

이축인장을 받는 철근콘크리트 패널의 균열 거동

Cracking Behavior of RC Panels under Biaxial Tension

곽 효 경* 김 도 연**
Kwak, Hyo-Gyoung Kim, Do-Yeon

ABSTRACT

An analytical model which can simulate the post-cracking nonlinear behavior of reinforced concrete (RC) members such as bars and panels subjected to uniaxial and biaxial tensile stresses is presented. The proposed model includes the description of biaxial failure criteria and the average stress-strain relation of reinforcing steel. Based on strain distribution functions of steel and concrete after cracking, average response of an embedded reinforcement, a criterion to consider the tension-stiffening effect is proposed using the concept of average stresses and strains. The validity of the introduced model is established by comparing the analytical predictions for reinforced concrete tension members with results from experimental studies. Finally, correlation studies between analytical results and experimental data from biaxial tension test are conducted with the objective to establish the validity of the proposed models and identify the significance of various effects on the response of biaxially loaded reinforced concrete panels.

1. 서 론

철근콘크리트(RC) 부재의 균열 이후 항복에 도달할 때까지의 거동 특성은 콘크리트의 인장강도, 철근비, 철근의 재료 특성 및 배근형태 등 철근과 콘크리트 사이의 부착과 관련한 다양한 인자에 의해 영향을 받게 되는데, 이러한 철근콘크리트 구조물의 비선형 거동 메커니즘을 규명하기 위한 실험적, 해석적 연구가 많은 연구자들에 의해 수행되어 왔다[2,3,5,7]. 지금까지의 연구들을 살펴보면 주로 초기 균열상태와 균열 안정화 단계에서의 부착특성 규명을 통한 인장증강(tension stiffening)모델의 개발 또는 국부적인 항복효과를 반영한 철근의 평균응력-변형률 관계의 도입 등 콘크리트 균열, 부착거동과 철근의 항복 거동 특성을 개별적으로 모델링 해 오고 있기 때문에 균열과 항복 거동이 유기적으로 반영된 인장증강모델의 개발은 미미한 실정이다.

따라서 이 논문에서는 균열 이후에서부터 항복상태까지의 거동을 모사하는 인장증강효과를 사실적이고 정량적으로 평가하기 위해 균열 이후와 균열의 안정화 단계에서의 변형률 분포, 국부항복 및 항복변형 상태의 철근의 평균 거동 등을 복합적으로 고려하여 콘크리트의 유효인장응력-변형률 곡선을 제안하고자 한다.

* 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 부교수

** 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정

2. 철근콘크리트 재료모델링

2.1 강도포락선

2축응력상태의 콘크리트는 포아송효과(poisson's effect)와 내부 미세균열 등의 영향으로 인해 1축 응력상태의 콘크리트와 다른 구조거동을 나타낸다. 원자력 격납건물과 같은 구조물이 극한내압을 받을 경우 대부분의 응력상태가 1축 또는 2축인장상태에 놓이게 되므로 2축인장에 대한 강도포락선(strength envelope)을 정의할 필요가 있다. 따라서 이 논문에서는 Aoyagi 등[1]이 제안한 다음 식을 사용하여 인장-인장영역의 강도포락선을 정의하고자 한다(그림 1 참조).

$$\frac{\sigma_1}{f_t} = 1 - 0.26 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^2 \quad (1)$$

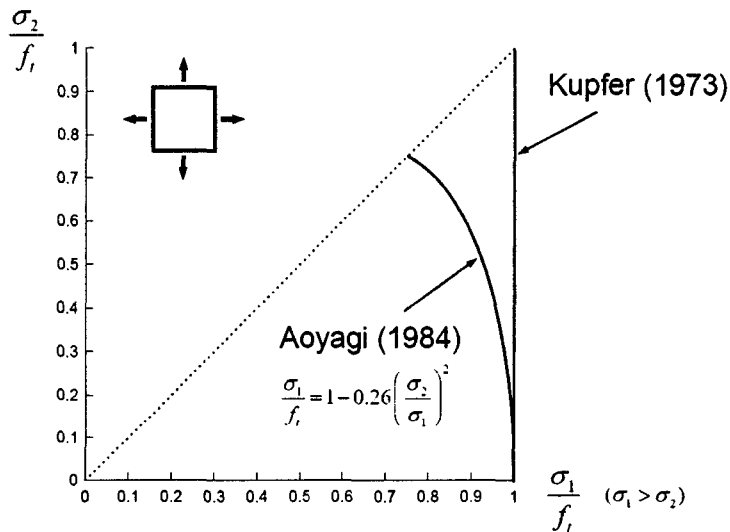
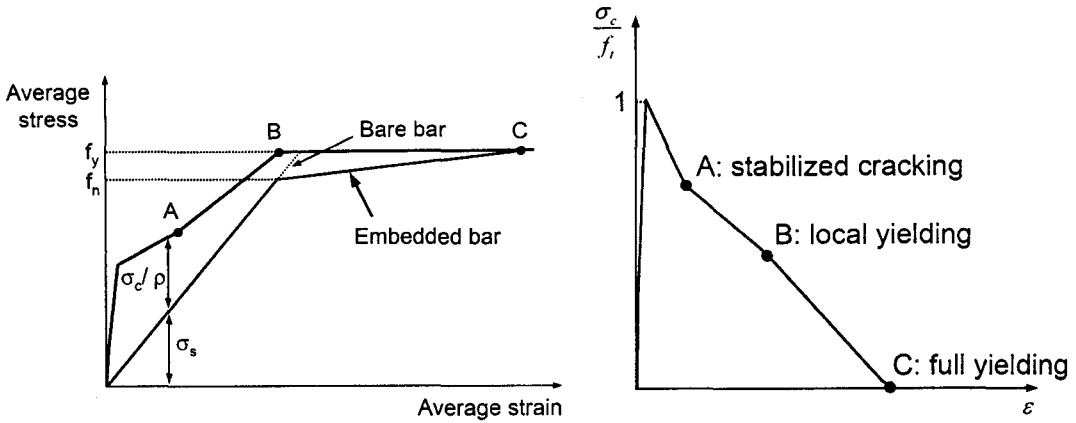


그림 1. 인장-인장영역의 강도포락선

2.2 RC 인장부재의 균열 거동

철근콘크리트 부재에 균열이 형성된 후에도 균열 사이의 손상되지 않은 콘크리트 내부에는 철근과 콘크리트 사이의 부착에 의해 전달된 국부인장응력으로 인해 콘크리트에는 인장응력이 존재하게 되는데, 이는 균열의 형성 및 철근과 철근을 둘러싼 콘크리트 사이의 부착에 기인한 인장증강(tension-stiffening)효과로 정의된다. 이와 같은 인장증강효과에 따른 철근콘크리트 부재의 평균적인 응력-변형률 거동을 그림 2(a)에 정성적으로 도시하였다. 그림 2(a)에서 볼 수 있듯이 다음 절에서 설명하게 될 매입된 철근의 응력-변형률 관계와 철근과의 부착으로 인한 콘크리트의 인장력 부담으로 인해 부재가 항복에 도달하는 시점이 순수한 철근과 비교하여 달라짐을 볼 수 있다. 이 논문에서는 인장증강효과를 사실적이고 정량적으로 평가하기 위해 균열이후의 변형률 분포와 항복 시점에서 철근의 평균 거동 등으로부터 콘크리트의 유효인장응력-변형률 곡선을 제안하고자 한다.



(a) 철근콘크리트 부재의 평균응력-변형률 관계 (b) 콘크리트의 유효인장응력-변형률 곡선

그림 2. 철근콘크리트 인장부재의 균열 거동 및 콘크리트 인장연화영역

2.3 철근의 평균응력-평균변형률 관계

철근콘크리트 축방향 부재나 패널과 같은 구조부재에서 콘크리트 내에 매입된(embedded) 철근의 응력-변형률 관계는 그림 3에 실선으로 나타난 바와 같이 순수하게 철근만 있는 경우와는 다른 응력-변형률 관계를 나타낸다. 콘크리트 내에 묻힌 철근이 균열 위치에서 항복변형에 도달하여도 균열 사이의 영역에서는 콘크리트가 인장력의 일부분에 대해 저항하므로 철근의 변형상태가 여전히 탄성영역에 놓이게 된다.

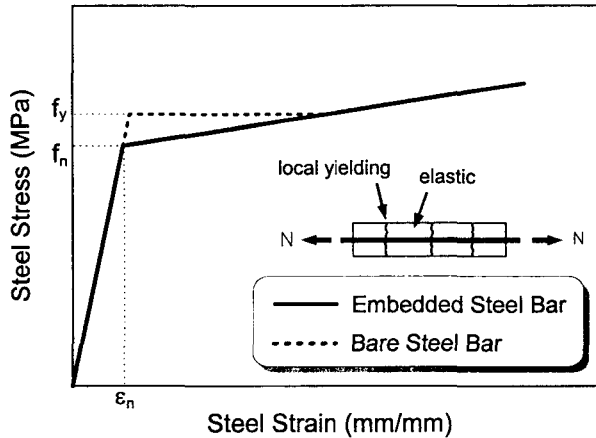


그림 3. 철근의 평균인장응력-변형률 곡선

이와 같이 철근콘크리트 부재가 항복상태에 도달하기 전에 균열 면 부근에서 국부적으로 항복 변형이 일어나는 철근의 변형분포에 대해 분산균열모델의 개념과 연관시키기 위해서는 철근의 평균응력-평균변형률 관계를 도입하여 항복에 도달하는 시점을 조정할 필요가 있으며, 이를 위해 이 논문에서는 Salem 등[2]이 콘크리트와 철근 사이의 부착-슬립을 별도로 모델링 하여 미세해석을

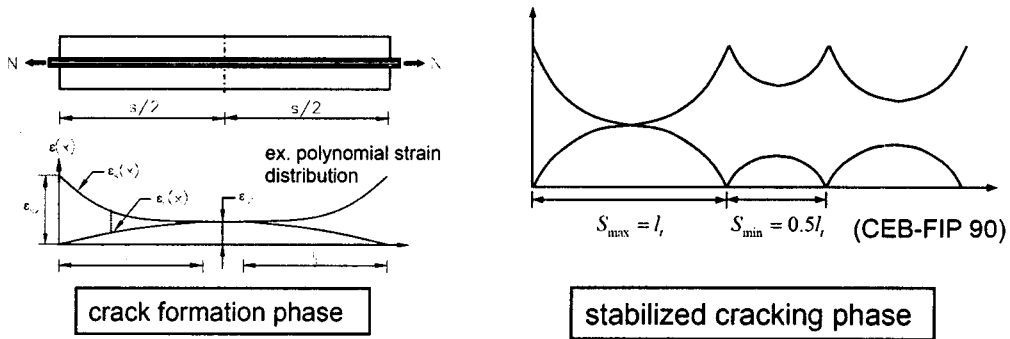
수행한 후 제안한 다음 식으로부터 철근의 유효항복강도 f_n 을 규정하였다.

$$f_n = f_y - \frac{f_t}{2\rho} \quad (2)$$

여기서 f_y 는 순수 철근의 항복강도, f_t 는 콘크리트의 인장강도, ρ 는 철근비를 각각 나타낸다. 유효항복강도 이후의 항복기울기는 철근의 항복 및 극한강도, 항복변형률, 경화시점의 변형률 및 철근비 등의 함수이며 보다 자세한 사항은 참고문헌[2]을 참조할 수 있다.

2.3 인장증강모델

패널의 균열거동을 정량적으로 예측함에 있어 이축인장을 받는 패널과 균열거동이 유사한 축방향 철근콘크리트 인장부재의 균열거동을 토대로 균열의 정량적 평가를 도모하고자 한다.



(a) 초기 균열상태의 변형률 분포

(b) 안정화된 균열상태의 변형률 분포

그림 4. 철근콘크리트 축방향 부재의 변형률 분포

그림 4(a)에 나타난 바와 같이 축방향 부재에 인장력 N 이 작용할 때 부재의 양 끝단에서 철근의 변형률은 ϵ_{s2} 가 되고, 부착 전달길이 l_t 만큼 떨어진 지점에서는 철근과 콘크리트가 일체 거동을 하므로 ϵ_{s1} 이 된다고 가정할 수 있다. 균열 이후 콘크리트 변형률은 철근에 비해 상대적으로 작은 변화폭을 가지므로 부착 전달길이 l_t 내에서 콘크리트의 변형률 분포함수 $\epsilon_c(x)$ 를 n_c 차의 다항식으로 가정할 수 있으며, 힘의 평형관계로부터 철근의 변형률 분포함수 $\epsilon_s(x)$ 를 다음과 같이 콘크리트의 변형률 분포함수로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_{s2} - \epsilon_c(x)/n\rho \quad x \leq l_t \quad (3a)$$

$$\epsilon_c(x) = \epsilon_{s1} \{1 - (1 - x/l_t)^{n_c}\}$$

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_c(x) = \epsilon_{s1} \quad l_t \leq x \leq s/2 \quad (3b)$$

제안된 변형률 분포함수의 미지수인 차수 n_c 는 균열 전, 후의 에너지 변화량이 같다는 에너지 평형관계로부터 구할 수 있다. 즉, 균열 전후의 변형에너지 변화량의 합은 0이므로 철근의 변형에

너지 변화량 ΔU_s , 콘크리트의 변형에너지 변화량 ΔU_c , 부착에너지 U_b 는 다음 식을 만족해야 한다[3].

$$\Delta U_s - \Delta U_c = U_b \quad (4)$$

여기서 $\Delta U_s = \frac{A_s E_s}{2} \int_0^{l_f} (\varepsilon_s(x)^2 - \varepsilon_{s1}^2) dx$, $\Delta U_c = \frac{A_c E_c}{2} \int_0^{l_f} (\varepsilon_{s1}^2 - \varepsilon_c(x)^2) dx$, $U_b = \sum_o \int_0^{l_f} \int_0^{w(x)} \tau_b dw dx$ 이고, E_s 는 철근의 탄성계수, A_s 는 철근의 단면적, E_c 는 콘크리트의 탄성계수, A_c 는 콘크리트의 단면적을 의미한다. 부착에너지는 CEB-FIP 규준[4]에서 제시한 부착응력-슬립 관계식 ($\tau_b = \tau_{max} \cdot (w/w_1)^a$)을 토대로 산정할 수 있다.

한편 하중이 증가하여 균열하중의 1.3배에 해당하는 하중에 도달하게 되면 균열개수가 더 이상 증가하지 않고 수렴하게 되는데[4], 이와 같이 균열개수가 안정화 된 시점에서 부재 내에 분포하는 변형률 형태는 그림 4(b)와 같다[4]. 그림 4(b)에서 볼 수 있듯이 최대균열간격이 최소균열간격의 2배이고, 최대균열간격이 부착 전달길이 l_f 와 같음을 알 수 있다. 이와 같이 부재 길이에 따른 변형률 분포의 기하학적 형태로부터 철근의 평균변형률을 나타내는 다음 식을 얻을 수 있다(그림 2(b)의 점 A).

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \frac{1}{n\rho} \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{n_c}{n_c + 1} \cdot \varepsilon_{s1} \right) \quad (5)$$

균열이 안정화된 후 계속적으로 하중이 증가하게 되면 균열면에서 철근의 항복이 일어나는 상태 (그림 2(a)의 점 B)에 도달하게 되는데 앞에서 설명한 바와 같이 철근이 부담하는 유효항복강도와 순수철근의 항복강도의 차이에 해당하는 부분을 콘크리트가 부담한다고 가정하여 그림 2(b)의 점 B에 해당하는 콘크리트의 유효응력을 산정하였다.

$$\frac{\sigma_c}{f_t} = (f_y - f_n) \frac{\rho}{f_t}, \quad \varepsilon = \frac{f_n}{E_s} \quad (6)$$

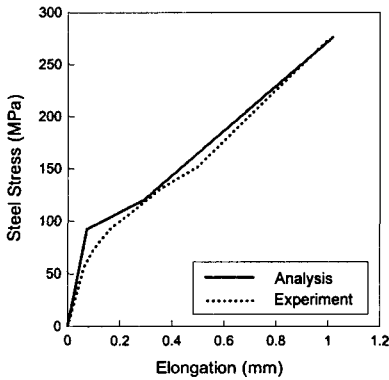
균열면에서 국부적인 항복상태를 지나 변형이 계속 증가하여 부재의 모든 영역에서 철근이 항복에 도달할 경우, 즉 철근의 평균응력-변형률 곡선이 순수 철근의 항복강도 f_y 와 만나는 변형 상태에서 콘크리트의 유효응력이 0이 된다고 가정하여 그림 2(b)의 점 C를 구할 수 있다.

3. 축방향 부재 해석

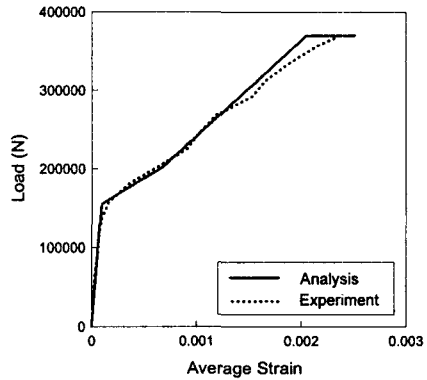
앞에서 정의한 콘크리트 인장연화영역에 대한 타당성을 검증하기 위해 사각형 단면을 갖는 철근콘크리트 축방향 시험체(시험체 1: Mirza 등[5], 시험체 2: Rizkalla 등[6], 시험체 3, 4: Ouyang 등[7])를 수치예제로 선정하여 해석하였다. 각 시험체의 재료 특성은 표 1에 나타낸 바와 같고, 그림 5에 해석결과를 하중(또는 응력)-변위(또는 변형률)에 대해 실험결과와 비교하여 나타내었다. 그림 (4)에서 볼 수 있듯이 제안된 인장증강모델을 사용하여 균열 이후의 거동을 효과적으로 모사함을 알 수 있다.

표 1. 축방향 부재의 재료 특성

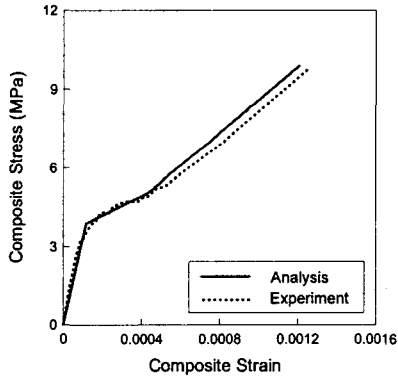
Specimen	Area (mm ²)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	f_t (MPa)	f_y (MPa)	ρ
1	205.74×88.9	23,787	200,000	2.12	400	0.0341
2	305×178	27,794	199,955	2.62	469	0.0147
3	127×50.8	27,349	223,480	3.19	506	0.0307
4	127×50.8	27,349	191,584	3.19	508	0.0331



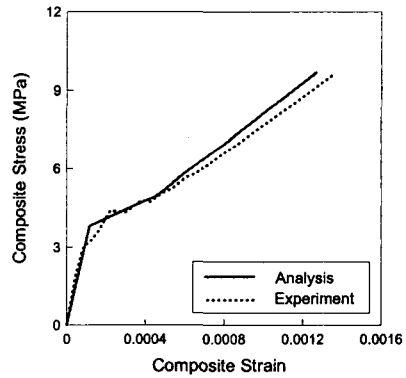
(a) 시험체 1



(b) 시험체 2



(c) 시험체 3



(d) 시험체 4

그림 5. 축방향 부재의 인장 거동

4. 이축인장 패널 해석

이 절에서는 앞서 개발된 철근콘크리트 재료모델의 타당성을 평가하고 나아가 이축인장을 받는 철근콘크리트 부재의 비선형 거동특성을 살펴보기 위해 현대건설기술연구소에서 실험한 패널 시험체 중 일부에 대해 수치해석을 수행하여 실험 결과[8]와 비교 연구를 수행하였다. 각 시험체의 재료 특성은 표 2에 나타난 바와 같고, 시험체의 모든 영역이 동일한 응력상태에 놓여있는 관계로 그림 6에 나타난 바와 같이 2×2 가우스 적분점을 갖는 1개의 4절점 등매개변수요소로써 모델링하였으며, 각 시험체의 하중조건은 표 3과 같다.

표 2. 이축인장 패널 시험체의 재료 특성

Panel	f_t	E_c	$\rho_x = \rho_y$	f_y	f_u	ϵ_{sh}	E_{s1}	E_{s2}	d_b (mm)
S40	2.1	28,328	0.0085 (0.0105*)	410	653	$5\epsilon_y$	205,744	$0.02E_{s1}$	35
S60	2.4	29,435							
R1	2.1	27,477	0.0090	404	687	ϵ_y	194,413	$0.02E_{s1}$	29
R2			0.0135						
R3			0.0188						

units: MPa, $f_t = 0.33(f_c')^{0.5}$, *: effective reinforcement ratio

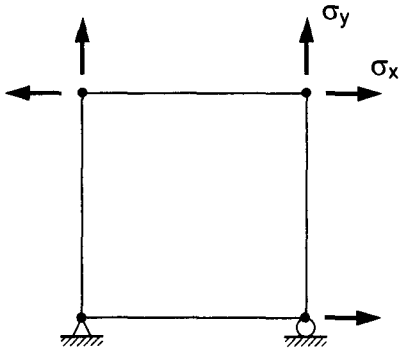
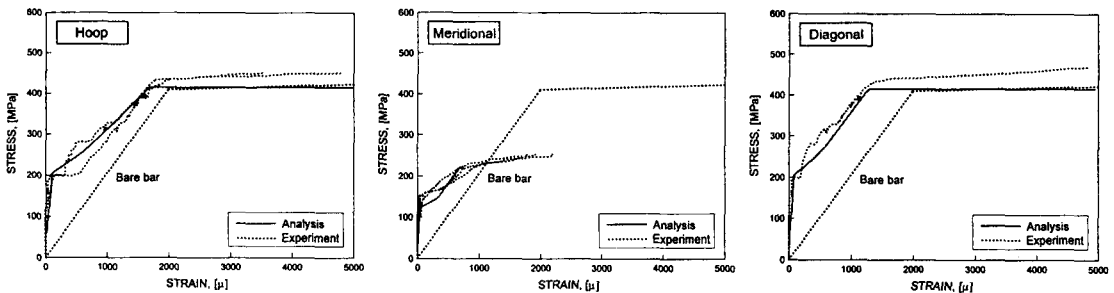


표 2. 패널의 하중조건

Panel	Loading Ratio ($\sigma_x : \sigma_y$)
S40	2:1
S60	2:1
R1, R2, R3	1:1

그림 6. 패널의 유한요소 이상화

그림 7에 S40과 S60 시험체의 Hoop(x) 방향, Meridional(y) 방향, Diagonal 방향의 응력-변형률 (LVDT값) 관계와 R1, R2 및 R3 시험체의 Hoop 방향 응력-변형률 관계를 해석결과와 비교하여 나타내었다. 그림 7에서 볼 수 있듯이 S40 및 S60 시험체의 경우 균열 이후의 항복까지의 거동을 효과적으로 모사하고 있으나, 극한응력이 실험결과에 비해 다소 과소평가 됨을 알 수 있다. 이는 제안된 인장증강모델의 특성상 변형경화시점 이전까지 철근콘크리트 복합재료의 응력이 순수철근의 항복강도를 초과하지 못하도록 정의되었고, 이축응력을 받음으로써 발생할 수 있는 추가적인 항복강도의 증가에 대한 연구가 이루어지지 않았으므로 이에 대한 추가적인 연구와 실험결과에 대한 분석이 필요할 것으로 판단된다. R1~R3 시험체의 경우 실험결과와의 편차가 심하나 해석결과가 실험결과와의 평균값에 수렴함을 알 수 있다.



(a) S40

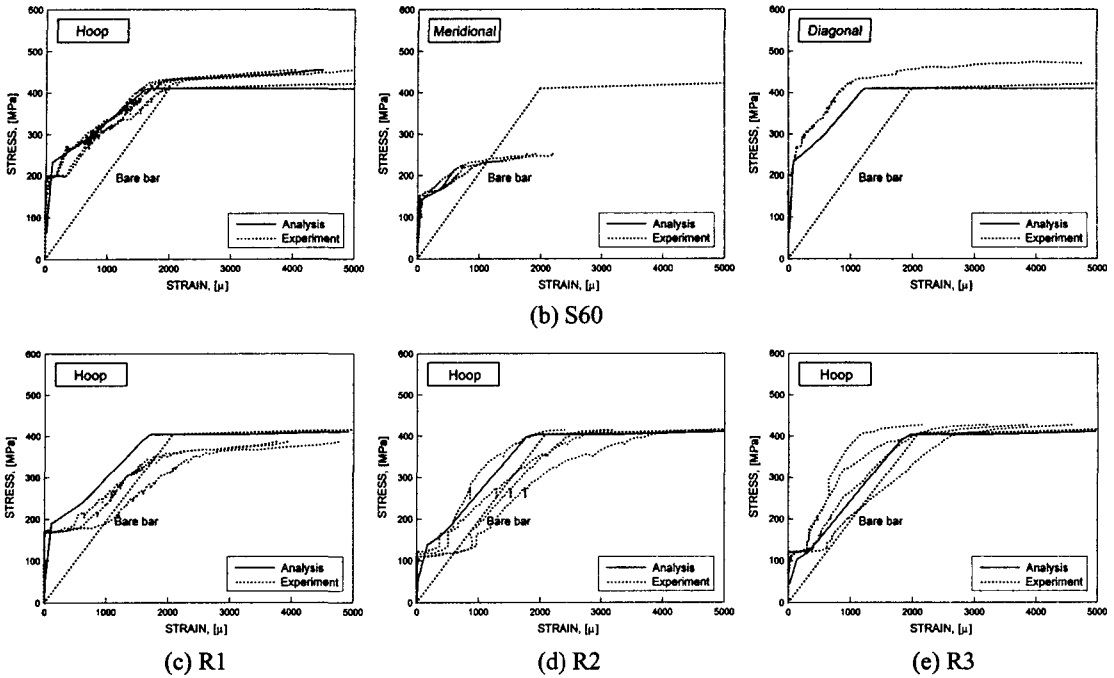


그림 7. 이축인장 패널의 응력-변형률 관계

5. 결 론

이 논문에서는 평면응력 상태에서 이축인장을 받는 철근콘크리트 구조물의 비선형 해석을 위한 해석모형을 제안하였다. 2축응력상태의 강도포락선, 균열 발생이후 나타나는 변형률 분포와 균열면에서의 국부적인 철근의 항복을 고려하여 콘크리트의 인장연화영역을 정의하였으며, 실험 결과와의 비교연구를 통해 모델의 검증 및 2축인장에 따른 철근콘크리트 부재의 균열거동을 살펴보았다.

참고문헌

1. Aoyagi, Y., and Yamada, K., "Strength and deformation characteristics of reinforced concrete shell elements subjected to in-plane forces," *Proc. of JSCE*, No. 331, 1983, pp. 167-180.
2. Salem, H., and Maekawa, K., "Spatially averaged tensile mechanics for cracked concrete and reinforcement in highly inelastic range," *Concrete Library of JSCE*, No. 34, 1999, pp. 151-169.
3. Kwak, H. G., and Song, J. Y., "Cracking analysis of RC members using polynomial strain distribution function," *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 4, 2002, pp. 455-468.
4. Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Service Ltd., London, 1993.
5. Mirza, S. M., and Houde, J., "Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete," *ACI Journal*, Vol. 76, No. 1, 1979, pp. 19-45.
6. Hwang, L. S., and Rizkalla, S. H., "Behavior of reinforced concrete in tension at post-cracking range." *Engineering Report*, Dept. of Civil Eng., Univ. of Manitoba, Winnipeg, Canada.
7. Ouyang, C., Wollrab, E., Kulkarni, S. M., and Shah, S. P., "Prediction of cracking response of reinforced concrete
8. 현대건설기술연구소, "격납건물 안전성 향상 기술개발: 프리스트레스 콘크리트 격납건물 부재실험," KAERI/CM-493/2001, 2002. 3.