

P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 비선형 유한요소해석

Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Bridge Piers Including P-delta effects

김 태 훈* 유 영 화** 최 정 호*** 신 현 목****
Kim, Tae-Hoon Yoo, Young-Hwa Choi, Jung-Ho Shin, Hyun-Mock

국문요약

이 연구의 목적은 P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력을 파악하는데 있다. 사용된 프로그램은 철근콘크리트 구조물의 해석을 위한 RCAHEST이다. 재료적 비선형성에 대해서는 균열콘크리트에 대한 인장, 압축, 전단모델과 콘크리트 속에 있는 철근모델을 조합하여 고려하였다. 이에 대한 콘크리트의 균열모델로서는 분산균열모델을 사용하였다. 비교적 큰 압축하중과 함께 지진하중과 같이 큰 규모의 횡하중으로 인한 대변위 문제를 고려할 수 있도록 total Lagrangian 정식화 기법을 사용하였다. 이 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력의 파악을 위해 제안한 해석기법을 신뢰성 있는 연구자의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

주요어 : P-delta 영향, 철근콘크리트 교각, 재료적 비선형성, 대변위 문제, total Lagrangian 정식화

ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate the inelastic behavior and ductility capacity of reinforced concrete bridge piers including P-delta effects. A computer program, named RCAHEST (Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology), for the analysis of reinforced concrete structures was used. Material nonlinearity is taken into account by comprising tensile, compressive and shear models of cracked concrete and a model of reinforcing steel. The smeared crack approach is incorporated. In addition to the material nonlinear properties, the algorithm for large displacement problem that may give an additional deformation has been formulated using total Lagrangian formulation. The proposed numerical method for the inelastic behavior and ductility capacity of reinforced concrete bridge piers is verified by comparison with reliable experimental results.

Key words : P-delta effects, reinforced concrete bridge piers, material nonlinearity, large displacement problem, total Lagrangian formulation

1. 서 론

근래에 세계 각국에서 발생한 지진들, 즉 Loma Prieta 지진, Northridge 지진, Kobe 지진, 그리고 대만지진 등으로 인하여 빌딩 및 교량과 같은 사회기반시설물의 피해가 잇따르고 있다. 그 중에서도 교량 구조물의 손상 및 붕괴는 현대사회에서 치명적인 손실로 이어질 수 있다. 특히, 기반시설로서 중요한 역할을 수행하는 교량의 구성요소 중에서 교각은 지진하중에 대하여 매우 취약한 곳으로 내진설계 규정이 없었던 과거에 시공된 교각에 대한 내진성능 검토가 요구되고 있으며 내진설계가 되지 않은 교각을 현행 내진설계 규정에 만족시키기 위해서 교각을 전면 교체하는 것보다는 보강을 통하여 교각의 성능을 향상시키는 경제적인 방안이 관한 많은 관심이 고조되고 있다. 따라서 현존하는 교각구조의 내진성능을 정확히 평가하는 연구와 그에 따른 내진성능 향상에 대한 연구가 시급한 과제이다.

최근 들어 고강도 콘크리트의 개발 및 기계화 시공기술의

발전 등으로 인한 고교각화 추세에 따라 P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 거동분석에 관한 많은 실험 및 해석적 연구가 이루어지고 있다.^{(1),(2)} Kim 등⁽¹⁾은 적층단면법을 사용하여 재료 및 기하비선형 등을 고려한 철근콘크리트 기둥의 비선형 기법을 개발하였으며, 실험을 수행하여 얻은 결과와 비교하여 개발된 해석기법의 타당성을 검토하였다.

비교적 큰 압축하중과 함께 지진하중과 같이 큰 규모의 횡하중으로 인한 철근콘크리트 교각의 P-delta 효과는 그림 1과 같이 수평 관성력에 의해 생기는 휨모멘트 외에 중력에 의한 휨모멘트를 발생시키며 초기의 유효강성이 감소되고 항복후의 강성이 음이 되는 등 수평하중-수평변위 관계에도 많은 영향을 주게 된다.

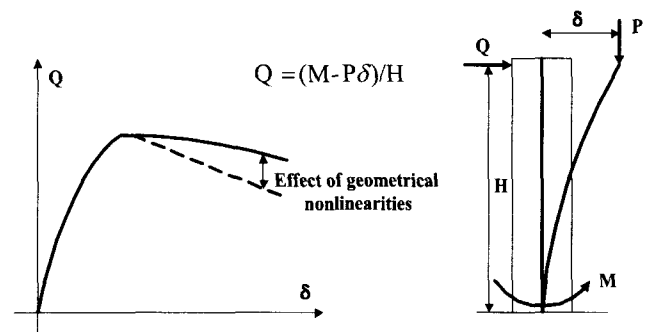


그림 1 Effect of geometrical nonlinearities in post-peak response

* 정회원 · 대우건설기술연구소 선임연구원, 공학박사
(대표저자 : kimth@dwconst.co.kr)

** 정회원 · 한국철도기술연구원 선임연구원, 공학박사

*** 정회원 · 한경대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

**** 정회원 · 성균관대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2004년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2004. 5. 4 / 심사종료일 : 2004. 7. 22)

이 연구에서는 이러한 구조적 특성을 지닌 교각구조를 대상으로 하여 비선형 유한요소해석을 실시하여 P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 비선형 이력거동을 정확하게 예측하는데 그 목적이 있다. 철근콘크리트 부재의 거동은 콘크리트의 균열, 철근의 항복, 철근과 콘크리트의 부차작용 및 균열 면에서의 전단전달효과 등과 같은 재료적인 특성에 크게 지배되기 때문에, 이를 해석적으로 예측하기 위해서는 각각의 재료적인 특성을 정확하고 신뢰성 있게 표현할 수 있는 재료모델의 구축이 선행되어야 한다. 따라서 이 연구에서는 2축 응력 상태에 대한 직교 이방성 재료모델에 의해서 균열이 발생한 철근콘크리트 요소의 거동특성을 표현하고, 이를 유한요소법을 사용하여 확장한 기존의 검증된 프로그램⁽³⁾에 total Lagrangian 정식화 기법에 의해 대변위 문제를 고려할 수 있도록 수정을 가하여 P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력을 예측하고자 한다.

2. 이차원 응력 하에서의 철근콘크리트의 비선형 재료모델

철근콘크리트의 비선형 재료모델은 저자 등에 의하여 이미 발표된 재료모델^{(4),(5)}을 그대로 적용하기로 한다. 사용된 비선형 재료모델의 특징을 간단히 요약하면 다음과 같다.

균열이 분산하여 분포된 철근콘크리트 부재의 변형거동은 사용된 균열개념에 크게 영향을 받는다. 이 연구에서는 제 2 균열의 발생을 제 1 균열과 직교방향으로 발생하도록 제한하여 콘크리트의 강성이 과대평가 되는 직교 고정균열 모델과 달리, 실제 주응력의 방향과 직각으로 발생하도록 한 비직교 고정균열모델을 적용함으로써 콘크리트의 강성을 보다 사실적으로 평가하였다.

균열이 발생하기 전의 콘크리트의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성파괴모델의 기본개념에 의해서 표현된다.

균열발생후의 비선형성은 현저하게 나타나며, 이러한 재료적 비선형성에 대해서는 철근콘크리트 요소의 직교 이방성의 가정에 따라, 균열직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다.

콘크리트 속의 철근에 대한 항복후 거동은 철근만의 특성과 함께 부착효과 등이 동시에 고려되어야 한다. 콘크리트 속의 철근응력은 일정하지 않고 균열면에서 최대가 된다. 철근의 응력-변형률 관계가 탄성영역에 있는 경우에는 철근만의 구성모델을 적용하면 된다. 그러나 균열면에서 철근이 최초로 항복하게 되면 철근의 평균응력-평균변형률 관계는 더 이상 탄성관계가 성립하지 않는다. 균열부분을 제외하면 철근은 아직 항복을 하지 않았으므로 증가된 변형률에 따라 응력이 증가하게 된다. 즉 균열부분은 철근의 항복으로 인해 응력의 증가가 없지만 내부의 철근의 응력은 증가하여 철근의 평균응력이 증가하게 되므로 철근만의 응력-변형률 관계에서 볼 수 있는 항복고원현상은 나타나지 않는다.

다. 이 연구에서는 포락선부분에 대한 철근의 항복후 거동을 저자 등이 제안한 trilinear 모델로써 표현하였다.

압축파괴가 발생한 콘크리트의 역학적 특성은 이미 여러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다. 이 연구에서는 콘크리트 압축파괴 이후의 효과를 Kent 등에 의해 제안된 해석 모델을 수정하여 고려하였다. 또한, 압축파괴가 발생한 콘크리트의 안에 있는 철근의 좌굴거동은 최종적인 내력저하의 원인이 된다. 철근을 둘러싸고 있는 콘크리트에 압축파괴가 발생하면 철근이 좌굴을 하였다고 판단하였으며 좌굴 시의 철근의 응력은 압축파괴가 발생한 콘크리트에서와 같이 좌굴을 무시하고 구한 철근 응력의 20%를 취하였다.⁽⁶⁾

지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비선형 이력거동 특성을 올바르게 평가하기 위해서는 하중재하 회수에 의한 피로거동을 무시할 수 없으며 이에 대한 충분한 고려가 필요하다. 이 연구에서는 철근과 콘크리트의 해석모델에 하중재하 회수의 누적에 따른 강도 및 강성 저하의 영향을 적용함으로써 피로손상을 고려하였다. 철근의 피로모델은 Coffin-Manson의 제안식⁽⁷⁾을 적용하였으며 콘크리트의 피로모델은 Kakuta 등의 제안식⁽⁸⁾을 수정하여 제안하였다.

3. Total Lagrangian 기법에 의한 유한요소 정식화 및 비선형 유한요소해석 프로그램

철근콘크리트 부재의 기하적인 비선형성을 고려하기 위해서 이 연구에서는 가상변위의 원리를 이용하여 연속체의 증분 평형방정식을 유도하는 total Lagrangian 정식화 기법을 사용하였다.

대변형과 재료적인 비선형성을 포함한 증분 평형방정식은 비선형 관계에 있기 때문에 직접적으로 해를 구할 수가 없다. 따라서 정식화에서는 Green-Lagrange 변형률 및 2차 Piola-Kirchhoff 응력 텐서를 사용하여 평형방정식을 선형화한 후, 반복계산에 의해서 수렴기준치에 부합하는 근사적인 해를 구할 수 있다.⁽⁹⁾

Total Lagrangian 정식화 기법에 의해서 선형화된 연속체의 평형방정식은 다음 식과 같이 유도할 수 있다.

$$\int_{0V} {}_0C_{ijrs} {}_0e_{rs} \delta_0 e_{ij} d^0V + \int_{0V} {}^tS_{ij} \delta_0 n_{ij} d^0V = {}^{t+\Delta t}R - \int_{0V} {}^tS_{ij} \delta_0 e_{ij} d^0V \quad (1)$$

여기서 ${}_0C_{ijrs}$ 는 증분 응력-변형률 텐서로서 재료의 구성방정식으로부터 결정되고, ${}^tS_{ij}$ 는 시간 t 에서의 형상에 작용하는 2차 Piola-Kirchhoff 응력이며, 그리고 ${}_0e_{ij}$, ${}_0n_{ij}$ 는 시간 0에서의 형상에 대한 선형 및 비선형 증분 변형률 텐서이다. 또한 식 (1)에서 좌변의 첫 번째와 두 번째 항은 각각 탄성 및 기하강도행렬을 나타낸다.⁽⁹⁾

3.1 등매개요소를 사용한 유한요소 정식화

철근콘크리트 부재의 2차원 비선형 유한요소해석을 위해

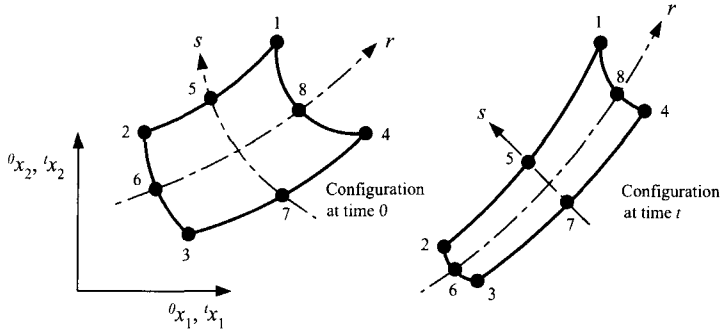


그림 2 8-node plane stress element representing reinforced concrete element

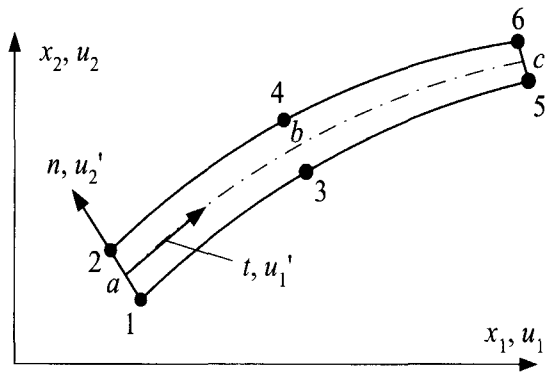


그림 3 6-node plane stress element representing interface element

서, 그림 2와 그림 3에서와 같이 철근콘크리트요소와 경계면요소를 대표하는 8절점 및 6절점을 갖는 평면응력요소를 사용하여 정식화하였다. 이 때 6절점을 갖는 접합요소의 경우에는 다음 식과 같이 절점간의 상대변위를 사용하여 요소의 변형률-변위 변환행렬을 유도할 수 있다.

$$\Delta u_1 = h_a(s)\Delta u_1^a + h_b(s)\Delta u_1^b + h_c(s)\Delta u_1^c \quad (2)$$

$$\Delta u_2 = h_a(s)\Delta u_2^a + h_b(s)\Delta u_2^b + h_c(s)\Delta u_2^c \quad (3)$$

여기서 Δu_1^a 에서 Δu_2^c 는 두 절점간의 상대변위, 그리고 $h_a(s)$ 에서 $h_c(s)$ 는 보간함수를 나타낸다.

이러한 유한요소의 정식화과정을 통해 식 (1)을 한 개의 요소에 대해서 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\left(\int_{0V} {}^t B_{L0}^T C_0 B_{L0} d^0 V \right) u + \left(\int_{0V} {}^t B_{NLt}^T S_t^0 B_{NLt} d^0 V \right) u = {}^{t+\Delta t} R - \int_{0V} {}^0 B_{L0}^T \hat{S} d^0 V \quad (4)$$

또는

$$({}^t K_L + {}^t K_{NL})u = {}^{t+\Delta t} R - {}^t F \quad (5)$$

여기서 ${}^t B_L$ 은 선형 변형률-변위 변환행렬, 그리고 ${}^t B_{NL}$ 은 비선형 변형률-변위 변환행렬을 나타낸다.

변형률-변위 변환행렬은 각 요소의 가우스 적분점에서 정의되며 요소의 강성행렬 및 하중벡터 등은 가우스 수치적분법을 사용하여 산정하였다. Total Lagrangian 정식화에서는

형상함수의 모든 미분값은 초기의 좌표계에 대해서 정의되므로 첫 번째 하중 단계에서만 계산하여 사용함으로써 수치해석상 편리함을 준다.⁽⁹⁾

3.2 유한요소 프로그램의 작성

유한요소해석 프로그램을 작성하는 방법은 사용목적에 맞는 전용 프로그램을 새롭게 작성하는 방법과 사용자가 개발한 요소를 추가할 수 있는 모듈화된 범용 유한요소해석 프로그램을 이용하는 방법으로 구분될 수 있다. 전자의 방법은 전용프로그램으로서 입력자료의 작성이 간단하고 해석 시간을 줄일 수 있는 장점이 있는 반면에 이미 개발된 또는 앞으로 개발될 다른 종류의 요소와 조합으로 사용하기가 곤란하다.

이 연구에서는 후자의 방법을 택하여 저자 등에 의하여 그 동안 개발된 철근콘크리트 평면응력요소, 그리고 경계면요소 등⁽⁴⁾⁻⁽⁶⁾을 미국 버클리 대학의 Taylor가 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP⁽¹⁰⁾에 이식하여 모듈화된 비선형 유한요소해석 프로그램인 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)⁽³⁾에 total Lagrangian 정식화 기법에 의해 대변위 문제를 고려할 수 있도록 수정을 가하여 사용하였다.

4. 해석기법의 타당성 검증

이 연구에서 제안한 해석기법의 타당성을 검증하기 위해서 그림 4에 나타난 것과 같은 자유단에 횡하중이 작용하는 외팔보⁽¹¹⁾를 선정하였다.

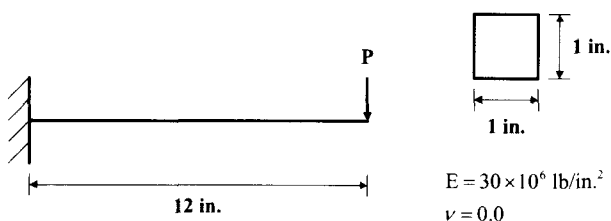


그림 4 Cantilever beam subjected to tip load

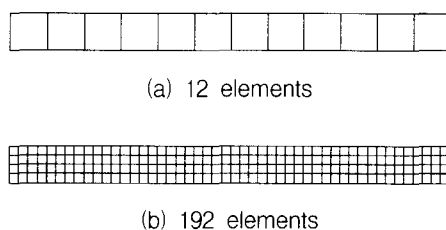


그림 5 Finite element mesh for analysis

하중증분법을 사용하여 총횡하중 $P = 10.0n$ 을 10단계에 걸쳐서 재하하였다. 외팔보는 민감도 분석을 위해서 그림 5와 같이 12개의 요소와 192개 요소로 각각 모델링하였다.

표 1은 횡하중이 작용하는 경우에 하중파라미터와 보의 길이로 나눈 자유단의 수직처짐 관계를 나타내고 있으며 엄밀해⁽¹¹⁾와 이 연구에서 제시한 해석기법에 의한 결과를 함께 비교하였다. 표 1에서 보는 바와 같이 요소수와 상관없이 엄밀해와 거의 일치하는 해석결과를 보였다.

표 1 Load-deflection behavior

Load Factor $p = fn$ $n = EI/L^2$	Analytical Solution	Present Analysis	
		12 element	192 element
1.0	0.302	0.303	0.303
2.0	0.493	0.496	0.496
3.0	0.603	0.607	0.607
4.0	0.670	0.674	0.675
5.0	0.714	0.719	0.720
6.0	0.745	0.750	0.751
7.0	0.767	0.774	0.775
8.0	0.785	0.792	0.793
9.0	0.799	0.807	0.808
10.0	0.811	0.819	0.821

5. 수치예제 및 고찰

이 연구에서 제안한 해석기법과 모델의 타당성을 검증하기 위해서 그림 6에 나타난 것과 같은 철근콘크리트 교각의 실험체^{(12),(13)}를 선정하였다. 이 실험체를 해석 예로 채택한 이유는 다양한 지진하중에 의한 P-delta 영향을 포함한 철근콘크리트 교각의 비선형 이력특성을 정량화 시킨 실험이기 때문이다.

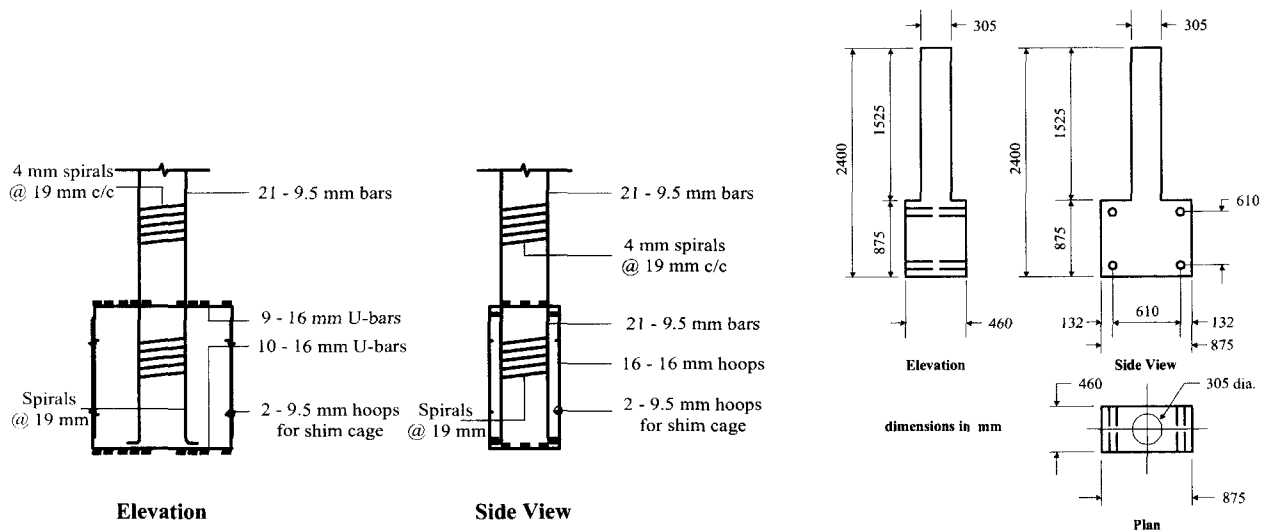
5.1 선정된 실험체의 제원

실험체는 AASHTO의 규정⁽¹⁴⁾에 따라 설계된 단일주 원형교각을 실험 여건상 1/4로 축소한 모형으로서 구조제원을 정리하여 나타내면 표 2와 같다.

표 2 Details of prototype and model

Item	Prototype	Model	Remarks
Longitudinal reinforcement	24 No. 11 (36 mm)	21 No. 3 (9.5 mm)	$\rho = 2\%$
Spirals	No. 5 (16 mm)	Wire = 4 mm diameter	Smooth wire
Spirals pitch	76 mm	19 mm	$\rho_s = 1\%$
Spiral yield strength	414 MPa	380 to 450 MPa	-
Column diameter	1.22 m	0.3 m	Scale 1:4
Column length	5.5 m	1.37 m	Scale 1:4
Cover	50 mm	12.5 mm	Scale 1:4
Embedment length of bars	Tension = 1.4 m Compression = 0.72 m	Tension = 0.35 m Compression = 0.18 m	-
Axial load	3225 kN	806 kN	$0.1f_c' A_g$
Lateral load capacity	1550 kN	388 kN	$V_p = M_p/H$
Spacing of Longitudinal steel	100 mm	25 mm	-

실험체의 재료물성은 표 3과 같으며 이들 실험체에 대한 재하방법은 그림 7에 나타난 것과 같다. 실험체의 바닥과 교각사이에는 완전고정으로 하였으며, 모든 실험체에는 220 kN MTS hydraulic actuator에 의해 $0.1f_c' A_g$ 의 일정한 압축하중을 가한 상태에서, 횡방향으로 670 kN MTS hydraulic actuator에 의해 표 4와 같은 하중이력에 해당하는 변위를 가한 경우이다.^{(12),(13)}



(a) Reinforcement arrangement for specimen

(b) Configuration and dimensional details of specimen

그림 6 Specimen details

표 4 Ground motions selected for generating random displacement histories for Specimens A7 to A12

Specimen	Event	Description	Purpose	Record	Scale	PGA, g
A7	1	Damaging earthquake	First major event	Loma Prieta 1989 Presidio	12.00	1.20
	2	Minor earthquake	Aftershock	Imperial Valley 1979 Superstition Mt.	1.80	0.34
	3	Minor earthquake	Second aftershock	San Fernando 1971 2011 Zonal Ave.	1.20	0.10
	4	Severe earthquake	Failure of bridge	San Fernando 1971 455 S. Figueroa St.	3.60	0.54
A8	1	Minor earthquake	Minor damage	Imperial Valley 1979 Superstition Mt.	1.80	0.34
	2	Minor earthquake	Additional damage	San Fernando 1971 2011 Zonal Ave.	1.20	0.10
	3	Damaging earthquake	First major event	Loma Prieta 1989 Presidio	12.00	1.20
	4	Severe earthquake	Failure of bridge	San Fernando 1971 455 S. Figueroa St.	3.60	0.54
A9	1	Major earthquake	First major event	San Fernando 1971 Orion Blvd.	3.25	1.43
	2	Minor earthquake	Aftershock damage	San Fernando 1971 2011 Zonal Ave.	1.20	0.10
	3	Moderate earthquake	Additional damage	El Centro 1940	1.00	0.35
	4	Minor earthquake	Aftershock	San Fernando 1971 455 S. Figueroa St.	1.00	0.15
	5	Severe earthquake	Failure of structure	San Fernando 1971 Orion Blvd.	3.25	1.43
A10	1	Minor earthquake	Minor damage	San Fernando 1971 2011 Zonal Ave.	1.20	0.10
	2	Moderate earthquake	Additional damage	El Centro 1940	1.00	0.35
	3	Minor earthquake	Aftershock	San Fernando 1971 455 S. Figueroa St.	1.00	0.15
	4	Major earthquake	First major event	San Fernando 1971 Orion Blvd.	3.25	1.43
	5	Severe earthquake	Failure of structure	San Fernando 1971 Orion Blvd.	3.25	1.43
A11	1	Major earthquake	First Damaging earthquake	Northridge 1994, VA Hospital	1.00	0.42
	2	Minor earthquake	Aftershock	Northridge 1994, Griffith Observatory	1.00	0.26
	3	Minor earthquake	Additional damage	Taft 1952	1.00	0.36
	4	Severe earthquake	Failure of Column SCT	Mexico City 1985	1.00	0.17
A12	1	Minor earthquake	Minor damage	Northridge 1994, Griffith Observatory	1.00	0.26
	2	Minor earthquake	Additional damage	Taft 1952	1.00	0.36
	3	Major earthquake	First damaging earthquake	Northridge 1994, VA Hospital	1.00	0.42
	4	Severe earthquake	Failure of Column SCT	Mexico City 1985	1.00	0.17

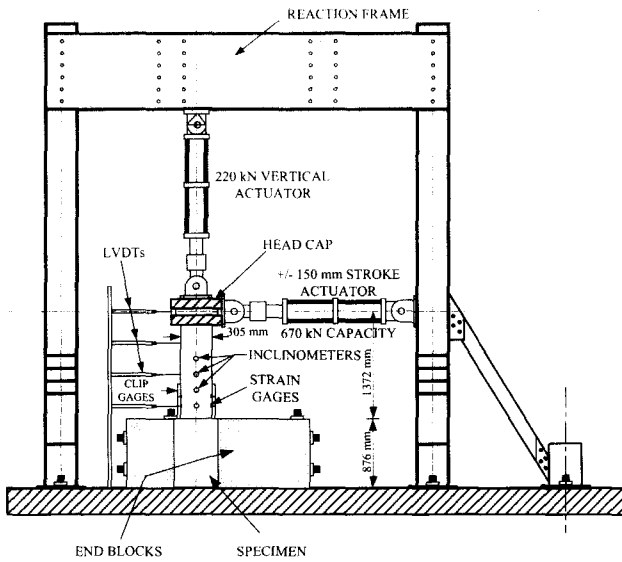


그림 7 Test setup and instrumentation

표 3 Average material characteristics

Specimen	Concrete strength (MPa)	Steel yield strength (MPa)	Spiral yield strength (MPa)
A7~A8	32.8	448	434
A9	32.5	448	434
A10~A12	27.0	448	434

5.2 유한요소해석을 위한 요소분할

이 실험체들의 유한요소해석을 위해서 원형 철근콘크리트 교각을 등가환산단면을 이용하여 그림 8과 같이 2차원 평면요소로 해석이 가능하도록 하였다. 등가환산단면은 원형 철근콘크리트 교각의 실제거동과 유사하도록 철근과 콘크리트의 단면적, 하중재하 방향의 단면 2차 모멘트를 같게 하여 유도하였다.^{(4),(5)}

그림 9는 비선형 유한요소해석을 수행하기 위하여 요소 분

할된 예이며 3점 가우스 적분을 적용한 8절점 등대개요소를 이용하였고 하중이 재하되는 부위에는 실험에서와 동일한 조건을 부여하기 위하여 균열이 발생하지 않는 탄성요소를 사용하였다. 또한, 기초와 교각의 접합부에는 정착슬립 등의 불연속변위를 고려하기 위하여 6절점 경계면 요소를 사용하였다.

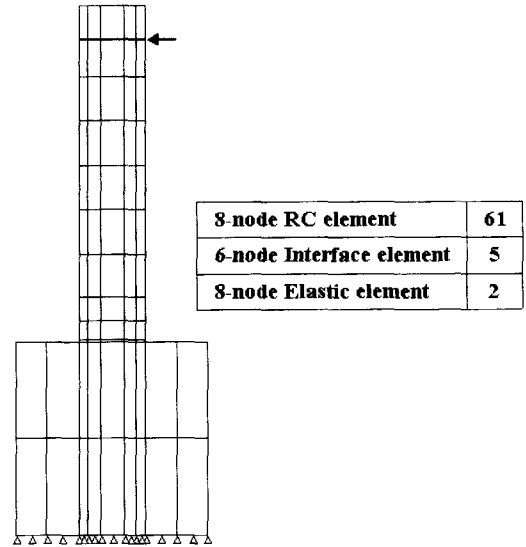


그림 9 Finite element mesh used for analysis

5.3 내력, 변형성능과 이력특성

그림 10 ~ 그림 15는 이 연구의 해석모델을 적용한 유한요소해석 결과와 실험에 의한 하중-변위 관계를 나타내고 있으며 해석결과가 실험결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 이 연구에서는 P-delta 영향을 포함하지 않은 경우와 포함한 경우를 각각 해석하고 실험과 비교-검토하여 그 필요성을 확인하였다. 이러한 해석결과는 실험체에 반복 주기 하중이 진행되는 동안 소성힌지 영역에서 비탄성 변형이 증대됨에 따라 일어나는 콘크리트의 균열과 파쇄, 그리고 이로 인한 손상이나 파괴와 잘 일치하고 있다.

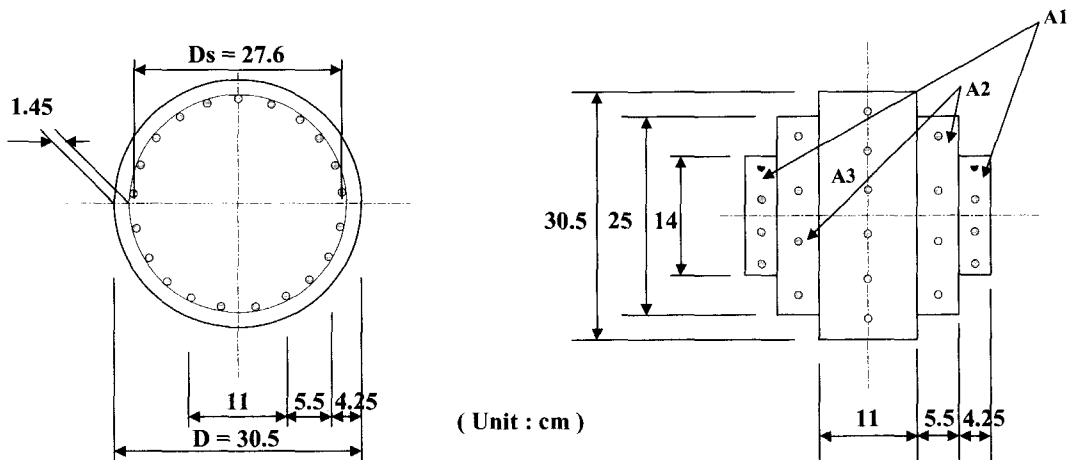
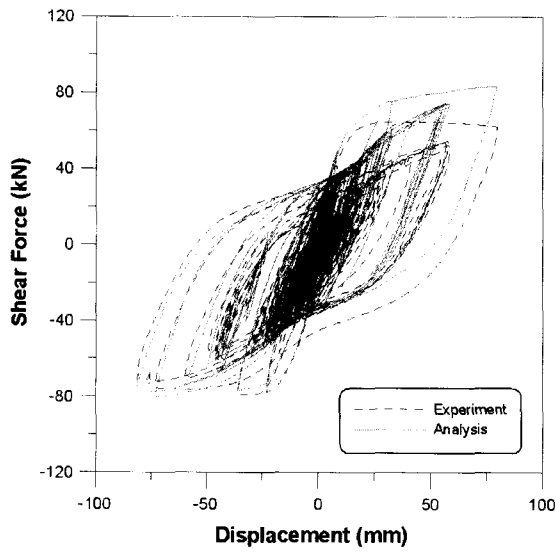
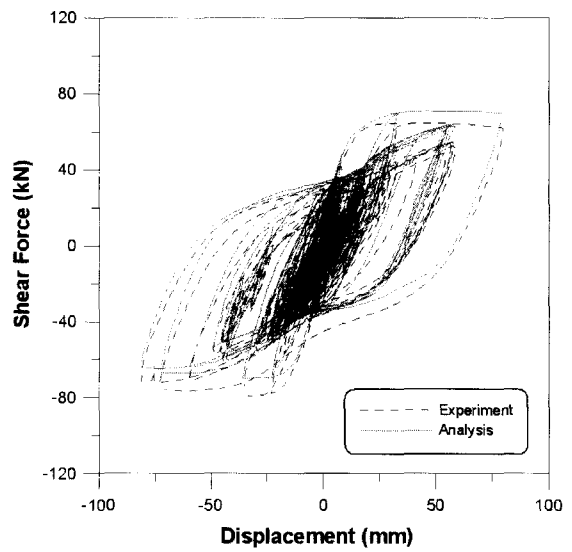


그림 8 Transform the circular column to an idealized equivalent rectangular column

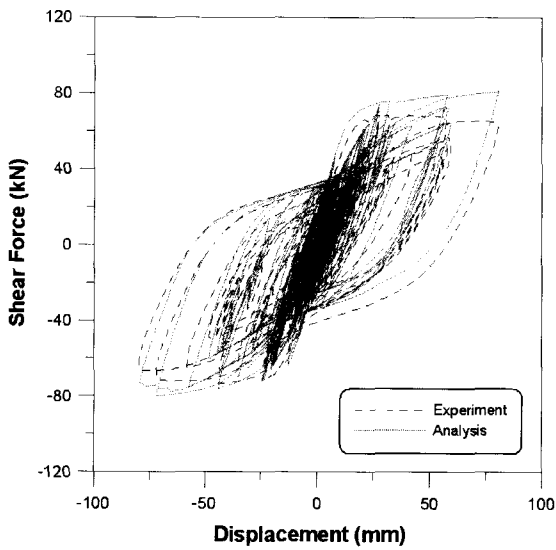


(a) Analysis without P-delta effect

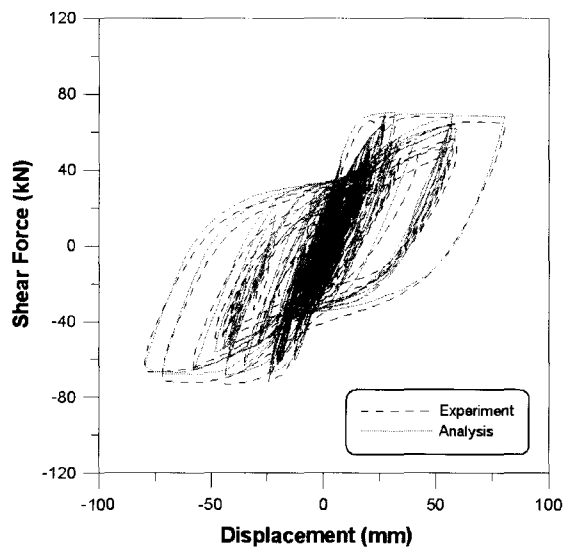


(b) Analysis with P-delta effect

그림 10 Shear vs. Displacement response of specimen A7

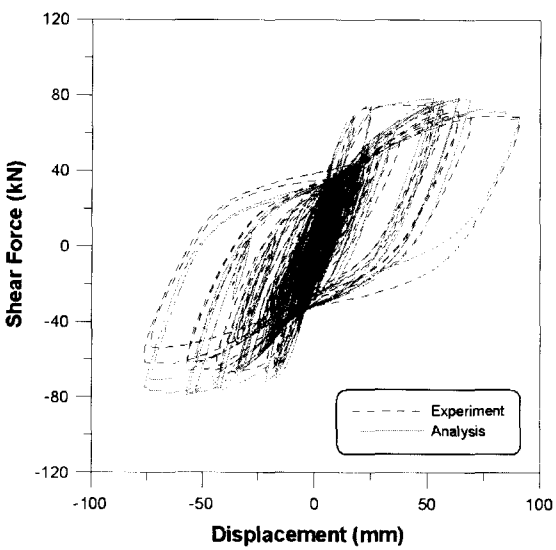


(a) Analysis without P-delta effect

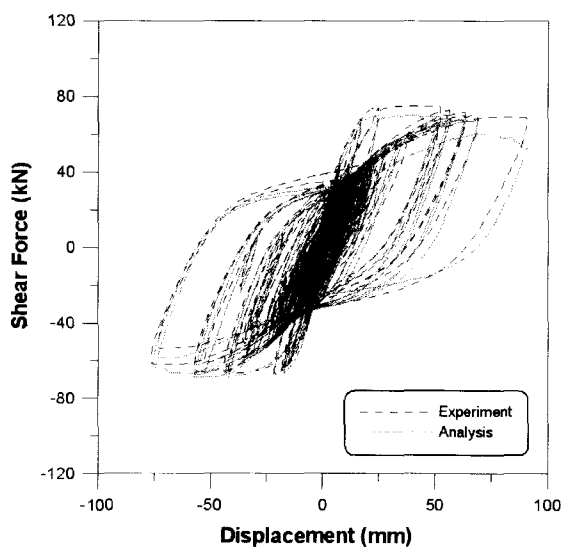


(b) Analysis with P-delta effect

그림 11 Shear vs. Displacement response of specimen A8

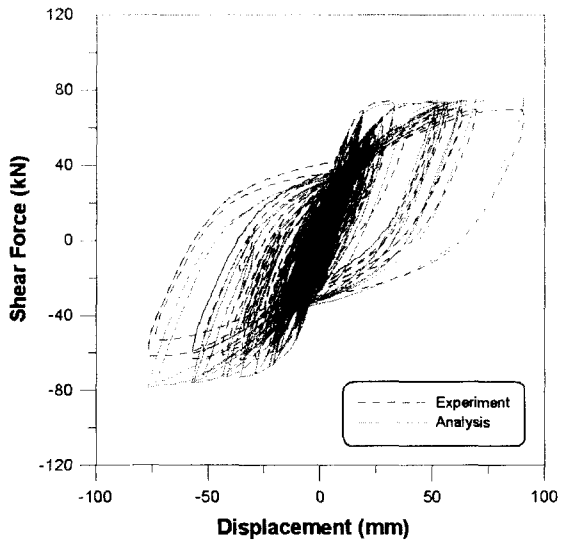


(a) Analysis without P-delta effect

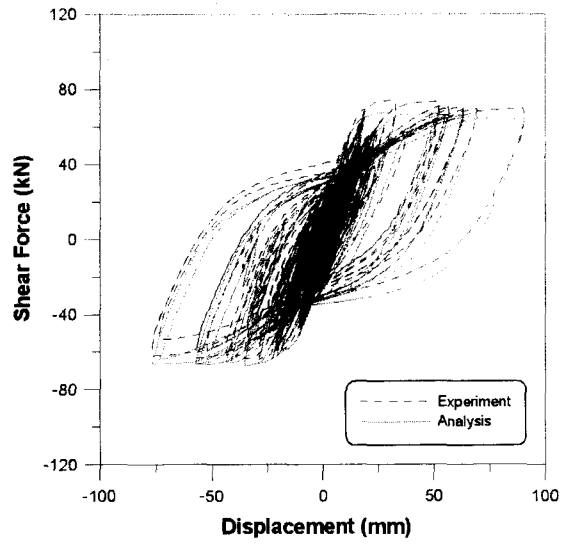


(b) Analysis with P-delta effect

그림 12 Shear vs. Displacement response of specimen A9

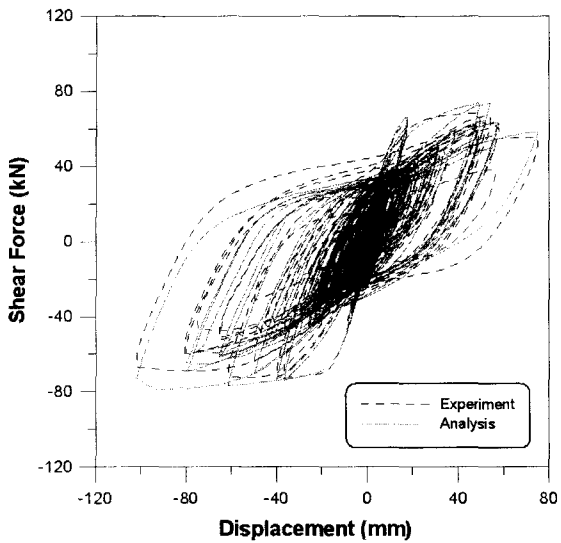


(a) Analysis without P-delta effect

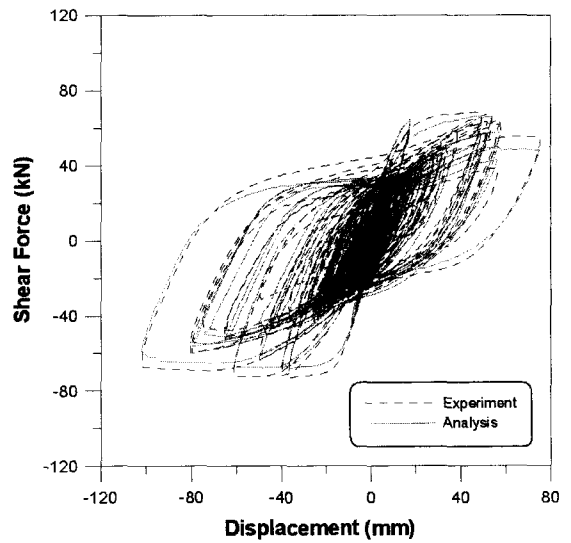


(b) Analysis with P-delta effect

그림 13 Shear vs. Displacement response of specimen A10

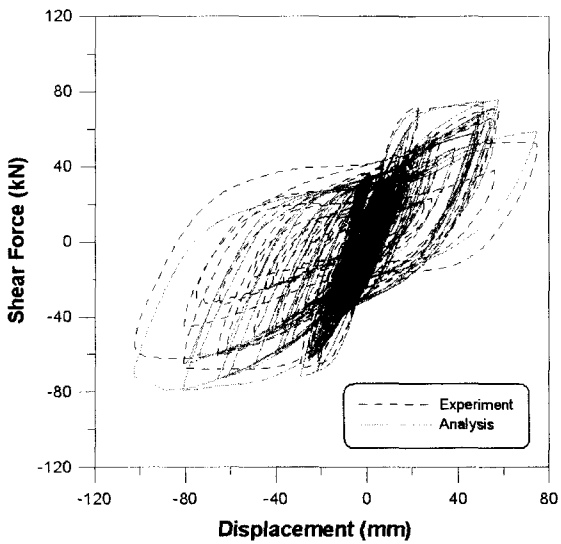


(a) Analysis without P-delta effect

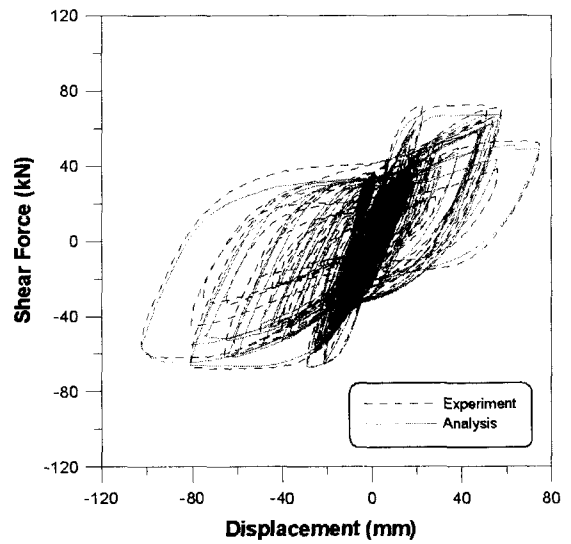


(b) Analysis with P-delta effect

그림 14 Shear vs. Displacement response of specimen A11



(a) Analysis without P-delta effect



(b) Analysis with P-delta effect

그림 15 Shear vs. Displacement response of specimen A12

이 연구의 해석에 의한 최대하중과 변위연성도를 실험과 함께 비교하여 표 5와 표 6에 정리하였다. 이 표에서 해석에 의한 항복변위 및 극한변위는 직접적인 방법^{(4),(5)}으로 평가하였다. 즉, 항복변위는 시스템 내의 위험단면의 가우스 적분점에서 철근의 평균응력이 항복응력에 도달하였을 때의 기준점의 수평변위로, 극한변위는 위험단면의 가우스 적분점에서의 콘크리트 또는 철근의 변형률이 각각 파괴기준 변형률에 도달하였을 때의 기준점의 수평변위로 정하였다.

P-delta 영향을 포함한 유한요소해석 결과에서 최대하중에 대한 실험값/해석값의 평균과 변동계수가 각각 1.06과 0.03으로서, 최대하중의 평균값은 전반적으로 실험결과에 비하여 안전측으로 평가하고 있으며 변동계수가 0.03에 불과하여 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동특성을 정확히 평가하고 있는 것으로 판단된다. 그리고 변위연성도에 대한 실험값/해석값의 평균과 변동계수는 각각 1.20과 0.12로서, 해석에 의한 결과를 볼 때 해석결과가 실험결과와 전반적으로 잘 일치함을 알 수 있다.

일련의 해석결과와 실험결과와의 비교로부터 이 연구에서 제안하고 있는 방법은 지진하중과 같은 반복하중에 의한 철근콘크리트 교각의 P-delta 영향을 포함한 비탄성 거동을 적절히 평가하고 있으며, 개발된 철근콘크리트 구조물의 비

선형 유한요소해석 프로그램(RCAHEST)을 이용함으로써, 해석적 방법에 의한 신설 또는 기존 철근콘크리트 교각의 내진성능평가가 가능할 것으로 판단된다.

6. 결 론

이 연구에서는 지진하중을 받고 있는 철근콘크리트 교각의 P-delta 영향을 포함한 비선형 거동과 내진성능평가를 위한 해석기법과 모델을 제시하였고 제안된 해석기법과 모델을 적용한 유한요소해석 프로그램을 사용하여, 다양한 하중이 작용하는 철근콘크리트 교각을 해석하였다. 실험결과와 비교·검토된 수치예제로부터 다음의 결론을 얻었다.

- 1) 재료적 비선형성을 고려하기 위해서 균열 발생후의 콘크리트의 인장강성 및 압축강성, 균열면에서의 전단전달강성, 철근의 부착 등에 대한 각각의 구성방정식을 조합하여 유한요소해석에 적용함으로써 지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각구조의 균열발생에서부터 철근의 항복 및 파괴에 이르는 모든 응력상태에 대한 P-delta 영향을 포함한 비선형 거동특성을 비교적 충실히 예측할 수 있었다.

표 5 Comparison of experiment with analysis (without P-delta effect)

Specimen		A-7		A-8		A-9		A-10		A-11		A-12	
		Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.
Load	Yield Load P_y (kN)	60.0	49.8	64.0	66.4	65.0	68.0	58.0	64.3	65.0	65.5	64.0	63.5
	Maximum Load P_u (kN)	78.0	84.0	72.0	75.9	75.0	78.6	74.0	74.7	69.0	74.0	72.0	74.4
	P_u / P_y	1.30	1.69	1.13	1.14	1.15	1.16	1.28	1.16	1.06	1.13	1.13	1.17
Disp.	Yield Disp. δ_y (mm)	16.0	8.8	15.5	14.4	16.5	15.5	17.0	15.3	18.0	16.1	13.0	14.9
	Ultimate Disp. δ_u (mm)	82.5	77.4	81.5	74.6	91.6	67.8	91.2	71.3	103.0	65.9	103.0	79.8
	δ_u / δ_y	5.2	8.8	5.3	5.2	5.6	4.4	5.4	4.7	5.7	4.1	7.9	5.4

표 6 Comparison of experiment with analysis (with P-delta effect)

Specimen		A-7		A-8		A-9		A-10		A-11		A-12	
		Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.
Load	Yield Load P_y (kN)	60.0	65.0	64.0	66.8	65.0	65.2	58.0	65.1	65.0	64.4	64.0	63.9
	Maximum Load P_u (kN)	78.0	71.0	72.0	70.5	75.0	70.0	74.0	67.8	69.0	67.6	72.0	67.1
	P_u / P_y	1.30	1.09	1.13	1.06	1.15	1.07	1.28	1.04	1.06	1.05	1.13	1.05
Disp.	Yield Disp. δ_y (mm)	16.0	15.5	15.5	17.0	16.5	15.5	17.0	18.9	18.0	19.2	13.0	17.4
	Ultimate Disp. δ_u (mm)	82.5	78.7	81.5	76.6	91.6	69.7	91.2	90.7	103.0	94.6	103.0	94.7
	δ_u / δ_y	5.2	5.1	5.3	4.5	5.6	4.5	5.4	4.8	5.7	4.9	7.9	5.4

- 2) 지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비선형 이력거동 특성을 올바르게 평가하기 위해서는 비교적 큰 압축하중과 함께 지진하중과 같이 큰 규모의 횡하중으로 인한 교각의 P-delta 효과를 무시할 수 없으며 이에 대한 충분한 고려가 필요하다. 이 연구에서는 total Lagrangian 정식화 기법에 의해 대변위 문제를 고려하였다.
- 3) 지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 응답특성 및 지진손상을 제대로 평가함으로써 철근콘크리트 교각구조의 내진성능평가 및 설계검토 등에 충분히 활용될 수 있을 것이다.
- 4) 현행 내진설계 규정에 만족하지 않는 기존의 철근콘크리트 교각에 대한 보수보강의 판단 등에 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Kim, J. K. and Lee, S. S., "The Behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected to Axial Force and Biaxial Bending," *Engineering Structures*, Vol. 23, 2000, pp. 1518-1528.
2. Yalcin, C. and Saatcioglu, M., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns," *Computers and Structures*, Vol. 77, No. 5, 2000, pp. 539-555.
3. 김태훈, 신현목, "Analytical Approach to Evaluate the Inelastic Behaviors of Reinforced Concrete Structures under Seismic Loads," 한국지진공학회 논문집, 제5권, 2호, 2001, pp. 113-124.
4. Kim, T. H., Lee, K. M., Yoon, C. Y., and Shin, H. M., "Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers under Earthquake. I: Theory and Formulation," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 129, No. 9, 2003, pp. 1199-1207.
5. 김태훈, "비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가," 박사학위 논문, 성균관대학교, 2003.
6. 김태훈, 김운학, 신현목, "변동 축하중을 받는 철근콘크리트 교각의 내진성능평가", 한국 지진공학회 논문집, 제7권, 제2호, 2003, pp. 67-73.
7. Mander, J. B., Panthaki, F. D., and Kasalanati, K., "Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 4, 1994, pp. 453-468.
8. Kakuta, Y., Okamura, H., and Kohno, M., "New Concepts for Concrete Fatigue Design Procedures in Japan," *IABSE Colloquium on Fatigue of Steel and Concrete Structures*, Lausanne, 1982, pp. 51-58.
9. Bathe, K. J., *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, 1996.
10. Taylor, R. L., *FEAP - A Finite Element Analysis Program*, Version 7.2, Users Manual, Volume 1 and Volume 2, 2000.
11. Gere, J. M. and Timoshenko, S. P., *Mechanics of Materials*, a divisions of Wadsworth, Inc., California, 1984, pp. 414-418.
12. Kunnath, S. K., El-Bahy, A., Taylor, A., and Stone, W., "Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers," Report No. NCEER-97-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1997.
13. El-Bahy, A., Kunnath, S. K., Stone, W. C., and Taylor, A. W., "Cumulative Seismic Damage of Circular Bridge Columns: Variable Amplitude Tests," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, 1999, pp. 711-719.
14. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Standard Specifications for Highway Bridges*, Sixteenth Edition, Washington, D. C., 1996.