

고강도 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 휨 설계

Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars



윤현도*
Hyundo Yun



최원창**
Won-Chang Choi

최근 국내에서도 고강도 철근의 사용에 대한 시도가 이루어지고 있으며 우리학회에서도 ‘콘크리트 구조물에 대한 고장력 철근의 적용성 연구’를 수행하였다. 본고는 이러한 사회적인 요구에 맞추어 미국콘크리트학회(ACI) 구조계 논문집에 발표된 고강도 철근을 사용한 부재성능에 관한 논문(Robert F. Mast, Mina Dawood, Sami H. Rizkalla, and Paul Zia, Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars, ACI Structural Journal, 2008, Vol.105, No. 4, pp. 570 ~ 577)을 선정하여 해당 논문의 공동저자인 Rizkalla 교수의 허락을 얻어 소개하고자 한다.

PS 강선에 대한 PCI에서 제안하고 있는 구성모델은 식(2)와 같다.

$$f_s = A - \frac{B}{\epsilon_s + C} \quad (2)$$

현행 ACI 318 기준에서는 철근의 최대항복강도로 550 MPa 까지 허용하고 있다.

1. 고강도 철근의 특성

<그림 1-(a)>는 고강도 철근의 응력-변형률 관계 곡선을 나타내고 있으며, 보통강도 철근의 응력-변형률 관계 곡선을 비교하여 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이 보통강도 철근과 달리 고강도 철근은 명확한 항복영역이 나타나지 않는다. 그러나 파단시까지 0.05 또는 그 이상의 변형을 보이고 있다.

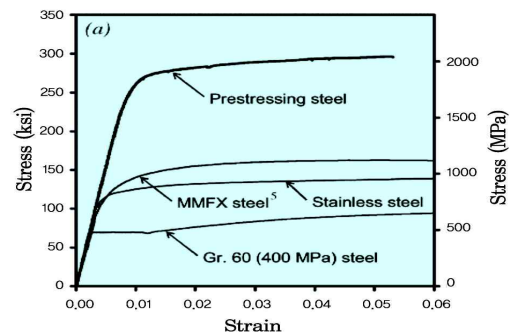
MMFX로 불리는 고강도 철근의 응력-변형률 관계는 다음과 같은 식으로 표현될 수 있으며, 여기 f_s 는 철근의 응력, ϵ_s 는 이에 상응하는 변형률이다.

$$f_s = \begin{cases} 29,000\epsilon_s \text{ (ksi)} & \epsilon_s \leq 0.00241 \\ 170 - \frac{0.345}{\epsilon_s + 0.00104} \text{ (ksi)} & 0.00241 < \epsilon_s < 0.060 \end{cases} \quad (1)$$

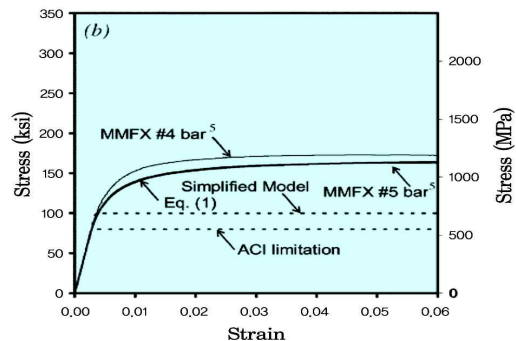
$$f_s = \begin{cases} 200,000\epsilon_s \text{ (MPa)} & \epsilon_s \leq 0.00241 \\ 1172 - \frac{2.379}{\epsilon_s + 0.00104} \text{ (MPa)} & 0.00241 < \epsilon_s < 0.060 \end{cases}$$

* 정희원, 충남대학교 건축공학과 교수
wiseroad@cnu.ac.kr

** 정희원, Assistant Professor, North Carolina A&T State University, Department of CAAE Engineering



(a) 고강도 철근의 응력-변형률



(b) 제안된 재료 모델

그림 1. 고강도 철근의 특성

2. 휨재의 설계기준

2.1 현행 설계법의 규정 배경

휨재의 설계는 사용하중 단계를 거쳐 공칭 휨내력에 도달될까지를 반영하여야 한다. ACI 318-63 기준을 시작으로 휨재는 균형철근비의 75%를 초과하지 않도록 규정하고 있으며, 1993년까지 이러한 규정은 30년 동안 지속되었다. 이러한 규정은 휨재의 연성적인 거동을 확보하는 적절한 기준으로 평가되었다. 철근의 인장변형률에 근거한 현행 기준은 균형철근비의 75% 이하의 거동과 유사한 거동을 하도록 하기 위하여 규정된 것이다.

2.2 휨재의 연성적 거동

휨재를 설계할 때 강도감소계수로 0.9를 적용하기 위하여 휨재는 연성적인 거동을 확보하여야 한다. 사용하중 하에서 처짐이 적고 미소한 균열만이 발생되어야 하고, 그 이상의 하중에서는 공칭 휨강도에 도달되기 이전에 경고의 의미로 과도한 처짐과 균열이 유발되어야 하며, 이러한 처짐과 균열은 휨재의 인장축 연단에 위치한 인장철근 변형률과 밀접한 관계를 갖게 된다.

연성은 다양하게 정의되며 일반적으로 항복 또는 비탄성 변형과 밀접한 관계를 갖게 된다. 낮은 강도의 철근이 보강근으로 사용될 때, 공칭 휨내력시 인장축 연단에서 높은 인장 변형률이 유발되도록 하는 유일한 방법은 인장철근의 항복을 선행시키는 것이다. 그러나 고강도 철근을 적용한 경우 인장철근의 항복을 선행시킬 필요가 없게 된다. 따라서 연성비 보다는 변형능력비(공칭강도시 변형과 사용하중 하에서의 변형 비)가 고강도 철근을 사용한 휨재에서는 적절한 거동을 평가할 수 있는 지표가 된다. 이러한 개념은 FRP를 사용한 휨재를 설계할 때 적용되고 있다. 부재의 적정성을 평가하기 위하여 사용한계 하에서의 에너지 소산능력과 극한 상태에서의 에너지 소산능력비가 고려될 수 있으며, 본 논문에서는 유사한 변형능력비가 고려된다.

이러한 원리는 지진하중을 받는 골조에 적용될 수는 없으며, 전형적인 휨재는 단조 재하되며 한번에 공칭휨강도에 도달된다. 본 논문에서 제안된 휨강도 설계법은 큰 지진하중에 저항하도록 설계되는 구조물에는 적용될 수 없다.

2.3 ACI 318 기준의 변화과정

ACI 318에서 강도설계 개념이 도입된 것은 1963년부터이며, 휨재에 대하여 최대철근비로써 균형철근비의 75%로 제안되었다. 이러한 주근비의 제한은 휨 압축측 콘크리트가 극한 변형 상태에 이르기 전에 주근의 항복을 선행하기 위하여 과소철근비 상태가 되도록 하기 위한 것이며, 이러한 규정은 1963년부터

1999년까지 지속되었다.

1995년 ACI 318 기준에서는 부록 B에 대체규정을 제정하여 최대 철근비를 제한하는 것보다는 공칭휨내력시 인장축 주근의 최소 변형률을 근거로 휨설계시 강도감소계수를 0.9로 적용할 수 있도록 하였다. 인장지배 단면은 공칭 휨내력에 도달할 때 인장축 연단 주근의 변형률이 0.005 이상인 단면으로 정의된다. 인장 지배 단면에 대하여 강도감소계수로 0.9가 사용되고 공칭 휨내력시 인장축 연단 철근의 변형률이 0.005보다 적은 경우 강도감소계수는 단면의 인장지배 단면에 비하여 변형능력이 낮아 감소하게 된다. 압축지배 단면은 공칭 휨내력시 인장축 연단 주근의 변형률이 항복되지 않은 단면으로 정의된다. 압축지배 단면에 대한 강도감소계수는 압축재에 적용되는 값을 사용한다. 2002년 ACI 318 기준에서 이러한 규정이 기준의 본문에 포함되었으며, 이전 기준에서 인장축 주근비의 최대값을 제한하는 규정을 대신하게 되었다.

이러한 규정은 Mast의 연구결과를 근거로 하며, 인장 지배 단면의 한계 값인 0.005는 Grade 60(항복강도 400 MPa)의 철근으로 보강된 부재에 대한 연구결과를 근거로 하지만 Grade 75(항복강도 520 MPa)에도 적용할 수 있도록 허용하고 있다.

3. 해석적 연구

제안된 항복강도 690 MPa급 고강도 재료에 대한 구성모델의 적합성을 평가하고 고강도 철근으로 보강된 인장지배 및 압축지배 단면에 대한 변형률의 허용 한계를 규정하기 위하여 본 해석적 연구가 수행되었다. 보의 거동은 사용수준 및 공칭 휨내력 도달 시점에서 분석되었고, 단면의 거동은 평형 및 적합조건을 적용하여 균열 단면해석을 활용하여 결정되었다. 공칭 휨내력시 ACI 기준에서 제시하고 있는 등가응력분포를 적용하였다. 탄성 응력분포가 사용하중 조건하에서 고려되었다. 콘크리트의 응력 분포는 사다리꼴 분포를 갖으며, $4,730 \sqrt{f'c}$ MPa과 같은 탄성계수의 기울기를 갖는 선형부분과 $0.85f'_c$ 일정한 크기의 응력으로 구성된다. 이러한 단면 해석을 위한 응력 및 변형률 분포는 <그림 2>와 같다.

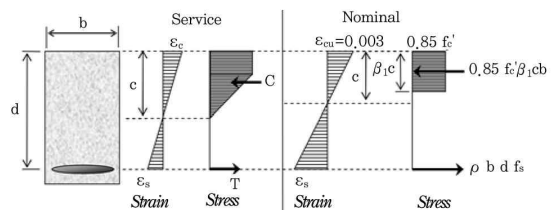


그림 2. 단면해석 절차

3.1 공칭 휨강도

직사각형 단근보의 공칭 휨내력은 균열이 발생한 단면의 해석을 이용하며 철근비가 다른 보에 대하여 고려되었다. 콘크리트 압축강도는 45 MPa, 극한 변형률은 0.003으로 하였다. 철근의 응력은 고강도 철근의 거동을 묘사하기 위한 3개의 모델, 즉 식 (1)과 같은 실제 고강도 철근의 거동, 현행 ACI 기준에서 제한하는 항복강도 550 MPa, 제안된 항복강도 690 MPa의 단순화된 모델이 해석시 각각 적용되었다.

<그림 3>은 전술한 3개의 철근재료 모델을 적용하여 철근비에 따른 단면의 공칭 휨내력 변화를 비교하여 나타낸 것이다. 아울러 항복강도 400 MPa의 철근으로 보강된 단면의 공칭 휨내력 변화 및 Florida DOT에서 수행한 고강도 철근을 사용한 보에 대한 실험결과를 비교하여 나타냈다. 실험결과를 고강도 철근의 실제 거동을 반영한 해석결과와 좋은 일치치를 보이고 있다.

항복강도 400 MPa, 550 MPa, 690 MPa인 철근을 사용한 단면의 균형 철근비는 각각 3.95%, 2.60% 및 1.85%로 산정되었으며 <그림 3>에 나타난 바와 같이 3.95% 이상의 철근비를 갖는 단면의 공칭 휨내력은 다른 재료모델을 적용한 보와 동일하게 나타났다. 이는 과대하게 보강된 단면이 주근의 항복보다 휨 압축측 콘크리트의 압괴에 의해 거동이 지배되기 때문이다. 3.95% 미만의 철근비로 보강된 단면에서는 철근이 고강도화 될수록 공칭 휨내력은 증가되었다. 일반적인 철근콘크리트 보의 보강량인 1.75% 미만의 철근비로 보강된 단면의 경우 항복강도 690 MPa 모델은 실제 거동과 비교하여 볼 때 공칭 휨내력이 과소평가되는 경향을 보였다. 반면 1.75%에서 2.7%의 주근비를 갖는 단면의 경우 항복강도 690 MPa의 고강도 철근 모델을 적용시 단면의 휨내력이 과대평가되었다. 그러나 이러한 해석은 2.5%의 차이를 보였으며 이는 설계할 때 중요하지 않은 것으로 판단된다. 다양하게 제안된 재료모델의 적합성을 평가하기 위하

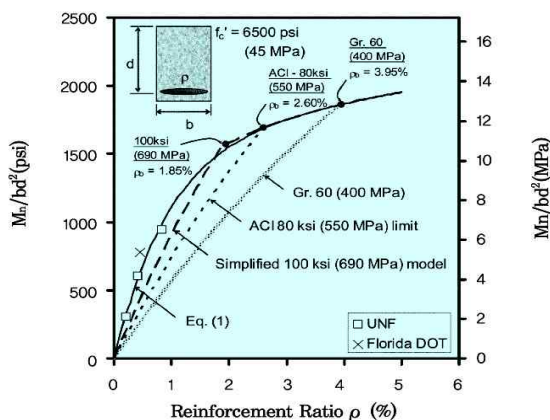


그림 3. 철근비에 따른 공칭 휨내력

여 예제 보의 공칭 휨내력이 분석되었으며 해석 대상 보는 폭 305 mm, 유효깊이 610 mm, 주근비 1%로 고강도 철근의 다양한 구성모델과 보통 강도 철근으로 보강된 단면에 대한 공칭 휨내력을 <표 1>에 각각 비교하여 나타내었다.

<표 1>에 나타난 바와 같이 고강도 철근을 사용한 단면의 경우 보통 강도를 사용한 단면에 비하여 현행 ACI 기준에서 철근강도의 상한값인 항복강도 550 MPa라 가정하면 보통강도 철근으로 보강된 단면의 공칭 휨모멘트의 31%가 증가되었다. 실제 거동과 비교할 때, 그 부재의 공칭 휨내력의 33%에 해당되는 보 유내력(288 kN-m)을 보였다. 690 MPa의 고강도 철근을 사용한다면 보통강도 철근으로 보강된 단면의 휨내력을 60%로 증가시킬 수 있는 것으로 평가된다. 실제 보유 내력은 실제 거동과 비교할 때 공칭내력의 18%로 나타났다. 이는 제안된 단순화된 모델을 적용한 설계는 현재 철근의 강도를 550 MPa으로 제한하는 것보다 철근의 고강도 특성을 활용함에 있어서 보다 유효한 것으로 평가된다.

3.2 모멘트-곡률 해석

인장 및 압축지배 단면의 한계를 현행 설계법에 근거로 연성적인 거동의 한계를 평가하기 위하여 모멘트-곡률해석이 수행되었다. 총 8개의 보가 해석되었으며, 이중 3개의 보는 ACI 318 기준에 따라 보통강도 철근을 사용하여 설계되었다. 나머지 5개의 보는 고강도 철근으로 보강되었다. 예시된 보의 단면은 305 mm × 760 mm, 경간 12,200 mm인 단순보이다. 콘크리트의 압축강도는 34 MPa로 가정하고 고강도 철근으로 보강된 보의 경우 콘크리트 압축강도는 28 MPa에서 69 MPa로 가정하였다.

3.2.1 ACI 318-99 및 이전 기준에 근거한 거동

ACI 318-99와 이전의 기준을 적용하여 보를 균형 철근비의 0.75인 5,450 mm²의 철근량으로 보강하였다. 하중계수 1.5와

표 1. 철근 재료모델에 따른 내력 비교

Reinforcing steel material mode	Moment capacity, kip-ft(kN-m)	Increase of capacity, %	Reserved capacity kip-ft(kN-m)
Grade 60 (400 MPa) steel	327(443)	-	-
Actual behavior	639(867)	95	0(0)
Simplified 100 ksi (690 MPa) model	524(711)	60	115(156)
80 ksi(550 MPa) limitation	427(579)	31	212(288)

강도감소계수 0.9를 근거로 사용하중은 공칭 휨강도의 계산결과와 60%로 하였다. 계산된 사용하중에 의한 모멘트와 이에 상응한 인장철근의 응력은 각각 783 kN-m 및 234 MPa로 나타났다.

<그림 4-(a)>는 2002년 이전의 ACI 318 기준에서 허용하였듯이 균형 철근비의 75%로 보강된 보에 대한 모멘트-곡률 관계를 나타낸다. 철근응력이 항복강도에 도달된 시점에서 파괴에 이르는 완전 탄소성 거동을 보였다. 공칭 휨강도 곡률은 사용하중 하에서의 3.3배로 나타났다. <그림 4-(b)>는 등분포하중을 받는 보의 모멘트 처짐 관계를 나타낸다. 보의 중앙부에서 철근이 항복되어 모멘트-곡률 관계에서 소성역을 나타냈고 이로 인하여 항복후 변형능력이 낮게 나타났다. 공칭 내력시 처짐은 사용하중 하에서의 처짐 1.95배로 나타났다.

3.2.2 ACI 318-02 및 이후 기준에 근거한 거동

ACI 318-02와 이후 기준에 제시된 인장 지배 단면의 보강에 대하여 제한이 따르는 휨부재는 현재 허용 가능한 거동에 대한 기준을 수립하기 위하여 조사되었다. 항복강도 400 MPa

및 520 MPa인 철근으로 보강된 단면이 검토되었다. 사용하중은 평균 하중계수 1.35 및 강도감소계수 0.9를 근거로 산정된 공칭 휨내력의 2/3으로 가정하였다. 항복강도 400 MPa의 철근으로 보강된 예시된 보에 있어서 주근의 한계단면은 4,610 mm²로 산정되었다. 상응하는 사용 모멘트 및 인장철근의 인장응력은 각각 759 kN-m 및 239 MPa로 나타났다. 항복강도 520 MPa의 철근으로 보강된 단면의 경우 사용 모멘트 및 인장철근의 인장응력은 각각 758 kN-m 및 330 MPa로 나타났다.

<그림 5-(a)> 인장지배 단면으로 순인장 변형률이 0.005에서 보의 모멘트 곡률의 관계를 나타냈다. 인장철근은 항복에 이르는 시점에서 파괴되는 완전 탄소성 거동 특성을 보였다. 항복강도 520 MPa인 철근에 대하여 공칭 휨내력시 곡률은 사용하중시 곡률의 2.92배 였으며, 공칭 휨내력시 순인장 변형률은 사용하중시의 인장변형률의 2.98배로 나타났다. <그림 5-(b)>는 등분포하중을 받는 보의 모멘트-처짐관계이며, 공칭 휨내력시 처짐은 사용하중하에서의 처짐의 1.74배로 나타났다.

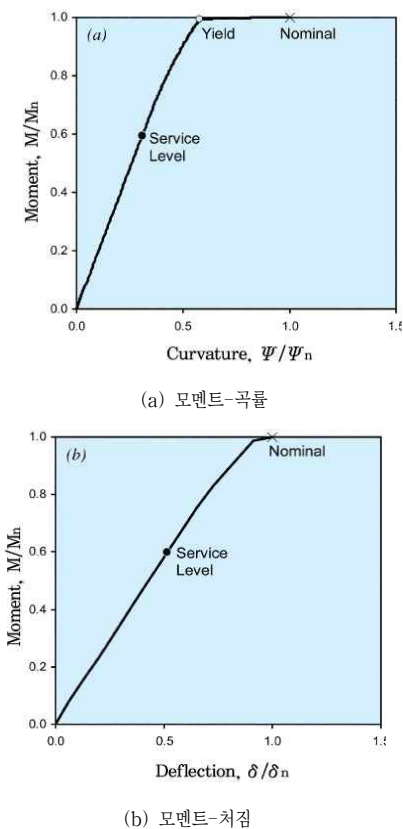


그림 4. ACI 318-99 및 이전 기준에 의한 보의 거동

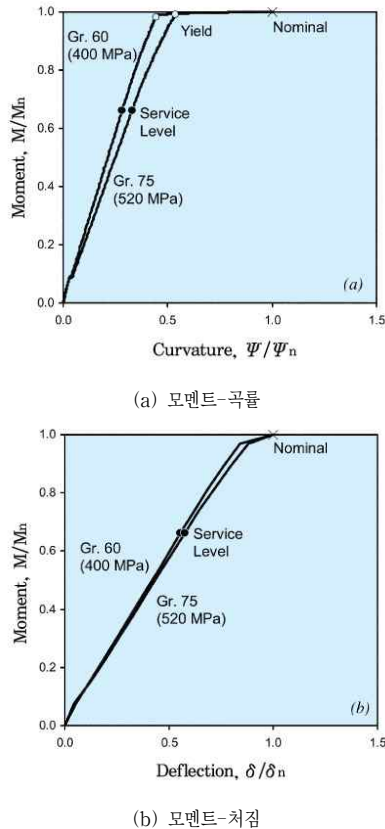


그림 5. ACI 318-02 및 이후 기준에 의한 보의 거동

3.2.3 고강도 보강근으로 보강된 부재의 거동

고강도 철근으로 보강된 보의 거동을 평가하기 위하여 식(1)과 같은 고강도 철근의 실제 응력-변형률 특성을 간략화하여 적용할 필요가 있다. 고강도 철근으로 보강된 보에 대하여 인장지배 한계 변형률을 0.0066으로 가정함으로써 항복강도 400 MPa 및 520 MPa인 철근으로 보강된 보의 거동과 유사하게 나타났다. <표 2>는 3.2절에서 기술된 예시된 보에 대하여 400 MPa, 520 MPa 및 고강도 철근으로 보강할 때 변형률 비, 곡률 비, 처짐 비를 비교하여 나타낸 것이다. 본 해석에서 식(1)은 고강도 철근의 응력-변형률 특성 표현하기 위하여 적용하였다. 해석시 고려된 다양한 강도의 콘크리트에 있어서 고강도 철근으로 보강된 보에 대해 인장 지배 변형률 한계

로 0.0066을 채택하였을 때 전술한 특성 값들의 비는 유사하게 나타났다. 예시된 보 각각에 대해 상응하는 철근 단면적은 참조할 수 있도록 표에 제시하였다.

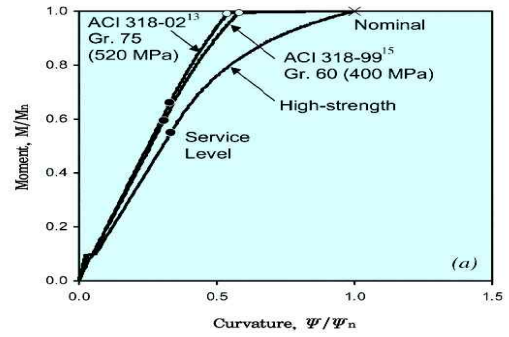
<그림 6-(a)>은 콘크리트 압축강도 34 MPa 및 인장지배 한계 변형률 0.0066에서 고강도 철근으로 보강된 보의 모멘트-곡률 관계를 나타낸다. 식(1)을 고강도 철근의 응력-변형률 특성 표현하기 위하여 적용하였다. <그림 6-(b)>는 고강도 철근으로 보강된 등분포 하중을 받는 보의 모멘트-처짐 관계이다. <그림 4, 5>에 제시된 보통강도 철근을 보강한 보의 상응한 곡선을 고강도 철근을 사용한 부재와 비교하기 위하여 <그림 6>에 나타내었다. 고강도 철근의 사용에 따라 절대 처짐은 증가되었고 고강도 재료를 사용한 부재의 경우 깊이를 적절하게 선정하여야 한다.

사용하중 조건하에서 고강도 철근의 높은 변형률에 기인하여 보통강도의 철근을 사용한 경우에 비하여 균열폭이 크게 증가된다. 그러나 사용하중 하에서 고강도 철근을 사용한 보의 균열 폭은 보통강도 철근으로 보강된 보의 허용균열폭 보다 약간 큰 것으로 보고되고 있다. 그러나 고강도 철근은 극한환경 하에서 부식률이 보통강도 철근에 비하여 낮다는 것을 고려한다면 다소 증가된 균열폭은 미적측면에서 문제가 되지 않는다면 적용가능성이 있는 것으로 평가된다.

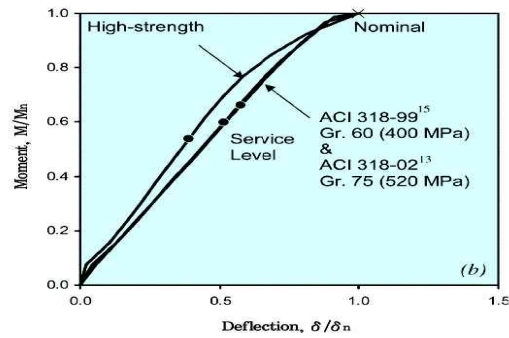
4. 단순화된 설계법의 기준

단순화된 설계법에서는 항복강도 690 MPa인 고강도 강재의 단순 모델을 적용한다. 완전 탄소성 모델은 계산을 단순화하고 철근콘크리트 부재의 설계를 위한 기존 프로그램의 활용을 가능하게 한다.

인장 지배 한계 변형률 0.0066을 적용한 단면에 있어서 보의 공칭 휨내력시 철근에 유발되는 실제 응력은 거의 862 MPa인 반면 단순화된 모델에 의한 가정된 응력은 690 MPa이다. 이러한 오차를 보상하기 위하여 계산된 중립축 깊이(및 인장 지배 한계 변형률)는 단순화된 방법을 적용하여 보정되어야 한다. 인장



(a) 모멘트 곡률



(b) 모멘트 처짐

그림 6. 고강도 철근으로 설계된 보의 거동

지배 한계 변형률로 0.009를 적용한 단순화된 설계법에 의한 결과는 <표 3>에 제시된 바와 같이 0.0066 한계 변형률을 적용한 정산법에 의한 결과와 동일하게 나타났다. 즉, 고강도 철근의 실제 거동을 근거로 인장 지배 한계 변형률로 0.0066을 적용하고, 설계한 단면에 대하여 항복강도 690 MPa의 단순화된 모델을 적용한 단면 해석을 통해 구한 상응한 변형률은 0.009로 나타났다.

일반적으로 휨재는 인장 지배단면으로 설계되어야 하지만 압축 지배 한계 변형률은 압축을 받는 휨재에 대하여 정의되어야 한다. 압축 지배 한계 변형률은 0.004로 제안되었다. 제안된 압축 지배 단면의 한계 변형률에서 설계된 보가 사용하중 하에서 탄성거동을 규명하기 위하여 몇 개의 보가 고려되었다. 예제 보

표 2. 모멘트-곡률에 대한 해석결과

ACI 318 Code	Criterion	Steel type	Area of steel, in. ² (mm ²)	Steel stress at service, ksi(MPa)	f _c ' ksi(MPa)	ε ratio	Ψ ratio	δ ratio
1963 ¹⁰ to 1999 ¹⁵	ρ = 0.75ρ _b	Grade 60(400 MPa)	8.45(5450)	34(234)	5(34)	2.87	3.03	1.95
2002 ¹³ and 2005 ¹²	ε _t = 0.005	Grade 60(400 MPa)	7.14(4610)	39(269)	5(34)	3.71	3.44	1.81
2002 ¹³ and 2005 ¹²	ε _t = 0.005	Grade 75(520 MPa)	5.71(3680)	48(331)	5(34)	2.98	2.92	1.74
Proposed	ε _t = 0.0066	High-strength	2.43(1570)	67(462)	4(28)	2.85	2.96	2.47
Proposed	ε _t = 0.0066	High-strength	2.86(1850)	67(462)	5(34)	2.92	3.01	2.51
Proposed	ε _t = 0.0066	High-strength	3.21(2070)	67(462)	6(41)	3.10	3.09	2.57
Proposed	ε _t = 0.0066	High-strength	3.71(2390)	67(462)	8(55)	3.44	3.34	2.75
Proposed	ε _t = 0.0066	High-strength	4.64(2920)	67(462)	10(69)	3.33	3.19	2.66

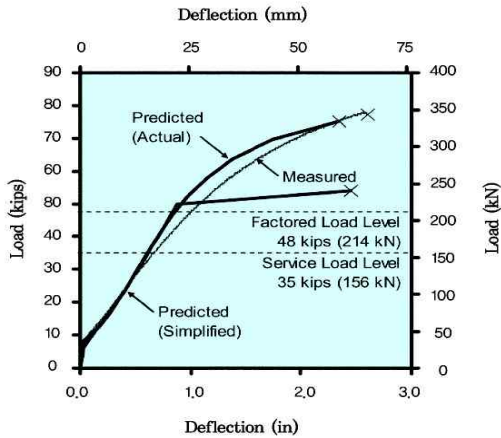


그림 8. 예시된 보의 계산 및 실험결과 비교

의 단면은 이전에 기술된 보와 동일하다. 28 MPa에서 69 MPa 범위의 콘크리트 압축강도가 고려되었고, 하중계수 1.35 및 강도감소계수 0.65를 근거로 사용하중 수준은 단순화된 설계법을 적용하여 산정된 공칭 휨강도의 48%로 하였다. 모든 보에 대하여 사용하중 수준에서 인장철근의 변형률에 대한 계산값은 고강도 철근의 비례한도 변형률의 60과 70% 사이로 나타났다.

제한된 한계 변형률은 항복강도 400 MPa인 철근의 두배로 나타났다. 이러한 결과로 인장 및 압축지배 단면 사이의 변환영역에서 강도감소계수식은 식(3)과 같이 단순화할 수 있다. 제안된 강도감소계수는 <그림 7>에 제시된 바와 같다. 압축 지배 파괴를 억제하기 위하여 고강도 또는 보통 강도 압축 철근은 사용될 수 있고 고강도 압축 철근이 사용된다면 ACI 기준에서 제한하고 있는 철근의 항복강도 한계값 550 MPa이 유지되어야 한다.

$$\phi = 0.45 + 50\varepsilon_t \quad 0.004 < \varepsilon_t < 0.009 \quad (3)$$

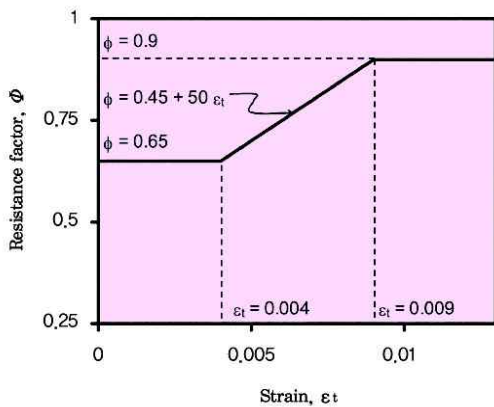


그림 7. 단순화 설계법을 위한 강도감소계수

5. 설계예제

단순화된 설계법을 예시하기 위하여 예제 보의 거동이 제안된 설계법을 활용하여 평가되었다. 예시된 보의 단면은 폭 305 mm와 깊이 460 mm이고, 3개 D19(#6) 철근이 주근으로 배근되었으며, 유효깊이는 400 mm, 두 개의 D16(#4) 철근이 압축측 연단으로부터 60 mm 위치에 배근되었다. 보의 경간은 4,570 mm이고, 하중은 4점 가력되었으며, 보 중앙부에서 일정한 모멘트가 작용되는 구간은 915 mm이다. 콘크리트 압축강도는 50 MPa이며, 예시된 보는 이미 제작되어 파괴시까지 가력되었다.

예시된 보의 공칭강도는 단순화된 방법을 이용하여 계산되었다. 공칭 휨내력시 철근은 항복한 것으로 가정하고 인장철근이 부담하는 인장력은 590 kN이 된다. ACI에서 제안하고 있는 등가응력블럭을 활용하여 계산된 중립축 깊이 c 는 66 mm로 나타났다. 인장측 철근의 변형률은 0.015로 위에서 제안된 인장 지배 단면의 한계 변형률 0.009를 초과하였다. 단면의 공칭 휨내력은 220 kN-m였으며, 상응하는 적용하중은 240 kN이었다. 본 연구에서 제시된 단순한 설계절차에 따라 예시된 보의 계산된 공칭 휨 강도는 실험결과로부터 나타난 보의 휨내력에 비하여 30% 낮게 나타났다. 강도감소계수 0.9의 적용시 보의 휨내력에 대한 계산값은 220 kN이었다.

평균 하중계수 1.35를 근거로 예시된 보에 대한 사용하중 수준은 157 kN이었으며, 이러한 수준에서 실험시 예측된 보의 균열폭은 0.5 mm였다. 이는 사용하중 작용하에서 손상이 적고 바람직한 거동을 하는 것을 의미한다. 예시된 보에 대한 계산된 극한하중 및 사용하중 수준을 <그림 8>에 나타내었다. 그림은 식 (1)과 같은 실제 재료의 특성과 단순화된 재료모델을 활용하여 계산된 하중-처짐 관계를 비교하여 나타냈다. 이러한 결과로부터 실제 재료의 특성을 근거로 예측된 결과는 실험결과와 좋은 일치를 보이는 것으로 나타났다. 실제 철근의 거동을 근거로 예

표 3. 설계방법의 비교

	Actual behavior	Simplified method
Tension-controlled strain limit	0.0066	0.009
Neutral axis depth c	$0.3125d$	$0.25d$
Stress block depth $a = \beta_1 c$	$0.3125\beta_1 c$	$0.25\beta_1 d$
Compressive force C	$0.85f'_c ab$	$0.85f'_c ab$
Steel area $A_s = Cf_s$	$0.85f'_c (0.3125\beta_1 c)$	$0.85f'_c (0.25\beta_1 c)$
	$b.125(\text{in.}^2)$	$b.100(\text{in.}^2)$
Reinforcement ratio $\rho = A_s/bd$	$0.85f'_c (0.3125\beta_1 c)$	$0.85f'_c (0.25\beta_1 c)$
	$b.862(\text{mm}^2)$	$b.689(\text{mm}^2)$
Reinforcement ratio $\rho = A_s/bd$	$0.002125f'_c \beta_1$	$0.002125f'_c \beta_1$

시된 보에 대한 변형률, 처짐 및 곡률 비의 계산값은 <표 4>에 제시된 바와 같다. 이러한 모든 값은 현행 설계법에서 허용하는 한계값을 모두 초과하고 있으며 설계에는 제안된 단순화된 설계 절차가 현재 허용된 설계법에 비하여 보수적이거나 좋을 일치를 보이고 있다.

6. 결론

본 논문에서 고강도 철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 설계를 위한 단순한 설계법을 제안하였다. 보를 설계할 때 고강도 강재는 이상화된 탄소성 모델에 근거하였으며 탄성계수 200 GPa 및 항복강도 660 MPa로 하였다. 제안된 모델과 현행 기준에서 제시하는 제한조건 등을 근거로 휨 재는 다음과 같은 기준에 따라 설계되어야 한다.

- (1) Tension-controlled sections : $\phi=0.9$
 $\varepsilon_t \geq 0.009$
- (2) Compression-controlled sections : $\phi=0.65$
 $\varepsilon_t \leq 0.004$
- (3) Transition zone sections : $\phi=0.45+50\varepsilon_t$
 $0.004 < \varepsilon_t < 0.009$

단순화된 설계방법 및 전술한 기준을 활용하여 설계된 휨 재는 400 MPa 및 520 MPa 철근을 적용한 현행 ACI 318 기준에 따라 설계된 부재와 상응한 휨강도 특성을 보였다. □

참고문헌

1. ASTM A1035, "Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, 5 pp.
2. Ansley, M. H., "Investigation into the Structural Performance of MMFX Reinforcing", 2002.
3. Malhas, F. A., "Preliminary Experimental Investigation of the Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Using MMFX Steel", University of North Florida, Jacksonville, FL, 2002.
4. Yotakhong, P., "Flexural Performance of MMFX Reinforcing Rebars in Concrete Structures", master's thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2003.
5. Seliem, H. M. A., "Behavior of Concrete Bridges Reinforced with High-Performance Steel Reinforcing

표 4. 예제 보의 변형능력 비에 대한 계산결과

Ratio	Value
Strain, $\varepsilon_s/\varepsilon_n$	6.18
Curvature, Ψ_s/Ψ_n	5.37
Deflection, δ_s/δ_n	2.94

- Bars", doctoral dissertation, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2007.
6. Vijay, V. S., GangaRao, H. V. S., and Prachasaree, W., "Bending Behavior of Concrete Beams Reinforced with MMFX Steel Bars", WVU College of Engineering, Morgantown, WV, 2002.
7. Collins, M. P., and Mitchell, D., Prestressed Concrete Structures, Response Publications, Toronto, ON, Canada, 1997, 766 pp.
8. Martin, L. D., and Perry, C. J., eds., PCI Design Handbook, sixth edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 2004, 728 pp.
9. Mast, R. F., "Memorandum: Simplified Strength Design of Flexural Members Using MMFX Steel", Jan. 2007, 8 pp.
10. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-63)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1963, 144 pp.
11. Vijay, P. V., and GangaRao, H. V. S., "Bending Behavior and Deformability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, V. 98, No. 6, Nov.-Dec. 2001, pp. 834-842.
12. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-95) and Commentary (318R-95)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1995, 391 pp.
13. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-02) and Commentary (318R-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
14. Mast, R. F., "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, Mar.-Apr., 1992, pp. 185 ~ 199.
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-99) and Commentary (318R-99)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 369 pp.

담당 편집위원 :
박기봉(강원대학교) kbpark@kangwon.ac.kr