



# 헤어핀 보강 선설치앵커의 정적 및 지진모의실험에 의한 전단 저항강도 평가

김동현<sup>1</sup> · 박용명<sup>2\*</sup> · 김태형<sup>1</sup> · 조성훈<sup>3</sup> · 강충현<sup>4</sup>

<sup>1</sup>박사과정, 부산대학교, 토목공학과, <sup>2</sup>교수, 부산대학교, 토목공학과, <sup>3</sup>석사과정, 부산대학교, 토목공학과, <sup>4</sup>연구원, 경북대학교, 건축토목공학부

## Shear Strength of Hairpin Reinforced Cast-In-Place Anchors by Static and Seismic Qualification Tests

Kim, Dong Hyun<sup>1</sup>, Park, Yong Myung<sup>2\*</sup>, Kim, Tae Hyung<sup>1</sup>, Jo, Sung Hoon<sup>3</sup>, Kang, Choong Hyun<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Ph.D., student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

<sup>2</sup>Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

<sup>3</sup>M.Sc. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

<sup>4</sup>Researcher, School of Architectural and Civil Engineering, Kyungpook National University, Gyeongbuk, 702-701, Korea

**Abstract** - This study evaluated the static and dynamic shear strength of cast-in-place anchors reinforced with hairpin bars in uncracked and cracked concrete. The anchors 30mm in diameter reinforced with D10 hairpin bar were designed with an edge distance of 150mm and an embedment depth of 240mm. The cracked specimens consisted of the orthogonal and parallel cracks to the direction of shear loads, respectively. The dynamic strength was evaluated using seismic qualification tests based on the ACI 355.2 standard. The shear strength of the hairpin reinforced anchor was hardly correlated to the concrete cracks and the dynamic strength was similar to its static shear strength. Finally, a consideration on the design strength of hairpin reinforced anchors was presented.

**Keywords** - Hairpin-reinforced, Cast-in-place anchor, Shear strength, Seismic qualification test, Uncracked and cracked concrete

### 1. 서론

강재 앵커는 강과 콘크리트의 이질적 재료를 서로 연결하기 위한 필수적인 연결 수단이다. 앵커는 선설치앵커와 후설치앵커가 있으며, 대형 강재기둥이나 기둥 등을 콘크리트 기둥에 고정할 때는 선설치앵커가 일반적으로 사용된다.

인장 또는 전단력을 받는 앵커의 저항강도는 강재앵커 본체의 연성파괴와 콘크리트 소성파괴 중 낮은 강도로부터 결

정된다. 콘크리트의 파괴모드 중 앵커의 저항강도를 결정짓는 주요 파괴는 콘(cone) 형상으로 파괴되는 파열파괴(breakout failure)로서 파열파괴강도 기준은 2000년대 이전에는 45° 원추형 콘파괴 이론이 적용되었으나, ACI 318-02<sup>[1]</sup>부터 CCD(Concrete Capacity Design) 방법이 새로이 채택되었다. 본 기준에서는 전단력을 받는 비보강 앵커에서 비균열콘크리트 대비 균열콘크리트의 파열파괴강도는 1.4배 저감, 즉 71%로 저감하도록 규정하였다. 한편, 동적 하중에 대한 강도는 ACI 318-02 기준에서 지진 시 인장력 및 전단력에 대해 후설치앵커는 지진모의실험(seismic qualification test)으로부터 저항강도를 결정하도록 하였으며, 선설치앵커는 정적 강도의 75%로 저감하였다. 이는 당시 선설치앵커에 대한 실험데이터의 부족으로 콘크리트의 파괴를 방지하고 강재의 연성파괴를 유도함으로써 안전측 설계를 유도하고자 한 것이다. 이후 ACI 318-11<sup>[2]</sup>에서 인장

Note.-Discussion open until December 31, 2015. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on April 2, 2015; revised May 27, 2015; approved on June 2, 2015.

Copyright © 2015 by Korean Society of Steel Construction

\*Corresponding author.

Tel. +82-51-510-2350 Fax. +82-51-513-9596

E-mail. [ympk@pusan.ac.kr](mailto:ympk@pusan.ac.kr)

력을 받는 선설치앵커의 콘크리트 파열파괴강도에 대해서는 여전히 75%로 저감하지만 전단력에 대해서는 저감 규정을 삭제하였다.

한편, 당초 ACI 318-02 기준에서 철근보강 앵커의 저항강도에 대한 기준이 제시되지 않았으나, ACI 318-08<sup>[3]</sup>에서 철근보강 앵커에 대한 기준이 처음으로 제시되었다. 이는 콘크리트파괴에 의한 강도가 설계전단력에 비해 부족한 경우 철근이 전단력에 저항하도록 하기 위한 것이다. 단, 철근보강 앵커의 저항강도는 콘크리트 저항강도에 철근의 저항강도를 추가로 고려하는 것이 아니라, 철근의 저항강도를 콘크리트의 저항강도로 대신할 수 있다고 규정하고 있다. 한편, 철근으로 보강된 앵커의 전단력에 대한 저항강도는 균열 및 비균열콘크리트에 대한 구분이 없고, 또한 정적 대비 동적 강도에 대한 별도의 규정이 없다. 이는 철근 보강 앵커의 전단 저항강도는 균열 유무와 정·동적 하중에 관계없이 철근의 정적 저항강도로 간주하는 것으로 해석된다.

비균열콘크리트에 매입된 헤어핀 보강 앵커의 정적 전단력에 대한 기존 연구는 Klingner *et al.*<sup>[4]</sup>에 의해 수행된 사례가 있으나, 균열콘크리트에 대해서는 실험 사례가 매우 제한적이고, 또한 지진모의실험에 의하여 비균열 및 균열콘크리트에 매입된 헤어핀보강 선설치앵커의 전단 저항강도 평가 사례는 찾기 어려운 실정이다.

본 연구에서는 정적 및 지진모의실험으로부터 비균열 및 균열콘크리트에 매입된 헤어핀 보강 선설치앵커의 정·동적 전단 저항강도를 평가하였다. 앵커 직경은 30mm를 사용하였으며 매입깊이는 240mm, 연단거리는 150mm로 하였다. 콘크리트의 설계압축강도는 27MPa로 하였으며 헤어핀은 D10 철근을 사용하였다. 한편, 균열콘크리트의 경우 전단력에 수직인 방향과 수평 방향 균열 시험체에 대한 실험을 수행함으로써 균열 방향에 대한 영향을 평가하고자 하였다. 본 실험결과를 바탕으로 균열 유무와 정적 및 지진모의실험에 의한 헤어핀 보강 앵커의 전단 저항강도를 분석하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 앵커의 공칭 전단저항강도

전술한 바와 같이 전단력에 대한 앵커의 저항강도( $V_n$ )는 강재앵커 본체의 전단강도( $V_{sn}$ )와 콘크리트 파열파괴강도( $V_{cn}$ ) 중 작은 값으로 결정되며, 철근보강 앵커는 콘크리트

파열파괴강도를 철근의 저항강도로 대체할 수 있다고 규정하고 있다<sup>[2]</sup>.

먼저 앵커 본체의 전단강도는 다음과 같다.

$$V_{sn} = A_{se,V} \times 0.6f_{uta} \quad (N) \quad (1)$$

여기서,  $A_{se,V}$ 는 앵커의 유효전단면적( $mm^2$ ),  $f_{uta}$ 는  $1.9f_{ya}$  ( $f_{ya}$ : 앵커 강재의 항복강도)와 860MPa 중 작은 값으로 하되 앵커의 인장강도를 초과할 수는 없다.

한편, ACI 318-11에서 비보강 앵커의 콘크리트 평균 파열파괴강도는 다음 식 (2)와 식 (3)중 작은 값으로 한다. 식 (2)는 ACI 318-02에 처음 채택된 당초 CCD 강도식이고, 식 (3)은 Lee *et al.*<sup>[5]</sup>이 수행한 대형앵커에 대한 실험 결과를 수용하여 ACI 318-11에서 채택한 수정 강도식이다.

$$V_{cn} = 1.1 \left( \frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \quad (N) \quad (2)$$

$$V_{cn} = 7.0 \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \quad (N) \quad (3)$$

여기서,  $f_{ck}$ = 콘크리트 설계기준압축강도(MPa),  $c_{a1}$ =전단력 방향의 연단거리(mm),  $d_o$ =앵커의 직경(mm),  $l_e$ =앵커의 지압길이= $\min(h_{ef}, 8d_o)$ ,  $h_{ef}$ =앵커의 유효매입깊이이다.

헤어핀 보강은 Fig. 1에 보인 바와 같이 헤어핀을 앵커에 밀착시키고 파괴단면으로부터 철근의 정착길이( $l_d$ )를 확보하여야 하며 최대한 콘크리트 표면에 가깝게 설치하도록 규정하고 있다<sup>[2],[3]</sup>. 이 때 철근의 저항강도는 다음과 같다.

$$\phi V_{bar} = \phi A_{se} f_y^{bar} \quad (N) \quad (4)$$

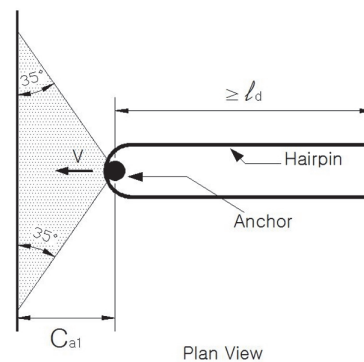


Fig. 1. Hairpin reinforcement

여기서,  $\phi$  : 강도감소계수로서 ACI 318-11에서 0.75로 규정,  $A_{sc}$  : 유효철근단면적( $mm^2$ ),  $f_y^{bar}$  : 철근의 항복강도 (MPa)이다.

## 2.2 기존 연구

전단력을 받는 헤어핀 보강 앵커의 정·동적 저항강도에 대한 기존 연구 사례는 선행논문<sup>[6]</sup>에서 대부분 제시하였으며, 본 논문에서는 주요 내용만 요약하여 제시하기로 한다.

### 2.2.1 정적 저항강도

Klingner *et al.*<sup>[4]</sup>은 직경 19mm의 앵커에 대해 실험을 수행하였는데 헤어핀이 앵커와 이격된 경우보다 접촉된 경우에 강도가 크게 얻어졌으며, 또한 헤어핀이 콘크리트 표면에 가까운 경우가 깊은 경우에 비해 큰 강도를 보였다.

Eligehausen *et al.*<sup>[7]</sup>은 직경 22mm의 앵커에 대해 실험을 수행하였으며 비보강 앵커에 비해 헤어핀으로 보강 시 저항강도가 크게 증가한 결과를 제시하였다. 또한 헤어핀과 앵커가 이격된 경우에는 그 사이의 콘크리트 압축파괴로 인해 헤어핀과 앵커가 직접 접촉된 경우에 비해 강도가 저하되는 결과를 제시하였으며, 헤어핀의 덮개(cover)가 증가하면 헤어핀이 앵커를 구속하는 효과를 발휘하기 위해 앵커의 변형이 커져야 하므로 저항강도가 크게 감소한다고 제시하였다.

### 2.2.2 동적 저항강도

Gross *et al.*<sup>[8]</sup>은 비균열 및 균열콘크리트에 매입된 비보강 및 헤어핀(D19) 보강 선설치앵커(직경 19mm)에 대해 정적 및 상승시간(rise time) 0.1초의 지속부하(ramp loading) 방식으로 동적 실험을 수행하였다. 헤어핀 보강은 헤어핀이 앵커에 접촉된 경우(close hairpin)와 32mm 이격된 경우(far hairpin)를 각각 고려하였으며, 이들의 실험 결과를 Fig. 2에 제시하였다. 이로부터 비보강 앵커에 비해 헤어핀 보강 시 강도는 크게 증가하였으며, far hairpin 보다는 close hairpin 시험체의 강도가 크게 발휘되었다. 한편, close hairpin 경우 비균열 및 균열콘크리트, 그리고 정적 및 동적 저항강도는 모두 비슷한 값을 보였다.

한편, Park *et al.*<sup>[6]</sup>은 비균열콘크리트에 매입된 앵커 직경 20mm, 연단거리 120mm의 헤어핀(D6) 보강 앵커에 대해 정적 및 1Hz의 편진하중(pulsating load)을 파괴 시까지 증가시키는 동적 실험을 수행하였다. 이로부터 비보강 앵커

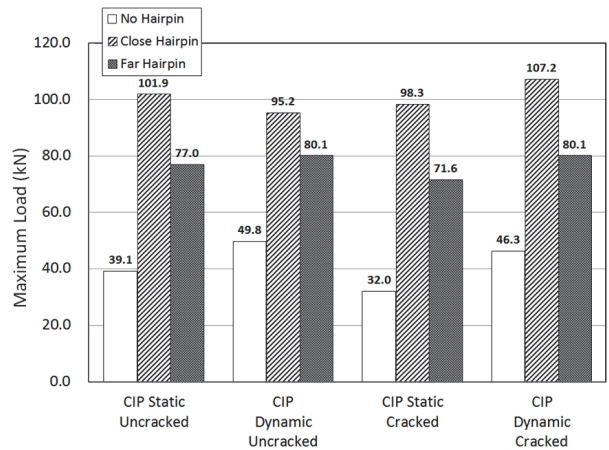


Fig. 2. Test results by Gross *et al.*<sup>[8]</sup>

대비 헤어핀 보강 시 강도가 비교적 크게 증가하였으며, 정적 대비 동적하중에서 강도의 저하는 없었다고 제시하였다.

## 2.3 지진모의실험 기준

후설치앵커의 동적하중에 대한 저항강도는 지진모의실험에 의해 평가하도록 규정하고 있는데, 이는 1994년 Northridge 지진 시 특히 후설치앵커의 파괴가 많이 발생하였기 때문이다. 지진모의실험 기준은 후설치앵커가 지진 시 및 지진 후 보유하는 저항강도를 평가하기 위한 것이지만 선설치앵커의 동적 저항강도 평가에도 준용될 수 있을 것이다.

앵커에 대한 지진모의실험 기준은 캐나다 CSA N287.2<sup>[9]</sup>, 미국 ACI 355.2<sup>[10]</sup>와 유럽의 ETAG 001<sup>[11]</sup> 기준이 있으며 각 방법에 대한 설명은 선행논문<sup>[12]</sup>에서 기술한 바와 같다. 반복회수와 가력주파수에 대해서 ACI 355.2와 ETAG 001 기준은 유사한 반면, CSA N287.2 기준은 이들과 다소 차이를 보이는데, 그 이유는 미국과 유럽 기준은 콘크리트 파괴강도에 초점을 둔 반면 캐나다 기준은 앵커 본체의 피로파괴에 초점을 두었기 때문이다. 본 연구에서 채택한 가력방안은 ACI 355.2와 ETAG 001 기준을 적용하였으며 이에 대한 내용은 3.2절에 제시하였다.

## 3. 실험 방법

### 3.1 시험체 제작

헤어핀 보강 비균열 및 균열콘크리트 앵커 시험체의 형상

은 Fig. 3과 같다. 앵커는 직경 30mm의 M30-S45C( $F_y = 490\text{MPa}$ )를 사용하였고, 콘크리트 설계기준강도( $f_{ck}$ )는 27MPa로 설정하였다. 앵커의 매입깊이는 240mm( $8d_o$ )로 하였으며 연단거리는 150mm( $5d_o$ )로 하였다. 연단거리는 선행논문<sup>[12]</sup>의 비보강 앵커 실험과의 비교, 앵커 본체의 선행 파괴 방지 그리고 비보강 앵커의 최소 연단거리로 인정되는

$6d_o$ 보다 작은 경우를 고려하고자  $5d_o$ 로 결정하였다. 헤어핀 철근은 D10을 사용하였으며 구부림 내면반지름은 35mm ( $3.5d_b$ ), 덮개는 35mm로 하였으며 정착길이는 380mm로 하였다.

균열시험체는 관통 균열을 모사하기 위해 0.5mm 두께의 스테인리스판을 240mm 깊이까지 매입하고 그리스를 충분히 도포한 후 콘크리트를 타설하였다. 또한, 균열 방향에 따른 영향을 고려하기 위하여 Fig. 3(b)와 3(c)와 같이 스테인리스판을 전단력에 수직방향과 수평방향으로 각각 설치한 시험체를 제작하였다. 수직방향 균열(COH-시험체)은 앵커 중심 양측에 각각 길이 60mm의 스테인리스판을 설치하였고, 수평방향 균열(CPH-시험체)은 앵커 전후에 연단거리에 해당하는 폭 150mm의 판을 설치하였다. 시험체 제작을 위한 콘크리트 타설은 비균열 시험체(UH-시험체)와 COH-시험체는 동일 레미콘으로 제작하였으나, CPH-시험체는 제작 및 실험이 그 이후에 이루어졌다. 단, 모든 시험체의 철근은 동일 lot에서 제작된 것을 사용하였다.

한편, 앵커의 깊이별 거동을 평가하기 위하여 Fig. 4(a)에 보인 바와 같이 앵커 후면에 상부표면에서부터 20mm와 120mm 위치에 변형률게이지를 설치하였다. 또한 헤어핀의 변형률 측정을 위해 헤어핀의 외측면에 변형률게이지를 두 군데 부착하였으며 상세는 Fig. 4(b)와 같다.

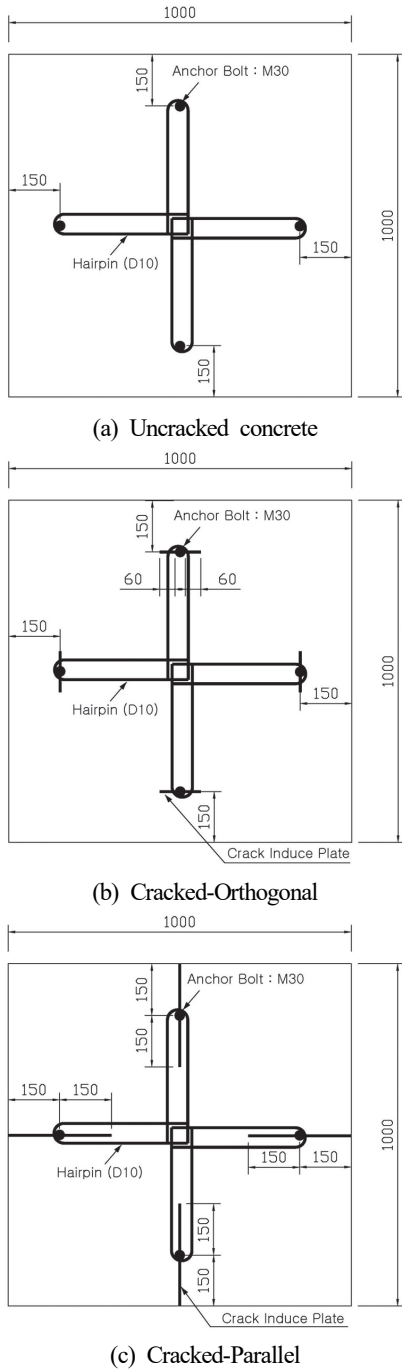


Fig. 3. Hairpin reinforced specimens

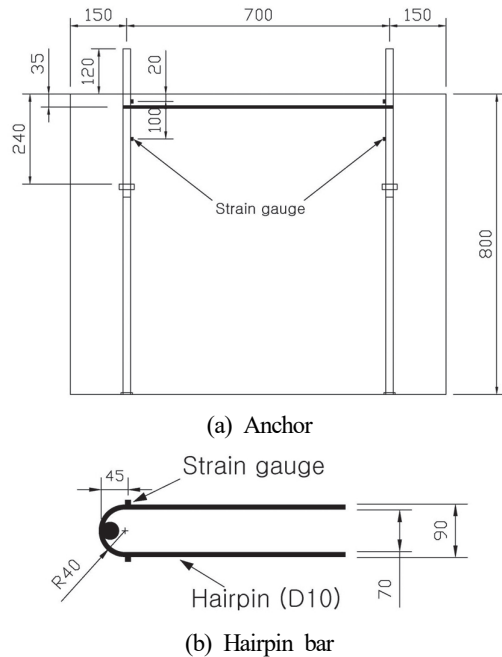


Fig. 4. Installation of strain gauges



### 3.2 가력 방법

실험은 Fig. 5에 보인 바와 같이 UTM을 이용하였으며 지진모의실험의 경우 앵커를 상하 방향으로 가력하는 방식으로 수행하였다. 콘크리트 블록은 상부 양측에 H-형강을 설치하고 강봉을 이용하여 바닥 플레이트에 고정시켰다. 이때 H-형강과 콘크리트 파괴콘이 간섭되지 않도록 콘크리트블록 중하단부에 적절한 두께의 강판을 설치하였다. 하중의 크기는 UTM 하중으로 평가하였으며 앵커 변위는 전단지그 (shear jig) 하부에 설치한 LVDT로부터 평가하였다.

정적 시험체의 가력은 1mm/min의 속도로 종국파괴 시까지 가력하였다. 한편, 지진모의실험 시 가력주파수는 ACI 355.2와 ETAG 001 기준에서 0.2~2.0Hz로 제시하고 있어 본 연구에서는 1.0Hz를 적용하였다. 동적하중 재하는 이들 기준에 따라 정적 저항강도의  $\pm 50\%$ ,  $\pm 37.5\%$ ,  $\pm 25\%$ 로 각각 10회, 30회, 100회로 총 140회 순차적으로 반복 가력하였다. 이때, 정적 저항강도의 크기는 UH-, COH- 및 CPH- 시험체에서 얻어진 정적 저항강도를 기준으로 하였으며 다음 Table 1에 제시한 바와 같이 80kN으로 고려하였다. 즉,

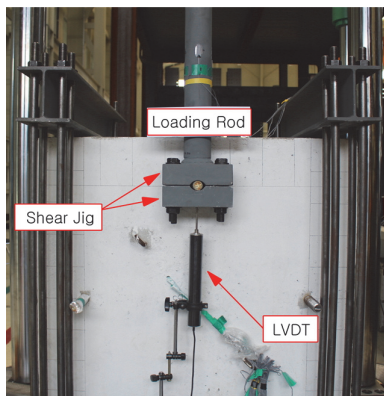


Fig. 5. Configuration of test setup

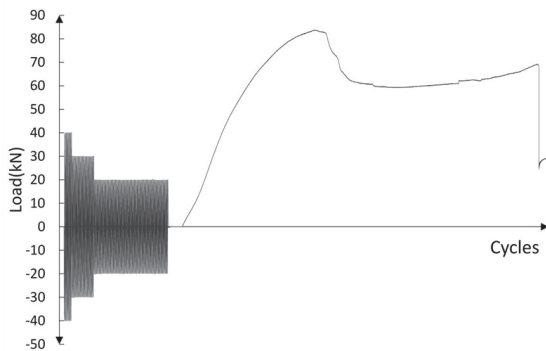


Fig. 6. Example of actual loading step in seismic qualification test

지진모의실험에서 동적 재하는  $\pm 40\text{kN}$  10회,  $\pm 30\text{kN}$  30회,  $\pm 20\text{kN}$  100회 가력하였다. 동적가력 후 정적재하는 1mm/min의 속도로 종국파괴 시까지 가력하였다. 지진모의실험의 실제 가력 예를 Fig. 6에 제시하였다.

## 4. 실험 결과 및 분석

### 4.1 실험 결과

지진모의실험에서 동적 가력 중에 앵커 상단부가 하중 방향으로 콘크리트와 미세하게 접촉 및 이격되는 것이 육안으로 관측되었지만 동적 가력 완료 후 육안으로 관측될 만한 콘크리트 균열은 발생하지 않았다. 정적 및 지진모의실험의 정적재하 과정에서 UH-시험체는 앵커의 좌우에서, COH-시험체는 균열 모사를 위한 스테인리스판의 끝단에서 최초 균열이 발생하면서 1차 최대하중에 도달한 후(이하 1차파괴) 하중이 감소하고 이어 균열 진전과 더불어 헤어핀이 저항함으로써 하중이 다시 증가하였다. 한편, CPH-시험체는 앵커 좌우에서 균열이 발생하고 곧이어 스테인리스판 설치 위치에서 콘크리트 전면부가 벌어지는 1차 파괴가 발생한 후 헤어핀이 저항함으로써 하중이 다시 증가하였다. 모든 시험체는 콘크리트 콘파괴가 발생한 후 헤어핀이 파단(이하 2차파괴)되어 하중저항 능력을 상실하였다. CPH-시험체의 파괴



(a) breakout failure



(b) rebar failure

Fig. 7. Failure shape of CPH-specimen

**Table 1.** Summary of static and seismic qualification test results

| Loading type | Specimen                   | Crack              | Concrete compressive strength | Edge distance (mm) | Cover depth (mm) | 1st failure load |            | 2nd failure load |            | Ultimate load (kN) |      |
|--------------|----------------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------|------------------|------------------|------------|------------------|------------|--------------------|------|
|              |                            |                    |                               |                    |                  | $V_{u1}$ (kN)    | disp. (mm) | $V_{u2}$ (kN)    | disp. (mm) |                    |      |
| Static       | UH-ST-1                    | uncracked          | 25.7MPa                       | 149                | 42.5             | 74.1             | 3.6        | 74.9             | 20.4       | 74.9               |      |
|              | UH-ST-2                    |                    |                               | 151                | 33.0             | 90.2             | 4.7        | 96.7             | 38.2       | 96.7               |      |
|              | UH-ST-3                    |                    |                               | 150                | 35.5             | 71.3             | 4.3        | 65.3             | 19.5       | 71.3               |      |
|              | COH-ST-1                   | crack - orthogonal | 25.7MPa                       | 151                | 33.5             | 83.7             | 7.9        | 83.9             | 26.9       | 83.9               |      |
|              | COH-ST-2                   |                    |                               | 152                | 34.5             | 82.6             | 5.2        | 90.4             | 30.4       | 90.4               |      |
|              | COH-ST-3                   |                    |                               | 150                | 35.5             | 76.2             | 4.1        | 93.7             | 31.6       | 93.7               |      |
|              | CPH-ST-1                   | crack - parallel   | 27.7MPa                       | 152                | 37.5             | 99.0             | 8.3        | 79.2             | 21.6       | 99.0               |      |
|              | CPH-ST-2                   |                    |                               | 152                | 35.5             | 71.3             | 6.2        | 89.1             | 21.9       | 89.1               |      |
|              | CPH-ST-3                   |                    |                               | 150                | 42.5             | 87.2             | 9.0        | 88.1             | 26.2       | 88.1               |      |
|              | CPH-ST-4                   |                    |                               | 151                | 40.0             | 92.5             | 8.2        | 87.1             | 19.6       | 92.5               |      |
|              | Seismic qualification test | UH-DM-1            | uncracked                     | 25.7MPa            | 150              | 37.5             | 83.7       | 5.9              | 69.3       | 20.2               | 83.7 |
|              |                            | UH-DM-2            |                               |                    | 148              | 40.0             | 66.4       | 3.4              | 71.3       | 20.4               | 71.3 |
| UH-DM-3      |                            | 150                |                               |                    | 40.0             | 74.8             | 4.4        | 79.0             | 20.4       | 79.0               |      |
| COH-DM-1     |                            | crack - orthogonal | 25.7MPa                       | 153                | 38.5             | 102.8            | 6.8        | 83.9             | 20.7       | 102.8              |      |
| COH-DM-2     |                            |                    |                               | 151                | 34.0             | 92.2             | 5.9        | 82.6             | 22.3       | 92.2               |      |
| COH-DM-3     |                            |                    |                               | 152                | 36.5             | 82.4             | 5.4        | 104.8            | 33.7       | 104.8              |      |
| CPH-DM-1     |                            | crack - parallel   | 27.7MPa                       | 151                | 39.5             | 79.2             | 5.7        | 83.5             | 13.7       | 83.5               |      |
| CPH-DM-2     |                            |                    |                               | 151                | 39.0             | 90.4             | 9.1        | 83.3             | 19.3       | 90.4               |      |
| CPH-DM-3     |                            |                    |                               | 151                | 38.0             | 74.5             | 5.8        | 91.6             | 22.6       | 91.6               |      |
| CPH-DM-4     |                            |                    |                               | 151                | 40.5             | 69.7             | 4.1        | 88.4             | 20.1       | 88.4               |      |

형상 예를 Fig. 7에 제시하였다.

비균열 및 균열콘크리트에 매입된 헤어핀 보강 선설치앵커의 전단력에 대한 정적 및 지진모의실험 결과를 Table 1에 제시하였다. Table 1에서 1차 및 2차 파괴하중은 각각 1차 파괴와 2차파괴 시의 하중이며, 극한하중은 이들 중 최대값이다. 공시체로부터 평가한 각 시험체 별 콘크리트 평균 압축강도를 Table 1에 제시하였으며, 헤어핀의 재료시험 결과는 Table 2에 제시하였다.

한편, 실험 전에 측정된 각 앵커의 연단거리를 Table 1에 제시하였는데, 최대 -2mm에서 +3mm의 오차를 보였다. 또한 실험 후 측정된 헤어핀 좌우측 뒷개의 평균치를 Table 1에 제시하였으며 33~42.5mm의 뒷개를 보여 -2mm에서

+7.5mm의 오차를 보였다. CPH-시험체는 타 시험체에 비해 콘크리트강도가 2.0MPa 크지만 강도 차이가 크지 않고 또한 헤어핀 보강시 1차파괴 하중은 콘크리트와 함께 철근이 동시에 저항하는 것으로 분석되어(4.4 및 4.5절 참조) 콘크리트 강도 차이에 따른 별도 보정은 실시하지 않기로 한다.

#### 4.2 하중-변위선도

정적 및 지진모의실험으로부터 얻은 하중-변위선도를 Fig. 8 및 Fig. 9에 제시하였다. 1차파괴 시 변위는 3.6~9.1 mm로 선행논문<sup>[12]</sup>의 비보강 시험체의 변위 2.5~4.6mm보다 큰 변형성능을 보였으며, 2차파괴 시 변위는 13.7~38.2 mm로서 헤어핀 보강시 에너지 흡수능력 측면에서 매우 유리한 것으로 나타났다. Fig. 8 및 Fig. 9로부터 2차 파괴하중이 1차 파괴하중보다 큰 경우도 있고 그렇지 않은 경우도 있었는데, 이는 균열 유무와는 상관이 없는 것으로 분석되었다.

한편, Fig. 8로부터 UH-와 COH-시험체는 1차파괴 후 하중이 급격히 감소한 반면, CPH-시험체는 타 시험체에 비해 하중의 감소가 비교적 완만하였다. 하중의 감소가 콘크리트의 균열 후 발생한 것은 1차파괴에 대해 콘크리트가 저항

**Table 2.** Strength of hairpin bar

| Specimen | Yield strength $f_y^{bar}$ (MPa) | Ultimate strength $f_u^{bar}$ (MPa) |
|----------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 1        | 492.9                            | 625.7                               |
| 2        | 524.3                            | 639.1                               |
| 3        | 489.1                            | 608.3                               |
| Mean     | 502.1                            | 624.4                               |

한 것을 의미하며, CPH-시험체의 하중 감소가 완만한 것은 타 시험체에 비해 콘크리트의 저항능력이 상대적으로 작은 것을 의미한다. 이는 비보강 균열콘크리트의 저항강도 평가를 위한 선행논문<sup>[13]</sup>에서 제시한 것과 같이 CPH-시험체는 앵커 전면부의 콘크리트가 미리 도입한 균열로 인해 전단력에 직각 방향으로 발생하는 인장응력을 콘크리트가 저항하지 못하여 타 경우에 비해 콘크리트 저항강도가 상대적으로 떨어진 결과에 부응한다. 또한 CPH-시험체의 2차파괴 시 변위는 타 시험체에 비해 작은 값을 보였는데, 이는 타 시험체에 비해 1차파괴 시부터 철근이 상대적으로 큰 하중을 저항하였기 때문으로 판단된다.

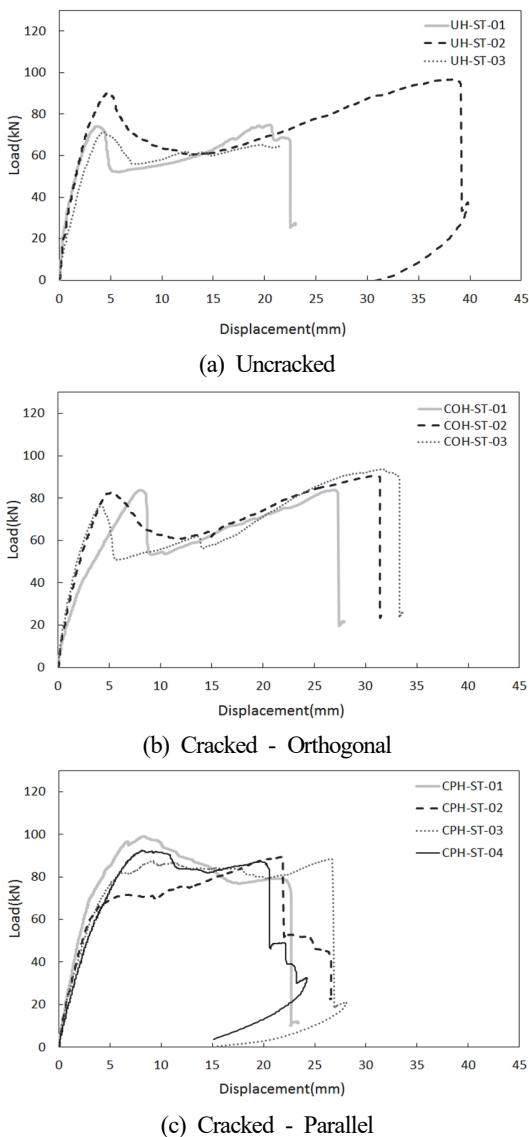


Fig. 8. Load-displacement curves from static tests

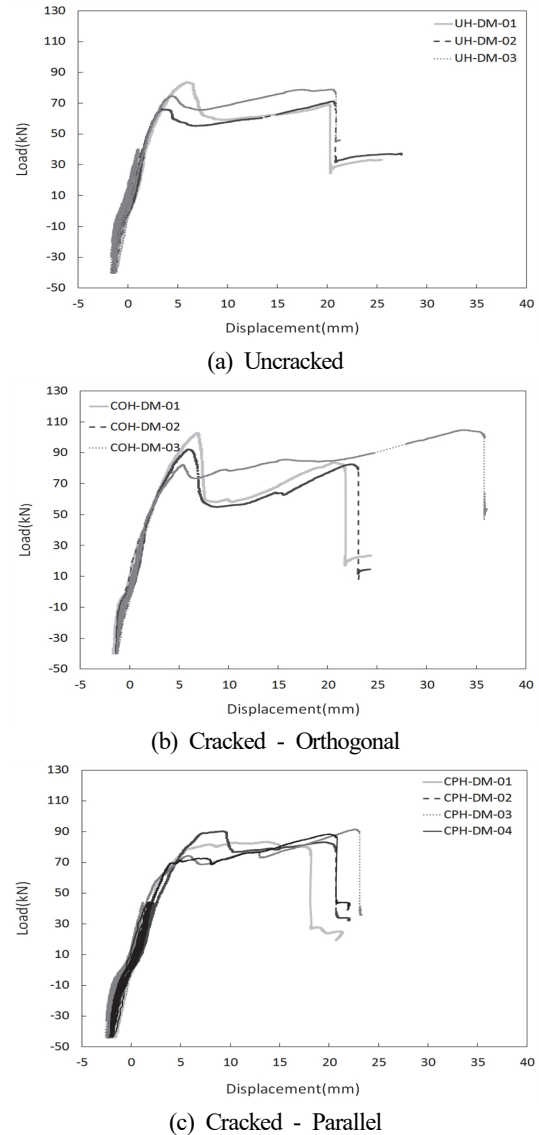


Fig. 9. Load-displacement curves from seismic qualification tests

한편, Fig. 8과 Fig. 9로부터 정적하중과 지진모의실험의 1차 및 2차파괴 시 각 시험체별로 변위의 편차는 있으나 경향 차이는 크지 않았다.

### 4.3 파괴 형상

실험 종료 후 콘크리트 블록의 상면과 측면에서의 파괴 형상을 측정하였으며 이를 Fig. 10에 예시하였다. 각 시험체의 상면 및 측면 파괴각과 파괴 깊이(breakout depth)의 평균 값을 Table 3에 정리하였다. 상면 파괴면의 각도는 CCD 이론의 35°에 비해 대부분 다소 완만한 기울기를 보였으며, 측면 파괴각은 이보다 큰 각도를 보였다. 상면 파괴각과 1차파

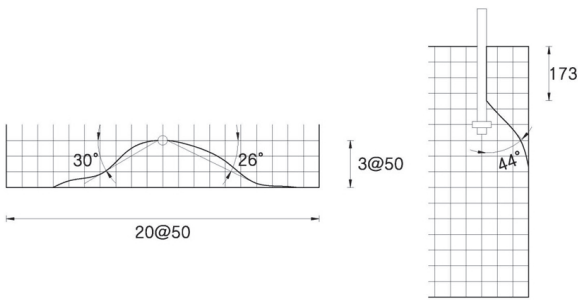


Fig. 10. Angle of breakout failure

Table 3. Average Fracture angle and breakout depth

| Specimen | Top surface |       | Side Angle | Breakout depth (mm) |
|----------|-------------|-------|------------|---------------------|
|          | Left        | Right |            |                     |
| UH-ST    | 18°         | 22°   | 50°        | 176                 |
| COH-ST   | 23°         | 29°   | 52°        | 201                 |
| CPH-ST   | 18°         | 21°   | 50°        | 199                 |
| UH-DM    | 19°         | 30°   | 49°        | 164                 |
| COH-DM   | 28°         | 23°   | 34°        | 169                 |
| CPH-DM   | 17°         | 14°   | 61°        | 191                 |

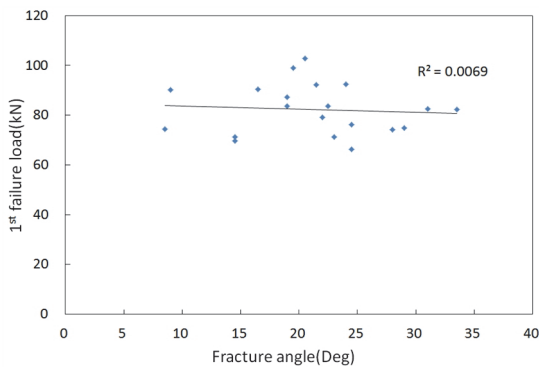


Fig. 11. Relationship between fracture angle and 1st failure load

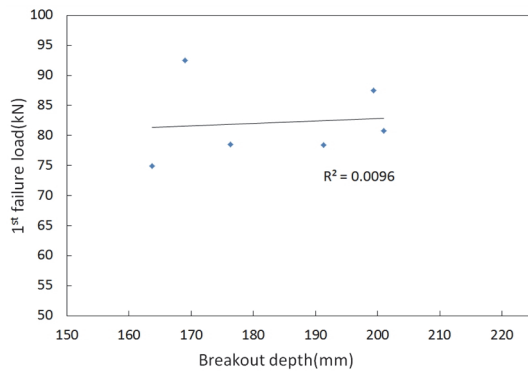
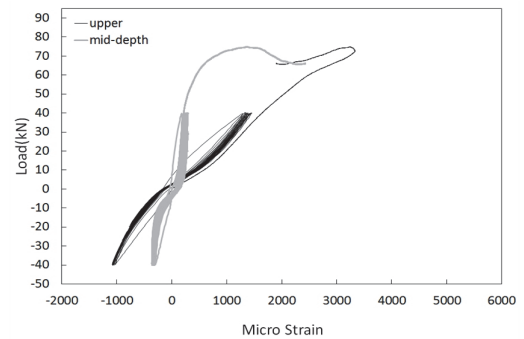


Fig. 12. Relationship between breakout depth and 1st failure load

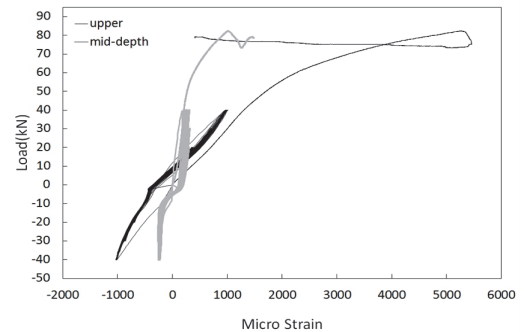
과 하중과의 관계를 Fig. 11에 제시하였는데, 파괴각과 1차 파괴 강도는 상관성이 매우 적은 것으로 나타났다. 한편, 파괴단면 깊이는 164~201mm로서 앵커 직경의 5.5~6.7 $d_a$ 에 해당하며, 비균열에 비해 균열콘크리트에서 조금 큰 경향을 보였다. 각 시험체별 평균 파괴깊이와 1차파괴 하중을 Fig. 12에 제시하였는데, 이로부터 비보강 앵커<sup>[12]</sup>와 마찬가지로 헤어핀보강 앵커에서도 파괴깊이와 저항강도는 상관성은 매우 적었다.

#### 4.4 앵커 및 헤어핀 거동

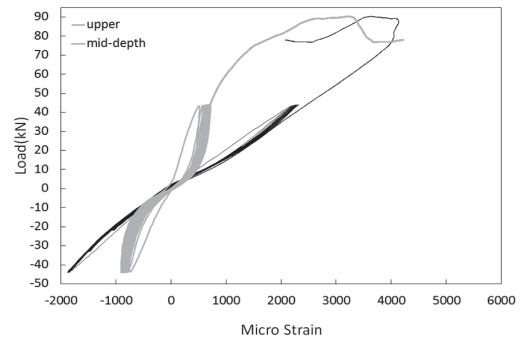
지진모의실험으로부터 측정된 앵커의 변형률을 Fig. 13



(a) Un-cracked (UH-DM-3)



(b) Cracked-orthogonal (COH-DM-3)



(c) Cracked-parallel (CPH-DM-2)

Fig. 13. Strain of anchor



에, 헤어핀의 변형률(1차파괴 이후까지 한쪽만 제시)을 Fig. 14에 예시하였다. Fig. 13으로부터 동적재하 과정에서 CPH-시험체는 UH 및 COH-시험체에 비해 앵커 변형률이 크게 측정되었으며, Fig. 14에서도 CPH-시험체가 타 시험체들에 비해 헤어핀의 변형률이 크게 측정되었다. 이는 전술한 바와 같이 CPH-시험체는 타 시험체에 비해 콘크리트 저항강도가 상대적으로 떨어진 만큼 헤어핀이 하중에 더 많이 저항하였기 때문으로 판단된다.

한편, Fig. 13으로부터 앵커 상부의 변형률이 중간부의 변형률보다 훨씬 크며, 이는 헤어핀 보강 시에도 앵커의 상

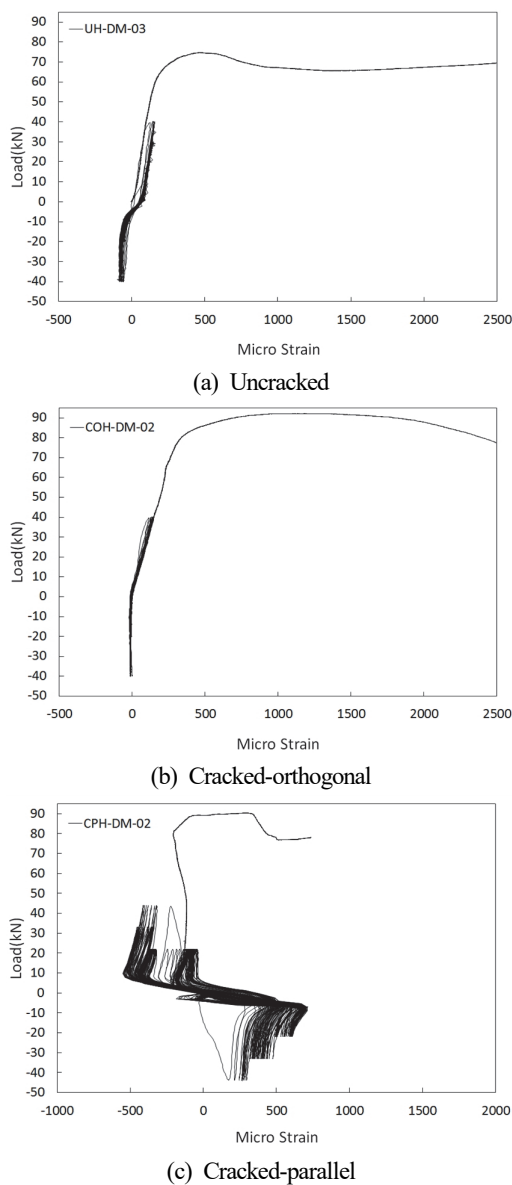


Fig. 14. Strain of hairpin

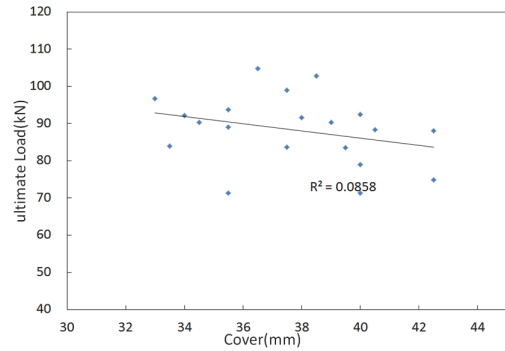


Fig. 15. Relationship between cover and ultimate load

단부가 중단부에 비해 하중에 저항하는 기여가 훨씬 크음을 의미한다. 따라서 헤어핀을 가급적 콘크리트 표면에 가깝게 설치하는 것이 저항강도에 유리함을 의미한다. 이에 Fig. 15에 헤어핀의 덮개와 최대하중과의 관계를 분석하였다. 이로부터 덮개가 증가함에 따라 강도가 저하하는 경향은 관측되나 결정계수( $R^2$ )는 매우 작은 값을 보였다. 참고로 D6 헤어핀을 적용한 선행연구<sup>[6]</sup>에서는 헤어핀 덮개가 33~61mm이었으며 결정계수가 약 0.5로 비교적 밀접한 상관관계를 보였는데, 본 실험에서는 철근직경이 10mm로 커진 것과 덮개가 33~42.5mm로 변동폭이 크지 않았기 때문으로 판단된다.

#### 4.5 저항강도 분석

##### 4.5.1 균열 유무에 따른 저항강도

Table 1에 제시한 각 시험체별 1차, 2차파괴 및 극한강도의 평균값을 Table 4에 정리하였다. 먼저, 비균열 및 균열 시험체의 1차파괴 시 평균 강도는 정적 및 지진모의실험에서 균열시험체가 비균열시험체에 비해 조금 크게 나타났다. 하지만 1차 강도는 콘크리트 균열 유무 및 균열 방향보다는 헤어핀의 거동에 따라 결정되는 것으로 보인다. 즉, Table 1에서 비균열 UH-ST-2의 1차파괴 강도는 대부분의 균열 시험체들에 비해 크게 나타났다. 한편, Table 1의 우측 칸에 제시한 바와 같이 비보강콘크리트에 대한 선행논문<sup>[13]</sup>에서 비균열콘크리트 대비 하중직각 균열시험체는 강도 저하가 없었고, 하중평행 균열시험체는 약 10% 강도 저하를 보였다. 그리고 앞의 Fig. 14에서 보인 바와 같이 동적가력 중에 헤어핀 변형률이 UH-와 COH-시험체에 비해 CPH-시험체가 훨씬 큰데, 이는 CPH-시험체가 콘크리트 저항이 상대적으로 약하지만 이를 헤어핀이 부담함으로써 강도의 저하가 발생하지 않았음을 의미한다.

한편, 2차파괴 하중도 균열콘크리트에 비해 비균열콘크리트에서 평균강도는 조금 작은 값을 보였는데, 이 역시 균열 유무보다는 헤어핀의 저항 정도에 따른 차이로 보인다. 즉, 비균열 UH-ST-2의 2차파괴 강도 역시 대부분의 균열 시험체들에 비해 큰 값을 보이며, 또한 2차파괴는 콘크리트의 파열파괴로 인한 균열이 대부분 진행된 이후 측정되었다. 즉 2차파괴 강도는 헤어핀의 저항성능으로부터 결정되고 따라서 균열 유무와는 상관성이 적은 것으로 판단되었다. 이러한 결과는 Fig. 2에 제시한 Gross 등의 연구 결과와 부합된다.

#### 4.5.2 정적 및 동적 강도

Table 4로부터 정적 평균강도와 지진모의실험에서의 평균강도는 1차파괴(82.3kN : 82.0kN), 2차파괴(84.7kN : 83.4kN) 및 극한강도(87.5kN : 88.8kN) 모두 비슷한 강도를 보였다. 이는 정적 대비 지진모의실험에 의한 강도의 저하가 없음을 의미한다. 따라서, 헤어핀 보강 선설치 앵커의 동적 강도는 정적강도와 동일하게 볼 수 있는 것으로 판단된다.

#### 4.5.3 헤어핀 보강 앵커의 설계 강도 고찰

헤어핀 보강 앵커는 1차파괴와 2차파괴로 구분할 수 있으며 앞에서 분석한 바와 같이 1차파괴 강도는 콘크리트와 철근의 상호저항에 의한 것이고 2차파괴 강도는 철근의 저항에 의한 것이다. 하지만 현재 ACI 318 기준은 철근의 저항강도만을 인정하는 바, 이는 2차파괴 강도만을 고려하는 것이다. 따라서 1차파괴 강도가 2차파괴 강도보다 큰 경우, 특히 연단거리가 비교적 충분한 경우에는 비경제적인 설계가 된

다. 이에 설계 강도를 1차파괴 강도와 2차파괴 강도로 구분하여 분석하기로 한다.

먼저, 1차파괴 강도는 기존 연구<sup>[4],[6],[7]</sup> 및 Table 4로부터 알 수 있듯이 비보강 앵커에 비해 철근의 저항효과로 강도가 증가한다. 즉 1차파괴 강도는 콘크리트 파괴강도에 헤어핀의 기여도를 추가로 고려하는 것이 타당하다. 이러한 헤어핀의 기여도( $V_{u,s}$ )를 Eligehausen *et al.*<sup>[7]</sup>은 다음 식으로 제안하였다.

$$V_{u,s} = \eta A_{se} f_y^{bar} \tag{5}$$

여기서,  $\eta$ 는 유효지수(effectiveness factor)이다.

기존 연구 결과를 포함하여 유효지수  $\eta$ 를 평가하기로 한다. Lee *et al.*<sup>[5]</sup>은 유압잭의 stroke 부족으로 실험이 종국까지 진행되지 못하였고, Gross *et al.*<sup>[8]</sup>은 철근 데이터를 명확히 제시하지 않아 분석에서 제외하였다. Table 5에 Klingner *et al.*<sup>[4]</sup>, Park *et al.*<sup>[6]</sup> 그리고 본 연구의 결과를 제시하였다. 본 표로부터 각 실험에 의한 비보강 앵커의 콘크리트 파열파괴강도는 식 (3)에 비해 모두 낮은 값을 보여 유효지수는  $\eta = (V_{u1, test} - V_{u, ACI318}) / 2A_{se} f_y^{bar}$ 로부터 평가하였으며 0.24~ 0.34 범위의 값이 도출되었다.

이상으로부터 헤어핀보강 앵커의 1차파괴에 대한 정·동적 전단 저항강도는 비균열콘크리트의 파열파괴강도에 헤어핀의 저항효과를 더하여 결정할 수 있을 것이다. 단, 본 연구에서는 헤어핀의 유효지수가 0.24로 산출되었으나 헤어핀의 제원, 즉 직경과 구부림 반경, 덮개, 항복강도 등에 따라 유

**Table 4.** Mean strength of hairpin reinforced and unreinforced specimen

| Loading type               | Specimen | Hairpin reinforced (kN)      |                              |               | Unreinforced <sup>[12],[13]</sup> (kN) |
|----------------------------|----------|------------------------------|------------------------------|---------------|--|
|                            |          | 1 <sup>st</sup> failure load | 2 <sup>nd</sup> failure load | Ultimate load |  |
| Static                     | UH-ST-X  | 78.5                         | 79.0                         | 81.0          | 61.9                                   |
|                            | COH-ST-X | 80.8                         | 89.3                         | 89.3          | 62.1                                   |
|                            | CPH-ST-X | 87.5                         | 85.9                         | 92.2          | 56.3                                   |
|                            | Mean     | 82.3                         | 84.7                         | 87.5          | -                                      |
| Seismic qualification test | UH-DM-X  | 75.0                         | 73.2                         | 78.0          | 62.4                                   |
|                            | COH-DM-X | 92.5                         | 90.4                         | 99.9          | 60.7                                   |
|                            | CPH-DM-X | 78.5                         | 86.7                         | 88.5          | 55.5                                   |
|                            | Mean     | 82.0                         | 83.4                         | 88.8          | -                                      |
| All specimens              | Mean     | 82.2                         | 84.3                         | 88.4          | -                                      |
|                            | COV      | 0.1230                       | 0.1128                       | 0.1057        | -                                      |

**Table 5.** Evaluation of hairpin effectiveness factor

| Authors                                  | Reinforcement        | $d_o$<br>(mm) | $c_{a1}$<br>(mm) | $f_{ck}$<br>(MPa) | $d_b$<br>(mm) | $r_b$<br>(mm)      | cover<br>(mm)   | $V_{u1, test}$ (kN)<br>1st failure                         | $V_{u, ACI318}$<br>(kN)                      | effective-<br>ness factor $\eta$ |
|--|----------------------|---------------|------------------|-------------------|---------------|--------------------|-----------------|--|--|----------------------------------|
| Klingner<br><i>et al.</i> <sup>[4]</sup> | none                 | 19            | 102              | 43                | -             | -                  | -               | #1: 36.6<br>#2: 40.6<br>mean: 38.6                         | $V_{cn} = 47.3$<br>(Eq. 3)                   | -                                |
|  | hairpin              |               |                  |                   | D16           | 48<br>( $=3d_b$ )  | 19              | #1: 102.3<br>#2: 102.3<br>#3: 97.9<br>mean: 100.8          | $V_{bar} = 159.0$<br>( $2A_{se} f_y^{bar}$ ) | 0.34                             |
| Park<br><i>et al.</i> <sup>[6]</sup>     | none                 | 20            | 120              | 31.1              | -             | -                  | -               | #1: 41.2<br>#2: 46.6<br>#3: 43.5<br>mean: 43.8             | $V_{cn} = 51.3$<br>(Eq. 3)                   | -                                |
|  | hairpin              |               |                  |                   | D6            | 20<br>( $3.3d_b$ ) | 33<br>~<br>39   | #1: 56.0<br>#2: 53.4<br>#3: 64.0<br>#4: 61.1<br>mean: 58.6 | $V_{bar} = 21.5$<br>( $2A_{se} f_y^{bar}$ )  | 0.34                             |
| This<br>study                            | none <sup>[13]</sup> | 30            | 150              | 25.7              | -             | -                  | -               | #1: 63.1<br>#2: 56.8<br>mean: 60.0                         | $V_{cn} = 65.2$<br>(Eq. 3)                   | -                                |
|  | hairpin              |               |                  |                   | D10           | 35<br>( $3.5d_b$ ) | 33<br>~<br>42.5 | mean: 82.2<br>(Table 4)                                    | $V_{bar} = 71.6$<br>( $2A_{se} f_y^{bar}$ )  | 0.24                             |

Note)  $d_b$  : diameter of hairpin,  $r_b$  : inside radius of hairpin

효지수의 변동폭이 클 것으로 예상되므로 헤어핀의 기여도를 고려한 1차파괴 강도를 보다 합리적으로 평가를 위해서는 상기 변수를 조합한 보완 연구가 필요하다.

한편, 2차파괴 강도는 4.5.1항에서 기술한 바와 같이 철근이 저항한 강도로 볼 수 있다. Table 4로부터 모든 시험체에 대한 2차파괴 하중은 평균 84.3kN으로서 이는 헤어핀의 항복강도 기준 저항강도 71.6kN보다 크고 인장강도 기준 저항강도 89.1kN의 95%에 해당한다. 즉, 2차파괴 강도는 헤어핀의 인장강도에 가까운 강도를 보였으며 안전측으로 항복강도 기준 저항강도로 고려할 수 있는 것으로 분석된다.

#### 4.5.4 강도감소계수 평가

ACI 318 기준에서는 헤어핀보강 앵커의 저항강도를 철근의 저항강도로 간주하고, 이 때 강도감소계수  $\phi = 0.75$ 로 제시되었다(식 (4) 참조). 앵커의 설계 강도는 다음 식의 5% 분위수(fractile) 강도로부터 결정하고 있다<sup>[2]</sup>.

$$V_{5\%} = V_{mean} \times (1.0 - K \cdot COV) \quad (6)$$

여기서,  $K$ 는 5% 분위수와 관련된 계수로서 시편이 20개인 경우 2.208이고<sup>[10]</sup>  $COV$ 는 변동계수이다. 즉, 식 (6)에서 괄호 내의 값이 강도감소계수가 된다. Table 1의 20개 시험체로부터 구해진 1차파괴, 2차파괴 및 극한강도의 변동계수는 Table 4에 제시한 바와 같이 각각 0.1230, 0.1128, 0.1057이므로 각 파괴강도별 평균강도( $V_{mean}$ )에 곱해지는 계수는 식 (6)으로부터 각각 0.735, 0.751, 0.767로 계산된다. 이들은 현재 기준의 0.75에 가까운 값을 보인다. 따라서 현재 기준에서 제시한  $\phi = 0.75$ 는 1차파괴, 2차파괴 및 극한강도의 강도감소계수로서 적절한 것으로 판단된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 비균열 및 균열콘크리트에 설치된 헤어핀 보강 선설치앵커의 정적 및 지진모의실험에 의한 동적 전단 저항강도 평가를 위한 연구를 수행하였으며 본 연구로부터 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 헤어핀 보강 선설치앵커는 1차파괴와 2차파괴로 구분되며 1차파괴 강도는 콘크리트와 철근이 상호 저항하는 것으로 분석되었다. 하지만 콘크리트 균열 유무와 및 균열 방향과의 상관성은 적었는데, 이는 균열로 인해 콘크리트 저항강도가 감소하는 만큼 헤어핀이 저항강도를 더 발현하기 때문으로 분석되었다.
- (2) 헤어핀 보강 앵커의 2차파괴 강도는 철근이 저항하는 것으로 철근의 항복강도보다 크고 인장강도의 95% 강도를 보였다. 이로부터 2차파괴 강도는 안전측으로 헤어핀의 항복강도로 고려할 수 있는 것으로 나타났다.
- (3) 지진모의실험에 의한 1차파괴, 2차파괴 및 극한 강도는 각각 정적 강도와 동등한 수준의 강도를 보였으며, 따라서 동적 강도는 정적 강도와 동일한 강도를 적용할 수 있는 것으로 나타났다.
- (4) 현재 ACI 318 기준에서는 헤어핀의 항복강도를 앵커의 저항강도로 간주하는데 이는 2차파괴 강도만을 고려한 것으로 1차파괴 강도가 2차파괴 강도보다 큰 경우 이는 불합리한 기준이다. 이에 1차파괴 강도식을 도출하고자 콘크리트 파괴강도에 철근의 기여도를 고려한 분석을 수행하였으며 이로부터 철근의 기여도는 항복강도의 0.24~0.34 배로 도출되었다.
- (5) 20개 시험체에 대한 5% fractile 강도 분석 결과, 현재 기준에서 제시하고 있는 강도감소계수( $\phi$ ) 0.75는 1차파괴, 2차파괴 및 극한강도에 대해 적절한 것으로 분석되었다.

향후 과제로는 신뢰성 있는 1차파괴 강도의 도출을 위해 앵커의 연단거리와 헤어핀의 제원, 즉 헤어핀 직경 대비 구부림 반경, 직경 대비 덮개, 항복강도 변수를 조합한 추가 연구가 필요하며 보다 많은 실험데이터가 축적되어야 할 것으로 생각된다.

### 감사의 글

본 연구는 한국연구재단 중견연구자지원사업(핵심연구: 개인)(과제번호: 2013R1A2A2A01013872)의 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

### 참고문헌(References)

- [1] American Concrete Institute (2001) *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-02) and *Commentary* (ACI 318R-02), Appendix D: Anchoring to Concrete, USA.
- [2] American Concrete Institute (2011) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318-11), Appendix D: Anchoring to Concrete, USA.
- [3] American Concrete Institute (2007) *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-08) and *Commentary*, Appendix D: Anchoring to Concrete, USA.
- [4] Klingner, R.E., Mendonca, J.A., and Malik, J.B. (1982) Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts Under Reversed Cyclic Loading, *Journal of American Concrete Institute*, ACI, Vol.79, No.1, pp.3-12.
- [5] Lee, N.H., Park, K.R., and Suh, Y.P. (2010) Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments, *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, Vol.107, No.2, pp.146-156.
- [6] 박용명, 강문기, 노진경, 주호중, 강충현(2014) 선설치앵커의 동적 전단하중에 대한 저항강도: 철근보강 앵커, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제1호, pp.21-30.
- Park, Y.M., Kang, M.K., Roh, J.K., Ju, H.J., and Kang, C.H. (2014) Shear Resistance of CIP Anchors Under Dynamic Loading: Reinforced Anchor, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.1, pp. 21-30 (in Korean).
- [7] Eligehausen, R., Mallee, R., and Silva, J.F. (2006) *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn, Germany.
- [8] Gross, J.H., Klingner, R.E., and Graves, H.L., III. (2001) Dynamic Behavior of Single and Double Near-Edge Anchors Loaded in Shear, *Pro021: International RILEM Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, Germany, pp.498-508.
- [9] Canada Standards Association (1998) *Material Requirements for Concrete Containment Structures for CANDU Nuclear Power Plants* (CAN/CSA-N287.2), Canada.
- [10] American Concrete Institute (2000) *Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete* (ACI 355.2-00), USA.
- [11] European Organization for Technical Approvals (2013) *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete* (ETAG 001, 2nd Ed.), Belgium.

- [12] 박용명, 김태형, 김동현, 조성훈, 이종한(2015) 지진모의실험에 의한 비균열 및 균열콘크리트에 매입된 비보강 선설치앵커의 전단 저항강도 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제27권, 제3호, pp.347-357.  
 Park, Y.M., Kim, T.H., Kim, D.H., Jo, S.H., and Lee, J.H. (2015) Shear Resistance of Unreinforced Cast-in-Place Anchors in Uncracked and Cracked Concrete by Seismic Qualification Tests, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.27, No.3, pp.347-357 (in Korean).
- [13] 박용명, 주호중, 김동현, 강문기, 이종한(2015) 균열콘크리트에 매입된 선설치앵커의 정적 전단하중에 대한 저항강도, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제27권, 제1호, pp.87-97.  
 Park, Y.M., Ju, H.J., Kim, D.H., Kang, M.K., and Lee, J.H. (2015) Static Shear Resistance of Cast-in-Place Anchors in Cracked Concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.27, No.1, pp.87-97 (in Korean).

---

**요 약 :** 본 연구에서는 비균열 및 균열콘크리트에 설치된 헤어핀 보강 선설치앵커의 정적 및 동적 저항강도 평가를 위한 연구를 수행하였다. 이를 위해 앵커 직경 30mm, 연단거리 150mm, 매입깊이 240mm에 D10 헤어핀 철근으로 보강한 시험체를 제작하였으며, 균열시험체는 전단하중에 직각방향과 평행방향 균열을 각각 고려하였다. 동적 강도 평가는 지진모의실험에 의하였으며 가력방법은 ACI 355.2의 기준을 적용하였다. 헤어핀 보강 앵커의 저항강도는 콘크리트 균열과는 상관성이 없었으며 동적 강도는 정적 강도와 동등한 수준을 보였다. 마지막으로 헤어핀 보강 앵커의 설계 강도에 대한 고찰을 제시하였다.

**핵심용어 :** 헤어핀보강, 선설치앵커, 전단 저항강도, 지진모의실험, 비균열 및 균열콘크리트

---