

전단 보강재의 보강길이에 따른 기초판의 뚫림전단 성능평가

이용재¹, 이원호², 양원직^{3*}

Punching Shear Performance Evaluation of Foundation by Enforcement-length of Shear Head Reinforcement

Yong-Jae Lee¹, Waon-Ho Yi², Won-Jik Yang^{3*}

Abstract: This study was made to examine the motion characteristics according to the reinforcement of the reinforcement length and stiffener reinforcement for shear reinforcement to the foundation structure reinforced with shear reinforcement steel plate. Experimental study was made after specimen was installed on the ground as the same as in the practical site. Reinforcement lengths of the steel for shear reinforcement are divided into 1,000 mm, 1,200 mm and 1,400 mm in the specimen and as for reinforcement method of the stiffener, 4 stiffeners with interval of 100mm reinforced with the same materials as the shear reinforcement were manufactured for the experiment. Considering result of the experiment, it is expressed that no effect of the stiffener reinforcement was found and regarding the reinforcement length of shear reinforcement material the crossed point of the two converted lines of the value that the shear force is expressed in the bearing power in the expanded dangerous section and the value that the shear capacity receivable by the reinforcement materials in the dangerous section is proposed as effective reinforcement length.

Keywords: Foundation structural, Reinforcement length, Reinforcement stiffener, Test method

1. 서 론

본 연구에서 대상으로 하고 있는 기둥 주각부에 전단보강용 강판을 설치한 기초구조 시스템은 전단보강용 강판에 의해 기둥 축 하중에 의한 2방향 전단 부담면적을 증대시켜 기초두께를 감소시킬 수 있으며, 기초두께 감소로 인하여 콘크리트의 량, 기초판 상·하부 배근량 및 토공사량 등을 절감할 수 있는 장점이 있다.

이상과 같이 기초판의 두께 절감은 많은 장점을 가지고 있음에도 불구하고 건축 구조물의 기초에 대한 지반에서의 성능검증 실험은 극히 제한적이다. 다만 Josef에 의해 1/2 및 1/3 크기로 축소된 기초 실험체를 제작하여 실험실에 지반을 구축하고 실험한 몇몇 사례가 있다(Heffner, 2009). 그러나 이러한 실험실에서의 지반에 대한 실험은 구축된 지반의 구축효과로 인하여 지반의 지내력을 고려한 실험으로 평가하기에는 미흡한 부분이 있다. 또한 현행 기초판의 전단머리보강에 대

한 설계는 1968년 Corley가 플랫플레이트 슬래브의 뚫림전단 실험을 통하여 발표한 설계식을 사용하고 있다(Corley, 1969). Corley의 설계식을 근간으로 하고 있는 KCI-2012 에서는 “전단에 대한 슬래브의 위험단면은 슬래브의 평면에 직각이어야 하고, 기둥면에서 전단머리의 부재 끝까지의 거리의 3/4 위치에서 각 전단머리와 교차하도록 하여야 한다.”로 규정하고 있다. 이상과 같이 지반에서의 실험뿐만 아니라 유효보강길이에 대한 실험적 연구는 전무한 것으로 사료된다.

따라서 본 연구에서는 지내력이 기초판에 미치는 영향을 충분히 고려할 수 있도록 현장여건과 동일한 옥외의 지반에서 실험할 수 있는 시스템을 구축하였으며, 대상 실험체는 경제성 및 시공성 향상을 위하여 강판을 “ㄷ”자형으로 절곡하여 단면 2차모멘트를 극대화 하고 현장조립이 가능하도록 제안 하였다. 실험변수는 보강의 유·무를 설정하였으며, 보강 실험체에 대해서는 보강길이, 강판두께 및 스티프너의 유·무를 변수로 설정하였다. 즉 대상 실험체는 무보강 실험체 1개, 강판 두께를 동일하게 하여 보강 길이를 달리한 실험체 3개, 강판 두께를 달리하고 위험단면 부근에 스티프너 보강한 실험체 2개 총 6개의 실험체를 대상으로 비교·검토 한다.

¹정회원, 동양미래대학교 건축과 교수

²정회원, 광운대학교 건축공학과 교수

³정회원, 광운대학교 환경대학원 교수, 교신저자

*Corresponding author: yangwj@nate.com

Department of Architectural Engineering, Kwangwoon University

•본 논문에 대한 토의를 2017년 4월 1일까지 학회로 보내주시면 2017년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

기초구조에 작용하는 2면 전단, 축응력 전달경로, KCI-2012에서 규정하고 있는 내용에 대해 평가하여 전단보강용 강판으로 보강된 기초구조 시스템의 설계를 위한 기초자료 제공 등을 목적으로 전단보강용 강판의 보강길이와 전단보강용 강판의 스티프너 보강 효과를 변수로 실험체를 계획하였다.

전단보강용 강판의 보강길이는 1,000, 1,200, 1,400 mm로 구분하였다. 보강길이는 기초판의 양끝단에서 피복두께를 제외하고 유효두께만큼의 여유를 두어 결정하였다. 이는 보강체 끝선에서의 전단파괴를 고려한 것이다. 또한 전단보강용 강판의 스티프너 보강방법은 Fig. 1과 같이 위험단면 내에 100 mm 간격의 스티프너로 보강한 실험체를 제작하여 실험하였다. 휨 철근은 6개 실험체 모두 HD16@125로 배근하였다. Table 1은 실험체 일람, Fig. 2는 실험체 상세를 나타낸다. Fig. 2에서 보강길이가 1,200, 1,400인 실험체는 ㄷ형강 길이를 1,200, 1,400으로 제작하였다.

2.2 실험체 제작

실험에 사용될 전단 보강용 강판은 Fig. 3과 같이 강판을 필요한 크기로 제단하여 필요한 홈을 절단하고, 절곡기계를 사용하여 절곡하였다. 교차부의 용접 및 무 용접에 대한 거동평가는 기존 실험에서 영향을 미치지 않는 것으로 검토되었다 (Yang, 2012). 따라서 가공이 완성된 보강재는 무용접에 의해 조립을 완성하였다. 조립이 완료된 전단 보강용 강판을 하단근 배근이 완료된 기초판 거푸집에 설치하였다. 전단 보강용 강판의 설치가 끝나면 기둥철근을 배근한 후 완성하였다.

실험체 제작에 사용된 각종 구조재료의 물리적 성질은 다음과 같다. 콘크리트 $f_{ck} : 24MPa$, 철근 $f_y : 400MPa$, 강판 $F_y : 240MPa$, 강재 $E_s : 200,000MPa$, 콘크리트 $E_c : 20,000MPa$

2.3 계측 계획

실험체의 변위 및 내부에 배근된 주근과 전단 보강재의 변형을 계측을 위하여 변위계는 가력 지점인 기둥머리의 침하량 및 기초판 연단의 침하량을 계측하기 위하여 기둥면과, 기초판 연단 4곳, 총 5곳의 수직 변위를 계측하였다. 또한 주근 및 전단 보강재의 변형을 계측을 위하여 주근은 위험단면 위치의 0.5d를 포함하여 1.0d, 2.0d, 3.0d의 위치에 1방향만 부착하고, 보강재는 0.5d, 1.0d, 2.0d위치의 변형을 계측을 위하여 상하 플랜지 및 웨브에 설치하였다. 부착 위치 및 상황을 Fig. 4에 나타내었다.

Table 1 List of specimens

Specimen name	Enforcement length (mm)	Thickness steel plate (mm)	Width thickness ratio
RC-300	-	-	-
SFN-4.5T-1000	1,000	4.5	36.7%
SFN-4.5T-1200	1,200	4.5	36.7%
SFN-4.5T-1400	1,400	4.5	36.7%
SFNS-2.0T-1400	1,400	2.0	82.5%
SFNS-4.5T-1400	1,400	4.5	36.7%

Explanation of Specimen name: SF: Super Foundation, N: Non-Welding, S: Stiffener, 4.5T: Thickness, 1400: Length

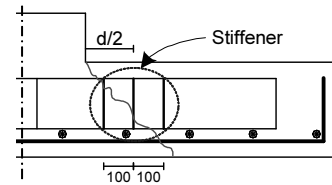
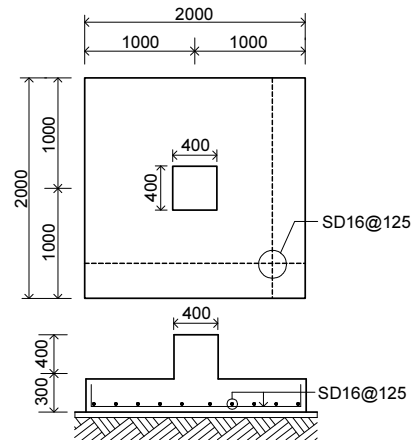
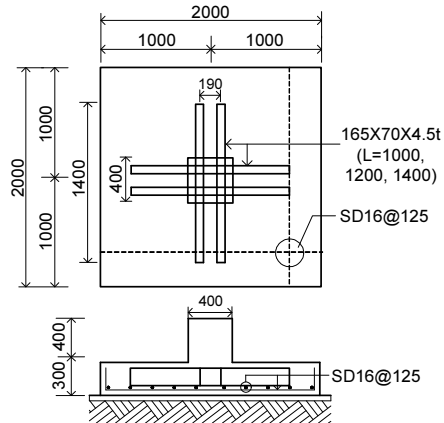


Fig. 1 Detail of stiffened specimen



(a) RC-300



(b) SFN-4.5T-1000, 1200, 1400

Fig. 2 Detail of specimen

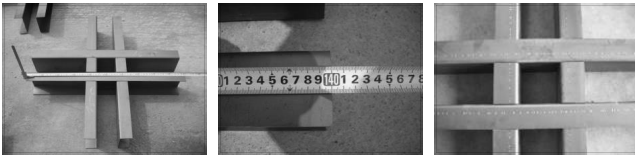
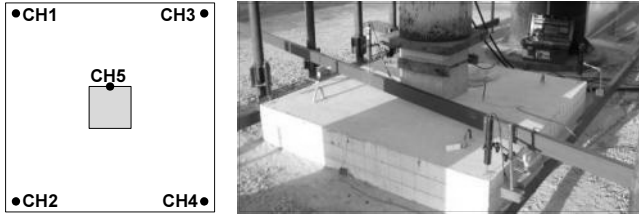


Fig. 3 Detail of steel plate fabrication



(a) Layout of L.V.D.T

(b) Layout of strain gauges

Fig. 4 Layout of L.V.D.T and strain gauges

2.4 가력 장치

지반에서 실험을 수행하기 위해 지면 6 m 아래에 2 m 두께의 콘크리트 매트를 제작한 후 지상 보조 빔과 가력 빔을 지지할 수 있도록 직경 100 mm 강봉을 Fig. 5와 같이 콘크리트 매트 양측에 6개씩 총 12개 매설하였다. 지반은 콘크리트 매트 28일 양생 후, 약 20 cm 두께로 5 ton 롤러를 이용하여 다짐을 실시하였다. 다짐이 종료된 후 지내력 시험을 실시하였다. 각각의 실험체에 대한 실험이 완료된 후 가력에 의한 지반 다짐 효과를 배제하기 위하여 매 실험마다 다짐을 실시하여 지내력이 80 tf/m²가 되도록 하였으며, 가력은 10,000 kN의 오일잭을 사용하여 실험체의 내력이 더 이상 증가하지 않는 시점까지 가력하였다. 가력장치 상세 및 설치 상황을 Fig. 5 및 Fig. 6에 각각 나타낸다.

2.5 가력방법

실험체의 가력은 10,000 kN의 오일잭을 사용하여 단조 가력하였다. 균열은 실험체 측면의 4면 균열과 밑바닥 균열의 2

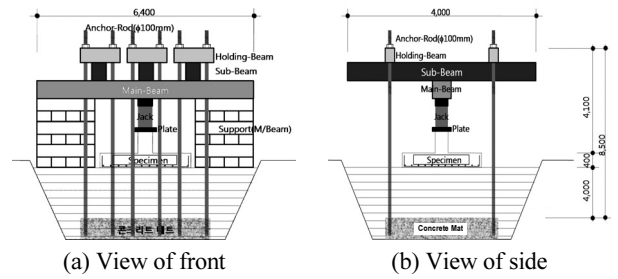


Fig. 5 Detail of loading device



Fig. 6 Specimen device and loading condition

종류로 구분하여 관찰하였다. 실험도중 관찰이 가능한 측면의 균열은 초기균열, 항복균열, 가력종료의 3단계로 구분하여 조사하고, 초기균열은 육안으로 관찰하여 최초발생 시점을 초기균열 하중으로 설정하고, 항복균열은 기초판의 주근에 부착된 변형률 게이지가 0.002 도달시점을 항복하중으로 평가하고 항복균열을 조사하였다. 이후 하중이 더 이상 증가하지 않거나, 감소하는 시점까지 가력하여 최종 균열을 조사하고 가력을 종료하였다. 가력종료이후 실험체를 해체하고 실험체의 바닥판 균열을 조사한 후 실험을 완료하였다.

3. 실험 결과

실험체의 항복하중은 휨철근의 변형률이 0.002에 도달했을 때의 하중으로 정의했으며, 최대하중 측정은 지내력으로 인해 실험체 내력이 지속적으로 증가하는 현상이 발생하기 때문에 동일한 변위까지 가력하는 것으로 했으나, 일부 실험체에서는 실험체의 파괴상황이 심각해 제외하기로 하였다.

또한 실험 특성상 실험체 하부 균열에 대한 파악이 실험 중에는 불가능하므로 실험이 종료된 후 측정했으며, 초기균열 하중은 실험체 옆면에 균열이 발생한 하중으로 정의했다. 실험결과 일람표는 Table 2에 나타내었다.

Table 2 Result of experiment

Specimen Name	Initial crack load		Yield load		Maximum load	
	Dis. (mm)	Load (kN)	Dis. (mm)	Load (kN)	Dis. (mm)	Load (kN)
RC-300	8.8	725	15.3	1,616	36.9	2,931
SFN-4.5T-1000	4.3	607	32.6	3,839	80.4	4,642
SFN-4.5T-1200	10.1	886	19.2	1,782	76.6	4,531
SFN-4.5T-1400	5.1	831	13.6	2,322	79.9	4,748
SFNS-2.0T-1400	4.3	739	17.4	2,444	80.1	4,422
SFNS-4.5T-1400	2.3	490	28.1	3,206	82.0	4,802

3.1 균열상황

실험체의 균열형상은 Fig. 7에 나타낸바와 같이 무보강 실험체인 RC-300 실험체는 2방향 뚫림전단의 균열양상을 그대

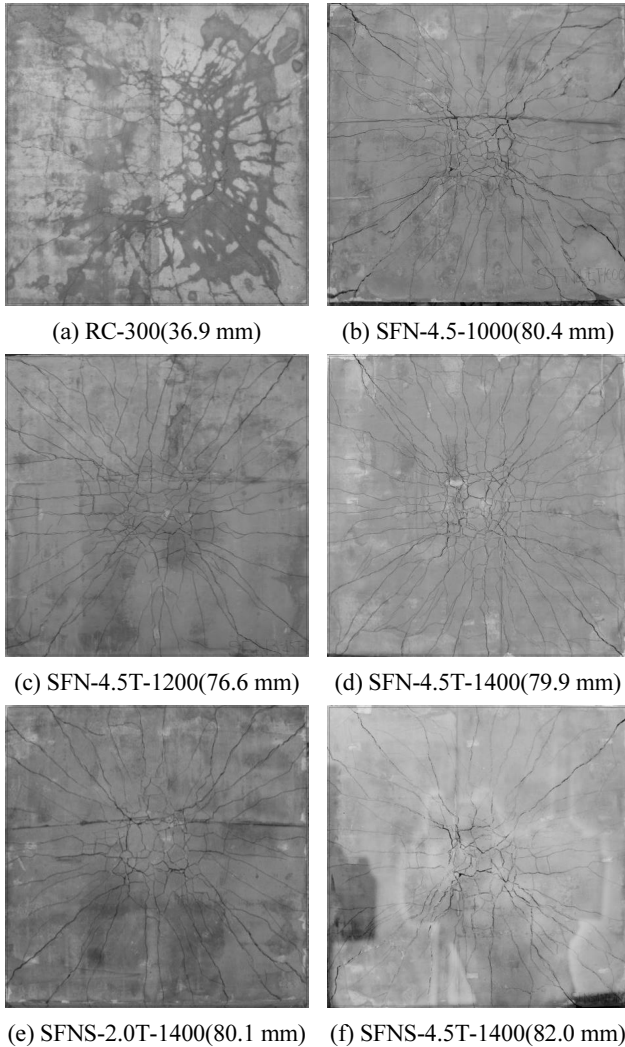


Fig. 7 Final destruction of specimen

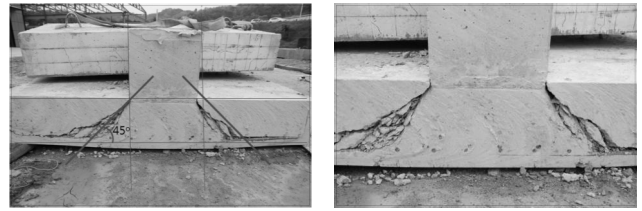


Fig. 8 Cutting situation of RC-300 specimen

로 보여주고 있다. 보강 실험체는 이와는 달리 2방향 뚫림전단 균열 양상이 보이지 않고 대각선 형태의 방사형 균열의 패턴을 보이고 있다. 즉 전단보강 실험체는 보강체에 의한 전단 거동보다는 휨 거동의 양상이 강한 것으로 사료된다. 또한 무보강 실험체에 비하여 보강 시험체의 균열이 많은 이유는 보강 실험체의 가력변위가 무보강 실험체에 비하여 2배 이상 크기 때문이다.

실험이 종료된 이후 무보강 실험체를 절단한 Fig. 8에서도 2면 전단에 의한 전형적인 파괴형태인 기둥면으로부터 약 45°의 각도로 파단면이 발생하고 있는 것으로 나타났다.

3.2 하중-변위 곡선

실험체의 중앙부인 기둥 밑면에서 측정된 하중-변위 곡선 및 기초판의 네 모서리의 평균변위를 Fig.9-Fig.14에 나타낸다. 또한 지속적인 지내력의 영향으로 인하여 전단파괴 시점이 명확하지 않아 다음과 같은 방법으로 전단파괴 시점을 평가하였다. 하중-변위 그래프에 의하면 초기에는 기둥머리 변위를 나타내는 1번 변위계의 변위와 2, 3, 4, 5번 변위계의 평균 변위가 같이 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 어느 시점에서 모서리 변위가 최대변위 이후 감소하는 것을 알 수 있다. 이는 기초판이 전단파괴되어 기둥머리 변위는 가력에 의하여 계속 증가하지만 네모서리는 전단파괴로 인하여 응력이 기초판 모서리쪽으로 전달되지않아 발생하는 현상으로 사료된다. 따라서 모서리 변위의 최대점을 전단파괴시점으로 평가하였으며, 그 시점을 그래프상에 나타내었다.

4. 실험 결과에 대한 비교 분석

본 절에서는 실험 결과를 바탕으로 각 실험체별 보강효과 검토를 위하여 보강길이가 같은 실험체를 대상으로 강판 두께 및 스티프너의 유무를 변수로한 3개의 실험체를 대상으로 스티프너 보강효과를 검토하고, 같은 강판두께를 가진 실험체를 대상으로 보강길이를 달리한 3개의 실험체를 대상으로 보강길이에 대하여 검토하였다.

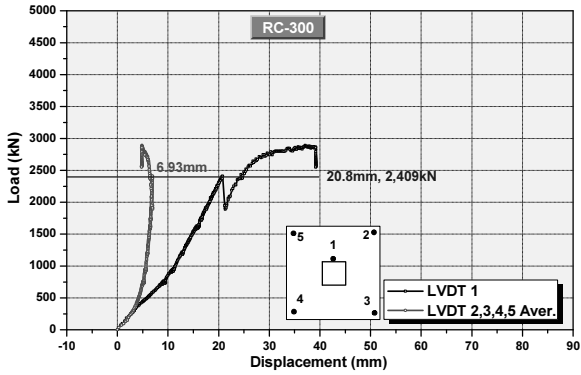


Fig. 9 Load-Displacement curve of RC-300

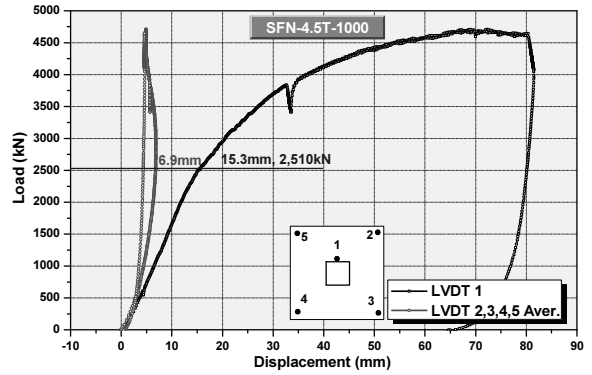


Fig. 10 Load-Displacement curve of SFN-4.5T-1000

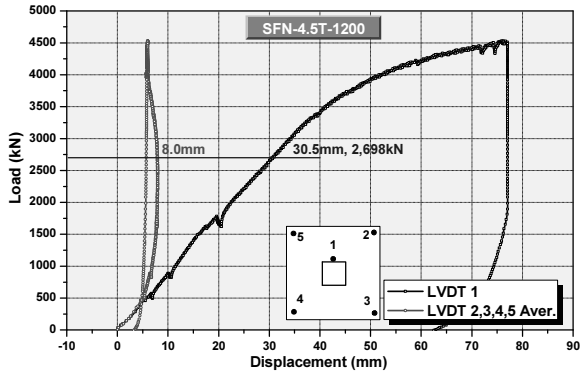


Fig. 11 Load-Displacement curve of SFN-4.5T-1200

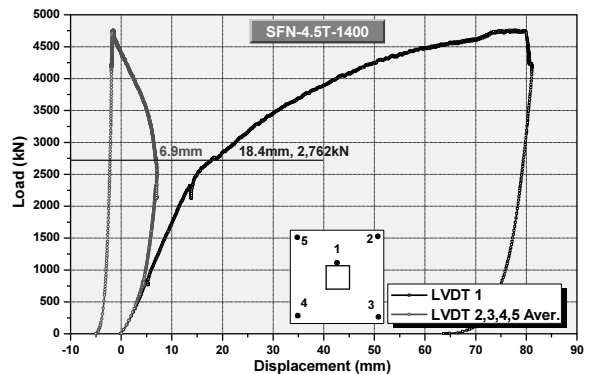


Fig. 12 Load-Displacement curve of SFN-4.5T-1400

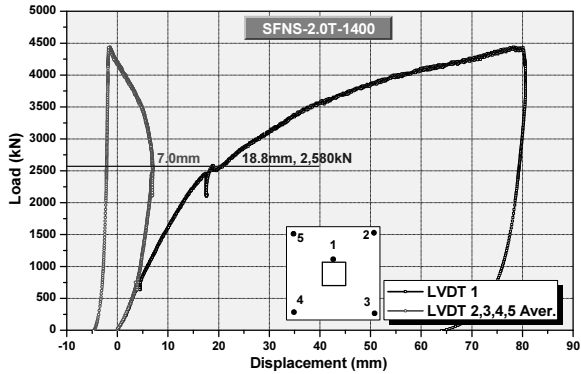


Fig. 13 Load-Displacement curve of SFNS-2.0T-1400

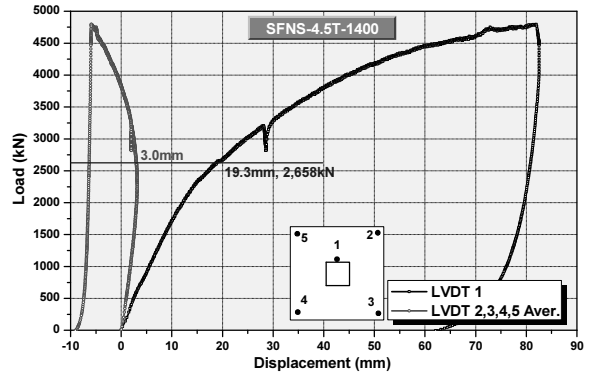


Fig. 14 Load-Displacement curve of SFNS-4.5T-1400

4.1 스티프너 보강효과

스티프너 보강에 대한 효과를 검토하기 위하여 전단보강재 두께 2.0 mm, 4.5 mm 실험체의 위험단면 경계인 $d/2$ 위치에서 전후 100 mm 간격으로 3개의 스티프너를 보강 하였다. 각 실험체별 하중-변위관계를 Fig. 15에 나타내었고, 모서리 변위가 역행 및 더 이상 증가하지 않은 시점으로 정의한 전단파괴 하중 및 최대강도를 Table 3에 나타내었다. 하중-변위관계 곡선에서 스티프너가 보강이 되지 않은 SFN-4.5T-1400 실험체와 SFNS3-4.5T-1400 실험체의 하중-변위곡선은 거의 일치하

는 것을 알 수 있으며, 오히려 전단파괴 하중은 스티프너가 없는 SFN-4.5T-1400 실험체가 더 큰 것으로 나타났다. 이는 콘크리트에 완전 매립된 보강재의 경우 국부좌굴 및 횡좌굴을 검토하지 않아도 된다는 강구조설계기준의 합성보설계기준과도 일치한다. 따라서 본 연구에서 대상으로 한 전단보강재에 스티프너 보강은 불필요한 것으로 사료된다.

4.2 전단보강재의 보강길이

전단보강재의 보강길이에 따른 실험체별 내력을 평가하기

위하여 같은 강판두께 4.5 mm에 대하여 보강길이를 1,000 mm, 1,200 mm, 1,400 mm으로 다르게 한 실험체를 비교하였다. 전단파괴하중 및 최대하중을 Table 4에 나타냈고, 하중-변위 관계 곡선을 Fig. 16에 나타내었다. Table 4에 의하면 보강

Table 3 Shear failure load and maximum load of reinforced with stiffener specimen

Specimen	Shear failure load		Maximum load	
	Col. dis. (mm)	Load (kN)	Col. dis. (mm)	Load (kN)
SFN-4.5T-1400	18.4	2,762	79.9	4,748
SFNS-2.0T-1400	18.8	2,580	80.1	4,422
SFNS-4.5T-1400	19.3	2,658	82.0	4,802

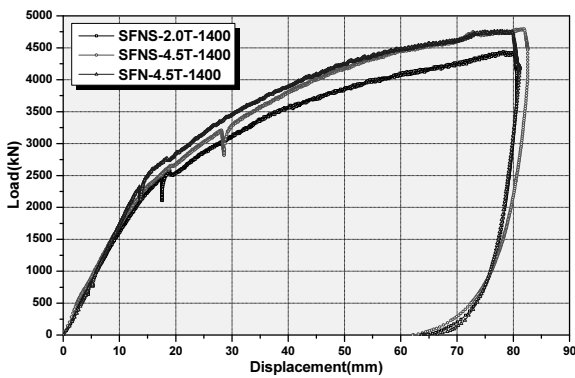


Fig. 15 Load-Displacement curve of reinforced with stiffener specimen

Table 4 Test out put of enforcement length

Specimen	Shear failure load		Maximum load	
	Col. dis. (mm)	Load (kN)	Col. dis. (mm)	Load (kN)
RC-300	20.8	2,409	36.9	2,931
SFN-4.5T-1000	15.3	2,510	80.4	4,642
SFN-4.5T-1200	30.5	2,698	76.6	4,531
SFN-4.5T-1400	18.4	2,762	79.9	4,748

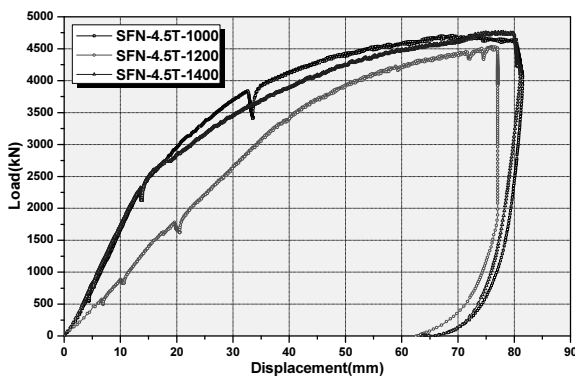


Fig. 16 Load-displacement curve of enforcement length specimen

길이 증가에 따른 전단파괴 하중의 상승률은 저조하였으며, 최대하중도 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 이는 전단파괴하중은 강판의 길이에 큰 영향을 받지 않는 것으로 판단되며, 최대하중도 최종적인 거동특성은 결정된 위험단면에서의 지내력에 대한 콘크리트의 압축력에 의한 반발력으로 저항하게 되므로, 큰 차이를 보이지 않는 것으로 판단된다.

결국 최대하중의 크기는 전단파괴이후 위험단면의 크기에 의해 결정되며, 본 실험체와 같이 보강길이 1,400 mm로 보강하는 경우 보강된 단면의 위험단면둘레길이 B_0 는 Fig. 17에서와 같이 보강길이는 $3/4(l_v - c/2)$ 이므로, $B_0 = 4\sqrt{2} [c/2 + 3/4(l_v - c/2)] = 2,404\text{mm}$ 가 된다. 그러나 보강하지 않은 실험체의 위험 단면 둘레길이 b_0 는 $4(d+c)$ 에 의해 2,560 mm가 되므로, 전단보강재로 보강된 실험체의 위험단면보다 큰 값이 된다. 따라서 본 실험결과에서 전단파괴 이후의 위험단면 둘레길이는 무보강 실험체의 위험단면 둘레길이보다 작아 최대 하중 값에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

이상과 같이 전단보강재로 보강된 기초의 위험단면둘레길이 B_0 가 보강하지 않은 실험체의 위험단면 둘레길이 b_0 보다 작으면 최대내력의 증대효과를 볼 수 없으므로, 유효 보강길이를 산정할 필요가 있다.

Fig. 18은 기둥머리 변위에 대한 기초판 모서리 변위의 변화를 실험체별로 비교하여 나타내었다. Fig. 18에 의하면 기둥머리 변위와 모서리 변위가 비례하는 구간은 최대 모서리 변위까지 인 것을 알 수 있다. 이후 모서리 변위는 “-방향”으로 역행하는 것을 알 수 있다. 즉 기둥으로의 가력하중이 전단파괴 이전에는 기초판의 모서리부분까지 전달되어 변위가 같이 증가하다가 전단파괴 이후에는 가력하중이 모서리부분까지 전달되지 않아 기둥머리 변위는 증가하지만 모서리 변위는 가력 반대방향으로 역행하는 것을 알 수 있다.

이는 실험체 절단 사진 Fig. 19에서 콘크리트에 의한 1차 전단파괴 이후 전단보강재의 휨거동에 의해 들어 올려 생기는 현상을 확인할 수 있다. 이상과 같이 전단보강재로 보강된 기초판의 거동은 1차 콘크리트 전단파괴이후 전단보강재가 하중을 부담하면서 2차 전단저항기구가 형성된다. 따라서 전단보강재로 보강된 기초판의 전단내력은 확장된 위험단면에서의 콘크리트가 부담하는 전단력과 콘크리트 파괴이후 전단보강재가 지지하는 전단력으로 구분하여 생각할 수 있다. 이는 위험단면에서의 전단 보강재 전단내력이 확장된 위험단면에서의 콘크리트 전단력을 초과할 필요가 없음을 의미한다.

이러한 거동특성을 고려하여 확장된 위험단면에서의 전단력을 발생시키기 위한 지내력과 위험단면에서 보강재의 전단내력을 지내력으로 환산하여 나타내면 폭 두께비에 따른 유효보강길이를 산정하는 것이 가능하다.

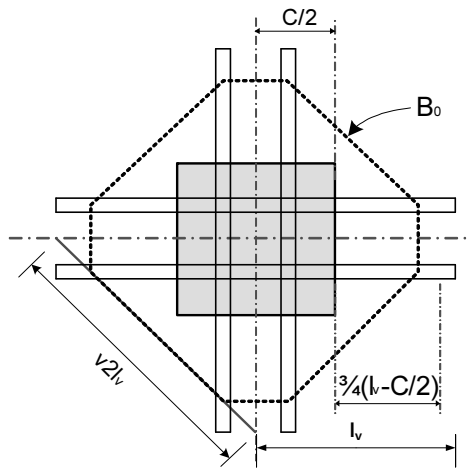


Fig. 17 Critical section B_0

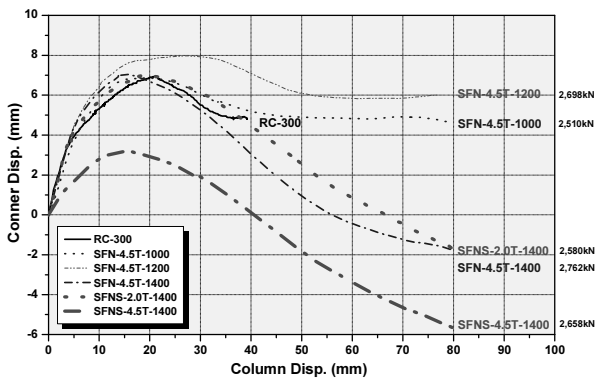


Fig. 18 Comparing column displacement with conner displacement

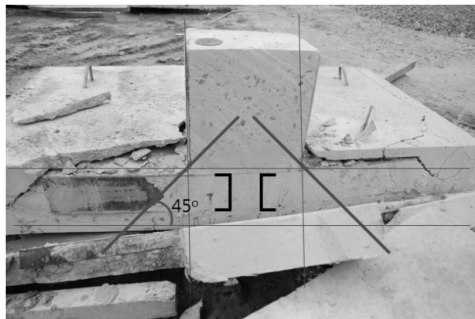


Fig. 19 Cutting situation of SFN-4.5T-1400

4.2.1 기준식에 의한 유효보강길이 평가

실험체의 유효보강길이 산정을 위하여 실험체 설계시 사용한 KBC-2009의 2방향 뚫림전단 평가식과 지내력에 의한 전단내력 평가식을 사용하여 강관두께에 따른 유효보강길이 산정방법을 도시하였다.

1) 확장된 위험단면에 뚫림 전단을 발생시키는 지내력

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} B_0 d$$

$$q = \frac{V_c}{(l^2 - 2l_v^2)} \quad (1)$$

여기서, V_c 확장된 위험단면의 뚫림 전단강도, f_{ck} 콘크리트 압축강도, B_0 확장된 위험단면 둘레길이($l_v \times 4$), d 유효기초두께, q V_c 를 발생시키기 위한 지내력, l 기초판 길이, l_v 전단보강 길이

2) 확장된 위험단면의 펀칭 파괴 발생 이후 보강재가 부담할 수 있는 지내력

$$v_u = q \cdot l_v^2$$

$$v_u = v_c + v_s$$

$$v_s = v_u - v_c = q \cdot l_v^2 - \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_0 d$$

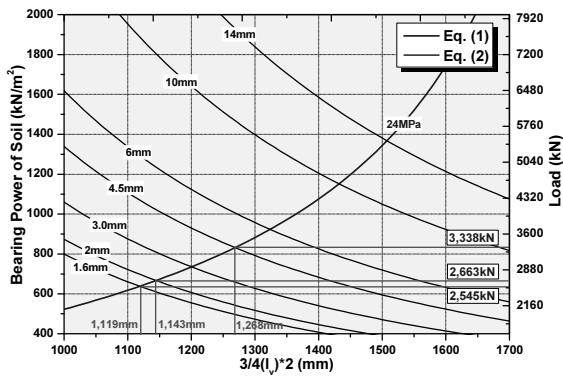
$$q = \frac{v_s + \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_0 d}{2l_v^2} \quad (2)$$

여기서, v_u 보강된 위험단면 소요하중, b_0 위험단면 둘레길이 $[(c+d) \times 4]$, v_c 위험단면 b_0 에 의한 뚫림 전단강도, v_s 강관의 전단강도($0.6f_y A_w$), 두께 $4.5\text{mm} = 837\text{kN}$, 두께 $2.0\text{mm} = 372\text{kN}$

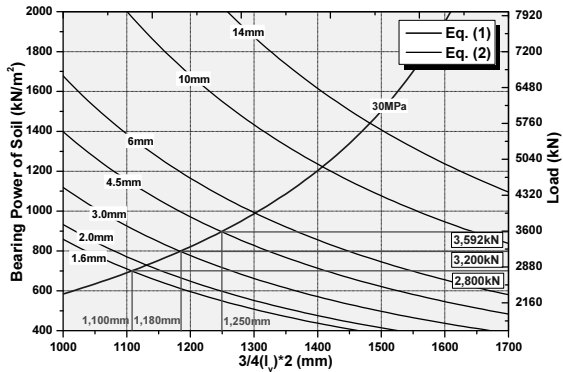
3) 강관두께에 따른 전단보강재의 보강길이 검토

이상과 같이 기준식에 의하면 위험단면이 증가할 때 콘크리트에 뚫림 전단강도를 발생시키기 위한 지내력 Eq. 1과 위험단면에서의 보강재가 부담할 수 있는 전단력에 대한 지내력 Eq. 2가 교차하는 점이 보강재의 전단보강 길이로 생각할 수 있으므로, 본 연구에서 대상으로 한 실험체(2 m×2 m, 두께 300 mm)의 유효 보강길이는 Fig. 20과 같이 나타낼 수 있다. Fig. 20의 x축 값은 $3/4(l_v) \times 2$ 를 나타낸다. 따라서 전단 보강재의 보강길이 $2l_v$ 는 $4/3$ 을 곱하여 구할 수 있다.

Fig. 20에 의해 본 연구에서 대상으로 한 실험체의 보강길이를 콘크리트 강도로 구분해서 구하면 다음과 같다. 4.5T로 보강된 전단보강재의 유효 보강 길이는 $f_{ck} = 24\text{Mpa}$ 인 경우 $1,268 \times 4/3 = 1,691\text{mm}$, $f_{ck} = 30\text{Mpa}$ 인 경우 $1,250 \times 4/3 = 1,667\text{mm}$ 로 나타낸다. 또한 보강길이에 따라 전단강도가 제곱 비례로 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 Table 4의 실험결과에 의하면 보강 길이에 따라 약간씩 전단내력이 상승하는



(a) $f_{ck} = 24\text{Mpa}$



(b) $f_{ck} = 30\text{Mpa}$

Fig. 20 Effective reinforced length according to concrete strength and steel plate thickness

것을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 지내력이 기초판에 미치는 영향을 충분히 고려할 수 있도록 현장여건과 동일한 옥외의 지반에서 실험할 수 있는 시스템을 구축하였다. 또한 실지반에 구축된 시스템을 통하여 기초의 지반에서의 거동 및 전단 보강방법에 따른 전단보강재의 보강효과를 비교·검토하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 각각의 변수에 대하여 요약 정리하였다.

5.1 스티프너 보강효과

전단보강재의 전단보강효과를 향상시키기 위하여 적은 강재량으로 전단효과를 향상시킬 수 있는 스티프너 보강에 대한 실험체를 계획하였고, 같은 조건에 스티프너 보강이 되지 않은 시험체를 비교 평가하였다. 그 결과 전단내력 및 최대하중, 하중-변위관계 곡선에서 유사한 결과를 얻었다. 따라서 전단보강재의 스티프너 보강효과는 영향을 미치지 않는 것으로

나타났다. 이는 콘크리트 속에 완전 매립된 보강재의 경우 횡좌굴 및 국부좌굴에 대하여 고려하지 않아도 된다는 강구조 설계의 합성보 설계시 기준과도 일치한다.

5.2 전단보강재의 보강길이

지반에서의 실험결과 기준식의 보강길이 증가에 따른 전단내력의 상승효과보다 실험결과 값은 작은 것으로 나타났다. 즉 지반에서의 실험결과는 보강길이에 따라 약간의 차이는 있으나 기준식에 비하여 작은 값으로 변동하였다. 또한 기준식을 토대로 강판두께별 유효보강길이 산정그래프를 제시하였다.

감사의 글

본 연구는 디엠이엔씨(주) 출자 하에 극동건설(주), ㈜대우건설, 롯데건설(주), 한라건설(주), ㈜보성구조기술사 그룹의 협의체로 구성된 연구비 및 2014년도 동양미래대학교 교내 학술연구비 지원에 의해 수행된 연구임.

References

ACI 318-11, Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute.
 Corley, W. G., and Hawkins, N. M. (1968), Shearhead Reinforcement for Slabs, *ACI Structural Journal*, 811-824.
 Heffer, J., Alaa G., Sherif, and Ricker, M. (2006), Experimental Investigations on Punching Behavior of Reinforced Concrete Footings, *ACI Structural Journal*, 604-613.
 Heffer, J., Ricker, M., and Alaa G. and Sherif (2009), Punching Strength of Reinforced Concrete Footings, *ACI Structural Journal*, 706-716.
 Lee, Y. J., Yang, W. J., and Yi, W. H. (2013), "The Evaluation Bases Steel for Shear Reinforcement", *Journal of The Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, AIK., 29(3), 65-72.
 Lee, Y. J., Yi, W. H., and Yang, W. J. (2014), Punching Shear Performance Evaluation of Foundation by Depth-thickness Ratio of Shear Head Reinforcement The Evaluation Bases Steel for Shear Reinforcement, *Journal of The Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, AIK., 30(3), 73-80.
 Yang, W. J., Yi, W. H., and Lee, Y. J. (2012), Performance Evaluation of Shear Reinforced Concrete Footings on the Ground, *Journal of The Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, AIK., 28(9), 41-48.

Received : 11/02/2016

Revised : 12/02/2016

Accepted : 01/16/2017

요 지 : 본 연구에서는 지내력이 기초판에 미치는 영향을 충분히 고려할 수 있도록 현장여건과 동일한 옥외의 지반에서 실험할 수 있는 시스템을 구축하였으며, 대상 실험체는 경제성 및 시공성 향상을 위하여 강관을 “ㄷ”자형으로 절곡하여 단면 2차모멘트를 극대화 하고 현장조립이 가능하도록 제안 하였다. 대상 실험체는 무보강 실험체 1개, 강관 두께를 동일하게 하여 보강 길이를 달리한 실험체 3개, 강관 두께를 달리하고 위험단면 부근에 스티프너 보강한 실험체 2개 총 6개의 실험체를 대상으로 비교 검토 한다.

실험 결과 스티프너 보강에 의한 효과는 없는 것으로 나타났으며, 전단보강재의 보강길이는 확장된 위험단면에서 전단력을 지내력으로 나타낸 값과 위험단면에서 보강재가 받을 수 있는 전단내력을 지내력으로 환산하여 두 선의 교차점을 유효보강 길이로 산정하는 강관두께별 유효보강길이 산정방법을 제안하였다.

핵심용어 : 기초구조, 보강 길이, 스티프너 보강, 실험방법
