

원형 철근콘크리트 교각의 강성 및 강도감소지수 결정

Determination of the Strength and Stiffness Degradation Factor for Circular R/C Bridge Piers

이 대 형* 정 영 수**
Lee, Dae Hyoung Chung, Young Soo

국문요약

본 연구의 목적은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각 교각의 비선형 이력거동을 해석적으로 예측하는 것이다. 이를 위해서 반복적인 횡하중이 작용하는 경우에 실험결과와 일치하는 교각의 하중-변위 이력 곡선을 도출하고자 수정된 trilinear 이력거동모델을 이용하였다. 철근과 콘크리트의 비선형 거동특성과 각 하중단계에 따른 교각의 중립축을 구하여 소성힌지부의 모멘트와 변형률을 구하고 반복하중하에서의 강성의 변화를 해석적으로 모형화하기 위하여 각기 다른 강성을 갖는 5가지 지선을 갖춘 형태의 이력거동모델식을 제안하였다. 본 연구에서는 실험적으로 구한 하중-변위 이력곡선을 이용하여 축하중비, 주철근비 및 구속철근비에 따른 강도감소지수와 강성감소지수의 영향을 회귀분석을 이용하여 일반식으로 제안하였다. 새로운 이력거동 해석 모델을 프로그램 SARCF III에 적용함으로써 기존 철근콘크리트 교각에 대한 강도 및 강성감소 현상을 정확하게 예측하였다.

주요어 : 비선형 이력거동, 재료의 비선형 특성, 강성감소지수, 강도감소지수, 이력모델

ABSTRACT

The objective of this research is to analytically predict nonlinear hysteretic behavior of RC bridge piers subjected to repeated reversal loads. Enhanced analytical trilinear hysteretic model has been proposed to simulate the force-displacement hysteretic curve of RC bridge piers under repeated reversal loads. Considering the nonlinear behavior characteristics of reinforced concrete, the neutral axis of RC section has been repeatedly computed at each stepwise load. Then, the moment capacity and corresponding curvature in the plastic hinge have been determined, and the enhanced hysteretic behavior model by five different kinds of branches has been proposed for modeling the stiffness variation of RC section under cyclic loading. Based on the experimental force-displacement curve, the analytical hysteretic model for this stiffness and strength degradation has been developed through the linear regression analysis on the effects of axial force ratio, longitudinal steel ratio, confinement steel ratio and etc. New analytical hysteretic model has been incorporated into the computer program SARCF III so as to predict the strength and stiffness degradation phenomena for the rational analysis of existing RC bridge piers.

Key words : nonlinear hysteric behavior, nonlinear characteristic of materials, strength degradation factor, stiffness degradation factor, hysteric model

1. 서 론

미국, 일본, 필리핀 등지의 환태평양대의 지진다발지역에서 빈번히 발생하고 있는 강력한

지진으로 인한 교량의 낙교 및 교각의 붕괴는 우리에게 교량 구조물의 내진설계에 관한 관심을 고조시키고 있다. 특히 지진과 같은 반복하중 하에서 저주기피로 거동을 보이는 철근 콘크리트는 사회기반시설의 중요한 건설재료로서 이들의 내진설계는 중대한 사안이다.

우리나라는 일본, 필리핀 등과 같은 환태평양대의 강력한 지진다발지역에서 벗어난 판내부

정희원 · 경북도립대학 토목환경학과 조교수, 공학박사
정희원 · 중앙대학교 건설대학 토목공학과 교수, 공학박사
본 논문에 대한 토의를 2000년 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

의 중약진지역으로 인정되고 있지만 우리도 언제인가 닥칠지도 모르는 지진에 의한 재해를 최소한으로 억제키 위하여 사전에 이에 대한 연구활동 그리고 장래의 건설수출의 진일보를 위해서는 지진과 같은 동적하중 하에서의 구조물의 설계 및 해석 등에 관한 연구 및 기술축적이 필요하리라 사료된다.

본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비선형 해석을 위한 합리적 이력법칙을 제안하기 위하여 철근콘크리트 교각의 재료적 특성에 따른 강도 및 강성감소지수의 경험식을 제시하였으며 이를 기초로 설계된 철근콘크리트 교각의 내진성능을 예측할 수 있으리라 판단된다. 본 연구에서 수행된 세부작업은 다음과 같이 단계적으로 추진하였으며 해석적 및 유사정적 실험의 하중-변형곡선을 비교분석하면서 신뢰할 수 있는 해석적 이력거동 모델을 제시하였다. 먼저 콘크리트의 압축 및 인장철근의 응력-변형률 곡선을 모델링하고 철근 콘크리트 부재의 기제안된 해석적인 이력거동모델을 수정한 다음 철근 콘크리트 교각의 실험적인 하중-변형 곡선의 모의 분석비교를 실시하였다. 다음으로 Chung 등⁽⁴⁾이 개발한 철근 콘크리트 교각의 비선형 해석 프로그램 SARCF III⁽⁵⁾를 이용하여 강도 및 강성감소지수를 산출하였다. 아울러, 이들 자료들에 대한 회귀분석을 실시하여 최종적인 경험식을 제안하였다.

2. 철근 콘크리트 부재의 이력거동

2.1 재료의 응력-변형률 관계

반복하중 하에서의 철근 콘크리트 부재의 비선형 이력거동은 매우 복잡하고 여러 변수들의 상호작용에 의하여 복합적으로 나타나게 되므로 지진과 같은 동적인 하중하에서 철근 콘크리트 부재의 비선형 거동 등의 정확한 예측 즉 신뢰할 수 있는 프로그램의 개발을 위하여 적용된 각 구성 재료의 응력-변형률 관계는 다음과 같다.

2.1.1 콘크리트

콘크리트는 일반적으로 압축에는 강하지만 상대적으로 인장에는 약하여 압축 혹은 인장하에서의 콘크리트의 거동은 상당한 차이가 있다. 사용하중 하에서 발생된 균열 등으로 인한 콘크리트의 인장강도는 무시하는 것이 통상적이다. 본 연구에서 사용한 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 Chung과 Meyer⁽⁶⁾의 3선형 곡선으로 정의하였으며 곡선에서 탄성 구간의 기울기는 $E_c = \frac{f_{cy}}{\epsilon_{cy}} = \frac{1.8f_{cu}}{\epsilon_{cu}}$, 비탄성구간의 기울기는 $P_c E_c = \frac{5}{21} E_c$, 비탄성구간의 하강곡선의 기울기는 $-\overline{P}_c E_c = \frac{f_{cu} - 0.1f_{ck}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cm}}$ 이다. 각각의 기울기는 콘크리트의 강도 및 임계 변형률에 대한 구속철근의 효과, 즉, 구속철근의 체적비에 따른 영향을 반영하였다. 여기서 아래첨자 cy , cu 및 cm 은 콘크리트의 항복, 극한 및 최대값을 의미한다. 또한 P_c 는 응력 경화율(strain hardening ratio)를 의미한다.

2.1.2 인장철근

철근콘크리트 부재에 사용된 인장철근의 응력-변형률 곡선은 탄성 구간 및 비탄성 구간의 2선형 곡선으로 나타내었으며 비탄성 구간의 기울기를 나타내기 위하여 응력 경화율은 다음 식 (1)과 같으며 비재하구간인 하강곡선은 파괴점을 찾는 재료에서 중요한 부분이다. 비재하 구간의 기울기는 비탄성 구간의 기울기의 2배로 정의하였다.

$$P_s = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{f_{su} - f_{sy}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}} \quad (1)$$

여기에서, f_{sy} , f_{su} , ϵ_{sy} 및 ϵ_{su} 는 각각 인장철근의 항복강도, 극한강도, 항복변형률 및 극한 변형률을 나타낸다.

2.1.3 압축철근

압축철근의 응력-변형률 곡선은 좌굴현상을

제외하면 인장철근의 응력-변형률 곡선과 유사하다. 압축철근은 피복 콘크리트가 파괴되면 즉시 좌굴현상을 일으키므로 인장철근과 같이 변형률 경화현상을 일으키는 예는 극히 드물다. 그러므로 압축철근은 항복강도를 지나도 피복 콘크리트가 파괴되지 않으면 좌굴현상을 일으키지 않으며 항복강도를 계속 유지하는 것으로 가정하였으며 피복 콘크리트의 변형률이 극한 변형률에 도달할 경우 파괴되는 것으로 가정하였다.

2.2 모멘트-곡률 관계곡선

단조하중하에서의 모멘트-곡률곡선은 탄성하중구간, 비탄성하중구간(즉, 변형률 경화구간)과 비재하구간의 3선형 곡선으로 나타낼 수 있다. 이 모멘트-곡률곡선은 철근과 콘크리트의 각각의 응력-변형률 법칙을 이용하여 부재의 단면적이 주어지면 인장철근 또는 압축콘크리트의 변형률을 0에서부터 예상되는 파괴형태시의 변형률까지 증가시키면서 반복적으로 단면의 중립축을 구하고 중립축의 위치가 결정되면 단면의 소성중심에 대한 휨모멘트 강도는 다음 식 (2)로 구할 수 있다.

$$M = M_c + M_{s_c} + M_{s_t} \quad (2)$$

여기서, 아래첨자 c , s_c 및 s_t 는 콘크리트, 압축철근 및 인장철근을 나타내며 M_c , M_{s_c} , M_{s_t} 는 압축 콘크리트의 소성중심에 대한 모멘트와 인장철근 및 압축철근의 변형률의 크기에 따른 휨 모멘트 강도를 나타낸다. 특히, 항복모멘트 M_y 는 인장철근의 변형률이 ϵ_{sy} 에 도달하였을 때의 단면의 강도이며 극한 모멘트 M_u 는 단면이 저항할 수 있는 최대 모멘트를 나타내며 ϕ_f 는 단면 파괴시의 곡률값을 나타낸다(Fig. 1 참조).

2.3 해석적 이력거동모델

2.3.1 이력거동모델의 특성

반복하중 하에서는 단조하중의 경우와 달리

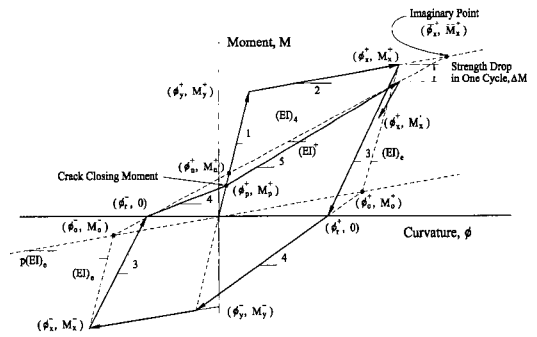


Fig. 1 Typical hysteretic moment-curvature relationship

철근 콘크리트 부재의 거동은 현격한 차이를 나타낸다. 즉 단조하중 하에서는 적절한 설계로서 피할 수 있는 파괴형태가 반복하중 하에서는 철근과 콘크리트 사이의 부착강도의 저하 등으로 인하여 파괴의 원인이 되기도 한다. 반복하중 하에서의 강성계수의 변화를 해석적으로 모형화하기 위한 이력거동 모델식은 대체로 3가지 즉, 2선형곡선, 강성저하를 고려한 2선형 곡선 및 3선형곡선으로 분류될 수 있다. 본 연구에서는 Chung등⁽⁴⁾이 3선형 곡선을 수정향상시킨 각기 다른 강성을 갖는 5가지 지선을 갖춘 형태의 Fig. 1^{(2),(8)}과 같은 해석적 이력거동모델을 해석적 강도 및 강성 감소 산출식을 보완한 새로운 제안식을 도출하였다. 이는 탄성적 재하 및 비재하 구간, 비탄성적 재하구간, 비탄성적 비재하구간, 균열폐합 동안의 비탄성적 재하구간, 균열폐합 후의 비탄성적 재하구간으로 구성되었다.

특히, 제안된 해석적 이력거동모델에서 고려된 강성저하, 강도저하 및 전단영향 등의 해석 모델은 다음과 같다.

2.3.2 강성저하

Fig. 1과 같이 도해법을 이용한 강성저하 법칙을 도입하였다. 우선 원점을 지나고 기울기가 $p(EI)_e$ 인 보조 직선과 최소하중점 (ϕ_x^-, M_x^-) 을 지나고 기울기가 $(EI)_e$ 인 직선과의 교점 즉 보조점 (ϕ_0^-, M_0^-) 을 구한다. 반대 방향의 최대하중점 (ϕ_x^+, M_x^+) 과 구한 보조점 (ϕ_0^-, M_0^-)

을 연결한 선과 하중이 영(zero)인 가로축과 만나는 점 $(\phi_r^-, 0)$ 즉 잔존 곡률값을 구한 후 이 점과 최소하중점 (ϕ_x^-, M_x^-) 과의 기울기는 강성저하를 반영하여 초기의 탄성구간의 탄성계수인 $(EI)_e$ 보다 작은 값으로 정의 되며 강성저하의 크기는 최대변형의 크기에 따라 좌우된다. 특히, 해석적 강성저하의 크기는 보조직선의 기울기에 좌우되는 바 본 연구에서는 다음 식 (3)과 같이 강성저하 계수식을 제시 하였다.

$$(EI)_3 = \frac{M_x^-}{\phi_x^- - \phi_r^-} \quad (3)$$

궁극적으로 본 연구에서는 강성저하지수 α 를 도입하여 보조 직선의 기울기를 $\alpha \cdot p(EI)_e$ 로 변화를 주어 강성저하모형을 추정하였다.

2.3.3 강도저하

철근 콘크리트 부재는 항복강도 이상의 반복 하중에서는 강도저하 현상을 일으키며, 강도저하의 크기는 구속철근의 구속력, 부재의 압축하중, 콘크리트의 강도 등의 여러 요인에 의해서 좌우된다. 본 연구에서 제시된 강도저하공식은 우선 단조하중 하에서의 파괴 곡률값 ϕ_f 를 구한 후 후속되는 같은 변형의 사이클 하중에 따른 강도저하 크기를 Fig. 2와 같이 가정하였다. Fig. 2의 굵은 곡선 $m_1(\phi)$ 은 항복강도 보다 큰 크기의 하중이 작용할 경우 주어진 곡률값에 따른 두 번째 하중에 의한 강도 저하량, ΔM 을 나타내며 특히, Fig. 2의 곡률값에 따른 강도저하량, ΔM 은 3개의 경계조건식, 즉 (1) $\phi = \phi_y$ 에서 $\Delta M = 0$ (2) $\phi = \phi_y$ 에서 $\frac{dm_1}{d\phi} = p(EI)_e$ (3) $\phi = \phi_f$ 에서 $m_1 = M_f$ 를 사용하여 정의될 수 있다. Chung등은 강도감소량 S_d 를 다음 식 (4)와 같이 가정하였다.

$$S_d = \frac{\Delta M}{\Delta M_f} = A \left[\left(\frac{\phi}{\phi_u} \right)^2 + B \left(\frac{\phi}{\phi_u} \right) + C \right]^\lambda \quad (4)$$

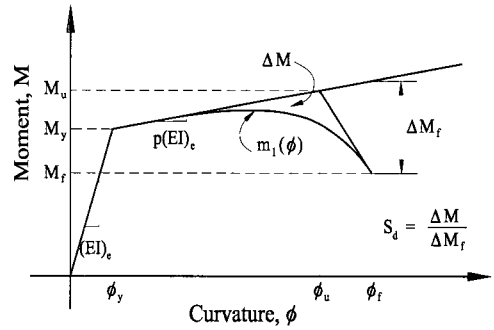


Fig. 2 Strength degradation curve

여기에서 A,B,C 및 λ 는 상수이다. 첫번째 경계조건에 따라 식 (4)는 다음과 같이 변환되며,

$$A \left[\left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right)^2 + B \left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right) + C \right]^\lambda = 0 \quad (5)$$

두번째 경계조건, $\phi = \phi_y$ 에서 $\frac{dm_1}{d\phi} = p(EI)_e$ 에 따라 식 (6)을 도출할 수 있다.

$$\frac{dS_d}{d\phi} \Big|_{\phi=\phi_y} = \lambda A \left[\left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right)^2 + B \left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right) + C \right]^{\lambda-1} \left[2 \frac{\phi_y}{\phi_u} + \left(\frac{B}{\phi_u} \right) \right] = 0 \quad (6)$$

한편, 상수 $B = -2 \frac{\phi_y}{\phi_u^2} \cdot \phi_u = -2 \left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right)$ 가 되고, $C = \left(\frac{\phi_y}{\phi_u} \right)^2$ 로 유도된다. 세 번째 경계조건, $\phi = \phi_f$ 에서 $m_1 = M_f$ 이므로 다음 식 (7)이 유도된다.

$$M_f = M_y + (\phi_f - \phi_y) p(EI)_e - A \cdot \left[\left(\frac{\phi_f}{\phi_u} \right)^2 + B \left(\frac{\phi_f}{\phi_u} \right) + C \right]^\lambda \Delta M_f \quad (7)$$

식 (7)에 상수 B, C를 대입하면 $A = \left(\frac{\phi_u}{\phi_f - \phi_y} \right)^{2\lambda}$ 가 구해지고 $2\lambda = \omega$ 라 하면 다음과 같은 식 (8)을 유도할 수 있다.

$$S_d = \left(\frac{\phi - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \right)^{2\lambda} = \left(\frac{\phi - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \right)^\omega \quad (8)$$

본 연구에서는 식 (8)의 강도감소지수 ω 를 식 (12)와 같이 회귀분석을 통하여 제시하였다. 강도감소지수 ω 에 따라 강도감소의 정도가 결정된다.

한편, 식 (8)의 변수 ω 는 실험적으로 구할 수 있는 상수이며 축방향 하중, 주철근의 량 및 띠 철근 구속량의 영향을 받는다. 이를 이용하여 i 번째 사이클 하중 작용시 강도저하 후 예상되는 잔존 강도식은 다음과 같다.

$$m_1(\phi) = M_y + (\phi - \phi_y)P(EI)_e - \Delta M \quad (9)$$

2.3.4 이력거동에 대한 진단영향

비탄성구간 즉, 균열이 발생한 단면에 반복 하중 작용시 저항하는 전단력은 주로 인장철근의 다우웰작용에 의하여 지지되므로 작은 강성계수 값을 나타내지만 균열폐합후에는 전단마찰 및 골재의 상호 맞물림 등에 의하여 부재의 강성계수는 급격한 증가현상을 보이는 것은 많은 실험을 통하여 입증되었다. 이러한 현상의 해석적 모델을 위하여 본 연구에서 사용한 균열폐합 모멘트 및 곡률값을 다음과 같이 제안하였다.

$$M_p^+ = \alpha_p M_n^+, \quad \phi_p^+ = \alpha_p \phi_n^+ \quad (10)$$

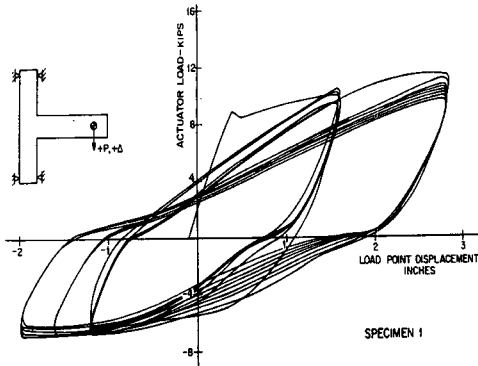
여기서, 전단영향계수 α_p 는 현행 도로교 표준시방서(1996)의 조건을 만족하는 범위로 규정하고 Chung등^{(9),(10)}의 실험결과를 전단지간비를 변수로 하여 각각의 α_p 를 구하였다. 축적된 자료를 이용하여 회귀분석을 실시하여 다음 식 (11)과 같이 수정제안하였다.⁽⁶⁾

$$\alpha_p = \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{a}{d} \leq 2.5 \\ 0.09 - \frac{a}{d} + 0.36 & \text{if } 2.5 < \frac{a}{d} \leq 5.0 \\ 1 & \text{if } \frac{a}{d} > 5.0 \end{cases} \quad (11)$$

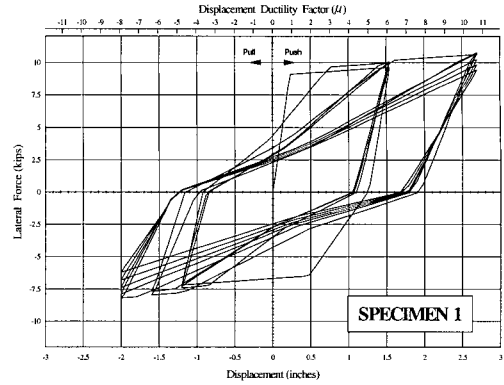
3. 강도 및 강성감소의 일반식 제안

3.1 강도감소 및 강성감소지수의 결정

철근 콘크리트 교각의 합리적인 비선형 해석을 위해서는 강도 및 강성감소지수를 추정하는 것이 우선적으로 고려되어야 한다. 본 연구에서는 기존의 철근콘크리트 부재의 준정적 실험(quasi-static test) 결과, Scribner⁽⁹⁾, Chung⁽¹⁰⁾, Aycradi⁽¹⁾와 Ohta⁽⁷⁾의 실험결과를 이용하여 철근콘크리트 교각의 내진성능에 가장 큰 영향을 미치는 축하중비, 주철근비 및 구속철근비의 변화에 따른 강도 및 강성감소지수 ω 와 α 를 반복적으로 변화시켜 가장 실험결과와 일치하는 하중-변위 이력곡선을 찾았다. 하중-변위 이력곡선은 비선형 해석 프로그램 SARCF III(seismic analysis of reinforced concrete frame III)⁽⁶⁾을 이용하였다. 또한, 본 연구에서 사용된 주철근비와 구속철근비는 콘크리트와 사용 철근의 강도를 일반화하기 위하여 콘크리트에 대한 철근의 강도비를 각각 곱한 수정값을 이용하였다. 다음 Fig. 3과 4는 Scribner⁽⁹⁾와 Ohta⁽⁷⁾의 실험결과와 강도 및 강성감소지수를 추정하기 위한 해석결과의 비교 예이다. 다음 Table 1의 실험결과는 Scribner⁽⁹⁾, Chung^{(10),(11)}, Aycradi⁽¹⁾ 및 Ohta⁽⁷⁾의 실험결과를 축하중비, 주철근비 및 구속철근비와 해석적으로 구한 강도 및 강성감소지수를 정리한 것이다. Scribner⁽⁹⁾의 실험은 축방향하중이 없는 철근콘크리트 부재를 주철근비와 구속철근비를 변화시키고 단면의 크기를 변화시켜서 실시한 준정적 실험이다. 반면, Chung⁽¹⁰⁾의 실험은 같은 형상의 원형콘크리트 교각에 주철근의 양을 일정하게 하고 축하중의 영향 및 구속철근비의 영향이 내진성능에 미치는 영향을 평가하기 위한 실험이며 수위시에 소재한 하갈교를 1/3.4의 축소모델로 하였다. 콘크리트 및 철근의 물성은 실제 구조물의 물성과 동일하게 하여 콘크리트의 압축강도는 23.7Mpa, 철근의 항복응력은 398Mpa이다. 보다 상세한 각 실험의 조건은 참고문헌에 나타난 바와 같다.

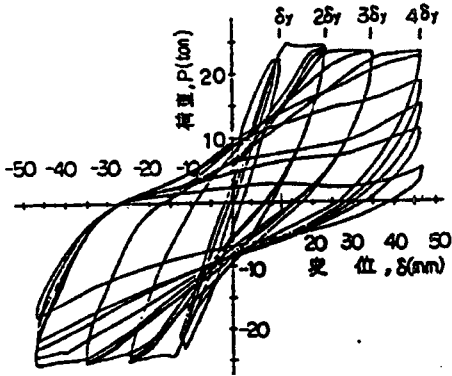


(a) Experimental results

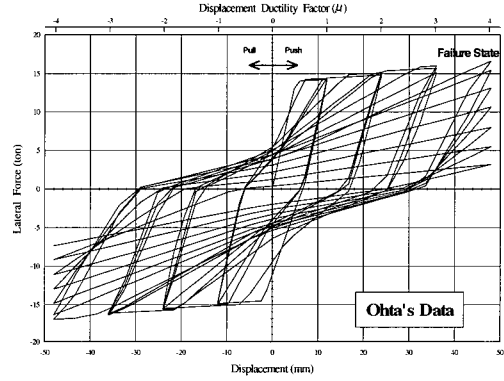


(b) SARCf III results

Fig. 3 Experimental and analytical load-displacement curve of Scribner's test



(a) Experimental results



(b) SARCf III results

Fig. 4 Experimental and analytical load-displacement curve of Ohta's test

3.2 강도 및 강성감소지수의 경험식

본 연구에서 강도 및 강성감소지수의 경험식을 구하기 위하여 Table 1에 나타난 실험결과를 통계용 상용프로그램 SPSS Release7.5을 이용하여 회귀분석을 실시하였으며 각 변수의 변화에 따른 강도 및 강성 감소지수의 일반식을 다음 식 (12), (13)과 같이 구하였다. 다음 Table 1의 해석결과는 경험식 (12) 및 (13)에 의해 수정된 강도 및 강성감소지수이다. 최적의 경험식을 찾기 위하여 우선, 각 변수와 강도 및 강성감소지수의 최적의 회귀유형을 찾았으며 그 결과에 따라 축하중비는 2차 다항식, 주철근비는 지수식 그리고 구속철근비는 선형으로 나타내었다.

$$\omega = 5.63 + 31.84x - 97.65x^2 - 2.40e^x - 2.43\psi \quad (12)$$

$$\alpha = 0.64 - 0.49x + 2.52x^2 + 0.15e^x - 2.30\psi \quad (13)$$

여기에서,

$$x = \left(\frac{P}{A_g f_{ck}} \right), \quad \alpha = \left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} \right), \quad \psi = \left(\rho_s \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \text{이다.}$$

3.3 경험식의 검증

이러한 경험식의 검증을 위해 새로운 실험결과에 대하여 검증을 실시하였으며 경험식의 축하중비 0.1, 수정 주철근비 0.32 그리고 수정 구속철근비 0.16으로 회귀분석에 사용된 자료의

Table 1 Analytical stiffness and strength degradation factor

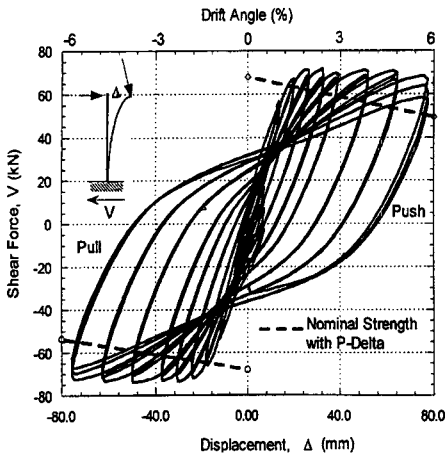
Researcher	Specimen	Axial force ratio $\left(\frac{P}{A_g f_{ck}}\right)$	Longitudinal steel ratio $\left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}}\right)$	Confinement steel ratio $\left(\rho_s \frac{f_y}{f_{ck}}\right)$	Experimental results		Analytical results	
					α	ω	α	ω
Scribner's test	Specimen 1	0	0.21	0.06	0.8	2.0	0.68	2.51
	Specimen 2	0	0.24	0.12	0.8	2.0	0.55	2.28
	Specimen 3	0	0.26	0.04	0.8	1.2	0.74	2.41
	Specimen 4	0	0.31	0.07	0.8	1.65	0.68	2.18
	Specimen 5	0	0.26	0.07	0.8	1.97	0.67	2.34
	Specimen 6	0	0.30	0.15	0.4	2.5	0.49	2.02
	Specimen 7	0	0.33	0.16	0.5	2.0	0.48	1.89
	Specimen 8	0	0.39	0.06	0.5	1.9	0.72	1.93
	Specimen 9	0	0.57	0.08	0.7	1.25	0.71	1.18
	Specimen 10	0	0.65	0.11	0.5	1.3	0.67	0.75
	Specimen 11	0	0.57	0.08	0.8	0.95	0.71	1.18
	Specimen 12	0	0.65	0.11	0.8	0.62	0.67	0.75
Chung's Test	CS1P1L1	0.09	0.19	0.13	0.4	3	0.49	4.48
	CS1P2L1	0.15	0.19	0.13	0.6	4	0.50	4.98
	CS1P2L2	0.15	0.19	0.13	0.6	4	0.50	4.98
	CS2P1L1	0.09	0.19	0.03	0.8	2	0.73	4.72
	CS2P2L1	0.15	0.19	0.03	1.0	2	0.73	5.23
	CS2P2L2	0.15	0.19	0.03	1.3	3	0.73	5.23
	CH1P1L1	0.09	0.19	0.06	0.4	8	0.66	4.65
	CH1P1L2	0.09	0.19	0.06	0.2	7	0.66	4.65
	CH1P2L1	0.15	0.19	0.06	1.0	5	0.66	5.15
	CH1P2L2	0.15	0.19	0.06	0.5	7	0.66	5.15
	CH2P1L1	0.09	0.19	0.05	0.4	8	0.68	4.67
	CH2P1L2	0.09	0.19	0.05	0.2	7	0.68	4.67
Aycradi's test	Aycradi	0.30	0.34	0.07	0.7	3	0.77	2.84
Ohta's test	Ohta	0.34	0.08	0.02	0.8	3	0.88	2.51

α : Stiffness degradation factor

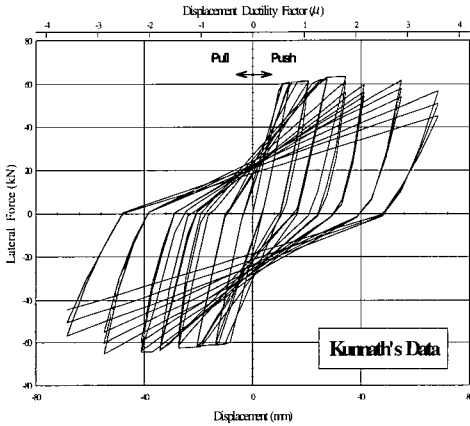
ω : Strength degradation factor

범위내에 있는 실험결과로 Kunnath⁽⁵⁾의 실험결과를 이용하였다. Kunnath⁽⁵⁾의 실험에서는 축하중비는 0.1, 주철근비는 0.02, 구속철근비는 0.01이며 콘크리트의 압축강도는 29Mpa이고 철근의 항복응력은 463Mpa이다. Kunnath⁽⁵⁾의 실험변수에 따른 강도 및 강성감소지수는 식 (12) 및 (13)에 따라 각각 3과 0.5를 얻을 수 있다.

Kunnath⁽⁵⁾의 실험결과를 프로그램 SARCF III⁽⁶⁾를 이용하여 하중-변위 이력곡선(Fig. 5(b))을 예측해보았다. 이를 실험결과(Fig. 5(a))와 비교하였으며 정확한 결과를 나타냄을 알 수 있다. Fig. 5에서 실험결과와 해석결과는 연성도의 측면에서는 일치하였으나 변위와 횡방향 하중은 약간의 차이를 보이고 있는데 이는 구속철근의



(a) Experimental result



(b) SARCF III result

Fig. 5 Verification data result of Kunnath's test

정확한 간격, 축하중의 실험중 변화 등의 실험 오차로 사료된다.

4. 결 론

이상과 같이 본 연구에서 제안된 강도 및 강성감소지수에 대한 경험식을 이용하여 얻은 결과와 실제 수행된 실험에 의해 얻어진 결과와의 비교를 통해 경험식의 신뢰성을 평가하였고 이와 같은 결과로 부터 기존 철근콘크리트 교각의 내진성능을 분석할 수 있었다. 이로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 강성과 강도감소의 측면에서 제시된 해석적 이력곡선은 실험에서 얻어진 결과와 대체로 유사한 결과를 얻었다.
- (2) 해석 결과와 실험에서 얻어진 이력곡선의 항복하중과 파괴하중에는 다소 차이가 있었으나 이는 실험오차 또는 실험변수의 차이에 따른 것으로 사료된다.
- (3) 해석결과와 실험결과를 비교한 결과 전반적으로 철근콘크리트 교각의 연성능력에는 모두 일치하는 것으로 판단되어 이러한 결과를 이용하면 기존 콘크리트 교각의 내진보강 유/무 등을 해석적으로 평가할 수 있으리라 판단된다.

감사의 글

본 연구는 '98학년도 중앙대학교 연구기자재 구입지원 프로그램 및 한국지진공학센터(과제번호:97k3-1301-04-02-3) 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, A. M., "Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads : Part(II)-experimental performance of subassemblages," *Technical Report, NCEER-92-0028*, 1992. 12.
2. Chung, Y. S., Meyer, C., and Shinozuka, M., "Seismic damage assessment of reinforced concrete members," *Technical Report, NCEER-87-0022*, October 9, 1987.
3. Chung, Y. S., Shinozuka, M., and Meyer, C., *SARCF User's Guide Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, NCEER, NewYork, 1988.
4. Chung, Y. S., "Automated Seismic Analysis

- and Design of Reinforced Concrete Frames," Ph.D. Thesis, Columbia University, 1988.
5. Kunnath, S. K., Ashraf E. B., Andrew, T., and William, S., "Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers," *Technical Report*, NCEER-97-0006, September 2, 1997.
 6. Lee, D. H., "Analytical and Experimental Research for Seismic Performance of Circular R/C Bridge Piers," Ph.D. Thesis, ChungAng University, 1999.
 7. Ohta, M., "An experimental study on the behavior of reinforced concrete bridge piers under cyclic loadings," *JSCE*, No. 292, 1979. 12, pp. 65-74. (in Japanese)
 8. Roufaiel, M. S. L. and Meyer, C., "Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 3, 1987. 3, pp. 429-444.
 9. Scribner, C. F., Wight and James K., "Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members under large load reversals," Report UMEE 78R2, May 1978.
 10. 정영수, 한기훈, 이강균, 이대형, "원형중콘크리트 교각의 내진성능에 대한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권 제2호, 1999. 6, pp. 41-53.
 11. 정영수, 한기훈, 이강균, 박종협, "단일주 원형 콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권 제2호, 1999. 6, pp. 55-65.