

저자 (Authors)	최창식, 배백일, 최윤철, 최현기 Chang-Sik Choi, Baek-Il Bae, Yun-Cheul Choi, Hyun-Ki Choi
출처 (Source)	콘크리트학회 논문집 24(6) , 2012.12, 667-675(9 pages) Journal of the Korea Concrete Institute 24(6) , 2012.12, 667-675(9 pages)
발행처 (Publisher)	한국콘크리트학회 Korea Concrete Institute
URL	http://www.dbpia.co.kr/journal/articleDetail?nodeId=NODE02258518
APA Style	최창식, 배백일, 최윤철, 최현기 (2012). 플랫 플레이트 구조에서 전단보강체의 정착성능에 따른 전단보강효과. 콘크리트학회 논문집, 24(6), 667-675
이용정보 (Accessed)	한양대학교 166.104.66.*** 2022/02/21 13:21 (KST)

저작권 안내

DBpia에서 제공되는 모든 저작물의 저작권은 원저자에게 있으며, 누리미디어는 각 저작물의 내용을 보증하거나 책임을 지지 않습니다. 그리고 DBpia에서 제공되는 저작물은 DBpia와 구독계약을 체결한 기관소속 이용자 혹은 해당 저작물의 개별 구매자가 비영리적으로만 이용할 수 있습니다. 그러므로 이에 위반하여 DBpia에서 제공되는 저작물을 복제, 전송 등의 방법으로 무단 이용하는 경우 관련 법령에 따라 민, 형사상의 책임을 질 수 있습니다.

Copyright Information

Copyright of all literary works provided by DBpia belongs to the copyright holder(s) and Nurimedia does not guarantee contents of the literary work or assume responsibility for the same. In addition, the literary works provided by DBpia may only be used by the users affiliated to the institutions which executed a subscription agreement with DBpia or the individual purchasers of the literary work(s) for non-commercial purposes. Therefore, any person who illegally uses the literary works provided by DBpia by means of reproduction or transmission shall assume civil and criminal responsibility according to applicable laws and regulations.



플랫 플레이트 구조에서 전단보강체의 정착성능에 따른 전단보강효과

최창식¹⁾ · 배백일¹⁾ · 최윤철²⁾ · 최현기^{1)*}

¹⁾한양대학교 건축공학부 ²⁾청운대학교 건축설비소방학과

The Effect of Anchorage with Shear Reinforcement in Flat Plate System

Chang-Sik Choi,¹⁾ Baek-Il Bae,¹⁾ Yun-Cheul Choi,²⁾ and Hyun-Ki Choi^{1)*}

¹⁾Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul 133-791, Korea

²⁾Dept. of Architectural Environmental Engineering and Building Service, Chung-Woon University, Hong-Sung 350-791, Korea

ABSTRACT Flat plate are being used more in buildings requiring a high level of technical installations or in buildings needing changeable room arrangements during their life time such as office buildings. The main problem in flat plate is its weak resistance against a punching failure at its slab-column connections. Therefore, in this research, an experimental study on full-scale interior slab-column connection was performed. Three types of shear reinforcements were tested to prevent brittle punching shear failure that could lead to collapse of the structure. A series of four flat plate specimens including a specimen without shear reinforcement and three specimens with shear reinforcements were tested. The slabs were tested up to failure using monotonic vertical shear loading. The presences of the shear reinforcements substantially increased punching shear capacity and ductility of the interior slab-column connections. The test results showed that a slab that did not have enough bond length failed before shear reinforcement yielded due to anchorage slip. Also, FEM analyses were performed to study an effect of slab thickness and concrete compressive strength on the flat plate slab. The analytical study results were used to propose a method to calculate performance capacity of shear reinforcement in slab-column connection.

Keywords : flat plate, shear reinforcement, effective anchorage length, slab depth, concrete strength

1. 서 론

무량판 슬래브는 사무실 및 공동주택, 주상복합 같은 건물에서 설비 및 공간계획의 유연성, 시공성의 확보, 경제성 향상의 목적으로 사용되고 있다. 그러나 무량판 슬래브는 두께가 얇기 때문에 슬래브-기둥 접합부에서 취성적인 전단 파괴의 발생이 우려되며 구조물의 여유도가 작은 무량판 슬래브에서 구조물의 연쇄붕괴가 유발될 수 있다.¹⁾ 따라서 무량판 구조에서는 슬래브-기둥 접합부의 보강이 매우 중요시되고 있다.

편칭전단파괴는 기둥단면의 증대, 콘크리트 강도의 증가, 드롭페널의 설치, 슬래브두께의 증가 및 접합부의 전단보강근을 설치하여 편칭전단파괴에 대한 저항력을 증대시킬 수 있다. 그중 전단보강근을 설치하는 방법은 기타 방법에 비해 가장 경제적이고 효율적인 해결책으로 여겨지고 있다.

현재 접합부 보강방안으로는 전단머리(shear head), 철근

스터럽(stirrup), 스테드 레일(stud rail), 전단 밴드(shear band), 레티스(lattice) 등의 다양한 방법이 개발되어 있다. 철근 스테럽의 경우 시공성이 떨어지며 현행 기준(KCI 2009, ACI 2008)^{2,3)}에서는 보강체의 충분한 정착효과를 기대하기 어려운 150 mm 이하의 슬래브에서는 적용하지 못하도록 규정하고 있다. 스테드 레일 보강은 철판에 용접된 일렬의 스테드로 구성되며 시공의 편리성 및 우수한 성능 향상을 보여 현재 가장 보편적으로 사용되고 있다. 전단 밴드는 두께가 얇은 연속된 절곡 철판을 사용하여 콘크리트 피복 두께를 감소시키지 않아 상대적으로 얇은 슬래브에도 적용이 가능하다. Mortin과 Ghail, Mokhtar 등의 연구에 따르면 전단 스테드레일은 무보강 접합부에 비하여 접합부의 강도를 1.2~1.4배로 증가시키며, 변형 능력은 2.07~2.39 배로 증가시키는 것으로 나타났다. 그러나 스테럽과 스테드레일 전단보강에 의한 뚫림강도 대 콘크리트의 뚫림강도비는(v_s/v_c) 최대 1.7~1.98로서 전단보강량에 비하여 전단보강효과가 크지 않은 것으로 나타났으며 이는 강도 증진 면에서 효율적이지 못한 것으로 사료된다.^{4,12)}

현행 기준에(KCI 2009, ACI 2008) 있어 전단 보강된 무량판 슬래브의 접합부 전단강도는 콘크리트와 전단보

*Corresponding author E-mail : chk7796@hanyang.ac.kr

Received May 18, 2012, Revised July 9, 2012,

Accepted August 20, 2012

©2012 by Korea Concrete Institute

강체의 강도를 합하여 결정된다. 콘크리트의 강도는 위험단면에 대한 2면 전단강도로 예측할 수 있으며, 전단 보강체의 전단강도의 경우 부재축에 직각 및 경사로 설치된 전단철근의 트러스 작용에 의한 전단강도로 예측하고 있다. 그러나 트러스 이론에 의하면 전단보강근은 인장과 압축 축에 충분히 정착되도록 요구되어지고 있으나 두께가 얇은 슬래브에서는 충분한 정착효과를 발휘할 수 없어 위험단면 내에 설치된 전단보강근의 전단강도는 유효하지 않을 수 있다.

이 연구에서는 기존의 보강 방법에 비해 시공성 및 경제성이 개선된, 슬래브-기둥 접합부의 뿔림전단 보강 성능 향상을 위해 절곡형 전단보강근을 개발하였다. 개발된 절곡형 전단보강근은 두께가 얇은 슬래브를 대상으로 보강체의 전단저항성능을 평가하고자 한다. 또한 슬래브의 두께, 즉 유효정착길이와 전단보강근의 정착상세에 따른 전단보강체의 전단저항성능을 평가할 수 있는 방법을 제안하고자 한다.

2. 전단보강체

이 실험에서 사용한 전단보강체는 Fig. 1에 나타내었다. 곡선형 철근조립형 전단보강체의 구성은 철근을 절곡하여 상부근 하부에 정착되는 상부 정착재와 하부 정착재의 사이에 수직으로 용접하여 전단저항력을 발휘하는 중간 전단재, 그리고 철근을 절곡하여 하부에 상부 정착재와 같은 방향으로 배치되는 하부 정착재로 구성되어 있다. 상부 정착재와 하부 정착재는 슬래브의 상하단 주 철근과 사선 방향으로 배치되며, 중간 전단재는 상부 정착재와 하부 정착재를 서로 연결하면서 슬래브의 뿔림전단에 대하여 전단 저항력을 발휘하는 부분이다. 상부 정착재와 하부 정착재는 일정 간격을 가지고 서로 배치, 구성되며, 이 간격은 슬래브의 두께 및 휨 철근의 배근간격에 따라 결정된다.

Fig. 1(a)와 같이 SS/bar는 사전에 제작된 금형을 이용하여 $\varnothing 6$ 철선을 금형으로 프레스 가공하여 제작하였다.

전단보강체의 정착성능을 높이기 위해서 SS/Bar의 1열당 횡방향 철근을 설치하고 각각 용접하였다. Fig. 1(b)의 Wiremesh는 D6철근을 이용하여 제작된 Wiremesh를 제안된 치수에 맞추어 절단, 절곡하여 제작하였다. Fig. 1(c)의 CS/bar는 D13철근을 절곡하여 상·하부 정착재로 사용하고 상·하부 정착재 사이에 D10철근을 전기 용접하여 제작하였다. CS/Bar는 전단보강체의 정착성능을 높이기 위하여 횡방향 철근을 설치하고 횡방향 철근에 수직으로 전단철근을 아크 용접하였다. CS/bar는 상·하부 정착재와 중간전단재가 전기 용접되어 있기 때문에 큰 다우얼 작용을 기대할 수 있으며, 상·하부철근의 유효춤을 확보하여 구조적 안정성을 확보할 수 있다. 또한 시공성을 높이기 위하여 횡방향 철근을 사선으로 절곡하여 상부철근과 하부철근에 정착하여 자립성을 향상시켜 별도의 고정 철물 없이 설치가 가능하게 하였다.

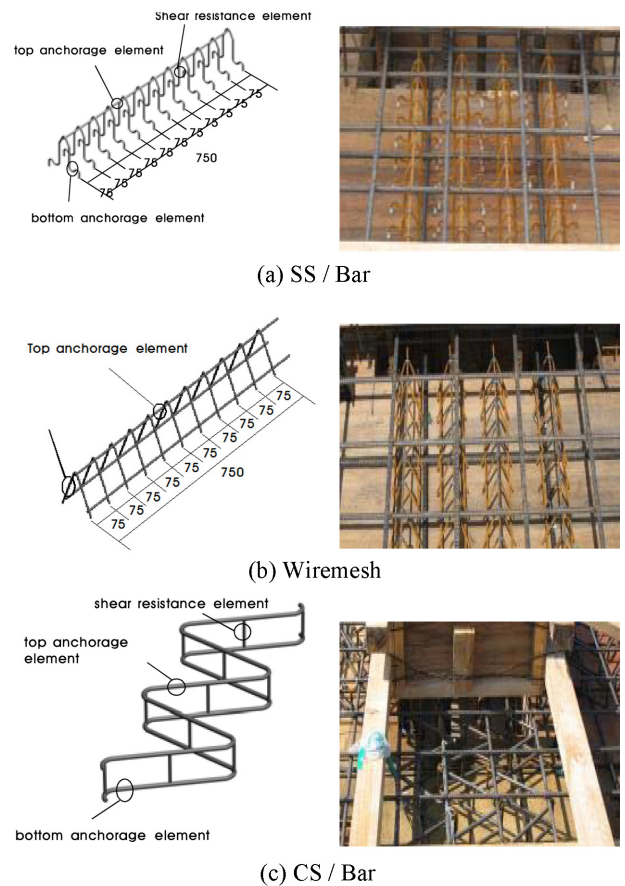


Fig. 1 Detail of special reinforcement

SS/bar와 Wiremesh를 전단 보강근으로 사용시 제작과정이 단순하고 현장적용성이 우수하여 경제적이다. 또한 철근 배근시에 spacer 역할을 하고, 상·하부 철근의 유효춤을 확보하여 구조적으로 안정성을 확보할 수 있다. 전단위치 고정 보조 철물을 별도로 사용할 필요가 없으며 중간 전단재가 전단보강근의 역할을 할 수 있다. 전단 보강체의 구성 중 중간전단재의 간격은 75 mm(0.5d)로 설치되었고, 보강체는 전체 5d거리까지 설치되도록 고안되었다.

3. 실험 및 결과

3.1 실험체 개요 및 설치

제안된 보강체의 성능 평가를 위해 무량판 구조로 시공된 다층 주거용 건물을 대상으로 full scale 실험체를 제작하였다. 제안된 각 보강체를 설치한 3개의 실험체 및 별도의 보강을 실시하지 않은 무보강 기준실험체, 총 4개의 실험체를 구성하였다. 실험체 일람은 Table 1과 같으며, 실험체의 주요 변수인 보강체별 전단보강능력을 파악하기 위해 보강체이외의 모든 조건은 동일하다. 이 실험의 경우 슬래브의 횡방향 저항은 없는 것으로 가정하였다.

제안된 보강체로 보강된 슬래브-기둥 접합부에 대한 직접 뿔림전단 실험을 실시하였으며, 실험체의 단부는 철

Table 1 Property of the test specimen

Specimen	l_1 (mm)	l_2 (mm)	C_1 (mm)	C_2 (mm)	h (mm)	d_{avg} (mm)	b_0 (mm)	f_{ck} (MPa)	Steel yield strength (MPa)		Reinforcement width (%)	Reinforcement ratio outside column strip (%)		Type of shear reinforcement
									Flexural f_y	Shear f_{yv}		$\rho(c+3h)$	top bar	
Control	2,620	2,725	600	800	180	150	3,400	21.8	491	-	0.55	0.36	0.36	Non
FP-SS/bar										375				SS/bar
FP-CS/bar										495				SS/bar
FP-wiremesh										375				Wiremesh

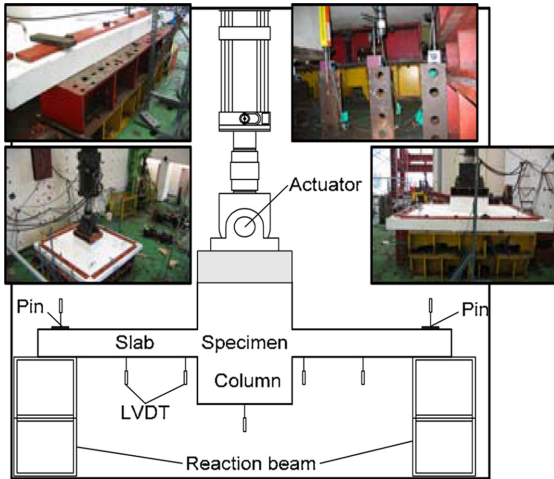


Fig. 2 Test setup

골지지지보에 의하여 지지되도록 하였다. 단부조건은 연속 실험체의 조건을 만족시켜주기 위해 철골지지보에 16개의 볼트로 지지하여 단순지지 형태를 모사하였다. 가력은 반력프레임 상부에 액추에이터(actuator)를 설치하여 pull-out 방식으로 가력하였다.

3.2 실험 결과

Fig. 3과 같이 전단 보강이 되지 않은 control 실험체는 162 kN에서 기둥 모서리 부근에서 대각선방향으로 초기 균열이 나타났으며 하중 증가와 더불어 균열이 슬래브-기둥 접합부의 위험단면에 집중적으로 발생하였으며 기존 균열폭이 증가하여 극한하중 상태에서 급작스런 편칭 전단파괴의 취성적 파괴양상을 나타내었다. 이에 반해 보강을 실시한 세 개의 실험체는 모두 휨균열과 전단균열을 동시에 발생시키며, 균열이 확산된 후 보강체의 보강 영역 밖에서 전단파괴로 최종파괴되었다. 전단 보강을 실시한 3개의 실험체는 기둥 모서리 부근에서 초기균열이 발생한 이후 기둥-슬래브 접합부의 위험단면 내 다수의 균열이 발생하여 하중이 증가함에 따라 균열이 슬래브 외곽으로 확산되었다. 이후 전단보강영역 외곽에서 균열이 점진적으로 증가한 후 극한하중 이후 완만하게 내력이 저하된 후에 파괴가 되었다. 이는 절곡형 전단보강체가 균열 이후 하중 재분배에 따라 극한하중에서 취성적

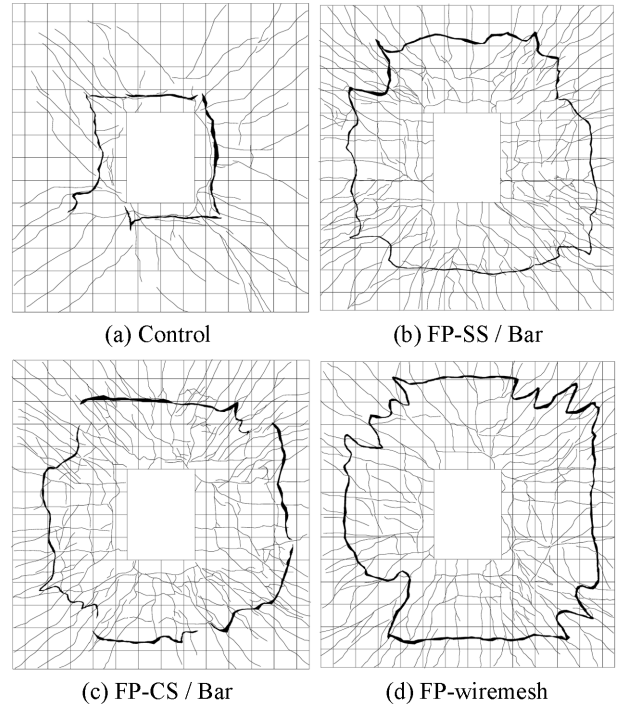


Fig. 3 Crack pattern on slab top surface

파괴모드를 지연시켰기 때문에 판단되며 슬래브-기둥 접합부의 연성능력 증진에 효과적으로 저항하고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 4와 같이 전단보강이 되지 않은 control 실험체는 37 mm 변위에서 극한강도 513.66 kN으로 나타났으며 40 mm에서 갑작스런 편칭전단 파괴로 인하여 강도가 감소되며 취성적 파괴형태를 보였다. 이에 반해 전단보강을 실시한 FP-SS/bar 실험체는 51 mm 변위에서 594.62 kN의 극한강도를 나타냈고, 극한강도 이후에 최종파괴가 일어나지 않고 강도가 유지되었다가 감소하는 과정을 반복하다가 최종파괴로 이어졌다. FP-CS/bar 실험체는 50 mm에서 극한강도 625.68 kN을 보였으며 57 mm까지 하중이 다소 감소하는 경향을 보이다가 이후 하중이 감소되어 실험을 종료하였다. FP-wiremesh 실험체는 60 mm에서 693.30 kN의 극한강도를 나타내었다. 각 실험체의 하중-처짐 관계를 살펴본 결과 기준 실험체에 비해 보강을 실시한 모든 실험체에서 평균 23% 강도가 증가되는 것으로 나타났다. 또한 전단보강이 되지 않은 control 실험체

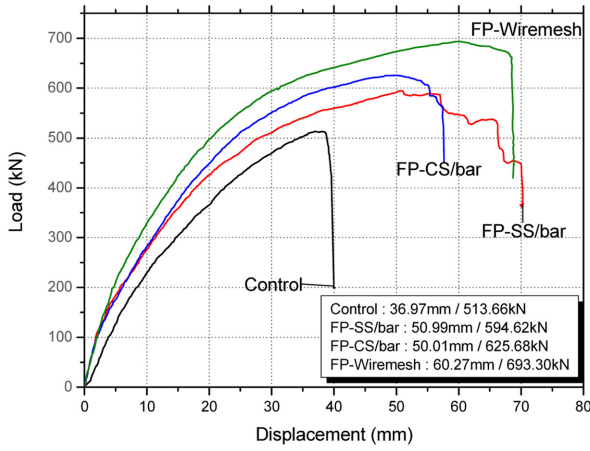


Fig. 4 Test result (load-displacement)

에 비해 극한하중 이후 급격히 파괴되는 취성적 거동보다는 일정 변위동안 강도를 유지하다 파괴되었으며 보강 실험체중 FP-wiremesh의 뒤틀림 전단 저항 성능이 가장 높게 나타났다.

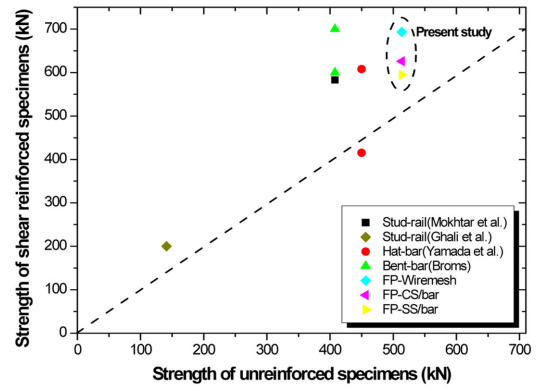
이 연구에서 제안된 전단보강상세의 강도, 변형 능력을 평가하기 위하여 현재 미국에서 가장 많이 사용되고 있는 stud rail과 bent bar, hat bar를 이 연구에서 제안된 3개의 보강체와 비교하여 Fig. 5에 나타내었다.

전단보강체의 전단강도 증진 효과는 설치된 보강근에 비례적으로 증가하는 V_s 산정식을 사용하고 있어 보강비에 매우 민감하게 변화된다. 다만, 그 최대값을 콘크리트의 직접전단에 의해 파괴되는 값 이하로 제한하고 있지만 보강비 증가에 따른 전단강도는 증가된다. 이에 이 연구에서는 보강비에 따른 강도 증진효과를 알아보기 위해 보강비에 따른 강도 증진효과를 평가하였다. Stud rail은 무보강 실험체에 비하여 강도 21~42%, 연성능력 1.6~2.3배 증가하는 것으로 보고되어지고 있다.^{4,12)} 이 연구에서 제안된 전단보강체의 성능을 보면 FP-SS/bar의 경우 강도는 16%, 변형능력은 38%가 증가하였다. 그러나 보강체의 재료적 사양을 보면 스티드 레일의 경우 직경 9.5 mm의 스티드를 사용하였고, bent bar와 hat bar는 D10, D13을 사용하여 전단보강체를 제작한 반면에 SS/bar의 경우 Ø6의 단면적이 작은 철선을 가지고 제작하였기 때문에 제작 철선의 직경을 증가시키면 결과적으로 SS/bar가 보다 효율적일 것으로 판단된다. FP-CS/bar는 전단강도 22%가 증가하였고, 연성능력은 35%가 증가되었다. 즉, 비교적 간단한 상세 및 상대적으로 적은 철근량임에도 불구하고 대등한 성능을 발휘하는 것으로 나타났다.^{13,14)}

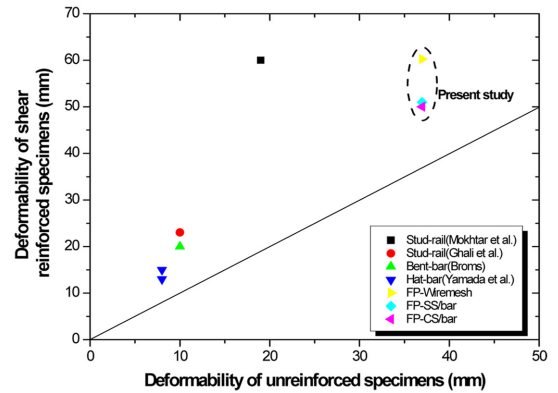
3.3 절곡형 보강체의 성능 및 상세의 영향

KCI 2007에서는 전단보강체를 설치한 슬래브-기둥접합부의 공칭전단강도를 다음과 같이 정의한다.

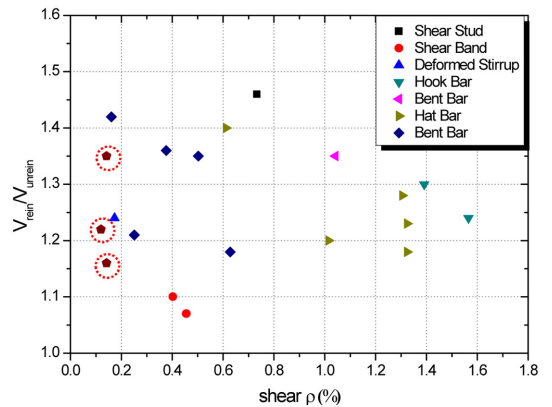
$$v_c + v_s = v_n \quad (1)$$



(a) Shear strength



(b) Deformability



(c) Shear reinforcement ratio for critical section

Fig. 5 Comparison of existing experiments^{9-11,24)}

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_o d \quad (2)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_o d \quad (3)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_o} \right) \sqrt{f_{ck}} b_o d \quad (4)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (5)$$

여기서, V_c 는 콘크리트의 전단강도로서 식 (2)~(4)와 같

Table 2 Comparison of test results of shear-reinforcement and unreinforced specimens

Specimen	V_y (kN)	δ_y (mm)	δ_{max} (mm)	Ultimate Strength ratio	Ultimate Deflection ratio	Displace- ment ductility δ_{max} / δ_y	Comparison with KCI 2009 (kN)				$V_{test}/$ V_{cal}	$V_{test}-V_c$	$V_{test}-V_c/$ $V_{s,cal}$	V_s/V_c
							Precicted		Test results					
							V_c	V_s	V_u	V_u				
-	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪=⑩/⑨	⑫=⑩-⑦	⑬=⑫/⑧	⑭=⑧/⑦
Control	440.1	26.4	36.97	-	-	1.40	714	-	-	528	0.74	-	-	-
FP-SS/bar	473.1	25.1	50.99	1.16	1.38	2.03	396	678	1075	594	0.55	197.75	0.29	1.7
FP-CS/bar	521.1	26.3	50.01	1.22	1.35	1.90		758	1155	625	0.54	228.81	0.30	1.9
FP-wiremesh	541.4	23.9	60.27	1.35	1.63	2.52		847	1243	693	0.55	296.43	0.35	2.1

① Yield load, ② Yield displacement, ③ Maximum displacement (testing value), ④ Ultimate strength of shear-reinforcement/ Ultimate strength of unreinforced (testing value), ⑤ Ultimate displacement of Shear-reinforcement/ Ultimate displacement of unreinforced (testing value), ⑥ Displacement ductility ratio, ⑦ Punching shear strength of concrete precited by KCI 2009, supposing that the specimen is not shear-reinforced $V_c = \sqrt{f_{ck}}/3b_0d$, ⑧ Punching shear strength of shear reinforcement precited by KCI 2009, $V_s = A_v f_y d/s$, ⑨ Direct punching shear strength precited by KCI 2009, ⑩ Direct punching shear strength by testing

으며, V_s 는 전단보강요소에 의한 전단강도이다. 전단 보강을 실시한 경우 콘크리트의 전단기여도는 $(\sqrt{f_{ck}}/6)b_0d$ 이며, 철근의 전단강도 V_s 는 식 (5)에 따라 산정되어야 한다.

여기서, A_v , s , b_0 는 각각 전단보강요소의 단면적, 배근 간격, 위험단면의 둘레의 길이이며 전단보강을 실시한 경우 공칭전단강도 V_n 는 $0.5\sqrt{f_{ck}}b_0d$ 이하이어야 한다. KCI 2009에서 제안하고 있는 전단보강근의 산정식에 의해 산출된 전단강도는 Table 2에 나타낸 바와 같다.

KCI에 의해 예측된 슬래브-기둥 접합부의 뿔뿔전단강도는 이 연구에서 제안하고 있는 전단보강체의 성능을 잘 예측하지 못하는 것으로 나타났다. 이는 상대적으로 얇은 슬래브를 대상으로 슬래브 내에서 전단철근의 정착이 미비하였기 때문으로 판단된다. 슬래브가 충분한 두께를 가지면 전단보강체의 충분한 정착강도를 확보하여 보강체의 강도를 발휘할 수 있지만 정착길이를 확보하지 못한 상태에서는 보강체의 강도에 도달하기 전에 미끌림에 의한 파괴가 발생된다. 이에 Dilger¹⁵⁾와 Regan¹⁶⁾은 슬래브의 전단보강이 실용적이고 효과적이기 위해서 슬래브는 적어도 일정 크기 이상의 두께를 지녀야 한다고 하였으며 전단보강체의 충분한 정착을 통해 발휘되는 전단보강효과를 기대하기 위해서는 250 mm 이상의 두께를 가져야 한다고 제안하고 있다.

Fig. 6은 기존에 제안된 전단보강체에 대해 슬래브 두께에 대한 보강체의 보강능력을 나타내었다. 슬래브두께 180 mm 이하에서는 전단보강체의 능력이 충분히 발휘되지 않는 것으로 나타났으나 전단보강체의 상세가 슬래브 상하부근을 감싸는 상세를 갖는 경우(stud rail, shear bend, deformed stirrup, U bar, double headed stud)는 향상된 능력을 발휘하는 것으로 나타났다. 그러나 슬래브 두께가 증가될 경우 보강상세에 능력은 큰 편차가 없었으며 충분한 강도를 발휘하는 것으로 나타났다.

Alsliwant¹⁷⁾는 단조가력하에서 정착길이를 300 mm 이상 확보해야 소정의 정착강도를 발휘할 수 있다고 제시하고 있다. 다만, 갈고리로 정착을 실시할 경우 좀 더 높은 정

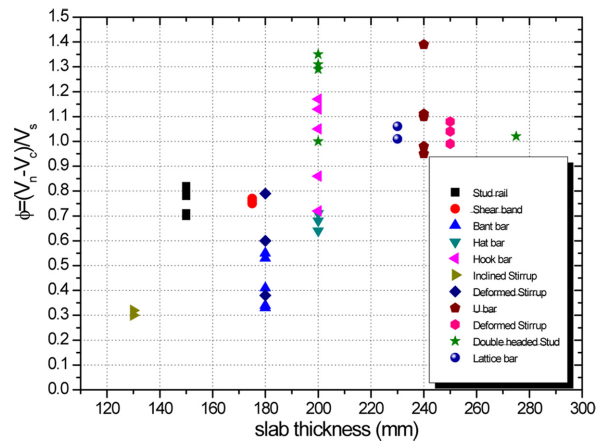


Fig. 6 Capacity of shear reinforced by slab thickness

착강도를 발휘한다고 하였다. 그러나 현행 기준에서 제시하고 있는 전단보강근의 전단강도 예측식은 충분한 정착을 기대하기 어려운 경우 그 적용성은 의문시되며, 정착 효과에 대한 고려가 필요하다. 이에 이 연구에서는 실험 및 유한요소 해석을 통해 정착효과가 고려된 전단강도 예측식을 제안하고자 한다.

4. 해석 모델링

4.1 해석 개요

해석은 슬래브 두께를 변수로(180~300 mm)하여 유효정착길이에 따른 정착강도의 영향을 파악하고자 하였다. 보강체의 크기는 수직 전단체의 길이를 연장하였으며, 보강체의 정착상세에 대한 변화는 고려하지 않았다.

콘크리트는 Hognestad's Model¹⁸⁾을 사용하였으며 콘크리트를 모델링함에 있어서 Ottosen¹⁹⁾의 8-node brick element로 모델링하였다. 철근과 콘크리트의 부착모델은 CEB-FIP Bond-Slip Model(1990)²⁰⁾을 사용하였다. 사용된 프로

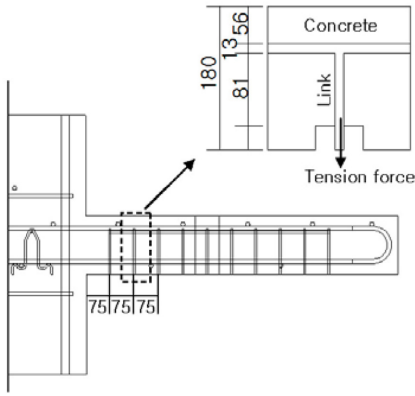


Fig. 7 Typical anchorage detail (unit: mm)

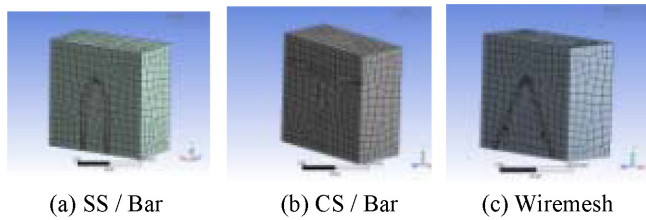


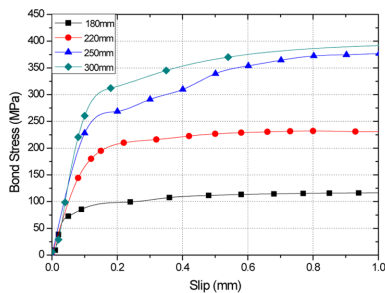
Fig. 8 Anchorage detail

Table 3 Property of analysis detail

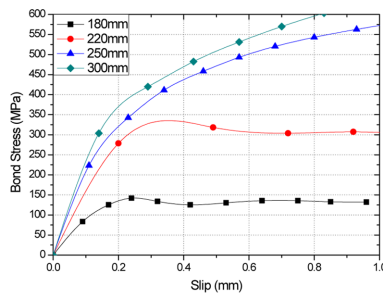
	h (mm)	d_e (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
SS/bar	180	100	21.8	375
	220	140		
	250	170		
	300	220		
CS/bar	180	62	21.8	495
	220	102		
	250	132		
	300	182		
Wire mesh	180	90	21.8	375
	220	140		
	250	170		
	300	220		

h : slab thickness, d_e : effective anchorage length

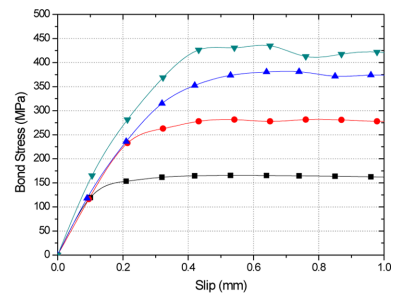
그림으로는 3차원 유한요소해석 프로그램인 ANSYS 10.0을 사용하였으며, 가력은 철근을 pull-out 방식을 사용하



(a) SS / Bar



(b) CS / Bar



(c) Wiremesh

Fig. 9 Effect of slab thickness

Table 4 Analysis of result (slab thickness)

	h (mm)	Slip (mm)	$f_{b,a}$ (MPa)
SS/Bar	180	0.58	116.62
	220	0.73	231.95
	250	0.90	374.55
	300	0.91	392.25
CS/Bar	180	0.24	132.91
	220	0.72	307.15
	250	0.93	562.68
	300	0.96	632.54
Wiremesh	180	0.32	161.64
	220	0.54	281.46
	250	0.64	381.09
	300	0.65	434.93

h : slab thickness, $f_{b,a}$: effect of anchorage strength

였다. Fig. 7 및 Table 3에 해석모델의 형상 및 제원을 나타내었다.

4.2 슬래브 두께에 따른 영향

Fig. 9는 제안된 보강체의 부착-미끄러짐 관계를 나타내었다. 제안된 세 개의 보강체는 슬래브 두께가 증가함에 따라 정착강도가 증가하는 것을 보여준다. 제안된 세 가지의 전단보강체는 횡방향 철근과 수직전단근의 용접부위에서 하중이 집중되었다. 정착길이를 충분히 확보하지 못한 180, 220 mm의 슬래브는 횡방향 철근의 변형에 의하여 수직전단근의 미끄러짐이 발생하였다. 각 상세별 해석결과는 Table 4 및 Fig. 9와 같다.

SS/bar는 슬래브두께 180 mm에서 전단보강체 항복강도의 약 31%에서 최대하중을 나타내었다. 슬래브 두께가 증가함에 따라 전단보강체의 정착응력은 증가하였으며, 미끄러짐량이 1 mm 내외에서 최대응력을 나타내었다.

슬래브 두께가 250, 300 mm로 증가된 경우 슬래브 내에 설치된 전단보강체는 항복강도의 100%가 발휘되었다. 이는 Fig. 10(a)와 같이 횡방향으로 설치된 철근과 130° 갈고리를 가진 전단보강체의 형상이 정착력을 향상시켜 횡방향 철근에 응력이 집중되었기 때문으로 판단된다.

CS/bar는 슬래브 두께 180 mm에서 전단보강체 항복강

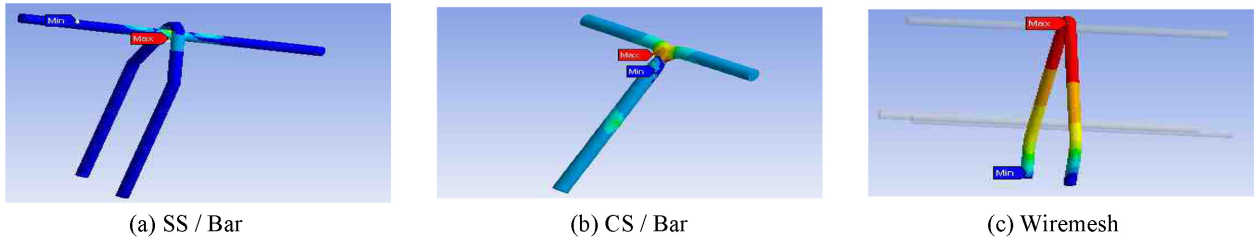


Fig. 10 Stress distribution

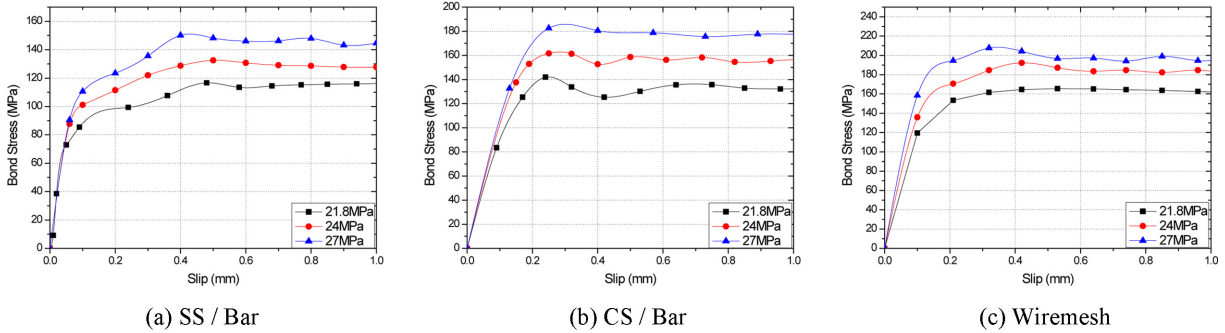


Fig. 11 Effect of concrete compressive strength

도의 약 28%에서 최대하중을 나타내었으며, 슬래브 두께가 증가함에 따라 정착응력이 증가하였다. CS/bar 역시 미끌림량이 1 mm를 초과하기 전에 최대응력을 나타내었으며, 250 mm 이상의 슬래브 두께를 갖을 경우 전단보강체는 항복강도의 100%를 발휘하였다. CS/bar는 횡방향 철근과 용접되어 있으며, Fig. 10(b)와 같이 횡방향 철근과 수직전단체가 용접되어 있는 부위에 응력이 집중되었다.

Wiremesh는 180 mm 슬래브에서 전단보강체 항복강도의 약 40%에서 최대하중을 나타냈으며, 다른 전단보강체와 같이 슬래브 두께가 증가함에 따라 정착응력이 증가하는 것을 보였다. 또한 미끌림량이 1 mm를 초과하기 전에 최대응력을 나타내었으며, 220 mm 슬래브에서도 전단보강체의 항복하중에 75%를 나타내며 다른 보강체와 비교하여 높은 정착력을 보였다. 이것은 횡방향 철근이 상부에 1개, 하부에 2개 용접되어 있어 전단보강체의 정착력이 향상된 것으로 판단된다. 250, 300 mm 두께의 슬래브에서는 미끌림량이 1 mm가 발생하기 전에 전단보강체의 항복강도에 도달하였다.

4.3 콘크리트 압축강도에 따른 정착강도의 영향

정착강도는 슬래브의 두께에 따른 문힘 길이 및 콘크리트 압축강도에 지배를 받는다. 이에 180 mm의 두께를 갖는 슬래브를 대상으로 콘크리트 압축강도 변화에 따른 정착강도의 변화에 대해 변수해석을 수행하였다. 실험적용 강도인 21.8 MPa와 일반적으로 슬래브에 많이 적용되는 24, 27 MPa를 적용하였으며, 해석 결과는 Fig. 11 및 Table 5와 같다.

SS/bar의 정착강도는 콘크리트 강도가 증가함에 따라 약 15~20 MPa가 증가하였다. 콘크리트 강도가 증가하면

Table 5 Analysis of result (concrete compressive strength)

	h (mm)	f_{ck} (MPa)	Slip (mm)	$f_{b,a}$ (MPa)
SS/Bar	180	21.8	0.58	116.62
		24	0.51	132.46
		27	0.4	150.18
CS/Bar	180	21.8	0.24	132.91
		24	0.25	161.62
		27	0.25	182.58
Wiremesh	180	21.8	0.32	161.64
		24	0.42	192.24
		27	0.32	207.66

h : slab thickness, $f_{b,a}$: effect of anchorage strength

정착강도가 증가하기도 하지만 이 보강체의 전단강도가 증가한 요인으로는 콘크리트가 전단보강체의 횡방향 철근의 변형을 구속시켜 전단강도가 증가한 것으로 판단된다. CS/bar, wiremesh 역시 정착강도가 증가하는 것으로 나타났다.

이 연구에서는 180 mm의 두께를 갖는 플랫 플레이트 실험체에 대해 전단보강체의 설치유무를 변수로 실험을 수행하였다. 실험결과를 바탕으로 전단철근에 의한 전단강도를 해석값과 비교하여 Table 6에 나타내었다. 해석 및 실험결과를 비교해본 결과 오차율은 0.9~1.2로 유사한 결과를 얻을 수 있었다.

4.4 제안된 전단보강체의 전단강도식 제안

이 연구에서는 실험결과 및 해석적 연구와 더불어 기존 문헌²¹⁻²⁵⁾을 바탕으로 비선형회귀분석을 수행하여 단순화

Table 6 Comparison between test and analysis value

	<i>h</i> (mm)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_{b,a}</i> (MPa)	<i>f_{b,a}f_y</i> (Anal)	<i>f_{b,t}f_y</i> (Exp)	Comparison
SS/bar	180	375	116.62	0.31	0.29	1.06
CS/bar	180	495	132.91	0.27	0.30	0.9
Wiremesh	180	375	161.64	0.42	0.35	1.20

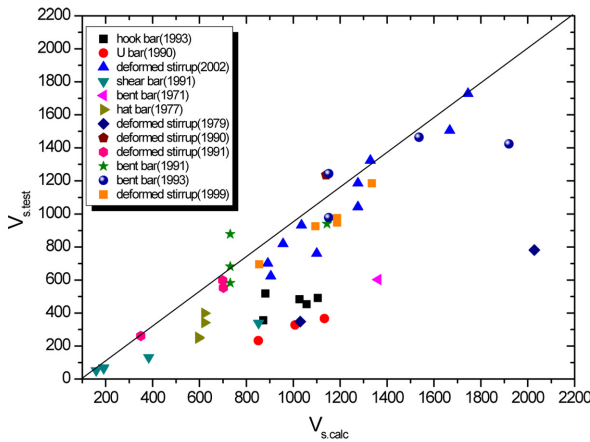
f_{b,a}: effect of anchorage strength by analysis

f_{b,t}: effect of anchorage strength by test

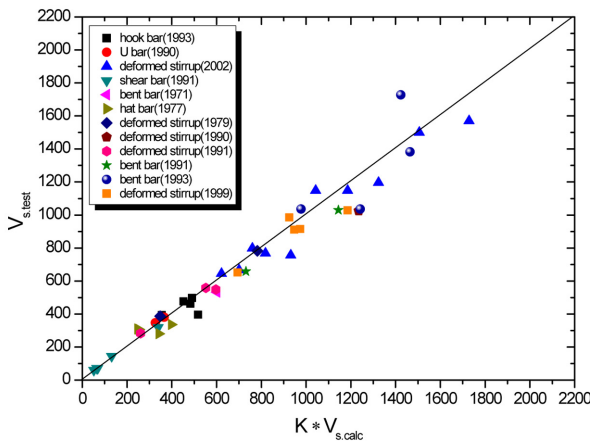
된 강도산정방법을 식 (6)과 같이 제안하였다. 실험 및 해석 결과 전단보강을 실시한 플랫 플레이트 구조에서 전단보강근이 소정의 정착강도를 확보하지 못할 경우 충분한 보강효과를 발휘하지 못하는 것으로 나타났다. 그러나 현행 기준은 충분한 정착을 기대할 수 있는 경우 통용되는 스티럽식을 적용하고 있으며 이는 철근의 전단보강능력을 Fig. 12(a)와 같이 과대평가하고 있다(Table 2 참조).

$$V_s = \frac{k \times A_s f_y d}{s} \tag{6}$$

$$k = \alpha \left[\left(1 + \frac{\sqrt{f_{ck} - 21}}{12} \right) \left(0.9 - 0.3 \frac{260 - h}{40} \right) \right] \leq 0.9 \tag{7}$$



(a) Predicted by KCI



(b) Predicted by proposed

Fig. 12 Comparison between predicted strength and test strength

여기서,

α : 하부횡방향 철근이 없음=1

하부횡방향 철근이 있음=1.15

f_{ck} : 콘크리트 압축강도

h : 슬래브 두께

제안된 전단강도 예측식은 충분한 정착을 기대할 수 있을 경우 통용되는 기존 식에 슬래브 두께 및 콘크리트 강도에 따라 변화되는 부착응력을 표현할 수 있는 k 상수를 적용하여 산정하도록 하였다.

제안식의 효용성을 알아보기 위해 이 연구에서 제시한 전단보강체와 정착형상이 유사하고 슬래브 두께가 180 mm 이상의 슬래브 실험체 47개를 대상으로 실험값과 기존에 제시된 전단철근에 의한 전단강도 산정식과 이 연구에서 제안된 k 상수를 적용한 계산값을 비교 분석하였다. Fig. 12(b)와 같이 제안된 식을 적용하여 분석한 결과 비교적 정확한 예측값을 도출하는 것으로 나타났다.

5. 결 론

이 연구에서는 플랫 플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단에 대하여 경제적이고, 효율성 높은 전단보강상세 및 강도산정법을 제안하였다. 보강상세로는 SS/bar, CS/bar, wire-mesh를 사용한 절곡형 철근 보강상세를 제안하였으며, 구조실험을 통하여 보강효과를 규명하였으며, 해석적 연구를 통해 정착효과를 고려한 전단강도식을 제안하였다.

- 이 연구에서 제안된 전단보강체의 경우 16~35%까지의 강도 증가율과 25~63%의 변형능력이 향상되는 것으로 나타났다. 이는 기존 보강체에 비해 비교적 적은 전단보강비를 갖고 있음에도 충분한 보강능력을 발휘하고 있는 것으로 판단된다.
- 해석 및 실험 결과 슬래브의 두께가 전단보강체의 정착성능을 충분히 확보할 수 있는 두께를 확보하지 못할 경우 수직전단근의 항복강도에 도달하기 전에 횡방향 철근의 변형에 의하여 파괴되는 것으로 나타났다.
- 해석결과 보강체의 정착강도는 슬래브두께, 콘크리트 압축강도, 횡방향철근에 많은 영향을 받으며, 보강체의 횡방향철근은 보강체의 성능을 향상시켜줄 수 있는 것으로 나타났으며, 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 전단보강근의 정착강도는 증가하였고 이것은 콘크리트가 횡방향철근의 변형을 방지해주기 때문인 것으로 판단된다.
- 슬래브두께, 콘크리트 압축강도의 영향을 고려하여 슬래브에 설치되는 전단보강근의 전단강도식을 제안한 결과 기존에 제안되어진 식보다 정확한 값을 예측하는 것으로 나타났다.

감사의 글

이 연구는 한국연구재단(20120000723)의 지원사업으로

이루어진 것이며, 벽산건설 및 현대산업개발의 도움에 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI-ASCE Committee Report, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, 1988, pp. 675-696.
2. Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code*, Kimondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2007, pp. 452-455.
3. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, USA, 2004, pp. 156-160.
4. Park, H. G., Kim, Y. N., Song, J. K., Kim, S. K., and Lee, C. W., "Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connection Subjected to Unbalanced Moment," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 19, No. 3, 2007, pp. 301-312.
5. Robertson, I. N., Kawai, T., Lee, J., and Enomoto, B., "Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 5, 2002, pp. 605-613.
6. Ghali, A. and Hammill, N., "Effectiveness of Shear Reinforcement in Slabs," *Concrete International*, 1992, January, pp. 60-65.
7. Mortin, J. D. and Ghali, A., "Connection of Flat Plates to Edge Connections Subjected to High Moments," *Canadian Journal for Civil Engineering*, Vol. 25, 1998, pp. 526-538.
8. Salakawy, E. F. El, Polak, M. A., and Soliman, M. H., "Slab-Column Edge Connections Subjected to High Moments," *Canadian Journal for Civil Engineering*, Vol. 25, 1998, pp. 526-538.
9. Megally, S. and Ghali, A., "Seismic Behavior of Edge Column-Slab Connections with Stud Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, 2000, pp. 53-59.
10. Elgabry, A. A. and Ghali, A., "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.
11. Limand, F. K. and Rangan, B. V., "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.
12. Hammil, N. and Ghali, A., "Punching Shear Resistance of Corner Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 6, 1994, pp. 697-707.
13. Choi, H. K., Kim, J. S., Choi, Y. C., Back, Y. S., Jin, E. S., and Choi, C. S., "Study on Flat Plate-Column Connection for Shear Reinforcement," *Journal of the Architectural Institute of Korea*, Vol. 24, No. 8, 2008, pp. 21-28.
14. Choi, H. K., Beck, S. W., Choi, Y. C., and Choi, C. S., "Shear Reinforcement of Flat Plate Exterior Slab-Column Connection," *Journal of the Architectural Institute of Korea*, Vol. 24, No. 5, 2008, pp. 35-42.
15. Dilger, W. H. and Ghali, A., "Proposed Revisions to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 86, No. 5, 1989, pp. 326-329.
16. Regan, P. E. and Long, A. E., "Predicting the Enhanced Punching Strength of Interior Slab-Column Connections," *Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Part 1*, Vol. 82, 1987 pp. 1165-1186.
17. Alsiwat, J. M. and Saatcioglu, M., "Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 24-39. (doi: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:9\(24](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:9(24) 21))
18. Hognestad, E., "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members," *Bulletin No. 399*, Engineering Experimental Station University of Illinois, Urbana, Illinois, Vol. 49, No. 22, 1951, pp. 55-87.
19. Ottosen, N. S., "A Failure Criterion for Concrete," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 103, No. EM4, 1977, pp. 527-535.
20. CEB-FIP Model Code 1990, *Design Code*, Thomas Telford, Lausanne, Switzerland, 1993, pp. 174-184.
21. Austin, D. P. and Moehle, J. P., "An Experimental Study of Slab-Column Connection," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 6, 1992, pp. 626-638.
22. Broms, C. E., "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, 1990, 548 pp.
23. Buetel, R. and Hegger, J., "Punching Shear Resistance of Shear Reinforced Flat Slabs," *Cement and Concrete Composites*, No. 24, 2002, pp. 539-549.
24. Yamade, T., Nanni, A., and Endo, K., "Punching Shear Resistance of Flat Slab: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 4, 1992, pp. 555-564.
25. CEB-FIP, *Punching of Structural Concrete Slabs*, CEB-Bull, 12, April 2001, pp. 215-284.

요약 플랫 플레이트는 실의 배치가 지속적으로 바뀌는 오피스와 같이 유연한 공간의 배치를 위해 그 사용처가 증가하고 있다. 플랫 플레이트 구조를 사용함에 있어서 실무에서의 주요 문제는 슬래브-기둥 접합부에서 발생하는 뚫림 전단 파괴에 대한 적절한 보강을 해주는 것이다. 이 연구에서는 플랫 플레이트 구조의 내부 슬래브-기둥 접합부에 대한 실험을 수행하였다. 세 가지의 특수한 전단 보강근이 구조물 전체의 파괴를 유발시킬 수 있는 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부의 취성적인 뚫림 전단파괴를 방지하기 위해 제안되었다. 총 네 가지의 플랫 플레이트 실험체가 수직 방향의 단조 가력에 의해 수행되었다. 전단 보강근은 뚫림 전단강도를 높여주는 역할과 취성파괴를 방지하는 역할을 해주었다. 수행된 실험에서 전단보강근이 충분한 정착깊이를 확보하지 못하여 전단보강근의 항복 이전에 파괴가 일어났다. 실험 결과를 통한 FE 모델의 검증이 이루어졌으며 검증된 FE 모델을 통해 전단보강근의 부착 성능에 대한 변수 분석이 수행되었다. 주요 변수는 슬래브의 두께, 콘크리트의 압축강도였으며 전단보강근의 성능을 산정할 수 있는 방법을 제시하였다.

핵심용어 : 플랫 플레이트, 전단보강체, 유효부착길이, 슬래브 두께, 콘크리트 강도