

철근콘크리트 보의 고강도화에 따른 전단거동에 관한 연구

Shear Behavior of R.C. Beams according to Increase of Concrete Compressive Strength

윤영수*

Yoon, Young Soo

요 약

보통강도, 고강도 및 초고강도 철근콘크리트보의 콘크리트 강도 증가에 따른 전단거동을 검토하였다. 360, 670 및 870kg/cm²의 콘크리트 강도를 갖는 총 12개의 실물크기 공시체의 전단실험을 수행하였으며, 전단철근의 양도 현행 ACI 318-89 규정값에 근거하여 변수로 정하였다. 이러한 각 시험체의 전단거동은 극한전단강도, 연성거동, 보유내력등으로 분석하고 파괴양상을 고찰하였으며, 규정식에 의한 극한전단강도의 예측치와 실험 결과의 비교 검토를 행하여, 콘크리트 강도증가에 따른 향후 철근콘크리트 보의 전단설계를 위한 기초자료를 제공하였다.

Abstract

This paper presents the shear behavior in reinforced normal, medium and high-strength concrete beams due to the increase of concrete compressive strength. Twelve shear tests were conducted on full-scale beam specimens having concrete compressive strengths of 360, 670 and 870kg/cm². Different amounts of shear reinforcement as a variable were investigated according to ACI 318-89. The shear responses are discussed in terms of the shear capacity, the ductility and the reserved strength. The prediction and comparison with the test results are also presented.

Keywords : beams(supports), shear strength, reserved strength, ductility, stirrups, shear strain, high-strength concrete, ACI 318-89

1. 서 론

철근콘크리트 보의 전단파괴에 대한 연구는 수십년에 걸친 연구자들의 노력에도 불구하고 아직까지 명확하게 규명하지 못하고 있는 어려운 문제 중의 하나이며, 전단거동은 휨거동에 비해서 여러

가지 변수들에 의해 더욱 복잡하고 이론적으로 규명하기 곤란한 인자를 포함하고 있다. 구조물이 파괴될 경우 반드시 방지되어야 하는 것은 전단에 의한 취성파괴(brittle failure)로써, 이는 철근콘크리트 부재의 강도를 휘능력 이하로 감소시킬 뿐만 아니라 부재의 연성을 현저히 감소시키게 된

* 정회원, 삼성건설 기술연구소 선임연구원, 공학박사

• 본 논문에 대한 토의를 1995년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 1995년 4월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

다. 근래에 들어서 구조물이 초고층화, 대형화, 그리고 특수화됨에 따라서 콘크리트의 고강도화는 국내외적으로 적극적인 연구가 이루어져 오고있고,^(1~5) 따라서 고강도 콘크리트가 구조물의 주요 구조부재인 보에 사용되기 전에 콘크리트의 압축강도 증가에 따른 부재의 전단능능 및 파괴양상에 대한 검토가 이루어져야 할것이다.

현행 ACI 318-89 전단 설계규준식은 비교적 콘크리트의 강도가 낮은 범위인 140~420kg/cm²의 콘크리트를 사용한 시험체를 대상으로 한 실험식이며 콘크리트의 압축강도가 700kg/cm² 이상일 경우 최소전단보강량 규정을 강화함으로써 고강도 콘크리트 보 전단설계에 대한 비안전성을 보완하려고 하였지만,⁽⁶⁾ 압축강도 420kg/cm²를 넘는 경우 아직도 많은 의문점을 내포 하고 있으며 일부 연구자들은 현행 ACI 전단설계식의 불합리 함을 지적하고 있다.^(7~9)

고강도 콘크리트가 더 높은 인장강도를 보유함으로써 이에 상응하는 상향된 하중에서 전단균열이 예상되고 따라서 더 많은 양의 전단철근이 요구되며, 또한 고강도 콘크리트의 경우 골재를 가르는 균열면이 형성되어 사균열 이후의 보유전단내력(reserved shear strength)이 보통강도 콘크리트에 비해 감소하므로, 본 연구에서는 주철근과 압축콘크리트 사이에서 수평면을 따라 전단흐름이 존재하는 보작용(beam action)에 의해 전단기동이 좌우되는 전단-스팬비가 3.2인 보를 대상으로 전단내력을 평가하고, 주요 변수로써 콘크리트의 압축강도 및 전단보강량에 따른 전단기동을 분석하여 극한전단강도, 전단연성기동, 보유내력 및 파괴양상등의 고찰을 통해 고강도 철근콘크리트보의 전단설계에 필요한 자료를 제공하고자 한다.

2. 실험

2.1 시험체 계획

본 연구에서는 보통강도, 고강도 및 초고강도 콘크리트를 사용하여 각 강도별로 4개씩 총 12개의 시험체를 제작하였으며, 강도별 콘크리트의 평균 압축강도는 360, 670 및 870kg/cm²이며 주요

변수로 각각의 콘크리트 압축강도에 따라 전단 보강비를 변화하였다. 전단흐름의 메카니즘이 주로 보작용에 의해서 전달되는 보는 통상 전단-스팬비가 2.5 이상인 보(slender beam)의 경우가 대부분이므로⁽¹⁰⁾ 본 실험에서는 그림 1에서 보는것처럼 전단-스팬비가 3.2인 보를 택하였다.

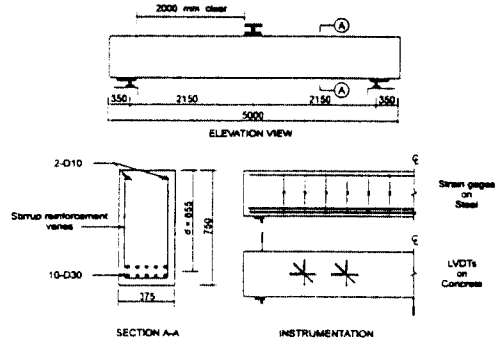


Fig. 1 Details of beam specimens and instrumentation

시험체의 단면은 37.5×75.0cm로 일정하게 하였으며 순경간은 4.3m로 하여 여러가지 제약조건들, 예를 들면 원하는 전단-스팬비, 실험실의 UTM용량(200ton), 전단에 의한 선과피 유도, 과소철근보 설계 및 전단균열시 순수 전단 메카니즘에 의한 영향만을 고려하기 위하여 균열방지용 종방향철근(longitudinal skin reinforcement)의 배근을 배제하면서 보 공시체의 최적 단면이 결정되

Table 1 Details of beam specimens

Beam specimens	Concrete compressive strength (kg/cm ²)	Shear reinforcement		
		Size	A _v f _y /b _w s (kg/cm ²)	Spacing (cm)
N-0	360	-	0.0	-
N-1		D8	3.5	32.5
N-2		D9.5	3.5	46.5
N-3		D9.5	5.0	32.5
M-0	670	-	0.0	-
M-1		D8	3.5	32.5
M-2		D9.5	5.0	32.5
M-3		D9.5	7.0	23.0
H-0	870	-	0.0	-
H-1		D8	3.5	32.5
H-2		D9.5	6.0	27.0
H-3		D9.5	10.0	16.0

었다. 전단내력 및 전단보강근의 양은 ACI 318-89 규준에 따라 산정하여 배근하고, 지압파괴를 방지하고 주근의 정착길이를 확보하기 위해 양단에 35cm씩 여유길이를 두었다.

본 시험은 콘크리트 강도별로 크게 세 부분으로 나뉘지며, 보통강도 콘크리트 시험체는 N-Series, 고강도 콘크리트 시험체는 M-Series 및 초고강도 콘크리트 시험체는 H-Series로 각 시험체별 특성은 표 1에 나타나 있다.

2.2 콘크리트의 특성

표 2에는 본 시험에 사용된 세가지 타입의 콘크리트의 배합설계가 나타나 있고, 콘크리트의 압축

Table 2 Composition and properties of the three concretes

Concrete	N-series	M-series	H-series
Cement, kg / m ³	355	470*	520*
Water, L / m ³	160	140	125
Sand, kg / m ³	790	870	800
Coarse aggregate, kg / m ³	1040	990	1050
Water reducing agent, mL / m ³	1110	-	650
Air entraining agent, mL / m ³	200	-	-
Superplasticizer, L / m ³	-	11	18
Water / cement ratio	0.45	0.30	0.24
Coarse aggregate size, mm	5 to 20	5 to 10	5 to 10
Slump, mm	115	165	200
Air, %	6.0	1.5	2.5
Density, kg / m ³	2345	2470	2495

* Blended Cement containing 7-8% of silica fume

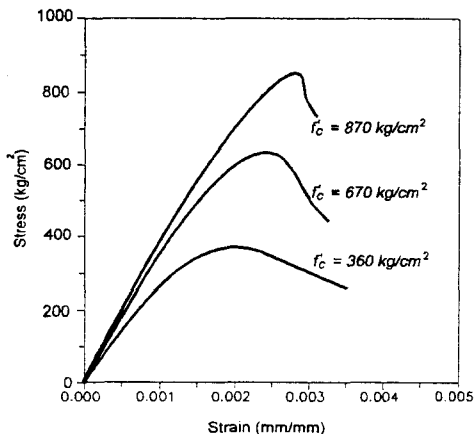


Fig. 2 Typical stress-strain responses of normal, medium and high-strength concrete

강도 실험결과 보통강도 N-Series는 360kg / cm², 고강도 M-Series는 670kg / cm² 및 초고강도 H-Series는 870kg / cm²의 평균 압축강도를 보였으며 그림 2는 각각의 콘크리트 강도에 따른 응력-변형률 곡선을 표시하고 있다. N-, M- 및 H-Series에 대해 평균 할렬인장강도(splitting tensile strength)는 각각 31, 46 및 61kg / cm²를 나타냈으며 또한 평균 휨강도(modulus of rupture)는 각각 40, 59 및 69kg / cm²를 나타내었다.

2.3 철근의 특성

각 시험체의 인장철근으로 D30을 2열로 총 10개씩 배근하여 철근비 0.028을 갖도록 하였으며 이러한 비교적 높은 철근비는 콘크리트의 압축강도와 전단보강근의 유무에 상관없이 전단파괴가 선행되도록 하기 위함이며, 설계 자체는 과소철근으로 하였다. 전단철근으로는 단순하면서도 가장 보편적인 U자형의 스티럽을 선택하였고, 정확한 전단 철근량을 산정하기 위해 D8 및 D9.5의 두종류의 단면을 택하였다. 스티럽의 앵커를 위해 보 상부에 2개의 D10을 배치하였으며, 그림 3에 각 철근의 응력-변형률 곡선이 나타나 있다.

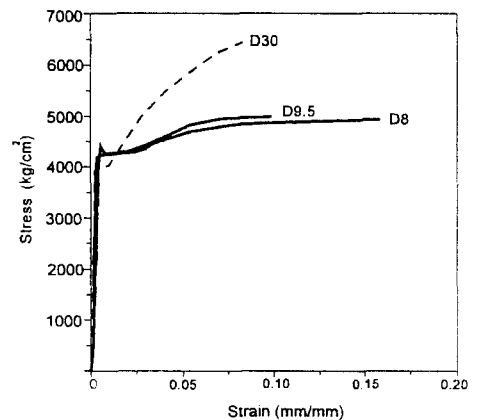


Fig. 3 Typical stress-strain responses of reinforcements

2.4 시험체 설치 및 측정장치

앞의 그림 1에서 보는 것처럼 각각의 시험체는 15.0×37.5cm의 철제 지압판(bearing plate)위에

단순보 형태로 설치되어 중앙부에서 1점 가력하였다. 중앙부 처짐을 측정하기 위하여 가력점(시험체 중앙부) 밑에 전기 선형변위 측정장치(LVDT)를 설치하였으며, 추가로 양단에 두개의 LVDT를 설치하여 시점의 처짐을 기록할 수 있도록 하였다. 진단 기동을 정확하게 파악하기 위해서 인장철근 및 각 전단철근마다 변형률 게이지를 설치하였으며 데이터 처리장치(data acquisition system)에 각 LVDT 및 게이지를 연결하여 매하중마다 계측하였다.

각 시험체마다 지름 0.6cm, 길이 20cm가량의 나사봉 (threaded rod)을 콘크리트 타설전에 거푸집에 고정하여 탈형후에 콘크리트 표면위에 LVDT설치가 가능하도록 하여 각 시험체마다 보 작용 구간(가력점과 지지점으로부터 보의 한 깊이 거리만큼 떨어진 부분)⁽¹¹⁾ 내에 일련의 LVDT로 구성된 변형률 로제트(strain rosette)를 형성하도록 하였으며, 이를 통하여 주변형률과 전단변형률 등을 측정하였다. 가력기기에 시험체 설치를 완료한 후 시험체 예상 종국 파괴하중의 60%까지는 하중조절 방식(load control), 그리고 이후부터는 변위조절 방식(displacement control)에 의해 가력하였다. 하중과 처짐 그리고 각 게이지에 대한 변형률은 데이터 처리장치를 통하여 각각의 하중 단계마다 측정되었으며, 시험체의 균열상황을 관찰하여 초기균열과 사균열을 기록하였다.

3. 실험결과 및 고찰

3.1 극한전단강도

3.1.1 실험결과 분석

그림 4는 전단보강량이 따른 극한전단강도를 나타내고 있다. 강도가 360kg/cm²인 보통강도 콘크리트 보의 경우는 전단보강량이 ACI 318-89 및 국내 콘크리트 표준시방서에 규정된 최소전단철근의 기준값인 $A_v f_y / b_w s = 3.5$ (kg/cm²)일때 가장 빠른 비율로 극한전단강도가 증가됨을 알 수 있으며, 이 전단보강량 값 이상 전단철근이 보강된 경우라도 극한전단강도의 증가비율은 급격히 낮아짐을 알 수 있다. 여기에서 s, f, 및 A_v는 각각 전

단철근의 간격, 규정 항복강도 및 단면적이며 b_w는 보의 폭을 의미한다.

강도가 670kg/cm²인 고강도 콘크리트 보의 경우는 전단보강량이 $A_v f_y / b_w s = 3.5$ 에서 5.0(kg/cm²)일때 극한전단강도가 가장 빠른 비율의 증진을 보였다. 전단보강량이 없는 경우부터 전단보강량이 3.5kg/cm²일때까지는 극한전단강도가 효율적인 증진이 없이 낮은 비율로 증가되고 있다. 강도가 870kg/cm²인 초고강도 콘크리트 보의 경우는 전단보강량에 따른 극한전단강도의 증가율이 거의 비례적인 것을 알 수 있다.

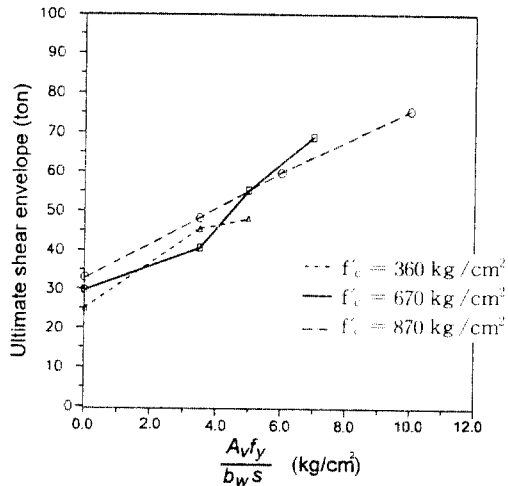


Fig. 4 Ultimate shear envelope on shear stresses provided by stirrups

그림 4에서 보는 것처럼 전단보강량이 없는 경우($A_v f_y / b_w s = 0.0$ kg/cm²)는 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 극한전단강도가 증가함을 볼 수 있지만, 이러한 고찰은 동일한 최소전단보강량을 갖는 보통강도 시험체인 N-1과 고강도 시험체인 M-1의 경우에는 적용이 되지 않는다. 비록 단면, 간격 및 양에서 동일한 전단보강금을 사용하였고 단지 콘크리트의 압축강도만이 상이한데 극한전단강도 값은 고강도의 M-1이 오히려 보통강도인 N-1보다 낮게 나타나 강도가 올라가면서 전단보강량도 더불어 증가해야 됨을 암시하고 있다.

이는 보통강도 시험체인 N-1의 경우는 보통강

도 콘크리트 보에 대한 현행 전단보강 규준이 신뢰성을 갖기 때문에 전단보강이 제대로 된 보로서의 거동을 보이지만, 고강도 시험체인 M-1의 경우는 전단보강된 보라기 보다는 전단보강근이 없는 경우의 보와 같은 거동을 나타내어 강도가 700kg/cm² 이상인 경우에만 최소전단보강량 규정을 강화한 ACI 318-89 규준의 제11장 11.1.2절에 의문점이 있음을 보여주고 있다. 이 규정에 따르면 M-series의 공식체는 콘크리트의 압축강도가 670kg/cm²이기 때문에 차이는 별로 없지만 엄밀하게는 700kg/cm² 이하이기 때문에, 강도가 700kg/cm² 이상일 경우 기존 최소전단보강근 면적의 2배를 배근하도록 하는 규정을 따르지 않아도 하자는 없도록 되어 있으며 M-1 공식체처럼 기존의 $A_v f_y / b_w s = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ 만을 배근하여도 시방규정상에 문제가 없지만, 실제로 이렇게 전단보강근이 배근되면 유리한 전단 메카니즘을 기대할 수 없으므로, 700kg/cm²이란 한정된 수치의 규정보다는 f_c' 의 증가에 따라 최소전단보강근도 f_c' 의 함수로 연속적으로 증가되어야 됨을 나타내고 있으며, 이 분야에 대해 앞으로도 계속적인 연구가 수행되어야 할 것이다.

상기의 고찰은 보통강도 시험체인 N-3와 고강도 시험체인 M-2의 경우를 보면 명확해진다. 이 두 시험체는 전단보강량이 $A_v f_y / b_w s = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ 으로 동일하며 서로 다른점은 콘크리트의 압축강도 뿐이지만 이 경우에는 고강도 콘크리트 보인 M-2 시험체가 보통강도 콘크리트 보인 N-3 시험체보다 극한전단강도가 높음을 알 수 있다. 즉, 콘크리트 강도가 증가함에 따라 최소한의 전단보강량도 700kg/cm² 강도규정에 상관없이 더불어 증가해야함을 보여주고 있다.

3.1.2 규준식에 의한 예측

현재 ACI 318-89 전단설계 규준식은 비교적 콘크리트 압축강도가 낮은 140~420kg/cm² 범위의 콘크리트를 사용한 실험체를 근간으로 수립된 실험식이다. 따라서 압축강도 420kg/cm²를 넘는 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 경우 규준식의 적용성에 많은 의문점을 내포하고 있다.

이 규준식은 강도가 700kg/cm² 이하인 일반 RC 보의 경우, 45도 트러스 가정에서 도출된 전단강도치를 다음식으로부터 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 0.528 \sqrt{f_c'} + A_v f_y \frac{d}{s} \quad (1)$$

(단위는 kg/cm²와 cm)

콘크리트의 압축강도가 700kg/cm² 이상 일때는 데이터의 부족으로 최소전단보강량 규정을 추가하여 700kg/cm²일때는 기존 최소전단보강근 면적의 2배, 1050kg/cm²일때는 3배, 그 사이는 선형 보간하도록 하여 콘크리트 압축강도 적용범위를 확대시켰다. ACI 318-89 규준식에 의거하여 예측한 극한전단강도 값들이 표 3에 나타나있고, 계산상에 전단보강근의 항복응력값은 규정에는 4200kg/cm²가 상한선이지만 정확한 결과의 분석을 위해 실측치인 4300kg/cm²을 사용하였다.

Table 3 Comparison of predicted and experimental results

Beam specimens	Measured ultimate shear V_{test} , (ton)	ACI 318-89 predictions	
		V_{ACI} , (ton)	V_{test} / V_{ACI}
N-0	24.91	24.61	1.01
N-1	45.71	33.21	1.38
N-2	36.25	33.21*	1.09
N-3	48.26	36.39	1.33
M-0	29.58	33.58	0.88
M-1	40.48	42.18	0.96
M-2	55.16	45.86	1.20
M-3	68.94	50.77	1.36
H-0	32.69	34.32	0.95
H-1	48.26	42.92	1.12
H-2	59.83	49.06	1.22
H-3	77.84	62.82	1.24

* Not justified due to violating ACI max. spacing limit ($s \leq d/2$)

3.2 전단연성거동

그림 5에 전체 12개의 시험체에 대한 전단저항이 전단변형률의 변수로 표시되어 각 시험체의 전단연성거동을 나타내고 있다.

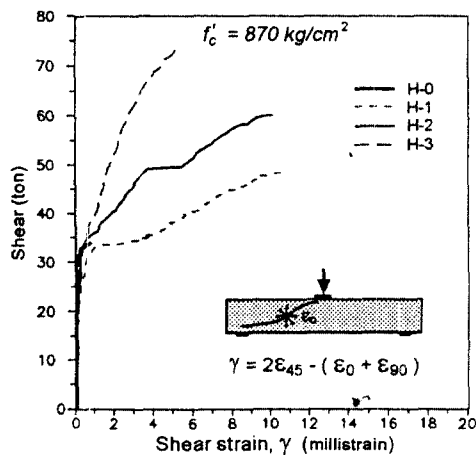
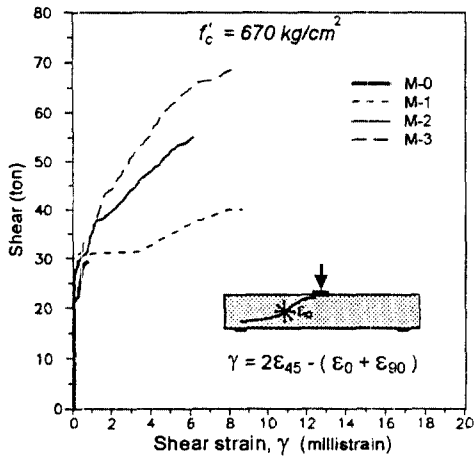
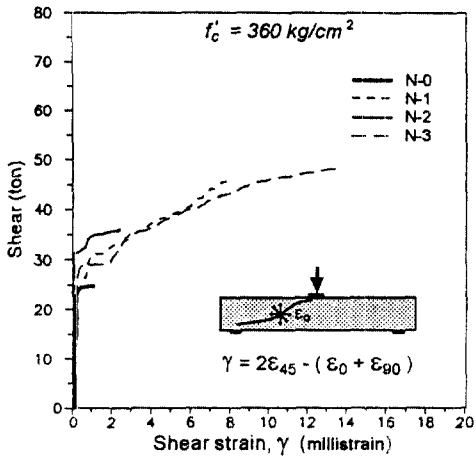


Fig. 5 Shear force vs. shear strain of beam specimens

그림 5에서 보는 것처럼 각 시험체들이 균열 발생전, 발생이후 그리고 부재의 항복이후의 단계별 거동을 보이며 예측했던대로 콘크리트의 강도가 증가할수록 최초 사균열이 더 높은 전단하중에서 발생하였다. 또한 처음 사균열을 야기하는 전단하중과 최종파괴를 발생시키는 전단하중값은 전단보강량에 따라 변화함을 알 수 있으며, 적당한 양의 전단보강근이 제공되면 비례해서 전단연성거동이 증진됨을 나타낸다.

주목해야 될 것은 보통강도 콘크리트 시험체인 N-2의 경우 시험체 N-1과 같은 양의 전단보강근을 배근하였어도 전단철근의 배근간격이 넓어짐에 따라 전단연성거동은 현저히 저하됨을 볼 수 있으며 이는 ACI 318-89에서 규정하고 있는 전단철근의 최소간격에 관한 규준인 $s \leq d/2$, 즉 전단철근의 간격이 최소한 보의 유효깊이의 반 이하여야 된다는 조건식이 전단연성 측면에서 중요한 요건임을 보여준다.

3.3 보유전단내력

RC 보에서 보유전단내력이란 처음 사인장균열이 발생하였을때 전단에 의한 취성파괴를 어느정도 연장해 주는가하는 능력으로 표현할 수 있으며, Johnson과 Ramirez는 이러한 보유전단내력을 극한전단강도 V_U 와 처음 사균열을 야기시키는 전단강도 V_{cr} 의 차이($V_U - V_{cr}$)이란 양적인 개념으로 정의를 하였다.⁽⁷⁾ 이러한 값은 사균열 발생시부터 종국파괴에 이를때까지 보에 남아있는 전단강도의 양만큼을 추정하는 값이며(V_U/V_{cr})의 지수 형태로 표시되기도 한다.

표 4에서는 맨처음 사균열이 발생하였을 때의 전단강도 V_{cr} 의 측정값이 표시되어 있지만 실험도중에 맨처음 사균열을 야기시키는 전단하중값을 인식하는데는 어려움이 있으므로, 이 값들은 발생된 균열이 가력점 방향으로 진행하려고 했을때의 전단하중치로 실제로는 이미 그 이전에 미세한 사균열이 발생했을 가능성도 있다는 것을 배제할 수는 없다. 표 4는 또한 측정된 극한전단강도와 ($V_U - V_{cr}$) 형태로 표시되는 보유전단내력 및 (V_U/V_{cr}) 형태로 표시되는 보유전단내력 지수값

도 표시되어 있다.

전단철근 및 콘크리트 자체에 의한 전체 보유전단내력(total reserved shear strength)은 표 4에서 보는것처럼 콘크리트 강도와 상관없이 전단보강량이 증가함에 따라 증가함을 보여주고 있다. 만일 전단보강근의 항복이후의 변형경화(strain hardening)에 의한 효과를 고려치 않으면 주인장철근의 영향을 포함한 콘크리트 자체만에 의해 갖게되는 보유전단내력은 $(V_U - V_S) - V_{Cr}$ 의 형태로, 그리고 $(V_U - V_S) / V_{Cr}$ 의 지수형태로 표현되어지며 이 값들도 표 4에 나타나 있다.

Table 4 Summary of reserved shear strengths and indices

Beam specimens	V_{Cr} (ton)	V_S (ton)	V_U (ton)	Total reserved shear		Reserved shear in concrete	
				strength	index	strength	index
				$V_U - V_{Cr}$ (ton)	V_U / V_{Cr}	$(V_U - V_S) / V_{Cr}$ (ton)	$(V_U - V_S) / V_U$
N-0	24.46	0.0	24.91	0.45	1.02	0.45	1.02
N-1	26.69	8.6	45.71	19.02	1.71	10.42	1.39
N-2	20.02	8.6	36.25	16.23	1.81	7.63	1.38
N-3	28.91	12.28	48.26	19.35	1.67	7.07	1.24
M-0	28.91	0.0	29.58	0.67	1.02	0.67	1.02
M-1	30.47	8.6	40.48	10.01	1.33	1.41	1.05
M-2	30.69	12.28	55.16	24.47	1.79	12.19	1.40
M-3	33.36	17.19	68.94	35.58	2.07	18.39	1.55
H-0	31.14	0.0	32.69	1.55	1.05	1.55	1.05
H-1	32.25	8.6	48.26	16.01	1.50	7.41	1.23
H-2	33.36	14.74	59.83	26.47	1.79	11.73	1.35
H-3	35.58	24.56	77.84	42.26	2.19	17.70	1.50

전단보강량이 증가하면 이 값들도 콘크리트의 압축강도와 상관없이 더불어 증가함을 알 수 있어 콘크리트 자체에 의한 보유전단강도 역시 전단보강근에 따라서 변화하는 것을 알 수 있다. 이는 전단철근이 보강됨으로써 여러가지 전단 메카니즘상의 효과를 상승시켜 주기 때문이며, 예를 들면 전단보강근이 주인장철근을 지지해주면서 콘크리트와의 활렬(splitting)을 방지하게 해주며 그로 인해 다우얼 효과를 증가시켜준다. 이와함께 전단보강근은 사균열을 봉쇄시키며, 야기된 사균열의 퍼짐을 최소화하고 균열폭을 잡아주며, 따라서 압축부 콘크리트의 구속력을 증가시키고 또한 골재간 상호물림의 효과를 증진시키게 된다.

고강도 콘크리트 시험체인 M-1의 경우와 초고강도 콘크리트 시험체인 H-1의 경우는 상대적으로 낮은 콘크리트만의 보유전단강도를 나타내며, 이는 너무 적은 양의 전단철근만을 보강하는것은 상술한 여러 전단 메카니즘을 유리한 쪽으로 만들기에는 충분치 못함을 알 수 있다.

3.4 파괴양상

각 강도별 시험체의 최종 파괴양상은 하중초기에는 12개의 시험체 모두 어떠한 균열도 없는 상태에서 앞서 기술한 각 콘크리트 강도별 휨강도 값에 근거해서 예측한 하중값에 이르러 보 중앙하부에 초기 휨균열이 미세하게 발생하였으며, 하중이 증가함에 따라 전단지간에 휨균열을 형성하였다.

우선 각 강도별로 전단보강근이 없는 시험체인 N-0, M-0 및 H-0의 경우는 처음 사균열을 야기시키는 하중값이 거의 극한강도치에 가까웠으며, 일성 하중단계에서 전단지간 휨균열이 가력점을 향하면서 사인장균열로 진전되거나 전단지간내의 보 중앙에서 사인장 균열이 급작스럽게 발생했다. 통상 전단-스팬비가 3.2 정도의 보는 대부분 전단지간에 발생한 휨균열 선단으로부터 사인장균열이 발전되는 경향이 있으므로, RC 보가 고강도화 되면서 전단지간내의 보 중앙에서 육안으로 볼 수 있는 사인장균열이 급작스럽게 발생하였으나, 실제로는 미세한 휨균열의 발생뒤에 그선단에서 갑자기 중앙의 가력점쪽으로 육안으로 볼 수 있는 크기의 사인장균열로 급진전 되었을 가능성도 물론 배제 할 수는 없다.

이러한 사인장균열이 계속 진전 압축대가 형성되며 균열의 폭이 넓어지면서 인장철근과 만나는 지점에 응력이 집중되어 인장철근을 따라서 활렬균열이 양 지점으로 이어지고, 가력점 근처에서 전단압괴가 발생하면서 종국파괴 되었다. 이러한 전단보강근이 없는 시험체의 파괴는 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 더 급작스럽고 폭발적이었으며, 파괴면은 더욱 매끈(smooth)해지는 것을 볼 수 있었다.

콘크리트 강도의 증가와 상관없이 동일하게 최

소전단철근이 보강된 각 강도별 시험체 N-1, M-1 및 H-1의 경우는 우선 보통강도의 콘크리트 시험체인 N-1의 경우 전단철근의 보강으로 내적 저항 메카니즘이 아치형상에서 부재의 인장력을 전단 보강근을 통해 콘크리트의 압축부로 전달케 하면서 파괴양상이 직선형의 압축대(compressive strut)형상으로 바뀌며, 파괴면의 각이 완만해지면서 더 많은 전단철근을 통한 내력의 재분배가 이루어져 연성이 증가함을 알 수 있다. 또한 전단철근의 보강을 통해 종국파괴를 유발시킨 단 하나의 주 사균열대신 다수의 사균열을 수반하며 주인장철근을 따라서 지점으로 진행되는 활렬균열을 방지하는 효과를 볼 수 있다.

그러나 고강도 콘크리트 시험체인 M-1 및 초고강도 콘크리트 시험체인 H-1의 경우는 국내의 콘크리트 표준시방서에 규정되어있는 최소전단철근 보강량 만으로는 어떠한 유리한 효과도 얻을수 없음을 알 수있다. 즉, 파괴면의 형상이 완만한 각을 이루지도 못하며 전단철근이 하나가 파열 되면서 연쇄적으로 바로 옆의 전단철근이 평음을 내며 파열되어 주 사균열 단 하나의 형성으로 종국파괴가 되고, 주인장 철근 방향으로 양 지점으로 진행되는 활렬균열을 제어하지도 못하였다.

각 콘크리트 강도에 따라 전단보강량을 증가시킨 시험체인 N-2, N-3, M-2, M-3, H-2 및 H-3를 보면 적당량의 전단철근이 보강되었을때는 파괴가 위에 언급했던 것과 같은 유리한 쪽으로 진행되며 전단보강근의 저항으로 인하여 전단균열의 폭을 제어하고 사균열 이후에도 지속적인 하중저항 능력을 나타내어 내력의 재분배를 이루어 대칭적인 균열을 발생시키며 최종적인 파괴를 나타내었다.

4. 결 론

본 연구는 강도가 360, 670 및 870kg/cm²인 보통강도, 고강도 및 초고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 강도증진 그리고 전단보강근에 따른 전단거동을 실험을 통하여 분석하고 극한 전단강도, 전단연성거동, 보유전단내력 및 파괴양상등을 고찰하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 전단보강근이 없는 경우 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 최초의 사균열을 발생케하는 전단강도와 종국파괴를 유도하는 극한전단강도가 커짐을 알 수 있다.

2) 전단철근이 보강되면서 전단변형률을 변수로 표시한 전단연성능력이 증가되며 내력의 재분배등 효율적인 거동을 보였지만, 고강도 및 초고강도 콘크리트 보의 경우 국내의 콘크리트 시방서에 규정하고 있는 최소전단철근량만 보강된 때는 상기의 유리한 거동을 기대할수 없으므로 콘크리트 압축강도 증가에 따라 최소전단철근량도 더불어 증가해야 됨을 알 수 있다.

3) 적당한 양의 전단보강근이 제공되면 이에 상응해서 전단연성이 증진되며, 같은 양의 전단철근을 보강하였어도 배근간격을 유효깊이의 반보다 넓게 보강했을 때는 전단연성이 현저히 저하됨을 볼 수 있으며, 따라서 이 간격에 관한 규준은 적당한 것으로 사료된다.

4) 현재 콘크리트 강도와 무관하게 일정한 값의 최소전단철근량을 규정하고 있는 국내 콘크리트 시방서와 콘크리트 강도의 상한치를 700kg/cm² 이상인 경우로 규정하고 있는 ACI 318-89의 최소전단철근에 관한 보완규준도 향후의 안정된 전단설계를 위해 계속적인 연구가 수행되어야 되리라 사료된다.

감사의 글

본 연구는 캐나다의 고강도 콘크리트 네트워크(NCE-HPC)의 연구비 지원으로 수행되었으며, McGill 대학교의 Denis Mitchell 교수의 협조와 사물에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High Strength Concrete", Committee Report ACI 363R 92, American Concrete Institute, Detroit, 1992.
2. 변근주, "고성능콘크리트의 연구동향 및 전망", 한국콘크리트학회지, 제 6권, 1호, 1994, 2, pp. 2-23.

3. 박칠림, “고성능콘크리트의 연구현황과 실용화 방안”, 한국레미콘공업협회지, 제40호, 1994, 7, pp. 27-35.
4. 신성우, “고강도콘크리트의 개발현황과 방향”, 한국레미콘공업협회지, 제40호, 1994, 7, pp. 18-26.
5. 정상진 외 1인, “고성능 콘크리트의 고강도 실용화에 관한 연구”, 한국콘크리트학회지, 제 6권, 1호, 1994, 4, pp. 24-31.
6. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary(ACI 318M-89/ACI 318R-89)”, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
7. Johnson, M. K. and Ramirez, J. A., “Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete”, ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 4, Jul.-Aug. 1989, pp. 376-382.
8. 신성우, 외 5인, “전단-스팬비가 작은 고강도 철근콘크리트보의 전단성능에 관한 실험적 연구”, 한국콘크리트학회지, 제4권, 4호, 1992, 12, pp. 171-179.
9. Roller, J. J. and Russel, H. G., “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement”, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 191-198.
10. ACI-ASCE Committee 426, “Shear Strength of Reinforced Concrete Members”, Proceedings, ASCE, Vol. 99, No. ST6, Jun. 1973, pp. 1091-1187.
11. Schlaich, J., Schafer, K. and Jennewein, M., “Toward a Consistant Design of Structural Concrete”, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 32, No. 3, May-Jun. 1987, pp. 74-150.
12. 콘크리트 표준시방서, 건설부, 1988.
(접수일자 : 1994. 10. 28)