

강봉으로 보강된 RC 사각기둥의 내진 성능 평가

이 동 민¹·이 성 철^{2†}·신 동 호³·오 창 국⁴

¹경북대학교 토목공학과 박사과정, ²경북대학교 토목공학과 부교수, ³대우건설 주택건축연구팀 책임연구원, ⁴국민대학교 건설시스템공학부 교수

Seismic Capacity Evaluation of Rectangular RC Columns Strengthened with Steel Bars

Dongmin Lee¹, Seong-Cheol Lee^{2†}, Dong-Ho Shin³ and Chang Kook Oh⁴

¹Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu, 41566, Korea

²Associate Professor, Department of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu, 41566, Korea

³Principal Research Engineer, Housing Architectural Research Team, Daewoo E&C, Seoul, 04548, Korea

⁴Professor, School of Civil and Environmental Engineering, Kookmin University, Seoul, 02707, Korea

Abstract

With the steady increase in the annual number of earthquakes in South Korea, the need to apply seismic reinforcement on public facilities has recently increased. To reinforce seismic capacity, spaced full-column-height steel bars are attached to column faces. In this study, nonlinear finite element analysis was conducted to analyze the effect of external reinforcement steel bars on the seismic capacity of RC columns with a square or rectangular cross-section. For verification, the analysis results were compared with test results. Results showed that the finite element analysis reasonably predicted the actual structural behavior of RC columns with steel bars. In addition, both the analysis and the test results showed that the failure mode was converted from brittle failure to ductile fracture, owing to the external reinforcement steel bars. Both loading capacity and ductility were increased as well. Therefore, the external reinforcement steel bar can effectively enhance the seismic capacity of existing RC columns. This study is expected to contribute to relevant research areas such as the development of design methods.

Keywords : external reinforcement, seismic, ductility, confinement effect, nonlinear analysis

1. 서론

최근 튀르키예 동남부 가지안테프 인근을 강타한 모멘트 규모 7.7의 대지진이 발생하였으며, 이로 인한 사망자는 55,000여 명이며, 피해액은 45조 원 이상의 엄청난 손실을 발생시켰다. 국내 발생 지진으로 인해 큰 손실이 발생한 사례로는 2016년 9월 경북 경주 인근에서 규모 5.8의 관측 사상 최강 지진과 2017년 11월 경북 포항 인근의 규모 5.4의 지진이 있다. 특히, 경북 포항 인근에서 발생한 지진으로 인해 이재민 1,500여 명, 피해액 약 1,000억 원의 막대한 손실이 발생하였다. 이후에도 포항 인근 지역에 여진이 계속 발생하였으며, 이후에도 연간 지진 발생 횟수가 꾸준히 증가하고 있는 추세이다. 또한, 양산

단층대 등의 영향으로 인해 한반도 내에서 규모 6.5 이상의 지진이 발생 가능할 것으로 우려되고 있다. 이처럼 더 이상 한반도가 지진의 안전지대가 아니라는 인식이 자리잡고 있으며, 구조물 내진 성능 확보의 필요성이 더욱 대두하게 되었다.

행정안전부에서는 2021년 말 기준으로 학교, 공공건축물, 철도 등의 기존 공공시설물 내진율은 평균 72%이며, 이 중 학교시설의 내진율은 60.2%, 공공건축물의 내진율은 47.1%로 입장을 밝혔다. 이러한 수치는 아직 공공시설물의 내진율이 부족하다고 볼 수 있으며, 민간구조물까지 포함한다면 내진율은 더욱 떨어질 것으로 판단되는 만큼 기존 구조물을 대상으로 내진 성능을 향상시킬 수 있는 방안 마련이 필요한 것으로 나타났다. 특히, 내진 설계가 반영되지 않은 기둥 구조물의 경우

†Corresponding author:

Tel: +82-53-950-6564; E-mail: seonglee@knu.ac.kr

Received June 8 2023; Revised August 21 2023;

Accepted September 4 2023

© 2023 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

띠철근 부족으로 인해 지진 발생 시 취성 파괴의 거동을 보이게 되어 큰 인명피해로 이어질 수 있다. 따라서, 기존 구조물 중 기둥 부재의 내진 성능을 개선할 수 있는 내진 보강 방안 마련이 필요한 실정이다.

기존 철근콘크리트 기둥 부재에 대한 내진 성능 향상을 위해 다양한 내진보강 공법들이 개발되어 왔다. 대표적으로는 기둥의 외주면에 섬유를 감아 구조물의 연성도를 향상시키는 섬유보강공법(Ye *et al.*, 2003)이 있다. 하지만 에폭시 및 접착제 사용으로 인해 시공 시간이 증가하며, 기둥에 지장물이 있을 시 지장물 이설 후 시공을 해야 하는 불편함으로 인해 공사비가 증가하는 단점이 있다.

하지만, 강봉을 통한 외부보강기법은 기존의 철근콘크리트 기둥 부재를 제약된 공간에서 급속 시공이 가능하여 제한된 환경에서도 손쉽게 내진 성능을 향상시킬 수 있다. 강봉보강공법은 Fig. 1과 같이 강재로 된 보강재를 기존 기둥 구조물의 외부에 일정한 간격으로 설치함으로써, 보강재가 전단 철근으로서의 역할과 함께 콘크리트 구속효과를 유발할 수 있는 공법이다. 이로 인해 기존 기둥 구조물의 전단 강도가 증진되어 휨과 괴로 유도할 수 있으며, 휨에 대한 연성도 또한 증진시킬 수 있는 장점이 있다.

본 연구에서는 공공시설물 중 이용자가 많음에도 불구하고 건설 당시 내진설계가 적용되지 않아 보강을 통해 내진 성능이 반드시 확보되어야 하는 지하철의 플랫폼 기둥을 실험체 모델로 하여 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 또한, 해석을 통해 실험체별 최대하중 및 연성도를 예측하고, 이를 강봉으로 보강한 실험체와 비교함으로써 수행된 해석 기법의 합리성을 검증하고 강봉보강을 통한 내진보강효과를 확인하고자 한다.

2. 비선형 유한요소해석

2.1 해석 개요

강봉으로 보강된 철근콘크리트 기둥 부재의 경우 외부 보강

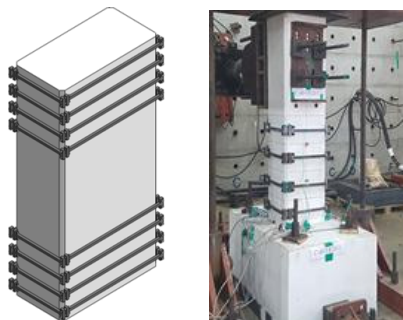


Fig. 1 Conceptual design of a column reinforced with steel bars and its application

재인 강봉이 연결부를 제외한 나머지 면에서 기둥 시험체와 비부착 상태인 만큼 이를 해석에 고려하여야 한다. 또한, 띠철근과 별개로 외부 보강재의 구속 효과를 해석에 반영할 필요가 있다. 이러한 조건을 반영하여 반복 하중을 받는 철근콘크리트 기둥 부재에 대한 비선형 구조해석을 수행하기 위해 본 연구에서는 비선형 유한요소해석 프로그램 중 하나인 VecTor 2(Wong *et al.*, 2013)를 이용하였다. 참고로 해당 프로그램은 수정압축장 이론(MCFT: Modified Compression Field Theory)(Vecchio and Collins, 1986) 및 교란응력장 이론(DSFM: Disturbed Stress Field Theory)(Vecchio, 2000; Vecchio, 2001)에 기반을 둔 것이다. 즉, 철근콘크리트 부재를 2차원 평면 요소를 활용하여 모사하고, 각 요소별로 MCFT 또는 DSFM에 기반하여 비선형 구조해석을 수행하는 프로그램으로서, 비선형 구조 거동 예측 및 분석에 널리 활용되고 있다(Choi and Lee, 2016; Isojeh, 2019; Kwon *et al.*, 2012; Lee, 2020).

2.2 해석 모델링

철근콘크리트 기둥 실험체를 모사하기 위해 해석 모델링에서 기초와 기둥에 해당하는 콘크리트 및 가력 철판을 4절점 평면 요소로 고려하였다. 기둥 주철근은 특정 위치에 배근되어 있는 것을 고려하여 트러스 요소로 모델링하였으며, 전단철근의 역할을 하는 띠철근은 기둥 내에 등분포로 배근된 것을 고려하여 콘크리트 요소 내에 분산된 것으로 모델링하였다. 여기서 2차원 모델링 시 면외 방향의 철근비 설정과 Kupfer 등(1969)과 Richart 등(1928)에서 제시한 구속 모델을 참고하여 띠철근에 의한 내부 콘크리트 구속효과를 해석에 반영하였다. 보강재의 경우 면내 방향은 전단 철근의 역할을 하되 기둥 단면의 양 단부에만 정착되어 있는 것을 고려하여 비부착 트러스 요소로 모델링하였다. 또한, 보강재에 의한 구속효과는 등가의 면외 방향 철근비로 고려하였다. 보강재 정착부에서 콘크리트의 국부적인 압괴 손상을 방지하기 위해 보강재 정착부에 강재 요소를 덧대어 모델링하였다. Fig. 2은 강봉 보강 실험체

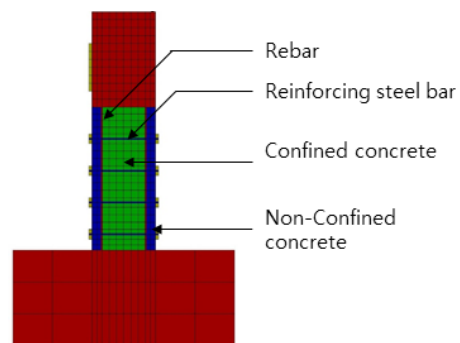


Fig. 2 Modeling of the specimen, C40FR20

에 대한 해석 모델링 상세를 나타낸 것이다.

한편, 구조 실험 시 일정한 축력이 가해진 상황에서 기둥 상단부에 수평 방향 변위가 반복으로 가해졌다. 이때 수평 방향 변위가 발생함에 따라 기둥 상부에 작용하는 축력에 의해 2차 모멘트가 발생하게 된다. 따라서, 이 연구에서는 기둥에 가해지는 하중을 축력, 수평 방향 변위, 그리고 2차 모멘트 등 3가지로 각각 고려하였으며, 해석 시 이들을 조합함으로써 실제 기둥 실험체의 가력 상황을 묘사하였다. 참고로 2차 모멘트는 가해진 수평 방향 변위에 비례한 것으로 간단히 고려할 수 있다. Fig. 3는 해석에서 고려한 세 가지 하중을 나타낸 것이다.

보강재는 콘크리트 기둥 단면 외부의 각 모서리에 접합됨으로써 기둥 단면에 구속효과를 유발한다. 이 경우 콘크리트 단면 내부에 배근된 띠철근에 비해 콘크리트에 작용하는 구속효과가 다르다. 이 연구에서는 외부 보강재의 구속효과를 합리적으로 산정하기 위해 기존의 콘크리트 구속효과 모델에 기반하여, 기둥 단면의 형상과 보강재의 간격을 고려하여 유효구속효과를 도출하였다. 또한, 보강재의 연결부 특성 등을 고려하여 콘크리트 구속 및 전단철근으로서의 역할에 대한 유효계수를 도입하였다. 비선형 유한요소해석에서 보강재에 대한 유효구속효과 및 전단철근으로서의 역할을 고려하는 상세 방안은 다음과 같다.

2.2.1 단면 형상의 영향

기둥 부재에서 콘크리트를 구속하게 될 경우 아치 작용(arching action)으로 인하여 구속력이 일부 코어 부분에만 효과적으로 작용하게 되는데, 해당 코어 부분의 면적을 유효구속면적이라고 한다. 이러한 유효구속면적은 단면의 형상에 영향을 받게 되는데, 이 연구에서는 기둥 단면의 형상에 따른 외부 보강의 효과를 고려하기 위해 Campione 등(2004) 및 Mander 등(1988)을 참조하였다. 또한, 반복하중이 가해짐에 따라 단면 내에 위치별로 작용하는 구속효과는 He 등(2018)과 Xu 등(2018)

을 참고하여 동일하게 적용하였다. 그 결과 C40 실험체(정사각형 단면) 및 C120 실험체(형상비 1:3인 직사각형 단면)의 전체 면적에서 유효구속면적이 차지하는 유효구속면적비는 각각 0.333 및 0.081로 산정되었으며, 단면 형상 고려 계수 k_u 로 이 연구에서는 고려하였다.

2.2.2 보강재 간격의 영향

단면 형상과 더불어 강봉에 의한 구속 효과 산정 시 보강재 간격 또한 중요한 영향을 미친다. 보강재가 배치된 위치에서는 콘크리트가 모두 구속되는 것으로 간주될 수 있지만, 보강재와 보강재 사이에서 구속되는 콘크리트의 면적이 감소하게 된다. 따라서, 이 연구에서는 Mander 등(1988)에서 제시한 바와 같이 보강재 구속 효과에 대한 보강재 간격의 영향을 고려하기 위한 계수 k_s 를 다음의 식 (1)로부터 산정하였다.

$$k_s = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b}\right)\left(1 - \frac{s'}{2h}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \tag{1}$$

여기서 s' 은 보강재 순간격, b 와 h 는 기둥 단면의 단·장변 길이, ρ_{cc} 는 구속 콘크리트 단면적에 대한 축방향 철근면적 비를 의미한다.

2.2.3 보강재 연결부의 영향

강봉 보강의 경우 보강재가 기둥 단면 모서리 외부에 볼트를 활용하여 연결되는 시스템으로서 보강재 연결부의 국부적인 거동으로 인해 기둥 내부의 철근과 같은 효율로 거동하지 않는다. 따라서, 이 연구에서는 연결부의 영향에 따른 보강재의 효율성을 해석에 반영하기 위해 보강재에 대한 계수를 도입하였다. 보강재 연결부를 고려한 계수에 대한 이론적 유도는 현실적으로 어려우므로 이 연구에서는 해당 계수를 0.25, 0.50, 1.00 등 총 세 가지로 고려하여 해석을 미리 수행하였다. 주어

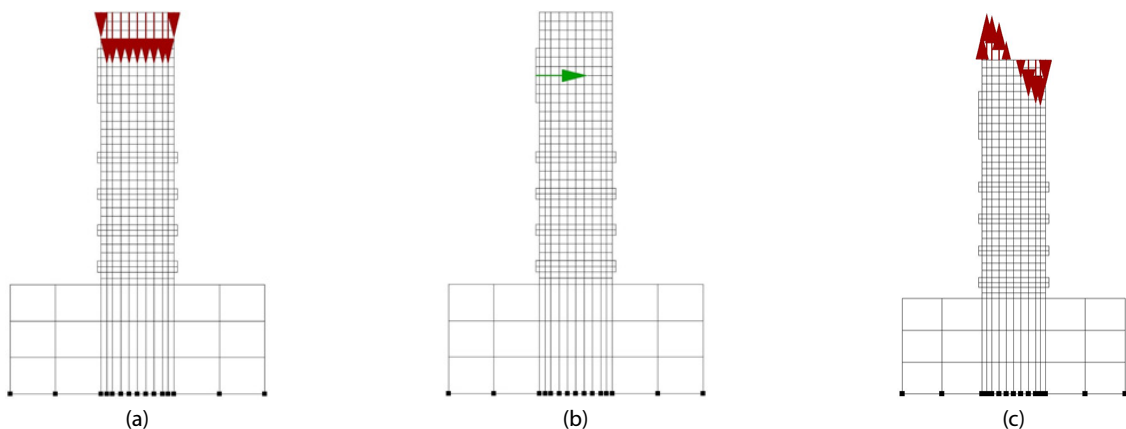


Fig. 3 Loads; (a) axial force, (b) displacement, (c) secondary moment

진 하중에 대한 보강재 응력 이력에 대해 해석 및 실험 결과를 비교한 결과, Fig. 4에서 보는 바와 같이 해당 계수를 0.25와 0.50로 설정할 경우, 보강재가 항복하지 않아 보강재의 기여도를 과소평가하는 반면, 해당 계수를 1.00으로 설정할 경우에는 보강재 응력 이력에 대해 해석 및 실험 결과가 가장 유사한 것으로 나타났다. 이를 바탕으로 이 연구에서는 보강재 연결부 영향에 대한 계수(k_j)를 1.00으로 설정하였다.

2.2.4 보강재 유효계수

앞 절에서 살펴본 바와 같이 기둥 단면 형상, 보강재 간격, 그리고 보강재 연결부의 영향을 고려하여 강봉 보강에 따른 콘크리트 구속효과와 보강재의 전단철근으로서의 역할에 대해 각각 보강재 유효계수를 도입하여 보강재의 효과를 해석에 반영하였다.

강봉 보강에 의한 콘크리트 구속효과는 보강재에 의한 면의 방향 철근에 기둥 단면 형상, 보강재 간격, 그리고 보강재 연결부의 영향을 모두 고려하여야 한다. 따라서, 이 연구에서는 식 (2)와 같이 보강재 유효계수를 통해 보강재에 의한 면의 방향 철근의 탄성계수를 감소시킴으로써 강봉 보강에 의한 콘크리트 구속효과를 반영하였다.

$$E_{ER,z} = k_a k_s k_j E_{ER} \quad (2)$$

여기서, E_{ER} 및 $E_{ER,z}$ 는 보강재의 탄성계수, 보강재에 의한 면의 방향 철근의 탄성계수, k_a 는 단면 형상에 따른 유효구속면 적비(C40 및 C120에 대해 0.333 및 0.081), k_s 는 보강재 간격을 고려한 계수(C40 및 C120에 대해 0.300 및 0.465), 그리고 k_j 은 보강재 연결부 영향을 고려한 계수(0.50)를 의미한다. 참고로, 면외 방향으로의 구속효과에 따른 면내 방향 콘크리트 응력-변형률 관계에의 영향은 Kupfer 등(1969) 및 Richart 등(1928)에 근거하여 해석에 반영하였다.

한편, 보강재에 대한 트러스 요소는 전단철근으로서의 역할을 고려하는 것으로서 보강재 연결부의 영향만을 고려하면 된

다. 따라서, 강봉 보강재에 대한 트러스 요소의 등가탄성계수는 다음 식 (3)과 같다.

$$E_{ER,eq} = k_j E_{ER} \quad (3)$$

2.4 구성 방정식

콘크리트와 철근의 응력-변형률 거동에 대해 비선형 유한 요소해석 시, 이 연구에서는 일반적으로 가장 널리 활용되는 모델들을 고려하였다. 콘크리트의 압축 거동에 대해서 최대 압축강도 전후의 거동에 대해 각각 Hognestad 등(1955) 및 수정된 Kent와 Park(Park *et al.*, 1982)의 모델을 사용하였다. 또한, 주인장 균열로 인해 발생하는 압축연화효과에 대해 Vecchio와 Collins(1993)의 제안식을 고려하였으며, 철근과 콘크리트의 부착으로 인해 발생하는 인장강화효과에 대해 철근 항복 전에 대해서는 Bentz(2005)가 제안한 모델을 수정한 Wong 등(2013)에 제시된 모델을, 철근 항복 후에 대해서는 Lee 등(2011)이 제시한 모델을 고려하였다. 철근의 응력-변형률 거동에 대해 항복 및 변형 경화현상을 고려한 tri-linear 모델을 사용하였으며, 반복 하중 이력을 받는 경우 Seckin(1981)이 제안한 Bauschinger 효과를 고려하였다. 해석에 고려된 구성방정식들은 부록에 별도로 정리하였다.

3. 실험체 개요

이 연구에서는 강봉 보강에 따른 기존 철근콘크리트 기둥의 내진 성능 개선 효과를 해석적으로 분석하기 위해 철근콘크리트 사각기둥의 구조 실험 결과를 고려하였다. Table 1에 정리된 바와 같이 Daewoo Institute of Construction Technology와 Jeongho Co. Ltd(2018)에서는 단면 크기와 보강재의 유무를 시험 변수로 고려하여 총 6개의 실험체에 대해 구조 실험을 수행하였다. 해당 실험체는 실제 지하철 플랫폼에 적용된 사각단면 중 가장 많은 비율을 차지하는 단면을 참고한 것으로서 400

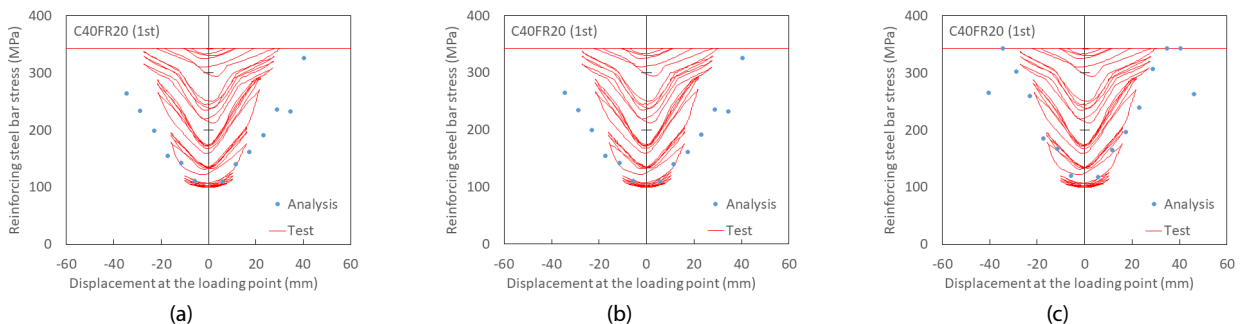


Fig. 4 Effect of the joint coefficient on the reinforcing steel bars stress; (a) 0.25, (b) 0.50, (c) 1.00

Table 1 Summary of test specimens

| Specimen | Cross-section | Axial reinforcement | Shear reinforcement | Axial force (kN) | External steel bar spacing (mm) |
|----------|---------------|---------------------|---------------------|------------------|---------------------------------|
| C40NR | 400 × 400 | 12 × H12 | D13@300 2 legs | 384 | none |
| C40FR20 | | | | | 200 |
| C120NR | 400 × 1200 | 28 × H12 | D13@300 4 legs | 1000 | none |
| C120FR20 | | | | | 200 |

Table 2 Material properties of rebar and External steel bar stiffener

| Rebar and External steel bar stiffener | | f_y (MPa) | E_s (MPa) | f_{su} (MPa) |
|--|-------|-------------|-------------|----------------|
| 1st | D13 | 360 | 163,000 | 505 |
| | H25 | 458 | 171,000 | 583 |
| | SM45C | 343 | 200,000 | 569 |
| 2nd | D13 | 385 | 176,000 | 588 |
| | H25 | 458 | 180,000 | 608 |
| | SD400 | 400 | 200,000 | 560 |

× 400mm 및 400 × 1200mm 단면에 대해 각각 C40 및 C120로 명명하였다. 또한, 보강재 유무에 따라 무보강 실험체는 NR, 보강된 실험체는 FR로 구분하였다. 보강된 실험체의 경우 19 × 19mm 정사각형 단면을 가진 보강재를 기둥 높이 방향으로 간격 200mm로 시공되었다. 구조 실험은 2회차에 나누어 진행하였다. 1차에서는 정사각형 단면과 직사각형 단면 모두, 2차에서는 정사각형 단면에 대해 추가 실험이 수행되었다. 축방향 주철근으로 정사각형 단면 및 직사각형 단면에 대해 각각 3.8% 및 2.9%의 축방향 철근비로 H25 철근이 배근되었으며, 띠철근으로 D13 철근을 300mm 간격으로 배근되었다. 강봉 보강 실험체에 대해 보강재로서 SM45C 또는 SD400 강봉을 200mm 간격으로 기둥 외부에 시공되었다. 실험체에 사용된 콘크리트 및 철근에 대한 압축강도 및 항복강도와 탄성계수는 실험을 통해 측정되었다. 실험체에 사용된 재료들의 주요 물성들은 Table 2에 정리하였다. 단, 보강재의 재료 물성치는 일반적으로 사용되는 값들을 표에 정리하였다. 참고로 C40NR에 대한 실험체 상세를 Fig. 5에 나타내었다.

한편, 실험체에 사용된 콘크리트 압축강도는 정사각형 단면을 가진 실험체에 대해 1차 및 2차에서 각각 29.6MPa 및 29.3MPa로, 1차에서 고려된 직사각형 단면을 가진 실험체에 대해 30.0MPa로 측정되었다.

모든 실험체에 대해 일정한 축력을 가한 후, 축력이 유지된 상태에서 변위제어방식으로 Fig. 6과 같이 반복 가력 실험이 수행되었다. 변위비는 0.25%씩 증가시키며, 각 변위마다 3회씩 반복하여 재하하였으며, 변위비 1% 이후에는 0.5%씩 증가시키는 방식으로 하중을 재하하였다. 변위비 재하 기초부와 접하는 기둥 하부에서 가력 지점까지의 수직 높이는 모두 1,150mm

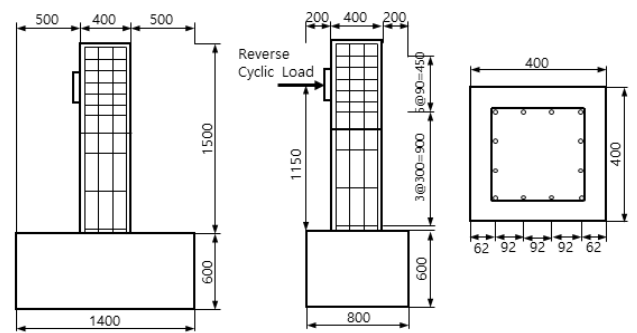


Fig. 5 C40NR detail design

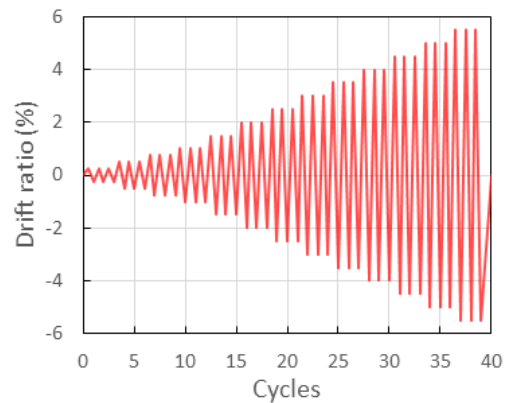


Fig. 6 Displacement history of the tested columns

로 동일하게 설정되었다.

모든 실험체에 대해 일정한 축력을 가한 후 축력이 유지된 상태에서 반복 가력 실험이 수행되었다. 반복 가력은 변위 제어로 수행되었으며, 기초부와 접하는 기둥 하부에서 가력 지점까지의 수직 높이는 모두 1,150mm로 동일하게 설정되었다.

4. 해석 결과 비교 및 분석

4.1 실험체 파괴 양상

실험체 파괴 양상을 분석하기 위해 실험에서 관측된 파괴 양상과 해석에서 예측된 파괴 시 균열 양상을 Fig. 7에 정리 및 비교하였다. 그림에서 보는 바와 같이 무보강 기둥인 C40NR 및 C120NR 실험체에 대한 해석 결과에서 기초에 접하는 곳이 아닌 기둥 단면 내부에 기울어져 발생하는 사인장 균열로 인해 전단 파괴가 발생하는 것으로 예측되었다. 이는 내진 설계가

적용되지 않은 무보강 실험체의 경우 전단철근 역할을 하는 띠 철근의 부족으로 인해 전단파괴가 발생하는 것을 의미하며, 실제 구조 실험에서 관측된 파괴 양상과 일치한다.

강봉보강공법이 적용된 C40FR20 및 C120FR20 실험체의 경우, 전단파괴가 발생한 무보강 실험체와 달리, 실험 및 해석 모두 기초에 접하는 곳에 집중적으로 발생한 휨 균열로 인해 휨파괴가 발생한 것을 알 수 있다. 이는 실험 및 해석 모두 강봉 보강으로 인해 기둥의 전단 내력이 증가함에 따라 전단파괴가 휨파괴로 바뀐 것에 기인한다.

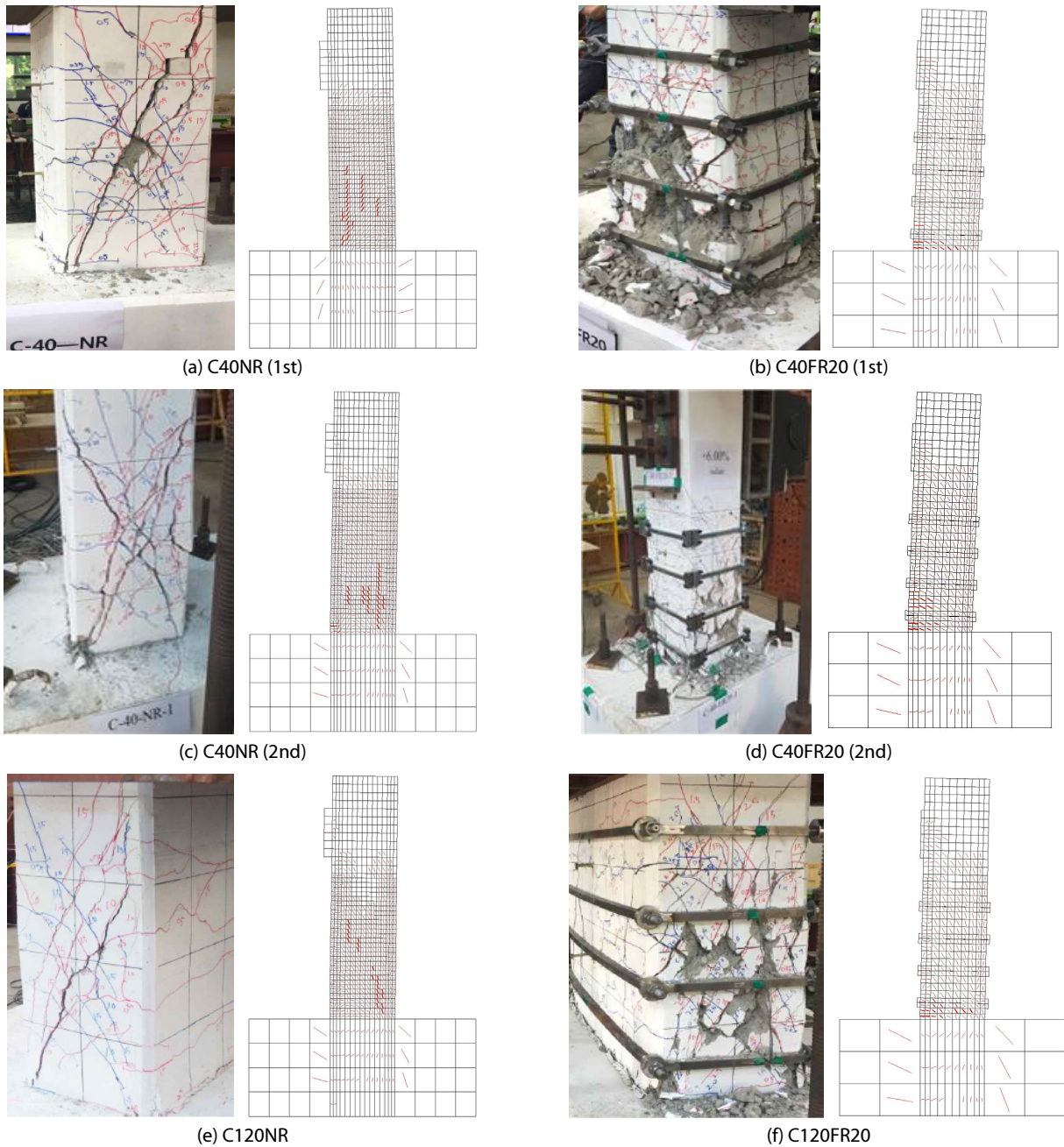


Fig. 7 Comparison on the crack patterns at the failure, test and analysis results

4.2 하중-수평 방향 변위 이력 곡선

해석으로부터 예측된 실험체의 하중-수평 변위 거동을 실험 결과와 비교하여 Fig. 8에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 무보강 실험체인 C40NR 및 C120NR 실험체에 대해 해석 결과가 실험체의 실제 거동을 매우 유사하게 예측하는 것으로 나타났다. 따라서, 사각 단면을 가진 무보강 기둥 실험체의 경우 해석으로부터 실제 구조 거동을 합리적으로 예측하는 것으로 판단된다.

강봉으로 보강된 C40FR20 및 C120FR20 실험체의 경우, 해석으로부터 예측된 하중-수평 변위 거동에 대한 포락선이 실제 실험 결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 또한, 그림에서 비교된 바와 같이 최대 하중뿐만 아니라 구조물의 내하력이 급격히 감소하기 시작하는 수평 변위에 대해 실험 및 해석 결과가 비교적 유사한 것으로 나타났다. 하지만, 하중 제거 및 재재하 시 구조물 강성에 대해 해석 결과가 실험 결과에 비해 비교적 크게 예측하는 것으로 나타났다.

반복 하중에 따른 거동을 보다 정량적으로 분석하기 위해

실험 및 해석으로부터 산정된 주어진 수평 변위에 대한 소산 에너지에 대해 Fig. 9에 비교하였다. 그림에서 비교된 바와 같이, 수평 변위에 대한 소산 에너지의 경향은 실험 및 해석이 상호 유사한 것으로 나타났다. 다만, 강봉으로 보강된 실험체의 경우 수평 변위가 작을 경우 해석에 의해 소산 에너지가 다소 과소 평가되나, 이후 수평 변위가 증가했을 때 소산 에너지가 해석에 의해 과대 평가되는 것으로 나타났다. 이는 비선형 유한요소해석에서 보강재 연결부의 영향을 유효계수를 통해 등가탄성계수로 간단히 고려함에 따른 것으로 판단된다. 즉, 반복 하중에 따른 구조물의 강성 변화 및 에너지 소산에 대해 보다 합리적인 예측을 위해서는 보강재 연결부 해석 모델링 관련 연구가 추가로 필요한 것으로 판단된다. 다만, 일반적으로 철근콘크리트 기둥 내진 거동 예측 시 하중-변위 포락선을 탄소성 거동으로 이상화하여 고려하며(Munoz *et al.*, 2008), 전반적인 하중-변위 포락선에 대한 거동을 비교적 잘 예측하는 것으로 나타나, 이 연구에서 수행한 유한요소해석 방법이 강봉 보강에 따른 내진 성능 향상 효과를 분석하는 것에 유용할 것으로 판단된다.

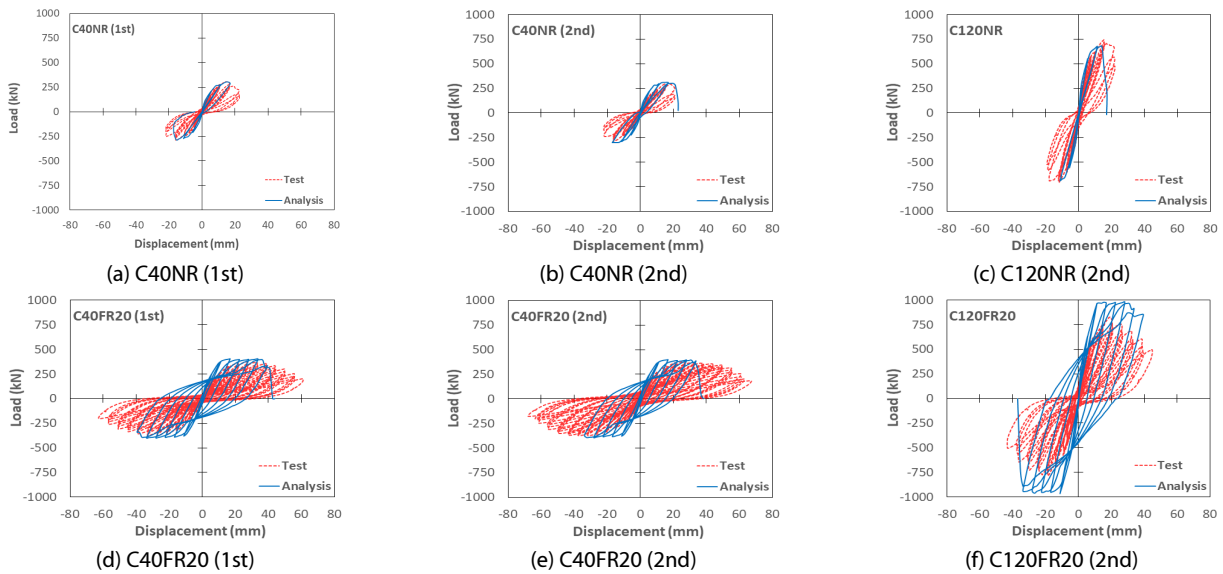


Fig. 8 Comparison on the load-horizontal displacement responses

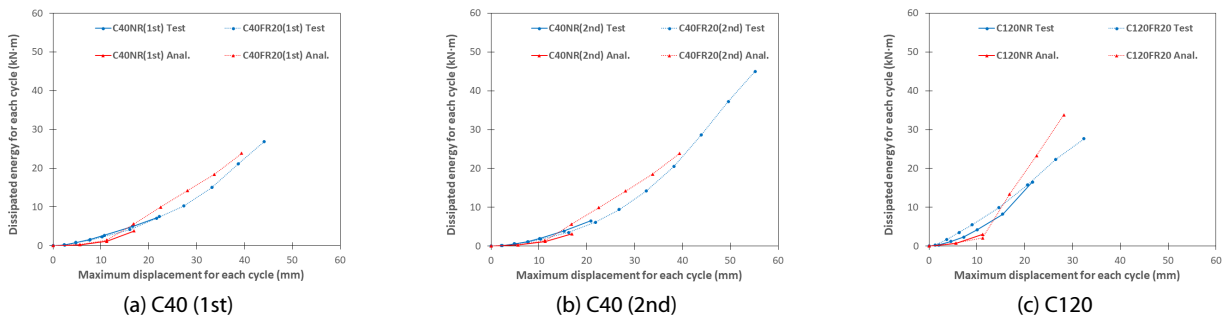


Fig. 9 Comparison on the dissipated energy

Table 3 Maximum load capacity

| Specimen | $V_{max, test}$ | $V_{n, KCI}$ | $V_{max, anal}$ | $V_{max, KCI} / V_{max, test}$ | $V_{max, anal} / V_{max, test}$ | Note |
|----------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------|
| C40NR (1st) | 305.2 | 203.5 | 304.1 | 0.67 | 1.00 | Shear failure |
| C40FR20 (1st) | 375.0 | 276.7 | 405.4 | 0.74 | 1.08 | Flexural failure |
| C40NR (2nd) | 295.1 | 206.2 | 310.9 | 0.70 | 1.05 | Shear failure |
| C40FR20 (2nd) | 375.1 | 291.6 | 407.3 | 0.78 | 1.08 | Flexural failure |
| C120NR (1st) | 744.4 | 531.9 | 679.0 | 0.71 | 0.91 | Shear failure |
| C120FR20 (1st) | 827.2 | 591.5 | 980.7 | 0.72 | 1.19 | Flexural failure |
| Avg | | | | 0.72 | 1.05 | |
| CoV | | | | 0.05 | 0.09 | |

Table 4 Displacement at 80% of maximum load after maximum load

| Specimen | δ_{test} | δ_{anal} | $\delta_{anal} / \delta_{test}$ |
|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------------|
| C40NR (1st) | 21.85 | 15.54 | 0.71 |
| C40FR20 (1st) | 50.90 | 39.41 | 0.77 |
| C40NR (2nd) | 21.70 | 19.78 | 0.91 |
| C40FR20 (2nd) | 55.50 | 43.63 | 0.79 |
| C120NR (1st) | 21.65 | 14.00 | 0.65 |
| C120FR20 (1st) | 32.30 | 39.47 | 1.22 |
| Avg | | | 0.84 |
| CoV | | | 0.24 |

4.3 최대 하중

비선형 유한요소해석에서 예측된 철근콘크리트 기둥 실험체의 최대 내하력을 실험에서 측정된 최대 하중과 함께 Table 3 및 Fig. 10에 비교하여 정리하였다. 참고로 Korea Concrete Institute(2017)에 제시된 전단강도 간편식과 함께 표에 비교하였다. 표와 그림에서 비교한 바와 같이, 최대 하중에 대해 실험 결과에 대한 해석 결과의 비가 평균 1.05, 변동계수(CoV) 0.09로서, 비선형 유한요소해석이 실제 실험으로부터 측정된 철근콘크리트 기둥의 내하력을 잘 예측하는 것으로 나타났다. 특히, 전단파괴를 보인 무보강 실험체뿐만 아니라 휨파괴를 보인 강봉 보강 실험체에 대해서도 최대 내하력을 잘 예측하는 것으로 나타나 강봉 보강에 따른 파괴 양상 변화의 영향이 해석에서 잘 반영된 것으로 판단된다.

4.4 연성도

실험체에 대한 연성도를 평가하기 위해, 가해진 수평 하중이 최대 수평 하중의 80%로 감소했을 때의 수평 변위를 Table 4 및 Fig. 11에 비교하여 정리하였다. 참고로, 최대 하중의 80%에 상응하는 변위는 철근콘크리트 구조물의 동적 거동 예측(Lestuzzi and Bachmann, 2007) 또는 연성도 설계(도로교설계기준(한계상태설계법)(이하 KBDC(2015))) 시 고려되는 변위 연성도를 산정할 때 활용된다.

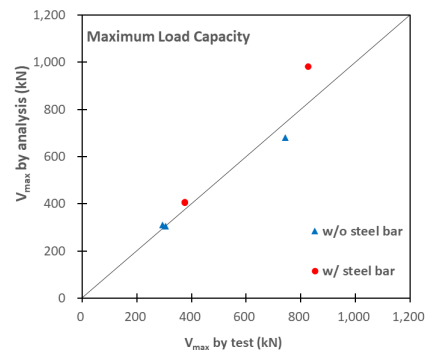


Fig. 10 Comparison on the maximum load capacity

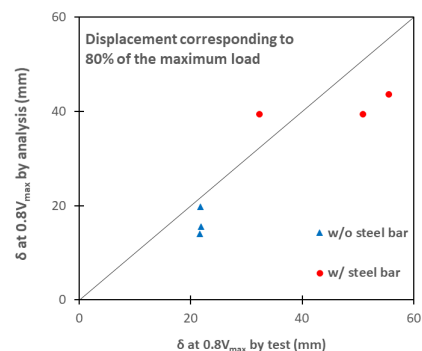


Fig. 11 Comparison on the displacement corresponding to 80% of the maximum load

표와 그림에서 비교된 바와 같이 최대 하중 이후 최대 하중의 80%에 상응하는 변위에 대해 실험 결과에 대한 해석 결과

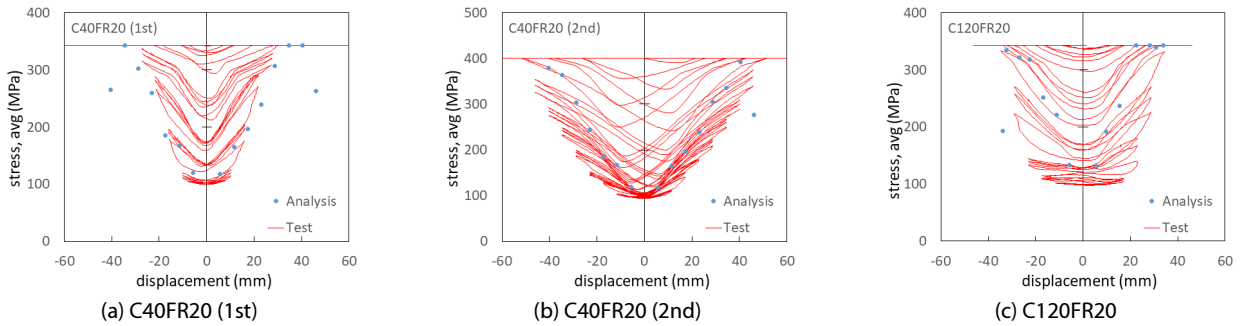


Fig. 12 Comparison of reinforcing steel bars stress-displacement history by specimen

의 비율이 평균 0.84, 변동계수(CoV) 0.24로 나타나, 이 연구에서 수행한 비선형 유한요소해석이 철근콘크리트 기둥 부재의 실제 연성도를 다소 과소평가하는 것으로 나타났다. 하지만, 비선형 유한요소해석에 의해 보강 여부에 따른 실제 파괴 모드를 잘 예측하는 것으로 보아 보강 효과에 따른 연성도를 예측함에 있어 안전 측으로 평가하는데 유용할 것으로 판단된다.

4.5 보강재 응력 이력

실험체에 대한 전반적인 거동 예측과 더불어 보강재의 응력 이력에 대하여 실험결과 및 해석결과를 비교하여 Fig. 12에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 실험 및 해석결과 모두 최종 파괴 시 보강재가 항복하는 것으로 나타났으며, 반복하중에 의한 전반적인 보강재의 응력 이력이 유사한 것으로 나타났다. 다만, 작용 하중이 작을 때 보강재의 응력이 실험보다 해석에서 다소 가파르게 증가하는 것으로 나타나 이에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5. 결론

이 논문에서는 강봉보강공법을 적용한 철근콘크리트 기둥의 내진보강 효과를 분석하기 위해 보강재에 의한 효과를 합리적으로 반영할 수 있는 비선형 유한요소해석을 제안하였다. 또한, 해석을 통해 예측된 구조물의 파괴양상, 최대 하중, 연성도 등을 실험 결과와 비교하였다. 주요 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 실험체의 유한요소해석 모델링 시, 띠철근과 강봉 보강재의 구속효과를 트러스 요소와 콘크리트 요소 내의 면외 철근으로 반영하였다. 여기서, 보강재에 의한 구속효과를 합리적으로 반영하기 위해 보강재에 의한 유효구속면적 및 보강재 간의 간격을 보강재 유효계수를 통해 고려하였다. 또한, 보강재는 연결부에 의한 영향을 고려

하기 위해 0.5의 보강재 유효계수를 추가로 해석에 반영하였다.

- 2) 총 6개의 실험체에 대한 유한요소해석 결과, 최대 하중에 대한 해석 결과/실험 결과의 비가 평균 1.05, 변동계수(CoV) 0.09로 나타났다. 따라서, 본 연구에서의 유한요소해석이 강봉보강공법 적용 유무에 따른 철근콘크리트 기둥의 최대 하중을 매우 합리적으로 예측하는 것으로 판단된다.
- 3) 연성도 평가를 위해 최대 하중 이후 최대 하중 80%에 해당하는 변위에 대해 해석 및 실험결과를 비교하였다. 비교 결과, 해석 결과/실험 결과의 비가 평균 0.84, 변동계수 0.24로 나타나, 연성도를 다소 보수적으로 평가하는 것으로 나타났다.
- 4) 실험 결과와 동일하게 해석 결과에서도 취성 거동을 보인 기둥의 파괴 모드가 강봉보강공법 적용을 통해 연성 거동을 나타내는 휨 파괴로 바뀌는 것으로 나타났다. 또한, 실험에서 측정된 보강재 응력 이력이 해석을 통해 전반적으로 잘 예측하는 것으로 나타났다. 따라서, 이 연구에서 고려한 유한요소해석이 강봉보강공법이 적용된 철근콘크리트 기둥의 내진 거동을 합리적으로 예측하는 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 정부(과학기술정보통신부) 재원 한국연구재단(NRF-2020R1I1A3073831)의 지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

References

Bentz, E.C. (2005) Explaining the Riddle of Tension Stiffening Models for Shear Panel Experiments, *J. Struct. Eng.*, 131(9), pp.1422~1425.

- Campione, G., Miraglia, N., Papia, M.** (2004) Strength and Strain Enhancements of Concrete Columns Confined with FRP Sheets, *Struct. Eng. & Mech.*, 18(6), pp.769~790.
- Choi, Y.-B., Lee, S.-C.** (2016) Nonlinear Finite Element Analysis for RC Shear Wall with an Opening Considering Rebar Development Length, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 29(6), pp.547~554. (in Korean)
- Daewoo Institute of Construction Technology and Jeongho Co. Ltd** (2018) Report of Seismic Reinforcement Test for RC Columns (NBR Method), 19. (in Korean)
- He, A., Cai, J., Chen, Q.J., Liu, X., Huang, P., Tang, X.L.** (2018) Seismic behaviour of Steel-Jacket Retrofitted Reinforced Concrete Columns with Recycled Aggregate Concrete, *Constr. & Build. Mater.*, 158, pp.624~639.
- Hognestad, E., Hanson, N.W., McHenry, D.** (1955) Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, *ACI J. Proc.*, 52(12), pp.455~480.
- Isojeh, B., El-Zeghayar, M., Vecchio, F.J.** (2019) Numerical Analysis of Reinforced Concrete and Steel-Fiber Concrete Elements under Fatigue Loading, *J. Struct. Eng.*, 145(11), p.04019126.
- Korea Concrete Institute** (2017) *Korea Structural Concrete Design Code*, 656. (in Korean)
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rusch, H.** (1969) Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, *J. proc.*, 66(8), pp.656~666.
- Kwon, G.-J., Park, J.-W., Yoon, S.-G., Kim, T.-J., Lee, J.-Y.** (2012) Behavior of Reinforced Concrete Inclined Column-Beam Joints, *J. Korea Concr. Inst.*, 24(2), pp.147~156. (in Korean)
- Lee, S.-C.** (2020) Shear Behavior Model on Crack Surface Subjected to Cyclic Load, *J. Korea Concr. Inst.*, 32(3), pp.259~266. (in Korean)
- Lee, S.-C., Cho, J.-Y., Vecchio, F.J.** (2011) Model for Post-Yield Tension Stiffening and Rebar Rupture in Concrete Members, *Eng. Struct.*, 33(5), pp.1723~1733.
- Lestuzzi, P., Bachmann, H.** (2007) Displacement Ductility and Energy Assessment from Shaking Table Tests on RC Structural Walls, *Eng. Struct.*, 29(8), pp.1708~1721.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.** (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Eng.*, 114(8), pp.1804~1826.
- Munoz, W., Salenikovich, A., Mohammad, M., Quenneville, P.** (2008) Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: in Search for a Harmonised Approach, *Proc. Meeting 41 of CIB-W18*, St. Andrews, NB, Canada.
- Park, R., Priestley M.J., Gill, W.D.** (1982) Ductility of Square-Confined Concrete Columns, *J. Struct. Div. ASCE*, 108(4), pp.929~950.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A., Brown, R.L.** (1928) A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, *Eng. Exp. Station Bull., No. 185*, University of Illinois, Urbana., 26(12), p.104.
- Seckin, M.** (1981) Hysteretic Behaviour of Cast-in-Place Exterior Beam-Column-Slab Subassemblies, *Dept. Civil Eng.*, Toronto, ON, Canada, 266.
- Vecchio, F.J.** (2000) Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation, *J. Struct. Eng.*, 126(9), pp.1070~1077.
- Vecchio, F.J.** (2001) Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Implementation, *J. Struct. Eng.*, 127(1), pp.12~20.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P.** (1986) The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI J. Proc.*, 83(2), pp.219~231.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P.** (1993) Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, *J. Struct. Eng.*, 119(12), pp.3590~3610.
- Wong, P.S., Vecchio, F.J., Trommels, H.** (2013) *VecTor2 and FormWorks User's Manual*, Technical Report, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 318.
- Xu, C.X., Peng, S., Deng, J., Wan, C.** (2018) Study on Seismic Behavior of Encased Steel Jacket-Strengthened Earthquake-Damaged Composite Steel-Concrete Columns, *J. Build. Eng.*, 17, pp.154~166.
- Ye, L.P., Zhang, K., Zhao, S.H., Feng, P.** (2003) Experimental Study on Seismic Strengthening of RC Columns with Wrapped CFRP Sheets, *Constr. & Build. Mater.*, 17(6-7), pp.499~506.

요 지

최근 국내에서 연간 지진 발생 횟수가 꾸준히 증가함에 따라 공공시설물에 대한 내진 보강의 필요성이 더욱 대두되고 있다. 이 연구에서는 사각 단면을 가진 철근콘크리트 기둥에서 강봉보강의 유무에 따른 내진 성능 개선 효과를 분석하기 위해 비선형 유한요소해석을 수행하였으며, 검증을 위해 구조실험결과와 비교하였다. 분석 결과, 이 연구에서 수행한 유한요소해석이 실제 강봉보강공법을 적용한 철근콘크리트 기둥의 구조 거동을 합리적으로 잘 묘사하는 것으로 나타났다. 또한, 해석 및 실험 모두 강봉보강공법 적용으로 인해 파괴모드가 취성파괴에서 연성파괴로 전환되었으며, 강도와 연성도 모두 증가하는 것으로 나타났다. 따라서, 강봉보강공법 적용을 통해 기존 철근콘크리트 기둥의 내진 성능을 효과적으로 증진시킬 수 있는 것으로 판단된다. 이 연구의 주요 결과는 향후 설계 방안 마련 등 관련 연구에 유용할 것으로 기대된다.

핵심용어 : 외부보강, 내진, 연성도, 구속효과, 비선형 해석

Appendix Constitutive relations

| Model | | Stress-Strain relationship | |
|----------|-------------------------------|-------------------------------|---|
| Concrete | Pre-peak | Hognestad (1955) | $f_c = f_c' \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$ |
| | Post-peak | Modified Kent and Park (1982) | $f_{ci} = f_p - Z_m f_p (\epsilon_{ci} - \epsilon_p) > 0.2 f_p, \epsilon_c > \epsilon_p$ $Z_m = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29 f_c'}{145 f_c' - 1000} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c'}{0.002} \right) + \left(\frac{f_{lat}}{170} \right)^{0.9}} - \epsilon_p$ |
| | Compression softening | Vecchio <i>et al.</i> (1993) | $f_p = \beta_d f_c', \epsilon_p = \beta_d \epsilon_o$ $\beta_c = \frac{1}{1 + C_s \cdot C_d} \leq 1$ $C_d = \begin{cases} 0 & \text{if } r < 0.28 \\ 0.35(r - 0.28)^{0.80} & \text{if } r > 0.28, r = \frac{-\epsilon_{c1}}{\epsilon_{c2}} \leq 400 \end{cases}$ $C_s = \begin{cases} 0 & \text{if shear slip / considered} \\ 0.55 & \text{if shear slip considered} \end{cases}$ |
| | Pre-yield tension stiffening | Wong <i>et al.</i> (2013) | $f_1 = \frac{f_t}{1 + \sqrt{3.6 t_d M \cdot \epsilon_1}}$ $t_d = 0.6, M = \frac{A_c}{\sum d_b \pi}$ |
| | Post-yield tension stiffening | Lee <i>et al.</i> (2011) | $f_{ct,avg} = \begin{cases} f_{ct,peak} - f_{ct,peak} \left(\frac{\epsilon_{t,peak} - \epsilon_{t,avg}}{\epsilon_{t,peak} - \epsilon_{sy}} \right)^2 & \text{for } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_{t,avg} \leq \epsilon_{t,peak} \\ f_{ct,peak} - \frac{f_{ct,peak} - 0.5 f_{ct,peak, \rho_{min}}}{0.1 - \epsilon_{t,peak}} (\epsilon_{t,avg} - \epsilon_{t,peak}) \geq 0.5 f_{ct,peak, \rho_{min}} & \text{for } \epsilon_{t,avg} \geq \epsilon_{t,peak} \end{cases}$ $\rho_{min} = \frac{\epsilon_{cr} \cdot E_c}{f_{sy} - \epsilon_{cr} \cdot E_s}$ $\epsilon_{t,peak} = 0.01 + 0.001 \cdot \max(15 - d_b, 0) \geq \epsilon_{sh}$ $f_{ct,peak} = (-0.0313 \rho_s^{0.57} d_b + 3.3881 \rho_s^{0.76}) \sqrt{f_c'}$ $f_{scr} = f_{s,avg} + \frac{f_{ct,avg}}{\rho_s}$ |
| Rebar | Monotonic | Tri-linear | $f_s = E_s \cdot \epsilon_s, 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ $= f_y, \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ $= f_y + E_{sh} (\epsilon_s - \epsilon_{sh}), \epsilon_s > \epsilon_{sh}$ |
| | Hysteresis under cyclic load | Seckin (1981) | - Reloading portion $f_s = E_r (\epsilon_i - \epsilon_0) + \frac{E_m - E_r}{N (\epsilon_m - \epsilon_0)^{N-1}} \cdot (\epsilon_i - \epsilon_0)^N$ $N = \frac{(E_m - E_r) (\epsilon_m - \epsilon_0)}{f_m - E_r (\epsilon_m - \epsilon_0)}$ $E_r = E_s, (\epsilon_m - \epsilon_0) < \epsilon_y$ $= E_s [1.05 - 0.05 (\epsilon_m - \epsilon_0) / \epsilon_y], \epsilon_y < (\epsilon_m - \epsilon_0) \leq 4 \epsilon_y$ $= E_s, 4 \epsilon_y < (\epsilon_m - \epsilon_0)$ - Unloading portion $f_s = f_{s,i-1} + E_r (\epsilon_i - \epsilon_{i-1})$ |