

# 에너지에 근거한 철근콘크리트 구조물의 내진성능 평가 I - 휨요소

## Energy-Based Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structures I - Flexural Components

김 장 훈\*  
Kim, Jang Hoon

### 국문요약

지진의 시간적인 요인, 즉 반복하중효과와 이에 따른 누적소성변위를 고려하기 위하여 에너지평형에 근거한 해석방법이 개발되었다. 본 논문에서는 내진 설계되지 않은 골조 기둥의 휨 파괴유형에 주목하고자 한다. 이를 위하여 기둥의 휨 강도저감모델이 제안되는데, 파괴유형별로는 콘크리트에 의한 파괴, 주근의 부착/정착강도 파괴 및 저사이클피로(low-cycle fatigue)에 의한 주근의 파단 등을 고려하였다. 에너지에 근거한 모델에 의하여 예측된 응답과 실험결과를 비교하였으며, 이론과 실험간의 응답과 파괴유형이 서로 매우 가까움을 확인하였다.

**주요어** : 에너지, 콘크리트, 부착파괴, 주근파단, 강도저감모델, 누적소성변위

### ABSTRACT

An energy balance procedure is developed to incorporate the effects of earthquake duration which involves the effect of cyclic loading and the corresponding cumulative plastic deformation. Particular emphasis is given to the flexural failure of non-seismically designed columns of reinforced concrete frames. For this, conceptual strength deterioration models for columns, governed by concrete, anchorage failure and longitudinal steel fracture due to low-cycle fatigue, are proposed. It is evident that the energy-based method has good agreement with the experimental data and is able to predict the failure mode.

**Key words** : energy, concrete, bond failure, bar fracture, strength deterioration model, cumulative plastic deformation

## 1. 서 론

### 1.1 에너지 개념

철근콘크리트 구조물의 내진성능을 나타내는 물리량으로는 밀면전단력(strength)과 소성 변형능력(ductility) 등이 주로 사용되고 있다. 이들은 간과할 수 없는 중요한 양이지만, 지진의 반복하중효과(cyclic loading effect)를 고려할 수 없기 때문에 이들만으로는 지진으로 인

한 구조물의 손상정도를 나타내기에 충분치 않다. 콘크리트 구조물에 지진에 의한 반복하중이 작용하면 단조하중(monotonic loading)이 작용할 때와는 그 거동이 사뭇 달라진다. 비탄성 하중의 반복횟수가 늘어날수록, 즉 비탄성 변위가 누적될수록, 콘크리트 구조물(특히 축방향 하중을 받는 기둥)의 강도가 점진적으로 감소됨이 선행된 여러 실험<sup>(1)-(4)</sup>을 통하여 관찰되어 왔다. 이러한 현상은 에너지 개념을 통하여 설명되며 정량화 할 수 있는데, 구조부재에 가하여진 외력에 의한 일(external work done)과 변형에너지(strain

\* 정회원 · 아주대학교 환경도시공학부 조교수  
본 논문에 대한 토의를 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

energy)에 의하여 흡수된 일(internal work done)이 평형을 이룬다는 이론이다. 즉,  $EWD = IWD$  이 된다.

에너지에 근거한 내진성능 평가이론은 축력과 반복적인 휨에 작용하는 기둥 횡보강근의 첫번째 파단(first hoop fracture)을 예측하는 모델<sup>(1)</sup>로부터 시작하였다고 할 수 있다. 이때의 횡보강근에는 콘크리트의 구속(confinement)으로 인한 팽창압력에 의하여 반복적인 인장응력이 작용한다고 가정하였다. 그 후 에너지에 근거한 해석모델은 주로 비내진 상세된 (poorly detailed) 콘크리트 기둥 및 보-기둥의 내진성능 평가를 위하여 확장되었다.<sup>(2)-(6)</sup> 본 논문에서는 Mander<sup>(1),(2),(5)</sup>의 모델을 중심으로 콘크리트 기둥과 보-기둥 접합부에 대한 에너지 이론을 전개하고, 구조상세에 따라 다르게 나타나는 여러 유형의 파괴모드(failure mode)를 합하여 누적소성변위에 대한 구조물 전체의 보유능력곡선(capacity envelope)의 계산에 적용하여 보고자 한다. 고려할 휨요소의 손상(damage)모델은 콘크리트 응력블럭(stress block), 주근의 부착/정착 및 주근의 파단에 의한 강도저감모델이다.

### 1.2 외부일과 내부일

외력에 의한 일(EWD)은 휨-변위곡선으로 둘러싸인 면적이며 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$EWD = \int_0^d F d\Delta \quad (1)$$

변형에너지는 Fig. 1의 콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선으로 둘러싸인 면적이며, 재료의 단위체적 당 흡수할 수 있는 에너지의 양(IWD)이 된다. 구속되지 않은 코어 콘크리트(unconfined core concrete)가 압축에 의하여 파괴될 때의 변형에너지<sup>(2)</sup>는

$$U_{co} = \int_0^{\epsilon_{cu}} f_c d\epsilon_c \approx 0.008 f_c' MJ/m^3 \quad (2)$$

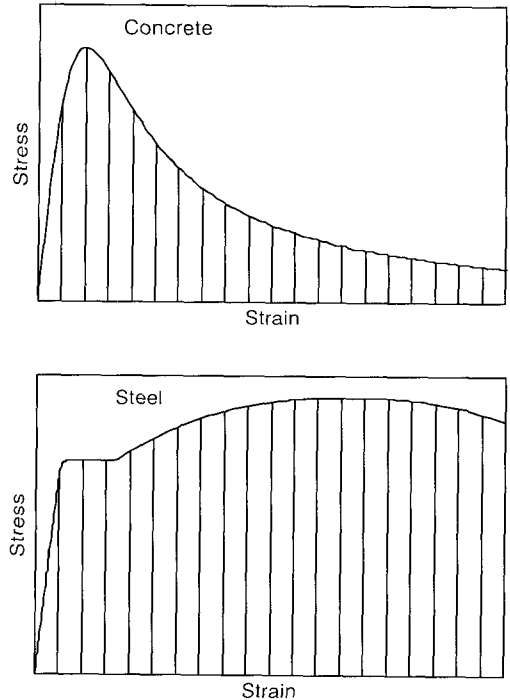


Fig. 1 Strain energy of concrete and steel

여기서  $\epsilon_{cu}$ 는 콘크리트가 더 이상 압축력을 전달할 수 없을 때의 변형률이다. 철근이 인장에 의하여 파괴될 때의 변형에너지<sup>(1)</sup>는

$$U_{sf} = \int_0^{\epsilon_{sf}} f_s d\epsilon_s \approx 110 MJ/m^3 \quad (3)$$

여기서  $\epsilon_{sf}$ 는 철근이 끊어질 때의 변형률이다. 식 (3)의 변형에너지는 인장강도 1100MPa 정도의 고장력 철근에도 적용될 수 있다.<sup>(7)</sup>

에너지에 근거한 구조물의 내진성능을 따질 때에는 EWD와 IWD 모두 소성영역에 속한 부분만을 고려하며, 반복하중효과를 고려하기 위하여 누적소성변위를 이용한다.

### 1.3 손상계수(Damage index)

구조부재의 손상 정도는 구조물이 처음에 보유하고 있던 에너지의 양과 비탄성 반복하중에 의하여 소모된 변형에너지의 누적된 양을 비교하여 정할 수 있다. 기둥의 소성회전각

(plastic drift angle)에 대하여 누적되는 손상 계수  $\Sigma D_{ci}$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$\Sigma D_{ci} = \frac{\Sigma \theta_{pi}}{\Sigma \theta_p(c)} \quad (4)$$

여기서  $\Sigma \theta_{pi}$ =현재까지 누적된 기둥의 소성회전각,  $\Sigma \theta_p(c)$ =기둥의 소성회전능력으로 재료의 변형에너지에 의하여 계산된다. 그러므로 누적된 손상계수  $\Sigma D_{ci}$ 를 구하기 위하여서는 재료의 변형에너지와 구조물의 변형을 연관지을 수 있어야 한다.

## 2. 응력블럭에 의한 손상모델

철근콘크리트 기둥에 지진으로 인한 소성반복 하중이 작용하면 위험단면(critical section)에는 최대 모멘트가 발생하고, 이 모멘트는 콘크리트 응력블럭과 철근에 의하여 저항된다. 이 힘들은 위험단면에서 서로 평형을 이루며, 마치 단면에 수직으로 작용하는 외력과 같이 취급할 수 있다. 이 때 콘크리트 응력블럭은 일(EWD)을 하게 되고, 이 일은 콘크리트의 변형에너지(IWD)를 소모하면서 균형을 이루게 된다. 즉  $N_c$ 회의 반복 하중이 작용할 때 콘크리트 응력블럭에 의한 일은

$$EWD = C_c \left( \phi_p \frac{c}{2} \right) (2N_c) \quad (5)$$

여기서  $C_c$ =콘크리트 응력블럭에 의한 압축력으로 ACI 318<sup>(8)</sup>에 따른다.  $\phi_p$ =소성곡률(plastic curvature),  $c$ =중립축 깊이이다. 이 일이 콘크리트 응력블럭의 저항력이 소멸될 때까지 계속된다면, 콘크리트에 의하여 흡수된 내부에너지는

$$IWD = A_g \int_0^{\epsilon_{cu}} f_c d\epsilon_c \quad (6)$$

식 (2)를 식 (6)에 대입하고  $EWD=IWD$ 로 놓으면

$$N_c(\phi_p D) = \frac{0.008}{\left( \frac{C_c}{f'_c A_g} \right) \left( \frac{c}{D} \right)} \quad (7)$$

소성곡률이 소성힌지길이(plastic hinge length)에 걸쳐 사각형으로 분포되었다고 가정하면, 소성힌지의 회전각은

$$\theta_p = \phi_p L_p = (\phi_p D) \left( \frac{L_p}{D} \right) \quad (8)$$

여기서  $L_p$ 는 소성힌지길이이며 다음과 같이 주어진다.<sup>(9)</sup>

$$L_p = 0.08L_c + 4400\epsilon_y d_b \quad (9)$$

여기서  $L_c = M/V$ ,  $\epsilon_y$ =주근의 항복변형률,  $d_b$ =주근의 직경이다. 식 (9)를 식 (8)에 대입하여 정리하면 누적소성회전각이 계산된다.

$$\Sigma \theta_p(c) = 2N_c \theta_p = \frac{0.016 \left( \frac{L_p}{D} \right)}{\left( \frac{C_c}{f'_c A_g} \right) \left( \frac{c}{D} \right)} \quad (10)$$

식 (10)의  $\Sigma \theta_p(c)$ 는 콘크리트 응력블럭의 저항력이 소멸될 때까지 누적되는 소성힌지 회전각이므로 일종의 보유능력이라고 할 수 있으며, 소성영역에 들어서기 전에는 초기강도를 유지하다가 외력에 의하여 구조부재에 소성회전각이 누적됨에 따라서 강도는 Fig. 2의 모델과 같이 점진적으로 감소하게 된다. 기둥의 전체 공칭모멘트( $M_n$ )는 콘크리트에 의한 모멘트( $M_c$ )와 철근에 의한 모멘트( $M_s$ )의 합이라고 할 수 있다. 응력블럭에 의한 손상모델에서 모멘트강도의 감소가 전적으로  $M_c$ 의 감소에 의한다고 가정하면  $i$ 번째 소성 사이클에서 무차원화한(normalized) 모멘트강도는 다음과 같이 된다.

$$\frac{M_i}{M_n} = 1 - \frac{M_c}{M_n} \Sigma D_{ci} \quad (11)$$

여기서  $M_c$ 는 콘크리트 응력블럭에 의한 모멘트이고,  $\Sigma D_{ci}$ 는 누적손상계수로서 식 (4)에 주어져 있다. 식 (11)을 힘의 형태로 나타내면  $F_i/F_n = M_i/M_n$ 이다.

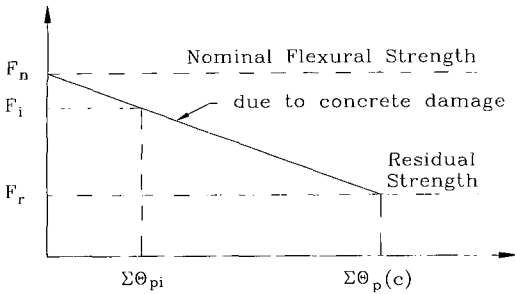


Fig. 2 Energy-based damage model due to concrete

### 3. 부착/정착에 의한 손상모델

철근과 콘크리트의 부착 메카니즘(bond mechanism)은 Fig. 3과 같이 콘크리트와 철근 사이의 화학적 부착(chemical adhesion), 철근마디의 돌기(rib)에 의한 기계적 저항(mechanical resistance) 그리고 철근과 콘크리트 사이의 마찰 저항(frictional resistance)의 합으로 이루어졌다고 알려져 있다.<sup>(10),(11)</sup> 철근에 응력이 작용하면 초기에는 화학적 부착에 의하여 콘크리트에 응력을 전달하는데 이는 곧 소멸되며, 다음으로 기계적 저항에 의하여 응력이 전달된다. 철근의 응력이 증가하게 되면 철근마디의 돌기와 접촉되어 있는 콘크리트가 파괴되어 최종적으로 철근과 콘크리트의 마찰저항에 의하여 응력이 전달되며, 이때에는 철근과 콘크리트 사이에 미끄러짐이 증가된다.

철근과 콘크리트의 부착-미끄러짐(bond-slip)의 관계를 에너지평형의 관점에서 보면 부착 저항(화학적 부착+기계적 저항)이 완전히 소멸되는 때의 기둥의 누적소성회전각을 구할

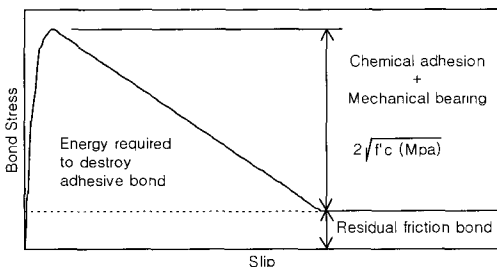


Fig. 3 Typical bond-slip relationship

수 있다. 철근의 부착저항에 의한 모멘트가 기둥 위험단면에 하는 외부일은

$$EWD = (\Delta M_s)(\xi \Sigma \theta_{pB}(c)) \quad (12)$$

여기서  $\Delta M_s$ =주근의 부착저항에 의한 모멘트,  $\xi$ =기둥 소성힌지의 전체 회전각에 대한 부착-미끄러짐에 의한 회전각의 비,  $\Sigma \theta_{pB}(c)$ =부착저항이 소멸될 때까지의 누적소성회전각(capacity)이다.  $\xi$ 는 식 (9)로부터 구할 수 있는데 식 우변의 첫 번째 항  $0.08L_c$ 는 손상된 콘크리트 부분의 유효길이라고 할 수 있으며, 두 번째 항  $4400 \epsilon_y d_b$ 는 yield penetration의 유효길이라고 할 수 있다. 부착저항의 파괴는 yield penetration의 결과이므로  $\xi$ 는

$$\xi = \frac{4400 \epsilon_y d_b}{0.08L_c + 4400 \epsilon_y d_b} = \frac{4400 \epsilon_y d_b}{L_p} \quad (13)$$

직선 정착된 기둥 주근의 부착저항에 의한 내부일은

$$IWD = n \pi d_b l_{em} U_{ab} \quad (14)$$

여기서  $n$ =주근의 갯수,  $l_{em}$ =정착길이,  $U_{ab}$ =부착에 의한 변형에너지이다. Mander, et al.<sup>(3)</sup>은 Malvar<sup>(10)</sup>의 실험결과를 이용하여 부착저항에 의한 변형에너지를 다음과 같이 산정하였다.

$$U_{ab} = \int u d\Delta_s = 6.42 u_{ab} (N/mm^2 - mm) \quad (15)$$

여기서  $u_{ab}$ 는 최대 부착저항응력으로 Fig. 3에서와 같이  $u_{ab} = 2\sqrt{f'_c}$  (MPa)이다. 식 (12)와 (14)를  $EWD = IWD$ 의 관계에 대입하면

$$\Sigma \theta_{pB}(c) = \frac{n \pi d_b l_{em} U_{ab}}{\xi (\Delta M_s)} \quad (16)$$

부착저항이 완전히 소멸된 후에는 마찰저항이 변형에너지의 계산에 사용되는데, 부착 메카니즘의 마찰저항은 Mohr-Coulomb의 failure criteria의

형태로 나타낼 수 있다. 이는 마찰저항의 크기  $f_{rb}$ 는 철근주위를 둘러싸고 있는 콘크리트의 구속상태에 따라 결정됨을 의미한다.<sup>(10),(11)</sup> 주근 주위에 횡보강근이 있을 경우에는

$$f_{rb} = 2 \mu \rho_s f_{yh} \frac{l_{em}}{d_b} \quad (17)$$

주근을 둘러싸는 콘크리트에 프리스트레스와 같은 압력(active pressure)  $f_{ps}$ 가 존재할 때에는

$$f_{rb} = \frac{8}{\pi} \mu f_{ps} \frac{l_{em}}{d_b} \quad (18)$$

여기서  $\mu$ =철근과 콘크리트 사이의 마찰계수로서  $\mu=0.5$ 를 취한다.<sup>(10)</sup>  $f_{yh}$ =횡보강철근의 항복강도,  $\rho_s$ = 횡보강근의 체적비이다. 부착저항에 의한 모멘트강도를 무단위화 하면

$$\frac{\Delta M_s}{M_n} = \left(1 - \frac{f_{rb}}{f_y}\right) \left(1 - \frac{M_c}{M_n}\right) \quad (19)$$

부착저항이 완전히 소멸되기까지는 철근의 강도가 유지되므로 그때까지 콘크리트 응력블럭의 피로에 의한 강도저하는 진행된다고 볼 수 있다. 그러므로 부착저항이 완전히 소멸되기 직전의 저하된 강도는

$$\frac{F_1}{F_n} = 1 - \frac{M_c}{M_n} \frac{\Sigma \Theta_{pB}(c)}{\Sigma \Theta_p(c)} \quad (20)$$

여기서  $F_1$ = 부착저항의 파괴가 시작되기 직전의 강도이다. 부착저항이 완전히 소멸되고 마찰저항이 유효하게 되면 기둥의 강도는 철근과 콘크리트 사이의 마찰에 의한 주근의 응력과 콘크리트 기둥의 강체 메카니즘(rigid body rocking mechanism)에 의하여 유지된다. 이때의 저하된 기둥의 강도는

$$\frac{F_2}{F_n} = \left(\frac{F_1}{F_n} - \frac{\Delta M_s}{M_n}\right) + \frac{F_{Rocking}}{F_n} \quad (21)$$

여기서  $F_2$ =부착저항의 소멸 후 1 사이클의 소성변위 후의 기둥강도,  $F_{Rocking}$ 은 기둥의 강체메카니즘에 의한 강도이며, 이에 대하여는 후에 언급하기로 한다. 그러므로 강체메카니즘이 시작될 때의 누적된 소성회전각은

$$\Sigma \Theta_{pR} = \Sigma \Theta_{pB}(c) + 2\Theta_{pBI} \quad (22)$$

여기서  $\Theta_{pBI}$ =부착저항 소멸 후 1 사이클의 소성변위를 가한 후의 소성회전각이다. Fig. 4는 부착/정착에 의한 강도저감모델을 보여준다.

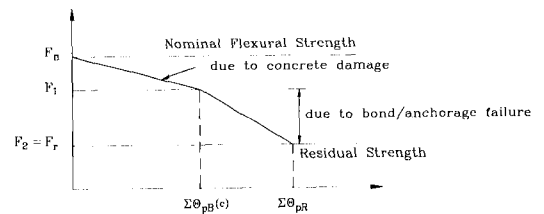


Fig. 4 Energy-based damage model due to bond

#### 4. 주근의 파단에 의한 손상모델

부착/정착 강도가 충분할 경우, 생각해 볼 수 있는 실패유형은 저사이클피로에 의한 주근의 파단(fracture)이다. Mander, et al.<sup>(7)</sup>은 Coffin-Manson 공식<sup>(12),(13)</sup>을 이용하여 다음과 같이 철근의 소성변형  $\epsilon_{ap}$ 와 피로수명(fatigue life)  $N_f$ 의 관계를 구하였다.

$$\epsilon_{ap} = 0.08 (2N_f)^{-0.5} \quad (23)$$

Fig. 5와 같은 기둥단면의 변형율도(strain profile)로부터 소성힌지의 회전각을 구하면

$$\Theta_{pf} = \phi_p L_p = \left(\frac{2\epsilon_{ap}}{D}\right) L_p \quad (24)$$

식 (23)을 식 (24)에 대입하면  $N_f$  사이클의 소성변위를 가할 때 저사이클피로에 의한 파단이 유발되는 소성회전각의 크기를 구할 수 있다.

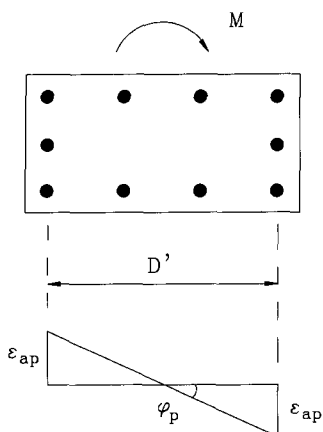


Fig. 5 Plastic strain profile at column critical section

$$\Theta_{pf} = 0.16 \left( \frac{L_p}{D'} \right) (2N_f)^{-0.5} \quad (25)$$

Miner의 법칙<sup>(14)</sup>을 이용하면, 1 사이클의 기동 소성회전각  $\Theta_{pi}$ 에 의한 기동의 손상은

$$D_{fi} = \frac{1}{N_f} = 78.125 \left( \frac{D'}{L_p} \right)^2 \Theta_{pi}^2 \quad (26)$$

따라서 소성회전각  $\Theta_{pi}$ 를  $n_i$  사이클 가할 때 기동의 손상은

$$n_i D_{fi} = \frac{n_i}{N_f} = 78.125 \left( \frac{D'}{L_p} \right)^2 n_i \Theta_{pi}^2 \quad (27)$$

그러므로 저사이클피로에 의한 파단으로 인하여 기동 주근에 누적되는 손상은

$$\Sigma D_{fi} = \Sigma \frac{n_i}{N_f} = 78.125 \left( \frac{D'}{L_p} \right)^2 \Sigma \Theta_{pi}^2 \quad (28)$$

Miner의 법칙은 선형손상법칙(linear damage rule)으로서  $\Sigma D_{fi} = 1.0$ 일 때 저사이클피로에 의한 철근의 파단이 일어난다고 간주한다. 그러므로 기동의 누적소성회전각 보유능력  $\Sigma \Theta_{pf}(c)$ 는 주근의 파단이 시작되는 때, 즉  $\Sigma D_{fi} = 1.0$ 일 때의  $\Sigma \Theta_{pi}$ 가 된다. 이때의 저감된 강도는

$$\frac{F_1}{F_n} = 1 - \left( \frac{M_c}{M_n} \right) \frac{\Sigma \Theta_{pf}(c)}{\Sigma \Theta_{pR}(c)} \quad (29)$$

$\Sigma D_{fi} = 1.5$ 일 때는 모든 주근이 파단되고 기동의 강체메카니즘이 시작된다고 가정한다. 그러므로  $\Sigma \Theta_{pR}$ 은  $\Sigma D_{fi} = 1.5$ 일 때의  $\Sigma \Theta_{pi}$ 로서  $M_s = 0$ 일 때의 누적소성회전각이다. 주근의 저사이클피로에 의한 손상모델은 Fig. 6에 예시되어 있다.

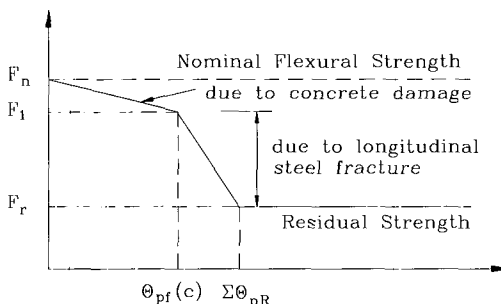


Fig. 6 Energy-based damage model due to bar fracture

## 5. 초기강도와 잔류강도

지진하중에 의한 구조물의 응답은 소성변위가 누적됨에 따라 초기의 손상되지 않은 상태에서부터 재료의 변형에너지가 모두 소모된 후의 강도저감된 상태로 점진적으로 변화하여 간다. 그러므로 누적소성변위의 크기에 따른 구조물의 보유능력곡선(capacity envelope)을 구하기 위하여 초기강도(initial strength)와 잔류강도(residual strength)의 계산이 필요하다.

초기강도는 ACI 318에 따른 공칭강도나 달리 계산된 강도 중에서 택할 수 있으며, 이는 누적소성변위에 따른 강도감소의 기준치로 사용된다. 따라서 무차원화한 초기강도는 항상 1이 된다.

잔류강도의 계산은 구조부재의 파괴모드에 따라 결정된다. 또한 앞서 소개한 모든 파괴유형 중 하나가 구조물의 거동을 지배하는 순간까지 콘크리트 응력블럭의 변형에너지는 점진적으로 소산되는 것으로 가정한다. 콘크리트 응력블럭의 강도저감에 의한 잔류강도는 콘크리트에 의한 모멘트가 소멸된 후, 즉  $M_c = 0$ 일 때의 강도이다.

이때는 철근에 의한 강도  $M_s$ 만이 남게 된다.

주근의 부착/정착 파괴에 의한 구조물의 잔류강도는 철근과 콘크리트 사이의 마찰력에 의한 철근의 응력과 콘크리트 기둥의 강체메카니즘에 의한 저항력의 합이 된다.

저사이클피로에 의하여 이론적으로 모든 주근이 완전히 파단되면, 즉  $M_s = 0$ 이면, 나중강도는 콘크리트 기둥의 강체메카니즘에 의하여 유지된다. 강체메카니즘의 강도 계산은 콘크리트 응력블럭에 의한 모멘트  $M_c$ 를 이용한다. 즉, 무근콘크리트 기둥에 의하여 강도가 유지된다. 이 단계에서는 위험단면에서 콘크리트 피복이 떨어져 나갔다고 가정하며, 기둥의 유효단면의 크기는 횡보강근의 중심선을 따라 결정된다.

## 6. 적용예제

### 6.1 예제 철근콘크리트 골조

에너지에 근거한 구조해석이론의 적용을

예시하기 위하여 선택한 콘크리트 골조<sup>(4)</sup>는 Fig. 7과 같다. 이는 비내진지역에 위치하였던 중력하중만으로 설계된 구조물로서 1/3 실험 모델의 상세를 보여주고 있다. 28일 콘크리트 강도는 기초보가  $f'_c = 57 \text{ MPa}$ , 기둥의 평균이  $f'_c = 56.6 \text{ MPa}$ , 상부보가  $f'_c = 73 \text{ MPa}$ 이었다. 주근은 16-D10(#3) 이형철근이 사용되었는데, 측정된 항복강도가  $f_y = 474 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_y = 0.0024$ ), 극한강도가  $f_{su} = 750 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_{su} = 0.13$ )이었다. 기둥의 횡보강근으로는 Grade 1022 Soft Wire (4.8mm Dia.)가 사용되었는데, 항복강도가  $f_y = 268 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_y = 0.0013$ ), 극한강도가  $f_{su} = 408 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_{su} = 0.14$ )이었다. 상부보의 양측면에는 각 두 개씩의 D4 이형철선 배근되어 외부 기둥-보 접합부에 정착되었는데, 이 철근의 항복강도는  $f_y = 455 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_y = 0.0023$ )이었다. 기둥에 작용하는 평균 축력은 47kN이었다.

이 구조물의 상세를 살펴보면, 다른 비내진 설계된 구조물과 마찬가지로 기둥 주근이 같

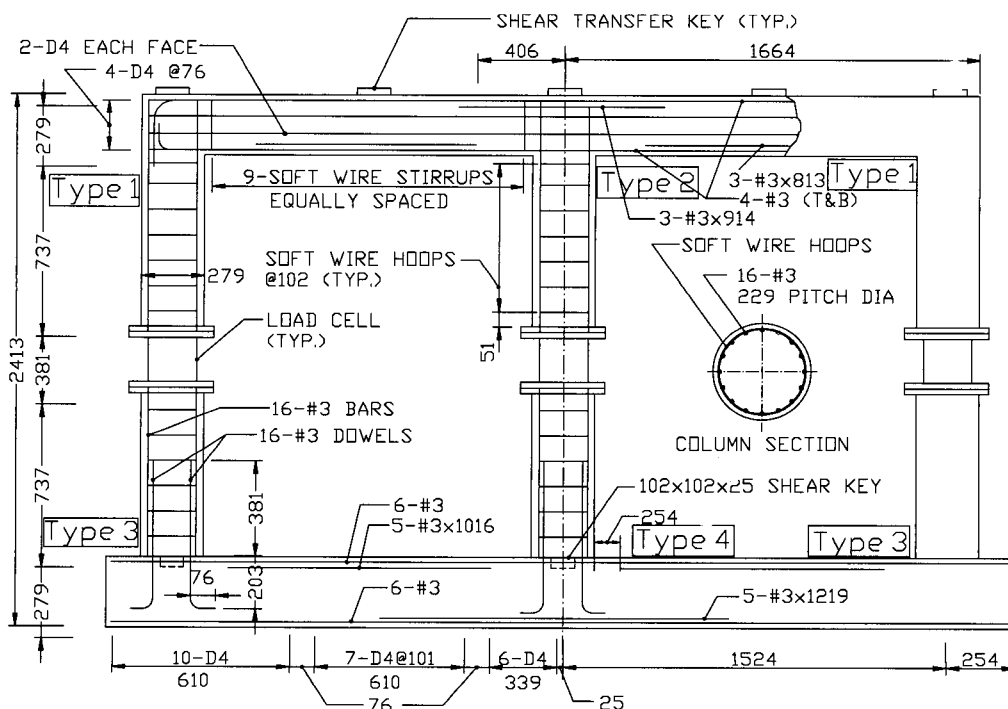


Fig. 7 1/3 scale model reinforced concrete frame structure

고리(hook) 없이 보-기둥 접합부에 정착되어 있고, 기둥하부에서는 겹침이음이 있으며, 기둥 전 구간에 걸쳐서 횡보강근이 성성하게(sparsely) 배근되어 (@102mm) 기둥 콘크리트의 구속효과를 기대할 수 없음을 알 수 있다. 기둥 가운데에 위치한 원통형 기구는 load cell이다. 이 구조물에 변위 조절된 유사정적 반복하중을 가하여 Fig. 8과 같은 응답을 얻었다. 변위를 증가시키에 따라 보-기둥 접합부의 전단파괴가 진행되어 기둥 주근의 부착/정착 강도의 저하를 가져왔으며, 가운데 기둥 하부 좌우외측 주근이 저사이클피로에 의하여 끊어졌다. 이는 겹침이음을 통하여 철근의 응력이 전달되었음을 보여주는 것이다. 또한 외측의 기둥-기초보 접합부에서도 전단균열이 발생하였다.

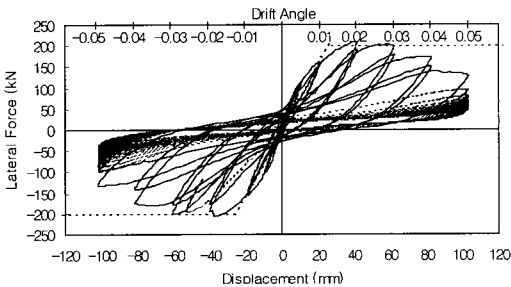


Fig. 8 Force-displacement relationship of the frame

## 6.2 에너지 해석법의 적용

골조 구조물은 대개 휨강도, 주근의 부착/정착, 주근의 이음, 기둥의 전단강도, 기둥-보 접합부의 전단강도 및 주근의 저사이클피로에 의하여 그 거동이 결정되는데, 이러한 국부적인 파괴모드가 모두 동시에 나타나는 것이 아니라, 구조물의 상세에 따라서 가장 약하거나 약화된 모드만이 나타나게 된다. 그러므로 전체 구조물을 해석하기 위하여 메카니즘을 형성하는데 필요한 국부적인 파괴모드의 수를 정하여 가장 가능성 있는 국부모드별로 해석을 수행한 후, 해석결과를 합하면 전체적인 손상모델이 구해진다. 하나의 구조요소에 대하여 여러 가지 가능한 국부적인 파괴유형의 적용이 가능할 때에는 가장

불리한 유형을 택하되, 누적 소성회전각(보유능력)이 작을수록 불리한 것이 된다. 가장 가능성 있는 국부적인 파괴유형을 조사하기 위하여 Fig. 7의 골조에 표기된대로 4가지 기둥단부 유형(column end types)을 살펴보기로 한다.

### ① 기둥단부 유형 1

좌우 외부 기둥의 상단부가 이에 속한다. 상세를 살펴보면 주근이 갈고리 없이 직선으로 보-기둥 접합부에 정착되어 있으며 외단부이므로 구속이 충분치 않다고 판단되어 예상되는 국부적인 파괴모드는 부착/정착으로 인한 것이 된다. 그렇지만 접합부에 두 개의 D4 U형 철근이 기둥철근을 감싸고 있으므로 어느 정도의 구속효과가 예상된다.

### ② 기둥단부 유형 2

중간기둥의 상단부가 이에 속한다. 역시 주근의 직선적 부착/정착에 의한 국부적인 파괴가 예상된다. 보의 양측면에 2개씩의 D4 철근이 배치되어 있지만 접합부의 길으로 지나가는 것이므로 구속효과를 기대할 수 없다.

### ③ 기둥단부 유형 3

좌우 외부기둥의 하단부가 이에 속한다. 주근과 이어지는 이음철근(Dowel)이 기초보에 90° 갈고리를 사용하여 정착되어 있다. 그러나 갈고리로 정착된 부분의 콘크리트가 구속되어 있지 않으므로 예상되는 국부적인 파괴모드는 이음철근 직선부분의 미끄러짐이다.

### ④ 기둥단부 유형 4

중앙부 기둥 하단부가 이에 속한다. 기초보 중앙부의 커다란 콘크리트 양으로 인하여 기초보에 갈고리로 정착된 철근이 충분히 구속되었다고 여길 수 있다. 그러므로 주근이 저사이클피로에 의하여 파단될 것으로 예상된다.

골조면내(in-plane)에 작용하는 하중의 방향에 따라 외부기둥은 축방향력이 달라지고 이



에 따라 그 거동이 달라지지만, 반복하중에 대하여는 가하여지는 변위가 ±방향으로 같다고 가정하면, 외부기둥간에 비탄성거동으로 인하여 소산되는 에너지의 양은 같아진다. 그러므로 세개 기둥의 평균기둥을 취하여 해석을 진행하도록 한다.

먼저 평균기둥에 대하여 식 (10)과 (11)을 이용하여 콘크리트 응력블럭의 손상모델해석을 수행하였으며 결과는 Table 1에 계산에 필요한 값들과 함께 정리되어 있다. 실험결과와 비교하기 위하여 실험에서와 같은 순서와 양으로 반복변위를 가하였다.

다음은 기둥단부 유형 1, 2, 3의 부착/정착 손상에 의한 강도저감을 생각해 본다. 역시 평균기둥에 대하여 식 (16)~(22)에 따라 각 기둥단부 유형별로 손상모델 해석을 수행하였으며 결과는 Table 2에 체계수값들과 함께 정리되어 있다. 이상의 해석결과를 Fig. 9에 각 기둥단부 유형별로 나타내었다. 부착/정착 파괴가 시작되기 직전까지는 콘크리트 응력블럭에 의한 점진적인 강도저감이 누적소성회전각의 증가에 따라 진행되다가, 부착저항이 소멸되고 마찰저항만 남게되었을 때는 마찰저항에 의한 철근응력과 기둥의 강체메카니즘에 의하여 강도가 유지됨을 보여주고 있다.

Table 2 Cumulative plastic deformations at bond/anchorage failure

Parameters	Column End Type		
	Type 1	Type 2	Type 3
Weight Factor <sup>a</sup>	1/3	1/6	1/3
$\rho_s$ at joint	0.0055	0	0
$f_{yh}$ (MPa)	455	N.A.	N.A.
$l_{em}$ (mm)	228	228	200 <sup>b</sup>
$d_b$ (mm)	9.5	9.5	9.5
$f_{rb}$ (MPa)	60	0	0
$f_y$ (MPa)	474	474	474
$\Delta M_s/M_n$	0.48	0.55	0.55
$n$ (number of bars)	16	16	16
$f'_c$ (MPa)	56.6	56.6	56.6
$U_{ab}$ (N/mm <sup>2</sup> -mm)	96.3	96.3	96.3
$\epsilon_y$	0.0024	0.0024	0.0024
$L_p$ (mm)	174	174	86 <sup>c</sup>
$\xi$	0.578	0.578	1.17
$\Sigma\theta_{pB}$ (rad.)	0.61	0.53	0.23
$F_1/F_n$	0.61	0.66	0.85
$F_{Rocking}/F_n$	0.0775	0.0775	0.0775
$F_v/F_n = F_2/F_n$	0.2075	0.1875	0.3775
$\Sigma\theta_{pR}$ (rad.)	0.685	0.605	0.305

<sup>a</sup>Determined by the number of column end types.

<sup>b</sup>Stright anchored portion of dowel bars with 90° hook is used.

<sup>c</sup>For assumed perfect lap splices,  $L_p = 9d_b$  is used.

Table 1 Damage analysis of concrete for average column

Drift in Test (rad.)	Number of Cycles	Total Cumulative Drift (rad.)	Plastic Drift (rad.) $\theta_{pi}$	Cumulative Plastic Drift (rad.) $\Sigma\theta_{pi}$	Cumulative Damage Index $\Sigma D_{ci}$	$\frac{M_i}{M_n}$
0.0025	3	0.015	0	0	0	1.0
0.005	2	0.035	0	0	0	1.0
0.01	2	0.075	0	0	0	1.0
0.02	2	0.155	0.0075	0.03	0.043	0.98
0.03	2	0.275	0.0175	0.1	0.142	0.94
0.04	2	0.435	0.0275	0.21	0.299	0.87
0.05	6.5 *	1.085	0.0375	0.703	1.0	0.56

\* Number of cycles chosen for  $\Sigma D_{ci} = 1.0$ .

$P/f'_c A_g = 0.0136$ ;  $c/D = 0.2$ ;  $jd = 229$  mm;  $C_c/f'_c A_g = 0.071$ ;  $L_p/D = 0.62$ ;

$M_c = 28.1$  kN-m;  $M_n = 62$  kN-m;  $M_c/M_n = 0.45$ ;  $F_n = 66.9$  kN;  $\theta_y = 0.0125$  rad.

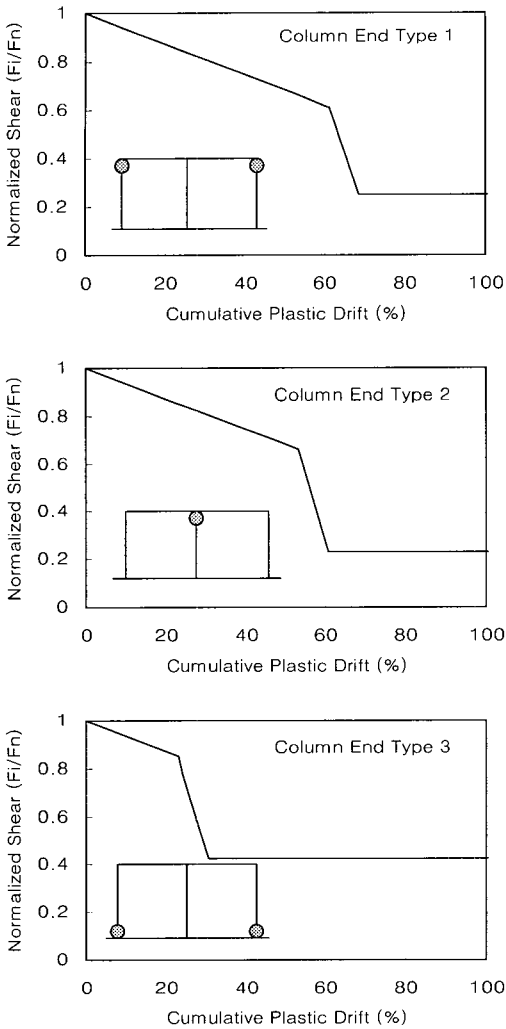


Fig. 9 Local responses due to bond

마지막으로 기둥단부 유형 4의 주근의 저사이클피로에 의한 파단으로 인한 강도저감은 식 (25)~(29)를 이용하여 Table 3에 정리되어 있으며 이에 대한 보유능력곡선이 Fig. 10에 나타나 있다. 기둥단부 유형 1, 2, 3과 마찬가지로 주근의 파단이 시작되기 직전까지 콘크리트 응력블럭의 손상에 의한 점진적인 강도저감을 볼 수 있다.

Fig. 7의 전체 골조에 대한 에너지 해석응답은 앞에서 계산된 각 국부적인 파괴모드 해석 결과를 합하여 얻을 수 있다. 각 국부적인 파괴모드의 갯수에 따른 중량계수(weight factor)를 도입하면, 기둥단부 유형 1과 3은 중량계수가 2/6이 되고, 단부 유형 2와 4는 1/6이 된다. Figs. 9와 10의 응답결과에 적용하여 합하면 Fig. 11과 같은 누적소성변위에 대한 보유능력곡선을 얻을 수 있다. 실험결과와 이론에 의한 예상치가 서로 매우 가까움을 볼 수 있다. 여기에 특정지역의 특정지진파에 의한 특정구조물의 에너지 스펙트럼<sup>(15)</sup>으로부터 누적소성변위의 요구량(demand)을 구하여 본 예제에서 구한 보유능력곡선을 읽으면, 특정지진에 대한 구조물의 안전성 판단뿐만 아니라 지진 후 구조물의 잔여보유능력(remained capacity)을 구할 수 있다. 이로부터 지진에 의한 구조물의 손상 정도의 예측이나 보수보강에 대한 대비도 할 수 있을 것으로 기대된다.

Table 3 Damage analysis of longitudinal bar fracture for column end type 4

Drift in Test (rad.)	Plastic Drift (rad.) $\theta_{pi}$	Damage Index at Drift $i$ $D_{fi}$	Number of Cycles $n_i$	Sum of Damage Index $n_i D_{fi}$	Cumulative Damage Index $\Sigma D_{fi}$	Cumulative Plastic Drift (rad.) $\Sigma \theta_{pi}$
0.02	0.0075	0.0312	2	0.0624	0.0624	0.03
0.03	0.0175	0.17	2	0.34	0.4024	0.1
0.04	0.0275	0.42	1.4 <sup>a</sup>	0.588	0.9904	0.177 <sup>b</sup>
0.04	0.0275	0.42	1.2 <sup>c</sup>	0.504	1.4944	0.243 <sup>d</sup>

<sup>a</sup>Number of cycles chosen for  $\Sigma D_{fi} = 1.0$ .

<sup>b</sup>At first bar fracture, corresponding strength ratio is  $F_1/F_n = 0.887$ .

<sup>c</sup>Number of cycles chosen for  $\Sigma D_{fi} = 1.5$ .

<sup>d</sup>At last bar fracture, corresponding strength ratio is  $F_r/F_n = 0.12$ .

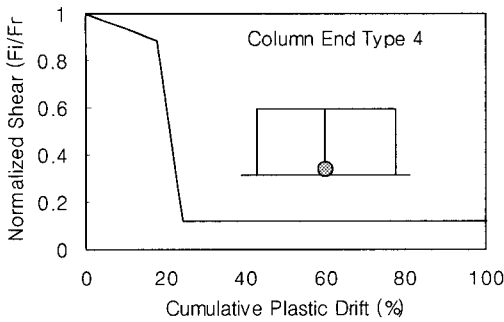


Fig. 10 Local response due to bar fracture

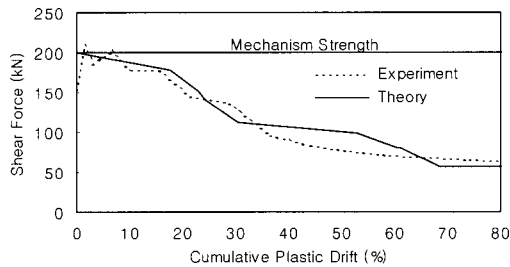


Fig. 11 Combined responses of damage analysis

강도저감에 대한 변위의 유효한계는 일반적으로 손상에 의하여 강도가  $0.8F_n$ 까지 저감 되었을 때의 것을 취한다.<sup>(16)</sup> 이 한계를 Fig. 11의 에너지 보유능력곡선에 적용하면 누적 소성회전각의 유효한계는  $\theta_p(c) = 0.211 \text{ radian}$  이 된다. 이는 본 예제의 특정구조물이 지진에 의하여 누적되는 소성변위가 이보다 작을 경우에는 구조물은 지진 후 적어도 초기강도의 80% 이상을 유지한다고 해석할 수 있다.

## 7. 결론 및 추후연구

콘크리트 구조물에 지진에 의한 반복하중이 작용할 때의 영향분석 및 이의 평가를 위하여 에너지 해석이론이 개발되었다. 변형에너지는 결국 재료의 성질을 나타내는 양이므로 이를 근거로 한 에너지 해석이론을 통하여 콘크리트 구조물에 대한 신빙성 있는 평가를 내릴 수 있음을 보여주었다. 본 논문에서 에너지이론을 위하여 고려한 파괴모드는 휨요소에 관

한 것이며, 이에는 콘크리트 응력블럭의 손상, 주근의 부착/정착 손상 및 주근의 파단 등이 고려되었다. 이들은 콘크리트나 철근의 저사이클피로에 의하여 나타나는 현상이라고 할 수 있다. 또한 국부적인 파괴모드의 결과들을 합하여, 메카니즘이 형성될 때 구조물 전체의 소성변위 누적에 따른 보유능력곡선을 작성할 수 있음을 보여주었다.

본 논문에서 제시한 에너지에 근거한 해석 방법은 실무에 적용하기에는 다소 복잡한 면이 있다. 계산을 간략하게 실행할 수 있는 방안이 연구되어야 하겠다. 또한 다양한 구조시스템에 적용하기 위하여는 다양한 지진파에 대하여 구조물을 적절히 대표할 수 있는 거동 모델을 이용하여 신빙성 있는 에너지 스펙트럼을 작성하여 누적소성변위 요구량을 제대로 예측할 수 있어야 하겠다.

## 감사의 글

본 연구를 수행하는데 도움을 준 뉴욕주립대학교 Buffalo대학 (SUNY at Buffalo) 토목공학과 의 Dr. John B. Mander의 조언에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Seismic design of bridge piers," *Research Report*, No. 84-2, University of Canterbury, New Zealand, 1984, pp. 483.
2. Mander, J. B., Waheed, S. M., Chaudhary, M. T. A., and Chen, S. S., "Seismic performance of shear-critical reinforced concrete bridge piers," *Technical Report*, NCEER-93-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1993.
3. Mander, J. B., Mahmoodzadegan, B., Bhadra,

- S., and Chen, S. S., "Seismic evaluation of a 30-year-old non-ductile highway bridge pier and its retrofit," *Technical Report*, NCEER-96-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1996.
4. Mander, J. B., Kim, J. H., and Ligozio, C. A., "Seismic performance of a model reinforced concrete bridge pier before and after retrofit," *Technical Report*, NCEER-96-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1996.
  5. Mander, J. B., Dutta, A., and Kim, J. H., "Fatigue analysis of unconfined concrete columns," *Technical Report*, MCEER-98-0009, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1998.
  6. Chang, G. A. and Mander, J. B., "Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns, part I: evaluation of seismic capacity," *Technical Report*, NCEER-94-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1994.
  7. Mander, J. B., Panthaki, F. D., and Kasalanati, A., "Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 4, 1994, pp. 453-468.
  8. ACI 318, "Building code requirements for structural concrete and commentary," *American Concrete Institute*, Detroit, 1995.
  9. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1992.
  10. Malvar, L. J., "Bond of reinforcement under controlled confinement," *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute, V. 89, No. 6, Nov.-Dec., 1992, pp. 593-601.
  11. Eligehausen, R., Popov, E. P., and Bertero, V. V., "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations," *Report No. UCB/EERC 83-23*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California, 1983.
  12. Coffin, L. F. Jr., "A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal," *Transactions*, ASME, Vol. 76, August, 1954, pp. 931-950.
  13. Manson, S. S., "Behavior of materials under conditions of thermal stress," *Heat Transfer Symposium*, Engineering Research Institute, University of Michigan, 1953.
  14. Miner, M. A., "Cumulative damage in fatigue," *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 3, September, 1945, pp. 159-164.
  15. Chang, G. A. and Mander, J. B., "Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns, part II: Evaluation of seismic demand", *Technical Report*, NCEER-94-0013, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1994.
  16. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1975.