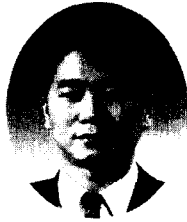

고강도 콘크리트를 이용한 철근콘크리트 기둥 부재의 연성평가에 관한 연구

An Analytical Evaluation on the Ductility of
Reinforced High-Strength Concrete Columns



장일영*

Jang, Il-Young



송재호*

Song, Jae-Ho



한상묵*

Han, Sang-Mook



박훈규**

Park, Hoon-Gyu

ABSTRACT

The ductility is an important consideration in the design of reinforced concrete structures. In the seismic design of reinforced concrete columns, it is necessary to allow for relatively large ductilities that the seismic energy be absorbed without shear failure or significant strength degradation after the reinforcement yielding in columns. Therefore, prediction of the ductility should be as accurate as possible.

This research investigate the ductile behavior of rectangular reinforced high-strength concrete columns like as bridge piers with confinement steel. The effects on the ductility of axial load, lateral reinforcement ratio, longitudinal reinforcement ratio, shear span ratio, and compressive strength of concrete were investigated analytically using layered section analysis.

As the results, it was proposed the proper relationship between ductility and variables and formulated into equations.

Keywords : reinforced concrete, column, ductility, high-strength concrete, seismic design

* 정회원, 금오공과대학 토목공학과 교수

** 정회원, 금오공과대학 토목공학과 박사수료

· 본 논문에 대한 토의를 2000년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 2000년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

RC구조물의 내진 성능평가 및 고강도 콘크리트의 취성적특성 보안을 위해서도 고강도 콘크리트 부재에 관한 정확한 연성예측이 매우 중요하다. 이러한 목적으로 많은 실험 및 연구가 수행되었으며 RC부재에 대한 이러한 실험을 바탕으로 몇몇 연성산정방법이 제안되었다^(1~5). 그러나 RC구조물의 극한 거동은 Fig.1과 같이 다수의 방법으로 분류될 뿐만 아니라 부재의 형상의 예도 재료의 비선형성에 관한 여러 요인에 의해 달라지므로 부재의 연성을 정확히 예측하는 것은 그리 쉬운 일이 아니다. 뿐만 아니라 기존의 연구결과는 대체로 한정된 실험결과만을 토대로 한 것이어서 광범위한 적용에는 많은 문제가 있다.

이러한 관점에서 본 연구에서는 실험결과와 비교를 통하여 극한상태까지의 RC기둥 부재 거동을 잘 표현할 수 있는 적층화 유한요소해석 기법을 이용하여 일반적이고 광범위한 적용이 가능한 연성산정식을 제시하기 위한 해석적 연구를 수행하였다.

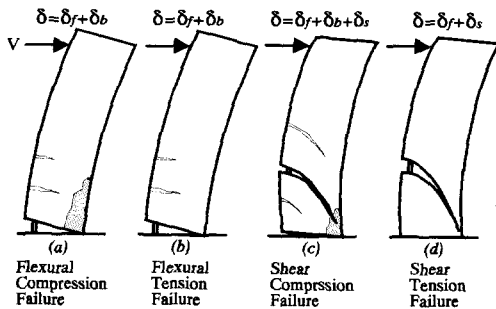


Fig. 1 Ultimate failure mechanism

2. 해석방법

RC부재의 하중-변위 거동을 해석적으로 수행하기 위하여 재료의 비선형성과 철근과 콘크리트와의 부착-슬립관계를 고려한 비교적 적용이 간편한 적층화 유한요소 해석법을 이용하였다. 철근콘크리트 부재의 연성은 다양한 방법으로 정의될 수 있으나, 본 연구에서는 비교적 정의가 명확한 Fig. 2의 최대하중이후 내력 저하시 최대하중 80%점에서의 극한변위(δ_u)와 등가 탄-소성 하

중-변위곡선에서 최대휨방향 하중의 75%점에 대한 감소된 활선강성과 최대휨하중에 대한 수평선의 교점으로 표현되는 부재항복변위(δ_y)의 비로 정의한다⁽⁶⁾.

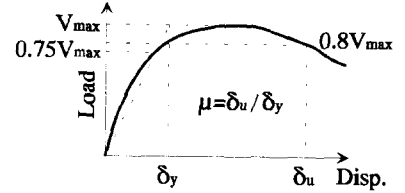


Fig. 2 Definition of ductility factor

철근콘크리트 기둥부재의 전체변위(δ)는 Fig. 1과 같은 대표적인 파괴모드를 고려하여 휨변위(δ_f), 기둥부재에서 축방향 인장주철근의 인발에 의한 부착-슬립 변위(δ_b) 및 전단변형에 의한 변위(δ_s)성분의 조합으로 표현하였다.

2.1 휨변형에 의한 변위

Fig. 3에 나타낸 것과 같이, 부재축에 따라 발생하는 실제 곡률분포는 균열발생 단면에 의해 파상분포가 되며, 이 곡률분포를 정확하게 구할 수 있다면 부재의 휨변위는 곡률분포를 이중적분함으로써 정확하게 구할 수 있다.

본 연구에서는 철근콘크리트 부재의 휨변위 산정을 위하여 실용적이며, 동시에 철근과 콘크리트의 부착특성을 직접적으로 고려할 수 있는 휨모멘트-등가곡률 관계⁽⁷⁾를 이용하였다.

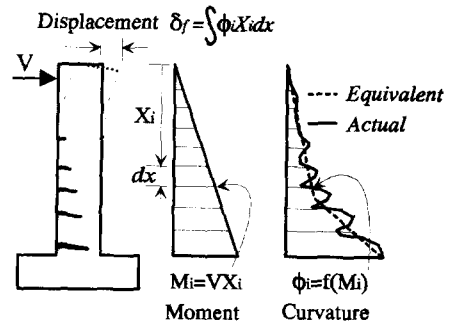
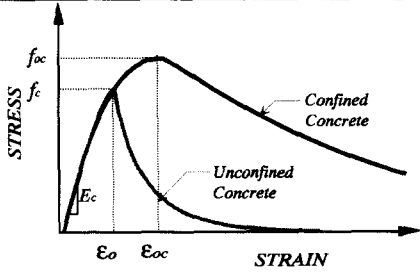


Fig. 3 Displacement due to flexure

휨모멘트-등가곡률관계의 해석은 간략히 다음의 과정에 의해 수행되어진다.

Table 1 Idealized stress-strain curves for concrete in compression



$$f = f_{oc} \frac{\epsilon}{\epsilon_{oc}} \left(\frac{n}{n-1 + (\epsilon/\epsilon_{oc})^n} \right)$$

$$\frac{f_{oc}}{f_c} = 1 + 3.55 \left(\frac{f_r}{f_c} \right)^{0.75}, \quad \frac{\epsilon_{oc}}{\epsilon_o} = 1 + \frac{14.5}{f_c} \sqrt{\frac{f_r}{\epsilon_o}}$$

$$\epsilon_o = 0.00032 \sqrt[3]{f_c}, \quad E_c = 10000 \sqrt{f_c} + 73000$$

$$n = \frac{E_c}{(E_c - f_{oc}/\epsilon_{oc})}$$

$$f_r = \sum_{i=1}^m \frac{(A_{sh} f_{yh} \sin \alpha)}{s D_c} \left(1 - \frac{s}{2 D_c} \right)^2 \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^m C_i^2}{4 D_c^2} \right) \frac{350}{f_c}$$

$A_{sh} = \sum A_{sh}$ = total cross section area of transverse reinforcement perpendicular to one direction(cm^2);

C = transverse spacing between adjacent longitudinal steel bars(cm);

$\sum C_i$ = total number of C in rectangular section;

D_c = side dimension of concrete core parallel to perpendicular to one direction(cm);

f = compressive stress of concrete(kgf/cm^2);

f_{oc} = maximum compressive strength of confined concrete in member(kgf/cm^2);

f_c = maximum compressive strength of unconfined concrete in member ($\approx 0.85 f_{c'}$, kgf/cm^2);

f_r = confinement pressure applied on concrete core(kgf/cm^2);

f_{yh} = yield strength of transverse reinforcement steel(kgf/cm^2);

m = total number of C in rectangular section;

n = total number of longitudinal steel rebars;

s = center-to-center spacing between sets of ties(cm);

s' = interior spacing between sets of ties(cm);

α = the angle between transverse reinforcement and D_c (degree);

ϵ = strain of concrete;

ϵ_{oc} = axial strain in confined concrete corresponding to f_{oc} ;

ϵ_o = axial strain in unconfined concrete corresponding to f_c

부터 새로운 곡률을 정의하며, 이 구간의 곡률분포를 구한다.

③ 구해진 곡률분포를 평균화하여 처짐량 산정의 등가곡률을 구한다.

이하 구체적인 해석수법은 참고문헌 7에 나타나 있다.

구속 및 비구속 고강도 콘크리트의 응력-변형을 관계는 Mander⁽⁸⁾의 모델에 대해 기존의 실험자료를 토대로 고강도 콘크리트에 적합한 횡보강효과 및 강도, 압축연성증가에 관한 변수들을 새로이 산정하여⁽⁹⁾ 수정한 Table 1의 모델을 사용하였다.

비구속 콘크리트의 연단 극한변형한계를 0.004로 두었으며, 구속콘크리트에서는 Mander등이 제시한 식(1)의 횡보강철근이 파단되는 시점을 부재전체의 한계변형으로 추정하였다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{oc}} \quad (1)$$

여기서, ρ_{sh} 는 횡보강근의 구속면적에 대한 체적비, f_{yh} 와 ϵ_{su} 는 횡보강근의 항복강도 및 최대응력점에 대한 변형률이다.

철근의 응력-변형을 모델은 Park-Pauly⁽¹⁰⁾의 모델을 사용하였다.

2.2 축방향 주철근 인발에 의한 변위

보-기둥 및 기둥-기초 연결부에서 발생하는 축방향 철근 인발에 의한 부차-슬립변위는 Fig. 4에서와 같이 접합부 단면에서의 중립축(x)에 대해 발생한 슬립회전각(θ_b)으로부터 식(2)와 같이 구할 수 있다.

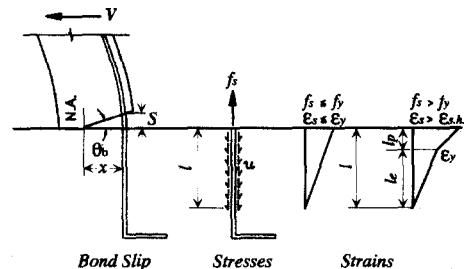


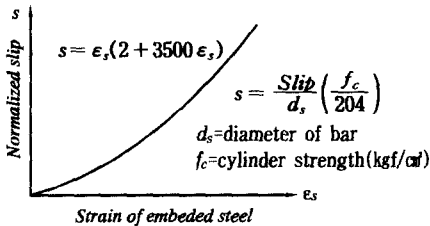
Fig. 4 Bond-slip relation of embedded steel

① 휨모멘트-곡률관계가 휨균열발생시에 불연속이 되므로, 균열의 정상상태 즉, 하중이 증가하여도 새로운 휨균열이 더 이상 발생하지 않는 상태에 있어서의 평균균열 간격을 해석적으로 구하며, 이것을 곡률분포형의 1구간 길이로 정한다.

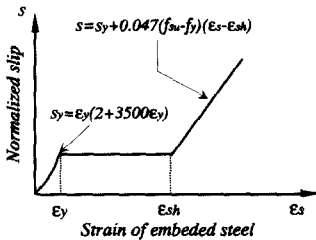
② 얻어진 균열간격에 철근의 부차응력-슬립-변형을 관계를 이용하여 철근의 변형률분포를 구하고, 철근 변형률과 콘크리트 압축연 변형률로

$$\delta_b = \frac{S}{x} L \quad (2)$$

여기서, S는 접합단면 인장부 총슬립량, L은 부재길이이다. 접합단면에서의 부착에 의한 슬립량은 철근의 변형률-슬립량의 관계로부터 구할 수 있으며 본 연구에서는 다음 Fig.5와 같은 Shima등⁽¹¹⁾이 제시한 모델을 이용하였다.



(a) before yielding



(b) after yielding

Fig. 5 Strain-slip relation of bar

2.3 전단변형 변위

대부분의 현행 설계기준에서는 전단파괴이전에 휩에 의한 항복이 발생하도록 유도하고 있으므로 일반적인 철근콘크리트 부재는 휩보다 큰 전단저항능력을 발휘하게 되어 전단에 의한 변형은 휩 변형에 비해 비교적 그 값이 적다. 따라서 본 연구에서는 Park-Pauly⁽¹⁰⁾가 제안한 비교적 간단한 방법으로 전단변형에 의한 부재변위를 다음과

같이 산정 하였다.

$$\delta_s = VL/K_s \quad (3)$$

여기서, V는 전단력, K_s는 단위길이당 전단강성이다.

2.4 해석결과의 검토

해석결과의 검증을 위하여 Fig. 6의 Muguruma 등⁽¹⁾의 실험결과 및 Fig. 7의 Paultre등⁽²⁾이 수행한 반복횡하중 및 축력을 받는 띠철근보강 고강도 콘크리트 캔틸레버 기둥에 대한 실험결과중 정(+)방향의 모멘트-곡률(M-φ) 및 횡방향 하중-변위(V-δ)관계와 본 연구의 정적해석 결과를 비교하였다.

Fig. 6에서 기존의 Muguruma⁽¹⁾, 孫⁽³⁾ 및 Mander⁽⁸⁾의 구속 콘크리트 응력-변형률 모델을 이용한 M-φ 해석결과에 비해 Table 1의 본 연구에서 제시한 수정 Mander 모델을 이용한 해석 결과와 실험치가 잘 일치함을 알 수 있다.

3. 연성평가

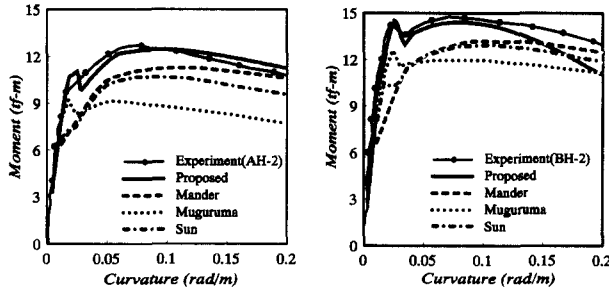
3.1 기둥 연성에 영향을 미치는 변수 연구

고강도 콘크리트 기둥부재의 연성산정을 위해 수행한 변수 및 해석대상 부재의 제원은 다음 Table 2와 같다. 이러한 변수들은 가능한 기준의 설계기준 및 실험결과를 토대로 정하였다.

Table 2의 변수를 바탕으로 해석한 결과를 Fig. 8(a)~(e)에 나타내었다. 이들 해석결과들은 횡보강근 사용량(A_{sh})과 ACI 318⁽¹²⁾ 기준량(A_{sh(ACI)})의 비 R_{sh}를 1.0, 전단스팬비(A/D) 4, 축방향철근비(ρ_{st}) 2.5%, 콘크리트 압축강도(f_c)

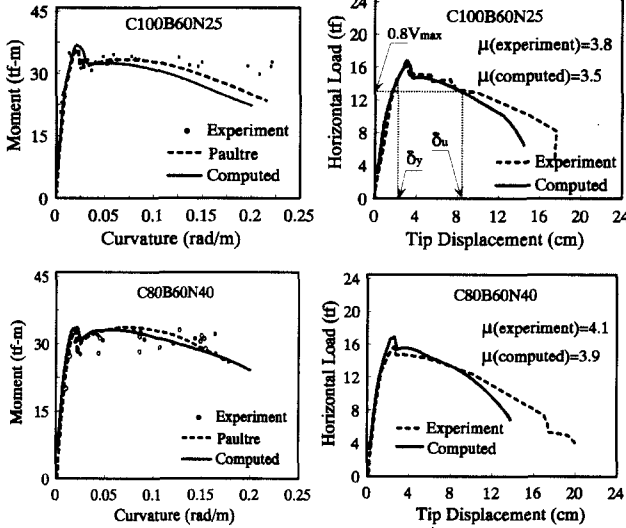
Table 2 Variable factors for analysis

Dimension of model	Lateral bar			Longitudinal bar	Shear span ratio	Strength of concrete	Axial load ratio
	R _{sh}	ρ _s (%)	ρ _{sh} (%)	ρ _{st} (%)	A/D	f _c (kgf/cm ²)	N
	0~1.4	0~1.1	0~2.2	0.6~4	2.5~6	350~1000	0~0.8
	$R_{sh} = A_{sh}/A_{sh(ACI)}$, $\rho_s = A_{sh}/(sD_c)$, ρ_{sh} = volumetric ratio of lateral bar $\rho_{st} = A_{st}/(BD)$, $N = P/(B D f_c)$, s = hoop spacing, $B = D = 40\text{cm}$, $D_c = 36\text{cm}$, $s = 10\text{cm}$, $f_y = f_{yh} = 4500\text{kgf/cm}^2$, $A_{sh(ACI)} = 0.3sD_c f_c / f_{yh} (A_g/A_c - 1)$						



	AH-2	BH-2
P	$0.629A_g f_c$	$0.423A_g f_c$
f_c (kgf/cm ²)	874	1181
ρ_{sh} (%)	3.81	3.81
f_{yh} (kgf/cm ²)	8081	8081
ρ_{st} (%)	3.81	3.81
f_y (kgf/cm ²)	4076	4076

Fig. 6 Comparison of M-φ curves of columns(Muguruma⁽¹¹⁾)



	C100B60N25	C80B60N40
P	$0.28A_g f_c$	$0.40A_g f_c$
f_c (kgf/cm ²)	952	803
ρ_{sh} (%)	4.26	4.26
f_{yh} (kgf/cm ²)	3988	4468
ρ_{st} (%)	2.15	2.15
f_y (kgf/cm ²)	4651	4763

Fig. 7 Comparison of M-φ and P-δ curves of columns(Paultre⁽¹²⁾)

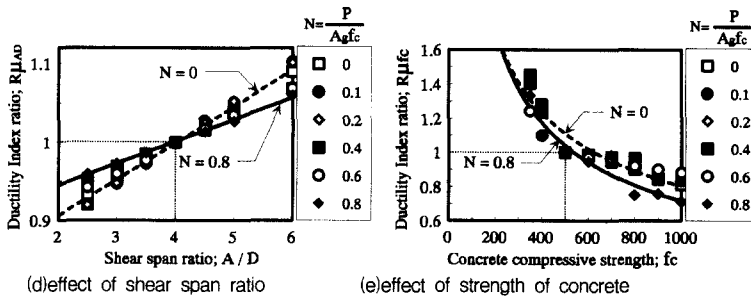
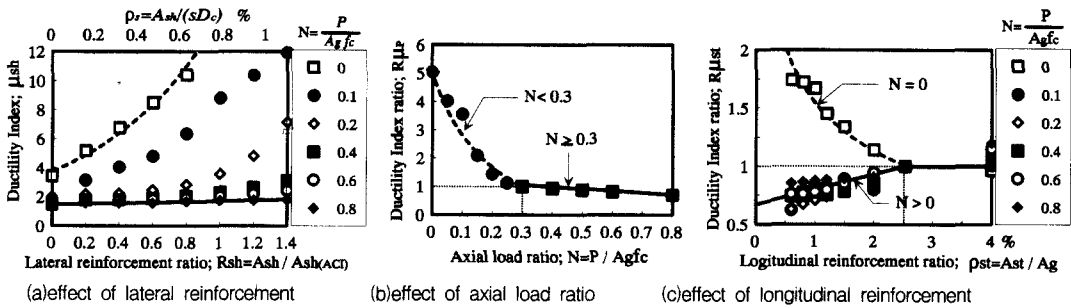


Fig. 8 Effect on the ductility of variable factors

500kgf/cm³을 각각 일정요인으로 정하여 축력비를 0~0.8로 증가시켜 변위연성값을 구하였다.

Fig. 8(a)에서는 다른 변수가 일정할 경우 (A/D=4, ρ_{st}=2.5%, f_c=500kgf/cm²) 횡보강근량이 증가함에 따른 연성의 증가를 확인할 수 있으며, Fig. 8(a)와 (b)에서는 횡보강근량 증가에 따른 연성증가현상은 축력이 낮을수록 현저하며 비교적 고축력비인 0.3이후에는 연성의 변화가 거의 일정함을 알 수 있다. 이러한 축력증가에 따른 연성감소 특성은 이미 많은 연구결과에서도 확인된 일반적인 경향으로 축력의 영향을 고려하지 않는 ACI 318의 횡보강근량 산정방법에 연성확보를 위한 재평가가 있어야 할 것으로 보인다.

Fig. 8(c)는 다른 변수가 일정할 경우 (R_{sh}=1, A/D=4, f_c=500kgf/cm²) 축방향 철근량에 따른 연성의 변화정도 (R_{μ_{st}} = μ / μ (ρ_{st}=2.5%))를 나타낸 것이다. 여기에서 축력이 작용하지 않는 순수 휨하중 하에서의 부재의 연성은 축방향철근비 증가에 따라 감소하는 일반적인 양상을 보이나,

축력과 휨이 작용하는 기둥에서는 오히려 연성이 약간 증가함을 보이고 있다. 이것은 축방향철근이 횡보강근을 지점으로 어느 정도의 횡방향 지지력을 발휘하며 주철근량의 증가는 좌굴에 대한 저항능력의 증가를 가져오기 때문인 것으로 보인다. 이러한 결과는 Xio등⁽¹³⁾의 실험결과에서도 확인할 수 있으나, 이러한 특성을 구체적으로 정량화하기 위한 실험연구가 필요할 것으로 보인다.

Fig. 8(d)는 전단스팬비에 따른 연성변화 (R_{μ_{AD}} = μ / μ (A/D=4))를 나타낸 것으로 전단스팬비 증가에 따라 연성이 증가하는 일반적인 경향을 확인할 수 있다. Fig. 8(e)는 콘크리트 압축강도 증가에 따른 연성변화 (R_{μ_{f_c}} = μ / μ (f_c=500kgf/cm²))를 나타낸 것으로 콘크리트 고강도화에 따른 연성감소현상을 확인할 수 있다.

3.2 기둥부재의 연성산정식 제안 및 평가

3.1절에서 수행한 해석결과를 토대로 각 변수

Table 3 Proposed equation to evaluate ductility

Equation to evaluate ductility	$\mu = \mu_{sh} \cdot R\mu_{st} \cdot R\mu_{AD} \cdot R\mu_{f_c}$
Effect of lateral reinforcement	$\mu_{sh} = a \cdot b^{R_s} ; a = \frac{1.5}{1 - 0.6e^{-8N}} , b = 3.6e^{-1.7N}$
Effect of longitudinal reinforcement	$R\mu_{st} = \left(\frac{\rho_{st}}{2.5\%}\right)^{-0.4} (N=0), R\mu_{st} = 0.6 + 0.4\left(\frac{\rho_{st}}{2.5\%}\right) (N>0), R\mu_{st} = 1 (\rho_{st} > 2.5\%)$
Effect of shear span ratio	$R\mu_{AD} = 0.84 + 0.16\left(\frac{A/D}{4}\right)$
Effect of compressive strength of concrete	$R\mu_{f_c} = \left[\frac{f_c}{500}\right]^{(-300/f_c)}$

Table 4 Available equations to evaluate ductility of columns

References	Equations	Range of factor
町田 ⁽¹⁴⁾	$\mu_u = \beta_0(1 + \beta_t + \beta_s + \beta_c + \beta_N + \beta_a + \beta_n)$ $\beta_0 = 2.84/d + 2.03 \quad (G_{max} > 5mm); \beta_c = 0.0017(f_c - 300) \quad (\rho_s = 0\%)$ $= 2.33 \quad (G_{max} = 5mm); \quad = 0 \quad (\rho_s \neq 0\%)$ $\beta_t = (\rho_t)^\alpha - 1 \quad (a/d \geq 3.0) \quad \rho_t > 1\%; \alpha = [-0.146/(a/d - 2.93) - 0.298]$ $\rho_t \leq 1\%; \alpha = [-0.146/(a/d - 2.93) - 0.978]$ $\beta_s = 2.70(\rho_s - 0.1); \beta_N = 2.15(\sigma_0 + 10)^{-0.26} - 1; \beta_n = 1.26(n)^{-0.099} - 1$ $\beta_a = (-0.0153 \sigma_0 + 0.175)(a/d - 4.0) \quad (\sigma_0 \leq 11kgf/cm^2)$ $= 0 \quad (\sigma_0 > 11kgf/cm^2)$	$f_c = 128 \sim 565kgf/cm^2$ $A/D = 2.5 \sim 6.0$ $\rho_t = 0.59 \sim 1.66\%$ $\rho_s = 0 \sim 0.24\%$ $\sigma_0 = 0 \sim 30kgf/cm^2$
Abdelkareem ⁽¹⁵⁾	$\mu = 2.79 + 2.7\rho_s - 4.24N + 0.97\left(\frac{L}{B}\right) + 1.03\rho_{st}$	$f_c = 350kgf/cm^2$ $A/D = 2.0 \sim 4.5$ $\rho_{st} = 0.85 \sim 1.20\%$ $\rho_s = 0.1 \sim 0.65\%$ $N = 0.1 \sim 0.5$

B=width of column section; G_{max}=maximum size of coarse aggregate; L=height of column; N=axial load ratio; n=number of repetitions of loading; ρ_t=tensile reinforcement ratio(%); ρ_{st}=longitudinal reinforcement ratio(%); ρ_s=web reinforcement ratio(=A_{sh}/(sD_c), %); σ₀=axial stress(kgf/cm²)

를 고려한 다음 Table 3과 같이 기둥부재 변위 연성산정식을 도출하였다.

제안된 연성산정식의 검토를 위하여 Table 4의 기준에 제시된 町田⁽⁴⁾이 캔틸레버기둥에

대한 실험을 바탕으로 제시한 연성산정식 및 Abdelkareem⁽⁵⁾이 지진에 의한 교각의 거동 해석을 통하여 제시한 연성산정식과 비교하여 평가하였다.

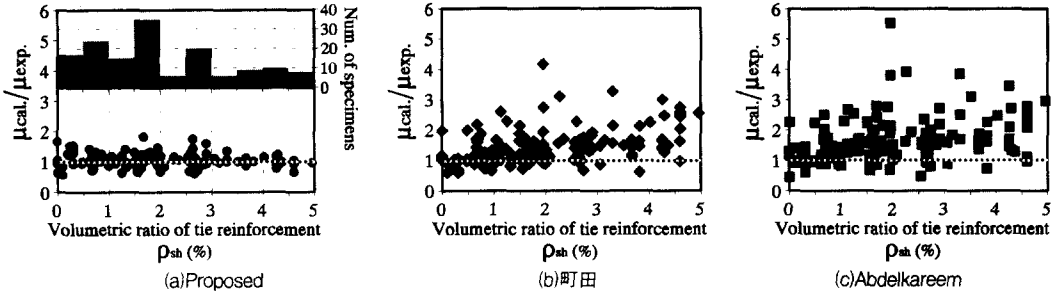


Fig. 9 Distribution of volumetric ratio of transverse hoop of test columns available and the accuracy of ductility equations

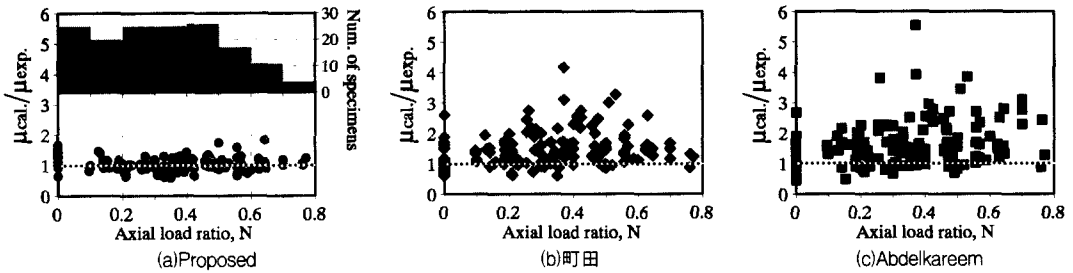


Fig. 10 Distribution of axial load ratio of test columns available and the accuracy of ductility equations

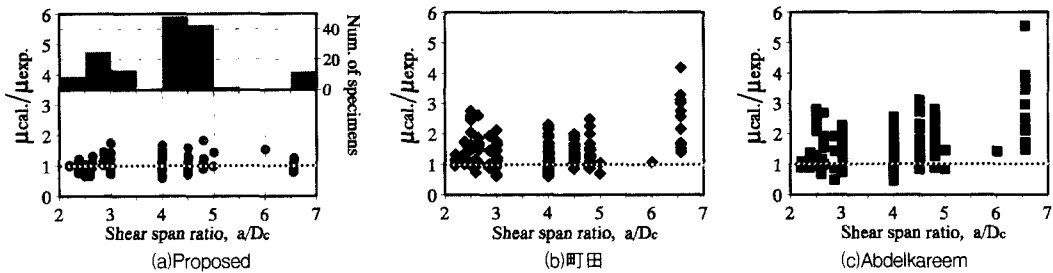


Fig. 11 Distribution of shear span ratio of test columns available and the accuracy of ductility equations

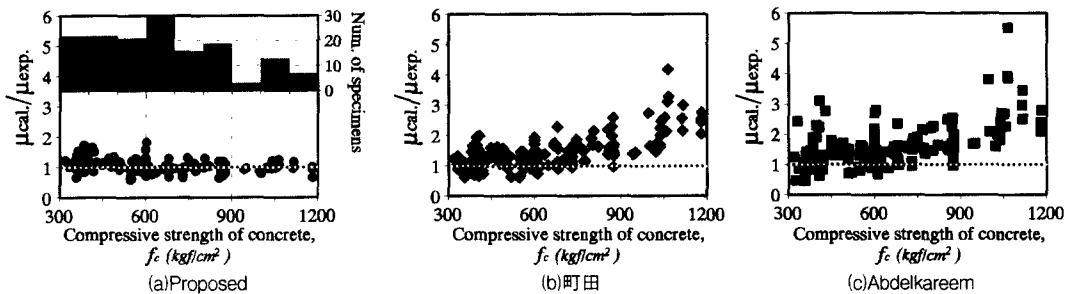


Fig. 12 Distribution of concrete strength of test columns available and the accuracy of ductility equations

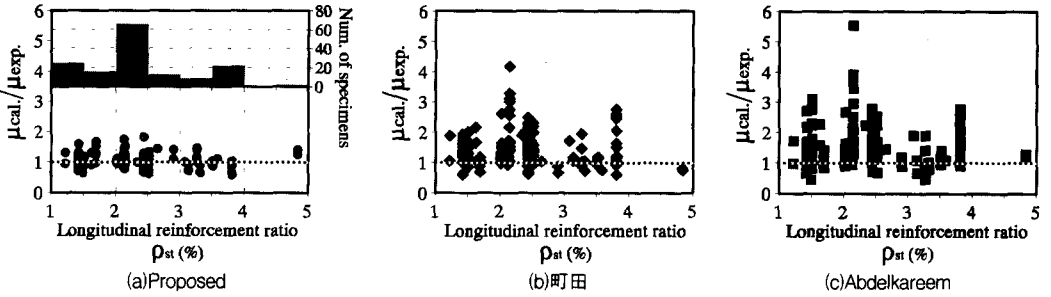


Fig. 13 Distributions of longitudinal reinforcement ratio of test columns available and the accuracy of ductility equations

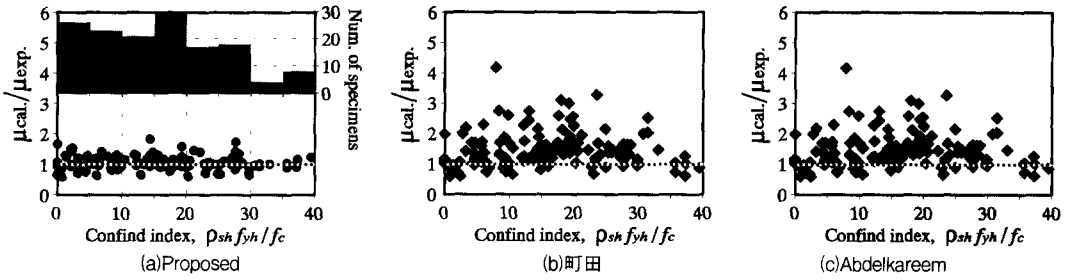


Fig. 14 Distributions of confined index of test columns available and the accuracy of ductility equations

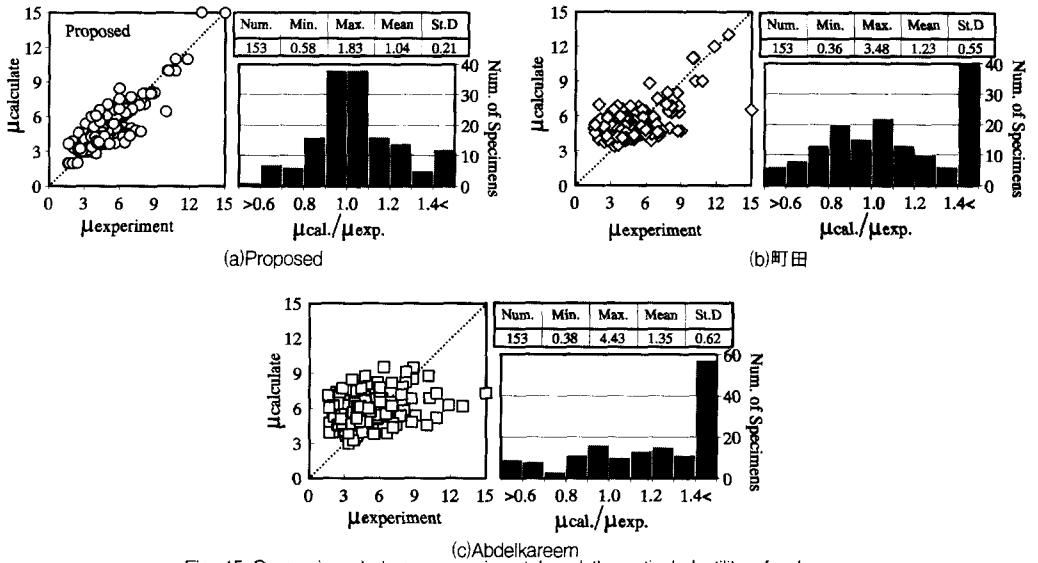


Fig. 15 Comparison between experimental and theoretical ductility of columns

각각의 연성산정식 평가를 위하여 참고문헌 1, 2, 4, 13~26의 콘크리트 압축강도 350kgf/cm² 이상 고강도 콘크리트를 이용한 철근콘크리트 사각기둥 및 교각에 대한 실험자료를 이용하였다.

전체 실험체 수는 154개이며, 150×150mm~500×500mm의 정사각형 단면을 가진 축력과 횡방향하중에 의한 모멘트 또는 전단력을 받는 단

곡를 실험모델이다. 실험자료의 주요 변수분포 및 본 연구에서 제안한 연성산정식과 실험치와의 비교를 Fig. 9(a)~15(a)에 나타내었다.

Fig. 9(b)~15(b)에는 町田 등의 제안식과 실험치와의 비교를 나타내었으며, Fig. 9(c)~Fig. 15(c)에서는 Abdelkareem 등의 제안식과 비교한 결과를 볼 수 있다.

이러한 비교결과에서 기존의 산정식이 전반적으로 연성을 과대평가하여 적절히 연성을 평가하지 못하는 것으로 나타났다.

이것은 이들 제안식들에 사용된 실험자료의 제한으로 인하여 적용범위가 한정되어 일반적이지 못하기 때문인 것으로 보인다.

이에 비해 비교결과에서 볼 수 있듯이 본 연구 제안 연성산정식은 고강도 콘크리트를 이용한 기둥부재 실험의 전반적인 변수 범위내에서 실험치와 적절히 일치하여 적용범위가 충분히 크며 일반성이 있다고 사료된다.

4. 결 론

본 연구에서는 일반적이고 광범위한 적용이 가능한 고강도 콘크리트를 이용한 철근콘크리트 기둥부재의 연성평가 및 연성확보를 위해 변위연성을 추정할 수 있는 산정식을 해석적으로 제안하였으며, 이를 통해 적절한 연성을 확보함으로써 현행 횡보강근 산정 기준에서 나타나는 연성확보에 대한 비경제적 또는 불안전에 대한 우려를 감소시킬 수 있을 것으로 보인다.

또한 기둥부재의 연성에 미치는 변수연구를 통하여 휨, 전단력 및 축력하에서의 연성은 비교적 저축력(축력비, $N < 0.3$) 부재인 경우에는 축력 및 횡보강근량, 고축력($N > 0.3$) 부재의 경우에는 축력에 의해 크게 좌우됨을 확인하였다.

따라서 기둥부재의 연성확보를 위해 축력비를 고려한 횡보강근량 산정방법이 보다 합리적이라고 할 수 있다.

감사의 글

이 연구는 금오공과대학교 교내연구비 지원에 의한 연구이므로 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Muguruma, H., and Watanabe, F., "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement", ACI SP-121, Detroit, 1990. pp.47-60.
2. Paultre, P., and Legeron, F., "Seismic

- behavior High-Strength Concrete Tied Columns", First International Conference of High Strength Concrete, ASCE, 1997, pp.159-172.
3. 孫玉平, 崎野健治, "高強度材料を用いた鐵筋コンクリート柱の靱性改善に關する實驗的研究", 콘크리트工學年次論文報告集, Vol.15, No.2, 1993, pp.719-725.
4. 町田, 豊田, "鐵筋コンクリート部材の塑性變形能定量化に關する研究", 日本土木學會論文集, 第378号, 1987, pp.297-300.
5. Abdelkareem, K. H., and Machida, A. "Role of Transverse Reinforcement on Ductility and Failure Mode of RC Bridge Piers Subjected to Earthquake Motion", 콘크리트工學年次論文報告集, Vol.19, No.2, 1997, pp.423-428.
6. Park, R., "State-of-the Art Report on Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol.8, Aug. 2-9, 1988, pp.605-616.
7. 張一泳, RC部材の荷重-變位關係に關する解析的研究, 東北大學校 博士論文, 1991.
8. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", J. of Struct. Engrg., ASCE, V.114, No.ST8, 1998, pp.1804-1826.
9. 박훈규, 장일영, "띠근보강 고강도 콘크리트 기둥의 강도 및 축변형특성 산정에 관한 연구", 콘크리트학회지, 제 11권2호, 1994, pp.197-208.
10. Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975.
11. Shima, H. et al., "Micro Macro Models for Bond Behavior in RC", J. of the Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, V.39, No.2, 1987, pp.133-194.
12. ACI 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-95)", ACI, Farmington Hills, 1995, pp.369.
13. Xiao, Y., and Martirosyan, A., "Cyclic Flexural and Shear Behavior of High-Strength Concrete Columns", Proceedings of First International Conference on High Strength Concrete, ASCE, Kona, Hawaii, 1997, pp.229-242.
14. Bayrak, O., and Sheikh, S. A., "Earthquake Resistance of 100MPa Concrete Columns", Proceedings of First International Conference

- on High Strength Concrete, ASCE, Kona, Hawaii, 1997. pp.122-135.
15. Sheikh, S. A., Shah, D. V., and Khoury, S. S., "Confinement of High-Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, Vol.91, No.1, 1994., pp.100-111.
 16. Azizinamini, A., Kuska, S. S. B, Brungardt, P., and Hatfield, E., "Seismic Behavior of Square High-Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, Vol.91, No.3, 1994., pp.336-345.
 17. Ozcebe, G., and Saatcioglu, M., "Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading", ACI Structural Journal, July-Aug., 1987, pp.308-315.
 18. Watson, S., and Park, R., "Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No.6, 1994, pp.1825-1849.
 19. Tanaka, H., Sato, Y., Park, A., and Kani, N., "High-Strength Concrete Columns with Longitudinal Reinforcement of Mixed Steel Grades", Proceedings of ACI International Conference on High-Performance Concrete, Singapore, 1994. pp.391-411.
 20. Sugano, S., Nagashima, T., Kimura, H., Tamura, A., and Ichikawa, A., "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High-Strength Concrete", ACI SP-121, Detroit, 1990. pp.61-87.
 21. 이용택, "철근콘크리트 기둥에서 띠철근의 콘크리트 구속효과와 내진거동에 관한 연구", 한양대학교 박사학위논문, 1996, pp.105-186.
 22. 加藤大介, 菊池政智, "高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に關する實驗的研究", コンクリート工學年次論文報告集, 第14卷, 2号, 1992, pp.541-546.
 23. 鈴木顯彰, 三島徹也, 佐藤 勉, 渡辺忠朋, "高強度材料を用いた柱部材の変形性能に關する實驗的研究", コンクリート工學年次論文報告集, 第20卷, 3号, 1998, pp.265-270.
 24. 板倉康久, 安居功二, 張 富明, 益尾 潔, "高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いたRC柱のせん断耐力と變形性能に關する實驗的研究", コンクリート工學年次論文報告集, 第14卷, 2号, 1992, pp.291-296.
 25. 岡西 努, 林 靜雄, 香取慶一, 東 建二, "高軸力を受ける鐵筋コンクリート柱の變形性能に關する考察", コンクリート工學年次論文報告集, 第14卷, 2号, 1992, pp.297-300.
 26. 石橋, 吉野, 青木, "鐵筋コンクリート部材のじん性率", 構造物設計資料, No.79, 1984, pp.297-300.

요 약

철근콘크리트 기둥부재의 내진설계에 있어서 심각한 전단파괴나 과도한 내력 감소를 방지하기 위해서나 고강도 콘크리트의 취성적특성 보안을 위해서 충분한 연성을 확보할 필요가 있다. 또한 이러한 경우에 있어서 정확한 연성예측이 매우 중요하다. 이러한 관점에서 본 연구에서는 실험결과와 비교를 통하여 극한상태까지의 RC기둥 부재 거동을 잘 표현할 수 있는 적층화 유한요소해석 기법을 이용하여 일반적이고 광범위한 적용이 가능한 연성산정식을 제시하기 위한 해석적 연구를 수행하였다. 그 결과 기둥부재의 연성에 미치는 변수들(축력비, 횡보강근비, 축방향 주철근비, 전단스팬비 및 콘크리트 압축강도)의 영향을 고려한 고강도 콘크리트를 이용한 기둥부재의 연성산정식을 제시하였다.

(접수일자 : 2000. 1. 31)