

플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단강도

최경규¹⁾ · 박홍근^{1)*}

¹⁾ 서울대학교 건축학과

(2003년 9월 3일 원고접수, 2004년 2월 5일 심사완료)

Strength Model for Punching Shear of Flat Plate-Column Connections

Kyoung-Kyu Choi¹⁾ and Hong-Gun Park^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received September 3, 2003, Accepted February 5, 2004)

ABSTRACT

A number of experiments were performed to investigate the punching shear strength of flat plate-column connections. According to the experiments, the punching shear strength varies significantly with design parameters such as the column size of the connection, reinforcement ratio, and boundary condition. However, current design methods do not properly address the effects of such design parameters. In the present study, a theoretical approach using Rankine's failure criterion was attempted to define the failure mechanism of the punching shear. According to the study, the failure mechanism can be classified into the compression-controlled and the tension-controlled, depending on the amount of bottom re-bars placed at the connection, and the punching shear strength is also significantly affected by the flexural damage of slab. Based on the finding, a new strength model of punching shear was developed, and verified by the comparisons with existing experiments and nonlinear finite element analyses. The comparisons show that the proposed strength model addressing the effects of various design parameters can predict accurately the punching shear strength, compared to the existing strength models.

Keywords : flat plate, punching shear, failure mechanism, plate-column connection

1. 서 론

플랫플레이트는 슬래브-기둥의 접합부가 매우 취약하므로 접합부가 뚫림전단에 의하여 취성적으로 파괴될 수 있으며, 이로 인하여 구조물 전체의 성능이 급격히 저하될 수 있다. 그 동안 국내외에서는 플랫플레이트 접합부의 뚫림전단강도를 구명하기 위해, 많은 실험연구와 이론연구를 수행하였다.

이 연구결과에 근거하여 콘크리트구조 설계기준¹⁾(KCI), ACI 318²⁾, BS 8110³⁾, CEB-FIP Model Code⁴⁾ 등 다양한 설계방법들이 개발되었다. 콘크리트구조 설계기준¹⁾(KCI)에서는 실험결과에 근거하여 전단보강을 하지 않은 슬래브-기둥 접합부의 공칭전단강도를 대략 $0.33\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)로 규정하고 있는데, 이 값은 보의 전단설계에 사용되는 1면 전단강도 $0.17\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)의 2배에 해당한다.

그러나 실제 기존의 실험연구들은 자기 다른 실험방법

과 실험장치들을 사용하고 있는데, Elstner⁵⁾를 비롯한 다른 연구자들에 의하면 각각의 실험조건에 따라 파괴형태와 실험강도가 많은 차이를 나타낸다(Fig. 1). 현행 설계기준들은 실험결과에 근거하여 경험적으로 설계강도를 제안하고 있으나, 실험조건에 따른 접합부 전단강도의 변화를 정확히 예측하지 못하고 있다. 따라서 접합부의 두께비, 철근비, 경계조건 등 다양한 설계변수에 대한 뚫림전단강도의 변화를 예측하기 위해서는, 뚫림전단의 파괴메카니즘을 구조역학적으로 보다 명확히 설명할 수 있는 강도 추정방법이 요구된다. 이러한 목적을 위하여 그 동안 소성모델^{6,7)}, 스트럿-타이 모델⁸⁾, 항복선 이론(yield line method)⁹⁾ 등 많은 이론적 방법들이 시도되었다. 그러나 이러한 기존의 방법들은 여전히 실험결과를 정확히 예측하지 못하고 있다.

본 연구에서는 철근콘크리트의 재료파괴기준에 근거하여 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단의 파괴메카니즘을 분석하고 이에 근거하여 강도추정을 위한 설계식을 제안하였으며, 비선형유한요소해석 및 기존의 실험결과와 비교하여 검증하였다.

* Corresponding author
Tel : 02-880-7055
E-mail : parkhg@snu.ac.kr

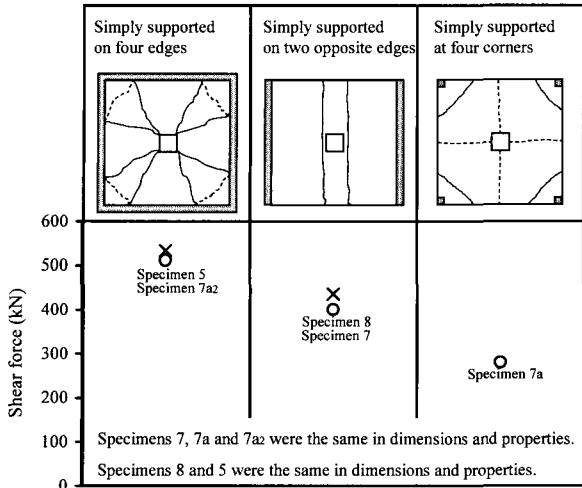


Fig. 1 Variations of punching shear strength with boundary condition (Elstner⁵⁾)

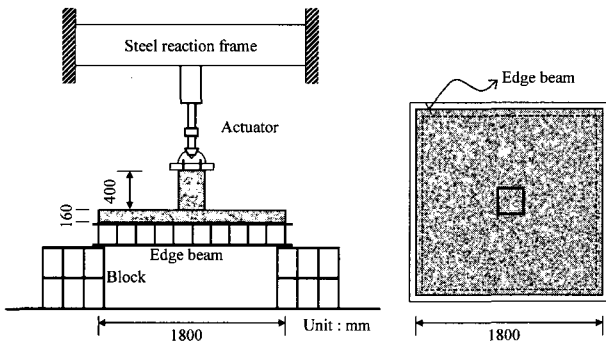


Fig. 2 Test setup of author(Park)'s specimen

2. 변수연구

본 연구에서는 플랫폼레이트의 슬래브-기둥 접합부의 전단강도에 대한 다양한 설계변수의 영향을 연구하기 위하여 비선형수치해석을 수행하였다. 이를 위하여 선행연구¹⁰⁾에서 개발된 비선형유한요소해석 프로그램을 이용하였다. 뚫림전단에 대한 프로그램의 해석능력을 검증하기 위하여 저자에 의해 실시된 실험결과와 비교하였다.

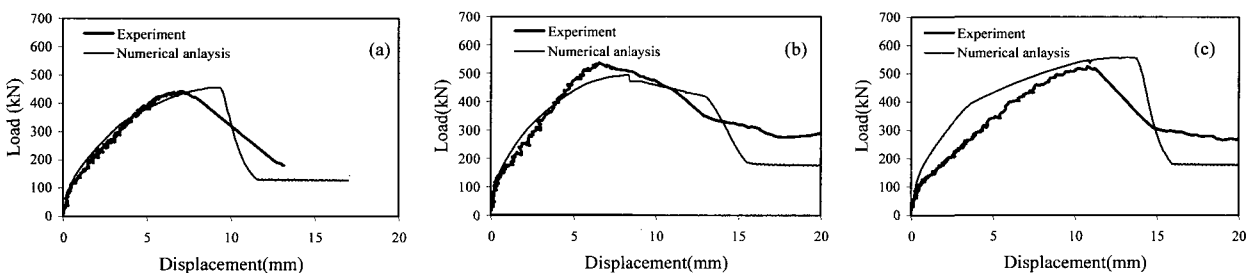


Fig. 3 Comparisons of experiments and numerical analyses : author's (a) specimen 3 ; (b) specimen 4 ; and (c) specimen 5

Fig. 2에는 실험체와 실험장치가 제시되어 있으며, 실험체의 재료 및 부재특성은 Table 3에 자세히 나타나 있다. 실험체는 실제와 반대방향으로 설치되었으며, 철재 지지보에 의해 네 변이 단순지지되었고 지지보는 철재블럭에 의해 지지되었다. 뚫림전단력은 기둥상단에 설치된 가력기(Actuator)에 의해 재하되었다. Fig. 3에는 실험체에 대한 비선형 수치해석결과와 실험결과가 비교되어 있다. 그림은 하중과 기둥의 수직변위의 관계를 나타내고 있는데, 해석결과와 실험결과는 최대강도에 이르기까지 대략적으로 일치한다. 슬래브의 기하학적 조건과 재료적 조건 등 다양한 변수 조합 별로 실제 설계범위를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 수행하였으며, 각 해석모델은 Table 1에 제시되어 있다.

Table 1에 나타난 모델명은 주요변수를 나타내고 있는데, 모델명은 계열- c_1 - c_2 - h - ρ_t - ρ_b 이며 이때, c_1, c_2 =기둥폭(mm), h =슬래브 두께(mm), ρ_t =상부철근비(%), ρ_b =하부철근비(%), L_1, L_2 =스팬길이이다. 콘크리트 압축강도 $f_{ck}=235$ (MPa), 철근의 항복인장강도 $f_y=392$ (MPa). 철근은 슬래브 전체에 균등배근하였다. Table 1은 해석결과와 콘크리트 구조설계기준에서 정의하고 있는 콘크리트 뚫림강도 v_c 를 비교하고 있는데, 예상한 바와 같이 현행 설계기준은 연속슬래브의 뚫림강도를 정확히 예측하지 못하고 있으며, 일반적으로 강도를 과소평가하고 있다.

기존의 실험결과들을 비교하면, 실험체의 재료적, 기하학적 특성이 서로 유사하다라고 각각의 실험마다 뚫림전단강도가 큰 차이를 보이는 경우가 많은데(Fig. 1), 실험결과와 분석에 의하면 각 실험에서 사용하는 철근비와 경계조건의 차이가 그 주 원인으로 예상되었다. 이러한 철근비와 경계조건의 차이가 전단강도에 미치는 영향을 파악하기 위해, E 계열의 해석모델에 대해 철근비와 경계조건을 다양하게 변경하여 비선형 수치해석을 수행하였다. Table 2에는 각 해석모델에서 사용한 경계조건이 제시되어 있다. 표에서 E 계열의 해석모델은 연속된 플랫폼레이트이다. F와 S 계열의 해석모델은 실제 실험에서 흔히 사용하는 실험조건으로써 하나의 기둥과 인접한 슬래브로

Table 1 Plate models and results

Model	L_1 (mm)	L_2 (mm)	c_u (mm)	V_{anal} (kN)	$\frac{v_{anal}}{v_c^{(1)}}$	$\frac{v_{anal}}{v_{pred}^{(2)}}$	Model	L_1 (mm)	L_2 (mm)	c_u (mm)	V_{anal} (kN)	$\frac{v_{anal}}{v_c^{(1)}}$	$\frac{v_{anal}}{v_{pred}^{(2)}}$
E-500-500-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	367	1.23	1.09	D-500-500-126-0.3-0.3	6000	6000	17.7	193	0.99	0.88
E-500-500-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	481	1.61	1.02	D-500-500-108-0.3-0.3	6000	6000	15.5	142	0.87	0.78
E-500-500-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	566	1.89	0.98	D-500-500-90-0.3-0.3	6000	6000	13.3	100	0.75	0.67
E-500-500-180-1.2-1.2	6000	6000	44.0	640	2.14	0.96	C-700-300-180-0.9-0.9	6000	6000	11.1	561	1.88	0.97
U-500-500-180-0.3-0.15	6000	6000	19.4	256	0.86	0.87	C-600-400-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	593	1.99	1.03
U-500-500-180-0.6-0.3	6000	6000	29.8	387	1.30	0.86	C-500-500-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	566	1.89	0.98
U-500-500-180-0.9-0.45	6000	6000	38.9	492	1.64	0.83	B-400-400-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	529	2.10	1.08
U-500-500-180-1.2-0.6	6000	6000	47.4	576	1.93	0.80	B-500-500-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	566	1.89	0.98
C-700-300-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	494	1.65	1.04	B-600-600-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	610	1.77	0.91
C-600-400-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	493	1.65	1.04	B-700-700-180-0.9-0.9	6000	6000	38.2	645	1.65	0.85
C-500-500-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	481	1.61	1.02	D-500-500-144-0.9-0.9	6000	6000	38.2	404	1.83	0.91
B-400-400-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	459	1.82	1.15	D-500-500-126-0.9-0.9	6000	6000	30.5	305	1.77	0.81
B-500-500-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	481	1.61	1.02	D-500-500-108-0.9-0.9	6000	6000	26.7	254	1.56	0.80
B-600-600-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	478	1.39	0.87	D-500-500-90-0.9-0.9	6000	6000	22.9	210	1.58	0.82
B-700-700-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	542	1.38	0.87	L-500-500-180-0.6-0.6	3000	3000	19.1	511	1.71	1.08
D-500-500-144-0.6-0.6	6000	6000	25.0	349	1.53	0.97	L-500-500-180-0.6-0.6	4000	4000	31.2	458	1.53	0.97
D-500-500-126-0.6-0.6	6000	6000	21.9	265	1.36	0.86	L-500-500-180-0.6-0.6	5000	5000	31.2	480	1.61	1.02
D-500-500-108-0.6-0.6	6000	6000	18.7	199	1.22	0.77	L-500-500-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	481	1.61	1.02
D-500-500-90-0.6-0.6	6000	6000	15.6	149	1.12	0.71	L-500-500-180-0.6-0.6	7000	7000	31.2	467	1.56	0.99
C-700-300-180-0.3-0.3	6000	6000	31.2	339	1.13	1.01	L-500-500-180-0.6-0.6	8000	8000	31.2	442	1.48	0.93
C-600-400-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	346	1.16	1.03	L-500-500-180-0.6-0.6	8000	4000	31.2	415	1.39	0.88
C-500-500-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	367	1.23	1.09	L-500-500-180-0.6-0.6	7000	5000	31.2	476	1.59	1.01
B-400-400-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	359	1.42	1.27	L-500-500-180-0.6-0.6	6000	6000	31.2	481	1.61	1.02
B-500-500-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	367	1.23	1.09	N-500-500-180-0.3-0	6000	6000	13.5	105	0.35	1.05
B-600-600-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	375	1.09	0.97	N-500-500-180-0.6-0	6000	6000	27.0	190	0.63	0.95
B-700-700-180-0.3-0.3	6000	6000	22.1	392	1.00	0.89	N-500-500-180-0.9-0	6000	6000	40.5	273	0.91	0.91
D-500-500-144-0.3-0.3	6000	6000	22.1	248	1.09	0.97	N-500-500-180-1.2-0	6000	6000	54.0	330	1.10	0.83
Mean	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.44	0.95
Standard deviation	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.387	0.113

(1) Shear strength specified in current design provisions of KCI: $v_c \approx 0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa)

(2) Shear strength predicted by the proposed method, Eqs. (7) and (13)

구성되며, 슬래브 단부는 각각 4변 구속, 4변 단순지지되어 있다. 실제 슬래브와 실험체의 중력하중조건을 실현하기 위해, E 계열에서는 슬래브 전체에 분포하중을 균등하게 재하하였고 F와 S 계열에서는 기둥에 집중하중을 재하하였다.

Fig. 4는 각 해석모델에 대해 비선형 수치해석을 통해 얻은 접합부의 전단강도와 슬래브의 최대 수직처짐의 관계를 나타내고 있다. Fig. 4와 Table 2에 의하면, 접합부의 전단강도는 철근비와 경계조건에 따라 큰 차이를 보이고 있다. 철근비가 증가할수록 뚫림전단강도가 증가하며, 대체로 네변이 구속지지된 슬래브와 연속슬래브의 전단강도는 비슷한 반면, 네변이 단순지지된 슬래브의 경우에는 상대적으로 강성과 전단강도가 작은 것으로 나타났다. 경계조건에 따른 전단강도의 차이는 Elstner⁵⁾의 연구에서도 밝혀진 바 있다(Fig. 1).

이 연구를 통하여, 슬래브 단부의 경계조건과 철근비가 접합부의 전단파괴 메커니즘에 영향을 미치는 주요한 변수임을 알 수 있다.

3. 접합부의 뚫림전단강도

3.1 재료 파괴기준

플랫플레이트는 일반적으로 경간 대 슬래브 두께의 비가 매우 크므로 휨변형이 지배적으로 발생하며, 따라서 슬래브-기둥 접합부에서 휨모멘트에 의해 인장철근의 항복과 휨균열순상이 선행되며 그 이후에 뚫림 전단에 의한 파괴가 일어난다. 슬래브 단면에서 큰 휨균열이 발생한 이후에는 균열이 발생한 인장측보다는 압축대의 콘크리트가 주로 전단력에 저항한다¹¹⁾. 이때 압축대의 콘크리트는 휨에 의한 압축응력과 전단응력의 조합력을 받으므로, 접합부의 뚫림전단강도를 산정하기 위해서는 두 응력의 상호작용을 고려하여야 한다. 본 연구에서는 뚫림전단강도의 위험단면으로서 현행설계기준¹⁾에서 사용하는 위험단면을 사용하였다. 즉 접합부의 위험단면은, 기둥면에서 각각 $0.5d$ 만큼 떨어진 곳에 위치하고 c_1+d , c_2+d 를 두 변으로 하는 직사각형으로 정의한다(Fig. 5).

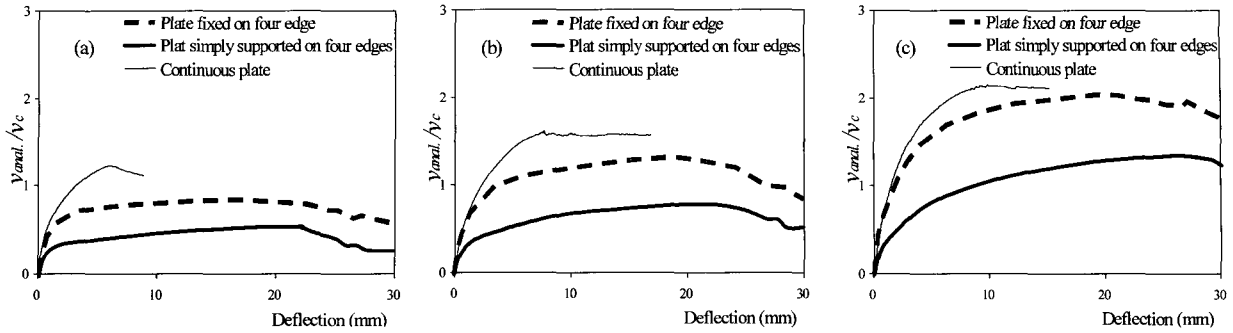


Fig. 4 Variations of shear strength with boundary conditions and reinforcement ratios (ρ): (a) $\rho = 0.3$; (b) $\rho = 0.6$; and (c) $\rho = 1.2$ percent

Table 2 Variations of shear strength of analytical models with boundary conditions

Model	Boundary condition	Initial stiffness (kN/mm)	$\frac{V_{anal.}}{V_c}$
E-500-500-180-0.3-0.3	Continuous	40.7	1.23
F-500-500-180-0.3-0.3	Fixed	44.1	0.84
S-500-500-180-0.3-0.3	Simply supported	20.2	0.51
E-500-500-180-0.6-0.6	Continuous	41.4	1.61
F-500-500-180-0.6-0.6	Fixed	48.2	1.35
S-500-500-180-0.6-0.6	Simply supported	20.1	0.82
E-500-500-180-1.2-1.2	Continuous	48.2	2.14
F-500-500-180-1.2-1.2	Fixed	51.5	2.00
S-500-500-180-1.2-1.2	Simply supported	22.0	1.34

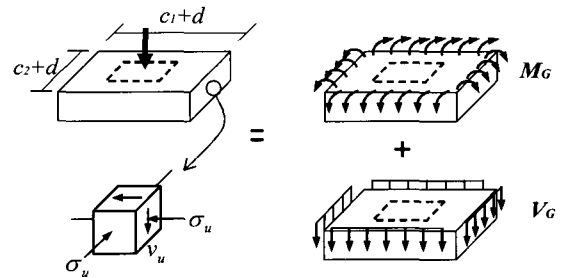


Fig. 5 Resultant forces and stress components developed at connection

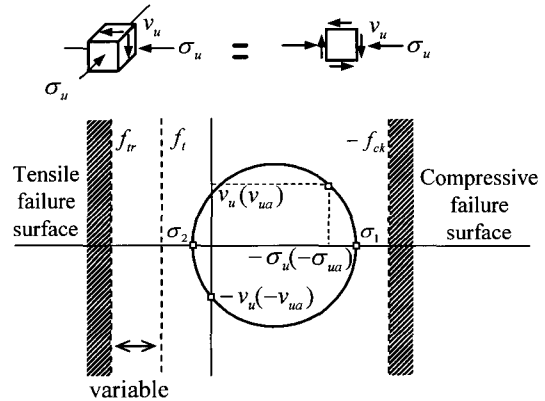


Fig. 6 Rankine's failure criteria of reinforced concrete in Mohr-circle

조합응력에 대한 파괴기준으로서 Rankine¹²⁾ 파괴기준을 사용하며, 따라서 주응력이 재료강도에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 정의된다. 본 연구에서는 압축대의 콘크리트에 재하되는 주압축응력 (principal stress)이 콘크리트 압축강도 $-f_{ck}$ 에 도달하면 압축지배 파괴가 일어나며, 인장지배 파괴에 대해서는 평균응력의 개념을 도입하여 압축대의 콘크리트와 철근 전체에 재하되는 주인장응력이 철근의 기여도를 포함하는 철근콘크리트 재료의 인장강도 f_{tr} 에 도달하면 인장지배 파괴가 일어나는 것으로 정의한다. Fig. 5은 위험단면에서의 응력상태를 보여주고 있다. 이 그림에서 위험단면의 코너 부분을 제외하면, 각 모서리의 압축대에는 평균적으로 3개의 응력성분, 휨모멘트에 의하여 발생하는 서로 직각인 두 개의 압축응력과 전단응력이 존재한다. 이때 Rankine 파괴기준을 사용하는 경우, 각 모서리에 평행한 방향으로 작용하는 압축응력은 위험단면의 전단강도에 아무런 영향을 미치지 않는다. 따라서 압축대에 직각방향으로 작용하는 주응력에 대한 Rankine 파괴기준은 Fig. 6에 나타난 바와 같이 2차원의 응력관계로 단순화될 수 있다. 이때 주응력성분과 파괴기준은 식 (1)로 정의된다.

압축지배 전단파괴

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_u}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{2}\right)^2 + v_u^2} \geq -f_{ck} \quad (1a)$$

인장지배 전단파괴

$$\sigma_2 = -\frac{\sigma_{ua}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ua}}{2}\right)^2 + v_{ua}^2} \leq f_{tr} \quad (1b)$$

여기서, σ_u , v_u = 콘크리트의 압축응력, 전단응력, σ_{ua} , v_{ua} = 철근콘크리트의 평균 압축응력, 평균 전단응력

Fig. 6에 나타난 바와 같이, 압축과괴면은 콘크리트의 압축과괴강도 $-f_{ck}$ 로 정의되지만 인장과괴면 f_{tr} 은 압축대에 배치된 철근비에 따라 변화한다. 한편 압축대에 작용하는 압축응력 σ_u 또는 σ_{ua} 는 중립축에서의 거리 z 에 따라 달라지며, 따라서 식 (1)로부터 압축대의 각 지점에서의 전단강도는 중립축에서의 거리 z 의 함수로 정의된다.

압축지배 전단과괴

$$v_u(z) = \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \sigma_u(z))} \quad (2a)$$

인장지배 전단과괴

$$v_u(z) = \sqrt{f_{tr}(f_{tr} + \sigma_{ua}(z))} \quad (2b)$$

3.2 접합부 곡률변형의 영향

휨부재에서 압축응력 분포의 변화는 단면에 배치된 철근량 뿐만 아니라 단면의 변형 즉, 곡률과도 관계가 있다. Fig. 7에 나타난 바와 같이, 휨 손상의 진행 정도를 나타내는 곡률이 증가함에 따라, 압축대의 길이가 줄어들며 압축응력이 증가한다. 따라서 Fig. 7(c), (d) 또는 식 (2a)와 (2b)에 나타나 있는 바와 같이, 압축대가 지지할 수 있는 허용 전단강도는 압축응력의 크기에 따라 변화한다. 특히 압축응력이 압축강도에 도달하면 콘크리트 압축대가 압축연화(compressive softening)를 겪게 되며, 이 경우 압축연화지점에서는 전단저항을 더 이상 발휘하지 못하므로 접합부의 전단강도는 급격히 저하된다.

앞서 Fig. 4에서 슬래브 단부가 단순지지되어 있는 슬래브의 경우, 연속슬래브에 비하여 상대적으로 전단강도가 감소하는 것으로 나타났다. 수치해석결과를 살펴보면, 단순지지 슬래브는 내변이 구속지지된 슬래브와 연속슬래브보다 강성이 작으며, 따라서 하중이 증가함에 따라 접합부에서 큰 변형이 발생한다. 곡률의 증가하게 되면, 앞서 언급한 바와 같이 접합부의 전단강도는 점차 감소하게 된다. 이처럼 단순지지되는 슬래브의 경우, 극한상태에서 접합부 단면의 곡률이 매우 크며, 이로 인하여 압축대 콘크리트의 압축손상이 크므로, 연속슬래브 또는 단부 구속된 슬래브에 비해 뚫림전단강도가 상대적으로 저하된다. 따라서 본 연구에서는 휨손상의 정도를 나타내는 곡률 또는 최대압축변형률의 증가에 따른 전단강도의 변화를 연구하였다.

3.3 압축지배 전단강도

접합부의 압축대에서 주압축응력이 콘크리트 압축강도 f_{ck} 에 도달하면, 압축지배 전단과괴가 발생한다. 압축지배 전단강도를 산정하기 위하여, Fig. 8와 같이 변형률이

선형적으로 분포하며 콘크리트 압축대에는 식 (3)에서 정의하는 포물선 형태의 압축응력이 분포하는 것으로 가정하였다.

$$\sigma_u(\epsilon) = f_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (3a)$$

$$\sigma_u(z) = f_{ck} \left[2 \left(\frac{\alpha z}{c_u} \right) - \left(\frac{\alpha z}{c_u} \right)^2 \right] \quad (3b)$$

여기서, ϵ_o = 콘크리트 압축강도 f_{ck} 에 해당하는 변형률, c_u = 콘크리트 압축대의 깊이

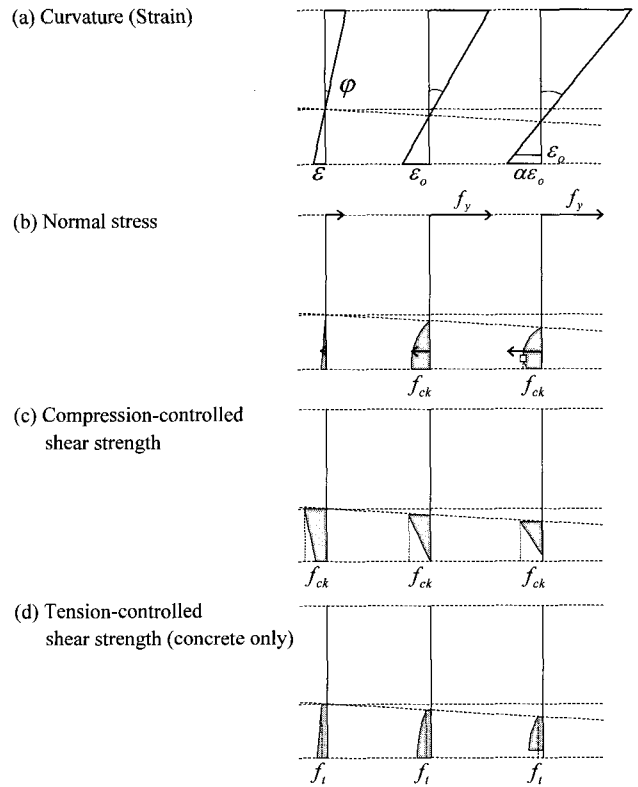


Fig. 7 Variations of normal stress and corresponding shear strength with curvature at connection

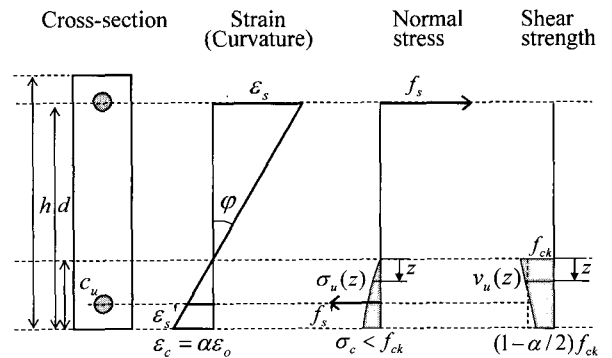


Fig. 8 Stress and strain profiles at connection for compression-controlled shear failure with $\alpha < 1$

압축대 최단부에서의 압축변형률이 $\alpha \epsilon_o$ 에 도달하고 인장철근과 압축철근의 피복두께가 동일하다고 가정하면, 인장철근의 변형률 ϵ_s 과 인장응력 f_s , 압축철근의 변형률 ϵ_s' 과 압축응력 f_s' 은 변형률의 선형분포에 의해 다음과 같이 유도된다.

$$\epsilon_s = \left(\frac{d - c_u}{c_u} \right) \alpha \epsilon_o \text{ and } f_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y \quad (4a)$$

$$\epsilon_s' = \left(\frac{c_u - h + d}{c_u} \right) \alpha \epsilon_o \text{ and } f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' \leq f_y \quad (4b)$$

슬래브 단면에서의 평형관계를 이용하여, 콘크리트 압축대의 깊이는 식 (5)에 의해 계산된다.

$$\text{For, } \epsilon_s < \epsilon_y (= f_y/E_s): c_u = \frac{-3E_s h \alpha \epsilon_o (\rho_t + \rho_b)}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} + \frac{\sqrt{[3E_s h \alpha \epsilon_o (\rho_t + \rho_b)]^2 + 4(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}[\rho_t d + \rho_b(h-d)]E_s h \alpha \epsilon_o}}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} \quad (5a)$$

$$\text{For, } \epsilon_s \geq \epsilon_y: c_u = \frac{3\rho_t f_y h - 3\rho_b E_s h \alpha \epsilon_o}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} + \frac{\sqrt{(3\rho_t f_y h - 3\rho_b E_s h \alpha \epsilon_o)^2 + 4(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}3\rho_b E_s (h-d)h \alpha \epsilon_o}}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} \quad (5b)$$

콘크리트 압축파괴에 의하여 전단강도가 결정되는 경우, 압축대 각 지점에서의 전단강도는 식 (2a)에 식 (3b)를 대입하여 구할 수 있다.

$$v_u(z) = f_{ck} \left(1 - \frac{\alpha z}{c_u} \right) \quad (6)$$

식 (6)에 나타난 바와 같이, 압축대에서 전단강도는 선형적으로 분포된다. 이때 슬래브의 유효두께 전체에 대한 압축지배 전단강도는 식 (7)로 정의된다.

$$v_u = \left(\int_0^{c_u} v_u(z) dz \right) \frac{1}{d} = \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) f_{ck} \frac{c_u}{d} \text{ for } \alpha < 1 \quad (7a)$$

$$v_u = \left(\frac{1}{2\alpha} \right) f_{ck} \frac{c_u}{d} \text{ for } \alpha \geq 1 \quad (7b)$$

압축연화가 발생하는 경우 ($\alpha > 1$), 이 콘크리트는 이미 파괴면에 도달한 상태이므로 더 이상 전단응력이 발생할 수 없으며, 전단저항은 압축연화를 겪지 않는 지점에서만 ($0 \leq z \leq c_u/\alpha$) 발휘된다(Fig. 9).

한편 접합부의 곡률과 압축지배 전단강도의 관계를 살펴보기 위해, 최대압축변형률 $\epsilon_c (= \alpha \epsilon_o)$ 을 이용해서 접합부의 곡률변형 $\phi (= \alpha \epsilon_o/c_u)$ 를 정의하였다(Fig. 9). 압축연화가 발생하는 경우 ($\alpha > 1$)에 대해, 접합부의 압축지배 전단강도를 곡률 ϕ ($\approx \tan \phi$)의 함수로 나타내면 다음과 같다.

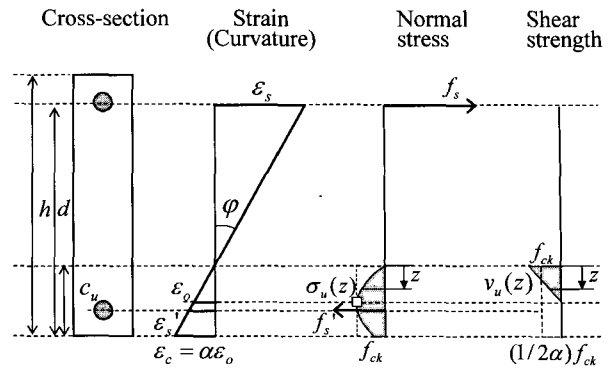


Fig. 9 Stress and strain profiles at connection for compression-controlled shear failure with $\alpha \geq 1$

$$v_u = \frac{f_{ck} \epsilon_o}{2d} \frac{1}{\phi} \text{ for } \phi > \epsilon_o/c_u \quad (8)$$

식 (8)에 의하면, 접합부의 곡률이 증가할수록 압축연화로 인하여 전단저항을 할 수 있는 단면이 점차 손실되므로, 접합부의 압축지배 전단강도는 저하되는 것으로 나타났다(Fig. 7).

3.4 인장지배 전단강도

3.4.1 하부철근이 배근되지 않는 경우

압축대에 철근이 배근되어 있지 않는 경우, 주인장응력이 재료강도 f_t 에 도달하면 인장균열이 압축대를 관통하게 되며 인장지배 전단파괴가 일어난다(Fig. 11). 인장지배 전단강도를 산정하기 위해서, 철근콘크리트의 압축대에서 발생하는 평균 압축응력 $\sigma_{ua}(z)$ 이 주방향의 압축응력과 크기 및 분포가 비슷하며, 또한 식 (3)에서 정의한 포물선 형태로 분포된다고 가정하였다(Fig. 10).

위험단면에서의 평형관계에 의하여 압축대의 깊이는 다음과 같이 계산된다.

$$\text{For } \epsilon_s < \epsilon_y (= f_y/E_s): c_u = \frac{-3\rho_t E_s h \alpha \epsilon_o}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} + \frac{\sqrt{(3\rho_t E_s h \alpha \epsilon_o)^2 + 4(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}3\rho_t E_s h d \alpha \epsilon_o}}{2(3\alpha - \alpha^2)f_{ck}} \quad (9a)$$

$$\text{For } \epsilon_s \geq \epsilon_y: c_u = \frac{\rho_t f_y h}{(\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}} \quad (9b)$$

접합부의 인장지배 전단강도를 간단하게 산정하기 위해서, 철근콘크리트의 압축대에 분포되는 압축응력 $\sigma_{ua}(z)$ 를 등가압축응력 $\sigma_{ue} [= (\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}]$ 으로 치환하였다. 식 (2b)로부터, 위험단면내 인장지배 전단강도는 식 (10)으로 정의된다.

$$v_u = \sqrt{f_t[f_t + (\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}]} \left(\frac{c_u}{d}\right) \text{ for } \alpha < 1 \quad (10a)$$

$$v_u = \sqrt{f_t[f_t + (\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}]} \left(\frac{c_u}{d}\right) \frac{1}{\alpha} \text{ for } \alpha \geq 1 \quad (10b)$$

압축연화가 발생하는 경우 ($\alpha > 1$), 전단저항은 압축연화를 겪지 않는 지점에서만 ($0 \leq z \leq c_u/\alpha$) 발휘된다(Fig. 12).

3.4.2 하부철근이 배근되어 있는 경우

압축대에 철근이 배근되어 있는 경우, 인장균열이 압축대를 관통하게 되면, 접합부의 전단변형으로 인하여 하부철근에는 인장응력이 유발되며, 극한상태에서 하부철근은 인장항복하게 된다. 따라서 접합부의 전단강도는 다음의 저항성분으로 구성된다(Fig. 11).

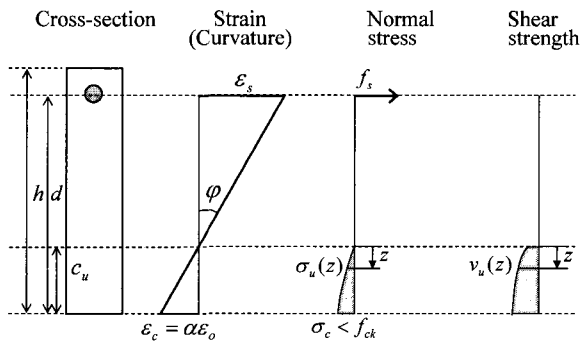
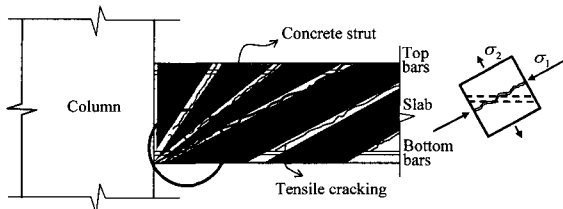


Fig. 10 Stress and strain profiles at connection for tension-controlled shear failure with $\alpha < 1$ (no bottom re-bars)



	Total average stress	Average stress due to re-bar
Stress		
Principal stress		
Mohr-circle		

Fig. 11 Average stresses of re-bar and reinforced concrete at connection for tension-controlled shear failure

콘크리트 인장강도 f_t , 하부철근의 인장강도, 인장균열면에서의 골재 맞물림, 그리고 하부철근의 전단저항 (Dowel action)이다. 이 중에서 골재 맞물림과 하부철근의 전단저항을 산정하기는 매우 어려우며, 따라서 본 연구에서는 안전측의 설계를 위하여 이들 효과를 무시하였다. Fig. 11에는 철근 또는 철근콘크리트에 발생하는 응력성분들과 주응력성분들이 제시되어 있다. 철근콘크리트의 인장강도에 대한 하부철근의 기여도 $f_{y\theta}$ 를 간단하게 산정하기 위해서, 본 연구에서는 철근의 인장응력이 압축대 전체에 걸쳐 분산되어 작용하며, 그 크기는 $f_y\rho_b h/c_u$ 인 것으로 가정하였다.

그림에서 인장균열면의 방향은 압축대에 작용하는 응력성분들을 이용하여 $\tan(2\theta) = v_{uc}/(\sigma_{ue}/2)$ 로 정의되며, 또한 $f_{y\theta}$ 는 $\sin^2\theta \cdot (f_y\rho_b h)/c_u$ 으로 계산된다. 따라서 압축대에서 인장균열면에 대한 철근콘크리트의 인장강도 f_{tr} 은 다음과 같이 정의된다.

$$f_{tr} = f_t + \sin^2\theta \cdot \frac{f_y\rho_b h}{c_u} \quad (11)$$

식 (10)을 식 (11)에 대입하면, 철근콘크리트의 인장강도 f_{tr} 은 아래와 같이 계산된다.

For, $\epsilon_s < \epsilon_y (= f_y/E_s)$:

$$f_{tr} = \frac{[2c_u f_t + f_y\rho_b h - c_u \sigma_{ue}]}{4c_u} + \frac{\sqrt{[2c_u f_t + f_y\rho_b h - c_u \sigma_{ue}]^2 + 8c_u^2 \sigma_{ue} f_t}}{4c_u} \quad (12a)$$

For $\epsilon_s \geq \epsilon_y$: $f_{tr} = \frac{2f_t(\rho_t + \rho_b) - \sigma_{ue}\rho_t}{4(\rho_t + \rho_b)}$

$$+ \frac{\sqrt{[2f_t(\rho_t + \rho_b) - \sigma_{ue}\rho_t]^2 + 8(\rho_t + \rho_b)^2 f_t \sigma_{ue}}}{4(\rho_t + \rho_b)} \quad (12b)$$

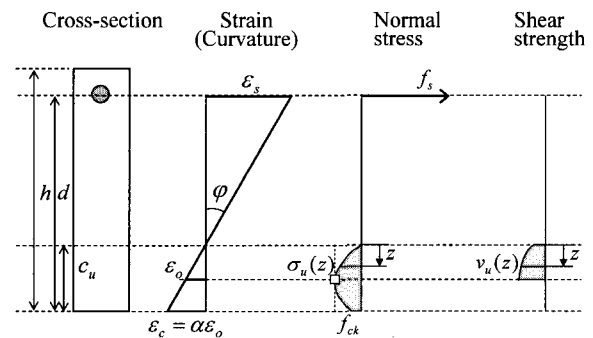


Fig. 12 Stress and strain profiles at connection for tension-controlled shear failure with $\alpha \geq 1$ (no bottom re-bars)

따라서 하부철근이 배근되어 있는 경우, 인장지배 전단 강도는 식 (13)으로 정의된다.

$$v_u = \sqrt{f_{tr}[f_{tr} + (\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}]} \left(\frac{c_u}{d}\right) \text{ for } \alpha \leq 1 \text{ (13a)}$$

$$v_u = \sqrt{f_{tr}[f_{tr} + (\alpha - \alpha^2/3)f_{ck}]} \left(\frac{c_u}{d}\right) \frac{1}{\alpha} \text{ for } \alpha > 1 \text{ (13b)}$$

식 (16)에서 압축대의 길이 c_u 는 앞서 하부철근이 없는 경우와 동일한 방법으로 산정할 수 있다. 본 연구에서는, 인장축에서의 골재 맞물림에 의한 전단강도 기여도를 무시하였다.¹¹⁾ 한편, Raphael¹³⁾에 의하면 콘크리트의 인장 강도 f_t 는 실험방식에 따라 차이가 있으나 일반적으로 $0.07 f_{ck} \sim 0.12 f_{ck}$ 인 것으로 알려져 있다. 실제로 인장 균열은 철근의 인장항복 보다 먼저 일어나므로 인장강도는 급격히 저감되며, 따라서 본 연구에서는 인장균열강도의 연화를 고려하여 콘크리트의 인장강도로서 안전측으로 $0.08 f_{ck}$ 을 사용하였다.

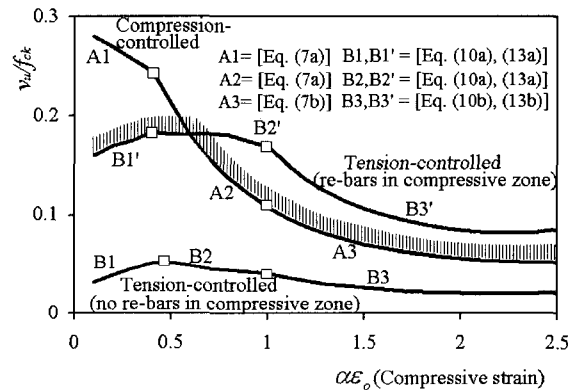
3.5 접합부의 뚫림전단파괴면

Fig. 13(a)는 접합부 위험단면의 전단강도와 최대압축변형률의 관계를 정의하고 있는 식 (7), (10), (13)을 이용해서, E-500-500-180-0.6-0.6과 E-500-500-180-0.6-0에 대한 압축지배 파괴면과 인장지배 파괴면을 나타내고 있다. 곡선 A는 압축지배 파괴면을 가리키고 있는데, A1 [Eq. (7a)]는 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 이고 $\alpha < 1$ 인 경우, A2 [Eq. (7a)]는 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 이고 $\alpha \geq 1$ 인 경우, A3 [Eq. (7b)]는 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ 이고 $\alpha \geq 1$ 인 경우의 압축파괴면을 나타내고 있다. 최대압축변형률이 증가함에 따라서 압축응력이 증가하므로 전단강도가 감소한다. 곡선 B'와 B는 하부철근이 배치되는 경우와 되지 않는 경우의 인장지배 파괴면을 각각 가리키고 있는데, B1 [Eq. (10a)]와 B1' [Eq. (13a)]는 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 이고 $\alpha < 1$ 인 경우, B2 [Eq. (10a)]와 B2' [Eq. (13a)]는 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 이고 $\alpha \geq 1$ 인 경우, B3 [Eq. (10b)]와 B3' [Eq. (13b)]는 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ 이고 $\alpha \geq 1$ 인 경우의 인장파괴면을 나타내고 있다. $\alpha < 1$ 인 경우에는, 압축변형률과 압축응력이 증가함에 따라서 인장파괴가 지연되므로 대체로 인장지배 전단파괴강도가 증가한다. 반면에 $\alpha \geq 1$ 인 경우에는, 압축연화가 발생하는 면적이 증가하므로 인장지배 전단파괴강도가 감소한다. 하지만, 최대압축변형률이 매우 클 경우에는, 접합부에 인장균열 및 전단변형이 발생하더라도 콘크리트가 큰 압축응력을 재하받게 되므로 실제로는 하부철근이 인장항복하지 않을 수 있으며, 접합부 주위의 전단력은 하부철근의 전단저항(Dowel action)에 의해 지지될

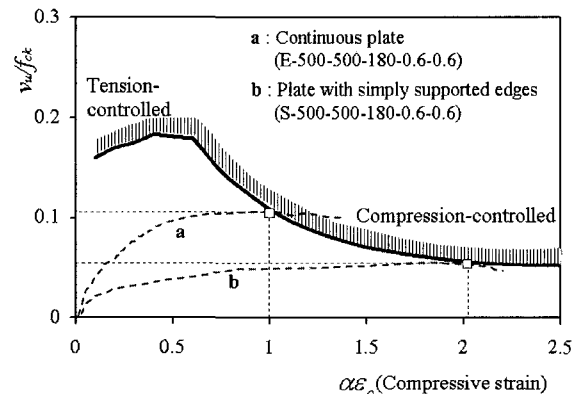
수 있다. 따라서 곡선 B3'는 정확하지 않을 수 있다. 이 그림에서, 압축대에 하부철근이 배치되지 않는 경우에는, 인장지배 파괴면 B에 의해 뚫림전단강도가 결정된다. 반면, 압축대에 하부철근이 배치되는 경우에는, 압축대의 인장파괴강도 f_{tr} 이 증가하므로 인장파괴강도가 크게 증가한다. 따라서 인장지배 전단파괴는 억제되며, 인장지배 파괴면 B' 보다 압축지배 파괴면 A에 의해 뚫림전단강도가 결정된다.

4. 뚫림전단강도 설계식

Fig. 13(b)는 경계조건이 다른 두 슬래브의 성능곡선을 보여주고 있는데, 최대압축변형률(곡률)이 증가함에 따라서 전단력이 증가하며, 최종적으로 파괴면에 도달하면서 접합부가 전단파괴되고 전단강도가 결정된다. Fig. 13(a)와 13(b)에 나타난 바와 같이, 연속슬래브 E-500-500-180-0.6-0.6는 단순지지 슬래브 보다 강성이 크므로 S-500-500-180-0.6-0.6 보다 높은 전단강도에 도달하며, 반면 낮은 강성을 가지는 단순지지 슬래브는 낮은 전단강도를 나타낸다.



(a) Failure surface: E-500-500-180-0.6-0 (curve A and B) and E-500-500-180-0.6-0.6 (curve A and B')



(b) Determination of shear strength
Fig. 13 Failure criteria at plate-column connection

따라서 접합부의 전단파괴강도는 휨강성에 영향을 미치는 슬래브의 경계조건과 파괴면에 영향을 미치는 하부철근량에 의하여 결정된다는 사실을 알 수 있다.

경계조건에 따라 접합부의 전단강도가 변화하므로, 식 (7)과 (13)을 이용해서 접합부의 전단강도를 산정하기 위해서는 슬래브 단부의 경계조건 별로 접합부 전단파괴시의 최대압축변형률 $\alpha \epsilon_o$ 의 크기를 정의하여야 한다. 그러나 상세한 구조해석을 하지 않는 경우 플랫폼레이트구조의 강성을 평가하기는 쉽지 않으므로, 본 연구에서는 수치해석결과에 근거하여 일반적인 설계범위의 철근량을 가지는 연속슬래브, 4변 구속지지, 4변 단순지지된 슬래브에 대한 설계값으로 압축지배 전단파괴의 경우 각각 $\alpha = 1.0, 1.1, 2.0$ 을, 인장지배 전단파괴의 경우 $\alpha = 1.0$ 을 제안한다. 이때 슬래브-기둥 접합부의 전단강도는, 압축지배 전단파괴와 인장지배 전단파괴에 대해 각각 식 (7b)와 (13a)로 정의된다.

Fig. 14에는 Table 2에 제시된 해석모델에 대해, 콘크리트구조 설계기준¹⁾과 제안식에 의해 추정된 전단강도가 비교되어 있다. 그림에 나타난 바와 같이, 해석결과와 현행 설계기준에 의한 추정강도의 비율은 평균이 1.44, 표준편차가 38.7%로 정확하지 못한 것으로 나타났다. 반면, 본 연구에서 제안한 전단강도식은 평균 0.95, 표준편차 11.3%로써 비교적 해석결과를 잘 나타내고 있다.

한편, Fig. 14에 의하면 제안식은 슬래브 경간에 대한 접합부 위험단면의 기둥크기 $c/d [= \text{Max}(c_1/d, c_2/d)]$ 가 증가함에 따라 접합부의 전단 강도를 과대평가하는 경향이 있다. 위험단면의 두께비에 따라 전단강도가 저하되는 현상은 선행연구¹⁴⁾와 Vanderbilt¹⁵⁾의 실험연구에서도 보고되었다. 그 이유는 위험단면의 형상이 장방형에 가까워질수록 인근 위험단면에 작용하는 전단응력의 영향을 받아 위험단면의 양 단부가 조기에 압축파괴되므로, 전체 전단강도가 감소하기 때문이다. 그러나 본 연구에서 제안된 전단강도식은 위험단면 전체에 대해 평균압축응력과 평균전단응력의 관계를 사용하므로, 양단부에서 국부적으로 전단강도가 저하되는 현상을 충분히 설명할 수 없다. 따라서 위험단면의 두께비에 따른 전단강도의 저하현상을 고려하기 위해서, 수치해석결과에 근거하여 보정계수 λ 를 도입하였다.

압축지배 전단파괴

$$v_u = \frac{\lambda}{2\alpha} f_{ck} \frac{c_u}{d} \quad (14a)$$

인장지배 전단파괴

$$v_u = \lambda \sqrt{f_{tr}[f_{tr} + 2/3f_{ck}]} \left(\frac{c_u}{d} \right) \quad (14b)$$

여기서, $\lambda = 1.3 - 0.07 \frac{c}{d}$ (15)

콘크리트 구조설계기준에 따라 접합부의 주변에 하부철근이 배근되어 있다면, 인장지배 전단강도는 매우 크게 증가하며, 따라서 뚫림전단강도는 일반적으로 압축지배 전단강도에 의하여 지배될 것이다. 따라서 실제 설계과정에서는 전단강도 설계식으로 식 (14a)를 사용할 수 있다. 식 (14a)에서, 압축지배 전단강도 v_u 는 압축강도 f_{ck} 와 압축대의 길이 c_u 에 의해 결정되고 있다.

이때 압축강도가 증가하면, 평형관계를 만족하기 위해 압축대의 길이는 줄어들게 된다. Fig. 15에는 제안된 전단강도식[Eq. (8) with $\alpha = 1$]에 의해 추정된 E 계열의 해석모델의 전단강도가 제시되어 있다. 그림에 나타난 바에 의하면, 제안된 전단강도식과 CEB-FIP Model에 의한 추정결과는 다양한 압축강도에 대하여 대체적으로 일치하며, 접합부의 압축지배 전단강도는 콘크리트의 압축강도와 선형비례하지 않음을 알 수 있다.

슬래브-기둥 접합부의 전단강도에 대한 제안식 (14)의 유효성을 검증하기 위하여 기존의 실험결과와 비교하였다. 비교를 위해, 4변 구속 경계조건을 사용한 Vanderbilt¹⁵⁾와 4변 단순지지 경계조건을 사용한 저자의 실험 (Park), Elstner⁵⁾, Moe¹⁶⁾, Richart¹⁷⁾의 실험결과를 사용하였으며,

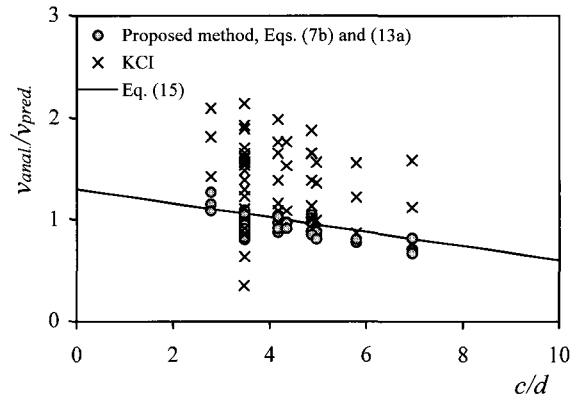


Fig. 14 Prediction of shear strength for plate models

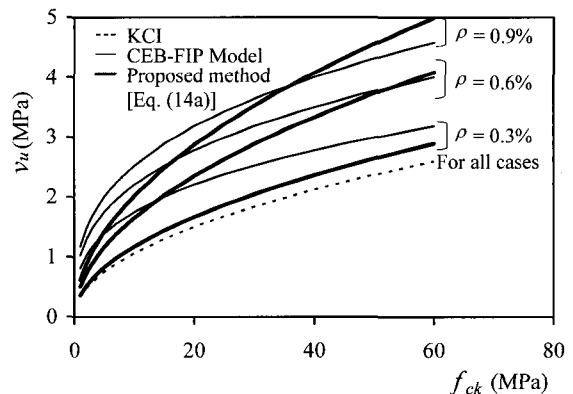


Fig. 15 Variation of compression-controlled shear strength with compressive strength of concrete and reinforcement ratio

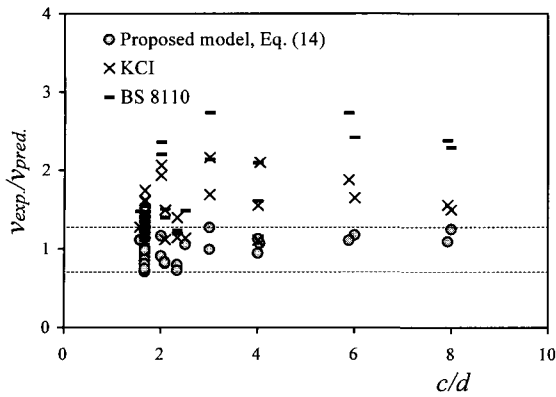


Fig. 16 Prediction of shear strength for experiments

실험체의 부재특성과 재료특성은 Table 3에 제시되어 있다. 단, 인장축에 배치된 철근량이 과도하여 실제 설계범위를 크게 벗어나는, 일부 시험체는 본 비교연구에서 제외하였다. Park, Elstner의 슬래브는 압축대에 철근이 배근되어 있으므로 압축지배 전단파괴가 예상되며, Moe와 Richart의 시험체는 압축대에 철근이 배근되어 있지 않으므로 인장지배 전단파괴가 예상된다.

Fig. 16과 Table 3에는 제안식 (14)에 의해 추정된 전단강도와 실험결과가 비교되어 있다. 전단강도 추정에 필요한 최대압축변형률은, 압축지배전단파괴면에 대해서는 실험에서 사용된 경계조건에 따라 4변 구속지지, 4변 단순지

Table 3 Dimensions and properties of specimens, and strength prediction

Specimen	L_1 (mm)	L_2 (mm)	c_1 (mm)	c_2 (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	Reinforcement ratio (%) ⁽¹⁾		d (mm)	$\frac{v_{exp.}}{v_c^{(2)}}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{BS}^{(3)}}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{comb.}^{(4)}}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{ten.}^{(5)}}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{pred.}}$	Failure mode ⁽⁶⁾	
							Top	Bottom								
Vanderbilt ¹⁵	2S1-1	305	305	76	76	27.6	302	0.01	0.005	38	1.93	2.21	1.02	1.17	1.17	T
	3S1-2	457	457	114	114	22.9	302	0.01	0.005	38	1.69	2.14	0.94	0.99	0.99	T
	4S1-3	610	610	152	152	20.7	296	0.01	0.005	38	1.55	2.10	0.92	0.94	0.94	T
	3C1-4	457	457	114	114	22.0	296	0.01	0.005	38	2.16	2.74	1.24	1.27	1.27	T
	6S1-5	914	914	229	229	21.2	296	0.01	0.005	38	1.65	2.42	1.14	1.18	1.18	T
	8S1-6	1219	1219	305	305	20.5	295	0.01	0.005	38	1.49	2.29	1.23	1.25	1.25	T
	6C1-9	897	897	224	224	25.7	391	0.01	0.005	38	1.87	2.73	1.10	1.11	1.11	T
	2C1-11	305	305	76	76	20.0	386	0.01	0.005	38	2.07	2.36	0.89	0.91	0.91	T
	4C1-12	616	616	154	154	22.2	387	0.01	0.005	38	2.10	2.85	1.05	1.07	1.07	T
	8C1-13	1207	1207	302	302	24.0	386	0.01	0.005	38	1.56	2.38	1.04	1.07	1.10	T
Elstner ⁵	1a	1829	1829	254	254	13.8	316	0.013	0.0067	114	1.46	1.44	1.02	0.42	1.02	C
	1b	1829	1829	254	254	24.1	316	0.013	0.0067	114	1.33	1.31	0.89	0.50	0.89	C
	1c	1829	1829	254	254	27.6	316	0.013	0.0067	114	1.21	1.20	0.81	0.49	0.81	C
	1d	1829	1829	254	254	34.5	316	0.013	0.0067	114	1.07	1.06	0.71	0.49	0.71	C
	1e	1829	1829	254	254	20.7	316	0.013	0.0067	114	1.40	1.38	0.95	0.49	0.95	C
	2a	1829	1829	254	254	13.8	316	0.026	0.013	114	1.61	1.26	0.85	0.23	0.85	C
	2b	1829	1829	254	254	24.1	316	0.026	0.013	114	1.46	1.14	0.73	0.28	0.73	C
	2c	1829	1829	254	254	34.5	316	0.026	0.013	114	1.42	1.12	0.69	0.32	0.73	C
	7a2	1829	1829	254	254	27.6	316	0.026	0.013	114	1.74	1.37	0.86	0.35	0.86	C
	4	1829	1829	356	356	24.1	316	0.013	0.0067	114	1.14	1.23	0.80	0.45	0.80	C
Author (Park)	1	1800	1800	250	250	26.4	456	0.008	0.006	90	1.12	1.40	0.82	0.43	0.82	C
	2	1800	1800	250	250	27.9	466	0.015	0.013	90	1.49	1.50	0.83	0.28	0.83	C
	3	1800	1800	250	250	28.6	484	0.008	0.006	130	1.28	1.47	1.12	0.50	1.12	C
	4	1800	1800	640	160	28.6	484	0.008	0.006	130	1.11	1.61	1.13	0.51	1.13	C
	5	1800	1800	400	400	26.4	484	0.008	0.006	130	1.14	1.48	1.06	0.46	1.06	C
Moe ¹⁶	s1-60	1830	1830	254	254	23.3	399	0.0083	0	152	1.35	1.56	1.05	1.24	1.24	T
	s2-60	1830	1830	254	254	22.0	399	0.012	0	152	1.27	1.30	0.73	0.75	0.75	T
	s1-70	1830	1830	254	254	24.5	482	0.0083	0	152	1.33	1.54	0.92	0.99	0.99	T
	s5-60	1830	1830	254	254	22.2	399	0.0083	0	152	1.22	1.41	0.82	0.95	0.95	T
	s5-70	1830	1830	254	254	23.0	482	0.0083	0	152	1.32	1.53	0.78	0.86	0.86	T
Richart ¹⁷	207a	2134	2134	356	356	29.3	430	0.013	0	203	1.83	1.77	0.98	1.05	1.05	T
	207b	2134	2134	356	356	27.8	430	0.013	0	203	1.78	1.73	0.92	1.00	1.00	T
	213a	2134	2134	356	356	31.0	430	0.013	0	203	1.68	1.63	0.91	0.99	0.99	T
	213b	2134	2134	356	356	31.3	430	0.013	0	203	1.67	1.62	0.94	0.99	0.99	T
	216a	2134	2134	356	356	31.3	430	0.013	0	203	1.76	1.71	0.89	1.05	1.05	T
	216b	2134	2134	356	356	30.8	430	0.013	0	203	1.78	1.73	0.93	1.05	1.05	T
Mean										1.53	1.69			0.97		
Standard deviation										0.326	0.510			0.154		

⁽¹⁾ The ratios were calculated for gross area.

^{(2),(3)} Shear strength of connection specified in KCI, BS 8110.

^{(4),(5)} Compression-controlled and tension-controlled shear strength of connection predicted by the proposed method, Eq. (14a), (14b), respectively.

⁽⁶⁾ C = Compression-controlled failure ; T= Tension-controlled failure.

지된 슬래브에 대해 각각 $\alpha = 1.1, 2.0$ 을 사용하였으며, 인장지배파괴면에 대해서는 $\alpha = 1.0$ 을 사용하였다. Table 3에 나타난 바와 같이 압축대에 철근이 배근되지 않은 Moe와 Richart의 실험체는 인장지배 전단강도가 압축지배 전단강도 보다 작으며 따라서 인장지배파괴가 일어난다. 또한 Elstner와 저자의 시험체는 압축지배 전단파괴되었으며, 하부철근이 충분하게 배근되지 않은 Vanderbilt의 시험체는 인장지배 전단강도가 압축지배 전단강도와 거의 비슷한 것으로 나타났다. 각 설계방법의 비교결과, 실험강도에 대해 콘크리트 구조설계기준¹⁾ 및 BS 8110³⁾에 의한 추정강도의 비율은 각각 평균이 1.54, 1.69이고 표준편차가 32.6%, 51.0%로 나타났으며, 각 설계기준마다 슬래브의 전단강도 추정결과가 많은 차이를 보이는 것을 알 수 있다. 반면, 제안식에 의한 추정강도는 평균이 0.97, 표준편차는 15.4%로써 제안식은 실험결과를 비교적 정확하게 추정하는 것으로 나타났다. 현행 설계기준에서는, 접합부의 전단파괴 이후 슬래브가 연속적으로 붕괴되는 것을 방지하기 위한 목적에서 접합부 하부철근을 최소철근비 이상 배근하도록 규정하고 있다. 이 연구에서 알 수 있듯이, 접합부의 하부철근은 전단파괴 이후 접합부를 구조적으로 일체화시키는 역할 뿐 아니라 접합부의 뚫림전단 강도 자체를 크게 증진시키는 역할도 하고 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 슬래브-기둥 접합부에 대해 Rankine 파괴기준을 이용하여 접합부의 뚫림전단파괴유형을 정의하였다. 파괴유형 별로 접합부의 뚫림전단강도식을 개발하였으며, 기존 실험결과와 수치해석결과를 이용해서 그 유효성을 검증하였다. 본 연구를 통하여 밝혀진 주요 결론은 다음과 같다.

- 1) 휨균열이 발생한 부재에 재하되는 전단력은 압축대의 콘크리트에 의하여 지지되며, 콘크리트에 재하되는 휨 압축응력의 크기가 전단강도를 결정하는 중요한 요소이다.
- 2) 슬래브의 경계조건은 접합부의 곡률변형 및 그에 따른 단면의 압축응력 분포에 영향을 주므로 접합부의 뚫림전단강도에 큰 영향을 준다. 강성이 작은 단순지지 슬래브는 연속 슬래브에 비해 작은 전단강도를 나타낸다.
- 3) 접합부의 전단파괴는 압축대에 재하되는 휨 압축응력의 크기 및 분포와 철근배근 여부에 따라서 콘크리트의 인장지배 또는 압축지배유형으로 구분된다. 위험단면의 압축대에 철근이 배근되어 있는 경우, 콘크리트 인장파괴가 억제되고 압축파괴가 유도되므로 접합부의 전단강도가 증가된다.

- 4) 플랫플레이트-기둥 접합부의 경우 슬래브 상하단에 철근이 배근되어 있으므로, 접합부의 뚫림전단파괴는 압축지배 유형이다.

본 연구에서 개발된 뚫림전단강도 설계식은 다양한 설계변수에 대하여 기존의 설계식이나 이론식보다 뚫림전단강도를 정확히 예측할 수 있으므로, 현행 설계기준의 개선에 이용할 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC)의 재정적 지원에 의해 수행되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조 설계기준", 한국콘크리트학회, 1999, pp.154~160.
2. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete," ACI 318-02, pp.184~186, 213~232, 337~342.
3. BS 8110, "Structural use of concrete, Part1, Code of practice for design and construction," British Standards Institution, London, 1997.
4. CEB-FIP Model Code 1990, "Comité Euro-International du Béton," Lausanne, 1993.
5. Elstner, R. C. and Hognestad, E., "An Investigation of Reinforced Concrete Slabs Failing in Shear," Mineographed Report, University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, Mar, 1953, pp.15~68.
6. David, Z. Y. and Orit L., "Punching shear in concrete slabs," *International Journal of Mechanical Science*, Vol.41, 1999, pp.1~15.
7. Nielsen, M. P., "Limit Analysis and Concrete Plasticity," 2th Ed., CRC Press, New York, 1999, pp.306~328.
8. Alexander, S. D. B. and Simmonds, S. H., "Ultimate Strength of Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, Vol.84, May-Jun. 1987, pp.255~261.
9. Johansen, K. W., "Yield-Line Theory," Cement and Concrete Association, London, 1962.
10. 최경규, 황영현, 박홍근, "불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 내부 접합부의 강도에 대한 해석 연구", 콘크리트학회논문집, 14권 6호, 2002, pp.949~960.
11. Farhey, D. N., Yankelevsky, D. Z., and Adin, Moshe A., "Resistance Mechanism Model for Reinforced Concrete Flat Slab-Column Frame Connections,"

- ACI Structural Journal*, Vol.94, No.6, Nov.-Dec., 1997, pp. 653~662.
12. Chen, W. F., "Plasticity in reinforced concrete," McGraw-Hill, New York, 1982, pp.204~205.
 13. Rapheal, J. M., "Tensile Strength of Concrete," *ACI Journal*, Vol.81, No.2, Mar.-Apr., 1984, pp.158~165.
 14. 최경규, 박홍근, "불균등 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 접합부의 강도산정모델", 콘크리트학회논문집, 제14권 6호, 2002, pp.961~972. 13. Rapheal, J. M., "Tensile Strength of Concrete," *ACI Journal*, Vol.81, No.2, Mar.-Apr., 1984, pp.158~165.
 15. Vanderbilt. M. D., "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 98, No.ST5, May 1972, pp.961~973.
 16. Moe, J., "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads," Development Department Bulletin D47, Portland Cement Association, Illinois, April, 1961, pp.68~100.
 17. Richart, F. E., "Reinforced Concrete Wall and Column Footings," *ACI Journal*, Vol.45, Oct.-Nov., 1948, pp.97~127, 237~260.

요 약

플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단강도를 규명하기 위해 그동안 많은 실험연구가 수행되어 왔다. 실험결과에 의하면, 뚫림전단강도는 접합부의 기둥크기, 철근비, 경계조건 등 다양한 설계변수에 따라 크게 변화하는 것으로 나타났다. 하지만 현행 설계기준들은 설계변수의 영향을 정확히 반영하고 있지 못한 실정이다. 본 연구에서는 뚫림전단의 파괴메카니즘을 정의하기 위하여, Rankine의 파괴기준을 이용하는 구조역학적 접근법이 사용되었다. 파괴메카니즘은 접합부에 배치된 하부철근량에 따라 압축지배 전단파괴와 인장지배 전단파괴로 분류되며, 또한 뚫림전단강도는 슬래브의 휨손상에 밀접한 영향을 받는 것으로 밝혀졌다. 이 연구결과에 근거하여 콘크리트의 뚫림전단강도식을 개발하였으며, 제안된 방법은 기존 실험연구결과와 비선형 수치해석결과와의 비교를 통해 타당성이 검증되었다. 비교결과, 다양한 설계변수의 영향을 반영하고 있는 제안된 강도모델은, 현행 설계기준보다 접합부의 뚫림전단강도를 정확히 추정할 수 있는 것으로 밝혀졌다.

핵심용어 : 플랫플레이트, 뚫림전단, 파괴 메카니즘, 플레이트-기둥 접합부