

鐵筋콘크리트 보의 附着舉動에 관한 研究

A Study on the Bond Behavior of Reinforced Concrete Beam

이 봉 학* 홍 창 우** 이 주 형** 김 동 호***
Lee, Bong-Hak Hong, Chang-Woo Lee, Joo-Hyung Kim-D ong-Ho

ABSTRACT

Cracking is considered to be one of the important factors in determining the durability of reinforced concrete structures. When the bending stress exceeds the modulus of rupture of the concrete, cracking form along the length of members. The total load is transferred across these cracks by the reinforcement, but the concrete between cracks is still capable of carrying stresses due to the bond between steel and concrete. This phenomenon is called the tension stiffening effect. The tension stiffening effect is affected by many variables, such as the bond stress, strength of concrete, interlocking of aggregate, type of steel, and dowel action of steel. Also, this tension stiffening effect is usually quite significant in beams under service loading, and must be taken into account in the calculation of deflection and crack widths. In this study, the experiment was carried out on types of specimen, strength of concrete, and steel ratio and finite element analysis were compared in terms of load-deflection relationship, crack pattern.

키워드 : 철근콘크리트, 균열, 인장강성효과

Keywords : Reinforced Concrete, Crack, Tension Stiffening Effect

1. 서 론

콘크리트의 인장거동은 부재의 극한강도에 중요한 영향을 미치지 않기 때문에 최근까지 무시되어 왔다. 그러나 인장응력과 압축응력이 복합적으로 작용하는 경우 또는 주로 부재가 인장력을 받게될 때 그리고 극한강도가 균열이력에 의해 영향을 받는 경우에 정확한 해석을 위해서는 콘크리트의 인장강성의 영향은 고려해야만 한다.[5] 실제 콘크리트의 인장강도가

압축강도에 비해 작기 때문에, 철근콘크리트 구조물의 해석과 설계에 있어서 인장거동이 보통 무시되지만 인장균열이 발생한 콘크리트도 구조전체의 비선형 거동에 큰 영향을 미치기 때문에 정확한 변형을 예측해야 할 필요성이 있는 구조물에서는 인장강성 효과의 영향을 고려할 필요성이 증대되었다.[4] 이러한 인장강성효과(Tension stiffening effect)는 철근과 콘크리트 사이의 상호작용으로 인한 철근콘크리트 부재에 강성을 증가시키는 현상으로 설명되기도 하며,[7] 균열과 균열 사이의 콘크리트의 유효강성에 의하여 철근콘크리트의 강성이 증가하는 것으로 정의되기도 한다.[6]

이와 같은 인장강성효과에 영향을 미치는 요소는 철근과 콘크리트의 부착응력이나 균열면 사이의 인

* 강원대학교 토목공학과 교수

** 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*** 강원대학교 대학원 토목공학과 석사과정

장강성, 균열면내의 골재의 맞물림 효과, 철근의 다우웰작용 등과 같은 재료적 비선형 특성에 기인하는 것이다.[8] 이러한 재료적 비선형성과 하중이력에 대한 변형 및 거동 특성이 고려된 부재의 해석은 해석결과에 미치는 영향이 상당히 크다.

따라서, 본 논문에서는 콘크리트의 인장강성이 철근콘크리트 보의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위하여 단철근 직사각형 철근콘크리트 보를 총 15개 제작하여 실험을 수행하고 실험결과를 분석하였으며 유한요소 해석의 결과와 비교하고자 하였다.

2. 철근콘크리트 보의 균열과 부착응력

철근콘크리트 부재가 순수 휨을 받을 때 보의 축방향에 수직방향으로 발생하는 균열은 탄성영역에서 부재의 휨응력이 콘크리트의 파괴계수를 초과할 때 발생된다. 비균열 단면의 철근과 콘크리트는 인장응력과 함께 변형률이 계속적으로 유지되며 인장응력은 철근을 따라 콘크리트와 함께 계속 존재하게 되고 균열과 균열사이는 유효한 강성이 존재하게 된다.

그러나 균열 발생이후 휨모멘트가 계속 증가되면 철근과 콘크리트의 부착응력도 증가하고 최대 콘크리트 응력이 인장강도를 초과하게 될 때 새로운 균열이 다시 발생하게 되어 철근의 응력증가와 더불어 이러한 현상은 계속 진행하게 된다.

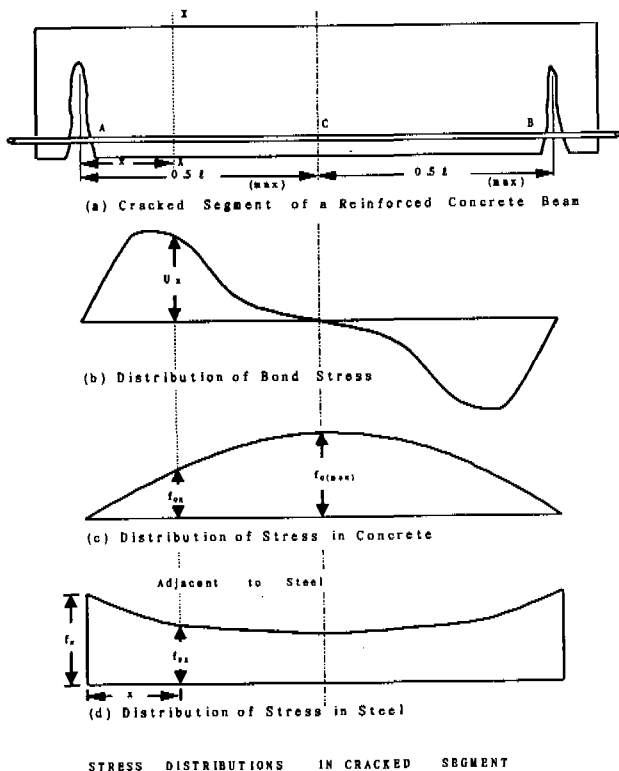


그림 1. 균열단면의 응력분포도

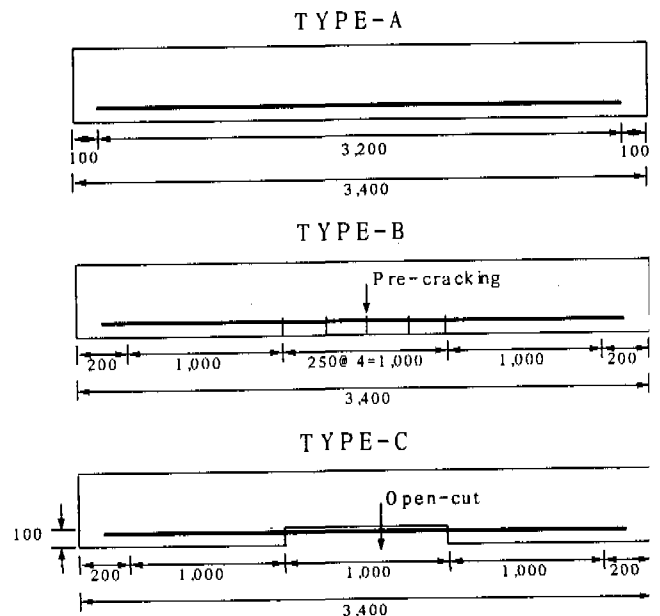
그림 1은 철근콘크리트 보가 순수 휨모멘트를 받을 때 균열과 균열사이에서 발생하는 철근과 콘크리트의 응력과 부착응력의 분포를 나타낸 것이다.

그림 1(c)에서 0.5ℓ의 C점에서 콘크리트의 최대응력이 발생하며 균열이 발생하는 방향으로 응력의 크기는 감소한다. 균열과 균열사이 콘크리트에서 f_0 (max)는 파괴계수에 도달되고 새로운 균열이 0.5ℓ의 C점에서 발생하게 된다. 이때의 균열간격은 1/2 정도로 감소하게 되며 두 균열사이의 응력이 파괴계수를 초과하면, 새로운 균열은 형성되고 균열간격은 계속적으로 좁아지게 된다.

3. 실험

3.1 시험체 제작 및 형상

시험체의 형상 및 제원은 그림 2와 같으며, 시험체의 철근배근도와 철근비에 따른 단면은 그림 3에 나타내었다. 그림 2에서, Type-A는 정규 시험체이며 Type-B는 순수 휨인장응력을 받는 구간에 25cm의 간격으로 5개의 예비균열을 주기 위하여 콘크리트 타설전 두께 3mm의 Piece를 제작하여 인장철근이 배근된 위치까지 설치하였고, 콘크리트의 경화후 제거한 균열시험체로 균열과 균열사이의 거동을 파악하고자 한 것이다. Type-C는 부재의 하단에서 상단 방향으로 10cm까지 콘크리트가 타설되지 않도록 거푸집을 제작하여 철근이 인장응력을 주로 부담하도록 유도하기 위하여 시험체 하단의 인장철근을 노출시킨 시험체이다. 그림 3에서 철근배근은 강도설계법에 따라 배근하였다.



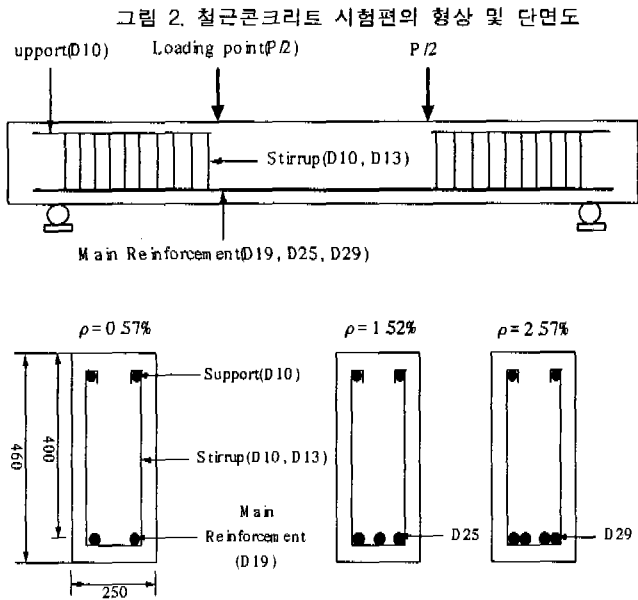


그림 3. 철근콘크리트 보의 상세도

3.2 콘크리트 배합

시험체에 타설된 콘크리트의 배합내용은 표1과 같으며, 600kg/cm² 강도 콘크리트의 배합은 시멘트량의 10%를 실리카흄으로 치환하여 사용하였다.

표 1. 콘크리트의 배합계획

[Unit : kg/m³]

| Division | 200 (kg/cm ³) | 400 (kg/cm ³) | 600 (kg/cm ³) |
|-----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Max. Agg. | 19mm | | |
| W/B | 56 | 35 | 25 |
| S/a | 45 | 40 | 35 |
| W | 180 | 175 | 170 |
| C | 320 | 500 | 612 |
| S.F. | - | - | 68 |
| S | 820 | 673 | 561 |
| G | 1,002 | 1,013 | 1,041 |
| S.P. | 0.96 | 9.00 | 14.3 |

3.3 실험방법

실험장치의 구성은 그림 4와 같이 200톤 용량의 만능시험기를 사용하였으며 지점은 양단이 단순지지되고 2점의 하중을 가력시키는 방식으로 수행하였다.

하중은 일정하게 작용하도록 제어하였으며, 시험체의 중앙부분과 하중가력부에 변위계를 설치하였다. 그리고 100톤 용량의 로드셀을 장착하여 변위에 대한 하중을 측정하였으며 각 시험장치로부터 얻어진

데이터는 데이터 로거를 이용하여 기록하였다.

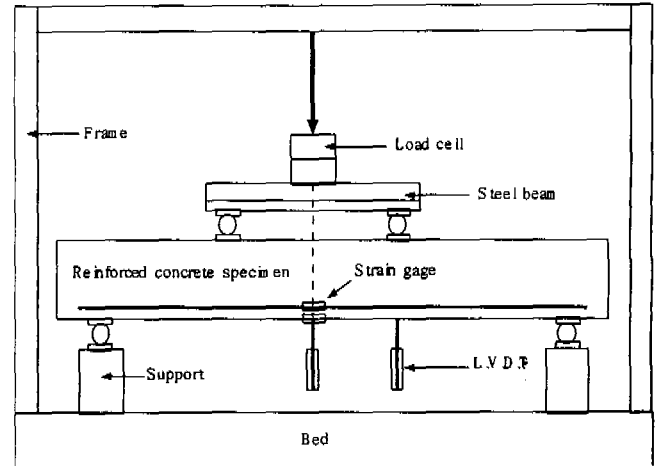


그림 4. 실험장치도

4. 실험결과 및 고찰

4.1 콘크리트의 역학적 특성

콘크리트는 실내에서 슬럼프 측정후, KS F 2405에 의하여 압축강도를 측정하였으며 KS F 2423의 방법에 따라 할렬인장강도를 실시하였다. 압축강도 및 할렬인장강도에 사용된 공시체는 100×200mm으로 5개씩 제작하여 그 평균값을 사용하였다. 또한, 휨강도 및 정탄성계수 및 포아손비 실험은 150×150×480mm의 각주형 공시체와 150×300mm의 공시체를 사용하여 KS F 2408 및 KS F 2438의 규정에 의하여 실시하였다. 콘크리트의 역학적 특성은 표 2와 같다.

표 2. 콘크리트의 역학적 특성

[Unit : kg/cm²]

| Division | 200 | 400 | 600 |
|----------------------|---------|---------|---------|
| Slump | 15.5 | 17.0 | 19.5 |
| Compressive Strength | 215 | 371 | 605 |
| Tensile Strength | 21 | 28 | 56 |
| Flexible Strength | 40 | 51 | 67 |
| Elastic Modulus | 202,457 | 294,845 | 340,304 |
| Poisson Ratio | 0.17 | 0.19 | 0.21 |

4.2 시험체의 형상에 따른 고찰

하중-처짐의 실험결과로부터 나타난 시험체 형상에 따른 거동을 분석한결과 A-Type의 시험체에서 인장철근비가 0.57%인 경우 균열이 발생하기전 까지

는 하중의 증가에 따라 처짐이 비례적으로 증가하는 선탄성 거동을 나타냈다.

균열의 발생 이후 하중의 증분에 비하여 처짐이 크게 증가함을 볼 수 있었으며 부재의 항복 이후 하중의 증가폭은 작게 나타났다. 시험체는 최대하중이 작용하는 시점까지 수행되었으며 처짐의 증가는 부재가 파괴될 때 까지 크게 나타나 부재의 연성능력이 상당히 확보된 것임을 알 수 있다.

B-Type의 시험체는 A-Type의 시험체에 비하여 초기균열이 발생될 때의 하중이 작을 뿐만 아니라 항복시의 하중도 작게 나타났으며, C-Type의 시험체는 더 낮은 하중에서 초기균열과 항복점을 나타내었고 하중-처짐 곡선의 양상도 처음부터 항복시까지 선형적인 거동을 보였다.

이것은 철근만의 인장시험으로부터 나타내어지는 하중-신장량의 관계와 유사한 것으로 생각되며 주로 철근이 인장력의 지배하에 부재의 내력이 평가되는 것으로 판단된다. 그림 5~그림 6은 콘크리트의 강도별 시험체의 형상에 따른 하중-처짐의 특성에 나타내었다.

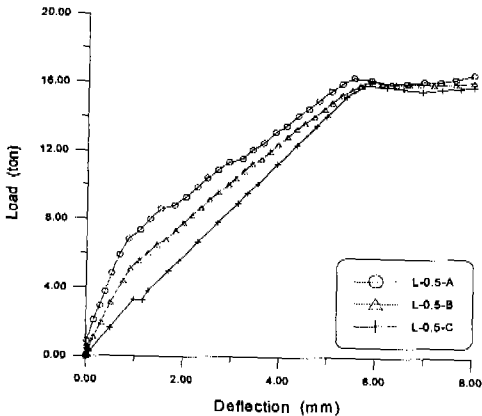


그림 5. 시험체 형상에 따른 하중-처짐 관계
 (Concrete Strength ; 200kg/cm², ρ=0.57%)

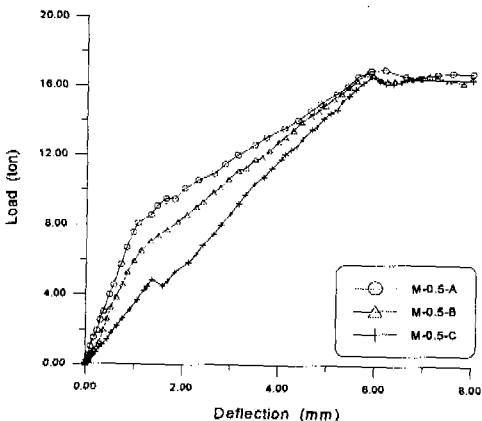


그림 6. 시험체 형상에 따른 하중-처짐 관계
 (Concrete Strength ; 400kg/cm², ρ=0.57%)

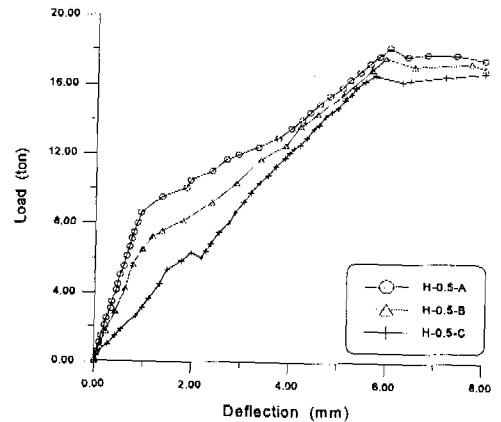


그림 7. 시험체 형상에 따른 하중-처짐 관계
 (Concrete Strength ; 600kg/cm², ρ=0.57%)

표 3. 변형에너지와 균열하중

[Unit : ton]

| Specimen | Load at Cracking (P _{cr}) | Load at Yielding (P _y) | Ultimate Load (P _{max}) | Strain Energy (ton · mm) | Percentage for Type-C (%) |
|----------|-------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------|
| L-0.5-A | 7.366 | 16.533 | 22.400 | 63.747 | 135 |
| L-0.5-B | 5.599 | 16.133 | 22.766 | 57.348 | 121 |
| L-0.5-C | 3.300 | 15.900 | 18.600 | 47.322 | 100 |
| L-1.5-A | 11.400 | 41.866 | 45.533 | 213.693 | - |
| L-2.5-A | 16.366 | 71.066 | 71.066 | 466.743 | - |
| M-0.5-A | 8.099 | 17.200 | 23.800 | 68.575 | 134 |
| M-0.5-B | 6.533 | 16.800 | 24.400 | 59.631 | 117 |
| M-0.5-C | 4.866 | 16.600 | 20.366 | 51.031 | 100 |
| M-1.5-A | 11.600 | 44.166 | 48.966 | 214.067 | - |
| M-2.5-A | 16.566 | 74.499 | 77.899 | 518.004 | - |
| H-0.5-A | 8.599 | 18.200 | 23.933 | 71.967 | 136 |
| H-0.5-B | 6.600 | 17.600 | 23.066 | 62.103 | 118 |
| H-0.5-C | 6.299 | 16.800 | 19.733 | 52.785 | 100 |
| H-1.5-A | 12.266 | 46.599 | 48.900 | 220.933 | - |
| H-2.5-A | 17.033 | 80.366 | 83.266 | 520.479 | - |

표 3은 각 시험체의 초기균열시와 항복시 및 극한 하중을 나타낸 것이며, 부재가 항복되는 시점까지를 기준으로하여 하중-처짐의 관계로부터 계산된 변형 에너지의 값을 나타낸 것이다. 콘크리트의 강도에 따라 C-Type의 시험체를 100%로 기준했을 때 변형 에너지의 평균값은 B-Type에서는 19%, A-Type에서는 35%정도 증가한 값을 나타냈다. 이것은 인장축의 콘크리트가 철근과 함께 응력을 부담할때와 축

근만이 인장응력을 받게될 때 부재의 항복시까지 대략 35%의 변형에너지 차이를 나타내는 것을 알 수 있다.

4.3 콘크리트 강도에 따른 고찰

철근비가 $\rho=0.57\%$ 인 Type-A시험체의 경우에는 콘크리트 강도의 변화에 따라 초기균열하중 및 부재의 항복하중에 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

Type-B는 하중이 작용하는 초기단계부터 균열이 발생하기 전까지는 선형적인 기울기의 처짐을 나타낸다. 대략 처짐이 6mm에서 부재가 항복되는 것을 볼 수 있으며 콘크리트의 강도에 따라 항복시의 하중 값이 다르게 나타난다. 200kg/cm²에서는 16.1톤이었으며 600kg/cm²에서는 약 17.6톤으로 1.5톤 정도의 차이를 보였다. 이것은 부재가 이미 균열이 발생된 것이라도 콘크리트의 강도가 부재의 항복강도에 영향을 나타내는 것으로 판단된다. 부재의 항복이후 최대하중까지는 하중의 증가폭이 작고 처짐은 계속적으로 증가하였으며 Type-A의 시험체에 비하여 현저히 큰 처짐을 나타내다가 파괴되었다.

그러나, Type -C의 시험체에서는 콘크리트의 강도에 따라 크게 차이가 나타나지 않았다. 초기균열이 발생할 때와 항복될 때에만 하중의 차이를 나타냈으며 항복시까지 거의 선형증가하는 형태를 나타냈다. 이것은 실제 부재가 파소철근보이기 때문에 부재가 항복될 때까지 철근의 인장응력 만큼 콘크리트는 압축력에 저항하는 것으로 판단된다. 철근의 인장응력보다 콘크리트의 강도가 더 작다면 부재는 압축과파의 양상을 나타냈을 것이다. 각 시험체의 하중-처짐의 관계로부터 계산된 변형에너지의 값으로 인장강성효과를 고찰했을 때 200kg/cm² 강도의 콘크리트를 기준하여 400kg/cm²에서 600kg/cm²으로 강도가 증가함에 따라 A-Type에서는 각각 8% 및 13%, Type-B에서는 4%와 8%, C-Type에서는 8%와 12%정도 증가함을 나타냈다. 철근비가 $\rho=1.52\%$ 인 A-Type의 시험체에서는 대체로 부재가 항복할 때까지 하중-처짐의 관계가 유사한 형태를 나타냈으며 콘크리트의 강도에 따라 항복시와 최대하중의 값이 차이를 나타냈다. 3개의 시험체 모두 처짐이 약 8.9mm를 전후하여 항복하였다. 철근비가 $\rho=2.57\%$ 인 200kg/cm² (0.796 ρ_b)의 경우에는 항복시까지 2차 포물선 형태의 하중-처짐 곡선을 나타내며 처짐이 약22mm에서 압축과파가 되었다. 이것은 최대철근비인 0.75 ρ_b 보다 다소 높은 철근비로서 철근이 항복하기전 콘크리트의 상부에서 지압되는 파괴형태를 나타냈다. 400kg

/cm²인 시험체와 600kg/cm²에서는 콘크리트 강도가 증가할수록 다소 급한 기울기를 나타내다가 처짐이 20 mm 정도에서 취성적인 거동을 보이며 파괴되었다.

4.4 철근비에 따른 고찰

철근비가 0.57%에서는 시험체의 Type에 따라 인장강성효과와 구분은 명확히 나타남을 볼 수 있다. 철근콘크리트 부재가 연성능력을 갖고 철근비가 낮을 경우 콘크리트의 인장강성 효과는 큰 것으로 판단된다. 철근비가 0.57%에서의 연성지수는 평균 14.7 정도로 나타났으며 높은 연성능력이 확보됨을 보였다.

철근비가 1.52%에서는 하중-처짐 곡선의 기울기를 초기에서 항복시까지 철근만의 거동으로 가정하여 선형적으로 증가한다고 가정 할 때 인장강성효과는 철근비가 0.57%인 경우에 비하여 현저히 작게 나타났다. 연성지수도 철근비가 0.57%인 경우와 비교하여 200kg/cm²일 때 3.4이며 600kg/cm² 일 때 약 4.4을 나타냄으로서 최소철근비에서 약1.0%의 철근비가 증가함에 따라 10.0정도의 연성지수가 감소함을 알 수 있었다. 철근비가 2.57%인 부재의 하중-처짐관계의 양상을 고찰할 때 콘크리트의 강도가 400kg/cm²과 600kg/cm² 일 때는 부재가 항복할때까지 거의 선탄성 거동의 형태를 나타냈으며, 200kg/cm²의 강도에서는 비선형 거동의 형태를 보이고 있다. 즉 동일한 철근비에서 콘크리트 강도의 영향이 부재의 거동에 영향을 미치고 있는 것으로 나타났고, 연성지수도 1.0~1.9의 범위로 연성능력차이가 현저히 감소됨을 나타냈다. 콘크리트의 인장강성이 철근콘크리트 보의 거동에 미치는 영향은 철근비가 낮은 연성부재일수록 큰 것으로 나타났으며 철근비가 증가하고 부재의 연성확보가 감소할수록 이에 대한 영향이 감소하는 것을 알 수 있었다.

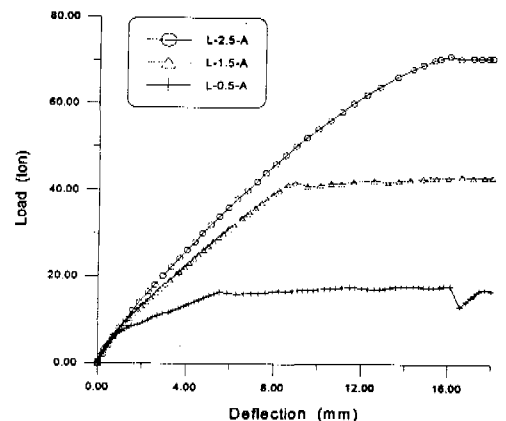


그림 8. 철근비의 영향에 따른 하중-처짐 관계

(Concrete: 200kg/cm², Type-A)

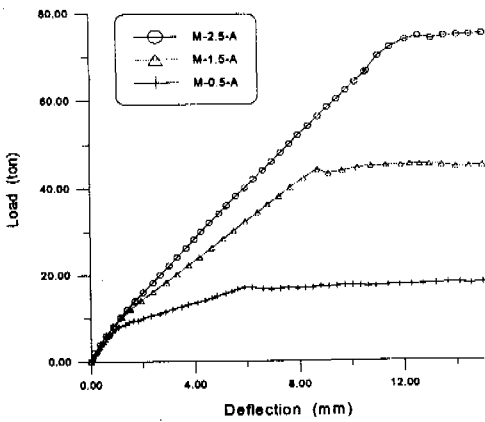


그림 9. 철근비의 영향에 따른 하중-처짐 관계
(Concrete: 400kg/cm², Type-A)

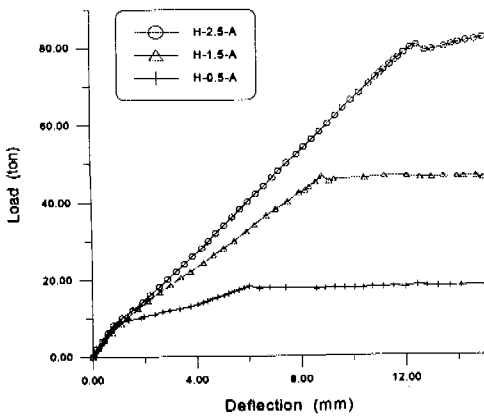


그림 10. 철근비의 영향에 따른 하중-처짐 관계
(Concrete: 600kg/cm², Type-A)

5. 구조 해석

5.1 해석모델

철근콘크리트 보의 재료적인 비선형을 고려하여 평면응력으로 이상화시켜 유한요소 해석을 수행하였으며 두께의 방향에 대해서는 보의 폭과 철근의 단면적을 고려하여 모델링 하였다.

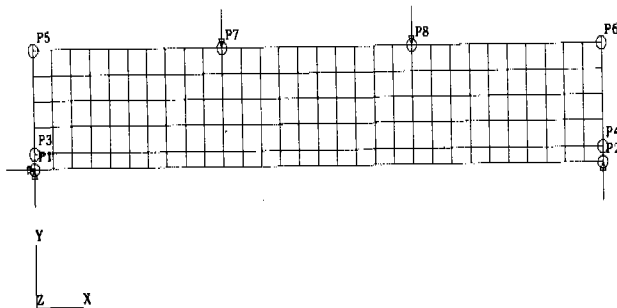


그림 11. 철근 콘크리트 보의 유한요소 형상

해석에 사용된 프로그램은 범용 구조해석 프로그램인 FEA사의 LUSAS를 사용하였다. 모델링에서 사용된 요소는 LUSAS에서 제공하는 평면 연속체요소인 철근의 BAR3 요소와 콘크리트의 QPM8 요소를 사용하였으며, 각각 3개의 절점과 8개의 절점을 포함하고 자유도는 2개(u, v)이다. 그림 11은 철근 콘크리트 보의 모델링을 나타낸 것으로 점 P3와 P4를 연결한 선이 철근이 고려된 요소이다. 경계조건은 P1에서 힌지로 하였고 점 P2에서는 롤러로 하여 실험에서의 조건을 반영하였다. 이와 같이 유한요소 프로그램을 이용한 철근콘크리트 보의 중앙에서의 최대 처짐과 최대 주응력, 균열의 형상을 알아보기 위해 콘크리트의 강도와 철근비의 변수에 대하여 Type-A의 9개의 시험체를 대상으로 유한요소해석을 실시하였으며, 처짐과 균열에 대해서 실험결과와 비교 고찰하였다.

5.2 최대 처짐과 실험결과

그림 12 ~ 그림 13은 콘크리트 강도가 200kg/cm²인 경우 철근비의 변화에 따른 하중-처짐 관계를 실험결과와 비교한 것이다. 그림 12에서 해석결과는 부재가 탄성거동의 영역에서는 비교적 실험결과와 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 처짐이 약 0.9mm 정도 발생한 이후부터 부재의 항복시까지는 다소 차이를 보였다. 이것은 실험에서 보여지는 철근과 콘크리트의 연화현상이나 부착과 미끄러짐의 현상이 유한요소 해석에서는 정확하게 나타내어지지 못한 것에 기인한 것으로 판단된다. 그림 13에서는 철근비가 1.52 %인 경우로 해석결과와 실험결과가 비교적 일치하는 경향을 나타내고 있다.

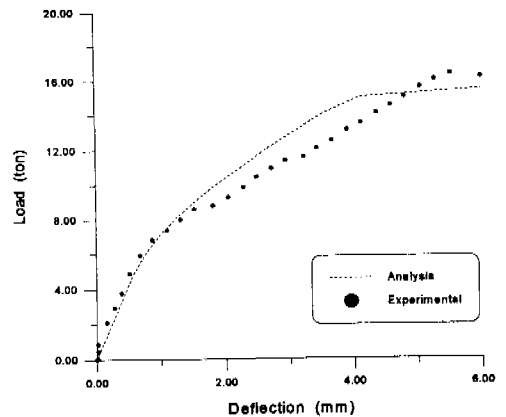


그림 12. 실험결과와 해석결과의 비교

(Concrete Strength ; 200kg/cm² ρ=0.57%, Type-A)

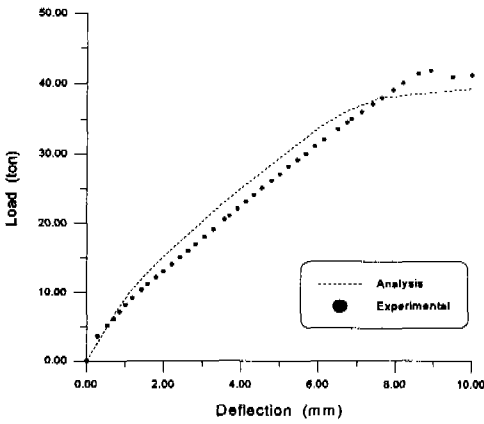


그림 13. 실험결과와 해석결과와의 비교

(Concrete Strength ; 200kg/cm² ρ=1.52%, Type-A)

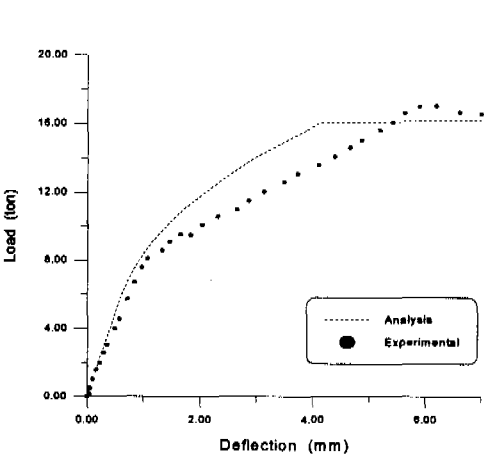


그림 14. 실험결과와 해석결과와의 비교

(Concrete Strength ; 400kg/cm² ρ=0.57%, Type-A)

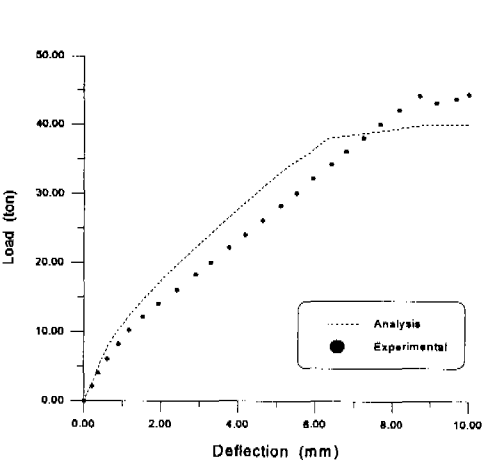


그림 15. 실험결과와 해석결과와의 비교

(Concrete Strength ; 400kg/cm² ρ=1.52%, Type-A)

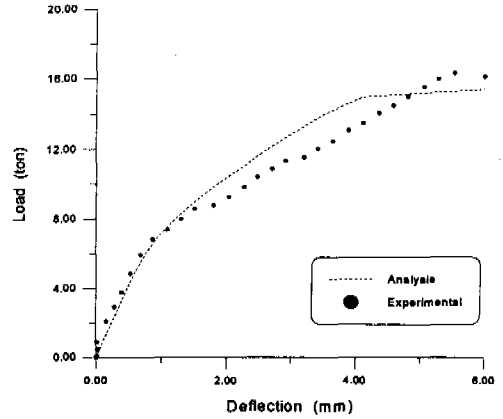


그림 16. 실험결과와 해석결과와의 비교

(Concrete Strength ; 600kg/cm² ρ=0.57%, Type-A)

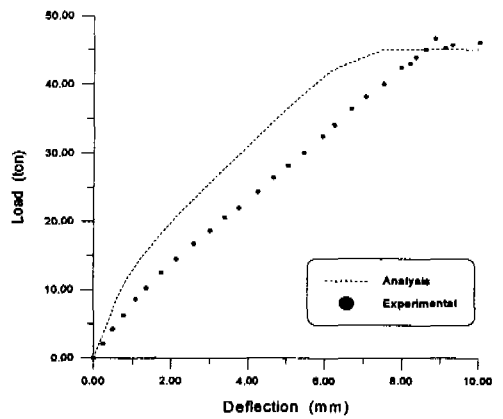


그림 17. 실험결과와 해석결과와의 비교

(Concrete Strength ; 600kg/cm² ρ=1.52%, Type-A)

그림 14와 그림 15는 콘크리트의 강도가 400kg/cm² 인 경우의 해석결과와 실험결과를 나타낸 것으로서 철근비가 0.57%인 경우 균열발생 이후의 거동은 해석결과와 강성이 다소 크게 나타났으며, 철근비가 1.52%에서는 비교적 전반적인 경향이 잘 일치하고 있다.

5.3 균열해석과 실험결과

실험결과로부터 나타난 철근콘크리트 보의 균열형상은 200kg/cm²의 철근비 0.57%인 A-Type 시험체 경우 휨균열이 주로 발생하는 것으로 관찰되었으며, 항복 이후 최대하중까지의 범위에서는 인장철근의 방향에 수평한 활렬균열이 발생되었고 휨균열외에 전단균열은 발생하지 않았다.

콘크리트의 강도가 400kg/cm² 및 600kg/cm²의 경우에

서도 이 균열의 양상은 거의 유사하게 관찰되었다. 철근비가 1.52%인 경우에는 200kg/cm² 강도의 경우 휨균열이 다수 발생되었다. 전단구간에는 전단균열과 휨전단균열이 발생하였으며, 400kg/cm² 강도의 경우 휨균열과 함께 전단구간에 휨전단균열이 발생하였고, 600kg/cm² 강도에서는 휨구간에서 보의 축방향에 수직으로 발생하는 휨균열과 전단구간의 사인장 균열 양상도 나타났다.

철근비가 2.57%인 200kg/cm²의 시험체에서 휨균열은 중립축까지 전진되다가 전단응력에 의한 사인장 균열의 지배로 콘크리트 압축상단이 파괴되는 양상을 나타내었다. 철근의 인장강도에 비해 콘크리트의 압축강도가 부담하는 응력이 작아 콘크리트의 압축상단이 압괴되면서 파괴되는 형태를 나타냈다. 400kg/cm²에서도 균열의 양상은 유사하게 나타났으며 600kg/cm²의 경우 부재의 중앙 압축상단 콘크리트가 파괴되는 형태를 보였다.

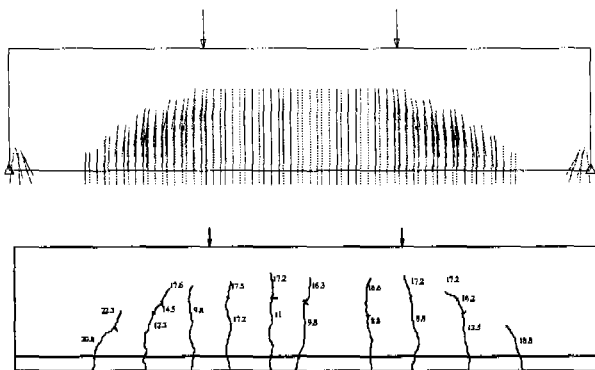


그림 18. 실험결과와 해석결과의 균열형상
 (Concrete Strength ; 200kg/cm², ρ=0.57%, Type-A)

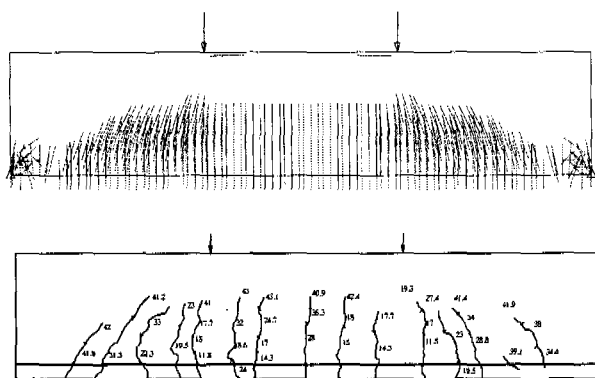


그림 19. 실험결과와 해석결과의 균열형상
 (Concrete Strength ; 200kg/cm², ρ=1.52%, Type-A)

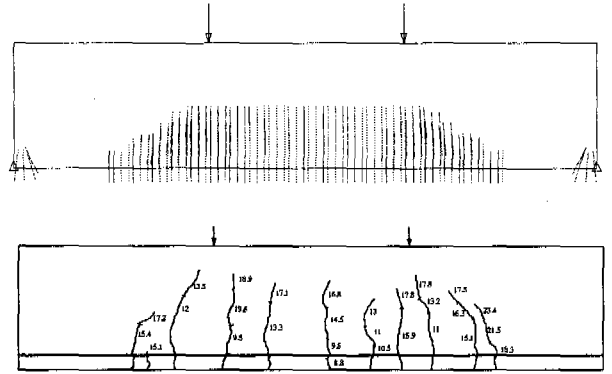


그림 20. 실험결과와 해석결과의 균열형상
 (Concrete Strength ; 400kg/cm², ρ=0.57%, Type-A)

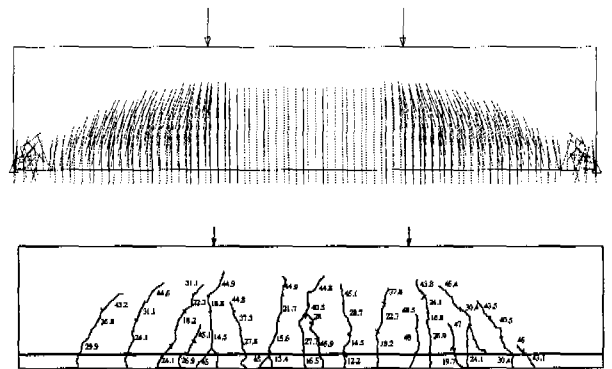


그림 21. 실험결과와 해석결과의 균열형상
 (Concrete Strength ; 400kg/cm², ρ=1.52%, Type-A)

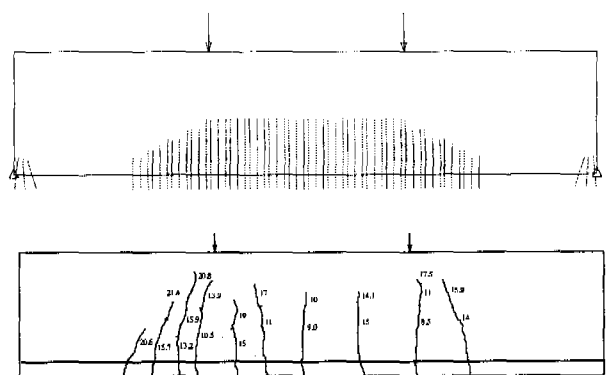


그림 22. 실험결과와 해석결과의 균열형상
 (Concrete Strength ; 600kg/cm², ρ=0.57%, Type-A)

참 고 문 헌

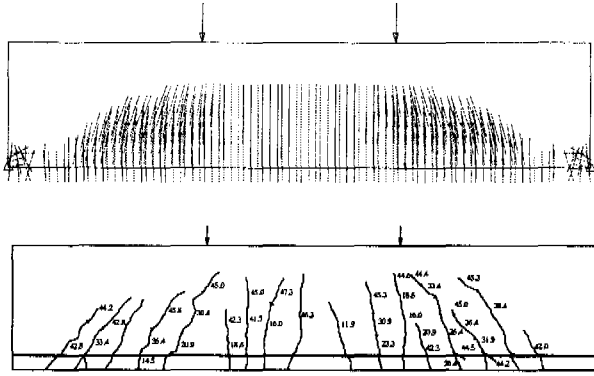


그림 23. 실험결과와 해석결과의 균열형상
(Concrete Strength : 600kg/cm², ρ=1.52%, Type-A)

6. 결 론

콘크리트의 인장강성이 철근콘크리트 보의 거동에 미치는 영향을 고찰하고 이에 대한 영향을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 철근콘크리트 보에서 인장강성은 균열이 발생되어도 부재의 항복시까지 유효하게 존재하며 이에 대한 영향을 고려하였을 때와 무시하였을 때 철근비가 0.57%인 시험체에서 약 35%의 변형에너지 차이를 나타냈다.
2. 200kg/cm² 강도의 콘크리트를 기준하여 변형에너지를 상대 비교할 때 400kg/cm² 및 600kg/cm²로 강도가 증가함에 따라 Type-A 시험체에서 8% 및 13% 정도 증가함을 나타내 콘크리트 강도에 따른 인장강성의 영향이 크게 작용하는 것을 알 수 있었다.
3. 콘크리트 인장강성의 영향은 최소 철근비에 근접하고 부재가 연성능력을 확보할 경우 이에 대한 영향이 크게 나타났다.
4. 유한요소 해석결과 하중-처짐의 특성은 처짐비가 작을수록 실험결과에 근접하였으며, 균열해석 결과 하중 작용에 따라 발생하는 균열의 예측이 가능할 것으로 판단된다.

- [1] 정현수, *고강도 철근콘크리트 구조*, 태림문화사, 1994.
- [2] 홍창우, 이봉학, 윤경구, 박제선, "철근콘크리트 인장부재의 인장강성 및 파괴거동에 관한 연구", *한국콘크리트학회 학술발표회 논문집*, 제10권 1호, pp.737-742, 1998.
- [3] Tae-Song Ahn., "Tension Stiffening in Reinforced Concrete Membranes", Ph. D. Thesis, Missouri-Columbia University, pp.5~41, 1995.
- [4] Beeby, A. W., "A study of Cracking in Reinforced Concrete Members Subjected to Pure Tension", *Cement and Concrete Association Technical* 42.468, pp.28, June 1972.
- [5] Guo, Z. H., and Ahang, Z. Q., "Investigation of Complete Stress-Deformation Curves for Concrete in Tension", *ACI Material J*, pp.279-285, Jul.-Aug. 1987.
- [6] Chan, H. C., Cheung, Y. K., and Huang, Y. P., "Crack Analysis of Reinforced Concrete Tension Members", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 8, pp.2118~2132, August 1992.
- [7] Abrishami, H. H., and Mitchell, D., "Influence of Steel Fiber on Tension Stiffening", *ACI Structural Journal*, V.94, No.6, pp.769~776, November-December 1997.
- [8] Massicotte, B., Elwi, A. E., and MacGregor, J. G., "Tension Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 3039-3058, Nov. 1990.
- [9] Russo, G., and Romano, F., "Cracking Response of RC Members Subjected to Uniaxial Tension", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, pp.1172-1190, 1992.
- [10] Wu, Z., Yoshikawa, H., and Tanabe, T., "Tension Stiffness Model for Cracked Reinforced Concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 3, pp.715-732, March 1991.