

철근콘크리트 판넬의 인장강화효과 Tension Stiffening Effect in Reinforced Concrete Panels

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

ABSTRACT

An analytical model which can simulate the post-cracking behavior of reinforced concrete structures subjected to in-plane shear and normal stresses is presented. Based on the force equilibriums, compatibility conditions, and bond stress-slip relationship between steel and concrete, a criterion to simulate consider the tension-stiffening effect is proposed. The material behavior of concrete is described by an orthotropic constitutive model, and focused on the tension-compression region with tension-stiffening and compression softening effects defining equivalent uniaxial relations in the axes of orthotropy. Correlation studies between analytical results and available experimental data are conducted with the objective to establish the validity of the proposed model.

1. 서론

지진하중과 같은 수평하중에 저항하기 위한 전단벽의 경우 철근콘크리트 구조물이 널리 사용되고 있다. 철근콘크리트 전단벽은 이축응력의 조합에 따른 평면응력상태의 하중이 작용하게 되고, 구조물의 특성상 전단응력이 지배적으로 작용하므로 이로 인한 콘크리트의 균열과 이에 따른 부착슬립(bond slip)의 영향이 구조물의 거동을 지배하게 된다. 따라서 정확한 거동예측을 위해서는 이축응력상태에 따른 강도변화, 균열의 발생과 진전(propagation)에 따른 재료성질의 변화 및 인장강화효과(tension-stiffening effect)와 부착슬립(bond slip)의 영향 등 재료의 비선형 거동특성을 효과적으로 모사할 필요가 있다. 이를 위해 여러 해석모델이 개발되었고, 하중조건을 이상화한 철근콘크리트 판넬에 대한 실험 및 해석 연구를 통해 개발된 해석모델에 대한 검증이 이루어졌다. 이 논문에서는 철근과 콘크리트 사이의 힘의 평형관계와 균열발생후 부착거동의 고려를 통해 전단응력이 지배적으로 작용하는 철근콘크리트 구조물의 해석을 위한 인장강화모델을 제안하고 Vecchio 등이 수행한 철근콘크리트 판넬 실험결과와의 비교를 통해 제안된 모델의 효율성을 검증하고자 한다.

2. 재료모델링

2.1 콘크리트

이축응력상태의 콘크리트는 포아송효과와 내부 미세균열의 영향으로 인해 일축응력상태의 콘크리트와 다른 구조거동을 나타낸다. 즉, 콘크리트가 압축-압축응력을 받을 경우 일축압축강도보다 증가된 압축강도를 나타내며, 인장과 압축이 조합된 상태에서는 주인장응력이 증가함에 따라 압축강도는 선형적으로 감소하는 거동을 보이게 된다(그림 1 참조).

* 한국과학기술원 토목공학과 조교수
** 한국과학기술원 토목공학과 석사과정

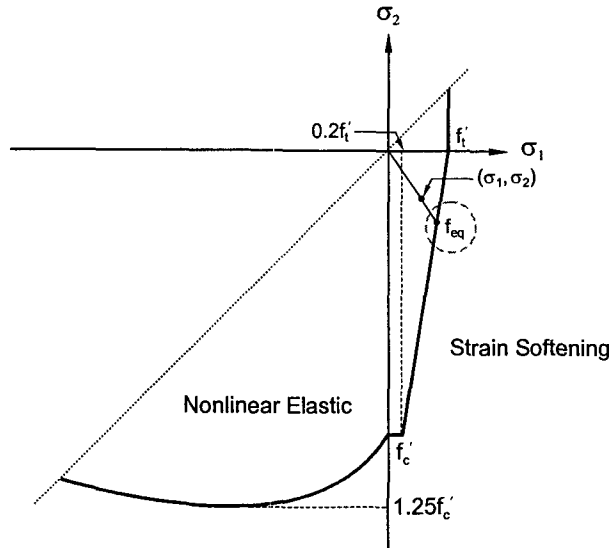


그림 1. 콘크리트의 강도포락선

구조물 대부분의 응력상태가 인장-압축영역에 위치하는 전단벽의 경우 인장-압축영역의 강도곡선에 대한 정의가 중요시된다. 따라서 이 논문에서는 응력비에 따라 인장강도가 직선적으로 감소하는 현상을 모사하는 Kupfer 등이 제안한 다음의 관계식을 사용하여 강도포락선을 정의하였다.

$$\frac{\sigma_{1p}}{f'_t} = 1 + 0.8 \frac{\sigma_{2p}}{f'_c} \quad (1)$$

특히 인장-압축영역에서 파괴는 인장측 균열에 의해 발생하는데, 균열이 발생하여 균열폭이 커짐에 따라 압축측 콘크리트의 유효단면적이 작아져서 압축강도의 감소가 일어난다. 이러한 균열발생 후 압축강도의 감소효과를 고려하기 위해 Vecchio 등이 실험을 토대로 평균변형률 개념을 사용하여 제안한 다음 식을 사용하여 압축측 콘크리트의 강도감소효과를 반영하였다.

$$\frac{f_{c2max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34\epsilon_1/\epsilon_c} = \beta \leq 1.0 \quad (2)$$

위 식으로부터 주인장변형률 ϵ_1 값이 증가함에 따라 압축강도가 감소함을 알 수 있다. 한편 그림 2에 나타난 바와 같이 압축강도가 감소하더라도 압축강도에서의 변형률 값은 ϵ_c 로 일정하다.

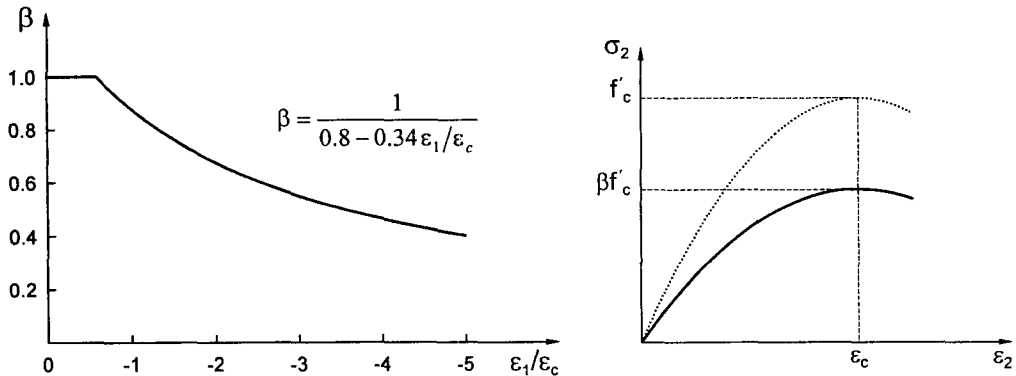


그림 2. 압축강도 감소계수 β 와 압축응력-변형률 관계

한편 이축압축응력상태의 강도포락선은 Kupfer 등이 제안한 관계식에 따라 정의하였다.

$$\sigma_{2p} = \frac{1+3.65\alpha}{(1+\alpha)} \cdot f_c, \quad \sigma_{1p} = \alpha \cdot \sigma_{2p}; \quad \alpha = \sigma_1/\sigma_2, \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \quad (3)$$

각 하중상태에 따라 결정되는 인장강도(f_{eq}) 및 압축강도(σ_{ip})에 대한 콘크리트의 응력-변형률관계는 Hognestad의 모델을 사용하여 정의하였다(그림 3 참조).

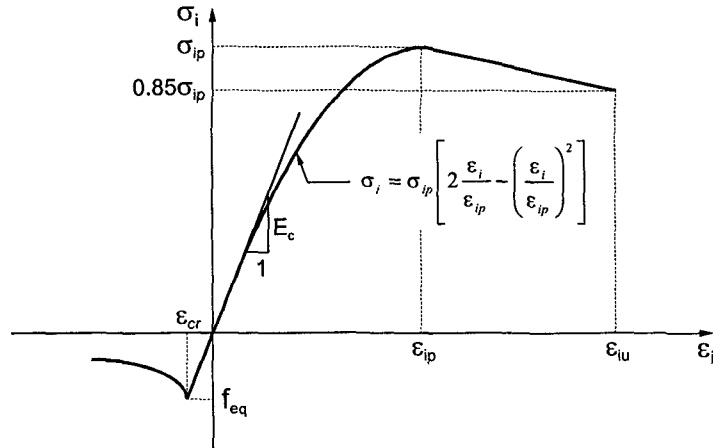


그림 3. 콘크리트의 응력-변형률 관계

응력변화에 따른 재료성질의 변화를 나타내기 위해 단순하면서도 콘크리트의 성질을 효과적으로 표현할 수 있는 직교이방성모델(orthotropic model)을 사용하여 구성매트릭스를 구성하였다.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)^2 \cdot G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

여기서 $(1-\nu^2) \cdot G = 0.25 \cdot (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2})$ 이다.

2.2 철근

철근은 압축영역과 인장영역에서 동일한 응력-변형률 곡선을 갖는 일차원 응력-변형률 관계로 구성하였으며, 선형탄성, 선형변형률경화 형태를 갖는 탄소성재료로써 모델링하였다.

3. 인장강화모델(Tension Stiffening Model)

3.1 힘의 평형관계

철근콘크리트 부재에 균열이 발생할 경우, 철근과 콘크리트 사이의 부착에 의해 전달된 국부인장응력으로 인해 균열이 형성된 후에도 균열사이의 콘크리트 내부에는 인장응력이 존재하게 되는데, 이는 균열의 형성 및 철근과 철근을 둘러싼 콘크리트 사이의 부착에 기인한 인장강화효과(tension-stiffening effect)로 정의된다. 이 논문에서는 인장강화효과를 표현하기 위해 부착응력-슬립(bond stress-slip)을 토대로 한 해석모델을 제안하고자 한다.

그림 4(a)는 평면응력상태의 구조계를 보여주고 있다. 균열사이의 평균연직거리를 $2a$ 로 가정하면 균열사이에 위치한 철근과 콘크리트는 그림 4(b)와 같은 자유물체도로 나타낼 수 있다.

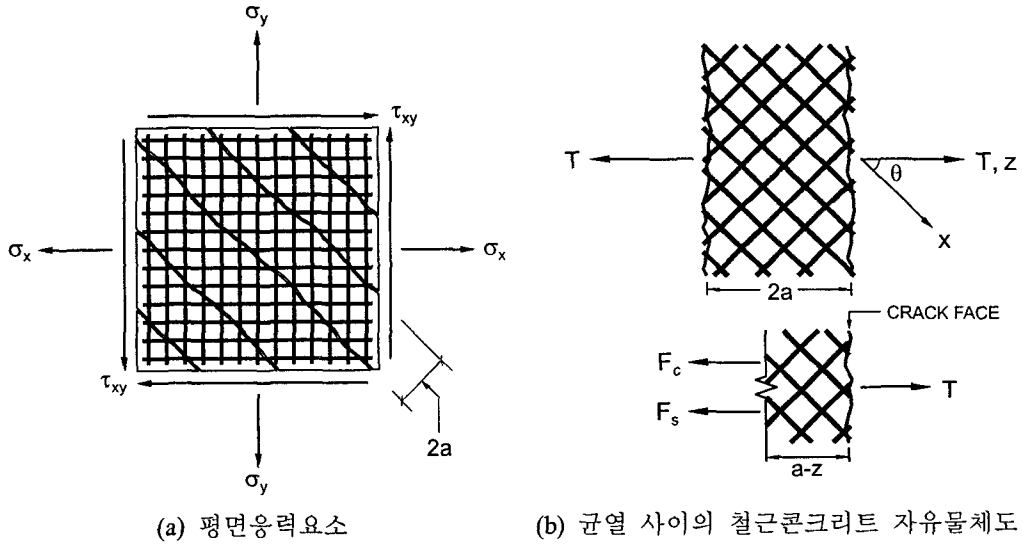


그림 4. 균열이 발생한 철근콘크리트 요소

철근의 저항력 F_s 는 주인장축에 대한 등가의 철근탄성계수 $E_{s,eq}$ 를 사용하여 나타낼 수 있다.

$$F_s = E_{s,eq} \cdot \epsilon_{s1} \cdot A_{c1}, \quad E_{s,eq} = E_{sx} \rho_x \cos^4 \theta + E_{sy} \rho_y \sin^4 \theta \quad (5)$$

여기서, ϵ_{s1} 은 주인장축에 대한 철근의 변형률을 나타내고, A_{c1} 은 주인장축과 직각을 이루는 콘크리트의 단면적을 나타내며, θ 는 x 축과 균열의 직각방향에 이루는 각이다. 한편, 콘크리트에 작용하는 하중은 등가의 일축변형률을 사용하여 다음과 같이 나타내었다.

$$F_c = E_c \cdot \epsilon_{1w} \cdot A_{c1} = E_c \cdot \frac{1}{1-\nu^2} \left(\epsilon_1 + \nu \sqrt{\frac{E_2}{E_c}} \epsilon_2 \right) \cdot A_{c1} \quad (6)$$

주압축축 콘크리트의 탄성계수 E_2 는 변형이 증가함에 따라 변화하지만, 주인장력에 저항하는 부분의 콘크리트는 균열이 발생하지 않은 상태이므로 탄성계수는 E_c 로 일정하게 된다.

한편, 철근은 균열사이의 콘크리트와의 경계면에서 부착응력을 통해 콘크리트에 인장응력을 전달한다(그림 5 참조). 주인장축을 z 축이라 두고, 손상되지 않은 콘크리트 내부의 길이 dz 를 갖는 미소요소를 생각하여 철근과 콘크리트 각각에 대한 자유물체도를 나타내면 다음 그림과 같다.

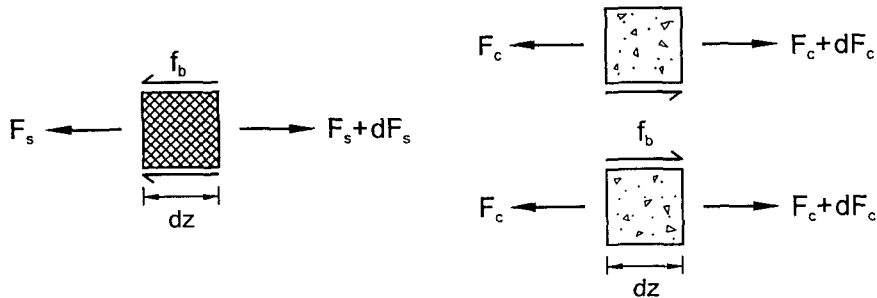


그림 5. 철근과 콘크리트 미소요소에 대한 힘의 평형관계

위의 그림에서 나타난 힘의 평형관계로부터 철근과 콘크리트에 대한 저항력의 증분을 부착응력의 향으로 표현할 수 있으며, x, y 방향의 부착응력은 동일하다고 가정하였다.

$$\frac{dF_s}{dz} = pnf_b, \quad \frac{dF_c}{dz} = -pnf_b \quad (7)$$

여기서 $pnf_b = (p_x n_x + p_y n_y) f_b$ 이고, p 는 철근의 주변장, n 은 미소길이 dz 내의 철근의 개수, 그리고 f_b 는 부착응력을 나타내고, 첨자 x 와 y 는 각각 x, y 방향으로 놓인 철근을 의미한다.

3.2 부착슬립 거동 및 인장강화모델

철근과 콘크리트와의 경계면에서 두 재료의 상대적인 변위차($\Delta = u_s - u_c$)에 의해 정의되는 부착슬립 Δ 를 z 에 대한 2 차미분항으로 나타내면 다음과 같다.

$$\frac{d^2 \Delta}{dz^2} = \frac{d^2 u_s}{dz^2} - \frac{d^2 u_c}{dz^2} = \frac{1}{E_{s,eq} A_{c1}} \frac{dF_s}{dz} - \frac{1-v^2}{E_c A_{c1}} \frac{dF_c}{dz} \quad (8)$$

부착응력-슬립이 $f_b = A \cdot \Delta$ 의 선형관계를 유지한다고 가정하여 식 (7)을 식 (8)에 대입하여 정리하면 널리 알려진 바와 같이 다음의 부착슬립에 대한 이차미분방정식의 형태를 얻을 수 있다.

$$\frac{d^2 \Delta}{dz^2} - k^2 \Delta = 0, \quad k^2 = \frac{pnA}{A_{c1}} \left(\frac{1}{E_{s,eq}} + \frac{1-v^2}{E_c} \right) \quad (9)$$

위의 미분방정식의 일반해는 $\Delta = C_1 \sinh kz + C_2 \cosh kz$ 로 나타나며($C_2 = 0$), 이를 토대로 식 (7)을 z 에 대해 적분하고 경계조건을 대입하면 F_s 와 F_c 에 대한 식을 각각 구할 수 있다. 이와 같이 구한 F_s 와 F_c 를 식 (5)와 (6)에 대입하여 다시 z에 대해 적분하면 u_s 와 u_c 에 관한 식을 얻을 수 있다.

유도된 관계식들을 토대로 콘크리트의 인장축 응력-변형률관계를 구성하기 위해 주인장력 T로써 철근의 평균변형률($\epsilon_{s1} = u_s(z=a)/a$)과 균열사이 콘크리트의 유효인장응력 구하고 f'_t 과 $\epsilon_{crack} = f'_t/E_c$ 를 사용하여 무차원화하면 다음의 형태를 갖는다. 여기서 n'_x 와 n'_y 는 각각 x, y 방향의 탄성계수비이다.

$$\frac{\sigma_c}{f'_t} = \frac{1 - \frac{\tanh ka}{ka}}{1 - \sec hka}, \quad \frac{\epsilon}{\epsilon_{crack}} = \frac{(1-v^2) + \frac{\tanh ka}{(n'_x \rho_x \cos^4 \theta + n'_y \rho_y \sin^4 \theta) \cdot ka}}{1 - \sec hka} \quad (10)$$

만약 식 (10)에서 ka 값이 0에 가까워지면 σ_c/f'_t 값은 2/3에 수렴하지만, 실제 균열간격은 어느 값에 도달하면 줄어들지 않고 일정하게 된다. 여기서는 균열사이의 평균변형률이 0.001 정도가 되면 균열의 개수가 안정된다고 보고 이 변형률에 이를 때까지 부착응력이 선형적으로 증가한다고 가정하여 식 (10)이 유효하다고 보았다(그림 6의 점 A 참조). 한편, 변형이 증가하여 철근이 항복상태에 이르면, 부착응력 또한 최대값을 지나 부착슬립의 증가에 대해 감소하는 경향을 나타낸다. 이를 고려하기 위해 부착응력은 슬립에 상관없이 일정한 값을 유지한다고 보고($f_b = \tau_b$) 식 (11)을 사용하여 이 상태에서의 주인장력을 철근의 항복강도로 나타내어($T = f_{yx} \rho_x A_x \cos \theta + f_{yy} \rho_y A_y \sin \theta$) 앞에서와 같은 방법으로 철근의 항복에 대응하는 응력비와 변형률비를 구하였다(그림 6의 점 B 참조).

$$F_s = T - pn\tau_b(a-z), \quad F_c = pn\tau_b(a-z) \quad (11)$$

$$\frac{\sigma_c}{f'_t} = \frac{1}{2}, \quad \frac{\epsilon}{\epsilon_{crack}} = \frac{1}{E_{s,eq}} \left[t \cdot (f_{yx} \rho_x \cos \theta + f_{yy} \rho_y \sin \theta) - \frac{p}{s} \frac{\tau_b a}{2} \right] \cdot \frac{E_c}{\frac{p}{s} \tau_b a} \quad (12)$$

여기서 $p/s = p_x/s_x + (p_y/s_y) \cdot (l_y/l_x)$ 이고, s_x, s_y 는 각각 x, y 방향 철근의 간격, l_x, l_y 는 각각 x, y 축과 직각을

이루는 변의 길이를 의미한다.

다음으로 인장응력-변형률곡선에서 σ/f_t' 이 0이 될 때의 변형률을 계산하기 위해 $T=F_s+F_c$ 에서 F_c 를 0으로 두고, 동일한 방법으로 전개하면 $\varepsilon/\varepsilon_{crack}$ 은 다음과 같이 정의된다(그림 6의 점 C 참조).

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{crack}} = \frac{t \cdot (f_{yx}\rho_x \cos\theta + f_{yy}\rho_y \sin\theta)}{E_{s,eq}} \cdot \frac{E_c}{\frac{p}{s}\tau_b a} \quad (13)$$

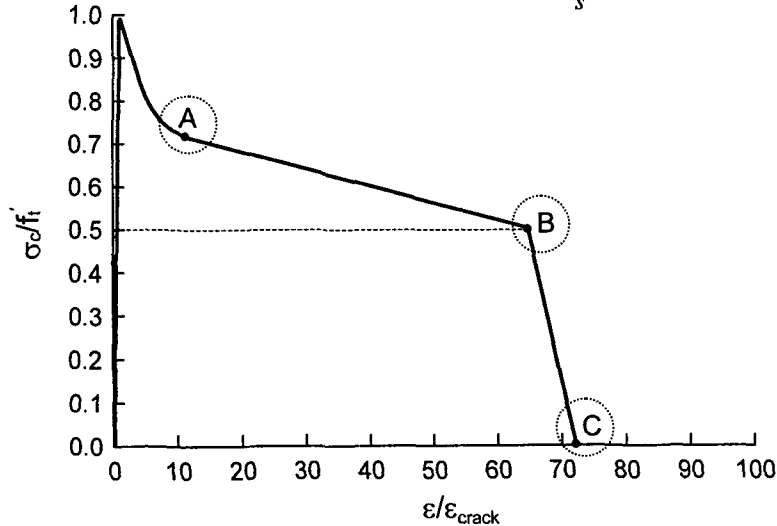


그림 6. 콘크리트의 유효인장응력-변형률 곡선

4. 유한요소 정식화

철근콘크리트 부재의 유한요소 모델 전개시 콘크리트는 분산균열모델(smearred crack model)을 사용하였으며, 특히 주변형률축을 주축으로 하는 회전균열모델로서 균열의 진전효과를 고려하였고, 철근의 경우 distributed 철근모델을 사용하여 각 방향의 철근을 철근비 ρ 만큼 요소내에 균일하게 분포하고 있는 철근층으로 모델링하였다. 철근콘크리트의 유한요소로 등매개변수요소(isoparametric element)를 사용하였으며, 정식화과정은 고전적인 변위법을 따랐다.

$$K_{el} = K_{cel} + \sum_{i=1}^n K_{siel} ; \quad K_{cel} \approx \int_V B^T D_{GLc} B dV, \quad K_{siel} = \int_V B^T D_{si} B dV \quad (14)$$

이 논문에서는 재료적 비선형성만을 고려하므로 할선탄성계수를 사용하여 재료강성행렬만을 수정하였고, 해의 수렴여부는 구조물에 작용하는 외력과 구조물의 내력의 차이로 판단하였다.

5. 수치해석 예제

재료모델과 인장강화모델의 타당성을 검토하기 위해 하중조건과 경계조건을 이상화한 구조요소인 판넬에 대한 해석이 필요하다. 이 논문에서는 Vecchio 등이 수행한 다양한 철근비를 갖는 판넬 실험에 의해 측정된 결과와 제안된 모델에 의한 수치해석 결과를 Filippou 등의 해석결과와 비교하였다(그림 8). 그림 7은 시험체 및 시험체를 유한요소로 이상화하여 보여주고 있다.

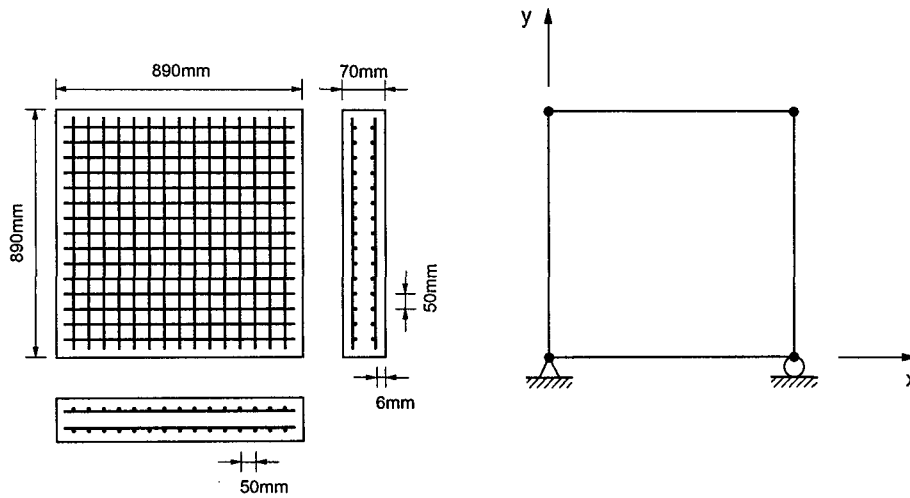


그림 7. Vecchio 등이 실험한 판넬과 유한요소로 이상화한 시험체

시험체들의 파괴형상을 보면 x, y 방향의 철근비가 다른 판넬 PV10, PV19 및 PV21의 경우 상대적으로 약한 한쪽방향 철근이 항복한 후 콘크리트의 전단파쇄로 파괴된다. 판넬 PV11은 양쪽방향의 철근이 모두 항복하여 파괴되고, 판넬 PV22, PV23 및 PV27은 양쪽방향으로 과다하게 배근된 철근으로 인해 x와 y 방향의 철근이 항복되기 전에 콘크리트의 전단파쇄로 인한 취성파괴가 일어난다. 표 1은 수치해석과 실험결과를 비교한 것으로서 해석값과 실험값이 거의 일치함을 알 수 있다.

표 1. Vecchio 등이 실험한 판넬의 하중조건과 제원 및 실험결과와 수치해석결과의 비교

시험체	하중조건 $\tau_{xy} : \sigma_x : \sigma_y$	x 방향 철근		y 방향 철근		콘크리트		실험결과		수치해석결과		v_u^* Exp. v_u^* Ana.
		ρ_x	f_{vx}^*	ρ_y	f_{vy}^*	ϵ_c	f_c^*	v_u^*	파괴양상	v_u^*	파괴양상	
PV10	1 : 0 : 0	0.01785	276	0.00999	276	-0.00270	-14.5	3.97	A	3.96	A	1.003
PV11	1 : 0 : 0	0.01785	235	0.01306	235	-0.00260	-15.6	3.56	B	4.06	B	0.877
PV19	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.00710	299	-0.00215	-19.0	3.95	A	4.20	A	0.940
PV21	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.01296	302	-0.00180	-19.5	5.03	A	5.63	A	0.893
PV22	1 : 0 : 0	0.01785	458	0.01524	420	-0.00200	-19.6	6.07	C	6.39	C	0.950
PV23	1 : -0.39 : -0.39	0.01785	518	0.01785	518	-0.00200	-20.5	8.87	C	7.57	C	1.172
PV27	1 : 0 : 0	0.01785	442	0.01785	442	-0.00190	-20.5	6.35	C	6.57	C	0.967

* 단위: MPa

파괴양상 : A - y 방향 철근이 항복한 후 콘크리트 전단파괴, B - 양쪽방향 철근 항복,
C - 철근이 항복되기전 콘크리트 전단파괴

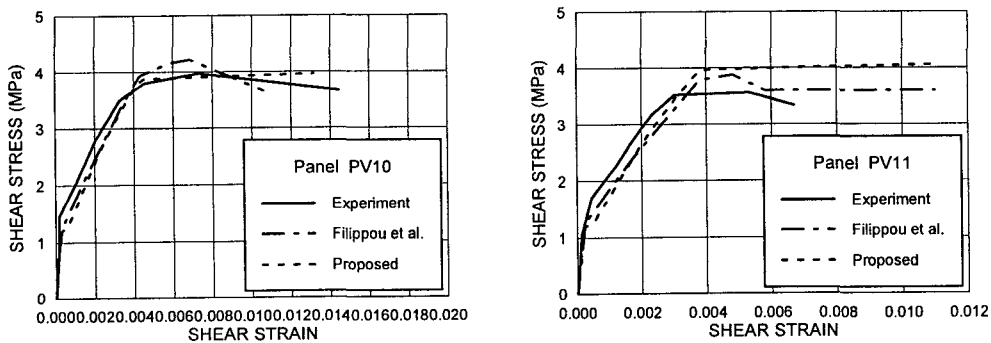


그림 8. 전단응력-변형률관계의 수치해석 및 실험결과에 대한 비교

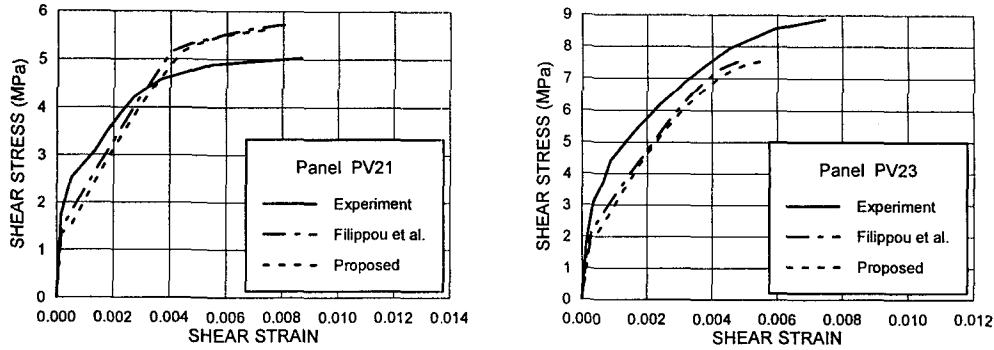


그림 8. 전단응력-변형률관계의 수치해석 및 실험결과에 대한 비교 (계속)

6. 결론

이 논문에서는 이축응력을 받는 전단벽의 비선형 해석을 위해 직교이방성모델을 사용하여 서로 다른 응력상태에 대한 콘크리트모델을 정의하였고, 철근과 콘크리트 사이의 부착거동을 토대로 전단응력이 지배적으로 작용하는 구조물의 해석을 위한 인장강화모델을 제안하였다. 제안된 모델은 직교이방성모델에 적용하기 용이하며, 철근량의 변화에 따른 인장강화효과를 고려할 수 있다. 제안한 인장강화모델의 검증은 위하여 철근콘크리트 판넬에 대한 기존의 실험을 토대로 전단거동에 대한 수치해석을 수행하였고, 실험결과와 잘 일치함을 알 수 있으므로 인장강화모델이 효과적으로 반영됨을 알 수 있다.

7. 참고문헌

1. ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, *State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, ASCE, New York, 1982.
2. Ayoub, A., and Filippou, F. C., "Nonlinear Finite-Element Analysis of RC Shear Panels and Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 3, Mar. 1998, pp. 298-308.
3. Chen, W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw-Hill, New York, 1982.
4. Gupta, A. K., and Maestrini, S. R., "Tension-Stiffness Model for Reinforced Concrete Bars", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 3, pp. 769-790.
5. Owen, D. R. J., and Hinton, E., *Finite Elements in Plasticity*, Pineridge Press, Swansea, U.K., 1980.
6. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress", *Publication No. 82-03*, Department of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto, Canada, 1982.
7. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-231.