
횡구속된 콘크리트 기둥의 실험 및 해석

Experiments and Analysis of Concrete Columns Confined with Lateral Reinforcements



송하원*

Song, Ha-Won



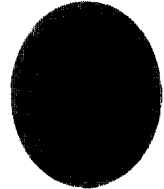
최동휴**

Choi, Dong-Hue



변근주***

Byun, Keun-Joo



김기수****

Kim, Gee-Soo

ABSTRACT

Concrete columns properly confined with lateral reinforcements gain increased strength and ductility. Objectives of this study are to investigate the confining effect of confined concrete columns having different core sizes, spacing ratios and lateral reinforcement ratios by obtaining the pre-peak and post-peak behaviors of the confined concrete columns experimentally and analytically.

In this paper, experiments are done with confined concrete column specimens and analyses are also done for the pre-peak behavior by finite element analysis considering continuum fracture and plasticity and for the post-peak behavior by strain-localization model. Then, analysis results are compared with those of model tests and the confining effect is studied.

Keywords : lateral reinforcements, confined concrete columns, model tests, finite element analysis, continuum fracture and plasticity, strain-localization

*연세대학교 사회환경 시스템 공학부 부교수

**연세대학교 토목공학과 석사

***연세대학교 사회환경 시스템 공학부 교수

****쌍용중앙연구소 건설재료연구실 책임연구원

• 본 논문에 대한 토의를 1998년 6월 30일까지 학회로 보내주
시면 1998년 8월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

콘크리트 기둥이 횡방향철근에 의하여 구속될 때, 구속정도에 따라 하중저항능력과 연성의 확보면에서 이점을 가져올 수 있다. 콘크리트 기둥의 횡구속효과는 콘크리트 압축강도, 횡방향철근의 간격, 체적철근비, 배근형태, 항복강도 등의 여러변수에 따라 다양하게 나타나며, 콘크리트 기둥의 최대하중 전후의 거동을 지배하게 된다. 이에 따라 구속된 콘크리트 기둥의 거동을 예측하는 것은 매우 중요한 문제이며, 올바르게 예측된 구속된 콘크리트 기둥의 거동은 기둥의 효과적인 구속철근 설계에 유용하게 사용될 수 있다.

본 논문에서는 횡방향철근에 의하여 구속된 콘크리트 기둥의 콘크리트 코아크기, 횡방향철근의 체적철근비 및 간격비를 변화시킨 콘크리트 기둥모형의 압축재하실험을 수행하여, 구속의 차이에 따른 콘크리트 기둥의 거동을 분석하였다. 또한 대상기둥의 거동을 연속체적 파괴와 소성을 고려하여 3차원 모델링에 의한 유한요소해석을 통하여 최대하중 이전의 거동을 예측하였으며, 변형률국소화모델에 의한 최대하중 이후거동을 해석적으로 재현하였다.

2. 콘크리트 기둥의 횡구속효과

횡방향철근에 의하여 구속된 콘크리트 기둥의 구속효과는 압축을 받는 기둥의 횡변위의 증가와 직접적인 관계가 있다. 일반적으로 콘크리트의 압축강도가 두 배로 증가할 경우 기둥중앙부의 횡변위는 약 25% 감소하며,¹⁾ 이에따라 횡방향철근에 의한 구속효과를 현저히 감소시킨다. 또한 횡방향철근의 항복강도는 콘크리트 기둥의 구속효과에 영향을 미치는 요소로서 콘크리트 코아에 작용하는 구속응력의 상한치를 나타낸다. 횡방향철근의 체적철근비와 간격비(콘크리트 코아크기에 대한 횡방향철근 간격의 비)는 구속효과에 가장 큰 영향을 미치는 요소로서 일반적으로 일정한 콘크리트 코아크기에 대해 횡방향철근의 간격이 줄어들 경우 강도 및 연성이 증가한다.²⁾ 횡방향철근에 의하여 구속된 콘크리트 기둥의 구속효과는 콘크리트 코아의 강도와 연성의 증가를 비교함으로써 평가될 수 있다. 구속된 콘크리트 기둥의

극한구속응력에 대한 실제 기둥이 받고 있는 구속응력의 비로 나타낼 수 있는 구속효과계수(confinement effectiveness index : α_{cf})는 콘크리트 기둥의 실제적인 구속의 크기를 나타내는 계수³⁾로서 구속된 콘크리트 기둥의 구속효과 평가에 유용하게 이용된다. 본 논문에서는 중심축하중을 받고있는 구속된 콘크리트 기둥의 응력-변형률 관계와 횡방향철근의 구속응력을 실험 및 3차원 유한요소해석을 통하여 해석적으로 도출하였으며, 최대하중 이후거동은 구속된 기둥의 변형률국소화모델을 제안하여 재현하였다.

3. 횡구속 콘크리트 기둥의 중심축압실험

횡방향철근으로 구속된 콘크리트 기둥의 거동을 평가하기 위하여 사각형 단면의 기둥모형을 Fig.1과 같이 제작하였다. 횡방향철근의 구속효과는 실질적으로 콘크리트 피복의 파괴후 발휘되므로 피복없이 기둥을 제작하였다. 또한 횡방향철근은 부착효과를 무시하기 위하여 직경이 $\phi 6$, $\phi 9$, $\phi 12$, $\phi 16$ 인 원형 철근을 사용하였으며, 최대한의 구속효과를 얻기 위하여 횡방향철근의 이음부는 정밀한 용접을 실시하였다. 사용된 횡방향철근의 항복강도 f_y 는 3000kg/cm²이다. 또한 만능시험기의 용량을 고려하고, 횡방향의 구속만을 엄밀하게 관찰하기 위하여 길이방향철근은 생략하였다. 한편 횡방향철근의 구속응력을 측정하기 위하여 모형 중앙부에 위치한 횡방향철근 중앙부의 내부와 외부에 두 쌍씩의 변형률게이지를 부착하였다. Fig.1에서 c는 콘크리트 코아의 크기, s는 횡방향철근의 간격을 의미한다.

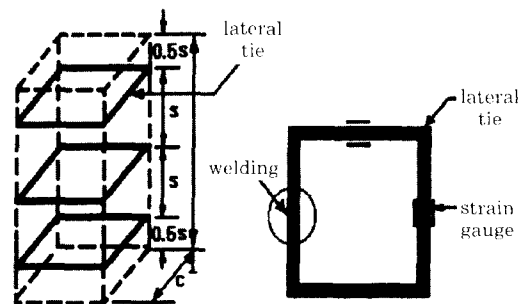


Fig.1 Details of lateral reinforcements

Table 1 Detail of column specimens

Set	Specimen No. (#)	Specimen Size (cm)	Core Size (c) (cm)	Tie Spacing (s) (cm)	Spacing Ratio (s/c)	Volumetric Reinforcement Ratio ρ_v (%)	Lateral Reinforcement	Remark
a	1	15×15×60	14.1	7	0.53	2.58	$\phi 9$	Size Effect of Core
	2	20×20×80	18.7	9.5	0.51	2.55	$\phi 12$	
b	3	20×20×80	19.4	3.2	0.16	1.82	$\phi 6$	ρ_v = 1.9(%) Effect of Spacing
	4	20×20×80	19.1	7	0.37	1.90	$\phi 9$	
	5	20×20×80	18.7	13	0.70	1.86	$\phi 12$	
	6	20×20×80	18.4	23	1.25	1.90	$\phi 16$	
c	7	20×20×80	19.1	3.8	0.20	3.51	$\phi 9$	ρ_v = 3.5(%)
	8	20×20×80	18.7	7	0.37	3.46	$\phi 12$	
	9	20×20×80	18.4	12.3	0.67	3.55	$\phi 16$	
d	10	18×18×54	17.1	6	0.35	2.48	$\phi 9$	Size Effect of Length
	11	18×18×72	17.1	6	0.35	2.48	$\phi 9$	
	12	20×20×80	-	-	-	-	Plain Concrete	

Table 1은 대상기둥에 대한 설계상세를 나타냈다. set a는 콘크리트 코아의 크기변화에 대한 구속효과의 차이를 비교하기 위하여 체적철근비 ρ_v 및 간격비 s/c가 같으며, 코아의 크기만을 변화시켰다. set b는 체적철근비 1.9%, set c는 체적철근비가 3.5% 이면서 간격비가 모두 다른 기둥모형이며, set d는 체적철근비 및 간격비는 같으며, 길이가 다른 기둥모형이다.

제작된 기둥모형을 Fig.2와 같이 250ton 만능시험기에 거치시킨후 변위제어를 통한 압축실험을 실시하였다. 만능시험기에 의하여 측정된 하중-처짐 관계로부터 각 모형에 대한 축방향평균 응력-변형률 관계가 도출되었으며, 동시에 횡방향철근의 변형률은

정적변형률 측정기에 의하여 측정하였다. 횡방향철근의 구속에 의한 콘크리트의 유효구속응력은 기둥 모형의 최대응력에서의 철근의 변형률값으로 측정되었으며, 구속되지 않은 무근 콘크리트 기둥을 포함하여 횡구속철근의 체적철근비 및 간격비가 다른 각각의 기둥에 대해서 대상기둥이 파괴에 이를 때 까지 압축재하시험을 수행하였다. 대상기둥의 압축과괴 실험결과 얻어진 응력-변형률 곡선에서 곡선초기에 강성이 증가하는 부분은 제하곡선을 이용하여 보정을 실시하였다.

Fig.3은 콘크리트 코아의 크기가 각각 14.1, 18.7 cm인 set a의 응력-변형률 관계를 나타낸 것이며, 코아의 크기변화는 구속된 기둥의 거동에 거의 영향을 미치지 못함을 알 수 있다. Fig.4는 체적철근비가 1.9%이며, 간격비가 다른 set b의 응력-변형률관계로서 간격비가 감소하더라도 최대응력이 거의 차이를 보이지 않음을 알 수 있으나, 최대응력에서의 변형률은 증가하며, 최대하중 이후에 연성이 증가함을 알 수 있다. 이는 $\phi 6$ 의 가는 직경의 철근을 사용함으로써 충분한 구속력을 받지 못한 것으로 판단된다. Fig.5는 체적철근비가 3.5%이며, 간격비가 모두 다른 set c의 응력-변형률 관계곡선으로 간격비의 감소는 최대응력의 증가를 가져왔으나, 간격비가 가장 작은 모형 #7의 최대응력이 작은 것은 시편의 파괴형상에서 확인된 편심재하에 따른 잘못된 실험결과로 판단된다. Fig.6은 길이가 다른 기둥set d의 응력-변

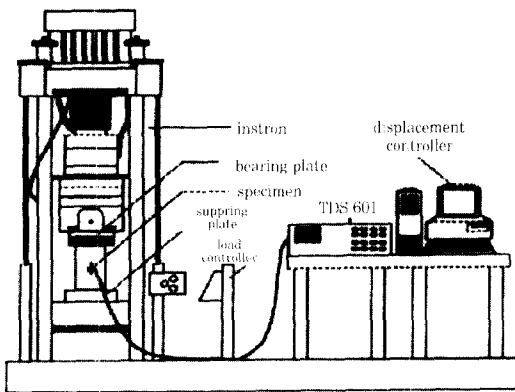


Fig. 2 Setting of compression loading test

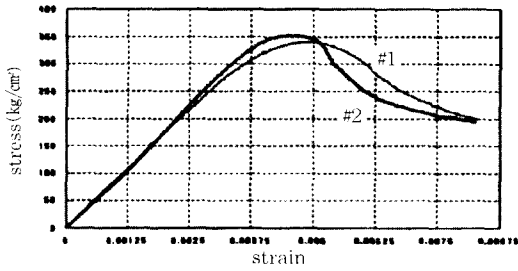


Fig. 3 Stress-strain curves for different core sizes

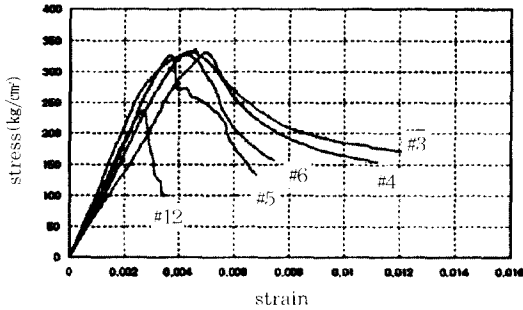


Fig. 4 Stress-strain curves for different tie space ratios ($\rho_t = 1.9(\%)$)

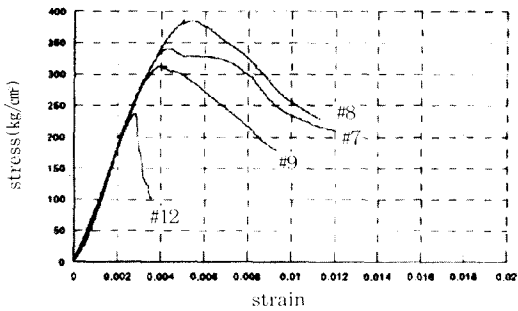


Fig. 5 Stress-strain curves for different tie space ratios ($\rho_t = 3.5(\%)$)

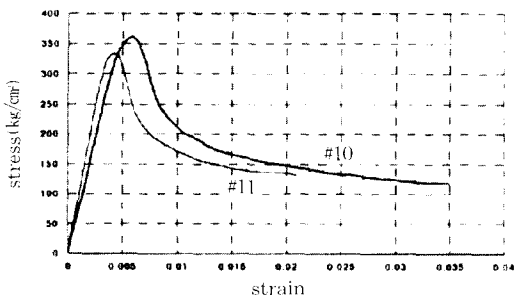
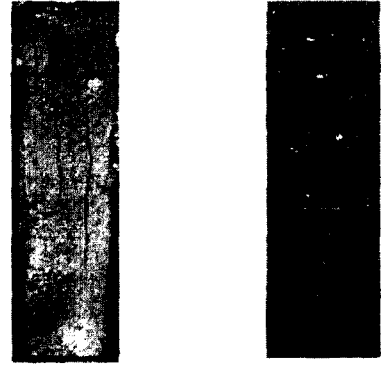


Fig. 6 Stress-strain curves for different column lengths

형률 관계로 최대응력 및 최대하중 이후의 거동에서 약간의 차이를 보였다.

Fig. 7은 기둥재하실험에 따른 파괴양상을 나타낸

것으로 (a)의 횡구속이 안된 콘크리트 기둥은 수직방향의 급격한 취성파괴를 나타냈으나, (b)의 횡구속된 기둥은 비스듬한 전단파가 형성되어 파괴되었으며, 최대하중 이후의 거동에서 횡구속이 안된 콘크리트 기둥에 비해 향상된 연성거동을 나타냈다.



(a) Unconfined concrete column (b) Confined concrete column

Fig. 7 Failure mode of concrete columns

4. 횡구속 콘크리트 기둥의 해석모델

4.1 연속체적 파괴와 소성모델

구속된 콘크리트의 최대응력 이전의 구성방정식을 도출하기 위한 콘크리트의 3차원 거동모델은 연속체적 파괴(continuum fracture)모델과 소성(plasticity)모델로 구성될 수 있다. 연속체적 파괴는 콘크리트 내부의 전채손상에 의한 탄성 변형률에너지를 흡수와 방출에 의해 조절되는 탄성손상으로 정의되며, 소성은 콘크리트에 작용하는 모든 응력의 제거 후에도 회복되지 않는 변형으로 정의된다.

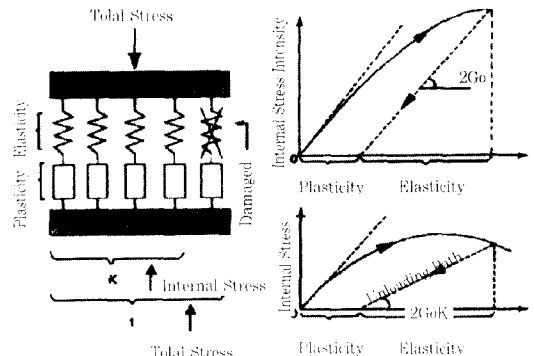


Fig. 8 Schematic outline of elasto-plasticity and fracturing system

구속된 기동해석에 사용한 구성모델은 콘크리트를 탄소성을 갖는 손상된 연속체로 가정한 모델⁴⁾로서 Fig.8과 같이 모형화 되었다. 즉 콘크리트의 탄성은 스프링으로, 소성은 dashpot으로 모델화 되며, 스프링의 점진적인 파괴로서 콘크리트의 손상은 모형화 되었다. 총응력(total stress)은 구성체의 손상되지 않은 요소인 내부응력강도(internal stress intensity)와 연속체적 파괴 이론으로 예측되는 손상 정도의 총합으로 간주될 수 있다.

콘크리트의 파괴모델은 횡방향철근으로 구속된 콘크리트 기동에서 발생하는 구속의 정도를 나타내는 정수압 불변량 $I_1 (= \frac{1}{3} \sigma_{kk})$ 와 탄성변형률 ϵ_{cij} 의 제1차 불변량 $I_{1c} (= \frac{1}{3} \epsilon_{c,kk})$ 를 이용한 정수압에 의한 파괴모델과 전단응력에 저항할 수 있는 남아있는 스프링의 비로 나타낼 수 있는 파괴계수 K 를 도입하여 편차응력 텐서 s_{ij} 의 제2차 불변량 J_2 와 탄성편차변형률 e_{cij} 의 제2차 불변량 J_{2c} 의 관계로 나타낸 전단에 의한 파괴 모델로 나누어 모델링되었다.⁵⁾ 파괴모델에 의한 응력-변형률 관계식은 (1)과 같고, 탄성변형률텐서 ϵ_{cij} 및 탄성편차변형률 e_{cij} 을 나타내면 식 (2), (3)과 같이 표현된다.

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + I_1 \delta_{ij} \quad (1)$$

$$\epsilon_{cij} = \epsilon_{ij} - \epsilon_{pij} \quad (2)$$

$$e_{cij} = \epsilon_{cij} - \delta_{ij} I_{1c} \quad (3)$$

I_1 과 I_{1c} 의 관계는 구속의 정도에 관계없이 일정하므로 체적탄성계수 $K_o (= \frac{E_o}{3(1-2\nu_o)})$ 를 이용하여 I_1 을 나타내면 식 (4)와 같다.

$$I_1 = 3K_o I_{1c} \quad (4)$$

Fig.9는 여러가지 다른 구속상태의 실험⁶⁾으로부터 구한 편차응력텐서 s_{ij} 의 제2차 불변량 $J_2 (= \sqrt{\frac{1}{2}} S_{ij} S_{ij})$ 와 탄성편차변형률 e_{cij} 의 제2차 불변량 $J_{2c} (= \sqrt{\frac{1}{2}} e_{cij} e_{cij})$ 의 관계를 나타낸 것으로 콘크리트의 구속효과가 클수록 손상의 정도 K 에 따라 콘크리트의 J_2 의 값이 증가한다. 초기전단탄성계수 $G_o (= \frac{E_o}{2(1+\nu_o)})$ 와 파괴계수 K 를 도입하여 전단에 의한 파괴를 식으로 나타내면 식 (5)와 같다.

$$J_2 = 2G_o K(F) J_{2c} \quad (5)$$

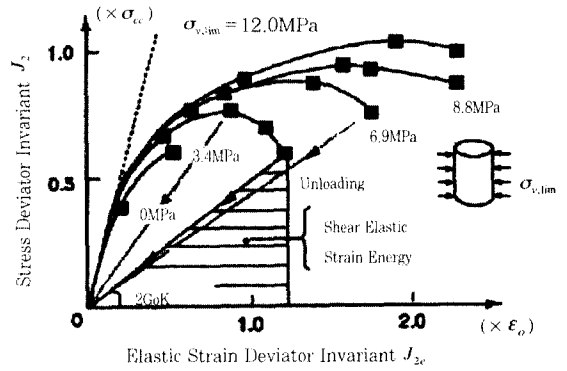


Fig. 9 Relationship between J_2 and J_{2c} .

손상함수와 파괴계수 K 의 관계는 Fig.10과 같으며, 다음의 식 (6), (7)로 나타낼 수 있다.⁷⁾

$$K[F] = \exp \left[-\frac{F}{3.25} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{F}{0.8} \right) \right\} \right] \quad (6)$$

$$F(I_{1c}, J_{2c}, J_{3c}) = \frac{\sqrt{2} J_{2c}}{0.23 \epsilon_o - \sqrt{3} I_{1c}} \cdot \frac{1}{5} \left\{ \frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3c}}{J_{2c}} \right)^3 + 6 \right\} \quad (7)$$

식 (7)에서 $\epsilon_o = 1.6(1 + \nu_o) \frac{\sigma_{ck}}{E_o}$ 이며,

$$J_{3c} = \sqrt[3]{\frac{1}{3} e_{cij} e_{ejk} e_{cki}} \quad \text{이다.}$$

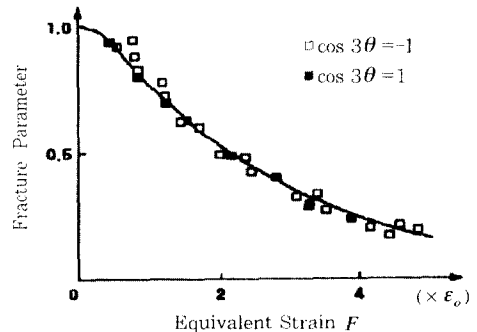


Fig. 10 Relationship between F and K

총응력텐서를 σ_{ij} 를 식 (4)와 (5)를 이용하여 증분 형태로 다시쓰면 식 (8)과 같다.

$$\begin{aligned}
d\sigma_{ij} &= dI_1\delta_{ij} + ds_{ij} \\
&= 3K_o\delta_{ij}d\left(\frac{\varepsilon_{ckk}}{3}\right) + 2G_oKde_{cij} + 2G_oe_{cij}dK \\
&= M_{ijkl}d\varepsilon_{ckl}
\end{aligned} \tag{8}$$

여기서, M_{ijkl} 은 Box 1과 같다.

Box 1 Equation for M_{ijkl}

$$\begin{aligned}
M_{ijkl} &= 2G_oK\delta_{ik}\delta_{jl} \\
&+ \frac{1}{3}[(3K_o - 2G_oK)\delta_{ij} + 2G_oe_{cij}U_f\left(\frac{\partial K}{\partial F}\right)] \\
&\times \left[\left(\frac{\partial F}{\partial I_1}\right) - \frac{2}{3}\left(\frac{J_{2c}}{J_{3c}}\right)^2\left(\frac{\partial F}{\partial J_{3c}}\right)\right]\delta_{kl} \\
&+ 2G_oe_{cij}U_f\left(\frac{\partial K}{\partial F}\right)\left[\left(\frac{\partial F}{\partial J_{2c}}\right)\frac{e_{cij}}{2J_{2c}} + \left(\frac{\partial F}{\partial J_{3c}}\right)\frac{e_{ckm}e_{clm}}{3J_{3c}^2}\right] \\
U_f &= 1, \text{ if } F = F_{\max} \text{ and } dF > 0 \\
U_f &= 0, \text{ otherwise}
\end{aligned}$$

콘크리트의 소성은 응력경로에 의존하며, 비손상 영역에 작용하는 단위 체적에 대한 표면 전단소성에너지와 체적소성에너지를 고려하여 정식화되었다. 즉, 콘크리트의 소성모델도 전단에 의한 소성모델과 체적변화에 의한 소성모델로 나누어 모델링되었다. Fig. 11은 구속된 콘크리트의 실험결과⁽⁶⁾에서 얻어진 소성 표면 에너지의 경로에 의존하는 편차응력의 제2차 소성불변량 J_{2p} , 즉 콘크리트의 전단에 의한 잔류 변형과 탄성변형을 제2차 불변량 J_{2c} 의 관계를 보여 준다.

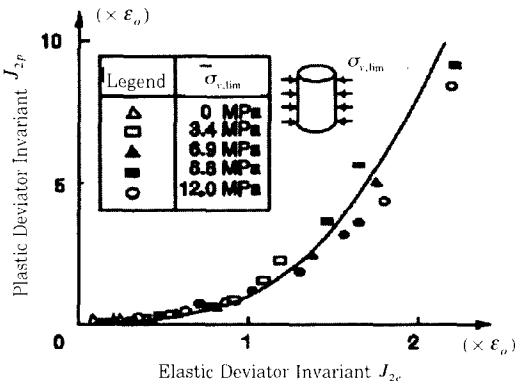


Fig. 11 Relationship between J_{2c} and J_{2p}

한편 체적소성변형을 불변량 I_{1p} 는 I_{1c} 로 나타낼 수 있는 구속의 크기에 영향을 받는 함수로서 전단에 의한 체적변화는 Dilatancy derivative D 를 사용하여 표현하였다.

소성흐름법칙은 비례상수 dg 를 사용하여 다음의 식 (9)로 표시되며, J_{2c} 의 증분을 다시쓰면 식 (10)과 같다.

$$de_{pij} = e_{cij}dg \tag{9}$$

$$dJ_{2p} = \frac{e_{cij}de_{pij}}{2J_{2c}} = \frac{e_{cij}e_{cij}}{2J_{2c}}dg = J_{2c}dg \tag{10}$$

소성변형률텐서 ε_{pij} 를 증분형태로 나타내면 식 (11)과 같다.

$$\begin{aligned}
d\varepsilon_{pij} &= de_{pij} + \delta_{ij}dI_{1p} \\
&= e_{cij}\frac{dJ_{2p}}{J_{2c}} + \delta_{ij}DdJ_{2p} \\
&= \left[\frac{e_{cij}}{J_{2c}} + \delta_{ij}D(I_{1c}, K)\right]\left(\frac{dH}{dJ_{2c}}\right)U_p dJ_{2c}
\end{aligned} \tag{11}$$

여기서, $U_p = 1, \text{ if } d(J_{2c}) > 0 \text{ and } J_{2c} = J_{2c,\max}$

$$U_p = 0, \text{ otherwise}$$

J_{2c} 의 증분형태로 다시쓰면 식 (12)와 같다.

$$\begin{aligned}
dJ_{2c} &= \frac{e_{ckl}de_{ckl}}{2J_{2c}} \\
&= \frac{e_{ckl}}{2J_{2c}}d\left(\varepsilon_{ckl} - \frac{1}{3}\delta_{kl}\varepsilon_{cmm}\right) \\
&= \frac{e_{ckl}d\varepsilon_{ckl}}{2J_{2c}}
\end{aligned} \tag{12}$$

탄성변형률텐서의 증분을 의미하는 $d\varepsilon_{cij}$ 을 이용하여 손상된 연속체에 대한 소성의 구성방정식을 나타내면 식 (13)과 같다.

$$d\varepsilon_{pij} = L_{ijkl}d\varepsilon_{ckl} \tag{13}$$

여기서, L_{ijkl} 은 식 (14)와 같다.

$$L_{ijkl} = \left(\frac{e_{cij}}{J_{2c}} + D\delta_{ij}\right)\left(\frac{dH}{dJ_{2c}}\right)\frac{e_{ckl}}{2J_{2c}} \tag{14}$$

손상과 소성의 구성방정식을 나타내는 식 (8)과 식 (13)으로부터 총응력증분벡터 $d\sigma$ 및 총변형률증분벡터 $d\varepsilon$ 의 관계식을 파괴와 소성을 의미하는 M_{ijkl} , L_{ijkl} 의 행렬 M , L 로 나타내면 식 (15)와 같다.

$$d\epsilon = M^{-1}d\sigma + LM^{-1}d\sigma \quad (15)$$

식 (15)를 횡방향으로 구속된 콘크리트 기둥의 구성방정식으로 표현하면 식 (16)과 같다.

$$d\sigma = M(I + L)^{-1}d\epsilon \quad (16)$$

여기서, I 는 단위텐서를 의미한다.

4.2 변형률국소화모델

콘크리트의 최대하중 이후의 거동은 응력이 감소함에도 불구하고, 변형률이 증가하는 연화거동에 수반되어 변형이 국부적으로 집중되는 변형률국소화현상으로 대표된다.⁹⁾ 횡방향철근으로 구속된 콘크리트 기둥은 산축압축 상태에 있는 무근 콘크리트의 최대하중 이후의 거동에서처럼 변형률국소화현상이 나타난다.^{9),10)} Fig.12에서 보듯이 압축응력 σ 를 받는 구속된 콘크리트 기둥의 최대하중 이후의 거동은 변형률국소화에 의하여 종-횡방향철근과 콘크리트의 점착력에 의하여 지탱되는 콘크리트 코아에 일정한 각도를 갖는 전단띠가 형성되는 거동으로 모형화 될 수 있다.

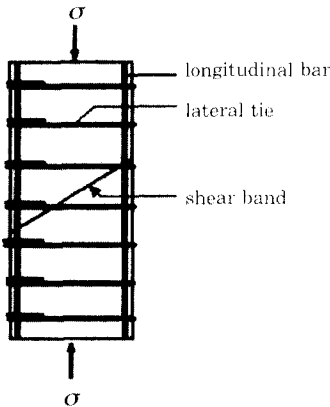


Fig. 12 Formation of shear band

횡방향철근으로 구속된 콘크리트 기둥의 최대하중 이후의 거동을 해석하기 위하여 횡방향철근으로 구속된 콘크리트의 변형률국소화 거동은 일정한 파괴각도의 전단띠로 대표되는 국소화 영역과 전단띠 이외의 두 블록의 상하콘크리트로 대표되는 비국소화 영역으로 모델링하였다. 비국소화 영역에서는 최대하중 이후에 응력제하(unloading)현상이 발생하며,

국소화 영역에서는 전단띠의 미끄럼(sliding)과 이에따른 콘크리트의 점착력 혹은 마찰저항(aggregate interlocking)이 발생된다. Fig.13은 횡방향철근으로 구속된 콘크리트 기둥에 압축응력 σ_{cc} 가 작용할 때, 작용압축응력 σ_{cc} 및 횡방향철근의 구속효과로부터 얻어지는 수평방향의 유효구속응력 σ_h 가 파괴각도 θ 의 전단파괴면에 작용하는 변형률국소화모델을 보여준다. 유효구속응력 σ_h 는 최대하중상태에서의 횡방향철근에 의한 구속응력이다.

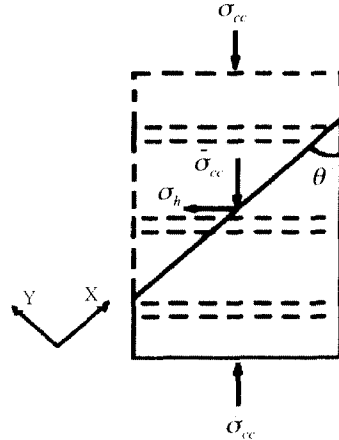


Fig. 13 Model of strain localization

전단파괴면에서의 전단력 σ_h 및 수직응력 σ_v 는 식 (17), (18)과 같이 나타낼 수 있다.¹¹⁾

$$\tau = (\sigma_h - \sigma_{cc}) \sin \theta \cos \theta \quad (17)$$

$$\sigma = -\sigma_h \cos^2 \theta - \sigma_{cc} \sin^2 \theta \quad (18)$$

전단파괴면에서의 Mohr-Coulomb의 항복함수 f 를 내부경화계수 α 와 편차응력텐서:s를 사용하여 나타내면 식 (19)와 같다.

$$f = \sqrt{\frac{3}{2}} s : s + \alpha \left(\frac{1}{3} tr \sigma - P_o \right) \quad (19)$$

여기서, $:$ 는 이중내적이며, $tr \sigma$ 는 응력 σ 의 trace이며, $\alpha = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}$, $P_o = \frac{\tau_{o,max}}{\tan \phi}$ 이다. ϕ 는 콘크리트 내부마찰각이며, $\tau_{o,max}$ 는 최대하중에서의 콘크리트 점착력으로 식 (20)과 같다.

$$\tau_{o,max} = [\sigma_{cc}(\cos \theta - \sin \theta) - \sigma_h(\sin \theta + \cos \theta)] \cdot \sin \theta \quad (20)$$

식 (19)의 항복함수에 식 (17) 및 (18)의 전단응력 및 압축응력을 대입하면 식 (21)과 같은 다음의

항복함수식을 얻는다.

$$f = \sqrt{3}(\sigma_{cc} - \sigma_h)\sin\theta\cos\theta + \alpha(-\sigma_h\cos^2\theta - \sigma_{cc}\sin^2\theta - P_o) = 0 \quad (21)$$

식 (21)을 θ 의 함수인 구속된 콘크리트의 압축응력 σ_{cc} 로 나타내면 식 (22)와 같으며, 이 식을 이용하여 파괴각도 θ 를 구해낼 수 있다.

$$\sigma_{cc}(\theta) = \frac{\sigma_h(\sqrt{3}\sin\theta + \alpha\cos\theta)\cos\theta + \alpha P_o}{(\sqrt{3}\cos\theta - \alpha\sin\theta)\sin\theta} \quad (22)$$

최대하중 이후의 콘크리트의 전단파괴면에서의 응력은 식 (23)과 같다.⁹⁾

$$\sigma_{cc}(u) = \frac{\tau_o(u)}{\sin\theta(\cos\theta - \sin\theta\tan\phi)} + \sigma_h\tan(\phi + \theta) \quad (23)$$

이때, $\tau_o(u)$ 는 Fig.14의 실험으로부터 얻어진 점착력과 미끌림의 관계를 나타낸 식 (24)와 같다.

$$\tau_o(u) = \frac{17}{[1 + (u + u_{max})^{1.5}]} \quad (24)$$

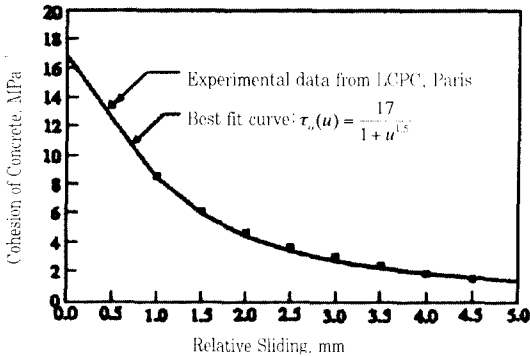


Fig. 14 Evolution of cohesion of concrete at shear failure plane¹⁰⁾

구속된 콘크리트 기둥의 최대하중 이전에도 이미 미소의 내부균열이 발생하며, 이에따라 미소의 미끌림에 의한 변위가 발생한다. 즉 최대하중 이후의 미끌림은 최대하중 이전에 이미 발생한 미끌림 값도 고려하여 u_{max} 를 식 (25)와 같이 나타낼 수 있다.

$$u_{max} = \left(\frac{17}{\tau_{o,max}} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \quad (25)$$

최대하중 이후에는 손상되지 않은 비국소화 영역에서 탄성제하에 의하여 압축변형률이 회복된다. 이 변형률의 회복은 최대응력 σ_{cc} 와 미끌림 u 가 발생했을 때의 응력 $\sigma_{cc}(u)$ 의 차로서 탄성제하시의 콘크리

트 탄성계수 E_c 를 이용하면 식 (26)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon(u) = \frac{1}{E_c}(\sigma_{cc} - \sigma_{cc}(u)) \quad (26)$$

최대하중 이후의 거동은 콘크리트 내부의 미소균열의 발달로 국소화된 전단파괴면에서의 국소화 거동과 제하현상에 의한 비국소화 영역에서의 탄성제하로 대표된다. 즉 최대하중 이후의 변형률은 최대하중까지 발생한 변형률 σ_{cc} 와 전단파괴면에서의 미끌림에 의한 변형률과 식 (26)에서 구해진 비국소화 영역의 탄성회복에 의한 변형률의 감소를 고려하여 식 (27)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon(u) = \varepsilon_{cc} + \frac{u\cos\theta}{L} - \frac{1}{E_c}(\sigma_{cc} - \sigma_{cc}(u)) \quad (27)$$

여기서, L 은 모형의 길이이며, 식 (27)은 본 모델로 구한 구속된 콘크리트 기둥의 최대하중 이후의 응력-변형률 관계식이다.

5. 해석 결과 및 실험 결과와의 비교

해석을 수행한 대상 기둥모형 set a, b, c, d와 무근 콘크리트 기둥모형에 대하여 축하중 재하실험을 실시하였으며, 동시에 횡방향철근의 중심부에 변형률게이지가 부착되어 철근의 구속응력이 측정되었다. Table 2는 모형 #1~#9의 실험과 유한요소해석 결과의 비교이다. Table 2에서 유효구속응력 σ_{cc} 는 구속된 기둥의 최대응력에서의 철근의 응력을 제하방향의 콘크리트응력으로 환산된 값이며, 유효구속효과계수 α_{eff} 는 횡방향철근이 항복상태에 도달했을

때, 즉 극한유효구속응력($\sigma_{cc,lim} = \frac{1}{2}\rho_v f_y$)에 대한 유효구속응력(σ_{cc})의 비를 의미한다. 최대하중까지의 유한요소해석은 해석대상 콘크리트 기둥의 대칭성을 이용하여 사분의 일 모델에 대하여 콘크리트는 isoparametric solid요소를 사용하고, 철근은 beam요소를 사용하여 실시하였다. 해석시 기둥양단의 경계조건을 축방향으로의 고정단 경계로 이상화하여 모델링하여 경계에서의 경계조건이 실제보다 완화되어 최대응력에 대한 해석값이 전반적으로 실험값보다 낮게 얻어졌다.

콘크리트 코어의 크기가 각각 14.1, 18.7cm인 set

a의 실험결과에서 Fig.15에서 보이는 것처럼 콘크리트 코어의 크기변화는 기둥의 구속효과에 거의 영향을 미치지 못함을 알 수 있고 해석결과와도 일치하였다.

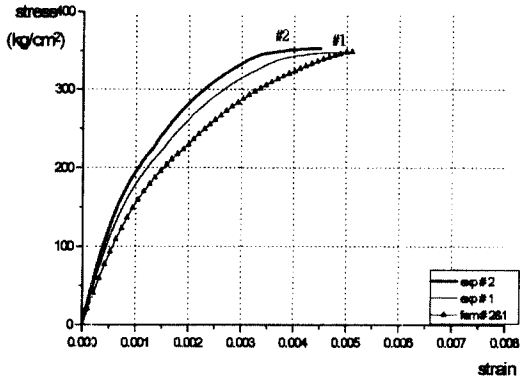


Fig. 15 Relationship between stress and strain for different core sizes

횡방향철근의 체적철근비가 1.90%, 간격비가 각각 0.16, 0.37, 0.70, 1.25인 set b의 유한요소해석 결과 Fig.16에서 보여주는 것처럼 간격비의 감소에 따라 최대응력이 크게 나타나고 있으나, 본 실험결과에서는 간격비에 따른 응력이 차이가 거의없는 것으로 나타나 이는 직경이 매우작은 횡방향철근 $\phi 6$ 을 사용하여 간격비에 따른 구속응력의 발생이 효과적으로 강도증진에 기여하지 못한 이유로 판단된다.

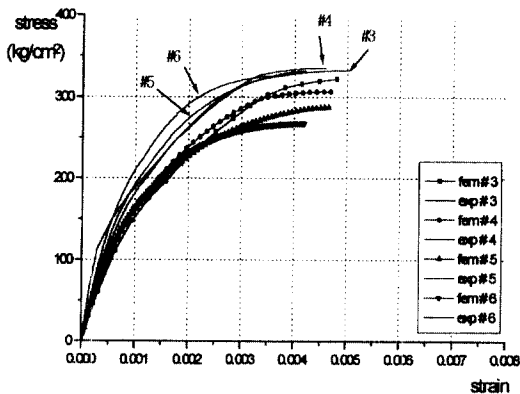


Fig. 16 Relationship between stress and strain for different space ratios ($\rho = 1.9\%$)

set c는 체적철근비가 3.50%, 간격비가 각각 0.20, 0.37, 0.67이며, Fig.17에서 보이는 것처럼 유

한요소해석의 결과와 실험결과가 간격비가 클수록 최대하중, 최대하중에서의 변형률 및 유효구속응력이 작게 나타남을 알 수 있다.

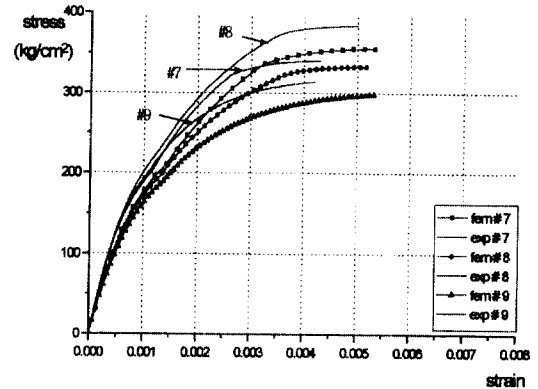


Fig. 17 Relationship between stress and strain for different space ratios ($\rho = 3.5\%$)

한 set d는 체적철근비 및 간격비가 같고, 모형의 길이가 각각 54, 72cm로서 실험 및 해석의 결과에서 시편의 길이는 기둥모형의 거동에 큰 차이를 보이지 않았다.

Table 2에서 보듯이 실험과 해석의 구속효과계수 산정 결과로부터 횡방향철근의 체적철근비의 증가는 강도증가, 구속효과의 증가를 가져오며, 동일한 체적철근비를 사용할지라도 간격비의 감소로 강도 및 연성의 증가 뿐만아니라 구속효과를 극대화 할 수 있음을 알 수 있으며, 실험과 해석의 결과는 비교적 잘 일치하였다.

Fig.18~21은 변형률국소화 모델에 의한 최대하중 이후의 거동을 포함한 모형 #10, #11, #4, #8 기둥이 파괴에 이르기까지의 응력-변형률 관계를 나타

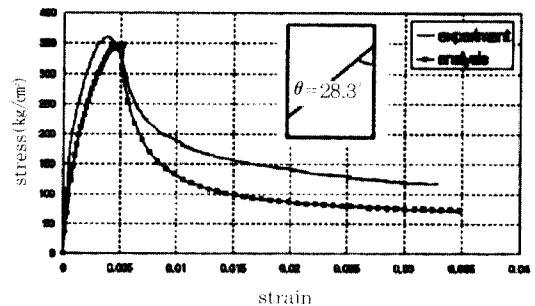


Fig. 18 Result of model #10

Table 2 Results of experiments and analyses

Specimen No.	Core peak Strength σ_{cc} (kg/cm ²)		Strain at peak Strength ϵ_{cc}		Strength gain (kg/cm ²)		Effective Confining Stress σ_1 (kg/cm ²)		Confinement Effectiveness Index α_{eff}		
	Analysis	Exp.	Analysis	Exp.	Analysis	Exp.	Analysis	Exp.	Analysis	Exp.	
set a	1	337.0	348.5	0.00510	0.0051	94.0	105.5	13.43	9.68	0.35	0.25
	2	334.8	352.8	0.00510	0.0045	91.8	109.8	12.94	9.57	0.34	0.25
	3	322.3	332.5	0.00479	0.0050	79.3	89.5	9.54	9.24	0.35	0.34
set b	4	306.9	335.7	0.00469	0.0046	63.9	92.7	10.51	11.30	0.37	0.40
	5	287.6	332.0	0.00465	0.0042	44.6	89.0	8.21	9.28	0.29	0.33
	6	268.1	326.7	0.00419	0.0038	25.1	83.7	2.85	3.73	0.10	0.13
set c	7	355.7	340.5	0.00533	0.0043	112.7	97.5	19.79	14.10	0.38	0.27
	8	333.1	386.8	0.00517	0.0050	90.1	143.8	18.56	23.18	0.36	0.45
	9	298.0	314.3	0.00531	0.0042	55.0	71.3	13.22	12.96	0.25	0.24
set d	10	351.0	361.2	0.00511	0.0059	108.0	118.2	14.33	15.88	0.32	0.24
11	350.2	341.5	0.00510	0.0042	107.2	98.5	14.32	12.65	0.32	0.20	

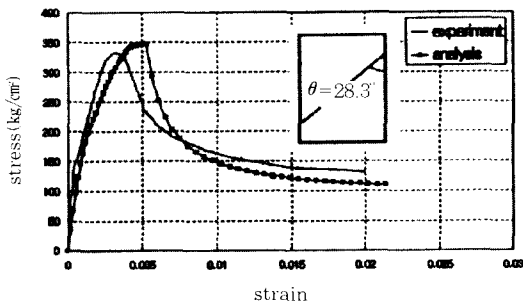


Fig. 19 Result of model #11

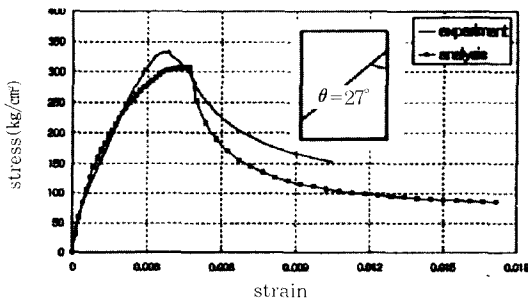


Fig. 20 Result of model #4

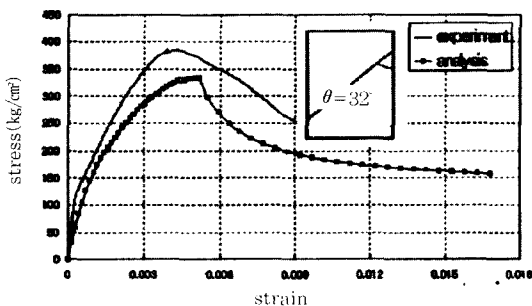


Fig. 21 Result of model #8

낸 것으로 변형률국소화 모델은 최대하중 이후의 연성거동을 비교적 잘 재현하였다.

Fig.22는 체적철근비 1.9%, 3.5%인 각 모형의 실험과 해석에 의한 간격비와 유효구속응력의 관계를 나타낸 것으로 간격비의 감소는 유효구속응력을 증가시키며, 체적철근비가 상대적으로 큰 3.5%인 기둥모형들의 간격비변화에 대한 유효구속응력의 변화량이 크게 나타났으나, 간격비가 작은 0.2인 기둥모형의 경우에는 실험시에 편심파괴가 관찰되었으며, 이로 인하여 유효구속응력이 낮게 평가되었다. Fig.22에서 보듯이 체적철근비가 상대적으로 작은 1.9%에서 가는직경의 철근을 사용할 경우에는 간격비가 작은 경우에도 기대하는 구속효과를 얻을 수 없었으며, 간격비가 1이상일 경우는 구속효과가 매우 낮게 평가되었다. 체적철근비가 작은 경우에는 간격비에 대한 유효구속응력의 실험과 해석의 결과는 비

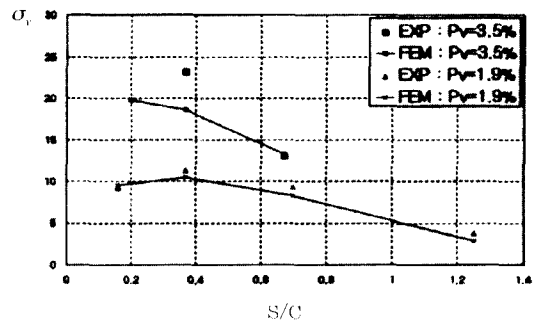


Fig. 22 Relationship between spacing ratio and effective confining stress

교적 잘 일치함을 보였다.

6. 결론

횡구속콘크리트 기둥의 횡방향구속에 따른 거동을 평가하기 위한 본 연구의 결론은 다음과 같다.

(1) 횡방향철근에 의하여 구속된 콘크리트 기둥의 구속효과를 평가하기 위하여 모형실험을 하였으며, 3차원 모델링에 의한 유한요소해석과 최대하중이후의 변형률국소화 모델에 의한 파괴해석을 수행하였다.

(2) 3차원 유한요소모델은 구속된 기둥의 최대하중과 최대변형을 비교적 잘 예측하였으며, 변형률 국소화 모델도 최대하중 이후의 연화거동을 비교적 잘 재현하였다.

(3) 실험과 해석의 분석으로 부터 횡방향철근의 체적철근비와 간격비는 횡구속 콘크리트 기둥의 구속효과에 큰 영향을 미치는 요소이며, 체적철근비가 높을수록 간격비변화에 따른 구속효과의 변동이 컸으며, 동일한 체적철근비를 사용한 경우에도 횡방향철근의 간격비를 줄임으로써 구속효과를 높일 수 있음을 해석과 실험을 통하여 밝혔다.

참고문헌

1. Azizinamini, A., Kuska, S. S. B., Brungardd, P. and Hatfield, E., "Seismic Behavior of Square High-Strength Concrete Column", ACI Structural Journal, Vol 91, No. 3, 1994, pp. 336~345.
2. Cusson, D. and Paultre, P., "High-Strength Concrete Column Confined by Rectangular Ties",

ASCE Structural Engineering, Vol 120, No. 3, 1994, pp. 783~804.

3. Pallewatta, T. M., Irawan, P. and Maekawa, K., "Effectiveness of Laterally Arranged Reinforcement on the Confinement of Core Concrete", J. Materials Concrete Structure, Vol 28, No. 520, 1995, pp. 253~264.
4. Pallewatta, T. M., Irawan, P. and Maekawa, K., "Confinement Effectiveness of Lateral Reinforcement Arrangements in Core Concrete", Concrete Library of JSCE, No. 27, 1996, pp. 197~223.
5. 송하원, 최동휴, 변근주, "횡방향철근에 의하여 구속된 콘크리트 기둥의 거동해석", 한국 콘크리트 학회 가을 학술 발표회 논문집, 1997, pp. 493~499.
6. Oshima, M and Hashimoto, C., "Mechanical Properties of Concrete Confined by Steel Rings", Summaries on the 39th Annual Convention, Vol. V, Japan Society of Civil Engineers, 1984.
7. Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P. and Irie, M., "Triaxial Elasto-Plastic and Continuum Fracture Model for Concrete", Concrete Library of JSCE, No. 22, 1993, pp. 165~195.
8. 송하원, 서 철, "콘크리트의 변형률국소화에 관한 해석적 연구", 한국 콘크리트학회 논문집, Vol 8, No. 2, 1996, pp. 129~138.
9. 송하원, 최동휴, 변근주, "구속된 콘크리트 기둥의 변형률 국소화에 관한 연구", 대한토목학회 학술발표회 논문집, 1997, pp. 421~424.
10. Cusson, D., Larrard, F., Boulay, C. and Paultre, P., "Strain Localization in Confined High-Strength Concrete Columns", ASCE Structural Engineering, Vol 122, No. 9, 1996, pp. 1055~1061.

요 약

횡방향철근에 의하여 적절히 구속된 콘크리트 기둥은 강도증가 및 연성의 확보면에서 유리하다. 본 연구의 목적은 횡방향철근에 의하여 구속된 코아콘크리트의 크기, 횡방향철근의 간격비 및 체적철근비 등의 변화에 따른 횡구속된 콘크리트 기둥의 극한강도를 포함한 최대하중 이전의 거동 및 최대하중 이후의 거동을 실험적, 해석적으로 고찰함으로써 콘크리트 기둥의 구속효과정도를 규명하려는데 있다.

본 연구에서는 횡구속된 콘크리트 기둥모형의 압축재하실험을 수행하였으며, 최대하중 이전의 거동에 대하여 연속체적 파괴와 소성을 고려한 3차원 모델링을 통한 유한요소해석을 실시하였다. 또한 횡구속된 콘크리트 기둥의 변형률국소화 모델에 의한 파괴해석을 통하여 구속된 콘크리트 기둥의 최대하중 이후의 거동을 재현하였다. 해석결과는 압축재하실험의 결과와 비교, 분석되었으며, 이에 따른 구속효과를 규명하였다.

(접수일자 : 1997. 12. 21)