



## 고강도 비틀림보강철근을 사용한 철근콘크리트 보의 파괴모드

윤석광<sup>1)</sup> · 이수찬<sup>2)</sup> · 이도형<sup>3)</sup> · 이정윤<sup>4)\*</sup>

<sup>1)</sup>성균관대학교 건설환경시스템공학부 <sup>2)</sup>성균관대학교 초고층장대교량학과 <sup>3)</sup>배제대학교 건축공학과 <sup>4)</sup>성균관대학교 건축토목공학부

## Failure Modes of RC Beams with High Strength Reinforcement

Seok-Kwang Yoon,<sup>1)</sup> Su-Chan Lee,<sup>2)</sup> Do-Hyeong Lee,<sup>3)</sup> and Jung-Yoon Lee<sup>4)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Civil, Architectural and Environmental System Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Mega Building and Bridges, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

<sup>3)</sup>Civil, Environmental and Railroad Engineering, Paichai University, Daejeon 302-161, Korea

<sup>4)</sup>School of Civil and Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

**ABSTRACT** To avoid abrupt torsional failure due to concrete crushing before yielding of torsional reinforcement and control the diagonal crack width, design codes specify the limitations on the yield strength of torsional reinforcement of RC members. In 2012, Korean Concrete Institute design code increased the allowable maximum yield strength of torsional reinforcement from 400 MPa to 500 MPa based on the analytical and experimental research results. Although there are many studies regarding the shear behavior of RC members with high strength stirrups, limited studies of the RC members regarding the yield strength of torsional reinforcement are available. In this study, twelve RC beams having different yield strength of torsional reinforcement and compressive strength of concrete were tested. The experimental test results indicated that the torsional failure modes of RC beams were influenced by the yield strength of torsional reinforcement and the compressive strength of concrete. The test beams with normal strength torsional reinforcement showed torsional tension failure, while the test beams with high strength torsional reinforcement greater than 480 MPa showed torsional compression failure. Therefore, additional analytical and experimental works on the RC members subjected to torsion, especially the beams with high strength torsional reinforcement, are needed to find an allowable maximum yield strength of torsional reinforcement.

**Keywords** : reinforced concrete members, high strength torsional reinforcement, torsional tension failure, high strength concrete, space truss model

### 1. 서 론

콘크리트구조기준<sup>1)</sup>에서는 2012년에 전단과 비틀림보강철근의 항복강도를 기존 400 MPa에서 500 MPa로 상향하였다. 기준에서 비틀림보강철근의 항복강도를 제한하는 이유는 전단보강철근의 항복강도를 제한하는 이유와 매우 유사하게 다음과 같이 세 가지 이유에 근거 한다.<sup>2,3)</sup>

- 1) 전단 또는 비틀림보강철근의 항복 유도 : 전단 또는 비틀림보강철근의 항복강도가 증가하면 보강철근에 의한 전단 또는 비틀림저항력이 커지게 되어 보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트에 의한 압축파괴가 선행될 수 있다. 이 경우에는 전단 또는 비틀림

보강철근이 항복하지 않으므로 소성설계에 기본을 둔 현행 전단보강철근 내력평가식에서 보강철근의 항복강도를 사용할 수 없다.

- 2) 사인장균열의 폭 제어: 고강도 보강철근을 사용할 경우에 항복변형률이 증가하여 사인장균열의 폭이 증가할 수 있다. 또한 부재의 내력은 콘크리트에 의한 저항력과 보강철근에 의한 저항력으로 구분할 수 있으며 콘크리트에 의한 저항분이 일정한 상태에서 보강철근 만에 의한 저항 성분이 증가할 경우에 사인장균열의 폭이 증가할 우려가 있다.<sup>4)</sup>
- 3) 경제성: 현재 우리나라에서는 45도 트러스모델에 기초한 전단설계 기준식을 사용하고 있으나, 유럽 등 다른 나라에서는 소성트러스모델에 기초한 전단설계 기준식을 제안하고 있다. 이에 따르면 보강철근의 항복강도가 증가할 때 전단 또는 비틀림 저항 능력은 비례적으로 증가하지 않으며, 이러한 이유

\*Corresponding author E-mail : jungyoon@skku.edu

Received September 6, 2013, Revised November 4, 2013,

Accepted December 20, 2013

©2014 by Korea Concrete Institute

로 경제성을 고려해 보강철근의 항복강도를 제한하고 있다.<sup>5)</sup>

ACI318-11기준<sup>2)</sup>에서는 전단이나 비틀림보강철근의 항복강도를 420 MPa로 제한하고 있었으며, 우리나라 기준<sup>1)</sup>에서는 2012년 100 MPa을 높은 500 MPa을 사용하도록 변경하였다. 이와 같이 보강철근의 항복강도를 높인 이유는 500 MPa의 고강도철근을 사용한 경우에도 위의 세 가지 이유를 만족하고 있다는 것이 실험 및 해석적으로 지적되었기 때문이다.

기준에서 보강철근의 항복강도 상승을 위하여 사용된 기준 연구의 대부분은 전단에 대한 내용이며 비틀림을 받는 부재에 대해서 직접적으로 연구한 내용은 매우 드물다. Lee와 Kim<sup>3)</sup>은 510 MPa의 비틀림보강철근을 사용한 실험을 수행하였고, Fang과 Shiau<sup>6)</sup>은 520 MPa의 비틀림보강철근을 사용하여 비틀림 거동을 평가하였다. 두 실험에서 사용된 보강철근의 항복강도는 비록 ACI318-11 기준의 420 MPa을 초과하지만 실험체의 수가 제한적이며, 최대철근비의 제한 등으로 명확하게 비틀림보강철근의 항복강도 제한을 평가하기 어렵다. 이 밖에도 몇몇 연구자<sup>7-10)</sup>에 의하여 발표된 비틀림 실험 결과가 있지만 대부분 보강철근의 항복강도가 400 MPa 전후로 2012년에 변경한 500 MPa 비틀림보강철근의 적용성 여부를 평가하기가 어렵다.

한편 2012년에 비틀림보강철근의 항복강도를 전단보강철근의 항복강도와 동일하게 상승시킨 이유는 전단과 비틀림이 유사한 메커니즘에서 파괴되기 때문으로 판단된다. 두 가지 종류의 부재력은 사인장균열을 유발시키고, 이로 인하여 보강철근이 항복하거나, 복부 콘크리트가 압축파괴하여 내력에 도달하므로 전단보강철근의 항복강도제한과 유사한 관점에서 비틀림보강철근의 항복강도 제한도 500 MPa로 상승시켰다.

그러나 비틀림을 받는 부재의 파괴메커니즘은 전단을 받는 부재의 파괴메커니즘과 상이한 면을 갖고 있다. 대표적인 것이 비틀림의 경우에 입체트러스모델을 이용한다는 점이며, 또한 비틀림 부재에는 뒤틀림(warping)이 작용할 수 있다는 점이다. 이러한 상이점이 비틀림을 받는 부재의 보강철근 항복강도에 영향을 줄 수 있으며 전단과 다른 파괴를 일으킬 수 있다. 이 연구에서는 철근의 강도, 콘크리트의 강도, 비틀림보강철근량, 배근간격을 변수로 한 실험을 수행하여 500 MPa 보강철근 사용 시 보강철근이 항복하는지 여부를 중점적으로 평가하였다.

## 2. 비틀림 거동 평가 실험

### 2.1 재료 실험

실험에서는 배합강도 42 MPa과 70 MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 지름 100 mm, 높이 200 mm의 원통형

**Table 1** Compressive strength of concrete

Design strength (MPa)	Compressive strength (MPa)			Average strength (MPa)
	Case-1	Case-2	Case-3	
42	40.7	42.9	42.8	42.2
70	67.8	69.8	67.6	68.4

**Table 2** Yield strength of steel rebars

	SD300		SD400		SD600	
	$f_y$ (MPa)	Yield strain	$f_y$ (MPa)	Yield strain	$f_y$ (MPa)	Yield strain
D13	340	0.0019	480	0.0024	667	0.0032
D16	310	0.0018	466	0.0024	653	0.0031

으로 제작하였으며 강도별로 3개씩 28일 압축강도 시험을 수행하였다. 콘크리트 압축강도 시험 결과를 Table 1에 나타내었다.

비틀림 보강철근은 D13 및 D16 철근을 사용하였으며 각 철근에 대한 설계 항복강도는 약 300 MPa, 약 400 MPa, 약 600 MPa의 3종류이다. 비틀림보강철근의 최대 항복강도를 667 MPa로 하여 현행 콘크리트구조설계기준의 고강도 비틀림보강철근의 적용성을 평가하였다. 철근은 종류별로 3가닥씩 철근에 대한 인장강도 시험을 수행하였으며 철근의 평균 항복강도와 항복 변형률을 Table 2에 표시하였다.

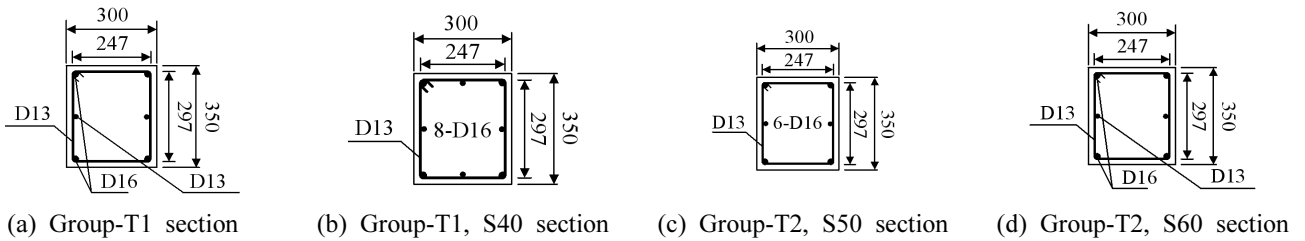
### 2.2 비틀림 실험체

비틀림을 받는 부재에 쓰이는 보강철근의 강도 제한을 직접 평가하기 위한 실험을 계획하였다. 실험체의 주요 변수는 비틀림보강철근량 및 배근 간격, 콘크리트 강도, 비틀림 보강철근의 강도로 하였다. 실험을 위해 계획된 실험체는 총 12개로, 두 가지 그룹으로 나누어 계획하였다. 모든 실험체에 대한 상세를 Table 3에 나타내었다. 첫 번째 그룹인 T-1그룹은 비틀림보강철근의 항복강도는 변화하지만, 비틀림보강철근의 간격을 일정하게 유지한 실험체로 구성되어 있다. 이 경우에 배근간격이 일정하므로 보강철근의 항복강도( $f_y$ )가 증가함에 따라서 비틀림보강철근량( $\rho f_y$ )은 증가하게 된다. 두 번째 그룹인 T-2그룹은 비틀림보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 비틀림보강철근의 간격을 넓게 한 실험체로 구성되어 있다. 이 경우에 모든 실험체의 철근량( $\rho f_y$ )은 거의 유사하며, 고강도 비틀림보강철근을 사용한 실험체의 배근간격은 보통강도 비틀림보강철근을 사용한 실험체의 배근간격보다 넓어진다.

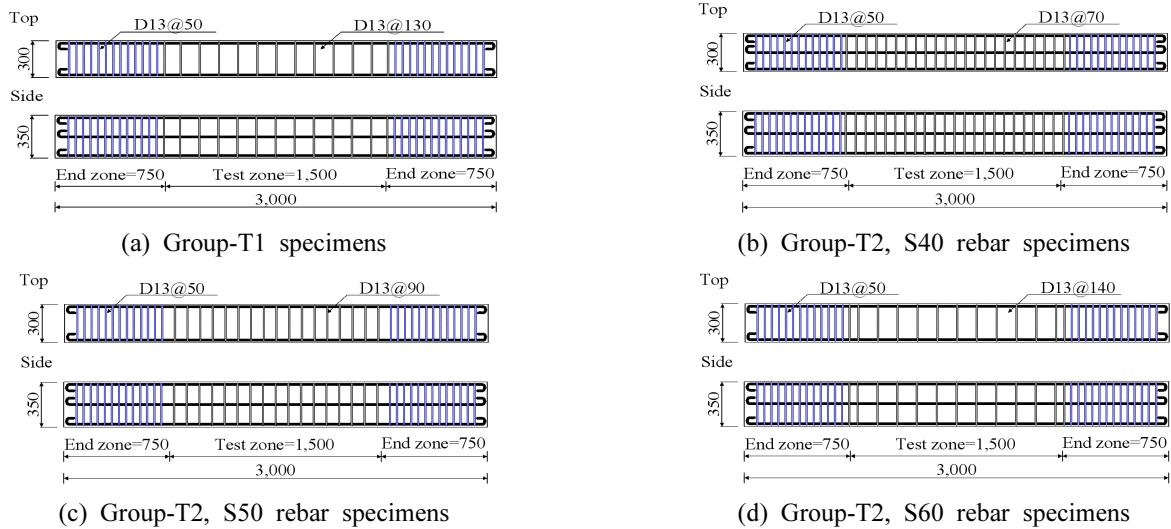
EC2-02,<sup>11)</sup> JSCE-02기준,<sup>12)</sup> CSA-04기준,<sup>13)</sup> ACI318-11기준에서는 상이한 전단내력 평가식을 사용하지만, 비틀림 내력 평가에 있어서는 모두 동일하게 박관튜브이론과 입체트러스모델에 근거하고 있다. 그 이유는 비틀림을 받

**Table 3** Details of test specimens

Group	Specimens	Longitudinal reinforcement			Transverse reinforcement				$f_{ck}$ (MPa)	$\rho_t f_{ty}$ (MPa)	ACI max (MPa)
		Types	$\rho_l$	$f_{ly}$ (MPa)	s (mm)	types	$\rho_t$	$f_{ty}$ (MPa)			
T1	T1-C42S40	2-D13, 4-D16	0.00998	317	130	D13	0.01058	340	42.2	3.5972	3.2072
	T1-C42S50	2-D13, 4-D16	0.00998	469	130	D13	0.01058	480	42.2	5.0784	3.2072
	T1-C42S60	2-D13, 4-D16	0.00998	659	130	D13	0.01058	667	42.2	7.0568	3.2072
	T1-C70S40	2-D13, 4-D16	0.00998	317	130	D13	0.01058	340	68.4	3.5972	4.1405
	T1-C70S50	2-D13, 4-D16	0.00998	469	130	D13	0.01058	480	68.4	5.0784	4.1405
	T1-C70S60	2-D13, 4-D16	0.00998	659	130	D13	0.01058	667	68.4	7.0568	4.1405
T2	T2-C42S40	8-D16	0.01513	310	70	D13	0.01965	340	42.2	6.6810	3.2072
	T2-C42S50	6-D16	0.01135	466	90	D13	0.01528	480	42.2	7.3344	3.2072
	T2-C42S60	2-D13, 4-D16	0.00998	659	140	D13	0.00983	667	42.2	6.5566	3.2072
	T2-C70S40	8-D16	0.01513	310	70	D13	0.01965	340	68.4	6.6810	4.1405
	T2-C70S50	6-D16	0.01135	466	90	D13	0.01528	480	68.4	7.3344	4.1405
	T2-C70S60	2-D13, 4-D16	0.00998	659	140	D13	0.00983	667	68.4	6.5566	4.1405



**Fig. 1** Sectional area and details of section (unit: mm)



**Fig. 2** Configuration of test specimens (unit: mm)

는 경우에는 전단에 비하여 용이하게 균열각도를 계산할 수 있기 때문이다. 그러나 이들 기준에서도 비틀림보강철근의 최대철근량에 대한 제한은 상이하다. EC2-02기준에서는 입체트러스모델에 근거하여 콘크리트 대각선 압축대의 내력을 이용하여 최대철근량을 계산하지만, ACI318-11기준은 실험 및 경험에 근거한 최대철근량 제한 식을 사용하고 있다. 계획한 실험체의 철근량은 EC2-02기준 및 CSA-04기준<sup>13)</sup>

의 최대철근량 제한에 모두 만족하게 제작되었다.

실험체의 단면은 Fig. 1에 나타내었으며 크기 및 철근 배근을 Fig. 2에 나타내었다. 보의 단면은 300×350 mm이며, 폐쇄형 스티립의 단면중심 간의 크기는 247×297 mm이다. 종방향 비틀림보강철근은 횡방향 보강철근의 양과 비교하여 입체트러스모델에 의하여 계산할 때 균열의 각도가 45° 전후가 되도록 계획하였다. 따라서 Fig. 1

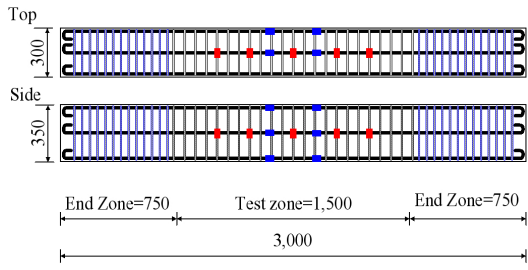


Fig. 3 Location of strain gauges (unit: mm)

과 같이 실험체마다 다른 철근 배근을 사용하였다.

철근은 뽑힘 파괴 방지를 위해 양 단부를 180° 표준 갈고리로 가공하였다. 보의 총 길이는 3000 mm로 계획하였다. 보의 중앙부 1500 mm 구간이 실험구간이며 양 단부의 750 mm 구간은 비틀림 모멘트를 전달하기 위한 구간이다. 전달구간에서 비틀림 파괴가 발생하지 않도록, 보강철근을 50 mm 간격으로 좁게 배근하였다.

### 2.3 측정 및 가력

#### 2.3.1 측정

비틀림 설계식에서 비틀림보강철근의 항복강도를 제한하는 이유 중 하나는 보강철근이 항복하기 이전에 대각선 콘크리트 압축대가 파괴하는 것을 방지하기 위함이다. 비틀림보강철근이 항복하지 않을 경우 콘크리트에 의한 취성적 파괴가 선행하고 보강철근의 항복강도( $f_y$ )를 사용하여 비틀림내력을 평가할 수 없다. 따라서 고강도 철근의 적용성을 평가하기 위한 실험 시 비틀림보강철근의 항복 여부 판단이 중요하며, 이를 측정하기 위하여 비틀림보강철근에 변형률계지를 부착하였다.

비틀림보강철근의 변형률을 측정하기 위하여 옆면과 윗면에 각각 5개씩의 변형률계지를 부착하였다. 철근의 배근 간격이 실험체마다 다양하므로 부착 위치에는 약간의 오차가 있었지만 계지의 측정 간격을 약 250 mm 전후로 하여 모든 실험체의 유사한 위치에서 철근의 변형률을 측정할 수 있도록 계획하였다. 종방향 비틀림보강철근의 변형률을 측정하기 위하여 모든 종방향 철근에 변형률 계지를 각각 2개씩 부착하였다. 종방향 비틀림보강철근에는 실험체의 중앙에서 양쪽으로 각각 100 mm씩 떨어진 곳에 변형률 계지를 부착하였다. Fig. 3는 철근에 부착된 변형률 계지의 위치를 나타내고 있다.

실험체의 횡방향 변형, 종방향 변형, 그리고 경사 변형을 측정하기 위하여 실험체의 옆면과 윗면에 각각 6개씩의 LVDT를 설치하였다. 또한 비틀림회전각을 계산할 수 있도록 실험 구간의 양 끝단에 총 4개의 LVDT를 설치하였다. LVDT의 설치 위치는 Fig. 5에 실험체 세팅 계획과 함께 나타내었다.

#### 2.3.2 실험체 세팅 및 가력

실험체 가력 계획을 Fig. 5에 나타내었다. 철골 프레임



Fig. 4 Test specimen setup

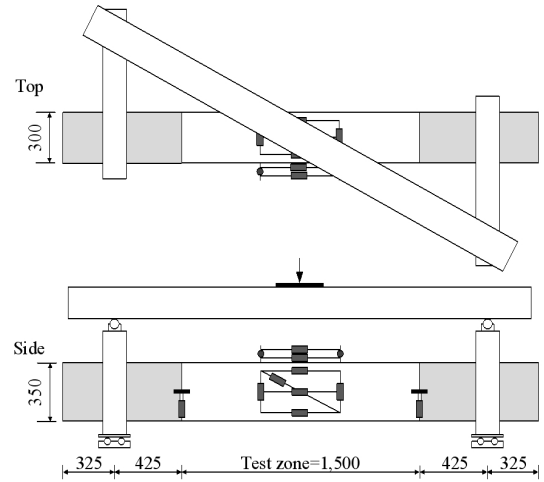


Fig. 5 Loading condition and measurements (unit: mm)

으로 제작한 비틀림 팔(torsion arm)을 양 단부에 설치하고, 그 위에 철골 보를 올려 만능시험기(UTM)로 중앙부에서 1점 가력 하였다. 중앙 점에서 가해진 하중은 양 단부로 균등하게 나누어지며 비틀림 팔을 통하여 비틀림모멘트가 실험체에 작용할 수 있도록 하였다. 철골 보와 비틀림 팔의 절점 상태는 상하방향으로만 힘을 전달하도록 하기 위하여 볼 형태의 절점을 제작하여 설치하였다. 실험에서는 비틀림 팔의 길이가 700 mm가 되도록 프레임을 설계 하였으며, 프레임과 실험체의 슬립을 방지하기 위하여 윗면과 옆면에서 볼트를 체결하여 고정하였다. 양쪽의 프레임 하부는 이동 지점을 설치하여 가력 하는 동안 종방향 변형으로 발생하는 힘을 제거하였다. 가력 방법은 단조 하중이며 초당 0.02 mm의 속도로 변위 제어 방식을 사용하여 가력 하였다. 하중-변형 곡선이 최대하중에 도달한 후 약 85%까지 감소할 때까지 가력을 진행 하였다. Fig. 4는 실제 가력 모습을 나타내고 있다.

## 3. 비틀림 실험 결과

### 3.1 비틀림모멘트-비틀림회전각 관계

순수 비틀림을 받는 보 실험체 12개에 대한 비틀림모멘트-비틀림회전각 곡선을 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에

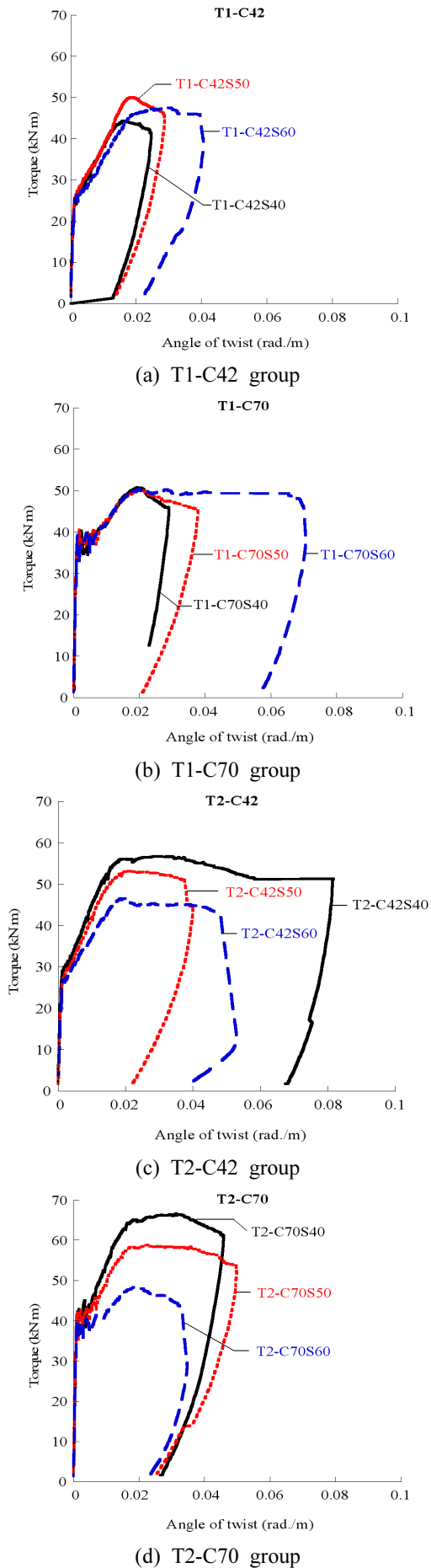


Fig. 6 Torque vs. angle of twist curves of test specimens

Table 4 Test result

	$P_{max}$ (kN)	$T_u$ (kN·m)	$T_{eq}$ (kN·m)	$\theta_{max}$ (rad/m)
T1-C42S40	127.48	44.62	42.58	0.0161
T1-C42S50	143.02	50.06	61.53	0.0191
T1-C42S60	136.11	47.64	85.78	0.0297
T1-C70S40	145.11	50.79	42.58	0.0193
T1-C70S50	143.02	50.06	61.53	0.0202
T1-C70S60	144.13	50.45	85.78	0.0200
T2-C42S40	162.37	56.83	70.65	0.0293
T2-C42S50	152.02	53.21	78.61	0.0208
T2-C42S60	133.28	46.65	82.66	0.0202
T2-C70S40	190.61	66.71	70.65	0.0315
T2-C70S50	168.17	58.86	78.60	0.0226
T2-C70S60	138.70	48.55	82.66	0.0194

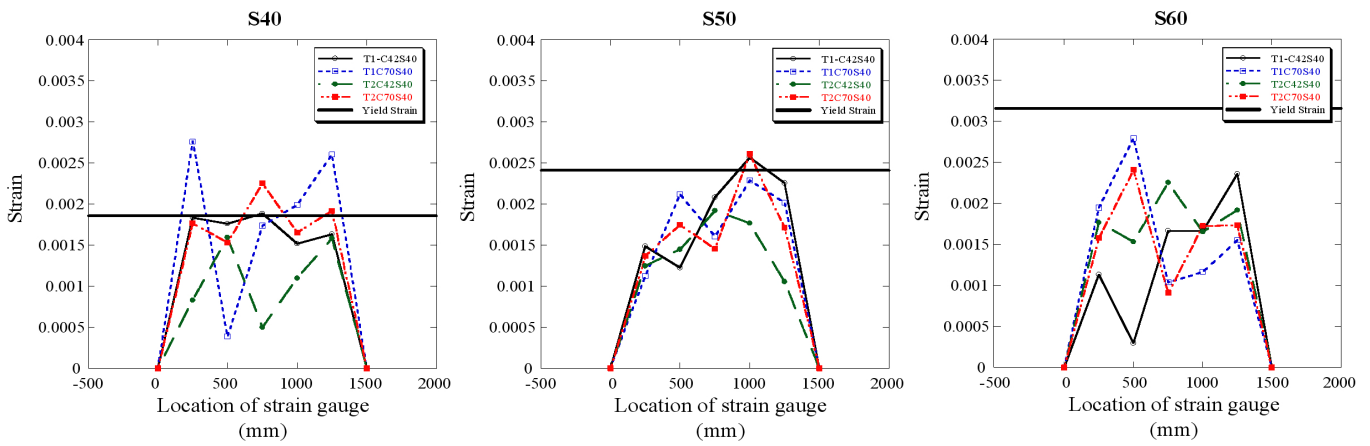
서는 실험체를 콘크리트의 압축강도와 비틀림보강철근의 양에 따라서 그룹화한 후에 비틀림거동을 비교하였다. T1 그룹의 경우 철근의 배근 간격을 같게 한 실험체이다. 현행 콘크리트 구조기준<sup>1)</sup>에 의하면 비틀림보강철근의 배근 간격이 동일하지만 철근의 항복강도( $f_y$ )가 증가할 경우에 비틀림강도가 상승해야 하지만 실험 결과를 보면 배근 간격이 같을 때, 철근의 항복강도( $f_y$ )에 따른 내력 차이는 크게 발생하지 않는 것을 알 수 있다. T2 그룹의 경우 비틀림보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 비틀림보강철근의 간격을 넓게 하여 실험체의 철근량( $\rho f_y$ )을 유사하게 한 실험체이다. T2 그룹의 경우 고강도 비틀림보강철근을 사용한 실험체의 비틀림내력이 감소하고 있음을 알 수 있다. 실험에서 측정된 최대 하중( $P_{max}$ ), 비틀림강도( $T_u$ ), 수식으로 계산한 비틀림강도( $T_{eq}$ ), 실험 비틀림강도에 상응하는 회전각( $\theta_{max}$ )을 Table 4에 표시하였다.

다음으로 균열 모멘트에 대하여 분석하였다. 실험 결과 균열 모멘트는 콘크리트 강도에 따라 42 MPa 콘크리트의 경우 25 kN·m 전후로 나타났으며, 70 MPa 콘크리트의 경우 40 kN·m 전후로 나타났다. Skew bending 이론에 의한 콘크리트 비틀림 내력을 계산한 결과 콘크리트 균열 모멘트는 40 MPa 실험체의 경우 28.52 kN·m, 70 MPa 실험체의 경우 36.82 kN·m 로 계산 되었는데 이는 실험 결과와 매우 유사한 결과이다.

### 3.2 비틀림보강철근의 변형률 분포

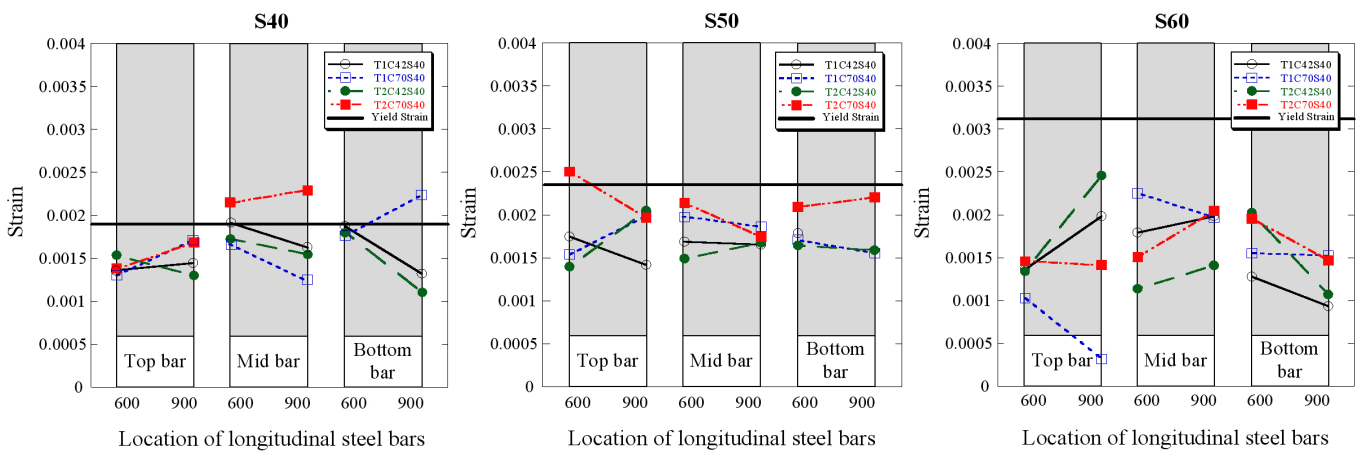
실험에서는 비틀림보강철근에 부착한 변형률게이지를 이용하여 횡방향 및 종방향 비틀림보강철근의 변형률을 측정하였다. 이를 통하여 각 구간 및 위치별 비틀림보강철근의 항복 여부를 판단하였으며, 고강도 철근을 사용





(a) Specimens with 340 MPa steel bars (b) Specimens with 480 MPa steel bars (c) Specimens with 667 MPa steel bars

Fig. 7 Strain distribution of transverse steel bars



(a) Specimens with 340 MPa steel bars (b) Specimens with 480 MPa steel bars (c) Specimens with 667 MPa steel bars

Fig. 8 Strain distribution of longitudinal steel bars

했을 때 철근이 항복하는지 여부를 중점적으로 분석하였다.

최고 하중 상태에서의 비틀림보강철근의 변형률 분포를 Fig. 7에 나타내었다. Fig. 7(a)와 (b), (c)는 횡방향 보강철근의 변형률 분포를 나타내며, 변형률 게이지를 실험체의 윗면, 옆면에 부착하였기 때문에 둘 중 변형률이 큰 면의 데이터를 사용하여 그래프를 작성하였다. Fig. 8은 종방향 보강철근의 항복 여부를 파악하기 위하여 실험구간의 600 mm, 900 mm 지점에 부착한 변형률게이지의 측정값을 나타내고 있다. 그래프의 굵은 가로선은 각 강도별 철근에서의 항복 변형률을 나타낸다. 여기에서 게이지의 파손으로 인해 측정되지 않은 게이지는 그래프에서 제외하였다. 또한, 모든 실험체에서 측정된 비틀림보강철근의 항복 여부를 Table 5에 나타내었다. 그래프에서 보통강도(340 MPa) 철근을 사용한 실험체의 경우에 모든 실험체에서 철근이 항복하였지만, 480 MPa의 철근을 사용한 실험체는 세 개중 두 개의 실험체에서만 철근이 항복함을 알 수 있다. 그러나 항복강도 667 MPa의 고강도철근을 사용한 실험체의 경우 모든 실험체에서 비틀림보강철근은 항복변형률에 도달하지 않았다. 이 결과를

Table 5 Steel yielding at torsional strength

Specimens	Transverse reinforcement		Longitudinal reinforcement
	side	top	side
T1-C42S40	×	○	○
T1-C42S50	○	×	×
T1-C42S60	×	×	×
T1-C70S40	○	○	○
T1-C70S50	×	×	×
T1-C70S60	×	×	×
T2-C42S40	×	×	○
T2-C42S50	×	×	×
T2-C42S60	×	×	×
T2-C70S40	○	○	○
T2-C70S50	×	○	○
T2-C70S60	×	×	×

Note) x: steel did not yield, o: steel yielded

보았을 때, 고강도 비틀림보강철근을 사용한 경우 철근이 항복하기 전에 콘크리트 압축대에서 파괴가 일어날

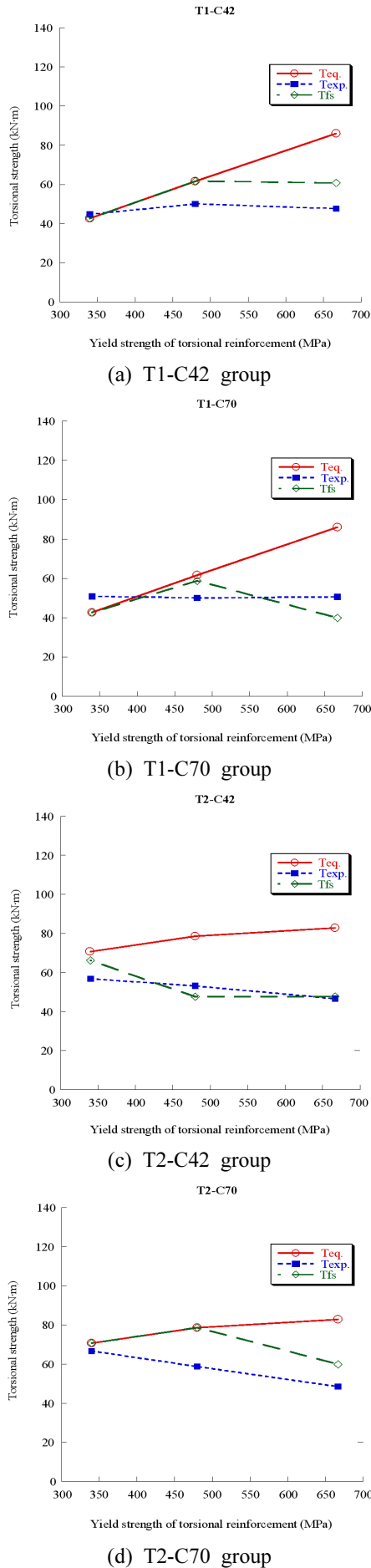


Fig. 9 Observed and calculated torsional strength

가능성이 있음을 확인할 수 있다. 특히 콘크리트구조기준<sup>1)</sup>에서 규정하는 500 MPa보다 낮은 항복강도를 사용한 실험체의 일부에서도 비틀림보강철근이 항복강도에 도달하지 않았으며, 철근의 강도가 클수록 철근이 항복하지 않을 가능성이 크다는 것을 알 수 있다.

### 3.3 고강도 철근 사용에 따른 비틀림강도 상승

Fig. 9은 그룹별로 표시한 비틀림 실험체의 비틀림강도를 나타낸 그래프이다. 그림에서  $T_{exp}$ 로 표기한 선은 실험에서 측정된 비틀림강도를 나타낸다. 또한  $T_{eq}$ 로 표시한 선은 콘크리트구조기준<sup>1)</sup>의 비틀림내력 평가식을 이용해 계산한 설계 비틀림강도를 나타낸다. 콘크리트구조기준에서는 비틀림보강철근의 항복강도( $f_y$ )를 사용하여 비틀림내력을 계산한다. 또한 Fig. 9에서  $T_{fs}$ 는 비틀림보강철근에 부착하여 측정된 변형률계이지 값을 이용하여 부재가 최대 하중에 도달한 시점의 비틀림보강철근의 응력( $f_s$ )을 비틀림보강철근의 항복강도( $f_y$ ) 대신에 대입한 후에 계산한 비틀림강도이다.  $T_{fs}$ 의 경우에도  $f_y$ 를 제외하고는 콘크리트 구조기준의 비틀림내력 평가식을 그대로 사용하였다.

콘크리트 구조기준<sup>1)</sup>의 비틀림내력 평가식을 사용하여 비틀림내력( $T_{eq}$ )을 계산할 경우에 비틀림보강철근의 간격을 일정하게 하고 항복강도를 다르게 한 그룹인 T1 그룹의 실험체의 경우에는 고강도철근을 사용하여 철근량을 증가시킬수록 설계 비틀림강도는 증가해야 한다. 그러나 실험 결과에서는 비틀림강도( $T_{exp}$ )가 증가하지 않고, 거의 일정하다는 것을 알 수 있다. 또한, 철근의 배근 간격을 조절하여 철근량을 거의 일정하게 유지시킨 T2 그룹의 경우에는  $T_{exp}$ 과  $T_{eq}$ 에 차이가 나타나 계산값( $T_{eq}$ )보다 실험값( $T_{exp}$ )의 비틀림강도가 낮았다.

한편, 비틀림보강철근에 변형률계지를 부착한 후에 부재가 최대 하중에 도달하였을 때의 계이지 값을 사용하여 비틀림강도( $T_{fs}$ )를 계산하였다. Fig. 9에서 보강철근의 도달응력을 사용한 비틀림강도( $T_{fs}$ )는 실험 결과와 매우 유사함을 알 수 있다. 이는 비틀림보강철근이 항복하지 않고 콘크리트 압축대에 의해 실험체가 파괴되었다는 것을 보여주는 결과라 할 수 있다.

## 4. 결 론

이 연구에서는 고강도 비틀림보강철근을 사용한 철근 콘크리트 부재의 비틀림내력을 실험적으로 평가하였다. 실험에서는 보강철근의 항복강도를 340 MPa, 480 MPa, 667 MPa의 세 종류로 하였다. 실험에 의한 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 비틀림보강철근의 항복강도가 400 MPa이하인 경우에는 콘크리트의 압축강도와 무관하게 한 곳 이상에서 비틀림보강철근이 항복강도에 도달하여 비틀

림인장파괴를 나타내었다.

- 비틀림보강철근의 항복강도가 480 MPa인 경우에는 콘크리트의 압축강도에 따라서 비틀림보강철근이 항복하는 경우와 항복하지 않는 경우로 나누어 졌다.
- 비틀림보강철근의 항복강도가 667 MPa인 경우에는 콘크리트의 압축강도와 무관하게 모든 비틀림보강철근이 항복강도에 도달하지 않았다.

콘크리트구조기준에서는 2012년에 비틀림보강철근의 항복강도를 전단보강철근의 항복강도와 동일하게 400 MPa에서 500 MPa로 상승시켰다. 전단에 대해서는 여러 실험 결과에서 스티럽의 항복강도를 500 MPa로 상승시켜도 파괴모드, 균열의 폭 등과 관련하여 안정적임을 보여주고 있지만, 비틀림보강철근의 항복강도 상승에 대해서는 보다 많은 실험 또는 해석에 의한 검증이 필요할 것으로 판단된다. 이러한 검증은 보강철근의 항복 유도뿐만 아니라 사인장 균열 폭 제어, 경제성 측면에서도 전단과 독립적인 연구가 이루어져야 할 것으로 판단된다. 끝으로 이 연구에서 실험한 철근콘크리트부재의 최대비틀림철근량은 유럽기준과 캐나다기준에서 요구하는 최대량을 모두 만족하고 있다. 다만, 일부 부재는 ACI기준보다 철근량보다 큰 경우가 있으며, 이 경우에 대해서는 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 연구는 2011년도 지식경제부 원자력기금으로 한국 에너지기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행되었고, 이에 감사드립니다.

## References

- Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code*, Kimoonang Publishing Company, Seoul, 2012, 342 pp.
- American Concrete Institute, *Building Code Requirements*

- for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, ACI, 2011, 503 pp.
- Lee, J. Y. and Kim, S. W., "Torsional Strength of RC Beams Considering Tension Stiffening Effect," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 136, No. 11, 2010, pp. 1367-1378.
- Lee, J. Y., Choi, I. J., and Kim, S. W., "Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Stirrups," *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 5, 2011, pp. 620-629.
- Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H., *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, E&FN Spon, London, 2002, pp. 565-650.
- Fang, I. K. and Shiau, J. K., "Torsional Behavior of Normal and High-Strength Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, 2004, pp. 304-313.
- McMullen, A. E. and Rangan, V., "Pure Torsion in Rectangular Sections a Re-examination," *ACI Structural Journal*, Vol. 75, No. 10, 1988, pp. 511-519.
- Rasmussen, L. J. and Baker, G., "Torsion in Reinforced Normal and High-Strength Concrete Beams-Part 1: Experimental Test Series," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, 1995, pp. 56-62.
- Rahal, K. N. and Collins, M. P., "Analysis of Sections Subjected to Combined Shear and Torsion-A Theoretical Model," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, 1995, pp. 924, pp. 459-469.
- Rahal, K. N. and Collins, M. P., "Simple Model for Predicting Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Sections," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, 1996, pp. 936, pp. 658-666.
- Comete European de Normalisation (CEN), *Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1- General Rules and Rules for Buildings*, prEN 1992-1, 2002, 211 pp.
- Japan Society of Civil Engineering, *Standard Specifications for Concrete Structures*, Japan, 2002, 257 pp.
- CSA Committee A23.3-04, *Design of Concrete Structures for Buildings CAV3-A23.3-04*, Canadian Standards Association, Canada, 2004, 232 pp.

**요약** 콘크리트의 압축파괴에 의한 취성적인 비틀림파괴와 사인장균열의 폭을 제한하기 위하여 콘크리트구조기준은 비틀림보강철근의 항복강도를 제한하고 있다. 2012년에 콘크리트구조기준에서는 비틀림보강철근의 항복강도를 400 MPa에서 500 MPa로 상향하였다. 그 이유는 500 MPa의 비틀림보강철근을 사용한 비틀림부재의 경우에도 전단파괴하는 부재와 유사하게 기준에서 요구하는 비틀림파괴모드, 사용성, 경제성을 만족시킬 수 있을 것으로 판단하였기 때문이다. 그러나 현재 고강도 비틀림보강철근을 사용한 비틀림부재에 대한 연구는 전단부재에 대한 연구에 비하여 부족한 실정이다. 이 연구에서는 340 MPa, 480 MPa, 667 MPa의 비틀림보강철근을 사용한 철근콘크리트 보의 비틀림거동을 실험적으로 평가하였다. 실험에 의하면 비틀림보강철근의 파괴모드는 비틀림보강철근의 항복강도와 콘크리트의 압축강도에 의하여 영향을 받았다. 비틀림보강철근의 항복강도가 400 MPa이하인 경우에는 콘크리트의 압축강도와 무관하게 한 곳 이상에서 비틀림보강철근이 항복강도에 도달하여 비틀림인장파괴하였지만, 항복강도가 480 MPa 이상인 경우에는 비틀림보강철근이 항복하지 않는 경우가 발생하여 이에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

**핵심용어** : 철근콘크리트 부재, 고강도 비틀림보강철근, 비틀림인장파괴, 고강도 콘크리트, 입체트러스모델