

碩士學位論文

鐵筋콘크리트 보에서 剪斷鐵筋이
힘耐力에 미치는 影響

指導教授 殷 熙 昌



111318

濟州大學校 產業大學院

建設環境工學科

高 有 信

2001

鐵筋콘크리트 보에서 剪斷鐵筋이
힘耐力에 미치는 影響

指導教授 殷 熙 呂

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함.

2001年 月 日



제주대학교 중앙도서관
濟州大學校 産業大學院

建設環境工學科

建築工學專攻

高 有 信

高 有 信의 工學 碩士學位論文을 認准함.

2001年 月 日

委員長 _____ 印

委 員 _____ 印

委 員 _____ 印

목 차

목차	i
Summary	ii
Figure Contents	iv
Table Contents	v
Photo Contents	vi
I. 서 론	1
1. 연구의 배경	1
2. 연구의 목적	2
3. 연구 방법 및 범위	3
II. 철근콘크리트 보의 역학적 거동	4
1. 철근콘크리트 보의 휨 내력	4
2. 철근콘크리트 보의 파괴 양상	5
3. 철근콘크리트 보의 전단 거동	6
4. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계 제안식	12
III. 실험 및 결과의 분석	21
1. 시험체 계획	21
2. 실험 결과 및 분석	24
IV. 전단철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 해석	32
V. 결론	37
참고문헌	38

Effects on Flexural Capacity of Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beam

Ko, Yu-Shin

Department of Construction and Environmental Engineering
Graduate School of Industry
Cheju National University
Supervised by Professor Eun, Hee-Chang



Summary

Shear reinforcement has an important role to strengthen shear capacity of reinforced concrete beam. Although the flexural design corresponding to design code does not consider the effects of the shear reinforcement, its utilization in flexural region leads to the improved ductility and the enhanced strength by confining concrete in compressive region. It allows to design the over-reinforcement beam. In this study, the effects of the shear reinforcement on the flexural ductility and strength of reinforced concrete beam according to the spacing of shear reinforcement, steel ratio, and shear span ratio are considered. The flexural capacity depends on the amount of longitudinal bars and the flexural ductility depends on the confinement degree by the shear reinforcement reinforced in the flexural region. The flexural analysis varies with the stress-strain relation of confined concrete, and there have been many approaches to decide the relation. The analytical results based on the stress-strain relation presented by Chung almost corresponded to the experimental ones. It was observed that the proper design of the shear reinforcement leads to utilize the over-reinforcement concrete beam. From this study, we observed the following results.

1. The flexural capacity of reinforced concrete beam depends on the amount of longitudinal

steels regardless of shear reinforcements. The confinement of concrete by shear reinforcements led to the enhanced ductility and the design of over reinforced concrete beam.

2. The reduction of shear span ratio yielded the increased flexural capacity and decreased ductility.

3. The flexural analysis of reinforced concrete beam using the stress-strain model of confined concrete proposed by Chung properly coincided with the experimental results.

4. Under the consideration of the mechanical behavior of confined concrete, the ultimate strain of concrete could be assumed as 0.008 and derived the equivalent rectangular stress block. It was observed that the maximum steel ratio of confined concrete beam can be estimated as $1.15 \sim 1.2\rho_b$.



Figure Contents

Fig. 1 Stress and strain distribution according to acting loads	5
Fig. 2 Shear stress of reinforced concrete beam	7
Fig. 3 Shear transfer after shear crack	10
Fig. 4 Shear span a	11
Fig. 5 Arch action and failure mode of deep beam	11
Fig. 6 Modified Kent & Park model	12
Fig. 7 Sheikh & Uzumeri model	13
Fig. 8 Muguruma model	14
Fig. 9 Sattcioglu model	14
Fig. 10 Yong & Nawy model	15
Fig. 11 Sakino & Sun model	15
Fig. 12 Paultre & Cusson model	16
Fig. 13. Detail and shape of specimen	22
Fig. 14. Measuring and loading method for test	22
Fig. 15. Load-deflection relation	26
Fig. 16 Moment-curvature relation	28
Fig. 17 Moment-curvature relation according to shear span ratio	29
Fig. 18 Location of strain gage on shear reinforcement	30
Fig. 19 Strain of shear reinforcement	31
Fig. 20 Flow chart for computer program	33
Fig. 21. Comparison of experimental and analytical results	35
Fig. 22 Equivalent stress block of confined core concrete	35
Fig. 23 Relation of equivalent stress block depth factor and strength of confined core concrete	36

Table contents

Table 1 Stress-strain models of confined concrete	17
Table 3 Summary of specimens	23
Table 4 Mechanical properties of steels	24
Table 5 Summary of experimental results	27



Photo contents

Photo 1 Details of specimen	42
Photo 2 Placing of concrete	42
Photo 3 Placing and compact of concrete	43
Photo 4 Finishing of concrete	43
Photo 5 Assembling of reinforcement steels	44
Photo 6 Experimental equipments and measuring systems	44
Photo 7 Bondage of strain gage	45
Photo 8 Failure mode (U10-2.5)	45
Photo 9 Failure mode(B3.5-3.7)	46
Photo 10 Failure mode(B3.5-3.7)	46
Photo 11 Failure mode(B3.5-2.5)	47
Photo 12 Failure mode(O5.5-3.7)	47
Photo 13 Failure mode(O5.5-2.5)	48
Photo 14 Failure mode(O3.5-3.7)	48
Photo 15 Failure mode(O3.5-2.5)	49
Photo 16 Failure mode(MO5.5-3.7)	49

I. 서론

1. 연구의 배경

철근콘크리트 보의 휨 설계에 관한 국내외 설계 기준에서는 전단철근의 영향은 고려하고 있지 않다. 전단철근의 배근 설계는 단지 전단력이 작용하는 부분에 배근하도록 규정하고 있다. 그러나 전단철근에 의한 콘크리트의 구속은 콘크리트가 부담하는 내력을 증진시키는 효과가 있다. 이를 고려한다면 휨 영역에 전단철근의 배근은 철근콘크리트 보의 압축 내력을 증진시키므로 상대적으로 인장축에 고강도 철근을 사용하거나 철근의 단면적을 늘릴 수 있다.

일반적으로 철근콘크리트 보 설계는 휨 파괴를 전제로 과소철근비를 규정하고 있다. 휨 파괴는 충분한 연성을 요구하므로 압축측 콘크리트의 급격한 파괴를 일으키는 균형 철근비 이상으로 철근을 배근하는 것은 규정에서 배제하고 있다. 그러나, 한정된 공간 내에 보를 위치시키거나 어떠한 형태의 파괴도 용인될 수 없는 원자력 발전소나 방호 건물들에는 과대 배근에 의하여 충분한 휨 강성을 확보하여야 한다. 즉, 휨 영역에 과대 철근비로 배근할 경우에 휨 내력은 물론이고 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 연성 증대로 보 전체의 휨 연성을 증대시킬 수 있다.

횡보강 철근은 부재의 전단력을 부담하여 전단내력을 증진시키고, 주철근의 위치를 고정시키는 외에 휨에 대하여 연성을 개선시켜 소성 힌지의 회전 능력을 크게 향상시킬 수 있다. 횡보강 철근으로서 보의 전단철근의 배근은 압축측 콘크리트의 연성을 증진시키므로 그 동안 휨 설계에서 배제하는 과대철근 보의 설계를 가능하게 할 수 있다. 이는 전단철근으로 보강된 압축측 코어 콘크리트에 의해 연성이 증진되었기 때문이다.

전단철근 혹은 띠철근으로 구속된 콘크리트의 역학적 거동은 철근의 배근 간격, 강도, 콘크리트 강도 등 많은 변수에 의해 영향을 받는다. 그래서 횡보강철근에 의해 구속된 콘크리트의 역학적 모델들이 Kent와 Park(1982), Fatis와 Shah(1982), Sheikh와 Uzumeri(1980), 그리고 정 현수(2000) 등에 의해 제시되었지만 연구 결과가 일관되지

않고, 정량적인 결과에 차이를 보이고 있다.

그리고 전단철근이 휨에 미치는 영향에 관한 연구로, Base와 Read(1965), Surendra(1970), Krauthammer 등(1987)은 과소 및 과대철근 보에서 전단철근이 휨 내력에 미치는 영향을 파악하였다. 그러나 이들 연구 결과들이나 구속된 콘크리트에 관한 연구 결과들에 의하면 구속된 콘크리트의 역학적인 거동에 영향을 미치는 다양한 요인들로 인하여 명확한 관계가 설정되지 않았으므로 이들에 대한 보다 광범위한 연구의 필요성이 있다.

따라서, 본 연구의 목적은 휨 지배 영역에 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속 효과를 파악하는데 있다. 인장철근의 배근량에 따른 전단철근의 배근 간격과 전단경간비를 변수로 전단철근의 휨 보강 효과를 파악하였다. 그리고 전단경간 영역에서의 전단철근과 휨 영역에서의 전단철근의 역할을 비교하였으며, 이들 변수에 따른 휨 내력과 연성의 개선 정도를 파악하였다. 구속된 콘크리트의 역학적 거동을 설명하는 정 현수(2000)가 제안한 관계를 사용하여 휨 거동을 이론적으로 해석하고, 이를 실험 결과와 비교하여 제안 식의 타당성을 검증하였다.

2. 연구의 목적

전단철근은 철근콘크리트 보의 전단 내력을 증진시킬 목적으로 배근되며, 보의 휨 설계에서는 압축측 콘크리트의 압괴에 의한 급격한 취성 파괴를 일으키는 과대철근 보의 설계를 배제하고 있다. 철근콘크리트 기둥의 내진 설계를 목적으로 배근되는 띠철근은 전단내력의 증진, 휨 연성의 증진을 목적으로 한다. 이는 띠철근에 의해 내부의 코아 콘크리트를 구속함으로써 강도 및 연성을 증진시킬 수 있기 때문이다. 유사하게 전단철근을 휨 영역에 확대 배근하여 압축측 콘크리트를 구속하여 휨 연성을 증진시키고 추가로 과대 철근 보로 설계를 가능하게 할 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 휨 지배 영역에 전단철근을 배근하여 압축측 콘크리트를 구속함으로써 연성의 증진 정도를 파악하는데 연구의 목적이 있다. 연구는 실험과 이론 해석을 동시에 실시하여 그 타당성을 검증하였다. 실험의 변수로는 인장철근의 배근량에 따른 전단철근의 배근 간격과 전단경간비를 사용하였다. 그리고 전단경간 영역에서의 전단철근과 휨 영역에서의 전단철근의 역할을 비교하였으며, 이들 변수에 따른 휨

내력과 연성의 개선 정도를 파악하였다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속으로 그 역학적인 특성은 다르나, 그 거동을 명백히 묘사하는 제안 식들이 서로 상이하게 다르다. 따라서, 본 연구에서는 정 현수가 제안한 관계를 사용하여 휨 거동을 이론적으로 해석하고, 이를 실험 결과와 비교하여 제안 식의 타당성을 검증한다.

3. 연구의 방법 및 범위

본 연구는 전단철근을 전단 경간 외에 휨 구간에 배근하여 압축측 콘크리트를 보강하여 보의 연성을 증진시켜 궁극적으로 과대철근 보로의 설계의 가능성을 검증하게 된다. 따라서, 본 연구는 실험과 이론 해석의 두 단계로 진행된다. 먼저, 전단철근의 배근 간격, 주철근비, 전단경간비를 실험 변수로 시험체를 제작하여 제주대학교 구조실험실의 철판 프레임에 의해 실험을 실시한다. 시험체의 파괴 양상과 각 실험 변수들에 대해 결과들을 1차적으로 해석한다.

전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계로 나타낼 수 있으나, 구속 정도에 영향을 미치는 요인들에 대해 정량적으로 상이한 결과들을 나타내고 있으므로, 2단계로 정 현수가 제안한 식을 사용하여 철근콘크리트 보의 역학적인 거동을 묘사하며, 실험 결과와 이론 해석의 결과를 비교한다. 따라서, 본 연구는 실험 변수들이 휨 거동에 미치는 영향을 파악하고, 이를 이론 해석과 비교하여 과대철근으로 배근된 철근콘크리트 보의 설계 가능성을 검증하게 된다.

II. 철근콘크리트 보의 역학적 거동

1. 철근콘크리트 보의 휨 내력

철근콘크리트 보가 휨모멘트를 받을 때 인장측에만 철근이 배근되어 있고 압축측에는 콘크리트만이 휨을 받는 보를 단근보라고 하며, 만약 압축측에 압축철근이 배근되어 있으면 복근보라 한다.

철근콘크리트 휨부재에 초기 하중으로부터 점점 하중을 증가시켜 비선형 응력 상태 그리고 파괴에 이르는 극한 하중 상태에 이르며, 이들 각각의 휨거동(flexural behavior)을 요약하면 Fig. 1과 같다. 초기 재하단계인 Fig. 1(a)에서 중립축은 거의 부재 중심에 위치하고, 응력-변형률은 탄성 거동을 하는 선형상태로 아직 인장균열은 발생하지 않았고, 대략 항복 모멘트의 20% 이하인 초기 거동을 나타낸 것이다. 하중이 증가하여 응력-변형률 관계가 탄성 범위를 벗어난 Fig. 1(b)는 압축 응력 분포가 비선형 상태로, 인장 균열이 생기고 중립축은 압축측으로 이동하며, 균열은 이미 부재 중심 부근까지 진전된 경우이다. 이 때, 압축응력 분포는 비선형을 나타내고 있지만 직선분포로 가정하여 설계하는 것이 허용응력 설계법이다.

하중을 보다 증가시켜 극한 상태의 응력 분포를 나타낸 것이 Fig. 1(c)이다. 중립축은 압축측으로 더 접근하고, 이 때는 철근이 항복하게 된다. 이 때가 극한강도 설계법에 해당되어 항복 강도에 철근 단면적을 곱한 인장력과 같은 크기의 압축력 사이의 우력이 내부 저항 모멘트가 되어 작용하중에 의한 모멘트와 평형을 이루게 된다. 이전 단계에서도 인장과 압축력의 합이 0이 되고, 이 두 힘에 의한 우력 모멘트가 외부 모멘트와 평형을 이루게 된다. 그리하여 인장측의 철근 단면적을 늘리거나 고강도 철근을 사용하게 된다면 인장력의 증가를 유도하므로 압축측 콘크리트의 강도나 압축 영역을 증가시킬 필요가 있다. 역으로 고강도 콘크리트의 출현은 압축력을 증가시키므로 인장측에 고강도 철근의 사용이나 철근의 단면을 증가시킬 수 있으며, 혹은 보의 단면적을 줄일 수 있을 것이다. 이러한 설계법들은 인장측 철근의 항복을 전제로 설계가 이루어

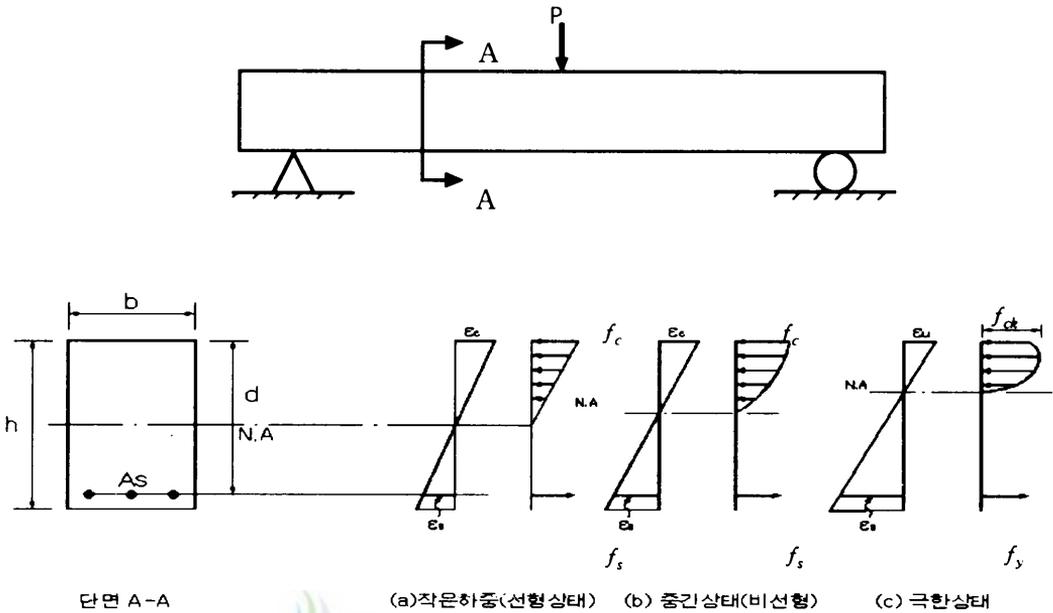


Fig. 1 Stress and strain distribution according to acting loads

지며, 다음과 같은 보의 파괴 양상을 고려할 수 있다.

2. 철근콘크리트 보의 휨 파괴 양상

철근콘크리트 보는 철근과 콘크리트에 의해 힘을 전달하는 휨 부재로, 휨에 의해서 유발되는 압축측에서 콘크리트, 인장측에서 철근에 의해 각각 힘을 분담하므로 재료적 역학적 한계에 의해 그 거동이 결정된다. 그러므로 콘크리트나 철근 중에 선행되는 재료적인 파괴에 의해 그 파괴 양상이 결정된다. 즉, 동일 단면과 콘크리트를 사용할 경우에 철근의 배근량에 따라 보가 파괴되는 양상은 크게 다음 3가지로 요약할 수 있다.

(1) 과소철근 : 압축연단 콘크리트가 극한 변형률에 달하기 전에 인장철근이 항복하는 경우로 적은 양의 철근 배근을 말한다. 항복 이후에 철근의 인장 변형은 증가하여

인장 균열폭은 커지고 중립축도 상당히 올라가고 동시에 처짐도 커진다. 이 때의 처짐은 압축측 콘크리트가 극한 변형률에 달하여 파괴가 발생할 때까지 증가한다. 이러한 일련의 휨거동은 큰 연성(ductility)을 유지하므로 파괴에 이르는 적절한 보 설계를 행할 수 있다.

(2) 과대철근 : 과소철근과는 반대로 많은 양의 철근을 배근하므로 철근 항복이전에 압축연단의 콘크리트가 극한 변형률에 달하여 취성(brittleness)파괴를 일으킨다. 따라서, 처짐은 작으며 예고 없이 급격하게 파괴를 일으킨다. 물론 부재 내력은 크지만 파괴시 위험성이 있어 설계시 배제하게 된다.

(3) 최소철근 : 철근량이 너무 적어 콘크리트 인장균열과 동시에 철근이 항복하는 경우의 철근 배근을 말한다. 과대철근 단면의 취성파괴와 마찬가지로 너무 철근이 적어도 처짐의 예고도 없이 갑자기 인장파괴하는 휨거동을 나타내므로 이 또한 설계시 배제하게 된다. 이처럼 취성파괴를 피하기 위하여 기준에서는 최소 철근 단면적 A_s 를 다음 값 이상으로 배근하도록 정하고 있다.



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

$$A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d \quad (2 \cdot 1)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도를, f_y 는 철근의 항복 강도를, b_w 는 보의 폭을, d 는 보의 유효 깊이를 각각 나타낸다. 단, 부재의 모든 단면에서 해석상 필요한 철근량보다 1/3이상 인장철근이 배근된 경우는 식 (2·1)의 규정을 적용하지 않아도 된다.

3. 철근콘크리트 보의 전단 거동

등분포하중을 받는 Fig. 2(a)와 같은 단순지지보의 미소 길이 dx 에 작용하는 압축측 응력 분포를 Fig. 2(b)에 나타내고 있다. 응력의 크기를 탄성범위로 가정한다면 힘의 평형조건 $\sum X=0$ 으로부터 다음의 관계식을 얻는다.

$$v_y b dx = C_2 - C_1 \quad (2 \cdot 2)$$

$$C_1 = \frac{M_1}{jd} \left[1 - \left(\frac{y}{kd} \right)^2 \right] \quad (2 \cdot 6)$$

같은 방법으로 압축력 C_2 의 크기는 아래의 식이 된다.

$$C_2 = \frac{M_2}{jd} \left[1 - \left(\frac{y}{kd} \right)^2 \right] \quad (2 \cdot 7)$$

식 (2·6)과 (2·7)을 힘의 평형식 (2·2)에 대입하면, 다음과 같은 전단응력을 얻을 수 있다.

$$v_y = \left(\frac{M_2 - M_1}{dx} \right) \frac{1}{(b)(jd)} \left[1 - \left(\frac{y}{kd} \right)^2 \right] \quad (2 \cdot 8)$$

식 (2·8)에서 전단응력은 포물선 분포를 나타내며, $y=0$ 인 중립축에서 최대 전단응력을 보인다. 따라서, 최대 전단응력 v_{max} 는 식 (2·8)에 $y=0$ 와 $(M_2 - M_1)/dx = dM/dx = V$ 를 대입하여 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$v_{max} = \frac{V}{(b)(jd)} \quad (2 \cdot 9)$$

재료역학에 의하면 주응력 $\sigma_{1,2}$ 의 크기 및 방향은 다음 식 (2·10)과 (2·11)과 같다.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + v^2} \quad (2 \cdot 10)$$

$$\tan 2\theta = - \frac{2v}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (2 \cdot 11)$$

보의 중립축 위치에서 수직응력 $\sigma_x = \sigma_y = 0$ 이고 전단응력 v_{max} 만 존재하므로 식 (2·10)의 주응력 $\sigma_{1,2} = \pm v_{max}$ 가 되고, 식 (2·11)로부터 주응력의 방향은 $\theta = 45^\circ$, 135° 가

된다. 중립축에서 최대주응력은 중립축에 45° , 135° 방향으로 작용하는 식 (2·9)의 $\pm v_{max}$ 크기의 압축 및 인장 수직응력이 된다. 따라서, 보에서 최대의 전단력이 작용하는 단면의 중립축 위치에서 재축에 45° 방향으로 사인장균열이 생기기 쉽고 이에 대한 보강으로 전단철근을 배근한다.

실제 하중을 받는 철근콘크리트 보의 전단응력 분포는 아직 명확하지 않다는 이유로 포물선 분포의 식 (2·8) 대신에 다음의 직선 분포인 평균전단응력을 사용한다.

$$v = \frac{V}{bd} \quad (2 \cdot 12)$$

전단철근이 없는 장방형 보에 Fig. 3과 같은 사인장 균열이 발생하면 전체 전단력의 15~25%는 전단하중에 직각방향으로 배근된 압축 또는 인장철근의 장부작용(dowel action)에 의하여 분담되고, 20~40%는 아직 균열이 발생하지 않은 압축 콘크리트 부분이 분담하며, 33~50%는 균열부위 콘크리트 골재의 맞물림작용(aggregate interlock action)에 의하여 분담된다.

경사균열의 진행은 전단응력 v 와 휨인장응력 f_t 의 조합에 의하여 이들과 같이 각각 표현된다.

$$v = k_1 \frac{V}{bd} \quad (2 \cdot 13a)$$

$$f_t = k_2 \frac{M}{bd^2} \quad (2 \cdot 13b)$$

여기서, k_1 : 휨균열 침투 깊이에 따라 정해지는 상수

k_2 : 균열상태에 따라 정해지는 상수

보의 인장축에는 수평방향 인장응력 및 수직방향 전단응력이 작용하며, 이 때의 주인장응력은 f_t/v 에 의해 식 (7·12)로부터 다음의 관계를 갖는다.

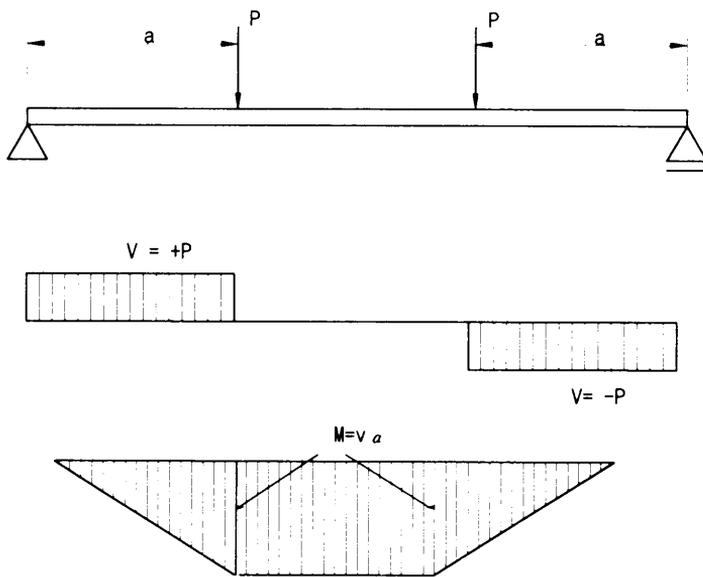
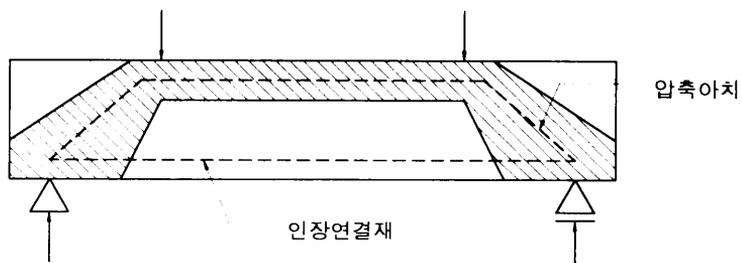
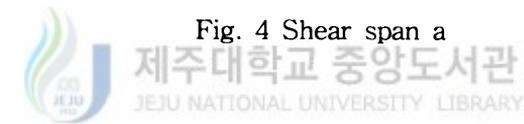
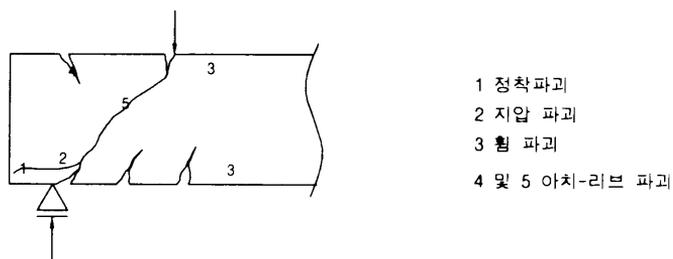


Fig. 4 Shear span a



(a) arch action



(b) failure mode

Fig. 5 Arch action and failure mode of deep beam

4. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계 제안식

구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 크게 상승부분과 하강부분으로 나누어 Parabolic 한 곡선 또는 직선의 식으로 제안하고 있는데 거의 모든 연구자들이 응력-변형률 곡선을 추정함에 있어 가장 중요시한 영향 인자가 강도 증가 계수 (K_s)이다. 이 강도 증가 계수는 띠철근에 의해 구속된 코아 콘크리트의 유효 구속응력에 의해 결정된다. 기존 연구자들에 의해 제안된 띠철근에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선 중 대표적인 제안 모델을 강도 증가 계수를 중심으로 요약하면 다음과 같다.

(1) 수정된 Kent & Park의 모델

1982년 Kent & Park는 기존의 식을 수정하여 Fig. 6에 나타낸 제안 모델을 제시했는데

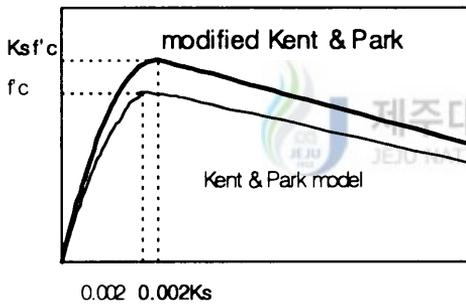


Fig. 6 Modified Kent & Park model

상승부분은 Hognestad의 곡선 모델을 이용했고, 하강 부분은 최대점과 최대응력의 50%일 때의 점 ($\epsilon_{50c}, 0.5f'_c$)을 연결한 직선을 사용하였다. 최대점에서의 최대 강도의 제안은 Kf'_c , 최대 응력시 변형률은 $0.002 K_s$ 로 제안했으며 강도 증가 계수는 다음 식과 같이 제안하였다.

$$K_s = 1 + \rho_s \cdot f_{yh}/f'_c \quad (2 \cdot 15)$$

이상의 Kent & Park식은 매우 간단하여 사용하기 편리하지만 콘크리트 최대 응력점에서의 변형률을 강도와 관계없이 0.002로 고정하여 고강도 콘크리트로 갈수록 변형률이 실험치나 다른 제안식에 비해 적은 값을 보이고 있고, 강도 증가 계수 산정시 띠철근 배근 형태와 동일 띠철근 체적비일 때 띠철근 직경, 띠철근 간격에 대한 고려가 없어 복잡 배근의 경우 정확한 강도 증가 계수를 산정하기 곤란하며, 보강근 항복 강도가 큰 경우에는 강도 증가 계수가 너무 과대평가 되고 있다.

(2) Sheikh & Uzumeri의 모델

띠철근의 형태, 띠철근의 간격, 띠철근에 의해 지지되는 주철근의 개수 등이 변하면 띠철근에 의해 유효하게 구속되는 콘크리트 면적도 달라진다고 가정하여, 이처럼 유효하게 구속된 콘크리트의 면적이 강도 증가에 영향을 끼친다고 생각하였다. 단, 유효하게 구속된

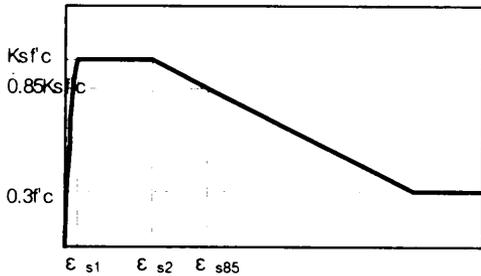


Fig. 7 Sheikh & Uzumeri model

콘크리트의 면적은 코아의 면적보다 작게 된다. 강도 증가 계수 K_s 는 구속된 콘크리트의 면적, 띠철근의 강도, 주철근의 분포, 띠철근의 체적비 등의 함수로 표현된다.

Fig. 7에서 구속된 콘크리트의 최대 강도는 $K \cdot f'c$ 로 나타내며 ϵ_{s1} 과 ϵ_{s2} 는 각각 구속된 콘크리트의 최대 응력시 최소 변형률과 최대 변형률로서 구속효과에 의한 연성 증가

를 나타낸다.

ϵ_{s85} 는 곡선의 하향부분에서 최대 응력의 85%에 대응하는 변형률이다. 응력은 최대점을 지난 후 띠철근의 배근 형태, 띠철근의 양, 띠철근에 의하여 구속된 주철근의 수에 따라 일정한 값을 유지하며 변형률만 증가하다가 최대 응력의 85%점을 지나며 최대 응력의 30%점까지 직선적으로 떨어지는 것으로 가정하였다. ϵ_{s1} 과 ϵ_{s2} 는 Soliman & Yu의 제안식을 각각 사용하였고, 하향곡선의 기울기는 Kent & Park의 제안식을 수정하여 사용하였다. 강도 증가 계수 K_s 와 콘크리트 기둥의 전체 최대 강도 P_u 를 다음과 같이 제안하였다.

$$\text{강도 증가 계수 } K_s = 1 + \frac{A_{ec} \cdot \beta(\rho_s \cdot f'_c)^r}{P_{occ}} \quad (2 \cdot 16)$$

$$\text{최대 강도 } P_u = P_{occ} \cdot K_s + f_{yh} \cdot A_{st} \quad (2 \cdot 17)$$

즉, 띠철근에 의해 구속되는 콘크리트 면적은 보강근의 형태, 보강근의 간격 등에 의해 변화하고 이에 의해 결정된 유효 구속 면적에 구속압을 곱한 값을 강도 증가 계수를 결정하는 주요 변수로 보았다. Sheikh & Uzumeri는 최대 응력 시 띠철근에 의한 구속압은 띠철근이 최대 응력 시 받는 띠철근의 응력을 적용하여 산정 하여야 하나 그때의 띠철근 응력을 적용하지 않고 항복 강도를 적용해 띠철근 강도가 큰 경우에는 정확한 강도 증가 값

의 추정이 힘들다. 또한 전체 콘크리트의 거동에서 피복의 영향은 작다고 보아 제안식에 피복의 능력은 고려되지 않고 있다.

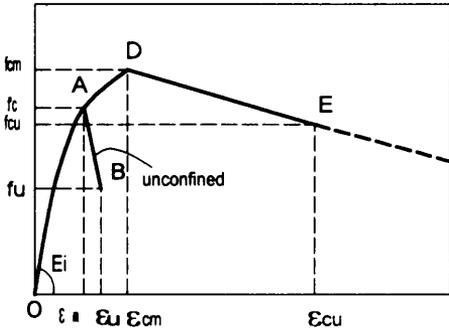


Fig. 8 Muguruma model

강도, 구속된 코아 면적의 최소길이와 띠철근의 간격을 변수로 하고 있다.

Fig. 8의 상승곡선의 O-A구간은 2차 곡선으로서 무근 콘크리트의 응력-변형률 곡선과 일치하며, A-D구간은 띠철근의 구속에 의한 내력 증가 부분이며, D-E 하강구간은 D점과 최대 변형률도(ϵ_{cu})를 직선으로 연결한다.

(4) Sattcioglu의 모델

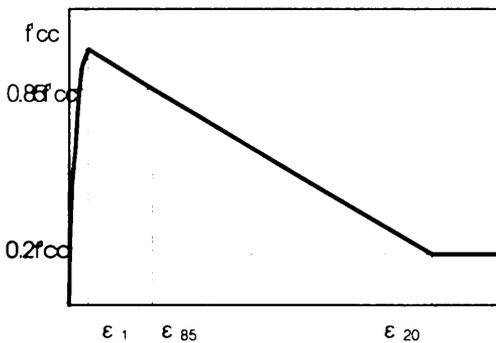


Fig. 9 Sattcioglu model

제안한 곡선식을 사용하여, 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 제안하였다. f'_{cc} 와 ϵ_1 은 최대 응력과 변형률을 나타내며, ϵ_{85} 는 곡선의 하향부분에서 최대 응력의 85%

(3) 六車(Muguruma)의 모델

1983년 六車등은 주철근을 배근하지 않고 띠철근만 배근한 고강도 콘크리트 기둥의 인성개선에 관한 실험을 통하여 실험식을 제시하였다. 띠철근에 의한 구속 효과를 나타내는 구속 계수와 무근콘크리트의 최대 응력을 변수로 구속된 콘크리트의 최대 응력과 변형도 구하였다. 구속 계수는 콘크리트의 강도, 띠철근의 체적비, 띠철근의 항복

에 대응하는 변형률이다. 최대 내력점을 지난 후 응력의 하향은 최대 응력의 20%점까지 직선으로 떨어지는 것으로 가정하였다.

(5) Yong & Nawy의 모델

Yong & Nawy는 1988년 띠철근으로 구속된 고강도 콘크리트의 응력-변형률을 제안하였다.

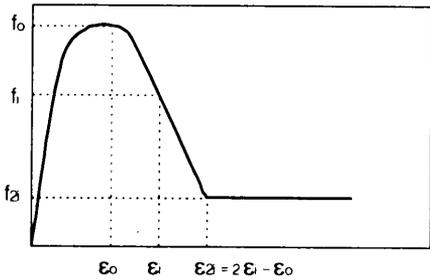


Fig. 10 Yong & Nawy model

Fig. 10에서 상승부분과 하강 부분은 Sargin이 제안한 곡선식을 사용하였다. 이 식에 의한 코아 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 최대 응력(f_0)과 최대 응력 시 변형률(ϵ_0), 하강곡선에서 임의의 응력과 변형률의 세 좌표를 알면 정확히 예측할 수 있다고 가정하였으며, 강도 증가 계수는 띠철근의 간격과 주변의 중심 길이, 주철근의 개수, 띠철근의 지름과 띠철근의 체적

비를 변수로 하고 있다.

그러나, 구속된 콘크리트의 최대 응력 시 띠철근의 응력은 띠철근의 항복 강도를 그대로 적용하였고, 고강도 콘크리트만을 사용한 실험을 기준으로 모델을 제안하여 제안 모델을 보통 강도 콘크리트에 적용했을 경우는 다소 과소평가 하는 경향이 있다.

(6) 崎野健治 & 孫玉平(이하 Sakino & Sun)의 모델

1993년 Sakino & Sun는 1992년에 행한 정방형 강관 횡보강 철근콘크리트 기둥의 실험을 기초로 하여 구속된 고강도 철근콘크리트 기둥의 최대 내력 및 거동에 관한 식을 제안하였다.

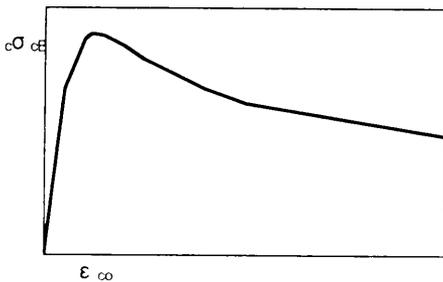


Fig. 11 Sakino & Sun model

Fig. 11에서 상승 곡선 및 하강곡선은 Sargin이 제안한 곡선식을 사용하였고, 강도 증가 계수는 콘크리트 강도, 띠철근 체적비, 띠철근 간격과 지지길이 및 직경, 띠철근의 항복 강도, 띠철근 배근 형태 등의 변수에 의해 결정되며, 띠철근으로 구속된 경우와 강관으로 구속된 경우를 각각의 계수로 하여 산정하였다. 그러나 이 제안식도

구속된 콘크리트의 최대 응력 시 띠철근의 응력을 항복 강도로 보는 문제점이 있다.

(7) Cusson & Paultre의 모델

비교적 최근에 제안된 모델로(1995년) 상승부분은 Popovics의 식을 적용하였고 하강부분은 Fafitis & Shah의 식을 수정 사용하여 Fig. 12와 같이 나타내었다. Cusson & Paultre은 구속된 콘크리트의 강도와 연성의 결정은 효과적으로 구속된 콘크리트 면적과 효과적인 구속압 계산에 기초하고 구속압은 구속된 콘크리트의 최대 응력 시 띠철근의 응력에 의존한다고 보고 이것을 곱한 유효 구속압이 강도와 연성을 결정하는 유효 구속 지수의

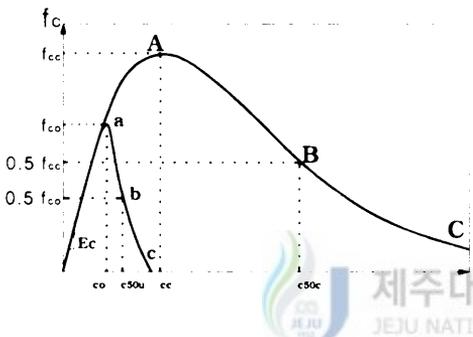


Fig. 12 Paultre & Cusson model

중요한 변수로 보았다. 유효 구속 면적은 Sheikh & Uzumeri의 제안식을 변형하여 사용하였으나 구속압 산정시 보강근 항복 강도 (f_{yh}) 대신 최대 내력시 발생한 보강근의 응력 (f_{hcc})를 사용하였고, 이 값은 프로그램을 통한 반복 계산을 통하여 산정할 수 있도록 하여 제안하였다. 코아의 최대 강도 시 중요한 변수인 f_{hcc} 의 제안은 이미 Sheikh & Uzumeri도 제안

했으나 Cusson & Paultre은 그 값을 식으로 제안하여 보다 정확한 띠철근의 거동을 파악하였다고 볼 수 있다. 그러나 그 값을 찾기 위한 식이 너무 많은 변수로 되어 있어 복잡하고 띠철근의 배근 형태가 단순 배근의 경우에는 과대평가하고 있다

이상에서와 같이 각 연구자들은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 제안 모델에서 강도 증가 계수와 최대 응력 시의 변형률을 가장 중요한 인자로서 고려하고 있으며 이들은 콘크리트 강도와 띠철근에 의한 구속력의 함수로서 표현하고 있다.

Table 1에 기존의 각 연구자들이 제시한 강도 증가 계수와 최대 응력 시 변형률, 그리고 응력-변형률 관계 모델 제안식을 간략히 나타내었다.

Table 1 Stress-strain models of confined concrete

제안자	이론 모델 제안식	
수정 Kent & Park	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f'_c}$ $\epsilon_{cc} = 0.002 \cdot K_s$
	응력-변형률 관계 제안식	<p>상승부분 ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cc}$)</p> $f_c = K_s f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K_s} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K_s} \right)^2 \right]$ <p>하강부분 ($\epsilon_{cc} < \epsilon_c$)</p> $f_c = K_s f'_c [1 - Zm(\epsilon_c - 0.002K_s)]$
Sheikh & Uzumeri	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 1 + \frac{22.9B^2}{P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f_{yh}}$ $\epsilon_{sl} = 7.824K_s \cdot f'_c \times 10^{-6}$ $\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon'_c} = 1 + \frac{7.76}{C} \left[1 - 5.0 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$
	응력-변형률 관계 제안식	<p>상승부분 ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cc}$)</p> $f_c = \alpha \cdot K_s \cdot f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{sl}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{sl}} \right)^2 \right]$ <p>하강부분 ($\epsilon_{cc} < \epsilon_c$)</p> $f_c = \alpha \cdot K_s \cdot f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_{sl})]$
Fafitis & Shah	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 1 + \left(1.15 + \frac{214.27}{f'_c} \right) \frac{f_r}{f'_c}$ $f_r = \frac{A_{sh} f_{yh}}{s \cdot B}$ $\epsilon_{cc} = 14.61 \times 10^{-7} f'_c + 0.0296 \frac{f_r}{f'_c} + 0.00195$
	응력-변형률 관계 제안식	<p>상승부분 ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cc}$)</p> $f_c = f_{cc} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^A \right] \quad \left(A = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{f_{cc}} \right)$ <p>하강부분 ($\epsilon_{cc} < \epsilon_c$)</p> $f_c = f_{cc} \exp[-k(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^{1.15}]$ $(k = 0.17 f'_c \exp(-0.01 f_r))$

제안자	이론 모델 제안식	
Sakino & Sun	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 1 + 11.5 \left(\frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f'_c} \right) \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)$ $\epsilon_{cc} = \epsilon'_c [1 + 4.7(K_s - 1)] \quad (K_s \leq 1.5)$ $\epsilon_{cc} = \epsilon'_c [3.35 + 20(K_s - 1.5)] \quad (K_s > 1.5)$
	응력-변형률 관계 제안식	$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$ $A = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad D = 1.5 - 1.68 \times 10^{-3} \cdot f'_c + 0.5 \sqrt{f_{re}}$
Saatcioglu	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 1 + 9.94 (f_{1e})^{-0.17} \cdot \frac{f_{1e}}{f_{co}}$ $f_{1e} = k_2 f_1 = k_2 \frac{\sum A_s f_{hcc} \sin \alpha}{s \cdot B}$ $\epsilon_{cc} = \epsilon'_c [1 + 5k_3 K]$
	응력-변형률 관계 제안식	$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{1/(1+2K)} \right]$ $\epsilon_{85} = 260 p_w k_3 \epsilon_{cc} + \epsilon_{085}$
Muguruam	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = \rho_s \frac{\sqrt{f_{yh}}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{h_c} \right)$ $\epsilon_{cc} = (1 + 231K_s) \epsilon'_c$
	응력-변형률 관계 제안식	$f_c = E \epsilon_c + \{ (f'_c - E \epsilon'_c) / \epsilon'^2 \} \epsilon_c^2$ $(\epsilon_c < \epsilon'_c)$ $f_c = (f'_c - f_{cc})(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^2 / (\epsilon'_c - \epsilon_{cc})^2 + f_{cc}$ $(\epsilon'_c \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc})$ $f_c = (f_{cu} - f_{cc})(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{cc}) + f_{cc}$ $(\epsilon_{cc} < \epsilon_c)$

제안자	이론 모델 제안식	
Yong & Nawy	강도 증가 계수 및 최대 응력 시의 변형률	$K_s = 0.0343 \left(1 - \frac{0.245s}{B}\right) \left(\rho_s + \frac{nd''}{3.15sd}\right) \rho \frac{f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$ $\epsilon_{cc} = 0.00265 + \frac{0.0035 \left(1 - \frac{0.734s}{B}\right) (\rho_s f_{yh})^{2/3}}{\sqrt{f'_c}}$
	응력-변형률 관계 제안식	<p>상승부분 ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cc}$)</p> $Y = \frac{AX + BX^2}{1 + (A-2)X + (B+1)X^2}$ <p>하강부분 ($\epsilon_{cc} < \epsilon_c$)</p> $Y = \frac{CX + DX^2}{1 + (C-2)X + (D+1)X^2}$

여기에서,

- f'_c : 콘크리트 공시체 강도
- f_{co} : 무근 콘크리트 강도
- f_{cc} : 구속된 콘크리트의 최대 응력
- f_{cu} : 구속된 콘크리트의 휨압축 한계 응력
- h_c : 코아 콘크리트의 폭
- n : 구속된 주철근의 수(호의 수)
- C : 구속된 주철근 중심간 거리
- s : 띠철근의 배근 간격
- d : 주철근 직경
- d'' : 띠철근 직경
- α : 띠철근과 h_c 가 이루는 각도
- ϵ_{cc} : 코아 콘크리트의 최대 응력 시의 변형률
- ϵ_c : 코아 콘크리트의 변형률
- ϵ_{s1} : 코아 콘크리트의 최대 응력 시의 최소 변형률
- ϵ_{s2} : 코아 콘크리트의 최대 응력 시의 최대 변형률
- $P_{occ} = 0.85 f'_c (A_{co} - A_{st})$
- ϵ'_{cc} : 무근 콘크리트의 최대 응력 시의 변형률

ϵ_{cu} : f_{cu} 시의 변형률

f_c : 구속된 콘크리트의 응력

f_{yh} : 띠철근의 항복 강도

A_{sh} : 띠철근의 단면적

$\epsilon_{0.85}$: 무근 콘크리트의 85% 응력 시의 변형률



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

Ⅲ. 실험 및 결과의 분석

1. 시험체 제작

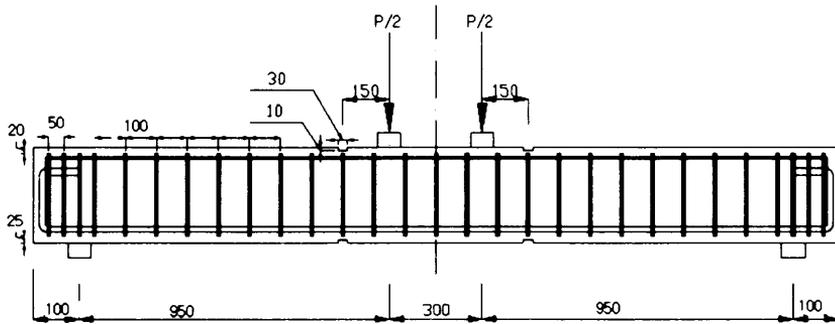
Table 2에서와 같이 총 9개의 시험체를 제작하였으며, 전단철근의 간격, 주철근비, 전단경간비를 실험의 주요 변수로 하였다. 전단철근은 압축측 콘크리트의 압축력을 증진시킴으로 그 배근 간격에 따른 구속 효과를, 그리고 전단 지배 영역과 휨 지배 영역에서 전단철근의 역할을 파악하고자 이들 시험체가 선택되었다. Fig. 13은 시험체의 배근형상을 나타내고 있다(photo 1).

사용 콘크리트의 배합 강도는 210kgf/cm^2 으로서, 콘크리트의 균일한 성질을 얻기 위하여 레미콘에 의해 시험체에 타설(photo 2)하여 진동기에 의해 충분한 다짐을 실시(photo 3, 4)하였으며, 공시체에 의한 4주 압축강도는 235kgf/cm^2 을 보였다.

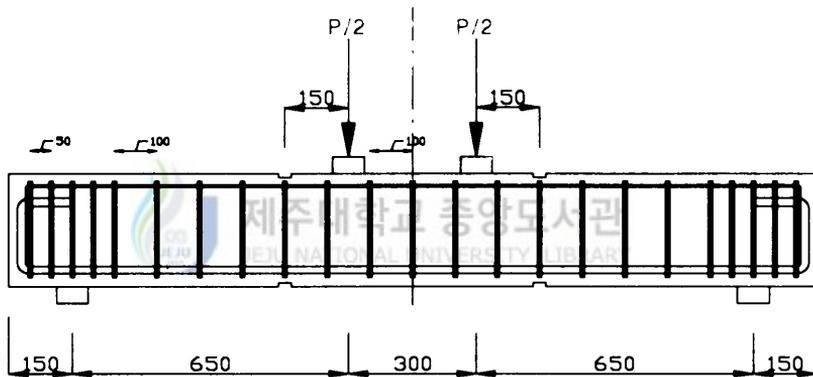
사용 철근은 주철근비를 고려하여 D13~D22를 변화시켜 사용하였으며 전단철근은 D10을, 전단철근의 위치 고정을 위해 압축철근은 $\phi 8$ 을 사용하였다. 주철근의 정착을 확보하기 위하여 받침점을 지나 갈고리를 두어 충분히 정착시켰다(photo 5).

전단경간 구간에서는 극한강도 기준에서 제한하고 있는 최대 전단철근 간격을 넘지 않도록 모든 시험체에서 10cm로 동일하게 배근하였다. 사용된 철근의 역학적인 특성을 Table 3에 나타내었다.

28일 후 실험 시에 가력은 변위 제어에 의하였으며, 급격한 내력 저하가 일어나거나 파괴정도가 너무 심하여 더 이상 가력이 불가능하다고 판단될 때까지 가력하였다. 하중은 프레임에 부착된 로드 셀에 의해 측정하였다(photo 6). 코아 콘크리트의 연단변형률을 측정하기 위하여 압축측 전단철근 하부에 매립용 콘크리트 게이지를 부착하였다.



(a) Detail and shape of specimen ($a/d=3.7$)



(b) Detail and shape of specimen ($a/d=2.5$)

Fig. 13. Detail and shape of specimen (unit : mm)

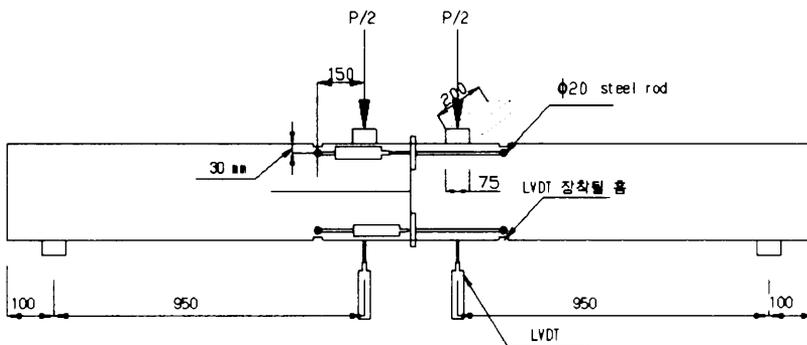


Fig. 14. Measuring and loading method for test

Table 2 Summary of specimens

specimen	steel	ρ/ρ_b	s (cm)	ρ_s	ω
U10-2.5	3-D13	0.347	10	0.014	0.147
B3.5-3.7	4-D19	1.05	3.5	0.041	0.448
B3.5-2.5		1.05	3.5	0.041	0.448
O5.5-3.7	2-D19 & 2-D22	1.25	5.5	0.026	0.530
O5.5-2.5		1.25	5.5	0.026	0.530
O3.5-3.7		1.25	3.5	0.041	0.530
O3.5-2.5		1.25	3.5	0.041	0.530
MO5.5-3.7	4-D22	1.434	5.5	0.026	0.610
MO3.5-3.7		1.434	3.5	0.041	0.610

$$\rho : \text{주철근비}, \rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right),$$

$$\rho_s : \text{전단철근 체적비}, \omega = \frac{\rho_y}{f_{ck}}$$

O3.5-3.7

- ┌ 전단경간비(3.7, 2.5)
- └ 순 휨구간에서 전단철근 배근 간격(10, 5.5, 3.5cm)
- U : 과소철근비(Under-reinforcement ratio)
- B : 균형철근비(Balanced-reinforcement ratio)
- O : 과대철근비(Over-reinforcement ratio)
- MO : 극대철근비(Most over-reinforcement ratio)

Table 3 Mechanical properties of steels

steel	yield strength (kgf/cm ²)	strain at yield(%)	Young's modulus (kgf/cm ²)	Tensile strength (kgf/cm ²)
D10	4,070	0.199	2.04 × 10 ⁶	5630
D13	4,970	0.252	1.95 × 10 ⁶	6050
D19	4,650	0.243	1.6 × 10 ⁶	6500
D22	4,570	0.235	1.62 × 10 ⁶	6330
φ8	3,120	0.170	1.83 × 10 ⁶	4650

휨구간내에 압축측 콘크리트 구속의 효과와 전단경간내에 전단의 영향을 파악하기 위하여 최대 휨 내력구간의 압축측과 사인장 균열이 예상되는 구간에 배근된 전단철근에 스트레인 게이지를 각각 부착하였다(photo 7). 그리고, 압축측 피복콘크리트의 박리와 주철근의 거동을 파악하기 위하여 임계단면에 스트레인 게이지를 부착하였다.

시험체의 처짐 및 곡률을 측정하고자 Fig. 14에서 보는 바와 같이 L.V.D.T.를 설치하였으며, 이들을 데이터 로거에 연결시켜 일정한 시간 간격으로 하중, 변형률 및 변위를 측정하였다. Fig. 14는 가력 및 측정 장치를 나타내고 있다.

시험체의 가력과 함께 균열의 진전상황을 파악하기 위하여 미리 시험체에 백색 페인트로 도색하였으며 가력 중 시험체에 발생하는 균열은 육안으로 식별하여 균열의 진전상태를 시험체에 나타내었다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속 효과를 파악하고자, 압축측 콘크리트의 압괴 및 피복 박리 이후에도 가력하여 연성을 측정하였다.

2. 실험 결과 및 분석

철근콘크리트 보는 휨부재로 인장측에 배근된 철근의 항복 이후에 압축측 콘크리트의 압괴로 이어지는 휨파괴를 전제로 설계가 이루어지고 있다. 그리하여 균형철근비 이하인 과소철근비로 배근 설계가 이루어지고 있다. 과대철근으로 보강된 보에서 휨내력은 증가하나 부족한 연성의 확보없이는 위험을 동반하게 되므로 설계에 어려움이 있다.

전단내력을 보강할 목적으로 배근된 전단철근을 휨 구간에 배근함으로써 휨연성을 증진

시킬 수 있다. 실험 결과, 휨 내력은 피복 콘크리트의 박리와 함께 저하되며, 주철근비가 클수록 피복 콘크리트의 박리 시점이 빠르고 내력저하가 급격히 발생하는 취성적인 거동을 보였다. 그러나, 전단철근에 의해 압축축이 구속된 콘크리트 보의 휨 내력은 주철근의 항복 또는 피복 콘크리트 박리와 함께 내력이 저하되지만 주철근의 경화현상으로 내력의 증가로 2차의 최대 휨 내력을 보였다.

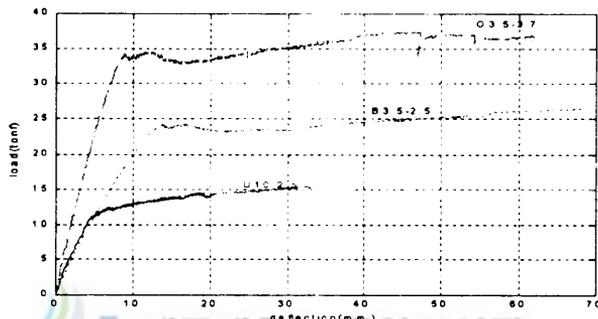
제작된 모든 시험체는 휨에 의한 파괴를 전제로 계획 되었으므로 전단경간비가 2.5인 시험체에서도 전단 보다는 휨에 의해서 파괴가 발생하도록 설계되었다. 따라서, 모든 시험체는 휨에 의해 파괴가 발생하였다(photo 8~16 참조). 과소 철근으로 배근된 시험체는 초기 휨 균열이 발생한 후, 균열들이 양쪽 지지점과 단면의 상부로 점차 진행되며 주철근이 항복한 후에 이들에 의한 연성을 보이며 궁극적으로 휨 파괴되는 보편적인 파괴 양상을 보였다. 단지, 전단경간비가 2.5인 시험체는 전단에 의한 영향으로 단부 방향에 휨-전단 균열이 발생함을 볼 수 있었다. 균형 철근비나 과대 철근비로 배근된 시험체에서도 과소 철근 배근된 시험체와 유사하게 초기 휨 균열이 발생하고 이들 균열들이 양단부와 단면의 압축축으로 점차 확대되었으며, 전단경간비가 2.5인 시험체들에서 휨-전단 균열을 관찰할 수 있었다. 그리고 인장 철근의 항복을 전후하여 압축축 콘크리트의 압괴인 피복 콘크리트의 박리가 구속된 코아 콘크리트 부분을 제외하고 점점 인장축으로 확대됨을 볼 수 있었다. 전단철근의 배근은 휨내력에 영향을 미치지 못하나 전단철근의 간격이 조밀해짐에 따라 연성이 증진됨을 관찰할 수 있었다. 전단철근의 배근 간격이 조밀하여 압축축 콘크리트의 구속 효과가 큰 시험체에서는 전단철근 배근을 위해 배근된 압축 철근의 부착 파괴가 지점 부근의 단부에서 관찰되었다. Table 4에 실험 결과를 요약하였다.

1) 하중과 처짐

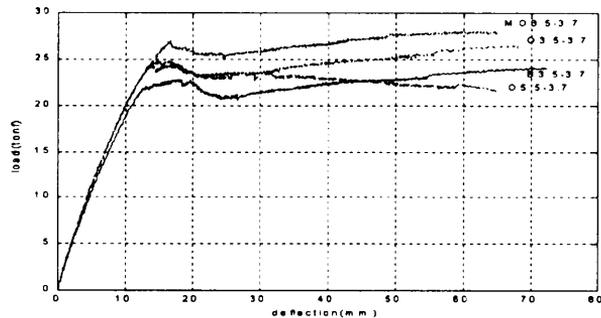
Fig. 15는 시험체에 작용하는 하중과 처짐 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 최대 하중은 인장 철근량이 증가함에 따라 증가함을 볼 수 있으며, 최대 하중 이후에는 철근의 경화 현상에 의해 연성적인 거동을 보이고 있음을 알 수 있다. 균형철근비 이상인 과대 철근으로 배근된 시험체는 다른 시험체에 비하여 작은 처짐에서 철근이 항복한다는 것을 볼 수 있다. 또한, 전단에 취약한 전단경간비가 2.5인 시험체인 경우에도 전단에 대한 적절한 보강 설계가 이루어진다면 휨에 대해 충분한 연성이 확보됨을 알 수

있다.

Fig. 15(b)에서 최대 하중은 인장측 철근의 배근량에 의해 결정됨을 볼 수 있다. 그러나, 전단철근의 배근 간격이 조밀해짐에 따라서 철근의 경화 현상으로 연성 및 내력이 증진되어 2차의 최대 하중을 보이고 있다. 즉, 전단철근이 조밀하게 배근된 시험체에서 압축측 피복 콘크리트의 박리 이후에도 구속력의 영향 및 주철근의 경화현상으로 다시 내력이 상승하는 것을 보여주고 있다.



(a) Load-deflection according to the area of steels



(b) Load-deflection according to the area of steels and spacing of shear reinforcement

Fig. 15. Load-deflection relation

2) 전단철근의 영향

일반적으로 과대철근 보일수록 휨에 저항하는 압축 영역이 증가되어 주철근이 항복에 도달하기 이전에 압축측 콘크리트의 압괴에 의한 취성적인 파괴거동을 보인다. 그러므로 과대철근 보에서 압축측 콘크리트를 구속하여 콘크리트의 내력과 연성을 증가시

킨다면 과대철근 보의 휨 내력 및 연성을 확보할 수 있을 것이다.

Fig. 16에 전단철근의 배근 간격에 따른 모멘트와 곡률 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 볼 수 있듯이 전단철근의 배근은 최대 휨모멘트에는 영향을 거의 미치지 않음을 볼 수 있다. 그러나 전단 철근의 배근 간격을 5.5cm에서 3.5cm로 줄일 경우에 연성은 증진되어 2차 최대 휨모멘트를 보이고 있다.

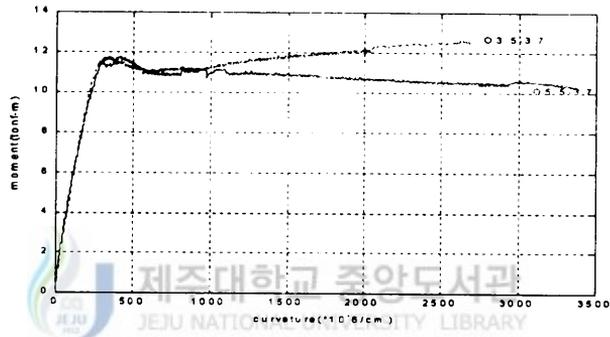
Table 4 Summary of experimental results

speciemn	Initial crack moment M_{cr} (tf · m)	Moment at yield of steel M_y (tf · m)	M_{max} (tf · m)			displacement ductility ratio (μ_d)
			Ana. [#]	Exp.	Ana/Exp.	
U10-2.5	0.85	3.86	5.0	5.0	1.0	14
B3.5-3.7	0.85	10.0	11.27	11.4	1.01	5.6*
B3.5-2.5	1.23	11.1	11.27	12.2	1.08	5.93
O5.5-3.7	0.66	10.7	11.44	11.8	1.03	1.48
O5.5-2.5	1.0	12.2	11.44	12.8	1.12	1.39
O3.5-3.7	0.81	10.6	12.1	12.6	1.04	5.26*
O3.5-2.5	0.84	11.4	12.1	13.4	1.11	5.9
MO5.5-3.7	0.66	11.7	12.3	12.9	1.05	1.3
MO3.5-3.7	0.81	12.4	13.1	13.3	1.01	5.1*

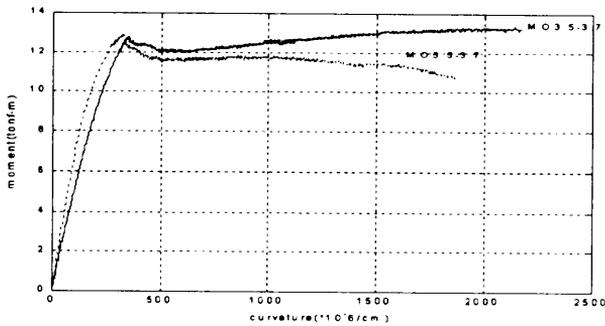
여기서 해석치는 정 현수 등이 제안한 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 사용하여 해석된 값임.

* 실험 종료시까지도 휨 내력저하가 생기지 않은 시험체로서 실험 종료시의 변위를 사용하여 변위연성비를 산정하였음.

Table 4에서 볼 수 있듯이 초기 휨 균열시 휨 내력은 전단철근 간격이나 주철근양에 거의 영향을 받지 않고 있는 것을 알 수 있다. 휨 연성은 인장측에 배근된 주철근의 양보다는 전단철근의 배근 간격에 의해 확보됨을 알 수 있다. 본 실험 결과, 과대철근 보에서 휨 연성을 확보하기 위하여는 전단철근 간격을 $D/8$ ($\approx 3.5\text{cm}$) 이하로 배근할 필요가 있다고 사료된다. 그리고, 전단철근으로 충분히 구속할 경우 과대철근 보로 설계하여 휨 내력과 연성을 모두 높일 수 있다고 사료된다.

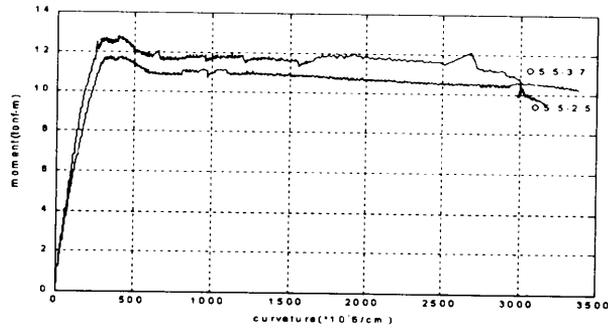


(a) over-reinforcement concrete beam

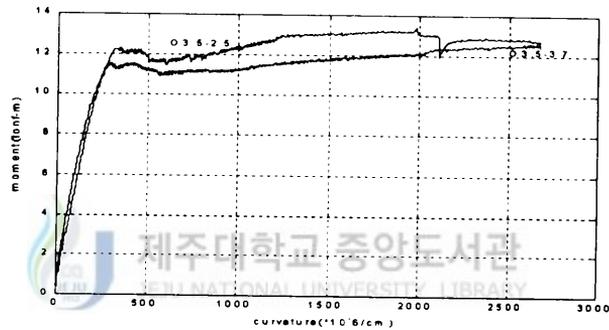


(b) most over-reinforcement concrete beam

Fig. 16 Moment-curvature relation



(a) over-reinforcement concrete beam with spacing 5.5cm



(b) over-reinforcement concrete beam with spacing 5.5cm

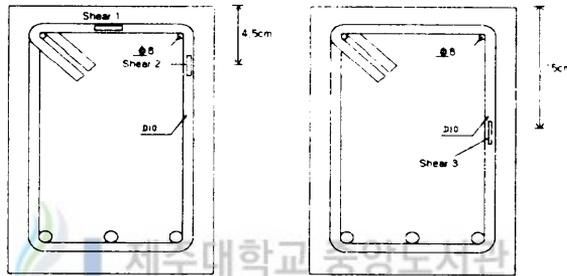
Fig. 17 Moment-curvature relation according to shear span ratio

3) 전단경간비에 따른 휨 거동

Fig. 17과 Table 4에서 볼 수 있는 바와 같이 철근콘크리트 보의 전단내력에 큰 영향을 미치는 요인인 전단경간비가 2.5와 3.7인 시험체에 대해 전단경간비가 2.5인 시험체가 보다 큰 휨 내력을 나타내고 있다. 그러나 최대 휨 내력 이후에 연성은 전단경간비가 작은 경우에 저하됨을 볼 수 있다. 따라서, 전단경간이 작은 보에 전단에 대해 적절하게 보강을 취하고 휨 구간을 전단철근에 의해 보강한다면 충분한 휨내력 및 연성을 확보함을 알 수 있다.

4) 전단철근의 거동

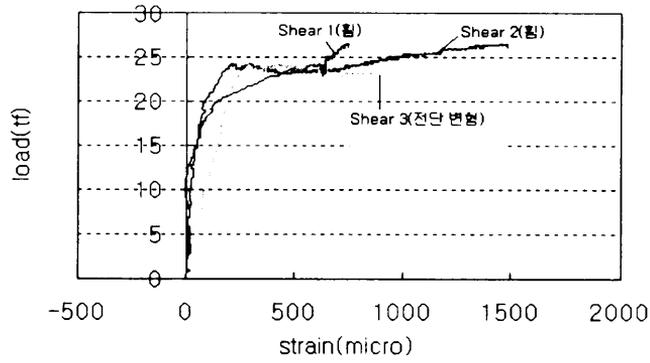
전단철근은 철근콘크리트 보의 전단내력 증진, 압축측 콘크리트 구속, 압축철근 배근을 목적으로 한다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속은 단면의 바깥 방향으로 내압이 작용하여 전단철근에는 인장 응력이 발생한다. 전단철근이 콘크리트 구속에 미치는 영향을 측정하고자 경간 중앙부에, 가력점과 지점을 연결하는 선과 교차하는 위치 및 사인장 균열이 예측되는 위치에 여러 개의 스트레인 게이지를 각각 부착하여 전단철근의 변형률을 측정하였다. 즉, Fig. 18에서와 같이 휨 지배 영역에서는 Shear 1과 2를, 휨과 전단을 받는 단부에는 Shear 3을 각각 부착하였다.



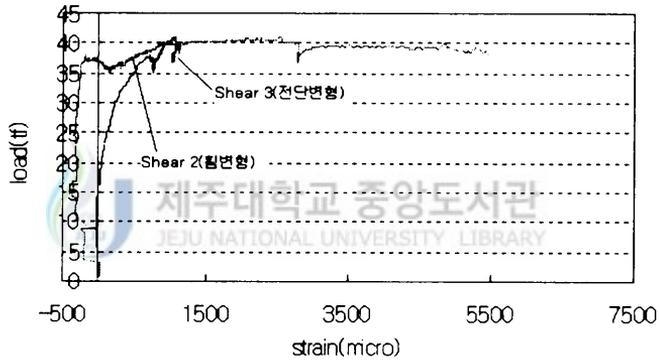
(a) middle(flexural zone) (b) end(shear span)

Fig. 18 Location of strain gage on shear reinforcement

Fig. 19는 작용 하중에 따른 전단경간 구간과 휨 구간내에 배근된 전단철근의 변형률 분포를 보이고 있다. 전단 설계에서 전단철근의 최적 설계라 함은 보가 전단에 의해 파괴와 동시에 전단철근의 항복을 나타낼 때의 배근을 일컫는다. 이런 관점에서 휨 구간내에 전단철근은 전단 경간내에 전단철근 보다 더 큰 변형 및 항복에 달하는 것을 미루어 휨 구간에서 효과적으로 압축측 콘크리트를 구속시키고 있음을 알 수 있다. 그리고 전단경간비가 2.5로 감소하면 전단경간내에 전단철근이 전단에 대한 저항이 커지나 여전히 압축측 콘크리트를 구속하는데 보다 효과적임을 알 수 있다. 따라서, 전단철근을 휨 영역에 배근을 한다면 주철근의 양을 늘려서 휨 내력을 증진시킬 수 있으며, 동시에 휨 연성도 확보 가능함을 알 수 있다.



(a) O3.5-3.7 specimen



(b) O3.5-2.5 specimen

Fig. 19 Strain of shear reinforcement

IV. 전단철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 해석

구속된 철근콘크리트 보의 휨 거동을 예측하기 위해서는 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델, 무근 콘크리트의 응력-변형률 모델, 주철근의 응력-변형률 모델이 필요하다. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 정 현수 등의 응력-변형률 모델을 이용하였다. 무근 콘크리트의 응력-변형률 모델은 Hognestad의 모델을, 철근의 응력-변형률 관계는 Park의 모델(Park과 Paulay, 1975)을 이용하였으며 철근의 경화현상을 고려하였다.

구속된 철근콘크리트 보 단면의 모멘트-곡률 관계는 단면을 분할하여 산정되었다. 해석을 위한 기본 가정으로는 (1) 평면은 휨 변형 후에도 평면이다. (2) 콘크리트의 인장 응력은 무시한다. (3) 피복 콘크리트의 박리시 변형률은 0.003이다. Fig. 20에서 보는 바와 같이 압축 연단 콘크리트의 변형률을 증분하여 각 변형단계에서 전단면에 작용하는 응력을 산정하고 이들 응력과 분할 면적을 곱하여 압축력과 인장력을 계산하고 힘의 평형 조건과 이분법(bi-section method)을 이용하여 중립축 위치를 결정하며, 최종으로 모멘트 및 곡률을 산정하였다.

Fig. 21에 전단철근에 의한 압축 콘크리트의 구속 효과를 고려한 철근콘크리트 보의 모멘트-곡률 관계에 대한 실험치와 해석치의 비교를 나타내었다. 실제 실험치에서 압축측 피복 콘크리트의 박리는 연단 변형률이 0.003~0.004에서 시작되었으며, 일부 시험체에서는 큰 변형에서 압축철근의 좌굴로 인한 내력저하도 보였다. 그러나, 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용한 해석치는 최대 휨 내력 및 그 이후의 거동을 비교적 잘 유추하고 있다고 사료된다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속을 묘사하는 정 현수의 제안 식이 타당함을 볼 수 있다.

따라서 전단철근에 의한 콘크리트의 구속은 과대철근 보의 설계를 가능하게 하며 이를 전제로 간편한 응력 블록을 적용하여 설계가 가능하다. 구속된 콘크리트 보의 연성을 확보

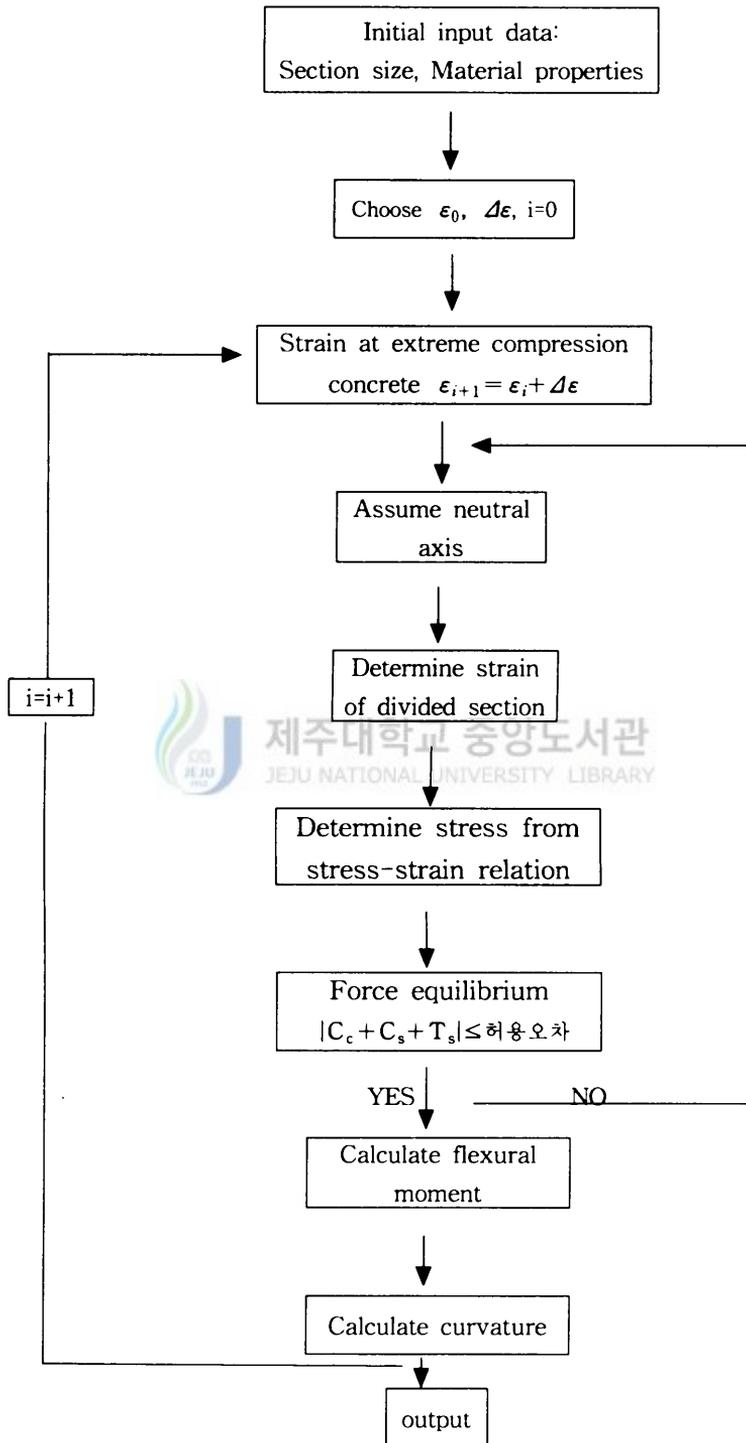


Fig. 20 Flow chart for computer program

하기 위해서 구속-주철근지수가 0.35이상에서는 전단철근을 충분히 배근하여도 연성을 확보할 수 없기 때문에 주철근비에 대한 제한이 필요하다. 구속된 콘크리트 보의 최대 철근비를 산정하기 위해 구속된 코아 콘크리트의 압축 연단 변형률 0.008에 대한 압축응력 블록을 Fig. 22에 나타내었다. 구속된 콘크리트 보의 등가 응력 블록 깊이 계수(β_1)는 구속된 콘크리트 강도에 따라 결정된다. 본 연구에서는 β_1 을 결정하기 위하여 다음과 같은 방법을 따랐다.

(1) 실제 응력분포(Fig. 22(c))와 등가 응력블록(Fig. 22(d))의 면적은 같다.

(2) 인장 주철근의 위치에서 실제 응력분포의 도심까지의 거리와 등가 응력 블록의 도심까지의 거리는 같다.

위와 같은 방법에 따라 산정된 β_1 과 구속된 콘크리트 강도의 관계를 Fig. 23에 나타내었다. Fig. 23으로부터 최소 자승법을 이용하여 등가 응력블록 깊이 계수(β_1)는 식 (4·1)과 같이 제시할 수 있다.

$$\beta_1 = 0.8878 - Kf_{ck} / 10000 \quad (4 \cdot 1)$$

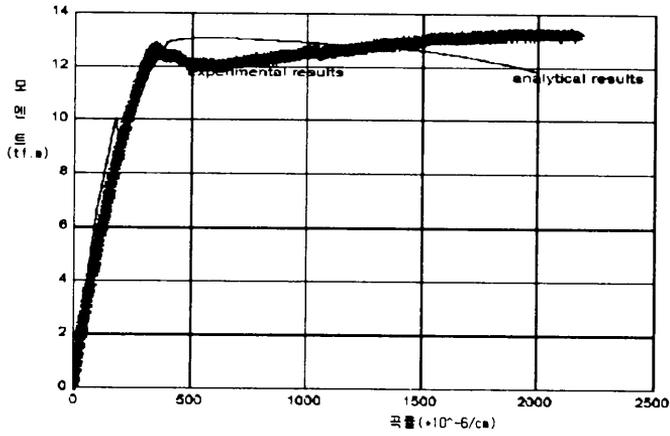
따라서 구속된 콘크리트 보의 중립축 깊이는 Fig. 22에서의 등가 응력블록을 이용하여 식 (4·2)와 같이 나타낼 수 있다. 이 때 2차 최대 내력점에서 압축측 피복콘크리트는 거의 박리하기 때문에 2차 최대 하중은 무시하였다.

$$kd1 = \frac{c \epsilon_{cu} d'}{c \epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (4 \cdot 2)$$

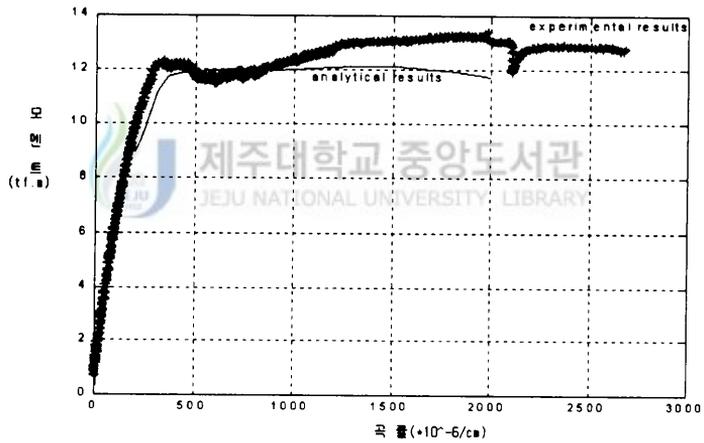
구속된 콘크리트 보의 최대 철근비는 힘의 평형조건에 의해 다음으로 된다.

$$\rho_{max} = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{Kf_{ck}\beta_1 c \epsilon_{cu} b' d'}{f_y (c \epsilon_{cu} + \epsilon_y) bd} \quad (4 \cdot 3)$$

극한강도 설계기준에 의한 균형철근비는 다음과 같이 정의하고 있다.

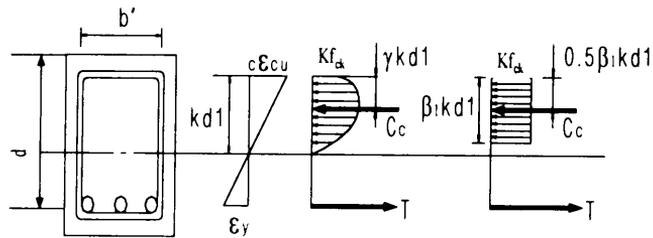


(a) MO3.5-3.7 specimen



(b) O3.5-2.5 specimen

Fig. 21. Comparison of experimental and analytical results



(a) section (b) strain (c) actual stress (d) stress block

Fig. 22 Equivalent stress block of confined core concrete

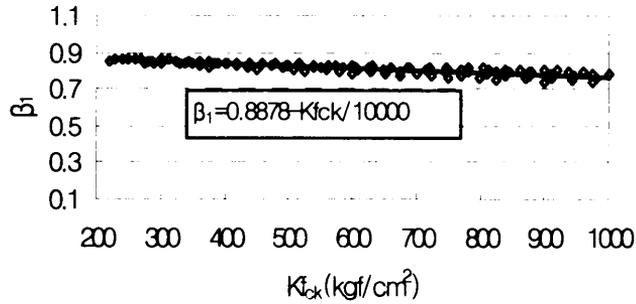


Fig. 23 Relation of equivalent stress block depth factor and strength of confined core concrete

$$\rho_b = \frac{0.85f_{ck}\beta\epsilon_{cu}}{f_y(\epsilon_y + \epsilon_{cu})} \quad (4 \cdot 4)$$

식 (4·4)를 식 (4·3)에 대입하면 최대 철근비는 다음으로 수정된다.

$$\rho_{max} = \frac{K\beta_{1c}\epsilon_{cu}(\epsilon_y + \epsilon_{cu})b'd'}{0.85\beta\epsilon_{cu}(\epsilon_y + \epsilon_{cu})bd} \rho_b \quad (4 \cdot 5)$$

일반적으로 $b'd' = (0.7 \sim 0.75)bd$ 이고, 철근의 항복 변형률은 0.002이고 본 연구에서 제한한 $\epsilon_{cu} = 0.003$, $\epsilon_{cu} = 0.008$ 을 적용하면 식 (4·6)과 같이 된다.

$$\rho_{max} = 1.1K \frac{\beta_1}{\beta} \rho_b \quad \left(\text{단, } \frac{\sigma_f}{Kf_{ck}} \leq 0.35 \right) \quad (4 \cdot 6)$$

식 (4·6)에서 강도증가계수가 클수록 최대 철근비도 증가하며 전단철근 배근의 시공성을 고려하여 구속된 철근콘크리트 보의 최대 철근비는 $1.15 \sim 1.2\rho_b$ 정도가 적절하다고 판단된다.

V. 결 론

전단철근은 부재의 전단력을 부담하여 전단내력을 증진시키고, 주철근의 위치를 고정시키는 외에 휨에 대하여 연성을 개선시켜 소성 힌지의 회전 능력을 크게 향상시킬 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 전단철근에 의한 보강이 휨에 미치는 영향을 실험을 통하여 파악하였으며, 이를 이론 해석과 비교를 실시하였다. 실험으로부터 주철근과 전단철근 및 전단경간비에 의한 휨 거동을 파악하였으며, 실험 결과를 이론 해석 결과와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 철근콘크리트 보의 휨 내력은 주철근의 배근 양에 의해 결정되며, 전단철근은 영향을 크게 미치지 못하는 것으로 나타났다. 균형철근비 이상으로 배근된 시험체에서는 구속에 의한 압축측 콘크리트의 내력증가로 과대철근 보 설계를 허용하며, 휨 연성을 증진시킨다.

(2) 전단경간비가 2.5인 시험체가 3.7인 시험체 보다 큰 휨 내력을 보이거나 연성은 감소함을 볼 수 있다.

(3) 과대철근 보에서 압축측 콘크리트를 구속하면 휨 내력 및 전단철근에 의해 휨 연성을 확보할 수 있다. 이 때, 전단철근의 간격을 $D/8$ 이하로 한다.

(4) 휨 파괴를 전제로 설계된 시험체에서 휨 지배 구간과 전단 경간내에 전단철근의 변형률 분포로부터 휨 지배 영역에서의 전단철근이 효과적으로 압축 콘크리트를 구속하고 있음을 알 수 있다.

(5) 전단철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 해석에서 정 현수 등이 제안한 식이 타당함을 실험 결과와의 비교로부터 알 수 있었다.

(6) 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델을 코아 콘크리트의 연단 변형률을 0.008을 가정하여 설계에 적용하기 간편한 응력 블록을 제안하였으며, 이를 근거로 구속된 철근콘크리트 보의 최대 철근비는 $1.15 \sim 1.2 \rho_b$ 정도가 적절함을 유추할 수 있었다.

참 고 문 헌

1. Base, G. D. and Read, J. B. , 1965, Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams, *Journal of ACI*, Vol. 62, pp. 763-781.
2. Cusson, D. and Paultre, P., 1994, High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties, *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, VOL. 120, No. 3, pp.783-804.
3. Cusson, D. and Paultre, P., 1995, Stress-Strain Model For Confined High-Strength Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, VOL. 121, No. 3, pp.468-477.
4. Cusson, D., de Larrard, C. Boulay, P. Paultre, 1996, Strain Localization in Confined High-Strength Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, VOL. 122, No. 9, pp.1055-1061.
5. Hansen, E. A., and Tomaszewicz, A. 1993, Effect of Confinement on the Ductility of Structural Members with High-Strength Concrete, *Proceedings of High-Strength Concrete*, pp. 184-191.
6. Kent, D.C., Park, R., 1971, Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, VOL. 97, No. ST7, pp.1969-1990.
7. Krauthammer, T., Shahriar, S. and Shanaa, H., 1987, Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Severe Concentrated Loads, *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 6, pp. 473-480.
8. Mansur, M. A., Chin, M. S., and Wee, T. H., 1997, Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, pp. 663-674.
9. Mohamed M. Ziara, David Haldane, and Atallah S. Kuttub, 1995, Flexural Behavior of Beams with Confinement, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, pp. 103-114.
10. Park, R., Priestley, M.J.N., Gill, W.D., 1982, Ductility of Square-Confined Concrete

- Columns, *Journal of the Structural Division*, VOL. 108, No. ST4, pp.929-950.
11. Raghu Pendyala, Priyan Mendis, and Indubhushan Patnaikani, 1996, Full-Range Behavior of High-Strength Concrete Flexural Members : Comparison of Ductility Parameters of High and Normal-Strength Concrete Members, *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, pp. 30-35.
 12. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R., 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, VOL. 118, No. 6, pp.1590-1607.
 13. Saatcioglu, M., Salamat, A.H., and Razvi, S.R., 1995, Confined Columns under Eccentric Loading, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, VOL. 121, No. 11, pp.1547-1556.
 14. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R., 1999, Confinement Model For High-Strength Concrete, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, VOL. 125, No. 3, pp.281-289.
 15. Scott, S.R., Park, R., Priestley, M.J.N., 1982, Stress-Strain Behavior of Concrete by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Journal*, pp.13-26.
 16. Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M., 1980, Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of the Structural Division*, VOL. 106, No. ST5, pp.1079-1101.
 17. Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1982, Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of the Structural Division*, ASCE, VOL. 108, No. ST12, pp.2703-2722.
 18. Sheikh, S.A. and Yeh, C.C., 1990, Tied Concrete Columns under Axial Load and Flexure, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, VOL. 116, No. 10, pp.2780-2800.
 19. Soliman, M.T. and Yu, C.W., 1967, Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 19, No. 61, pp.223-238.
 20. Surendra, P. Shah and Nijay Rangan, 1970, Effect of Reinforcements on Ductility of Concrete, *J. of the Structural Eng.*, ASCE, Vol. 96, No. ST6, pp. 1167-1184.

21. Yong, Y.K., Nour, M.G., Nawy, E.G., 1988, Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete Under Axial Loads, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, VOL. 114, No. 2, pp.333-351.
22. Ziara, M.M., Halolane, D., and Kuttab, A.S., 1993, Shear and Flexural Strength Resulting from Confinement of the Compression Regions in Circular Section Structural Concrete Beams, *Magazine of Concrete Research*, V. 45, No. 164, pp, 211-219.
23. 六車 熙・光枝良・井上弘行, 1983年 9月, 横補強による高强度コンクリートの靱性改善に関する研究(その1、2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp.1913-1916.
24. 六車 熙・光枝良, 1987年 10月, 横補強筋による高强度コンクリートの靱性に對する帶筋の拘束効果, 日本建築學會大會學術講演梗概集
25. 崎野健治, 孫玉平, 1993年, 高强度材料を用いた鐵筋コンクリート柱の靱性改善に関する實驗的研究, コンクリート工學年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp.719-724
26. 崎野健治・孫玉平, 1994年 7月, 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの應力 - ひずみ 關係, 日本建築學會構造 論文集, 第461号, pp. 96-104.
27. 崎野健治・孫玉平・田福勝・大庭央久・池之野陽一, 1997年 9月, 拘束RC柱の安定限界軸力に関する研究(その1,2,3), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp59-64.
28. 崎野健治・田福勝・孫玉平・大庭央久, 1998年, RC柱の安定限界軸力比に及ぼす横補強筋の影響, コンクリート工學 年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.499-504.
29. 고 유신 외 4인, 2000, 철근콘크리트 보에서 전단철근이 휨내력에 미치는 영향, 제주 대학교 공과대학 산업기술연구소 제11권 2호 pp 151-159.
30. 기 진호 외 5인, 2000, 전단철근이 철근콘크리트 보의 연성에 미치는 영향에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 지회 연합회 2권 3호 pp 53-60.
31. 김 병호 외 5인, 2000, 전단철근으로 보강된 과대철근 보의 역학적 특성, 대한건축학회 16권 11호 pp. 83-90.
32. 양 근혁, 1998, 횡보강근으로 구속된 철근콘크리트 기둥의 휨 내력과 연성에 관한 연구, 중앙대학교 대학원 석사학위논문.
33. 정현수, 2000, 축압축력을 받는 고강도 R.C. 기둥의 내력 및 연성에 관한 연구, 한국 과학재단.

34. 정 현수 외 4인, 2000, 철근콘크리트 구조 설계, 태림문화사.
35. R. Park, and T. Paulay, 1975, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, N.Y.





Photo 1 Details of specimen



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 2 Placing of concrete

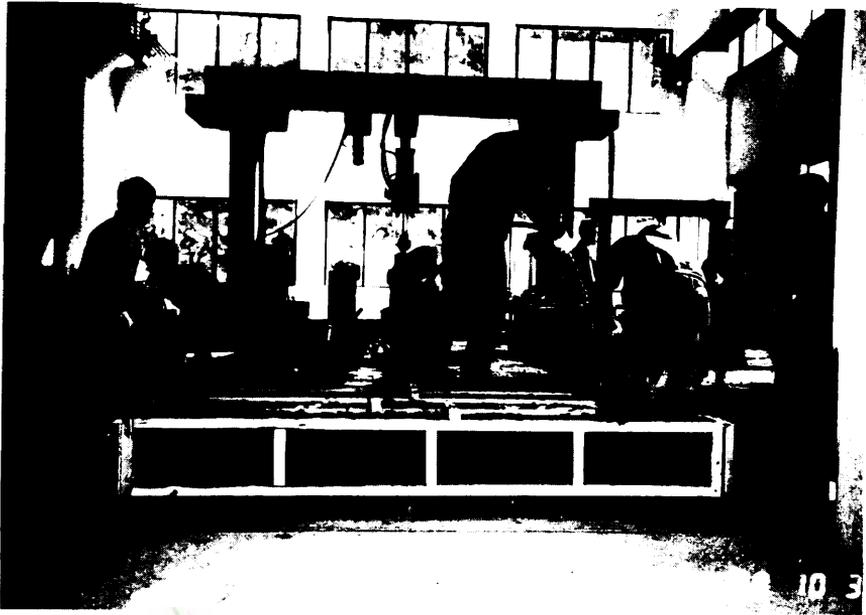


Photo 3 Placing and compact of concrete



Photo 4 Finishing of concrete



Photo 5 Assembling of reinforcement steels

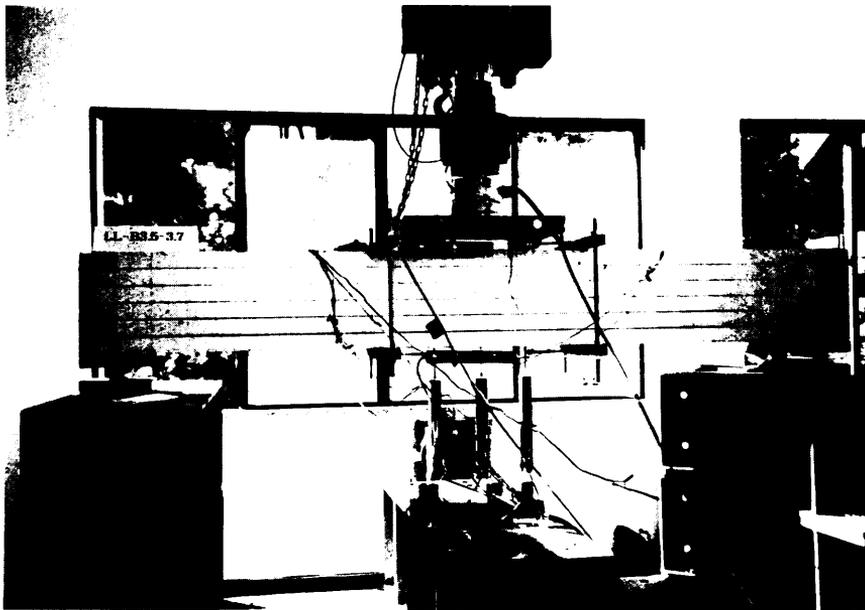


Photo 6 Experimental equipments and measuring systems



Photo 7 Bondage of strain gage



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

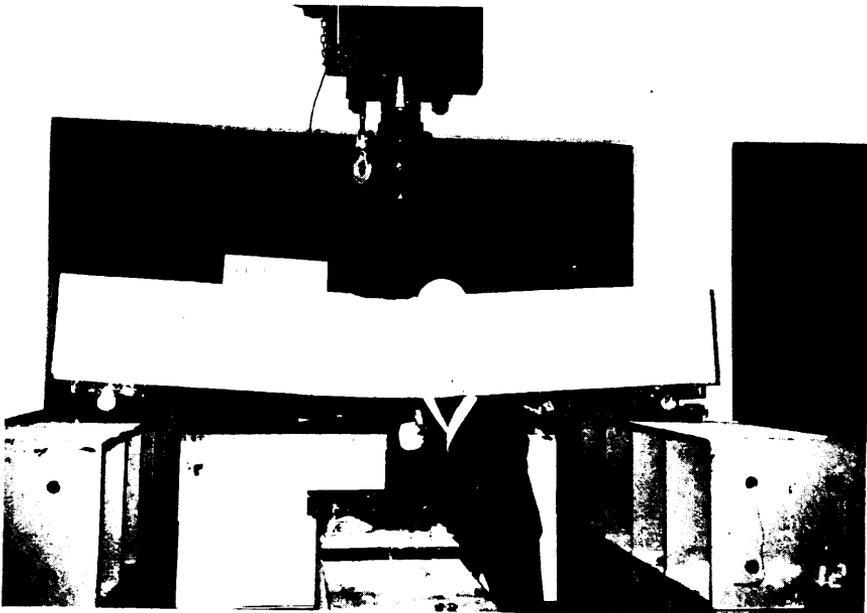


Photo 8 Failure mode (U10-2.5)

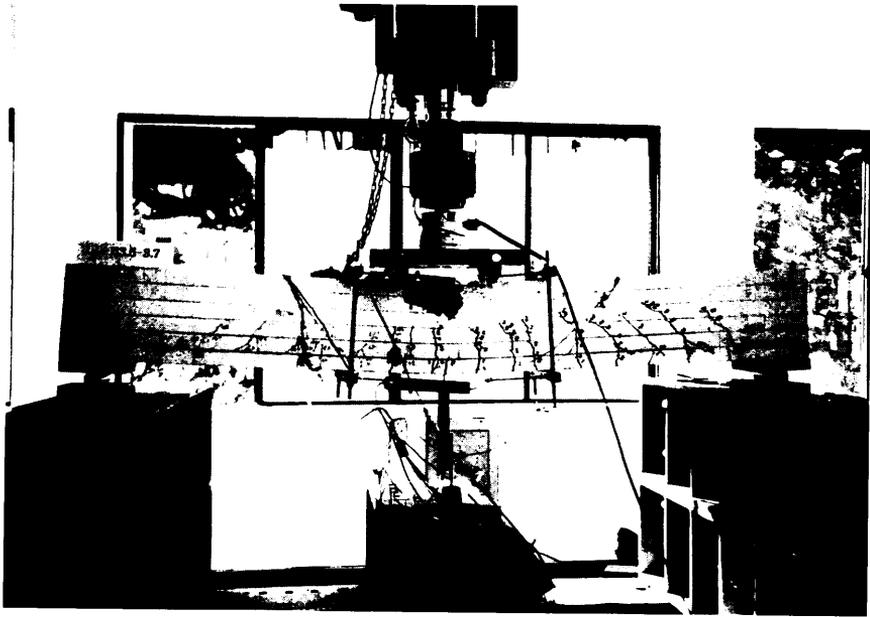


Photo 9 Failure mode(B3.5-3.7)



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 10 Failure mode(B3.5-3.7)



Photo 11 Failure mode(B3.5-2.5)



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 12 Failure mode(O5.5-3.7)



Photo 13 Failure mode(O5.5-2.5)



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

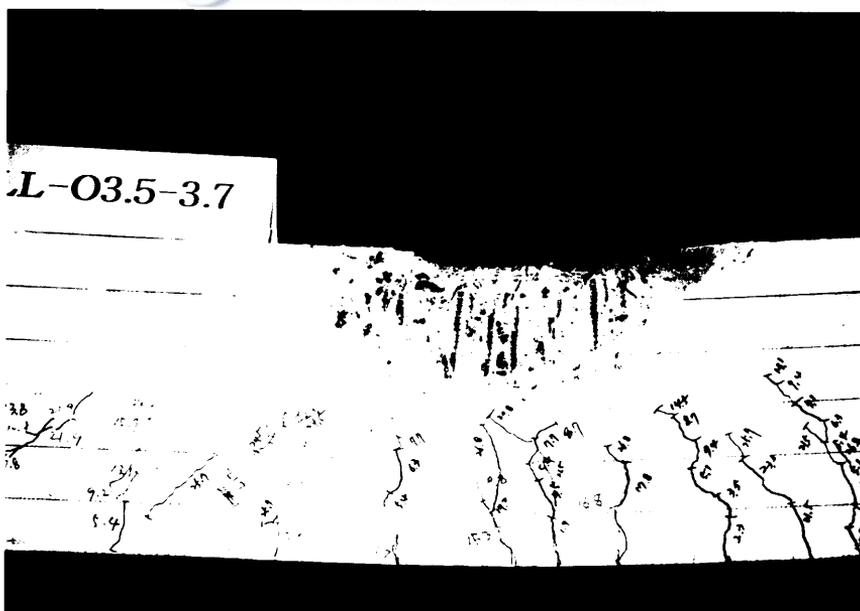


Photo 14 Failure mode(O3.5-3.7)

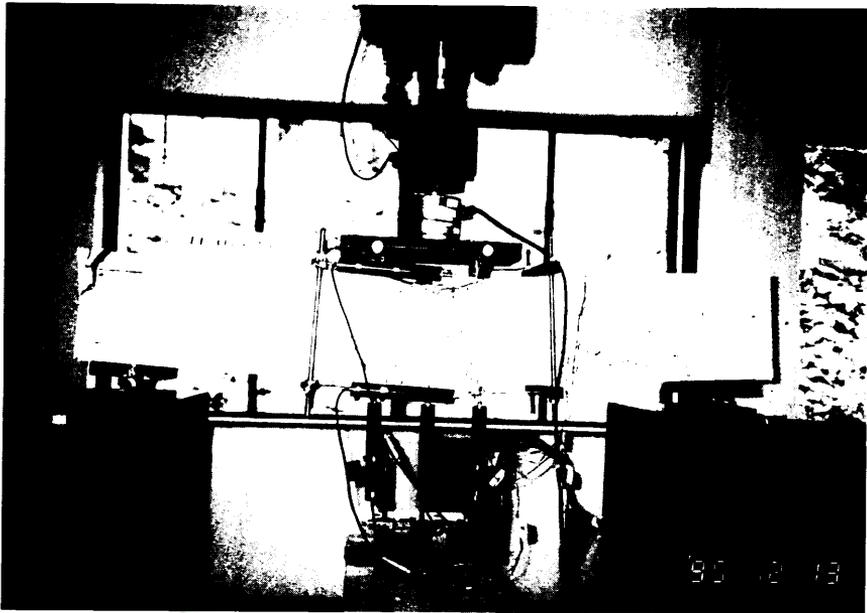


Photo 15 Failure mode(O3.5-2.5)



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

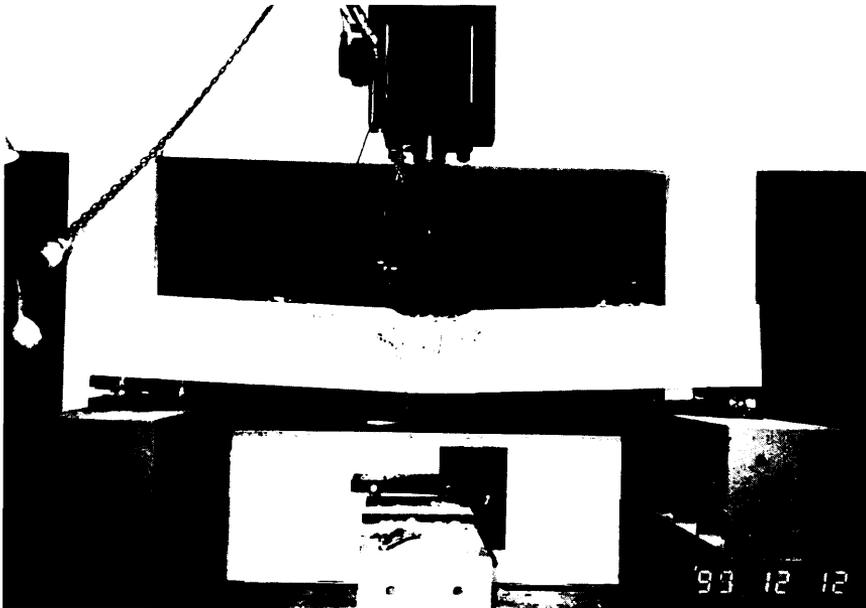


Photo 16 Failure mode(MO5.5-3.7)

감사의 글

대학원과정을 지나오는 동안 큰 가르침과 본 논문지도를 위해 공휴일이나 주야를 가리지 않고 고생하시고, 특히 논문연구를 위해 실험체 제작에서부터 실험까지 밤 세워가며 열성적으로 항상 곁에서 지도와 격려로 보살펴 주신 은희창 교수님께 깊이 감사드립니다.

또한, 명 강의로 큰 가르침을 주시고 격려해 주신 서일교 교수님, 최동호 교수님, 김태일 교수님, 박철민 교수님께도 깊이 감사드립니다.

주경야독으로 열악한 환경속에서도 서로 돕고 격려하며 이끌어 주신 선배님과 학우들¹⁾께도 감사드리며, 또한 그분들의 앞날에 무궁한 발전과 행운이 늘 함께 하시기를 기원 합니다.

그리고 제가 학업에 전념할 수 있도록 배려해 주신 회사와 직장상사, 동료, 후배²⁾, 그의 저를 관심깊게 지켜봐 주시고 격려해주신 모든 분들께 고맙다는 인사를 드립니다.

끝으로 본 논문이 나오기까지 제가 공부하는데 많은 힘이 되어주시고 현재 투병중인 장인어른, 항상 물심양면으로 도와주신 장모님, 어려울 때 힘이 되어 주시는 매형과 누님들, 언제나 조언과 격려를 아끼지 않는 창근 형, 특히 어려운 환경속에서도 나를 위해 학사과정과 대학원과정을 쌓아오는 동안 학업에 전념을 다할 수 있도록 내조해준 아내와 큰아들 경민, 딸 현주, 그리고 귀여운 막내 경림이와 함께 특별한 감사와 기쁨을 나누고 싶습니다.

2001년 8월
고 유 신 올림

1) 본 논문을 쓰는데 많은 도움을 주신 1, 2기 선배님, 학사과정부터 대학원과정까지 함께 하면서 항상 리더십을 발휘하여 이끌어주신 김병호씨, 같이 논문을 쓰면서 고생한 진호.

2) (주)청화종합관리공단 대표이사님, 김은식 상무님, 오랜기간 같은 직장에서 함께 근무해온 낙천적인 성격의 기택, 화현, 풍채 좋고 너살좋은 윤희, 멋쟁이 동균, 경훈, 문찬.