

AFRP rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 전단강도

Shear Strength of Concrete Deep Beam Reinforced AFRP rebar

이영학¹⁾ · 김민숙²⁾ · 조장세³⁾ · 김희철⁴⁾

Lee, Young-Hak · Kim, Min-Sook · Cho, Jang-Se · Kim, Hee-Cheul

국문 요약 >> 본 연구는 아라미드 섬유 보강 폴리머(Aramid Fiber Reinforced Polymers, 이하 AFRP)rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 전단강도를 평가하기 위하여 전단경간비, 보강비, 유효깊이, 주근을 변수로 총 8본의 시험체에 대한 전단 실험을 수행하였다. ACI 318-08의 스트럿-타이 모델(이하 STM)을 이용한 전단강도와 아치작용을 고려한 제안식에 의한 전단강도를 비교·평가하였으며, 그 결과 AFRP rebar로 보강한 경우, Steel rebar로 보강한 경우보다 전단강도가 증가하는 것으로 나타났다. 전단강도 산정에 있어 ACI 318-08 STM을 이용한 해석이 상대적으로 정확했으며, 실험결과를 토대로 스트럿의 크기효과를 고려한 유효압축강도 산정 모델을 제안하였다. 이를 본 실험에 적용시킨 결과 기존 기준 및 제안식을 이용한 전단강도 산정방법보다 합리적인 결과를 얻을 수 있었다.

주요어 AFRP 보강근, 깊은보, 전단강도, 스트럿-타이 모델, 콘크리트 스트럿의 유효압축강도

ABSTRACT >> This study carried out a shear experiment on concrete deep beam reinforced AFRP to investigate the shear strength of deep beam. The test was conducted on 8 specimens, and the variables were shear span ratio, reinforcement ratio, effective depth, and rebar type. We compared shear strength using ACI 318-08 STM with proposed equations that considered arching action according to shear span ratio. As a result, it was found that shear strength of deep beam reinforced AFRP rebar presented higher shear strength than steel rebar. ACI STM's predictions are more accurate than other predicting equations, and thus this research proposed model versus effective compressive strength of the concrete strut that considered strut size effect based on test results. The predictions obtained using the proposed model are in better agreement than previous equations and codes.

Key words AFRP rebar, Deep beam, Shear strength, Strut-tie model, Effective compressive strength of the concrete strut

1. 서론

보강재로써 부식에 취약점을 가진 철근의 대체 재료로 비부식성과 경량, 비자기성, 고강도의 재료적 성질을 가진 Fiber Reinforced Polymers(이하 FRP)가 주목을 받고 있다. FRP rebar로 보강된 콘크리트보는 자중의 감소와 강도 증가, 사용연도증가를 통해 부재의 효율적인 사용을 가능하게 하는 장점을 가지고 있다.

전단보강을 하지 않은 콘크리트보는 사인장균열 발생으

로 인하여 취성적인 파괴를 보이며, 여기에 인장력 재하 시 뚜렷한 항복점 없이 갑작스런 파단을 일으키는 FRP rebar를 보강재로 사용할 경우 안전성 측면과 추후 구조설계의 적용에 있어 불합리한 단면설계를 유발할 수 있다. 이에 FRP rebar로 보강된 콘크리트보의 전단거동 및 전단 강도 대한 연구가 필요하다고 판단된다.

전단경간비가 2.5이상인 일반적인 보의 경우 전단 보강 없이 FRP rebar로 보강된 보의 전단강도에 대한 연구는 활발히 진행되어 왔으며 전단력 산정에 관련된 식 또한 비교적 합리적인 값을 도출하는데 이르렀다⁽¹⁻⁶⁾. 그러나 FRP rebar로 보강된 깊은보의 전단의 대한 연구는 전무후무하며, 또한 그에 대한 구조설계기준 조차 마련되지 않은 실정이다. 전단 경간비 2.5이상의 보는 일반적인 보 이론의 적용이 가능하나 전단 경간비 2.5이하에 해당되는 깊은보에서는 하중점과 반력점 사이에 직접적인 압축대가 형성되기 때문에 전단경간비가 2.5이상인 보와 비교할 경우 상대적으로 전단력

¹⁾ 정희원·경희대학교 건축공학과 조교수

²⁾ 정희원·경희대학교 건축공학과 대학원 박사과정
(교신저자: kimminsook@khu.ac.kr)

³⁾ 경희대학교 건축공학과 대학원 석사과정

⁴⁾ 정희원·경희대학교 건축공학과 교수

본 논문에 대한 토의를 2010년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 8. 18 / 수정일 : 2009. 9. 30 / 게재확정일 : 2009. 10. 6)

이 증가하며 파괴모드 또한 상이하다. 또한 부재 전체가 국부적인 응력집중현상이 일어나는 D영역에 속하기 때문에 기존의 전단강도 평가방법을 통한 해석이 부적절하다. 따라서 본 연구에서는 FRP의 한 종류인 AFRP rebar로 보강된 깊은보의 거동에 대한 분석과 기존 기준 및 제안식들의 적합성을 판단하여 새로운 모델을 수립하는 것을 목표로 하였다. 이를 위해 부재의 전단력에 영향을 미치는 요소들인 전단경간비, 보강비, 유효깊이, 주근의 종류를 변수로 두어 ACI 318-08 STM⁽⁷⁾을 통한 해석의 적합성 및 기존 일반보의 전단력 산정식 중 전단경간비가 고려된 식에 대한 적합성 평가와 더불어 파괴 거동에 대한 평가를 하였다.

2. 실험

2.1 콘크리트

시험체 제작에 사용된 콘크리트의 설계 강도는 27MPa이며 KS F 2405의 기준에 따라 압축강도를 측정하였다. 그 결과, 평균 26.1MPa로 나타났다. 배합비는 표 1에 나타내었다.

〈표 1〉 Concrete Mix Proportions

| Component/Information | Value |
|---------------------------|------------------------|
| Compressive Strength | 27 MPa |
| Water to Binder Ratio | 44.9 % |
| Sand to Aggregate Ratio | 46.4 % |
| Water Content | 161 kg/m ³ |
| Cement Content | 341 kg/m ³ |
| Coarse Aggregate Content | 924 kg/m ³ |
| Coarse Aggregate Size | 25 mm |
| Fine Aggregate Content | 841 kg/m ³ |
| Fly Ash Content | 38 kg/m ³ |
| AE Water Reducer Contents | 1.90 kg/m ³ |
| Weight of Destiny | 2305 kg/m ³ |
| Slump | 120 mm |

〈표 4〉 Characteristics of Specimens

| Specimens | Parameters | f_{ck} (MPa) | b (mm) | d (mm) | a/d | f_{fu}/f_y (MPa) | E_f (MPa) | Reinforcement Ratio(%) | | |
|-----------|------------------------|-------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------|----------------|------------------------|----------|--------------|
| | | | | | | | | ρ | ρ_b | ρ_{min} |
| A3D9M-1.4 | a/d | 26.1 | 200 | 250 | 1.4 | 1826.9 | 80697 | 0.38 | 0.12 | 0.12 |
| A3D9M-1.7 | $a/d, \rho$ | 26.1 | 200 | 250 | 1.7 | 1826.9 | 80697 | 0.38 | | |
| A3D9M-2.1 | a/d | 26.1 | 200 | 250 | 2.1 | 1826.9 | 80697 | 0.38 | | |
| A4D9M-1.7 | ρ, d | 26.1 | 200 | 250 | 1.7 | 1826.9 | 80697 | 0.51 | | |
| A5D9M-1.7 | $\rho, E, f_{fu}(f_y)$ | 26.1 | 200 | 250 | 1.7 | 1826.9 | 80697 | 0.64 | | |
| A3D9S-1.7 | d | 26.1 | 200 | 190 | 1.7 | 1826.9 | 80697 | 0.50 | | |
| A5D9L-1.7 | d | 26.1 | 200 | 310 | 1.7 | 1826.9 | 80697 | 0.51 | | |
| S4D10-1.7 | $E, f_{fu}(f_y)$ | 26.1 | 200 | 250 | 1.7 | 400 | 200000 | 0.63 | 2.87 | 0.32 |

2.2 보강근

시험체 제작 시 Rebar는 지름 9mm의 AFRP와 지름 10mm의 이형 철근을 사용하였다. 각각의 물성치는 제조사에서 제시하는 값을 사용하였으며 표 2에 나타내었다.

2.3 시험체

본 연구는 AFRP rebar로 보강된 시험체 7본과 Steel rebar로 보강된 시험체 1본을 제작하여 총 8본의 시험체에 대한 실험을 수행하였다. 시험체 표기방법은 표 3과 같으며 시험체의 총 길이는 2000mm, 순경간은 1500mm이다. 뽑힘 및 미끄럼에 의한 파괴를 방지하기 위하여 반력지점에서 양단으로 210mm의 정착길이를 두었으며 피복두께는 40mm로 하였다. 폭은 200mm로 일정하며 유효깊이(190mm, 250mm, 310mm)와 전단경간비(1.4, 1.7, 2.1), 보강비(0.38%, 0.51%, 0.64%)를 각각 3종류로 구분하여 시험체를 제작하였다. 모든 시험체는 휨파괴를 방지하고 전단파괴를 유도하기 위하여 전단보강근을 설치하지 않았으며, FRP판단에 의한 취성파괴를 방지하기 위해 ACI 440.1R-06⁽⁸⁾에 따라 균형보강

〈표 2〉 Properties of Rebars

| | Diameter (mm) | Area (mm ²) | Tensile Strength(MPa) | Modulus of Elasticity(MPa) |
|-------|------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| Steel | 10 | 78.54 | 400 | 200000 |
| AFRP | 9 | 63.62 | 1826.9 | 80697 |

〈표 3〉 Specimens Notation

| A3D9M-1.7 | |
|-----------|---|
| A | Rebar Type (A-AFRP, S-Steel) |
| 3 | A Number of Rebar (3EA, 4EA, 5EA) |
| D9 | Diameter of Rebar (9mm, 10mm) |
| M | Effective Depth (S-190mm, M-250mm, L-310mm) |
| 1.7 | Shear Span Ratio (1.4, 1.7, 2.1) |

비 이상으로 보강하였다. 주근의 갯수에 따라 1단 및 2단 배근을 실시하였으며 표 4에 시험체 일람을 나타내었다.

2.4 실험방법

시험체는 단순지지 상태에서 최대용량 1000kN의 정적 가력기를 사용하여 평균 15kN/min의 속도로 하중을 재하였다. 가력은 중앙부에 2점 가력형태로 실시하였고, 전단경간비에 따라 가력거리를 조절하여 실험을 수행하였다. 정적 가력기 하부에 로드셀을 부착하여 하중을 측정하였고, 시험체 중앙 하부에 LVDT를 설치하여 수직 변위를 측정하였다. 콘크리트와 FRP의 변형률은 시험체의 중앙 상부와 하부에 각각 Strain Gage를 부착하여 측정하였으며, UCAM-500A를 사용하여 데이터를 수집하였다. 이와 관련된 사항은 그림 1에 도식화하여 나타내었다.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 하중-변형률 결과 및 분석

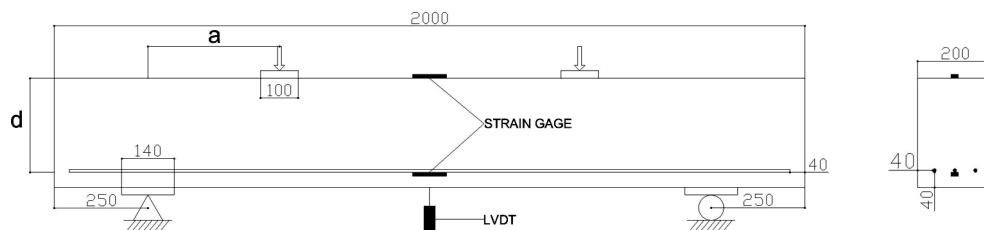
모든 시험체에 대한 변형률은 표 5에 나타내었고 전단경간비가 변수인 시험체 3본에 대한 변형률은 그림 2에 나타내었다. 표 5에서 모든 시험체의 콘크리트 변형률은 $-3000 \mu\epsilon$ 이하로 나타났다. 이는 휨파괴가 일어나지 않았음을 의미하며 동시에 콘크리트의 최대변형률에 도달하기 전에 전단파괴 되었음을 나타낸다. 그림 2의 시험체는 FRP의 변형

률이 $8000 \mu\epsilon$ 이상이며 최대하중 이후 급격하게 하중이 감소하는 것을 알 수 있다. AFRP rebar로 보강된 깊은보의 변형은 일반보와 유사한 형태로 나타난다. 초기균열이 일어나기 전까지는 미소의 변형률을 나타내며, 작용하중증가에 따라 균열이 진전 될수록 변형률이 현저히 증가됨을 알 수 있다.

3.2 파괴형상에 대한 결과 및 분석

일반적으로 전단경간비가 2.5이하이며 Steel rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 파괴양상은 전단압축파괴이다. 전단경간비가 2.5이상인 일반적인 보는 사인장균열로 인하여 파괴되지만 깊은보의 경우에는 사인장균열에 의한 분리와 동시에 가력지점과 반력지점의 직접적인 압축대에서 생성되는 강한 압축력이 가력지점부근의 파쇄를 유발한다.

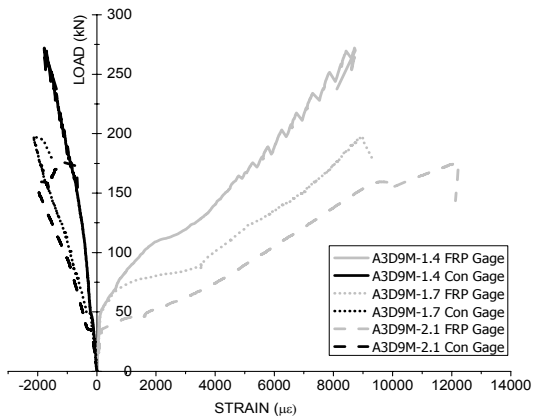
모든 시험체에서 전단압축파괴가 일어났다. 그림 3은 A5D9L-1.7 시험체의 파괴양상이다. 초기균열은 보 중앙부근, 즉 순수 휨 구간에서 수직으로 발생하는 휨균열이다. 최대하중에 도달하여도 이 균열은 수직으로만 확산된다. 초기균열 발생 후 전단경간에서도 이와 같은 균열이 발생되나 이 균열은 작용 하중이 증가할수록 가력지점을 향하여 진전되는 경향이 있다. 이는 초기에 휨에 의하여 지배적이었던 단면이 수직인 휨균열의 발생 후 전단지배적으로 바뀌면서 균열양상 역시 사인장균열로 바뀌기 때문이라 판단된다. 작용하중이 증가할수록 전단경간에서 발생한 휨전단균열과 사인장균열은 반력지점 부근의 균열과 연결된다. 이러한 양상은 사인



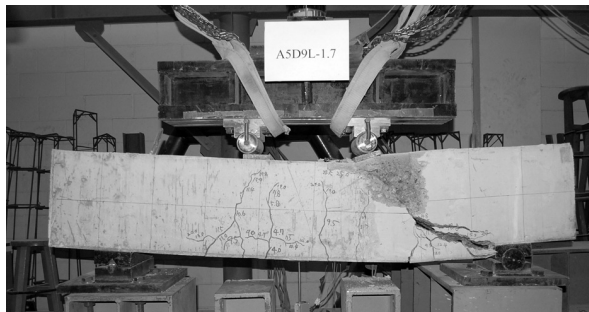
〈그림 1〉 Specimens Dimensions

〈표 5〉 Test Results

| Specimens | Experiment | | | Maximum Strain, $\mu\epsilon$ | | Failure Mode |
|-----------|------------|----------|---------------|-------------------------------|----------|---------------------------|
| | P (kN) | V (kN) | α (mm) | Rebar | Concrete | |
| A3D9M-1.4 | 272.09 | 136.05 | 18.20 | 8744 | -1771 | Shear Compression Failure |
| A3D9M-1.7 | 197.95 | 98.98 | 22.74 | 8960 | -2121 | Shear Compression Failure |
| A3D9M-2.1 | 176.00 | 88.00 | 34.50 | 12226 | -1124 | Shear Compression Failure |
| A4D9M-1.7 | 241.99 | 121.00 | 26.80 | 6588 | -2188 | Shear Compression Failure |
| A5D9M-1.7 | 267.94 | 133.97 | 15.86 | 6350 | -1747 | Shear Compression Failure |
| A3D9S-1.7 | 219.15 | 109.58 | 28.28 | 9782 | -2418 | Shear Compression Failure |
| A5D9L-1.7 | 268.53 | 134.27 | 16.70 | 8099 | -2642 | Shear Compression Failure |
| S4D10-1.7 | 202.99 | 101.50 | 10.32 | 36614 | -2420 | Shear Compression Failure |



〈그림 2〉 Load-Strain Curve (a/d)



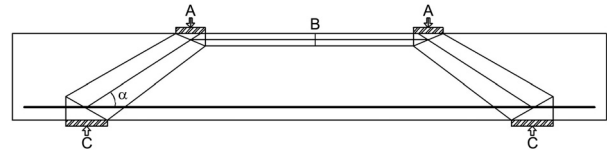
〈그림 3〉 A5D9L-1.7 Failure Mode

장균열에 의한 파괴와 유사하다고 보여지나 가력지점으로 향하던 균열이 연장되어 시험체가 인장력에 의해 분리되는 사인장파괴 양상과는 다른 특성을 나타낸다. 국부적인 응력 집중이 생기는 가력지점부근의 콘크리트 압축대는 균열이 이미 진전된 후 하중집중 현상에 의하여 상대적으로 더 큰 하중을 받게 되고 이는 콘크리트 압축대의 파쇄를 발생시킨다. 가력지점부근의 파쇄는 이미 생성된 횡단균열, 사인장균열과 이어져 전단압축파괴로 이어진다.

3.3 하중-처짐 결과 및 분석

하중-처짐의 결과는 표 5에 나타냈고 분석을 위하여 STM을 이용하였다. STM의 주요부재는 그림 4와 표 6에 나타내었다.

전단경간비에 따른 최대 하중은 그림 5에 나타난 것과 같이 전단경간비가 작을수록 증가하였으며, 같은 하중에서 처짐은 감소하는 경향을 보였다. 이러한 경향은 전단경간비가 작아질수록 증가하는 경사 스트럿과 수평 타이의 각도에 기인한 결과라고 볼수있다. 각의 증가는 부재 전체에 작용하는 하중에 대해 경사 스트럿에 작용하는 하중의 비율을 감소시킨다. 즉 같은 단면력을 가질 경우 부재에 작용할 수 있는 최대하중이 감소함을 의미한다. 하지만 각의 증가는 스



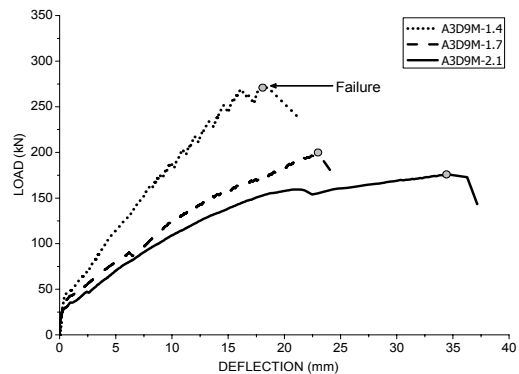
〈그림 4〉 Strut-Tie Model

〈표 6〉 Truss Dimension Using Strut-Tie Model

| Specimens | Degree (°) | Truss Height (mm) | Strut AC Width** (mm) | Strut AB Width (mm) |
|-----------|------------|-------------------|-----------------------|---------------------|
| A3D9M-1.4 | 33.2 | 229.0 | 90.0 | 42.1 |
| A3D9M-1.7 | 28.3 | 229.0 | 84.5 | 42.1 |
| A3D9M-2.1 | 23.6* | 229.0 | 78.6 | 42.1 |
| A4D9M-1.7 | 28.0 | 226.1 | 89.2 | 47.8 |
| A5D9M-1.7 | 27.8 | 223.7 | 93.2 | 52.6 |
| A3D9S-1.7 | 27.9 | 171.9 | 78.7 | 36.1 |
| A5D9L-1.7 | 28.0 | 280.3 | 99.4 | 59.5 |
| S4D10-1.7 | 29.0 | 235.8 | 73.4 | 28.4 |

* : ACI 318-08에서는 25°이상을 적용할 것을 권유하고 있으나 본 실험에서는 그 이하인 값도 사용하였다.

** : 스트럿의 최소폭으로 두었다.

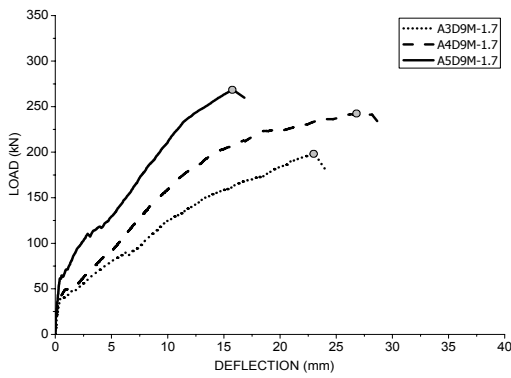


〈그림 5〉 Load-Deflection Curve (a/d)

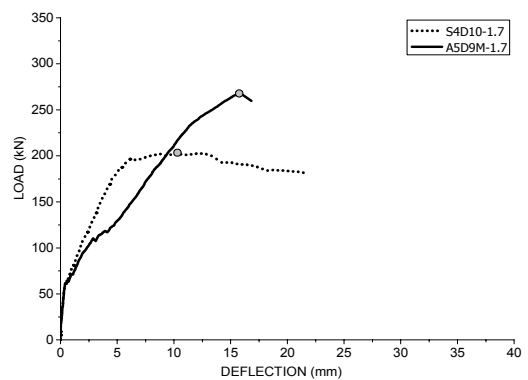
트럿의 폭 또한 넓혀준다. 경사 스트럿 폭의 증가는 단면력을 상승시키고 이는 곧 최대 하중의 증가로 이어진다. 결과적으로, 전단경간비가 작아지는 경우 스트럿에 작용하는 하중의 비율의 감소효과 보다 스트럿 폭의 증가로 인한 단면력 상승효과에 기인함을 알 수 있다.

그리고 같은 하중에서 전단경간비가 감소할수록 처짐이 작게 측정되는 결과 또한 아치작용에 의하여 지지되는 깊은 보에 있어, 경사 스트럿 폭의 증가는 실질적으로 보를 지탱하는 스트럿의 강성 증가의 효과를 가져 오기 때문인 것으로 판단된다.

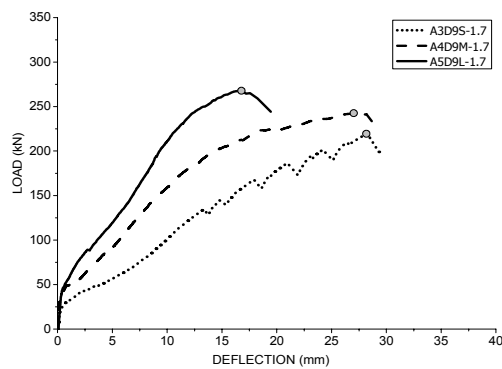
보강비를 변수로 한 시험체의 결과는 그림 6에 나타내었다. 보강비가 증가할수록 최대하중이 증가하고, 같은 하중에서 처짐이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 보강비가 증가할수록 경사 스트럿과 수평 타이의 각도, 트러스의 높이가



〈그림 6〉 Load-Deflection Curve (ρ)



〈그림 8〉 Load-Deflection Curve (rebar)



〈그림 7〉 Load-Deflection Curve (d)

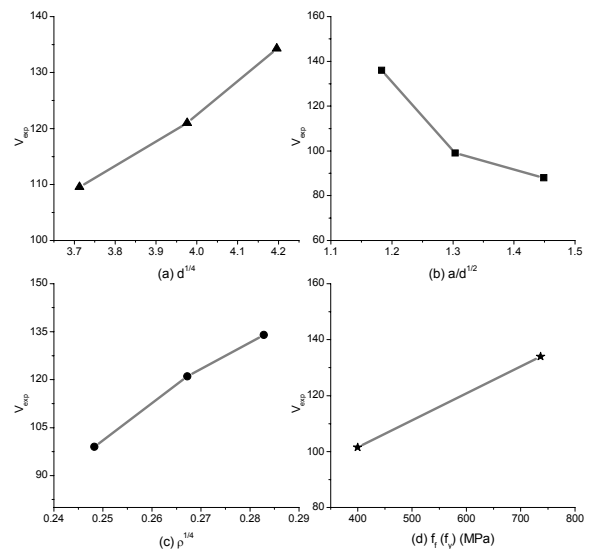
각각 감소하여 가력지점과 반력지점의 직접적인 압축력이 증가한다. 그에 따라 스트럿의 하중 전달 비율이 증가하며, 또한 콘크리트 수평 압축대에 해당하는 수평 스트럿의 폭의 증가와 동시에 경사 스트럿 폭의 증가로 인한 단면력 증가로 최대하중이 증가하는 것으로 사료된다. 보강비가 증가할수록 처짐이 작게 나타나는 것은 보강비에 따른 축강성 증가와 더불어 장부작용의 증가에 기인한 결과라고 판단된다.

유효깊이를 변수로 한 시험체의 결과는 그림 7에 나타내었다. 유효깊이를 제외한 나머지 변수가 같은 상태에서 순수하게 유효깊이만 증가하기 때문에 이는 상대적으로 보강량의 증가와 함께 콘크리트 압축대의 폭을 증가시키게 된다. 이러한 경향은 경사 스트럿의 단면력을 상승시켜 최대하중의 증가 및 처짐의 감소로 이어진다.

보강근의 종류에 따른 최대하중 그림 8과 표 7에 나타내었다. 그 결과 상대적으로 인장강도가 큰 AFRP rebar로 보강된 시험체가 Steel rebar로 보강된 시험체 보다 최대하중이 높게 측정되었다. AFRP rebar로 보강된 시험체는 AFRP의 높은 인장강도로 인하여 콘크리트 압축 등가 응력 블록의 높이가 증가되었으며, 이는 경사 스트럿의 폭을 증가시켜 최대하중의 증가로 이어졌다. AFRP rebar는 낮은 탄성계수로 인한 축강성의 저하에도 불구하고 높은 인장강도가

〈표 7〉 보강근의 종류에 따른 스트럿의 치수와 인장강도

| Specimens | Strut AC (mm) | Strut AB (mm) | f_{tu}/f_y (MPa) | f/f_y (MPa) |
|-----------|---------------|---------------|--------------------|---------------|
| A5D9M-1.7 | 93.1 | 52.6 | 1826.9 | 735.0 |
| S4D10-1.7 | 73.3 | 28.3 | 400.0 | 400.0 |



〈그림 9〉 변수와 전단력의 관계

이를 보완해준다는 설명으로도 해석이 가능하다. 같은 하중에서의 처짐은 탄성계수가 높은 Steel rebar, AFRP rebar로 보강된 시험체 순으로 작게 나타났다. 이는 인장강도의 증가에 따른 최대하중의 증가와는 달리 각 하중에 대응되는 처짐이 주근의 탄성계수에 기인하기 때문인 것으로 사료된다. AFRP rebar로 보강된 시험체는 취성적인 반면 Steel rebar로 보강된 시험체는 항복을 통한 연성능력이 있음을 보여준다.

AFRP rebar로 보강된 시험체에 대하여 각 변수들과 전단력을 비교한 결과 그림 9와 같이 변수별로 유효깊이와 보강비는 1/4 거듭제곱, 전단경간비는 1/2 거듭제곱, 인장강도는 본 형태와 상관관계가 높음을 알 수 있었다.

〈표 8〉 기준 및 제안식과의 비교

| Specimens | P_{exp}/P_{pre}^* | P_{exp}/P_{Neh} | P_{exp}/P_{Raz} | P_{exp}/P_{CSA} | P_{exp}/P_{JSCE} |
|-----------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
| A3D9M-1.4 | 1.04 | 0.98 | 1.38 | 4.35 | 6.07 |
| A3D9M-1.7 | 0.93 | 0.96 | 1.39 | 3.38 | 4.41 |
| A3D9M-2.1 | 1.05 | 1.41 | 1.75 | 3.22 | 4.90 |
| A4D9M-1.7 | 1.09 | 1.12 | 1.56 | 3.75 | 4.90 |
| A5D9M-1.7 | 1.16 | 1.20 | 1.62 | 3.86 | 5.04 |
| A3D9S-1.7 | 1.12 | 1.16 | 1.88 | 4.50 | 5.48 |
| A5D9L-1.7 | 1.08 | 1.10 | 1.41 | 3.35 | 4.62 |
| Mean | 1.07 | 1.14 | 1.57 | 3.77 | 5.05 |
| S.D | 0.07 | 0.15 | 0.20 | 0.50 | 0.56 |
| C.O.V(%) | 6.88 | 13.38 | 12.45 | 13.29 | 10.98 |

* : ACI 318-08 에 의한 예상 하중이다.

3.4 기준 및 제안식과의 비교

STM과 전단력 산정 제안식을 통한 예상하중 결과를 표 8에 나타내었다. 응력집중현상을 고려하여 부재를 해석할 수 있는 ACI 318-08의 STM을 이용한 예상하중은 실험결과와 비교적 근접한 값을 나타내었다. Nehdi et al.^{(9),(10)}은 스트럿의 유효압축강도(Effective Compressive Strength of the Concrete Strut)의 산정에 있어 균열양상에 따라 축강성을 두 분류로 나누어 스트럿의 유효계수(β_s , Effectiveness Factor)를 $(a/d)^{1/4}$ 에 관한 식으로 제안하였는데 이를 본 실험에 적용시킨 결과는 잘 일치하지 않는 것으로 나타났다. 이는 Nehdi et al.⁽¹⁰⁾이 제안한 유효계수 식은 해당 실험 데이터에 국한되어 제안된 식이기 때문인 것으로 판단된다. Nehdi et al.⁽¹⁰⁾이 제안한 콘크리트 스트럿 모델은 부록 5에 나타내었다.

전단경간비가 포함된 제안식인 Razaqpur et al.⁽²⁾의 식과 JSCE 97⁽¹¹⁾, CSA S806-02⁽¹²⁾는 시험체의 전단력을 과소평가하는 경향이 나타났다. 이는 일반적인 보의 식에 아치작용의 효과와 크기효과에 대한 고려가 있는 식으로써 일관성을 보이지만 응력집중현상이 나타나는 D영역이 고려되지 않았으며 STM과 같이 치수화를 통한 해석이 아니기 때문에 깊은보에 대한 적용에 있어 어려움이 있다. B영역의 전단메커니즘을 토대로 제안된 식은 깊은보에서의 적용에 한계가 있음을 보여준다. Razaqpur et al.의 식과 JSCE 97, CSA S806-02의 관련 조항은 각각 부록 3, 2, 1에 나타내었다.

4. 제안 모델

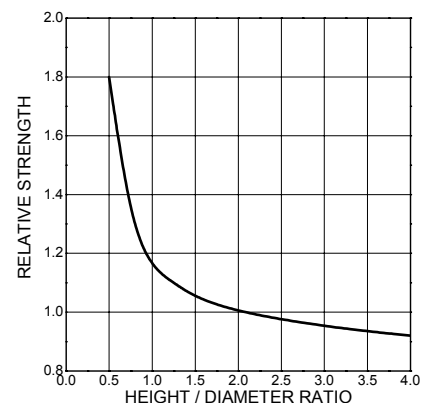
ACI 318-08의 STM을 이용한 전단 강도 예측에 있어서 본 실험의 변수들은 스트럿의 길이와 폭을 결정하는 인자가

된다. STM은 변수들을 트러스의 치수화에 있어 충분히 반영을 할 수 있기 때문에 최대하중과 근접한 예상하중을 산정할 수 있다. 하지만 본 실험에 적용된 유효계수는 ACI 318-08에서 제시된 보강 및 절점의 조건에 따라 일정한 값을 가지는 경우이며 Steel rebar로 보강된 시험체와 다른 양상을 보이는 FRP rebar로 보강된 시험체의 스트럿 크기효과를 고려한 유효계수 모델을 제안하였다. ACI 318-08의 유효계수 관련 조항은 부록 4에 나타내었다.

4.1 Height/Diameter Ratio-Relative Strength Curve

그림 10은 콘크리트 공시체의 크기에 따른 압축강도 연구결과 중 하나인 Height/Diameter Ratio-Relative Strength Curve⁽¹³⁾이며, 표 6과 9는 STM을 이용하여 해석된 스트럿의 형상에 대한 결과와 Strut Length/Strut Width Ratio (L/W Ratio), ACI 318-08에 의한 유효계수와 실험결과와 동일한 해석결과를 가지게 하는 유효계수(Target β_s , β_s^*)를 나타낸 표이다. 표 9에 의하면 실험하중은 AFRP, Steel의 순서, 경사 스트럿 길이는 Steel, AFRP의 순서, 경사 스트럿의 최소 폭은 AFRP, Steel의 순서이다. L/W Ratio는 경사 스트럿의 길이와 최소 폭의 관계에 따라 인장강도 역순인 Steel, AFRP의 순서로 나타난다.

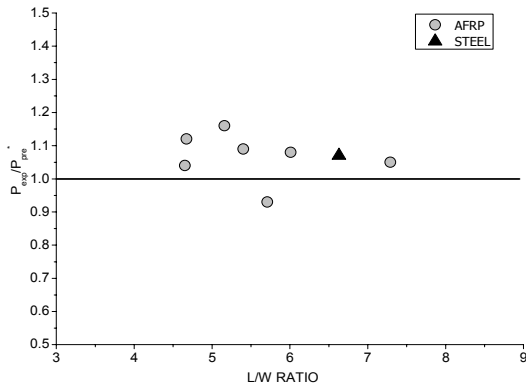
그림 10의 Height/Diameter Ratio-Relative Strength Curve는 상대적으로 공시체의 높이가 짧아지거나 지름이 커질 경우 상대적으로 압축강도가 증가함을 나타낸다. STM을 이용한 깊은보의 해석에 있어 전단강도는 경사 스트럿의 압축강도로 나타낼 수 있고 그 형상에 따른 상대적인 압축강도



〈그림 10〉 Height/Diameter Ratio-Relative Strength Curve

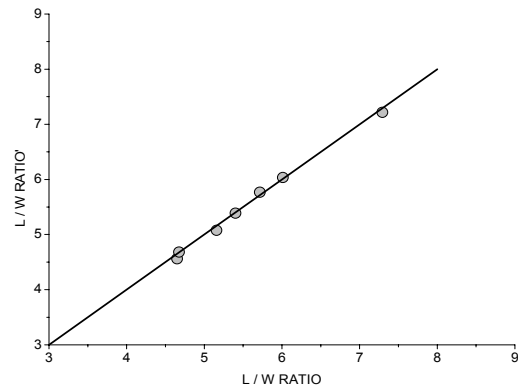
〈표 9〉 ACI 318-08 STM 해석을 통한 스트럿의 치수와 L/W ratio

| Specimens | β_s | β_s^* | Strut Length | Strut Width | L/W Ratio |
|-----------|-----------|-------------|--------------|-------------|-----------|
| | | | mm | mm | |
| S4D10-1.7 | 0.6 | 0.64 | 486.1 | 73.3 | 6.63 |
| A5D9M-1.7 | 0.6 | 0.70 | 480.3 | 93.1 | 5.16 |



〈그림 11〉 L/W ratio- P_{exp}/P_{pre}^*

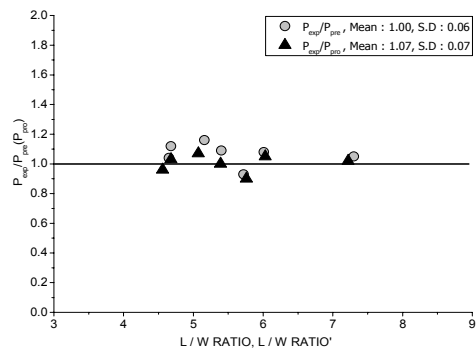
* : ACI 318-08 STM에 의한 예상하중이다.



〈그림 12〉 L/W Ratio-L/W Ratio'

의 차이가 존재한다고 볼 수 있다. 이를 본 실험의 경사 스트럿에 적용하면 인장강도가 클수록 공시체의 Height /Diameter Ratio에 해당하는 L/W Ratio가 작아지며 상대적으로 실험 시 최대하중을 얻기 위한 유효계수가 증가함을 표 8을 통해 알 수 있다. AFRP rebar로 보강된 깊은보는 L/W Ratio가 상대적으로 Steel rebar로 보강된 깊은보에 비해 작기 때문에 유효계수를 조절해주는 것이 적절하다고 사료된다.

AFRP rebar로 보강된 시험체의 L/W Ratio- P_{exp}/P_{pre} 관계를 그림 11에 나타내었다. 그 결과 L/W Ratio가 커질수록 P_{exp}/P_{pre} 이 작아지는 경향이 있음을 확인 할 수 있다. 이 결과를 토대로 L/W Ratio의 값에 따른 상대적 강도차이를 고려하여 ACI 318-08의 유효계수를 AFRP Rebar로 보강된 깊은보에 적용 가능한 유효계수로 수정하는 것이 적절하다고 판단된다.



〈그림 13〉 L/W ratio, L/W ratio'- $P_{exp}/P_{pre}(P_{pro})$

4.2 L/W Ratio 산정식과 유효계수 제안

STM은 설계 시 트러스의 높이를 가정한 후 스트럿 폭 치수와 트러스의 형상의 적합성을 찾는 반복과정을 통하여 부재 설계를 시작한다. 이 과정에서 유효계수를 통하여 스트럿 폭을 결정하게 되므로 L/W Ratio를 설계단계에 적용시키기 위해서는 L/W Ratio에 영향을 주는 변수에 대한 분석 시 설계단계에서 적용이 가능한 유효계수 모델을 산정하는 것이 적절하다고 판단된다. 이에 L/W Ratio를 본 실험의 변수에 대한 식으로 정의하여 L/W Ratio에 따른 유효계수를 산정하는 것이 가장 효과적이라 판단된다. 이에 식 (1)은 그림 9에 표현된 각 변수들과 전단력의 상관성에 기초하여 AFRP rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 L/W Ratio와 변수들의 회귀분석을 통하여 유도한 L/W Ratio 산정식(L/W Ratio')이다.

$$L/W ratio' = -8 + 10(a/d)^{\frac{1}{2}} + 0.36(d)^{\frac{1}{4}} - 20(\rho)^{\frac{1}{4}} \quad (1)$$

〈표 10〉 제안모델과 ACI 318-08의 비교

| Specimens | P_{exp}/P_{pre}^* | L/W Ratio | β_s | P_{exp}/P_{pro} | L/W Ratio' | β_s^* |
|-----------|---------------------|-----------|-----------|-------------------|------------|-------------|
| A3D9M-1.4 | 1.04 | 4.65 | 0.6 | 0.96 | 4.56 | 0.65 |
| A3D9M-1.7 | 0.93 | 5.72 | 0.6 | 0.90 | 5.76 | 0.65 |
| A3D9M-2.1 | 1.05 | 7.30 | 0.6 | 1.02 | 7.22 | 0.65 |
| A4D9M-1.7 | 1.09 | 5.40 | 0.6 | 1.00 | 5.39 | 0.62 |
| A5D9M-1.7 | 1.16 | 5.16 | 0.6 | 1.07 | 5.07 | 0.62 |
| A3D9S-1.7 | 1.12 | 4.68 | 0.6 | 1.03 | 4.68 | 0.62 |
| A5D9L-1.7 | 1.08 | 6.01 | 0.6 | 1.05 | 6.03 | 0.65 |
| Mean | 1.07 | - | - | 1.00 | - | - |
| S.D | 0.07 | - | - | 0.06 | - | - |
| C.O.V(%) | 6.88 | | | 5.85 | | |

* : ACI 318-08 에 의한 예상 하중이다.

그림 12에 L/W Ratio와 변수들의 산술을 통해 새롭게 정의된 L/W Ratio'의 상관관계를 나타내었다. 변수들로 표현되는 L/W Ratio'의 값과 시험체의 L/W Ratio 값이 비교적 일치하는 것을 알 수 있다. 변수의 형태로 표현된 L/W Ratio'에 대하여 유효계수를 다음의 식 (2), 식 (3)과 같이 적용할 경우 P_{exp}/P_{pre} 에 대해 평균 1.00, 표준편차 0.06로 ACI 318-08 적용 시 평균 1.07 표준편차 0.07인 경우보다 실험하중에 더 근접한 결과를 나타내었다

$$L/W \text{ ratio}' > 5.5, \beta_s = 0.62 \quad (2)$$

$$L/W \text{ ratio}' \leq 5.5, \beta_s = 0.65 \quad (3)$$

그림 13와 표 10에 ACI 318-08의 유효계수를 적용한 값과 본 논문에서 제안한 유효계수를 적용한 값을 비교하여 나타내었고 그 결과 제안모델을 통한 예상하중의 값이 더 정확한 것으로 나타났다.

5. 결론

휨 부재의 전단력에 영향을 주는 요소들인 전단경간비, 보강비, 유효깊이, 주근의 종류를 변수로 AFRP rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 전단강도에 대한 실험을 수행하였다. 그 결과 전단력과 각 변수들 사이에는 수치적으로 비례 혹은 반비례적인 경향을 보이거나 이를 통한 해석은 깊은보의 하중 메커니즘을 반영하기에 한계가 있는 반면 부재 전체의 하중 전달 흐름을 명확하게 시각화해주고 응력집중현상을 반영하는 STM을 통한 해석이 적절한 것으로 판단된다. 그리고 STM의 스트럿 균열과 스트럿을 가로지르는 인장변형에 의한 콘크리트 강도 감소 현상을 반영하는 유효계수에 콘크리트 공시체의 치수에 따라 상대적으로 압축강도가 변하는 관계를 적용한 새로운 모델을 제안하였으며 이를 본 실험 데이터에 적용한 결과 실험 시 최대하중과 비교적 잘 일치하는 결과를 보였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 내릴 수 있다.

1. AFRP rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 전단력은 보강비, 유효깊이, 보강근의 인장강도가 증가할수록 높게 나타나며, 전단경간비는 감소할수록 높게 나타나는 경향이 있다.
2. 전단경간비가 2.5이상인 일반보는 Steel rebar로 보강된 경우가 FRP rebar로 보강된 경우보다 전단력이 크고 처짐이 작지만 깊은보의 경우에는 AFRP rebar로 보강된 경우가 Steel rebar로 보강된 경우보다 아치작용에 의한 하중 전달 능력이 상승하여 전단력이 커지는 경향이 있다. 반면 처짐의 경우에는 여전히 축강성에 기인하여 일반보와 같은 결과를 나타냈다.
3. Steel rebar로 보강된 콘크리트 깊은보의 해석에 사용되는 STM은 AFRP rebar로 보강된 경우에도 적용이 가능하며, 좀 더 명확한 결과를 얻기 위하여 스트럿의 치수비

와 압축강도의 관계에 따른 효과를 적용할 경우 실험값에 근접한 결과를 얻을 수 있다.

4. AFRP rebar의 높은 인장강도는 부재의 수평-경사 스트럿의 폭을 넓혀준다. 이는 아치작용의 상승과 연결되며 깊은보에서 적용 가능한 효과적인 보강부재라 판단된다. 하지만 높은 인장강도에 비해 낮은 탄성계수로 인한 처짐의 증가와 취성적 파괴는 사용성 문제에 있어 해결되어야 할 사항이라 판단된다. 향후 FRP rebar로 보강된 깊은보의 실용화와 기준 정립을 위하여 다양한 시험체에 대한 연구수행과 더불어 사용성 문제에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2007년도 첨단도시개발사업(과제코드:07도시재생B03)의 지원사업으로 이루어진 것으로 이에 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. Razaqpur, A. G., Isgor, O. B., Greenaway, S., and Selley, A. "Concrete contribution to the shear resistance of fiber reinforced polymer reinforced concrete members," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No 5, 452-460, 2004.
2. Razaqpur, A. G. and Isgor, O. B., "Proposed shear design method for FRP-reinforced concrete members without stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, 93-102, 2006.
3. El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E. F., and Benmokrane, B., "Shear strength of FRP-reinforced concrete beams without transverse reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 2, 235-243, 2006.
4. El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E. F., and Benmokrane, B., "Shear capacity of high-strength concrete beams reinforced with FRP bars," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 3, 383-389, 2006.
5. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., "Shear tests of FRP-reinforced concrete beams without stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, 427-434, 2002.
6. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., "Concrete shear strength : another perspective," *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 5, 609-615, 2003.
7. ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (318-08) and commentary (318R-08)," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, 2008.
8. ACI Committee 440, "Guide for the design and construction

- of concrete reinforced with FRP bars (440.1R-06),” *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, 2006.
9. Omeman, Z. Nehdi, M. Ei-Chabib, H., “Experimental study on shear behavior of carbon-fiber-reinforced polymer reinforced concrete short beams without web reinforcement,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, No 1, 1-10, 2008.
 10. Nehdi, M., Omeman, Z., and Ei-Chabib, H., “Optimal efficiency factor in strut-tie model for FRP-reinforced concrete short beams with $(1.5 < a/d < 2.5)$,” *Material and Structure*, Vol. 41, No 10, 1713-1727, 2008.
 11. Japan Society of Civil Engineers, “Recommendations for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforced materials,” *Research Committee on Continuous Fibre Reinforced Materials*, A. Machida(ed), Tokyo, Japan, 1997.
 12. CSA S806-02, “Design and construction of building components with fibre reinforcement polymers,” *Canadian Standard Association*, Rexdale, Ontario, Canada, 2002.
 13. 오병환, “[기술수첩]콘크리트 강도 공시체의 크기효과,” 대한토목학회지 제 35권, 제 5호, 112-114, 1987.

부 록

1. CSA S806-02

$$0.1\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd \leq V_c \leq 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$V_c = 0.035\lambda\phi_c \left(f'_c \rho_f E_f \frac{V_f}{M_f} d \right)^{1/3} b_w d$$

$$\frac{V_f}{M_f} d \leq 1.0$$

- b_w = width of the section.
 d = effective depth of the section.
 E_F = modulus of elasticity of fiber reinforced polymer.
 f'_c = compressive strength of the concrete.
 M_F = factored moment at the section of interest.
 V_c = shear resistance provided by concrete.
 V_F = factored shear at the section of interest.
 λ = factor reflecting concrete density effect.
 ρ_f = longitudinal reinforcement ratio.
 ϕ_c = concrete resistance factor.
 E_c = modulus of elasticity of concrete.
 E_s = modulus of elasticity of steel.

2. JSCE-97

$$V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} = 0.2(f'_{cd})^{1/3} \leq 0.72 N/mm^2$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5$$

$$\beta_p = (100\rho_f E_f / E_s)^{1/3} \leq 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \leq 2 \quad \text{for } N'_d \geq 0$$

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_d \geq 0 \quad \text{for } N'_d < 0$$

f'_{cd} = design compressive strength of concrete.

M_d = design bending moment.

M_o = decompression moment.

N_d = design axial compressive force.

γ_b = member safety factor.

3. Razaqpur et al, proposed method

$$V_{c1} = 0.035k_m k_s k_a \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{c2} = 0.035k_m k_s k_a k_r \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$k_m = \left(\frac{V_F d}{M_F} \right)^{2/3}$$

$$V_{c2} = 0.035k_m k_s k_a [1 + k_r] \sqrt{f'_c} b_w d \leq 0.2k_s \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$k_r = (E_f \rho_f)^{1/3}$$

$$k_a = 1.0 \quad \text{for } \left(\frac{M_F}{V_F d} \right) < 2.5$$

$$k_s = 1.0, \quad \text{for beams with } d \leq 300mm$$

$$k_s = \frac{750}{450 + d}, \quad \text{for beams with } d > 300mm$$

4. ACI 318-08 APPENDIX A, β_s

- 1) For a strut of uniform cross-sectional area over its length : 1.0
- 2) For struts located such that the width of the midsection of the strut is larger than the width at the nodes (bottle-shaped struts) :
 - ① With reinforcement satisfying A.3.3 : 0.75
 - ② Without reinforcement satisfying A.3.3 : 0.60λ
- 3) For struts in tension members, or the tension flanges of members : 0.40
- 4) For all other cases : 0.60

5. Nehdi et al, proposed method

$$\beta_s = 0.68 - 0.012 \left(\frac{a}{d} \right)^4, \quad (E_f \rho_f)^{1/3} \leq 10$$

$$\beta_s = 0.75 - 0.01 \left(\frac{a}{d} \right)^4, \quad (E_f \rho_f)^{1/3} > 10$$

$$k = \frac{250 + d}{550} \quad \text{for } d \geq 300mm$$