# UHPC 바닥판 슬래브의 뚫림전단강도

Punching Shear Strength of Deck Slabs Made of Ultra High Performance Concrete

조 창 빈[1)] 김 병 석[2)] 황 훈 희[3)] 최 경 규[4)] 최 석 환[5)*]
Joh, Chang Bin Kim, Byung Suk Hwang, Hoon Hee Choi, Kyoung Kyu Choi, Sok Hwan

**Abstract**

Thinner and lighter structural members can be designed by utilizing the high stiffness and toughness, and high compressive strength of UHPC(ultra high performance concrete), which reaches up to 200MPa. The punching shear capacity of UHPC was investigated in this paper aiming for the application of UHPC to bridge decks. Six square slabs were fabricated and punching shear test was performed under fixed boundary condition. Different thicknesses of test slabs, which were 40mm and 70mm, were selected. The shape ratio of loading plates were ranged between 1.0~2.5. 40mm thickness slabs showed longer softening region after the peak load and, on the other hand, 70mm thickness slabs revealed a more brittle shear failure. Experimental results were analyzed using various existing punching shear predicting equations. Ductal® equation and JSCE equation better predicted for 40mm slabs, and Harajli et al. equation and ACI-Ductal® equation better suited for 70mm slabs. Nevertheless generally they didn't well predict the test results. A new punching shear equation which was derived based on the actual failure mechanism was proposed. The proposed equation appeared to better predict the punching shear strength of UHPC than other available equations.

**Keywords** : Concrete deck slab, Punching shear, Ultra high performance concrete

## 1. 서 론

섬유보강 콘크리트(Fiber reinforced concrete; FRC)는 균열, 피로, 마모, 충격 등에 대한 저항성이 높기 때문에 토목분야에서 많이 사용되고 있다(Vondran, 1991). 섬유보강 콘크리트를 이용한 슬래브는 교량의 바닥판, 공장건물의 바닥, 플랫슬래브 등 전단파괴에 대한 높은 저항성이 요구되는 곳에 유용하다. 초고성능 콘크리트(UHPC; Ultra high performance concrete) 혹은 초고성능 섬유보강 콘크리트(HPFRCC; High performance fiber reinforced cement composites)는 압축강도가 200MPa에 이르며, 기존의 고강도 콘크리트 혹은 섬유보강 콘크리트와 비교했을 때, 강도, 연성, 내구성이 훨씬 뛰어난 새로운 종류의 콘크리트다. 세계적으로 UHPC는 프랑스의 Bouygues Construction이 Eiffage Group, Lafage Corporation 및 Sika Corporation과 공동으로 개발한 Ductal®을 중심으로 발전되어 왔다. 프랑스는 Ductal®을 이용하여 국내의 선유교를 포함하여 다수의 보도교를 건설하였고, 캐나다, 호주, 미국 등도 보도교 및 소규모 도로교 건설을 위한 연구를 수행하였다. 국내에서는 한국건설기술연구원이 UHPC 제조기술을 개발하여, 저비용 장수명 하이브리드 사장교에 적용하기 위한 기반연구를 수행하였다(강수태 외, 2009; 양인환 외, 2010; 차수원 외 2010). 사장교는 자중의 30%를 바닥판이 차지하며, 바닥판의 자중을 줄이면 케이블이나 주탑과 같은 다른 부재의 자중도 줄어든다. 즉, 바닥판의 자중을 줄이는 것이 사장교의 설계기술 발전과 관련이 깊다. UHPC를 사용하면 얇고 가벼운 콘크리트 사장교 바닥판을 설계하는 것이 가능하므로 전체적으로 교량의 상부구조 자중이 줄어들게 되어, 최대 지간장이 늘어나게 되는 경제적인 교량 설계가 가능하다.

UHPC를 바닥판에 적용하기 위해서는 여러 종류의 역

1) 정회원, 한국건설기술연구원 수석연구원
2) 정회원, 한국건설기술연구원 선임연구위원
3) 정회원, 한국도로교통협회 수석연구원
4) 정회원, 숭실대학교 건축학부 조교수
5) 정회원, 국민대학교 건설시스템공학부 부교수

* Corresponding author : shchoi@kookmin.ac.kr 02-910-4648
• 본 논문에 대한 토의를 2011년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 2011년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

학적인 연구가 필요하며, 그중에서도 뚫림전단강도를 적절하게 파악하는 것은 중요하다. UHPC는 강섬유를 이용해서 인장균열을 효과적으로 제어하기 때문에 뚫림전단강도(punching shear strength)가 높아진다(Alexander and Simmonds 1992; Naaman et al. 2007; Choi et al. 2007). 또한 UHPC 바닥판 슬래브는 두께가 얇아 전단철근을 배근하기 어렵고, 확대머리 스터드를 이용하는 방법도 추가적인 비용이 많이 든다. 따라서 전단철근이 없는 UHPC 바닥판 슬래브 상부에 집중하중이 작용할 때 발생할 수 있는 뚫림전단(punching shear) 거동에 대해서 정확하게 평가하는 것이 필요하다.

뚫림전단강도에 대한 평가식은 여러 연구자에 의해서 제안되었다. 뚫림전단파괴의 역학적인 거동이 복잡하기 때문에 대부분의 식은 실제 파괴 메커니즘을 모델링해서 도출한 것이 아니라 실험을 통해서 식을 만들고 발전시켜 온 것이다. 기존의 여러 연구에서 제시된 뚫림전단강도에 대한 평가식을 UHPC에 바로 적용할 수 없는 이유는, 먼저 현재까지 제안된 슬래브의 뚫림전단 연구에 사용된 콘크리트의 강도가 일반적인 강도의 범위에 있기 때문에 UHPC와 같은 초고강도에 식을 바로 적용할 수 있을지 불분명하다. 두 번째는 대부분은 슬래브의 하단에 휨인장철근을 배근한 실험체를 사용하여 실험을 수행한다. 뚫림전단강도를 평가하는 식에서는 인장철근에 대한 철근비가 식에 포함된 경우도 있고 그렇지 않은 경우도 있다. 그러나 UHPC는 압축 및 인장강도가 높을 뿐아니라 연성(ductility)도 높아서 인장철근 보강 없이도 설계하는 것이 가능하다. 그리고 마지막으로 강섬유로 보강되지 않은 콘크리트를 통해서 식을 도출한 경우가 많다. 강섬유의 부피비를 변수로 두고 강도 증진효과를 반영한 경우도 있지만, 별도로 고려하지 않고 인장강도에서 바로 효과를 반영하는 경우도 있다. 인장강도를 변수로 두면 UHPC의 높은 인장강도 및 연성 특성이 이를 통해서 반영될 수 있기 때문이다.

어느 경우든 강섬유로 보강된 초고강도의 콘크리트를 사용해서 인장철근 없는 슬래브의 전단실험을 통해서 뚫림전단강도를 직접적으로 평가해서 식을 제시한 경우는 거의 없다. 본 논문에서는 기존의 뚫림전단강도식을 조사하고, UHPC로 제작한 바닥판 슬래브를 사용하여 뚫림전단실험을 수행한 후, 기존에 제시된 식의 적용성 여부를 검토한다. 그러고나서 UHPC에 적용할 수 있는 새로운 뚫림전단강도식을 제안한다.

## 2. UHPC 바닥판 슬래브 검증 실험

기존의 뚫림전단강도식의 UHPC 적용성을 검토하기 위해서, 한국건설기술연구원에서 개발한 UHPC로 실험체를 제작하고 뚫림전단 실험을 수행하였다.

### 2.1 실험체 제작

UHPC는 물의 사용량을 최소화로 하고 굵은골재는 사용하지 않으며 강섬유와 시멘트 그리고 결합재를 사용한다. 가는 골재로 사용된 고운 모래는 골재간의 공극을 최소화시켜 강도를 크게 증가시킨다. 콘크리트의 배합비는 Table 1과 같다. 강섬유는 균열의 발생 및 진전을 억제하여 인성(toughness) 및 연성(ductility)을 크게 증가시킨다. 사용된 강섬유의 인장강도는 2,500MPa이고 길이와 단면의 지름은 각각 13mm와 0.2mm이다. 실험체는 타설 후 24시간 동안 실험실 조건에서 양생한 후 72시간 동안 증기양생을 실시하였다. 바닥판 슬래브 실험체를 타설할 때는 강섬유의 특정 방향 배열을 지양하기 위해 거푸집의 중앙에서부터 타설을 시작하였고, 삽 등 도구를 이용하여 콘크리트를 교란시켜 주었다. 표준공시체도 실험체와 동일한 조건에서 양생하여 강도 및 탄성계수를 측정하였다. 공시체 실험을 통해서 구한 UHPC 실험체의 재료적 성질은 Table 2와 같다.

한 변의 길이가 1,600mm인 정사각형 실험체 6개를 제작하였다(Fig. 1, Table 3). 이 실험의 주요 변수는 바닥판의 두께와 재하판의 가로세로 형상비이다. 재하판은 뚫림전단파괴가 발생할 수 있도록 비교적 작게 제작하였는데, 도로교설계기준(2005)의 DB-24 설계트럭의 윤하중과 같은 1:2.5까지로 가로세로 형상비의 범위를 정하였다.

강재 거푸집을 사용하여 실험체를 최대한 정밀하게 제작하였다. 폭 200mm인 하부 프레임(H500x200)과 ㄷ

Table 1 Mixing proportion of UHPC by weight

| W/B | Cement | Silica fume | Sand | Filling powder | Superplasticizer | Steel fiber volume ratio |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.2 | 1 | 0.25 | 1.1 | 0.3 | 0.016 | 2% |

Table 2 Average material properties of UHPC

| Comp. str. | Flexural tensile str. | Direct tensile str. | Young's modulus | Poisson's ratio | Slump flow |
|---|---|---|---|---|---|
| 194MPa | 10.5MPa | 8.3MPa | 42.9GPa | 0.164 | 190mm |

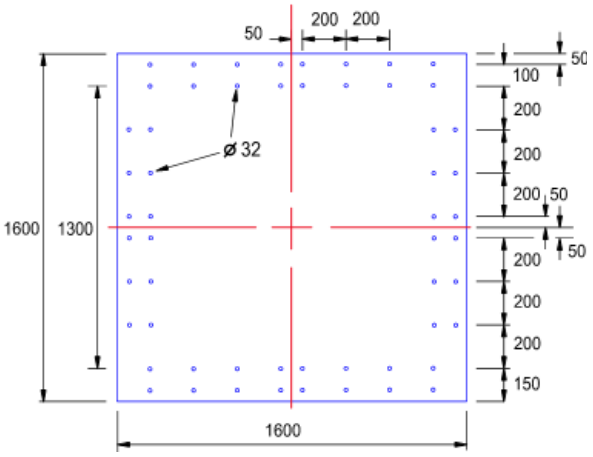



Fig. 1 UHPC deck slabs (unit: mm)

Table 3 Prepared specimens and size of loading plates

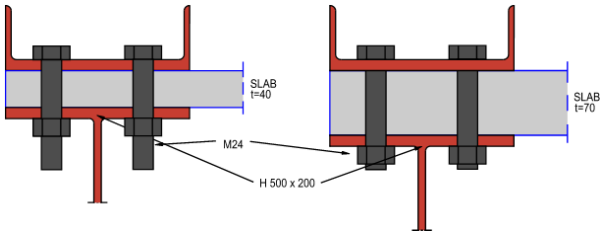
| Specimen I.D. | t* (mm) | Loading plate | | |
|---|---|---|---|---|
| | | a** (mm) | b** (mm) | $\beta_c$*** |
| D40-50-50 | 40 | 50 | 50 | 1.0 |
| D40-50-75 | 40 | 50 | 75 | 1.5 |
| D40-50-100 | 40 | 50 | 100 | 2.0 |
| D70-50-50 | 70 | 50 | 50 | 1.0 |
| D70-50-100 | 70 | 50 | 100 | 2.0 |
| D70-50-125 | 70 | 50 | 125 | 2.5 |

형강(H200×90)의 상부프레임을 이용해서 실험체의 4변을 완전고정시켰다(Fig. 2, 3). 실험 시 바닥판의 회전을 방지하기 위해 4변을 2열 배치한 볼트로 고정하였다. 실험체의 순지간은 1,200mm이다.

### 2.2 실험 수행 및 데이터 측정

문형(portal) 프레임의 중앙에 1,000kN의 가력기를 설치하여 재하하였다(Fig. 3, Photo 1). 실험체의 상부 및 하부에 변형률 게이지, 변위계를 부착하여 데이터를 측정 하였다(Fig. 4 및 5). 변형률 게이지는 실험체의 상면과 하면에서 동일한 위치에 부착하였는데, 1~8번 게이지는 슬래브 중심을 기준으로 수직인 원호방향으로 부착하였고, 슬래브의 중심방향으로는 9~16번 게이지를 부착하였다. 그리고 인장측 하면의 중앙에 B17번 변형률 게이지를 부착하였다. 처짐계는 재하면 아래를 중심으로 등간격으로 설치하였다.

ACI(318M-08)에서 제시하는 뚫림전단강도를 기준으로 예상 파괴하중을 계산하였고 이의 50%까지는




(a) thickness = 40mm (b) thickness = 70mm

Fig. 2 Fixed boundary condition around slab

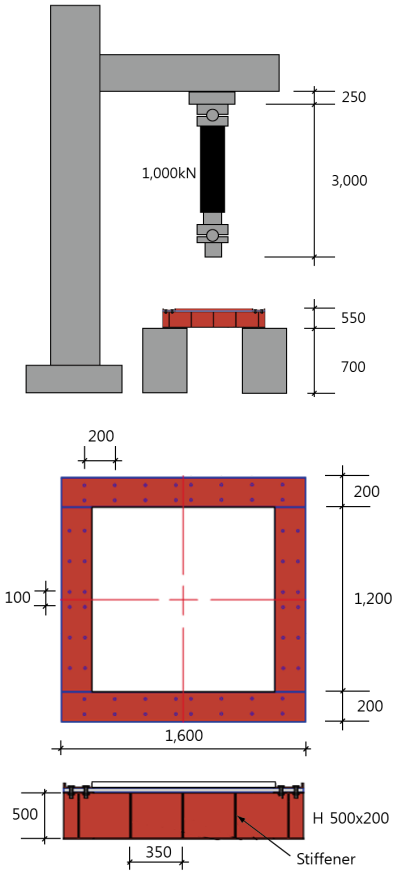



Fig. 3 Actuator, loading frame and supporting frame

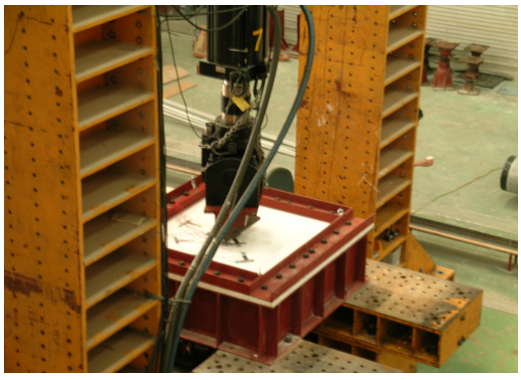


Photo 1 Photo of an experimental setup

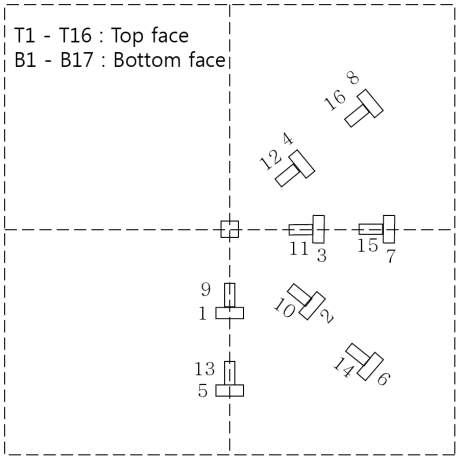



Fig. 4 Location of strain gages(T: top, B: bottom)

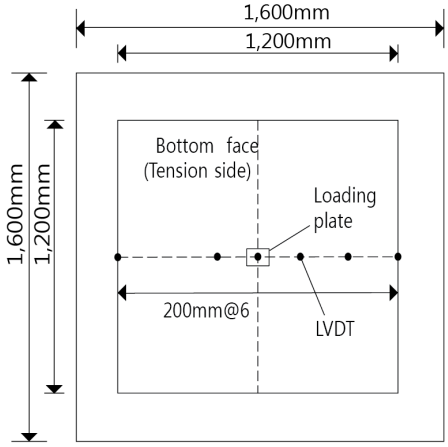



Fig. 5 Location of displacement transducers(unit: mm)

833kN/s의 속도로 하중제어 방식으로 재하 하였고, 이후 변위제어(0.03mm/s)를 이용하여 파괴가 발생할 때까지 실험을 수행하였다. 파괴하중의 80% 수준까지 20kN 간격으로 육안으로 균열 진전 상황을 점검하였다.

### 2.3 실험 결과

#### 2.3.1 실험 일반 및 뚫림전단강도

측정된 뚫림전단강도는 Table 4와 같다. 초기 재하단계(5~20kN)에서는 강섬유의 인발에 의한 것으로 추정되는 작은 소리가 들렸고, 뚫림파괴 수준에 근접하면서 강섬유의 파단 등으로 인해서 생기는 상대적으로 큰 파열음이 들리는 것이 일반적인 현상이었다. 균열은 상면에서는 고정단 인접부, 그리고 하면에서는 중앙부로부터 모서리 방향으로 생성되었다.

40mm 두께의 시편에서 균열하중은 선형거동이 끝나는 시점인 15~25kN 정도였다. 최대하중 이후에는 상당한 연화구간을 보였다. 파괴시에 상면은 재하면의 함몰 외에는 별다른 균열이 육안으로 관측되지 않았으며, 하면에서는 뚫림파괴 콘이 형성되어 파괴에 이를 때까지 휨균열이 진전되는 것으로 관찰되었다. 휨거동에 의한 압축파쇄는 생기지 않았으며 연화구간 후반부에서 측정된 상면 압축부의 변형률은 최대가 약 0.0032였다. UHPC의 극한변형률이 0.004 이상이므로 휨파괴로 인해서 압축측 콘크리트가 파쇄되는 수준보다 낮은 변형률을 보였다(Fig. 6, 7).

Table 4 Measured punching shear strength

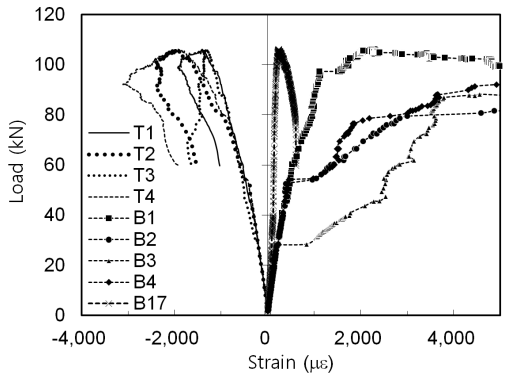
| Specimen I.D. | Punching shear strength (kN) |
|---|---|
| D40-50-50 | 78.0 |
| D40-50-75 | 106.2 |
| D40-50-100 | 91.3 |
| D70-50-50 | 218.7 |
| D70-50-100 | 239.5 |
| D70-50-125 | 296.7 |

70mm 두께의 시편에서 균열하중은 45~50kN 정도였다. 연화구간은 별로 없이 취성적인 파괴가 실험체에서 발생하였다. 상면에서 콘크리트의 압축파쇄가 관측되지 않았으며 최대 압축변형률은 0.0018~0.0026 정도였다.

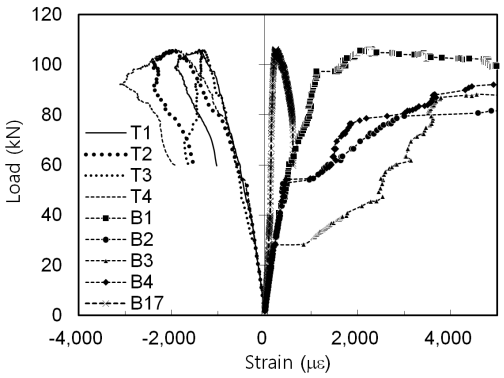
#### 2.3.2 중앙부에서의 처짐

각 실험체 중앙부에서의 하중-처짐 관계는 실험체의 두께에 따라 약간 다른 거동을 보였다(Fig. 8). 상대적으로 두꺼운 $70mm$ 실험체는 $40mm$ 실험체에 비해 강성이 크고 취성적인 파괴 거동을 보였다. 파괴시에 관찰된 균열형태로 미루어 볼 때 $70mm$ 두께 실험체에서는 뚫림전단이 지배적인 거동을 보인 것으로 판단된다. 40mm 두께의 실험체는 최대하중을 보인 후에 완전한 전단파괴에 도달할 때까지 상당히 연성적인 변형률 연화구간이 형성되었다. 인장측 하면에서 관찰된 균열의 형상으로 볼 때, 휨 거동에 의한 영향이 70mm 실험체보다 큰 것으로 판단되었다. 그러나 뚫림전단에 의한 콘(cone)이 형성되는 것은 마찬가지였고, 휨파괴에서 관측되는 상면 콘크리트의 압축파쇄 현상도 관찰되지 않았다. Photo 2는 실험을 마친 후의 시편의 형상이며, 다른 실험 시편에서도 유사한 균열 형상이 관측되었다.

Tan and Paramasivam(1994)에 따르면 철근 보강이

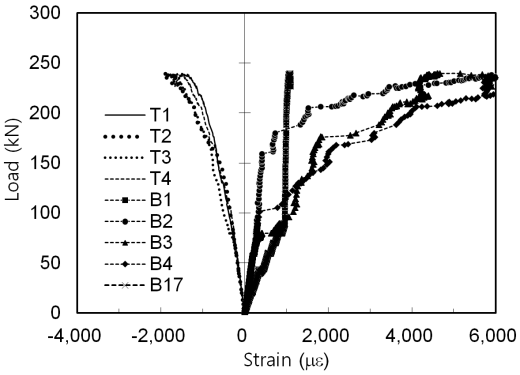



(a) gage 1~4

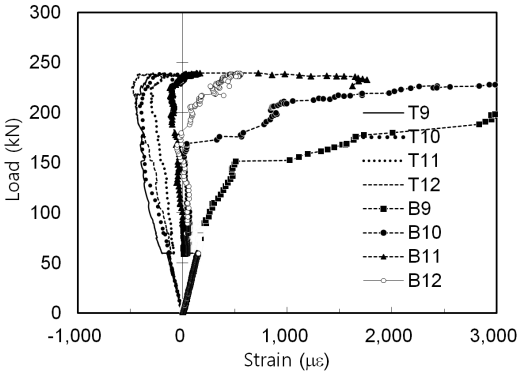



(b) gage 9~12

Fig. 6 Strain measurement for D40−50−75




(a) gage 1~4




(b) gage 9~12

Fig. 7 Strain measurement for D70−50−100

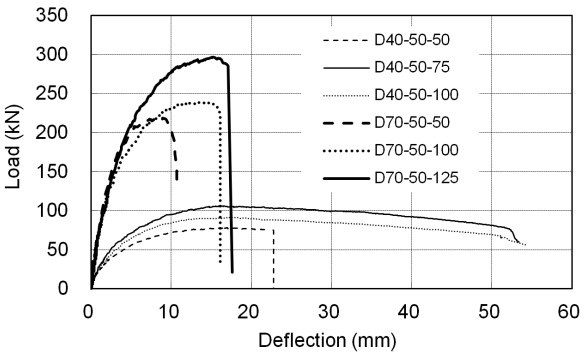
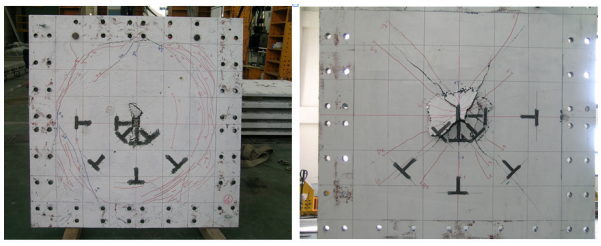


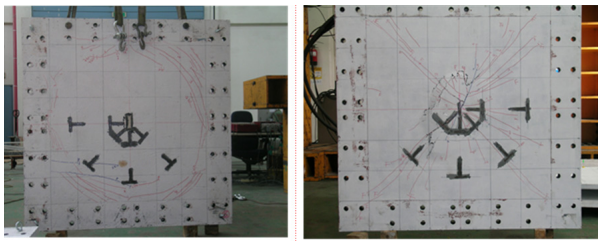

Fig. 8 Load−deflection relations at center

된 SFRC(steel fiber reinforced concrete) 슬래브의 하중−변위 곡선은 하중 단계별로 형상의 차이를 보인다 (Fig. 9). 단계I은 균열 이전의 선형 탄성영역, 단계II는 균열이 진전되는 영역, 단계III은 철근이 항복한 후 강성이 줄어드는 영역, 단계 IV는 최고 하중 이후의 영역으로 구분된다. 그러나 철근이 보강되지 않은 현 실험에서 보



top bottom

(a) D40−50−75



top bottom

(b) D70−50−100

Photo 2 Typical failure patterns observed after a test

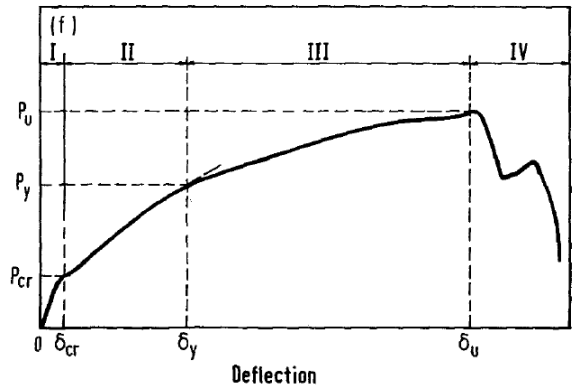



Fig. 9 Load deflection characteristics of SFRC slabs under punching shear load(Tan and Paramasivam, 1994)

면 초기 균열이 발생하더라도 강섬유가 하중을 분담하게 되어 자연스레 단계I과 단계II 사이의 구분이 없이 지속적인 하중의 증가를 보인다. 또한 철근의 항복으로 인해서 구분되는 단계II와 단계III의 구분도 나타나지 않는다. 결국 단계 I, II, III은 경계구분이 없이 지속적인 하중의 증가와 변형의 증가, 그리고 강성의 감소를 이어진다. 뚫림파괴 하중에 도달하면 하중이 감소하는 단계 IV에서는 균열이 재하판 및 고정단 주위에서 광범위하게 퍼져가면서 파괴에 이르는 단계다. 이 단계에서는 바닥판의 두께가 영향을 미치는데, 두께가 얇으면 균열이 진전되면서 실험체에 대각선 방향으로 휨거동의 영향이 크게 나타나면서 연화구간이 길어진다. 이로 인해서 변형이 증가하다가 최종적으로 전단저항능력이 감소하여 뚫림전단파괴에 이르는 것으로 보인다.

## 3. 기존의 뚫림전단강도 평가식

ACI(318M-08)가 제시하고 있는 식은 다음과 같다.

$$V_c = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_0 d \qquad (1)$$

여기서 $V_c$은 뚫림전단강도(N), $f_c'$은 콘크리트의 압축강도(MPa)다. 재하판에서 $h/2$ 떨어진 둘레를 기준으로 한 위험단면의 길이(mm) $b_0 = 2a + 2b + 4h$이고, $d$는 유효깊이(mm)이다. 콘크리트구조설계기준(2007)에서도 기본적으로 같은 식을 채택하고 있다. 재하면의 각 변 길이비 $\beta_c$가 2를 넘으면 다음 식이 더 낮은 값을 준다.

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_0 d \qquad (2)$$

식 (1), (2)에서 $0.33\sqrt{f_c'}$ 대신에 Ductal®이 제안하는 인장강도 $(f_t + k_m)$을 사용하면 다음과 같이 된다.

$$V_n = (f_t + k_m)\,b_0 h \qquad (3)$$

$$V_n = \frac{1}{2}(f_t + k_m)\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)b_0 h \qquad (4)$$

여기서 $f_t$는 취성인장강도(brittle tensile strength)로 0.69MPa, $k_m$은 균열 후 인장강도로 6.89MPa이다(Park et al. 2003). 인장철근을 사용하지 않으므로 $d$ 대신에 두께 $h$(mm)를 사용하였다.

슬래브에 삽입된 볼트를 인발하여 파괴시킨 경우도 뚫림전단파괴와 유사한 결과를 보이므로 적용성을 검토할 만한 가치가 있다(Fig. 10). Fuchs et al.(1995)가 정사각형 재하판을 기준으로 이러한 연구를 수행하였는데, 재하판의 크기가 정사각형이 아닌 일반적인 경우로 다음처럼 확장할 수 있다.

$$V_n = 5.038 k_1 f_t \frac{(3h + a)(3h + b) - ab}{\sqrt{h}} \qquad (5)$$

여기서 $k_1$은 상수로 0.38, $f_t$는 쪼갬인장강도(MPa), $h$는 슬래브 두께(mm), 그리고 $c$는 재하판의 크기(mm)다.

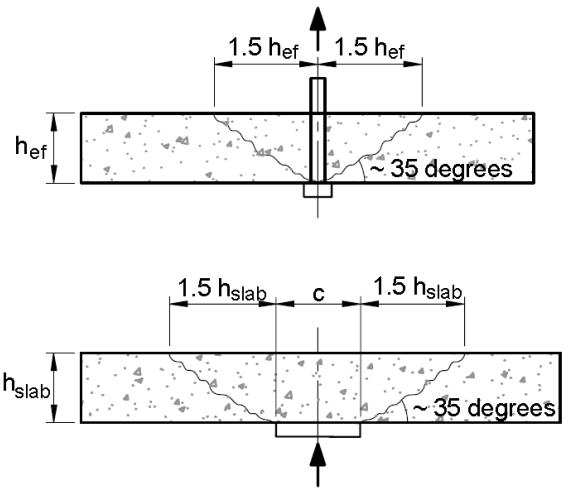



Fig. 10 Concrete breakout and punching shear failure surfaces (Harris and Roberts-Wollmann, 2005)

Ductal®은 다음과 같은 슬래브 강도식을 제시하고 있다(Gowripalan and Gilber, 2000).

$$V_u = \frac{ud(5+0.3\sigma_{cp})}{\left[1+\frac{uM_v^*}{8V^*ad}\right]} \quad (6)$$

여기서 $u$는 전단에 대한 위험단면 길이(mm), $d$는 슬래브의 유효깊이(mm), $a$는 휨이 작용하는 방향의 위험단면의 길이(mm), $\sigma_{cp}$는 위험단면에 작용하는 유효프리스트레스 힘(N), 그리고 $M_v^*$, $V^*$는 휨을 받는 길이방향 휨모멘트(N-mm) 및 전단력이다. 현재의 실험에 이 식을 적용할 때는 $M_v^*$와 $\sigma_{cp}$를 영으로 둔다.

Graddy et al.(2002)은 아치작용 및 평형조건을 이용하여 뚫림전단강도를 제안하였다(Fig. 11).

$$V_c = 2\left(b_1+b_2+\frac{2\bar{d}}{\tan\theta}\right)\frac{\bar{d}}{\tan\theta}f_t \quad (7)$$

여기서 인장강도 $f_t = \frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}$ (MPa), $f_c'$는 콘크리트의 압축강도(MPa), $b_1$는 재하면의 짧은 변의 길이(mm), $b_2$는 재하면의 긴 변의 길이(mm), $\bar{d}$는 유효깊이(mm), $\theta$는 수평면에 대한 파괴면의 경사각(38°)이다.

JSCE(2008)는 다음과 같이 전단강도식 $V_{pd}$를 제안하였다.

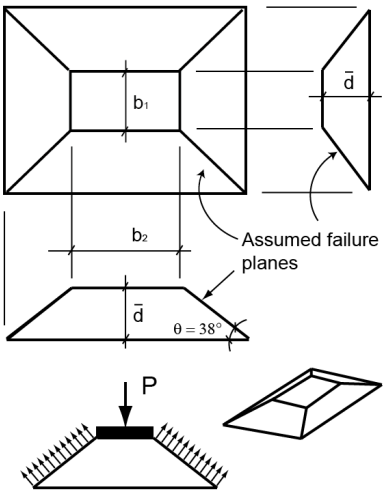



Fig. 11 Punching shear model proposed by Graddy et al.(2002)

$$V_{pd} = V_{pcd} + V_{pfd} \quad (8)$$

여기서 $V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d/\gamma_b$, $V_{pfd} = f_{vd} \cdot u_p \cdot d/\gamma_b$, $\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$, $\beta_p = \sqrt[3]{100p}$, $\beta_r = 1+1/(1+0.25u/d)$이다. $V_{pcd}$는 뚫림전단강도(N)로 섬유보강의 영향을 제외한 것이고, $V_{pfd}$는 강섬유에 의한 뚫림전단강도(N) 기여분이다. $f_{vcd} = 0.7\times0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$ (MPa)이며, $f'_{pcd} \le 0.84$MPa이다. $f_{vd}$는 설계인장강도이며, 1.5MPa보다 작을 때는 영으로 둔다. 부피비로 2%의 섬유(인장강도 2700MPa, 섬유직경 0.2mm, 섬유길이 15mm의 강섬유)를 사용하여 표준증기양생을 실시한 초고강도 섬유보강콘크리트를 이용한 경우, $f_{vd}$ 는 $f_{tk}/\gamma_c$이다. $f_{tk}$는 인장강도이고 $\gamma_c$는 1.3이다. 본 논문에서 사용한 섬유의 인장강도는 2,500MPa이고 길이와 단면의 지름은 각각 13mm와 0.2mm로 비교적 유사하므로 이 식을 그대로 적용하였다. $f'_{cd}$는 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)이다. $\beta_d$는 크기효과를 고려한 상수이며 d는 유효깊이(mm)이다. $\beta_d$ 혹은 $\beta_p$가 1.5 이상이면 1.5를 사용한다. $u$는 재하면의 둘레길이이고, $u_p$는 재하면에서 $d/2$ 떨어진 위험단면의 길이이다. $p$는 철근비이며, $\gamma_b$=1.3이다. 철근보강이 없는 경우는 $V_{pd} = f_{vd} \cdot u_p \cdot d/\gamma_b$가 된다.

Shaaban and Gesund(1994)가 제안한 식 (9)는 ACI(318-02)와 유사한 형태를 취하고 있지만, 강섬유의 부피비가 직접적으로 뚫림전단강도에 영향을 미친다.

$$V_c = \frac{1}{12}\left[(0.3W_f+6.8)\sqrt{f'_c}\right]b_0d \quad (9)$$

여기서 $W_f$는 콘크리트 무게를 기준으로 한 섬유의 무게비(%)이고, $f'_c$는 콘크리트의 압축강도(MPa), $b_0$는 위험단면의 길이(mm), $d$는 유효깊이(mm)이다.

Harajli et al.(1995)는 압축강도 20.0~31.8MPa의 콘크리트 및 섬유비 0.0~2.0%의 슬래브를 이용해서 뚫림전단강도를 제안하였다(식 (10)). 강섬유를 혼합하면 파괴면이 재하면에서 더 멀리 생성되고 전단파괴의 연성이 증가하면서 전단강도도 증가한다. 섬유의 길이나 형상비는 뚫림전단강도의 크기에 영향을 미치지 않고 섬유의

부피비가 영향을 미치는데, 2%의 후크형 강섬유를 사용했을 경우 뚤림전단강도는 약 36% 증가하였다.

$$V_{cf} = \frac{1}{12}(\zeta + 1.15\,V_f) b_0 d \sqrt{f_c'} \qquad (10)$$

여기서 $\zeta = 2 + 4/\beta_c$, $\alpha_s d/b_0 + 2$, 4.0 중 최소값이고, $\beta_c$는 재하면의 긴변과 짧은 변의 비, 그리고 $\alpha_s$=40이다. $V_f$는 강섬유부피비(%)이고, $b_0$는 위험단면의 길이(mm), d는 유효깊이(mm)다.

Narayanan and Darwish(1987)는 섬유보강콘크리트의 슬래브 실험을 통해서, 섬유비, 철근비, 콘크리트강도 등이 뚫림전단강도에 미치는 영향을 연구했는데, 섬유비가 높아지면 위험단면의 위치가 변하고 뚫림전단강도도 증가한다고 보고하였다. Tan and Paramasivam(1994)이 이들의 연구를 확장해서 식 (11)을 제안하였다.

$$v_u = \frac{P_u}{\xi_s \cdot u_b \cdot d} = 0.24 f_{sp} + 16\rho + 0.41\tau_u \rho_f d_f \frac{L}{D} \qquad (11)$$

여기서 $P_u$는 하중(N), $\xi_s = (1.6 - 0.002h) \geqq 1.0$, $u_b = \left(1 - 0.55\rho_f d_f \frac{L}{D}\right) \cdot (4r + 3\pi h)$, $f_{sp} = \frac{f_{cu}}{20} + 0.7 + \sqrt{\frac{\rho_f d_f L}{D}}$ 는 쪼갬인장강도(MPa)이다. $f_{cu}$는 정사각형 공시체의 압축강도(MPa)이다. $\rho$는 철근비이고, $\tau_u$는 섬유계면에서의 평균부착응력으로 4.15MPa이다. $\rho_f$는 강섬유의 부피비(%)이고, $d_f$는 섬유의 형태에 따른 계수이다. $d_f$는 강섬유의 표면이 둥근 경우는 0.5, 강섬유가 파형처럼 모양이 형성된 경우는 0.75, 그리고 강섬유 표면에 거칠게 홈 처리를 하거나 갈고리가 있는 경우는 1.0(duo-form steel fibers)이다. $L$, $D$는 각각 섬유의 길이(mm) 및 지름(mm)이다. $r$은 재하판의 폭(mm)인데 각각의 길이비가 없으므로 평균값을 사용하였다. $d$는 유효깊이(mm), $h$는 슬래브의 두께(mm)이다. 이 식에서 첫 항은 콘크리트의 기여분, 두 번째 항은 철근의 영향, 세 번째 항은 강섬유의 영향으로 구분된다.

Choi et al.(2007) 및 최경규 등(2010)은 슬래브-기둥 접합부의 압축대에 작용하는 압축응력과 전단응력의 복합작용을 고려하여 뚫림전단강도를 산정하였다. 그 강도식을 이용하여 콘크리트 압축대의 뚫림전단 기여도를 식 (12)로 정의한다.

$$V_{cc} = k_{bo} k_s \sqrt{f_{te}(f_{te} + f_{cc})}\, b_o c_u \qquad (12)$$

여기서 $k_{bo} = 3/\sqrt{b_o/d} \leq 1$는 위험단면의 형상비 계수이고, $k_s = \sqrt[4]{200/d}$는 크기효과계수(mm), $f_{te}$= 직교방향 압축응력에 의해서 감소된 콘크리트 인장강도(MPa), $f_{cc} = E_c \epsilon_c / 2$는 압축대에 작용하는 평균응력(MPa), $b_o$는 뚫림파괴 위험단면의 길이(mm), $c_u$는 콘크리트 압축대의 깊이이다. 크기효과계수는 $k_s = 1$을 사용하였다.

Kupfer et al.(1969)의 실험연구에 의하면 콘크리트의 인장강도는 직교방향 주압축응력에 의해서 감소된다. 따라서 콘크리트의 인장강도를 산정하기 위해서는 직교방향으로 작용하는 압축응력이 인장강도에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 직교방향 압축응력에 의해서 감소된 인장강도 $f_{te}$는 다음과 같다(Choi et al., 2007).

$$\frac{f_{te}}{f_t} = \left[1 - \frac{f_t}{f_{ck}} \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right]^{-1} \leqq 1 \qquad (13)$$

여기서 $\sigma_1 \leqq 0$, $\sigma_2 \geqq 0$, $f_t$ = 일방향 하중에 대한 콘크리트 인장강도, $f_{ck}$는 콘크리트의 압축강도이다.

기존에 제안된 뚫림전단강도식을 이용하여 실험결과를 분석하고, 실험결과와 예측치를 비교하였다(Fig. 12). 인

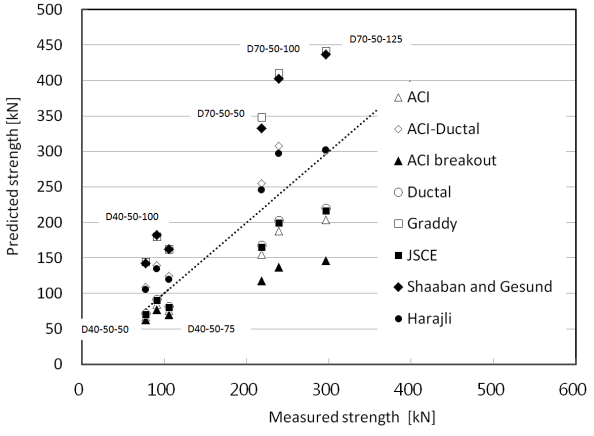



Fig. 12 Comparision of predicted and meausred punching shear strengths

장 철근이 포함되지 않기 때문에 유효깊이는 슬래브의 두께가 되고, 인장철근비가 변수로 포함된 경우는 이를 영으로 두고 적용하였다. 또한 강섬유의 부피비로는 2%를 사용하였는데, 이는 현재 국내에서 개발된 UHPC의 배합을 그대로 유지하는 것이 연구결과를 적용하는 데 도움이 되기 때문이다. 전체적으로 두께가 작은 40mm 실험체에서는 Ductal® 및 JSCE의 식이, 그리고 70mm 실험체에서는 Harajli et al. 및 ACI-Ductal®의 제안식이 상대적으로 실험에 근접한 값을 예측하였다. 그러나 전반적으로 실험결과를 잘 예측하지 못하였으며, 특히 70mm 실험체의 경우는 편차가 더 두드러졌다. ACI, ACI breakout, JSCE 등이 상대적으로 낮게 강도를 예측하는 것은 설계기준이 가지는 보수적인 특성도 개입되어 있을 것으로 보인다. 한편, 최경규 등(2010)이 제안한 강도식(12)에서 압축대의 깊이는 주철근비의 함수로 정의되므로 본 비교에서 직접 사용할 수 없으며 개선이 필요하다("4. UHPC 뚫림전단강도식 제안" 참조).

## 4. UHPC 뚫림전단강도식 제안

기존의 연구에서 제시된 뚫림전단강도식들은 실제 파괴 메커니즘을 이용해서 만든 모델이 아니라 실험을 기반으로 식을 도출하고 이를 발전시켜온 것들이다. 따라서 본 논문에서는 파괴 메커니즘을 고려하여 모델을 구성하고 뚫림전단강도식을 제안한다. 콘크리트의 뚫림전단강도를 콘크리트 압축대와 인장대가 각각 기여하는 부분으로 분리해서 다음과 같이 정의한다.(Fig. 13)

$$V_c = V_{cc} + V_{ct} \tag{14}$$

본 연구에서는 Choi et al.(2007) 및 최경규 등(2010)에서 제안한 강도식을 이용하여 슬래브-기둥 접합부 콘크리트 압축대의 뚫림전단강도를 정의하였다(식 (12)).

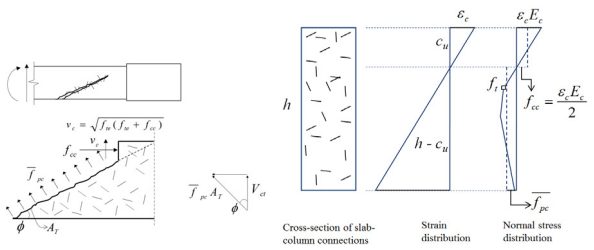



Fig. 13 Strength resistance of UHPC slab-column connections

단, 본 연구의 UHPC 슬래브에는 주철근이 배근되어 있지 않으며 뚫림전단파괴순간 최외각압축변형율의 크기가 다르므로, 압축대의 깊이 $c_u$는 선형적인 변형률 및 수직응력 분포, 그리고 단면에서의 힘의 평형에 의해서 구하였다.

$$c_u = \frac{\overline{f_{pc}}}{(\epsilon_c E_c + \overline{f_{pc}})} h \tag{15}$$

여기서 $\overline{f_{pc}} = 0.5 f_t$로 인장대에서 균열발생 후 평균 잔류인장강도(MPa)이다. $\epsilon_c$는 뚫림전단파괴 순간 콘크리트 최외단 압축변형률, $E_c$는 탄성계수, 그리고 $h$는 두께(mm)다. 본 연구에서는 인장대의 뚫림전단강도 기여도 $V_{ct}$는 인장대에 작용하는 평균 잔류인장강도를 고려하여 식 (16)으로 정의하였다.

$$V_{ct} = k_{bo} \overline{f_{pc}} A_T \cos(\phi) \tag{16}$$

$\phi$는 인장대 균열의 평균 각도로써 실험결과를 바탕으로 30°를 사용하였다. $A_T$는 인장대의 균열단면적으로 식 (17)과 같다(Fig. 14).

$$A_T = [2c_1 + 2c_2 + 4(h - c_u)\cot(\phi)](h - c_u)\mathrm{cosec}(\phi) \tag{17}$$

여기서 $c_1$, $c_2$는 재하판의 크기(mm)이다.

제안한 뚫림전단강도 모델을 실험결과와 비교하였다(Fig. 15). 전반적으로 실험치보다 약간 안전측이긴 하지

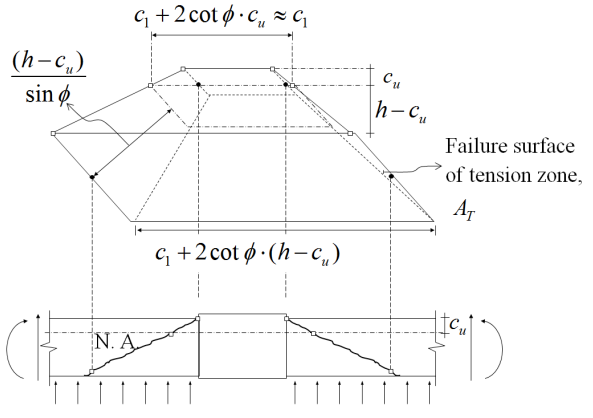



Fig. 14 Failure surface of slab-column connections

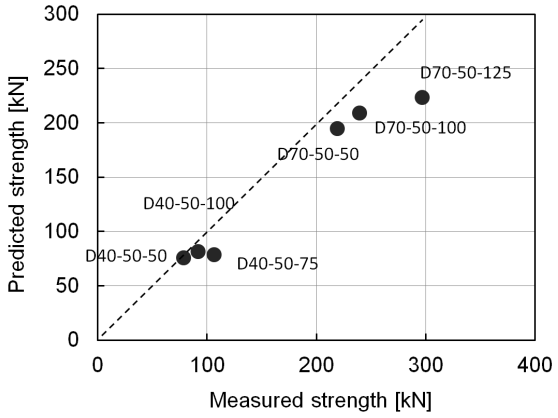



Fig. 15 Comparison of strength predictions by proposed method with test results

만, 비교적 정확하게 실험체 강도를 평가하는 것으로 나타났다. 그러나 D70-50-125에 대한 예측치는 상대적으로 실험결과와 차이가 크게 나타났다. 실험결과에 의하면 재하판의 형상비에 따라서 뚫림전단강도가 변화하는 것으로 나타났으나 제안식에서는 형상비를 직접 고려하지는 않았다.

## 5. 결 론

초고성능콘크리트(UHPC)는 기존의 콘크리트와 차별되는 높은 강도 및 인성을 가지는 발전된 형태의 콘크리트라 할 수 있다. UHPC의 장점인 높은 압축강도, 인장강도 및 인성을 이용하여 교량의 바닥판 슬래브를 설계하면 교량의 자중을 줄일 수 있어 교량설계 발전에 도움이 될 것이다.

UHPC의 뚫림전단강도를 평가하기 위해서 실험을 수행하고, 새로운 강도식을 제안하였다. 4변 고정 정사각형 바닥판 슬래브를 이용한 뚫림전단실험에서는, 실험체 모두 뚫림전단파괴를 보였으나, 40mm 실험체는 연성적인 휨거동의 영향을 크게 나타났고, 70mm 실험체는 보다 취성적인 전단파괴를 보였다.

기존의 연구에서 볼 수 있는 뚫림전단강도 평가식은 두께가 작은 실험체에서는 Ductal® 및 JSCE의 식이, 두꺼운 실험체에서는 Harajli et al. 및 ACI-Ductal®의 예측식이 상대적으로 실험에 근접한 값을 예측하였지만 전반적으로 편차가 크다. 그것은 연구에 사용한 콘크리트의 강도가 UHPC보다 훨씬 낮고, 또한 실험체가 인장철근을 포함하는 등 여러 상이한 조건이 파괴거동에 영향을 미치기 때문으로 보인다.

UHPC의 파괴메커니즘에 근거하여 뚫림전단강도식을 제안하였으며, 수행한 실험결과와 비교한 결과 약간 안전측으로, 그러나 비교적 정확하게 강도를 예측하였다.

재하판의 형상비 및 강섬유의 방향성 등이 뚫림전단강도에 미치는 영향에 관한 추가적인 연구가 필요할 것으로 보인다.

### 감사의 글

이 논문은 한국건설기술연구원 Super Bridge 200의 연구지원으로 수행되었습니다.

### 참고문헌

1. 강수태, 홍기남, 한상훈, 김성욱, “섬유혼입률이 강섬유보강 초고강도 콘크리트의 인장연화거동에 미치는 영향”, 콘크리트학회 논문집, 제21권, 제1호, 2009, pp.13-22.
2. 건설교통부, 도로교 설계기준, 대한토목학회, 2005.
3. 양인환, 조창빈, 김병석, “강섬유 보강 초고성능 콘크리트 프리스트레스트 거더의 휨거동 실험 연구”, 콘크리트학회 논문집, 제22권, 제6호, 2010, pp.777-786.
4. 차수원, 김기현, 김성욱, 박정준, 배성근, “초고성능 콘크리트의 수화발열 및 역학적 특성 모델”, 콘크리트학회 논문집, 제22권, 제3호, 2010, pp.389-397.
5. 최경규, 박홍근, 김혜민, “슬래브-기둥 접합부에 대한 전단강도모델”, 한국콘크리트학회 논문집, 제22권, 제4호, 2010, pp.585-593.
6. ACI 318-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, 2002, pp.443.
7. ACI 318M-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, 2008, pp.430.
8. Alexander, S. D. B. and Simmonds, S. H., “Punching shear tests of concrete slab-column joints containing fiber reinforcement”, ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 4, 1992, pp.425-432.
9. Choi, K. K., Reda Taha, M. M., Park, H.-G. and Maji, A. K., “Punching shear strength of interior concrete slab-column connections reinforced with steel fibers”, Cement & Concrete Composites, Vol. 29, Issue 5, 2007, pp.409-420.
10. Fuchs, W., Eligenhausen, R. and Breen, J. E., “Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete”, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, 1995, pp.73-94.
11. Gowripalan, N. and Gilber, R. I., Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams, Reference Artical, The University of NSW, May 2000.
12. Graddy, J. C., Kim, J. James, H. Whitt, N., Burns, H. and Klingner, R. E., “Punching-shear behavior of bridge decks under fatigue loading”, ACI Structural

Journal, Vol. 99, No. 3, May-June 2002, pp.257-266.
13. Harajli, M. H., Maalouf, D. and Khatib, H., "Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections", Cement & Concrete Composites, Vol. 17, Issue 2, 1995, pp.161-170.
14. Harris, D. K. and Roberts-Wollmann, C. L., "Characterization of the punching shear capacity of thin ultra-high performance concrete slabs", Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Virginia, 2005.
15. JSCE, Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks(HPFRCC), Concrete Engineering Series 82, March 2008, Japan Society of Civil Engineeers.
16. Kupfer, H. B., Hildorf, H. K. and Rusch, H., "Behavior of concrete under biaxial stresses", ACI J., Vol. 66, No. 8, 1969, pp.656-666.
17. Naaman, A. E., Likhitruangsilp, V. and Parra-Omntesinos, G. J., "Punching shear response of high-performance fiber-reinforced cementitious composite slabs", ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 2, 2007, pp.170-179.
18. Narayanan, R., Darwish, I. Y. S., "Punching shear tests on steel fibre reinforced micro-concrete slabs", Magazine of Concrete Research, Vol. 39, No. 138, 1987, pp.42-50.
19. Park, H., Ulm, F-J. and Chuang, E., Model-Based Optimization of Ultra High Performance Concrete Highway Bridge Girders, CEE Report R03-01, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 2003.
20. Shaaban, A. M. and Gesund, H., "Punching shear strength of steel fibers reinforced concrete flat plates", ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 3, 1994. pp.406-414.
21. Tan, K.-W. and Paramasivam, P., "Punching shear strength of steel siber reinforced concrete slabs", Journal of Civil Engineering Materials, Vol. 6, No. 2, 1994, pp.240-253.
22. Vondran, G. L., "Applications of steel fiber reinforced concrete", Concrete International: Design & Construction, Vol. 13, No. 11, 1991, pp.44-49.

(접수일자 : 2011년 6월 2일)
(수정일자 : 2011년 6월 29일)
(심사완료일자 : 2011년 7월 11일)

## 요 지

강섬유보강 초고성능 콘크리트(UHPC)는 압축강도가 200MPa에 이르고, 강성 및 인성이 크기 때문에 이를 이용하면 구조 부재를 얇고 가볍게 설계하는 것이 가능하다. 본 논문은 UHPC를 교량의 바닥판 슬래브에 적용하기 위해서 뚫림전단(punching shear)에 대한 저항능력을 평가한 것이다. 6개의 정사각형 슬래브를 제작하여 4변 완전고정 상태에서 뚫림전단 실험을 수행하였다. 슬래브의 두께는 40mm와 70mm였고, 재하판의 형상비는 1.0~2.5 범위였다. 40mm 실험체는 최대하중 이후에 연성적인 변형률 연화구간이 길고, 70mm 실험체는 상대적으로 더 취성적인 뚫림파괴를 보였다. 기존의 여러 뚫림전단강도 평가식을 이용하여 실험결과를 분석하였는데, 두께가 작은 40mm 실험체에서는 Ductal® 및 JSCE의 식이, 그리고 70mm 실험체에서는 Harajli et al. 및 ACI-Ductal®의 제안식이 상대적으로 실험에 근접한 값을 예측하였다. 그러나 전반적으로 실험결과를 잘 예측하지 못하였으므로 실제 파괴메커니즘에 근거한 새로운 식을 제안하였다. 새로 제안한 식은 실험결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다.

**핵심 용어** : 콘크리트 바닥판 슬래브, 뚫림전단, 초고성능콘크리트