

碩士學位論文

剪斷鐵筋이 鐵筋콘크리트 보의 延性에
미치는 影響에 關한 實驗的 研究

指導教授 殷 熙 昌



111342

濟州大學校 產業大學院

建設環境工學科

奇 眞 好

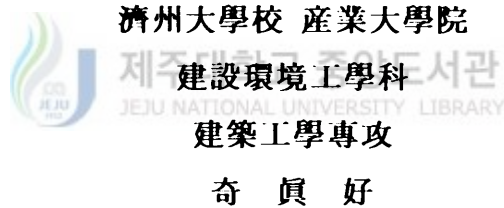
2001

剪斷鐵筋이 鐵筋콘크리트 보의 延性에 미치는
影響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.

2001年 月 日



奇 眞 好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 | vi |
| Photo Contents | vii |
| | |
| I. 서 론 | 1 |
| 1. 연구의 배경 | 1 |
| 2. 연구의 목적 | 3 |
| 3. 연구 방법 및 범위 | 3 |
| | |
| II. 철근콘크리트 보의 휨 및 전단 내력 | 5 |
| 1. 철근콘크리트 보의 휨거동 | 5 |
| 2. 보의 파괴 양상 | 6 |
| 3. 철근콘크리트 보의 휨 내력 | 7 |
| 4. 횡보강근에 의해 보강된 콘크리트의 응력-변형률 관계 제안식 | 20 |
| | |
| III. 실험 | 25 |
| 1. 시험체 계획 | 25 |
| 2. 가력 및 측정 방법 | 27 |
| 3. 실험 결과 및 분석 | 29 |
| | |
| IV. 결론 | 44 |
| | |
| 기호 | 46 |
| 참고문헌 | 47 |

An Experimental Study on Confinement Effects of Shear Reinforcements for Ductility of Reinforced Concrete Beam

Ki, Jin-Ho

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



Summary

The shear reinforcements play a main role to maintain the shear strength of reinforced concrete beam, but are not considered in the flexural design of reinforced concrete beam. There are a few reports, which the shear reinforcements increase the flexural ductility of beams. In this study, the effects of the shear reinforcements related with the ductility of reinforced concrete beams are considered. We made an experiment with variables of shear span ratio, the amount of longitudinal steels, and the space of shear reinforcements, etc.. And we compared the experimental and analytical results. From this study, we observed the following results.

1. The ductility of confined over-reinforced concrete beams is related to more confinement-reinforcement index($\rho f_y / K f_{ck}$) than the steel ratio.
2. The flexural capacity of reinforced concrete beam depends on the amount of longitudinal steels regardless of shear reinforcements or confinement-reinforcement index.
3. The confinement of concrete by shear reinforcements at compressive region leads to the

improved ductility. This means that it is possible to design over-reinforced concrete beam by properly confining the compressive region.

4. The reduction of shear span ratio yielded the enhanced flexural capacity due to the load transfer capacity by arch action of web concrete.

5. 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 | 6 |
| Fig. 2 Stress and strain distribution corresponding to ultimate state | 8 |
| Fig. 3 Configuration types of shear reinforcement | 13 |
| Fig. 4 Force distribution after diagonal crack of reinforced concrete beam with shear reinforcements | 13 |
| Fig. 5 Internal distribution of shear force | 14 |
| Fig. 6 Shear stress of reinforced concrete beam | 16 |
| Fig. 7 Shear transfer after shear crack | 18 |
| Fig. 8 Shear span a | 19 |
| Fig. 9 Deep beam | 19 |
| Fig. 10 Details of specimen | 28 |
| Fig. 11 Loading and measuring equipments | 29 |
| Fig. 12 Load-deflection curve of over-reinforced concrete beam | 30 |
| Fig. 13 Crack development of specimens | 32 |
| Fig. 14 Load-deflection curves | 34 |
| Fig. 15 Flexural capacity and displacement ductility ratio according to spacing of shear reinforcements | 35 |
| Fig. 16 Flexural capacity and displacement ductility ratio according to a/d (O series) | 36 |
| Fig. 17 Load-deflection and strain curves of confined over-reinforced concrete beam | 38 |
| Fig. 18 Comparison of experimental and analytical results | 39 |
| Fig. 19 Relation of curvature ductility and confinement index | 40 |
| Fig. 20 Relation of maximum compressive strain of core concrete and confinement index | 40 |

| | |
|---|----|
| Fig. 21 Equivalent stress block of confined core concrete | 41 |
| Fig. 22 Relation of equivalent stress block depth and confined concrete strength | 42 |



Table contents

| | |
|--|----|
| Table 1. Stress-strain models of confined concrete | 21 |
| Table 2. Summary of specimens | 26 |
| Table 3 Mechanical properties of reinforcement steel | 29 |
| Table 4 Summary of experimental results | 31 |



Photo contents

| | |
|--|----|
| Photo 1 Forms and assembled steels before concrete placing | 51 |
| Photo 2 Assembling of steels | 51 |
| Photo 3 Placing of concrete | 52 |
| Photo 4 Compact of concrete | 52 |
| Photo 5 Experimental scene | 53 |
| Photo 6 Bondage of strain gage on steels | 53 |
| Photo 7 Failure mode(B10-3.7) | 54 |
| Photo 8 Failure mode(B5.5-3.7) | 54 |
| Photo 9 Failure mode(B5.5-2.5) | 55 |
| Photo 10 Failure mode(B3.5-3.7) | 55 |
| Photo 11 Failure mode(B3.5-3.7) | 56 |
| Photo 12 Failure mode(B3.5-2.5) | 56 |
| Photo 13 Failure mode(O10-3.7) | 57 |
| Photo 14 Failure mode(O5.5-3.7) | 57 |
| Photo 15 Failure mode(O5.5-2.5) | 58 |
| Photo 16 Failure mode(O3.5-3.7) | 58 |
| Photo 17 Failure mode(O3.5-2.5) | 59 |

I. 서론

1. 연구의 배경

철근콘크리트 구조물은 철근의 정착과 이음 등에 의해 접합부가 일체로 되어 충분한 강성을 지닌다. 이러한 구조물의 연속성으로 인하여 구조물을 설계할 경우에 고정하중과 활하중의 가장 불리한 하중 조합을 근거로 설계를 행할 필요가 있다. 연속보나 골조의 위험 단면에서 부재가 종국 휨내력에 달하였다 할지라도 파괴를 일으키지 않고 그 단면에 소성 힌지(plastic hinge)가 생긴다. 그리고 이 단면에서 일정한 모멘트로 큰 회전(rotation)을 일으키며, 한계 저항 모멘트에 달하지 않은 다른 단면으로 모멘트 재분배가 이루어진다. 이 때, 위험 단면에 충분한 연성을 확보한다면 적절하게 모멘트 재분배가 이루어질 수 있다.

일반적으로 철근콘크리트 구조설계는 균형철근비 이하의 과소철근으로 보를 설계하여, 철근의 항복에 의한 휨파괴 및 연성을 확보한다. 인장측에 배근된 철근은 항복 이후에도 재료적인 성질인 연성에 의해 일정한 강도를 유지하며 변형 능력이 확보되어 급격한 파괴를 방지시킬 수 있다. 그러나 균형철근비 이상으로의 배근은 인장측 철근의 항복 이전에 콘크리트의 압괴에 의한 급격한 파괴인 취성파괴로 설계에서는 배제하고 있다.

철근콘크리트 보의 휨 재하 능력은 인장측에 배근된 철근의 양에 의해 거의 지배되는 바, 인장 철근의 과대 배근은 오히려 파괴시에 급격한 파괴를 조장한다. 반면에 보의 깊이가 정해져 있거나 원자력 발전소와 같은 건축물에서는 때때로 과대철근으로 배근이 행해질 필요가 있다. 이러한 경우에 파괴를 감안한다면 연성의 확보가 무엇보다 중요한 사항이 될 것이다. 연성을 증진하는 방법으로 압축측 콘크리트의 보강을 고려할 수 있다. 즉, 콘크리트 공시체를 나선 철근에 의해 보강을 할 경우에 압축 내력 및 연성의 증진 효과를 기대할 수 있는 것처럼 철근을 사용하여 압축측 콘크리트를 보강하여 휨에 대한 연성을 증진시킬 수 있을 것이다.

전단철근은 전단 구간에서 보의 전단 능력을 향상시킬 목적으로 배근되며, 휨 설계에서는 고려되지 않는다. 철근콘크리트 기둥에서 띠철근은 전단철근과 유사하게 전단 내력의 향상은 물론이고 휨에 대한 연성의 개선을 목적으로 배근 설계가 이루어진다. 특히 내진설계에서는 연성의 확보라는 측면에서 중요하게 배근 설계가 이루어진다. 보에서도 전단철근을 띠철근과 유사하게 연성 증진을 기대할 수 있을 것이다. 따라서, 철근콘크리트 보에서 휨 영역에 전단철근을 배근하여 휨에 대한 연성을 증진시킬 수 있을 것이다.

전단철근이 휨에 미치는 영향에 관한 연구로, Base와 Read(1965)는 압축측 콘크리트를 나선철근으로 보강하여 휨 거동을 파악하였으며, 과대철근 보의 소성 회전 능력을 파악하였다. Surendra 등(1970)은 과대철근 보에서 압축철근, 전단철근, 강섬유에 따른 연성의 증진 정도를 실험적으로 비교하였다. Krauthammer 등(1987)은 과소 및 과대철근 보에서 전단철근이 휨 내력에 미치는 영향을 파악하였다. Hansen과 Tomaszewicz(1993)는 전단철근에 의한 압축측 콘크리트를 구속하여 고강도 콘크리트 보의 휨 연성을 개선시킬 수 있음을 보였다. Ziara 등(1993, 1995)은 전단철근에 의한 휨 내력 및 연성의 개선을 파악하여 그 설계 방안을 제시하였다. Pendyala 등(1996)은 철근콘크리트 보에서 전단철근을 배근함으로써 소성 회전 능력을 증진시킬 수 있음을 보였다. Mansur(1997) 등은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계로부터 과대철근 보의 휨 거동 해석을 실시하였다. 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.

그리하여 본 연구에서는 과대철근 보로 불가피하게 설계를 행할 경우에 연성의 증진을 위한 방법으로 전단 영역에 배근되는 전단철근을 휨 영역에도 배근을 하여 연성의 개선 정도를 파악하는데 연구의 주목적이 있다. 또한, 전단철근에 의해 구속된 압축측 콘크리트의 역학적인 특성을 고려하여 과대철근 보로 배근 설계를 하기 위한 기초적인 자료를 제공하고자 한다.

2. 연구의 목적

철근콘크리트 보의 휨 설계는 단면의 결정 및 주철근의 배근량을 결정하는 것이다. 그리고 별도로 전단 설계에서는 전단철근의 배근을 결정하게 되며, 전단철근의 배근 설계는 전단만을 분담하도록 설계가 이루어지므로 전단철근은 휨 설계에서는 고려되지 않는다. 콘크리트는 취성의 성질을 지닌 재료로 압축 영역의 압축력을 분담하므로 압축축 콘크리트의 파괴는 곧 취성 파괴로 관계된다. 급격한 취성 파괴를 막기 위하여 연성을 개선시킬 필요성이 있다. 그런 목적으로 전단철근을 전단영역 외에 휨 영역으로 확장 배근하여 휨 연성을 증진시킬 필요가 있다.

철근콘크리트 보의 휨내력은 주철근의 배근량에 크게 영향을 받으므로 필요시에 과대철근으로 배근 설계를 행하고 전단철근에 의해 압축축 콘크리트의 연성을 개선시킨다면 과대철근 보로 설계가 가능할 것이다. 따라서 본 연구에서는 전단철근에 의한 배근이 휨 연성에 미치는 영향을 파악하는데 주목적이 있다. 전단철근에 의한 영향을 파악하고자 전단철근의 배근 간격을 변화시키며, 전단 경간비 및 주철근의 배근양을 실험 변수로 실험을 실시하였다. 그리하여, 전단철근에 의한 압축축 콘크리트의 구속 효과 및 파괴 양상을 각 실험 변수들에 대해 비교 분석한다. 그리고 전단 경간비를 변화시켜서 전단에 대한 영향이 큰 경우에 전단과 휨 구간에 배근된 전단철근의 역할을 비교한다. 또한, 이론 해석을 실시하여 실험 결과와 비교함으로써 이론 해석의 타당성을 입증하였다.

3. 연구의 방법 및 범위

본 연구는 전단 내력을 확보하기 위해 배근되는 전단철근을 휨 영역에 배근 확대하여 전단철근이 휨에 대한 연성의 증진 정도를 파악하는데 연구의 목적이 있는 바, 이를 위해 실험을 실시하였다. 전단영역과 순수 휨 영역을 구분하고자 이점 재하를 실시하였으며, 제주대학교 소재의 100톤 용량의 철골 프레임과 로드 셀에 의해 가력하였다. 실험의 변수로는 전단철근의 배근 간격, 전단경간비, 주철근비를 사용하였다.

전단철근에 의한 압축축 콘크리트의 구속은 콘크리트의 응력-변형률 관계에 영향을 미치는 바, 이에 대한 많은 연구들이 진행중에 있으나, 정량적으로 상이한 결과를 나타

내고 있다. 따라서, 본 연구에서는 이들 제안식 중에 정 현수 등에 의해 제시된 실험식을 사용하여 힘 부재의 역학적인 거동을 이론적으로 해석하여 실험의 결과의 타당성을 검증하였다. 연구의 내용과 범위는 다음으로 요약된다.

첫째, 주철근비에 따른 보의 휨 거동 비교

둘째, 전단철근의 배근 간격에 따른 보의 휨 거동 비교

셋째, 전단경간비에 따른 휨 거동 비교

넷째, 전단영역과 휨영역에서의 전단철근의 역할 비교

다섯째, 이론 해석결과와의 비교를 통한 실험 결과의 타당성 검증



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

II. 철근콘크리트 보의 휨 및 전단 내력

1. 철근콘크리트 보의 휨거동

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 증가하는 하중을 가하면, 응력의 비선형 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 중심부근까지 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 철근의 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 설계된다.

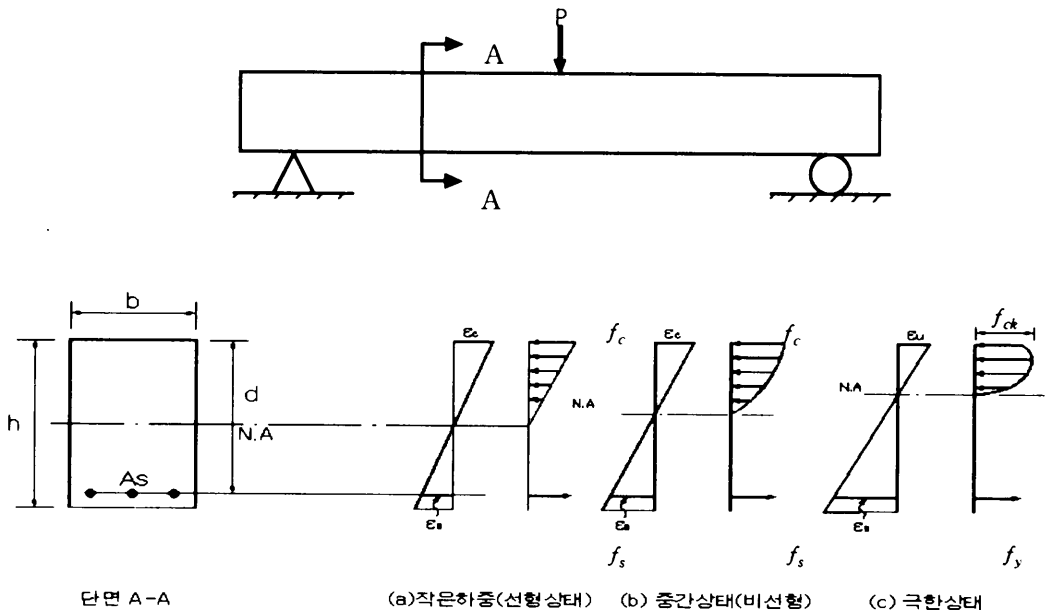


Fig. 1 Stress and strain distribution according to acting loads

2. 보의 파괴 양상


철근콘크리트 보는 철근과 콘크리트에 의해 힘을 전달하는 휨 부재로, 휨에 의해서 유발되는 압축측에서 콘크리트, 인장측에서 철근에 의해 각각 힘을 분담하므로 재료적인 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.



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

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 휨 내력

1) 등가 응력 블록

극한 상태에서의 휨저항 모멘트를 계산하기 위해 Fig. 2와 같이 변형률과 응력 관계를 모델화한다. 보의 설계 모멘트는 인장측 인장력 T 와 압축측의 압축력 C , 그리고 응력 중심간 거리를 사용하여 계산된다.

인장력 T 는 콘크리트 인장 응력이 무시되므로 철근의 단면적과 항복 응력의 곱으

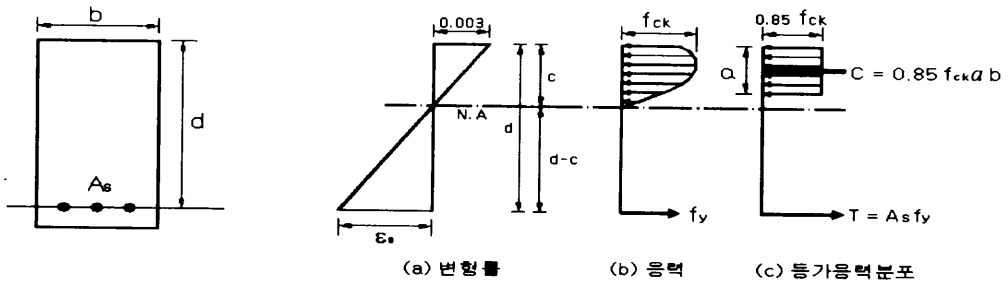


Fig. 2 Stress and strain distribution corresponding to ultimate state

로 한다.

$$T = A_s f_y \quad (2 \cdot 2)$$

여기서, A_s 는 인장철근의 단면적, f_y 는 철근의 항복 응력이다.

압축력 C 는 압축축 콘크리트의 응력분포가 비선형이므로 합력을 구하기 어렵기 때문에 비선형 응력블록을 등가 응력 블록으로 바꾸어 계산한다. 이때 실제 압축응력분포 면적과 장방향 응력 블록의 면적은 같아야 하고 도심 역시 같은 위치에 있어야 한다.

이 등가 응력 블록의 압축응력의 크기는 $0.85f_{ck}$ 이며, 블록 깊이 a 는 다음으로 계산된다.

$$a = \beta_1 c \quad (2 \cdot 3)$$

여기서, c 는 실제 압축응력 분포의 압축연단으로부터 중립축까지의 거리이며, β_1 은 장방향 블록으로 환산된 응력 블록의 깊이 a 를 산정하는 계수로 콘크리트 강도에 따라 $f_{ck} = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 까지는 0.85이고, 이 압축강도를 10 kgf/cm^2 초과할 때마다 0.007씩 감소시켜 $\beta_1 = 0.65$ 까지로 한다.

$$f_{ck} \leq 280 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 일 경우 } \beta_1 = 0.85$$

$$f_{ck} > 280 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 일 경우 } \beta_1 = 0.85 - 0.007 \frac{f_{ck} - 280}{10} \geq 0.65 \quad (2 \cdot 4)$$

압축력 C 는 일정한 압축응력 $0.85f_{ck}$ 가 보 폭 b , 깊이 a 의 단면에 작용하는 직육면체의 체적으로 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$C = 0.85 f_{ck} a b \quad (2 \cdot 5)$$

혹은

$$C = 0.85 f_{ck} \beta_1 b c \quad (2 \cdot 6)$$

2) 균형보

극한강도 설계법에서 균형보(balanced beam)는 압축연단의 콘크리트가 극한 변형률인 0.003에 도달함과 동시에 인장 철근이 항복 (ϵ_y)하도록 설계된 보를 말한다. 그러나, 허용응력 설계법에서는 압축측 콘크리트와 인장측 철근이 동시에 허용응력에 도달하도록 설계된 보를 일컫는다.

극한강도 설계법에서 균형보의 철근비를 균형 철근비라고 하며, 이 철근비가 최대 인장 철근비를 정하는 기준이 된다. Fig. 2(a)의 변형률 분포관계에서 $\epsilon_s = \epsilon_y$ 와, 삼각형의 닦은 비를 이용하여 중립축 위치를 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d \quad (2 \cdot 7)$$

철근의 탄성계수 (E_s)는 강도 f_y 값에 관계없이 $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 을 사용하면 균형 상태에서의 중립축 위치는 다음과 같다.

$$c_b = \frac{6,000}{6,000 + f_y} d \quad (2 \cdot 8)$$

식 (2·2)의 인장력과 식 (2·6)의 압축력에 대해 힘의 평형조건을 부여하고, 이를 식 (2·8)에 대입하면 균형 철근비 ρ_b 를 다음과 같이 얻는다.

$$\rho_b = \frac{0.85 f_{ck} \beta_1 b c_b}{f_y b d} = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right) \quad (2 \cdot 9)$$

식 (2·9)의 균형 철근비는 이론상 콘크리트와 철근이 동시에 파괴될 때의 철근량을 나타내는 것이다. 만약 ρ_b 보다 많이 배근된 과대 철근의 단면 보는 압축측 콘크리트의 파괴가 철근 항복보다 선행하여 취성 파괴되므로 위험하기 때문에 이 균형 철근비를 초과 배근하지 못하도록 하는 의미로 최대 철근비라 부르기도 한다. 따라서, 설계시에는 예고 없이 폭발적으로 파괴되는 취성 파괴를 방지하기 위해 철근 항복이 콘크리트 파괴보다 선행하여 처짐으로 파괴가 예측 가능한 연성 파괴를 유도하는 과소철근 단면으로 설계한다. 이상과 같은 이유 때문에 설계용 최대 허용철근비는 균형 철근비보다 작은 철근비로 배근되도록 기준에서는 최대 철근비를 $0.75\rho_b$ 로 정하고 있다.

3) 설계 모멘트

균형보에서 설명한 것처럼 단근 장방형보는 최대 철근비와 식 (2·1)의 최소 철근비 범위내에서 설계되어야 한다. 철근콘크리트 단근 장방형보에서 압축측에는 콘크리트만에 의한 압축력 $C = 0.85 f_{ck} a b$ 와 인장측 인장철근만에 의한 인장력 $T = A_s f_y$ 는 평형을 이루므로

$$0.85 f_{ck} a b = A_s f_y \quad (2 \cdot 10)$$

으로 쓸 수 있다. 식 (2·10)으로부터 등가 응력 블록의 깊이 a 는 다음과 같이 된다.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad (2 \cdot 11)$$

그러므로 단면의 공칭모멘트는 Fig. 2(c)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2 \cdot 12)$$

식 (2·12)에 식 (2·11)을 대입하면

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{f_{ck} b} \right) \quad (2 \cdot 13a)$$

혹은 $A_s = \rho b d$ 를 사용하면

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f_{ck}} \right) \quad (2 \cdot 13b)$$

를 얻는다.

식 (2·13)은 철근콘크리트 보의 휨 내력을 나타내며, 이 식에서 보는 바와 같이 휨 내력은 단지 단면의 크기, 주철근의 양, 그리고 콘크리트 강도에 의해 산정됨을 알 수 있다.

4) 전단철근의 역할

전단철근은 콘크리트에 사인장균열이 발생한 후 효과를 발휘하며 이후 전단철근이 항복하게 되면 전단파괴가 임박하게 된다. 일단, 균열이 발생하면 균열의 깊이, 경사, 균열 위치에 따라 보의 거동은 복잡해지고 합리적인 해석을 위하여 실험결과와 경험 등이 중요하게 된다.

여러 가지 전단철근의 형태를 Fig. 3에 나타내고 있으며, 주인장응력에 의한 사인장균

열에 직각이 되도록 경사지게 배근하는 것이 효과적이나 지진이나 풍하중처럼 건물의 앞과 뒤에서 작용하는 하중에 의한 전단력을 고려하여 일반적으로 보의 재축방향에 수직으로 배근한다. 수직 전단철근으로 전단보강된 보에 Fig. 4와 같은 균열이 발생하였을 때 균열에 작용하는 힘 V_{ext} 는 다음과 같은 수직분력과 평형을 이룬다.

$$V_{ext} = \sum V_{int} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s \quad (2 \cdot 14)$$

여기서,

V_{iy} : 발생 균열의 폭이 좁은 경우 균열표면 골재의 맞물림이 분담하는 전단력 V_i 의 수직분력

V_{cz} : 비균열 압축측 콘크리트 부위가 분담하는 전단력

V_d : 장부하중(dowel force)

V_s : 균열 발생 부위의 전단철근이 분담하는 전단력 ($nA_v f_v$)

식 (2·14)에서의 $V_s = nA_v f_v$ 는 Fig. 5에서와 같이 사인장균열 발생 후 전단력크기에 따라 부담능력이 직선적으로 증가하나 나머지 $V_{cz} + V_d + V_{iy}$ 는 거의 일정한 값을 유지한다. 경사균열이 더욱 확장되어 전단철근이 항복하면 V_d 와 V_{iy} 는 급격히 감소한다. 전단철근이 항복한 후 3개의 분담 전단력 $V_{cz} + V_d + V_{iy}$ 의 크기는 정량적으로 구하기 어려우며 균열전단력 $V_{cr}(V_c)$ 의 크기와 같다고 가정한다. 전단철근이 너무 작게 배근되었을 경우에는 사인장균열의 발생 즉시 전단철근의 항복으로 보가 파괴한다. 반면에 너무 많이 배근되었을 경우에는 전단철근의 항복이전에 콘크리트의 전단압축파괴를 일으킨다. 따라서, 적정 전단철근의 배근은 사인장균열 발생 후, 전단철근의 항복이 발생할 때까지 하중을 분담하여 연성과파괴를 유도할 수 있어야 한다. 보의 공칭 전단강도 V_n 은 콘크리트가 분담하는 전단강도 V_c 와 전단철근 항복시에 전단철근이 분담하는 하중 V_s 의 합으로 다음과 같이 표현된다.

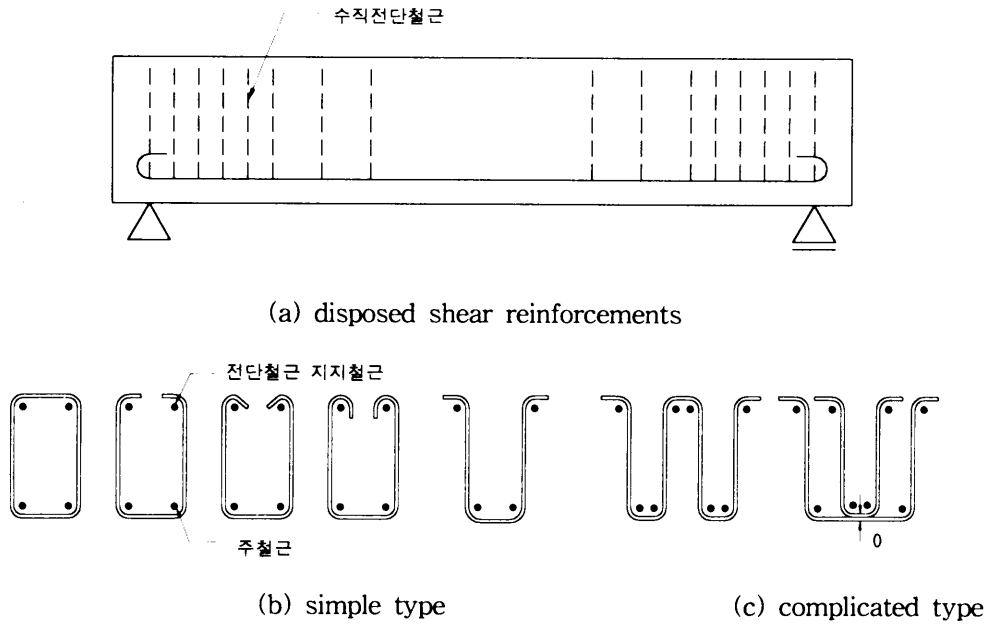


Fig. 3 Configuration types of shear reinforcement

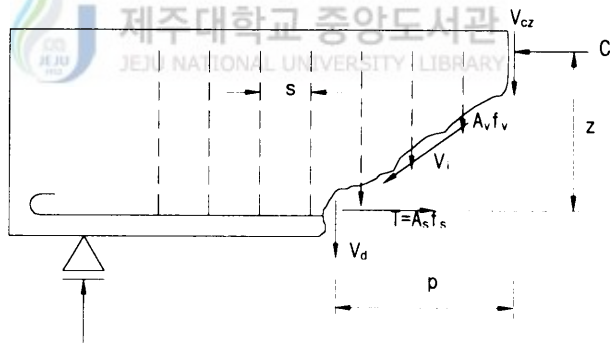


Fig. 4 Force distribution after diagonal crack of reinforced concrete beam with shear reinforcements

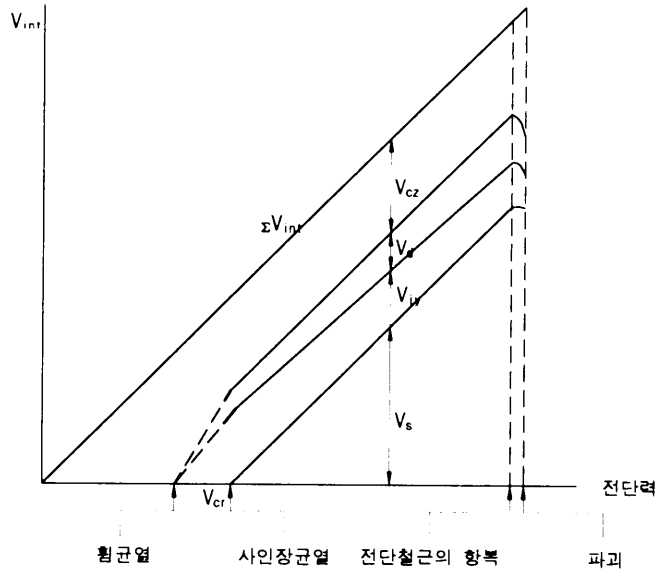


Fig. 5 Internal distribution of shear force

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

식 (2·15)의 양변을 bd 로 나누어서 평균의 공칭전단응력 v_n 을 구할 수 있다.

$$v_n = \frac{V_n}{bd} = v_c + \frac{A_v f_y}{bs} \quad (2 \cdot 16)$$

5) 전단철근의 설계

전단력은 콘크리트와 전단철근에 의해서 분담한다. 전단철근이 분담하는 하중은 $\phi V_s = V_u - \phi V_c$ 이며, V_s 는 $2.12\sqrt{f_{ck}} b_w d$ 이하이어야 한다. 만약 이 조건을 만족하지 않는다면 단면의 재설계가 필요하다. 전단철근의 분담 하중 크기와 적절한 크기의 전단철근이 선택되면 다음의 식 (2·17)를 이용하여 전단철근 배근 설계가 가능하다.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (2 \cdot 17)$$

식 (2·17)에 의해 설계된 전단철근은 다음의 전단철근의 간격 제한 조건을 만족하여야 한다. 계수전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2를 초과하는 휨부재에서 전단철근이 항복한다고 가정하여 전단철근의 최소 단면적을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (2 \cdot 18)$$

여기서,

s : 전단철근의 수평간격 (cm)

f_y : 전단철근의 항복강도 (kg/cm^2)

A_{vmin} : 길이 s 내의 전단철근의 최소 총단면적 (cm^2)

식 (2·18)에서 보는 바와 같이 전단철근은 전단 내력의 증진을 목적으로 설계 기준을 정하고 있다.



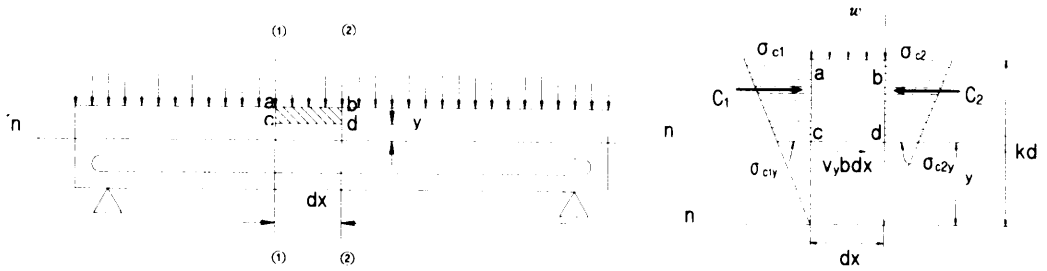
4. 철근콘크리트 보의 전단 거동

등분포하중을 받는 Fig. 6(a)와 같은 단순지지보의 미소 길이 dx 에 작용하는 압축축 응력 분포를 Fig. 6(b)에 나타내고 있다. 응력의 크기를 탄성범위로 가정한다면 힘의 평형조건 $\sum X=0$ 으로부터 다음의 관계식을 얻는다.

$$v_y b dx = C_2 - C_1 \quad (2 \cdot 19)$$

여기서, v_y 는 중립축으로부터 y 위치에 작용하는 전단응력, b 는 보의 폭, C_1 과 C_2 는 단면 ①-①의 ac 면과 단면 ②-②의 bd 면에 작용하는 압축력이며, ac 에 작용하는 압축력의 크기는 다음과 같다.

$$C_1 = \frac{1}{2}(\sigma_{c1} + \sigma_{c1y})b(kd - y) \quad (2 \cdot 20)$$



(a) simply supported beam subjected to uniform loads (b) stress distribution
 Fig. 6 Shear stress of reinforced concrete beam

Fig. 6(b)의 응력분포에서 삼각형의 닳은 비를 적용한 $\sigma_{c1y} = y \sigma_{c1} / kd$ 를 식 (2·20)에 대입하면

$$C_1 = \frac{1}{2} \sigma_{c1} \left(1 + \frac{y}{kd}\right) (kd - y) b = \frac{1}{2} \sigma_{c1} b kd \left[1 - \left(\frac{y}{kd}\right)^2\right] \quad (2 \cdot 21)$$

을 얻으며, Fig. 6(a)에서 단면 ①-①에 작용하는 모멘트 $M_1 = \sigma_{c1} b (kd) (jd) / 2$ 에서 압축 연단의 응력

$$\sigma_{c1} = \frac{2M_1}{b \times kd \times jd} \quad (2 \cdot 22)$$

을 얻을 수 있으며, 여기서 jd 는 팔의 길이를 나타낸다. 이를 식 (2·21)에 대입하면, 다음의 압축력 C_1 을 얻는다.

$$C_1 = \frac{M_1}{jd} \left[1 - \left(\frac{y}{kd}\right)^2\right] \quad (2 \cdot 23)$$

같은 방법으로 압축력 C_2 의 크기는 아래의 식이 된다.

$$C_2 = \frac{M_2}{jd} \left[1 - \left(\frac{y}{kd}\right)^2\right] \quad (2 \cdot 24)$$

식 (2·23)과 (2·24)를 힘의 평형식 (2·19)에 대입하면, 다음과 같은 전단응력을 얻을

수 있다.

$$v_y = \left(\frac{M_2 - M_1}{dx} \right) \frac{1}{(b)(jd)} \left[1 - \left(\frac{y}{kd} \right)^2 \right] \quad (2 \cdot 25)$$

식 (2·25)에서 전단응력은 포물선 분포를 나타내며, $y=0$ 인 중립축에서 최대 전단응력을 보인다. 따라서, 최대 전단응력 v_{max} 는 식 (2·25)에 $y=0$ 와 $(M_2 - M_1)/dx = dM/dx = V$ 를 대입하여 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$v_{max} = \frac{V}{(b)(jd)} \quad (2 \cdot 26)$$

재료역학에 의하면 주응력 $\sigma_{1,2}$ 의 크기 및 방향은 다음 식 (2·27)과 (2·28)과 같다.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + v^2} \quad (2 \cdot 27)$$

$$\tan 2\theta = - \frac{2v}{\sigma_x + \sigma_y} \quad (2 \cdot 28)$$

보의 중립축 위치에서 수직응력 $\sigma_x = \sigma_y = 0$ 이고 전단응력 v_{max} 만 존재하므로 식 (2·27)의 주응력 $\sigma_{1,2} = \pm v_{max}$ 가 되고, 식 (7·10)으로부터 주응력의 방향은 $\theta = 45^\circ, 135^\circ$ 가 된다. 중립축에서 최대주응력은 중립축에 $45^\circ, 135^\circ$ 방향으로 작용하는 식 (2·26)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 (2·25) 대신에 다음의 직선 분포인 평균전단응력을 사용한다.

$$v = \frac{V}{bd} \quad (2 \cdot 29)$$

전단철근이 없는 장방형 보에 Fig. 7과 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.

$$v = k_1 \frac{V}{bd} \tag{2 \cdot 30a}$$

$$f_t = k_2 \frac{M}{bd^2} \tag{2 \cdot 30b}$$

여기서, k_1 : 휨균열 침투 깊이에 따라 정해지는 상수

k_2 : 균열상태에 따라 정해지는 상수

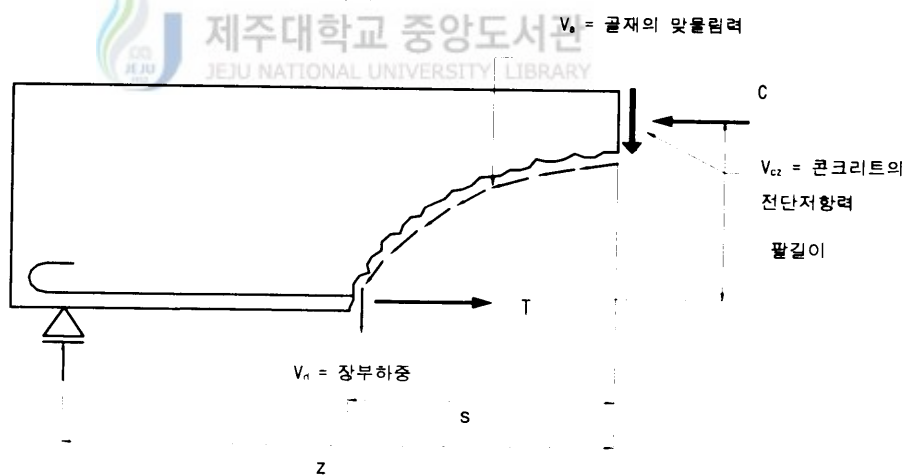


Fig. 7 Shear transfer after shear crack

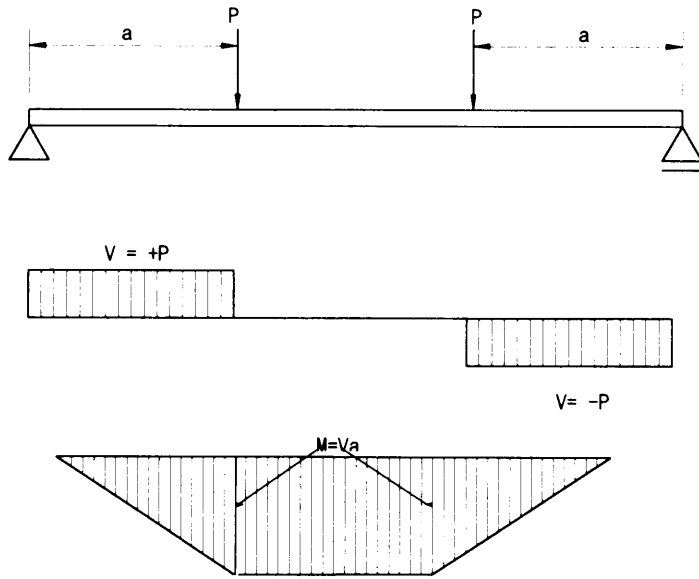
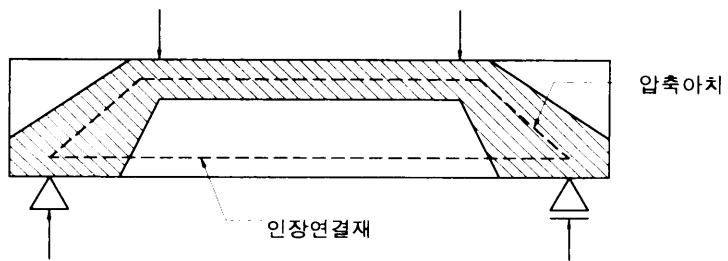
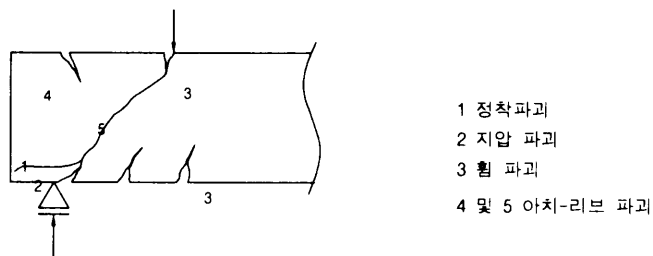


Fig. 8 Shear span



(a) arch action



(b) failure shape
Fig. 9 Deep beam

보의 인장측에는 수평방향 인장응력 및 수직방향 전단응력이 작용하며, 이 때의 주인장응력은 f_t/v 에 의해 식 (2·30)으로부터 다음의 관계를 갖는다.

$$\frac{f_t}{v} = \frac{k_2}{k_1} \frac{M}{Vd} = k_3 \frac{M}{Vd} \quad (2 \cdot 31a)$$

Fig. 8에서 $M/V = Va/V = a$ 가 되며, 여기서 거리 a 를 전단경간이라 한다. 이를 식 (2·31a)에 대입하면

$$\frac{f_t}{v} = k_3 \left(\frac{a}{d} \right) \quad (2 \cdot 31b)$$

를 얻는다. 식 (2·31b)에서 a/d 의 값이 보의 전단강도 결정에 중요한 요소임을 알 수 있으며 이것은 실험결과에서도 규명되었다.

Fig. 9(a)에서와 같은 깊은 보에서는 경사균열 발생 후, 빗금친 부분의 콘크리트에 의한 압축과 철근에 의한 인장에 의해 수직하중의 일부를 부담하므로 공칭전단강도 ϕV_n 의 값이 증가한다. Fig. 9(b)는 깊은 보의 여러 파괴 형태를 나타내고 있다.

4. 횡보강근에 의해 보강된 콘크리트의 응력-변형률 관계 제안식

횡보강근에 의한 콘크리트의 구속은 구속되지 않은 일반 콘크리트의 응력-변형률 관계로 다른 거동을 한다. 횡보강근에 의한 구속 정도에 따라 최대 내력과 연성이 개선된다. 구속된 콘크리트의 거동에 영향을 미치는 요인으로는 콘크리트의 강도, 횡보강근의 간격, 강도, 배근 방법 등을 들 수 있으나, 이들 각 요인들에 대한 정량적인 결과들이 일관성이 없으며, 이에 대한 연구들이 진행중에 있다. Table 1에 기존의 연구자들에 의해 제안된 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 요약하였다. 이 Table에서도 보는 바와 같이 변수들은 동일하더라도 정량적으로 차이를 볼 수 있다.

Table 1. Stress-strain models of confined concrete

| 제안자 | 이론 모델 제안식 | |
|------------------|------------------------|--|
| 수정 Kent & Park | 강도 증가 계수 및 최대 응력 이 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 이 변형률 | $K_s = 1 + \frac{22.9B^2}{P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f_{yh}}$ $\epsilon_{s1} = 7.824K_s \cdot f'_c \times 10^{-6}$ $\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon'_c} = 1 + \frac{7.76}{C} \left[1 - 5.0 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$ |
| | 응력-변형률 관계 제안식 | <p>상승부분 ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cc}$)</p> $f_c = a \cdot K_s \cdot f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} \right)^2 \right]$ <p>하강부분 ($\epsilon_{cc} < \epsilon_c$)</p> $f_c = a \cdot K_s \cdot f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_{s2})]$ |
| Fafitis & Shah | 강도 증가 계수 및 최대 응력 이 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> $f_c = f_{cc} \exp[-k(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^{1.15}]$ <p>($k = 0.17 f'_c \exp(-0.01 f_r)$)</p> |

| 제안자 | 이론 모델 제안식 | |
|--------------|------------------------|---|
| Sakino & Sun | 강도 증가 계수 및 최대 응력 이 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 | $Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$ $A = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad D = 1.5 - 1.68 \times 10^{-3} \cdot f_c + 0.5 \sqrt{f_r}$ |
| Saatcioglu | 강도 증가 계수 및 최대 응력 이 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 이 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 | $f_c = E \epsilon_c + \{ (f'_c - E \epsilon'_c) / \epsilon'^2_c \} \epsilon_c^2 \quad (\epsilon_c < \epsilon'_c)$ $f_c = (f'_c - f_{cc})(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^2 / (\epsilon'_c - \epsilon_{cc})^2 + f_{cc}$ $(\epsilon'_c \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc})$ $f_c = (f_{cu} - f_{cc})(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{cc}) + f_{cc}$ $(\epsilon_{cc} < \epsilon_c)$ |

| 제안자 | 이론 모델 제안식 | |
|-------------|------------------------|---|
| Yong & Nawy | 강도 증가 계수 및 최대 응력 이 변형률 | $K_s = 0.0343 \left(1 - \frac{0.245s}{B}\right) \left(\rho_s + \frac{nd''}{3.15sd} \rho\right) \frac{f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$ $\epsilon_{cc} = 0.00265 + \frac{0.0035 \left(1 - \frac{0.734s}{B}\right) (\rho_s f_{yh})^{2/3}}{\sqrt{f'_c}}$ |
| | 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 횡압축 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

ϵ_c : 무근 콘크리트의 최대 응력 시의 변형률

ϵ_{cu} : f_{cu} 시의 변형률

f_c : 구속된 콘크리트의 응력

f_{yh} : 락철근의 항복 강도

A_{sh} : 락철근의 단면적

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



Ⅲ. 실험

본 연구는 전단철근이 휨 구간에 배근될 경우에 압축측 콘크리트의 구속 효과를 파악하는데 목적이 있으므로 모든 시험체는 휨 파괴를 나타내도록 계획되었다. 전단에 가장 크게 영향을 미치는 전단 경간비를 변화시켜 전단철근이 전단 구간과 휨 구간에서의 역할을 비교할 수 있도록 하였다. 압축측 콘크리트를 구속하므로 콘크리트의 횡보강근으로 고려할 수 있는 바, 횡보강근이 콘크리트의 역학적 거동에 영향을 미치는 요소들인 전단철근의 간격을 또한 실험의 주요 변수로 고려하였다. 그리고 주철근비를 변화시켜 과소철근비, 균형철근비 및 과대철근비로 철근을 배근한 결과로 보의 파괴 양상의 변화를 비교하였다.

실험은 제주대학교 구조실험실의 100톤 용량의 철골 프레임과 로드 셀을 사용하여 가력을 실시하였으며, 변위 제어에 의해 시험체가 완전 파괴될 때까지 가력하였다. 실험 중에 시험체에 발생하는 균열의 양상을 나타내어 종국적인 파괴 거동을 비교하였다. 실험의 결과의 타당성을 검증하기 위하여 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계 조건식을 사용하여 이론적으로 해석을 실시하였다. 실험의 결과들과 이론적 해석 결과들을 비교하여 실험의 결과의 타당성을 검증하였으며, 실험 변수에 대한 영향을 파악하였다. 실험 및 이론 해석의 결과로 과대 철근 보로 설계를 행할 경우에 압축측 콘크리트를 전단철근으로 보강한다면 연성적인 성질이 개선되어 설계가 가능함을 입증하였다.

1. 시험체 계획

전단경간비(a/d)를 변화시키고 균형철근비 이상으로 배근된 철근콘크리트 보에서 전단철근의 구속 효과 및 연성의 개선 정도를 파악하기 위하여 Table 2에서와 같이 총 10개의 시험체를 제작하였다(Photo 1).

Table 2. Summary of specimens

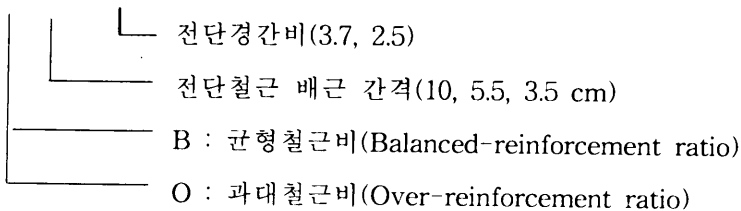
| 시험체명 | f_y (kgf/cm ²) | ρ | ρ/ρ_b | s (cm) | a/d | ρ_s | $\frac{\rho f_y}{K f_{ck}}$ |
|----------|---------------------------------|----------------------------|---------------|-----------|-----|----------|-----------------------------|
| B10-3.7 | 4,650 | 0.022 (4-D19) | 1.05 | 10 | 3.7 | 0.0144 | 0.38 |
| B5.5-3.7 | | | | 5.5 | 3.7 | 0.0263 | 0.335 |
| B5.5-2.5 | | | | 5.5 | 2.5 | | |
| B3.5-3.7 | | | | 3.5 | 3.7 | 0.0413 | 0.293 |
| B3.5-2.5 | | | | 3.5 | 2.5 | | |
| O10-3.7 | 4,650 4,570 | 0.026 (2-D19, 2-D22) | 1.25 | 10 | 3.7 | 0.0144 | 0.45 |
| O5.5-3.7 | | | | 5.5 | 3.7 | 0.0263 | 0.396 |
| O5.5-2.5 | | | | 5.5 | 2.5 | | |
| O3.5-3.7 | | | | 3.5 | 3.7 | 0.0413 | 0.346 |
| O3.5-2.5 | | | | 3.5 | 2.5 | | |

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

s : 전단철근의 배근간격, ρ_s : 전단철근의 체적비

$\frac{\rho f_y}{K f_{ck}}$: 구속-주철근 지수

B 5.5 - 3.7



본 연구의 목적에서와 같이 휨에 대한 전단철근의 역할과 전단경간비에 대한 영향을 검토하고자 2점 재하로 설계되었다. 전단경간비는 3.7과 2.5를 취하였으며, Fig. 10은 시험체의 단면 및 배근을 나타내고 있다. 과대철근 보에서 전단철근의 구속효과를 파악하기 위하여 시험체 중앙부 순 휨 구간에서 전단철근의 간격을 조절하였다. 사용 주철근

은 실험변수에 따라 D19와 D22를 사용하였으며 전단철근은 D10을, 전단철근을 배근하기 위한 압축철근은 $\phi 8$ 을 사용하였다. 전단철근은 콘크리트를 충분히 구속하기 위하여 폐쇄형으로 배근하였다. 각 시험체의 전단파괴를 방지하기 위하여 가력점과 지점사이의 전단경간 내에서는 극한강도 기준에서 제한하고 있는 최대 전단철근 간격을 넘지 않도록 모든 시험체에서 10cm간격으로 동일하게 배근하였다(Photo 2). 본 연구에 사용된 철근의 역학적 특성을 Table 3에 나타내었다.

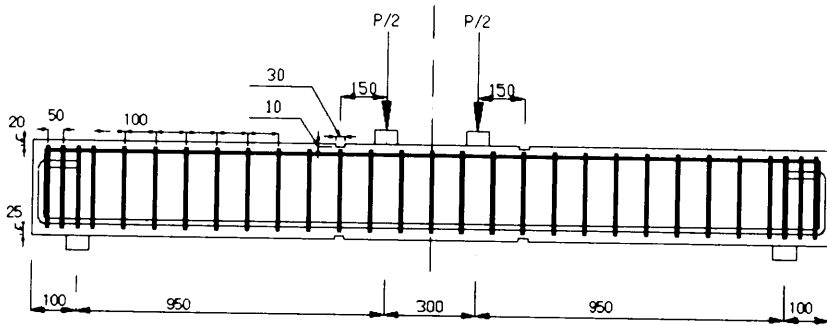
사용 콘크리트의 배합 강도는 210kgf/cm^2 으로 공시체에 의한 4주 압축강도는 235kgf/cm^2 를 보였다. 콘크리트의 균일한 성질을 얻기 위하여 레미콘에 의해 시험체에 타설하여 진동기에 의해 충분한 다짐을 실시하였다(Photo 3, 4). 타설 후 3일 후에 거푸집을 제거하고 대기 중에 28일 동안 양생을 실시하였다.

2. 가력 및 측정 방법

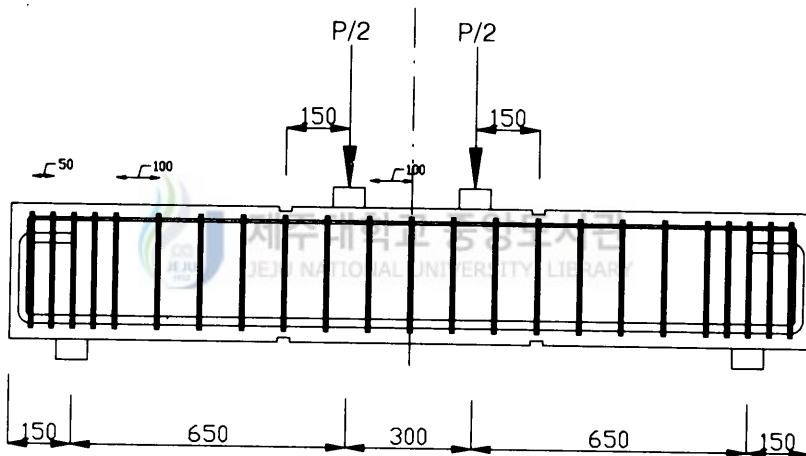
제작된 시험체는 제주대학교 소재의 100톤 용량의 철골 프레임에 설치하여 변위 제어에 의해 가력을 실시하였다. 양단 단순지지로 되도록 로울러 위에 시험체를 설치(Photo 5)하였으나, 로울러에 발생하는 마찰로 인한 부모멘트의 영향은 측정할 수 없으므로 마찰의 영향은 무시되었다.

프레임 실린더 하단에 설치된 로드 셀에 의해 하중을 측정하였으며, 처짐 및 시험구간의 평균곡률은 Fig. 11에서와 같이 L.V.D.T를 수직, 수평방향으로 설치하였다. 시험체의 처짐은 시험체의 중앙부와 가력점에서의 처짐을 측정하여 평균치를 사용하였다. 주철근 및 전단철근의 변형률을 측정하고자 스트레인 게이지를 부착(Photo 6)하였으며, 압축 연단의 변형률을 측정하고자 2점 재하 위치에 변형률 게이지를 매립하였다. 피복 콘크리트와 코아 콘크리트의 거동을 파악하기 위하여 코아 콘크리트 연단에 콘크리트 매립게이지를 설치하였으며 실험시 압축측 연단에 콘크리트 게이지를 설치하였다.

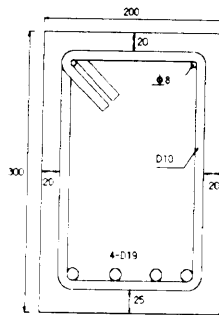
가력 중, 시험체에 발생하는 균열은 육안으로 식별하기 위하여 시험체를 백색 페인트로 도색한 후, $5 \times 10\text{cm}$ 의 크기로 모듈화 하였다. 하중의 증가와 함께 균열의 진전 상태를 시험체에 나타내었다. 전단철근에 의한 압축측 콘크리트의 구속 효과를 파악하고자, 압축측 콘크리트의 압괴 및 피복 박리 이후에도 가력하여 연성을 측정하였다. 가력 중 급격한 내력저하가 발생하거나 파괴정도가 너무 심하여 더 이상 하중가력이 불가능



(a) details of specimen with $a/d=3.7$



(b) details of specimen with $a/d=2.5$



(c) cross section of specimen

Fig. 10 Details of specimen (unit : mm)

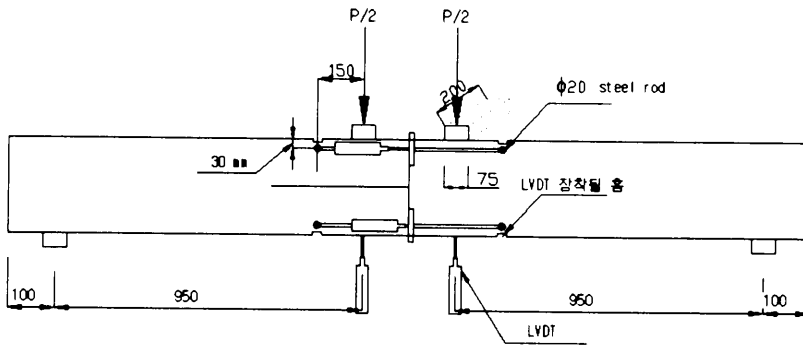


Fig. 11 Loading and measuring equipments

Table 3 Mechanical properties of reinforcement steel

| 철근 | 항복강도 (kgf/cm ²) | 항복 변형률(%) | 탄성계수 (kgf/cm ²) | 인장강도 (kgf/cm ²) |
|-----|---------------------------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|
| D10 | 4,070 | 0.199 | 2.04×10^9 | 5630 |
| D19 | 4,650 | 0.243 | 1.91×10^9 | 6500 |
| D22 | 4,570 | 0.235 | 1.94×10^9 | 6330 |
| φ8 | 3,120 | 0.17 | 1.83×10^9 | 4650 |

하다고 판단될 때 실험을 종료하였다.

매 하중에 대해 시험체 내 주철근 및 코아 콘크리트 상단에 매립된 콘크리트 게이지와 L.V.D.T.에 의한 변위를 데이터 로거에 의해 측정하였다. Fig. 11은 가력 및 측정 장치를 나타내고 있다.

3. 실험 결과 및 분석

철근콘크리트 보의 휨 거동은 주철근의 항복 후 소성흐름 거동을 보이다가 압축측 피복 콘크리트의 박리와 함께 내력이 저하한다. 이러한 내력저하 경향은 ρ/ρ_b 가 클수록 빠르고 급격하게 발생하지만, 전단철근으로 충분히 구속할수록 피복 콘크리트 박리

후에도 내력을 유지할 수 있다.

Fig. 12에 구속된 과대철근 보의 전형적인 하중-변위 관계를 나타내었다. 구속된 과대 철근 보의 연성을 평가하기 위해 본 연구에서는 변위 연성비의 개념을 사용하여 하중-처짐 관계에서 식 (3·1)을 이용하여 연성비를 산정하였다. 일반적으로 과대철근 보에서 주철근은 압축측 피복 콘크리트 박리 이후에 항복에 도달하므로 극한강도 설계기준인 압축 연단변형률이 0.003 또는 주철근의 항복 중에 빨리 발생하는 시점을 항복 변위로 하였다.

$$\mu_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3 \cdot 1)$$

여기에서, Δ_u : max1 또는 max2에서의 변위

Δ_y : 주철근의 항복시 또는 콘크리트 압축연단변형률이 0.003일 때

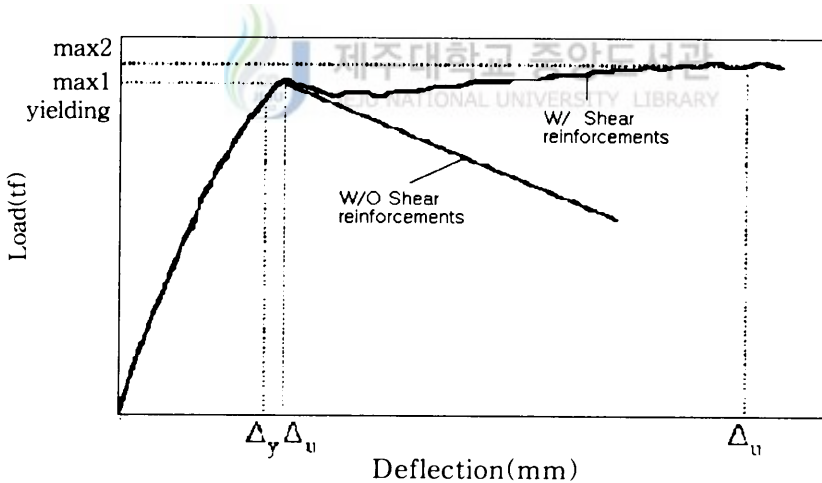


Fig. 12 Load-deflection curve of over-reinforced concrete beam

각 시험체에 대한 실험 결과를 Table 4에 요약하였다. 이 표에서 최대 휨 모멘트는 Fig. 14에서 첫 번째 최대 내력점 또는 두 번째 최대 내력점 중 큰 값을 나타내고 있다. Table 4에서 항복 모멘트는 과대철근일수록 주철근의 항복보다는 콘크리트 연단변형률이 0.003에 의해서 결정되고 있다. 전단경간비가 3.7이고, 전단철근 간격이 3.5cm인

시험체에서는 실험종료시 까지 내력저하가 일어나지 않아 지속적인 연성의 증가가 예상된다.

Table 4 Summary of experimental results

| 시험 체명 | 초기 휨 균열 모멘트 M_{cr} (tf · m) | 항복 모멘트 M_y^* (tf · m) | M_{max} (tf · m) | | | 변위 연성비 (μ_d) |
|----------|--|----------------------------------|-----------------------|------|-------------|--------------------------|
| | | | 해석치 | 실험치 | 실험치/해 석치 | |
| B10-3.7 | 0.81 | 9.7 | 9.96 | 10.4 | 1.04 | 1.59 |
| B5.5-3.7 | 0.67 | 10.3 | 10.32 | 10.7 | 1.03 | 3.19* |
| B5.5-2.5 | 0.74 | 10.6 | 10.32 | 11.2 | 1.08 | 5.1 |
| 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 |
| O10-3.7 | 0.57 | 11.6 | 11.44 | 12.1 | 1.06 | 1.42 |
| 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 |

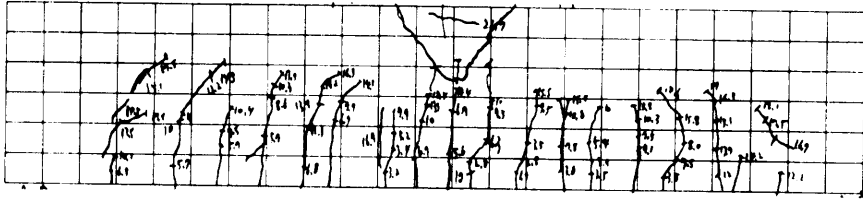
* 주철근의 항복 또는 콘크리트 압축연단 변형률이 0.003일 때

실험종료시까지 휨 내력저하가 생기지 않은 시험체로서 실험종료시의 변위에 대하여 변위연성비를 산정하였음

1) 파괴 양상 (Photo 7~17 참조)

모든 시험체는 초기 휨 균열이 발생한 후, 균열들이 양쪽 지지점과 단면의 상부인 압축측으로 점차 확대되었으며, 휨 전단 균열을 관찰할 수 있었다. 그리고 압축측 콘크리트의 압괴로부터 전단철근에 의해 구속된 코아 콘크리트 부분을 제외한 피복의 박리가 점점 인장측으로 확대됨을 볼 수 있었다. 그러나 이들 박리에도 불구하고 모든 시험체

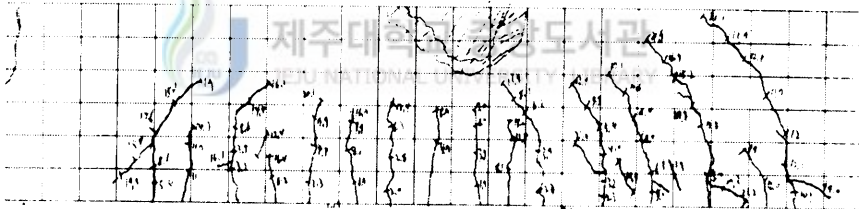
는 연성을 보유했으며 특히, 전단철근의 간격이 조밀해짐에 따라 연성이 보다 증진됨을 관찰할 수 있었다.



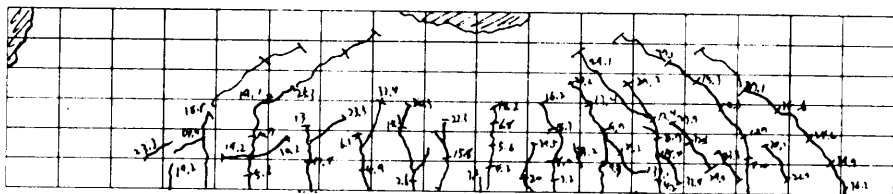
(a) B10-3.7 specimen



(b) O10-3.7 specimen



(c) O3.5-3.7 specimen



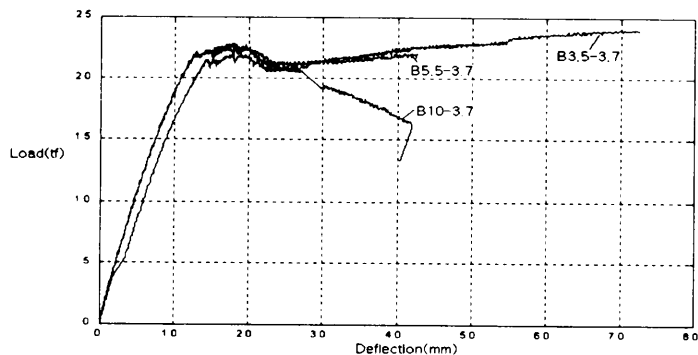
(d) O3.5-2.5 specimen

Fig. 13 Crack development of specimens

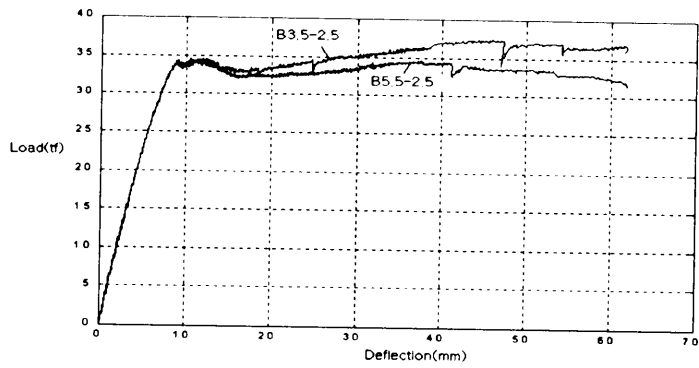
시험체의 균열 진전상황 및 파괴 양상을 Fig. 13에 나타내고 있다. Fig. 13(a), (b)에서 과대철근 보일수록 동일 하중에서 중립축 깊이가 크며 피복 콘크리트 박리 부위가 작았다. 이는 과대철근에 의한 배근으로 압축 영역이 증가하나 콘크리트의 압괴 및 박

리를 야기하는 압축 응력의 영역은 상대적으로 감소하기 때문이라 사료된다. 그리고, Fig. 13(c)에서 과다철근 보의 압축측 콘크리트를 충분히 구속한 경우 시험체는 연성적으로 거동하며 지속적인 하중의 증가와 함께 경간 중앙부의 휨 균열의 증가보다는 지점근처에서 사인장 균열의 증가가 크게 발생하였다. Fig. 13(d)는 전단경간비가 2.5인 시험체로서 하중의 증가와 함께 휨 전단균열이 가력점을 향해 진전되며 전단철근의 균열 진전 억제 및 웹 콘크리트의 트러스 작용에 의해 전단 내력이 유지되는 양상을 보이고 있다. 또한, 전단경간이 작을수록 균열간격이 좁게 발생하고 있다.

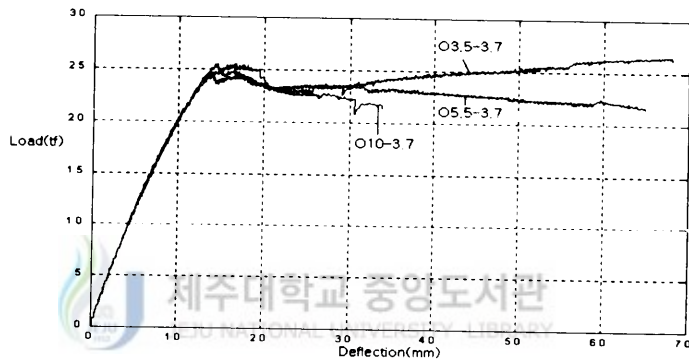
Fig. 14에 전단철근의 배근 간격에 따른 각 시험체의 하중과 처짐 관계를 나타내었다. Fig. 14에서 볼 수 있는 바와 같이 압축측 피복 콘크리트의 박리 이후 급격한 내력 저하가 발생하지만 전단철근 간격이 좁은 시험체에서 압축측 콘크리트의 구속에 의한 내력 및 연성증진과 주철근의 경화현상으로 인해 다시 내력이 상승하는 경향을 보이고 있다. 즉, 전단철근은 무근 콘크리트의 취성적인 성질을 개선시키는데 효과적으로, 철근 콘크리트 보의 휨 영역에 전단철근의 배근은 보의 휨 내력 및 연성 증진에 효율적임을 알 수 있다. 그러나 전단경간비가 2.5인 시험체에서는 전단 균열의 진전에 따라 국부적인 내력의 저하를 볼 수 있으나, 궁극적으로 주철근에 의해 내력 및 연성이 유지됨을 볼 수 있다.



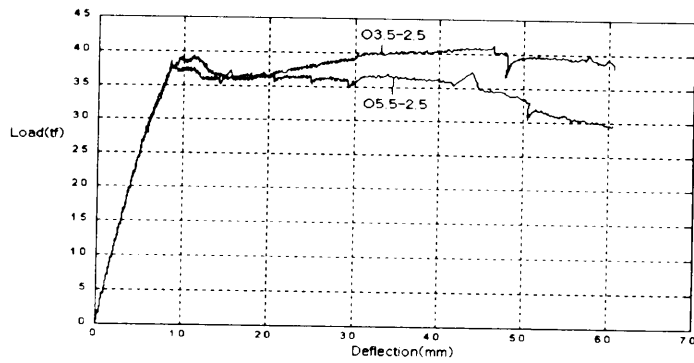
(a) B-3.7 series specimen



(b) B-2.5 series specimen



(c) O-3.7 series specimen



(d) O-2.5 series specimen

Fig. 14 Load-deflection curves

2) 전단철근 간격의 영향

Fig. 15에 전단경간이 3.7일 때 전단철근 간격과 최대 휨 내력 및 연성의 관계를 나타내었다. Fig. 15(a)에서 전단철근 간격은 최대 휨 내력에 큰 영향을 미치지 않지만 3.5cm($\approx D/8$)로 배근된 경우 최대 휨 내력의 증가를 보이고 있다. 이는 Fig. 14에서 보이는 바와 같이 압축측 피복 콘크리트 박리시점에서의 휨 내력은 거의 비슷하지만 구속된 콘크리트의 내력증가 및 주철근의 경화현상으로 인해 내력이 상승되기 때문이다.

Fig. 15(b)에서 과대철근일수록 변위 연성비는 급격히 저하하고 있지만 전단철근이 3.5cm로 배근된 시험체에서는 충분한 연성을 확보하고 있음을 보여주고 있다. 그러므로, 과대철근 보에서 연성을 확보하기 위해서는 $D/8$ 이하로 전단철근을 배근할 필요가 있다. 그리고, 전단철근으로 충분히 구속할 경우 과대철근 보로 설계하여 휨 내력과 연성을 모두 높일 수 있을 것이라 사료된다.

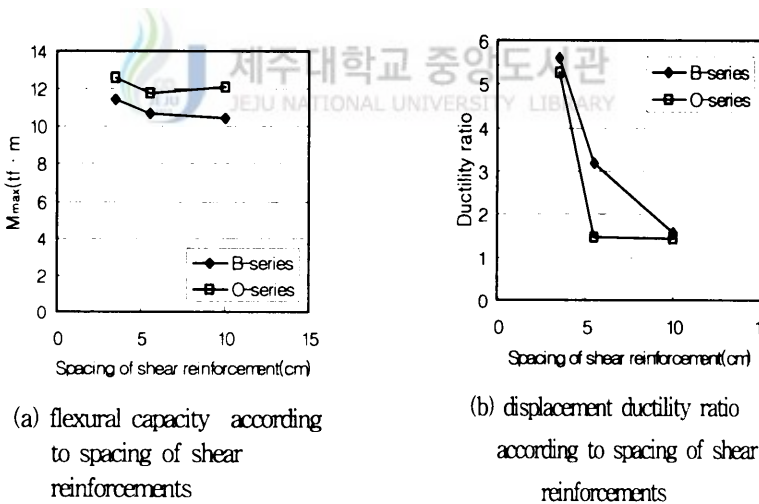


Fig. 15 Flexural capacity and displacement ductility ratio according to spacing of shear reinforcements

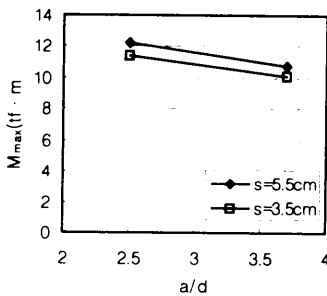
3) 전단경간비(a/d)의 영향

Fig. 16에 O 시리즈의 시험체에 대해 전단경간비와 최대 휨 내력 및 연성의 관계를 나타내었다. 전단경간비가 2.5인 보의 최대 휨 내력은 3.7인 보에 비해 약 14%정도 크게 나타나고 있다. 이는 주철근의 항복이후 가력점과 지지점 사이에 배근된 전단철근과

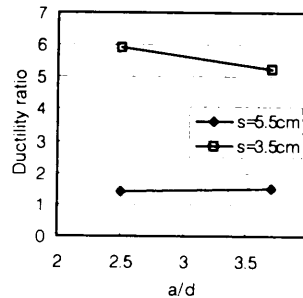
콘크리트의 전단 저항으로 휨 전단 균열이 억제되고 웨브 콘크리트의 아치작용에 의한 하중전달능력이 크기 때문이라 사료된다.

Fig. 16(b)에서 전단철근 간격이 5.5cm에서는 전단경간에 관계없이 연성을 확보하지 못하였지만 3.5cm로 배근된 시험체에서는 변위 연성비 5이상을 확보하였다. 그리고, 전단철근 간격이 3.5cm로 배근되고 전단경간비가 3.7인 보에서 연성이 작게 나타나고 있지만, 이들 시험체는 실험 종료시 까지 내력저하가 발생하지 않았으며 하중을 더 가하였다면 전단 경간비가 2.5인 시험체보다 더 큰 변위 연성비를 나타냈을 것이라고 사료된다.

일반적으로 전단경간비가 2.5이하인 보의 파괴는 하중이 지지점으로 전달되는 경로를 따라 웨브 콘크리트에 인장응력이 발생하면서 전단파괴가 발생한다. 그리고 과대철근 보에서는 주철근의 항복이전에 압축측 콘크리트의 파괴로 휨 내력을 모두 발휘하기 이전에 취성적인 파괴를 한다. 그러므로, 과대 철근콘크리트 보의 설계시에 휨과 전단의 상관 관계를 고려하여 전단철근을 적절히 배근할 경우 웨브의 전단내력 향상 및 압축 콘크리트의 내력증가로 인한 휨 연성을 확보할 수 있을 것이라 사료된다.



(a) a/d and flexural capacity relation



(b) a/d and displacement ductility relation

Fig. 16 Flexural capacity and displacement ductility ratio according to a/d (O series)

4) 주철근 및 구속된 콘크리트의 거동

Fig. 17에 구속된 과대철근 보의 하중-처짐 관계와 구속된 코어 콘크리트 및 주철근의 거동을 나타내었다. 과대 철근 보의 하중-처짐 관계는 콘크리트 압축연단 변형률이 0.003에 먼저 도달한 후 곧 이어 주철근이 항복하고 압축 피복 콘크리트가 박리하였다.

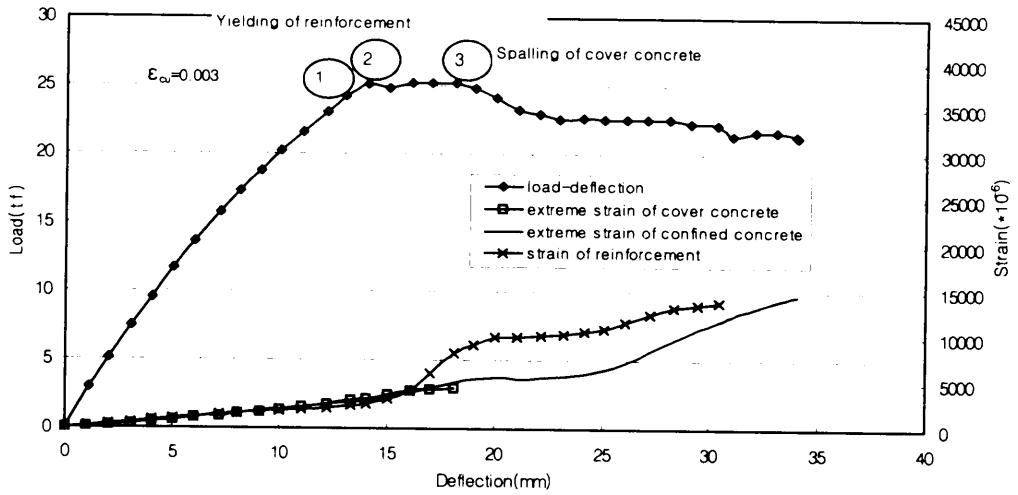
코아 콘크리트는 피복콘크리트와 거의 비슷한 거동을 하다가 피복 콘크리트 박리와 함께 코아 콘크리트의 응력이 급격히 증가하였으며, 전단철근 간격이 좁을수록 현저하게 나타났다. 즉 Fig. 17(a)에서 전단철근 간격이 10cm인 시험체는 코아 콘크리트의 응력 발휘는 거의 없었고 주철근의 경화현상도 크게 나타나지 않아 내력저하가 현저하게 발생하였다. 그러나 전단철근 간격이 3.5cm인 Fig. 17(b)를 보면 피복 콘크리트 박리이후 코아 콘크리트의 응력 발휘가 급격히 증가하고 주철근도 뚜렷한 경화현상을 보이며 시험체 내력이 다시 상승하는 모습을 보여주고 있다.

5) 구속된 과대 철근 보의 설계 방법

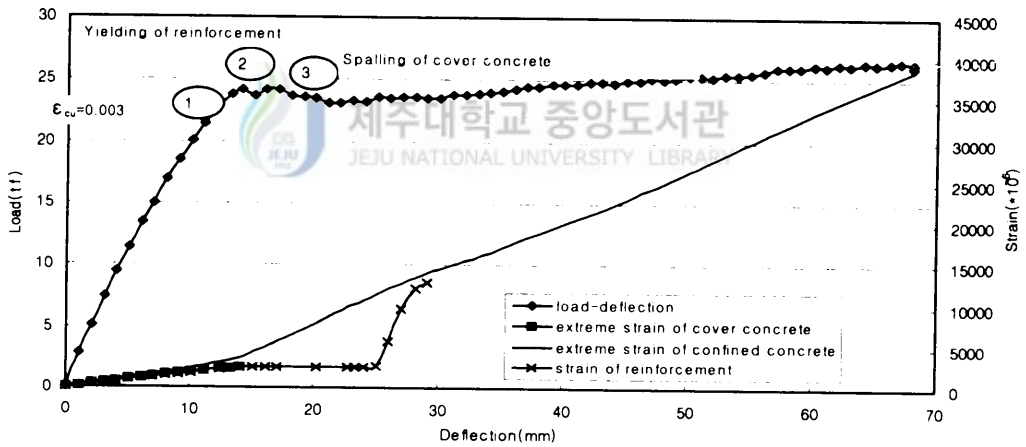
구속된 철근 콘크리트 보의 휨 거동을 이론적으로 파악하기 위해서는 구속된 콘크리트, 무근 콘크리트 및 주철근의 응력-변형률 관계가 필요하다. 본 연구에서는 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 기존의 연구들 중 정 현수 등(2000)의 모델을, 무근 콘크리트는 Hognestad(Park과 Paulay, 1975)의 모델을 주철근에 대해서는 Park 등(1982)의 제안식을 각각 이용하였다.

구속된 철근콘크리트 보 단면의 모멘트-곡률 관계를 해석하기 위하여 단면분할법을 사용하였다. 해석을 위한 기본적 가정으로는 (1) 평면은 휨 변형 후에도 평면이다. (2) 콘크리트의 인장응력은 무시한다. (3) 피복콘크리트의 박리시 변형률은 0.003 등이다. 각 변형 단계에서 중립축의 위치 결정은 힘의 평형조건과 수치해석적 방법(Bi-section method)을 이용하였다.

Fig. 18에 구속된 과대 철근콘크리트 보의 휨 거동에 대한 실험치와 이론치의 비교를 나타내었다. Fig. 18을 보면 단면분할법을 이용한 본 해석치는 실험치와 잘 일치하는 경향을 보이고 있다. 따라서, 본 연구의 해석방법에 따라 구속된 과대 철근 보의 최대 내력 산정이 가능하다. 식을 제안하고자 한다.



(a) O10-3.7 specimen



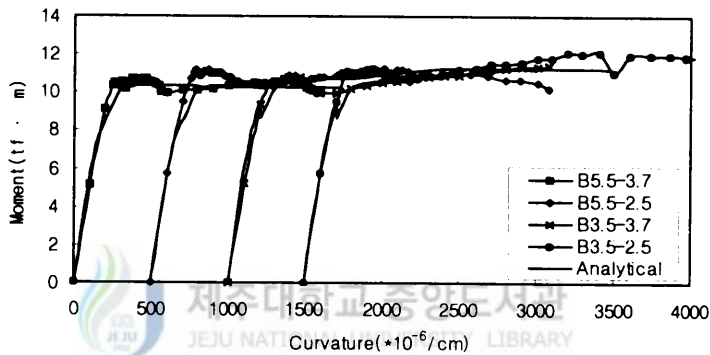
(b) O3.5-3.7 specimen

Fig. 17 Load-deflection and strain curves of confined over-reinforced concrete beam

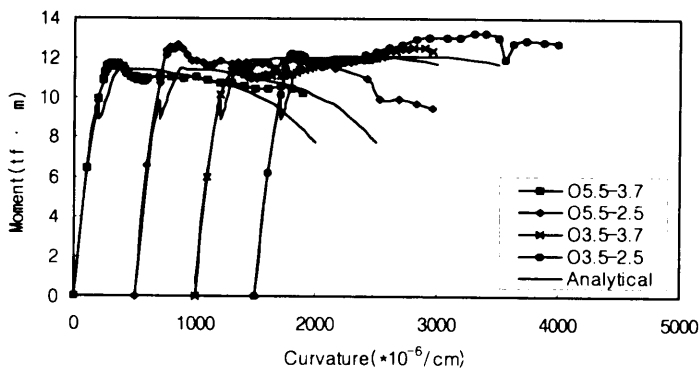
철근콘크리트 보의 연성은 콘크리트 강도, 주철근 양 및 구속 전단철근 양에 의해 영향을 받는다. 전단철근에 의한 구속정도는 강도증가계수(K)로서 나타낼 수 있으며, 구속된 콘크리트의 강도는 강도증가계수와 무근 콘크리트 강도의 곱으로서 식 (3·2)와 같다.

$$f_{cc} = Kf_{ck} \quad (3 \cdot 2)$$

강도증가계수 산정은 정 현수 등이 제시한 방법으로 산정하였다. 본 연구에서 사용된 철근콘크리트 보의 해석방법을 통해 구속된 철근콘크리트 보의 연성과 구속-주철근 지수 (ρ_y/Kf_{ck})의 관계를 Fig. 19에 나타내었다. Fig. 18에서 과대 철근 보의 연성은 구속-주철근 지수에 반비례하는 것을 알 수 있다. 즉, 주철근 양이 작을수록, 전단철근 양이 많을수록 보의 연성은 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 주철근 양이 많이 배근된 보일수록 전단철근 양을 많이 배근하여 구속-주철근 지수(ρ_y/Kf_{ck})가 0.35이하를 유지해야 보의 연성을 기대할 수 있다고 사료된다.



(a) B series specimen



(b) O series specimen

Fig. 18 Comparison of experimental and analytical results

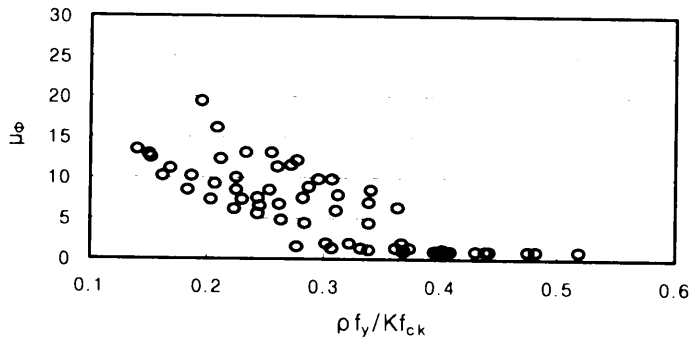


Fig. 19 Relation of curvature ductility and confinement index

Fig. 20에 구속된 철근콘크리트 보의 최대 휨 내력위치에서 코아 콘크리트의 압축연단 변형률과 구속-주철근 지수의 관계를 나타내었다. 구속된 콘크리트의 압축연단 변형률은 0.007에서 0.025의 범위에 있었으며 전단철근 양이 많을수록 코아 콘크리트의 압축연단 변형률이 크게 나타났다. 이는 전단철근 양이 많을수록 피복 콘크리트 박리 이후에도 지속적인 내력증가로 인해 코아 콘크리트의 변형률이 크게 있기 때문이다. 본 연구에서는 구속된 콘크리트 보의 최대 철근비를 산정하기 위해서 두 번째 최대 내력점에서 압축연단 변형률을 추정하여, 코아 콘크리트의 압축연단 변형률이 0.008을 취함을 Fig. 20으로부터 알 수 있다.

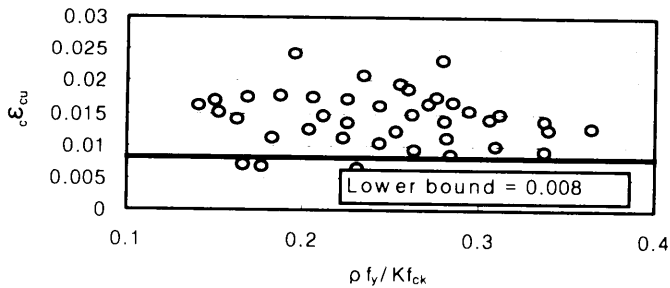
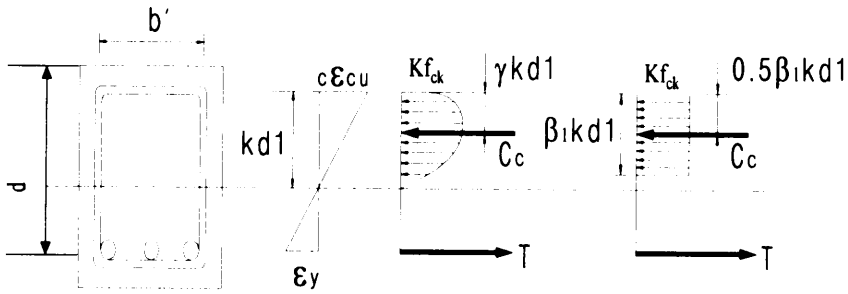


Fig. 20 Relation of maximum compressive strain of core concrete and confinement index

구속된 콘크리트 보의 연성을 확보하기 위해서 구속-주철근지수가 0.35이상에서는 전단 철근을 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. 21에 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. 21 (c))와 등가 응력블록(Fig. 21(d))의 면적은 같다.
- (2) 인장 주철근의 위치에서 실제 응력분포의 도심까지의 거리와 등가 응력 블록의 도심까지의 거리는 같다.



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

Fig. 21 Equivalent stress block of confined core concrete



위와 같은 방법에 따라 산정된 β_1 과 구속된 콘크리트 강도의 관계를 Fig. 22에 나타내었다. Fig. 22로부터 최소 자승법을 이용하여 등가 응력블록 깊이 계수(β_1)는 식 (3·3)과 같이 제시 할 수 있다.

$$\beta_1 = 0.8878 - Kf_{ck} / 10000 \quad (3 \cdot 3)$$

따라서 구속된 콘크리트 보의 중립축 깊이는 Fig. 22에서의 등가 응력블록을 이용하여 식 (3·4)와 같이 나타낼 수 있다. 이 때 두 번째 최대 내력점에서 압축측 피복콘크리트는 거의 박리하기 때문에 무시하였다.

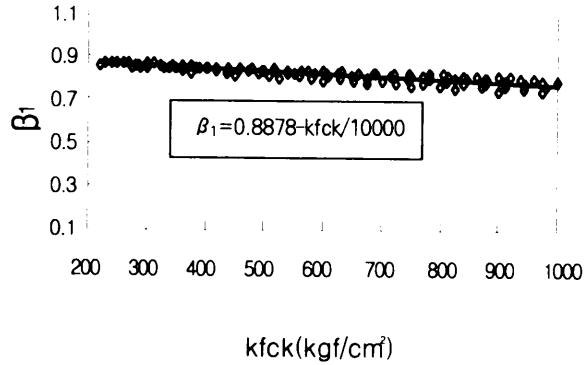


Fig. 22 Relation of equivalent stress block depth and confined concrete strength

$$kd_l = \frac{c \epsilon_{cu} d'}{c \epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (3 \cdot 4)$$

구속된 콘크리트 보의 최대 철근비는 힘의 평형조건에 의해 식 (3·5)와 같이 된다.

$$\rho_{\max} = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{K f_{ck} \beta_1 c \epsilon_{cu} b' d'}{f_y (c \epsilon_{cu} + \epsilon_y) bd} \quad (3 \cdot 5)$$

극한강도 설계기준에 의한 균형철근비는 식 (3·6)과 같다.

$$\rho_b = \frac{0.85 f_{ck} \beta_1 c \epsilon_{cu}}{f_y (\epsilon_y + c \epsilon_{cu})} \quad (3 \cdot 6)$$

식 (3·6)을 식 (3·5)에 대입하면 식 (3·7)과 같이 된다.

$$\rho_{\max} = \frac{K \beta_1 c \epsilon_{cu} (\epsilon_y + c \epsilon_{cu}) b' d'}{0.85 \beta_1 c \epsilon_{cu} (\epsilon_y + c \epsilon_{cu}) bd} \rho_b \quad (3 \cdot 7)$$

일반적으로 $b' d' = (0.7 \sim 0.75) bd$ 이고, 철근의 항복 변형률은 0.002이다.

또한, 본 연구에서 제한한 $\epsilon_{cu}=0.003$, $\epsilon_{cu}=0.008$ 을 적용하면 식 (3·8)과 같이 된다.

$$\rho_{\max} = 1.1K \frac{\beta_1}{\beta} \rho_b \quad \left(\text{단, } \frac{\rho f_y}{K f_{ck}} \leq 0.35 \right) \quad (3 \cdot 8)$$

식 (3·8)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.



IV. 결 론

철근콘크리트 보 휨설계에서 전단철근의 영향은 일반적으로 고려하지 않는다. 전단철근은 전단 내력의 증진을 목적으로 배근된다. 그러나 철근콘크리트 기둥에서 휨 연성을 증진시킬 목적으로 배근되는 띠철근과 유사하게 보에서 전단철근은 휨 연성을 증진시킬 수 있을 것이다. 특히, 균형철근비 이상으로 배근된 보에서는 콘크리트의 압괴로 급격한 파괴를 조장하나, 이 경우에 전단철근의 구속은 휨연성을 확보하여 급격한 파괴는 막을 수 있을 것이다. 따라서, 본 연구에서는 균형철근비 이상으로 배근된 시험체에 전단철근의 배근 간격과 전단경간비를 변수로 실험을 실시하여 전단철근의 구속 효과를 파악하고 실험 결과와 이론 해석 결과를 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 궁극적으로 철근콘크리트 보의 휨 내력은 인장측의 주철근에 의해 지배되며 전단철근은 휨 내력에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 즉, 구속된 콘크리트의 최대 내력시의 변형을 이전에 콘크리트의 압괴 및 박리로 압축 영역이 감소되므로 휨 내력은 전단철근의 배근간격에 영향을 받지 않는 것으로 나타났다.

(2) 전단철근이 조밀하게 배근된다면 압축측 콘크리트의 압괴 및 피복의 박리 이후에 코어 콘크리트의 응력이 급격히 증가하며 휨 연성을 확보하여 주철근의 경화 현상을 볼 수 있었다. 따라서, 소성 설계에서 요구되는 소성 회전 능력을 증진시킬 수 있을 것이다.

(3) 전단경간비가 2.5인 시험체에서는 전단 균열의 진전에 따라 국부적인 내력의 저하를 볼 수 있으나, 궁극적으로 주철근에 의해 내력 및 연성이 유지됨을 볼 수 있다. 전단 경간비가 줄어들면 전단의 영향이 증가하여 상대적으로 휨의 연성이 감소됨을 볼 수 있었으나, 전단철근의 배근 간격을 줄임으로써 연성을 개선시킬 수 있음을 알 수 있었다.

(4) 전단경간이 2.5인 보에서 최대 휨 내력은 3.7인 보에 비해 약 14%정도 크게 나타나고 있다. 이는 주철근의 항복이후 가력점과 지지점 사이에 배근된 전단철근과 콘크리

트의 전단 저항으로 휨 전단 균열이 억제되고 웨브 콘크리트의 아치작용에 의한 하중 전달능력이 크기 때문이라 사료된다.

(5) 구속된 철근콘크리트 보의 연성은 구속-주철근 지수(ρ_y/Kf_{ck})에 반비례하였으며, 주철근 양이 많이 배근된 보일수록 전단철근 양을 많이 배근하여 구속-주철근 지수가 0.35 이하를 유지해야 보의 연성을 기대할 수 있다고 사료된다.

(6) 구속된 철근콘크리트 보의 최대 철근비는 식 (3·8)로 산정될 수 있으며, 전단철근의 배근에 대한 시공성을 고려한다면 최대 철근비는 $1.15 \sim 1.2\rho_b$ 정도가 적절하다고 판단된다.



기 호

- b : 단면 폭
b' : 구속된 코아 폭
d : 단면 유효 층
d' : 구속된 코아 유효 층
f_{ck} : 구속되지 않은 콘크리트의 최대 강도
f_{cc} : 구속된 콘크리트의 최대 강도
f_y : 주철근의 항복강도
K : 구속으로 인한 강도증가 계수
kd₁ : 두 번째 최대 내력점에서 코아 콘크리트의 압축연단에서 중립축까지의 거리
M_{max2} : 구속의 영향으로 인한 두 번째 최대 내력
ρ : 주철근 비
ρ_b : 극한강도 설계기준에 의한 평형철근비
ρ_{max} : 구속된 철근 콘크리트 보의 최대 철근비
ρ_s : 전단철근 체적비
s : 전단철근 간격
β : 극한강도 설계기준에서 응력블록 층 계수
β₁ : 구속된 코아 콘크리트에서 응력블록 층 계수
ε_y : 주철근의 항복 변형률
ε_{cu} : 코아 콘크리트의 압축 연단변형률
 $\frac{\rho f_y}{K f_{ck}}$: 구속-주철근 지수

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. Kuttab, 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 關する研究(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關する實驗的研究, 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關する研究(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ばず横補強筋の影響, 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 Forms and assembled steels before concrete placing.



Photo 2 Assembling of steels.

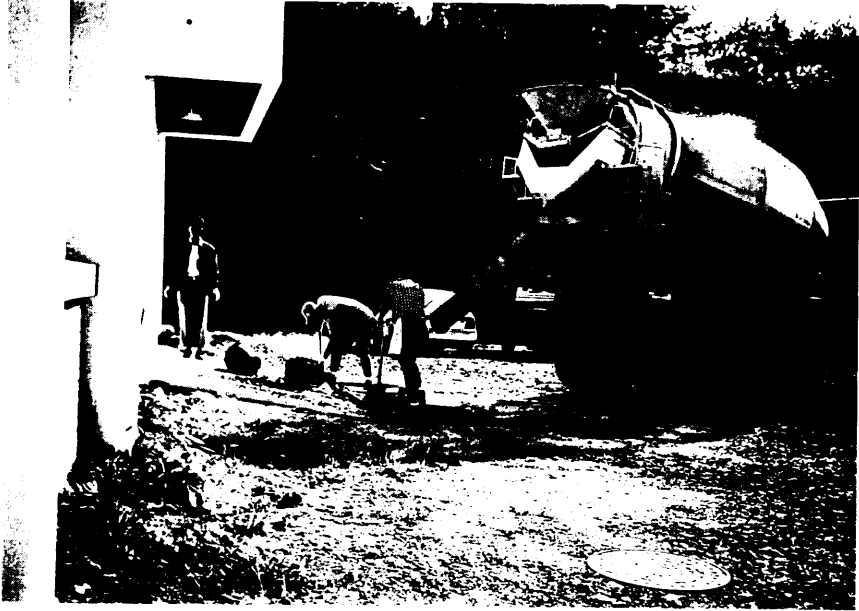


Photo 3 Placing of concrete.

제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Photo 4 Compact of concrete.

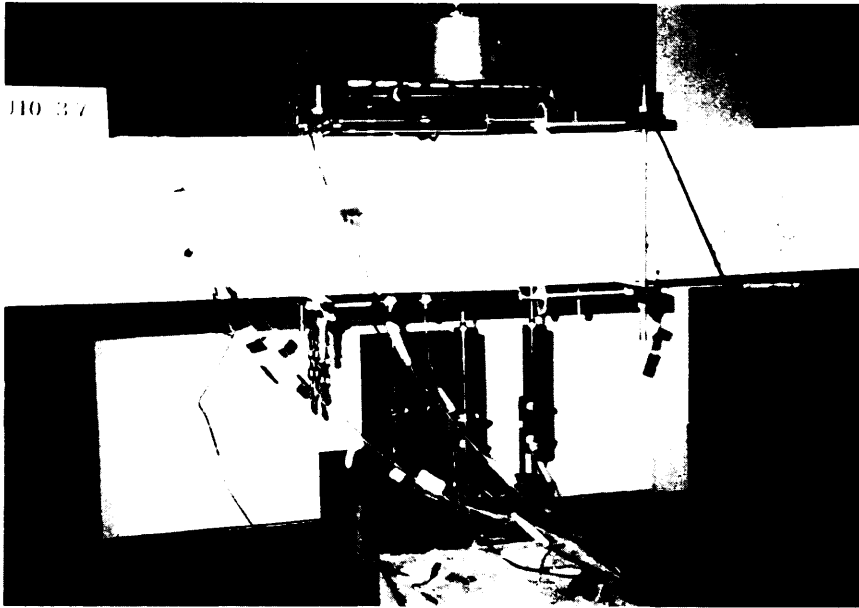


Photo 5 Experimental scene.



Photo 6 Bondage of strain gage on steels.

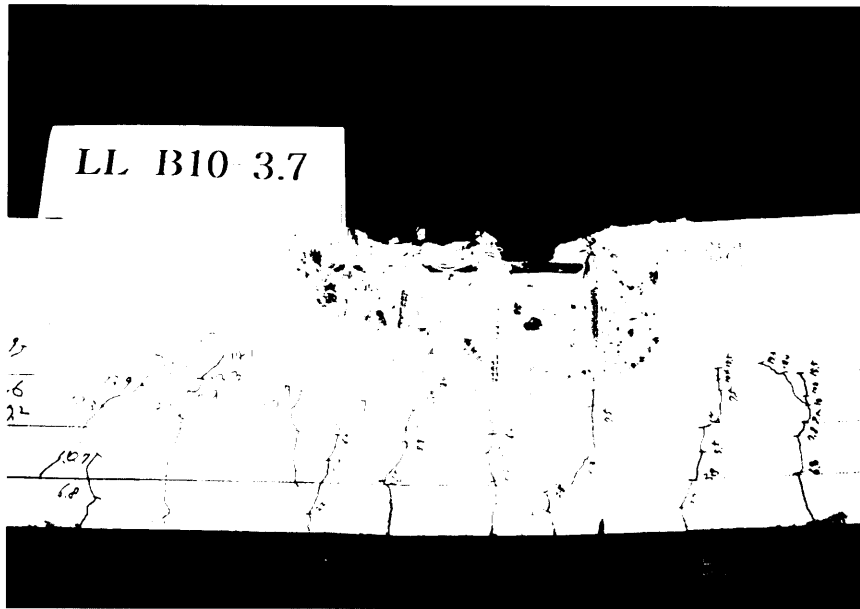


Photo 7 Failure mode(B10-3.7).

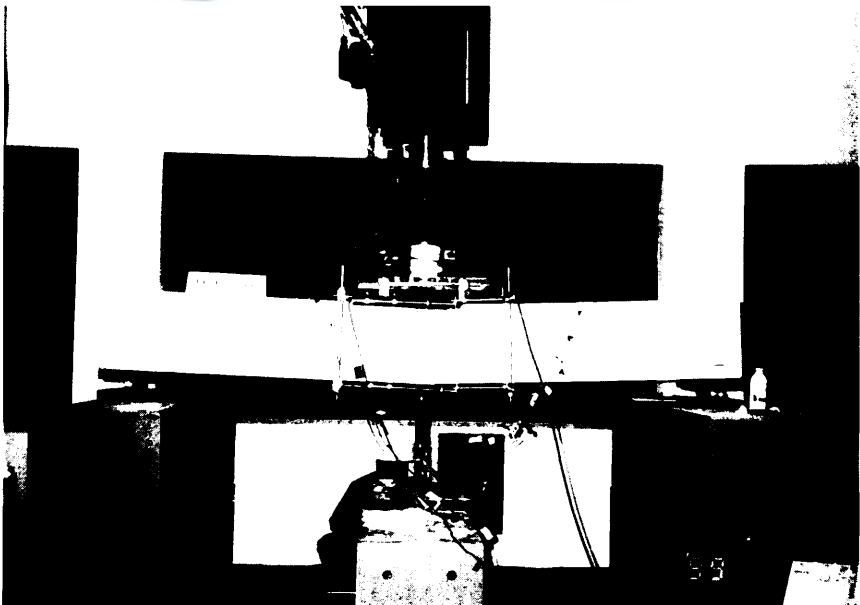


Photo 8 Failure mode(B5.5-3.7).

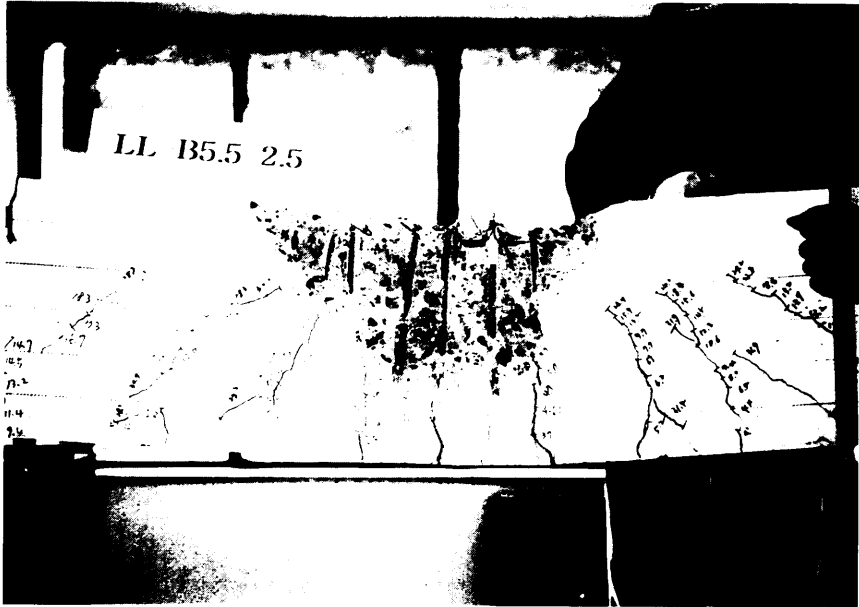


Photo 9 Failure mode(B5.5-2.5).



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

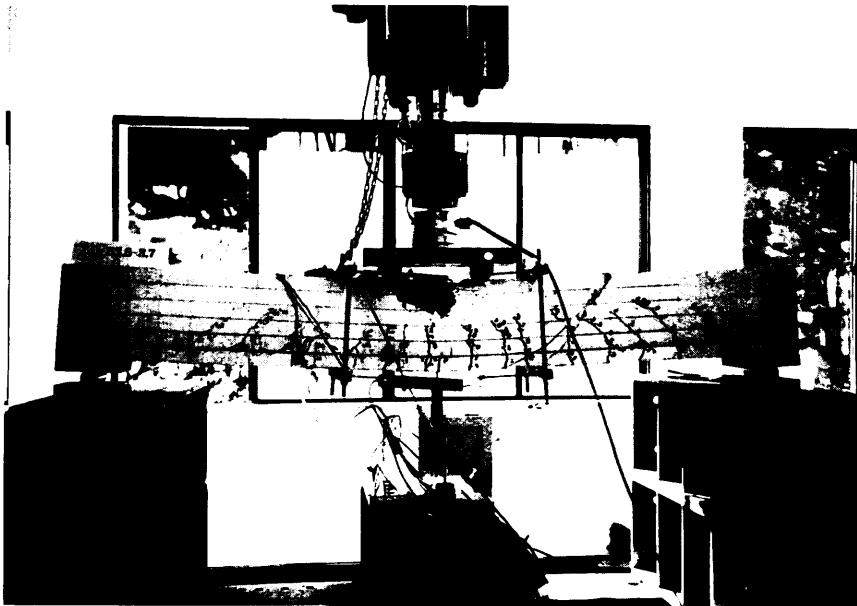


Photo 10 Failure mode(B3.5-3.7).

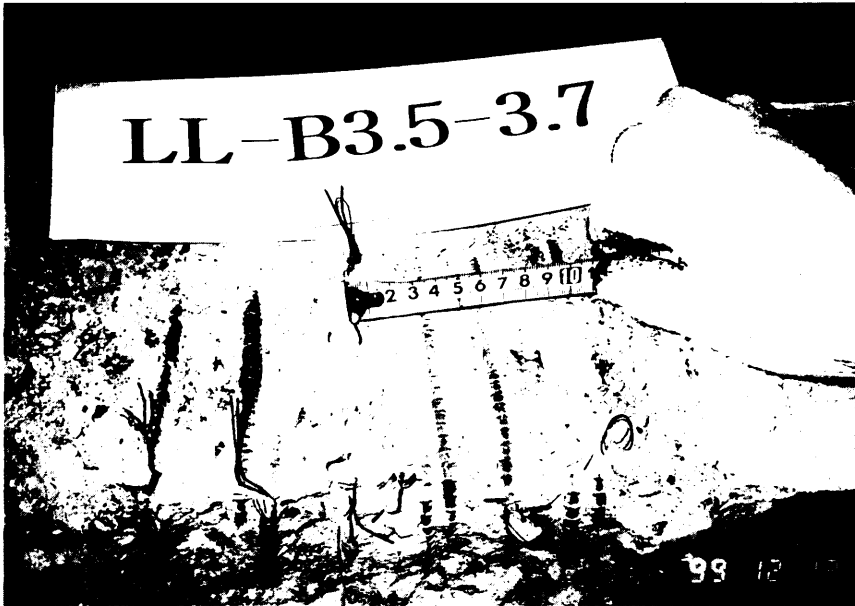


Photo 11 Failure mode(B3.5-3.7).



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

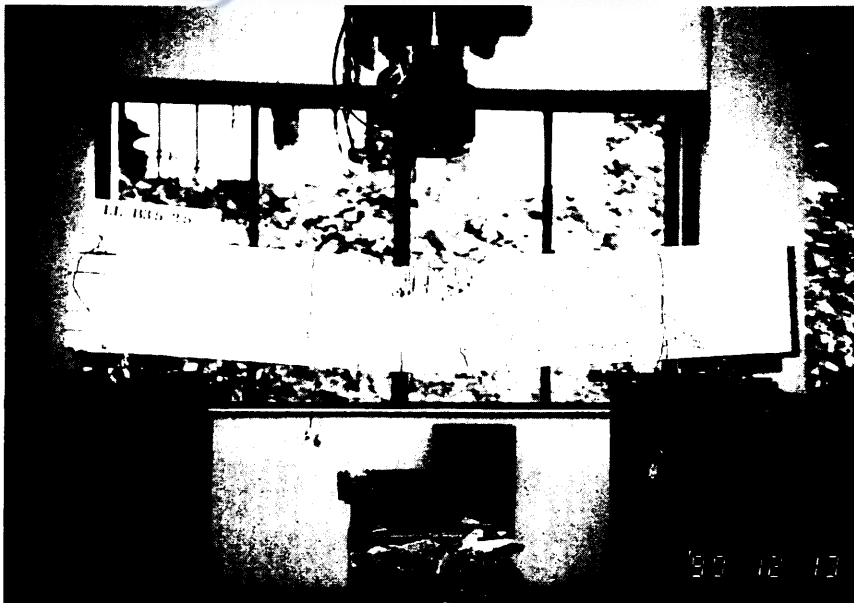


Photo 12 Failure mode(B3.5-2.5).

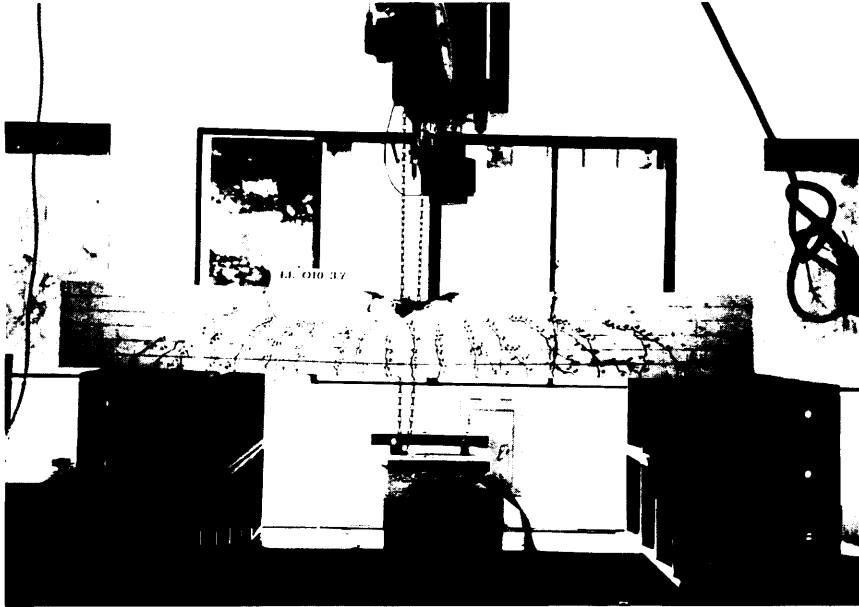


Photo 13 Failure mode(O10-3.7).



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

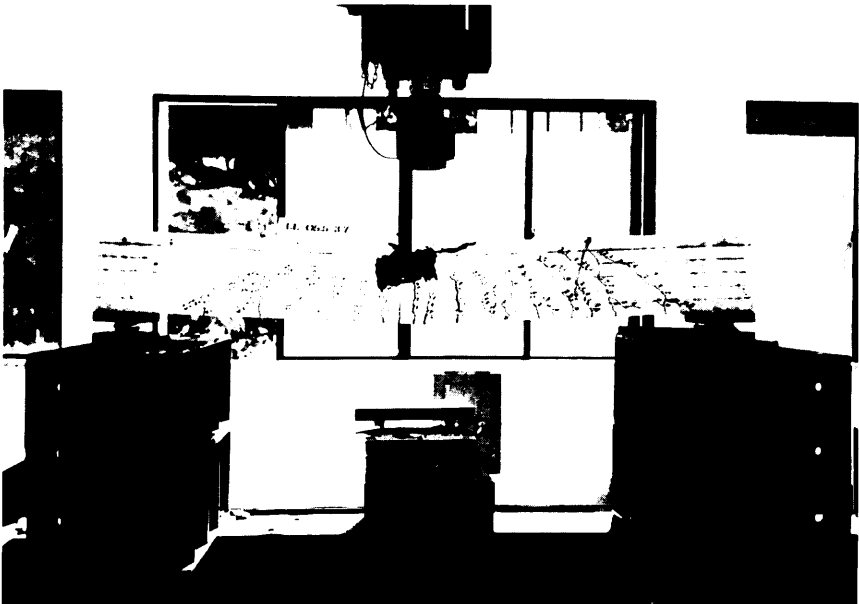


Photo 14 Failure mode(O5.5-3.7).



Photo 15 Failure mode(O5.5-2.5).



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

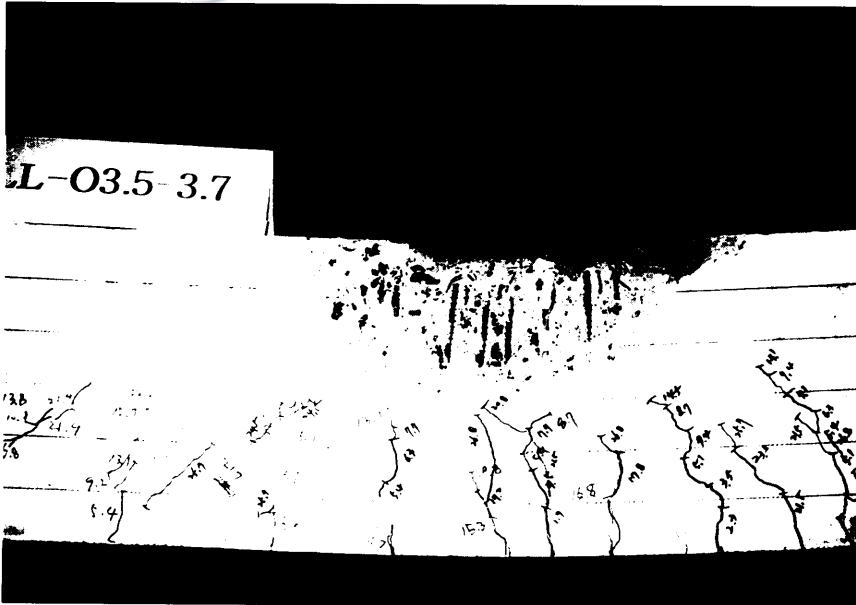


Photo 16 Failure mode(O3.5-3.7).



Photo 17 Failure mode(O3.5-2.5).



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

感謝의 글

추 論文이 完成되기 까지 細心한 配慮와 精誠으로 지도하여주신 殷熙昌 指導教授님께 변함없는 尊敬과 깊은 감사를 드립니다.

알찬 論文이 될수 있도록 審査의 配慮를 해주셨던 徐日教 教授님, 崔棟皓 教授님께 깊은 感謝를 드리며 열성으로 지도해주신 金泰一 教授님, 朴哲民 教授님게도 깊은 감사를 드립니다.

옆에서 實驗科程 및 데이터 整理를 도와준 중앙대학교 박사과정의 양근혁님, 같이 공부하며 항상 격려와 성원을 아끼지 않은 김병호 과장님과 고유신씨께 感謝를 드리며 또한 그동안 학업에 열중 할 수 있도록 도와주신 院生 여러분에게도 진심으로 감사를 드립니다.

그리고 후배사랑으로 감싸주며 激勵와 아낌없는 助言으로 많은 도움을 주신 강수철 선배님께 고마움을 전합니다.

끝으로 오늘날 저를 있게 해준 부모님을 비롯한 가족 여러분과 그동안 항상 헌신적으로 묵묵히 내조해준 나의 사랑하는 아내와 내 딸 연지 그리고 아들 정재, 정현에게도 고마움을 전하며 이 기쁨을 나누고 싶습니다.

2001년 8월

기 진 호 드림