



불균형모멘트를 받는 슬래브-기둥 접합부를 위한 래티스 전단 보강

박홍근^{1)*} · 김유니¹⁾ · 송진규²⁾ · 김선규³⁾ · 이철우⁴⁾

¹⁾서울대학교 건축학과 ²⁾전남대학교 건축학과 ³⁾(주)마이다스아이티 ⁴⁾(주)포스코건설

Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connection Subjected to Unbalanced Moment

Hong-Gun Park^{1)*}, You-Ni Kim¹⁾, Jin-Kyu Song²⁾, Sun-Kyu Kim³⁾, and Chul-Woo Lee⁴⁾

¹⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

²⁾Dept. of Architecture, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

³⁾MIDAS Infomation Technology Co., Ltd. Seongnam 463-824, Korea

⁴⁾POSCO Engineering & Construction Co., Ltd. Seou, 826-20, Korea

ABSTRACT A slab-column connection is susceptible to brittle punching shear failure, which may result in the necessity of shear reinforcement. In the present study, to investigate the earthquake resistance of newly developed lattice shear reinforcement, experimental study was performed for interior slab-column connections subjected to cyclic loading. For comparison, specimens with existing shear reinforcement method such as stud rail, shear band and stirrup were also tested. The test result showed that the structural capacity of the lattice shear reinforcement was superior to those of the existing methods and was greater than the code-specified strength. On the other hand, the existing methods did not significantly improve the shear strength of the specimens. The shear strengths of the existing methods were much less than the code-specified shear strength.

Keywords : slab-column connection, lateral load, lattice, shear reinforcement, ductility

1. 서 론

무량판 슬래브는 시공성, 경제성 면에서 우수하지만 두께가 얇기 때문에 슬래브-기둥 접합부에서 취성적인 전단 파괴의 발생이 우려되며¹⁻⁴⁾, 이로 인하여 구조물 전체의 붕괴가 유발될 수 있다. 특히 과거의 강진 발생시 많은 슬래브-기둥 접합부 파괴가 보고되었으며⁵⁾, 따라서 무량판 구조의 내진설계에서는 슬래브-기둥 접합부 보강이 가장 우선시 되어왔다.

현재 접합부 보강 방안으로 전단머리 (shear head), 철근 스티럽 (stirrup), 스티드 레일 (stud rail), 전단 밴드 (shear band) 등의 다양한 방법이 개발되었다. 철근 스티럽은 시공성이 좋지 않고 정착이 잘되지 않아서 현 기준 (KCI 2003, ACI 2005)^{6,7)}에서는 두께 150 mm 이하의 슬래브에는 적용하지 못하도록 규정되어 있다. 기존 연구에 따르면 폐쇄형 후크 (closed hook) 상세를 사용하는 스티럽이 우수한 보강 효과를 나타내는 것으로 보고되었다⁸⁻¹²⁾. 스티드 레일 보강은 철판에 용접된 일열의 스티드로 구성되며 시공의 편리성으로 인하여 현재 가장 보편적으로

사용되고 있다¹²⁻¹⁹⁾. 전단 밴드는 연속된 절곡 철판으로서 K. Pilakoutas와 X. Li²⁰⁾에 의해 개발되었다. 전단 밴드는 두께가 얇은 철판을 사용하여 콘크리트 피복두께를 감소시키지 않고, 얇은 슬래브에도 시공이 가능하다.

Table 1은 횡하중을 받는 철근 스티럽과 스티드 레일 보강 슬래브-기둥 접합부들에 대한 기존 연구 결과를 요약하고 있다. 이 기존 실험 결과에 의하면 스티럽과 스티드 레일 전단 보강 실험체는 전단 무보강 실험체에 비하여 각각 0.95~1.52배와 1.15~1.53배의 강도 증진 효과가 있는 것으로 나타나 있다 ($M_{exp}/M_{exp}(v_s=0)$ in Table 1). 그러나, 스티럽과 스티드 레일 전단 보강에 의한 뚫림 강도 대 콘크리트의 뚫림 강도비 v_s/v_{cl} 은 각각 최대 1.72와 1.98로서 보강 접합부의 전단 강도가 콘크리트와 전단 보강의 강도를 합하여 결정된다는 점을 고려할 때²¹⁾, 이 결과는 기존의 전단 보강 방법이 전단 보강량에 비하여 전단 보강 효과가 크지 않으며, 따라서 강도 증진면에서 효율적이지 않다는 것을 가리킨다 [$v_s = KCI\ 2003^9)$ 에 의하여 예측된 전단 보강 뚫림 강도, $v_{cl} (= \sqrt{f_{ck}}/3, f_{ck}$ in MPa) = KCI 2003⁶⁾에 의하여 예측된 콘크리트의 2면 전단 강도]. 더구나, 동일한 조건에서 보강량이 많은 실험체가 보강량이 적은 실험체보다 항상 큰 강도를 나타내지 않았으며, 이러한 결과는 스티럽과 스티드 레일 보강 방법이 강도 증진에 일관성을 나타내지 못함을 가리킨다.

*Corresponding author E-mail : parkhg@snu.ac.kr

Received October 23, 2006, Accepted March 22, 2007

©2007 by Korea Concrete Institute

Table 1 Previous studies on shear-reinforcement for slab-column connection

Column location	Specimens	Type of shear reinforcement	Loading	f_{ck} (MPa)	Reinforcement ratio ⁽¹⁾ (%)		v_{c1} ⁽²⁾ (MPa)	$\frac{v_s}{v_{c1}}$ ⁽³⁾	$\frac{v_u}{v_{c1}}$ ⁽⁴⁾	M_{exp} ⁽⁵⁾ (kN-m)	δ_{exp} ⁽⁶⁾ (%)	$\frac{M_{exp}}{M_{exp}(v_s=0)}$ ⁽⁷⁾	
					Top	Bottom							
Interior	Elgabry and Ghali ⁽¹⁷⁾	1	No reinf.	Cyclic	35.0	0.97	0.41	1.95	-	0.43	130	-	1.00
		2	Stud rail	Cyclic	33.7	0.97	0.41	1.92	1.80	0.43	162	-	1.25
		3	Stud rail	Cyclic	39.0	1.08	0.46	2.06	1.67	0.81	142	-	1.09
		4	Stud rail	Cyclic	40.8	1.22	0.52	2.11	1.49	0.79	150	-	1.15
	Robertson, Kawai, Lee and Enomoto ^(8,12)	1C	No reinf.	Cyclic	35.4	0.70	0.42	1.96	-	0.16	51.2	3.50	1.00
		2CS	Stirrup	Cyclic	31.4	0.70	0.42	1.85	0.68	0.14	63.9	4.50	1.25
		3LS	Stirrup	Cyclic	43.4	0.70	0.42	2.17	0.58	0.09	70.0	4.50	1.37
		4HS	Stud rail	Cyclic	38.2	0.70	0.42	2.04	0.62	0.13	63.9	7.00	1.25
	Islam and Park ⁽¹¹⁾	3C	No reinf.	Cyclic	29.7	1.07	0.53	1.80	-	0.22	35.8	⁽⁹⁾	1.00
		6CS	Stirrup	Cyclic	28.2	1.07	0.53	1.75	1.68	0.23	38.4	⁽⁹⁾	1.07
		7CS	Stirrup	Cyclic	29.7	1.07	0.53	1.80	1.40	0.22	41.7	⁽⁹⁾	1.16
	Pillai, Kirk and Scavuzzo ^(10,8)	1-I	No reinf.	Cyclic	38.1	0.79	0.79	2.04	-	0.90	3.2	-	1.00
3-I		Stirrup	Cyclic	37.1	0.79	0.79	2.01	1.08	0.99	4.9	-	1.52	
Edge	Megally and Ghali ⁽¹⁶⁾	MG-2A	No reinf.	Cyclic	31.6	1.97	1.19	1.85	-	0.58	54.8	1.17	1.00
		MG-3	Stud rail	Cyclic	33.6	1.97	1.19	1.91	1.33	0.56	75.2	5.42	1.37
		MG-4	Stud rail	Cyclic	32.3	1.97	1.19	1.88	1.36	0.86	76.6	4.64	1.39
		MG-5	Stud rail	Cyclic	28.3	1.97	1.19	1.75	1.45	0.31	84.1	6.46	1.53
	Pillai, Kirk and Scavuzzo ^(10,8)	1-E	No reinf.	Cyclic	38.1	0.79	0.79	2.04	-	0.61	4.66	-	1.00
		3-E	Stirrup	Cyclic	37.1	0.79	0.79	2.01	1.72	0.59	4.44	-	0.95
	Lim and B. Rangan ⁽¹⁸⁾	Slab 1	No reinf.	Monotonic	25.0	0.41	0.33	1.65	-	0.80	16.2	2.88	1.00
		Slab 3	Stud rail	Monotonic	27.5	0.41	0.33	1.73	1.63	0.85	20.4	3.73	1.26
	Mortin and Ghali ⁽¹⁴⁾	JS4	No reinf.	Monotonic	32.2	0.80	0.40	1.87	-	0.61	60.3	0.85	1.00
		JS5	Stud rail	Monotonic	35.8	0.80	0.40	1.97	1.98	0.88	86.4	1.81	1.43
		JS6	Stud rail	Monotonic	33.9	0.80	0.40	1.92	1.39	0.85	85.6	1.77	1.42
	El-Salakawy, Polak and Soliman ⁽¹⁵⁾	XXX	No reinf.	Monotonic	32.0	0.92	0.57	1.90	-	0.78	37.5	1.42	1.00
XXX-R		Stud rail	Monotonic	32.0	0.92	0.57	1.87	1.41	0.97	46.2	2.42	1.23	
HXXX		No reinf.	Monotonic	36.5	0.92	0.57	1.99	-	0.41	45.8	2.14	1.00	
HXXX-R		Stud rail	Monotonic	36.5	0.92	0.57	1.91	1.37	0.52	55.8	2.85	1.22	
Corner	Hammill and Ghali ^(10,19)	NH1	No reinf.	Monotonic	41.5	1.10	0.50	2.13	-	0.99	60.8	-	1.00
		NH3	Stud rail	Monotonic	36.4	1.10	0.50	1.99	1.76	1.05	58.4	-	0.96
		NH5	Stud rail	Monotonic	33.2	1.10	0.50	1.901	1.23	1.34	79.0	-	1.30

⁽¹⁾ Flexural reinforcement in slab width $c_2 + 3h$: $\rho = A_s / b_{c_2 + 3h} d$

⁽²⁾ v_{c1} = Punching shear strength of concrete predicted by KCI 2003⁽⁶⁾, supposing that there is no shear reinforcement, $v_{c1} = \sqrt{f_{ck}}/3$, f_{ck} in MPa

⁽³⁾ v_s = Punching shear strength of shear reinforcement predicted by KCI 2003⁽⁶⁾

⁽⁴⁾ v_u = Applied direct punching shear

⁽⁵⁾ Unbalanced moment capacity of specimens

⁽⁶⁾ Drift ratio at failure or $0.8M_{exp}$ (peak strength) if the post-peak behavior was reported

⁽⁷⁾ Test-results for specimens without shear reinforcement

⁽⁸⁾ The test actuator had reached its maximum stroke during cyclic loading. The actuator was repositioned to continue the test with loading in one direction

⁽⁹⁾ Test results were neglected because the deformation include slab deformation

⁽¹⁰⁾ Specimens consisted of an exterior panel and an interior pane

한편, 기존의 보강 방법보다 개선된 슬래브-기둥 접합부의 풀립전단 보강 성능을 위하여, 박홍근 등^(22,23)은 래티스 전단 보강을 개발하였다. 래티스 보강은 상하 휨철근과 경사 웹 철근으로 구성되며 철근들은 서로 용접

으로 접합되어 공장에서 조립, 생산된다. 래티스는 주철근의 위치가 고정되므로 구조적으로 안전하며, 간격제 없이 상하부 철근과 전단철근이 한번에 배근되므로 시공이 편리하다. 구조적으로는 일체화된 트러스 작용에 의해 접

합부 콘크리트의 국부과과 후에도 성능을 유지할 수 있어 슬래브의 연성 능력을 향상시킬 수 있다. 박홍근 등^{22,23)}은 래티스로 보강된 슬래브-기둥 접합부에 대한 직접 뚫림전단 실험을 실시하였다. 실험 결과 래티스 보강은 비슷한 전단 보강 강도를 가진 스티드 레일 보강과 강도면에서는 비슷한 보강 효과를 나타냈다. 그러나 연성 능력 면에서, 스티드 레일 보강은 무보강 실험체에 비하여 1.5~3.5배의 변형 능력이 향상된 것에 비해 래티스 보강은 6.21~11.06배의 월등한 연성 능력 증진 효과를 나타내었다. 이러한 실험 결과는 래티스 전단 보강이 우수한 강도와 함께 우수한 변형 능력을 가지고 있다는 점을 보여주었으며, 따라서 효과적인 내진 성능 보강 방법으로서 가능성이 예측되었다.

본 연구에서는 직접 뚫림전단에 대한 선행 실험(박홍근 등^{22,23)}에 이어서 주기 하중을 받는 래티스 전단 보강 슬래브-기둥 접합부에 대한 실험을 실시하여 전단 보강 슬래브-기둥 접합부의 강도 및 연성 능력 등 구조 성능을 평가하고자 한다. 또한 기존의 보강 방법인 스티드 레일, 전단 밴드 실험체와 비교를 통하여 각 보강 방법의 구조 성능을 비교 평가하였다.

2. 실험체 개요 및 설치

일정한 수직하중과 주기 횡하중을 받는 12개의 슬래브-기둥 접합부에 대한 실험을 실시하였다. 주요 변수는 전단 보강 방법과 콘크리트의 압축강도이며, 모든 실험체의 크기, 슬래브의 휨모멘트 강도, 전단 보강 강도(v_s), 중력하중비 ($v_u/v_{c1}=0.4$)는 동일하다. Fig. 1은 실험체의 크기와 실험 장치를 보여주고 있다. 실험체는 6m×6m 슬래브의 1/2 축소 모델로 제작되었다. 실험체는 중앙부 기둥과 3m×3m 크기(순 스패 = 2.7m×2.4m)의 슬래브로 구성되었다. 슬래브의 두께는 135mm, 기둥 단면의 크

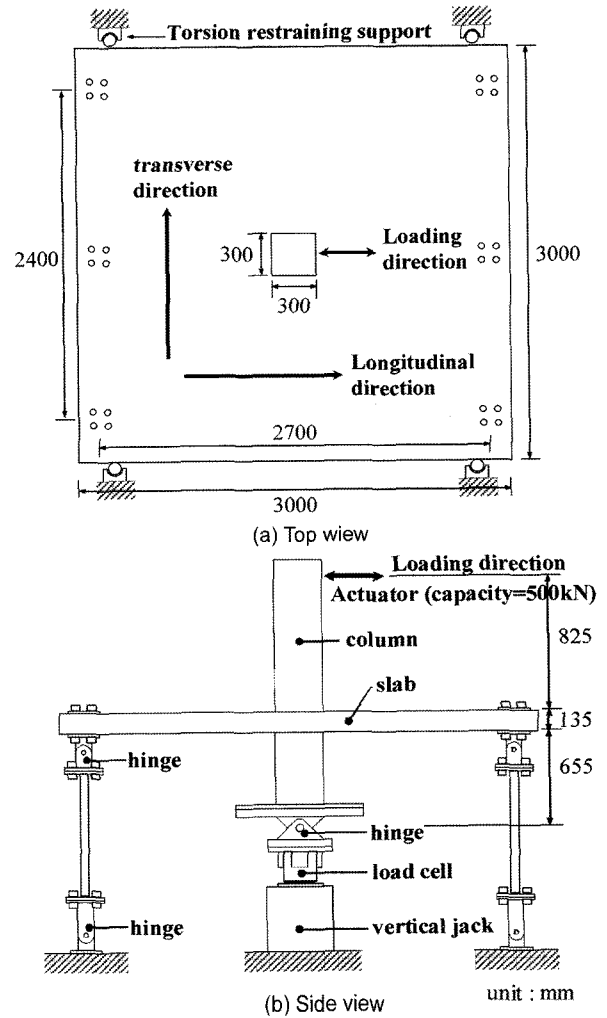


Fig. 1 Specimens and test set-up

기는 $c_1 \times c_2 = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 이다. 횡하중에 의한 연속 슬래브의 변곡점이 슬래브 중앙부에 발생하는 것으로 가정하여 실험체 슬래브의 모서리를 6개의 한지로 지지하였다.

Table 2는 실험체의 전단 보강 방법, 콘크리트 강도, 직

Table 2 Properties of specimens

Specimens	Type of shear reinforcement	f_{ck} (MPa)	$v_{cl}^{(1)}$ (MPa)	$v_s^{(2)}$ (MPa)	$v_u^{(3)}$ (MPa)	v_s/v_{c1}	v_u/v_{c1}
RC-A	-	22.5	1.58	-	0.64	-	0.40
LR-A1	Lattice 1 (transverse direction)	22.5	1.58	2.75	0.64	1.74	0.40
LR-A2	Lattice 2 (longitudinal direction)	22.5	1.58	2.75	0.64	1.74	0.40
SR-A	Stud rail	22.5	1.58	2.58	0.64	1.63	0.40
SB-A	Shear band	22.5	1.58	2.64	0.64	1.67	0.40
ST-A	Stirrup	22.5	1.58	2.76	0.79	1.75	0.48
RC-B	-	38.7	2.02	-	0.79	-	0.40
LR-B1	Lattice 1 (transverse direction)	38.7	2.02	2.75	0.79	1.36	0.40
LR-B2	Lattice 2 (longitudinal direction)	38.7	2.02	2.75	1.03 → 0.79 ⁽⁴⁾	1.36	0.51 → 0.40 ⁽⁴⁾
SR-B	Stud rail	38.7	2.02	2.58	0.79	1.27	0.40
SB-B	Shear band	38.7	2.02	2.64	0.79	1.30	0.40
ST-B	Stirrup	38.7	2.02	2.76	0.79	1.37	0.40

⁽¹⁾ Punching shear strength of concrete predicted by KCI 2003⁽⁶⁾, supposing that the specimen is not shear-reinforced $v_{c1} = \sqrt{f_{ck}}/3$, f_{ck} in MPa

⁽²⁾ Punching shear strength of shear reinforcement predicted by KCI 2003⁽⁶⁾

⁽³⁾ Direct punching shear stress

⁽⁴⁾ Direct punching shear stress decreased from 1.03 MPa to 0.79 MPa during testing

접 전단응력 v_u , KCI 2003⁶⁾에 의하여 예측된 콘크리트의 뚫림전단강도 $v_c (= \sqrt{f_{ck}}/3, f_{ck}$ in MPa)와 전단 보강에 의한 전단강도 v_s 를 나타내고 있다. 실험체는 콘크리트 압축강도를 변수로 하여 A, B 두 개의 그룹으로 분류하였다. Group A의 실험체는 $f_{ck} = 22.5$ MPa, Group B 실험체는 $f_{ck} = 38.7$ MPa의 콘크리트를 사용하였으며, 각각의 콘크리트 강도에 대해 무보강 기준 실험체 (RC-A, RC-B), 래티스 (LR-A1, LR-A2, LR-B1, LR-B2), 스티드 래일 (SR-A, SR-B), 전단 밴드 (SB-A, SB-B), 스티어링 (ST-A, ST-B)으로 보강된 6개의 실험체 등, 총 12개의 실험체를 제작하였다. 콘크리트의 압축강도를 제외한 모든 재료 성능은 Group A와 Group B가 동일하다.

Fig. 2는 휨철근의 배치를 나타내고 있다. 래티스 보강 실험체를 제외한 모든 실험체에서는 휨철근으로서 D13 ($A_s = 126.7 \text{ mm}^2, f_y = 430 \text{ MPa}$)을 사용하였다. 주열대의 상부철근비 ($\rho_t = A_s / bd_t$)는 1.06%, 하부철근비 ($\rho_b = A_s / bd_b$)가 0.79%이고, 중간대의 상부철근비는 0.49%, 하부철근비가 0.47%로 배근하였으며, 양 직각 방향 철근양을 동일하게 배근하였다 (Fig. 2(a)). 각 실험체의 주열대와 중간대 휨모멘트 강도는 Table 3에 나타나있다.

래티스 보강 실험체는 래티스에 사용된 휨철근 ($\phi 10$)의 항복강도, 래티스의 배치 구간, 슬래브의 유효 깊이의 차이에 따라서 전단 무보강 실험체 및 다른 전단 보강 실험체와 다르게 배근되었다 (Fig. 2(b)). 그러나, 비교를 위하여 각 방향 주열대와 중간대 슬래브의 휨강도는 다른 보강 방법을 사용한 실험체의 휨강도와 동일하도록 설계되었다 (Table 3).

래티스 보강 실험체에서는, 래티스 보강 성능에 대한 래티스 상세의 영향을 연구하기 위하여 다음과 같은 4가지의 설계 변수를 반영한 실험체를 제작하였다. 1) 래티스는 한 방향으로만 배치되므로 래티스의 배치 방향에

Table 3 Positive and negative moments in column and middle strips

Specimens	$M_{col}^{+ (1)}$ kN-m	$M_{col}^{- (2)}$ kN-m	$M_{mid}^{+ (3)}$ kN-m	$M_{mid}^{- (4)}$ kN-m	$M_{col}^{(5)}$ kN-m (5)=(1)+(2)	$M_{col}^{(6)}$ $M_{col}^{(6)=(1)/(2)}$	M_{exp} M_{col}
RC-A	86.4	53.1	43.2	33.1	139.5	1.63	0.46
LR-A1	85.5	54.0	49.0	33.6	139.5	1.58	0.95
LR-A2	77.6	67.1	49.0	37.4	144.7	1.16	0.90
SR-A	86.4	53.1	43.2	33.1	139.5	1.63	0.71
SB-A	86.4	53.1	43.2	33.1	139.5	1.63	0.69
ST-A	86.4	53.1	43.2	33.1	139.5	1.63	0.47
RC-B	91.3	55.3	44.3	33.9	146.6	1.65	0.48
LR-B1	91.8	56.1	50.7	34.4	147.9	1.64	0.87
LR-B2	93.4	56.4	50.4	38.1	149.8	1.66	1.01
SR-B	91.3	55.3	44.3	33.9	146.6	1.65	0.53
SB-B	91.3	55.3	44.3	33.9	146.6	1.65	0.59
ST-B	91.3	55.3	44.3	33.9	146.6	1.65	0.64

- (1) Positive flexural strength of column strip
- (2) Negative flexural strength of column strip
- (3) Positive flexural strength of middle strip
- (4) Negative flexural strength of middle strip
- (5) Total flexural strength of column strip

대한 영향을 연구하기 위하여, 래티스 보강 실험체 중 LR-A1과 LR-B1은 래티스 철근이 종방향 (하중 방향의 직각 방향)으로 배치되었으며, LR-A2과 LR-B2에서는 래티스 철근이 횡방향 (하중 방향)으로 배치되었다 (Fig. 3). 2) 높은 강도의 콘크리트를 사용한 LR-B1과 LR-B2에서는 래티스 배근 폭의 영향을 연구하기 위하여 LR-A1과 LR-A2 (래티스가 배근된 슬래브 폭 = 770 mm)보다 넓은 슬래브 폭 (1,110 mm)에 래티스 철근을 배치하였다. 그러나 래티스의 배치와 관계없이 동일한 슬래브 휨강도를 갖도록 설계되었다. 3) 래티스 보강 실험체 LR-A1, LR-A2, LR-B1에서는 용접의 용이성을 위하여, 래티스 상하부 철근으로서 철근의 마디가 크지 않은 $\phi 10$ ($A_s = 78.54 \text{ mm}^2, f_y = 567 \text{ MPa}$)을 사용하였다. 반면에 래티스 실험체 LR-B2는 일반적인 이형철근의 용접 성능을 검토하기 위해 래티스 상하 철근으로서 일반적인 이형철근 D13과 D10 ($A_s = 71.33 \text{ mm}^2, f_y = 488 \text{ MPa}$)을 사용하였다. 4) 횡하중 재하시 기둥 양쪽의 주열대 슬래브 간의 휨모멘트의 재분배의 영향을 연구하기 위하여 LR-A2는 다른 실험체에 비하여 부모멘트 강도 (M_{col}^-)는 다소 작게, 정모멘트 강도 (M_{col}^+)는 다소 크게 설계하였다. 그러나 부모멘트와 정모멘트의 합은 다른 실험체와 동일하게 설계되었다 (Table 3).

Fig. 4는 각 전단 보강재의 상세를 나타내고 있다. 래티스 철근 (Fig. 4(a))은 상하부 주철근, 절곡된 경사 웹 철근으로 구성되어 있으며, 각 철근은 용접으로 연결되어 있다. 상하 휨철근의 배치는 Fig. 2(b)에 나타나 있다. 웹 철근으로는 $\phi 7$ ($A_s = 38.48 \text{ mm}^2, f_y = 542 \text{ MPa}$)의 원형철근을 사용하였다. 경사 웹 철근이 전단파괴면과

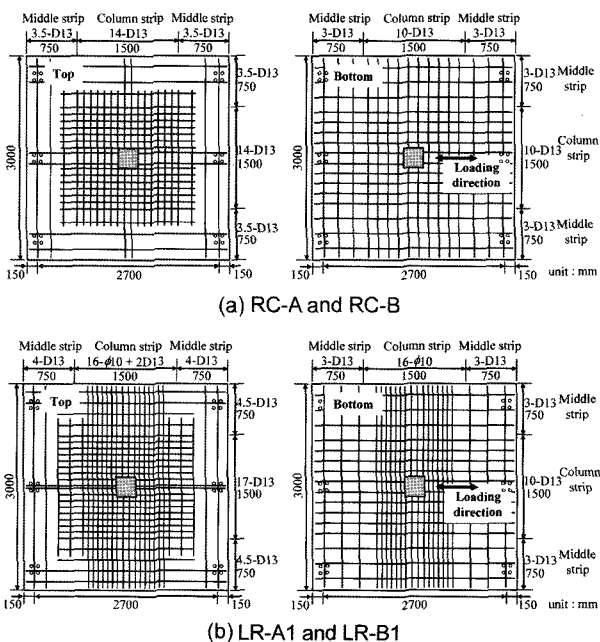


Fig. 2 Arrangement of flexural reinforcement

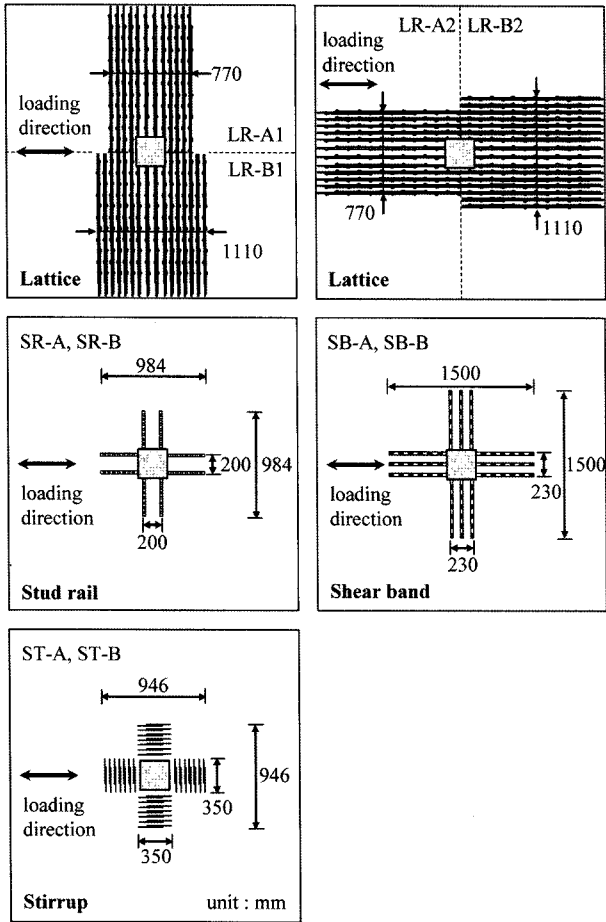


Fig. 3 Layout of shear reinforcement

만나는 위치와 기울기에 따라서 전단강도가 크게 달라질 수 있으므로 주철근 양쪽에 서로 교차하는 두개의 경사 웨브 철근 열을 사용하였다 (Fig. 4(a)).

스터드 레일의 상세는 Fig. 4(c)에 나타나 있다. 원형철근 $\phi 10$ ($A_s = 71.33 \text{ mm}^2$, $f_y = 500 \text{ MPa}$) 스텐드를 사용하였으며, 스텐드의 간격, 머리의 크기 등의 상세 설계는 ACI

421.1R-99²⁴⁾를 참고하였다. Fig. 3에 나타난 바와 같이 기둥 한 면에 두 줄씩 총 8개의 스텐드 레일을 기둥 주위에 배치하였다. 전단 밴드 (Fig. 4(b))로서 두께 3 mm, 너비 30 mm, 항복강도 $f_y = 321 \text{ MPa}$ 의 절곡된 띠 철판을 사용하였다. 전단밴드의 정착 효과를 높이기 위하여 절곡된 철판 내부에 상하 휨철근을 배치하였다. Fig. 3에 나타난 바와 같이 기둥 한 면에 세 줄씩 12개의 전단밴드를 설치하였다. 스텐트는 $\phi 6$ ($A_s = 28.26 \text{ mm}^2$, $f_y = 626 \text{ MPa}$) 원형철근을 사용하여 제작하였다. Fig. 4(d)에 나타난 바와 같이 제작한 폐쇄형 철선 2개를 한 조로 기둥 한 면당 7줄씩 총 28조의 스텐트를 설치하였다 (Fig. 3).

일반적으로 플랫 플레이트를 횡 하중에 대하여 설계할 때, 필요한 철근을 슬래브의 유효폭인 주열대에 집중 배치한다. 본 연구에서는 슬래브의 최대 휨강도 M_{col} 에 의하여 발생하는 불균형모멘트를 지지하기 위한 전단 보강의 성능을 연구하고자 하였다. 따라서, 슬래브 주열대의 최대 휨강도가 발현되는데 필요한 불균형모멘트를 전단 보강된 슬래브-기둥 접합부가 지지하도록 설계하였다 ($M_{col} \leq M_n$). 슬래브의 휨강도 M_{col} 는 Table 3에, 전단 보강된 슬래브-기둥 접합부의 불균형모멘트강도 M_n 은 Table 4에 나타내었다. 모든 실험체의 슬래브 휨강도가 동일하므로 접합부는 근사적으로 동일한 뚫림전단강도를 갖도록 설계되었다 (v_s in Table 2). KCI 2003⁶⁾에 따라서, 스텐드 레일, 전단 밴드, 스텐트 전단 보강재의 뚫림전단강도 v_s 는 파괴면의 각도 $\theta = 45^\circ$ 를 가정하여 다음과 같이 계산된다.

$$v_s = \frac{1}{b_0 d} \sum_i^n A_v f_{yv} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \left(\frac{d}{s} \right) \quad (1)$$

여기서 A_v = 전단 보강재의 단면적, f_{yv} = 전단 보강재의 항복강도, n = 전단 보강재 열의 개수, α = 웨브재의 경사각 ($= 90^\circ$), b_0 = 위험 단면의 길이 ($= 2c_1 + 2c_2 + 4d$), s = 전단

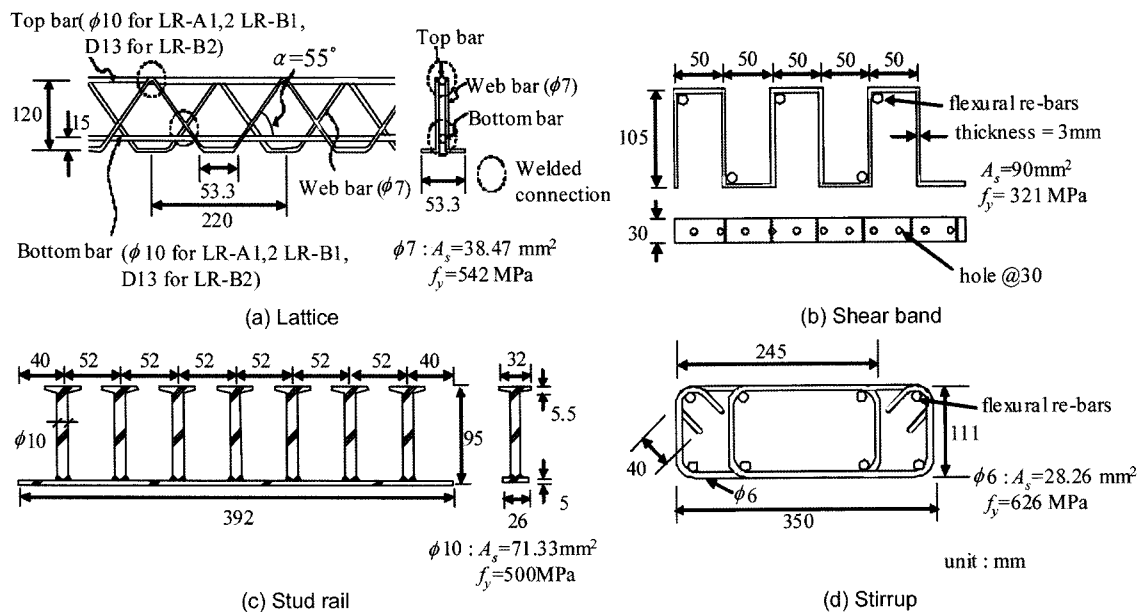


Fig. 4 Details of shear reinforcement

보강재의 간격, 예측된 v_s 값은 Table 2에 나타나 있다.

래티스의 경우에는 경사 웨브재의 각도, 래티스의 방향과 배치를 고려하여 다음과 같이 뚫림전단강도를 계산하였다. 기둥 주위 슬래브의 파괴면의 각도를 $\theta = 45^\circ$ 로 가정하면, 기둥 주위에 4개의 파괴면이 형성된다. Fig. 5는 이 파괴면을 나타내고 있다. 래티스 보강 실험체의 직접 뚫림전단강도 V_s 는 래티스에 직각 방향으로 형성되는 파괴면 (section B-B)에 대한 전단강도 V_{sp} 와 래티스와 평행한 파괴면 (section A-A)에 대한 전단강도 V_{sl} 의 합으로 계산된다. 즉, $V_s = V_{sp} + V_{sl}$ 이다.

Fig. 5의 래티스에 직각 방향 파괴면 (section B-B)에서, 45° 의 경사 파괴면과 예각으로 만나는 웨브 철근의 기여도를 무시하면, 래티스 한 열의 전단 기여도는 $A_v f_{yv} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha (d_l / s_l)$ 로 계산할 수 있으며, 이 직각 방향 파괴면을 관통하는 열의 개수는 $(c_1 + d_p) / s_p$ 이다. 따라서, 기둥 양쪽의 직각 방향 파괴면의 전단강도 V_{sp} 는 다음과 같이 정의된다.

$$V_{sp} = 2A_v f_{yv} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha (d_l / s_l) (c_1 + d_p / s_p) \quad (2)$$

여기서 A_v = 웨브 철근의 단면적, f_{yv} = 웨브 철근의 항복강도, α = 웨브 철근의 경사각, c_1 = 직각 방향 파괴면과 평행한 기둥 단면 모서리의 길이, d_p = 래티스의 직각 방향으로 배치한 휨철근의 유효 깊이, d_l = 래티스 방향으로의 배치한 휨철근의 유효 깊이, s_p = 래티스 열 사이의 간격, s_l = 한 래티스 열에서 웨브 철근의 간격이다.

한편, 래티스 방향의 파괴면 (section A-A in Fig. 5)에서는 래티스 한 열에 대한 웨브 철근의 전단 기여도는 $A_v f_{yv} \sin \alpha (d_p / s_p)$ 이며, 래티스 방향 파괴면을 관통하는 래티스 열의 개수는 $(c_2 + d_l) / s_l$ 이다. 한 개의 래티스 열에는 2 열의 웨브 철근이 있으며, 기둥 양쪽에 두개의 파괴면이 위치하므로, 래티스 방향 파괴면에 대한 전단강도 V_{sl} 는 다음과 같이 정의된다.

$$V_{sl} = 4A_v f_{yv} \sin \alpha \left(\frac{d_p}{s_p} \right) \left(\frac{c_2 + d_l}{s_l} \right) \quad (3)$$

여기서, c_2 = 래티스 방향 파괴면과 평행한 기둥 단면 모서리의 길이이다. 래티스 전단 보강에 의한 허용 최대 전단강도는 다음과 같이 정의된다.

$$v_s = \frac{1}{b_0 d} (V_{sp} + V_{sl}) \quad (4)$$

식 (1)과 (4)에 의해 계산된 각 보강 실험체의 전단 보강 뚫림전단강도 v_s 는 Table 2에 나타나 있다.

Group A의 실험체 ($f_{ck} = 22.5$ MPa)에 대하여 전단 보강 뚫림전단강도에 대한 콘크리트 뚫림강도의 비율 v_s / v_{c1} 의 범위는 1.63~1.75로 실험체 간에 큰 차이가 없도록 설계하였다. 고강도 콘크리트를 사용한 Group B 실험체 ($f_{ck} = 38.7$ MPa)에 대해서는 v_s / v_{c1} 의 범위는 1.27~1.37이다. Table 1에 수록된 기존 전단 보강 실험체에서 v_s / v_{c1}

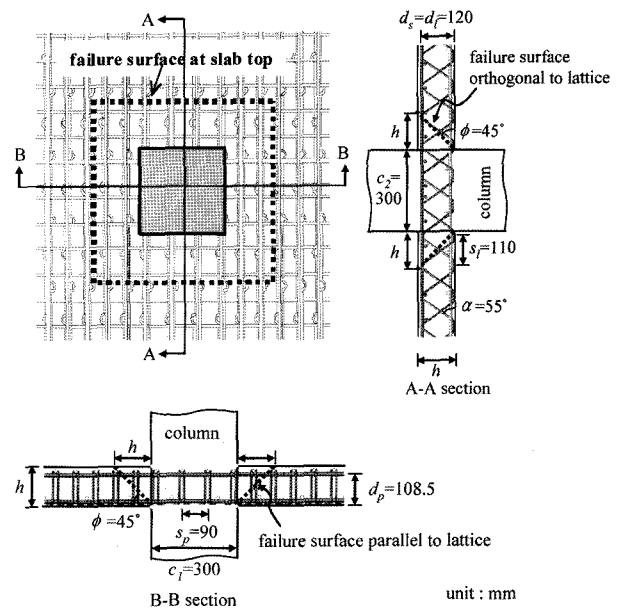


Fig. 5 Failure surface of lattice-reinforced connection

의 범위는 0.58~1.98이었다. Tables 1과 2에 나타난 v_{c1} ($= \sqrt{f_{ck}} / 3$, f_{ck} in MPa)는 전단보강이 없는 것을 가정하여 계산한 뚫림전단강도이다. 그러나 전단 보강 실험체의 불균형모멘트강도 M_n 계산을 위한 접합부의 전단강도 v_n ($= v_{n2} + v_s$)의 계산에서는 v_{c2} ($= \sqrt{f_{ck}} / 6$, f_{ck} in MPa)가 사용된다.

중력 하중에 의한 뚫림전단 하중은 기둥 하부의 유압력에 의해 상부 방향으로 가력되었으며 (Fig. 1), KCI 2003⁶⁾에 의해 예측된 접합부 뚫림전단강도 V_{c1} ($= v_{c1} b_0 d$)의 40%를 가하였다. LR-B2 실험체는 실험 초반부 (drift ratio = 1.5%까지) 중력 하중이 $v_u / v_{c1} = 0.51$ 로 초과 재하되었으며, 이후 $v_u / v_{c1} = 0.40$ 으로 수직하중을 하향 조정하였다. 횡 하중은 하중 작용점의 변위량에 따른 변위 제어 방식으로 가력하였다. 각 변위 단계마다 3 cycle씩 가력하였고 최대 강도 발현 후에는 각 변위 단계마다 1cycle씩 가력하였으며, 하중 재하 능력이 최대값의 약 50%로 감소될 때까지 실험을 실시하였다.

3. 실험 결과

3.1 균열 및 파괴 모드

Fig. 6은 실험체 중 전단 무보강 실험체 RC-B, 래티스 실험체 LR-B1, LR-B2, 스테드 레일 실험체 SR-B의 슬래브 상부 표면의 균열 양상을 나타내고 있다. 무보강 실험체인 RC-A와 RC-B는 실험 초기에 슬래브 상부에 가력 방향에 직각으로 직선형의 휨균열이 발생하였고, 그 후 기둥 주위에 d 만큼 떨어진 곳에 균열이 집중되어 발생하였다 (Fig. 6(a)). 접합부의 파괴시에는 슬래브 상부의 기둥면에서 $2d-3d$ 만큼 떨어진 곳에 넓게 파괴면이 형성되면서 취성적인 전단 파괴가 일어나며 하중이 감소하였다. 래티스 보강 실험체 (LR-B1)의 경우 실험 초기에는 무

보강 기준 실험체와 비슷한 양상으로 균열이 발생하였으나 균열의 갯수와 분포 범위는 적었으며, 무보강 실험체와 달리 하중 재하 능력이 감소하는 경우에도 기둥을 둘러 형성되는 뚜렷한 파괴면은 발생하지 않았다 (Fig. 6(b)). 슬래브 하부는 기둥 주위 콘크리트가 압축 파괴 하면서 하부철근이 노출되었다. LR-B2의 경우 중력 하중이 초과 재하되어 ($\nu_u/\nu_{c1}=0.51$), 중력 하중 하에서의 균열이 과도하게 발생하였다 (Fig. 6(c)). Drift ratio 1.2%~1.8% 범위에서 기둥 주위에 균열이 크게 확장되었으며, 파괴시에는 LR-B1와 마찬가지로 뚜렷한 파괴면은 발생하지 않았다. 스티드 레일 보강 실험체인 SR-B는 기둥 주위에 잔 균열이 많이 발생하였고, 기둥 주위 슬래브 콘크리트의 손상이 두드러졌다 (Fig. 6(d)). 파괴시 기둥면에서 3d-4d 만큼 떨어진 곳에 파괴면이 형성되면서 하중이 감소하였다. 실험 결과를 보면 수직하중 ($\nu_u/\nu_{c1}=0.40$)에 의해서 많은 휨 균열이 발생한 것으로 나타났다. 이는 힌지 지지 조건을 사용하는 실험체에 유압잭으로 전단력을 재하하는 경우에는 실제 연속 슬래브에 재하되는 분포 하중에 비하며 기둥 접합부에 과도한 휨모멘트가 발생하기 때문이다^{25,26}. 이러한 휨모멘트에 의한 과도한 균열 발생은 접합부의 전단강도를 감소시킬 수 있다.

3.2 강도-변위 관계 및 에너지소산 능력

Figs. 7과 8은 각각 Group A ($f_{ck}=22.5$ MPa)와 Group B ($f_{ck}=38.7$ MPa) 실험체들의 불균형모멘트 강도와 기둥 변

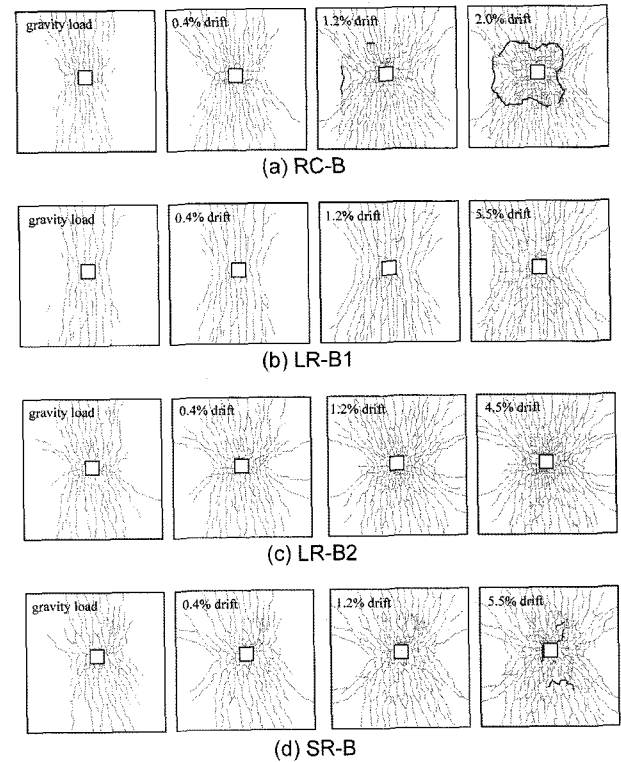


Fig. 6 Crack patterns on slab top surface

형각의 관계를 나타내고 있다. 최대 변형각은 최대 강도 발현 이후 최대 강도의 80%까지 강도가 떨어졌을 때의 변형각으로 정의하였다. Table 4는 최대 불균형모멘트 재하 능력 (M_{exp})과 최대 변형각 (δ_{exp})을 나타내고 있다. 대

Table 4 Comparison of test results and predictions

Specimens	$\frac{\nu_u}{\nu_{c1}}$	Test results		Predicted strengths		Comparisons of results		
		$M_{exp}^{(1)}$ (kN·m)	$\delta_{exp}^{(2)}$ (%)	$M_c^{(3)}$ (kN·m)	$M_n^{(4)}$ (kN·m)	$\frac{M_{exp}}{M_{exp}(\nu_s=0)}^{(5)}$ (5)=(1)/(8) or (5)=(1)/(10)(6)	$\frac{M_{exp}}{M_n}^{(6)}$ (6)=(1)/(4)	$\frac{\delta_{exp}}{\delta_{exp}(\nu_s=0)}^{(7)}$ (7)=(2)/(9) or (7)=(2)/(11)
RC-A	0.40	64.5 ⁽⁸⁾	1.5 ⁽⁹⁾	68.1	68.1	1.00	0.95	1.00
LR-A1	0.40	132.2	7.0	58.1	106.4	2.05	1.24	4.67
LR-A2	0.40	130.4	4.9	68.1	124.8	2.02	1.04	3.27
SR-A	0.40	98.9	4.0	68.1	124.8	1.53	0.79	2.67
SB-A	0.40	96.7	5.1	68.1	124.8	1.49	0.77	3.10
ST-A	0.48	66.1	3.0	59.0	115.7	1.02	0.57	2.00
RC-B	0.40	70.5 ⁽¹⁰⁾	1.6 ⁽¹¹⁾	89.3	89.3	1.00	0.79	1.00
LR-B1	0.40	129.1	4.7	76.1	139.6	1.83	0.93	2.94
LR-B2	0.51→0.40	152.0	3.6	89.3	163.6	2.16	0.93	2.25
SR-B	0.40	77.1	5.1	89.3	163.6	1.09	0.47	3.19
SB-B	0.40	86.8	6.5	89.3	163.6	1.23	0.53	4.06
ST-B	0.40	93.8	3.2	89.3	163.6	1.33	0.57	2.00

⁽¹⁾ Minimum value of the two maximum unbalanced moments for the positive and negative loadings

⁽²⁾ Maximum drift ratio

⁽³⁾ Unbalanced moment capacity of connections without shear reinforcement, predicted by KCI 2003

⁽⁴⁾ Unbalanced moment capacity of connections, predicted by KCI 2003⁽⁵⁾

⁽⁵⁾ Ratio of strength of shear-reinforced specimen to that of shear-unreinforced specimen RC-A(Group A) or RC-B(Group B)

⁽⁶⁾ Ratio of test result to shear strength predicted by KCI 2003⁽⁶⁾

⁽⁷⁾ Ratio of maximum drift ratio of shear-reinforced specimen to that of shear-unreinforced specimen RC-A(Group A) or RC-B(Group B)

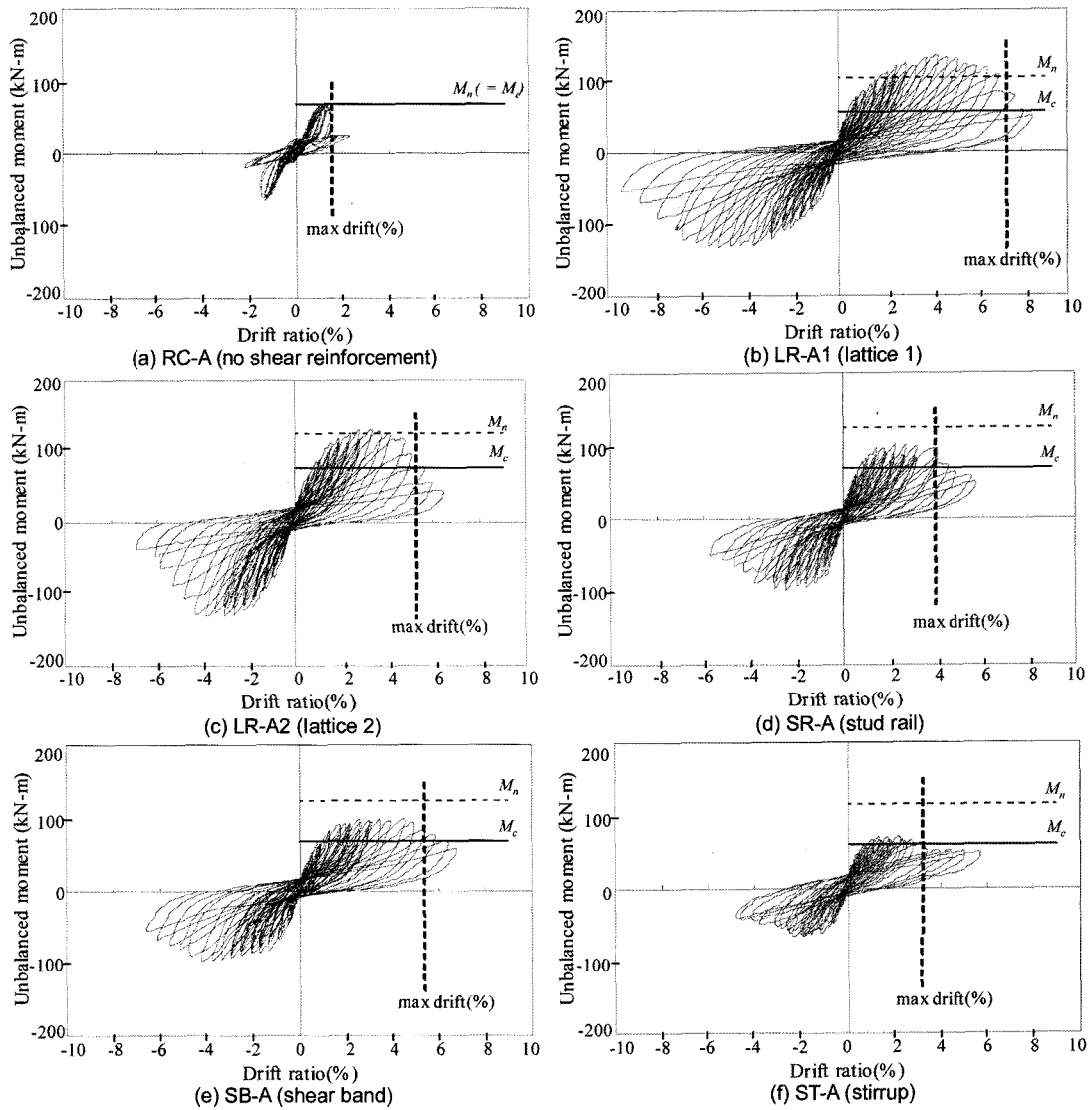


Fig. 7 Unbalanced moment versus lateral drift ratio of specimens-group A ($f_{ck} = 22.5$ MPa)

부분의 실험 결과에서 정방향으로 가력했을 때 받은 손상으로 인해 부방향의 성능이 작았으며, 실험 결과는 양방향 하중에 대한 결과 중 작은 값으로 정의하였다. 접합부의 변형각은 기둥 상하부의 변형으로부터 계산하였다. 기둥의 변형은 거의 일어나지 않았으므로 접합부의 변형각은 기둥 변형각과 동일한 것으로 가정하였다.

Fig. 7에 나타난 $f_{ck} = 22.5$ MPa의 콘크리트를 사용한 Group A의 실험 결과에서, 전단 보강을 하지 않은 RC-A 실험체의 강도는 KCI 2003⁹⁾의 예측값 M_c 와 비슷하였으며, 최대 변형각은 1.5%였다. 래티스를 하중과 직각 방향으로 배치한 LR-A1은 최대 변형각이 7.0%로서 가장 우수한 변형 능력을 보였으며 이 변형 능력은 무보강 실험체 RC-A의 4.67배 ($\delta_{exp}/\delta_{exp}(v_s=0)$ in Table 4)에 해당하는 값이다. 불균형모멘트 강도는 무보강 실험체의 2.05배 ($M_{exp}/M_{exp}(v_s=0)$ in Table 4)로 증진되었다. 하중 방향으로 래티스를 배치한 LR-A2는 무보강 실험체의 3.27배에 달하는 4.9%의 변형각을 발휘하였다. 휨강도는 LR-A1과 거의 동일하였다. 스티드 레일과 전단 밴드는 각각 4.0%, 5.1%의 변형 능력을 보였고, 무보강 실험체에 대한 강도

증진은 1.53, 1.49배였다. 스티럽 보강 실험체는 다른 실험체에 보다 큰 증력 하중 ($v_u/v_{c1} = 0.48$)이 재하되어 직접 비교가 어려우나, 최대 변형각은 3.0%, 무보강 실험체에 대한 강도 증진은 1.02배로서 보강 효과가 가장 작았다.

Fig. 8에 나타난 고강도 콘크리트 $f_{ck} = 38.7$ MPa를 사용한 Group B의 실험 결과, 래티스를 하중의 직각 방향으로 배치한 LR-B1은 무보강 실험체 RC-B에 비하여 1.83배의 강도 증진을 보였으며, 4.7%의 변형 능력이 발휘되었다. 래티스를 하중 방향으로 배치한 LR-B2는 휨강도가 다른 실험체보다 훨씬 크게 나타났다. 무보강 실험체의 2.16배의 강도 증진 효과를 보였으며, 변형 능력은 2.25배가 증가하였다. 변형 능력이 LR-B1보다 다소 저하 되었으나, 이는 실험 초기 재하된 과도한 수직하중 ($v_u/v_{c1} = 0.51$)의 영향인 것으로 판단된다. 스티드 레일과 전단 밴드 보강 실험체의 최대 변형각은 5.1%, 6.5%로 우수했으나, 무보강 실험체에 비하여 강도 증진은 1.09, 1.23배로서, 래티스 보강에 비해 강도 증진 효과가 매우 작았다. 스티럽 보강 실험체는 무보강 실험체 RC-B에 비하여 1.33배의 강도 증진과 2.0배의 변형 능력 증

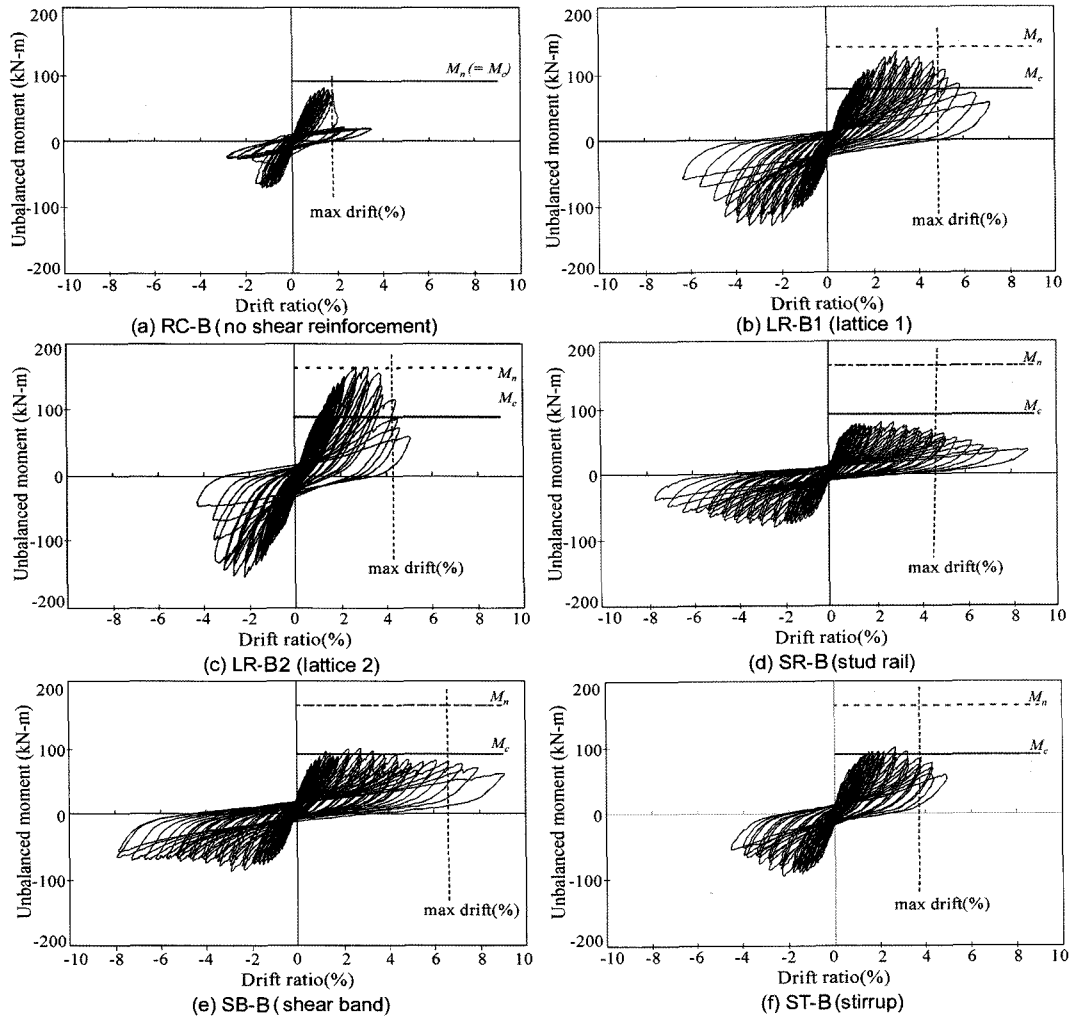


Fig. 8 Unbalanced moment versus lateral drift ratio of specimens-Group B ($f_{ck} = 38.7 \text{ MPa}$)

가 효과를 보여, 변형 능력면에서 가장 효과가 작았다.

Fig. 9은 보강 방법에 따른 에너지소산 능력을 나타내었다. 래티스 보강 실험체가 가장 우수한 에너지소산 능력을 나타내었으며, 다른 보강 실험체의 에너지소산 능력에 비하여 40~50% 향상된 에너지소산 능력을 나타냈다.

4. 래티스의 성능 및 상세의 영향

KCI 2003⁶⁾에서는 전단 무보강 실험체의 불균형모멘트 강도 M_c 와 전단 보강 실험체의 강도 M_n 을 다음과 같이 정의한다.

$$M_c = (v_{c1} - v_u / b_0 d) J / \gamma_v c \quad (5)$$

$$M_n = (v_{c2} + v_s - V_u / b_0 d) J / \gamma_v c \quad (6)$$

여기서 $v_n \leq \sqrt{f_{ck}} / 2$ ($v_n = v_{c2} + v_s$), V_u = 접합부에 재하된 수직하중, $\gamma_v = 1 - (1 + 2/3 \sqrt{b_1/b_2})^{-1}$ = 편심전단으로 전달되는 불균형모멘트의 비율, $J = b_1 d^3 / 12 + b_1^3 d / 12 + 2b_2 d (b_1/d)^2$, $b_1 = c_1 + d$, $b_2 = c_2 + d$, $c = (c_1 + d) / 2$ 이다.

Figs. 7과 8에서 보면, 대체적으로 래티스 보강된 실험체는 현행 KCI 2003 기준⁶⁾에 의하여 예측된 강도 M_n 에 근접하는 성능을 나타냈다. 반면에 스티럽, 스티드 레일, 전단 밴드 보강 실험체는 기준의 예측 강도 M_n 에 크게

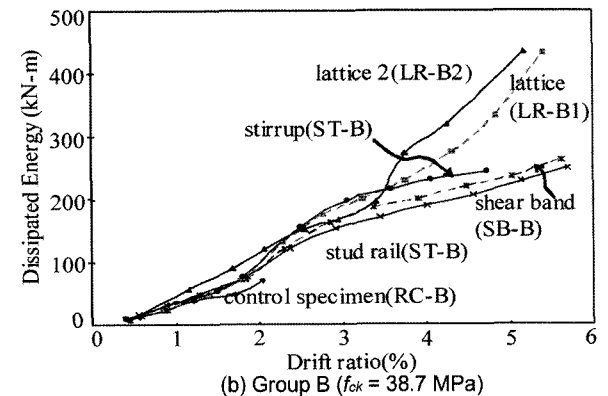
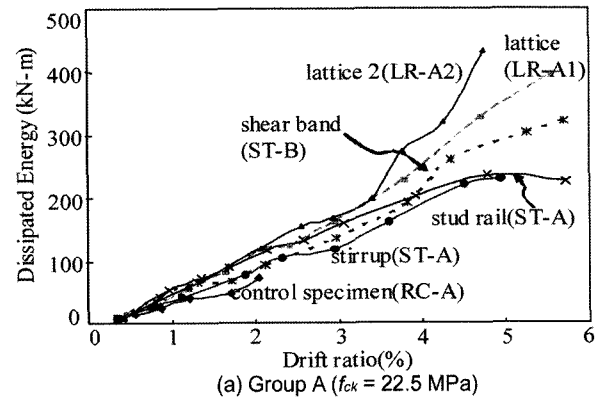


Fig. 9 Dissipated energy versus lateral drift ratio

못미치는 결과를 나타냈으며, 특히 강도가 높은 Group B의 실험체에서는 기존 보강 방법에 대한 실험체의 강도가 무보강 실험체의 강도에도 못미치는 강도를 나타냈다.

Fig. 10과 Table 4에서 보강 실험체의 강도 M_{exp} 와 예측 강도 M_n 의 비율 M_{exp}/M_n 을 비교하였다. Group A의 경우 무보강 실험체 RC-A의 강도는 예측 강도에 근접하였고, 래티스 보강 실험체인 LR-A1과 LR-A2는 각각 기준 예측 강도의 1.24, 1.04배였다. 반면, 스테드 레일, 전단 밴드와 스테럽 보강 실험체의 강도는 예측 강도 M_n 의 0.79, 0.77, 0.57이었다. 고강도 콘크리트를 사용한 Group B의 경우 래티스 보강 실험체 LR-B1과 LR-B2의 강도비가 0.93으로 기준 예측값과 근접하였으며, 다른 보강 실험체는 기준 예측 강도의 0.47~0.57에 불과하였다. 무보강 실험체의 결과도 KCI 2003⁶⁾ 예측 강도 M_c 에 미치지 못하였다.

Fig. 11에서는 Table 1의 기존 연구와 Table 4의 본 연구에서의 수직하중비 (v_u/v_c)에 따른 전단 보강 실험체의 강도 증진을 나타내었다. 수직하중비에 관계없이 전단 보강 실험체는 0.95~1.53배의 강도 증진을 보였으며, 래티스 보강 실험체는 1.83~2.16배의 강도 증진을 보여서, 래티스보강 실험체의 강도 증진이 월등하게 나타났다. Figs. 10과 11에 나타난 결과는 다른 보강 방법에 비하여 래티스 보강이 매우 효율적임을 나타낸다. 래티스 철근은 상하부 모멘트 철근과 전단철근 역할을 하는 경사제인 웨브 철근이 트러스 형태로 용접되어 있어서 집합부 콘크리트의 심한 손상 후에도 트러스 작용으로 하중 전달이 가능하며, 휨철근과 전단철근의 용접으로 인하여 콘크리트의 압축 파괴 이후에도 전단철근의 우수한 정착을 유지할 수 있다. 이러한 이유로 인하여 래티스 보강이 다른 보강 방법에 비하여 강도 및 연성 능력면에서 우수한 결과를 나타냈다. 스테드 레일의 경우 집합부 콘크리트의 국부적인 압축 파괴가 발생한 이후에는 스테드 머리의 정착이 약화되어 불균형모멘트 강도가 더 이상 증가하지 못한 것으로 판단된다. 스테드 레일과 마찬가지로 전단 밴드는 강도 증진 효과가 크지는 않았으나 연성 능력은 우수하였다. 이는 절곡된 연속 보강판으로 인하여 콘크리트의 횡구속 작용이 발휘되었기 때문인 것으로 판단된다.

언급한 바와 같이 실험체의 집합부는 슬래브의 유효폭인 주열대의 휨강도가 발휘되는데 필요한 불균형모멘트를 전달하도록 설계되었다. 따라서 실험 결과에 근거하여 각 전단 보강 방법이 주열대의 휨모멘트 강도가 발휘될 정도의 충분히 불균형모멘트를 저항할 수 있는지를 검토하였다. Table 3에는 주열대 상부철근에 의한 휨강도 M_{col}^+ 와 하부철근에 의한 휨강도 M_{col}^- 의 비율이 나타나있다. LR-A2를 제외한 실험체들은 휨강도의 비율 (M_{col}^+/M_{col}^-)이 1.58~1.66의 범위로 휨철근이 배근되었다. 앞서 언급한 바와 같이 LR-A2는 휨모멘트의 재분배의 영향을 고려하기 위하여 휨강도의 비율 (M_{col}^+/M_{col}^-)이 1.16으로 설계되었다. Table 4는 실험에 의하여 측정된 집합부 불균

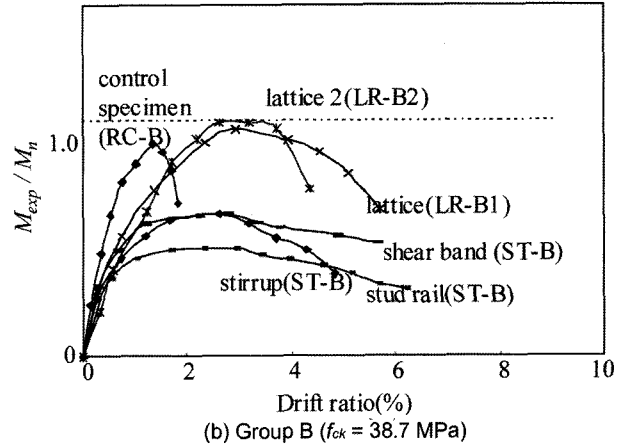
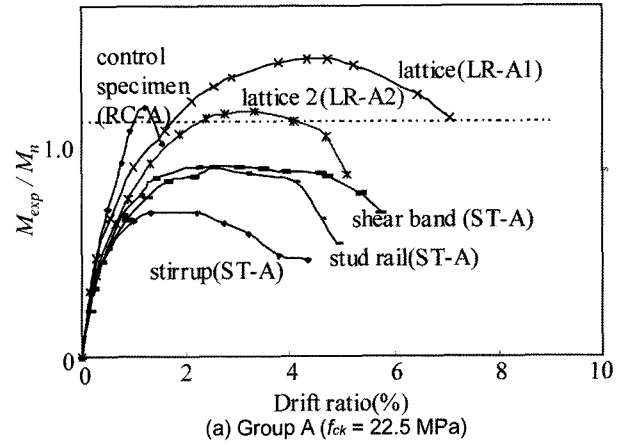


Fig. 10 Envelope curves of test results

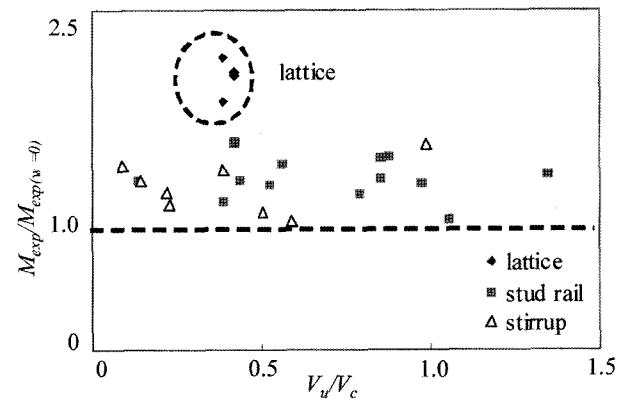


Fig. 11 Unbalanced moment versus applied direct punching shear ratio

형모멘트 강도와 주열대 휨모멘트 강도의 비율 M_{exp}/M_{col} 을 보여주고 있다. 표에 나타난 바와 같이 래티스 보강에 대한 M_{exp}/M_{col} 값은 휨강도의 비율 (M_{col}^+/M_{col}^-)에 관계없이 대체적으로 1.0에 근접하여, 래티스 보강이 슬래브 주열대의 휨모멘트 강도가 발휘될 정도의 불균형모멘트 강도를 발휘할 수 있는 것으로 나타났다. 상하철근으로 D13과 D10을 사용한 LR-B2 실험체의 M_{exp}/M_{col} 값도 1.01로 일반적인 이형철근의 용접 성능도 우수한 것으로 나타났다. 반면에 다른 보강 방법들은 래티스 보강과 동일한 전단강도 (v_s)를 갖도록 설계되었음에도 충분한 불균형휨모멘트를 발휘하지 못하였다.

앞서 언급한 바와 같이 본 연구에서는 래티스 보강 강

도에 대한 다양한 상세의 영향을 고려하기 위하여 몇 가지 변수를 고려하였다.

- 1) 횡하중 방향에 대한 래티스의 방향성
- 2) 래티스가 배치된 슬래브 폭
- 3) 원형철근 $\phi 10$ 과 이형철근 D10, D13의 용접 성능
- 4) M_{col}^+ 과 M_{col}^- 휨강도 비율

위의 변수 중 1) 래티스의 방향을 제외한 나머지는 영향은 크지 않은 것으로 평가되었다. 횡 하중 방향으로 래티스가 배치된 접합부는 래티스가 횡 하중의 직각 방향으로 배치된 접합부보다 연성 능력이 다소 떨어지는 것으로 평가되었다. 그러나 LR-B2의 경우에는 수직하중이 초과재하되어 ($v_u/v_{ci}=0.51$) 변형 능력이 저하되었다.

일반적인 예측과는 달리 래티스의 방향이 하중 방향으로 배치된 접합부보다 하중의 직각 방향으로 배치된 접합부의 연성 능력이 좋은 것으로 나타났다. 이는 횡하중의 직각 방향으로 래티스의 휨강성이 작용하는 것이 접합부의 일체성을 유지하는데 중요하다는 사실을 가리킨다. 횡하중에 의하여 슬래브-기둥 접합부에 심한 휨균열이 발생하면, 불균형모멘트에 저항하는 슬래브의 유효폭이 감소하여, 접합부에 휨 손상이 집중된다. 이때, 래티스의 휨강성이 하중 직각 방향으로 작용하면, 보다 큰 폭의 유효슬래브가 동일한 변형각을 가질 수 있으므로, 불균형모멘트에 대한 저항력이 커지고, 큰 변형각에서 접합부의 일체성을 유지시킬 수 있다. 이러한 결과는 직접적인 전단 균열에 대한 전단 보강 뿐만 아니라, 슬래브의 휨강성 향상에 의한 파괴면의 확대 또는 슬래브 유효폭의 확대가 접합부의 전단 성능을 향상시킬 수 있다는 것을 가리킨다.

5. 결 론

접합부의 직접 뚫림전단 보강에 대한 이전의 실험 연구^{22,23)}에서, 기존 보강 방법보다 강도 증진 효과와 연성도가 우수한 것으로 평가된 새로운 전단 보강 방법인 래티스 보강법에 대한 내진 성능을 연구하였다. 래티스 보강 방법에 대한 성능을 평가하기 위한 실험 연구를 실시하였으며, 비교를 위하여 전단 무보강 실험체, 스티드 레일, 전단밴드, 스티럽 보강 실험체에 대한 실험을 실시하였다. 주요 변수는 전단 보강 방법, 콘크리트 강도이다.

실험 결과 래티스 보강 실험체는 무보강 실험체의 강도에 비하여 1.83~2.16배의 강도 증진을 보였으며, 연성도는 2.94~4.67배 향상되었다. 반면, 다른 보강 방법은 래티스 보강에 비하여 강도 증진면에서 현저히 떨어지는 성능을 나타내었다. 실험 연구 결과 나타난 주요한 결론은 다음과 같다.

- 1) 래티스 보강은 전단 무보강 실험체에 대하여 최대 2.16배의 보강 효과가 있었는데, 이러한 강도 증진 효과는 스티드 레일, 스티럽, 전단 밴드 보강에 대한 본 연구와 이전 연구에서는 달성할 수 없었던

강도 증진 효과로서 래티스 보강이 매우 효율적인 보강 방법임을 가리킨다.

- 2) 스티드 레일, 전단 밴드, 스티럽 보강 방법은 접합부 강도를 크게 증가시키지 못하였으며, 특히 고강도 콘크리트에 대한 KCI 2003⁶⁾ 예측 강도에 크게 미치지 못하였다. 특히 고강도 콘크리트에 대하여 전단무보강 실험체 강도보다도 작은 강도로 나타났다. 반면 이 방법들에 의하여 전단 보강된 접합부의 변형 능력은 향상되었다.
- 3) 래티스 보강은 래티스의 설치 방향과 관계없이 거의 동일한 강도 증진 효과가 있었다. 횡하중과 동일한 방향으로 배치된 래티스를 설치한 접합부는 횡 하중과 직각 방향으로 래티스를 배치한 접합부에 비하여 변형 능력이 다소 떨어지는 거동을 나타내었다.
- 4) 기준에 의해 적절히 설계된 래티스 보강은 주열대 휨 항복 모멘트 강도가 발휘할 정도의 불균형모멘트를 전달할 수 있었다. 이 결과는 래티스 보강은 슬래브의 휨강도에 기반한 접합부의 성능 기반 설계를 위한 접합부 보강 방법으로 사용할 수 있음을 나타낸다.

감사의 글

본 연구는 포스코건설, MIDASIT, 건설교통부(C104A 1020001-04A0202-00000)의 재정적 지원에 의해 수행되었으며, 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI-ASCE Committee Report, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures", *ACI Structural Journal*, Nov. Dec., 1988, pp.675~696.
2. A. J. Durrani, Y. Du, and Y. H. Luo, "Seismic Resistance of Nonductile Slab-Column Connections in Existing Flat-Slab Building", *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.4, 1995, pp.479~487.
3. Moehle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.1, 1988, pp.89~98.
4. Moehle, J. P., Kreger, M. E., and Leon, R., "Background to Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, 1988, pp.636~644.
5. Rosenblueth, E. and Meli, R., "The 1985 Earthquake : Causes and Effects in Mexico City", *Concrete International*, Vol.8, No.5, 1986, pp.23~34.
6. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준", 한국콘크리트학회, 2003, pp.452~455.
7. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-05) and Commentary(ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, USA, 2004, pp.156~160.
8. S. Unnikrishna Pillai, Wayne Kirk, and Leonard Scavuzzo,

- “Shear Reinforcement at Slab-Column Connections in a Reinforced Concrete Flat Plate”, *ACI Structural Journal*, Vol.79, No.1, 1982, pp.36~42.
9. Carl Erik Broms, “Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode”, *ACI Structural Journal*, Vol.79, No.4, 2000, pp.94~101.
 10. Tetsuya Yamada, Antonio Nanni, and Katsushiko Endo, “Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio”, *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.4, 1992, pp.555~564.
 11. Shafiqul Islam and Robert Park, “Test on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.102, No.3, 1976, pp.549~568.
 12. Ian N. Robertson, Tadashi Kawai, James Lee, and Brian Enomoto, “Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, 2002, pp.605~613.
 13. Amin Ghali and Neil Hammill, “Effectiveness of Shear Reinforcement in Slabs”, *Concrete International*, 1992, January, pp.60~65.
 14. John D.Mortin and Amin Ghali, “Connection of Flat Plates to Edge Column”, *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.2, 1991, pp.191~198.
 15. E.F.El-Salakawy, M.A.Polak, and M.H.Soliman, “Slab-Column Edge Connections Subjected to High Moments”, *Canadian Journal for Civil Engineering*, Vol.25, 1998, pp.526~538.
 16. Sami Megally and Amin Ghali, “Seismic Behavior of Edge Column-Slab Connections with Stud Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, 2000, pp.53~59.
 17. Adel A. Elgabry and Amin Ghali, “Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer”, *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.5, 1987, pp.433~442.
 18. Fee Kiong Lim and B. Vijaya Rangan, “Studies on Concrete Slabs with Stud Shear Reinforcement in Voconity of Edge and Corner Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, 1995, pp.515~525.
 19. Neil Hammill and Amin Ghali, “Punching Shear Resistance of Corner Slab-Column Connections”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.6, 1994, pp.697~707.
 20. K. Pilakoutas and X. Li, “Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs”, *Journal of Structural Engineering*, Vol.129, No.9, 2003, pp.1164~1172.
 21. H. Park and K. Choi, “Improved Strength Model for Interior Flat Plate-Column Connections Subject to Unbalanced Moment”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.132, No.5, 2006, pp.694~704.
 22. 안경수, 래티스 철근을 이용한 무량판-기둥 접합부의 전단보강, 석사학위논문, 서울대학교, 2004, pp.2~3, 60.
 23. 박홍근, 안경수, “래티스 철근을 이용한 무량판-기둥 접합부의 전단보강”, 콘크리트학회 논문집, 17권, 2호, 2005, pp.191~200.
 24. ACI-ASCE Committee 421, “Shear Reinforcement for Slabs(ACI 421.1R-99)”, ACI, pp.10~11.
 25. 박홍근, 최경규, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 접합부의 강도산정모델”, 콘크리트학회 논문집, 14권, 6호, 2002, pp.961~979.

요 약 무량판 구조의 슬래브-기둥 접합부는 뚫림전단과괴에 취약하여 구조 성능을 향상시킬 필요가 있다. 본 연구에서는 새로운 슬래브-기둥 접합부 전단 보강 방법인 래티스 보강의 강도와 변형 능력을 평가하기 위한 실험 연구를 실시하였다. 주기 횡 하중을 받는 4개의 래티스 보강 접합부에 대한 실험을 실시하였으며, 비교를 위하여 전단 무보강 시험체, 스테드 레일, 전단 밴드, 스테럽 등 다양한 기존의 전단 보강 방법으로 보강된 실험체에 대하여 실험을 실시하였다. 실험 결과, 래티스 보강은 강도와 변형 능력면에서 모두 우수한 성능을 나타내었으며, 현행 기준의 예측 강도를 현저히 상회하는 강도를 나타내어 전단 보강에 매우 효율적인 보강 방법으로 평가되었다. 반면에 스테럽, 스테드 레일과 전단 밴드 실험체는 전단 무보강 실험체에 비하여 강도 증진 효과가 크지 않거나, 그 강도에 미치지 못하는 강도를 나타냈다.

핵심용어 : 슬래브-기둥 접합부, 횡하중, 래티스, 전단 보강, 연성 능력