

## 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률에 관한 연구

이정윤<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>성균관대학교 건축공학과

(2000년 12월 28일 원고접수, 2001년 4월 26일 심사완료)

## Axial Strain of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading

Jung-Yoon Lee<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received December 28, 2000, Revised April 26, 2001)

### ABSTRACT

It is required to evaluate the axial strain of reinforced concrete beams in order to predict the ductility of reinforced concrete beams subjected to reversed cyclic loading. A model was proposed to determine the axial strains in reinforced concrete beams by analysing the behavior of reinforced concrete sections and comparing with published test results. The proposed axial strain model inclusively reflected four kinds of paths : Path 1-steel bar in an elastic stage or a unloading region; Path 2-after flexural yielding; Path 3-a slip region; and Path 4-a reversing loading region. The equations to predict the axial strains of each path were proposed. The proposed equations took into account the effects of the loading program. Comparison of axial strains between experimental results and the results from proposed equations showed to be in a good agreement with experimental results.

**Keywords :** axial strain, reversed cyclic loading, reinforced concrete beam, ductility, rotation angle

### 1. 서 론

지진하중이 철근콘크리트 구조물의 주요한 설계외력이 될 경우, 철근콘크리트 구조물의 구조설계는 구조물 또는 부재의 구조특성에 따라 보유내력과 변형성능의 관점에서 이루어진다. 보 항복이 선행한 후에 전체 붕괴가 일어나는 철근콘크리트 건물의 경우에 그 건물의 보는 휨항복 후 소성힌지를 형성할 수 있는 강도 및 소요변형능력이 동시에 요구된다. 이러한 보는 전단 경간에 의하여 파괴 모드가 구별된다. 전단 경간이 상대적으로 긴 경우는 전단력보다 휨모멘트의 영향을 크게 받기 때문에 보는 주인장근의 항복 후 사인장 균열의 진전 없이 소성힌지 영역의 콘크리트가 압축파괴한다. 전단 경간이 상대적으로 작은 경우는 휨모멘트보다 전단력의 영향을 크게 받는다. 따라서 보에 소성힌지가 형성되지만, 부재 회전각이 증가함에 따라 사인장균열폭이 증가하여 소성힌지 부근에서 취성적인 전단파괴를 한다. 이러한 보는 휨모멘트보다 전

단력의 영향을 크게 받기 때문에 이력곡선에 핀칭 효과가 나타나 에너지 소산영역이 작아 진다.

전단 경간이 상대적으로 작아 주인장근이 항복한 후 전단파괴하는 철근콘크리트 부재의 변형률 예측에 관한 연구는 매우 적은 실정이다. 근년, 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용한 수정 압축장 이론(Modified Compression Field Theory)<sup>1)</sup>과 회전각 연화 트러스 이론(Rotating Angle Softened Truss Model)<sup>2)</sup>이 발표되었다.

두 이론은 사인장균열 각도와 콘크리트의 주압축응력의 각도가 동일하다고 가정한 후에 콘크리트의 주압축응력의 각도를 구하기 위하여 힘의 평형조건 뿐만 아니라 변형률의 적합조건을 이용하여 전단강도와 부재의 변형을 예측한다. 그러나, 두 이론은 순수 전단을 받는 철근콘크리트 막 요소(membrane element)에 대한 이론으로 휨모멘트의 영향이 고려되어 있지 않다<sup>2)</sup>. 따라서, 수정 압축장 이론과 회전각 연화 트러스 이론을 이용하여 부재 축방향의 철근량(주인장근의 철근량)과 부재축과 직각되는 방향의 철근량(전단보강근의 철근량)이 동일한 철근콘크리트 보의 파괴 거동을 예측할 경우 철근의 항복은 양방향에서 동시에 발생한다. 그러나 실제의 철근콘크리트 보에서 전

\* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jyilee@yurim.skku.ac.kr

단경간비가 1 이상이며 양방향의 철근량이 동일한 경우라면 철근의 항복은 휨모멘트의 영향에 의하여 부재 축방향에서 먼저 발생할 것이다. 이와 같이 휨모멘트의 영향을 고려하지 않고 순수전단만을 고려한 수정 압축장 이론과 회전각 연화 트러스 이론은 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$  값을 실제값보다 작게 예측한다. 따라서, 철근의 항복은 철근량이 작은 방향에서 발생하게 되며 철근콘크리트 보의 실제 변형능력을 정확하게 예측할 수 없다. 그러므로 트러스모델을 이용하여 보다 정확히 철근콘크리트 보의 변형능력을 예측하기 위해서는 휨모멘트의 영향이 고려된 부재 축방향 변형률을 이용하여야 한다. 즉, 철근콘크리트 보의 실제 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$  값이 구해지면 철근콘크리트 보에 대한 휨모멘트의 영향을 정확히 파악할 수 있으므로<sup>3)</sup> 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용한 트러스이론을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단강도 및 변형능력을 예측할 수 있다. 하지만 트러스모델에 적용할 수 있는 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 에 대한 연구는 매우 적다.

근년 Kinugasa 등<sup>4)</sup>은 가력이력이 다른 9개의 철근콘크리트 보 실험을 수행하여 하중이력에 따른 철근콘크리트 보의  $\epsilon_x$  값의 변화를 조사하였다. 실험결과에 의하면  $\epsilon_x$ 는 부재 회전각에 크게 영향을 받아 주인장근의 항복 후 급격히 증가하였다. 또한, 하중이력에 따라  $\epsilon_x$  값이 달라져 양방향 점중 반복 하중을 받는 시험체의  $\epsilon_x$  값이 한방향 점중 반복 하중을 받는 시험체의  $\epsilon_x$  값보다 컸다. 따라서, 하중이력의 변화에 대응할 수 있는  $\epsilon_x$  값에 대한 예측의 필요성이 지적되었다.

이 연구에서는 하중이력의 영향이 고려된 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 를 예측함을 목적으로 하였다. 연구에서는 단면 해석법을 통하여 하중이력에 따른  $\epsilon_x$ 의 변화를 고찰한 후, 단면해석과 실험결과를 근거로 하여  $\epsilon_x$ 의 모델 및 계산식을 제안하였다.

## 2. 단면 휨해석법에 의한 부재 축방향 변형률의 변화에 대한 고찰

### 2.1 단면 휨해석법

단면 중심에서의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 는 축력, 인장철근비, 압축철근비 등에 영향을 받는다. 이 논문에서는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 를 예측하기 위하여 단면 휨해석법<sup>5)</sup>으로  $\epsilon_x$ 를 구한 후 그 특성을 조사하였다.

Fig. 1은 해석에 사용된 철근 콘크리트 부재의 단면 분할을 나타낸다. 부재의 단면은  $y$ 축과  $z$ 축방향으로 각각

$m$ 과  $n$ 만큼 분할된 요소로 구성되어 있다. 이 단면에 Fig. 2에서 보여지는 것과 같이 축력  $N$ , 모멘트  $M_y$ ,  $M_z$ 가 작용할 경우,  $x$ 축방향에 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 와  $y$ ,  $z$ 축방향에 각각 곡률  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ 가 발생할 것이다. 단면 휨해석법에서는 평면유지의 가정을 사용하여 각 요소의 변형률의 증분  $\Delta\epsilon_{ij}$ 를 (1)식에서 구한다.

$$\Delta\epsilon_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) = [1 \quad Z_{ij} \quad -Y_{ij}] \begin{pmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\phi_y \\ \Delta\phi_z \end{pmatrix} \quad (1)$$

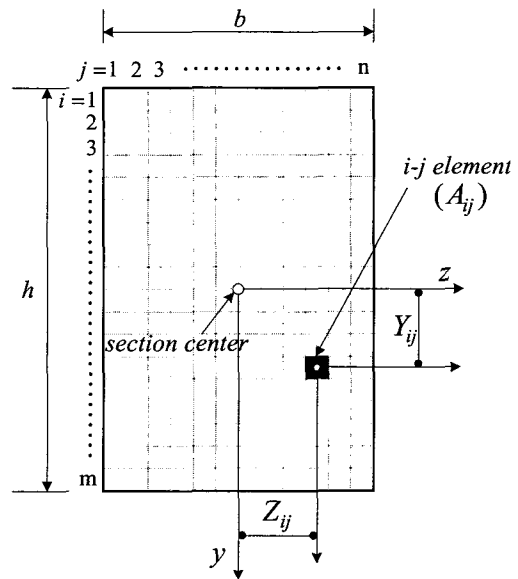


Fig. 1 Discrete elements for a reinforced concrete section

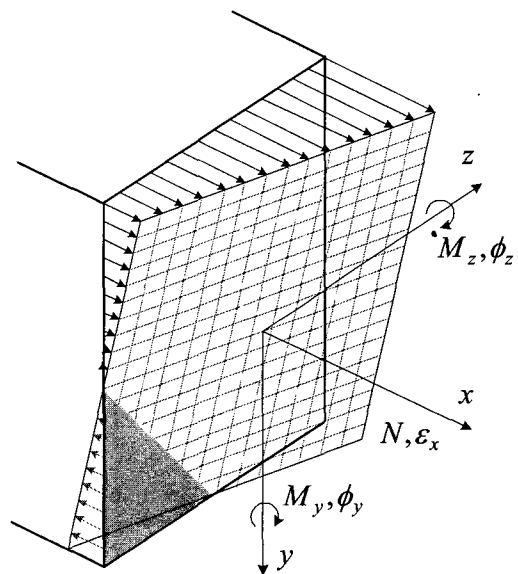


Fig. 2 Curvature and strain distributions of a section

여기서  $\Delta \epsilon_x$ 는 단면 중심에서의  $x$ 축 방향 변형률의 증분,  $\Delta \phi_y$ 와  $\Delta \phi_z$ 는 각각  $y$ 축과  $z$ 축방향의 곡률의 증분,  $Y_{ij}$ 와  $Z_{ij}$ 는 각각 단면의 중심에서  $i-j$ 요소의 중심까지의  $y$ 축방향과  $z$ 축방향의 거리이다.

$\Delta \epsilon_x$ 가 식(1)에서 구해지면,  $i-j$ 요소의 응력은 식(2)에서 구할 수 있다.

$$\Delta \sigma_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) = E_{ij} \Delta \epsilon_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) \quad (2)$$

여기서  $E_{ij}$ 는  $i-j$ 요소의 탄성계수이다.

단면의 축력 증분  $\Delta N$  및  $y$ ,  $z$ 방향 모멘트의 증분  $\Delta M_y$ 와  $\Delta M_z$ 는 식(3)에서 구할 수 있다.

$$\begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M_y \\ \Delta M_z \end{pmatrix} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \int_{A_{ij}} \begin{pmatrix} 1 \\ Z_{ij} \\ -Y_{ij} \end{pmatrix} \Delta \sigma_{ij} dA_{ij} \quad (3)$$

여기서  $A_{ij}$ 는  $i-j$ 요소의 단면적이다.

따라서, 식(1), (2), (3)을 정리함으로써 단면의 강성 매트릭스는 식(4)에서 구할 수 있다

$$\begin{pmatrix} \frac{\Delta N}{b \cdot h \cdot f_{ck}} \\ \frac{\Delta M_y}{b^2 \cdot h \cdot f_{ck}} \\ \frac{\Delta M_z}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & -K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & -K_{yz} \\ -K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \epsilon_x \\ b \cdot \Delta \phi_y \\ h \cdot \Delta \phi_z \end{pmatrix} \quad (4)$$

여기서

$$K_{xx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} A_{ij}}{b \cdot h \cdot f_{ck}}$$

$$K_{yy} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} (I_y + A_{ij} Z_{ij}^2)}{b^3 \cdot h \cdot f_{ck}}$$

$$K_{zz} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} (I_z + A_{ij} Y_{ij}^2)}{b \cdot h^3 \cdot f_{ck}}$$

$$K_{xy} = K_{yx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} A_{ij} Z_{ij}}{b^2 \cdot h \cdot f_{ck}}$$

$$K_{xz} = K_{zx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} A_{ij} Y_{ij}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}}$$

$$K_{yz} = K_{zy} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} (I_{yz} + A_{ij} Y_{ij} Z_{ij})}{b^2 \cdot h^2 \cdot f_{ck}}$$

여기서  $b$ 는 단면의 폭,  $h$ 는 단면의 높이,  $f_{ck}$ 는 콘크리

트의 압축강도이다.

해석에서는  $y$ 축과  $z$ 축방향 곡률의 증분  $\Delta \phi_y$ ,  $\Delta \phi_z$ 와 축력의 증분  $\Delta N$ 이 주어진 후, 각 요소의 탄성계수  $E_{ij}$ 가 구해진다.  $E_{ij}$ 가 구해지면, 식(1)을 이용하여  $\Delta \epsilon_{ij}$ 를 구할 수 있다.  $i-j$ 요소의 모멘트 증분  $\Delta M_y$ 와  $\Delta M_z$ 는 식(3)을 이용하여 구한다. 해석에서는 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 관계를 Muguruma 등의 제안식<sup>6)</sup>을 이용하였으며, 철근의 응력-변형률 관계는 Ramberg-Osgood식<sup>7)</sup>에 기본을 둔 Yokoo 등의 제안식<sup>8)</sup>을 이용하였다.

이 연구에서는 하중이력의 영향이 고려된 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 를 예측하기 위하여 Fig. 3과 같이  $z$ 축방향에서 1방향 휨모멘트를 받는 복철근 장방향 단면을  $y$ 축방향으로  $m$ 회 분할하여 해석하였다. 보의 콘크리트의 실린더 압축강도는 30 MPa, 인장철근, 압축철근의 항복응력은 각각 400 MPa이다. 보는 Fig. 4에 보여지는 것과 같이  $\pm \phi_{zy}$  이후  $2 \phi_{zy}$  씩 증가하며 2회 반복하는 양방향 점중 반복 하중이 가해졌다.

그림에서  $\phi_{zy}$ 는 인장철근 휨항복 시의 곡률을 나타낸다.

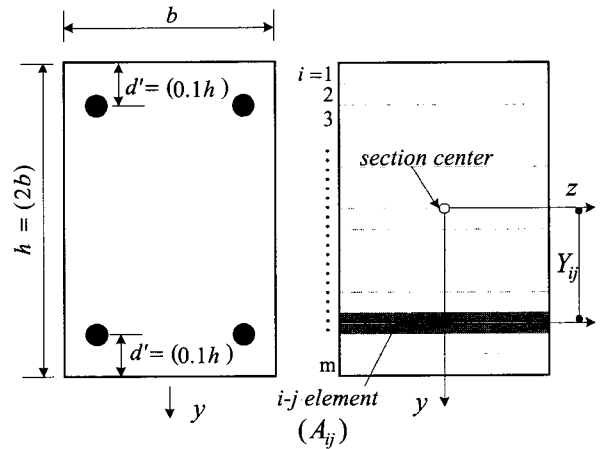


Fig. 3 Analysed beam section and discrete elements for the section

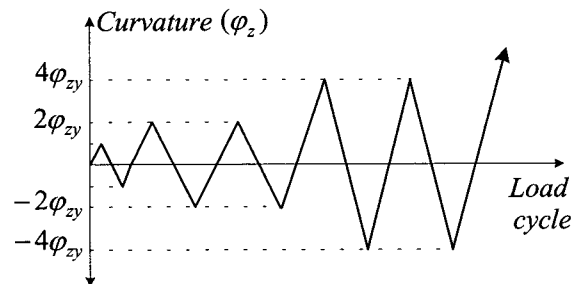


Fig. 4 Loading program

## 2.2 단면 해석법에 의한 축방향 변형률 예측

Fig. 5와 6은 단면 휨해석법에 의하여 구해진 철근콘크리트 보의 모멘트-곡률 관계 및 부재 축방향 변형률-곡률 관계를 나타낸다. Fig. 5에서 모멘트  $M_z$  및 곡률  $\varphi_z$ 는 각각  $b h^2 f_{ck}$ 와  $h$ 로 나누어지거나 곱하여져 무차원화하였다.

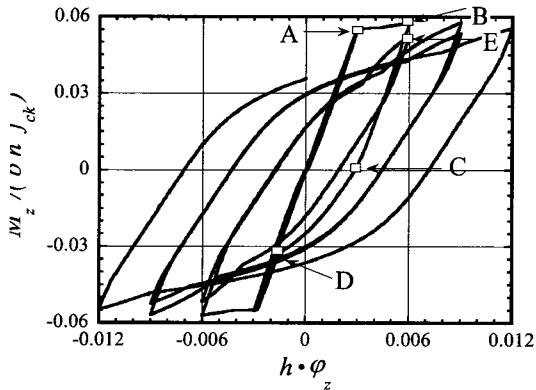


Fig. 5 Moment vs. curvature of the RC beam

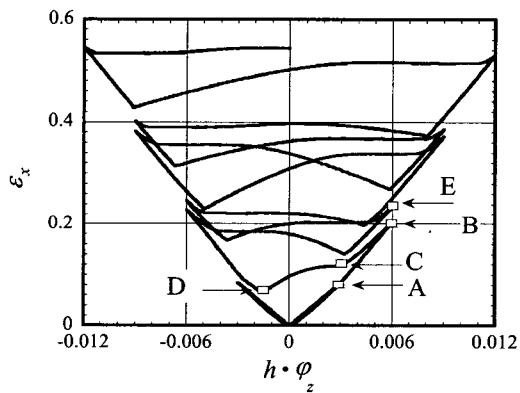


Fig. 6 Axial strain vs. curvature of the RC beam

Fig. 5와 Fig. 6의 A-E는 하중이력의 변화에 상응하여 구별된 모멘트-곡률 관계 및 부재 축방향 변형률-곡률 관계이다. Fig. 5와 6에서 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 는 다음과 같은 네 가지 특징을 갖고 있음을 알 수 있다.

첫째,  $\epsilon_x$ 는 주인장근의 항복 이후 급격히 증가한다. Fig. 5와 6에서 A점은 주인장근의 항복점을 나타낸다. 그림에서 주인장근 항복 시의 곡률은 0.003이며  $\epsilon_x$ 는 주인장근의 항복 이후 급격히 증가함을 알 수 있다. 이는 주인장근의 항복 후 중립축의 위치가 Fig. 7에서 보여지는 것과 같이 압축 연단에 가까워지기 때문이다. Fig. 7은

Fig. 5와 6의 A점 및 B점에서의 상, 하단철근의 변형률을 나타낸다. Fig. 7에서  $\epsilon_{cA}$ ,  $\epsilon_{cB}$ 는 A와 B점에서의 상단 철근의 압축 변형률을 나타내며,  $\epsilon_{tA}$ ,  $\epsilon_{tB}$ 는 A와 B점에서의 하단철근의 인장 변형률,  $\epsilon_{xA}$ ,  $\epsilon_{xB}$ 는 A와 B점에서의 단면 중심의 축방향 변형률,  $c_A$ ,  $c_B$ 는 A와 B점에서의 중립축 위치를 나타낸다. Fig. 7에서 보여지는 것과 같이 A점과 B점에서의 중립축 높이가 동일할 경우에  $\epsilon_x$ 는 동일한 기울기로 증가할 것이다. 그러나, 해석에서는 주인장근의 항복 후 중립축의 위치가 압축 연단에 가까워져  $\epsilon_x$ 는 급격히 증가하였다. 중립축 높이의 감소는 상, 하단철근의 응력-변형률 관계에서도 확인할 수 있다. Fig. 8(a), (b)는 해석에서 구해진 상, 하단철근의 응력-변형률 관계를 나타내며 여기서 A-E는 Fig. 5와 6의 A-E와 서로 상응한다. Fig. 8(a), (b)에서 중립축 높이의 감소에 의하여 B점에서의 하단철근의 인장 변형률은 A점에서의 인장 변형률보다 2배 이상 크지만, B점에서의 상단철근의 압축 변형률은 A점에서의 변형률과 거의 동일함을 알 수 있다.

둘째, 휨항복 후 하중을 제거하였을 때, Fig. 6의 BC구간에서의 감소율은 휨항복 전의 탄성 구간(Fig. 6의 A구간)에서의  $\epsilon_x$ 의 증가율과 동일하다. 이는 Fig. 8(b)에서도 알 수 있듯이 제하(除荷)시와 탄성 구간에서의 철근의 탄성계수가 동일하기 때문이다.

셋째, 제하 후 반대방향으로 하중이 가해질 때 Fig. 6의 CD구간에서 보여지는 것과 같이  $\epsilon_x$ 는 증가하지 않거나 다소 감소한다. 이는 가력방향이 바뀌면서 철근의 변형률이 압축에서 인장으로(또는, 인장에서 압축으로)바뀌며  $\epsilon_x$ 는 일정하게 유지되기 때문이다. 실제 철근콘크리트 보의 실험에서는 CD구간 동안 균열폭이 닫혀진다. D지점에서  $\epsilon_x$ 가 감소하는 이유는 철근의 바우싱거(Bauchinger) 효과와 밀접한 관련이 있다.

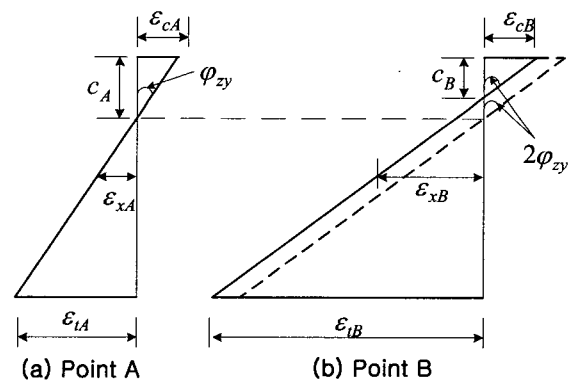


Fig. 7 Strain distributions at points A and B

하단철근의 응력은 Fig. 8(b)의 CD구간에서 보여지는 것과 같이 바우싱거 효과에 의하여 비선형적으로 증가하지만, Fig. 8(a)의 상단철근의 응력은 선형적으로 증가한다. 단면은 힘의 평형조건을 만족하여야 하므로 바우싱거 효과를 보이는 하단철근의 변형률은 상단철근의 변형률이 인장에 가까워지는 것보다 빨리 압축에 가까워진다. 따라서, D지점에서  $\epsilon_x$ 가 다소 감소하는 것이다.

넷째, 반복하중을 받을 경우  $\epsilon_x$ 는 약간 증가한다. 반복하중을 받을 경우 Fig. 8(a), (b)의 E점에서 보여지는 것과 같이 철근의 변형률은 B점보다 인장에 가까워지며 중립축의 높이가 줄어든다. 따라서  $\epsilon_x$ 는 증가한다.

### 3. 부재 축방향 변형률 모델의 제안

#### 3.1 실험 모델

2장의 단면 휨해석에 의하여 설명된 부재 축방향 변형률의 네 가지 특징은 실험에 의하여 얻어진 부재 축방향 변형률의 특징과 비교하였다.

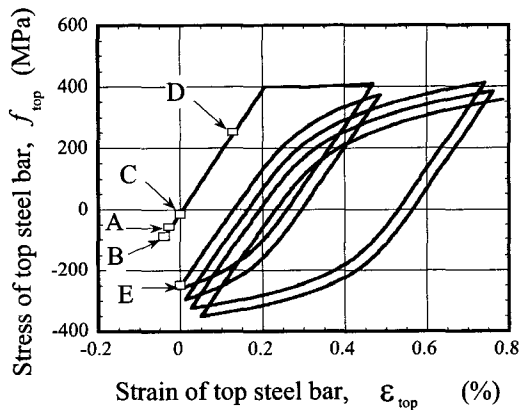


Fig. 8(a) Stress vs. strain of top steel bar

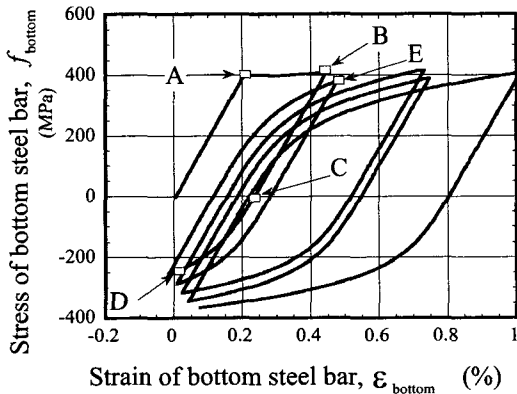


Fig. 8(b) Stress vs. strain of bottom steel bar

Fig. 9는 실험결과 휨항복 후 파괴하는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 와 부재 회전각  $R_m$ 과의 관계<sup>9)</sup>를 나타낸 것이다. 보의 콘크리트 압축강도 및 주근의 항복응력은 각각 29.3 MPa, 400 MPa이었다.

그림에서  $\epsilon_x$ 는 단면 휨해석에서와 같이 휨항복 후 급격히 증가한다. 또한, 휨항복 이전의  $\epsilon_x$ 의 증가율과 제하(除荷)시의  $\epsilon_x$ 의 감소율은 철근의 탄성계수가 동일하여 거의 동일한 기울기로 증감함을 알 수 있다. 제하 후, 반대방향으로 하중이 가해질 때 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간(slip region)이 형성된다. 미끌림 구간에서  $\epsilon_x$ 는 일정하며, 부재 회전각  $R_m$ 이 증가함에 따라 미끌림 구간도 증가한다. 동일한  $R_m$ 에서 반복하중을 받을 경우,  $\epsilon_x$ 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가하지만, 증가율은 그다지 크지 않다. 연구에서는 이러한 실험결과와 철근콘크리트의 단면 해석에 근거하여 Fig. 10과 같은 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 와 부재 회전각  $R_m$  관계를 제안하였다.

Fig. 10은 다음의 4가지 경로로 구성되었다.

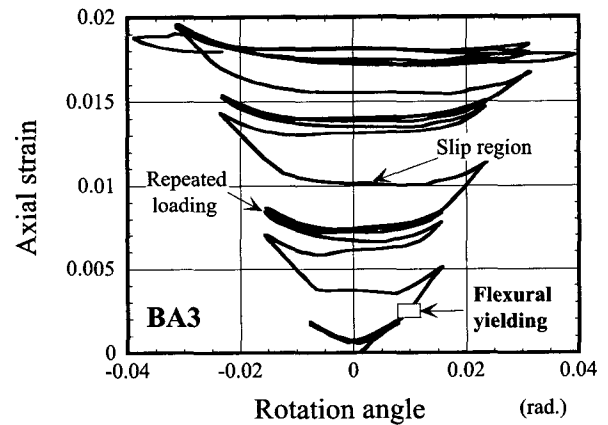


Fig. 9 Axial strain vs. rotation angle

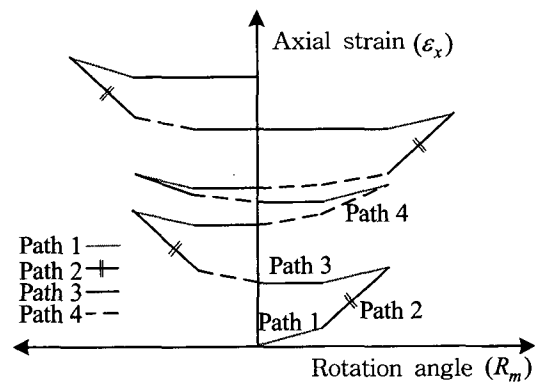


Fig. 10 Proposed model for axial strains for reinforced concrete beams

경로 1 : 휨항복 이전 또는 제하(除荷)시  $\epsilon_x$ 의 기울기의 증감(增減)률은 동일하다.

경로 2 : 휨항복 이후  $\epsilon_x$ 는 급격히 증가한다.

경로 3 : 사인장 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간으로  $\epsilon_x$ 는 변화하지 않는다.

경로 4 : 동일한  $R_m$ 에서 반복하중을 받을 경우  $\epsilon_x$ 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가한다.

### 3.2 각 경로의 누적 부재 축방향 변형률의 예측

#### 3.2.1 경로 1의 누적 부재 축방향 변형률

단면 중심에서의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 는 압축철근의 변형률  $\epsilon_c$ 와 인장 철근의 변형률  $\epsilon_t$ 의 평균값에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{2} \quad (5)$$

곡률  $\varphi$ 는  $\epsilon_c$ 와  $\epsilon_t$ 에 대하여 식(6)과 같으며, 소성힌지 구간에서 소성힌지거리  $l_h$ 와 소성힌지회전각  $R_h$ 와는 식(7)의 관계가 있다.

$$\varphi = \frac{-\epsilon_c + \epsilon_t}{z} \quad (6)$$

$$\varphi = \frac{R_h}{l_h} \quad (7)$$

여기서,  $z$ 는 상하(上下)철근 중심간 거리이다.

따라서, 단면 중심에서의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 는 식(6)과(7)를 식(5)에 대입하여 식(8)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \epsilon_c + \frac{R_h \cdot z}{2 l_h} \quad (8)$$

여기서는 일본 콘크리트학회의 [콘크리트구조물의 연성과 평가법]<sup>10)</sup>에서 쓰여진 식(9)를 사용하여 소성힌지길이  $l_h$ 를 구하였으며 소성힌지회전각  $R_h$ 는 부재 회전각  $R_m$ 과 동일하다고 가정하였다.

$$l_h = 0.5 \left( \frac{M}{V \cdot h} \right) \cdot d \quad (0.75d \leq l_h \leq d) \quad (9)$$

여기서,  $M/(V \cdot h)$ 는 전단스팬비,  $d$ 는 단면 유효깊이이다.

한편 경로 1의 제하(除荷)시 부재 축방향 변형률  $\epsilon_{xf}$

의 감소 기울기는 휨항복 이전의 부재 축방향 변형률의 증가 기울기와 동일하므로,  $\epsilon_{xf}$ 는 식(10)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{xf} = -F \epsilon_{xf} \quad (10)$$

여기서,  $F$ 는 제하수,  $\epsilon_{xf}$ 는 휨항복시의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_{xf} = \left( \epsilon_{cv} + \frac{R_{em} \cdot z}{2 l_h} \right)$ ,  $\epsilon_{cv}$ 는 휨항복시의 주압축근의 변형률,  $R_{em}$ 은 휨항복시의 부재 회전각이다.

따라서 휨항복 후 전단과피하는 철근콘크리트 보의 경로 1의 부재 축방향 누적 변형률  $\epsilon_{x1}$ 은 식(11)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x1} = \epsilon_{xf} + (-F) \epsilon_{xf} = (1-F) \epsilon_{xf} \quad (11)$$

#### 3.2.2 경로 2의 누적 부재 축방향 변형률

휨항복 후 전단과피하는 철근콘크리트 보의 주인장근의 항복 후, 단면 중립축 높이가 감소하며, 주인장근의 신장에 비해 주압축근의 축소  $\epsilon_c$ 는 매우 작다. 또한, 반복하중을 받을 경우 잔류 변형률의 증대로 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 가 증가한다. 따라서, 경로 2의 부재 축방향 누적 변형률  $\epsilon_{x2}$ 는 식(8)의  $\epsilon_c$ 를 무시하고 정(正)과 부(負)방향의 소성 부재 회전각의 영향을 포함한 식(12)에서 구하였다.

$$\epsilon_{x2} = \frac{(R_{pmp} + R_{pmn}) \cdot z}{2 l_h} \quad (12)$$

여기서,  $R_{pmp}$ 와  $R_{pmn}$ 은 각각 정(正)과 부(負)방향의 소성 부재 회전각이다.

#### 3.2.3 경로 3의 누적 부재 축방향 변형률

사인장 균열폭이 닫혀지는 미끌림 구간에서는  $\epsilon_x$ 는 변화하지 않는다.

$$\epsilon_{x3} = 0 \quad (13)$$

#### 3.2.4 경로 4의 누적 부재 축방향 변형률

동일한  $R_m$ 에서 반복하중을 받을 경우, 경로 4에서의 부재 축방향 누적 변형률  $\epsilon_{x4}$ 는 반복하중의 수  $N_i$ 에 반비례하여 증가한다. 또한,  $\epsilon_{x4}$ 는 반복되는  $R_m$ 의 크기에 영향을 받아, 큰  $R_m$ 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는  $\epsilon_{x4}$ 값이 작은  $R_m$ 값에서의 하중의 반복에 의해 증

가되는  $\epsilon_{x4}$  값보다 크다. 따라서  $\epsilon_{x4}$ 는  $R_m$  크기의 영향과  $N_j$ 의 영향을 포함한 식(14)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x4} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left( \frac{R_{mi} \cdot z}{2 \cdot l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4 \cdot N_j} \quad (14)$$

단, ( $1 \leq N_j \leq 5$ )

식(14)의  $R_{mi}$ 는 Fig. 11에 보여지는 것과 같이 분해된  $i$ 번째의 부재 회전각이며,  $N_j$ 는 분해된  $i$ 번째 부재 회전각의  $j$ 번째 반복하중 수이다. 식(14)는 축방향 변형률  $R_{mi} \cdot z / (2 \cdot l_h)$ 를 변수로 하여 큰  $R_m$ 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는  $\epsilon_{x4}$ 값과 작은  $R_m$ 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는  $\epsilon_{x4}$ 값의 차이를 평가할 수 있다.  $R_{mi} \cdot z / (2 \cdot l_h)$ 의 지수승 0.85는 참고문헌 4), 9)의 실험결과에 대한 회귀분석에 근거하여 정해졌다. 식(14)에서 반복하중의 수  $N_j$ 가 증가하면  $\epsilon_{x4}$ 의 증가율은 낮아지며  $N_j$ 가 5이상이면  $\epsilon_{x4}$ 는 증감(增減)하지 않아 부재는 미끌림 구간으로 변한다. 또한,  $\epsilon_{x4}$  값은 반복하중의 수  $N_j$ 에 반비례하여 증가한다.

Fig. 11과 같은 하중이력은  $R_{m1} \sim R_{m3}$ 으로 구분할 수 있고,  $R_{m1}$ 과  $R_{m2}$ 에 대한  $N_j$ 의 값은 각각 5와 4이다.  $R_{m3}$ 에서는 반복하중 구간이 없으므로  $N_j$ 의 값은 0이며,  $\epsilon_{x4}$ 은  $R_m$ 의 크기와 반복하중의 영향을 고려하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{x4} = \left( \frac{R_{m1} z}{2 l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \frac{1}{5} \right) + \left( \frac{R_{m2} z}{2 l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} \right)$$

### 3.3 부재 축방향 변형률의 약산식

3.2절에서는 경로 1에서 경로 4까지의 부재 축방향 변형

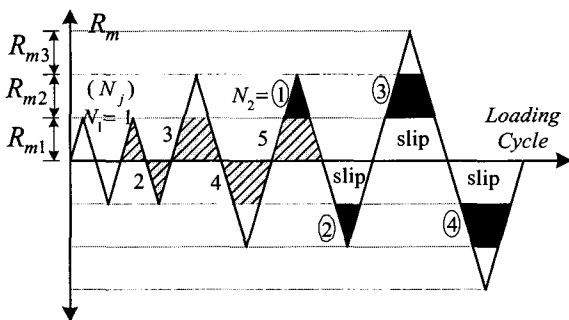


Fig. 11 Schematic figure on  $R_{mi}$  and  $N_j$

반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률에 관한 연구

를 계산식이 제안되었다. 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 하중이력의 변화에 따라  $\epsilon_x$  값이 변화하며, 제안식(11)~(14)는 이러한 하중이력의 변화에 따른  $\epsilon_x$  값의 변화를 추적할 수 있다. 그러나 식(11)~(14)를 이용하여  $\epsilon_x$ 를 구할 경우, 식(11)의  $\epsilon_{xf}$  및 식(14)의  $R_{mi}$ 와  $N_j$ 의 크기에 의한  $\epsilon_{x4}$ 의 크기 변화를 구하는 것은 용이한 일이 아니므로 실용화에 문제가 있다. 따라서 이 논문에서는 하중이력의 포락선(envelope curve)에서의  $\epsilon_x$ 를 추적하기 위하여 다음과 같은 약산식을 사용하기로 하였다.

Fig. 9의 휨항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 와 부재 회전각  $R_m$ 의 관계에서 보여지는 것과 같이 경로 1의 제하에 의한  $\epsilon_{x1f}$ 의 감소율과 경로 4의  $\epsilon_{x4}$ 의 증가율은 크지 않다. 약산식은 경로 1의 제하(除荷)에 의한  $\epsilon_{x1f}$ 의 감소율과 경로 4의  $\epsilon_{x4}$ 의 증가율이 동일하다고 가정한 후, 식(11)~(14)의 합에서 구한다.

$$\epsilon_x = \frac{(R_{mp} + R_{mn}) \cdot z}{2 l_h} \quad (15)$$

여기서,  $R_{mp}$ 와  $R_{mn}$ 은 정(正)과 부(負)방향의 부재 회전각이다.

## 4. 제안된 부재 축방향 변형률 계산식에 대한 실험에 의한 검증

3장의 부재 축방향 변형률 계산식은 Kinugasa 등의 9개의 철근콘크리트 보의 실험을<sup>4)</sup> 통해 검증되었다. 시험체는 Table 1에서 보여지는 것과 같이 가력이력 이외의 재료조건은 동일하다. 모든 시험체의 단면은 20×20 cm, 전단경간비는 2.5이며 전단보강근비와 인장철근비는 각각 0.0075, 0.0096이다. 실험에서는 보의 소성힌지구간에 6개

Table 1 Properties of materials and loading patterns of specimens

Specimen	Loading pattern	$f_{ck}$ (MPa)	Stirrups	Tensile longi. reinforcement
KN1	Monotonic	25.8	6 $\phi$ @37.5 $f_{wy}=431$ (MPa) $\rho_w=0.0075$	2-D13 $f_b=412$ MPa
KN2	Cyclic 2	28.4		+
KN3	Cyclic 3	29.4		
KN4	Cyclic 4	27.5		
KN5	Cyclic 5	27.5		
KN6	Cyclic 6	29.4		
KN7	Cyclic 7	27.5		
KN8	Cyclic 8	26.5		
KN9	Cyclic 9	28.4		

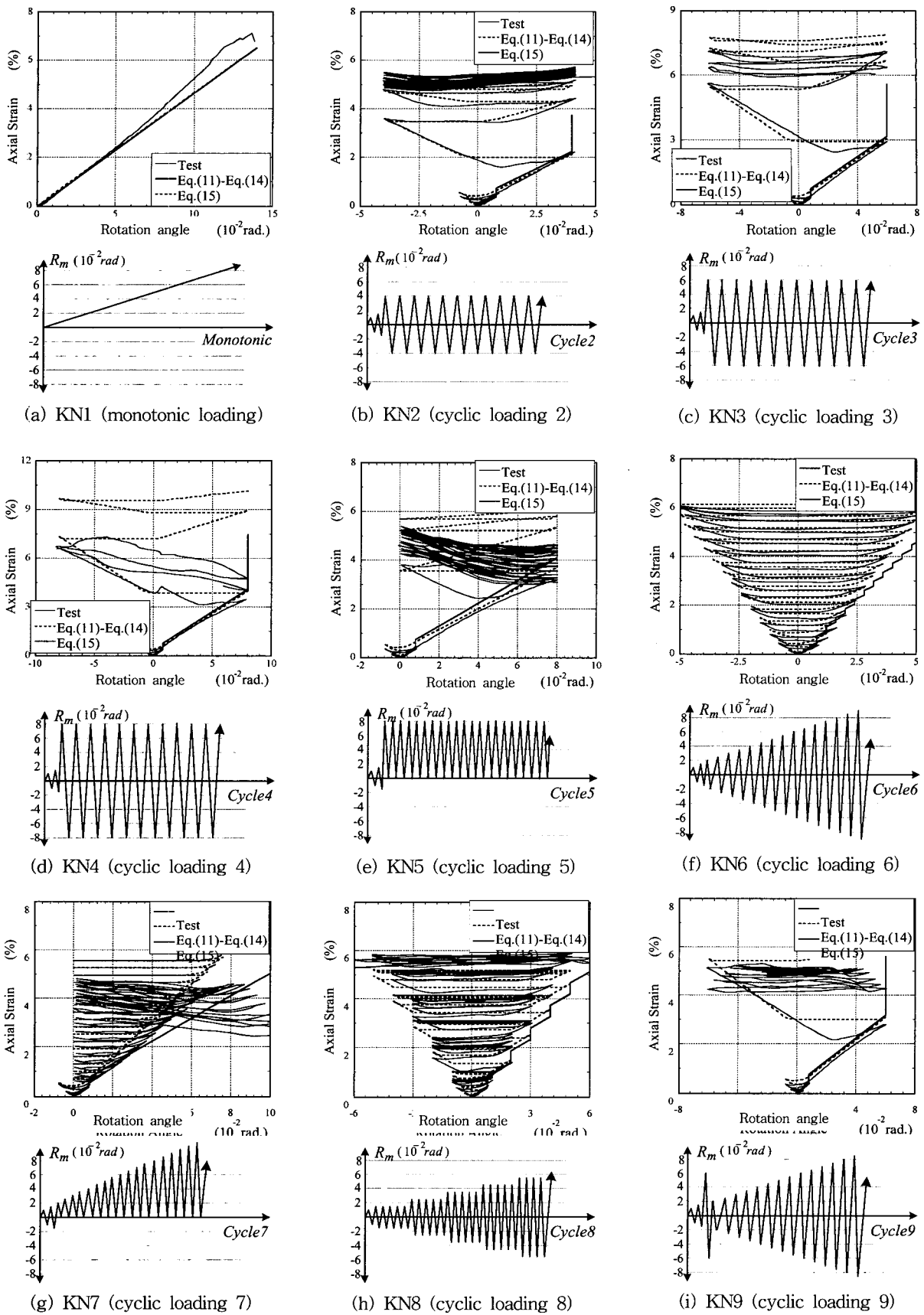


Fig. 12 Loading program of the specimens and comparisons between the observed and calculated axial strains



## 5. 결 론

의 변위측정기가 설치되어 소성힌지구간의 휨 변형, 부재 축방향 변형률, 부재축 직각방향 변형률 및 전단변형률이 측정되었다. 시험체의 가력이력은 Fig. 12에서 보여지는 것과 같이 단조 하중(시험체 KN1), 양방향 정변위 반복 하중(시험체 KN2, KN3, KN4), 한방향 정변위 반복 하중(시험체 KN5), 양방향 점중 반복 하중(시험체 KN6, KN8, KN9), 한방향 점중 반복 하중(시험체 KN7)의 9종류이다.

Fig. 12는 9개 철근콘크리트 보의 하중이력 및 실험과 제안식에서 구해진 부재 축방향 변형률과 부재 회전각의 관계를 비교하고 있다. Fig. 12의 점선은 3.2에서 제안된 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 에 대한 식(11)~(14)의 계산 결과이며, 굵은 실선은 3.3에서 제안된 약산식(15)에 의한  $\epsilon_x$ 의 계산 결과이다. Fig. 12(a)에서 보여지는 것과 같

이 단조하중을 받는 보에 대하여 식(11)~(14)의 계산 결과와 약산식(15)의 계산 결과는 거의 동일하며 두 계산 결과는 최대 11%의 차이에서 실험 결과를 예측하였다. Fig. 12(b)와 (c)에서 보여지는 것과 같이 각각

$R_m=4$ 와  $R_m=6$ 의 양방향 정변위 반복 하중을 받는 시험체 KN2와 KN3에 대하여 식(11)~(14)의 계산 결과는 실제의  $\epsilon_x$ 를 매우 정확하게 추적하였다. KN2와 KN3에 비하여 큰  $R_m$ 값에서( $R_m=8$ ) 양방향 정변위 반복 하중을 받는 시험체 KN4는 적은 반복하중의 수에서 파괴되었기 때문에 반복하중의 수가 증가함에 따라  $\epsilon_x$ 값은 그다지 증가하지 않았다. 따라서, Fig. 12(d)에서 식(11)~(14)의 계산 결과는 실제의  $\epsilon_x$ 를 최대 15%까지 과대 평가하고 있음을 알 수 있다. 한편, 경로 4에서의 동일한

$R_m$ 에서 반복 하중에 의한  $\epsilon_x$ 의 증가를 고려하지 않은 약산식(15)의 계산 결과는 양방향 정변위 반복 하중을 받는 시험체 KN2, KN3, KN4의  $\epsilon_x$ 를 최대 13%까지 과소 평가하였다. 한방향 정변위 반복 하중을 받는 시험체 KN5, 양방향 점중 반복 하중을 받는 시험체 KN6, KN8, KN9 및 한방향 점중 반복 하중을 받는 시험체 KN7에 대하여도, 식(11)~(14)의 계산 결과는 최대 11%의 차이에서 실제의  $\epsilon_x$ 를 예측하였다. 특히, Fig. 12(f), (h), (i)에서 양방향 점중 반복 하중을 받는 시험체 KN6, KN8, KN9에 대한 식(11)~(14)의 계산 결과와 실험 결과는 거의 일치함을 알 수 있다. 약산식(15)의 계산 결과는 최대 13%의 차이에서 시험체 KN5~KN9의  $\epsilon_x$ 를 예측하였다. 특히 양방향 점중 반복 하중을 받는 시험체 KN6, KN8, KN9에 대하여 식(11)~식(14)의 계산 결과와 식(15)의 계산 결과의 차이는 크지 않음을 알 수 있다. 또한, 이 논문에서 제안한 식(11)~식(15)를 일반화하기 위해서는 하중 및 재료조건이 다양한 철근콘크리트 보의 축방향 변형률과 비교할 필요하다고 사료된다.

이 논문에서는 하중이력의 영향이 고려된 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 를 예측하였다. 연구에서는 단면 해석법을 통하여 하중이력에 따른  $\epsilon_x$ 의 변화를 관찰한 후, 단면해석과 실험결과를 근거로 하여  $\epsilon_x$ 의 모델 및 계산식을 제안하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다

1) 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률에 대한 모델이 제안되었다. 제안된 모델은 부재 축방향 변형률을 다음의 4가지 경로로 구분하였다.

경로 1 : 휨항복 이전 또는 제하(除荷)시  $\epsilon_x$ 의 기울기의 증감(增減)률은 동일하다.

경로 2 : 휨항복 이후  $\epsilon_x$ 는 급격히 증가한다.

경로 3 : 사인장 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간으로  $\epsilon_x$ 는 변화하지 않는다.

경로 4 : 동일한  $R_m$ 에서 반복하중을 받을 경우  $\epsilon_x$ 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가한다.

2) 부재 축방향 변형률을 예측하기 위하여 제안된 식(11)~(14)는 하중이력이 다른 9개의 철근콘크리트 보의 실제  $\epsilon_x$ 값을 최대 15%의 차이에서 추적하였고, 하중이력의 차이에 의한  $\epsilon_x$ 값의 변화를 평가하였다.

3) 제안된 약산식(15)는 최대 13%의 차이에서 9개 시험체의  $\epsilon_x$ 를 예측하여, 4개의 경로를 포함한 식(11)~(14)보다는 간단히 포락선에서의  $\epsilon_x$ 값을 예측할 수 있었다.

## 참고문헌

1. Vecchio F. J. and Collins M. P. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2, March-April 1989, pp.219~231.
2. Hsu T.T.C. "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, November-December 1988, pp.624~635.
3. Vecchio F. J. and Collins M. P. "Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory," *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.3, May-June 1998, pp.258~268.

4. Kinugasa H. and Nomura S., "Failure Mechanism under Reversed Cyclic Loading," *Concrete Research and Technology of JCI*, Vol.5, No.2, July 1994, pp.21~32.
5. Watanabe F., Lee J.-Y., and Nishiyama M., "Structural Performance of Reinforced Concrete Columns with Different Grade Longitudinal Bars," *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.4, July-Aug. 1995, pp.412~418.
6. Muguruma H. and Watanabe F. "Ductility Improvement of High Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *High-Strength Concrete*, 2nd International Symposium, SP-121, ACI, 1990, pp.47~60.
7. Ramberg W. and Osgood R. "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters," *Technical Note 902*, National Advisory Committee for Aeronautics, July 1943.
8. Yokoo Y. and Nakamura T. "Non-stationary Hysteretic Uniaxial Stress-Strain Relations of a Wide-Flange Steel," *Transactions of AIJ*, No.260, Oct. 1977, pp.71~80.
9. Muguruma H., Watanabe F., et al. "Study on Shear Design of RC Beams subjected to Combined Bending and Shear Part1 and Part2," *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ*, 1988, pp.183~186.
10. Japan Concrete Institute, "JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation," 1998.

## 요 약

반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 연성능력을 예측하기 위하여 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률  $\epsilon_x$  값의 예측이 필요하다. 가력이력이 다른 9개의 철근콘크리트 보의 실험에 의하면 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 는 부재 회전각과 하중이력에 의하여 큰 영향을 받는다. 이 논문에서는 하중이력의 영향을 평가할 수 있는  $\epsilon_x$ 의 모델 및 평가식이 제안되었다. 연구에서는 단면 해석법을 통하여 하중이력에 따른  $\epsilon_x$ 의 변화를 고찰한 후, 단면해석과 실험결과를 근거로 하여  $\epsilon_x$ 의 모델을 제안하였다. 제안된 모델은 부재 축방향 변형률을 다음의 4가지 경로로 구분하였다.

경로 1 : 휨항복 이전 또는 제하(除荷)시  $\epsilon_x$ 의 기울기의 증감(增減)률은 동일하다.

경로 2 : 휨항복 이후  $\epsilon_x$ 는 급격히 증가한다.

경로 3 : 사인장 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간으로  $\epsilon_x$ 는 변화하지 않는다.

경로 4 : 동일한 부재 회전각  $R_m$ 에서 반복하중을 받을 경우  $\epsilon_x$ 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가한다.

부재 축방향 변형률을 예측하기 위하여 제안된 식은 하중이력이 다른 9개 철근콘크리트 보의 실제  $\epsilon_x$  값을 최대 15% 차이에서 추적하였고, 하중이력의 차이에 의한  $\epsilon_x$  값의 변화를 평가하였다.

**핵심어 :** 축방향 변형률, 반복하중, 철근콘크리트 보, 연성, 부재 회전각