

콘크리트 응력-변형률 관계에 기반한 철근콘크리트 부재의 처짐 산정

Deflection Calculation Based on Stress-Strain Curve for Concrete in RC Members

최승원* · 김 우**

Choi, Seung-Won · Kim, Woo

Abstract

The concrete structural design provisions in Korea are based on ultimate strength design. Up to service load stage, it is assumed a linear stress-strain relation, but there is no stress-strain relationship for a concrete material from service load stage to limit state. According to the current provisions, an independent method is provided for the each calculation of deflection and crack width. In EC2 provisions based on limit state design, however, a stress-strain relationship of concrete is provided. Thereby, it is able to calculate a strength as well as a deflection directly from concrete stress-strain relationship. In this paper the moment-curvature relationship is directly calculated from a material law using equilibrium and compatibility conditions. Then strength and deflection are formulated. These results are compared with the values from the current provisions in Korea. From the results, the deflection based on a moment-curvature relationship is well agreed with experimental results and it is appeared that the deflection after the yielding of steel is also possible.

Keywords : *limit state design, ultimate strength design, moment-curvature relationship, deflection*

요 지

현재 우리나라의 콘크리트구조설계기준은 강도설계법에 근간하고 있다. 강도설계법에 의해 휨부재를 설계할 경우, 콘크리트 응력-변형률 관계는 사용하중 상태에서 선형으로 가정하지만 이후 극한한계 상태까지에 대해서는 규정되어 있지 않다. 이로 인해 콘크리트구조설계기준에서는 처짐 및 균열폭 등의 산정에 대해 개별적인 규정을 두고 있다. 그러나 한계상태설계법에 근거한 EC에서는 재료에 대한 응력-변형률 관계를 규정하고 있다. 따라서 재료의 응력-변형률 관계로부터 휨강도 및 처짐 등을 직접 계산할 수 있다. 본 연구에서는 휨부재에 대하여 주어진 재료 모델을 바탕으로 평형방정식과 적합조건식을 적용하여 휨모멘트-곡률 관계를 계산하였다. 이로부터 휨강도 및 처짐을 산정하여 현행 콘크리트구조설계기준에 의한 값과 비교하였다. 해석 결과 재료 모델로부터 휨모멘트-곡률 관계를 통해 산정된 처짐은 실험 결과와도 비교적 잘 일치하고, 항복 이후의 처짐 계산도 가능한 것으로 나타났다.

핵심용어 : 한계상태설계법, 강도설계법, 휨모멘트-곡률 관계, 처짐

1. 서 론

콘크리트 구조물의 설계법은 허용응력설계법(WSD)으로부터 시작하여 강도설계법(USD) 그리고 한계상태설계법(LSD)으로 꾸준히 변천해 왔다. 특히 콘크리트 재료의 응력-변형률에 대한 명확한 규명이 이루어지지 않았던 1960년대까지는 주로 선형 탄성에 근거한 허용응력설계법이 사용되었으나, 이는 균등 안전율(uniform safety)을 확보할 수 없어서 경제적인 비합리성이 따랐다. 이에 하중 및 강도의 변동성과 불확실성을 반영한 강도설계법 및 한계상태설계법이 등장하였고, 현재 국내 및 미국에서는 강도설계법을, 유럽 등에서는 한계상태설계법을 통해 콘크리트 구조물에 대한 설계를

수행하고 있다.

현재 국내 및 미국에서 콘크리트 구조물 설계를 위해 사용되는 강도설계법은 콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선(stress-strain curve)에 대해 구체적인 재료 모델을 규정하고 있지 않다. 즉, 응력-변형률의 관계를 선형으로 가정하는 사용하중 단계 및 극한한계변형률에서의 응력과 변형률 관계만을 정의하고 있다. 강도설계법의 경우 극한강도에 초점을 맞추고 있기 때문에 극한한계상태에 이르기까지의 재료의 응력-변형률 관계에 대한 규정을 두고 있지 않았으며, 극한한계변형률 이전 단계의 관계를 기술할 필요가 없었다. 이에 따라 휨강도 이외의 사용성 측면 즉, 처짐, 균열폭, 소성회전량 및 재분배계수 등은 별도의 독립된 규정을 통해

*정회원 · 교신저자 · (사)한국콘크리트학회 콘크리트공학연구소 선임연구원 · 공학박사 (E-mail : csw2001@snu.ac.kr)

**정회원 · 전남대학교 토목공학과 교수 · 공학박사 (E-mail : wkim@chonnam.ac.kr)

계산하고 이를 허용값과 비교하여 안전성을 확보하도록 하고 있다.

현행 콘크리트구조설계기준에 따라 휨강도를 산정할 경우 극한한계상태에서 등가 직사각형 응력분포를 이용하여 압축 합력과 작용점을 결정하고 공칭휨강도(M_n)를 산정한다. 여기에 최외측 인장철근의 변형률(ϵ_t)의 크기에 따라 강도감소계수(ϕ)를 적용하여 설계휨강도(M_d)를 산정하고 있다. 그러나 처짐의 계산을 위해서는 재료의 변형률 분포 및 힘의 분포와 별개로 식 (1)과 같이 전단면2차모멘트(I_{ut})와 유효단면2차모멘트(I_e)를 사용한 단면의 강성을 이용하여 탄성 처짐 공식을 통해 처짐을 산정하고 있다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_{ut} \quad (1)$$

여기서 I_{cr} 은 균열단면2차모멘트, M_a 는 작용 모멘트, M_{cr} 은 균열모멘트를 나타내는데 균열모멘트 산정을 위한 파괴계수(f_r)는 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 이다. 그런데 위 식 (1)은 단순히 작용 하중과 균열모멘트의 관계로부터 단면의 강성을 계산하므로 휨모멘트-곡률 관계에 대한 고찰을 필요로 하지 않는다. 이러한 계산 방법은 실무에서 간편하게 적용할 수 있기 때문에 우리나라를 비롯한 각국의 설계기준에 채택되고 있지만 그 이론적인 근거가 모호하여 축력이 작용하는 경우에는 별도의 계산 방법이 필요한 문제점 등이 발생한다(장일영, 1991).

이에 반해 유로코드 2 (EC2)에서는 재료에 대한 응력-변형률 관계가 주어져 있고 이를 토대로 휨강도와 처짐 및 균열폭 등을 산정하는 일관된 해석과 설계 방법을 채택하고 있다. 그런데 실제 처짐 산정을 위해 필요한 철근의 응력 산정에는 주어진 재료 모델이 아닌 선형의 응력-변형률 관계를 적용하고 있고 여기에 인장강화효과 만을 고려하고 있다. 즉, EC2에서는 재료 모델을 제시하여 휨강도를 산정하고 있지만 처짐 산정에는 이를 무시하고 있음을 알 수 있다.

따라서 본 연구에서는 휨부재에 대하여 일관된 재료 모델을 바탕으로 힘의 평형 및 변형률 적합식을 적용한 휨모멘트-곡률 관계로부터 처짐을 산정하고, 이를 단면의 유효 강성을 통해 처짐을 산정하는 현행 콘크리트구조설계기준에 의한 처짐 결과와 비교 검토함으로써 휨부재 설계에 일관된 방법을 확보하고자 하였다.

2. 콘크리트 응력-변형률 곡선에 의한 단면 해석 및 처짐 산정법

휨부재의 단면 해석을 위해 EC2에서는 압축 영역 콘크리트의 응력-변형률 관계를 Fig. 1과 같은 포물-사각형 곡선(parabola-rectangular stress-strain curve : p-r 곡선)으로 주어지고 있으며, 이는 식 (2-a)와 식 (2-b)와 같이 표현된다.

$$0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co} \quad \text{구간에서, } f_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}\right)^n\right] \quad (2-a)$$

$$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad \text{구간에서, } f_c = f_{cd} \quad (2-b)$$

여기서 ϵ_{co} 는 최대 응력점의 변형률로서 0.002, ϵ_{cu} 는 극한한계변형률로서 EC2에서는 0.0035를 채택하고 있다. n 은 상승

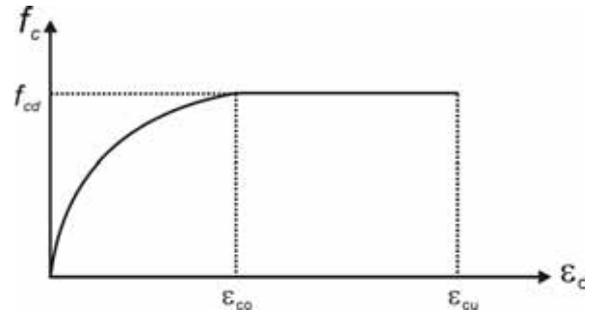


Fig. 1 Parabola-rectangular stress-strain curve for concrete

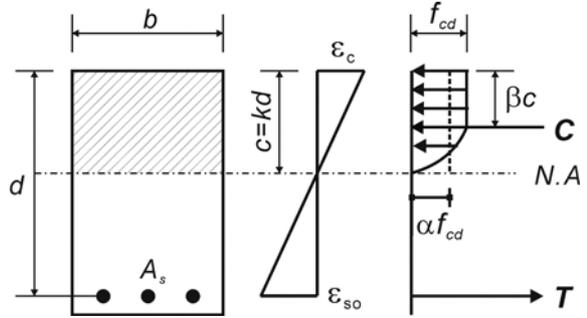


Fig. 2 Calculation of compressive and tensile force

곡선부의 형상을 나타내는 지수로서 콘크리트 기준압축강도(f_{ck})가 50 MPa 이하일 경우 2.0이다.

f_{cd} 는 설계압축강도로서 식 (3)과 같이 표현된다.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3)$$

여기서 γ_c 는 콘크리트의 부분안전계수로서 사용성 검증시에는 1.0, 극한한계상태 검증시에는 1.5의 값을 갖는데 본 연구에서는 사용성 검토를 위해 1.0을 사용하였다. α_{cc} 는 장기거동의 영향을 고려하기 위한 유효계수로서 0.85의 값을 갖는다.

Fig. 2는 p-r 곡선을 사용하는데 따른 단면의 압축 합력(C)과 작용점을 계산하는데 필요한 두 무차원 계수를 산정하는 개념도를 나타낸다. α 는 중립축 깊이에 걸친 평균 응력 계수이고, β 는 이러한 응력 분포의 합력의 작용점 위치를 나타내는 계수이다. 콘크리트 변형률에 따라 계수 α 와 β 는 식 (4)~(7)을 이용하여 계산할 수 있다.

$0 \leq \epsilon_c \leq 2\text{‰}$ 에 대하여 :

$$\alpha = \frac{\epsilon_c(6 - \epsilon_c)}{12} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{(8 - \epsilon_c)}{4(6 - \epsilon_c)} \quad (5)$$

$2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 에 대하여 :

$$\alpha = \frac{3\epsilon_c - 2}{3\epsilon_c} \quad (6)$$

$$\beta = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} \quad (7)$$

여기서 ϵ_{cu} 는 콘크리트 극한한계변형률, ϵ_c 는 연단에서의 콘크리트 변형률로서 천분률(‰)로 표현한다. 따라서 콘크리트의 압축 합력은 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$C = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot c \quad (8)$$

여기서 b 는 단면의 폭, c 는 중립축 깊이를 나타낸다.

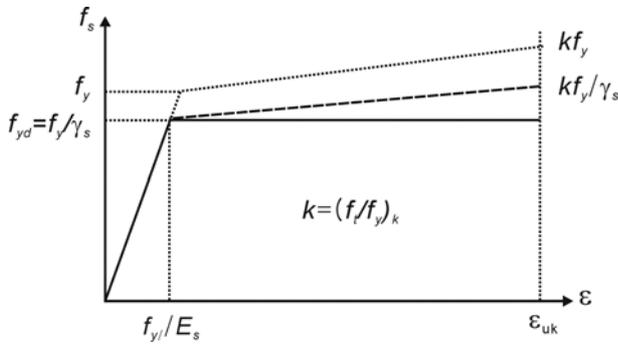


Fig. 3 Idealized stress-strain curve for steel

EC2에서는 철근의 응력-변형률 관계를 Fig. 3과 같이 제시하고 있다. 우선 한계 변형률 제한이 없는 수평 직선의 형태로 제시하고 있다. 즉, 항복응력에 대한 인장응력의 비로 표현되는 철근의 경화비(hardening ratio, k)가 1인 경우이다. 또한 인장응력을 kf_y/γ_s 와 같이 경사 직선으로 표현한 형태가 주어지고 있다. 이 경우 $k > 1$ 인 관계가 성립한다. CEB/FIP 모델코드 (MC90)에서는 수평 직선 가정에 0.01의 한계 변형률을 설정하고 있으며, 독일 NAD에서는 0.02의 한계 변형률을 두고 있다. 여기서 γ_s 는 철근의 부분안전계수로서 1.15의 값을 가지고, 사용성 검증시에는 1.0의 값을 갖는데 본 연구에서는 사용성 검토를 위해 1.0을 사용하였다. 따라서 철근량(A_s)이 주어질 경우 철근의 인장력(T)은 식 (9)와 같이 계산할 수 있다.

$$T = A_s f_s / \gamma_s \quad (9)$$

또한 본 연구에서는 강도 및 처짐의 산정을 위한 휨모멘트-곡률 관계의 규명을 위해 다음의 가정을 사용하였다. 먼

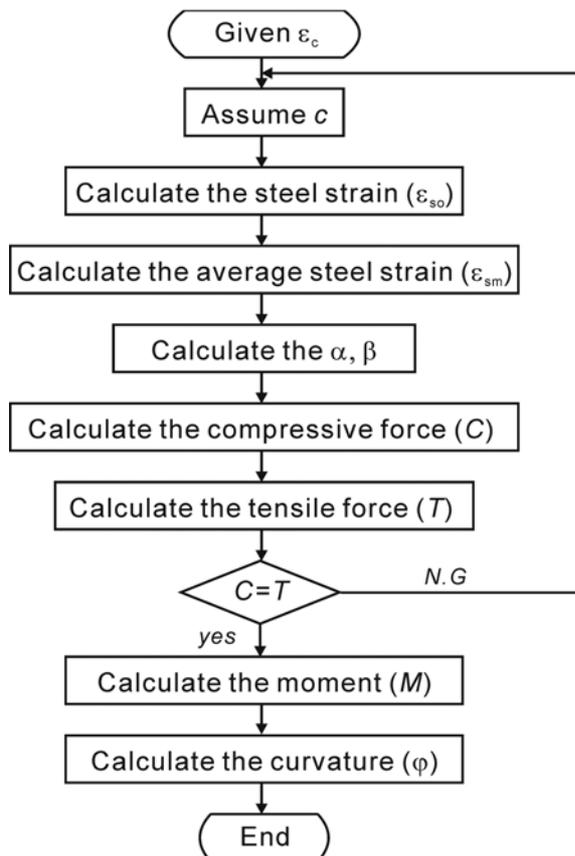


Fig. 4 Flow chart for moment-curvature relationship

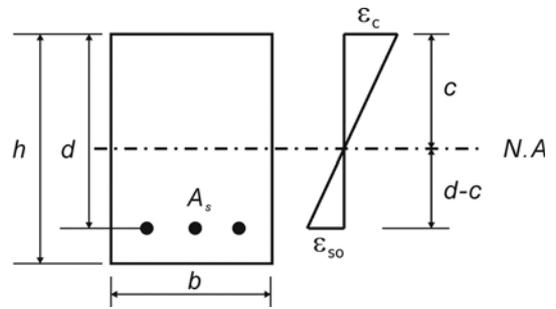


Fig. 5 Strain distribution in a cross-section

저 하중을 받기 전의 평면은 하중을 받아 변형된 후에도 평면을 유지한다는 베르누이 가정(Bernoulli's assumption)이다. 이에 따라 단면에서의 변형률은 선형적으로 분포한다. 또한 콘크리트 속에 묻혀 있는 철근은 콘크리트와 완전 부착되어 있다는 가정을 사용하였다. 즉, 철근의 변형률과 그 주변의 콘크리트의 변형률은 같다.

위의 두 가지 가정과 콘크리트 및 철근의 재료 모델을 평형 방정식과 적합 조건식을 이용하여 단면의 휨모멘트-곡률 관계 해석을 수행하였고, 이를 통해 처짐을 산정하였다.

Fig. 4는 휨부재의 휨모멘트-곡률 관계를 산출하기 위한 과정을 나타낸 것이다. 휨모멘트-곡률 관계 도출을 위해 우선 균열면에서 철근의 변형률(ϵ_{so})을 Fig. 5에서 나타낸 단면의 변형률 분포를 통해 식 (10)과 같이 계산한다. 즉, 주어진 콘크리트 압축 연단의 변형률(ϵ_c)과 가정된 중립축 깊이로부터 철근의 변형률이 식 (10)과 같이 유도된다.

$$\epsilon_{so} = \frac{d-c}{c} \epsilon_c \quad (10)$$

여기서 d 는 단면의 유효깊이를 나타낸다.

일반적으로 균열 발생 후 콘크리트의 인장력은 무시한다. 그러나 본 연구에서는 균열면 사이에서 철근 변형률의 감소

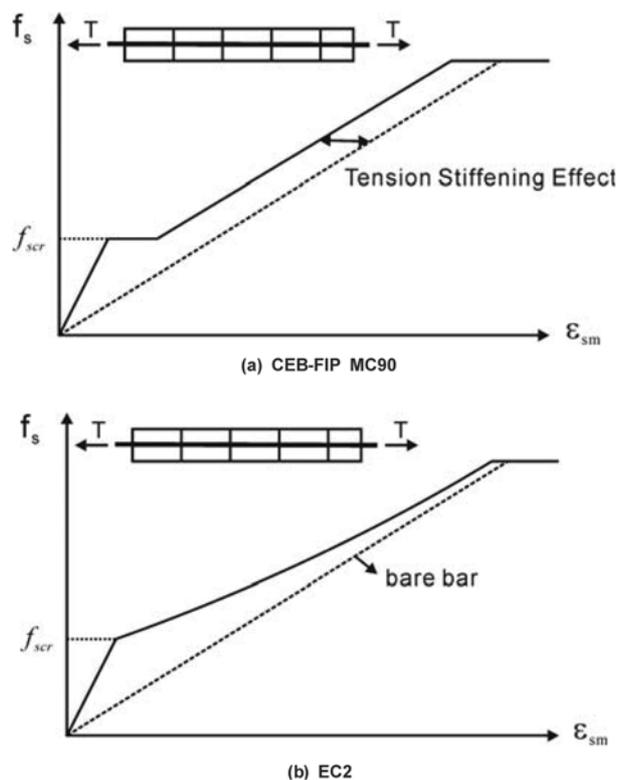


Fig. 6 Tension stiffening effect

를 나타내는 인장증강효과(tension stiffening effect)를 고려하였다. Fig. 6은 철근 콘크리트 직접 인장부재의 철근 응력과 평균 변형률에 대한 관계를 나타낸 것이다.

MC90에서는 기본적으로 Fig. 6(a)와 같이 1차식 형태의 식 (11)의 평균 변형률 관계를 인장증강효과를 나타내고 있다. 반면에 EC2는 2차식 형태의 식 (12)와 같이 인장증강효과를 정의하고 있다.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4 \frac{f_{ctm}}{E_s \rho_e} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_{so}} \right)^2 \right) \quad (12)$$

여기서 ε_{sm} 은 철근의 평균 변형률, f_{scr} 은 인장균열이 발생할 때 균열면의 철근의 응력, f_{so} 는 균열면의 철근의 응력, β_1 은 철근 형태를 반영한 계수로서 이형철근일 경우 1.0, 원형철근일 경우 0.5의 값을 갖는다. β_2 는 하중 형태를 반영한 계수로서 단기 하중이 작용할 경우 1.0, 장기 반복하중이 작용할 경우 0.5의 값을 갖는다. 그리고 ρ_e 는 유효철근비로서 식 (13)과 같이 유효 인장 면적에 대한 철근량의 비로서 표현된다.

$$\rho_e = \frac{A_s}{2.5(h-d) \cdot b} \quad (13)$$

f_{ctm} 은 콘크리트의 평균인장강도로서 식 (14)와 같이 나타낸다.

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} \quad (14)$$

다음으로 식 (8), (9)를 통해 콘크리트 압축 합력과 철근의 인장력을 계산하여 두 힘의 크기가 동일할 경우 다음과 같이 단면의 휨모멘트를 계산한다.

$$M = C(d - \beta \cdot c) = T(d - \beta \cdot c) \quad (15)$$

마지막으로 주어진 콘크리트 변형률에 대한 곡률(φ)은 Fig. 7의 변형률 분포를 통해 아래 식 (16)과 같이 나타낼 수 있고, 결국 식 (15)와 식 (16)의 관계를 통해 주어진 단면의 휨모멘트-곡률의 관계를 도출할 수 있다.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{sm}}{d} \quad (16)$$

EC2에서는 처짐의 산정에 두 가지 방법을 제안하고 있다. 첫 번째는 간편식으로서 평균 곡률을 사용하는 것이다. 이때 평균 곡률은 식 (17)과 같이 표현된다.

$$1/r = \zeta(1/r)_{II} + (1 - \zeta)(1/r)_I \quad (17)$$

여기서 $(1/r)_I$, $(1/r)_{II}$ 는 각각 비균열단면과 균열단면의 곡률이다. ζ 는 분포계수(distribution coefficient)로서 식 (18)과

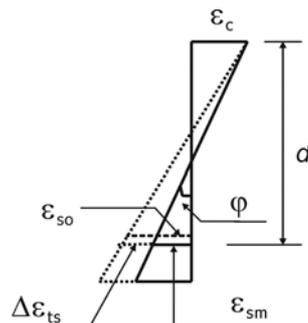


Fig. 7 Correction of strain distribution for the effect of tension stiffening

같이 표현된다. 특히 분포계수는 비균열 단면에서는 0의 값을 갖는다.

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_{so}} \right)^2 \quad (18)$$

처짐(Δ)은 이러한 평균 곡률로부터 식 (19)와 같이 계산할 수 있다.

$$\Delta = k \cdot l^2 \cdot (1/r) \quad (19)$$

이때 k 는 하중과 지점의 조건에 따른 휨모멘트도의 형태에 관계되는 계수이다(CEB-FIP, 1999, Euro-Design Handbook, 1994/96).

처짐 산정을 위한 두 번째 방법은 곡률을 전 지간에 대하여 직접 적분하여 처짐을 산정하는 것이다. 이를 위해 각 지간에서 휨모멘트-곡률의 관계를 산출하는 것이 필수적이다. 지간에 따른 휨모멘트-곡률 관계가 계산되면 사각형법(trapezoidal method) 등을 통한 근사 적분을 통해 처짐을 산정할 수 있다.

EC2의 처짐 해석에 사용되는 평균 변형률 산정의 경우 부차 특성에 의한 콘크리트의 응력 분담 효과를 적절히 평가하는 모델들이 많이 제안되고 있다. 그러나 재료 고유 성질인 응력-변형률 관계를 한정된 실험 결과 및 조건을 근거로 수정하여 모델화할 경우 일반성의 결여를 가져올 수 있다(장일영, 1991).

3. 휨모멘트-곡률 관계 분석

3.1 해석 대상 단면 및 해석 변수

앞서 제시한 휨모멘트-곡률 관계 계산 방법에 의해 Fig. 8과 같은 단철근 직사각형 단면의 휨부재에 대한 휨모멘트-곡률 관계를 산정하였다. 해석 단면은 250×650 mm(폭×높이), 유효 깊이는 550 mm이다. 콘크리트의 기준압축강도는 50 MPa, 철근의 항복강도는 500 MPa이다. Table 1은 해석에 사용된 주요 해석 변수로서 주철근 비(ρ), 콘크리트 극한한계변형률(ε_{cu}), 철근의 극한한계변형률(ε_{su}) 및 철근의 경화비

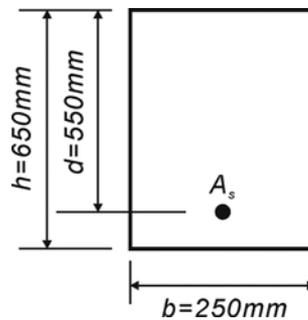


Fig. 8 Section properties of the beam investigated

Table 1. Analysis variables examined

No.	variables	
1	ε_{cu} [%]	0.30 and 0.35
2	ε_{su} [%]	3, 5 and 8
3	hardening ratio [k]	1.00 and 1.08
4	ρ [%]	0.5, 0.7, 1.0, 2.0 and 2.5

(k)에 대한 영향을 살펴 보았다. 이 때 콘크리트 극한한계변형률은 EC2 및 콘크리트 구조설계기준에서 각각 0.0035 및 0.003으로 제시하고 있다. 또한 EC2에서 철근의 경화비는 철근의 항복강도에 따라 변화되는 값으로 일반적으로 고연성의 철근일 경우 1.08 이상의 값을 갖는다.

3.2 휨모멘트-곡률 관계

Fig. 9와 Table 2는 콘크리트 극한한계변형률이 0.003(콘크리트구조설계기준), 철근의 극한한계변형률이 5%, 주철근비 2%일 때 휨모멘트-곡률관계를 나타낸다. 즉, 콘크리트구조설계기준에 의해 사용하중 상태에서 선형의 압축 응력 분포를 갖는 경우와 EC2의 p-r 곡선을 사용한 경우에 대한 휨모멘트-곡률 관계의 차이를 분석하였다.

두 재료 모델에 따른 휨모멘트-곡률 관계에는 뚜렷한 차이는 보이지 않았지만, p-r 곡선과 인장증강효과를 모두 사용할 경우 동일 하중에 대해 곡률이 약 13%까지 감소함을 볼 수 있었다.

그러나 현 설계 기준에 의해 선형의 압축 응력 분포를 사용할 경우 재료 모델에 대한 완전한 정의가 이루어지고 있지 않으므로 사용하중 상태 이후 혹은 항복 휨모멘트 이후의 휨모멘트-곡률에 대한 정의가 불가능함을 볼 수 있다. 이는 콘크리트의 재료 모델에 따른 항복 이전의 휨모멘트의 차이는 철근비에 의해 좌우되며 재료 모델 간 큰 차이를 보이지 않을 수 있으나, 현 설계 기준에 의한 재료 모델로는 항복 이후의 휨모멘트-곡률의 도출이 불가능하므로 이로부터 처짐과 소성 회전량 등의 산정이 불가능함을 의미한다. 인장증강효과를 반영한 경우, 특히 EC2의 인장증강효과(Fig.

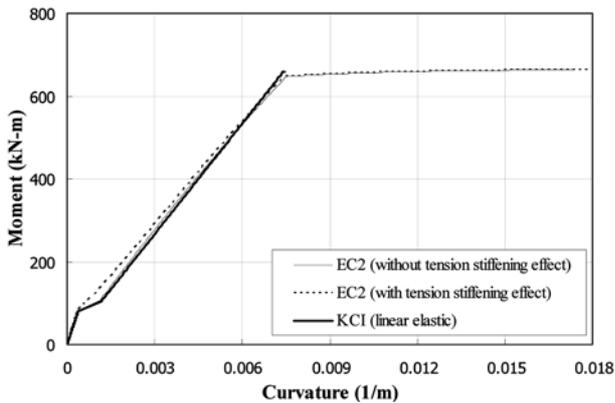


Fig. 9 Moment-curvature relationship according to the materials model

Table 2. Comparison of curvature obtained from various materials model

Moment [kN-m]	EC2		
	KCI linear elastic	with tension stiffening	without tension stiffening
0	0	0	0
200	0.00226 (1.00)	0.00196 (0.87)	0.00217 (0.96)
300	0.00339 (1.00)	0.00314 (0.93)	0.00328 (0.97)
400	0.00452 (1.00)	0.00433 (0.96)	0.00444 (0.98)
500	0.00562 (1.00)	0.00554 (0.99)	0.00563 (1.00)

unit : 1/m

() : ratio to the value of KCI

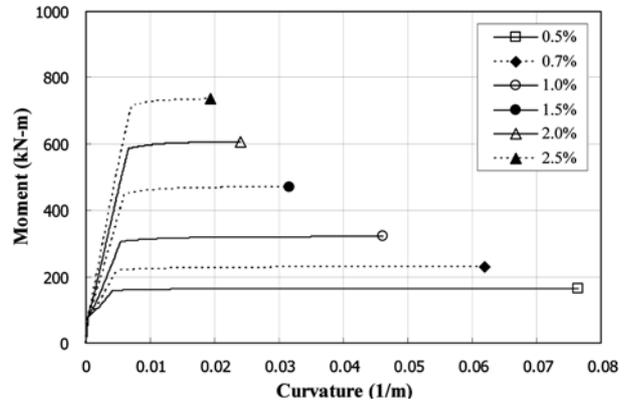


Fig. 10 Moment-curvature variation due to steel ratio

Table 3. Comparison of moment-curvature with variation of the ultimate limit strain for concrete

ϵ_{cu}	ϵ_{so}	ϕ [1/m]	M [kN-m]
0.0030	0.01683 (0.82)	0.0345 (0.82)	354.9 (0.99)
0.0035	0.02058 (1.00)	0.0419 (1.00)	355.3 (1.00)

() : ratio to the $\epsilon_{cu}=0.0035$

6(b))를 반영한 경우 항복 휨모멘트에 도달하기 전 Fig. 6(b) 및 식 (12)에 따라 곡률이 점차 인장증강효과를 반영하지 않은 경우의 곡률에 접근하고 있고, 철근이 동일한 항복강도를 가지므로 항복 이후에는 동일한 곡률을 나타냈다.

Fig. 10은 주철근 비에 따른 휨모멘트-곡률 관계를 나타낸다. 철근비가 작을수록 동일 하중에 대해 큰 곡률을 나타내고 있다. 이러한 변형 특성은 항복 휨모멘트 이후의 처짐, 소성 회전량 및 재분배 계수 등의 특성에 큰 영향을 미칠 것이다.

재료의 극한한계변형률은 동일한 곡률을 발생시키는 휨모멘트의 크기에 영향을 주지 않는다. Table 3은 콘크리트 극한한계변형률에 따른 파괴시 철근의 변형률 및 휨모멘트-곡률 관계를 나타낸 것이다. 철근의 극한한계변형률은 5%이고, 주철근 비는 1%이다. 콘크리트 극한한계변형률이 증가(0.003 → 0.0035)함에 따라 변형률 0.003까지의 곡률은 동일하였고 이후 0.003~0.0035까지의 콘크리트 변형률에 대한 곡률이 더 계산되었다. 이로 인해 콘크리트 변형률의 증가에 따라 변형량이 증가하였다.

Table 4는 주철근비와 철근의 극한한계변형률에 따른 파괴시 철근의 변형률 및 휨모멘트-곡률 관계를 나타낸다. 이 때 콘크리트 극한한계변형률은 0.0035, 주철근 비는 0.5%와 1.0%이다. Table 4에서와 같이 철근의 극한한계변형률의 증가는 낮은 철근비(0.5%)에서 철근에 의한 인장 지배적 효과를 나타나게 하였다. 즉, 철근의 극한한계변형률이 3%일 경우 단면이 콘크리트 극한한계변형률에 도달하기 전에 철근이 먼저 극한한계변형률에 도달함으로써 파괴가 발생하는 양상을 나타내었다. 그

Table 4. Comparison of moment-curvature with variation of the ultimate limit strain for steel and steel ratio

ρ [%]	ϵ_{cu}	ϵ_{so}	ϕ [1/m]	M [kN-m]
0.5	0.0035	0.03000	0.0492	183.2
	0.0030	0.03667	0.0597	183.3
	0.0035	0.04460	0.0724	183.3
1.0	0.0035	0.02058	0.0419	355.3

Table 5. Comparison of moment-curvature with variation of the hardening ratio, k

k	ϵ_{cu}	ϵ_{su}	ϕ [1/m]	M [kN-m]
1.00	0.0034 (0.98)	0.0201 (1.01)	0.0408 (1.00)	355.2 (0.97)
	0.0035 (1.00)	0.0206 (1.03)	0.0419 (1.03)	355.3 (0.97)
1.08	0.0035 (1.00)	0.0199 (1.00)	0.0408 (1.00)	364.9 (1.00)

() : ratio to the k=1.08

러나 주철근 비가 큰 경우에 대해서는 모두 콘크리트 극한한계변형률이 부재의 파괴에 지배적임을 보였다.

Table 5는 철근의 경화비에 따른 파괴시 철근의 변형률 및 휨모멘트-곡률관계를 나타낸다. 이 때 주철근 비는 1%, 콘크리트 및 철근의 극한한계변형률은 각각 0.0035와 5%이다. 경화비가 증가함에 따라 항복 휨모멘트 이후 인장력이 증가하여 휨모멘트는 증가하지만 곡률은 감소하였다. 또한 경화비가 증가함에 따라 동일한 곡률을 발생시키는 휨모멘트는 약 3% 증가하였고, 이 때 콘크리트 압축축 연단 변형률도 약 2% 증가하였다.

4. 처짐의 산정 및 분석

4.1 해석 대상

현행 콘크리트구조설계기준과 재료 모델과 EC2의 처짐산정법을 적용한 처짐을 Fig. 11과 같이 집중 하중이 작용하는 단순보의 실험 결과와 비교하였다. 이 실험보의 단면은 100×125 mm(폭×높이)이고, 유효 깊이는 99 mm, 지간은 1.8 m이다. 28일 후 측정된 콘크리트 압축강도는 41.2 MPa, 철근의 항복강도는 460 MPa이며, 주철근 비는 1.58%이다. 해석을 위해 콘크리트의 극한한계변형률은 0.0035, 철근의 극한한계변형률은 5%로 가정하였다. 또한 철근의 경화비가 1.0 및 1.1 일 경우 처짐의 차이를 검토하였다. Table 6은 실험 및 해석에 사용된 단순보의 각 재료에 대한 한계값을 나타낸 것이다. 식 (19)와 같이 EC2의 평균 곡률 개념을 이용하여 처짐을 산정할 때, 본 연구에서 사용된 실험보의 하중 및 지점의 특성에 따라 k는 0.106이다.

4.2 처짐 산정 결과

Fig. 12 및 Table 7은 각 설계 기준에 따른 처짐의 산정

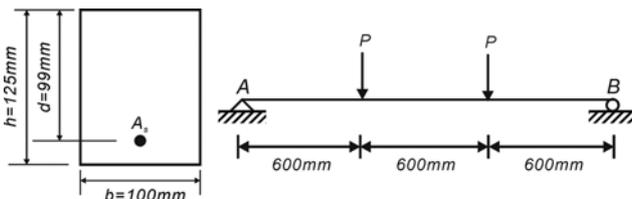


Fig. 11 Section properties of the beam investigated

Table 6. Mechanical properties of materials used

f_c [MPa]	f_y [MPa]	ϵ_{cu}	ϵ_{su}	ρ [%]	hardening ratio [k]
41.2	460	0.0035	0.05	1.58	1.0 & 1.1

결과를 나타낸다. 항복상태에 도달하기 이전 두 설계 기준에 의한 처짐은 실험 결과와 유사한 값을 나타내고 있다.

항복시 휨모멘트는 약 6.2 kN·m이고, 이 때 처짐은 약 9.5~9.7 mm 수준이다. Fig. 12와 Table 7에서와 같이 항복상태에 도달하기 이전의 각 기준에 따른 처짐의 차이는 약 1~30% 정도로 나타났고, 이러한 차이는 항복상태에 근접함에 따라 점차 증가함을 보였다. 이 때 유효단면2차모멘트 개념을 사용하는 콘크리트구조설계기준에 의한 처짐은 항복 이후에서는 더 이상 계산이 불가능하였으나, 평균 곡률 혹은 곡률에 대한 직접 적분 개념을 도입한 EC2에 의한 처짐 해석시에는 항복 이후 극한시까지의 처짐에 대해 일관된 산정이 가능한 것으로 나타났고 처짐의 해석 결과도 실험 결과와 비교적 유사한 값을 보였다.

철근의 경화비가 1.1일 경우, 항복상태 이전에는 처짐의 차이를 발생시키지 않지만, 항복 이후 동일한 처짐에 대응되는 휨모멘트는 약 1.3% 정도 증가하는 것으로 나타났다.

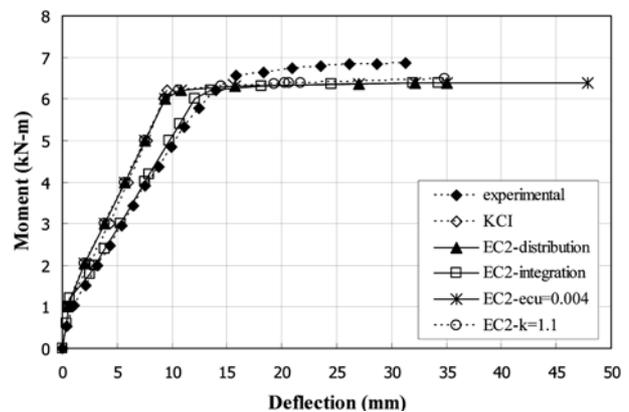


Fig. 12 Comparison of deflection

Table 7. Comparison of deflection calculated from each code

M [kN-m]	Deflection [mm]				
	KCI	EC2			
		(1)	(2)	(3)	(4)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.52(1.00)	0.53(1.02)	0.60(1.15)	0.53(1.02)	0.53(1.02)
2.00	2.53(1.00)	2.07(0.82)	2.95(1.17)	2.07(0.82)	2.07(0.82)
3.00	4.34(1.00)	3.87(0.89)	5.27(1.21)	3.87(0.89)	3.87(0.89)
4.00	6.03(1.00)	5.70(0.95)	7.52(1.25)	5.70(0.95)	5.70(0.95)
5.00	7.72(1.00)	7.57(0.98)	9.77(1.27)	7.57(0.98)	7.57(0.98)
6.00	9.28(1.00)	9.40(1.01)	12.10(1.30)	9.40(1.01)	9.40(1.01)
6.20	9.59(1.00)	10.78(1.12)	13.49(1.41)	10.66(1.11)	10.78(1.12)
6.30	-	15.70	18.14	14.51	15.70
6.37	-	27.03	24.48	19.31	27.03
6.38	-	32.14	31.92	20.29	32.14
6.385	-	35.01	34.31	20.66	35.01
6.394	-	-	-	21.76	47.86
6.47	-	-	-	34.88	-

- (1) average curvature approach
- (2) direct integration approach
- (3) in case of hardening ratio k=1.1 (average curvature approach)
- (4) in case of $\epsilon_{cu}=0.004$ (average curvature approach)
- () : ratio of the deflection in each case to the deflection of KCI

4.3 변위 연성도의 산정

일반적으로 변위 연성도는 식 (20)과 같이 항복변위(Δ_y)와 극한변위(Δ_u)의 비로서 표현된다.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (20)$$

본 연구에서는 주어진 재료 모델을 바탕으로 항복변위와 극한변위를 산정하여 변위 연성도를 산정하였다. 처짐 산정에 사용된 실험 단면과 동일한 단면을 갖는 보에서 콘크리트 극한한계변형률을 0.0035로 설정한 경우, 항복변위는 약 9.5 mm, 극한변위는 약 35 mm로 나타났다. 따라서 이때 변위 연성도는 약 3.9이다.

교각의 내진 평가시 주요한 인자로 사용되는 요소가 변위 연성도이다. 항복변위 및 극한변위는 push-over 해석을 통해 얻은 하중-변위 포락선으로부터 산정되고 있지만, 본 연구에서 산정한 비와 같이 횡구속된 콘크리트의 재료 모델 및 철근의 재료 모델 그리고 재료의 한계값이 제시된다면 push-over 해석에 의한 변위 연성도 산정 대신 일관된 단면 해석을 통해 극한변위 및 항복변위를 계산하여 변위 연성도를 산출하고 또한 적절한 횡철근량을 산정할 수 있을 것으로 사료된다.

5. 결 론

본 연구는 한계상태설계법에 근간을 둔 EC2에 의한 휨부재의 처짐 산정에 대해 분석하고 이를 강도설계법에 근간을 둔 우리나라 콘크리트구조설계기준에 의한 처짐 산정 방법과 비교 분석한 것이다. 특히, 콘크리트와 철근에 대한 완전한 재료 모델이 주어질 경우 고적 역학적 기법만을 이용하여 강도 및 처짐에 대한 산정을 각각 독립적 형태의 해석이 아닌 일관된 해석을 통해 산정할 수 있음을 보였다. 본 연구의 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 콘크리트 압축응력 모델로서 포물선과 직선의 조합 형태인 p-r 곡선을 적용하였다.
2. 콘크리트 및 철근에 대한 재료 모델, 재료의 한계값과 평형조건 및 변형 적합조건을 통해 단면의 휨모멘트-곡률

관계를 도출하였다.

3. 휨모멘트-곡률 관계로부터 평균 곡률 및 직접 적분을 통해 휨부재의 처짐을 계산하였다. 항복 휨모멘트 도달 전 산정된 처짐은 유효단면2차모멘트에 의한 강성을 이용하는 현행 콘크리트구조설계기준에 의한 처짐과 거의 유사한 값을 나타낸다.
4. 항복상태 도달 후 현행 콘크리트구조설계기준에 준해서는 처짐의 산정이 불가능하지만, 재료 모델을 바탕으로 휨모멘트-곡률 관계를 통해 처짐을 산정하는 경우 항복 이후 극한 상태까지 처짐을 비교적 정확하게 예측하고 있음을 보였다. 즉, 재료 모형과 재료의 한계값 그리고 고적 역학 기법을 통해 극한시까지 일관된 절차에 의해 처짐의 산정이 가능함을 보였다.
5. 이를 통해 항복변위와 극한변위의 비로 표현되는 변위 연성도의 산정도 가능하고 더 나아가 교각의 내진 평가시에도 휨부재와 동일한 방법 즉, 적절한 재료 모형 및 재료 한계값을 이용한 처짐의 산정을 통해 변위 연성도를 산정하여 소요 횡철근량의 설계도 가능할 것으로 사료된다.

참고문헌

- 건설교통부(2005) 도로교설계기준.
김 우, 이광명(2007) 콘크리트 교량의 신뢰도기반 한계상태 설계 법-Eurocode 2의 기본개념, 연구보고서, 교량설계핵심기술단.
장일영(1991) 철근콘크리트 부재의 부착특성을 고려한 휨모멘트-곡률 관계에 관한 연구, 콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회, 제3권, 제4호, pp. 97-106.
한국콘크리트학회(2007) 콘크리트구조설계기준.
ACI Committee 318 (2008) *Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary*, ACI, Detroit, M.I.
CEB-FIP (1991) *CEB FIP Model Code 1990*, Comite Euro-International Du Beton, Paris
fib(CEB-FIP) (1999) *Structural Concrete-Manual textbook Volume 2*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland
Hendy, C.R. and Smith, D.A. (2007) *Designer's guide to EN 1992-2 Eurocode 2: Design of concrete structures*, London.
Joshef Eibl (1994) *Concrete Structures Euro-Design Handbook*.

(접수일: 2010.2.8/심사일: 2010.4.23/심사완료일: 2010.5.26)