

전단경간비와 주인장철근비가 철근콘크리트 보의 최소전단철근비에 미치는 영향

이정윤^{1)*} · 김욱연²⁾ · 김상우¹⁾ · 이범식³⁾

¹⁾ 성균관대학교 건축공학과 ²⁾ 상원구조 기술사 사무소 ³⁾ 대한주택공사

(2004년 4월 30일 원고접수, 2004년 9월 30일 심사완료)

Effects of Shear Span-to-depth Ratio and Tensile Longitudinal Reinforcement Ratio on Minimum Shear Reinforcement Ratio of RC Beams

Jung-Yoon Lee^{1)*}, Wook-Yeon Kim²⁾, Sang-Woo Kim¹⁾, and Bum-Sik Lee³⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

²⁾ Sangwon Engineering, 546-1 Kueui-dong, Kwangjin-ku, Seoul, 143-715, Korea

³⁾ Korea National Housing Corp. 175 Gumi-dong, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do 463-704

(Received April 30, 2004, Accepted September 30, 2004)

ABSTRACT

To prevent the shear failure that occurs abruptly with no sufficient warning, the minimum amount of shear reinforcement should be provided to reinforced concrete(RC) beams. The minimum amount of shear reinforcement of RC beams is influenced by not only compressive strength of concrete but also shear span-to-depth ratio and ratio of tensile longitudinal reinforcement. In this paper, 14 RC beams were tested in order to observe the influences of shear span-to-depth ratio, ratio of tensile longitudinal reinforcement, and compressive strength of concrete.

The test results indicated that the rate of shear strength to the diagonal cracking strength of RC beams with the same amount of shear reinforcement increased as the ratio of tensile longitudinal reinforcement increased, while it decreased as the shear span-to-depth ratio increased. The observed test results were compared with the calculated results by the current ACI 318-02 Building Code and the proposed equation.

Keywords : minimum shear reinforcement ratio, reinforced concrete beams, tensile longitudinal reinforcement ratio, shear span-to-depth ratio

1. 서 론

철근콘크리트 부재에 배근된 전단보강철근은 사인장균열이 한 곳에 집중되는 것을 방지하고, 균열 폭이 증대되는 것을 억제하며, 부재의 연성을 증대시킨다. 철근콘크리트 부재에 전단보강철근이 없거나 부족할 경우에는 그 부재에 사인장균열이 발생함과 동시에 부재 내력이 급격히 저하하는 취성적인 파괴를 일으킨다. 현행 콘크리트 구조 설계기준에서는 최소전단보강철근량을 제한하여 사인장균열 발생이후의 여유 내력을 확보하고, 사인장균열의 폭을 억제하고 있다.

여유 내력에 대해서는 각 기준에서 최소전단철근비(ρ_{min})를 제한하여 사인장균열 발생과 동시에 부재가 파괴되는 것을 방지한다. 사인장균열 폭의 억제에 대해서는

균열에 적어도 한 개 이상의 전단보강철근이 배근될 수 있도록 유효깊이(d)의 1/2 또는 1/4과 300mm 또는 600mm 값 중에서 최소 값 이하로 전단보강철근을 배근하도록 규정하고 있다.

철근콘크리트 부재의 전단설계에 있어서 전단철근비의 중요성에 비하여, 최소전단철근비에 대한 연구는 극히 적은 실정이다. Yoon 등¹⁾, Ozcebe 등²⁾, Jonhson 등³⁾, Roller 등⁴⁾은 철근콘크리트 보의 실험을 통하여 ACI 318-89⁵⁾ 및 CSA-94⁶⁾ 최소전단보강철근 기준식을 검토하였다. Yoon 등은 콘크리트 압축강도가 36, 67, 87MPa로 증가하는 12개의 철근콘크리트 보를 실험하였다. 실험에 의하면 CSA-94 기준식에 의하여 설계된 철근콘크리트 보는 균열발생 이후에도 안정된 전단거동을 보였지만, ACI 318-89기준에 의하여 설계된 콘크리트압축강도(f_{ck}) 69MPa이상의 보 는 균열발생 이후에 전단강도 여유율이 충분하지 못하였다. Ozcebe 등은 콘크리트의 압축강도가 58MPa에서 82MPa까지 변화하는 13개의 철근콘크리트 보의 실험을 통

* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jylee@yurim.skku.ac.kr

$$\rho_t = \frac{1}{f_t}(\tau_H \tan \alpha - \sigma_1^c) \quad (3)$$

사인장균열이 발생하기 직전에 철근콘크리트 요소의 각도(α)는 45도에 가까우며 전단 응력(τ_H)은 콘크리트의 균열발생강도(σ_{cr})에 도달한다. 균열이 발생한 순간에 외력은 전단보강철근에 의하여 지지되므로 최소전단철근비(ρ_{\min})에 상응하는 철근의 응력은 항복강도(f_{ty})로 대체할 수 있다.

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_{ty}}(\sigma_{cr} \tan \alpha - \sigma_1^c) \quad (4)$$

식 (4)에서 사인장균열이 발생한 콘크리트 압축대의 각도(α)는 트러스모델의 적합방정식을 이용하여 유도하였으며 σ_{cr} 과 σ_1^c 는 각각 Zsutty 및¹⁴⁾ Belarbi 등¹⁵⁾의 제안식을 이용하였다. 압축대의 각도(α)를 유도하기 위하여 필요한 l 방향의 평균변형률(ϵ_l)에는 전단경간비(a/d)와 주인장철근비(ρ_l)의 영향이 고려되었다. 이와 같은 함수를 대입하면 식 (5)와 같이 철근콘크리트 보의 최소전단철근비 평가식을 구할 수 있다. 식 (5)의 유도과정은 선행 연구에 상세히 기술되어 있다.

$$\rho_{\min} = 0.035 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ty}} \left(\frac{a}{\rho_l d} \right)^{0.1} \quad (5)$$

트러스 모델에 의하여 유도된 식 (5)는 콘크리트의 압축강도(f_{ck}), 전단보강철근의 항복응력(f_{ty}), 주인장철근비(ρ_l)와 전단경간비(a/d)의 영향을 포함하고 있다. 최소전단철근비(ρ_{\min})는 콘크리트의 압축강도(f_{ck})가 증가할수록 증가하였으며 Roller 등⁴⁾의 실험에 근거하여 새롭게 개정된 ACI 318-02 기준식과 유사하였다. 또한, ACI 318-02 기준식이 주인장철근비(ρ_l)와 전단경간비(a/d)의 영향을 고려할 수 없는 것에 반하여 식 (5)의 ρ_{\min} 은 주인장철근비(ρ_l)가 증가함에 따라서 감소하며, 전단경간비(a/d)가 증가할수록 증가하였다.

3. 실험계획

최소전단철근비에 대한 기존 연구에서의 실험은 실험체의 수가 적을 뿐만 아니라, 대부분의 실험체 변수가 콘크리트 압축강도에 국한되어 있다. ACI 318-02 기준식 및 식 (5)의 트러스모델에 의하여 유도된 ρ_{\min} 에 미치는 콘크리트의 압축강도(f_{ck})의 영향은 기존의 Yoon 등¹⁾, Ozcebe 등²⁾, Jonhson 등³⁾, Roller 등⁴⁾의 실험 결과를 이용하여 검증하였다. 그러나 ρ_{\min} 에 영향을 미치는 주인장

철근비(ρ_l)와 전단경간비(a/d)에 대한 연구는 매우 미흡하기 때문에 이 논문에서는 주인장철근비를 변수로 하는 6개의 철근콘크리트 보, 전단경간비를 변수로 하는 6개의 철근콘크리트 보, 콘크리트 압축강도를 변수로 하는 2개의 보를 제작하여 ACI 318-02 기준의 최소전단철근비 평가식에 포함되어 있지 않은 주인장철근비, 전단경간비 및 콘크리트의 압축강도가 최소전단철근비에 미치는 영향을 평가하였다.

3.1 주인장철근비를 변수로 한 실험체

주인장철근비가 최소전단철근비에 미치는 영향을 평가하기 위하여 6개의 철근콘크리트 보 실험체가 제작되었다. 실험체는 Fig. 2와 같이 전단경간비가 3이며, 보 단면의 크기는 350 mm × 450 mm인 철근콘크리트 단순보이다.

실험체의 주인장철근비가 1.79, 3.21, 4.79%로 변화하는 3종류의 실험체를 제작하였다. 각 주인장철근비에 대하여 전단보강철근이 없는 A시리즈와 전단보강철근을 현행 기준식에 근거하여 제작한 B시리즈로 구분하였다. 실험체의 콘크리트 실린더 압축강도는 40.8 MPa이다. 각 실험체의 재료적 특성을 정리하면 Table 2와 같다. Table 2에서 L시리즈, S시리즈는 주인장철근비와 전단경간비를 변수로 하는 각 6개의 실험체이며, C시리즈는 콘크리트 압축강도를 변수로 하는 실험체이다. 실험체명의 A는 전단보강철근이 없는 실험체, B는 전단보강철근이 배근된 실험체이다. Table 2에서 s 는 전단보강철근의 간격이며, L시리즈, S시리즈, C시리즈의 s 는 각각 80 mm, 77 mm, 110 mm이다. 또한, f_{ty} 와 f_{ty} 는 주인장철근 및 전단보강철근의 항복강도이다.

3.2 전단경간비를 변수로 한 실험체

전단경간비의 영향을 평가하기 위하여 6개의 철근콘크리트 보가 제작되었다. 실험체의 보 단면 크기는 Fig. 3과 같이 주인장철근비를 변수로 하는 보와 동일하게 350 mm × 450 mm이다.

전단경간비는 Fig. 3과 같이 2, 3, 4로 변화하며, 전단보강철근의 양에 따라서 2종류의 실험체를 제작하였다. 실험체 S2-B, S3-B, S4-B의 전단철근비(ρ_l)는 ACI 318-02 기준과 동일하다. 실험체의 주인장철근비는 2.24%이다.

3.3 콘크리트 압축강도를 변수로 한 실험체

콘크리트 압축강도(f_{ck})가 19.7 MPa인 2개의 실험체를 제작하여 콘크리트 압축강도가 최소철근비에 미치는 영향을 평가하였다.

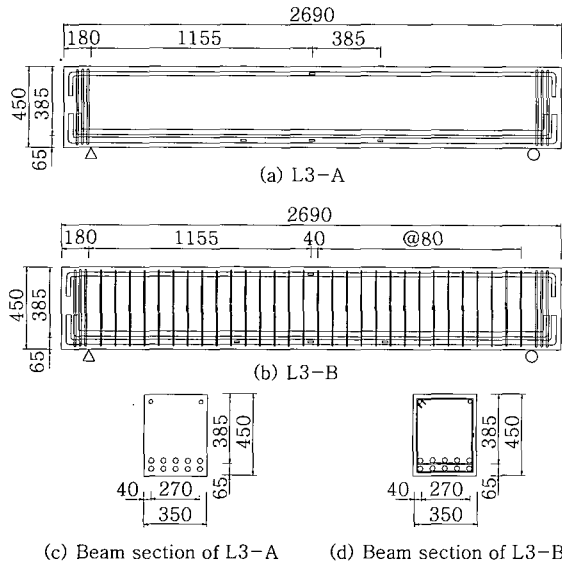


Fig. 2 Overall dimensions of beams, L3-A and L3-B

Table 2 Specification of specimens and material properties

Beam	f_{ck} (MPa)	ρ_l (%)	f_{ly} (MPa)	s (mm)	ρ_t (%)	f_{ty} (MPa)	a/d	d (mm)
L1-A	40.8	1.79	525	-	0	215	3	410
L2-A	40.8	3.21	525	-	0	215	3	400
L3-A	40.8	4.76	525	-	0	215	3	385
L1-B	40.8	1.79	525	80	0.175	215	3	410
L2-B	40.8	3.21	525	80	0.175	215	3	400
L3-B	40.8	4.76	525	80	0.175	215	3	385
S2-A	40.8	2.24	525	-	0	215	2	410
S3-A	40.8	2.24	525	-	0	215	3	410
S4-A	40.8	2.24	525	-	0	215	4	410
S2-B	40.8	2.24	525	77	0.183	215	2	410
S3-B	40.8	2.24	525	77	0.183	215	3	410
S4-B	40.8	2.24	525	77	0.183	215	4	410
C1-A	19.7	2.24	525	-	0	215	3	410
C1-B	19.7	2.24	520	110	0.128	215	3	410

실험체 C1-B의 전단보강철근은 ACI 318-02 기준에 의하여 계산되었다. 실험체 C1-A와 C1-B는 실험체 S3-A와 S3-B와 전단경간비와 주인장철근비가 동일하다. 그러므로 콘크리트 압축강도가 최소철근비에 미치는 영향을 C1-A와 C1-B ($f_{ck}=19.7$ MPa), S3-A와 S3-B ($f_{ck}=40.8$ MPa)를 이용하여 분석하였다.

모든 실험체 제작에 사용된 철근은 전단보강철근에 $\phi 5.6$ 원형철근을 사용하였고, 주인장철근에 D29(SD60) 이형철근, 주압축철근에 D22(SD40) 이형철근을 사용하였다. $\phi 5.6$ 원형철근 및 D29, D22 이형철근의 항복강도는 각각 215 MPa, 525 MPa, 385 MPa이었다.

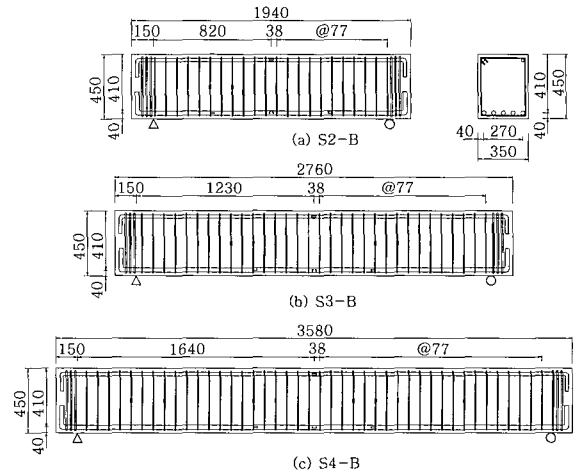
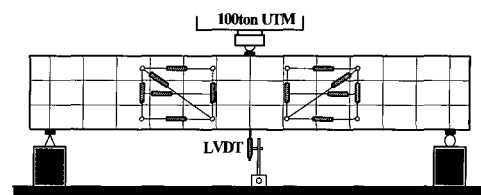


Fig. 3 Overall dimensions of beams, S2-B, S3-B, and S4-B

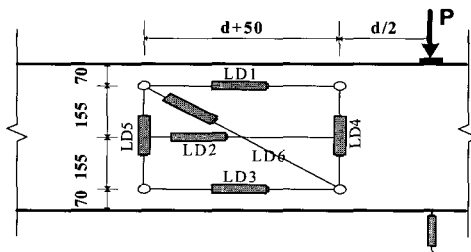
3.4 가력 및 측정 장치

가력은 실험체 중앙 상부에서 3~5 kN/min의 재하속도로 1점 가력하였다. 실험체의 가력면 상부에 시멘트 모르타르를 바르고, 폭 100 mm인 가력판과 지점판을 설치하여 지압과파괴를 방지하였으며, 지점과 지점판 사이에 얇은 고무판을 설치하여 재하시의 편심을 최소화시켰다.

실험체의 중앙 하부에 LVDT를 설치하여 중앙부 처짐을 측정하였다. 전단 위험단면에서 발생하는 부재축 방향, 부재축과 직각방향의 평균변형률과 전단변형률을 Fig. 4와 같이 실험체 측면에 6개의 LVDT를 설치하여 측정하였다. 수직 전단보강철근과 주인장철근 및 주압축철근에 철근 변형률게이지를 부착하여 철근의 변형률을 측정하였다.



(a) Locations of LVDTs and loading system



(b) Details of LVDT locations

Fig. 4 Locations of LVDTs

4. 실험결과

총 14개의 철근콘크리트 보 실험체는 주인장철근이 항복하기 이전에 전단 파괴 하였다. 실험체는 전단보강철근의 양, 주인장철근비, 콘크리트의 압축강도, 전단경간비에 따라서 상이한 거동을 나타내었다.

4.1 주인장철근비가 다른 실험체의 파괴양상

Fig. 5는 주인장철근비와 전단보강철근의 양을 변수로 하는 6개의 실험체의 하중-처짐 관계를 나타낸다. 그림에서는 전단보강철근이 배근되지 않은 실험체와 전단보강철근이 배근된 실험체를 비교하여 사인장균열이 발생한 후에 증가된 하중과 변형을 비교하였다. 전단보강철근이 배근되지 않은 실험체 (L1-A, L2-A, L3-A)는 사인장균열이 발생함과 동시에 부재가 전단 파괴하여 취성적인 파괴 양상을 나타냈다. L1-A, L2-A, L3-A의 최대 하중은 각각 385 kN, 441 kN, 442 kN이며, 사인장균열은 한 곳에 집중되어 있었고 국부적인 파괴 양상을 나타내었다. 전단보강철근이 없는 실험체의 전단 강도는 주인장철근비가 증가할수록 증가하였다. ACI 318-02 기준에 근거하여 일정한 전단보강철근이 배근되고 주인장철근비가 달라지는 L1-B, L2-B, L3-B 실험체는 사인장균열 발생 후에도 하중이

계속해서 증가하였다. 각 실험체의 하중 여유율(P_n/P_{cr} , 최대 하중/사인장균열 발생 하중)은 주인장철근이 증가함에 따라서 증가하였다. 주인장철근비가 많이 배근된 실험체 L3-B는 사인장균열이 발생한 후에 하중 여유율이 1.43일 때까지 하중이 계속하여 증가하였다. 그러나 주인장철근비가 작은 L1-A 실험체는 사인장균열이 발생한 후에 다소의 하중이 상승하였지만 P_n/P_{cr} 이 1.112로 상승폭은 크지 않았다. 실험체 L3-B의 처짐은 사인장균열 발생 이후에도 계속하여 증가하여 변형 여유율(Δ_{max}/Δ_{cr} , 최대 처짐/사인장균열 발생 하중에 상응하는 처짐)이 3.98이었지만, 실험체 L1-B의 Δ_{max}/Δ_{cr} 은 1.82이었다. 모든 실험체의 사인장균열 하중, 최대 하중 및 처짐은 Table 3에 상세히 기술되어 있다.

4.2 전단경간비가 다른 실험체의 파괴양상

Fig. 6은 전단경간비와 전단보강철근의 양을 변수로 하는 6개의 철근콘크리트 보 실험체의 하중-처짐 관계를 나타낸다. 전단보강철근이 배근되지 않은 S2-A, S3-A, S4-A 실험체는 사인장균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴되었으며, 각 실험체의 사인장균열 하중은 전단경간비가 증가할수록 감소하였다. 실험체 S2-A, S3-A, S4-A의 최대 하중은 각각 387 kN, 354 kN, 334 kN이었다.

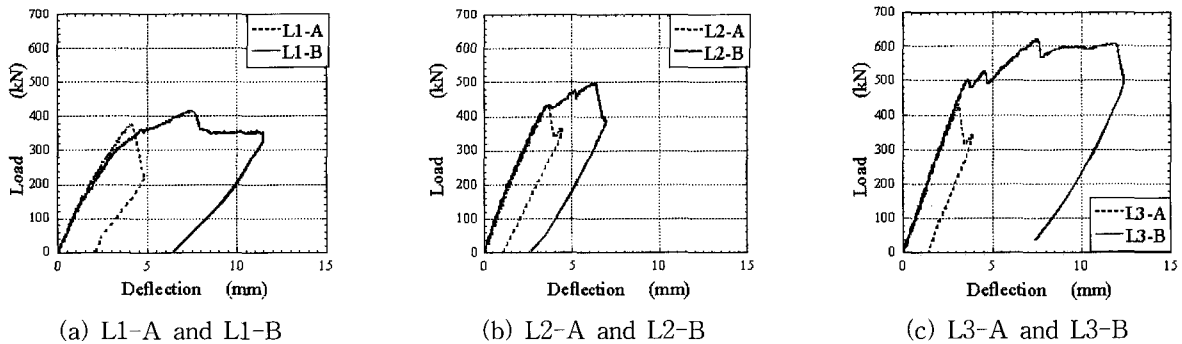


Fig. 5 Load-deflection curves of RC beams with various ratios of tensile longitudinal reinforcement

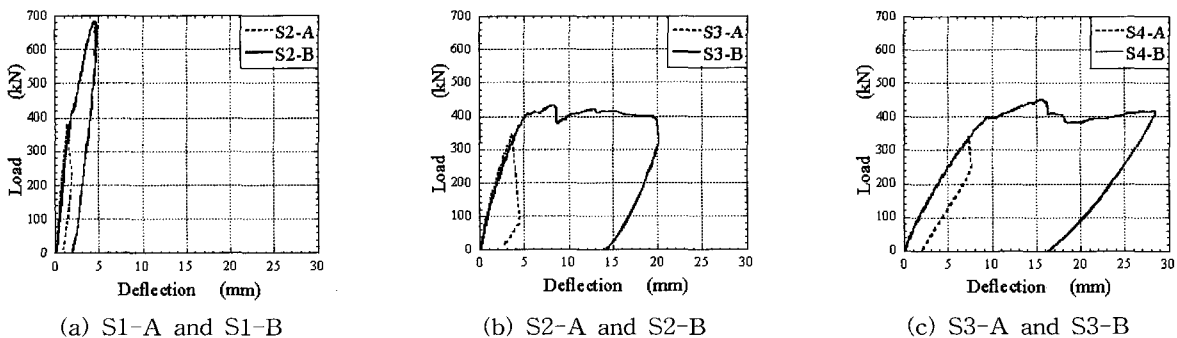


Fig. 6 Load-deflection curves of RC beams with various shear span-to-depth ratios

Table 3 Test results of RC beams

Beams	$P_{ty-gauge}$ (kN)	$P_{ty-LVDT}$ (kN)	P_{cr} (kN)	P_n (kN)	Δ_{cr} (mm)	Δ_{max} (mm)	$\frac{P_{ty-gauge}}{P_{cr}}$	$\frac{P_{ty-LVDT}}{P_{cr}}$	$\frac{P_n}{P_{cr}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{cr}}$
L1-A	-	-	385	-	4.16	-	-	-	-	-
L2-A	-	-	441	-	3.67	-	-	-	-	-
L3-A	-	-	442	-	3.0	-	-	-	-	-
L1-B	348	365	-	428	-	7.58	0.90	0.95	1.11	1.82
L2-B	461	443	-	509	-	6.40	1.05	1.01	1.15	1.74
L3-B	531	498	-	633	-	11.95	1.20	1.13	1.43	3.98
S2-A	-	-	387	-	1.50	-	-	-	-	-
S3-A	-	-	354	-	3.67	-	-	-	-	-
S4-A	-	-	334	-	7.15	-	-	-	-	-
S2-B	441	467	-	697	-	4.42	1.14	1.21	1.80	2.95
S3-B	408	421	-	443	-	8.40	1.15	1.19	1.25	2.29
S4-B	404	408	-	462	-	15.70	1.21	1.22	1.38	2.20
C1-A	-	-	321	-	3.05	-	-	-	-	-
C1-B	370	370	-	408	-	5.50	1.15	1.15	1.27	1.80

ACI 318-02 기준에 의하여 전단보강철근이 일정하게 배근된 실험체 S2-B, S3-B, S4-B는 사인장균열이 발생한 이후에도 하중과 처짐이 증가하였다. 전단경간비가 2인 실험체 S2-B는 427 kN에서 사인장균열이 발생한 후에 하중이 697 kN까지 증가하였다. 전단경간비가 4인 실험체 S4-B의 하중 여유율과 변형 여유율은 각각 1.38과 2.20으로, 전단경간비가 2인 실험체 S2-B의 여유율보다 작았다. 전단보강철근이 일정하게 배근될 경우에 사인장균열 발생 이후의 하중 여유율과 변형 여유율은 전단경간비가 증가할수록 감소하였다.

4.3 콘크리트 압축강도가 다른 실험체의 파괴양상

Fig. 7은 콘크리트 압축강도와 전단보강철근의 양을 변수로 하는 철근콘크리트 보 실험체의 하중-처짐 관계를 비교하고 있다. 콘크리트의 압축강도가 19.7MPa이며 전단보강철근이 ACI 318-02 기준에 의하여 계산된 실험체 C1-B는 사인장균열이 발생한 이후에도 하중과 처짐이 증가하였다. ACI 318-02 기준은 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라서 전단철근비도 증가한다. 전단경간비와 주인장철근비가 C1-B와 동일하지만 콘크리트 압축강도가 40.7MPa인 S3-B와 비교할 경우 두 실험체의 하중 여유율 (P_n/P_{cr})은 유사하였다.

5. 전단 여유율

변형률의 적합조건을 고려한 트러스이론에 의하여 유도된 식 (5)에서 최소전단철근비는 주인장철근비가 증가함에 따라서 감소하지만, 전단경간비가 증가함에 따라서 증가하였다. 이 논문에서는 주인장철근비와 전단경간비가 다른

실험체의 전단 여유율을 4개의 측정값(강도, 최대 처짐, 전단보강철근의 항복 변형률, 부재축과 직각방향의 LVDT 항복변형률)에 의하여 평가하였다.

5.1 주인장철근비가 다른 실험체의 전단 여유율

전단보강철근은 사인장균열이 발생한 후에 발생하는 외력에 저항해야 한다. 사인장균열이 발생한 후의 하중 증가를 평가하기 위하여, 전단보강철근이 배근되지 않은 실험체의 내력(P_{cr})과 전단보강철근이 보강된 실험체의 하중을 3단계로 나누어 Fig. 8과 같이 비교하였다.

- 첫째, 전단보강철근에 부착된 변형률게이지가 항복변형률에 도달했을 때의 하중, $P_{ty-gauge}$,
- 둘째, 부재축과 직각 방향 LVDT에서 측정된 평균 변형이 전단보강철근의 항복변형률에 도달했을 때의 하중, $P_{ty-LVDT}$,
- 셋째, 부재가 전단 파괴할 때의 최대 하중, P_n , 이다.

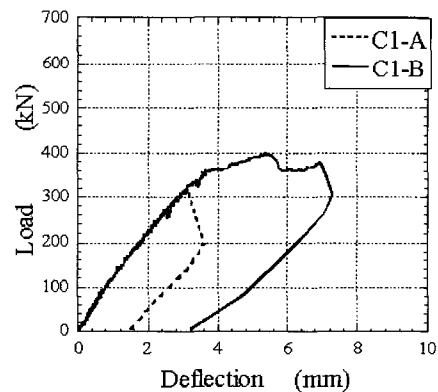


Fig. 7 Load-deflection curves of C1-A and C1-B

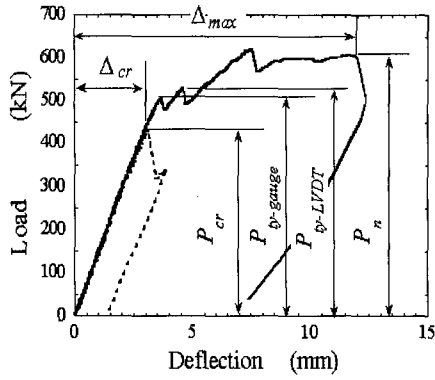
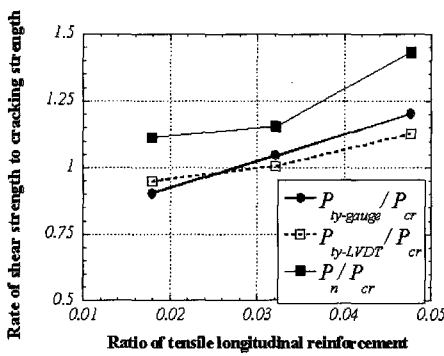
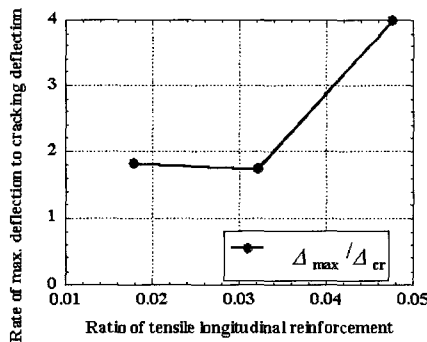


Fig. 8 Definition of rate of shear strength to diagonal cracking strength



(a) Rate of shear strength to cracking strength



(b) Rate of maximum deflection to cracking deflection

Fig. 9 Rate of shear strength and deflection of RC beams with various longitudinal reinforcement

Fig. 9(a)는 주인장철근비를 변수로 한 6개의 실험체의 하중 여유율을 나타낸다. 그림에서 ACI 기준식에 따라 전단보강철근을 동일하게 배근할 경우에 하중 여유율은 주인장철근비가 증가할수록 증가함을 알 수 있다. 주인장철근비가 1.79%, 3.21%, 4.76%로 증가하는 실험체 L1-B, L2-B, L3-B의 하중 여유율(P_n/P_{cr})은 각각 11.2%, 15.4%, 43.2%로 증가하였다. 또한 전단보강철근에 부착된 변형률게이지가 항복변형률에 도달했을 때의 하중에 대한 여유율($P_{ty-gauge}/P_{cr}$) 및 부재축과 직각 방향

LVDT에서 측정된 평균 변형이 전단보강철근의 항복변형률에 도달했을 때의 여유율($P_{ty-LVDT}/P_{cr}$)도 주인장철근비가 증가함에 따라서 증가하였다. 사인장균열이 발생한 후의 처짐의 증가를 평가하기 위하여 전단보강철근이 배근되지 않은 실험체의 처짐(Δ_{cr})과 전단보강철근이 보강된 실험체의 최대 처짐(Δ_{max})을 비교하였다.

Fig. 9(b)는 주인장철근비를 변수로 한 6개의 실험체의 처짐 여유율(Δ_{max}/Δ_{cr})을 나타낸다. 실험체 L1-B와 L2-B의 처짐 여유율 Δ_{max}/Δ_{cr} 은 유사하였지만 실험체 L3-B의 처짐 여유율 3.98로 크게 증가하였다.

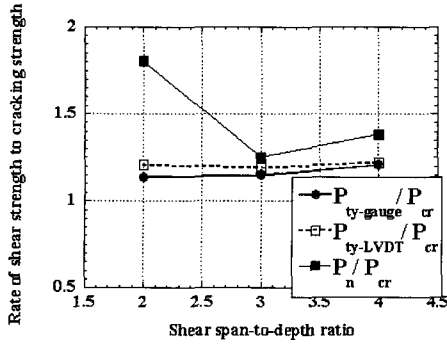
주인장철근비의 영향을 무시한 ACI 318-02 기준식에 의하여 계산된 최소전단철근비(ρ_{min})는 주인장철근비가 증가하여도 일정하다. 그러나 6개의 철근콘크리트 보의 실험 결과에서 보여주는 것과 같이 전단보강철근이 일정할 경우에 (L1-B, L2-B, L3-B 실험체) 전단 여유율은 주인장철근비가 증가함에 따라서 증가하였다. 그러므로 보다 합리적인 ρ_{min} 계산하기 위해서는 식 (5)와 같이 주인장철근비가 증가함에 따라서 ρ_{min} 이 감소하는 평가식이 필요하다. 식 (5)는 주인장철근비가 증가함에 따라서 최소전단철근비가 감소하여 철근콘크리트 보의 전단 여유율을 주인장철근비의 변화에 무관하게 일정하게 평가할 수 있다.

5.2 전단경간비가 다른 실험체의 전단 여유율

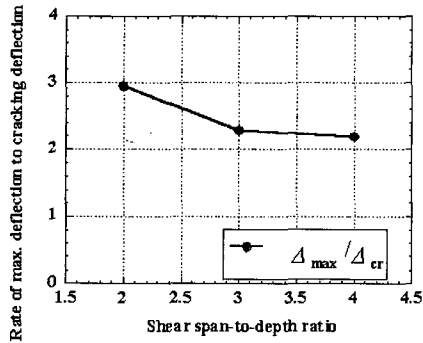
전단경간비가 2, 3, 4로 변화하는 6개 실험체의 하중 여유율을 Fig. 10(a)와 (b)에 비교하였다. Fig. 10(a)는 전단보강철근에 부착된 변형률게이지가 항복변형률에 도달했을 때의 하중($P_{ty-gauge}$), LVDT에서 측정된 평균 변형이 전단보강철근의 항복변형률에 도달했을 때의 하중($P_{ty-LVDT}$)과 부재가 전단 파괴할 때의 최대 하중(P_n)을 무근 보의 최대 하중(P_{cr})과 비교한 것이다. 그림에서 전단경간비가 2인 실험체 S2-B의 하중 여유율은 1.8이지만 4인 실험체 S4-B는 1.38로 동일한 전단보강철근을 배근할 경우에 전단경간비가 증가함에 따라서 하중 여유율은 감소하였다.

Fig. 10(b)에서는 전단경간비가 변화하는 실험체의 최대 처짐(Δ_{max})을 전단보강철근이 배근되지 않은 실험체의 최대 처짐(Δ_{cr})으로 나누어 처짐에 대한 여유율을 비교하였다. 최대 처짐의 여유율도 하중에 대한 여유율과 유사하게 전단경간비가 2, 3, 4로 증가함에 따라서 각각 2.94, 2.29, 2.20으로 감소하였다.

현재 ACI 318-02기준식에서는 전단경간비와 무관하게 최소전단철근비를 정하고 있지만 실험 결과는 전단경간비가 증가함에 따라서 여유율은 감소하였다.



(a) Rate of shear strength to cracking strength



(b) Rate of maximum deflection to cracking deflection

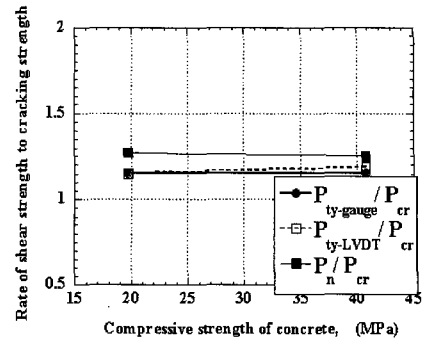
Fig. 10 Rate of shear strength and deflection of RC beams with various shear span-to-depth ratio

5.3 콘크리트 압축강도가 다른 실험체의 전단 여유율

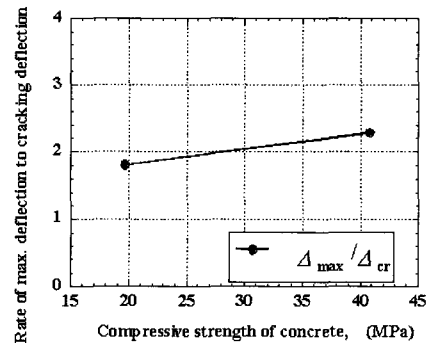
콘크리트 압축강도가 19.7MPa에서 40.8MPa로 변화하는 4개의 실험체(C1-A, C1-B, S3-A, S3-B)의 여유율을 Fig. 11(a)와 (b)와 같이 비교하였다. ACI 318-02 기준의 최소 전단철근비는 콘크리트의 압축강도의 제곱근에 비례하여 증가한다. 따라서 f_{ck} 가 19.7MPa인 실험체 C1-B의 전단 철근비는 0.00128이지만 f_{ck} 가 40.8MPa인 실험체 S3-B의 전단철근비는 0.00183으로 증가하였다. Fig. 10에서 하중 및 처짐 여유율은 콘크리트의 압축강도가 증가하여도 각각 약 1.25와 2.0으로 일정함을 알 수 있다. 이는 현행 ACI 318-02 기준식이 콘크리트의 압축강도를 변수로 한 실험 결과에 근거하여 식 (5)와 같이 압축강도의 영향을 반영하기 때문이다.

6. 결 론

ACI 318-02의 최소전단철근비 기준식을 비롯하여 현행 기준식들은 전단보강철근의 항복강도와 콘크리트 압축강도만의 영향을 고려하여 최소전단철근비를 계산하고 있다. 그러나 이러한 계산식들은 대부분 콘크리트의 압축강도만을 변수로 한 실험 결과에 근거한 것으로 주인장철근비와



(a) Rate of shear strength to cracking strength



(b) Rate of maximum deflection to cracking deflection

Fig. 11 Rate of shear strength and deflection of RC beams (C1-A, C1-B, S3-A, and S3-B)

전단경간비가 미치는 영향은 포함되어 있지 않다. 이 논문에서는 주인장철근비, 전단경간비, 콘크리트의 압축강도를 변수로 한 14개의 철근콘크리트 보를 제작하여 실험체의 전단 여유율을 평가하였다. 실험에서 얻은 결과를 정리하면 아래와 같다.

- 1) 전단보강철근의 양이 일정하고 주인장철근비가 증가하는 철근콘크리트 보의 전단 여유율은 주인장철근비가 증가할수록 증가하였다. ACI 318-02 기준식과 KCI 기준식은 주인장철근비의 영향을 포함하고 있지 않기 때문에 주인장철근비가 큰 실험체의 최소전단철근비를 과대평가할 수 있다. 한편 선행 연구에서 적합조건을 이용한 트리스모델에 근거하여 제안된 식 (5)는 주인장철근비가 증가할수록 최소전단철근비가 감소하여 실험과 동일한 경향을 나타내었다.
- 2) 전단보강철근의 양이 일정하고 전단경간비가 증가하는 철근콘크리트 보의 전단 여유율은 전단경간비가 증가할수록 감소하였다. 따라서 전단경간비의 영향을 포함하고 있지 않은 ACI 318-02 기준식과 KCI 기준식은 전단경간비가 큰 실험체의 최소전단철근비를 낮게 평가할 수 있다. 한편 식 (5)는 전단경간비가 증가할수록 요구되는 최소전단철근비가 증가하여 전단경간비가 큰 실험체에 대해서도 합리적으로 전단 여유율을 확보할 수 있다.

3) 전단보강철근의 양이 $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하여 증가하는 철근 콘크리트 보의 전단 여유율은 거의 일정하였다. 이는 현행 ACI 318-02 기준식과 제안식 (5)가 콘크리트의 압축강도의 영향을 반영하고 있기 때문이다. 두 식은 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 최소전단철근비가 증가하여 고강도 철근콘크리트 보에 대해서도 일정한 전단 여유율을 확보할 수 있다.

이 논문의 14개의 철근콘크리트 보 실험은 ACI318-02 기준의 최소전단철근비 평가식에서 고려하고 있지 않은 주인장철근비와 전단경간비가 최소전단철근비에 미치는 영향을 평가함을 주목적으로 하였다. 실험결과는 제안식 (5)에 포함된 변수의 영향을 간접적으로 평가하기는 하였지만, 상수에 대한 직접적인 검증은 되지 못하며 이에 대해서는 추가 검증이 필요하다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구 (R05-2002-000-00120-0) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. Yoon, Y. S., Cook, W. D., and Mitchell, D., "Minimum Shear Reinforcement in Nominal, Medium, and High-Strength Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.5, 1996, pp.576~584.
2. Ozcebe, G., Ersoy, U., and Tankut, T., "Evaluation of Minimum Shear Reinforcements for High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.3, 1999, pp.361~368.
3. Johnson, M. K. and Ramirez, J. A., "Minimum Shear Reinforcement in Beams with High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.4, 1989, pp.376~382.

4. Roller, J. J. and Russell, H. G., "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.2, 1990, pp.191~198.
5. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89 /ACI 318R-89)," American Concrete Institute, Detroit, 1989.
6. CSA Committee A23.3, "Design of Concrete Structures for Buildings," CAV3-A23.3-M94, Canadian Standards Association, Canada, 1994, 199pp.
7. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-83 /ACI 318R-83)," American Concrete Institute, Detroit, 1983.
8. 이정윤, 윤성현, "철근콘크리트 부재의 최소전단철근비의 평가", 콘크리트학회논문집, 16권 1호 2004, pp.43~53.
9. Hsu, T.T.C., "Unified Theory of Reinforced Concrete," CRC Press, 1993, 313pp.
10. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준", 한국콘크리트학회, 1999.
11. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-02/ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Detroit, 2002.
12. Architectural Institute of Japan, "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Japan, 1991, 654pp.
13. CEB-FIP, "CEB-FIP Model Code 1990," Comite Euro-International du Beton, 1991, 437pp.
14. Zsutty, T. C., "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests," *ACI Structural Journal*, Vol.68, No.2, 1971, pp.138~143.
15. Belarbi, A. and Hsu, T.T.C., "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, 1994, pp.465~474.

요 약

현행 구조설계기준식에서는 취성적으로 파괴하는 최소전단보강철근 파괴를 방지하기 위하여 철근콘크리트 보에 최소전단보강철근을 배근하도록 규정 하고 있다. 최소전단철근비는 콘크리트의 압축강도와 함께 주인장철근비와 전단경간비에 영향을 받는다. 이 연구에서는 주인장철근비와 전단경간비가 철근콘크리트 보의 최소전단철근비에 미치는 영향을 파악하기 위하여 14개의 철근콘크리트 보를 실험하였다.

실험에 의하면 전단 여유율은 주인장철근비가 증가할수록 증가하였고, 전단경간비가 증가할수록 감소하였다. 실험 결과는 ACI 318-02 기준식과 선행 연구의 제안식과 비교되었다.

핵심어 : 최소전단철근비, 철근콘크리트 보, 주인장철근비, 전단경간비