

스터럽 보강 선설치 앵커의 정적 전단하중에 대한 저항 강도

박용명¹ · 조성훈^{2*} · 김태형³ · 강충현⁴ · 김재봉⁴

¹교수, 부산대학교, 토목공학과, ²석사과정, 부산대학교, 토목공학과, ³박사과정, 부산대학교, 토목공학과,
⁴연구교수, 지진방재연구센터

Static Shear Strength of Cast-in Anchors with Stirrup Reinforcement

Park, Yong Myung¹, Jo, Sung Hoon^{2*}, Kim, Tae Hyung³, Kang, Choong Hyun⁴, Kim, Jae Bong⁴

¹Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

²M.Sc. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

³Ph.D. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

⁴Research Professor, Seismic Simulation Test Center, Yangsan, Gyeongnam, 46293, Korea

Abstract - An experimental study was conducted to evaluate the static shear strength of stirrup-reinforced cast-in anchors. The test parameters considered herein are an existence of front bearing bar and concrete crack. M36 anchor was used with an edge distance of 180mm. HD-10 bars were used for all reinforcing bars and the stirrups were placed with 100mm spacing. The shear resistance increased by 16% when the front bearing bar was installed. Meanwhile, the resistance reduced only 5% in the cracked concrete compared with the uncracked concrete. The test results showed that ACI 318 and ETAG 001 specifications could estimate the shear strength of stirrup-reinforced anchors conservatively and a rational method was proposed. A consideration on the fracture strength of stirrup-reinforced anchor is also given.

Keywords - Cast-in anchor, Stirrup reinforcement, Shear strength, Front bearing bar, Uncracked and cracked concrete

1. 서론

선설치 앵커(cast-in anchor)는 대형 강구조물이나 강재 기기 등을 콘크리트 기초에 정착시키는데 필수적인 연결 수단이다. 앵커는 인장하중과 전단하중에 대해 적절히 저항하여야 하며, 앵커의 주요 파괴모드는 강재 본체의 연성파괴(ductile failure)와 콘크리트가 콘(cone) 형태로 파열파괴(breakout failure)되는 소성파괴(plastic failure)이다.

인장 및 전단하중을 받는 비보강 앵커(unreinforced anchor)의 콘크리트 파열파괴강도는 2000년 이전까지는 45° 원추형 콘파괴(전단의 경우 반원추형) 이론이 적용되었

다. 그러나 종래의 이론이 실제보다 저항강도를 과다 평가함이 실험 연구들^{[1],[2],[3]}로부터 제시됨에 따라 1997년 유럽은 ETAG 001 Annex C^[4]에, 미국은 2001년 및 2002년에 ACI 349-01^[5] 및 ACI 318-02^[6]에 파괴콘을 35°의 피라미드 형상(전단의 경우 half-pyramid 형상, Fig. 1참조)으로 이상

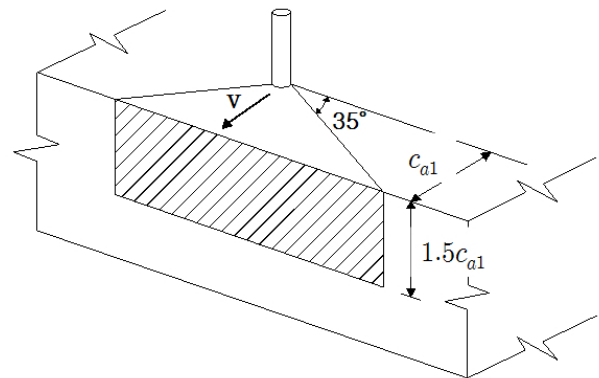


Fig. 1. Idealized breakout model for shear loading in CCD method

Note.-Discussion open until August 31, 2016. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 15, 2015; revised December 16, 2015; approved on December 28, 2015.

Copyright © 2016 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-51-510-1460 Fax. +82-51-513-9596

E-mail. besthuni@naver.com

화한 CCD(Concrete Capacity Design) 방법이 채택되었다.

한편, 철근으로 보강한 앵커의 인장 및 전단하중에 대한 저항강도는 2008년 ACI 318-08^[7]에 처음으로 규정이 도입되었다. 본 기준에서 제시한 앵커의 철근 보강 방법은 Fig. 2에 보인 바와 같이 헤어핀(hairpin) 방식과 스테리프(stirrup) 방식(ACI 318에서는 이를 ‘Edge and Anchor reinforcement’로 칭함)이 있다. 이 때 철근의 저항강도를 콘크리트 파열파괴강도로 대신할 수 있다고 규정하고 있다. 즉, ACI 318 기준에서는 콘크리트의 저항을 무시하고 철근의 저항강도만을 고려하는 개념이다.

반면, ETAG 001에서는 철근 보강 앵커의 전단하중에 대한 저항강도를 철근의 저항강도보다는 콘크리트 파열파괴강도를 기본으로 하고 있다. 본 기준에서는 헤어핀 보강 앵커에 대해서는 별도의 언급이 없으며, 스테리프 보강에서는 균열 콘크리트(cracked concrete)에 매입된 앵커에 한해 보강 효과를 고려하고 있다. 각 기준별 스테리프 보강 앵커의 전단 저항강도에 대한 상세 사항은 2.2절에 제시하였다.

그동안 헤어핀 보강 앵커의 전단 저항강도 평가에 관한 실험적 연구 사례는 많지는 않으나 다소 존재한다. 반면에 스테리프 보강은 실제 실무에서 흔히 사용되고 있음에도 불구하고 연구 사례가 극히 제한적이며, 이로 인해 현재 기준들에서는 스테리프 보강 앵커의 전단 저항강도를 상당히 안전측으로 규정하고 있는 실정으로 판단된다.

본 연구에서는 스테리프 보강 앵커의 전단하중에 대한 저항

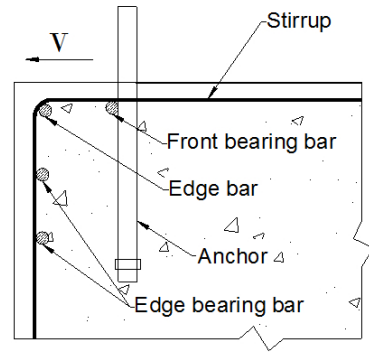


Fig. 3. Scheme of stirrup reinforcement (Section view)

강도를 평가하기 위한 실험 연구를 수행하였다. 본 연구에서 고려한 주요 변수는 Fig. 3에 보인 전면지압철근(front bearing bar) 유무와 콘크리트 균열 유무이다. 그 배경은 현재 ACI 318 및 ETAG 001 기준에서는 전면지압철근 유무에 대한 조항이 없는 반면, 이에 대한 평가가 필요하다고 판단되었기 때문이다. 또한, ETAG 001 기준에서는 스테리프 보강 시 균열 콘크리트에 한해 저항강도를 증가시킬 수 있는 반면, ACI 318 기준에서는 비보강 앵커의 콘크리트 파열파괴강도에 대해서는 균열콘크리트와 비균열콘크리트를 구분하여 저항강도를 제시하고 있으나 철근 보강앵커에 대해서는 이에 대한 구분을 하지 않고 있기 때문이다.

본 실험 연구에서 콘크리트 설계압축강도(f_{ck})는 27MPa로 하고 강재 앵커는 M36(직경 36mm)를 사용하였으며 연

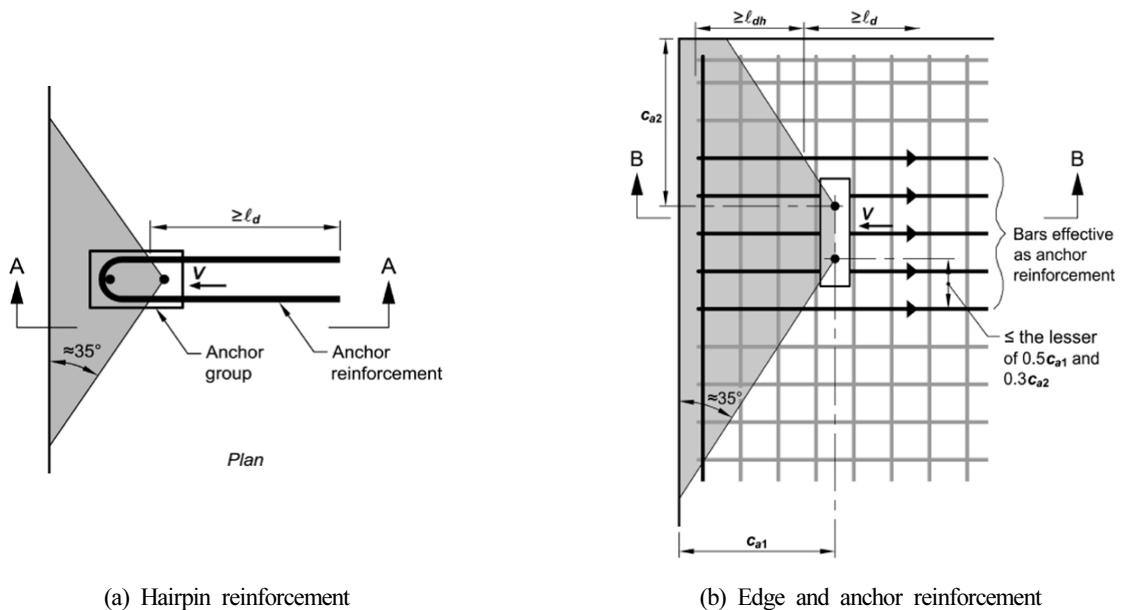


Fig. 2. Types of anchor reinforcement^[7] (Plan view)

단거리(c_{a1})는 180 mm로 하였다. 철근은 HD-10을 사용하였으며 스테럽의 간격은 100mm로 하였다. 실험 결과를 현재 기준들과 비교하였으며 향후 스테럽 보강 신설치 앵커의 전단 저항강도 평가 방안과 앵커 본체의 파괴강도에 대한 고찰을 제시하였다.

2. 기존 연구 및 설계 기준

2.1 기존 연구

스테럽 보강 앵커의 전단 저항강도에 대한 연구로서 먼저 Eligehausen 등^[8]은 스테럽 간격이 좁을수록 저항강도가 증가하며, 연단거리가 클수록 단부철근(edge bar)의 구속효과가 증대되어 종국 강도가 증가한다고 제시하였다. 한편 이들은 Fig. 4에 보인 바와 같이 스트럿-타이 모델을 적용하여 스테럽 철근의 저항강도를 평가할 것을 제안하였다. 이 때 저항강도(V_u)는 CCD 방법에서 가정된 35° 파괴콘을 기준으로 산정한 길이 l_1 부분의 부착강도로 고려하였으며 다음 식과 같다.

$$V_u = \pi d_s l_1 f_{bm} / \alpha_a \leq A_s f_y \quad (N) \quad (1)$$

여기서, d_s : 스테럽철근 직경(mm), l_1 : 콘크리트 파괴면으로부터 단부철근(edge bar)까지의 스테럽 길이(mm), f_{bm} : 평균 접착강도 = $2.25 f_{dm}$ (N/mm²), f_{dm} : 콘크리트 평균 인장강도 = $0.3 f_{cc}^{2/3}$ (N/mm²), f_{cc} : 입방형 공시체 압축강도 (N/mm²), α_a : 단부철근에 의한 효과를 고려하는 계수 (=0.7), A_s : 스테럽철근 단면적(mm²), f_y : 철근 항복강도 (N/mm²)이다.

한편, Petersen 등^[9]은 M19 앵커로 연단거리 102mm, 스테럽은 앵커 양측 2개(Fig. 5(a))와 M25 앵커로 연단거리 152mm, 스테럽은 양측으로 각각 4개, 6개 및 8개(Fig.

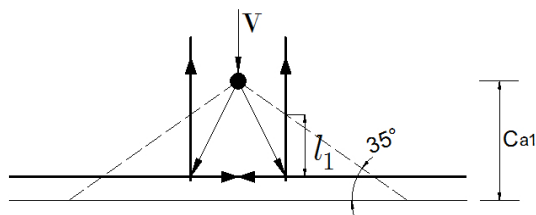
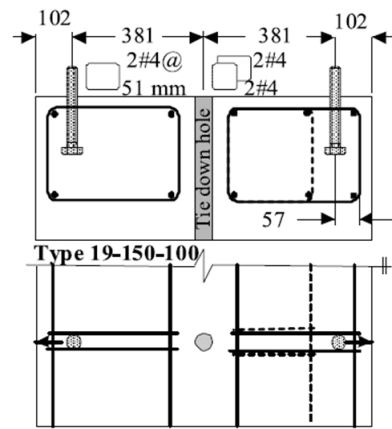


Fig. 4. Strut-tie model for stirrup-reinforced anchor^[8]

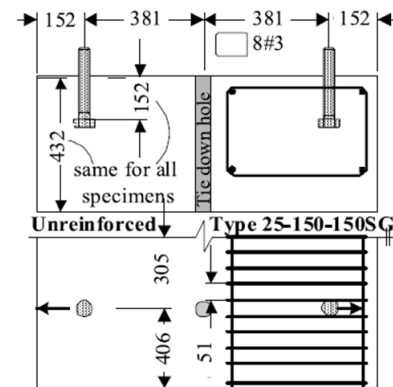
5(b)) 설치한 경우에 대해 실험을 수행하였다. 앵커 매입깊이는 모두 152mm이고 스테럽은 #3(D10) 또는 #4(D13)를 사용하였다. 스테럽에 부착한 변형률계이지로부터 CCD 이론의 35° 콘파괴 단면 내의 철근이 저항하였으며 앵커에 가까운 철근이 큰 변형률을 보인 것으로 제시하였다. 하지만 앵커 인접 스테럽의 최대 변형률이 항복에 도달하지 못하였으며, 모든 시험체는 앵커 본체의 파괴로 종료되었다. 이로부터 이들은 스테럽 보강 앵커의 전단하중에 대한 저항강도를 다음 식과 같이 앵커 본체의 강도(V_s)로 고려할 것을 제안하였다.

$$V_s = 0.45 F_{uta} A_{se, V} \quad (N) \quad (2)$$

여기서, F_{uta} : 앵커 강재의 인장강도(N/mm²), $A_{se, V}$: 앵커의 유효 단면적(mm²)이다.



(a) M19, c_{a1} =102mm, 2-stirrup bars



(b) M25, c_{a1} =152mm, 10-stirrup bars

Fig. 5. Configurations of anchor specimens(Petersen and Zhao^[9])

2.2 설계 기준

2.2.1 ETAG 001 기준

ETAG 001^[4]은 1997년에 공표되었으며 ACI 318에 앞서 콘크리트 파열파괴강도로서 CCD 방법을 제시하였다. 본 기준의 Annex C(2008 개정)에서 제시한 비보강 앵커의 전단하중에 대한 콘크리트 평균 파열파괴 강도는 다음 식과 같다.

$$V_c = k_1 d_o^\alpha h_{ef}^\beta \sqrt{f_{cc}} c_{a1}^{1.5} \quad (N) \quad (3)$$

여기서, $k_1=2.1$ (균열 콘크리트), $=3.0$ (비균열 콘크리트), d_o : 앵커 외경(mm), h_{ef} : 앵커 매입깊이(mm), $\alpha=0.1(h_{ef}/c_{a1})^{0.5}$, $\beta=0.1(d_o/c_{a1})^{0.2}$, f_{cc} : 입방형 공시체 압축강도(MPa), c_{a1} : 앵커 연단거리(mm)이다.

본 기준에서 스티럽 보강 앵커의 경우 균열콘크리트에 한해 강도증가계수 $\psi_{re,V}$ 를 다음과 같이 적용하고 있다.

$$\begin{aligned} \psi_{re,V} = 1.0 & : \text{단부철근(edge bar)이 없는 경우} \\ \psi_{re,V} = 1.2 & : \text{단부철근이 있는 경우} \\ \psi_{re,V} = 1.4 & : \text{단부철근이 있고 스티럽 간격}(a)\text{이 } 100\text{mm} \\ & \text{이하인 경우} \end{aligned} \quad (4)$$

한편, 앵커 본체의 전단하중에 대한 저항강도를 경험적으로 다음과 같이 규정하고 있다.

$$V_s = 0.5 F_{uta} A_o \quad (N) \quad (5)$$

여기서, F_{uta} : 앵커 강재의 인장강도(N/mm²), A_o : 앵커의 응력저항 단면(stressed cross section, mm²)이다.

2.2.2 ACI 318 기준

ACI 318^{[6],[7],[10]}에서는 비보강 앵커와 철근보강 앵커의 전단 저항강도를 구분하고 있다. 비보강 앵커의 콘크리트 파열파괴강도는 CCD 방법에 근거하였으며 식 (3)에서 조금 변형된 다음 2개 식 중 작은 값을 비균열 콘크리트의 평균 강도로 적용한다.

$$ACI \ 318-02 : V_c = 1.1 \left(\frac{l_c}{d_o}\right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \quad (N) \quad (6a)$$

$$ACI \ 318-11 : V_c = 7.0 \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \quad (N) \quad (6b)$$

여기서, l_c : 유효지압길이(mm)로서 최대 $8d_o$ 로 제한, f_{ck} : 원통형 공시체의 압축강도(MPa)이다. 그리고 균열콘크리트의 평균 파열파괴강도는 ETAG 001과 동일하게 비균열콘크리트의 1/1.4(=0.71) 배로 적용한다.

스티럽 보강 시 전단 저항강도는 비균열 및 균열콘크리트에 관계없이 Fig. 2(b)에 보인 바와 같이 $0.5c_{a1}$ 범위 내의 철근이 항복까지 저항하는 것으로 한다. 즉,

$$V_u = A_s f_y \quad (N) \quad (7)$$

여기서, A_s : $0.5c_{a1}$ 이내의 스티럽 철근 단면적(mm²), f_y : 철근 항복강도(N/mm²)이다.

한편, 앵커 본체의 전단하중에 대한 저항강도는 다음과 같이 제시하였다.

$$V_s = 0.6 F_{uta} A_{se,V} \quad (N) \quad (8)$$

여기서, $A_{se,V}$: 앵커 유효단면적(mm²), F_{uta} : $1.9F_y$ 와 860MPa 중 작은 값으로 하되 앵커 인장강도를 초과할 수는 없다.

2.3 기존 연구 및 현재 기준의 고찰

Eligehausen 등^[8]은 전단하중을 받는 스티럽 보강 앵커의 전단 저항강도를 스티럽 철근의 부착강도로서 평가할 것을 제안하였다. 그러나 본 개념은 ETAG 001 기준에 채택되지는 않았는데, 이는 실험데이터가 충분하지 않았기 때문으로 판단된다. 한편, Petersen 등^[9]은 앵커의 파괴 시까지 스티럽 철근의 최대 변형률이 항복에 도달하지 않았고 앵커가 모두 파괴됨에 따라 스티럽의 저항강도보다는 앵커의 파괴하중으로 저항강도를 결정할 것을 제안하였다. 이들이 제안한 식 (2)는 ETAG 001(식 (5))과 ACI 318(식 (8))의 앵커 본체의 파괴강도를 저감한 형태이다.

유럽 ETAG 001 기준^[4]은 철근 보강 앵커에 대해 철근의 저항을 고려하기 보다는 콘크리트 파열파괴강도(식 (3))를 기준으로 하되 균열콘크리트에 한해, 그리고 스티럽 보강에 한해 파열파괴강도를 증가시키는 개념이다. 반면, ACI 318 기준^{[7],[10]}은 비보강 앵커와 보강 앵커를 구분하되 철근 보강

시 전단 저항강도를 콘크리트 파열파괴강도(식 (6)) 대신에 철근의 저항강도(식 (7))를 적용할 수 있도록 제시하고 있다. 단, 저항에 유효한 스티럽 철근의 범위를 $0.5c_{al}$ 으로 제한하고 있다. 이 경우 스티럽이 앵커 주위에 집중적으로 설치되는 경우는 저항강도를 적절히 평가할 수 있을 것으로 판단되나 일정한 간격으로 설치되는 경우에는 상당히 안전측의 강도를 예측할 것으로 판단된다. 한편 두 기준 모두 앵커 본체의 파괴강도를 각각 식 (5)와 식 (8)로 제시하고 있는데, ETAG 001은 허용인장강도를 $0.5F_{uta}$, ACI 318에서는 $0.6F_{uta}$ 로 고려하는 반면 앵커 단면적은 각각 A_o (나사산 제외 응력저항 단면적)와 $A_{se,V}$ (유효단면적)로 고려한다.

한편, 국내의 앵커 기준은 콘크리트구조설계기준해설^[11]에 제시되어 있는데 이는 ACI 318-08을 기초로 한 것이다.

3. 실험 방법 및 결과

3.1 시험체 제원

스티럽 보강 앵커의 전단 저항강도 평가를 위해 Fig. 6에 보인 바와 같이 콘크리트 블록(1,000×1,000×700mm)들을 제작하였다. 콘크리트 설계압축강도(f_{ck})는 27MPa로 하였으며 앵커는 직경 36mm(M36), 연단거리(c_{al})는 180mm, 매입깊이(h_{ef})는 280mm로 하였다. 본 연구에서는 앵커 헤드부에 나사산 가공은 하지 않았다. 스티럽 및 단부철근은 모두 HD-10($A_s = 71.33mm^2$) 이형철근을 사용하였다. 스티럽의 간격은 100mm로 하였으며 1개의 콘크리트 블록에 4개의 앵커를 설치하기 위해 스티럽은 동일 블록에서 상·하

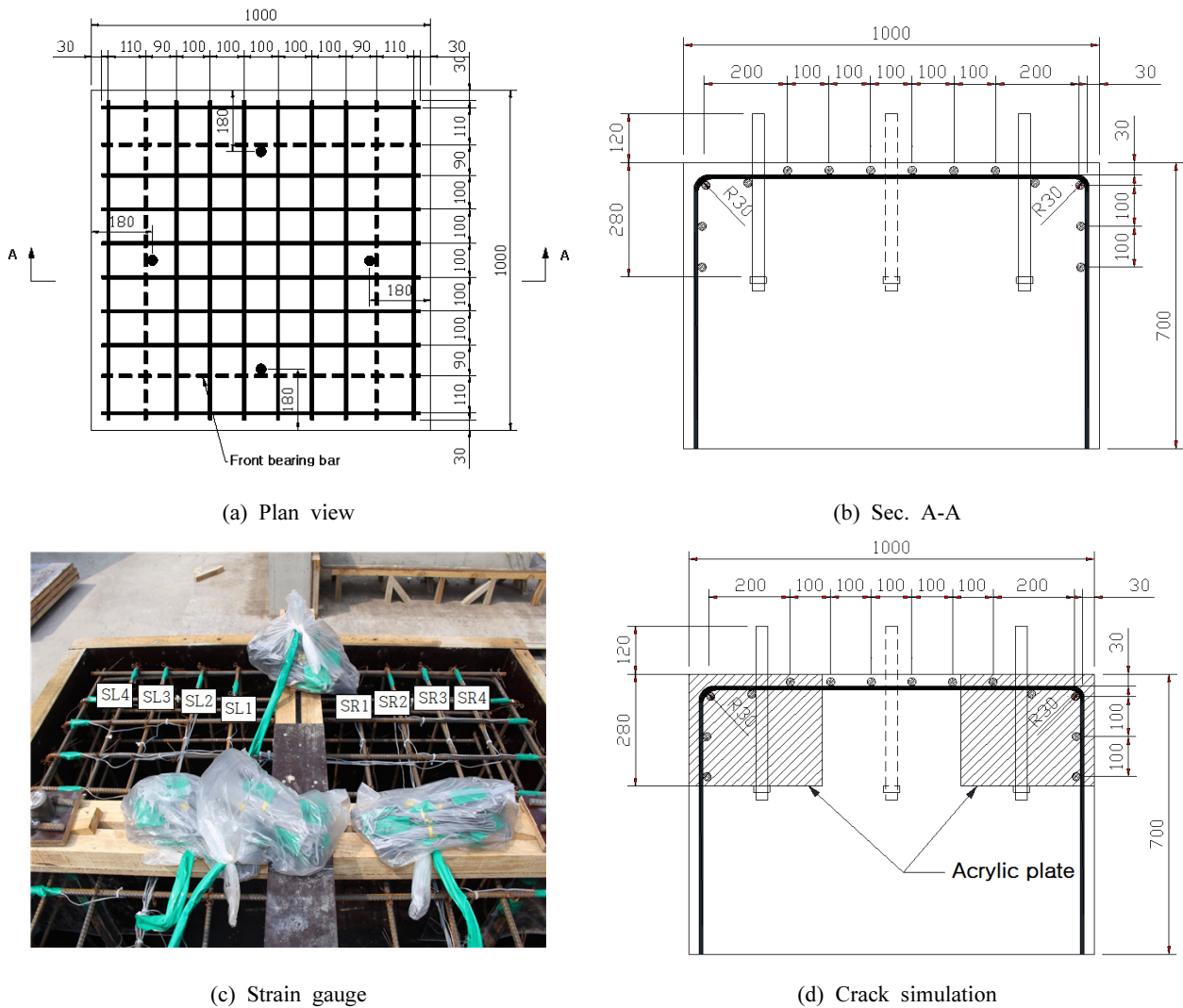


Fig. 6. Configuration of test block

직각으로 교차 설치하였다. 이 때 스테럽이 위에 위치한 경우(Sec. A-A, Fig. 6(b)) 순뒤편은 20mm로, 아래에 위치한 경우는 30mm로 계획하였다. 각 스테럽 철근의 변형률 측정을 위해 Fig. 6(c)에 보인 바와 같이 콘크리트 예상 파괴면을 따라 변형률계이지를 부착하였다. 또한 콘크리트 초기 균열 발생 시의 하중을 평가하기 위해 콘크리트 표면(앵커에서 양측으로 각각 50mm 위치)에 변형률계이지를 부착하였다.

비균열콘크리트와 균열콘크리트에 매입된 앵커 시험체를 각각 제작하였으며, 균열 시험체는 Fig. 6(d)에 보인 바와 같이 두께 1mm의 아크릴판을 앵커 앞·뒤에 설치함으로써 균열을 모사하였다. 한편, 전면지압철근(HD-10)의 유무에 따른 저항강도 비교를 위해 비균열콘크리트에 한해 전면지압철근이 없는 시험체를 함께 제작하였다.

3.2 재료 강도

실험 시점 기준으로 원통형 공시체 압축강도(f_{ck})는 평균 30.8MPa를 보였다. HD-10($A_s = 71.33\text{mm}^2$) 철근의 인장 실험으로부터 평균 항복강도(f_y)는 445MPa, 인장강도(f_u)는 540MPa이었다. 한편, 강도증가를 위해 열처리를 실시한 M36 앵커의 인장실험에서 선형 상태에서 평균 640MPa에서 파단이 발생하였다. 이에 앵커의 파단하중을 항복강도(F_y)=640MPa로 고려하기로 한다. 단, 인장강도(F_{uta})는 정의가 불가능한 실정이다.

3.3 가력 방법

전단 저항강도 평가 실험은 건설연구인프라운영원(KOCED) 산하 '지진방재연구센터'^[12]에서 1,000kN UTM을 사용하여 수행하였다. 실험 장면은 Fig. 7에 보인 바와 같고 하중은 1.0mm/min의 변위제어로 재하하였다.

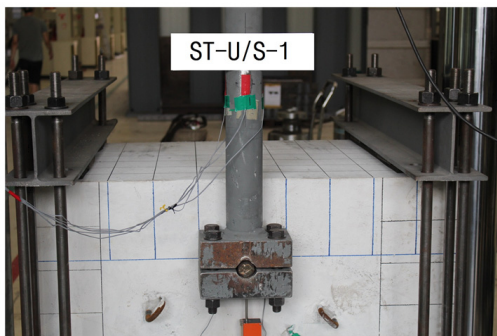
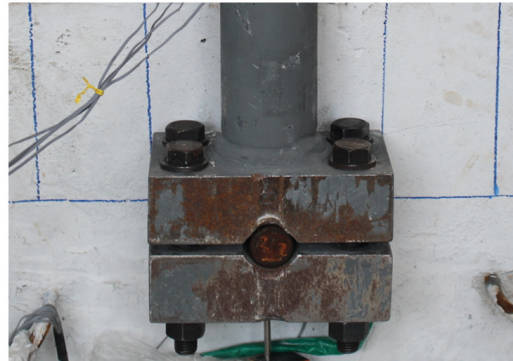
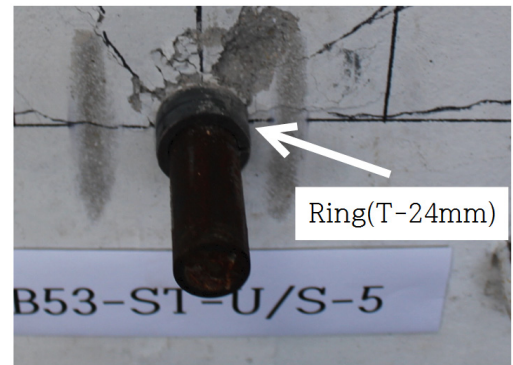


Fig. 7. Testing scene by UTM

하중 재하 시 Fig. 8(a)에 보인 강성 전단지그(앵커 방향 길이 120mm)를 앵커에 직접 고정하여 가력한 경우와 일부 시험체에서는 Fig. 8(b)와 같이 앵커 머리에 링을 끼운 후 동일 전단지그로 고정하여 가력한 경우를 고려하였다. 전자의 경우는 매우 두꺼운 강재가 앵커에 고정되는 경우이고 후자는 두께 20~30mm 이하의 강판이 고정되는 경우로 생각할

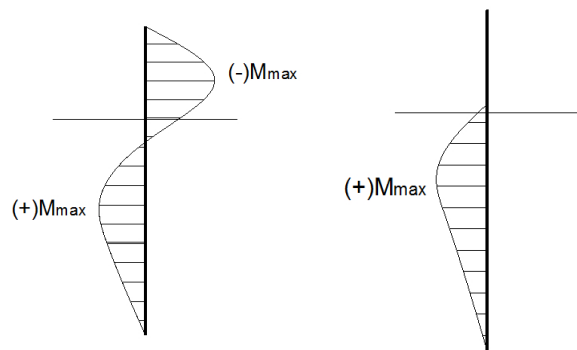


(a) without ring



(b) with ring

Fig. 8. Type of shear Jig



(a) without ring

(b) with ring

Fig. 9. Bending moment pattern of anchor

수 있다. 이로 인해 앵커에 발생하는 휨모멘트의 분포가 차이를 보이게 되는데 이를 Fig. 9에 개념적으로 도시하였다. 즉, 전단지그 방식에 따라 최대 휨모멘트의 위치가 달라지며 앵커의 휨파괴는 Fig. 9(a) 경우는 $(-)M_{max}$ 또는 $(+)M_{max}$ 중 큰 곳에서, Fig. 9(b) 경우는 $(+)M_{max}$ 위치에서 발생한다. 하지만 앵커에 가해지는 전단하중은 두 경우가 동일하다.

3.4 실험 결과

본 연구의 실험 결과를 Table 1에 정리하였다. 실험 전에 측정된 앵커 연단거리는 목표 연단거리 180mm에 비해 최대 3mm 오차 이내로서 적절히 제작되었다. 실험에서 파괴 양상은 하중이 증가함에 따라 콘크리트의 균열이 발생하여 진전되었으며, 모든 시험체는 앵커의 파괴로 실험이 종료되었

다. 실험 종료 후 비균열과 균열콘크리트 시험체에서의 균열 장면을 Fig. 10에 예시하였으며, 대체로 그림에서 제시한 순서대로 앵커 주위에서 균열이 발생하여 연단 방향으로 진전되었다. Table 1에 앵커의 파괴 위치를 제시하였는데, Fig. 8(a)와 같이 링을 설치하지 않은 경우는 대체로 콘크리트 블록 바깥에서, 링을 설치한 경우는 콘크리트 블록 내부에서 파괴되었다. 이는 Fig. 9에서 설명한 바와 같다.

각 변수별 대표 경우에 대해 하중-변위 선도를 Fig. 11에 제시하였는데, 콘크리트의 초기 균열이 발생(해당 하중은 Table 1과 같으며 육안 및 콘크리트 상면의 변형률계이지로부터 분석하였음)된 이후 하중-변위 선도의 기울기가 완만해지는 경향을 보였다. 한편 하중-스터럽 변형률의 예를 Fig. 12에 예시하였는데 ×-마크는 초기 균열 발생 하중이다. 이로부터 콘크리트의 균열이 발생된 이후에는 철근의 저

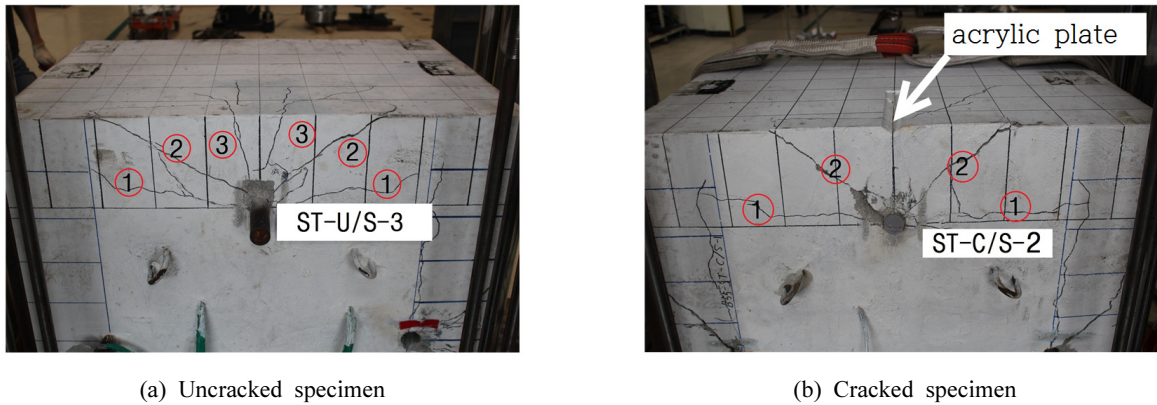


Fig. 10. Fracture shape

Table 1. Shear Test Results for the Stirrup-reinforced Anchors

Specimen ID	Concrete	Front bearing bar	Shear Jig	Edge distance(mm)	Initial crack Load(kN)	Max. Load (kN)	Depth of Anchor fracture(mm)
ST-U/S0-1	uncracked	not installed	w/o ring	180	74.3	145.9	-25
ST-U/S0-2			w/o ring	180	69.6	142.7	-19
ST-U/S0-3			w/o ring	180	69.4	127.9	-42
ST-U/S0-4			with ring	180	70.1	139.8	112
ST-U/S-1	uncracked	installed	with ring	180	82.0	119.3	50
ST-U/S-2			with ring	179	71.1	113.9	81
ST-U/S-3			w/o ring	180	69.6	145.1	68
ST-U/S-4			w/o ring	178	88.8	152.1	59
ST-U/S-5			with ring	179	68.8	110.9	56
ST-C/S-1	cracked	installed	w/o ring	180	75.1	147.0	-35
ST-C/S-2			w/o ring	183	68.3	133.8	73
ST-C/S-3			w/o ring	182	74.0	158.5	-18

Note) (-) value : anchor failure above concrete surface

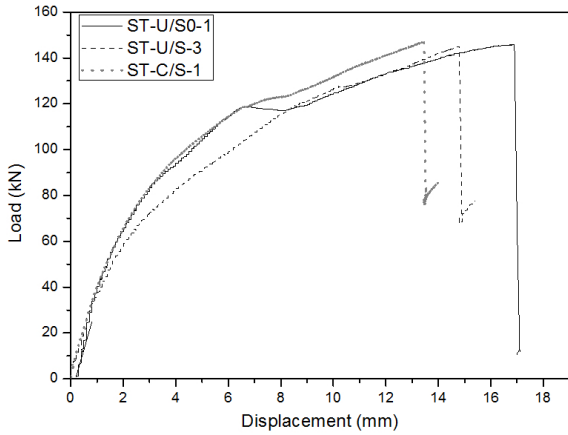


Fig. 11. Load-displacement curve

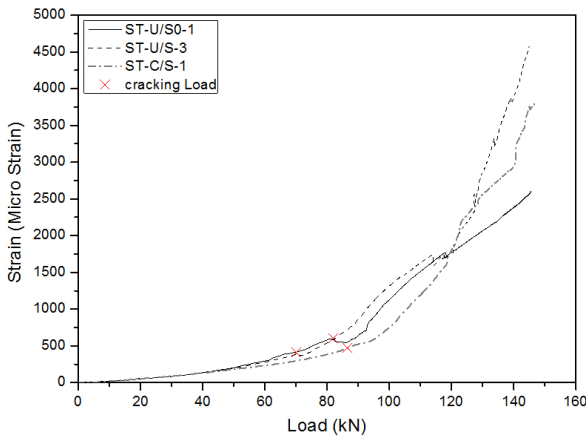


Fig. 12. Load-stirrup strain curve

항 기여도가 증가함을 알 수 있다. 그리고 전면지압철근이 없는 경우(ST-U/S0-x)는 Fig. 11과 같이 하중-변위 선도의 기울기가 일부 구간에서 평탄 또는 감소하는 경향이 2개 시험체에서 관측되었다.

4. 결과 분석 및 전단강도 평가 방안

4.1 스테리프 보강 앵커의 저항강도 분석

스터립보강 앵커의 전단 저항강도는 콘크리트 강도, 철근 상세 그리고 앵커의 강성과 서로 연관성이 있을 것이며 콘크리트 균열 유무와 전면지압철근의 유무 등에도 영향을 받을 것이다. 먼저 스테리프의 변형률을 분석하고, 이를 바탕으로 두가지 전단저항강도 평가 방안을 고찰하였다.

4.1.1 스테리프 철근의 저항 특성

각 변수별 시험체들로부터 측정된 스테리프 철근의 평균 변형률을 Table 2에 제시하였다. 여기서, 게이지에 일부 문제가 생긴 경우는 제외하였으며, 가급적 동일한 하중에서 비교하기 위해 평균 최대 하중을 140kN 정도가 되도록 고려하였다. 전체 스테리프 변형률을 Fig. 13(a)에 도시하였으며 앵커에 가까울수록 큰 저항을 보임을 알 수 있다. 따라서 앵커에 가까게 스테리프를 집중 배치하는 것이 효율적인 것으로 판단된다. 한편, 앵커 좌우측의 각 위치별 스테리프의 변형률은 대

Table 2. Measured strain of stirrups

Specimen ID	Load (kN)	Strain ($\times 10^{-6}$)							
		SR1	SR2	SR3	SR4	SL1	SL2	SL3	SL4
ST-U/S0-1	145.9	2,626	1,251	70	-	2,879	1,361	-90	-
ST-U/S0-2	142.7	2,418	1,140	-190	-	2,099	1,173	-218	-
ST-U/S0-3	127.9	2,142	839	-423	-	2,267	1,022	-184	-
ST-U/S0-4	139.8	2,562	1,238	-188	-	2,301	1,267	108	-
Average	139.1	2437	1117	-183	-	2387	1206	-96	-
ST-U/S-2	113.9	2686	1175	319	-64	4423	1460	369	-368
ST-U/S-3	145.1	4571	1847	131	-142	4114	1767	769	-184
ST-U/S-4	152.1	3770	1394	161	237	2230	1249	85	-62
Average	137.0	3676	1472	204	10	3589	1492	408	-205
ST-C/S-1	147.0	3,814	1,716	595	-181	-	1,317	225	-36
ST-C/S-2	133.9	2,555	1,196	131	-74	2,601	1,140	32	-700
ST-C/S-3	140.01	2,740	1,388	276	-239	3,963	1,354	464	12
Average	140.3	3,036	1,433	334	-165	3,282	1,270	240	-241

Note : 1) Peak load is 158.5kN

체로 대칭 형상을 보인다. 이로부터 다시 좌우 변형률을 평균한 결과를 Fig. 13(b)에 제시하였으며, 전면지압철근이 설치된 비균열 콘크리트(ST-U/S-x), 균열 콘크리트(ST-C/S-x), 전면지압철근이 없는 비균열 콘크리트(ST-U/S0-x) 순으로 큰 변형률을 보였다.

스터립 철근의 항복변형률은 $\epsilon_y = 2,235 \times 10^{-6}$ 이며 Fig. 13 으로부터 모든 경우에 앵커 인접 스테리프는 항복변형률에 도달하였다. 스테리프 철근을 등가의 두께를 갖는 판으로 가정하고 최대 저항을 항복변형률로 한정하면 ST-U/S-x는 ST-C/S-x에 비해 면적(ϵ_y 이하 (+)면적부) 비가 1.05 배가 된다. 즉, 전면지압철근이 있을 때 균열에 비해 비균열콘크리트의 스테리프 저항강도는 1.05 배로서 균열 유무에 따른 강도 차이는 미소한 편이다. 동일한 방식으로 산정하면 ST-U/S-x는 ST-U/S0-x에 비해 면적비가 1.16 배이었다. 즉, 비균열콘크리트에서 전면지압철근이 없는 경우에 비해 설치한 경우에 스테리프의 저항강도는 1.16 배가 되어 전면지압철근이 저항강도 향상에 기여한다. 단, 정량적인 계수로 제안하기에는 더 많은 데이터가 필요할 것으로 판단된다.

균열콘크리트에서 전면지압철근이 없는 경우는 본 연구에서 수행하지 못하였으나 ST-U/S-x가 ST-C/S-x에 비해 5% 큰 저항을 보인 점을 감안하면 균열콘크리트에서 전면지압철근이 없는 경우도 ST-U/S0-x에 비해 강도 저하는 크지 않을 것으로 판단된다. 따라서 ST-U/S0-x를 기준으로 스테리프 보강 앵커의 저항강도 평가 방안을 제안하기로 한다.

4.1.2 Method-1 : 철근 인장저항

스터립 보강 앵커의 전단 저항강도 평가의 첫 번째 방안으

로 콘크리트 파괴 후 스테리프만이 인장으로 저항하는 것으로 고려하기로 한다. Fig. 13(b)로부터 $0.5c_{a1}'$ (여기서, c_{a1}' 은 c_{a1} 에서 단부철근의 덮개를 뺀 거리) 이내의 스테리프는 항복 강도까지 저항하고 이후 $1.5c_{a1}'$ 까지는 선형적으로 감소하는 강도를 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 이를 Fig. 13(b)에 표시하였다. 이 때, 각 스테리프의 저항강도(V_{ui})는 다음과 같이 계산된다.

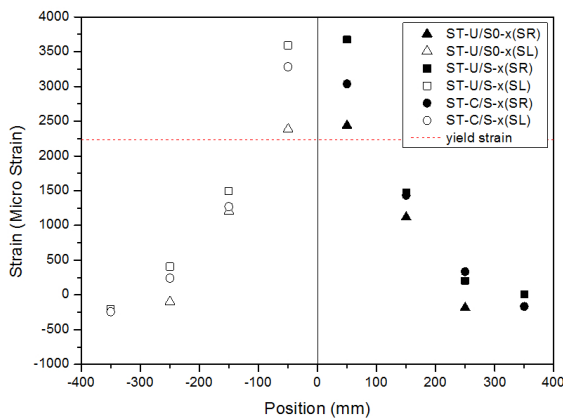
$$V_{ui} = A_s \left(\frac{1.5c_{a1}' - s_i}{1.5c_{a1}' - 0.5c_{a1}'} f_y \right) \leq A_s f_y \quad (9)$$

여기서, s_i : 앵커 중심에서 스테리프까지의 거리(mm)이다. 본 연구의 실험에서 $c_{a1}' = 180 - 30 = 150\text{mm}$ 이므로 $0.5c_{a1}' = 75\text{mm}$, $1.5c_{a1}' = 225\text{mm}$ 이다. 따라서,

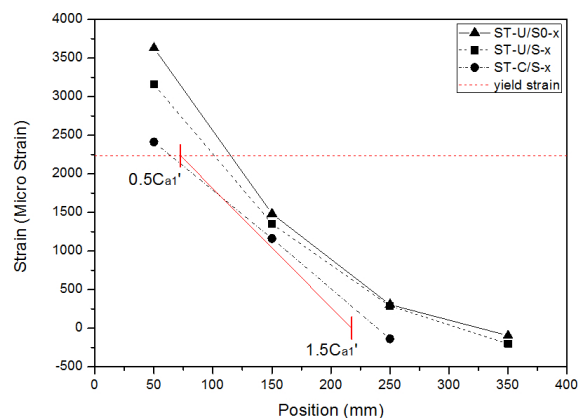
$$V_u = \sum V_{ui} = \{ A_s f_y + A_s \left(\frac{225 - 150}{225 - 75} f_y \right) \} \times 2 = (31.74 + 15.87) \times 2 = 95.2\text{kN}$$

이 된다.

본 접근법의 타당성을 평가하기 위해 비교적 다양한 철근 보강 상세(직경 및 간격)를 고려한 Petersen 등^[9]의 실험 (Type19-150-100(Fig.5(a)), Type25-150-150, Type25-150-150H, Type25-150-150SG(Fig.5(b)))을 식 (9)로 평가하여 Table 3에 제시하였다. 이들의 논문에서 철근의 항복 강도는 단순히 Grade 60으로 제시되어 있어 $f_y = 420\text{MPa}$ 로 고려하였다. 한편, ACI 318 및 ETAG 001 기준에 의한 저항 강도도 함께 Table 3에 제시하였다. 이로부터 $0.5c_{a1}$ 이내의 스테리프만을 고려하는 ACI 318 기준은 철근 상세에 따라 실



(a) at left and right side



(b) average of left and right side

Fig. 13. Strain distribution in stirrups

제 강도에 비해 변동이 큼을 알 수 있고, 콘크리트 저항강도를 기준으로 하는 ETAG 기준은 지나치게 안전측의 강도를 고수하고 있음을 알 수 있다. 반면, 본 Method-1은 대체로 저항 강도를 실험치에 가깝게 평가하지만 철근 상세에 따라 일부 비안전측으로 평가하는 경우가 있다.

4.1.3 Method-2 : 콘크리트 및 철근 전단저항

두 번째 방법은 콘크리트와 철근의 저항강도를 함께 고려하는 접근법이다. 이는 콘크리트 상면에 균열이 발생된 이후에도 스테럽 하부의 콘크리트는 스테럽에 의한 구속으로 비교적 건전한 상태(Fig. 14 참조)로 저항하였음을 근거로 한 것이다. 철근은 CCD 이론의 35° 콘크리트 파괴면(Fig. 1)에서 전단으로 저항하되 실험 결과에 근거하여 앵커로부터의 거리에 비례하는 것으로 가정한다. 강재의 전단강도는 인장강도의 약 0.6배이므로 본 접근법에 의한 저항강도는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$V_u = V_c + \Sigma V_{ui} = V_c + \Sigma \frac{1.5c_{a1}' - s_i}{1.5c_{a1}'} 0.6f_y A_s \quad (10)$$

여기서, V_c 는 콘크리트 저항강도이다. V_c 를 ACI 318 강도(Eq. (6b))로 적용하였을 때 method-2에 의한 결과를 Table 3에 제시하였다. 본 연구의 시험체(ST-U/S0-x)가 가장 작은 여유를 보이지만 최대 저항에 도달하기 전에 앵커가 파괴되었음을 감안하면 본 방법은 저항강도를 비교적 합리적으로 평가할 것으로 기대된다. 단, V_c 를 파괴 전 강도로 고려하



Fig. 14. Scene after removal of fractured concrete cover (ST-U/S0-4)

기에는 문제가 있다고 판단되며 적절한 보정계수를 고려하여야 할 것이다. 계수 결정 시 콘크리트 저항과 앵커의 강성비(c_{a1}/d_o), 스테럽 상세(직경 및 간격)에 따른 구속효과(confinement effect) 등을 감안하여야 할 것이며 이를 위해서는 더 많은 실험데이터가 필요한 실정이다.

4.2 앵커 본체 파괴강도에 대한 고찰

현재 ETAG 및 ACI 318 기준에서는 앵커의 전단파괴 강도를 각각 식 (5)와 식 (8)로 고려하고 있다. 본 연구의 앵커는 인장강도 실험에서 소성거동을 보이지 못하였는데 F_{uta} 를 F_y 로 가정하더라도 ETAG 001 기준에 의한 앵커 전단강도는 $V_s = 0.5 \times 640 \text{ MPa} \times A_{D36} = 325.7 \text{ kN}$, ACI 318 기준에서는 $V_s = 0.6 \times 640 \text{ MPa} \times A_{D36} = 390.9 \text{ kN}$ 이 된다. 하지만 Table 1로부터 모든 앵커는 이들 값보다 작은 하중에서 파괴되었다. 그 이유에 대한 분석은 다음과 같다.

Table 3. Comparison of proposed methods and test results (Unit of V : kN)

Test Specimen	Stirrup reinf.	f_{ck} (MPa)	c_{a1} (mm)	$\frac{c_{a1}}{d_o}$	V_{test}	ACI 318-11			ETAG 001		Method-1		Method-2	
						V_c Eq.(6b)	V_u Eq.(7)	$\frac{V_{test}}{V_{ACI}}$	V_c Eq.(3)	$\frac{V_{test}}{V_{ETAG}}$	V_u Eq.(9)	$\frac{V_{test}}{V_u}$	V_u Eq.(10)	$\frac{V_{test}}{V_u}$
ST-U/S0-x	8-D10 @100mm	30.8	180	5.0	139.1	93.8	63.5	1.48	102.7	1.35	95.2	1.46	136.1	1.02
Type19-150-100 ^[9]	2-D13 @51mm	24.3	102	5.4	99.4	35.5	106.4	0.93	34.0	2.92	106.4	0.93	78.5	1.27
Type25-150-150 ^[9]	4-D13 @51mm		152	6.0	185.1	64.7	106.4	1.74	59.0	3.14	186.2	0.99	149.7	1.24
Type25-150-150H ^[9]	2-D13+ 4-D10 @76mm		152	6.0	158.0	64.7	106.4	1.48	59.0	2.68	129.2	1.22	121.6	1.30
Type25-150-150SG ^[9]	8-D10 @51mm		152	6.0	167.9	64.7	59.9	2.59	59.0	2.85	120.4	1.39	118.5	1.42

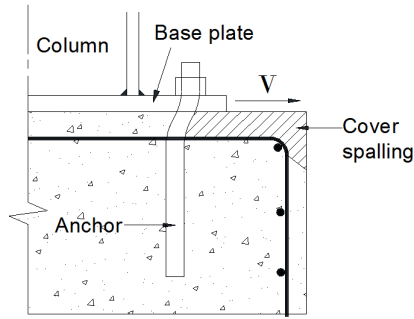


Fig. 15. Anchor bending due to cover spalling

비보강 및 헤어핀보강 앵커에서는 콘크리트가 콘 형상으로 파괴되는 반면, 스티럽 보강 앵커는 Fig. 14에 보인 바와 같이 스티럽 상부의 콘크리트가 파괴되었다. 스티럽 위의 덮개가 파괴됨에 따라 lever arm이 생성되고 하중이 증가하면서 Fig. 15와 같은 휨변형이 생겨 종국에는 휨파괴가 발생한다. 따라서 식 (5) 또는 식 (8)은 베이스플레이트와 콘크리트가 밀착된 경우에 앵커 본체의 순수 전단강도이며, 스티럽 보강 앵커에 대해서는 lever arm에 의한 휨파괴 강도를 추가로 고려하여야 할 것으로 판단된다.

FIB^[13]에서는 lever arm에 의한 강재 앵커의 휨강도를 다음 식으로 고려하고 있다.

$$V_{se} = \alpha \frac{1.7SF_y}{l} \quad (11)$$

여기서, α 는 베이스플레이트가 앵커의 회전을 구속하는 정도와 관계되는 계수로서 Fig. 15와 같이 이중곡률을 갖는 경우는 2, 단일곡률일 때는 1이다. l 은 lever arm 길이이며 S 는 앵커의 단면계수로서 $1.7SF_y$ 는 원형단면 앵커의 소성모멘트(M_p)이다.

lever arm(l)을 스티럽의 덮개(실험 후 평균 44mm로 측정됨)로 고려하면 식 (11)로부터 V_{se} 는 다음과 같다.

- 단일곡률 $\alpha = 1$: $V_{se} = 113.1 \text{ kN}$
- 이중곡률 $\alpha = 2$: $V_{se} = 226.2 \text{ kN}$

즉, 이중곡률 휨으로 가정하더라도 휨파괴에 의한 강도는 상기 전단강도(325.7kN 및 390.9kN) 보다 훨씬 작은 강도를 보인다. 요약하면 스티럽 보강앵커는 파괴 순서가 덮개 파괴, 이로 인한 lever arm 생성, 앵커의 휨변형 발생 및 파괴가 발생되므로 식 (5) 또는 식 (8)의 순수 전단강도 검토 외에 앵커의 휨파괴에 대한 고려가 향후 필요하다고 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 스티럽 보강 앵커의 정적 전단하중에 대한 저항강도 평가를 위한 실험 연구를 수행하였다. 실험 변수로 전면지압철근 유무와 콘크리트 균열 유무를 고려하였으며, 본 연구의 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 비균열콘크리트에서 전면지압철근이 없는 경우에 비해 설치한 경우 스티럽 철근의 저항강도는 1.16배 컸다. 따라서 전면지압철근은 전단 저항강도를 향상시키는 효과가 있는 것으로 나타났다. 단, 이를 정량적 계수로 고려하기 위해서는 더 많은 실험데이터가 필요하다.
- (2) 전면지압철근을 설치한 시험체에서 균열 대비 비균열콘크리트의 스티럽 저항강도는 1.05배 컸다. 즉 스티럽의 저항강도는 콘크리트 균열 유무에 따른 차이는 미소한 수준이었다. 따라서 ACI 318과 같이 스티럽 보강 앵커의 저항강도는 콘크리트 균열 유무를 고려하지 않아도 무방할 것으로 판단된다.
- (3) ACI 318 기준은 특히 스티럽 철근이 일정한 간격으로 설치되는 경우 스티럽의 저항강도를 매우 안전측으로 평가하는 것으로 나타났다. 이에 본 연구에서 제안한 두 가지 방안 중 두 번째 방법인 식 (10)은 스티럽의 배치 형태, 전면지압철근 유무 그리고 콘크리트 균열 유무에 관계없이 저항강도를 안전측이면서 보다 합리적으로 평가할 수 있을 것으로 기대된다.
- (4) ACI 318 및 ETAG 001 기준은 앵커 본체의 전단파괴강도에 대한 기준을 제시하고 있다. 하지만 스티럽 보강 앵커는 주로 덮개부가 파괴됨에 따라 lever arm 생성에 따른 앵커의 휨파괴를 고려하여야 할 것으로 판단되었다.

현재까지 스티럽 보강 앵커에 대한 실험데이터는 매우 부족한 실정이며 콘크리트와 철근에 의한 저항강도, 그리고 앵커 본체의 휨파괴 강도를 보다 명확히 규명하기 위해서는 콘크리트와 앵커의 강성비(c_{al}/d_o), 스티럽의 상세(직경 및 간격) 등의 변수에 대해 더 많은 실험데이터가 필요하다.

감사의 글

이 논문은 부산대학교 기본연구지원사업(2년)에 의하여 연구되었음.

참고문헌(References)

- [1] Fuchs, W., Eligehausen, R., and Breen, J.E. (1995) Concrete Capacity Design(CCD) Approach for Fastenings to Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.6, pp.794-802.
- [2] Shirvani, M., Klingner, R.E., and Graves III, H.L. (2004) Berakout Capacity of Anchors in Concrete-Part 1: Tension, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.6, pp.812-820.
- [3] Muratli, H., Klingner, R.E., and Graves III, H.L. (2004) Breakout Capacity of Anchors in Concrete-Part 2: Shear, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.6, pp.821-829.
- [4] ETAG 001 (1997, Rev. 2008) *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete*, Annex C : Design Methods for Anchorages, European Organization for Technical Approvals(EOTA).
- [5] ACI Committee 349 (2001) *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*, ACI 349-01, Appendix B Anchoring to Concrete, American Concrete Institute.
- [6] ACI Committee 318 (2002) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-02, Appendix D Anchoring to Concrete, American Concrete Institute.
- [7] ACI Committee 318 (2008) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-08, Appendix D Anchoring to Concrete, American Concrete Institute.
- [8] Eligehausen, R., Mallee, R., and Silva, J.F. (2006) *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn, Germany.
- [9] Petersen, D. and Zhao, J. (2013) Design of Anchor Reinforcement for Seismic Shear Loads, *ACI Structural Journal*, Vol.110, No.1, pp.53-62.
- [10] ACI Committee 318 (2011) *Building code requirements for structural concrete and commentary*, ACI 318-11, Appendix D: Anchoring to concrete, American Concrete Institute.
- [11] 한국콘크리트학회(2012) 콘크리트구조기준해설-부록 II 콘크리트용 앵커, 한국콘크리트학회, 기문당.
Korea Concrete Institute (2012) *Concrete Structure Design Code and Commentary-Appendix II Anchoring to concrete*, Korea Concrete Institute, Kimoondang (in Korean).
- [12] KOCED (2009) Website about Seismic Simulation Test Center, available in <<http://seismic.koced.net>>, retrieved December 16, 2015.
- [13] FIB (2008) *Fastenings to Concrete and Masonry Structures*, Special Activity Groups (SAG) 4 draft report, Federation Internationale du Beton.

요 약 : 본 연구에서는 스티럽 보강 선설치 앵커의 정적 전단하중에 대한 저항강도 평가를 위한 실험 연구를 수행하였다. 실험변수로는 전면지압철근 유무와 콘크리트 균열 유무로 설정하였다. 앵커는 M36, 연단거리는 180mm로 하였다. 모든 철근은 HD-10 철근을 사용하고 스티럽의 간격은 100mm로 하였다. 실험으로부터 전면지압철근을 설치한 경우 스티럽 저항강도는 16% 증가하였다. 한편 균열 콘크리트에서의 저항강도는 비균열 콘크리트에 비해 5% 감소에 불과하였다. 실험 결과로부터 ACI 318 및 ETAG 001 기준은 스티럽의 저항강도를 안전 측으로 평가하였으며, 적절한 강도 평가 방안을 제안하였다. 마지막으로 스티럽 보강 시 앵커 본체의 파괴강도에 대한 고찰을 제시하였다.

핵심용어 : 선설치 앵커, 스티럽 보강, 전단 저항강도, 전면지압철근, 비균열 및 균열콘크리트
