

碩士學位論文

鐵筋콘크리트 보의 剪斷耐力에 關한  
實驗的 研究



濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

張 元 榮

2 0 0 2

碩士學位論文

鐵筋콘크리트 보의 剪斷耐力에 關한  
實驗的 研究

指導教授 殷 熙 昌



濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

張 元 榮

2 0 0 2

鐵筋콘크리트 보의 剪斷耐力에 關한  
實驗的 研究

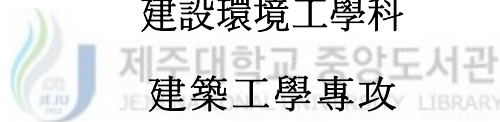
指導教授 殷 熙 昌

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함.

2002年 月 日

濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科



建築工學專攻

張 元 榮

愼 榮 振의 工學 碩士學位 論文을 認准함.

2002年 月 日

위원장 \_\_\_\_\_ (印)

위 원 \_\_\_\_\_ (印)

위 원 \_\_\_\_\_ (印)

# 목 차

목차	i
Summary	ii
Figure Contents	iii
Table Contents	v
I. 서론	1
1. 연구의 배경 및 목적	1
2. 기존연구	2
3. 연구 내용 및 범위	6
II. 고강도 콘크리트 전단 거동의 이론적 고찰	8
1. 고강도 콘크리트의 정의	8
2. 고강도 콘크리트의 역학적 특징	9
3. 콘크리트보의 전단파괴거동	17
III. 실험	40
1. 실험계획	40
2. 실험 결과	42
IV. 결론	52
기 호	53
참고 문헌	54

# An Experimental Study on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams

Jang, Won-Young

Department of Construction and Environmental Engineering  
Graduate School of Industry  
Cheju National University

Supervised by Professor Eun, Hee-Chang

## Summary

The objective of this study is to describe the shear behavior of reinforced concrete beams. Twenty-four specimens were tested with the variables of concrete strength, the strength and spacing of shear bars, and support conditions. The specimens without the shear reinforcement bars showed the shear failure with the abrupt deterioration of shear capacity. The ones with the shear bars exhibited the enhanced capacity with the yielding of longitudinal bars or crushing of compressive concrete. It was observed that the specimens had an flexural effect. Also, the specimens with the continued support condition showed more flexural and shear capacity than the ones with the simple supports, and it was shown that the results satisfied the ACI code.

## Figure Contents

Fig. 1 Stress-strain curve	9
Fig. 2 Modulus of elasticity of concrete	12
Fig. 3 Split tensile test	14
Fig. 4 Development of concrete strength according to curing age	15
Fig. 5 Long-term deflection	16
Fig. 6 Type of inclined shear cracks	18
Fig. 7 Variation in shear capacity according to $a/d$ for rectangular beams	22
Fig. 8 Arch action of deep beam	22
Fig. 9 Failure modes of short shear span, $a/d=1.0$ to 2.5	23
Fig. 10 Failure due to inclined crack	23
Fig. 11 Internal forces in a cracked beam with stirrups	25
Fig. 12 Distribution of internal shear in a beam with web reinforcement	26
Fig. 13 Tooth analogy of concrete	29
Fig. 14 Arch analogy	30
Fig. 15 Collins compression field theory	32
Fig. 16 Regan's shear-compressive theory	33
Fig. 17 Rigid elasto-plastic model	34
Fig. 18 Test set-up of specimen	43
Fig. 19 Failure modes	44
Fig. 20 Load-deflection curves	46
Fig. 21 Shear capacity according to concrete strength	47
Fig. 22 Shear strength according to shear bar ratio and concrete strength	48

Fig. 23 Shear strength according to the yield strength of shear bars and concrete strength	49
Fig. 24 Shear capacity according to shear bar ratio	50
Fig. 25 Comparison with the ACI code	51



## Table contents

Table 1. Summary of specimen and test results	41
Table 2. Concrete strength	42
Table 3. Mechanical properties of bars	42





# I. 서론

## 1. 연구의 배경 및 목적

현대 문명의 급속한 발전과 도로 운송 수단의 대형화 및 고속화 추세로 인하여 건설 구조물은 다양한 기능이 요구되고 교량과 같은 비교적 정형화된 구조물 뿐만 아니라 원자력 발전소, 핵폐기물 시설물, 지하구조물, 해양구조물 등 복잡한 특수 구조물의 건설이 전세계적으로 증가되는 실정에 있으며, 이러한 구조물들은 구조재료의 고강도화 및 경량화하는 경향이 있다.

콘크리트는 강도가 증가함에 따라서 부재의 단면감소 등으로 고정하중을 줄일 수 있기 때문에 경제성이 있고, 특히 높은 응력을 받는 구조물에서는 더욱 유리하다. 철근콘크리트 보의 전단거동은 수십년에 걸친 많은 연구자들의 노력에도 불구하고 아직까지 명확하게 규명되지 못하고 있는 어려운 문제 중의 하나이다. 전단거동은 휨 거동에 비해서 여러 가지 변수들에 의해 더욱 복잡하고 이론적으로 규명하기 곤란한 인자를 포함하고 있으므로 현재 각국에서 사용하고 있는 전단설계 기준식은 주로 실험에 의존한 식들이다. 그리고 고강도 콘크리트는 재료적으로 취성적인 성질을 가지고 있다.

철근콘크리트 부재에서의 전단파괴는 대개 갑작스럽게 발생하고, 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보에서 전단파괴는 보다 취성파괴하는 경향이 있기 때문에 더욱 위험성이 예상된다. 그러나 고강도 콘크리트가 갖는 여러 가지 이점 때문에 점차 고강도 콘크리트가 많이 사용되는 추세이지만 그에 관한 자료들은 충분하지 못하다.

현재 철근콘크리트 부재의 전단전달 메카니즘은 일반강도 콘크리트를 사용하여 실험을 한 결과에 기초를 두고 있으므로, 고강도 콘크리트 부재 설계법과 구별되어야 한다. 철근콘크리트 보는 콘크리트 압축강도, 주철근비, 전단철근의 구속력, 전단스팬비등 각 요인의 조합에 의한 다양한 파괴양상을 나타나고 있

으며, 또한 취성적인 전단파괴를 일으키지 않도록 충분한 내력을 확보하는 것이 철근콘크리트 구조물 내진설계의 중심적 과제이기 때문에 고강도 재료가 보부재의 전단중국응력에 미치는 영향을 확인할 필요가 있다.

따라서 본 논문은 철근콘크리트 구조의 내진성능을 향상시키는 수단의 하나로써 전단 철근에 의한 구속 지수와 실험 변수에 따른 영향을 분석하며, 고강도 콘크리트의 적용성을 파악하였다. 이 결과를 토대로 고강도 콘크리트 설계를 위한 실용적인 데이터베이스를 제공하고자 하였다.

## 2. 기존의 연구

1920년대초 Griffith<sup>33)</sup>에 의하여 처음으로 파괴역학이 제안된 이래, 연성 및 취성재료의 파괴거동에 관한 많은 파괴역학이론들이 개발되었다. 콘크리트의 경우에는 1961년 Kaplan<sup>34)</sup>이 최초로 Griffith의 기본 이론을 콘크리트의 파괴에 적용하는 실험적 연구를 수행하였으며, 그 후 많은 연구자들에 의하여 콘크리트 구조물의 파괴거동을 규명하려는 연구가 진행되어 왔으나 전단력과 휨모멘트를 동시에 받는 전단파괴거동은 아직 확실히 규명되지 않고 있다. 이것은 철근콘크리트 보의 전단강도와 그 거동에 영향을 주는 요소와 그 형식이 복잡하고 다양하기 때문이다. 휨균열이 발생한 이후의 보 내력 측정의 부정확성, 철근콘크리트의 불균질성 그리고 콘크리트의 응력-변형률 관계의 비선형성 등으로 인하여 철근콘크리트 보의 전단거동에 대한 이론적 전개가 어렵다.

지난 30여년 동안 전단철근이 없는 철근콘크리트 보의 파괴양상에 관하여 많은 연구가 있었다. 1962년에 Leonhardt와 Walther<sup>35)</sup>, 1966년에 Kani<sup>36)</sup>는 콘크리트 압축강도가 비교적 낮은 철근콘크리트 보를 대상으로 전단과 휨의 상호작용에 관한 실험을 수행하였다. Kani는 보의 전단 강도에 있어서 콘크리트의 강도는 별로 중요하지 않다고 하였지만, 이때 연구대상으로 사용된 콘크리트의 강도가 17~33 MPa인 보통강도 수준에 국한된 결과로 볼 수 있다.

고강도 콘크리트에 대한 연구는 1960년대부터 미국을 중심으로 이루어져 실제 구조물의 설계 및 시공에 이용되어 왔다. 미국의 경우, 1960년대에 압축강도 49 MPa 정도의 콘크리트가 실제 현장에서 사용되었으며, 최근에는 부분적으로 압축강도 수준이 120 MPa 정도되는 콘크리트가 각종 구조물에 성공적으로 사용되고 있다. 또한 ACI의 고강도 콘크리트위원회에서는 1984년 “State-of-the-Art Report on High Strength Concrete”를 발간하였다.<sup>37)</sup> 일본에서는 일본 토목학회에서 “고강도 콘크리트 설계지침”을, 일본 건축학회에서는 “고강도 철근 콘크리트 설계시공지침”을 발간하여 기준으로 삼고 있으며, 유럽에서도 독일을 중심으로 1970년 물시멘트비가 적은 고강도 콘크리트를 고속도로 시공에 적용하였다. 이와 같이 세계 각국에서 이에 대한 관심이 높아지고 있어 1980년대 중반부터 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 연구결과가 발표되었다.

Moody<sup>12),13)</sup>는 콘크리트 강도가  $300 \text{ Kgf/cm}^2$  이하이고, 전단스팬비가 3.5 이하이면 초기 전단크랙 응력은 콘크리트 강도에 직접 비례한다고 하였다. Mathey<sup>6)</sup>는 전단철근이 없는 철근콘크리트 보에서 초기 전단크랙 응력은 콘크리트강도의 제곱근에 비례한다는 것을 추정할 수가 있었다. 또한 그의 연구에 의하면 전단중국강도는 전단스팬비가 1.5인 경우 초기크랙이 발생한 후 응력의 재분배가 생겨 크랙하중의 약 2배의 하중에서 전단파괴 되었고, 전단스팬비가 3인 경우에는 초기크랙이 발생한 뒤 응력 재분배가 일어나지 않고, 초기 전단크랙은 파괴하중의 약 85%에서 발생되었다고 하였다.

Bresler<sup>11)</sup>는 단면이  $30 \times 55.5 \text{ cm}$ 인 보 시험체에 인장 철근을 3단 배근한 경우 파괴시 전단강도는 Dowel action 위원회의 제안식보다 약 30%정도 증가한다고 하였다. 그리고 전단철근의 간격이 유효 춤의 1/2보다 밀집하게 배근되어 있다면 전단철근 구속력이  $3.5 \text{ Kgf/cm}^2$ 처럼 작은 값을 갖더라도 전단중국강도를 증가시키고 부재의 상당한 처짐이 발생할 때까지 전단파괴를 억제시킨다고 하였다.

Zsutty<sup>38),39)</sup>는 콘크리트 압축강도, 전단스팬비의 역수, 인장 철근비를 하나의 변수로 하여 초기 전단크랙 응력과 전단중국 응력의 복합변수의 3제곱에 비례

하고, 전단철근 구속력은 전단종국 응력에 직접 비례한다고 하였다. Mattock<sup>40),41),42)</sup>의 연구에 의하면 초기 전단크랙 응력은 콘크리트 강도의 제곱근에 비례하고 종국전단강도는 전단철근 구속력에 직접 비례하며, 전단철근 구속력이  $0.06f_{ck}(d/a)^{1/2}$  보다 적을 경우에는 전단철근의 구속력은 1.75배로 전단종국강도에 기여한다고 하였다. Smith<sup>43)</sup>는 전단스팬비가 1.0보다 작을 경우 수직 전단철근은 그 효과가 감소하지만, 수평 전단철근은 그 효과가 현저히 증가한다고 하였다. Frantz는 콘크리트 강도를 약 1000 Kgf/cm<sup>2</sup>까지 증가시켜 콘크리트 강도가 전단강도에 미치는 효과를 연구하였는데, 전단철근이 없는 보의 전단종국 강도는 콘크리트 강도의 3제곱에 비례하며 전단철근이 있는 경우의 초기 전단크랙 강도 및 전단 종국강도는 콘크리트 강도의 제곱근에 비례하고, 전단철근 구속력은 1.6배의 비율로 전단종국강도에 기여한다고 보고하였다.

1984년 Mphonde와 Frantz<sup>44),45)</sup>는 보통강도에서 고강도까지의 철근콘크리트 보를 1점 재하에 의하여 실험하였다. 실험결과에 의하면 ACI 식에 의한 전단강도의 예측치는 고강도일수록 안전율이 감소하였다. 1986년 Elzanaty와 Nilson<sup>46)</sup>은 철근비와 전단스팬비를 변수로 하여 보통강도에서 고강도까지의 철근콘크리트 보를 실험하였다. 그들의 실험결과에 의하면 ACI식에 의한 예측치는 전단스팬비가 증가하고 특히 철근비가 낮으면 현저하게 안전율이 낮아진다고 하였다. 또한 ACI식은 철근비와 전단스팬비의 영향은 과소, 콘크리트의 압축강도 영향은 과대하게 평가하고 있다고 하였다. 1987년에 Ahmad와 Lue<sup>47)</sup>는 전단보강이 없는 54개의 고강도 철근콘크리트 보에서 주철근비와 전단스팬비를 각각 6가지 변수로 하여 사인장균열 강도 및 극한 전단강도를 측정하였다. 실험결과 주철근량이 적은 고강도 콘크리트 보에서는 ACI식에 의해 산정된 전단강도에 대한 실측된 전단강도의 비가 거의 1.0에 접근하는 것으로 나타났다. 그리고 ACI 기준식은 콘크리트 압축강도에 대해서는 과대하게 평가하고 전단스팬비와 주철근비는 과소 평가한다고 보고하였다.

1989년 Mphonde<sup>48)</sup>는 콘크리트 구조물에서 전단거동을 예측하기 위한 정확한 이론적 모델의 제시는 어렵기 때문에 콘크리트 보의 전단설계는 실험결과에 의

존할 수밖에 없다고 주장하였다. 그리고 기존 실험결과에서 나타나는 실제적인 전단철근 능력 이상의 전단력 증가는 현재 이론으로 적당히 설명할 수 없다고 보고하였다. 또한 전단철근을 갖는 콘크리트 보의 전단능력을 계산하기 위하여 콘크리트와 전단철근은 단순 중첩의 원리를 사용했으며, 철근콘크리트 보에 전단철근을 보강한 것이 ACI식 보다 60% 이상 전단능력이 증가한다고 하였다.

고강도 콘크리트에 대한 국내의 연구와 시공실적은 매우 저조하다. 지금까지는 고강도 콘크리트 보에 대한 실험 연구가 주로 재료부분에 국한되었으나 고강도 콘크리트 작업성 재고를 위한 고성능 감수제의 개발로 고층건물이나 장기간 교량 등의 건설에 고강도 철근콘크리트 사용이 증가하게 되었고 최근에 와서는 몇몇 대학과 연구소를 중심으로 부재의 역학적인 부분에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 프리스트레스트 콘크리트 교량이나 조립식 구조물 등과 일부 신도시 아파트 건설에 압축강도 49 MPa의 콘크리트가 시범 시공되고 있으며, 1993년에 국내건설사가 수주한 말레이시아의 페트로나스타워(92층, 높이 446m)는 세계에서 제일 높은 구조물로서 78.5 MPa의 고강도 콘크리트가 사용되었다.

1989년 신 성우 등<sup>50)</sup>, 1990년 고광일<sup>49)</sup>에 의한 비교적 고강도인 콘크리트 보의 전단 거동에 관한 연구에서 ACI기준식은 주철근비와 전단 스펜비의 영향은 과소평가하고 있는 반면에 콘크리트 압축강도에 대한 영향은 과대평가하고 있다고 보고하였다. 1994년 윤영수<sup>51)</sup>는 보통강도 및 초고강도 콘크리트 보의 콘크리트 강도 증가에 따른 전단거동을 검토한 결과 고강도 및 초고강도 콘크리트 보의 경우 국내의 콘크리트 시방서에서 규정하고 있는 최소 전단 철근량만으로 보강할 때 유리한 거동을 기대할 수 없으므로 콘크리트 압축강도 증가에 따라 전단철근량도 증가시켜야 한다고 지적하였다. 그리고 현재 콘크리트 강도와 무관하게 일정한 값의 최소 전단철근량을 규정하고 있는 국내 콘크리트 시방서와 콘크리트강도가 68.7 MPa 이상인 경우에 ACI가 규정하고 있는 최소전단철근에 관한 보완기준도 개선의 여지가 있음을 지적하였다.

### 3. 연구내용 및 범위

일반적으로 철근콘크리트 보의 전단강도는 다음과 같은 변수에 의하여 영향을 받는다.

- ① 콘크리트의 압축강도
- ② 전단스팬비
- ③ 인장철근비
- ④ 보의 유효 처짐

이러한 변수들중 콘크리트강도, 전단철근의 간격 및 강도 그리고 지점의 상태를 변수로 실험을 실시하였다. 실험 결과를 각 요인별로 그 영향을 평가하여 전단 설계를 위한 기초자료를 제공하였다.

- ① 콘크리트의 압축강도 : 210kgf/cm<sup>2</sup>, 400kgf/cm<sup>2</sup>, 600kgf/cm<sup>2</sup>
- ② 전단스팬비(a/d) : 2.0, 3.0
- ③ 전단철근강도(Ø10) : 무보강, 3500kgf/cm<sup>2</sup>, 9000kgf/cm<sup>2</sup>
- ④ 전단철근 배근간격 : 7cm, 14cm, 16cm
- ⑤ 지점의 상태 : 단순지지보, 연속지지보

전단철근에 대해서 보통강도와 고강도 콘크리트 보를 ACI에서 규정한대로 설계했을 경우에, 전단과 휨의 파괴 형태가 동시에 나타나는 전단철근비를 찾고자 하였으며, 이를 토대로 ACI 전단 설계식의 안전율을 검토하고자 하였다.

본 연구의 구체적인 연구 목표를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 콘크리트의 압축강도에 따른 콘크리트 보의 파괴양상 및 전단성능 분석
- 2) 전단보강비에 따른 콘크리트 보의 파괴양상 및 전단성능 분석
- 3) 기존 제안식과 실험결과와의 비교
- 4) ACI 전단 설계식의 안전율 검토

이상의 실험 결과를 근거로 실용 설계 설계에 사용되는 기준의 타당성을 검증하였다.



## Ⅱ. 고강도 철근콘크리트 보의 전단거동에 대한

### 이론적 고찰

#### 1. 고강도 콘크리트의 정의

고강도 콘크리트는 신재료로서 국내의 경우 그 정량적인 기준이 설정되어 있지 않은 실정이다. 또한, 고강도 콘크리트의 수준을 정의하는데 있어서 상대적인 의미를 갖기 때문에 고강도 콘크리트의 정의는 정량적인 정의 이외에 통상적으로 사용되는 강도 기준을 고려해야 할 필요가 있다.

일반적으로 고강도 콘크리트의 강도 수준은 Bertero에 의해서 제시된 정의를 따르고 있는데, 그는 고강도 콘크리트의 강도 하한선을 보통 골재를 사용하는 경우  $420 \text{ Kgf/cm}^2$ , 경량 골재를 사용하는 경우  $280 \text{ Kgf/cm}^2$ 로 정의하였으며, 이는 다음과 같은 두가지 점에서 타당하다고 할 수 있다.

① 전통적인 생산방법과 재료를 갖고 발현할 수 있는 콘크리트의 압축강도 범위는  $210 \sim 420 \text{ Kgf/cm}^2$ 이나, 동일한 재료 및 제조 방법을 사용하여 훨씬 더 높은 강도를 발현할 수 있다. 그러나  $420 \text{ Kgf/cm}^2$  이상의 압축강도를 갖는 콘크리트를 제조하기 위해서는 시멘트와 골재의 선택에 있어서 신중을 기해야 하며, 혼화제의 사용과 좀더 엄격한 품질관리가 행해져야 한다. 그러므로 압축강도  $420 \text{ Kgf/cm}^2$  이상의 강도를 갖는 콘크리트를 고강도 콘크리트라 할 수 있다.

② 현재의 설계 기준은 압축강도  $210 \sim 420 \text{ Kgf/cm}^2$ 의 범위를 갖는 콘크리트로서 행해진 실험에 기초한 것이기 때문에, 그 이상의 강도를 갖는 콘크리트에 관하여서는 구조설계에 적용시키기 전에 현재 상용되고 있는 식들의 수정 및 보완을 위하여 새로운 실험들이 행해져야 한다. 이러한 이유 때문에 압축강도  $420 \text{ Kgf/cm}^2$  이상의 강도를 갖는 콘크리트를 고강도 콘크리트라 할 수 있다.



한편, ACI Committee 363 에서는 Bertero의 정의에 부가하여 통상 사용되는 강도 범위를 고려하여 규정하고 있다. 즉, 620 Kgf/cm<sup>2</sup>의 압축강도를 갖는 콘크리트가 통상 사용되는 지역에서는 830~1030 Kgf/cm<sup>2</sup>범위를 고강도 콘크리트라고 할 수 있으며, 통상 사용 범위가 340 Kgf/cm<sup>2</sup>인 지역에서는 압축강도 620 Kgf/cm<sup>2</sup> 이상을 갖는 콘크리트를 고강도 콘크리트로 정의하고 있다.

## 2. 고강도 콘크리트의 역학적 특성

### 1) 응력-변형률 관계

고강도 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 증가나 감소시 더욱 급격한 형태로, 최고치 변형이 더욱 크고, 상승곡선은 최고 응력과 비례하여 거의 선형적으로 변한다. Fig. 1은 일축응력을 받고 있는 콘크리트의 일반적인 응력-변형률 곡선이다.

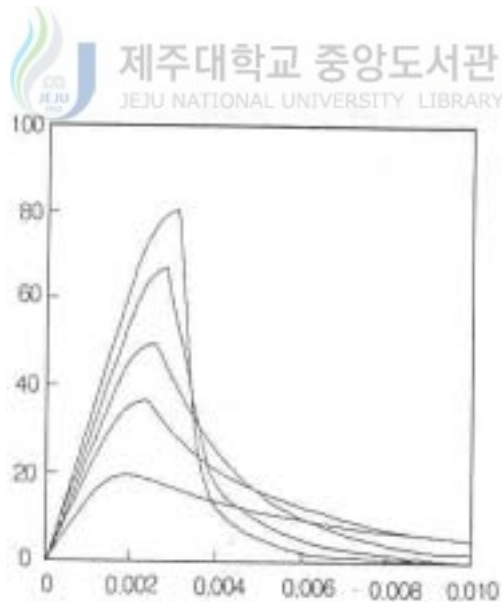


Fig. 1 Stress-strain curve

응력-변형률 곡선의 형상은 미세균열연구를 통하여 연구되어왔다. 응력-변형률 곡선은 3단계로 나누어진다. 초기 단계에서는 이미 존재하는 부착균열들의

길이가 커지는 것으로, 이때의 응력 범위는 콘크리트의 등급에 따라서 변한다. 일반적으로 이 단계가 보통 콘크리트에서는 극한하중의 약40%까지인 반면 고강도 콘크리트에서는 극한하중의 70%, 또는 그 이상까지 일어나고 있다. 중간 단계에서는 복합된 균열들의 개소는 물론 폭, 길이가 늘어난다. 이 단계에서 보통콘크리트는 극한하중의 약 70%인 반면 고강도 콘크리트에서는 극한하중의 90% 정도이다. 마지막 단계는 복합균열들의 개소와 길이가 늘어나고 매트릭스 균열을 포함한다. 일단 많은 수의 균열이 형성되고 나면 콘크리트는 과다구조 처럼 거동하고, 보통 콘크리트에서는 점진적인 하강 곡선이 구해진다. 고강도 콘크리트의 경우에는 소량의 미세균열로 인하여 잉여내력은 줄어들고 하강곡선은 더욱 더 취성에 가까운 급격한 경사를 보인다. 고강도 콘크리트에서 미세균열이 적어진다는 것은 두 가지의 탄성계수의 작은 차이를 의미한다. 세골재의 체적이 적다라는 것, 즉 표면적이 적다라는 것과 작은 치수의 골재의 사용으로 인해 골재표면과 모르타르의 부착력이 증가했다는 것이다.

미세균열의 감소로 인하여 고강도 콘크리트에서는 수평변형의 상대적 증가는 적어진다. 낮은 상대적 수평변형은 삼축응력의 효과가 고강도 콘크리트에서는 보통 콘크리트와는 다르다는 것을 의미하는 것이다. 예를 들어 횡방향 철근의 보강 효과가 고강도 콘크리트에서는 다르게 관찰되며, 나선근 보강의 효과가 고강도 콘크리트에서는 적다라는 것 등이 보고되고 있다.

## 2) 탄성계수

콘크리트의 탄성계수는 주로 콘크리트의 압축강도의 함수이며, 골재의 형태 및 실리카 함의 양 그리고 함수비의 영향도 받는 것으로 알려져 있다. 그리고 같은 압축강도에서 부순돌을 사용한 콘크리트의 탄성계수는 강자갈을 사용한 콘크리트 보다 약간 높으며 최대골재 치수가 클수록, 실리카 함의 양이 적을수록 탄성계수는 더 큰 것으로 보고되고 있다.

21 <  $f_{ck}$  < 83MPa에 대해서,

$$E_c = 3320 f_{ck}^{1/2} + 6900 \quad (2 \cdot 1)$$

여기서  $E_c$ 는 탄성계수 (MPa)이고,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 압축강도 (MPa)이다. 또한 Ahmad와 Shah는 고강도 콘크리트의 탄성계수가 ACI식에 따르지 않음을 발견하였는데, ACI식은 고강도 콘크리트에서 탄성계수를 과대평가하고 있음을 지적하였다. 이러한 고찰하에 다음과 같은 콘크리트 탄성계수 예측식을 제안하였다.

$$E_c = 3.38 \times 10^{-5} \gamma_c f_{ck}^{0.325} \quad (2 \cdot 2)$$

여기서  $\gamma_c$ 는 콘크리트의 단위중량 (Kgf/m<sup>3</sup>)이다. 노르웨이 기준의 탄성계수와 콘크리트의 압축강도 사이의 관계식은 다음과 같다.

$f_{ck} < 85$  MPa에 대해서,

$$E_c = 9500 f_{ck}^{0.3} \quad (2 \cdot 3)$$


제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

그리고 일본에서 시험된 실험자료에 의해 제안된 식이 다음과 같다.

$20 < f_{ck} < 140$  MPa에 대해서,

$$E_c = 1811 \gamma_c^2 f_{ck}^{0.3} \quad (2 \cdot 4)$$

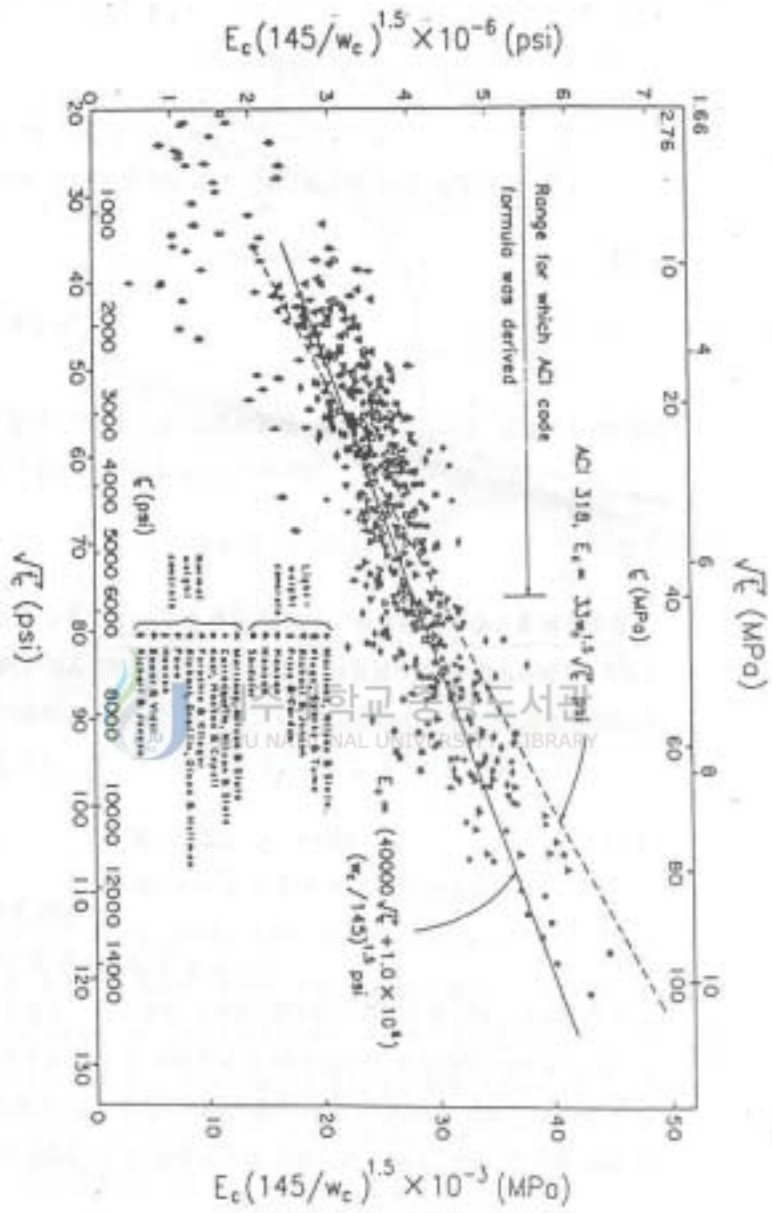


Fig. 2.2 Modulus of Elasticity of Concrete


Fig. 2 Modulus of elasticity of concrete

### 3) 인장강도

콘크리트의 인장강도는 압축강도에 비해 매우 작은 값이다. 비록 인장강도가 설계시 직접적으로 고려되지는 않는다고 하더라도 콘크리트의 균열로 인하여 인장파괴되는 경향이 있다는 점에서 매우 중요하다. 콘크리트의 인장강도는 세 가지 다른 방법으로 결정된다. 즉, ① 직접인장실험, ② 할렬인장강도실험, ③ 보의 휨실험이 있다.

인장강도를 얻기위한 첫 번째의 실험방법을 “직접법”이라고 한다면 두번째, 세번째 실험방법은 “간접법”이라고 할 수 있다. ACI 363위원회의 연구결과에서 인장강도는 보통강도 콘크리트일 때는 압축강도의 약 10%정도 되지만, 고강도 콘크리트는 5%로 감소된다고 보고하였다. 또한 할렬인장강도는 쇠섬유를 사용한 콘크리트가 등근섬유를 사용했을 때보다 더 크다고 보고하였다.

다음은 Carrasquillo 등이 제안한 2개의 보통중량 콘크리트의 할렬인장강도와 휨인장강도를 예측하는 식에 관한 것이다.



제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

$$f_{sp} = 0.54 f_{ck}^{0.5}$$

$$f_r = 0.94 f_{ck}^{0.5} \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 5)$$

여기서  $f_{sp}$ 는 할렬인장강도이고,  $f_r$ 은 휨인장강도이다. 이 식들은 Fig. 3에 도식적으로 잘 나타나 있다.

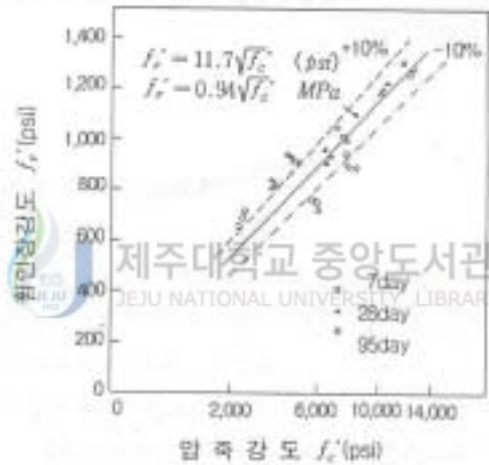
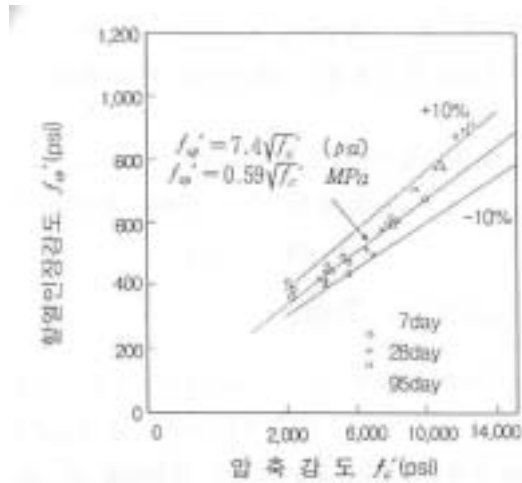


Fig. 3 Split tensile test

동시에 저, 중, 고강도의 유용한 할렬 인장강도실험과 보 휨실험에 근거할 때, Ahmad와 Shah에 의해서 84 MPa정도의 할렬 인장강도와 휨 인장강도를 경험적으로 예측할 수 있는 식이 제안되었다.

$$f_{sp} = 0.46 f_{ck}^{0.56}$$

$$f_r = 0.44 f_{ck}^{2/3}$$

(2 · 6)

#### 4) 재령에 의한 강도증진

보편적으로 초기재령시의 고강도 콘크리트의 강도발현의 비는 Fig. 4에서 보는 바와 같이 보통 콘크리트보다 더 높다. 그러나, 28일 이후의 상대적인 강도 발현은 보통 콘크리트보다 더 낮다. Parrot은 일반적인 7일과 28일의 강도발현 비에 관하여 고강도콘크리트는 0.8~0.9, 보통콘크리트는 0.7~0.75라고 보고하였으며, Carrasquillo 등은 7일에서 95일의 강도 발현비를 저강도는 0.60, 중강도는 0.65, 고강도는 0.73이라고 보고하였다. 고강도 콘크리트 재령초기의 높은 강도발현은 ① 높은 수화열로 인한 공시체 내부의 보양온도의 증진, ② 낮은 물시멘트비로 인한 고강도 콘크리트의 수화 미립자사이의 간격이 적기 때문인 것처럼 보인다.

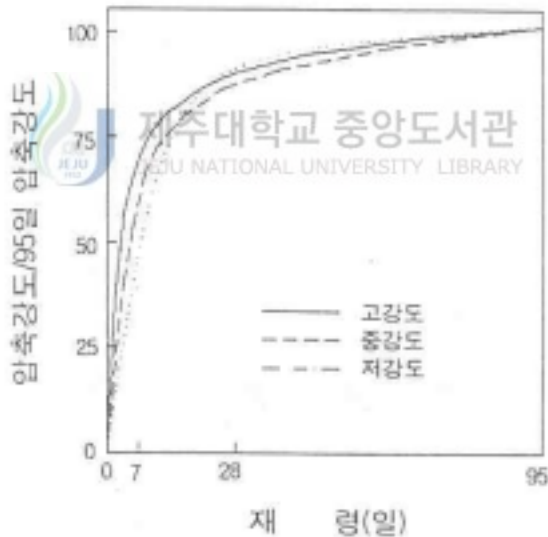


Fig. 4 Development of concrete strength according to curing age

## 5) 수축과 장기처짐

수축은 고강도 콘크리트와 보통 콘크리트에서 거의 차이가 없다고 한다. 그러나 비교적 최근의 연구를 살펴보면 건조수축은 보통 콘크리트가 고강도 콘크리트 보다 더 크다고 한다. Fig. 5는 시간을 함수로 한 축방향 수축량이다. 또한, ACI 363위원회의 연구결과에 의하면 수축은 물시멘트비의 변화와는 무관하나 콘크리트의 단위수량에 거의 비례하는 것으로 나타났다. 함수량에 대한 이와 같은 경향은 고강도 콘크리트 재령초기의 높은 수축으로 설명된다. 이와 같은 배합에서는 고성능 유동화제를 사용해 물을 줄이는 대신 시멘트의 사용량을 늘리는 것으로 낮은 물시멘트비를 얻을 수 있다.

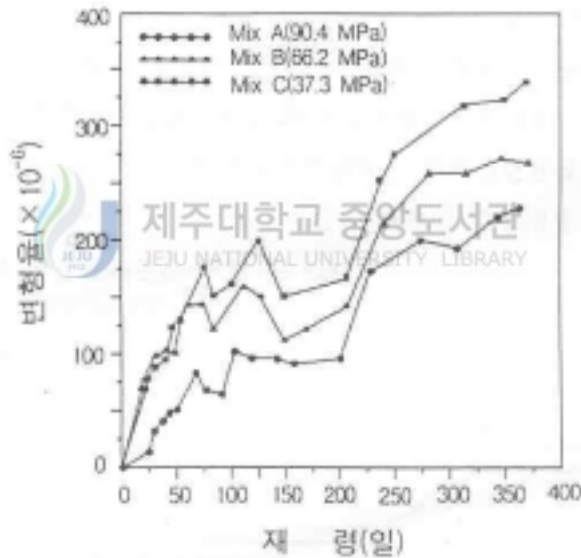


Fig. 5 Long-term deflection

많은 실험결과들을 볼 때, 장기처짐과 장기처짐계수는 상대적으로 비슷한 응력 단계에서는 고강도 콘크리트가 보통 콘크리트보다 더 적다는 것을 알 수 있다. 동시에 장기 처짐계수는 보통 콘크리트보다 고강도 콘크리트에서 상대적으로 더 높다는 것이다. 그러나 고강도 콘크리트가 더 높은 응력을 받고 있기 때문에 총 장기처짐은 모든 강도의 콘크리트에서 거의 비슷하다.



### 3. 콘크리트보의 전단파괴거동

#### 1) 전단철근이 없는 보의 거동

##### 가. 웹 전단균열과 휨 전단균열

휨에 필요한 주철근을 배근하고 전단철근을 배근하지 않은 보에 있어서는 사인장응력에 의하여 경사진 균열이 발생하며 이러한 경사진 균열은 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 크게 두 가지 형태로 나타난다. 그 하나는 Fig. 6(a)에서와 같이 휨균열은 발생하지 않았는데 복부에 경사진 균열이 발생하는 경우로서 이러한 형태의 균열을 웹 전단균열이라고 한다. 이 균열은 휨 모멘트가 작고 전단력이 큰 단면에서 발생하는데, 일반적인 철근콘크리트 보에서는 드문 일이고, 복부가 얇고 플랜지가 큰 I형 단면의 프리스트레스트 콘크리트 보에서는 종종 볼 수 있다.

Fig. 6(b)와 같은 경사진 균열은 이미 발생된 휨 균열의 선단에서 시작되고 발달된 균열이며, 이와 같은 균열을 휨 전단균열이라고 한다. 이 균열은 휨모멘트가 크고 전단력도 큰 단면에서 발생하며 철근콘크리트 보나 프리스트레스트 콘크리트 보에서 흔히 볼 수 있는 균열이다. 철근콘크리트 보에서 휨균열은 사용하중 하에서 발생하며, 보의 길이 방향에 대하여 거의 수직으로 발생한다. 그 후 하중이 증가하여 휨 응력과 전단 응력의 조합응력에 의하여 사인장균열로 발전한다.

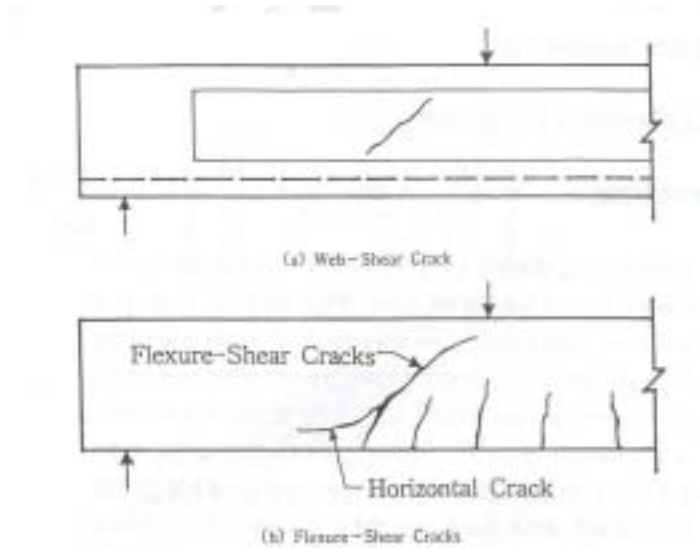


Fig. 6 Type of inclined shear cracks

### 나. 콘크리트 보의 전단강도에 영향을 미치는 요인

전단철근이 없는 철근콘크리트 보의 전단강도에 영향을 주는 요인은 아주 많고 복잡하다. ASCE-ACI Committee 326의 보고서에 따르면 이러한 주요 요인은 다음과 같다.

- ① 단면형태 : a. 크기
  - b. 비율 : 장방형보의 폭과 유효깊이 비( $b/d$ )
- ② 주인장철근 : a. 철근비
  - b. 항복강도
  - c. 철근표면 : 이형철근, 원형철근
- ③ 전단스팬비( $a/d$  또는  $M/Vd$ )
- ④ 하중형태 : a. 정적하중
  - b. 동적하중
- ⑤ 콘크리트 : a. 강도
  - b. 골재의 종류와 크기

현재 대부분의 설계시방서에서 사용되는 전단강도식은 콘크리트의 압축강도 ( $f_{ck}$ ), 철근비( $\rho$ ) 그리고 전단스팬비 대 보의 유효높이의 비( $a/d$ )로 표현된다.

### (a) 콘크리트 압축강도의 영향

Mphonde와 Frantz는 보통 강도에서 고강도 콘크리트까지의 비교적 짧은 보 ( $a/d=3.6$ 이하)에 대한 전단 거동을 연구하였으며, 현재 ACI 전단설계식은 너무 안전측에 든다고 보고하였다. 그러나 ACI 기준식과 실험치를 비교하면 콘크리트의 강도가 증가할수록 안전율은 1.64에서 1.2로 감소하는 것으로 나타났다. 그리고  $a/d$ 가 3.6인 보의 실험결과치를 회귀분석하고 콘크리트 압축강도의 영향만을 고려한 극한 전단강도식을 제안하였는데 식 (2·7)에 나타낸 바와 같다.

$$v_u = 0.3663 f_{ck}^{0.5} + 0.49 \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 7)$$

그러나 식 (2·7)은  $a/d$ 가 3.6인 보에만 적용이 제한되며, 콘크리트 보의 전단 강도는 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 증가하는 경향을 잘 반영하고 있으나 주철근비와  $a/d$ 의 영향을 고려치 않아 실용적인 적용에는 문제가 있다. 그리고 Elazanaty 등도 보통강도(20.8 MPa)에서 고강도(83.4 MPa) 콘크리트까지의 철근콘크리트 보를 실험한 결과, 보통강도에서는 ACI 기준식이 안전측이나 고강도로 갈수록 안전율이 감소하여 1 이하가 되는 경우도 있다고 보고하였다.

### (b) 전단스팬비( $a/d$ )의 영향

많은 연구자들은  $a/d$  혹은  $M/Vd$ 가 전단강도에 영향을 미치는 중요한 변수라고 보고하였으며, 이 내용은 ASCE-ACI Committee 426 보고서에 자세히 기술되었다. 이 보고서에 의하면 휨 전단균열이 발생하는 기준은 주응력 계산에 근거하며, 휨응력( $f$ )과 전단응력( $v$ )의 상대적 크기에 의하여 크게 영향을 받는다고 하였다. 여기서  $v$ 와  $f$ 를 정확히 계산하기 어렵기 때문에 장방형단면의 응력  $v$ 와  $f$ 를 다음과 같이 가정하였다.

$$v = k_1 \frac{V}{bd} \quad (2 \cdot 8)$$

$$f = k_2 \frac{M}{bd^2} \quad (2 \cdot 9)$$

여기서,  $V$ 는 전단력,  $M$ 은 휨모멘트,  $k_1$ 과  $k_2$ 는 각각 단면형상과 주철근비에 따른 계수이다. 그러므로, 가정된 장방형단면 보의  $f/v$ 비는 다음과 같다.

$$\frac{f}{v} = \frac{k_1 M}{k_2 V d} \quad (2 \cdot 10)$$

전단력  $V$ 는 모멘트를 미분한 것이므로, 집중하중을 받는 단순보에서의 전단력  $V$ 는 다음과 같이 쓸수 있다.

$$V = \frac{M}{a} \quad (2 \cdot 11)$$


따라서,  $f/v$ 비는 다음과 같다.

$$\frac{f}{v} = k_3 \frac{a}{d} \quad (2 \cdot 12)$$

여기서  $k_3$ 는  $k_1/k_2$ 로 주로 철근비와 철근과 콘크리트의 상호 작용에 따라 좌우되는 계수이며, 장방형단면 보의 전단균열형태는  $a/d$ 의 함수라고 생각할 수 있다.

위와 같은 해석적 방법은 전단균열 하중을 정상적으로는 잘 설명할 수 있으나 사인장균열의 정량적인 거동에는 적절한 해를 제공하지 못한다. 1952년 Ferguson은 보의 전단강도가  $a/d$ 에 따라 크게 변화한다는 것을 보고한 이래 여러 학자들이  $a/d$ 에 따른 극한 모멘트의 실험결과를 발표하였는데, 보의 파괴 모멘트와  $a/d$ 의 개략적인 상관관계는 Fig. 7에 나타낸 바와 같으며, 각각의 특

성 및 파괴 형태를 요약하면 다음과 같다.

①  $a/d$ 가 약 2.5를 넘으면 사인장 균열강도( $V_{cr}$ )가 극한 전단력이 되는데, 사인장균열이 발생한 후 잉여전단력(reserve shear force :  $V_r = V_u - V_{cr}$ )이 거의 없다. 그리고  $a/d$ 가 약 2.5보다 작으면  $V_u$ 가  $V_{cr}$ 보다 더 크게 되고,  $a/d$ 가 감소할수록  $V_r$ 은 점점 더 증가를 한다.

②  $a/d$ 의 변화에 따른 파괴 모멘트의 그래프는 두개의 다른 곡선으로 도시되는데,  $a/d$ 가 약 2.5에서 두 곡선이 교차한다.

③  $a/d$ 가 6 또는 7을 넘으면 파괴하중은 전단파괴가 없을 때의 휨 내력(full flexural capacity)과 같게 된다.

그리고  $a/d$ 에 따른 보의 일반적인 파괴 형태는 다음과 같이 네 가지로 구분할 수 있다.

④  $a/d \leq 1$ 인 경우

$a/d \leq 1$ 인 깊이가 큰 보(deep beam)에서 보의 사인장 균열이 발생한 후에 타이드아치(tied arch)와 같이 거동을 한다. 즉 압축력은 콘크리트가 지지하고 장력은 축방향철근이 받는다고 보는 것인데, 이러한 형태의 작용을 철근콘크리트 보의 아치작용이라고 하며, Fig. 8에 나타낸 바와 같다.

⑤  $a/d = 1 \sim 2.5$  정도인 경우

전단강도가 사인장 균열강도보다 크기 때문에 Fig. 9와 같은 전단파괴를 보인다.

⑥  $a/d \leq 2.5 \sim 6$  정도인 경우

전단강도가 사인장 균열강도와 같아서 Fig. 10과 같은 전단 파괴를 나타낸다.

⑦  $a/d > 6$ 인 경우

전단강도보다 휨 강도에 의해 지배되며, 콘크리트의 압축파괴가 발생한다.

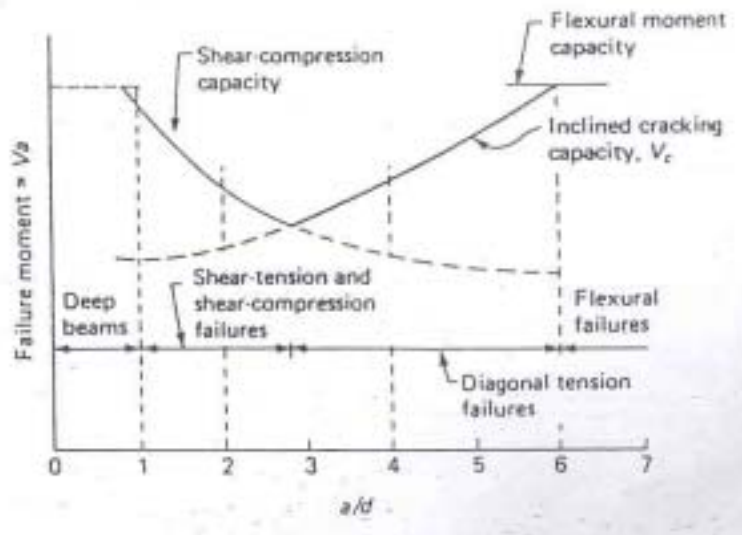


Fig. 7 Variation in shear capacity according to  $a/d$  for rectangular beams

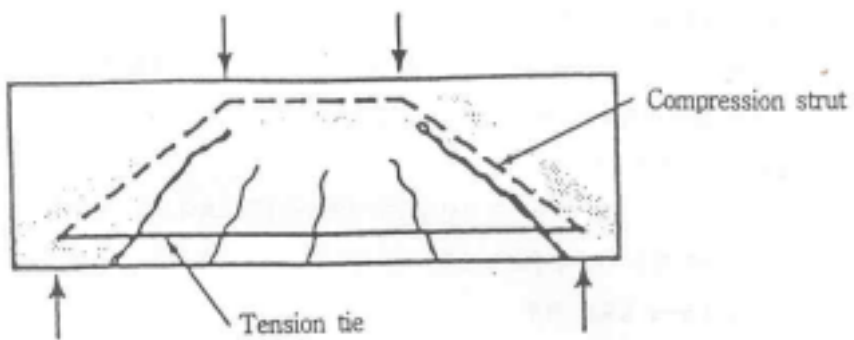


Fig. 8 Arch action of deep beam

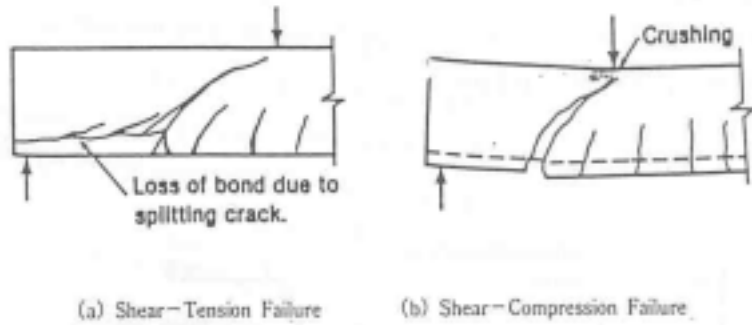


Fig. 9 Failure modes of short shear span.  $a/d=1.0$  to  $2.5$

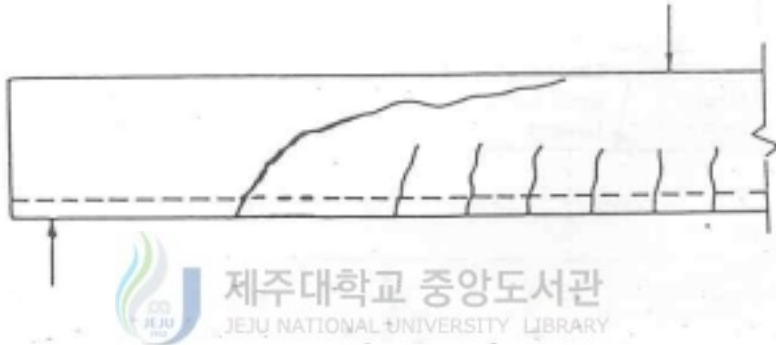


Fig. 10 Failure due to inclined crack

### (c) 철근비의 영향

몇몇 학자들은 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 대해 주철근비의 영향을 실험 보고하였다. Elzanaty는 저강도에서 고강도 철근콘크리트 보까지의 실험결과, 주철근비가 증가하면 ACI식에 의한 전단강도 예측치에 대한 안전율은 증가한다고 하였다. 그러나 주철근비가 낮은 보의 ACI식에 의한 전단강도 예측치는 저강도 철근콘크리트 보다는 고강도일수록 불안전(unconservative)해지고, 특히  $a/d$ 가 증가할수록 이러한 현상은 더욱 심해진다고 하였다.

Rajagopalan과 Ferguson은 철근비가 작으면 전단강도에 심각한 영향을 준다고 하였다. ACI-ASCE 426에서는 주철근비가 1.25% 이하가 되면 ACI식에 의

한 전단강도는 과대 추정됨을 주의해야 할 것이라고 하였다. 콘크리트 압축강도가 증가하면, 전단균열강도와 전단파괴일 때의 저항 모멘트  $M_u$ 도 역시 증가할 것이다. 따라서 고강도 콘크리트보에서는 한계철근비 1.25%도 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 증가할 것으로 생각된다. 철근비를 변화시켜서 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 영향을 연구한 문헌들에 의하면 ACI식에 의한 예측치는 철근비가 낮은 경우 고강도일수록 불안해진다고 하였다.

#### 다. 콘크리트가 부담하는 전단강도

철근콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트의 압축강도, 주철근비 및  $a/d$ 에 크게 영향을 받음을 알 수 있으며, 일반적으로 보의 전단내력을 콘크리트의 전단내력과 전단철근의 전단내력으로 크게 나눌 수 있다. 그 결과 전단철근이 배근되지 않은 콘크리트의 보에서 콘크리트의 전단 내력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.



$v_c = f(f_{ck}', \rho, a/d)$

(2 · 13)

#### 2) 전단철근이 있는 보의 거동

보의 전단 거동시 사인장균열에 대비하여 보에는 전단철근을 배근하는 것이 보통이다. 전단철근을 배근한 보의 전단거동을 살펴보면 사인장균열이 발생하기 전에는 전단철근은 거의 아무런 힘도 받지 않으며, 사인장균열이 발생한 후에는 유효하게 작용한다. 즉 사인장균열이 발생한 후 전단철근은 전단력의 일부를 받는 동시에 균열의 진행을 억제하며, 균열 폭의 증대를 억제하고 축방향 철근을 결속시키는 역할을 한다.

일단 사인장균열이 발생하면 전단철근의 거동은 아주 복잡해진다. 이것은 사인장균열의 위치, 길이 및 기울기 등에 따라 전단철근의 거동이 달라지기 때문에 이것을 이론적으로 해석한다는 것은 불가능하다. 현재 사용되고 있는 전단 설계방법이 완전히 합리적이라고 할 수 없는 이유가 여기에 있다. 현행 설계방



법은 합리적인 해석이 가능한 부분은 이론적 해석에 의하고, 그렇지 못한 부분은 실험으로 보완을 하며, 또 일부는 오랜 시일에 걸친 경험에 의존하여 이루어진 것이다.

Fig. 11은 수직전단철근으로 보강된 보에서 사인장균열이 발생한 경우를 나타낸 것이다. 이 보가 평형 상태에 있다면, 단면의 수직내력은 외력에 의한 단면의 전단력  $V$ 와 평형을 이루어야 한다.

즉,

$$V_{cz} + V_s + V_d + V_{ay} = V_n \quad (2 \cdot 14)$$

여기서,  $V_{cz}$  : 균열이 발생하지 않는 부분의 콘크리트가 부담하는 전단력

$V_s$  : 균열면과 교차된 전단철근이 부담하는 전단력

$V_d$  : 인장철근의 장부작용(dowel action)에 의한 수직내력

$V_{ay}$  : 거친 균열면에서 골재의 맞물림 (aggregate interlocking)에 의한 수직내력

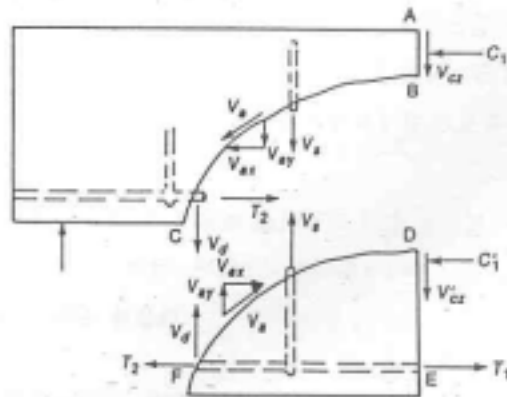


Fig. 11 Internal forces in a cracked beam with stirrups

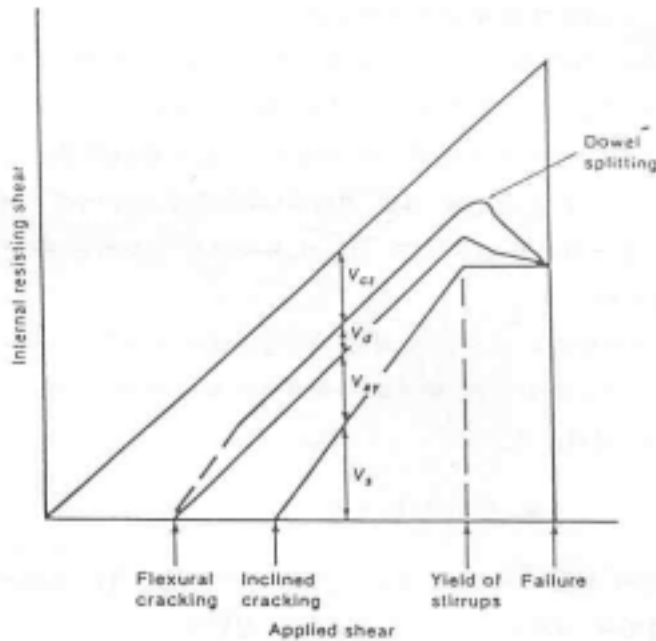


Fig. 12 Distribution of internal shear in a beam with web reinforcement



식 (2·14)의 관계를 보인 것이 Fig. 12이며, 외력에 의한 전단력  $V$ 의 증가에 따라 변화하는 네 개의 분포가 잘 나타나 있다. Fig. 12는 사인장 균열이 발생한 이후 전단철근이 부담하는 전단력  $V_s$ 는 직선적으로 증가하지만, 나머지 세 내력  $V_{cr}$ ,  $V_d$ ,  $V_w$ 는 거의 변화하지 않는다는 것을 보여주고 있다. 그리고 전단철근이 항복해도 전단철근의 인장력  $V_s$ 는 일정하게 유지되지만,  $V_d$ 와  $V_w$ 는 갑자기 작아지면서 보는 즉시 파괴에 이른다.

보가 전단파괴될 때 균열선은 보의 전높이에 이르게 될 것이고 균열의 기울기는  $45^\circ$ 로 볼 수 있으며, 전단철근이 간격  $s$ 로 배치되었다면, 균열선과 교차하는 전단철근의 수는  $n=d/s$ 이고, 이 때 전단철근은 항복하므로  $V_s$ 는 다음과 같이 된다.

$$V_s = nA_v f_y = \frac{d}{s} A_v f_y \quad (2 \cdot 15)$$

나머지 세 내력은 계산으로는 구할 수 없으며 실험에 의존하는 수밖에 없는 값이다. 따라서 이들 세 내력의 합을 식 (2·14)로 주어지는 콘크리트의 균열전단력  $V_{cr}$ 과 같다고 본다.

$$V_{cz} + V_d + V_{ay} = V_{cr} \quad (2 \cdot 16)$$

그리고 Fig. 12에 보인 바와 같이 전단철근이 항복한 이후에는  $V_{ay}$ 와  $V_d$ 가 없어지므로 각각을 0으로 볼 수 있다. 그러므로 전단철근이 항복하는 단계에서는 균열이 발생하지 않는 부분의 콘크리트가 부담하는 전단력은 다음과 같다.

$$V_{cz} = V_{cr} \quad (2 \cdot 17)$$

결국 수직 전단철근이 배근된 보가 전단파괴할 때의 공칭 전단강도  $V_n$ 은 식 (2·16) 및 식 (2·17)을 식 (2·14)에 대입함으로써 다음과 같이 된다.

$$V_n = V_{cr} + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2 \cdot 18)$$

위의 식에서  $V_{cr}$ 은 콘크리트가 부담하는 전단강도이고,  $A_v f_y d/s$ 는 수직 전단철근이 부담하는 전단강도이다. 위의 식의 양변을  $bd$ 로 나누면 공칭전단응력  $v_n$ 이 얻어진다.

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_{cr} + \frac{A_v f_y}{sb} \quad (2 \cdot 19)$$

### 3) 기존의 전단 거동에 대한 이론

전단파괴 메커니즘을 이해하고 파괴하중을 결정하기 위해서 많은 연구자들은 여러 가지 이론을 제안하였다.

#### 가. 고전적 이론

철근콘크리트 보의 연구가 시작된 이래 학자들은 다른 재료를 연구할 때 얻어진 개념을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단 거동의 문제를 해결하려고 시도하였다. 1903년 Morsch는 일련의 보를 실험한 후 균열하중에 대한 고전적인 전단내력식을 만들었다.

$$V_c = v_c bjd \quad (2. 20)$$

여기서,  $v_c$ 는 콘크리트 전단강도,  $b$ 는 보의 폭,  $jd$ 는 내부모멘트 팔길이이다. 콘크리트의 전단강도  $v_c$ 는 콘크리트 압축강도의 함수로서 실험결과로부터 정해진다. 식 (2·20)은 휨의 영향을 전혀 고려하지 않았고, 또한  $a/d$ 와 같은 변수들을 고려하지 않았기 때문에 실험결과와 잘 맞지 않았다.

#### 나. 치아유사법(Tooth Analogy)

부착력의 작용으로 연속되는 휨 균열 사이의 콘크리트가 보의 압축역에 고정된 켈틀레버와 같이 작용한다고 가정하였다. 1908년 Morsch는 이러한 종류의 작용을 간단히 검토해 보고 이것을 경사전단균열의 주된 원인이 아니라고 하였다. 그러나, 그후 Kani, Fenwick 등은 이러한 종류의 거동을 근거로 하여 전단파괴이론을 제안하였다.

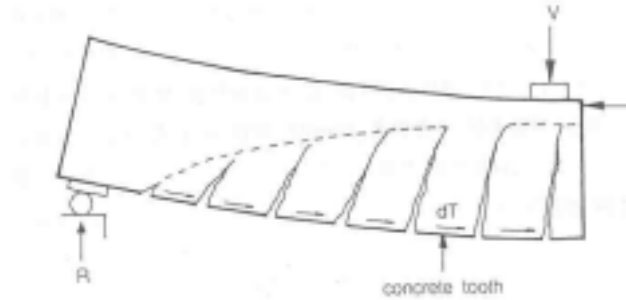


Fig. 13 Tooth analogy of concrete

Kani는 치아의 양면에서 철근 인장력의 차이( $dT$ )가 하나의 독립된 치아에 작용하는 것으로 보았다. 철근의 인장력이 0인 지점에서 최대의 하중재하점으로 선형 변화한다고 가정하였다. 또한 Kani는 가장 크거나 작은 치아 보다는 평균 치아를 대상으로 하였고 골재의 맞물림이나 썪기작용에 의한 전단력 전달은 무시하였다.



그러나, 콘크리트 치아 켄틸레버의 응력상태에 대한 많은 연구에도 불구하고, 이 이론은 대부분의 전단파괴의 원인이 되는 경사전단균열이 지점에 가장 가까운 휨 균열의 끝 근처에서 시작되는 이유와 경사 전단균열의 발생 원인에 대하여 규명하지 못하였다.

#### 다. 아치 유사법(Arch analogy)

휨과 전단을 받는 철근콘크리트 보의 거동을 나타내는 아치 모델은 일찍이 학자들에 의하여 인식된 모델이며, 균열형태의 관찰로부터 이와 같은 유사법을 제안하였다. 이 유사법의 목적은 실제로 균열이 간 보의 복잡성을 줄이기 위한 것이다. Fig. 14에 나타난 바와 같이 아치 유사법은 보의 균열된 부분을 제거하고 지지부분이 철근으로 연결되어 타이드 아치(tied arch)로 고려한 것이다. 여기서 주철근의 장부작용은 무시되고 전단력은 임의의 아치경계를 따라서 작용하는 응력성분에 의하여 전달된다고 간주하였다. 아치 리브(arch rib)가 휨을

받지 않고 압축을 받는다면 하중의 전달은 가능하다. 그리고 수직철근이 없다면 짧은 보에서만 타이드 아치(tied-arch)작용이 일어나고, 지간이 길어지면 리브에 휨모멘트가 작용하여 파괴가 일어난다. 그러나 아치유사법은 철근콘크리트 보에 대한 개념상의 이론에 불과하고 정량적인 해석을 할 때는 비실용적이다.

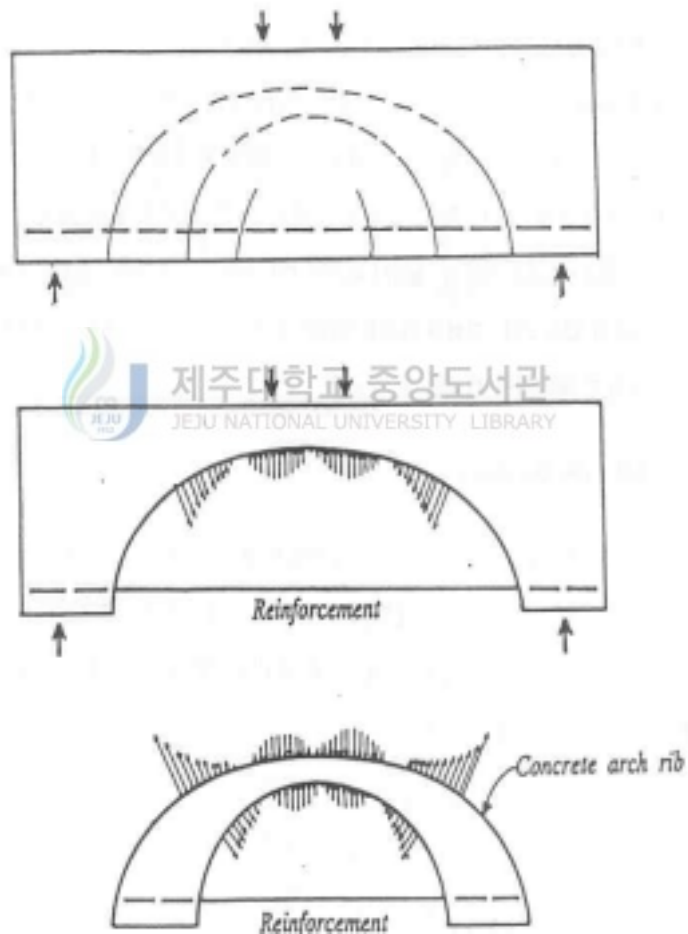


Fig. 14 Arch analogy

## 라. 압축장 이론(Compression Field Theory)

많은 학자들은 전단보강철근이 있는 철근콘크리트 보가 트러스와 유사한 거동을 한다고 생각하였다. Collins의 압축장 이론은 트러스 유사법에 근거를 두고 있는데, 이 이론은 트러스 유사법보다 정교하고 전단보강철근의 유무에 관계없이 철근콘크리트 보에 적용할 수 있다. 이 이론은 균열이 발생하면 콘크리트가 더 이상 인장력을 받을 수 없다고 가정한다. 또한 경사 전단균열이 발생한 철근콘크리트 보를 거시적인 연속체로 가정하고 Fig. 15와 같은 Mohr의 응력원을 이용하여 전체 적합 조건과 평형조건에 의하여 평균 변형률과 평균 응력을 계산한다.

Mohr의 응력원으로부터 주압축 변형률의 경사각을 구하면 다음과 같다.

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_l + \epsilon_d}{\epsilon_l - \epsilon_d} \quad (2 \cdot 21)$$



여기서,  $\epsilon_l$ 은 평균 수평 변형률(average longitudinal strain),  $\epsilon_t$ 는 평균수직 변형률(average transverse strain),  $\epsilon_d$ 는 평균 주 압축 변형률(average principal compressive strain)이다.

응력과 변형률의 관계와 재료의 파괴기준을 안다면, 평형 조건과 적합조건을 이용하여 보의 거동은 계산할 수 있을 것이다. 압축장 이론에서의 변형률은 균열간 부재의 평균 변형률이기 때문에, 단순히 압축강도실험에서 얻어진 파괴기준을 적용하는 것은 적절하지 않다. 따라서 Collins 등은 반실험적 방법을 이용하여 새로운 파괴기준을 정하였다.

이 이론에 의하면 전체 평형조건과 전체 적합 조건을 만족시킴으로써 경사각  $\theta$ 를 구할 수 있고, 평균 응력과 평균 변형률을 계산할 수 있다. 결국, 보의 파괴는 평균응력이 어떤 한계값에 도달하면 일어난다고 보았다.

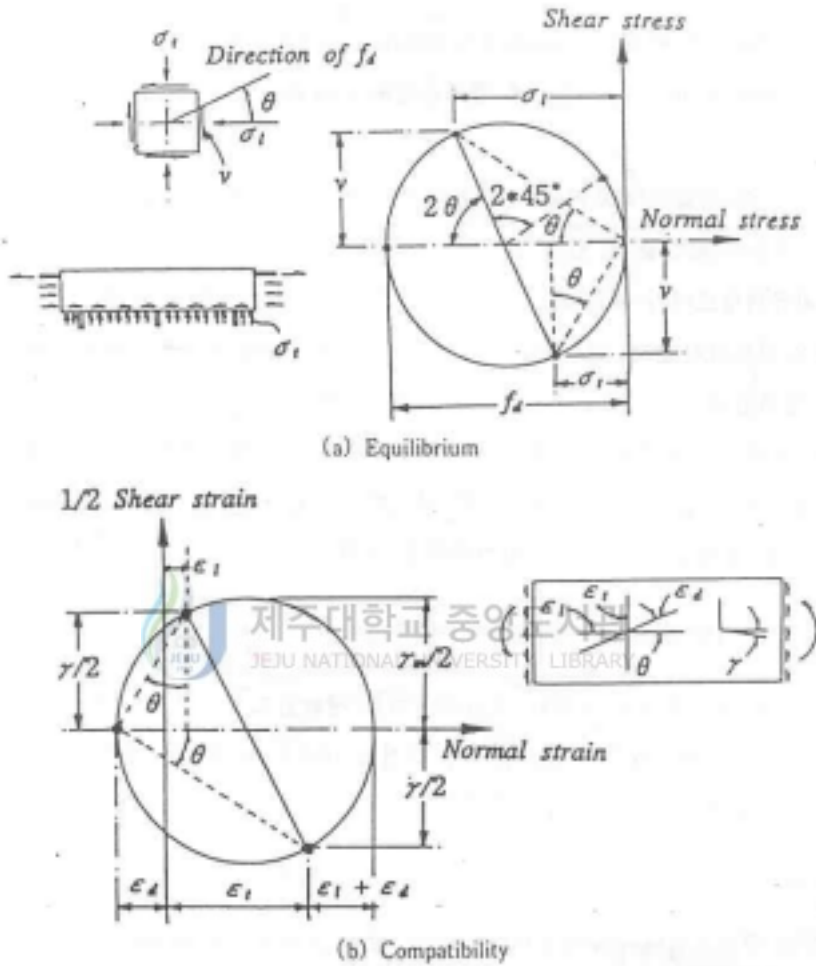


Fig. 15 Collins compression field theory

#### 마. 전단-압축이론(Shear-Compression Theory)

많은 학자들은 전단파괴를 휨 압축파괴로 생각했으며, 이 이론은 경사 휨전단 균열 상부 끝 부분인 전단압축영역의 한 점에 대하여 모멘트의 평형조건을 고려한 것이다. Regan은 압축응력에서 수직응력에 의하여 보가 파괴된다고 하였



다. 그리고 이 수직응력을 평형 방정식과 근사 적합조건으로부터 구하였다. 즉, Fig. 16의 A-A'단면에서 중립축비  $k$ 를 간단한 적합조건에 의하여 구하면, 다음과 같다

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{yz}} = \frac{k}{1-k} \quad (2 \cdot 22)$$

여기서,  $\epsilon_{cc}$ 는 A-A'단면에서 압축측 가선의 변형률,  $\epsilon_{yz}$ 는 주철근의 변형률,  $k$ 는 중립축비이다. 식 (2·22)를 이용하여  $k$ 를 결정한 후 평형조건식을 이용하여 극한 강도를 구할 수 있다. 이 방법은 다양한 경우의  $k$ 값을 구하기 위하여 수치적분을 해야 하고, 극한 전단력을 구하는 결과식이 너무 복잡하여 비실용적이다. Moody 등도 전단-압축이론을 이용하여 반실험식을 제안하였는데 전단파괴는 압축-휨파괴와 유사하다고 생각했다. 전단압축 파괴이론은 항상 콘크리트의 파쇄에 의하여 파괴된다고 전제 하나 많은 보들은 이러한 가정과는 다른 형태로 파괴가 된다.

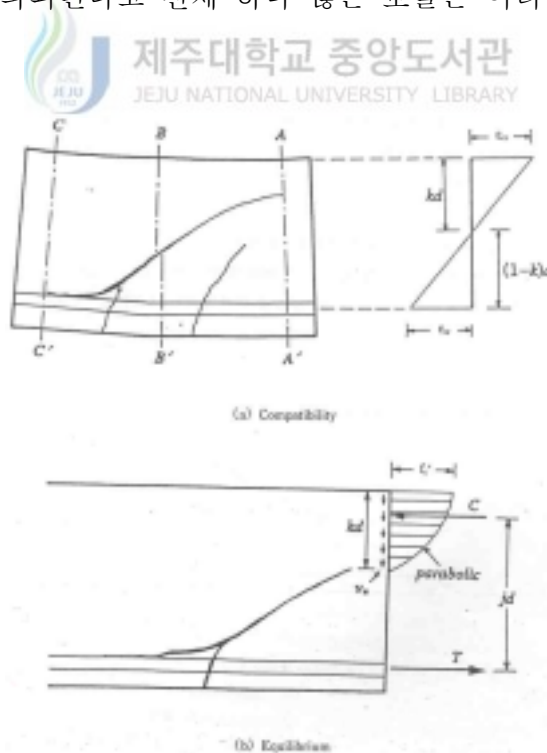


Fig. 16 Regan's shear-compressive theory

#### 바. 강탄소성 모델(Rigid Elasto-Plastic model)

강탄소성이론은 보의 전단해석을 위해 Moore가 제안하였는데 Fig. 17과 같이 힌지로 연결된 3개의 강체로 구성되어 있다. 또한 이 강체들은 압축력을 나타내기 위하여 탄소성 스프링으로 연결되어 있다고 가정한다. 이 모델은 인접한 강체 요소들의 각 쌍들 사이에 회전의 자유도가 두개이며 연결요소의 항복 또는 파괴기준을 갖는 최소에너지 이론을 이용하여 해를 구한다. 한 요소의 파괴가 전체계의 파괴를 유발한다고 볼 수 없기 때문에, 이 에너지 식은 약한 연결 부위의 연속적인 파괴에 대하여 검토되어야 한다.

이 모델은 중립축 위치변화, 부착 및 균열형상의 가정 등을 무시한 많은 문제점을 가지고 있으나 강탄소성 이론에 의한 여러 연구가 많이 있었다. 예를 들면 이 모델은 긴 보의 경우 사인장 균열하중을 넘어서 추가하중을 받지 못하는 이유를 설명하고 있다.

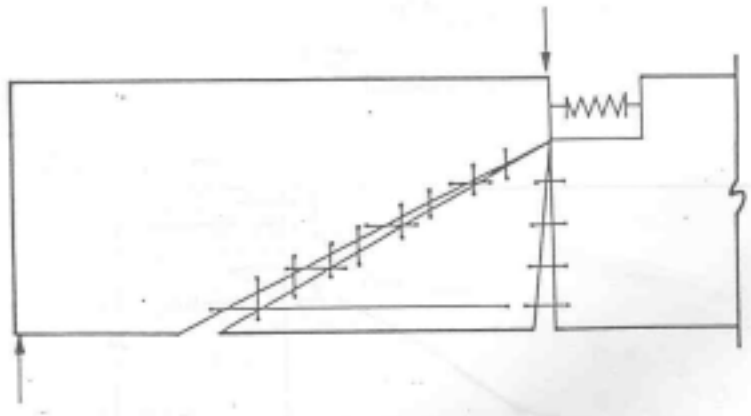


Fig. 17 Rigid elasto-plastic model

## 사. Zsutty의 통계학적 해석

여러 학자들은 철근콘크리트 보의 전단파괴내력에 영향을 미치는 요인들에 대하여 통계학적인 연구를 하였다. 철근콘크리트 보의 전단실험결과를 통계처리하여 연구한 결과, 휨 전단균열에 가장 크게 영향을 미치는 요인은 콘크리트의 인장강도( $f_t$ ) 주인장철근비( $\rho$ ), 전단스팬비( $a/d$ )라고 하였다. Zsutty는 통계학적인 방법에 의하여 전단보강철근이 없는 철근콘크리트 보의 전단강도 예측식을 제안하였다. 그는 차원해석기법, 즉 Buckingham의  $P_i$ 이론을 이용하였고, 미지의 계수는 회귀분석하여 결정하였다.

## 아. Kim & White's Model

Kim & White's Model은 전단철근이 없는 철근콘크리트 보에서 전단파괴는 메카니즘의 근본 성질을 더욱 잘 이해하기 위해서 철근콘크리트 보에서 생기는 경사전단균열의 발생과 진전의 주된 원인을 조사하였다. 균열 크기가 다를 때 보의 정량적인 응답으로 파괴역학을 도입한 유한요소법을 이용하여 검토하였다.

이렇게 균열의 진전을 모의 실험하여 분석한 결과 균열의 크기가 다를 때의 응력상태에 관한 정보를 얻을 수 있었고, 이 분석결과를 바탕으로 하여 전단균열의 발생과 진전의 주된 원인을 도출하였다. 분석 결과를 통하여 도출된 주된 원인을 실험으로도 증명하였다. 결과적으로 철근콘크리트 보의 전단파괴 메카니즘에 관한 새로운 이론을 제안하게 되었는데 이 이론을 정리하면 다음과 같다.

① 경사전단균열의 주된 발생원인은 휨균열이 발생한 후 철근과 콘크리트의 부착력으로 인해 전단응력이 크게 확대되기 때문이라 하고,

② 경사전단균열이 압축역으로 진전되는 주된 원인은 수평균열이다. 경사전단균열이 보가 파괴에 이르게 하지만 경사전단균열의 진전은 전단파괴 메카니즘에서 부차적인 현상이라고 하였으며,

③ 휨 전단파괴하는 보의 전단지간에서 전단력은 보의 파괴를 지배하지 않는다. 철근콘크리트 보의 전단파괴라고 하는 것은 휨 파괴의 일종이다. 철근과 콘크리트의 복합작용이 응력집중을 발생시키고, 이 응력집중이 불완전한 휨 파괴를 유발시킨다. 따라서 전단파괴에 관한 기준의 관례적인 인식들을 재검토할 필요가 있다고 하였다.

Kim & White's Model에서 특이한 점은 휨전단 파괴거동에서 수평균열을 1차적 균열이라고 하였고, 경사 전단균열을 오히려 2차적 균열이라고 한 점이다. 또한, 휨 균열 발생 후 철근과 콘크리트의 부착효과와 보의 아치작용에 따른 국부 응력집중을 고려하여 집중하중을 받는 단순보의 전단균열위치와 전단균열 강도를 구하는 식을 유도하였고, 그 식들은 각각 다음과 같다.

$$a_c = [p(d/a)^2 / (1 - \sqrt{p})^2]^{1/3} a$$

$$V_{cr} = 9.4 [\sqrt{p} (1 - \sqrt{p})^2 (d/a)]^{1/3} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (1b) \quad (2 \cdot 23)$$

상기의 식은 전단균열강도를 비교적 잘 예측하는 식으로 알려져 있다.

Kim & White's Model은 집중하중을 받는 단순보의 전단균열강도 추정식을 유도하는 과정이 이론적인 전제에 근거를 두고 있기 때문에, 이 모델을 집중하중을 받는 단순보와 상이한 전단력과 모멘트 분포를 갖는 보에도 확장하여 적용할 수 있는 가능성이 있다. 또한 임계 전단균열위치(임계거리)를 추정하는 식을 처음으로 제안한 것도 특이할 만한 점이다.

#### 4) 기존 기준식 및 제안식

전단 설계에 대한 각국의 기준식은 대부분이 실험에 의해 공인된 이론이나 실험결과식에 의존하고 있고, 위의 이론 연구가 접목되고 있는 실정이며 완전한 이론식으로는 발전하지 못하고 있다. 이는 아직까지 철근콘크리트 보의 휨-전단균열의 발생과 진전에 대한 메카니즘이 완전히 규명되지 않았기 때문이다. 하지만 전단에 대한 지속적인 실험연구는 많은 부분을 규명하였고, 현재에도 활발하게 진행되고 있다.

### 가. ACI 기준식

현재의 ACI318-89에서 사용되는 철근콘크리트 보의 전단 기준식은 1963년 식을 그대로 사용하고 있으며, 콘크리트의 압축강도를 비교적 낮은 14~41 MPa의 범위에서 사용한 시험체의 결과에 기초한 것으로, 공칭 전단강도 (nominal shear strength)는 콘크리트 압축강도의 제곱근에 비례하는 것으로 산정하고 있다. 그리고 지간이  $5d$ 보다 클 경우는 일반적인 보로 취급하여 사인장 균열강도를 공칭 전단강도로 하며, 전단철근의 효과계수를 1로 일정하게 극한 전단강도를 산정한다. 지간이  $5d$ 보다 작은 경우는 깊은 보(deep flexural members)로 취급하여 사인장균열 이후에 아치거동을 고려한 극한 전단강도를 공칭 전단강도로 하며, 전단철근의 효과는 수평철근과 수직철근의 분담으로 나누어 전단강도를 산정하고 있다.

#### a. 일반 보(Slender Beam)

$$v_{cr} = 0.1578\sqrt{f_{ck}} + 17.25 p_w (Vd/M) \text{ (MPa)} \quad (2 \cdot 24)$$

$$v_u = (0.1578\sqrt{f_{ck}} + 17.25 p_w (Vd/M)) - \frac{A_v f_y}{sb} \quad (2 \cdot 25)$$

여기서,  $s$ 는 전단철근의 간격,  $A_v$ 는 전단철근의 단면적,  $f_y$ 는 전단철근 철근의 항복강도,  $p_w$ 는 주철근의 인장철근비이다.

#### b. 깊은 보(Deep Flexural member)

$$v_{cr} = [3.5 - 2.5(M/Vd)] \times [\text{식 } (2 \cdot 24)] \quad (2 \cdot 26)$$

$$v_u = v_{cr} + \frac{A_u}{s} \left( \frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left( \frac{11 - l_n/d}{12} \right) \frac{f_y}{b} \quad (2 \cdot 27)$$

여기서,  $3.5-2.5(M/Vd) \leq 2.5$ 이며, 위험단면 ;  $a/2 \leq d$ ,  $l_n$ 은 지지점 사이의 순스팬거리,  $s_1, s_2$ 는 각각 수직 전단철근과 수평 전단철근의 간격이며,  $A_v, A_{vh}$ 는 각각 수직전단철근과 수평전단철근의 단면적이다. 위 식은 상당히 안전측인 식이나, 실험 데이터와 상당한 분산을 보이고 있다. 콘크리트가 고강도화하고 주철근비가 낮아짐에 따라 비안전측인 것으로 나타나고 있어, 전단 내력에 영향을 미치는 변수들의 재평가가 요구된다.

#### 나. Zsutty의 예측식

Zsutty는 기존의 실험 데이터를 통계분석하여 아래와 같은 통계식을 제안하였다. 철근콘크리트 보의 공칭전단강도를  $f_{ck}^{1/3}$ 에 비례하고, 전단스팬비( $a/d$ )를 2.5로 기준으로 짧은 보와 일반 보로 나누어 아치작용에 대한 영향을 고려하였다.

a. 전단 철근이 없는 경우

①  $a/d \geq 2.5$ 인 경우

$$v_u = 2.1746(f_{ck} p_w d/a)^{1/3} \quad (2 \cdot 28)$$

②  $1.5 < a/d < 2.5$ 인 경우

$$v_u = [식 (2 \cdot 24)](2.5/(a/d)) \quad (2 \cdot 29)$$

b. 전단 철근이 있는 경우

①  $a/d \geq 2.5$ 인 경우

$$v_u = 2.1746(\sqrt{f_{ck} p_w d/a})^{1/3} + A_v f_y / s_b \quad (2 \cdot 30)$$

②  $1.5 < a/d < 2.5$ 인 경우

$$v_u = [2.1746(\sqrt{f_{ck} p_w d/a})^{1/3}](2.5/(a/d)) + A_v f_y / s_b \quad (2 \cdot 31)$$

윗 식은 비교적 낮은 강도의 콘크리트를 사용한 부재실험에 기초한 것이다. 콘크리트 강도의 전단에 대한 기여를 1/3지수로 평가하여 고강도 콘크리트에도 비교적 잘 일치하고 있다.

c. 박연동의 예측식

박연동은 부재의 크기 효과를 고려하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$v_u = 19.4 f_{ck}^{a/3} b^{3/8} (0.4 + d/a) \left( \frac{1}{\sqrt{d}} + 0.07 \right) bd \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 32)$$

여기서,  $a/d \geq 3$  인 경우  $a=1$ ,  $1 \leq a/d \leq 3$ 인 경우  $a=2-(a/d)/3$ 이다.

d. Mphonde와 Frantz의 예측식

Mphonde와 Frantz는 전단철근이 부담하는 전단강도를 기준에 제안식보다 60% 더 크게 산정하는 예측식을 제안하였으며, 식 (2·34)에 나타난 바와 같다.

a) 전단철근이 없는 경우

$$v_u = (0.12625 \sqrt{f_{ck}} + 0.93133) \quad (2 \cdot 33)$$

b) 전단철근이 있는 경우

$$v_u = (0.1254 \sqrt{f_{ck}} + 0.6209) + 1.6 \frac{A_s f_y}{bs} \quad (\text{MPa}) \quad (2 \cdot 34)$$

### Ⅲ. 실험

#### 1. 실험 계획

본 연구에서는 철근콘크리트 보의 전단 거동을 파악하고자 Table 1에서와 같이 단면이 20×30cm, 길이 240cm인 총 24개의 시험체를 제작하여 실험을 실시하였다. 콘크리트의 예상 강도는 210, 400, 600kgf/cm<sup>2</sup>를, 강도가 4500과 9000kgf/cm<sup>2</sup>인  $\phi$ 10의 전단철근을 사용하였다. 또한 휨에 의한 파괴를 막고자 4-D19로 배근하였다. 시험체는 Fig. 18과 같은 형태로 제작되었으며, 가력은 전단 경간을 고려하여 2점 재하를 실시하였다.

시험체에 콘크리트 타설과 동시에 콘크리트 압축 강도 측정용 공시체를 제작하여 시험체와 동일한 조건에서 양생을 실시하였다. 동일 콘크리트에 대하여 5개의 공시체를 제작하여 4주 후 실험시에 측정된 압축 강도를 Table 2에 나타내고 있다. 전단철근의 위치 고정을 위해  $\phi$ 10인 압축철근을 사용하였다. 사용된 철근의 역학적인 특성을 Table 3에 나타내었다.

가력은 변위 제어에 의하였으며, 급격한 내력 저하가 일어나거나 파괴정도가 너무 심하여 더 이상 가력이 불가능하다고 판단될 때까지 가력하였다. 하중은 프레임에 부착된 로드 셀에 의해 측정하였으며, 전단 구간 내에서 전단 철근의 변형을 측정하기 위하여 변형 게이지를 부착하였다. 시험체의 처짐을 측정하고자 Fig. 18에서 보는 바와 같이 L.V.D.T.를 설치하였으며, 이들을 데이터 로거에 연결시켜 일정한 시간 간격으로 하중, 변형률 및 변위를 측정하였으며, 매 하중 증가에 따라 시험체의 균열 양상을 육안으로 관찰 기록하였다.



Table 1 Summary of specimens and test results

specimen*	$V_n$ (tonf)	ACI code		$(V_n)_{Test}/(V_n)$ $(M_n)_{Test}/(M_n)$		fail mode**
		$V_n$ (tonf)	$M_n$	ACI	ACI	
L2NOO	10.9	5.31	9.519	2.05	0.58	S
L2LNO	18.92	23.53	9.519	0.80	1.01	F-S
L2LWO	17.84	15.32	9.519	1.16	0.96	F-S
L2HWO	18.05	23.53	9.519	0.77	0.97	S
L2NOT	15.91	5.31	9.519	3.00	0.85	S
L2LNT	25.63	23.53	9.519	1.09	1.37	F
L2LWT	24.43	15.32	9.519	1.60	1.31	F-S
L2HWT	23.5	23.53	9.519	1.00	1.26	S
M2NOO	14.52	7.18	10.646	2.02	0.70	S
M2LNO	22.36	27.20	10.646	0.82	1.07	F-S
M2LWO	22.71	17.19	10.646	1.32	1.09	F-S
M2HWO	24.58	29.70	10.646	0.83	1.18	S
M2NOT	19.99	7.18	10.646	2.78	0.96	S
M2LNT	29.03	27.20	10.646	1.07	1.39	F
M2LWT	27.1	17.19	10.646	1.58	1.30	F
M2HWT	24.75	29.70	10.646	0.83	1.19	S
H2NOO	15.68	7.66	10.795	2.05	0.74	S
H2LNO	24.83	27.68	10.795	0.90	1.17	F-S
H2LWO	24.8	17.67	10.795	1.40	1.17	F-S
H2HWO	24.23	30.18	10.795	0.80	1.14	S
H2NOT	21.33	7.66	10.795	2.78	1.01	S
H2LNT	27.44	27.68	10.795	0.99	1.30	F
H2LWT	27.17	17.67	10.795	1.54	1.28	F
H2HWT	26.27	30.18	10.795	0.87	1.24	F-S

\*L2NOO

- L Support condition  
: O(simple), T(Continue)
- Spacing of shear bar : O(without shear bar), N( $s_v=7\text{cm}$ ), W( $s_v=14\text{cm}$ )
- Yield strength of shear bar  
: N( $f_{yh}=3500\text{kgf/cm}^2$ ), H( $f_{yh}=9000\text{kgf/cm}^2$ )
- Shear span ratio : 2( $a/d=2.0$ ), 3( $a/d=3.0$ )
- Concrete strength : L( $f_{ck}=280\text{kgf/cm}^2$ ),  
M( $f_{ck}=580\text{kgf/cm}^2$ ), H( $f_{ck}=680\text{kgf/cm}^2$ )

\*\* failure mode : F : flexure failure, F-S : flexure-shear failure, S : Shear failure

## 2. 실험 결과

시험체들은 전단에 의한 파괴를 일으키도록 계획되었으나, 일부의 시험체들에서 주철근의 항복이 선행한 휨 파괴와 전단 파괴를 나타냈다. Table 1에 실험 결과들을 요약하였다. 이 표에서 보는 바와 같이 시험체들은 기본적으로 전단 균열에 의한 전단 파괴와 휨 파괴를 나타내었다.

Fig. 19에서는 각 시험체들의 파괴 양상을 나타내고 있다. 이들 그림에서도 휨에 의한 주철근의 항복이나 압괴를 볼 수 있으나 모든 시험체에서는 전단에 의한 사인장 균열을 볼 수 있다. 다음에서 전단에 영향을 미치는 각 요인들을 분석한다.

Table 2 Concrete strength

Design strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Cylinder strength (kgf/cm <sup>2</sup> )
210	284.2
400	585
600	679.6

Table 3 Mechanical properties of bars

bar	yield strength ( kgf/cm <sup>2</sup> )	strain at yield(%)	Young's modulus ( kgf/cm <sup>2</sup> )
D10	5,280	0.199	2.04×10 <sup>6</sup>
D19	4,976	0.252	1.95×10 <sup>6</sup>
φ10	3,520	0.243	1.9×10 <sup>6</sup>
φ10	9,040	0.235	1.97×10 <sup>6</sup>

### (1) 전단 내력의 평가

Fig. 20에는 동일한 콘크리트 강도에 대한 시험체들의 하중-처짐 관계를 나타내고 있다. 이 그림들에서 지점의 조건은 각 시험체의 최대 내력에 크게 영향을 미치지 않

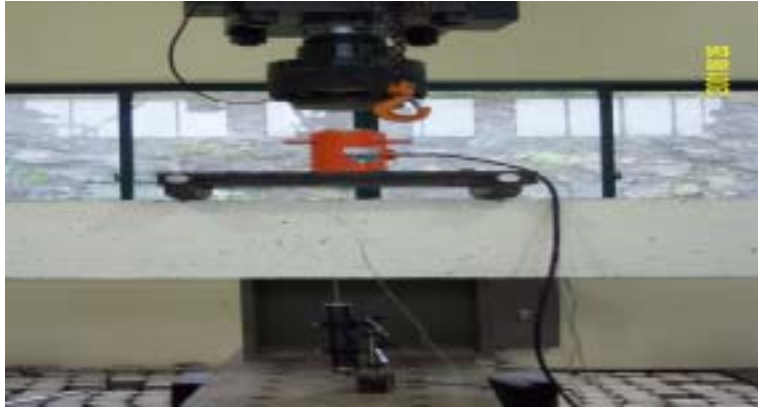
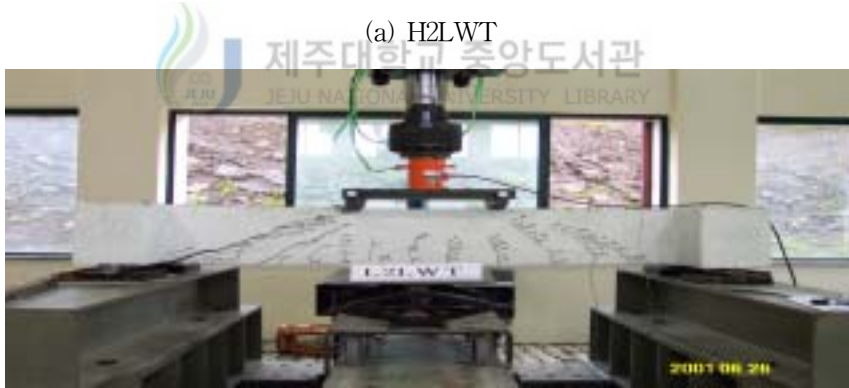


Fig. 18. Test set-up of specimen



(a) H2LWT



(b) L2LWT



(c) H2NOO



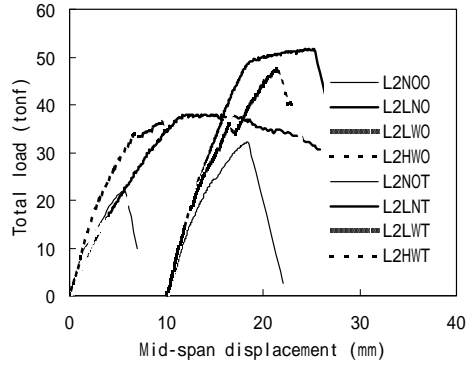
(d) H2LWO

Fig. 19 Failure modes

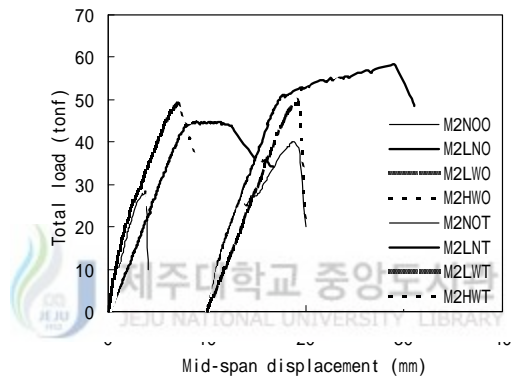
음을 볼 수 있다. 지점들의 조건에 의해 전단 철근의 간격이 조밀하게 배근될 경우나 지점 조건이 연속 조건일 경우에 주철근의 항복에 의한 연성을 어느 정도 확보함을 볼 수 있다. 그러나 전단 철근으로 보강되지 않은 무보강 시험체나 전단 철근의 배근 간격이 큰 시험체에서는 급격한 전단 파괴 양상을 볼 수 있다. 전체적으로 콘크리트 강도가 증가함에 따라 최대 전단 내력은 증가함을 볼 수 있다.

전단력은 콘크리트와 전단 철근에 의해 분담을 한다. 그러므로 콘크리트의 강도를 증가시키거나 전단 철근에 의한 전단 내력분을 증가시켜 전단 내력을 증진시킬 수 있다. Fig. 21은 콘크리트 강도에 따른 전단 내력의 증가를 나타내고 있다. 전단 내력은 콘크리트 강도가  $280\text{kgf/cm}^2$ 인 시험체의 최대 내력으로 무차원시켰다. 이 그림에서도 볼 수 있는 바와 같이 콘크리트 강도의 증가는 전단 내력의 증가를 나타내고 있으나, 콘크리트 강도와 선형으로 증가 관계를 나타내지는 않음을 볼 수 있다. 또한, 전단 철근의 강도가 증가하여  $f_{yh}=9000\text{kgf/cm}^2$ 일 경우에 전단 내력의 증가율은 오히려 감소하는 것을 볼 수 있다. 전단 내력을 부담하여 전단 철근이 항복을 할 경우에 전단 철근은 극대의 전단에 저항하는 능력을 나타낸다. 그러나 고강도 전단 철근을 사용할 경우에 전단 내력의 증진에 크게 기여하지 못함을 볼 수 있다. 그러므로 대한건축학회 철근콘크리트 설계 기준에서는 전단 철근의 항복 강도를  $4000\text{kgf/cm}^2$  이하로 규정하고 있다.

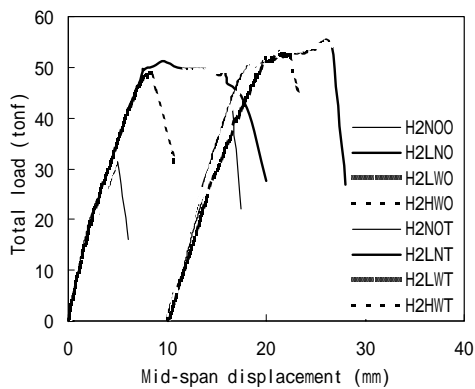
Fig. 22는 지점 조건, 전단 철근양 및 콘크리트 강도에 따른 전단 내력을 비교하였다. 전단 내력은 전단 철근으로 보강되지 않은 시험체의 전단 내력으로 무차원시켰다. 이들 그림에서 콘크리트의 강도가 증가에 따라 전단 철근에 의한 전단 내력 부담분이 감소함을 볼 수 있다. 그러나 이들 시험체들은 전단 파괴 이전에 주철근의 항복이 선행하는 것으로 판단되어 휨 파괴가 배제된다면 전단 철근의 배근양이 증가하면 전단 철근에 의한 전단 내력 부담분은 증가될 것으로 판단된다. 또한 연속보는 단순지지보 보다 전단 철근에 의한 전단 내력 부담분이 큼을 볼 수 있다.



(a) L-series

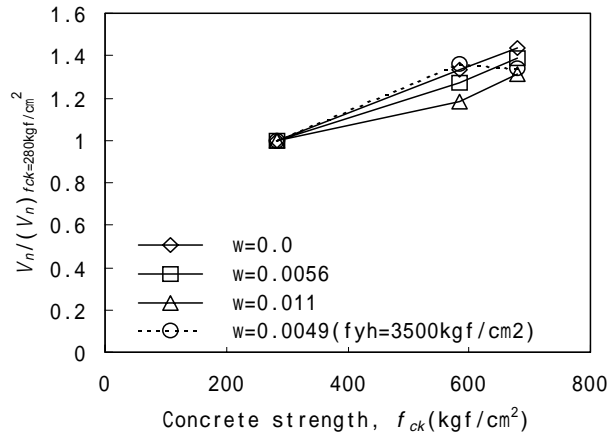


(b) M-series

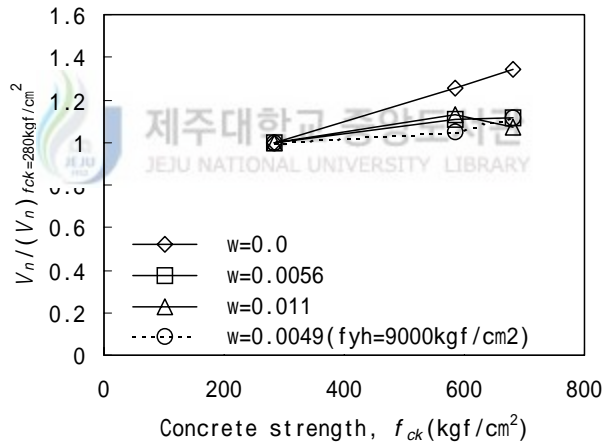


(c) H-series

Fig. 20 Load-deflection curves

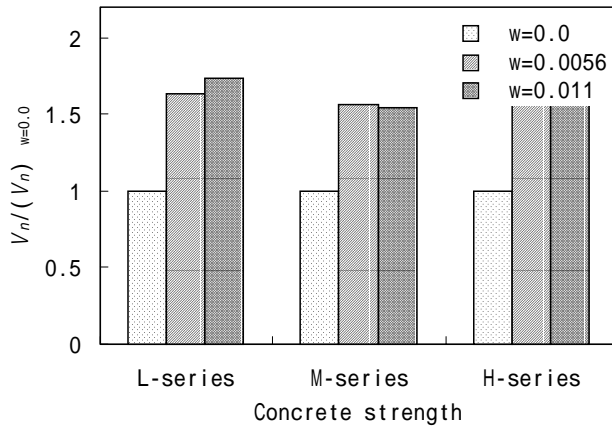


(a)  $f_{yh} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

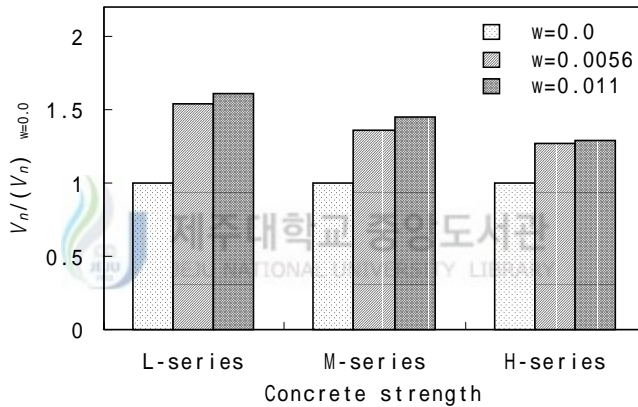


(b)  $f_{yh} = 9000 \text{ kgf/cm}^2$

Fig. 21 Shear capacity according to concrete strength



(a) simple support

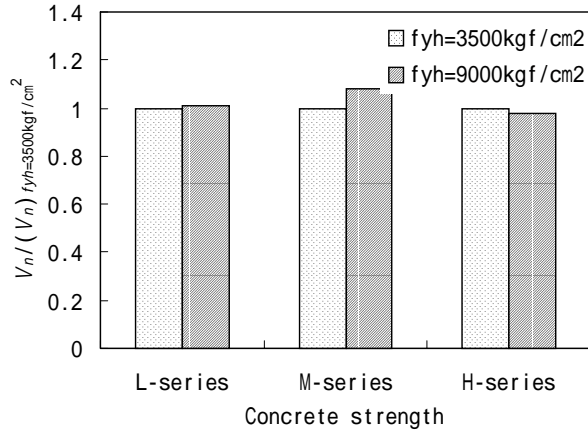


(b) continued support

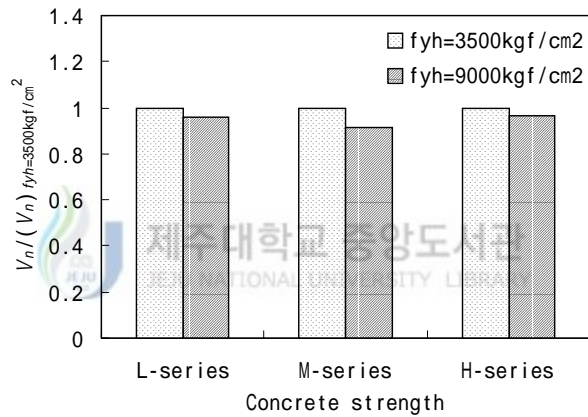
Fig. 22 Shear strength according to shear bar ratio and concrete strength

Fig. 23은 전단 철근의 항복 강도, 지점의 상태 및 콘크리트 강도에 따른 전단 내력과 의 관계를 나타내고 있다. 전단 내력은 전단 철근의 항복 강도가 3500kgf/cm<sup>2</sup>인 시험체의 전단 내력으로 무차원시켰다. 이 그림에서 전단 철근의 항복강도는 시험체의 전단 내력에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 이는 전단 철근의 역할이 고강도 철근을 사용할 경우에 충분히 발휘되지 않는 것으로 사료된다. 또한, 지점 상태에 따른 비교에서 연속 조건일 경우가 단순지지 보다 전단 내력의 분담이 감소함을 볼 수 있다.





(a) simple support



(b) continued support

Fig. 23 Shear strength according to the yield strength of shear bars and concrete strength

Fig. 24는 지점의 조건, 전단 철근비 및 콘크리트 강도에 따른 전단 내력을 비교하였다. 전단 내력은 지점 상태가 단순 지지인 상태로 무차원시켰다. 이 그림에서 지점의 상태가 연속 지지일 경우에 시험체가 부담하는 전단 내력은 증가함을 볼 수 있다. 그러나 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 시험체의 전단 내력의 증가율은 오히려 감소함을 볼 수 있다.

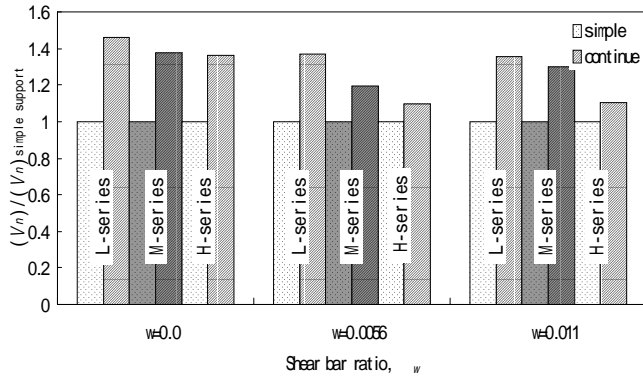
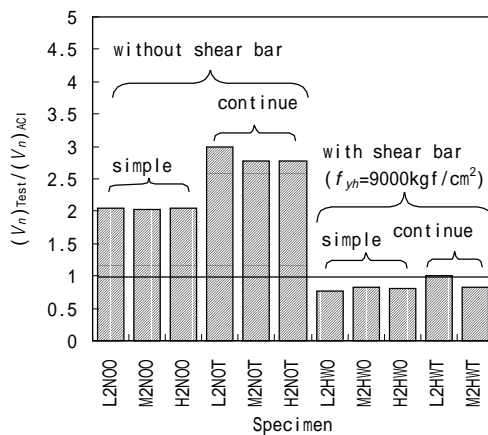
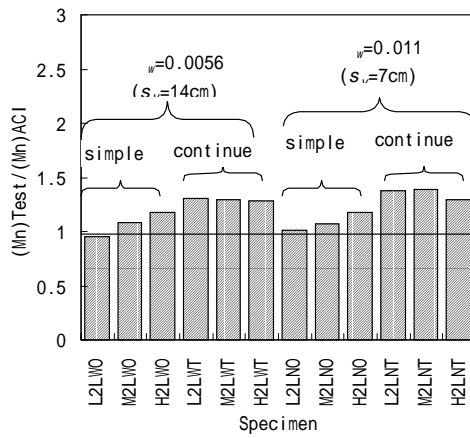


Fig. 24 Shear capacity according to shear bar ratio

Fig. 25는 실험 결과와 ACI기준을 비교하였다. Fig. 25(a)는 전단 내력을 (b)는 휨 내력을 각각 비교하고 있다. 이들 그림에서 전단 내력과 휨 내력에 대한 기준들은 안전 측에 있음을 볼 수 있다. 연속지지 보가 전단 내력과 휨 내력이 단순 지지보 보다 큰 내력을 보이고 있다. 그러나 고강도의 전단 철근을 사용할 경우에 전단 철근에 의한 보강 효과가 거의 없음을 볼 수 있다. 이는 전술한 바와 같이 기준에서 정한 항복 강도가 4000 kgf/cm<sup>2</sup> 이하의 철근을 사용하는 것이 바람직하다고 판단된다. 또한 연속 지지의 지점 상태가 단순 지지보 보다 큰 휨 내력의 증가를 보이고 있다.



(a) shear capacity



(b) flexural capacity

Fig. 25 Comparison with the ACI code

## IV. 결 론

철근콘크리트 보의 전단 거동에 영향을 미치는 요인들은 다양하며, 이들 요인들이 복합적으로 작용하고 재료적인 특성에 의해 큰 영향을 받는다. 그러므로 기존의 연구들도 상이한 결과를 보이며 특히 콘크리트의 강도가 고강도로 될 경우에 기준의 타당성이 검증될 필요성이 있다. 따라서 본 연구에서는 총 24개의 시험체를 제작 및 실험을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 지점의 조건은 각 시험체의 최대 내력에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 지점들의 조건에 의해 전단 철근의 간격이 조밀하게 배근될 경우나 지점 조건이 연속 조건일 경우에 주철근의 항복에 의한 연성을 어느 정도 확보함을 볼 수 있다.

(2) 콘크리트 강도의 증가는 전단 내력의 증가를 나타내고 있으나, 콘크리트 강도와 선형으로 증가 관계를 나타내지는 않음을 볼 수 있다. 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 시험체의 전단 내력의 증가율은 오히려 둔화됨을 볼 수 있다. 또한, 전단 철근의 강도가 증가하여  $f_{yh}=9000\text{kgf/cm}^2$ 일 경우에 전단 내력의 증가율은 오히려 감소하는 것으로 나타났다.

(3) 고강도 전단 철근을 사용할 경우에 전단 내력의 증진에 크게 기여하지 못함을 볼 수 있다. 그러므로 대한건축학회 철근콘크리트 설계 기준에서는 전단 철근의 항복 강도를  $4000\text{kgf/cm}^2$  이하로 규정하는 것은 바람직하다고 판단된다.

(4) 연속보는 단순지지보 보다 전단 철근에 의한 전단 내력 부담분이 큼을 볼 수 있다. 지점 상태에 따른 비교에서 연속 조건일 경우가 단순지지 보다 전단 내력의 부담이 감소하는 것으로 나타났다.

(5) 연속지지 보가 전단 내력과 휨 내력이 단순 지지보 보다 큰 내력을 보이고 있다. 그러나 고강도의 전단 철근을 사용할 경우에 전단 철근에 의한 보강 효과가 거의 없는 것으로 나타났다.

## 기 호

- a : 전단스판  
b : 단면폭  
d : 단면 유효 춤  
 $E_c$  : 콘크리트 탄성계수  
f : 휨응력  
 $f_{cc}$  : 구속된 콘크리트의 최대 강도  
 $f_{ck}$  : 구속되지 않은 콘크리트의 최대 강도  
 $f_y$  : 주철근의 항복강도  
n : 탄성계수  
 $p_u$  : 극한 하중  
s : 전단철근 간격  
t : 철근의 인장력  
v : 전단력  
 $v_c$  : 콘크리트 전단강도  
 $v_{cr}$  : 경사 균열 전단력  
 $v_n$  : 전단내력  
 $v_s$  : 균열면과 교차된 스트립이 부담하는 전단력  
 $\rho_s$  : 전단철근 체적비  
 $\beta$  : 극한강도 설계기준에서 응력블록 춤 계수  
 $\beta_1$  : 구속된 코아 콘크리트서 응력블록 춤 계수  
 $\epsilon_y$  : 주철근의 항복 변형률  
k : 증립축 비  
 $\rho$  : 주 인장 철근비  
 $\rho_b$  : 극한강도 설계기준에 의한 평형철근비  
 $\rho_{max}$  : 구속된 철근콘크리트 보의 최대 철근비  
 $\rho_w$  : 인장 철근비  
 $\rho_w f_{yh}$  : 구속지수



## 참 고 문 헌

- 1) 은희창 외 4인. 2000. 철근콘크리트 구조설계. 태림문화사.
- 2) 이덕한 외 2인. 1990. “고강도 전단보강근과 콘크리트를 사용한 철근콘크리트보의 전단보강에 관한 실험적 연구”, 추계 대한건축학회 논문집.
- 3) 부척량 외 1인. 1993. “등분포하중을 받는 철근콘크리트보의 전단거동에 관한연구”, 대한건축학회논문집, p. 9-5,
- 4) 부척량 외 3인. 1993. “소축적 R/C연속보의 전단거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회논문집, p. 9-9,
- 5) 권영호. 1990. “고강도 철근 콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구”. 한양대학교대학원 건축공학과 석사학위논문 : p. 112
- 6) 김진근, 박연동. 1993. 스테럽이 없는 고강도 철근 콘크리트보의 전단강도 특성에 관한 실험적 연구. 한국콘크리트학회지. 5(1) : pp. 103-113
- 7) 김오, 김대중. 1991. “등분포 하중을 받는 철근콘크리트보의 전단거동에 관한 연구” 한국 콘크리트학회 봄학술발표회논문집.
- 8) 이광수, 오정근, 신성우, 권영호. 1991. “현장타설 고강도 콘크리트보의 전단거동에 관한 연구” 대한건축학회 춘계발표논문집.
- 9) 김진근, 박연동. 1992. “주철근비에 따른 콘크리트보의 전단강도 특성” 한국콘크리트학회 봄학술 발표 논문집.
- 10) 정현수, 박기철, 이영호 1988. “철근콘크리트 보의 전단강도 예측에 관한 연구”. 대한건축학회 학술발표논문집. 제8권 제1호. pp. 483~486.
- 11) 건설부. 1986. 콘크리트 표준시방서 : pp. 103-328.
- 12) 고평일. 1990. “고강도 철근콘크리트 보의 전단 강도에 관한 연구,” 전남대학교 대학원 토목공학과 박사학위논문.
- 13) 신성우, 이광수, 권영호, 오정근. 1990. “전단보강이 없는 고강도 철근콘크리트 보의 전단역학적 거동에 관한 연구,” 콘크리트 학회지, 제2권 1호, pp. 91~100.
- 14) 윤영수. 1994. “철근콘크리트 보의 고강도화에 따른 전단 거동에 관한 연구,” 콘크리트 학회지, 제6권 6호, pp. 190~198.

- 15) R. C. Fenwick and T. Pauley. 1968. Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 94, No.ST10, pp. 2235~2350.
- 16) R. N. White and M. J. Hlley. 1972. Experimental Studies of Membrane Shear Transfer. Journal of Structural Division, ASCE, pp. 1835~1865.
- 17) H. Dulacska. 1972. Dowel Action of Reicforcement Crossing Cracks in Concrete. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 69, No.ST12, pp. 754~757.
- 18) G. N. J. Kani. 1964. The Riddle of Shear Failure. ACI Journal
- 19) R. C. Mathey. 1963. Shear strength of beam without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths. ACI journal.
- 20) H. S. Chung. 1983. Experimental Study on the Behavior of Reinforced High Strength Concrete Members Subjected to Bending Moments, Shear Force and Axial Force. Report of the Research Laboratory of Engineering Materials. Tokyo Institute of Technology.
- 21) ASCE-ACI Committee 426. 1973. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the Structural Division. ASCE. 99(6) : pp. 1091-1188.
- 22) Bresler, B. and Scordelis. A. C. 1963. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal. Proceedings 60(1) : pp. 51-74.
- 23) Moody, K.G. and Viest. 1954. I.M., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 1-Tests of Simple Beams", ACI Journal, Proceedings V. 51, NO. 4, pp. 317-332
- 24) Moody, K.G. and Viest, I.M. 1955. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 2-Tests of Simple Beams, Without web Reinforced", ACI Journal, Proceedings V. 51, pp. 417-436
- 25) ACI committee 318. 1983. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). "American Concrete Institute. Detroit.
- 26) ASCE-ACI Committee 326. 1962. "Shear and Diagonal Tension," ACI Journal, Proceedings V.59.
- 27) ACI committee 408. 1970. "Oppotunities in Bond Research," ACI Journal, Proceeding V. 67, No. 11,
- 28) Broms, B.B. 1969. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 95, No. ST6.

- 29) ACI Committee 318. 1989. Building Code Requirement for Reinforced Concrete(ACI 318-89), American Concrete Institute. Detroit : p. 353.
- 30) Johnson, M. K. and Ramirez. J.A. 1989. Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete. ACI Structural. 86(4) : pp. 376-382.
- 31) ROBERT, G.MAPHEY, and DAVID WATSTEIN. 1963. "Shear Strengh of Beams without Web, Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths. Journal, pp. 133-206
- 32) Mody, K.G., Viest, I.M., Elster, R.C., and Hognestad, E. 1955. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 1 and 2," ACI Journal Proceeding V.51, No.4, pp. 319-332, and No5, pp. 417-436
- 33) Marrow, J., and Viest, I.M. 1957. "Shear Strength of Reinforced Concrete Frame MeMbers without Web Reinforcement," ACI Journal, pp. 833-869
- 34) Norwegian Code NS 3473. 1989. Concrete Structuress. Design Rules : p. 275.
- 35) Griffith, A.A. 1921. "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids," Philosophical Transactions, Series A, Vol. 221, pp. 175~184.
- 36) Kaplan, M.F. 1961. "Crack Propagation and The Fracture of Concrete," ACI Journal, Proceeding Vol. 58, No. 5, pp. 591~610.
- 37) Leonhardt, F. and Walther, R. "Contribution to the Treatment of Shear Problems in Reinforced Concrete," Beton-und-Stahl-betonbau(Berlin) ; p. 57.
- 38) Kani, G.N.J, "Basic Facts Concerning Shear Failure," ACI Journal, Proceedings, 63(6), pp. 675~692.
- 39) ACI 11 Committee 363, "State-pf-the Art Report on High-Strength Concrete, ACI 1 363R-84, American Concrete Institute, Detroit, p. 48.
- 40) Zsutty, T.C. 1968. "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data," ACI Journal,. pp. 943~951.
- 41) Zsutty, T.C. 1971. "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests," ACI Journal, pp. 138~143.
- 42) Mattock, A.H. 1969. "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces," ASCE, pp. 1887~1900.
- 43) Mattock, A.H. etc. 1971. "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams With Axial Force," ASCE, pp. 2277~2297.



- 44) Mattock, A.H. and Zuhua Wang. 1984. "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subjected to High Axial Compressive Stress," ACI Journal, pp. 287~289.
- 45) Smith, K.H. and Vantsiotis, A.S. 1982. "Shear Strength of Deep Beams," ACI Journal.
- 46) Mphonde, A.G. and Franze, G.C. 1984. "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams Without Stirrups," ACI Journal, pp. 350~357.
- 47) Mphonde, A.G. and Frantz, G.C. 1985. "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams With Stirrups," ACI SP-87, pp. 350~357.
- 48) Elzanaty, A.H., Nilson, A.H., and Slate F.O., "Shear-Critical High-Strength Concrete Beams," Report No. 85-1, Dept. of Structural Eng., Cornell Univ., Ithaca, NY, No. 4 : p. 216.
- 49) Ahmad, S.H. and Lue, D.M. 1987. "Flexural-Shear Interaction of Reinforced High-Strength Concrete Beams," ACI Structural Journal, 84(4), pp. 330~340.
- 50) Mphonde, A.G. 1989. "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams," ACI Structural Journal, 86(5), pp. 541~545.
- 51) 野口 博, 落合正雄. 1980. 鐵筋 斷抵抗 機構 關 研究. 第2回 工學年次 講演會講演論文集. pp. 441-444.