각형 CFT 단주의 하중-변형도 관계 모델

Modelling of Load-Strain Curves for CFT Stub Columns

강 현 식[1] · 유 영 찬[2] · 문 태 섭[3]
Kang, Hyun Sik Yoo, Yeong Chan Moon, Tae Sup

요 약 : 본 연구는 중심 압축을 받는 각형 CFT 단주의 하중-변형도 관계를 추정하기 위한 재료의 응력도-변형도 관계 모델화에 관한 것이다. 수정된 모델은 미일공동연구 결과식 형태를 기본으로 하여 본 연구자가 수행했던 실험결과로 수정된 것이다. 궁극적인 목적은 콘크리트와 강관의 강도 변화에 따른 거동 특성을 평가하기 위한 기초 자료의 제공에 있다.

ABSTRACT : The model of load-strain relations for CFT stub columns subjected to centrally compressive axial load is shown in this paper. The modified model of concrete and steel is obtained by using the experimental data and the formulas of that is based on the foreign researcher's result. The purpose of this paper is to suggest the basic data for evaluating the behavior of CFT stub columns to be variable to the strength of concrete and steel.

핵 심 용 어 : 각형CFT 단주, 재료의 응력도-변형도 관계, 중심 압축, 하중-변형도 관계
KEYWORDS : CFT Stub Column, Stress-Strain Relation of Material, Centrally Compressive Axial Load, Load-Strain Relation

1. 서 론

CFT 구조에 관한 연구 성과들이 많은 연구자들에 의해 발표되고 있으며 규준의 제정에 필요한 자료의 축적이라는 점에서 이전의 연구로 밝혀진 사실을 보면 일반화 폭-두께비가 작은 강관을 이용한 각형 CFT단주의 강도는 누가강도 보다 크게 되는 점이 있지만 그것은 강관의 변형도 경화에 의한 것이라는 점이다.[1] 강관은 최대 내력을 발휘한 후 국부 좌굴을 일으키고 내부 콘크리트의 팽창으로 인장 응력을 받기 때문에 강관의 부담 축력은 감소한다. 횡보강재에 의해 구속된 콘크리트의 성상은 강관 콘크리트의 일반적인 구성법칙을 이용하고 FEM해석 등의 방법에 의해 해석적으로 규명하는 것이 본래 바람직하다고 생각되지만 콘크리트에 관해서는 일반적인 구성법칙이 확립되어 있다고는 말하기 곤란한 실정이다[2]. 그리므로 여기서는 강관에 의해 구속된 콘크리트의 성상을 눈으로 보이는 평균적인 축방향 응력도-변형도 관계에 의해 정식화한다. 이와 같은 공학적

1) 진주산업대학교 건축학과 전임강사, 공학박사
2) 안동대학교 건축공학과 전임강사, 공학박사
3) 한양대학교 건축공학과 교수, 공학박사,
포항제철(주) 석좌교수

본 논문에 대한 토의를 2000년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

수단에 의한 정식화는 지금까지도 많은 연구자에 의해 연구되어오고 있지만 강관에 의한 연속적인 횡보강재의 적용을 염두에 두어 응력도-변형도 관계를 정식화하는 것은 공학적으로 의미가 있다고 생각된다. 따라서 본 논문에서는 외국의 실험자료[1),(2),(4),(5)]를 근거로 기 수행했던 중공 강관 및 충전 강관 단주압축시험결과[3)] 로 축압축 특성의 모델화를 행하여 고·저강도 콘크리트와 고·저강도 강관의 조합에 따른 거동을 파악하기 위한 기초적인 자료를 제시하고자 한다.

2. 실험 개요

시험체의 제작과정에 따른 영향과 충전에 의한 내력상승 효과를 파악하고 단면의 축압축력에 대한 전체적인 거동을 알아보기 위해 각형강관 □-75×75×4.5, □-100×100×2.3, □-100×100×3.2, □-100×100×4.5의 4종류 단면형상에 대해 충전 및 비충전 시험체를 각각 2개씩 제작하였으며, 표 1은 단주압축시험 결과이다.

표 1. 각형 강관 단주압축시험 결과

B (cm)	t (cm)	B/t	$_s\sigma_y$ (t/cm^2)	SF		SE		fc (t/cm^2)
				Pmax (ton)	ε_{max} (%)	Pmax (ton)	ε_{max} (%)	
7.5	0.45	16.7	3.46	57.7	2.76	46.9	0.18	0.15
10.0	0.23	43.5	2.88	51.0	0.93	26.2	0.42	
10.0	0.32	31.3	3.21	62.9	1.16	41.6	1.27	
10.0	0.45	22.2	3.94	86.4	1.60	72.1	2.08	

SF : 충전 각형강관
SE : 비충전 각형강관

3. 수정 모델의 구성

각형 CFT단주의 축압축 특성을 모델화할 때 콘크리트와 강관에 대해서 각각 평균적인 응력도-변형도 관계를 정식화하고 있으며 이는 모델을 이용한 임의의 강도조합과 임의의 폭-두께비를 갖는 CFT 단주의 하중-변형 관계를 산정 할 수 있는 모델을 구성하는 것을 의도하기 위함이다. 이하에 수정 모델의 구성을 나타낸다.

3.1 콘크리트의 응력도-변형도 관계

직선형 횡보강재에 의해 보강된 콘크리트의 평균적인 응력도-변형도 관계를 잘 평가할 수 있다고 하는 Sargin 및 崎野·孫의 제안식[1)]을 기본으로 하여 응력도-변형도 관계를 평가한다.

그림 1에 콘크리트의 응력도-변형도 관계를 □-75×75×4.5($f_c=150kg/cm^2$)시험체를 이용하여 예시한다. 그림의 실선이 中原浩之가 제안한 콘크리트의 응력도-변형도 관계이며 점선은 공시체 시험 결과이고 마름모형 실선이 구속된 콘크리트의 응력도-변형도 관계이다.

제안 모델에 있어서는 강관의 구속효과에 의한 콘크리트의 강도상승이 없다고 가정하고 있지만 강관 내의 충전 콘크리트는 최대내력을 발휘한 후 보통 콘크리트의 거동과 같이 취성적으로는 되지 않는다고 가정하기 때문에 최대강도 후의 거동에 대해서는 강관에 의한 구속효과를 고려하는 것으로 하고 그때 강관의 전단면적이 콘크리트의 구속에만 기여한다고 한 값을 이용하고 있다.

콘크리트의 응력도-변형도 관계를 식 (1)에 표시한다. 본 논문에서 이용한 응력도-변형도 관계식에 있어서 변화된 점은 기본이 되는 崎野·孫의 제안식의 변수 및 정수인 X,Y,A를 결정한 구속콘크리트의 강도 및 강도시 변형도를 보통 콘크리트의 그것에 치환한 것이다. 또한 보통콘크리트의 강도에는 치수효과의 영향을 취급하고 있다. 치수효과에 관해서는 원형공시체를 이용한 문헌 (8)의 평가법이 있지만 본 논문에서는 실험 결과에 근접한 계수($\phi=0.06$)를 시행착오법으로 찾았다. 崎野·孫의 제안식에서 횡보강재 강도의 상한치는 구속콘크리트의 최대 내력시에 고강도 횡보강재가 항복강도에 달하고 있지 않다는 점을 감안하여 설정한 것이다.

3.1.1 崎野 · 孫의 제안[1]

$$Y = \frac{AX+(D-1)X^2}{1+(A-2)X+DX^2} \quad (1)$$

$$X = {}_c\varepsilon/{}_c\varepsilon_{co} \quad Y = {}_c\sigma/{}_c\sigma_{cB}$$

$$A = {}_cE \cdot {}_c\varepsilon_{co}/{}_c\sigma_{cB} \quad D=f({}_c\sigma_B, \sigma_{re}) > 0$$

$${}_c\sigma_{cB} = {}_c\sigma_B + k_e\sigma_{re}$$

$$= {}_c\sigma_B + k_e\frac{1}{2}\rho_h\sigma_{hs}\left(\frac{d''}{C}\right)\left(1-\frac{s}{2D_c}\right)$$

$$\varepsilon_o = 0.52({}_c\sigma_B)^{1/4}\times 10^{-3}$$

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_o} = \begin{cases} 1+4.7(K-1), & K\le 1.5 \\ 3.35+20(K-1.5), & K>1.5 \end{cases}$$

$$D = \alpha+\beta_c\sigma_B+\gamma[\sigma_{re}]^{1/2}$$

$$\alpha = 1.50, \quad \beta = -1.68\times 10^{-3}, \quad \gamma = 0.75$$

여기서, D : 응력 하강역의 형상에 관한 변수

${}_c\sigma_B$: 콘크리트의 공시체 강도

k_e : 구속 계수(=23), σ_{re} : 유효측압인자

ρ_h : 횡보강재의 체적비

ρ_{hs} : 최대치에 달할 때 횡보강재에 생기는 실제의 응력

σ_{re} : 유효 측압

σ_c, ε_c : 콘크리트의 응력도와 변형도

d'', C : 횡보강재의 공칭직경(강관의 경우 관두께)과 유효 횡지지길이(강관의 경우 내측폭)

s, D_c : 횡보강재의 간폭(강관의 경우 0) 및 외주 횡보강근 의 중심간거리(강관의 경우 내측 폭)

${}_c\sigma_{cB}$, ${}_c\varepsilon_{cB}$: 구속된 콘크리트의 응력도 및 변형도

직선형 횡보강재(정방형강관, 대근)에 의해 구속된 콘크리트의 응력도-변형도 거동을 통일적으로 평가할 수 있는 응력도-변형도 관계식을 제안하는 것을 목적으로 하였다.

3.1.2 中原浩之의 제안[2]

$$X = {}_c\varepsilon/{}_c\varepsilon_o \quad Y = {}_c\sigma/{}_c\sigma_p, \quad Y \ge 0.3$$

$$A = {}_cE \cdot {}_c\varepsilon_o/{}_c\sigma_p$$

$$D = \alpha+\beta_c\sigma_p+\gamma(\sigma_{re})^{1/2}$$

$${}_cE = (6.90+3.32\sqrt{{}_c\sigma_p})\times 10^3$$

$${}_c\varepsilon_o = 0.94({}_c\sigma_p)^{1/4}\times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.50, \ \beta = -17.1\times 10^{-3}$$

$$\gamma = 2.39, \ \sigma_{re} = \frac{1}{2}\rho_h \cdot {}_s\sigma_y\left(\frac{t}{b}\right)$$

$${}_c\sigma_p = {}_c\sigma_B\times\phi, \ \rho_h = \frac{B^2}{(B-2t)^2}-1$$

여기서, b : 강관의 안쪽 폭,

t : 강관의 판두께,

${}_c\sigma_B$: 콘크리트의 공시체 강도,

${}_s\sigma_y$: 강관의 항복 응력도,

ρ_h : 강관의 체적비, ϕ : 보정계수

구속 콘크리트의 강도 및 그 때의 변형도를 결정하는 계수를 변경한 것이 문헌 (1)과 다른 점다.

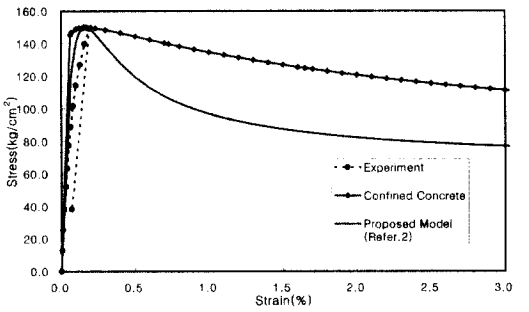


그림 1. 콘크리트의 응력도-변형도 관계

3.2 강관의 응력도-변형도 관계

시험체에 사용되고 있는 중공강관의 내력을 그림 2에 표시한다. 이 그림의 종축은 실험결과를 강관의 항복 응력도에 강관의 단면적을 곱한 값으

로 나눈 것(이하 내력비 S로)의 역수로 횡축은 일반화 폭-두께비의 제곱이다.

그림 2에는 CFT기둥의 강관 내력을 폭-두께비의 차이를 고려하여 중공 강관의 내력회귀선으로부터 도출한 내력 추정곡선을 표시하고 있다. 이러한 내력은 식 (2)로 산정된다. 또한 실험결과(◆)와 함께 실험결과의 회귀선을 나타냈고 실험결과와의 대응은 양호하다.

$$S = 1/(0.84+0.0593\alpha) \qquad (2)$$

여기서, $\alpha=\left(\frac{B}{t}\right)^2\left(\frac{\sigma_y}{E_s}\right)$

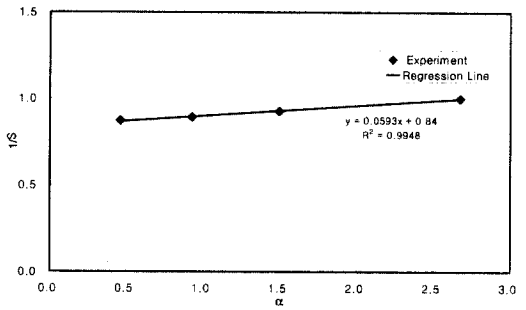
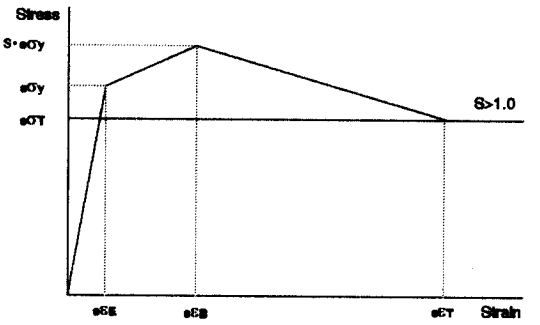


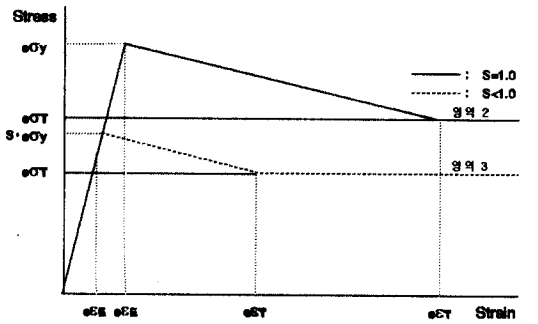
그림 2. 중공 강관의 축내력비와 α 관계

결국 강관의 일반화 폭-두께비(그림 2의 횡축)에 관한 영역을 강관의 변형도 경화의 영향이 있는 영역-1, 국부좌굴에 의한 내력저하가 인정되는 영역-3, 그 사이에 존재하는 영역-2의 3가지로 구분하고 있다. 각각 영역에 속한 강관의 응력도-변형도 관계의 모델을 그림 3에 표시한다. 그림 3에서 $_s\varepsilon_E$는 강관의 탄성한계 변형도, $_s\varepsilon_B$는 강관의 압축내력시 변형도, $_s\varepsilon_T$, $_s\sigma_T$는 강관의 분담 축력이 안정한 변형도와 그 응력을 표시하고 있다. 강관의 압축 내력시 변형도($_s\varepsilon_B$)를 결정하기 위하여 중공강관의 압축내력시 변형도와 항복 변형도의 비를 종축에, $1/\alpha$(α는 일반화 폭-두께비의 제곱)의 값을 횡축에 취한 것을 그림 4에 표시한다. 같은 그림에는 실험결과와 함께 아래와 같은 회귀식을 표시하고 있다.

$$\frac{{}_s\varepsilon_B}{{}_s\varepsilon_y} = -2.30\frac{1}{\alpha^2}+16.09\frac{1}{\alpha}-2.99 \qquad (3)$$



(a) 강관의 응력-변형도 관계(영역-1)



(b) 강관의 응력-변형도 관계(영역2,3)

그림 3. 강관의 응력도-변형도 관계

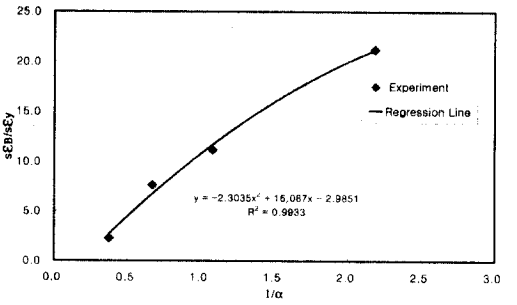


그림 4. 중공 강관의 내력시 변형도

영역-1에 있어서는 최대 내력시 변형도의 산정에는 (3)식을 이용하며 그 외의 것은 최대내력을 영계수로 나눈 값을 그 때의 변형도로 하였다.

$$\frac{({}_s\varepsilon_T - {}_s\varepsilon_B)}{{}_s\varepsilon_E} = 3.59 \qquad (4)^{(문헌\ 1)}$$

위 식에서 ${}_s\varepsilon_B$ 및 ${}_s\varepsilon_T$는 앞서 표시한 영역마다 다른 값을 이용하며 표 3에 표시한다. 일정치를 유지하는 강관의 부담축력은 앞서 제안한 콘크리트의 응력도-변형도 관계를 이용하여 계산한 축변형도가 ${}_s\varepsilon_T$때의 콘크리트의 부담축력을 실험결과로부터 구하며 이하의 식 (5)로 표시된다.

표 3. 강관의 모델에 관한 계수 일람

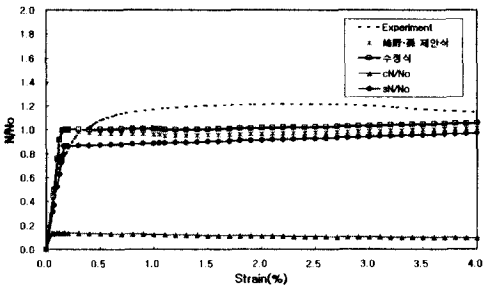
영역	S	${}_s\varepsilon_B$	${}_s\varepsilon_T$
영역-1	식(1)	식(3)	${}_s\varepsilon_y$
영역-2	S=1.0	${}_s\varepsilon_y$	${}_s\varepsilon_y$
영역-3	식(3)	S · ${}_s\varepsilon_y$	S · ${}_s\varepsilon_y$

$$\frac{{}_s\sigma_T}{{}_s\sigma_y} = 1.19 - 0.207\sqrt{\alpha} \qquad (5)^{(문헌\ 1)}$$

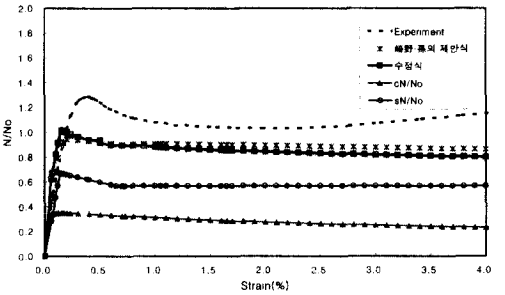
4. 실험 결과와 수정 모델과의 비교

그림 5는 실험결과와 모델과의 비교이다. 그림 5에서 실험치를 점선, 수정 모델을 가는 실선으로 표시하고 강관의 부담 축력을 원과 직선으로 콘크리트의 부담 축력을 채워진 삼각형으로 표시하고 있다. 속이 빈 사각형은 崎野·孫의 제안식을 나타내고 있다. 종축은 축력을 단순누가내력으로 나눈 값으로 하고 횡축은 변형도를 표시하고 있다. 표 4는 실험치와 예측치를 비교한 것으로서 폭-두께비, 하중 분담비 및 기준화한 최대 내력비를 나타내고 있다.

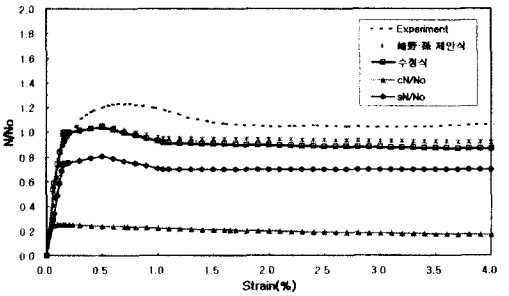
실험치는 1.156~1.286, 崎野·孫의 예측식은 0.973~1.101의 범위에 있고, 수정식은 1.005~1.078의 범위로 실험치 내력을 다소 과소 평가하고 있고 변형 능력은 충분히 평가하고 있다.



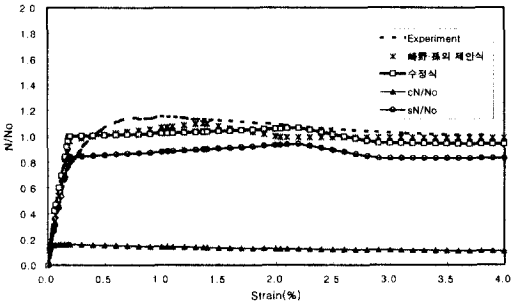
(a) 시험체 SF-1 : □-75×75×4.5



(b) 시험체 SF-2 : □-100×100×2.3



(c) 시험체 SF-3 : □-100×100×3.2



(d) 시험체 SF-4 : □-100×100×4.5

그림 5. 실험 결과와의 비교

표 4. 최대 내력시 실험치와 예측치의 비교

	B/t	$\frac{fc}{{}_s\sigma_y}$	cN:sN (%)	$\frac{N_{exp}}{No}$	$\frac{N_{崎野\cdot孫}}{No}$	$\frac{N_{수정식}}{No}$
SF-1	16.7	0.043	14:86	1.218	1.002	1.005
SF-2	43.5	0.052	35:65	1.286	0.973	1.018
SF-3	31.3	0.047	25:75	1.232	1.059	1.044
SF-4	22.2	0.038	13:87	1.156	1.101	1.078

5. 고강도 콘크리트와 강관을 이용한 CFT 단주의 거동 예측

앞에서 제시한 콘크리트와 강재의 응력도-변형도 관계 모델은 실험치 보다 낮은 결과를 주고 있지만 전체적인 콘크리트 충전 단주의 거동을 예측하고 있다고 생각되어 동일한 종류의 각형강관(□-75×75×4.5, □-100×100×2.3, □-100×100×3.2, □-100×100×4.5)에 고강도 콘크리트($f_c=600kg/cm^2$)와 고강도 강재($F_y=3.3\ t/cm^2$)를 이용하였을 때 어떤 결과가 예측 가능한가를 알아보고자 한다. 그림 6은 콘크리트 압축강도 $600kg/cm^2$의 응력도-변형도 관계 예측그래프이다. 곡선으로부터 최대 내력 이후에 하중의 저하가 급속히 진행됨을 알 수가 있다.

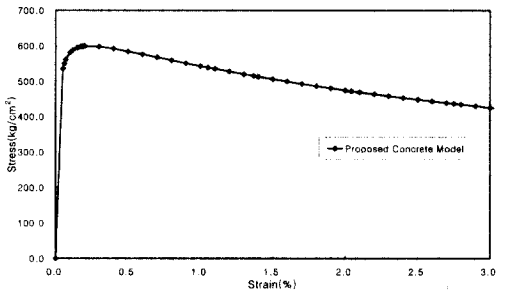
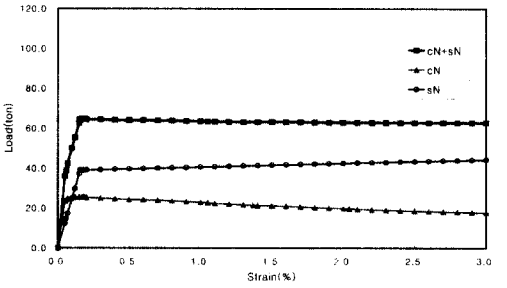
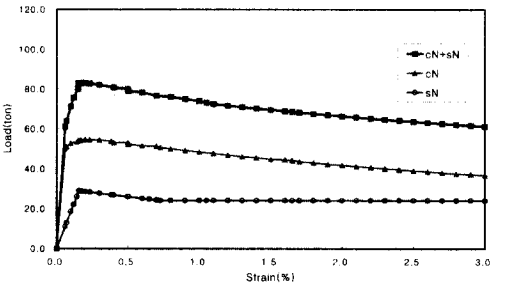


그림 6. 콘크리트 응력도-변형도 관계($f_c=600kg/cm^2$)

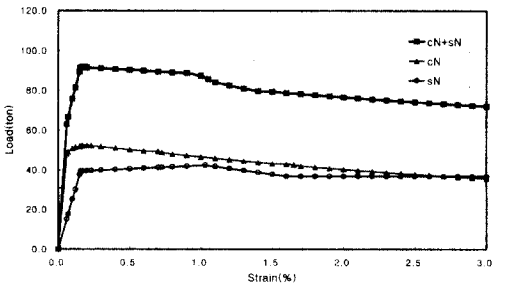
그림 7(a)는 폭-두께비($B/t=16.7$)가 가장 작은 각형 강관을 이용하였을 때의 하중-변형도 관계 그림이며, 콘크리트와 강관의 분담비는 각각 39%와 61%를 나타내고 있고, 그림 (b)는 폭-두께비($B/t=43.5$)가 가장 큰 경우로 하중 분담비는 콘크리트와 강관이 각각 68%와 32%를 나타내고 있으며 예측 그림 (c)는 폭-두께비($B/t=31.3$)의 경우로 하중 분담비는 콘크리트와 강관이 각각 58%와 42%를 나타내고 있으며, 그림 (d)는 폭-두께비($B/t=22.2$)의 예로 하중 분담비는 콘크리트와 강관이 각각 43%와 57%를 나타내고 있다. 단순누가 방식을 채택하고 있기 때문에 콘크리트와 강관의 하중-변형도 곡선은 강관의 곡선 형태를 따르고 있음을 알 수 있다.



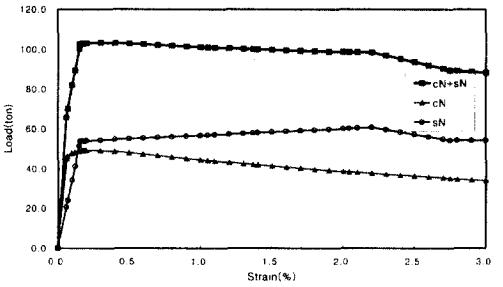
(a) □-75×75×4.5($f_c=600kg/cm^2$)



(b) □-100×100×2.3($f_c=600kg/cm^2$)



(c) □-100×100×3.2($f_c=600kg/cm^2$



(d) □-100×100×4.5($f_c = 600kg/cm^2$)

그림 7. 하중-변형도 관계

표 5는 최대 내력의 예측치와 콘크리트와 강관의 분담 비율을 정리해 놓은 것이다.

표 5. 최대 내력의 예측치

	cN (ton)	sN (ton)	cN+sN (ton)	cN:sN (%)
□- 75×75×4.5	51.4	44.9	96.3	56:44
□-100×100×2.3	108.9	28.8	137.7	81:19
□-100×100×3.2	104.7	42.4	147.1	73:27
□-100×100×4.5	98.5	60.8	158.3	61:39

그림 8은 콘크리트 압축강도 $1200kg/cm^2$의 응력도-변형도 관계 예측 그래프이다. 그림 9는 초고강도 콘크리트($f_c = 1200kg/cm^2$)와 고강도 강재($F_y = 3.3\ t/cm^2$)를 이용하여 하중-변형도 관계를 나타냈다. 그림에서 알 수 있듯이 초고강도 콘크리트를 충전 하였을 때 콘크리트의 부담력이 상대적으로 커지면서 누가된 하중-변형도 그래프의 형태는 콘크리트에 의해 좌우되고 있음을 알 수가 있다.

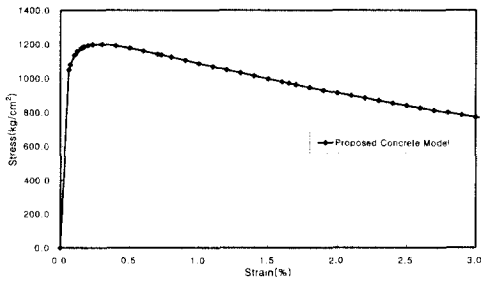
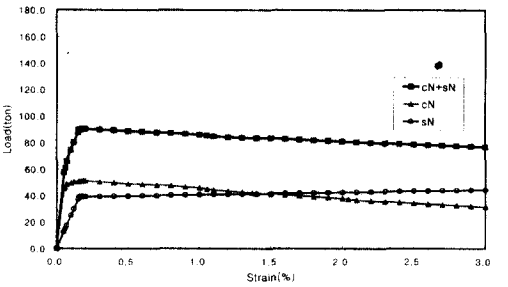
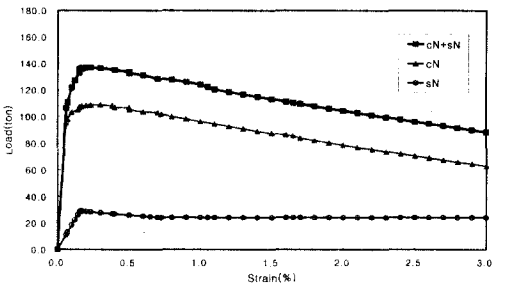


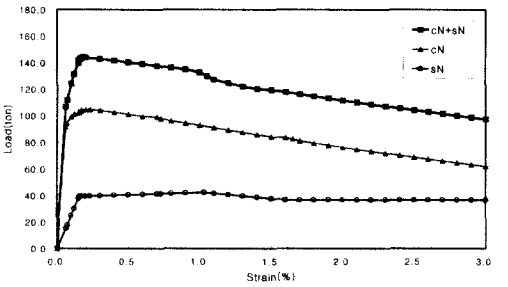
그림 8. 콘크리트 응력도-변형도 모델($f_c = 1200kg/cm^2$)



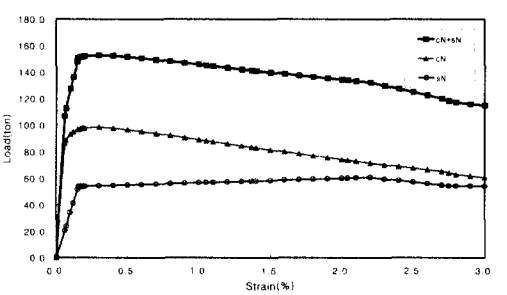
(a) □-75×75×4.5($f_c = 1200kg/cm^2$)



(b) □-100×100×2.3($f_c = 1200kg/cm^2$)



(c) □-100×100×3.2($f_c = 1200kg/cm^2$)



(d) □-100×100×4.5($f_c = 1200kg/cm^2$)

그림 9. 하중-변형도 관계

6. 결 론

콘크리트와 강재의 응력도-변형도 관계 모델을 이용한 각형 CFT단주의 예측결과와 실험결과를 비교하여 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

(1) 예측치에 대한 실험치의 내력비와 변형능력의 평가는 강관의 폭-두께비에 따라 3개의 영역으로 구분 할 수 있다.

(2) 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 콘크리트의 하중 분담율이 상승하고 CFT단주의 거동을 지배하는 형태를 나타내고 있다.

(3) 본문 중의 (1)~(5)식을 이용하여 CFT단주의 응력도-변형도 관계를 어느 정도 유추할 수가 있다고 생각한다.

(4) 기준화한 실험치는 1.156~1.286, 崎野·孫의 예측식은 0.973~1.101의 범위에 있고, 수정식은 1.005~1.078의 범위로 나타났다.

참 고 문 헌

(1) 崎野健治, 孫玉平 : 1994. 7., "直線型横補強鋼材により拘束されたコンリートの應力-ひずみ關係", 日本建築學會構造系論文集, 第461号, pp. 95~104.

(2) 中原浩之, 崎野健治, 稻井榮一 : 1998. 3., "コンリートン充填角形鋼管短柱の中心壓縮耐力", 日本建築學會構造工學論文集, Vol. 44B, pp. 167~174.

(3) 姜 賢植 : 1993. 6., "充填콘크리트 角形 및 圓形鋼管柱의 最大耐力에 關한 實驗的 硏究", 漢陽大學校 大學院 碩士學位 論文.

(4) Kenji Sakino外 2人 : 1988. 5., "Sustaining Load Capacity of Plain Concrete Stub Column Confined by Circular Steel Tube", Department of Architecture Faculty of Engineering Kyushu University, pp. 1~8.

(5) Shamim A. Sheikh, S. M. Uzumeri : Dec. 1982., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", ASCE, Vol 108, No. ST12, pp. 2703~2722.

(6) 河野昭彦外 1人 : 1987. 12., "繰返し軸方向力を受けるコンクリート充填鋼管部材の彈塑性性狀に關する硏究, TAKENAKA硏究報告書, 721~728.

(7) 岡本達雄外 8人 : 平成5年, "高强度コンクリート充填鋼管短柱(RUC柱)の中心軸壓縮實驗, 日本建築學會近畿支部硏究報告書, 2012~2017.

(8) R.F. Blanks, C.C. Mcnamara : Jan. Feb. 1935. "Mass Concrete Tests in Large Cycilders", ACI Journal, Procs. Vol. 31, pp. 280~303.

(접수일자 : 1999년 8월 20일)