

막응력과 휨을 고려한 RC 셸의 설계와 극한거동

Combined membrane and flexural reinforcement design in RC shells and ultimate behavior

민창식*

Min, Chang-Shik

ABSTRACT

An iterative numerical computational algorithm is presented to design a plate or shell element subjected to membrane and flexural forces. Based on equilibrium consideration, equations for capacities of top and bottom reinforcements in two orthogonal directions have been derived. The amount of reinforcement is determined locally, i. e., for each sampling point, from the equilibrium between applied and internal forces. One case of design is performed for a hyperbolic paraboloid saddle shell (originally used by Lin and Scordelis) to check the design strength against a consistent design load, therefore, to verify the adequacy of design practice for reinforced concrete shells. Based on nonlinear analyses performed, the analytically calculated ultimate load exceeded the design ultimate load from 14-43% for an analysis with relatively low to high tension stiffening, $\gamma=5\sim 20$ cases. For these cases, the design method gives a lower bound on the ultimate load with respect to Lower bound theorem. This shows the adequacy of the current practice at least for this saddle shell case studied. To generalize the conclusion many more designs - analyses are performed with different shell configurations.

1. 서론

철근콘크리트 셸은 기하학적인 특성에 의하여 재하되는 외력을 대부분 단면에 연직인 막응력으로 저항하므로 휨이나 전단에 의해서 저항하는 보나 슬래브에 비하여 얇은 두께로도 기둥이 없는 넓은 공간의 구조물을 형성할 수가 있다. 이러한 셸 구조물들의 현행 설계방법에(ACI 318-95) 있어서 응력은 종종 탄성 유한요소해석이나 막응력 해석에 의해서 구하고, 이 응력에 대한 보강철근의 설계는 특정부분의 극한거동에(Gupta 1981; ACI 1988) 근거를 두어 행하고 있다. 이러한 설계방법, 즉 응력은 탄성해석에 의해서 구하고 - 이 응력에 대한 보강철근의 설계는 특정부분의 극한거동에 근거를 둔 설계방법은 다른 철근콘크리트 구조물에 대해서는 현재 보편적으로 사용되고 있는 방법이다(ACI 318-95). 이 설계방법에 대한 타당성 설명은 탄성해석이나 막응력 해석에 의해서 구한 응력이 평형해라는 사실과 이론적으로 소성이론의 하계정리(Lower bound theorem)에서 찾을 수 있을 것이다.

그러나 철근콘크리트 재료는 하계정리가 적용되기 위한 조건인 탄성-완전소성 재료가 아니기 때문에 적용하기 위해서는 검증을 거쳐야 할 것이다.

셸들이 비록 막응력으로 대부분 외력에 저항하지만 여전히 무시하지 못할 휨 모멘트가 발생하고 있으므로 막응력과 휨 모멘트를 동시에 고려하여 보강철근을 설계하여야 할 것이다. 최근에 와서 이 두 힘들을 동시에 고려하여 설계하고자하는 시도가 시작되고 있다. Gupta(1986)에 의해서 판형과 셸 요소의 막응력과 휨 모멘트를 동시에 고려한 설계방정식이 부분적으로 요소에 대해서 제시되었고, 그

* 정희원, 동국대학교 토목환경공학과 조교수

후에 Laurenco-Figueiras (1993, 1995)에 의해서 다루어 졌다. 본 연구에서는 막응력과 휨 모멘트를 이용하여 보강철근 설계를 위한 완전한 반복적 수치해석 알고리즘을 제시하고, 이를 유한요소 프로그램에 개발하여 탄성해석의 결과를 이용하여 Lin-Scordelis 안장 셀(1975)의 보강철근 설계를 시도하고자 한다. 또한 이 설계자료를 이용하여 Mahmoud-Gupta(1995)의 수치해석 모델을 이용하여 비선형 극한 거동을 해석함으로써, 설계와 극한저동간의 관계를 설정하여 소성이론의 하계정리가 철근콘크리트 셀에 적용 가능성을 제시하고자 한다.

2. 막응력과 휨 모멘트를 고려한 설계방정식

한계 균열요소 상태에서 보강철근에 의한 인장 저항력과 콘크리트에 의한 압축 저항력에 의해서 외력은 평형상태를 이루어야 할 것이다. 평형상태에서 탄성해석으로 각 요소의 콘크리트와 철근력을 계산하고, 각 재료의 가정된 이상적인 소성거동을 근거로 단면력을 결정하는 것이다. 위층과 아래층에 배치한 철근층의 인장저항력을 N_{xt}^* , N_{xb}^* , N_{yt}^* 와 N_{yb}^* 라고 표기하고, 여기에서 아래첨자 x와 y는 철근배치 방향을 표시하고, 다른 첨자 t와 b는 각각 위와 아래층을 표기한다. 콘크리트의 위층과 아래층에서 발생하는 균열단면의 연직선이 xy평면에서 x-축과 만드는 각도를 각각 θ_t 와 θ_b 로 표시하였다.

2.1 위와 아래층에 동시에 보강철근이 필요한 경우

x와 y방향의 보강철근에 의해서 저항되는 막응력과 휨 모멘트는 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$N_x^* = N_{xt}^* + N_{xb}^*; \quad N_y^* = N_{yt}^* + N_{yb}^* \quad (1)$$

$$M_x^* = -N_{xt}^* h_{xt} + N_{xb}^* h_{xb}; \quad M_y^* = -N_{yt}^* h_{yt} + N_{yb}^* h_{yb} \quad (2)$$

만약 콘크리트의 평균압축응력을 f_c' 라 하면, 위와 아래 콘크리트 블록의 저항 합응력과 휨 모멘트는

$$N_t^c = -a_t f_t^c; \quad M_t^c = -h_t N_t^c \quad (3)$$

$$N_b^c = -a_b f_b^c; \quad M_b^c = h_b N_b^c \quad (4)$$

로 각각 표현되고, 여기에서 $h_t = (h - a_t)/2$; $h_b = (h - a_b)/2$ 이다. 식 (1)-(4)는 내적인 저항 합응력과 휨 모멘트를 표현하며, 이들 힘들은 외적으로 작용하는 합력들과 평형상태를 이루어야 할 것이다. 따라서 x와 y방향으로 평형방정식을 쓰면

$$N_x = N_x^* + N_t^c \sin^2 \theta_t + N_b^c \sin^2 \theta_b \quad (5)$$

$$N_y = N_y^* + N_t^c \cos^2 \theta_t + N_b^c \cos^2 \theta_b \quad (6)$$

$$N_{xy} = -N_t^c \sin \theta_t \cos \theta_t - N_b^c \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (7)$$

$$M_x = M_x^* + M_t^c \sin^2 \theta_t + M_b^c \sin^2 \theta_b \quad (8)$$

$$M_y = M_y^* + M_t^c \cos^2 \theta_t + M_b^c \cos^2 \theta_b \quad (9)$$

$$M_{xy} = -M_t^c \sin \theta_t \cos \theta_t - M_b^c \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (10)$$

가 된다. 식 (5)-(10)을 이용하여 결정해야 되는 미지수는 2층의 철근력, N_{xt}^* , N_{xb}^* , N_{yt}^* , N_{yb}^* 와 x 축과 균열면에 연직한 각도, θ_t 와 θ_b , 그리고 Whitney의 등가응력깊이, a_t 와 a_b , 총 8개의 미지수를 결정해야한다. 따라서 주어진 6개의 식으로 8개의 미지수를 결정해야하므로, 2 값은 가정해야 할 것이다. θ_t 와 θ_b 값을 총 철근력의 합이 최소가 되도록 하기 위해서, 막응력의 설계방정식에서(민창

식 1997b) 최소 값을 주었던 $\theta_t = \theta_b = \pm 45^\circ$ 로 가정할 수 있을 것이다. 식 (3), (4), (7)과 (10)에서 위와 아래 콘크리트 블록의 저항 합응력을 구하면,

$$-N_t^c = \frac{2(h_b N_{xy} - M_{xy})}{h_c \sin 2\theta_t} ; \quad -N_b^c = \frac{2(h_t N_{xy} + M_{xy})}{h_c \sin 2\theta_b} \quad (11)$$

가 되고, 여기에서 $h_c = h - (a_t + a_b)/2$ 이다. 식 (1)-(11)를 이용하여 각 층에 대한 보강철근력을 구하면,

$$N_{xt}^* = N_{xt} + N_{xyt} C_{xtt} \tan \theta_t + N_{xyb} C_{xtb} \tan \theta_b \quad (12)$$

$$N_{xb}^* = N_{xb} + N_{xyt} C_{xbt} \tan \theta_t + N_{xyb} C_{xbb} \tan \theta_b \quad (13)$$

$$N_{yt}^* = N_{yt} + N_{xyt} C_{ytt} \cot \theta_t + N_{xyb} C_{ytb} \cot \theta_b \quad (14)$$

$$N_{yb}^* = N_{yb} + N_{xyt} C_{ybt} \cot \theta_t + N_{xyb} C_{ybb} \cot \theta_b \quad (15)$$

로 표현되며, 여기에서 $N_{xt} = \frac{h_{xb}}{h_x} N_x - \frac{M_x}{h_x}$; $N_{xb} = \frac{h_{xt}}{h_x} N_x + \frac{M_x}{h_x}$

$$N_{yt} = \frac{h_{yb}}{h_y} N_y - \frac{M_y}{h_y} ; \quad N_{yb} = \frac{h_{yt}}{h_y} N_y + \frac{M_y}{h_y} \quad (16)$$

$$N_{xyt} = \frac{(h - a_b)N_{xy} - 2M_{xy}}{2h_c} ; \quad N_{xyb} = \frac{(h - a_t)N_{xy} + 2M_{xy}}{2h_c} \quad (17)$$

그리고, $C_{xtt} = \frac{h_{xb} + h_t}{h_x}$; $C_{xtb} = \frac{h_{xb} - h_b}{h_x}$; $C_{xbt} = \frac{h_{xt} - h_t}{h_x}$; $C_{xbb} = \frac{h_{xt} + h_b}{h_x}$

$$C_{ytt} = \frac{h_{yb} + h_t}{h_y} ; \quad C_{ytb} = \frac{h_{yb} - h_b}{h_y} ; \quad C_{ybt} = \frac{h_{yt} - h_t}{h_y} ; \quad C_{ybb} = \frac{h_{yt} + h_b}{h_y} \quad (18)$$

여기에서 $h_x = h_{xt} + h_{xb}$; $h_y = h_{yt} + h_{yb}$ 이다. 식 (11)과 (17)로부터 위와 아래 콘크리트 블록의 저항 합응력은 아래와 같이 표현될 수 있다.

$$-N_t^c = \frac{2N_{xyt}}{\sin 2\theta_t} ; \quad -N_b^c = \frac{2N_{xyb}}{\sin 2\theta_b} \quad (19)$$

만약 가정한 θ_t 나 θ_b 를 사용하여 계산한 식 (12)-(15)의 각층에 대한 보강철근력의 값이 음이 될 때에는 보강철근이 요구되지 않으므로 그 방향 철근력을 0으로 하여 θ_t 나 θ_b 를 다시 산정 할 수 있다.

2.2 아래층에만 보강철근이 필요한 경우 (위층이 압축인 경우)

아래층에만 보강철근이 필요하므로, 위층에 최소철근력 N_{\min}^* 을 배치하여 아래층에 대한 보강철근력을 구 할 수 있다 (민창식 1998).

2.3 위층에만 보강철근이 필요한 경우 (아래층이 압축인 경우)

설계방정식은 아래층에만 보강철근이 필요한 경우와 같은 방법으로 적을 수 있다.

2.4 보강철근이 필요하지 않은 경우 (위와 아래층이 모두 압축인 경우)

위와 아래층이 모두 압축이므로 보강철근이 필요하지 않다. 앞에서 언급한 바와 같이 사용하중 하에서 쉘에 발생하는 균열을 제한하고자 최소철근력을 각 방향으로 배치하면, 6개의 미지 값에 6개의 식이 주어지므로 반복계산을 할 필요가 없다 (민창식 1998).

본 연구에서 제시한 설계방정식의 타당성을 규명하기 위해서 그 동안 여러 연구팀에 (Akbar-Gupta 1986; Min-Gupta 1994a; 민창식-Gupta 1994b; 민창식 1997b) 의해서 사용되었던 Lin-Scordelis 쌍곡 '안장' 쉘을 이용하여 탄성 유한요소해석으로 요소 중앙에서의 막응력과 휨 모멘트를 구하고, 이를 이용하여 앞에서 제시한 설계방정식을 Mahmoud-Gupta 프로그램에 개발하여 설계하였다. 설계에서 설계극한하중은 ACI 318 (ACI 318-95)에 따라 $(1.4D+1.7L)/0.9$ 의 조합을 사용하였다. 여기에서 D는 사하중을 의미하고, L은 활하중을 의미하며, 설계활하중은 957.6 Pa (20 psf)의 설하중을 재하 하였다. 비선형 극한거동해석은 Mahmoud와 Gupta (1995)가 4절점 고매개변수 쉘 요소를 충상화할 수 있도록 개발한 컴퓨터 프로그램을 대전의 한국전기통신연구원의 슈퍼컴퓨터센터 Cray Y-MP C90 컴퓨터에 적용하여 시도하였다. 해석에 사용된 콘크리트와 철근 재료의 성질은 저자의 이전 연구(민창식 1997b; 민창식-손승요 1998)에 주어졌으므로 생략한다 (Lin-Scordelis 1975; Muller-Scordelis 1977).

3. 극한해석 및 설계

Lin-Scordelis(1975) 안장 쉘의 콘크리트 두께는 10.16cm (4 inch)이고 이를 본 연구에서도 그대로 사용하였다. 보강철근은 단면의 위와 아래에 각각 x-와 y-방향으로 배치하였으며, 철근의 덮개 2.54cm(1 inch)를(ACI 318-95) 고려하여 콘크리트 단면의 중심 면으로부터 상하로 2.54cm (1 inch) 떨어져서 배치하였다. 본 연구의 관점에서 보면 설계시에 최소철근비를 사용하지 않는 것이 더 적당하지만, 부재의 한 요소에 균열이 발생하게 되면 불안정한 강성행렬이 되므로 이를 피하기 위하여 최소철근비는 0.025%를 사용하였다. 이는 실무에서 일반적으로 사용되는 철근비 0.25%의 1/10이다.

표 1에는 그 동안 Lin-Scordelis 안장 쉘을 설계했던 각 연구팀들의 설계방법과 요구되는 총 철근량을 비교하였다. 저자(1997b)의 이전에 수행했던 연구의 탄성 유한요소해석에 의한 한계상태 막응력 설계식의 결과와 본 연구에서 요구하는 총 철근량의 증가량을 비교해보면, 막응력 설계에 비해서 x-방향으로는 6% 증가하고, y-방향으로는 2% 만이 증가하였다.

표1. 각 연구팀에 의해서 설계된 Lin-Scordelis 안장 쉘의 이론적인 총 요구철근량

	설계방법	요구되는 총 철근량 (단위 = m^3)	
		x-방향	y-방향
Lin-Scordelis (1975)	<ul style="list-style-type: none"> • 균일한 막응력 N_{xy} 이용 • 탄성설계 	각 방향으로 0.252 (철근비 0.42%)	
민창식-Gupta (1994b)	<ul style="list-style-type: none"> • 균일한 막응력 N_{xy} 이용 • 한계상태설계식 	각 방향으로 0.156 (철근비 0.258%)	
민창식 (1997b)	<ul style="list-style-type: none"> • 탄성 유한요소해석 • 막응력 N_x, N_y, N_{xy} 이용 • 한계상태 설계식 	0.161	0.189
본 연구	<ul style="list-style-type: none"> • 탄성 유한요소해석 • 막응력과 휨모멘트 이용 • 본 연구에서 제시한 한계상태설계식 	0.171	0.192

3.1 하중-처짐곡선

그 동안 여러 연구자들에 의해서 많은 시도가 있었지만 아직은 인장강성의 값을 수치해석상 사실적으로 제시하기에는 어려움이 있다고 보아 Milford-Schnobrich (1986) 또는 Mahmoud-Gupta (1995) 와 같이 점진하중 인장강성모델 (Lin-Scordelis 1975)에서 계수를 $\gamma=5$ 에서 20 까지 변화시켜가면서

비선형해석을 시도하였다. 그림 1에는 인장강성계수 $\gamma=5\sim 20$ 인 경우에 안장 쉘에 재하된 극한하중 비파 쉘의 솟은 끝의 처짐 간의 관계를 보여주고 있다. 인장강성계수가 5인 경우에서 보면 하중-처짐 곡선은 계산단계 30에서 수렴하여 9.82cm(0.32ft) - 114% [솟은 끝의 처짐 - 설계극한하중의 백분율]에 이르렀고, 다음 하중단계 31에서는 최대 수렴한계인 50회에서 수렴을 하지 못하고 지점과 지점을 잇는 대각선에 평행하여 쉘의 솟은 끝부분에 형성되는 항복선에서 수렴을 방해하는 잔류응력이 나타나서 해석을 정지하였다. 이러한 거동은 이전의 연구에서도(Min 1997a; 민창식 1997b) 관찰되었던 거동으로 하중-처짐곡선은 그림 1에서 보는 바와 같이 약간의 연성부분만을 보여주고 그대로 하강하고 있다. 이러한 거동과 하중-처짐곡선이 극한상태에 이를 때까지 매우 가파르면서 거의 선형을 보이는 것은 이전에 Muller와 Scordelis(1977)에 의해서도 관찰되었던 거동이다. 수렴한 계산단계 30까지 철근의 항복이 발견되지 않았고, 다음 계산단계 31에서 쉘의 끝 부근에 지점과 지점을 잇는 대각선에 평행하게 아래철근 층에 항복선이 발달하고 있는 것을 발견할 수가 있었다. 그림 2에는 강성계수가 5인 경우에 콘크리트의 맨 위층에 형성되는 균열의 발달과정을 보여주고 있다. 균열은 처음에 솟은 끝 부근에서 발달하기 시작하여 지점과 지점을 연결하는 대각선에 평행하게 초승달모양으로 발달하여 마지막 수렴단계에서는 쉘의 전체 면에 고리모양으로 발달하고 있다. 이러한 거동을 토대로 하여 파괴가 쉘의 국부적인 불안정에 의해서 시작되고 있음을 관찰할 수가 있었다. 이러한 판단은 인장강성계수를 증가함에 따라 쉘의 극한강도가 증가하는 현상에서도 설명될 수 있을 것이다.

그림 1에서 인장강성계수가 변화함에 따라 하중-처짐곡선의 기울기는 변화하지 않았지만 예상한 바와 같이 극한하중은 뚜렷한 변화를 보여주고 있다. 인장강성계수가 10, 15로 변화함에 따라 극한하중은 설계극한하중의 139%, 143%로 증가하였고, 쉘의 솟은 끝의 연직처짐은 각각의 경우에 12.2cm, 12.5cm [0.40ft, 0.41ft]로 나타났다. 인장강성계수가 20일 때는 15일 때와 같은 극한하중과 처짐을 보여주고 있었다.

4. 결론

본 연구에서 제시한 한계설계방정식을 이용하여 유한요소해석에서 구한 탄성응력으로 Lin-Scordelis 안장 쉘의 위와 아래 면에 덮개를 고려하여 2 층으로 배치된 보강철근 설계를 시도하고, 이 설계된 쉘의 비선형극한거동 해석을 하여 설계방법과 극한거동간의 관계를 연구하였다. 제시한 설계방정식을 Mahmoud-Gupta 프로그램에 개발하여 반복적 수치해석 방법에 의해서 위와 아래 콘크리트 블록의 Whitney의 등가응력깊이, a_1 와 a_2 의 수렴해를 구하는 방법으로 각 층의 보강철근력을 구함으로써 설계하였다.

설계된 쉘의 파괴는 초기에 쉘의 솟은 끝 부근의 국부적인 불안정에 기인한 좌굴에 의해서 시작하고, 하중이 증가하여 처짐이 증가함에 따라 끝내는 보강철근의 항복이 일어나는 과정으로 파괴가 진행되는 것으로 판단되었다. 이러한 거동은 인장강성계수를 5에서 15까지 증가함에 따라 계산된 극한하중이 증가함으로써 일괄된 경향을 보여주었다. 콘크리트의 유효 인장강성은 구조물의 사용년한에 따라 변화하므로 파괴 좌굴하중을 예측하기는 현재 어려움이 많다고 볼 수 있다.

막응력만으로 설계했던 이전의 설계방법(1997b)과 비교했을 때 본 연구에서 제시한 막응력과 휨모멘트를 동시에 고려한 설계방법이 철근량의 증가는 x-방향에서 6%, y-방향에서 2%에 그쳤지만, 특히 인장강성계수가 상대적으로 작은 5일 경우 20%의 극한하중 증가를 가져와서 본 연구에서 제시한 설계방법의 우월성을 보여주고 있다. 설계된 안장 쉘이 인장강성계수가 상대적으로 작은 5에서 20으로 증가 할 때 계산된 극한하중이 설계극한하중의 14%에서 43%까지 초과하므로 본 연구에서 제시한 한계설계방정식이 소성이론의 하계정리를 만족한다고 볼 수 있을 것이다. 이러한 결론을 일반화하기 위해서는 여러 형태의 철근콘크리트 쉘 구조물에 대해서 더 많은 설계와 해석이 행해져야 할 것이다.

참고문헌

1. ACI 318-95, **Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)**, American Concrete Institute, P. O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333, 1995.
2. ACI. (1988). **Hyperbolic Paraboloid Shells: State of the Art**, American Concrete Institute, Prepared by ACI Committee 334 - Concrete Shell Design and Construction - Joint ACI-ASCE, SP-110.
3. Akbar, Habibollah and Gupta, Ajaya K. (1986) "Membrane reinforcement in concrete shells: design versus nonlinear behavior", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 112(4), pp. 800-814. April.
4. Gupta, A. K. (1981) "Membrane reinforcement in concrete shells", *Journal of the Structural Division*, ASCE, 107(1), pp. 41-56.
5. Gupta, A. K. (1986) "Combined membrane and flexural reinforcement in plates and shells", *Journal of the Structural Division*, ASCE, 112(3), pp. 550-557.
6. Lourenco, Paulo B. and Figueiras, Joaquim A. (1993) "Automatic design of reinforcement in concrete plates and shells", *Engineering Computations*, Vol. 10, pp. 519-541.
7. Lourenco, Paulo B. and Figueiras, Joaquim A. (1995) "Solution for the design of reinforcement concrete plates and shells", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(5), pp. 815-823.
8. Lin, C. S. and Scordelis, A. C. (1975) "Nonlinear analysis of RC shells of general form", *Journal of the Structural Division*, ASCE, 101(3), pp. 523-538.
9. Mahmoud, Bahaa E. H. and Gupta, Ajaya K. (1995) "Inelastic large displacement behavior and buckling of cooling tower", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(6), 981-985.
10. Milford, R. V. and Schnobrich, W. C. (1986) "The effect of cracking on the ultimate strength of reinforced concrete cooling towers", *Engineering Structures*, Vol. 8, 46-54, January.
11. Min, Chang Shik and Gupta, A. K. (1992) "A study of inelastic behavior of reinforced concrete shells using supercomputers", Technical Report, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, March.
12. Min, Chang Shik and Gupta, Ajaya Kumar (1994a) "Inelastic behavior of reinforced concrete hyperbolic paraboloid saddle shell", *Engineering Structures*, Vol. 16, No. 4, pp. 227-237.
13. 민창식, Gupta, Ajaya K. (1994b) "철근콘크리트 쌍곡 '안장' 쉘의 설계 예와 극한거동", **대한 토목학회 논문집**, 제 14권, 제 4호, pp. 807-814, 7월.
14. Min, Chang Shik (1997a) "Ultimate behavior of RC hyperbolic paraboloid saddle shell", *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 5, No. 5, pp.507-512, September.
15. 민창식 (1997b) "RC 쌍곡 '안장' 쉘의 설계와 비선형거동", **대한토목학회 논문집**, 제 17권, 제I-6호, pp. 935-945, 11월.
16. 민창식, 손승요 (1998) "막응력과 휨을 고려한 철근콘크리트 쌍곡포물선 '안장' 쉘의 극한거동에 대한 인장강성의 역할", **대한토목학회 논문집**, 제 18권, 제I-3호, pp. 289-301, 5월.
17. 민창식 (1998) "철근콘크리트 콘크리트 판형과 쉘의 보강철근설계", 대한토목학회에 제출되어 현재 심사중임.
18. Muller, Guenter, and Scordelis, A. C. (1977) "Nonlinear analysis of reinforced concrete hyperbolic paraboloid shells", *Technical report*, University of California, Berkeley, California 94720, October, Report No. UC-SESM 77-6.

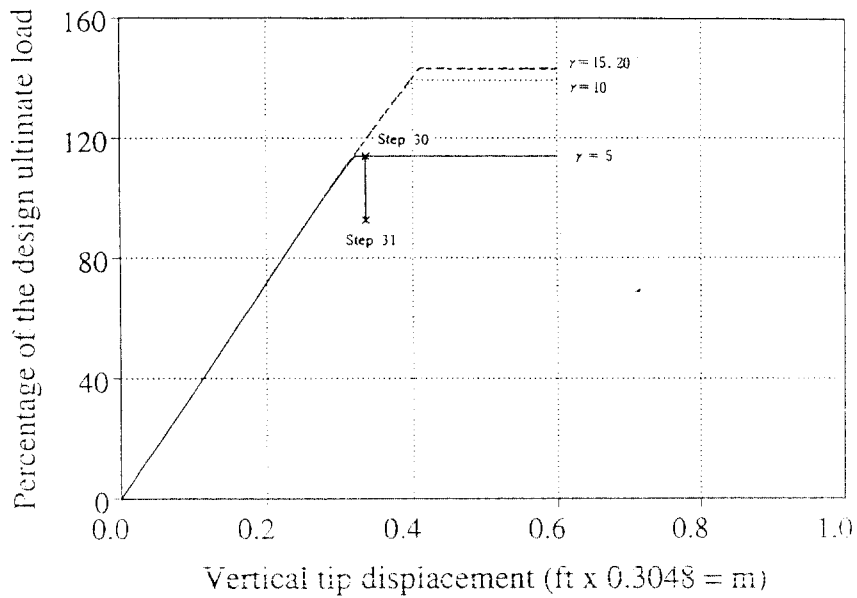


그림 1. 인장강성계수가 5에서 20으로 변화할 때의 솜은 끝의 하중-처짐곡선

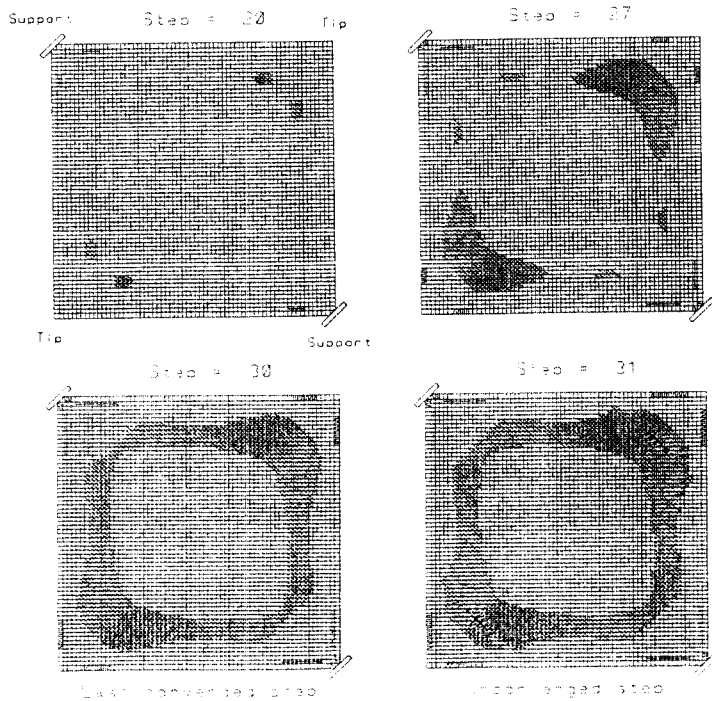


그림 2. 맨 위 콘크리트 층에 형성되는 균열의 발달과정 (인장강성계수 = 5)