반복하중을 받는 강섬유 보강 철근콘크리트 외부 접합부의 거동 특성

권우현¹⁾ · 김우석²⁾ · 강현구³⁾ · 홍성걸³⁾ · 곽윤근^{1)*}

¹⁾금오공과대학교 건축공학과 ²⁾경북대학교 건축토목공학부 ³⁾서울대학교 건축학과

Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Exterior Connections under Cyclic Loads

Woo-Hyun Kwon,¹⁾ Woo-Suk Kim,²⁾ Thomas H.-K. Kang,³⁾ Sung-Gul Hong,³⁾ and Yoon-Keun Kwak^{1)*}

¹⁾Dept. of Architectural Engineering, Kumoh National Institute of Technology, Gumi 730-701, Korea

²⁾School of Architecture & Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu 702-701, Korea

³⁾Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

ABSTRACT Beam-column gravity or Intermediate Moment frames subjected to unexpected large displacements are vulnerable when no seismic details are provided, which is typical. Conversely, economic efficiency of those frames is decreased if unnecessary special detailing is applied as the beam and column size becomes quite large and steel congestion is caused by joint transverse reinforcement in beam-column connections. Moderate seismic design is used in Korea for beam-column connections of buildings with structural walls, which are to be destroyed when the unexpected large earthquake occurs. Nonetheless, performance of such beam-column connections may be substantially improved by the addition of steel fibers. This study was conducted to investigate the effect of steel fibers in reinforced concrete exterior beam-column connections and possibility for the replacement of some joint transverse reinforcement. Ten half-scale beam-column connections with non-seismic details were tested under cyclic loads with two cycles at each drift up to 19 cycles. Main test parameters used were the volume ratio of steel fibers (0%, 1%, 1.5%) and joint transverse reinforcement amount. The test results show that maximum capacity, energy dissipation capacity, shear strength and bond condition are improved with the application of steel fibers to substitute transverse reinforcement of beam-column connections. Furthermore, several shear strength equations for exterior connections were examined, including the proposed equation for steel fiber-reinforced concrete exterior connections with non-seismic details.

Keywords : cyclic load, exterior beam-column connection, steel fiber-reinforced concrete, transverse reinforcement

1. 서 론

구조물의 시공시 가장 많이 사용되고 있는 재료인 콘크리트는 취성적인 성질과 균열에 대한 저항이 작은 단점을 가지고 있고 이를 사용하여 현재 설계되고 있는 모멘트 저항골조는 지진하중과 같은 수평하중의 작용시 취약한 보-기둥 접합부의 전단응력 저항성을 증대시키고자 큰 에너지 소산능력을 요구하고 있다. 즉 접합부와 접합부 주변의 보나 기둥과 같은 부재요소가 취약하다는 것을 나타낸다. 이러한 성능을 개선하고자 지진하중과 같은 반복주기하중에 저항하기 위하여 내진설계가 도입되었다. 하지만 이로 인해 철근콘크리트 구조물 접합부의 협소한 공간에 비해 요구되는 철근양이 많아지고 복잡해졌으며, 비내진 상세에 비해 부재의 크기가 커져 경제적

인 효율성을 저하시키게 되었다. 이와 같은 특성을 개선할 수 있는 것이 높은 인장강도와 탄성률을 가진 섬유재료중의 하나인 강섬유를 혼입한 강섬유 보강 콘크리트(steel fiber-reinforced concrete)이다. 콘크리트의 급격한 충격강도 및 인성과 같은 역학적 특성을 개선하기 위하여 길이가 짧은 강섬유를 불연속적으로 분산하여 콘크리트에 혼입함으로써 구조부재뿐만 아니라 구조물 접합부의 인장과 휨강도, 내충격성 등의 개선이 가능할 것으로 판단된다. 그러나 국내·외에 강섬유의 혼입에 관한 여러 연구가 진행되었으나¹⁻⁵⁾ 강섬유의 횡보강근의 대체 가능성과 전단강도 발현에 관한 기준의 확립 및 연구 결과가 미흡한 상태이다.

따라서 이 연구에서는 접합부내에 비내진상세를 가지는 외부 보-기둥 접합부에 강섬유의 혼입량과 횡보강근의 배근을 변수로 하여 구조물의 역학적 특성을 규명하고 강섬유 보강 콘크리트 보-기둥 접합부의 반복하중의 작용에 대한 강섬유의 보강 효과와 횡보강근의 역할 및 강섬유의 횡보강근 대체 가능성을 제시하여 최종적으로

*Corresponding author E-mail: ykkwak@kumoh.ac.kr

Received March 11, 2011, Revised November 15, 2011,

Accepted November 21, 2011

©2011 by Korea Concrete Institute

강섬유 보강 콘크리트의 효율적인 이용가능성을 제시하고자 한다.

2. 실험의 개요

2.1 시험체 계획

시험체는 지진하중과 같은 반복주기하중을 받는 보통강도 철근콘크리트 외부 보-기둥 접합부의 구조성능을 평가하기 위하여 KCI 2009 내진기준에 따라 기둥과 보에 스티럽 및 후프근을 배근하여 설계된 모멘트 연성골조 구조물의 시험체 상세는 Fig. 1에 나타내었다. 보-기둥 접합부의 횡보강근과 강섬유의 혼입률 0, 1, 1.5%를 변수로 하여 총 10개의 시험체를 제작하여 실험하였으며 각 시험체의 일람은 Table 1에 나타내었다.

시험체는 실제 구조물의 2/3 스케일로 축소한 보와 기둥으로 구성되었으며 시험체 크기에서 기둥단면이 250×250 mm, 길이 2,000 mm, 보 단면이 250×300 mm, 길이 1,650 mm로써 총 10개의 모든 시험체가 동일한 크기를 가지도록 제작하였다. 또한 보-기둥 접합부로 국한하여 강섬유를 혼입 타설할 경우 콘크리트 이음부위에 양생과정에서 균열의 발생이나 이질면의 접합으로 인한 역학적 특성의 저하가 발생할 것으로 판단, 보-기둥 시험체 전체에 강섬유를 혼입하여 타설, 시험체를 제작하였다. 보의 단면이 기둥에 비해 큰 이유는 기존의 실험에서 접합부의 성능은 보의 휨 파괴와 접합부의 전단파괴가 동시에 발생하는 경우가 대부분이었기 때문에 보-기둥 순수접합부 전단파괴를 유도하고자 보의 휨강도를 추가로 증가시켰다.

2.2 사용 재료

2.2.1 콘크리트

콘크리트의 배합은 요구되는 강도와 시공성 및 선정된 재료의 최적 설계비에 따라 설계되었으며, 콘크리트 강도는 설계기준강도가 24 MPa이며 목표 슬럼프값은 110 mm 이었다.

이 연구에서는 기존의 보통강도 콘크리트에 대한 논문에서 수록된 배합표와 M레미콘사의 배합비를 참고로 하여 이를 바탕으로 적절한 배합비를 도출하였다. 콘크리트는 시멘트(295 kg/m^3), 모래(670 kg/m^3), 조골재($1,340 \text{ kg/m}^3$)의 중량비로 배합하였으며 대략 1:2:4의 비로 배합하였다. 콘크리트 배합의 물-시멘트 비는 50%로 모든 시험체에 대해서 동일하게 유지하였다. 슬럼프 시험은 KS F 2402에 따라 시행하였고 그와 동시에 공시체 및 시험체를 타설하였다. 콘크리트의 압축강도 및 쪼갬인장강도 공시체는 $\phi 100 \times 200$ mm 원주형 공시체를 사용하였고 휨인장강도 공시체는 정방형보($150 \times 150 \times 530$ mm)를 사용하였으며 모든 공시체는 타설 24시간 후 탈형하여 양생수조에서 온도 21°C 로 시험 하루전까지 수중양생시켰다.

Fig. 1 Details of the specimens (Unit: mm)

Table 1 Fresh and hardened concrete properties

Specimen	Slump (mm)	Compressive strength (MPa)	Splitting tensile strength (MPa)	Modulus of rupture (MPa)
NC3-F0	115	25.2	3.09	4.89
NC2-F1.5	70	28.65	5.69	9.09
NC2-F1.0	95	26.41	4.14	6.75
NC2-F0	115	25.2	3.09	4.89
NC1-F1.5	70	28.65	5.69	9.09
NC1-F1.0	95	26.41	4.14	6.75
NC1-F0	115	25.2	3.09	4.89
NC0-F1.5	70	28.65	5.69	9.09
NC0-F1.0	95	26.41	4.14	6.75
NC0-F0	115	25.2	3.09	4.89

NC 2 – F1.0

Steel fiber volume fractions ($0 \rightarrow V_f = 0\%$,
 $1.0 \rightarrow V_f = 1.0\%$, $1.5 \rightarrow V_f = 1.5\%$)Number of layer of transverse reinforcement ($0 \rightarrow$ None,
 $1 \rightarrow 1EA$, $2 \rightarrow 2EA$, $3 \rightarrow 3EA$)NC $\rightarrow$ Normal strength concrete

시험 하루전에 대상공시체를 물에서 꺼낸 다음, 압축 강도의 경우 건조 후 캐핑(capping)하여 재하 시 편심으로 인한 파괴를 방지하였으며 압축강도와 조개인장강도, 휨인장강도값은 공시체 3개 이상의 값을 평균한 값이다. 시험체의 콘크리트 재료특성은 Table 1에 나타내었다.

2.2.2 철근

보-기둥 접합부에서 사용된 철근은 SD400 고강도 이형철근으로 보, 기둥의 주근은 D16철근을, 스테럽과 후프근의 철근은 D10철근을 사용하였으며 철근의 물리적 성질은 Table 2에 나타내었다.

2.2.3 강섬유

이 연구에서 사용된 강섬유는 길이 50 mm, 직경 0.8 mm의 형상비 62.5를 가지는 갈고리(hook)형으로 인장강도

Table 2 Material properties of steel

Bar size	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Percentage of elongation (%)	Modulus of elasticity (MPa)
D10	415	530	22.3	2.004×10^5
D16	450.3	650.8	19.5	1.97×10^5

Table 3 Material properties of steel fiber

Type	Length (mm)	Diameter (mm)	Aspect ratio (L/D)	Specific gravity
Hooked	50	0.8	62.5	7.85

Fig. 2 Shape of the steel fiber

는 1,100 MPa이며 강섬유의 물리적 성질은 Table 3에 나타내었다(Fig. 2 참조).

2.3 시험체 설치 및 실험 방법

이 실험을 위하여 반력벽이 설치된 구조실험실에서 실험하였다. 시험체의 설치 Fig. 3과 같으며 실험을 위해 기둥부분을 수평으로 눕혀서 기둥양단부에 4개의 힌지를 이용하여 고정시켰고 스토퍼를 사용하여 기둥의 슬립을 방지하였다. 이 연구에서는 실험여건상 무축력으로 실험하였다. 보에 작용하는 반복수평하중은 Fig. 3과 같이 반력벽에 설치된 980 kN용량의 액츄에이터를 캔틸레버보 단부에 연결시켰으며 가력점의 회전을 고려하여 힌지로 처리하여 가력하였다. 액츄에이터의 최대 변위는 ± 150 mm이다.

준정적하중 가력시 Fig. 4와 같은 변위제어 방식으로 예상 항복변위(9.5 mm)의 0.5배(4.75 mm), 1배(9.5 mm), 1.5배(14.25 mm), 2배(19 mm), 2.5배(23.75 mm), 3배(28.5 mm) ...9.5배(90.25 mm)까지 총 19사이클의 반복주기 하중의 형태로 가력하였다. 각 사이클의 반복회수는 2사이클로 적용되었다. 변위연성은 Fig. 4에서 보이는 것처럼 시험체의 항복변위(Δ_y)에 대한 각 사이클의 종료시 변위(Δ)의 비로써 정의한다.

Fig. 3 Test set-up of the specimen **Fig. 4** Loading history

3. 실험 결과 및 분석

3.1 시험체의 균열 및 파괴 양상

균열폭의 측정은 보-기둥 시험체 접합부에서 최대균열폭을 측정하였으며 시험체의 각 사이클별 균열폭을 비교한 그래프와 각 시험체의 파괴 양상은 아래의 Figs. 5와 6에 나타내었다.

보통강도 콘크리트 시험체들은 대부분의 시험체들이 1사이클 이후부터 미세균열이 발생하기 시작하였다. 횡보강근을 3대 배근한 NC3-F0 시험체와 횡보강근 2대와 강섬유를 1.5%와 1.0% 혼입한 NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체들은 타 시험체에 비해 균열폭의 증가가 6사이클 이후부터 증가하는 것으로 보아 타 시험체들에 비해 균열의 제어효과가 뛰어난 것으로 나타났다. NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체는 NC3-F0 시험체에 비해 각 사이클별 균열의 증가폭이 작아 횡보강근을 1대 감소시키더라도 강섬유의 혼입으로 균열제어에 효과적인 것으로 나타났으며 그 중 NC2-F1.5 시험체가 균열제어 효과가 가장 뛰어난 것으로 나타났다. NC1-F1.5 시험체는 5사이클 이후 균열폭이 급격히 증가하기 시작하였으나 4사이클 이후 균열폭이 크게 증가하기 시작한 횡보강근만이 2대 배근한 시험체인 NC2-F0 시험체와 횡보강근 1대와 강섬유 혼입률 1%인 NC1-F1.0 시험체에 비해 균열제어에 유리한 것으로 나타났으며 NC2-F0 시험체와 NC1-F1.0 시험체는 유사한 것으로 나타났다. 나머지 시험체들 중에서는 NC0-F1.5 시험체의 균열제어 효과가 NC1-F0 시험체보다 유리한 것으로 나타났으나 횡보강근의 배근이 없는 NC0-F1.0 시험체는 NC1-F0 시험체보다 균열제어 효과가 다소 떨어지는 것으로 나타났다. 횡보강근이 없고 강섬유를 혼입하지 않은 NC0-F0 시험체는 3사이클 이후부터 균열폭이 급격히 증가하기 시작하여 균열제어에 가장 비효율적인 것으로 나타났다.

시험체의 파괴형태를 살펴보면, 모든 시험체가 보-기둥 접합면 또는 접합부 내에서 대각 및 X형 균열이 발생하여 접합부 전단파괴 유형을 나타내었다.

NC3-F0 시험체와 NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체 그리고

Fig. 5 Crack width per each cycle

(a) NC2-F1.5

(b) NC1-F1

(c) NC0-F0

Fig. 6 Crack patterns and failure modes for NC2-F1.5, NC1-F1 and NC0-F0 specimens

NC1-F1.5 시험체는 비교적 기둥부분으로 균열이 확장되지 않는 양상을 나타내었으나 앞의 4 시험체를 제외하고 나머지 시험체들은 대부분 보 뿐만 아니라 기둥부분으로도 균열이 크게 확장된 양상을 나타내고 있다. 이를 통해 횡보강근이 1대 또는 그 이하로 배근된 시험체는 강섬유를 혼입하더라도 미세균열의 발생 및 확장의 제어효과가 다소 떨어지는 것으로 판단된다. 하지만 모든 시험체들이 최종파괴시 균열폭 및 미세균열이 증가하여 접합부 전단파괴 양상을 나타내고 있어 구조부재로써의 성능발현을 위해서는 적정량의 횡보강근과 강섬유 혼입률에 관한 연구를 차후 연구과제로써 추가적으로 진행해야 할 필요가 있다고 사료된다.

3.2 하중-변위 관계

모든 시험체의 하중-변위 관계는 Fig. 7에 하중-변위

Fig. 7 Load-displacement relationships

그래프를 통하여 나타내었다.

이 하중-변위 그래프를 통해 각 시험체의 전체거동을 파악할 수 있고 반복하중에 의한 내력저하, 변위연성, 에너지소산소산능력과 누적에너지소산능력 등 시험체의 여러 가지 특성을 알 수 있다.

모든 시험체는 각 사이클이 증가할수록 균열폭과 균열수의 증가로 인하여 강도의 저하현상을 나타내고 있다. NC3-F0 시험체와 NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체는 타 시험체에 비해 가장 양호한 하중-변위 관계 곡선을 나타내고 있으며 실험종료 시점인 19사이클까지도 타 시험체들에 비해 비교적 양호한 내력감소를 나타내고 있다. 횡보강근을 2대 배근하고 강섬유를 1.5%, 1% 혼입한 시험체는 횡보강근만 3대 배근한 시험체에 비하여 높은 최대내력을 나타내었고 그 중 NC2-F1.5 시험체가 가장 좋은 이력거동을 보였다.

NC2-F0 시험체와 NC1-F1.5 시험체는 유사한 하중-변위 그래프를 나타내고 있으나 최대하중이 NC1-F1.5 시험체가 미세하게 높게 나타났다. NC1-F1.0 시험체는 최대하중이 NC2-F0 시험체에 비해 작게 나타났으며 NC1-F0 시험체는 NC0-F1.5 시험체에 비해 낮은 최대하중을 나타내었으나 NC0-F1.0 시험체보다는 높게 나타났다. 횡보강근을 3대에서 2대로 감소시키고 강섬유를 1.5%, 1% 혼입한 시험체들은 횡보강근의 감소에도 불구하고 높은 최대내력과 이력곡선을 나타내었으나 횡보강근이 1대 또는 그 이하로 배근된 시험체들은 강섬유를 1% 혼입하더라도 횡보강근만 1대 더 배근한 시험체에 비해 다소 성능이 저하되는 것으로 판단된다. 하지만 모든 시험체에서 강섬유의 혼입률 1%의 시험체보다 1.5%를 혼입한 시험체들의 구조적 성능이 향상됨을 알 수 있다.

3.3 강도저하곡선

각 시험체의 사이클별 최대하중의 변화를 Fig. 8에 나타내었다. 하중과 변위가 증가함에 따라 각 시험체들은 사이클별 최대강도가 균열의 증가와 주근의 항복이후 저하됨을 볼 수 있다.

정가력시 NC2-F1.5 시험체와 NC2-F1.0 시험체는 실험

Fig. 8 Strength degradation of the specimens

종료시까지 NC3-F0 시험체에 비해 강도감소폭이 작게 나타났으며 최대내력은 각각 10.3%, 5.6% 높게 나타나 강섬유를 혼입함으로써 적은 강도감소효과를 나타내었다고 판단된다. NC2-F0 시험체에 비해 NC1-F1.5 시험체는 최대내력이 1.8% 높게 나타났으나 NC1-F1.0 시험체는 7.1% 감소한 것으로 나타났으며, NC1-F0 시험체에 비해 NC0-F1.5 시험체는 1.4% 높게 나타났고 NC0-F1.0 시험체는 5.7% 낮게 나타났다. 이를 통해 횡보강근을 2대에서 1대로 그리고 0대로 감소시킬 때에는 강섬유 혼입률 1.5%와 달리 1%는 강섬유를 사용한 횡보강근의 대체가 어려울 것으로 판단된다. NC0-F1.0 시험체의 경우 NC1-F0 시험체보다 최대내력은 작게 나타났으나 11사이클 이후부터 감소폭이 줄어들어 NC1-F0 시험체와 NC0-F0 시험체와 비교하여 양호한 양상을 나타내어 횡보강근의 대체는 어려우나 강섬유의 사용으로 강도감소폭이 줄어든다는 것을 알 수 있다.

3.4 에너지소산능력

철근콘크리트 구조물의 내진성능을 평가함에 있어 에너지소산능력은 대단히 중요하며 철근콘크리트 구조물의 설계시 높은 에너지소산능력을 갖도록 설계되어야 한다.

각 시험체의 하중-변위 이력 곡선상의 면적으로 계산한 사이클별 에너지소산능력과 누적에너지소산능력을 Figs. 9와 10, 그리고 Table 4에서 나타내었다.

Fig. 9 Energy dissipation capacity of the specimens

Fig. 10 Accumulation energy dissipation capacity of the specimens

횡보강근만 3대 배근된 NC3-F0 시험체보다 횡보강근은 1대 감소하였지만 강섬유를 혼입한 NC2-F1.5 시험체와 NC2-F1.0 시험체가 우수한 에너지소산능력을 나타내었고 그 중 NC2-F1.5 시험체의 에너지소산능력이 가장 우수한 것으로 나타났다.

NC2-F0 시험체보다는 NC1-F1.5 시험체가 높은 에너지소산능력을 나타내고 있으나 강섬유의 혼입률을 줄인 NC1-F1.0 시험체는 NC2-F0 시험체에 비해 에너지소산능력이 저하되는 것으로 나타났다. 한편 NC1-F0 시험체에 비해 NC0-F1.5 시험체가 에너지소산능력이 높게 나타났지만 NC0-F1.0 시험체는 NC1-F0 시험체보다 작게 나타났다. 그리고 역시 NC1-F0 시험체와 NC0-F1.0, NC0-F0 시험체는 타 시험체에 비해 현저히 낮은 에너지소산능력을 보였으며 그 중에서도 NC0-F0 시험체가 가장 낮게 나타났다.

정량적인 수치로 평가하자면, 누적에너지소산능력에서 NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체는 NC3-F0 시험체보다 각각 20%, 15% 우수하게 나타났으며 NC1-F1.5 시험체와 NC2-F0 시험체보다 3.7% 우수하게 나타났으나 NC1-F1.0 시험체는 1% 낮게 나타났다.

NC0-F1.5 시험체는 NC1-F0 시험체에 비해 40% 우수하게 나타났으나 NC0-F1.0 시험체는 NC1-F0 시험체에 비해 7.5% 낮게 나타났으며 NC0-F0 시험체가 가장 작게 나타났다. 횡보강근이 2대 배근되고 강섬유가 1.5%, 1% 혼입한 시험체는 횡보강근만 3대 배근된 시험체보다 에너지소산능력과 누적에너지소산능력이 모두 높게 나타났다. 하지만 횡보강근을 2대에서 1대 그리고 0대로 감소시킨 NC1-series 시험체와 NC0-series 시험체는 1.5%의 강섬유 혼입률을 가진 시험체만이 횡보강근의 대체가 가능하고 1%로 강섬유를 보강한 시험체들에 대해서는 횡보강근의 대체가능성과 에너지소산능력의 개선에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

3.5 보 주근의 변형률

Fig. 11은 보 주근에 부착된 변형률 게이지에 의해 측정된 변형률을 나타낸다. 변형률 게이지는 보 주근의 정착부(B1, B4)와 보-기둥 접합부의 접합면(B2, B3)에 부착하였다. 모든 시험체가 접합부에서 보와 기둥의 접합부면의 주근에 변형률이 집중되는 양상을 나타내었다.

NC3-F0 시험체와 NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체는 변형률이 조금씩 증가하는 양상을 나타내고 있다. 단, NC2-F1.5, NC2-F1.0 시험체는 변형률이 조금씩 증가하여 7사이클 이후 NC1-F1.0 시험체는 최대 하중에 도달할 때 B3 지점에서 보 주근의 항복이 발생하여 NC1-F1.5 시험체가 보 주근의 구속효과가 좋고 NC1-F1.0 시험체가 가장 약한 것으로 나타났다.

NC1-F0 시험체와 NC0시리즈 시험체는 모두 최대 하중에 도달하기전 B2와 B3 부분에서 보 주근의 항복이 발생하였다. 그 중 NC0-F0 시험체는 Fig. 8의 최대내력의

비교에 관한 그림에서 최대내력 이후 급격한 하중의 감소를 나타낸 것처럼 보 주근의 구속효과 또한 가장 약한 것으로 나타났다.

이를 통해 횡보강근을 3대(NC3)에서 2대(NC2)로 감소하더라도 강섬유를 1%, 1.5% 혼입함으로써 보 주근 구속효과와 유사한 성능발휘가 가능한 것으로 판단된다. 하지만 2대(NC2)에서 1대(NC1) 그리고 0대(NC0)로 횡보강근을 감소시키는 경우는 강섬유를 1.5% 혼입한 시험체만 횡보강근과 유사한 성능발현이 가능한 것으로 판단된다.

3.6 보-기둥 접합부의 전단강도

3.6.1 접합부 설계기준

이 연구에서는 ACI 352R-02 설계기준식⁹⁾과 강섬유 혼입률의 영향을 고려한 기존의 접합부 전단강도식인 Jiuru et al.⁵⁾의 제안식과 Kim et al.¹⁾이 제안한 전단강도식을 이 연구의 실험값 및 기존 연구자들의 실험값들과 비교·분석하였다.

(1) ACI 352R-02의 설계기준식

$$\phi V_n = \phi \times 0.083 \times \gamma \sqrt{f_{ck}} b_j h \geq V_u \quad (1)$$

여기서, ϕ : 강도저감계수 (= 0.85)

γ : 접합부의 형태와 내진, 비내진 지역을 고려한 전단계수

b_j : 접합부의 유효폭

h : 하중작용 방향의 기둥폭

f_{ck} : 콘크리트 압축강도

아치 메커니즘을 근거로 한 ACI 352R-02 접합부 설계기준에서는 지진하중을 받는 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 설계를 약지진에 대한 설계(type1)와 비선형 변형을 전제 한 내진설계(type2)로 구분하여 설계하도록 되어있다. 기준식에서 접합부의 전단응력계수 γ 는 type1과 type2에 따라 나누어지고 다시 접합부의 종류와 형태 등에 따라 다른 계수값을 적용하여 접합부 전단강도를 산정하도록 규정되어 있다.

(2) Jiuru et al.⁵⁾의 접합부 전단강도 제안식

$$\begin{aligned} V_j &= V_c + V_f + V_s \\ V_c &= 0.1 \left(1 + \frac{N}{b_c h_c f_c} \right) b_j h_j f_{ck} \\ V_s &= f_y \frac{A_{sh}}{S} (h_0 - a'_s) \\ V_f &= 2 \frac{l_f}{d_f} v_f b_j h_j \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, V_j : 접합부 전단강도

V_c : 콘크리트에 의한 전단강도

V_f : 강섬유에 의한 전단강도

V_s : 스트립에 의한 전단강도

Fig. 11 Development of beam main bar strain

Table 4 List of test results

Test results \ Specimen	NC3-F0	NC2-F1.5	NC2-F1.0	NC2-F0	NC1-F1.5	NC1-F1.0	NC1-F0	NC0-F1.5	NC0-F1.0	NC0-F0
Steel fiber volume fraction (%)	0	1.5	1	0	1.5	1	0	1.5	1	0
Early strength (kN)	19.84	21.53	21.07	19.34	19.58	18.15	16.20	17.39	15.26	14.62
Ultimate strength (kN)	34.3	38.2	36.3	32.8	33.4	30.6	29.8	30.2	28.2	27.5
Accumulation energy dissipation capacity (kN·mm)	11855.3	15127.2	14003.3	9825.82	10160.5	9724.8	5588.2	9367.6	5195.9	3702.2
Ductility ratio	4.45	5.35	4.36	4.25	4.3	4.09	3.78	4.14	2.63	3.61
Shear strength (kN)	209.48	233.29	221.69	200.32	203.98	186.88	181.99	184.44	172.22	167.95

b_j : 접합부 유효폭
 b_c, h_c : 기둥의 폭과 기둥의 춤
 h_j : 접합부 유효춤
 l_f, d_f : 강섬유의 길이와 강섬유의 두께
 v_f : 강섬유혼입률
 A_{sh} : 스트립 철근 단면적
 S : 스트립 철근 간격

우선 Jiuru et al.⁵⁾의 제안식은 SFRC 구조의 접합부에 대하여 개발 되었는데 기존의 제안식과 기준식에서 고려하지 않은 강섬유의 혼입에 따른 효과를 반영하였고, 이를 토대로 SFRC의 접합부내 콘크리트와 스트립의 전단강도 및 강섬유에 의한 전단강도 관련 메커니즘을 제안하기도 하였다.

(3) Kim et al.¹⁾의 접합부 전단강도 제안식

$$\begin{aligned}
 V_j &= V_c + V_s + V_f \\
 V_c &= \alpha_1 \left(1.2 - 0.3 \frac{h_b}{h_c} \right) (f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_j h_c \\
 V_s &= \alpha_2 A_{sj, eff} f_y \\
 V_f &= 0.65 \frac{l_f}{d_f} v_f b_j h_j
 \end{aligned} \quad (3)$$

여기서, V_j : 접합부 전단강도
 V_c : 콘크리트에 의한 전단강도
 V_f : 강섬유에 의한 전단강도
 V_s : 스트립에 의한 전단강도
 α_1 : 보철근의 정착에 대한 영향계수
 α_2 : 전단보강근 영향계수
 h_b, h_c : 보의 춤 및 기둥의 춤
 v_f : 강섬유혼입률
 $A_{sj, eff}$: 전단보강근의 유효면적

Kim et al.¹⁾의 제안식은 이 연구의 사전연구의 일환으로 Jiuru et al.⁵⁾의 연구와 Heggaer et al.⁷⁾의 연구를 토대로 하여 총 10여개의 고강도 콘크리트 접합부 실험 결과를 새롭게 보정(calibration)하여 제안하였다. Jiuru et al.⁵⁾ 제안식의 강섬유 보강에 관련된 항(V_f)이 고강도 콘크리트 강섬유 보강 콘크리트 접합부의 실험값을 과대평

가하는 것으로 나타난 반면, Kim et al.의 제안식은 비교적 적절하게 예측하는 것으로 나타났다. 또한, 기존의 비내진상세를 가진 접합부에 대한 Hegger et al.의 제안식을 기반으로 하여 제안된($V_c + V_s$)항도 고강도 실험값을 다른 이론식들보다 비교적 정확하게 또는 다소 안전하게 예측하는 것으로 나타났다. 보다 자세한 유도과정은 Kim et al.에 나타나 있다.

3.6.2 이론값과 실험값의 비교

ACI 352R-02 설계기준식과 Jiuru et al.⁵⁾의 제안식 및 Kim et al.¹⁾이 제안한 접합부 전단강도 제안식을 이 연구의 실험과 기존 국내외 연구자들의 실험에서 얻어진 총 40개의 접합부 전단강도값과 비교·분석하여 Table 5에 나타내었다. ACI 352R-02의 설계기준식과 실험값의 비교에서는 총 30개 강섬유가 보강되지 않은 접합부에만 국한해서 비교·분석하였는데 평균값 0.87, 표준편차 0.33으로 다소 과대평가하는 경향을 나타내었다. 하지만 ACI 352R-02의 설계기준식은 이 연구의 주요 변수인 강섬유 보강으로 인한 보-기둥 접합부에서의 전단강도에 미치는 효과를 전혀 반영하지 않았고 내진설계된 접합부의 전단강도에 대한 설계기준식인 관계로 비내진상세를 가지는 강섬유 보강 보-기둥 접합부 실험체에 적용하는데 다소 무리가 있어 이 절에서는 강섬유 보강 효과를 고려한 Jiuru et al.⁵⁾의 제안식과 Kim et al.¹⁾의 접합부 전단강도 제안식과의 비교에 보다 비중을 두고 분석을 하였다.

우선 이 연구의 실험값을 비교해보면 강섬유를 혼입한 시험체들은 1.5% 혼입률을 가진 시험체들이 1% 혼입한 시험체들에 비해 전단강도값이 대략 7%정도 높게 나옴을 알 수 있다. 특히 강섬유 보강 효과만을 고려한 전단강도의 증가치($V_{f, test}$)와 비교했을 때 1.5% 혼입률의 강섬유 보강 시험체들이 1% 혼입률의 강섬유 보강 시험체들보다 78%정도 향상된 $V_{f, test}$ 를 나타낸다. 이렇듯 강섬유 혼입률의 증가로 인해 접합부의 전단강도가 향상된다고 사료된다. 이는 전술하였듯 강섬유 보강 콘크리트의 인장강도와 기둥주근 및 횡보강근의 강섬유 보강 콘크리트 내에서의 부착성능이 공히 향상되기 때문으로 판단된다.

Fig. 12는 접합부 전단강도를 이 연구의 총 6개의 강섬유 보강 실험체에 대하여 실험값과 Jiuru et al.의 제안

Table 5 Comparison of shear strength

Specimen		$V_{jh, test}$ (kN)	$\Delta V_{f, test}$ (kN)	ACI 352R-02 eq. (2002)			Jiuru et al. eq. (1992)			Kim et al. eq. (2011)		
				V_j (kN)	ΔV_f (kN)	$\frac{V_{jh, test}}{V_j}$	V_j (kN)	ΔV_f (kN)	$\frac{V_{jh, test}}{V_j}$	V_j (kN)	ΔV_f (kN)	$\frac{V_{jh, test}}{V_j}$
This test	NC3-F0	210	0	266	0	0.79	267	0	0.78	217	0	0.97
	NC2-F1.5	233	33	N.A.	N.A.	N.A.	351	99.4	0.66	220	32.3	1.06
	NC2-F1.0	222	21.4	N.A.	N.A.	N.A.	306	66.3	0.72	205	21.5	1.08
	NC2-F0	200	0	266	0	0.75	234	0	0.86	182	0	1.10
	NC1-F1.5	204	22	N.A.	N.A.	N.A.	318	99.4	0.64	220	32.3	0.93
	NC1-F1.0	187	4.9	N.A.	N.A.	N.A.	273	66.3	0.68	205	21.5	0.91
	NC1-F0	182	0	266	0	0.69	200	0	0.91	182	0	1.00
	NC0-F1.5	184	16.4	N.A.	N.A.	N.A.	251	99.4	0.73	185	32.3	1.00
	NC0-F1.0	172	4.2	N.A.	N.A.	N.A.	206	66.3	0.84	170	21.5	1.01
	NC0-F0	168	0	266	0	0.63	134	0	1.26	146	0	1.15
Kim et al. ¹⁾	HC3-F0	275	0	382	0	0.72	410	0	0.67	257	0	1.07
	HC2-F1.5	284	27	N.A.	N.A.	N.A.	499	99.4	0.57	259	32.3	1.10
	HC2-F1.0	276	19	N.A.	N.A.	N.A.	456	66.3	0.60	246	21.5	1.12
	HC2-F0	257	0	382	0	0.67	377	0	0.68	222	0	1.16
	HC1-F1.5	269	42	N.A.	N.A.	N.A.	465	99.4	0.58	259	32.3	1.04
	HC1-F1.0	267	40	N.A.	N.A.	N.A.	423	66.3	0.63	246	21.5	1.09
	HC1-F0	227	0	382	0	0.59	343	0	0.66	222	0	1.02
	HC0-F1.5	246	30	N.A.	N.A.	N.A.	398	99.4	0.62	224	32.3	1.10
	HC0-F1.0	235	19	N.A.	N.A.	N.A.	356	66.3	0.66	211	21.5	1.11
	HC0-F0	216	0	382	0	0.56	277	0	0.78	186	0	1.16
Ha et al. ²⁾	NJC	175	0	160	0	1.09	193	0	0.91	122	0	1.43
	HJC	153	0	206	0	0.74	254	0	0.60	139	0	1.10
	HJRS1	180	27	N.A.	N.A.	N.A.	283	29.5	0.63	149	9.6	1.20
	HJRS2	176	24	N.A.	N.A.	N.A.	293	39.4	0.60	152	12.8	1.16
	HJRS3	209	56	N.A.	N.A.	N.A.	313	59.1	0.67	159	19.2	1.32
Gefken & Ramey ⁸⁾	JA1	240	0	159	0	1.51	266	0	0.90	187	0	1.28
	JA2	240	0	159	0	1.51	266	0	0.90	187	0	1.28
	JB1	261	21	N.A.	N.A.	N.A.	341	118	0.77	221	38.4	1.18
	JB2	261	21	N.A.	N.A.	N.A.	341	118	0.77	221	38.4	1.18
	JC1	256	15	N.A.	N.A.	N.A.	311	118	0.82	221	38.4	1.16
	JC2	256	15	N.A.	N.A.	N.A.	311	118	0.82	221	38.4	1.16
	JD1	332	92	N.A.	N.A.	N.A.	365	118	0.91	256	38.4	1.30
	JD2	307	67	N.A.	N.A.	N.A.	365	118	0.84	256	38.4	1.20
	JE1	305	29	N.A.	N.A.	N.A.	334	118	0.91	221	38.4	1.38
Jiuru et al. ⁵⁾	JE2	305	29	N.A.	N.A.	N.A.	334	118	0.91	221	38.4	1.38
	SF1	325	26	N.A.	N.A.	N.A.	235	94.9	1.38	218	30.9	1.50
	SF2	383	84	N.A.	N.A.	N.A.	445	136	0.86	308	44.2	1.25
	SF3	313	14	N.A.	N.A.	N.A.	445	136	0.70	308	44.2	1.02
	RC4	299	0	269	0	1.11	308	0	0.97	263	0	1.14
Average				-	-	0.87	-	-	0.78	-	-	1.15
Standard deviation				-	-	0.33	-	-	0.17	-	-	0.13

식 그리고 Kim et al. 제안식에 의한 전단강도값과의 비교를 나타낸 그래프이다. 그림에서 나타나듯 Jiuru et al.의 제안식은 모든 실험체에 대해서 과대평가하고 있다. 이는 Jiuru et al. 제안식의 상수를 유도하는데 쓰인 대부분

의 시험체가 현 시험체보다 횡보강근이 평균 2, 3대 더 많게 배근된 상태였고, 따라서 비내진상태이면서 횡보강근량이 극히 적은 현 시험체에 대해서는 전단강도를 과대평가하는 것으로 나타났다. 반면 Kim et al.의 제안식

Fig. 12 Comparison of shear strengths between test and analytical results

Fig. 13 Evaluation of Jiuru et al. and Kim et al. equations according to concrete compressive strength

은 Table 5와 Fig. 13에서 나타나듯이 고강도 콘크리트뿐만 아니라 보통강도 콘크리트 접합부의 전단강도를 모두 잘 예측하는 것으로 나타났다. 전술하였듯 고강도 콘크리트 보-기둥 접합부 실험 데이터는 Kim et al.¹⁾로부터 수집을 하였다. 전단강도 예측의 정확성은 콘크리트 강도의 변화뿐만 아니라 강섬유의 유무 또는 혼입률의 변화에도 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 특히 횡보강근이 2대씩 들어간 NC2-F1.5와 NC2-F1.0 시험체들의 실험값과 이 연구의 제안식에 의한 전단강도의 비가 각각 1.06, 1.08로써 매우 잘 일치하는 것을 확인할 수 있었다. 전체적으로도 평균값 1.15, 표준편차 0.13으로 실험치와 제안식이 잘 일치한 것으로 나타났다.

한편, 이 연구에서 진행된 시험체들의 전단강도값과 제안식들의 전단강도값을 각 시험체별로 비교하자면 다음과 같은 결과를 나타내는 것을 확인할 수 있다. Jiuru et al.의 제안식은 NC3-F0 시험체의 실험값과 비교하였을 때 제안식은 3% 과대평가하는 것으로 나타났다.

NC2 시리즈 시험체는 Jiuru et al.의 제안식의 경우 14~34% 과대평가하는 것으로 나타났으나 Kim et al.의 제안식은 4~10% 과소평가하는 것으로 나타났다.

NC1-series 시험체는 Jiuru et al.의 제안식의 경우 9~36% 과대평가하는 것으로 나타났고 Kim et al.의 제안식은 0~9% 과대평가하는 것으로 나타났다. 마지막으로 NC0-

series 시험체는 Jiuru et al.의 제안식의 경우 16~27% 과대평가하거나 26% 과소평가하는 것으로 나타났으나 Kim et al.의 제안식은 0~15% 과소평가하는 것으로 나타났다.

이와 같이 횡보강근량에 따라 약간의 편차가 발생하는데, 앞으로 강섬유 보강 콘크리트 외부 보-기둥 접합부에 대하여 추가적인 연구가 원활히 이루어진다면 실험값에 더욱 근접하는 제안식을 확보하거나 현 제안식들을 보다 정밀하게 검증하여 신뢰도를 높일 수 있을 것으로 판단된다.

4. 결 론

이 연구에서는 접합부 배근상세 및 강섬유 혼입률을 실험변수로 하여 10개의 보통강도 보-기둥 접합부 시험체를 제작하여 실험을 진행하였으며 지진하중을 받는 RC 외부 보-기둥 접합부에서 접합부 횡보강근과 강섬유 보강 효과를 구명하고자 하였다. 이를 위해 시험체 파괴형상, 하중-변위 관계, 강도저하곡선과 에너지소산능력, 접합부 철근의 변형률 등을 분석하였고, 이 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 횡보강근을 3대(NC3)에서 2대(NC2)로 감소시키더라도 강섬유를 1%, 1.5% 혼입함으로써 더 높은 최대내력을 나타내었으나 횡보강근을 2대(NC2)에서 1대(NC1) 그리고 0대(NC0)로 감소시킨 경우는 강섬유 보강 1.5%에서만 더 높은 최대내력을 나타내었다. 이를 통해 횡보강근이 감소될 경우 강섬유를 1% 혼입한 시험체들은 내력면에서 횡보강근의 보강효과에 미치지 못하여 적절한 보강이 이루어져야 할 것으로 판단된다.
- 2) 대부분의 시험체에서 횡보강근을 감소시키고 강섬유를 1.5% 혼입함으로써 더 큰 에너지소산능력과 누적에너지소산능력을 나타내었다. 단 1%의 강섬유 보강시 횡보강근이 2대 배근된 시험체를 제외하고는 횡보강근만을 보강한 시험체보다 성능발현이 작았다.
- 3) 강섬유 보강 보-기둥 접합부 전단강도 산정에 있어서 Jiuru et al.의 제안식은 실험값들과 비교하여 과대평가하는 경향을 나타내었다. 하지만 Kim et al.의 제안식의 경우 Jiuru et al.의 제안식과 비교하여 상대적으로 안정된 평균값과 적은 오차범위를 나타내고 있다. 따라서, 추가적인 연구가 이루어진다면 실험값에 더욱 근접하는 제안식을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.
- 4) 강섬유 혼입률이 증가할수록 외부 보-기둥 접합부의 전단강도도 증가하는데, 이는 강섬유 보강 콘크리트의 인장강도 증가와 접합부내 기둥 주근과 횡보강근의 부착성능 향상(핀칭거동 저감)에 기인하는 것으로 사료된다.
- 5) 외부 보-기둥 접합부에서 강섬유 보강을 통해 내력과 연성, 에너지소산능력 등이 횡보강근을 배근한

시험체들과 비교해 유사성능 발휘가 가능할 것으로 판단된다. 하지만 강섬유 혼입률이 1% 또는 그 이하의 경우에 대해서 추가적인 연구가 진행되어야 한다고 판단된다.

감사의 글

이 연구는 2010년 금오공과대학교 교내연구비 지원 및 서울대학교 공학연구소의 지원에 의해 수행된 결과입니다.

참고문헌

1. 김민구, 박윤근, 강현구, 홍성걸, 김우석, 권우현, “반복 하중을 받는 고강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부에서 강섬유의 보강 효과에 관한 연구,” 대한건축학회 논문집, 23권, 6호, 2011, pp. 1~12.
2. 하기주, 신중학, 최민권, 조효식, 주정준, “강섬유 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 구조성능 평가,” 대한건축학회 학술발표논문집, 19권, 2호, 1999, pp. 422~427.
3. Filiatrault, A, Pineau, S., and Houde, J, “Seismic Behavior

- of Steel-Fiber Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, 1995, pp. 543~552.
4. Jindal, R. and Sharma, V., “Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Knee-Type Beam-Column Connections,” *Fiber Reinforced Properties and Applications, SP-105*, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1987, pp. 475~491.
5. Jiuru, T., Chaobin, H., Kaijian, Y., and Yongcheng, Y., “Seismic Behavior and Shear Strength of Framed Joint Using Steel-Fiber Reinforced Concrete,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 2, 1992, pp. 341~358.
6. Joint ACI-ASCE Committee 352, *Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 37 pp.
7. Hegger, J., Sherif, A., and Roeser, W., “Nonseismic Design of Beam-Column Joints,” *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 654~664.
8. Gefken, P. R. and Ramey, M. R., “Increased Joint Hoop Spacing in Type 2 Seismic Joints Using Fiber Reinforced Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 2, 1989, pp. 168~172.

요 약 횡보강근이 적게 포함된 보통강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부에서 강섬유의 보강효과에 관한 실험적 연구를 진행하였다. 이를 규명하기 위해 총 10개의 접합부 실험체를 제작하였으며, 접합부 횡보강근량과 강섬유 혼입률($V_f = 0\%, 1\%, 1.5\%$)을 주요변수로 실험하였다. 실험은 총 19사이클의 반복주기하중의 형태로 가력되었으며 각 사이클의 반복회수는 2사이클씩 준정적 지진하중의 형태로 적용되었다. 실험 결과를 통해 보통 강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 강섬유를 보강함으로써 횡보강근 감소에 따른 피해정도를 어느 정도 줄일 수 있다는 결론을 얻었고, 또한 강섬유 보강으로 접합부 전단강도를 증가시킬 수 있고 동시에 에너지소산능력을 향상시킬 수 있다는 결론을 도출하였다. 보다 정량적인 평가를 위해 이 연구의 시험체들과 기존의 보-기둥 접합부 RC 시험체들에서 측정된 최대 접합부 전단강도값과 ACI 352R-02의 설계기준식, Jiuru et al.의 제안식, 그리고 Kim et al.의 제안식을 비교·분석하였다. 이러한 분석 결과 Jiuru et al.의 전단강도 제안식이 실험 결과를 과대평가하는데 반해 Kim et al.의 전단강도 제안식은 모든 시험체에 대해 안정적인 결과와 적은 오차범위를 나타내었다. 따라서, 이 연구를 바탕으로 해서 적절한 접합부 배근상세와 함께 강섬유 보강 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 대한 추가적인 연구가 진행된다면, 횡보강근의 감소를 통한 시공의 어려움 해소 및 내진성능의 향상이 가능할 것으로 판단된다.

핵심용어 : 반복하중, 외부 보-기둥 접합부, 강섬유 보강 철근콘크리트, 횡보강철근