방향으로 점진적으로 증가되도록 변위제어법에 의한 반복하중으로 2사이클씩 계획하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 횡하중-부재변형각 관계

그림 7은 무량판 슬래브 내부접합부 실험체의 가력 사이클 별 하중과 부재변형각과의 관계를 나타낸다. 횡하중과 부재변형각과의 관계를 평가한 결과, 모든 실험체는 슬래브 주철근의 휨 항복 후 부재변형각 1.5% 이상 충분한 연성을 보였으며 최종적으로 콘크리트 전단강도 열화에 의한 전단파괴의 양상을 나타내었다.

스티럽으로 슬래브를 전단보강한 Flat-S 실험체는 그림 7(a)와 표 3에서 보듯이 27.3kN에 슬래브 주철근이 최초로 휨 항복한 후 부재변형각 3%까지 하중지지 능력이 점진적으로 상승하였다. Flat-S 실험체의 최대내력은 부재변형각 3%인 23.8mm에 발생하였으며, 이때의 횡하중은 36.2kN이었다. Flat-S 실험체는 다른 실험체들보다 휨 항복 시 하중과 최대 하중이 높았는데 이는 전단보강근 배근을 위하여 D10 철근

그림 7. 실험체의 가력 사이클별 하중과 부재변형각 관계

표 3. 무량판 슬래브-기둥 내부접합부 실험체의 실험결과

실험체명	부재변형각 1.5%시 하중 (kN)	부재변형각 1.5%시의 변위 (mm)	최대하중 (kN)	최대하중시 변위 (mm)	최대하중시 부재변형각 (%)	최대 모멘트 (kN·m)
Flat-S	30.6	11.9	36.2	23.8	2.98	84.5
Flat-B1	17.6	12.1	21.8	24.5	3.06	50.9
Flat-B2	15.6	12.3	18.9	29.1	3.64	44.1

두 대를 슬래브 상·하단에 별도로 배근함으로 인하여 휨 저항 능력이 증가되었기 때문으로 판단된다. Flat-S 실험체는 상대적으로 높은 내력으로 인하여 최대하중 이후 다소 급격한 내력 저하를 보였다.

밴드형 전단보강근 B1으로 보강한 Flat-B1 실험체는 중력 하중의 가력과 함께 슬래브 주철근이 항복하였으며, 이후 횡 하중의 증가와 함께 그림 7(b)에서 보는 바와 같이 부재변형 각 3%까지 하중지지 능력이 점진적으로 증가하였다. 이는 스티럽으로 전단보강한 Flat-S 실험체와 유사한 결과이다. Flat-B1 실험체는 부방향 부재변형각 4%로 가력하는 과정에서 슬래브의 전단파괴와 함께 내력이 저하되었다. Flat-B1 실험체의 최대하중은 21.8kN이었으며, 그 때의 실험체 변위는 24.5mm이었다. 밴드형 전단보강근 B2로 보강한 Flat-B2 실험체는 유압잭에 의한 중력하중의 제어를 일정하게 유지하지

못하여 Flat-B1 실험체보다 낮은 내력을 나타내었다. 그러나 전체적인 거동 특성을 살펴보았을 때, Flat-B1과 유사하게 슬래브 주철근의 휨 항복 이후 부재변형각 약 3%까지 하중지지 능력이 점진적으로 상승함을 보였다. 이후 슬래브의 전단 파괴에 의하여 내력이 85% 이하로 감소되었다.

3.2 균열 및 파괴 양상

부재변형각의 증가에 따른 실험체의 균열 및 파괴양상은 그림 9에 나타내었다. 모든 실험체는 중력하중을 받은 직후 Y-방향으로 휨 균열이 주열대 구간에 다수 발생하였다. 횡 하중에 의한 부재변형각이 증가함에 따라 추가적인 균열이 Y-방향과 대각방향으로 진전하였다. 이후 횡하중의 증가 및 반 복가력에 의하여 슬래브 상부면에 기동을 중심으로 발생한 전단균열이 확장되면서 실험체의 내력이 저하되었다.

그림 8. 실험체의 균열 양상

Flat-S 실험체는 중력하중에 의하여 휨 균열이 발생하였으며, 이후 부재변형각 1.5%에서 슬래브면 하단에 전단균열이 발생하였다. 횡하중의 증가와 함께 부재변형각 3%에 도달하였을 때 전단위험구간의 상부 슬래브면의 박리가 나타났다. 부재 변형각 4%로 가력이 진행되던 중 전단균열의 박리가 더욱 심화되면서 내력의 저하를 보였다. 파괴 후 슬래브 상부 콘크리트의 박리 구간은 그림 8(a)에 나타난 바와 같이 X-방향으로 최대 약 450mm, Y-방향으로 최대 약 600mm이었다.

Flat-B1 실험체는 그림 8(b)에 나타난 바와 같이 부재변형각 약 2% 정도에서 전단균열이 발생하였다. 이후 부재변형각 약 4% 정도에서 전단균열의 진전과 함께 실험체 슬래브 상부면의 박리가 발생하였다. 이는 부재변형각 3%에서 슬래브의 박리를 보였던 Flat-S 실험체보다 전단에 대한 저항능력이 우수한 것이라 판단된다. 최종 파괴 후 슬래브 상부면 박리 구간은 X-방향으로 최대 750mm, Y-방향으로 최대 450mm를 보였다.

Flat-B2 실험체는 그림 8(c)에서 보는 바와 같이 부재변형각 2% 근처에서 기둥과 슬래브 접합부에서 콘크리트의 압괴가 나타났으며, 횡하중의 증가와 함께 전단균열의 증가로 부재변형각 4% 근처에서 슬래브 상부면의 박리가 발생하여 실험을 종료하였다. 이는 Flat-B1 실험체와 유사한 결과이다. 최종 파괴 후 슬래브 상부 콘크리트의 박리 구간은 X-방향으로 최대 600mm, Y-방향으로 최대 525mm이었다. 또한 Flat-S

와 Flat-B1 실험체와 유사하게 최종 파괴 후 뚫림전단에 의한 접합부의 과도한 상승은 발견되지 않았다.

실험결과, 밴드형 전단보강근 B1과 B2는 기존의 전단보강방법인 스티럽 보강법과 비교하여 동등 이상의 구조성능을 발휘하는 것으로 판단된다. 밴드형 전단보강근의 시공성을 고려할 때 B1과 B2 전단보강근의 현장 적용성은 우수할 것으로 판단되며, 추후 전단파괴가 선행하는 뚫림전단 실험과 불균형 모멘트를 받는 무량판 슬래브-기둥 접합부 실험을 추가로 수행하여 밴드형 전단보강근의 우수성을 지속적으로 검증해 나가야 할 것으로 판단된다.

3.3 슬래브 주철근 및 전단보강근의 변형률

그림 9는 실험체 중심에서부터 X-방향 슬래브 주철근에 부착한 스트레인 게이지로부터 측정한 변형률을 나타내고 있다. 모든 실험체는 그림 9에서 보는 바와 같이 전단균열이 발생한 다음에도 상부 주철근의 변형률이 유지되거나 상승하였으며, 철근의 응력전달 범위도 약 930mm까지 확장되었음을 확인할 수 있다. 이는 기존의 스티럽 방식과 밴드형 전단보강근이 전단에 효과적으로 저항하였음을 의미한다. 그림 9에서 전단균열이 발생하기 전 단계에서는 하부 주철근의 변형률은 낮은 값을 유지하고 있는 반면 전단균열이 발생한 부재변형각에서는 변형률이 증가하고 있음을 알 수 있다.

그림 10은 실험체의 스티럽과 밴드형 전단보강근에 부착

그림 9. 실험체 가력방향(X-방향) 주철근의 변형률

그림 10. 실험체 전단보강근의 변형률

된 스트레인 게이지로부터 측정된 변형률의 변화를 나타내고 있다. 여기서 x축은 실험체 중심에서부터 떨어진 위치를 나타낸다. 그림으로부터 스티럽과 밴드형 전단보강근의 변형률이 전단균열 발생 이후 증가하고 있음을 확인할 수 있다. 또한 전단변형은 기둥면에서 약 $d/2$ 만큼 떨어진 위치에 집중되었음을 실험결과 확인할 수 있었다. 그림에서 보는 바와 같이 실험이 종료될 때까지 스티럽 및 밴드형 전단보강근은 항복하지 않았는데, 이는 스티럽과 밴드형 전단보강근이 불균형 모멘트에 의한 전단전달에 효과적으로 저항하였음을 의미한다.

4. 실험결과 해석 및 고찰

이 연구에서는 불균형 모멘트를 받는 무량판 슬래브-기둥 내부접합부 실험체의 구조성능을 예측하기 위하여 KBC 2009 (대한건축학회, 2009)와 KCI 2012(한국콘크리트학회, 2012)를 이용하였다.

4.1 KBC 2009

KBC 2009에서는 슬래브-기둥 내부접합부에서 전달할 수 있는 불균형 모멘트를 다음과 같이 정의하고 있다.

$$M_u = \gamma_f M_u + \gamma_v M_u \quad (1)$$

여기서 M_u 는 불균형 모멘트, γ_f 는 힘에 의한 불균형 모멘트의 비율, γ_v 는 전단편심에 의한 불균형 모멘트의 비율이다. KBC 2009에서는 실험결과에 근거하여 정사각형 기둥과 원형기둥에서 γ_f 를 0.6, γ_v 를 0.4로 규정하고 있다.

계수전단력 V_u 와 함께 불균형 모멘트가 추가되는 경우 모멘트가 작용하는 방향에 면한 슬래브 위험단면에 생기는 최대 및 최소 전단응력은 다음과 같다.

$$v_2 = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u}{J_c} C_{AB} \quad (2)$$

$$v_1 = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u}{J_c} C_{CD} \quad (3)$$

여기서 v_1 과 v_2 는 각각 위험단면에서 생기는 최소 및 최대 전단응력, A_c 는 위험단면의 단면적 $[=2(b_1 + b_2)d]$, C_{AB} 와 C_{CD} 는 각각 단면의 도심에서 최대 및 최소 전단응력이 발생하는 지점까지의 거리, J_c 는 모멘트에 대한 위험 단면의 저항을 나타내는 단면 상수로 다음과 같다.

$$J_c = \frac{(b_1 d^3)}{6} + \frac{(db_1^3)}{6} + 2(b_2 d) \left(\frac{b_1}{2} \right)^2 \quad (4)$$

식 (1)에서 보는 바와 같이 무량판 슬래브-기둥 접합부에서 전달할 수 있는 최대 불균형 모멘트는 위험구간에서 전달할 수 있는 휨강도와 전단강도를 각각 이용하여 계산할 수 있다. 즉, 무량판 슬래브-기둥 접합부의 파괴가 휨으로 결정되는 경우에는 슬래브 유효폭($c+3h$)에서 전달할 수 있는 휨 모멘트 성능을 이용하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$M_u = \frac{M_{f(c+3h)}}{\gamma_f} \quad (5)$$

여기서 $M_{f(c+3h)}$ 는 슬래브 유효폭($c+3h$) 구간의 슬래브 단면에서의 휨강도로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_{f(c+3h)} = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (6)$$

M_{Ff} 는 슬래브 유효폭에서 전면의 상부주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도, M_{Fb} 는 슬래브 유효폭에서 후면의 하부주철근을 인장철근으로 하는 슬래브의 휨강도로 다음과 같다.

$$M_{Ff} = A_{st} f_y j d \quad (7a)$$

$$M_{Fb} = A_{sb} f_y j d \quad (7b)$$

여기서 A_{st} 는 슬래브 유효폭에서 전면의 상부 주철근 양의 합, f_y 는 상부 주철근의 항복강도, $j d$ 는 압축내력과 인장내력의 응력간 중심거리이다.

무량판 슬래브-기둥 접합부의 파괴가 전단으로 결정되는 경우에는 식 (2)로부터 슬래브-기둥 접합부가 전달할 수 있는 최대 불균형 모멘트는 전단보강 유무에 따라 다음과 같이 각각 유도할 수 있다.

$$M_u = \left(v_{cl} - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}} \quad (8a)$$

또는

$$M_u = \left(v_{c2} + v_s - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}} \quad (8b)$$

여기서 v_{cl} 은 전단보강 되지 않은 슬래브의 콘크리트 전단강도로 다음 식으로부터 구한 전단강도 중에서 최소 값으로 한다.

$$v_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (9a)$$

$$v_c = \frac{1}{6} \left(\frac{\alpha_s d}{2b_0} + 1 \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (9b)$$

$$v_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \quad (9c)$$

v_{c2} 는 전단보강된 슬래브의 콘크리트 전단강도로 $\sqrt{f_{ck}}/6$, v_s 는 슬래브 전단보강근의 전단강도로 다음과 같다.

$$v_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (10)$$

여기서 A_v 는 슬래브 각 방향으로 보강된 전단보강근 양의 합, f_y 는 전단보강근의 항복강도, s 는 전단보강근의 간격이다.

4.2 KCI 2012

2012년에 개정된 KCI 2012에서는 슬래브-기둥 내부접합부의 불균형 휨강도를 식 (11)에 나타낸 바와 같이 슬래브 위험단면을 구성하는 전면, 후면, 측면의 3개 모멘트의 합으로 규정하고 있다. 여기서 전면은 연직하중에 의한 직접전단력과 불균형휨모멘트에 의한 전단력의 방향이 일치하는 면이며, 후면은 전면의 반대측에 위치하는 면이다. 측면은 전·후면에 직교하는 두 면을 나타낸다.

$$M_n = M_F + M_S + M_T \quad (11)$$

여기서 M_F 는 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합, M_S 는 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도, M_T 는 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도로 다음과 같이 정의 할 수 있다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (12)$$

$$M_S = [(v_n - v_g)(c_2 + d)d](c_1 + d) \geq 0 \quad (13)$$

$$M_T = \frac{4}{3} (v_{nT} - v_g) \left(\frac{c_1 + d}{2} \right) d \geq 0 \quad (14)$$

여기서 M_{Ff} 는 위험단면 이내에서 전면의 상부주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도, M_{Fb} 는 위험단면 이내에서 후면의 하부주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도이다. 또한 v_n 은 전면 또는 후면의 편심전단강도, v_g 는 위험단면에 작용되는 직접전단응력이다. v_{nT} 는 측면의 편심전단강도이다.

4.3 실험결과와 해석결과 비교

실험체의 불균형 모멘트강도에 대한 실험결과와 해석결과는 표 4와 그림 11에 나타내었다. 표 4에서 불균형 모멘트 강도 ①은 KBC 2009의 식 (5)로부터 계산된 것으로 슬래브-기둥 내부접합부가 휨으로 지배되는 경우이며, ②는 KBC 2009의 식 (8)로부터 계산된 것으로 슬래브-기둥 내부접합부가 전단으로 지배되는 경우이다. ③은 KCI 2012의 식 (11)로 산정한 해석결과이다. 표 4에 나타난 바와 같이 세 가지 식 중에서 휨으로 지배되는 경우인 ①의 해석결과가 실험결과를 평균 0.95로 가장 잘 예측하였다. 이는 실험체의 파괴모드가 슬래브의 전단파괴 이전에 슬래브 주철근의 항복이 선행하였기 때문으로, 그림 11로부터 실험 및 해석결과의 유사함을 명확히 확인할 수 있다. 따라서 슬래브-기둥 내부접합부에서 휨에 의하여 전달되는 불균형 모멘트를 $c+3h$ 구간으로 가정하는 것은 비교적 타당하다 판단되며, 기둥의 형태 등 다양한 변수에 대한 추가적인 검증이 필요하다고 판단된다.

현행 콘크리트구조기준인 KCI 2012는 슬래브-기둥 접합부가 전달할 수 있는 불균형 모멘트 성능을 휨, 전단 및 비틀림 성분의 합으로 정하고 있다. 표 4에서 보는 바와 같이 KCI 2012에 의한 실험체의 불균형 모멘트 강도는 실험결과를 평균 0.59로 다소 과대평가하는 것으로 확인되었다. 이 연구는 한정된 변수와 실험체수를 바탕으로 진행되어 휨 항복 선행

인 무량판 슬래브-기둥 내부접합부에 대한 현행 국내외 관련 기준식의 정확성에 대한 평가는 추후 지속적인 확인이 필요할 것으로 판단된다. 또한 슬래브의 휨항복 선행인 1단계 연구결과를 바탕으로 2단계 연구에서는 전단파괴가 선행하는 슬래브-기둥 접합부의 불균형 모멘트 전달 성능을 평가하고자 한다. 2단계 연구를 통하여 밴드형 전단보강근의 구조적 성능을 더욱 명확히 평가할 수 있으리라 판단된다.

5. 결 론

이 연구에서는 이형철근을 사용한 기존전단보강방법과 비교하여 동등한 구조성능과 우수한 시공성이 기대되는 2종류의 밴드형 전단보강근을 개발하였다. 이 연구에서는 개발한 밴드형 전단보강근으로 전단보강한 무량판 슬래브-기둥 내부접합부 실험체를 제작하여 불균형 모멘트에 대한 구조적 성능을 평가하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

1. 밴드형 전단보강근으로 보강한 실험체는 축력비 40% 이하에서 중간변위 1.5% 이후에 최대 하중에 도달하였으며, 밴드형 전단보강근은 중진지역에서의 무량판 슬래브 설계 시 유용하게 활용할 수 있을 것으로 기대된다.
2. 기존 보강방법인 스티럽으로 슬래브를 전단보강한 Flat-S

그림 11. 실험결과 및 해석결과 비교

표 4. 실험체의 실험결과와 해석결과의 비교

실험체명	실험결과		해석결과					
	최대 횡하중 (kN)	M_{exp} (kN·m)	KBC 2009 (ACI 318-11)				KCI 2012	
			M_u ① (kN·m)	$M_{exp}/①$	M_u ② (kN·m)	$M_{exp}/②$	M_u ③ (kN·m)	$M_{exp}/③$
Flat-S	36.2	84.5	77.7	1.09	220.6	0.38	116.2	0.73
Flat-B1	21.8	50.9	58.2	0.87	211.2	0.24	101.4	0.50
Flat-B2	18.9	44.1	58.2	0.76	216.4	0.20	103.5	0.43
평 균			-	0.95	-	0.38	-	0.57

①, ②, ③은 각각 식(5), 식(8), 및 식(11)로 부터 계산된 불균형 모멘트

실험체는 부재변형각 1.5% 내외에서 불균형 모멘트에 의한 전단균열이 슬래브에 발생하였으며 약 3%에서 슬래브 상부 콘크리트가 박리되었다. 반면 이 연구에서 제안하는 밴드형 전단보강근으로 전단보강한 Flat-B1과 Flat-B2 실험체는 전단균열이 2%에 발생하였으며 약 4%에 슬래브 상부 콘크리트의 박리를 보여 스테럽으로 전단보강한 Flat-S 실험체와 비교해 동등 이상의 구조성능을 나타내었다. 시공성능을 고려할 때 밴드형 전단보강근의 현장 적용성은 매우 우수할 것으로 판단된다.

3. 실험결과, 슬래브-기둥 접합부에 전달된 불균형 모멘트는 대부분 슬래브의 주열대 구간에서 전달하며 $c+3h$ 구간에 집중됨을 확인하였다. 또한 스테럽과 밴드형 전단보강근에 부착한 스트레인 게이지로부터 불균형 모멘트에 의하여 유발된 전단응력이 기둥면에서 약 $d/2$ 에 집중됨을 확인할 수 있었다.
4. KBC 2009(KCI 2009, ACI 318-11)에서 제안하는 슬래브-기둥 접합부의 불균형 모멘트 강도식으로부터 실험체가 휨파괴 된다는 가정으로 실험체의 최대 불균형 모멘트를 계산한 결과, 이 연구에서의 실험결과를 평균 0.95로 잘 예측하였다. 반면에 현행 우리나라 콘크리트구조기준에서 제안하는 슬래브-기둥 접합부의 불균형 모멘트 강도를 계산한 결과, 이 연구에서 실험한 결과를 평균 0.57로 다소 과대평가함을 확인할 수 있었다.
5. 추후, 전단파괴가 선행하는 슬래브-기둥 접합부의 불균형 모멘트 전달 성능을 검토하여 밴드형 전단보강근의 전단 저항성능에 대한 평가가 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 토지주택연구원에서 연구과제로 수행한 ‘건설사업비 절감을 위한 LH형 하이브리드 공동주택 건설시스템 개발’ 연구의 일부분을 정리한 내용입니다.

참고문헌

1. 강현구, 박홍근(2008), “미국에서의 RC무량판 내진설계기준과 개정방향”, 「한국콘크리트학회논문집」, 20(2): 25~36.
2. 김상식(2008), 「철근콘크리트구조설계(4판)」, 문운당.
3. 대한건축학회(2009), 「건축구조설계기준」, 기문당.
4. 이정운(2011), 「철근콘크리트구조」, 동화기술.
5. 최경규, 박홍근(2003), “불균형모멘트를 받는 플랫 플레이트의 변형능력”, 「한국콘크리트학회논문집」, 15(3): 482~493.
6. 한국콘크리트학회(2012), 「콘크리트구조기준」, 기문당.
7. 한국표준협회(2010), 「콘크리트 강도 시험용 공시체 제작 방법 (KS F 2403)」, 한국표준협회.
8. 한국표준협회(2010), 「콘크리트 압축 강도 시험방법(KS F 2405)」, 한국표준협회.
9. 한국표준협회(2007), 「금속 재료 인장 시험편(KS B 0801)」, 한국표준협회.
10. 한국표준협회(2003), 「금속 재료 인장 시험 방법(KS B 0802)」, 한국표준협회.
11. ACI Committee 318 (2011), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
12. Joint ACI-ASCE Committee 421 (1999), *Shear Reinforcement for Slabs*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
13. Song, Jin-Kyu, Ju-bum Kim, Ho-Bum Song and Jeong-Won Song (2012), “Effective Punching Shear and Moment Capacity of Flat Plate-Column Connection with Shear Reinforcements for Lateral Loading”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1): 19~29.