

剪斷 鐵筋이 있는 高强度와 보통强度 鐵筋 콘크리트 보의
剪斷學動에 관한 實驗的 研究
Shear Behavior of High and Low Strength Reinforced Concrete Beams
with Web Reinforcement

이 영재* 최 정우* 박 찬규** 신 길윤*** 서원명****
Young-Jae Lee Jung-Woo Choi Chan-kyu Park Gil-Yoon Shin Won-Myoung Seo

ABSTRACT

Results of an experimental investigation of the shear and flexures strength of doubly reinforced concrete beams were summarized. A total of 24 beams was tested; 4 without web reinforcement and 20 with web reinforcement in the form of vertical stirrups. Main variables were compressive strength of concrete which was 26.88MPa and 63.47MPa, spacing of stirrups which was no-stirrups, 200, 150, 120, 100 and 90mm. Tests results were compared with strength predicted using the equations of ACI 318-89. The shear reinforcement ratio of the beams, which failed simultaneously under both flexures and shear, were $0.66\rho_{vmax}$ for low strength concrete beams and $0.56\rho_{vmax}$ for high strength concrete beams, respectively. Thus, ACI equations for shear reinforcement were very conservative.

1. 서론

20세기에 이르러 현대문명의 급속한 발전과 도로 운송 수단의 대형화, 고속화 추세로 인하여 건설구조물의 다 기능의 요구에 따라 교량등 비교적 정형화된 구조물 뿐만 아니라 원자력 발전소, 핵폐기물 시설물, 지하구조물, 해양구조물 등 전세계적으로 복잡한 특수 구조물의 건설이 증가되는 실정에 있으며, 이는 구조재료의 고강도화 및 경량화를 요구하고 있다. 부존 자원이 적은 국내 실정으로 보아 철강재로 고강도에 대처하는 것보

다 풍부한 콘크리트 재료를 발전시켜 고강도화 할 수 있는 방안이 바람직 할 것이다.

철근콘크리트 구조물을 설계할 때는 그 구조물의 내구연한 동안에 발생할 수 있는 어떤 형태의 파괴에 대해서도 적절한 안전율을 갖도록 설계되어야 한다. 철근콘크리트 구조물에서 흔히 발생하는 파괴형태는 휨파괴와 전단파괴이다. 휨파괴는 휨모멘트에 의한 파괴임에 반하여 전단파괴는 전단력과 휨모멘트의 조합작용에 의한 파괴이고 가끔 축방향력과 비틀림을 동반하기도 한다. 이 전단파괴는 휨내력 이하로 부재의 강도를 감소시키는 물론 부재의 연성도 크게 감소시킨다. 특히, 연성이 감소되어 전단취성 파괴를 일으키기 때문에 구조물에 있어서 바람직하지 못한 파괴라고 생각해왔다. 철근콘크리트 보의 전단파괴에 대한 연구는 수십년에 걸친 많은

* 상주산업대학교 토목공학과 조교수

** 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

*** 농어촌진흥공사 경북지사 농어촌개발과장

**** 경상대학교 농공학과 교수

연구자들의 노력에도 불구하고 아직까지 명확하게 규명하지 못하고 있는 어려운 문제 중의 하나이며, 진단거동은 휨거동에 비해서 여러가지 변수들에 의해 더욱 복잡하고 이론적으로 규명하기 곤란한 인자를 포함하고 있다. 그 결과 현재 각국의 진단설계 기준식은 주로 실험에 의존한 공식들을 사용하고 있다. 고강도 콘크리트는 재료적으로 脆性的인 성질을 가지고 있으며, 파괴시 골재를 가르는 균열면의 매끄러움으로 인하여 사인장균열 이후의 保有强度가 감소 한다고 알려져 있다.^{1,2,4)} 또한 여러가지 파괴양상중 진단파괴는 급작스럽게 발생하므로 고강도 콘크리트가 진단파괴되는 경우는 매우 위험한 파괴를 유발할 수 있다.

현재 ACI 318-89 진단 설계기준식은 비교적 콘크리트 압축강도가 낮은 14~41MPa 범위의 콘크리트를 사용하여 수립된 실험식이다. 따라서 압축강도 41MPa를 넘는 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트보의 경우 기준식의 적용은 많은 문제점을 내포하고 있다.

현행 진단기준식이 진단강도에 영향을 미치는 주인자인 콘크리트 압축강도, 주철근비, 진단-스팬비에 대한 평가가 아직까지 명확하지 않으며, 일부 연구자들은 콘크리트가 고강도화됨에 따라 ACI 진단설계식의 불합리함을 지적하고 있다.^{1,2,3)}

이 연구에서는 剪斷補強이 있는 경우와 없는 경우를 비교하고 고강도 및 보통강도 철근콘크리트 보의 진단 메카니즘에 대한 일반적인 거동과 진단철근비에 따른 안전율과 진단능력 및 파괴양상을 분석하여 고강도 鐵筋 콘크리트보에 대한 설계지침의 기본자료 수립에 기여코저 한다

2. 실험

2.1 시험체 계획

시험보의 종류는 두가지로 스테럽이 있는 보 20개 스테럽이 없는 보 4개로 이루어진 총 24개의 철근콘크리트 보를 제작하였다. 시험체의 세부사항은 표 1과 그림 1에 나타낸 바

와 같다. 그리고 표 1에서 $\rho_{vmax(ACI)}$ 는 다음과 같이 결정하였다.

$$V_s = \frac{\phi_f}{\phi_s} \frac{M_n}{a} - V_c \quad (1)$$

$$s_{max} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (2)$$

$$\rho_{vmax} = \frac{A_v}{b s_{max}} \quad (3)$$

여기서,

ϕ_f = 진단에 의한 강도 감소계수,

ϕ_s = 휨에 의한 강도 감소계수,

V_c = 콘크리트가 부담하는 진단강도,

V_s = 진단철근이 부담하는 진단강도,

A_v = 진단철근의 단면적,

f_y = 철근의 항복강도,

d = 보의 유효높이,

a/d = 진단스팬비,

M_n = 단면의 공칭휨강도.

2.2 재료의 성질

시멘트는 제1종 보통 포틀랜드 시멘트를, 잔골재로서 강모래를 사용하였고, 굵은골재는 최대크기 19mm의 쇄석을 사용하였다. 고강도 콘크리트의 작업성을 확보하기 위하여 고성능 유동화제인 Super-20을 사용하였으며, 실리카흄을 첨가하였다. 콘크리트 배합표는 표 2에 나타낸 바와 같다.

그리고 사용된 철근의 재료적 특성은 표 3에 나타낸 바와 같다.

2.3 시험체 제작

고강도 시험체에서는 인장철근으로 D25를 2단 배치로 각각 4개씩 8개로 배근하였으며, 압축철근으로 D10을 2개 배근하였다. 보통강도 시험체에서는 인장철근으로 하단에 D25를 4개, 상단에 D22를 4개씩 배근하였으며 압축부에는 D22를 3개 배근하였다. 콘크리트 제조는 구미시 공단동 소재 구미레미콘(주)에서 현장시공과 동일한 조건으로 배합하고 레미콘차를 현장까지 운반하여 시험보에 타설할때는 펌프차를 이용하였으며, 타설시에는 현장용 진동기를 사용하였다. 그리고 시

표 1 시험체 상세

Specimen	h (mm)	b (mm)	d (mm)	d' (mm)	stirrup spacing (mm)	steel content (mm ²)		a/d	ρ_v	$\frac{\rho_v}{\rho_{v, \max}(ACI)^*}$
						A _s ' (mm ²)	A _s (mm ²)			
NC-∞-1	608	298	530	87.6	∞	1161.3	3575.2	2.95	0.00	0.00
NC-∞-2	600	297	522	69.1	∞	1161.3	3575.2	3.00	0.00	0.00
NC-20-1	601	300	523	70.1	20	1161.3	3575.2	2.99	0.238	0.49
NC-20-2	600	303	522	70.1	20	1161.3	3575.2	3.00	0.235	0.49
NC-15-1	598	299	520	73.1	15	1161.3	3575.2	3.01	0.318	0.66
NC-15-2	603	298	525	76.1	15	1161.3	3575.2	2.98	0.319	0.66
NC-12-1	586	295	508	61.1	12	1161.3	3575.2	3.08	0.403	0.81
NC-12-2	601	296	523	65.1	12	1161.3	3575.2	2.99	0.401	0.81
NC-10-1	598	298	520	77.6	10	1161.3	3575.2	3.01	0.479	0.99
NC-10-2	600	297	522	68.1	10	1161.3	3575.2	3.00	0.480	0.98
NC- 9-1	592	297	514	69.1	9	1161.3	3575.2	3.05	0.533	1.09
NC- 9-2	598	294	520	79.1	9	1161.3	3575.2	3.01	0.439	1.10
HC-∞-1	600	295	517	79.8	∞	142.6	4053.6	3.00	0.00	0.00
HC-∞-2	608	293	525	87.8	∞	142.6	4053.6	2.95	0.00	0.00
HC-20-1	611	297	528	90.8	20	142.6	4053.6	2.94	0.240	0.42
HC-20-2	613	298	530	92.8	20	142.6	4053.6	2.93	0.239	0.42
HC-15-1	606	294	523	85.8	15	142.6	4053.6	2.97	0.323	0.56
HC-15-2	613	295	530	92.8	15	142.6	4053.6	2.93	0.322	0.56
HC-12-1	613	294	530	92.8	12	142.6	4053.6	2.93	0.404	0.69
HC-12-2	596	295	513	75.8	12	142.6	4053.6	3.02	0.403	0.69
HC-10-1	620	294	537	99.8	10	142.6	4053.6	2.89	0.485	0.83
HC-10-2	604	293	521	83.8	10	142.6	4053.6	2.98	0.487	0.83
HC- 9-1	602	295	519	81.8	9	142.6	4053.6	2.99	0.537	0.92
HC- 9-2	599	293	516	78.8	9	142.6	4053.6	3.01	0.541	0.92

* considered strength reduces factors

표 2. 콘크리트 배합표

mix no.	cement (kg/m ³)	water (kg/m ³)	sand (kg/m ³)	coarse aggregate (kg/m ³)	silica fume (kg/m ³)	superplasticizer (%)	f _c ' (MPa)
NSC	401	190	752	945	-	-	26.88
HSC	522	144	602	1079	58	2	63.45

표 3 철근의 성질

type	yield strength	tensile strength	elastic modulus
	f _y (MPa)	f _t (MPa)	E _s (MPa)
D10	404.0	576.8	188139
D22	390.9	657.4	210762
D25	418.2	612.3	220454

형체 제작과 같이 $\phi 15 \times 30\text{cm}$ 원주형 공시체를 제작하여 시험체 시험직전에 강도측정을 하였다.

2.4 가력장치 및 재하방법

본 실험에 사용된 시험기는 INSTRON 社의 최대용량 250t 의 Closed-Loop Servo-Hydraulic dynamic materials testing System이며, displacement control 방식을 사용하였다. 모든 시험체에서 중앙부에 2점 가력을 하였으며, 처짐을 측정하기 위해 중앙부에 2개의 LVDT를 설치하였다. 각 하중 단계마다 보 중앙부위 처짐, 보 중앙부 및 전단구간 중간에서의 철근의 변형도를 측정하였으며, 시험직전 콘크리트 스트레인 게이지를 붙여서 콘크리트 압축부 변형도를 측정하였다.

3. 실험결과 및 고찰

이 연구의 실험 결과 표 4에 제시되어 있다.

3.1 보의 중앙에서 하중-처짐곡선

하중-처짐곡선은 그림 2와 그림 3에 나타난 바와 같으며, 보통강도 시험체보다 고강도 시험체에서 초기 기울기가 다소 높은 것으로 나타났는데 이는 콘크리트의 탄성 계수에 기인한다. 전단철근의 유무에 관계없이 전단 파괴를 나타낸 시험체에는 사인장균열 이후에 어느정도 보유내력을 보이다가 최대 하중 이후에 연성능력이 없기 때문에 급격한 취성파괴(brittle failure) 현상을 나타내고 있다.

그림에서 알 수 있듯이 휨거동에서 보통강도 부재에서는 최대 하중 이후에 하중-처짐의 곡선은 수평적으로 완만한 형태를 나타내고 있으며, 하중이 약 800kN일 때 실제적인 파괴가 일어남을 알 수 있다. 이러한 실제 파괴 하중 이후에는 급격한 파괴가 진행되는 것으로 나타났다. 고강도 부재에서는 휨에 의해 부재가 파괴되었더라도 최대 하중 이후에 급격한 하강 곡선을 나타냈다 이는 고강도 콘크리트의 취성적인 성질에 기인한다. 그리고 하중-처짐 곡선은 급격한 하중 감소

이후에 다시 수평으로 구부러지는 형태를 나타냈는데, 스티럽의 간격이 클수록 이러한 현상이 뚜렷함을 알 수 있다.

3.2 보의 전단 및 휨거동

그림 4에서 볼 수 있는 바와 같이 전단 거동인 경우에 ACI 식에 대한 안전율을 비교해볼 경우, 스티럽이 없을 때 고강도 콘크리트 보에서는 안전율이 가장 작은 것으로, 보통강도 콘크리트 보에서는 가장 큰 것으로 나타났다. 그리고 그림에서 알 수 있듯이 스티럽이 없을 경우 고강도 콘크리트 보의 안전율은 보통강도 콘크리트의 안전율 보다 현격히 떨어지는 것으로 나타났다. 그런데 전단 철근이 있는 경우, 고강도 콘크리트 부재의 안전율은 보통강도 콘크리트 부재의 안전율과 거의 같음을 알 수 있다. 이는 고강도 콘크리트 보에서 콘크리트에 의한 안전율의 감소를 스티럽이 보완해주기 때문인 것으로 판단된다. 이는 고강도 콘크리트 보에서의 스티럽의 효과가 보통강도일 때보다 상대적으로 큰 것으로 생각할 수 있다.

전체적으로 이 연구에서 수행한 범위내에서의 결과를 가지고 볼 때, 현재의 ACI 전단 강도 예측식은 안전측임을 알 수 있다. 그러나 없는 경우에 콘크리트가 고강도화됨에 따라 ACI식이 불안해 질수 있음을 시사하고 있다.

표 4에서 알 수 있듯이 스티럽이 없는 경우에 측정된 휨모멘트는 단면 휨내력의 약 50%에 불과한 것으로 나타났으며, 콘크리트의 압축강도 증가에 따라 이 값이 감소한 것을 알 수 있다.

그리고 보통강도 및 고강도 콘크리트 보 모두 $s=150\text{mm}$ 근처에서 전단과 휨 파괴가 동시에 발생함을 보였는데, 이 때의 전단철근비는 보통강도에서는 $0.66\rho_{vmax}$, 고강도에서는 $0.56\rho_{vmax}$ 로 나타났다. 그 결과 ACI 전단 설계 산정식은 매우 안전측임을 알 수 있었다.

ACI 휨강도 예측식은 콘크리트의 압축강도에 관계없이 이 연구에서의 보의 휨강도를 잘 예측하고 있는 것으로 나타났다.

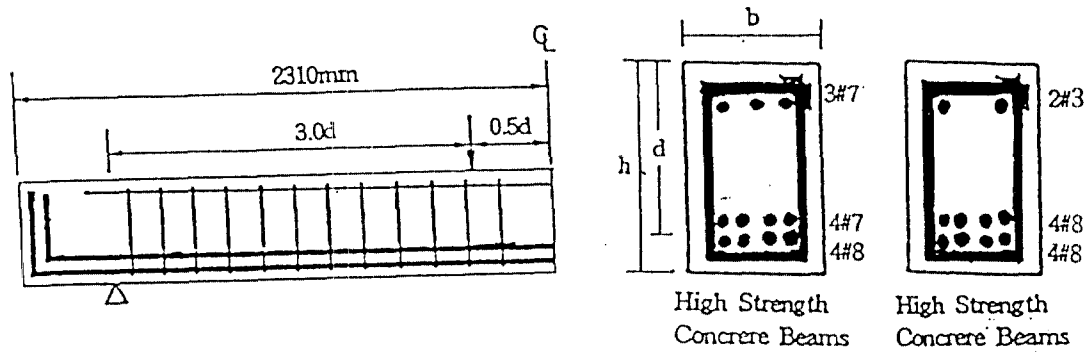
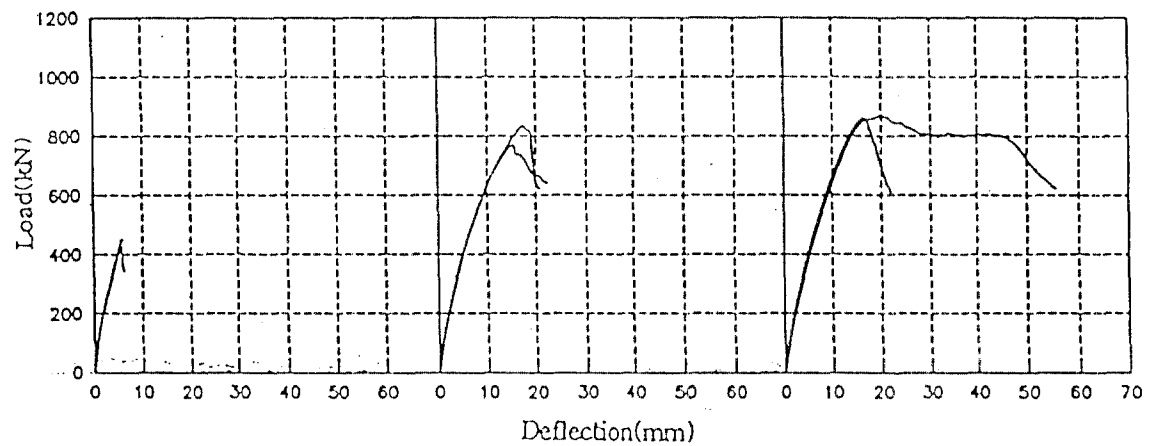


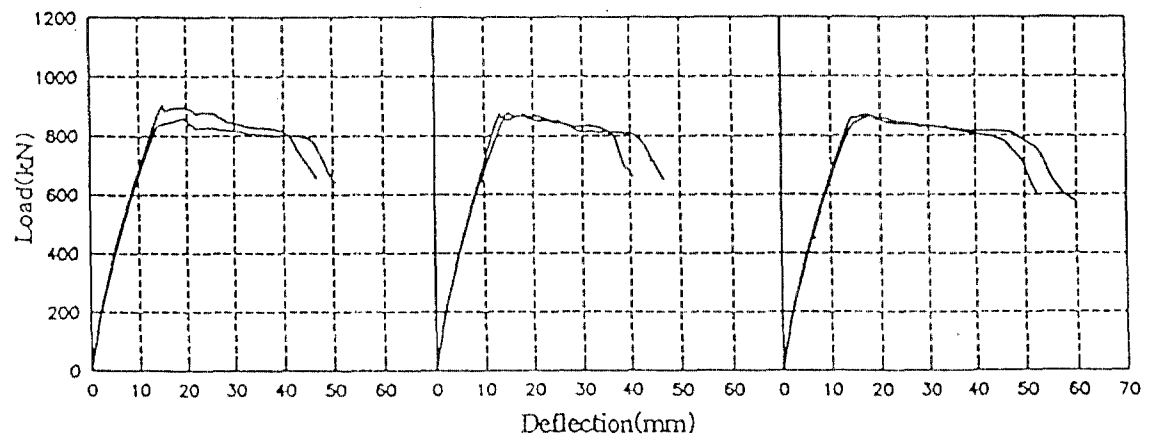
그림 1. 시험체 상세도



(a) $s = \infty$

(b) $s = 200\text{mm}$

(c) $s = 150\text{mm}$

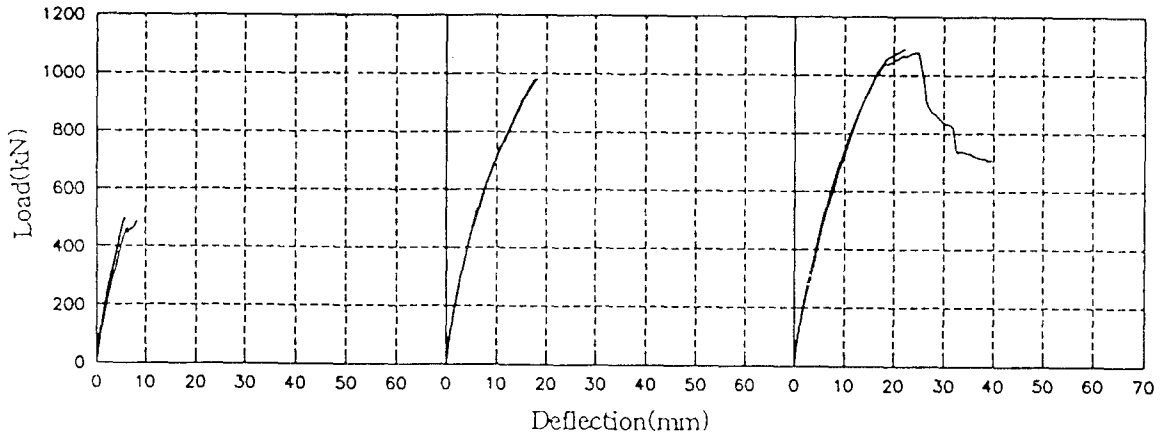


(d) $s = 120\text{mm}$

(e) $s = 100\text{mm}$

(f) $s = 90\text{mm}$

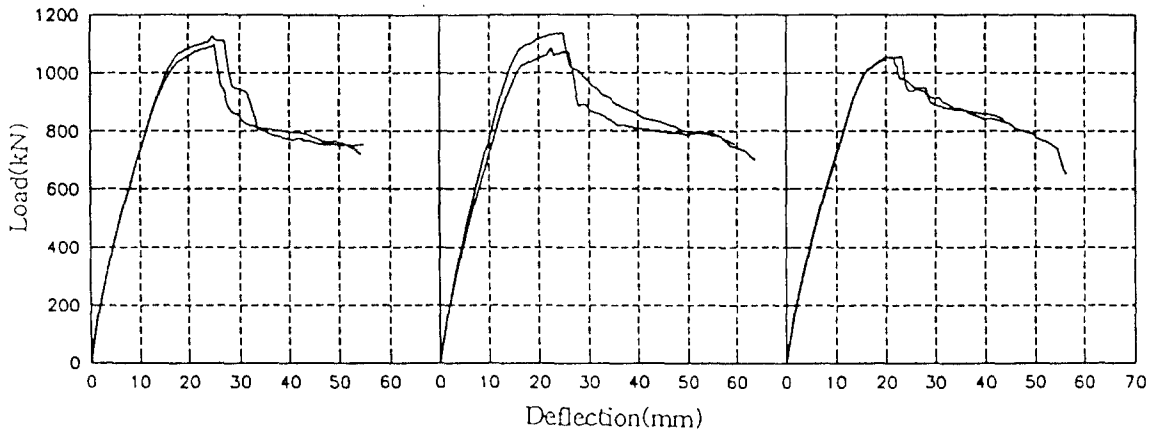
그림 2 보통강도 콘크리트 보의 하중-처짐 곡선



(a) $s=\infty$

(b) $s=200\text{mm}$

(c) $s=150\text{mm}$



(d) $s=120\text{mm}$

(e) $s=100\text{mm}$

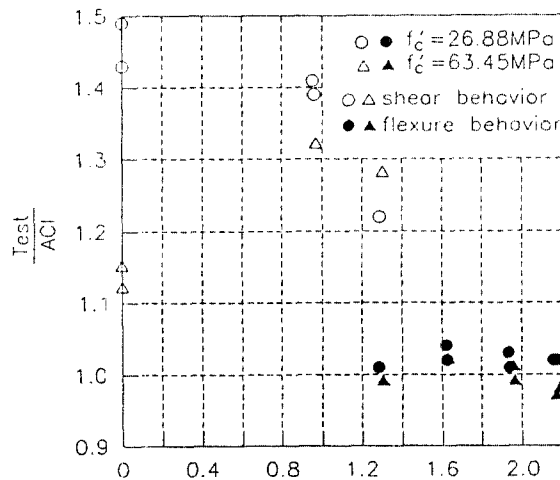
(f) $s=90\text{mm}$

그림 3 고강도 콘크리트 보의 하중-처짐 곡선

표 4 극한전단 및 휨강도 실험결과

Specimen	failure mode	measured ultimate moment (kN-m)	$\frac{M_n(test)}{M_n(ACI)}$	measured shear strength (kN)	$\frac{V_n(test)}{V_n(ACI)^*}$
NC-∞-1	shear	351.4	0.52	224.4	1.49
NC-∞-2	shear	330.6	0.49	211.1	1.43
NC-20-1	shear	599.4	0.83	382.8	1.39
NC-20-2	shear	649.9	0.97	415.5	1.41
NC-15-1	flexure	675.8	1.01	431.5	1.23
NC-15-2	shear	669.8	1.00	427.7	1.22
NC-12-1	flexure	667.8	1.02	426.4	1.10
NC-12-2	flexure	703.5	1.04	449.2	1.12
NC-10-1	flexure	681.7	1.03	435.3	0.97
NC-10-2	flexure	679.7	1.01	434.0	0.97
NC- 9-1	flexure	673.7	1.02	430.2	0.91
NC- 9-2	flexure	677.7	1.02	432.8	0.90
HC-∞-1	shear	376.0	0.45	242.4	1.12
HC-∞-2	shear	385.9	0.45	248.8	1.15
HC-20-1	shear	758.7	0.88	489.2	1.32
HC-20-2	shear	761.5	0.88	491.1	1.32
HC-15-1	flexure	836.8	0.99	539.5	1.30
HC-15-2	shear	845.3	0.98	545.5	1.28
HC-12-1	flexure	874.0	1.02	563.5	1.19
HC-12-2	flexure	851.5	1.02	549.0	1.19
HC-10-1	flexure	882.5	1.01	569.0	1.08
HC-10-2	flexure	841.4	0.99	542.5	1.05
HC- 9-1	flexure	819.7	0.97	528.5	0.96
HC- 9-2	flexure	818.9	0.98	528.0	0.97

* $V_n(ACI) = V_{c,ACI} + V_s$



$$A_v \frac{f_y}{bs} = rfy$$

그림 4. rfy가 콘크리트 강도와 보의 거동에 미치는 영향

4. 결론

보통강도 콘크리트 보(26.88MP_a)와 고강도 콘크리트보(63.47MP_a)에서 a/d가 3.0인 경우에 전단 철근비, 콘크리트 압축강도에 따른 실험을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 전단파괴와 휨파괴가 동시에 나타나는 스티럽 간격은 150mm 정도였고, 이 때의 전단철근비는 보통강도에서 $0.66\rho_{v,max}$, 고강도에서는 $0.56\rho_{v,max}$ 로 나타나 ACI 전단 설계 산정식은 매우 안전측임을 알 수 있었다.
- 2) ACI 휨강도 예측식은 압축강도에 관계없이 보의 휨강도를 정확하게 예측하였다.
- 3) 현재 ACI 전단식은 주로 고강도 콘크리트 부재보다 보통강도 콘크리트 부재에 대한 광범위한 연구에 기초한다. 이 사실에도 불구하고 ACI 전단식은 고강도 콘크리트 보를 포함해서 24개 모든 보에 대해 안전측임이 증명되었다. 그러나 스티럽이 없는 경우 ACI 식의 안전율은 고강도화 될수록 떨어지는 것으로 나타났다. 그 결과 전단보강이 없는 고강도 콘크리트 보에서, 보통강도 콘크리트 보와 비교해 볼 때 안전율의 관점에서 본다면 ACI 검토가 요구된다.

참 고 문 헌

- 1) Mphonde, A.G, and Frantz, G.C., "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams Without Stirrups," ACI Journal, Vol. 81, No. 4, 1984, pp. 350-357.
- 2) Elzanaty, A.H., Nilson, A.H., and Slate, F.O., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete" ACI Journal, Vol. 83, No.2, 1986, pp. 290-296.
- 3) Ahmad, S.H., Khaloo, A.R., and Poveda, A., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams," ACI Journal Proceedings, Vol. 83, No. 2, 1986, pp 297-305.
- 4) 권영호, 이광수, 오정근, 신성우. "전단보강이 있는 고강도 철근 콘크리트 부재의 전단강도에 관한 연구", 1989.10, 한국 건축학회 학술 발표 논문집 제 9 호, pp 479 - 482
- 5) ACI 318-89 Code, "Building Code Requirements for Reinforced concrete." A.C.I., Detroit, 1989.
- 6) Kim. W., "Shear-Critical Cracks in Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement : their Initiation and Propagation" PhD dissertation, Structural Engineering Department, Cornell University Ithaca, New York, 185-225 pp.
- 7) Andrew, G.M, and Gregory, C.F., "Shear Test of High and Low Strength Concrete Beams with Stirrup." ACI Journal, 1986, SP-87-10, pp 179-196
- 8) CEB-FIP, "state-of-the Art Report High Strength Concrete", CEB-FIP SR 90/1, Bulletin d' Information No. 197, pp. 40-46.
- 9) Elzanaty, A.H., Nilson, A. H., and Slate, F.O., "Shear-Critical High-Strength Concrete Beams," Research Report No. 85-1, Cornell University, Ithaca, 1985, 216 pp.
- 10) John J.R. and Henry G.R., "Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Web Reinforcement" ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, 1990, pp. 191-198.
- 11) Kaiss F. S. and Janan M.S. Al-Musa-wi, " Shear Design of High-and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement", ACI Structural Journal, 1992, 89-S62, pp. 658-663