

지진하중을 받는 철근콘크리트 장주의 P-Δ 효과

Seismic P-Δ Effects of Slender RC Columns in Earthquake Analysis

곽 효 경† 김 진 국*

Kwak, Hyo-Gyoung Kim, Jin-Kook

(논문접수일 : 2006년 1월 3일 ; 심사종료일 : 2006년 11월 7일)

요 지

기존의 연구에서 가정된 모멘트-곡률 관계를 토대로 고정된 안정계수를 갖는 응답스펙트럼을 구성하여 동적 P-Δ 효과를 분석한 것과는 달리, 이 논문에서는 안정계수의 증가, 즉, 축력의 증가에 따른 하중-변위관계의 변화를 고려할 수 있도록 하는 적층단면법을 토대로 실용범위의 세장비와 안정계수를 변화시켜가며, 해석을 수행하여 철근콘크리트 장주의 동적 P-Δ 효과를 분석하였다. 다양한 지진에 대한 보편화된 결과를 얻기위해 각기 다른 60개의 입력지진을 사용하였다. 또한, 수평지진과 수직지진을 동시에 작용하여 해석을 수행해 수직지진에 따른 P-Δ 효과를 살펴보았다. 해석결과, 철근콘크리트 장주의 최대 변형은 축력, P-Δ 효과 및 수직지진의 영향을 거의 받지 않는 반면, 부재 내력은 축력에 의한 강성과 항복강도의 증가에 의해 증가하기 때문에, 철근콘크리트 장주의 내진설계시 축력효과를 고려하여 설계할 경우 P-Δ 효과 또는 수직지진에 대한 추가적인 영향은 고려하지 않아도 될 것으로 판단된다.

핵심용어 : 적층단면법, 철근콘크리트 장주, P-Δ 효과, 수직지진

Abstract

Different from the previous studies which investigated seismic P-Δ effect in slender columns through comparison of response spectra according to stability coefficients obtained from the analyses based on the assumed moment-curvature relationship, the axial force and P-Δ effect in RC columns are investigated on the basis of the layered section method which can effectively consider the changes of stiffness and yield strength due to the application of axial force in RC members. Practical ranges of slenderness and stability coefficient are assumed, and sixty sets of horizontal/vertical earthquake inputs are used in the analysis. From the parametric study, it is noted that the maximum deformation of the slender RC column is hardly affected by P-Δ effect or vertical earthquake but dominantly affected by the applied axial force. Therefore, it can be concluded that no additional consideration for the P-Δ effect and vertical earthquake is required in the seismic design of a slender RC column if the axial force effect is taken into account in the analysis and design procedures.

Keywords : layered section model, slender RC column, P-Δ effect, vertical earthquake

1. 서 론

축력을 받는 철근콘크리트(RC) 장주에 횡변위가 발생하면 그 작용하는 축력에 대한 모멘트 길이가 되어 기둥에 추가적인 모멘트가 유발되고, 그로인한 추가적인 변형이 발생하게 되는데, 이러한 현상을 P-Δ 효과라고 한다. 특히, 철근콘크리트 장주가 지진과 같은 파다한 반복하중을 받을 경우 부재의 넓은 범위에서 균열이 폭넓게 발생하고, 균열의 열림과

달림이 반복함에 따라 비선형성 및 소성변형량도 증가하여 장주의 P-Δ효과는 더욱 크게 나타나게 된다. 하지만 지금까지 세장비가 큰 강 기둥(steel column)의 동적 거동에 대한 연구(Bernal, 1987; MacRae, 1994; Tremblay 등, 1997; Williamson, 2003)는 활발한 반면, 철근콘크리트 장주의 동적 P-Δ효과에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

Bernal(1987)은 완전 탄소성(elastic-perfectly plastic) 해석 모델을 토대로 4개의 지진데이터에 대하여 단자유도

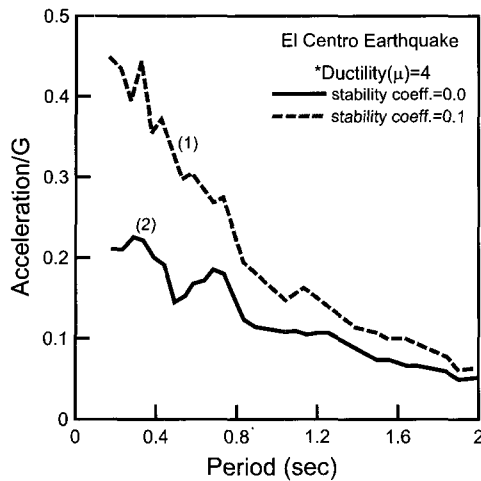
† 책임저자, 정회원 · 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수

Tel: 042-869-3621 ; Fax: 042-869-3610

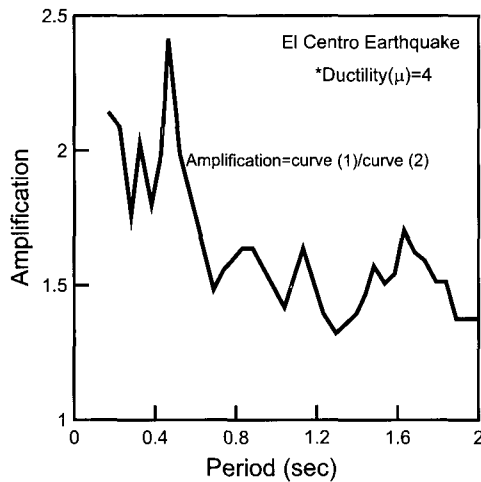
E-mail: khg@kaist.ac.kr

* (재)포항산업과학연구원 강구조연구소 선임연구원

• 이 논문에 대한 토론을 2007년 3월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2007년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.



(a) 비선형 응답스펙트럼 ($\zeta=0.05$)



(b) P-Δ 효과에 의한 응답스펙트럼의 확대

그림 1 P-Δ 효과에 의한 응답스펙트럼(Bernal, 1987)

(SDOF) 구조물의 비선형 해석을 수행하여 P-Δ 효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대해 일정한 연성도를 갖도록 하는 응답스펙트럼을 구성하였고, 그 결과들의 비율인 확대계수(amplification)를 설계 연성도와 안정계수(stability coefficient)에 대한 식으로 나타내었다(그림 1 참조). 해석 결과를 토대로, 주기, 안정계수, 설계 연성도의 변화에 따른 확대계수의 변화를 분석하여, 확대계수는 설계 연성도 및 안정계수에 비례적인 관계를 나타내는 반면, 구조물의 주기와는 상관성이 매우 작음을 확인하였다. 한편, 완전 탄소성(elastic-perfectly plastic) 해석 모델과 달리, 실제 구조물은 항복 후 약간의 강성을 가지고 거동을 하는데, 이를 고려하기 위해 MacRae(1994)는 탄성과 항복 이후의 기울기의 비인 강성비(stiffness ratio)를 변화시켜가며, 해석을 수행하여 기울기의 비에 따른 P-Δ 효과를 살펴보았다. 해석 결과, P-Δ 효과에 의한 변형증가 또는 강도감소는 강성비가 약 0.25로 증가할때까지 강성비의 증가에 따라 더 작게 나타남을 확인하였다. 한편, Bernal(1987)에 의한 연구 결과

와 마찬가지로 장주의 동적 거동과 주기와 상관성이 작게 나타남을 확인하였다.

하중-변위 관계에 대한 P-Δ 효과의 보다 일반화된 결과를 얻기 위해 Tremblay 등(1997)은 바이리니어(bilinear) 모델 이외의 다양한 해석모델을 토대로 해석을 수행하였으며, 입력지진의 특성에 따른 영향을 살펴보기 위해 저 주파수 영역이 지배적인 지진 5개, 중간 주파수가 지배적인 지진 4개, 고주파가 지배적인 지진 6개를 입력 지진으로 사용하였다. 전반적으로 바이리니어 모델을 사용할 경우 P-Δ 효과가 가장 크게 나타났으며, 강성감소(stiffness degradation) 모델을 사용할 때 가장 작게 나타났다. 저 주파수 영역을 갖는 지진이 입력될 때는 구조물의 주기가 상대적으로 클 때 P-Δ 효과가 상대적으로 크게 나타났으나, 구조물의 주기와 지진의 주파수 영역과의 상관성을 나타내는 데에는 한계가 있는 것을 확인하였다. 한편, Williamson(2003)은 바이리니어 모델을 토대로 수직지진에 따른 응답의 변화를 살펴보았는데, 그 영향이 매우 작음을 확인하였다. 그러나, Saadeghvaziri 등(1991), Ju 등(2000)과 Button 등(2002)은 빌딩이나 교량구조물이 수직지진에 의해 큰 손상을 받을 수 있음을 확인한 바 있다. 하지만 이러한 연구들은 비교적 한정된 수직지진 데이터에 기초하고 있어 구조물의 동적 거동에 있어서 수직지진의 일반적인 영향을 평가하는데 한계가 있는 것 또한 사실이다.

기존의 연구들에서 언급하고 있는 바와 같이, 구조물의 동적 거동을 해석하는데 있어서 하중-변위 관계의 가정은 결과에 큰 영향을 미치는데, 특히 축력이 작용할 때 하중-변위 관계에 큰 변화(그림 2, 그림 11 참조)를 나타내는 철근콘크리트 구조물의 경우 그 영향이 상대적으로 클 것으로 예상된다. 그러나 기존의 연구들(Bernal, 1987; MacRae, 1994; Tremblay 등, 1997; Williamson, 2003)은 축력 효과를 고려하지 않고 바이리니어(bilinear)나 강성감소(stiffness degradation) 모델 등 가정된 하중-변위 관계를 토대로 하고 있어, 그 결과를 철근콘크리트 구조물에 적용하는데 한계가 있을 것이다. 나아가, 수직지진까지 작용할 경우 부재내 축력의 변화는 하중-변위관계 뿐만 아니라 P-Δ 효과에 까지 영향을 미쳐 가정된 하중-변위관계를 그대로 사용할 경우, 실제 거동과 다른 결과를 줄 수 있을 것으로 예상된다.

따라서 이 논문에서는 축력과 P-Δ 효과가 철근콘크리트 구조물의 동적거동에 미치는 영향을 비교 분석하였다. 축력의 증가에 따른 하중-변위관계의 변화를 고려할 수 있도록 하는 적층단면법을 토대로 철근콘크리트 장주의 비선형 동적 해석을 수행하였으며, 반복하중에 의한 콘크리트와 철근의 부착슬립 거동을 고려하기 위해 균열면에서 완전부착면까지에 걸쳐 철근의 강성을 낮춰주어 부착슬립효과를 간접적으로

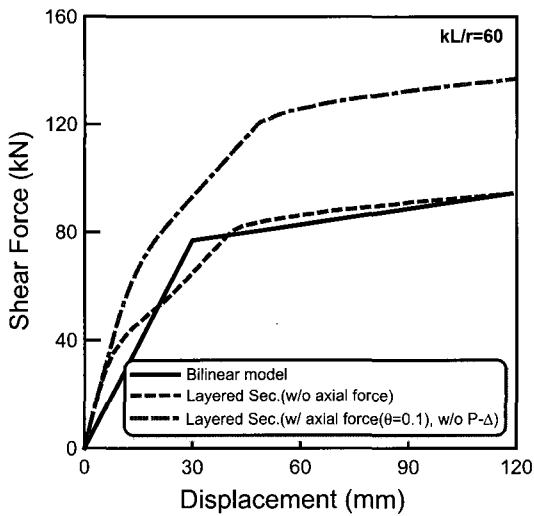


그림 2 하중변위 관계에 있어서 축력 효과의 예

고려 하도록 하는 해석모델(곽효경 등, 2006)을 사용하였다. 또한, 입력 지진의 특성에 대해 일반적인 결과를 얻기 위해 각각 다른 60개의 수평/수직 지진 데이터를 사용하였다(Tremblay 등, 1997; Williamson, 2003). 철근콘크리트 구조물에 있어서 P-Δ 효과의 영향을 효과적으로 고려하기 위해 세장비 및 안정계수를 변화시켜가며 해석을 수행하였고, 수직지진에 따른 P-Δ 효과를 알아보기 위해 수평과 수직지진을 함께 고려한 해석도 수행되었으며, 나아가, 다양한 해석 결과를 토대로 철근콘크리트 장주의 동적 비선형 거동에 대한 분석이 이루어졌다.

2. 재료모델

2.1 콘크리트

이 논문에서는 콘크리트의 재료성질을 모사하기 위해 압축 축 콘크리트의 경우 Park이 제안하고, Scott 등이 수정한 응력-변형률 관계를 사용하였다(Scott 등, 1982). 이 모델은 간편하면서도 스티럽 등의 횡보강 철근에 따른 영향을 효과적으로 고려함으로써 해석의 정확성을 기할 수 있는 장점을 가지고 있어 수치해석시 널리 사용되고 있다. 인장축 콘크리트에서의 응력-변형률 관계는 균열 발생 이후의 변형연화(strain softening) 영역을 선형분포로 단순화하여 하중 증가에 따른 미세 균열(microcracks)의 발달을 모사하도록 하였다(Kwak 등, 1990). 작용하는 하중이 제하(unloading)되면 응력 감소에 따른 변형률의 감소가 나타나는데, 이를 모사하기 위하여 Kar-san과 Jirsa(1969)에 의해 제안된 직선관계로 단순화된 재하 관계를 사용하였으며, 보다 자세한 내용은 참고문헌(곽효경 등, 2006)에서 찾아볼 수 있다.

2.2 철근

2.2.1 단조증가 포락선

철근은 콘크리트와는 달리 압축축과 인장축에서의 응력-변형률 관계가 동일한 형상을 나타내며, 항복점에 도달할 때까지는 선형 거동을 보이다가 항복이 발생하는 순간 급격한 변형률의 증가를 보이는 소성영역으로 들어가서 선형, 혹은 비선형 거동을 하게 된다. 그러나 구조물 내에 있는 철근은 콘크리트에 둘러싸여 있게 되는데, 인장력이 작용하면 콘크리트 내에 균열이 발생하게 되고 균열부를 중심으로 철근에 응력집중이 발생한다. 즉, 균열부를 중심으로 철근이 항복되더라도 균열과 균열 사이에서는 항복이 발생하지 않을 수 있다. 또한, 균열부에서 응력집중에 의한 철근의 항복을 토대로 해석이 이루어질 경우 항복이후의 구조물의 거동을 과대 평가하게 된다. 따라서 독립된 개체의 철근이 아니라 철근콘크리트의 한 부분으로서의 철근을 고려하게 될 경우 정확한 해석을 위해 인장부 응력-변형률 관계의 수정이 필요하다(Belarbi 등, 1987; Stevens 등, 1991). 이와 관련하여 Belarbi와 Hsu(1994)는 여러 실험 결과들을 토대로 균열면에서의 응력과 변형률 집중에 의한 영향을 부재 전체에 걸쳐 평균적으로 고려하도록 하는 다음의 평균 응력-변형률 관계식(그림 3의 점선)을 제안하였다.

$$f_n = (0.93 - 2B)f_y, \quad E_h = (0.02 + 0.25B)E_s \quad (1)$$

여기서, f_{cr} , ρ 는 콘크리트의 인장강도와 철근비율, E_s , E_h 는 철근의 초기 기울기와 항복 이후의 기울기를 각각 나타내며 $B = (f_{cr}/f_y)^{1.5}/\rho$ 을 나타내는 재료상수이다.

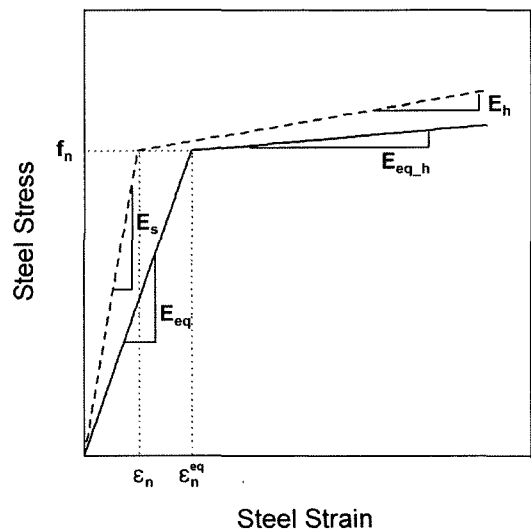


그림 3 부처슬립을 고려한 등가 철근강성 모델

한편, 철근콘크리트는 콘크리트와 보강재인 철근의 부착에 의한 힘의 전달을 통해 구조체로서의 기능을 발휘하게 되는데, 부착슬립이 발생하게 되면 두 재료 사이의 힘의 전달이 완전하게 이루어지지 못하게 된다. 이와같이 힘의 전달에 있어 중요한 역할을 하게되는 부착에 대한 많은 연구가 진행되어 오고 있으며(Rehm, 1961; Eligeaugen 등, 1983; Shima 등, 1987), 그 거동특성은 부착응력-슬립의 관계를 통해 정의되고 있다(Rehm, 1961). 그 가운데 이 논문에서는 Eligeaugen 등(1983)에 의해 제안되고 CEB Code(1990)에서 채택한 부착응력-슬립 관계를 토대로 부착슬립의 영향을 고려하였으며, 부착슬립 효과를 간접적이지만 보다 간편하게 고려할 수 있도록 하는 등가 철근강성을 사용하였다. 수정된 등가의 단조증가 곡선(그림 3의 실선)의 유도과정은 참고문헌(곽효경 등, 2006)에서 살펴볼 수 있다.

2.2.2 철근의 하중이력 모델

앞에서 정의된 철근의 등가 응력-변형을 포락선을 토대로 반복하중에 따른 재료거동을 모사하기 위해 Pinto 등(1970; 1973)에 의해 제안되고, Filippou 등(1983)에 의해 수정된 모델을 토대로 하중이력곡선을 정의하였다. 하중의 재하(loading)와 제하(unloading)에 따른 하중이력 거동은 초기 철근강성과 항복이후의 철근강성을 점근선으로 하는 곡선으로 나타내며 그 곡선식은 다음과 같다.

$$\sigma^* = b \cdot \epsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \epsilon^*}{(1 + \epsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (2)$$

여기서 ϵ^* 와 σ^* 는 표준화된(normalized) 변형률과 응력으로 $\epsilon^* = (\epsilon - \epsilon_r) / (\epsilon_0 - \epsilon_r)$, $\sigma^* = (\sigma - \sigma_r) / (\sigma_0 - \sigma_r)$ 로 표현된다.

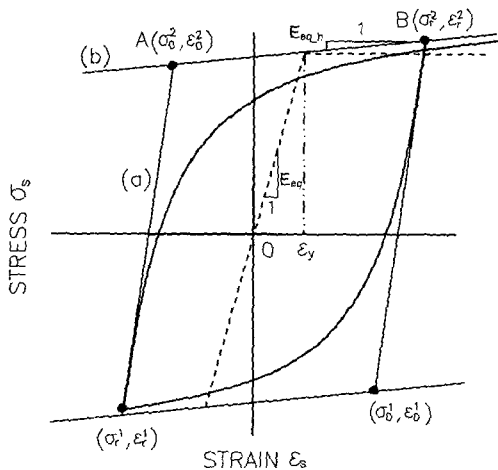


그림 4 철근의 응력-변형률 관계

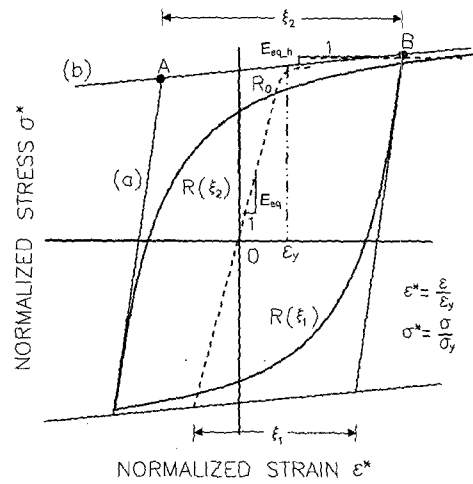


그림 5 R값의 정의

식 (2)는 기울기가 E_{eq} 와 $E_{eq,h}$ 인 직선을 점근선으로 하는 곡선의 천이를 나타낸다. 그리고 σ_0 와 ϵ_0 는 두 점근선의 교차점을 나타내며 비율로서 E_{eq} 과 $E_{eq,h}$ 의 비율을 나타내며, R 은 천이곡선(transition curve)에 영향을 줄 수 있는 계수로서, Bauschinger 효과를 표현할 수 있는 계수으로써 현재 점근선의 교차점과 이전전환점 중 최대 또는 최소값을 갖는 전환점과의 차이에 의해 결정되며 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (3)$$

여기서 ξ 값은 그림 5과 같이 정의되며, R_0 , a_1 , a_2 는 실험에 의해 결정되는 계수이다.

3. 안정계수의 정의

이 논문에서는 그림 6(a)와 같은 단자유도(SDOF)구조계가 고려되는데, V 와 P 를 각각 횡방향과 축방향의 작용력, Δ 를 횡방향 변위라 하면, 외력과 내력의 평형관계로 부터 $V \cdot L + P \cdot \Delta = K_0 \cdot \Delta \cdot L$ 의 평형 관계식을 얻을 수 있다. 이 관계식을 다시 횡방향 전단력에 대해 정리를 하면 식 (4)와 같다. 즉, 구조물의 횡방향 강성은 P-Δ효과에 의해 $(1 - \theta)$ 만큼 감소하고, 그림 6(b)에서 볼 수 있는 바와 같이 항복강도 또한 감소하게 된다. 여기서 강성의 감소 정도를 나타내는 변수 θ 를 안정계수라 한다. ASCE-7, IBC (2003; 2003) 등의 설계규준에서는 안정계수를 1차 모멘트 ($V \cdot L$)에 대한 2차 모멘트($P \cdot \Delta$)의 비율로 정의하고 있는데, V/Δ 는 강성을 나타내기 때문에, 설계규준에서 제시하고 있는 안정계수 관계식 역시 식 (4)의 형태로 표현될 수 있다.

$$V = (K_0 - P/L) \cdot \Delta = K_0(1 - \theta) \cdot \Delta \quad (4)$$

여기서, $\theta = P/K_0L$

설계기준(ASCE-7, 2003; IBC, 2003)에서는 장주의 설계에 있어서 안정계수가 0.1 보다 작을 경우 구조물의 안정성과 관련된 추가적인 고려는 필요 없지만, 안정계수가 0.1과 θ_{max} 사이의 값 일때는 P- Δ 효과를 고려하기 위해 층간 변형에 $[1.0/(1 - \theta)]$ 을 곱해주어 확대된 변형을 토대로 설계를 하도록 하고 있다. 안정계수가 θ_{max} 보다 클 경우 기둥을 재설계 하도록 하고 있는데, ASCE-7, IBC(2003;2003) 등에서는 안정계수의 최대 범위를 $\theta_{max} = 0.5/(\beta C_d) \leq 0.25$ 로 하고 있다. β 는 전단 강도에 대한 설계 전단력의 비율로 계산하지 않을 경우 보통 1.0으로 가정되어 사용되고, C_d 는 재료의 비선형 거동을 고려하기 위해 사용되는 변형에 대한 확대계수로 일반적인 철근콘크리트 프레임 구조물에 대해서 2.5, 그림 6(a)와 같은 캔틸레버형 철근콘크리트 구조물에 대해서는 1.25가 사용된다. 따라서 최대 허용 안정계수값 (θ_{max})은 철근콘크리트 프레임 구조물의 경우 0.2, 캔틸레버형 철근콘크리트 구조물의 경우 0.25가 된다. 한편, Bernal(1987)은 완전 탄소성(elastic-perfectly plastic) 하중-변위 관계를 토대로 지진 후의 안정성 파괴가 나타나지 않도록 하는 연성도와 안정계수의 한계를 나타내는 관계식($\mu\theta = 0.4$)을 유도하였는데, 일반적인 콘크리트 구조물의 경우 설계 연성도가 3을 상회하도록 설계되나 보수적으로 고려하기 위해 설계 연성도를

2로 가정한다고 하더라도 최대 안정계수는 0.2가 된다. 따라서 이 논문에서는 안정계수의 최대 범위를 0.2로 한정하였다.

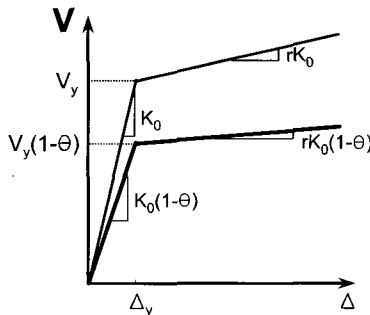
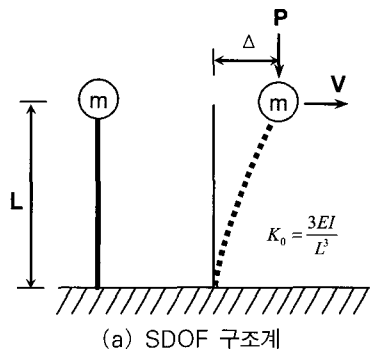
4. 수치해석

휨과 축력을 동시에 받는 철근콘크리트 기둥은 보통 휨만을 받는 부재와 달리 평형상태(balanced condition) 이하의 구간에서 축력이 어느정도 증가할 때까지 휨에 대한 저항력이 증가하게 되는데, 세장비가 커질 경우 P- Δ 효과에 의해 휨에 대한 저항력이 감소하기도 한다(그림 7 참조). 이와 같이, 콘크리트 구조물은 축력과 휨의 조합에 따라 그 거동이 달라질 뿐만 아니라, 최종적으로 같은 크기의 하중을 받게 되더라도 작용 경로가 다를 경우 축력의 작용은 콘크리트 구조물의 강도 및 항복 이후의 거동에 큰 영향을 미치게 되기 때문에(Saadeghvaziri, 1997), 축력의 영향을 고려하지 않은 가정된 하중-변위 또는 모멘트-곡률 관계를 토대로 철근콘크리트 구조물의 해석이 이루어질 경우 정확한 결과를 얻을 수 없게 된다. 나아가 수직지진까지 고려될 경우 부재내의 지속적인 축력변화에 의해 하중-변위 곡선의 안정성 문제가 야기되고 나아가 설계 연성도를 증가시키기도 한다(Saadeghvaziri 등, 1991).

따라서 이 논문에서는 해석과정을 통해 축력의 변화를 고려할 수 있는 적층단면법을 사용하였으며, 유한요소 해석법을 구성함에 있어 변형 전에 평면인 모든 요소의 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다는 평면유지의 가정을 토대로 보요소를 사용하였고, 단면의 비선형 거동을 모사함에 있어 전단 변형에 따른 영향은 추가적으로 고려하지 않았다. 또한 P- Δ 효과를 구현하기 위하여 기하강성행렬이 고려되었으며, 평형방정식의 구성으로부터 반복해석에 이르는 일련의 비선형 동적 해석과 관련한 자세한 유도과정 및 구성된 해석 모델의 검증은 참고문헌(곽효경 등, 2002; 2006)에서 살펴볼 수 있다.

4.1 해석 범위

이 논문에서는 철근콘크리트 장주의 동적거동에 대한 보다 정확한 분석을 위해 다양한 입력지진에 대하여 실용범위 내에서 세장비와 안정계수를 변화시켜가며 해석을 수행하여 그 결과를 검토하였다. 세장비(kL/r) 40, 60, 80을 갖는 캔틸레버형 기둥이 해석에 사용되었으며, 0.025~0.2범위의 안정계수($\theta = P/K_0L$)를 고려하여 0.55~2.2초 범위의 주기($T = 2\pi\sqrt{m/K_0}$)에 대한 결과를 얻을 수 있었다. 여기서 구조계의 강성을 산정함에 있어 균열단면을 기준으로 삼을 경우 균열이나 축력 효과에 따른 강성 및 주기변화를 고려하는데에 한계가 있기 때문에, 결과의 비



(b) 하중변위 곡선의 변화
그림 6 P- Δ 효과의 영향

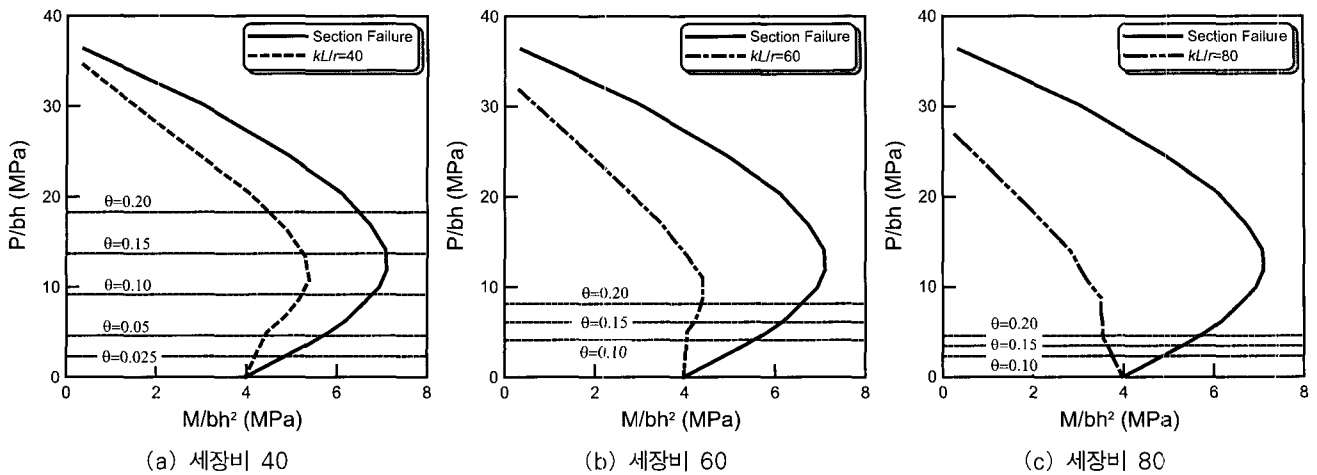


그림 7 안정계수에 따른 작용 축력

표 1 해석 변수

Period (s)	kL/r	$L(m)$	θ	P (kN)	$P/P_{cr}^{(1)}$	$P/P_u^{(2)}$
0.55	40	3.0	0.025	558.9	0.030	0.067
0.78	40	3.0	0.050	1117.7	0.061	0.133
0.95	40	3.0	0.075	1676.6	0.091	0.200
1.10	40	3.0	0.100	2235.4	0.122	0.267
1.35	40	3.0	0.150	3353.2	0.183	0.400
1.55	40	3.0	0.200	4470.9	0.243	0.534
1.35	60	4.5	0.100	993.5	0.122	0.119
1.65	60	4.5	0.150	1490.3	0.183	0.178
1.90	60	4.5	0.200	1987.1	0.243	0.237
1.55	80	6.0	0.100	558.9	0.122	0.067
1.90	80	6.0	0.150	838.3	0.183	0.100
2.20	80	6.0	0.200	1117.7	0.243	0.133

¹⁾ $P_{cr} = \pi^2 EI / (kL)^2$ (ACI 318-02 (2002)) ; ²⁾ $P_u = 0.85 f_{ck} A_c + f_y A_s$

교를 위해 주기는 비균열 단면을 토대로 계산하였으며, 해석상의 편의를 위해 작용하중은 질량과 중력가속도의 곱 ($P = mg$)으로 계산된다고 가정하였다. 해석에 사용된 구조물은 그림 6(a)와 같은 단자유도 기둥으로 0.5m × 0.5m 크기에 2%의 철근비를 갖는 압축-인장 대칭 형태의 정방형 단면을 갖는 철근콘크리트 기둥으로 피복 두께는 0.05m이고, 압축강도 30MPa와 탄성계수 25,981MPa의 콘크리트와 항복강도 400MPa와 탄성계수 200,000MPa의 철근이 사용되었다. 사용된 단면에 대해서 참고문헌(곽효경 등, 2006)의 식 (11)을 적용하면 0.884m의 전달길이를 구할수 있고, 그로부터 균열면에서 전달길이까지의 구간에 대하여 127,808MPa의 등가 철근강성을 구할 수 있다. 따라서 반복하중에 의한 철근의 부착-슬립 기동을 고려하기 위해 그림 6(a)의 단부(균열면)로부터 전달길이 (0.884m) 만큼의 거리에 대하여 등가 철근강성을 사용하였다.

세장비 40~80의 해석 대상 구조물에 대해서 안정계수에 따른 주기와 축력 등을 표 1에 나타내었으며, 각 기둥에 대한 P-M 상관도와 함께 안정계수에 따른 축력을 그림 7에 나타내었다. 그림 7과 표 1을 통해서 볼 수 있는 바와 같이 세장비가 40인 경우 안정계수가 0.1~0.2일 때 단면의 축방향 극한저항력(P_u)과 비교하여 약 27~53%인 반면 나머지 세장비의 경우 7~24%로 세장비가 40인 경우에 작용 축력이 상당히 크게 나타난다(그림 7 참조). 철근콘크리트 기둥부재에 있어서 연성도와 에너지 흡수능력은 평형상태의 축력(balanced load, P_b) 근처에서 현저히 떨어지게 되고, 또한 작용하는 지진하중으로 인한 모멘트의 증가로 대부분의 RC 기둥이 평형상태의 축력보다 작은 0.5 P_b 내외의 하중을 지지하도록 설계되기 때문에 (Mo, 1994), 세장비 40, 안정계수 0.2인 경우(그림 7 참조)는 해석에서 제외하였다. 반면, 세장비 40인 경우 안정계수

0.025~0.075의 비교적 작은 축력이 작용하는 경우를 추가적으로 고려하여 비슷한 축력을 받는 다른 세장비에서의 결과와 비교하도록 하였다. 표 1에서 P_{cr} 은 기둥의 좌굴하중으로 작용하중의 좌굴하중에 대한 비율과 축방향 극한저항력에 대한 비율과의 비교를 위해 명시되었는데, 계산식이 안정계수식과 유사하여 세장비에 관계없이 안정계수값에 의해 결정된다. 표 1에서 볼 수 있는 바와 같이 세장비가 40인 경우 P/P_{cr} 가 P/P_u 보다 크기 때문에 좌굴보다는 재료비선형성에 의한 거동이 지배적일 것이며, 세장비가 60 또는 80인 경우 P/P_{cr} 가 P/P_u 보다 크기 때문에 기하비선형성에 의한 거동이 지배적일 것으로 예상된다.

구조물의 비선형 동적거동은 입력 지진에 따라 큰 차이를 보이기 때문에(Tremblay 등, 1997; Williamson, 2003), PEER Strong Motion Database(<http://peer.berkeley.edu/smcat/>)에 의해 선택된 해석적으로 가치가 있는 지진데이터들 중 0.01g~0.6g범위의 PGA(peak ground acceleration)를 갖는 60개의 각기 다른 수평/수직 지진 입력데이터를 사용하였으며, 0.05g 간격마다 5개씩 갖도록 하여 전 PGA 구간(0.01g~0.6g)에 대하여 지진 입력데이터가 균등한 분포를 나타내도록 하여 다양한 입력 지진에 대한 결과를 얻도록 하였다. PEER Strong Motion Database에서 제공하고 있는 모든 입력데이터는 관측기구의 반응에 대한 보정과 지진파의 노이즈 감소를 위해 데이터 처리가 수행된 것들이다. 한편, 이전의 연구들(Ju 등, 2000; Button 등, 2002)에 따르면 수평지진에 대한 수직지진 성분이 비교적 클 때 수직지진의 영향이 크게 나타나는데, 이 논문에서 선택한 60개의 수평/수직 입력 지진데이터 중에 수평에 대한 수직지진 가속도의 비(V/H)가 0.7이상인 경우가 21개, 1.0이상인 경우 5개로 수직지진에 의한 영향을 알아보는데 지장이 없을 것으로 예상된다.

4.2 해석 결과

내진설계가 하중-기반 설계에서 성능-기반 설계로 전이되면

서 철근콘크리트 장주의 동적 거동특성이 힘보다는 변형으로 표현될 때 구조물의 성능을 평가하는데 의미있게 사용될 수 있을 것이다. 따라서 이 논문에서는 지진에 의한 콘크리트 기둥의 동적 거동을 최대 회전량($\alpha = u_m/L, \text{radian}$)으로 나타내어 각 세장비에서 안정계수의 변화에 따른 결과를 살펴보았다. 축력, P- Δ 효과 및 수직 지진의 영향을 살펴보기 위해 하나의 입력지진에 대하여 다음의 4가지 해석을 수행하였다: (1) 수평지진에 대해서만 기존의 가정된 하중-변위 관계를 토대로 한 것파 같이 축력을 고려하지 않고 질량만을 고려한 경우(hor0); (2) 수평지진에 대해서만 P- Δ 효과는 고려하지 않고 축력만을 고려한 경우(hor1); (3) 수평지진에 대해서만 축력과 P- Δ 효과를 모두 고려한 경우(hor01g); (4) 수평/수직 지진 모두에 대하여 축력과 P- Δ 효과를 모두 고려한 경우(hor/ver01g).

세장비 40인 경우 해석 (1)의 결과를 x-축으로 놓고 (3)과 (4)의 해석 결과를 y-축으로 놓아 그림 8(a), (c) (hor0-hor01g, hor0-hor/ver01g)에 나타내었고, 경우 (2)의 해석 결과를 x-축, (3)과 (4)의 해석 결과를 y-축으로 놓아 그림 8(b), (d) (hor1-hor01g, hor1-hor/ver01g)에 나타내었다. 그림 8에서 볼 수 있는 바와 같이, 대체적으로 P- Δ 효과를 고려하지 않은 경우와 고려한 경우의 결과가 상관계수(R^2) 0.85~0.99를 나타내며, 거의 선형에 가까운 결과를 보이고 있어 이를 추세선으로 나타내보았으며, 추세선식을 그래프의 오른쪽 하단에 명시하였다. 나아가 각 경우에 대한 추세선식의 기울기를 비교함으로써 결과에 대한 분석을 수행하였다.

(1)의 경우를 x-축으로 할 때(hor0-hor01g, hor0-hor/ver01g) 기울기는 0.86~0.93으로 1.0보다 작게 나타났다. 즉, 축력을 고려하지 않고 해석한 경우(hor0)와 비교하여 축력 또는 P- Δ 효과(hor01g, hor/ver01g)에 의해 구조물의 회전은 약 7~14%감소하였다. 이는, 구조물은 보통 P- Δ 효과에 의해 거동이 증가하게 되는데, 이 경우 축력에 의한 강성, 항복 강도, 핀칭효과(pinching) 증가 등의 영향이 더 크게 나타나 회전이 감소하게 된 것으로 판단된다. (2)의 경우를 x-축으로

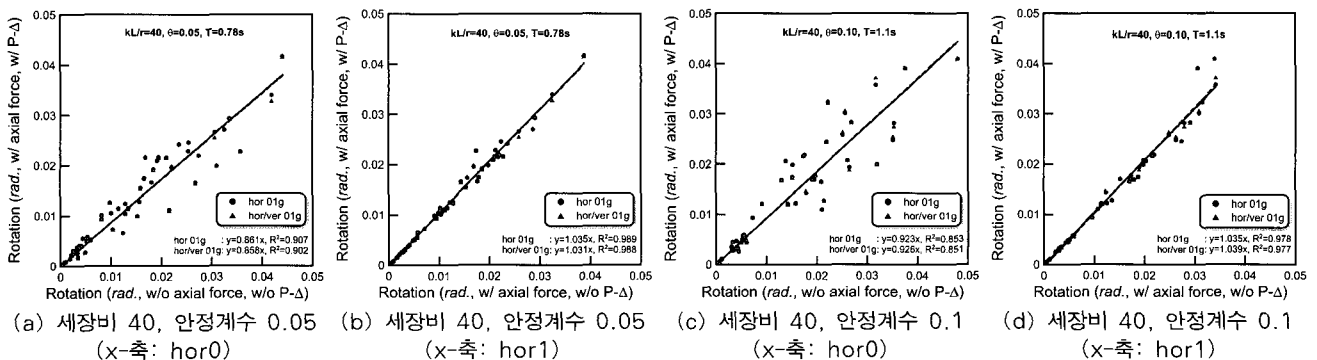
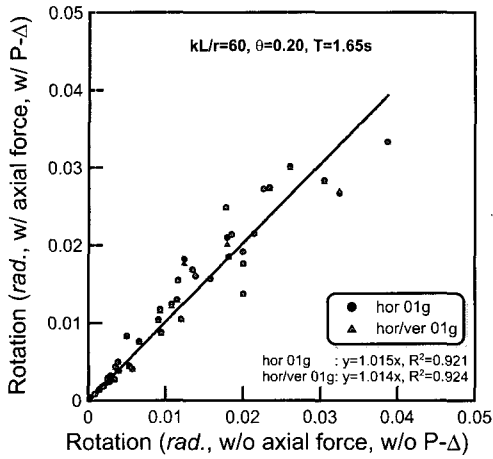
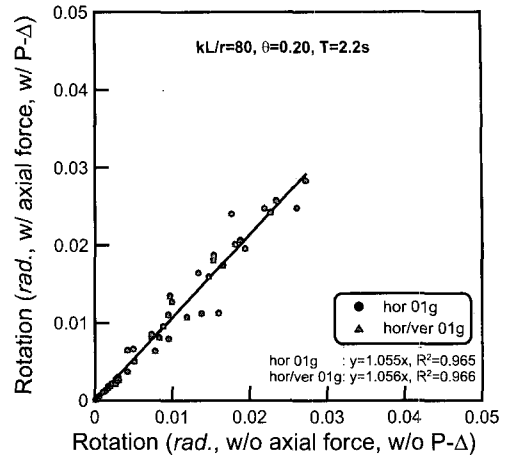


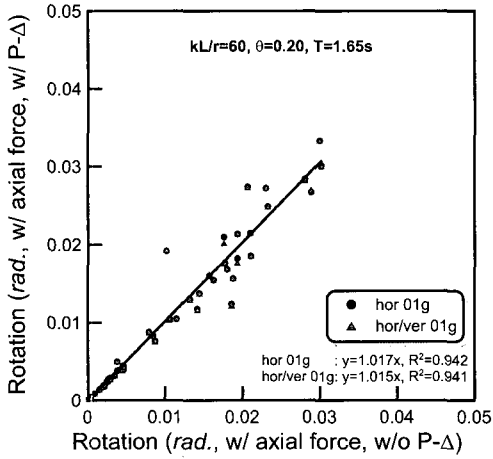
그림 8 세장비 40일 때의 동적 P- Δ 효과



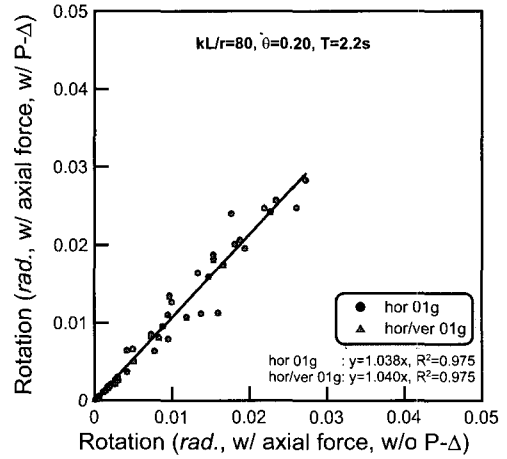
(a) 세장비 60, 안정계수 0.2 (x-축: hor0)



(a) 세장비 80, 안정계수 0.2 (x-축: hor0)



(b) 세장비 60, 안정계수 0.2 (x-축: hor1)



(b) 세장비 80, 안정계수 0.2 (x-축: hor1)

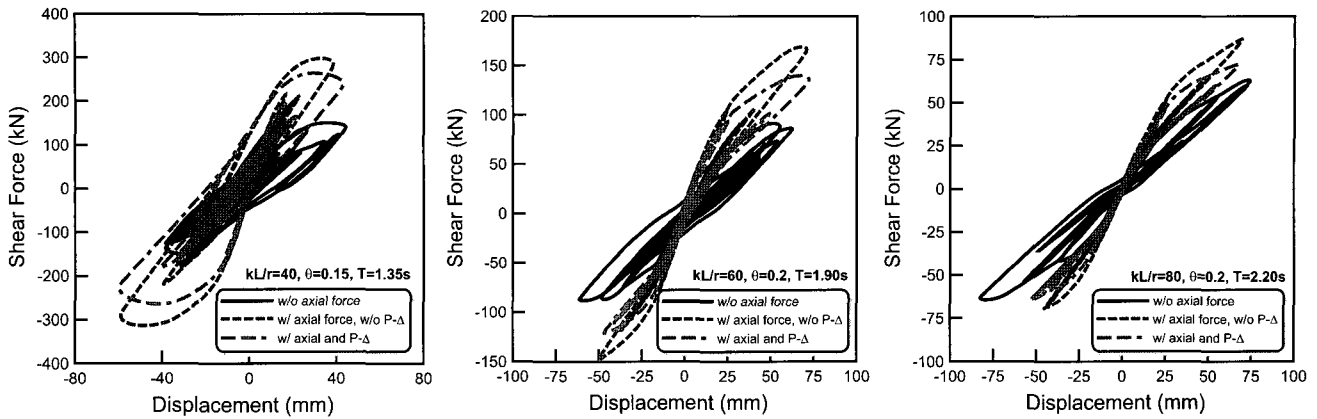
그림 9 세장비 60일 때의 동적 P-Δ 효과

그림 10 세장비 80일 때의 동적 P-Δ 효과

할 때(hor1-hor01g, hor1-hor/ver01g) 기울기는 1.03~1.04로 1.0보다 크게 나타나고 있다. hor1-hor01g, hor1-hor/ver01g의 결과로부터 축력효과와 P-Δ 또는 수직지진의 효과를 분리하여 살펴볼 수 있는데, 세장비 40이고 안정계수가 0.05 또는 0.1인 경우 P-Δ 효과 또는 수직지진의 영향은 회전을 3~4%증가시키는 정도로 비교적 작게 나타남을 그림 8(b), (d)로부터 알 수 있다. 한편, 수직지진의 영향은 위의 4가지 경우 모두에 대해서 1%이내로 매우 작게 나타났다.

세장비 60, 80인 경우에 대한 결과는 그림 9, 10에서 살펴보면, (1)의 경우를 x-축으로 할 때와 (2)의 경우를 x-축으로 할 때의 기울기는 각각 1.02~1.06과 1.02~1.04로 두 경우 모두 1.0보다 크게 나타나 축력 또는 P-Δ 효과에 의해 회전이 늘어나는 것을 볼 수 있는데, 두 경우의 결과 차이가 거의 없는 것으로 보아 작기는 하지만 세장비가 증가함에 따라 축력 보다는 P-Δ 효과에 의해 상대적으로 더 큰 영향을 받음을 알 수 있다. 그림 8~10을 살펴보면, 세장비가 40인 경우는 다른 경우와 비교하여 회전(radian)이 더 크게 나타나는 것을 볼 수 있

다. 이로부터, 일반적으로 세장비가 크고 주기가 클 때 동일한 지진에 대하여 변형이 더 크게 일어나지만, 회전이 작게 나타나는 것으로 보아 소성거동은 세장비가 크고 주기가 클 때 더 작게 나타남을 알 수 있다(그림 11 참조). 따라서 세장비 40, 안정계수 0.1인 경우와 비교하여 세장비 60 또는 80, 안정계수 0.2인 경우, 소성거동이 비교적 작게 나타나고 동일한 안정계수에 대응하는 작용 축력이 상대적으로 작기 때문에 축력의 작용에 따른 항복강도 증가 및 편칭효과가 크지 않을 것이다. 또한, 주기가 큰 구조물의 경우 주기가 작은 구조물과 비교하여 주기의 변동에 따른 동적 거동의 변화가 비교적 크지 않기 때문에 세장비 60 또는 80인 경우 축력에 의한 강성 증가에 큰 영향을 받지 않을 것이다. 이러한 이유들로 인하여, 세장비 60, 80인 경우 그림 9, 10에서 볼 수 있는 바와 같이 축력과 P-Δ 효과의 영향이 상대적으로 작게 나타난 것으로 판단된다. 즉 작용하는 축력에 의한 영향은 세장비가 상대적으로 크지 않는 장주에서 지배적으로 나타나게 되므로 이러한 기동의 정확한 비탄성 동특성을 구하기 위해서는 축력의 영향을 고려해야



(a) 세장비 40, 안정계수 0.15

(b) 세장비 60, 안정계수 0.2

(c) 세장비 80, 안정계수 0.2

그림 11 하중-변위 곡선의 예 (입력지진: 46314 Cantua Creek School, Coaling 1983)

표 2 축력, P-Δ 효과 또는 수직지진에 의한 영향

Period(s)	kL/r	θ	hor0-hor01g	Hor0-hor/ver01g	hor1-hor01g	hor1-hor/ver01g	hor0-hor1
0.55	40	0.025	0.903	0.910	1.028	1.037	0.878
0.78	40	0.050	0.861	0.858	1.035	1.031	0.832
0.95	40	0.075	0.924	0.924	1.046	1.046	0.883
1.10	40	0.100	0.923	0.926	1.035	1.039	0.891
1.35	40	0.150	1.026	0.999	1.034	1.027	0.992
1.35	60	0.100	1.000	1.001	1.040	1.042	0.961
1.65	60	0.150	0.990	0.996	0.997	1.004	0.993
1.90	60	0.200	1.015	1.014	1.017	1.015	0.998
1.55	80	0.100	0.980	0.979	0.997	0.996	0.983
1.90	80	0.150	0.979	0.981	1.018	1.020	0.962
2.20	80	0.200	1.055	1.056	1.038	1.040	1.016

함을 알 수 있다.

전체 해석 결과의 경향을 알아보기 위해 각 해석으로부터 얻은 (1)-hor0 또는 (2)-hor1의 결과를 x-축으로 하고 (3)-hor01g 또는 (4)-hor/ver01g를 y-축으로 하여 나타낸 그래프의 기울기를 표 2에 나타내 보았다. 표 2의 마지막 열에는 축력 효과만에 의한 영향을 살펴보기 위해 축력을 고려하지 않은 경우에 대한 결과를 x-축, P-Δ 효과를 고려하지 않고 축력만을 고려한 경우를 y-축으로 했을 때(hor0-hor1)의 기울기를 나타내었다. 우선 축력을 고려하지 않은 경우와 축력만을 고려한 경우(hor0-hor1)의 결과를 살펴보면, 세장비가 40일 때 0.025~0.10의 안정계수 범위에서는 기울기가 0.83~0.89로 축력 작용할 경우 회전이 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 축력의 작용에 따른 강성, 항복강도 및 편칭현상의 증가 등에 의해 나타난 것으로 판단된다. 한편, 안정계수가 0.15일 때 기울기가 0.99로 커졌는데, 이는 축력이 평형상태의 축력 이상(그림 7(a)참조)으로 커지면서 단면 내 비선형성을 증가시키고 단면거동을 인장지배에서 압축지

배로 변형시켜 균열 및 편칭효과가 상대적으로 작게 나타나게 되기 때문에 판단된다(그림 11(a)참조). 세장비가 60, 80인 경우 앞에서 언급한 바와 같이 소성거동이 작게 나타나고 축력의 작용에 따른 강성변화에 큰 영향을 받지 않기 때문에 기울기가 거의 1.0에 가까운 값을 나타낸 것으로 판단된다.

표 2에서 hor1-hor01g의 결과를 통해 P-Δ 효과만에 의한 영향을 살펴볼 수 있는데, 모든 경우에 대하여 P-Δ 효과에 의한 회전의 증가가 6%이내로 작게 나타남을 볼 수 있다. 수직지진에 의한 영향은 hor1-hor01g와 hor1-hor/ver01g의 결과를 비교함으로써 알 수 있는데, 표 2에서 볼 수 있는 바와 같이 그 차이가 2%이내로 수직지진의 영향이 매우 작아 무시될 수 있을 것으로 판단된다. 축력을 고려하지 않은 경우와 축력과 P-Δ 효과, 수직지진까지 고려한 경우에 대한 비교는 표 2의 hor0-hor01g와 hor0-hor/ver01g의 결과로부터 살펴볼 수 있다. 세장비 40, 안정계수 0.025~0.1의 범위에서는 축력의 작용에 의한 회전의 감소가 크게

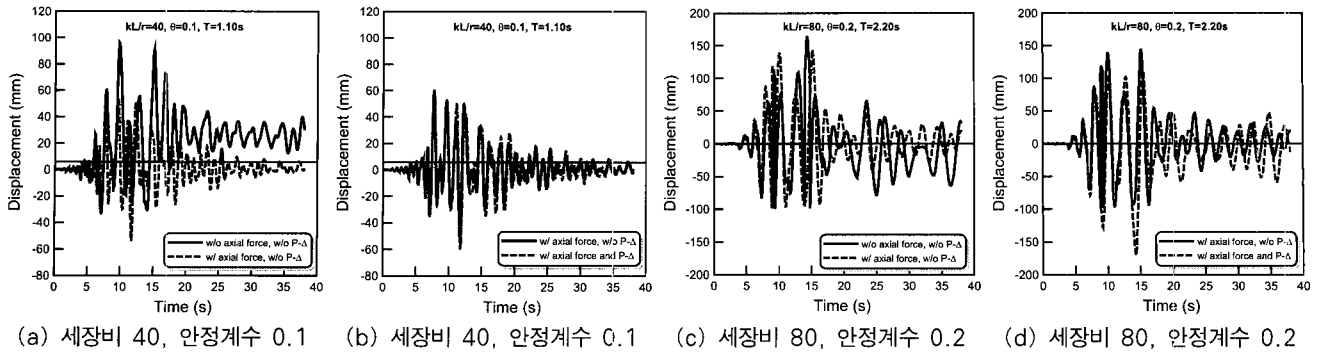


그림 12 시간이력 곡선의 예
(입력지진: 24389 LA-Century City CC North, Northridge 1994)

나타나는 반면 P-Δ 효과에 의한 회전 증가가 매우 작게 나타나 전체적으로 회전이 8% 이상 감소하는 경향을 보이고 있다. 한편, 그외의 경우에는 축력의 작용에 따른 회전 감소가 매우 작을 뿐만 아니라 P-Δ 효과에 의한 회전의 증가 또한 매우 작게 나타나 기울기가 1.0에 가까운 결과를 보여주고 있다. 따라서, 철근콘크리트 장주의 내진설계시 P-Δ 효과, 수직지진이 부재의 길이에 대한 최대변형의 비인 회전 ($\alpha = u_m/L, \text{radian}$)에 주는 영향은 매우 작아 무시될 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 그림 11에서 볼 수 있는 바와 같이 축력의 작용에 따른 강성증가 및 항복강도의 증가에 의해 부재력 증가가 크게 발생하기 때문에, 내진설계시 그에 따른 영향을 고려해야 할 것으로 판단된다.

나아가 축력 또는 P-Δ 효과에 의한 주기 및 거동의 변화를 살펴보기 위해 세장비 40과 80의 시간이력 거동을 그림 12에 나타내었다. 앞의 결과에서와 마찬가지로, 세장비가 40인 경우, 축력의 작용에 의해 최대 변형이 감소하고 강성의 증가에 따라 주기가 감소하는 것을 그림 12(a)로부터 알 수 있다. 한편, P-Δ 효과만에 의한 주기와 최대 변형의 증가가 매우 미미하게 나타남을 그림 12(b)에서 볼 수 있다. 이는, 세장비가 작을 뿐만 아니라 안정계수 또한 비교적 작아 P-Δ 효과에 의한 주거나 시간이력의 변화가 매우 작게 나타났던 것으로 판단된다. 세장비가 80인 장주의 경우는 축력 효과에 의해 변형과 주기가 감소하였지만 앞에서 언급한 이유들로 인해 최대 변형의 차이는 비교적 작게 나타남을 그림 12(c)에서 볼 수 있다. 한편, 그림 12(b)와는 달리 P-Δ 효과가 고려될 때 강성의 감소에 의해 주기가 비교적 크게 변하는 것을 그림 12(d)에서 볼 수 있다. 이는 세장비가 80으로 비교적 클 뿐만 아니라 안정계수 또한 0.2로 비교적 커 그에 따른 강성저하가 비교적 크게 일어나 P-Δ 효과가 주기에 영향을 미친 것으로 판단된다. 따라서, 축력 또는 P-Δ 효과에 의해 구조 거동에 있어서의 주기 및 시간이력 거동에 영향을 주기는 하지만 최대 변형의 크기에는 큰 영향을 미치지

않는 것으로 판단된다. 그러므로 이 그림을 통해서도 알 수 있는 바와 같이 내진설계시 또는 구조물의 통특성 파악시 축력의 영향은 반드시 고려해야만 함을 알 수 있다.

4.3 역량요구곡선법의 적용예

최근들어 내진설계시 기존의 하중-기반 설계에서 성능-기반 설계로 전이되면서 내진설계시 하중-변위 곡선과 응답스펙트럼으로부터 구성된 변위요구도 곡선의 조합에 의해 구조물의 비탄성 응답을 찾으려 하는 역량스펙트럼법(capacity-spectrum method: ATC, 1995; FEMA, 1997)이 빈번히 사용되고 있다. 그러나 역량스펙트럼법은 등가 선형시스템을 토대로 비선형 응답스펙트럼을 구하고 있어 결과뿐만 아니라 해의 수렴성에 있어서의 한계가 있는 것 또한 사실이다. 이를 보완하기 위해 Chopra 등(1999)은 비선형 응답스펙트럼을 구하는 방법을 보완하여 역량요구곡선법(capacity-demand diagram method)을 제안하였다. 하지만 이러한 방법들은 RC 구조물에서 축력의 효과를 고려하지 않고 가정된 하중-변위 관계를 토대로 구성된 것으로 축력효과를 고려한 경우에 대한 적용성 검토가 요구된다.

비선형 응답스펙트럼을 구하기 위해서는 그림 13과 같이 특정 구조물의 선형거동시 나타나는 최대 부재력(f_0)보다 낮은 항복강도(f_y)를 갖는 경우 야기되는 비선형 거동을 산정하고, 다양한 항복강도에 대한 비선형 해석을 수행하여 설계연성도($\mu = u_m/u_y$)에 따른 해석결과를 계산하게 된다. 나아가, 주어진 하중-변위 시스템의 강성을 바꿔가며 위와 같은 과정을 반복함으로써 하나의 응답스펙트럼을 구하게 된다(Chopra, 1995). 한편, 참고문헌(신현기, 2005)에서는 축력에 따른 항복강도 및 핀칭(pinching) 거동의 증가를 고려한 모멘트-곡률관계를 토대로 비선형 동적해석을 수행하여 다양한 경우에 대한 비탄성 응답스펙트럼을 구성하였다. 그 결과 축력효과에 따른 응답스펙트럼의 변화가 크지 않으며,

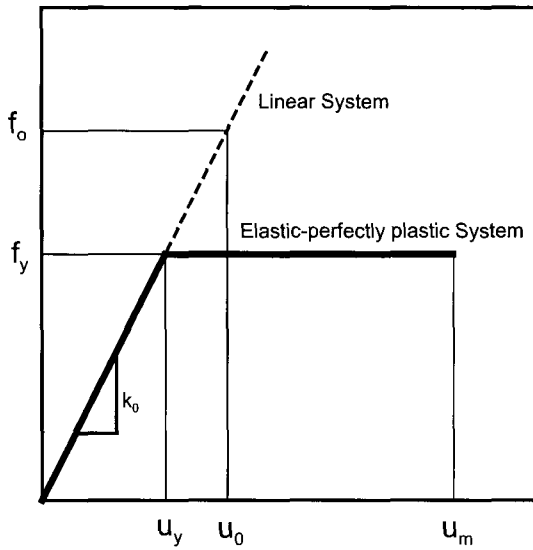


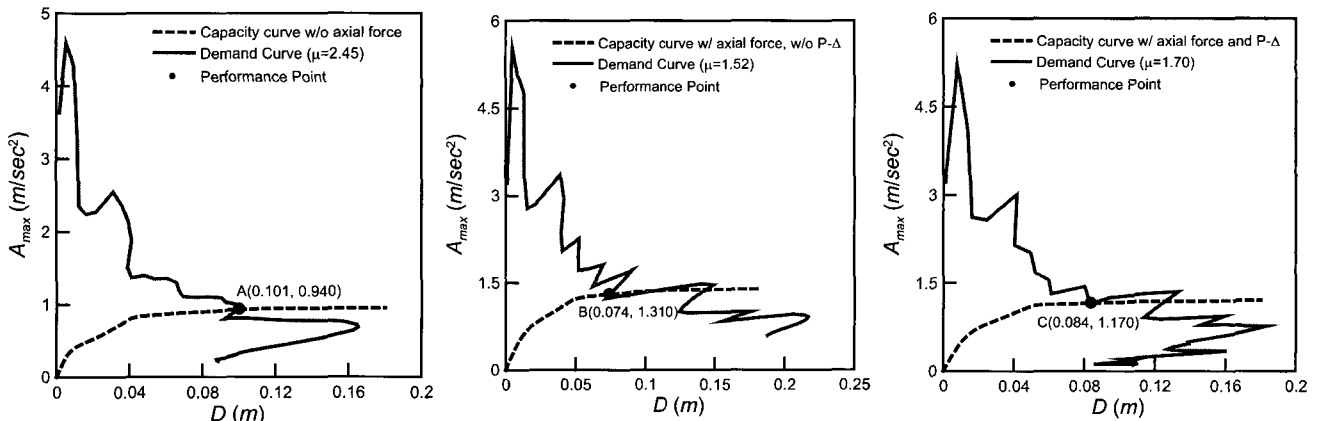
그림 13 선형 시스템과 대응되는 탄소성 시스템

또한 해석에 사용된 하중이력모델에 관계없이 거의 유사한 결과를 나타냄을 확인하였다. 따라서, 그림 13의 시스템을 토대로 구성된 응답스펙트럼은 축력의 유무에 관계없이 동일하게 사용될 수 있을 것이다.

한편, 축력 및 P- Δ 효과를 고려한 경우에 대한 역량요구곡선법의 적용성 검토를 위해 앞에서 해석한 구조물 중에 세장비 60, 안정계수 0.1인 기둥을 택하여 역량요구곡선법에 의한 결과와 해석 결과를 비교하였다. 응답스펙트럼은 위에서 언급한 바와 같이 축력에 의한 강도증가나 하중이력모델에 대해 큰 영향을 받지 않기 때문에 강성감소(stiffness degradation) 모델을 토대로 계산된 결과를 사용하였다. 구성된 가속도-주기(A-T)의 응답스펙트럼을 가속도와 변위(A-D, $D = \mu(T/2\pi)^2 A_y$)의 관계로 표현하면 요구곡선(demand curve, 그림 14의 실선)을 얻을 수 있다. 설계 구조물에 대해 정적 비선형

해석을 수행하여 하중-변위관계를 구하고 하중축을 질량으로 나누어주면 그림 14의 점선과 같은 역량곡선(capacity curve, A-D)을 구하게 된다. 나아가 이를 요구곡선과 함께 하나의 그래프에 나타내고, 역량곡선과 요구곡선에서 같은 연성도를 갖도록 하는 교차점을 찾으면 그림 14에서 볼 수 있는 바와 같이 성능점(performance point) 또는 입력지진에 대한 비탄성 응답을 구하게 된다.

그림 14의 결과를 살펴보면, 축력을 고려하지 않은 경우 항복변형에 대한 최대 변형의 비율인 연성도는 2.45, 최대 변형과 가속도는 각각 0.101m, 0.940m/sec²(그림 14(a)), P- Δ 효과를 고려하지 않고 축력만을 고려한 경우 연성도는 1.52, 최대 변형과 가속도는 각각 0.074m, 1.310m/sec²(그림 14(b)), P- Δ 와 축력을 함께 고려한 경우 연성도는 1.70, 최대 변형과 가속도는 각각 0.084m, 1.170m/sec²(그림 14(c))으로 나타났다. 한편, 같은 구조물에 대하여 같은 지진을 입력하여 동적비선형 해석을 수행할 경우 각각에 대해 연성도는 2.306, 1.710과 1.734, 최대 변형은 0.095m, 0.082m와 0.083m, 최대 가속도는 0.925m/sec², 1.361m/sec²과 1.167m/sec²로 역량요구곡선법과 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 이러한 결과와 참고문헌(신현기, 2005)의 결과로부터, 축력효과를 고려하지 않고 구한 응답스펙트럼을 토대로 축력이 작용하는 구조물에 대한 내진성능평가를 수행해도 신뢰할 만한 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 작은 차이기는 하지만 비선형동적 해석결과와 역량요구곡선법에 의한 결과의 차이는, 비록 참고문헌(신현기, 2005)에서 언급한 바와 같이 응답스펙트럼에 있어서 축력에 따른 영향이 거의 없다고는 하지만 약간의 차이가 있고, 또한 참고문헌(신현기, 2005)에서는 그림 2에서 볼 수 있는 바와 같이 축력의 작용에 따른 강성변화 효과를 고려하지



(a) 축력 없을 때

(b) P- Δ 효과 고려없이 축력만 작용

(c) P- Δ 효과와 축력을 함께 고려

그림 14 역량요구곡선법의 예

(축력 작용시 $\theta=0.1$, $P=\theta K_0 L$, 입력지진: 24389 LA-Century City CC North, Northridge 1994)

않고 있어 발생한 것으로 판단된다.

그림 14의 결과에서도 축력을 고려한 경우 P-Δ 효과의 고려 유무에 관계없이 변형은 감소하는 반면, 부재력은 상당히 증가하는 것을 볼 수 있다. 즉, 철근콘크리트 장주의 내진설계시 P-Δ 효과에 의한 변형의 증가는 고려할 필요가 없는 반면 축력의 작용에 따른 부재력 증가가 크게 나타나기 때문에, 축력효과를 고려하여 설계할 경우 P-Δ 또는 수직지진에 대한 추가적인 영향은 고려하지 않아도 될 것으로 판단된다.

5. 결 론

이 논문에서는 적층단면을 토대로 지진에 의한 철근콘크리트 장주의 비선형 동적해석을 수행하였으며, 다양한 수평/수직 지진에 대한 해석을 통해 장주의 동적 P-Δ 효과를 분석하였다. 적층단면 모델에서 콘크리트와 철근 사이의 부착슬립 효과를 고려하기 위해 균열발생 지점에서부터 콘크리트와 철근의 완전부착까지의 거리인 전달길이 구간에 대하여 수정된 철근모델을 적용하였으며, 철근과 콘크리트 사이의 부착 거동을 효과적으로 모사하기 위해 인장축 철근에 대하여 평균 응력-변형률 관계를 갖는 재료모델을 사용하였다.

기존의 연구들에서는 가동된 하중-변위 관계를 토대로 축력의 효과를 고려하지 않고 구성된 응답스펙트럼을 토대로 구조물의 동적 P-Δ 효과를 분석하고 있는 반면 이 논문에서는 다양한 변수들을 변화시켜가며 철근콘크리트 기둥에 대한 직접적인 해석을 수행하여 축력의 작용에 따른 강성, 항복강도 및 핀칭(pinching) 효과의 변화 등을 고려하도록 하였다. 해석 결과로부터 재료비선형 거동이 지배적인 비교적 세장비가 작은($kL/r=40$) 구조물의 경우 축력의 작용에 의해 변형의 감소가 비교적 크게 나타나는 반면 P-Δ 효과 및 수직지진에 의한 변형의 증가가 비교적 작게 나타나, 결과적으로 축력 및 P-Δ 효과에 의해 변형이 전반적으로 감소하는 것을 볼 수 있었다. 한편, 세장비가 비교적 큰 경우($kL/r=60, 80$) 축력, P-Δ 효과 및 수직지진의 영향이 매우 작아 그에 따른 변형의 변화가 매우 작게 나타나는 것을 볼 수 있었다. 그러나, 축력의 작용에 따른 강성증가 및 항복강도의 증가에 의해 부재 내력이 크게 증가하기 때문에, 40~80의 세장비를 갖는 철근콘크리트 장주의 내진설계시 축력효과를 고려하여 설계할 경우 P-Δ 또는 수직지진에 대한 추가적인 영향은 고려하지 않아도 될 것으로 판단된다. 나아가 역량요구곡선법을 토대로 철근콘크리트 장주의 비탄성 응답 평가시 신뢰할 만한 결과를 얻을 수 있음을 확인하였다.

감사의 글

이 연구는 건설교통부 산하 한국건설교통기술평가원이 지원하는 콘크리트 코리아 연구단(05-CCT-D11)과 차세대 시설물용 신재료 활용기술 연구단 (05-CCT-D09)의 연구비 지원에 의해 이루어졌음을 밝히며 이 지원에 대하여 깊이 감사 드립니다.

참 고 문 헌

- 곽효경, 김선필(2001) 반복하중을 받는 RC기둥의 비선형 해석을 위한 모멘트-곡률 관계의 개발, 대한토목학회 논문집, 21(6-A), pp.957~966.
- 곽효경, 김진국, 김한수(2002) P-Δ 효과를 고려한 RC 기둥의 극한저항력 산정, 한국전산구조공학회 논문집, 15(1), pp.105~116.
- 곽효경, 김진국(2006) 적층단면법에 의한 철근콘크리트 보 해석에서의 부착슬립효과, 한국전산구조공학회 논문집, 19(1), pp.1~14.
- 사단법인 한국지진공학회(1992) 내진설계규준연구(II): 내진설계 성능기준과 경제성 평가, 건설기술연구원.
- 신현기(2005) 철근콘크리트 구조물의 비선형 거동을 고려한 비탄성 설계스펙트럼의 결정, 석사학위논문, 건설및환경공학과, 한국과학기술원.
- ACI Committee 318(2002) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02), American Concrete Institute, Detroit.
- ASCE(2003) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE7-02, Reston, Virginia.
- ATC(1995) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Volume 1, 2, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Belarbi, A., Hsu, T.T.C.(1994) Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, *ACI Structural Journal*, 91(4), pp.465~474.
- Bernal, D.(1987) Amplification Factors for Inelastic Dynamic P-Δ effects in Earthquake Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, pp.635~651.
- Bozorgnia, Y., Bertero, V.V.(2004) Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, Florida.
- Button, M.R., Cronin, C.J., Mayes, R.L.(2002) Effect of Vertical Motions on Seismic Response of

- Highway Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 128(12), pp.1551~1564.
- Chopra, A.K.(1995) *Dynamic of Structures*, Prentice Hall.
- Chopra, A.K., Goel, R.K.(1999) Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Rport No. PEER-1999/02, University of California, Berkeley, California.
- Comitè Euro-International du Béton(1990) CEB-FIP Model Code 1990 First Draft," CEB, Bulletin d'Information 195, Paris.
- Eligehausen, R., Popove, E.P., Bertero, V.V.(1983) Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC 83/23, University of California, Berkeley, California.
- Federal Emergency Management Agency(1997), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V.(1983) Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, California.
- International Code Council(2003) 2003 International Building Code.
- Ju, S.H., Liu, C.W., Wu, K.Z.(2000) 3D Analyses of Buildings under Vertical Component of Earthquakes, *Journal of Structural Engineering*, 126(10), pp.1196~1202.
- Karson, I.D., Jirsa, J.O.(1969) Behavior of Concrete under Compressive Loading, *Journal of the Structural Division*, 95(December).
- Kwak, H.G., Filippou, F.C.(1990) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads, Report No. UCB/SEMM-90/14, Univ. of California, Berkeley, California.
- MacRae, G.A.(1994) P- Δ Effects on Single-Degree-of-Freedom Structures in Earthquakes, *Earthquake Spectra*, 10(3), pp.539~568.
- Menegotto, M., Pinto, P.E.(1973) Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frame Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of elements under Combined Normal Force and Bending, *Proceedings, IABSE Symposium on Resistance and ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- Mo, Y. L.(1994) Dynamics Behavior of Concrete Structures, *Developments in Civil Engineering*, Elsevier Scientific Pub. Co., 44.
- Pinto, P.E., Giuffre, A.(1970) Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensita, *Giornale del Genio Civile*, 5.
- Rehm, G.(1961) Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, *Deutscher Ausschuss für stahlbeton*, 138.
- Saadeghvaziri, M.A.(1997) Nonlinear Response and Modelling of RC Columns Subjected to Varying Axial Load, *Engineering Structures*, 19(6), pp.417~424.
- Saadeghvaziri, M.A., Foutch, D.A.(1991) Dynamic Behavior of R/C Highway Brdiges under The Combined Effect of Vertical and Horizontal Earthquake Motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, pp.535~549.
- Scott, B.D., Park, R., Priestley, M.J.N.(1982) Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI*, 79(1), pp.13~27.
- Shima, H., Chou, L., Okamura, H.(1987) Micro and Macro Model for Bond Behavior in RC, *Journal of the Faculty of Engineering*, The Unisversity of Tokyo (B), 39(2), pp.133~194.
- Stevens, N.J., Uzumeri, S.M., Collins, M.P., Will, G.T.(1991) Constitutive Model for Reinforced Concrete Finite Element Analysis, *ACI Structural Journal*, 88(1), pp.49~59.
- Tremblay, R., Duval, C., Leger, P.(1997) Effects of Hysteretic Models and Ground Motion Characteristics on Seismic P-Delta Strength Amplification Factors, *Stability and Ductility of Steel Structures*, SDSS 97, pp.311~318.
- Williamson, E.B.(2003) Evaluation of Damage and P- Δ Effects for Systems Under Earthquake Excitation, *Journal of Structural Engineering*, 129(8), pp.1036~1046.