

철근 콘크리트 프레임 요소의 數理的인 履歴모델

Mathematical Hysteretic Model of RC Frame Elements

정영수* · 김세열**

Chung, Young Soo · Kim Se Yoll

Abstract

An enhanced version of the Roufaiel and Meyer model is developed for the simulation of the hysteretic response of reinforced concrete members. This model takes into account the finite size of plastic regions and considers the effects of stiffness degradation, strength deterioration, shear and axial force. A significant improvement is the way in which strength deterioration is simulated during inelastic cyclic loadings. The accuracy of this model has been demonstrated by analytically reproducing numerous laboratory experimental load-deformation curves.

要 旨

非線形 動的荷重下에서 철근 콘크리트 부재의 履歴舉動 應答을 再生키 爲하여 Roufaiel and Meyer의 履歴舉動모델을 수정 향상시키었다. 本 수정된 모델은 非彈性區間 즉, 降伏強度를 넘는 부재에서 발생하는 塑性領域을 고려하였으며 非彈性 動的荷重下에서의 剛性 및 強度저하 현상, 전단력 및 축방 向하중의 影響 등을 모의 모형화하였다. 특히 強度감소 현상의 모델링 방법은 本 研究에서 특기할 사항이다. 제시된 모델의 正確性은 많은 실험적인 荷重-變形곡선을 數理的으로 再生하여 比較 分析함으로써 立證하였다.

1. 序 論

1989년 샌프란시스코 地震 그리고 최근의 일본, 이란 및 필리핀 地域 등에서 빈번히 發生한 강력한 地震들은 각종 構造物의 耐震設計에 대한 關心을 高潮시키고 있다. 철근 콘크리트 構造物의 耐震設計는 解析的인 履歴舉動모델의 開發, 주요 設計變數에 대한 깊은 研究 및 이들의 地震과 같은 動的荷重 作用下에서의 舉動 등에 관한 研究가 우선되

어져야 한다. 이는 예기치 못할 강력한 地震下에서 이미 施工된 철근 콘크리트 構造物의 安全性에 대한 合理的인 判定뿐 아니라 장차 設計되는 構造物에 대한 信賴性도 確信하기 위한 것이다.

本 論文은 反復荷重 作用하에서 RC Frame의 非線形舉動에 대한 精確한 豫測을 위한 研究로서 소개된 履歴舉動모델은 Roufaiel and Meyer의 모델⁽⁶⁾을 修整向上 시킨 것이다. 이 새로운 모델은 강력한 地震荷重 作用時 發生되는 부재의 塑性領域, 剪斷 및 軸方向荷重 등이 履歴舉動에 미치는 影響 등을 고려하였으며 강성저하 및 강도저하현상을 모델링

* 정희원 · 중앙대학교 건설대학 토목공학과 조교수

** 정희원 · 중앙대학교 공과대학원 토목공학과 석사과정

하였다. 특히 제안된 履歴舉動모델은 反復荷重 作用時의 RC 부재의 強度低下 曲線式을 새로이 소개 하였다. 즉 부재의 強度低下는 荷重에 의한 모멘트가 항복모멘트 超過時 시작되어 항복변형값을 超過하는 非彈性 變位の 크기에 따라서 加速化 된다고 假定 하였다. 본 모델의 正確性 및 信賴性을 評價하기 위하여 철근 콘크리트 部材 및 Frame 모델에 실시된 假想靜的 變位制御實驗에서 얻은 荷重-變形曲線⁽⁶⁻⁷⁾ 과 본 모델을 통하여 數值的으로 얻은 荷重-變形曲線을 比較하였으며 대체로 훌륭한 結果를 얻었다. 論文에 일부의 比較結果를 添附하였다.

2. 材料의 應力-變形率 關係

反復荷重下에서의 철근 콘크리트 부재의 非彈性 履歴舉動은 매우 복잡하고 여러 變數와의 相互作用에 의하여 複合的으로 나타내게 된다. 철근 콘크리트 프레임의 非線形舉動의 精確한 豫測 즉 信賴할 수 있는 履歴舉動의 開發을 위하여 각 構成材料의 應力-變形率 關係의 研究가 先行되어야 한다.

2.1 콘크리트

콘크리트는 壓縮 및 引張하에서 서로 다른 형태의 舉動을 한다. 즉 콘크리트는 壓縮에는 강하지만 상대적으로 引張에는 약하다. 그러므로 使用荷重下에서 발생된 龜裂 등으로 인하여 콘크리트의 引張強度는 일반적으로 무시한다. 본 研究에서 사용한 콘크리트의 應力-變形率曲線은 Columbia大學의 Roufaei and Meyer의 3線形曲線을 그림 1과 같이 수정하였으며 아래의 각종 變數式을 사용하여 구할 수

있다.⁽⁸⁾

$$\sigma_{cu} = \alpha_c \sigma'_c, \quad \sigma_{cy} = \frac{3}{4} \sigma_{cu}, \quad \epsilon_{cu} = \alpha_c \epsilon_0, \\ \epsilon_{cy} = \frac{5}{12} \epsilon_{cu}, \quad \epsilon = \beta_c \epsilon_{cu} \quad (1)$$

上記 式에서 σ'_c 은 콘크리트의 壓縮強度를 나타내며 ϵ_0 는 σ'_c 에서 콘크리트의 變形率 그리고 ϵ_{cm} 은 피복 콘크리트가 파괴되는 시점에서의 콘크리트의 極限 變形率이며 이는 콘크리트의 崩壞時點을 나타낸다. 變數 α_c 및 β_c 들은 각기 콘크리트의 強度 및 極限 變形率에 대한 띠철근의 구속효과, 즉 띠철근의 체적비, ρ'' 에 따른 影響을 反映한 것이며 다음과 같은 式으로 나타내었다.^(1,3)

$$\alpha_c = 1 + 10\rho'', \quad \beta_c = 2 + 600\rho'', \quad \rho'' = \frac{2(b'' + d'')A_s}{b'' d'' s} \quad (2)$$

上記式에서 b'' , d'' 은 그림 2에 보인 바와 같이 띠

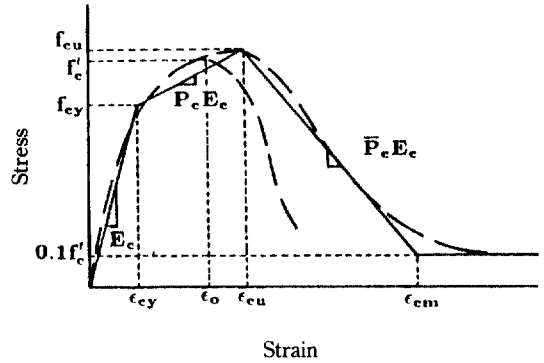


그림 1. 콘크리트의 應力-변형률을 3선형곡선

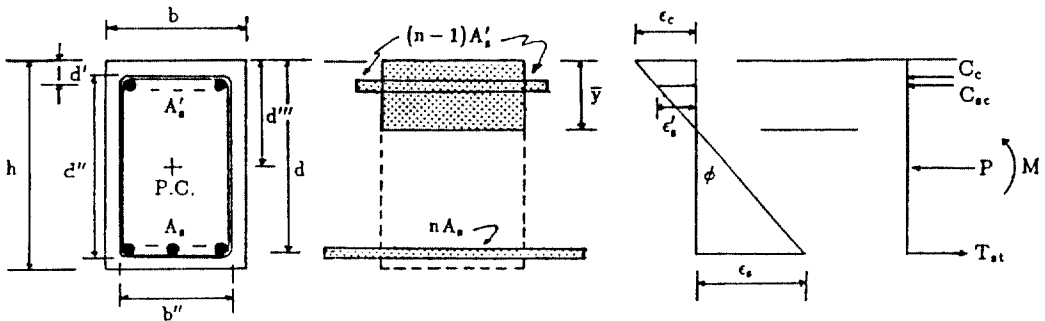


그림 2. 철근 콘크리트 해석의 표준단면도

철근으로 구속된 core의 폭과 깊이, A_v 는 띠철근의 총단면적 그리고 s 는 띠철근의 간격을 나타낸다. 한편 그림 1의 3線形曲線에서 彈性구간의 기울기는 $E_c = \sigma_{cy}/\epsilon_{cy} = 1.8\sigma_{cu}/\epsilon_{cu}$ 이며 非彈性구간의 기울기는 $P_c E_c = 5/21 E_c$ 이다.

2.2 引張鐵筋

鐵筋 콘크리트 부재에 사용된 引張鐵筋의 應力-變形率 曲線은 그림 3과 같은 2선형 곡선으로 나타내었으며 彈性구간의 기울기는 Young 係數에 의한 $E_s = \sigma_{sy}/\epsilon_{sy}$ 이며 비탄성구간의 기울기는 변형을 경화변수, P_s 를 도입하여 $E_s P_s = (\sigma_{su} - \sigma_{sy})/(\epsilon_{su} - \epsilon_{sy})$ 로 나타낸다. 특히 非載荷구간인 하강곡선은 파괴점을 찾을시 필요한 부분이다. 실제로 鐵筋의 파괴는 變形率이 ϵ_{su} 에 이를 때 變形의 局部集中현상에 의하여 야기되는 것이며 본 研究에서는 鐵筋의 파괴는 變形率이 ϵ_{su} 에 이를 때 시작되고 $1.5\epsilon_{su}$ 때 완료되는 것으로 假定하였다. 參考文獻^(3,4)에 細部事項이 言及되어 있다.

2.3 壓縮鐵筋

壓縮鐵筋의 應力-變形率 曲線은 좌굴현상을 除外시키면 引張鐵筋의 應力-變形率 曲線과 類似하다. 즉 이러한 좌굴현상으로 인하여 壓縮鐵筋은 變形率 硬化현상을 일으키는 예는 극히 드물다. 일반적으로 壓縮鐵筋은 피복 콘크리트가 붕괴되면 즉시 좌굴현상을 일으킨다. 그러므로 壓縮鐵筋이 항복강도를 지나도 피복 콘크리트가 붕괴되지 않으면 좌굴파괴되는 현상을 일으키지 않으므로 항복강도를 계속 유지하는 것으로 假定하였다.

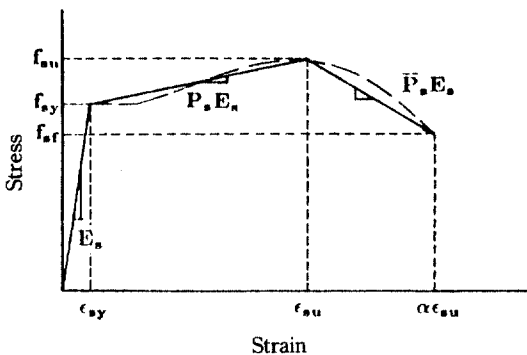


그림 3. 인장철근의 응력-변형을 3선형곡선

3. 基本的인 모멘트-곡률 關係曲線

단조하중에 의한 모멘트-곡률곡선은 그림 4와 같이 彈性荷重구간, (變形率硬化구간)과 非載荷구간의 3선형 곡선으로 나타낼 수 있다. 이 모멘트-곡률곡선은 鐵筋과 콘크리트의 각각의 應力-變形率 法則과 鐵筋 콘크리트의 斷面積이 주어지면 引張鐵筋 또는 壓縮緣 콘크리트의 變形率을 0에서부터 豫想되는 破壞形態時的 變形率 크기까지 증분하는 동안의 斷面の 중립축을 구하면서 이에 따른 곡률값 및 斷面の 모멘트를 計算하여 서로의 關係, 즉 $M-\phi$ 관계를 圖示한 것이다.

특히 항복모멘트 M_y 는 引張鐵筋의 變形率이 ϵ_{sy} 에 도달했을 때의 斷面の 強度이며 極限모멘트 M_u 는 斷面이 抵抗할 수 있는 최대모멘트를 나타내며 ϕ_u 는 주어진 斷面の 파괴시의 斷面の 곡률값을 나타낸다.

3.1 中立軸과 曲率半徑

주어진 斷面에 대한 中立軸의 位置는 우선 壓縮緣 콘크리트 또는 引張鐵筋의 변형률을 결정해야 하며 鐵筋 콘크리트 斷面の 解析을 위한 基本假定은: 1) 콘크리트 및 引張鐵筋의 應力-變形率 曲線은 각기 그림 1과 3을 기본으로 한다. 2) 콘크리트의 引張強度는 無視한다. 3) 平面은 變形 後에도 平面을 유지한다. 그리고 4) 軸方向力은 斷面の 塑性中心에 작용하는 것이다. 斷面に 作用하는 모든 軸方向力의 平衡方程式은 다음과 같다.

$$C_c + C_{sc} - T_{st} - P = 0 \quad (3)$$

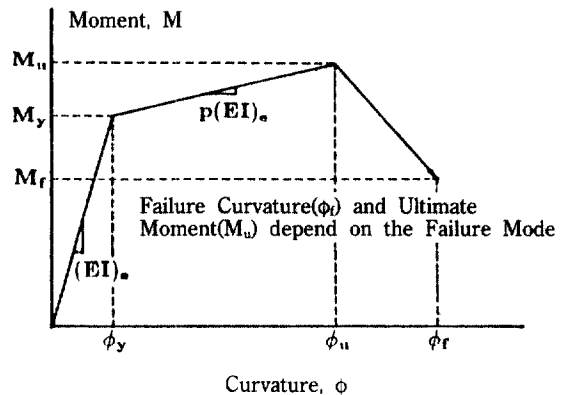


그림 4. 기본적인 모멘트-곡률 3선형곡선

上記式에서 C_c 는 콘크리트에 작용하는 壓縮力, C_{sc} 및 T_{st} 는 각기 壓縮鐵筋 및 引張鐵筋에 작용하는 힘, 그리고 P 는 軸方向力을 나타낸다. 斷面의 壓縮緣에서 중립축까지의 거리를 \bar{y} 로 假定하면 Eq (3)은 다음과 같이 變換된다.

$$\alpha \bar{y}^2 + \beta \bar{y} - \gamma = 0 \quad (4)$$

여기서 $\alpha = \alpha_c + \alpha_{sc} + \alpha_{st} + \alpha_p$, $\beta = \beta_c + \beta_{sc} + \beta_{st} + \beta_p$, $\gamma = \gamma_c + \gamma_{sc} + \gamma_{st} + \gamma_p$ 이다. 아래첨자 c , sc , st 및 p 들은 각기 콘크리트, 壓縮鐵筋, 引張鐵筋 및 축방향력을 나타내며 각 항은 콘크리트의 변형률의 크기에 따라 表 1-4에 주어진 식들을 利用하여 구할 수 있으며 引張鐵筋의 변형률증분의 경우에 대한 관계식은 참고문헌 [3]에 언급되어 있다. 중립축 위치가 계산되면 該當되는 곡률반경은 $\phi = \epsilon_c / \bar{y}$ 로서 구해진다.

3.2 휨모멘트

중립축의 위치가 결정되면 斷面에 작용하는 모든 힘의 塑性中心에 대한 모멘트는 다음 식과 같이 구할 수 있으며 이들의 합은 斷面에 작용하는 휨모멘트이다.

$$M = M_c + M_{sc} + M_{st} \quad (5)$$

壓縮 콘크리트의 塑性中心에 대한 휨모멘트인 M_c 는 콘크리트의 변형률에 따라 아래와 같이 구해진다.

$$M_c = \begin{cases} M_{c1} & \text{for } \epsilon_c \leq \epsilon_{cy} \\ M_{c1} - M_{c2} & \text{for } \epsilon_{cy} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \\ M_{c1} - M_{c2} - M_{c3} & \text{for } \epsilon_{cu} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cm} \\ M_{c1} - M_{c2} - M_{c3} + M_{c4} & \text{for } \epsilon_c > \epsilon_{cm} \end{cases} \quad (6)$$

上記式에서

$$\begin{aligned} M_{c1} &= 0.5bE_c\bar{y}^2\phi\left(d'' - \frac{\bar{y}}{3}\right) \\ M_{c2} &= 0.5bE_c\phi(1-p_c)\left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{cy}}{\phi}\right)^2\left(d'' - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cy}}{3\phi}\right) \\ M_{c3} &= 0.5bE_c\phi(p_c + \bar{p}_c)\left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{cu}}{\phi}\right)^2\left(d'' - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cu}}{3\phi}\right) \\ M_{c4} &= 0.5bE_c\phi\bar{p}_c\left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{cm}}{\phi}\right)^2\left(d'' - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cm}}{3\phi}\right) \end{aligned}$$

한편 引張철근 및 壓縮철근의 휨모멘트도 각각의 변형률의 크기에 따라 아래와 같이 구해진다.

$$M_{st} = T(d - d'') \quad M_{sc} = C_{sc}(d'' - d') \quad (7)$$

上記式에서 T 는 引張鐵筋의 引張力 및 C_{sc} 는 壓縮鐵筋의 壓縮力을 나타내며 d' 은 斷面의 壓縮緣에

표 1. 압축 콘크리트의 중립축 방정식 (4)에 대한 성분식

ϵ_ψ	α_c	β_c	γ_c
$\leq \epsilon_{cy}$	1/2B	0.0	0.0
$> \epsilon_{cy}$ $\leq \epsilon_{cu}$	$\frac{1}{2}B\left[1 - (1-P_c)\left(1 - \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_c}\right)^2\right]$	0.0	0.0
$> \epsilon_{cu}$ $\leq \epsilon_{cm}$	$\frac{1}{2}B\left[1 - (1-P_c)\left(1 - \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_c}\right)^2 - (P_c + \bar{P}_c)\left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_c}\right)^2\right]$	0.0	0.0
$> \epsilon_{cm}$	$\frac{1}{2}B\left[1 - (1-P_c)\left(1 - \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_c}\right)^2 - (P_c + \bar{P}_c)\left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_c}\right)^2 + \bar{P}_c\left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_c}\right)^2\right]$	0.0	0.0

표 2. 인장철근의 중립축 방정식 (4)에 대한 성분식

ϵ_c	α_{st}	β_{st}	γ_{st}
$\leq \epsilon_{sy}$	0.0	nA_s	$nA_s d$
$> \epsilon_{sy}$ $\leq \epsilon_{su}$	0.0	$nA_s\left[1 - (1-P_s)\left(1 + \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_c}\right)\right]$	$nA_s\bar{P}_s d$
$> \epsilon_{su}$	0.0	$nA_s\left[1 - 91 - P_s\left(1 + \frac{\epsilon_{sy}}{\epsilon_c}\right) - (P_s + \bar{P}_s)\left(1 + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_c}\right)\right]$	$-nA_s\bar{P}_s d$

표 3. 압축철근의 중립축 방정식 (4)에 대한 성분식

ϵ_{vy}	α_{sc}	β_{sc}	γ_{sc}
$\leq \epsilon_{sy}$	0.0	$(n-1)A'_s$	$(n-1)A'_s d'$
$> \epsilon_{sy}$	0.0	$(n-1)A'_s \frac{\epsilon_{vy}}{\epsilon_c}$	0.0

표 4. 축방향 하중의 중립축 방정식 (4)에 대한 성분식

α_n	β_p	γ_p
0.0	$-\frac{p}{E_c \epsilon_c}$	0.0

서 壓縮鐵筋 중심까지의 거리이고 d'' 은 띠철근으로 이루어진 단면의 core의 깊이이며 d'' 은 壓縮緣에서 띠철근의 바깥면 까지의 거리이다.⁽³⁾ 각각은 그림 2에 도시되어 있다.

4. 철근 콘크리트 部材의 解析의 履歴舉動 모델

4.1 履歴舉動모델의 特徵

반복하중하에서는 단조하중의 경우와 달리 鐵筋 콘크리트 부재의 舉動은 현격한 차이를 나타낸다. 즉 단조하중하에서 적절한 設計로서 피할 수 있는 파괴형태가 반복하중하에서는 鐵筋과 콘크리트 사이의 부차강도의 低下 등으로 인하여 파괴의 원인이 되기도 한다. 반복하중하에서의 剛性係數의 變化를 解析的으로 模型化하기 위한 履歴舉動모델식은 대체로 3가지로 분류된다. 즉 2선형곡선, 剛性低下를 고려한 2선형곡선 및 3선형곡선⁽⁹⁾으로 本 論文에서는 두번째의 강성저하를 고려한 2선형 곡선을 기초로 작용하는 하중형태에 따라 각기 다른 剛性係數를 갖는 5가지 지선의 형태를 도입한 그림 5와 같은 數理的인 履歴舉動모델을 제안하였다.

1) 彈性的 載荷 및 非載荷 區間:

$$\Delta M = (EI)_1 \Delta \phi \quad (EI)_1 = (EI)_e$$

2) 非彈性的 載荷區間:

$$\Delta M = (EI)_2 \Delta \phi \quad (EI)_2 = p(EI)_e$$

3) 非彈性的 非載荷區間:

$$\Delta M = (EI)_3 \Delta \phi \quad (EI)_3 = \frac{M_x}{\phi_x - \phi_r^+}$$

4) 龜裂 閉합동안의 非彈性的 載荷區間:

$$\Delta M = (EI)_4 \Delta \phi \quad (EI)_4 = \frac{M_p^+}{\phi_p^+ - \phi_r^-}$$

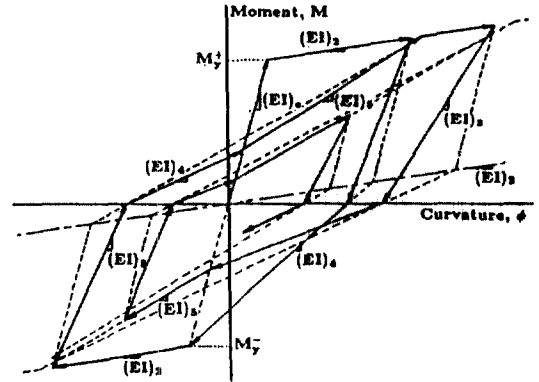


그림 5. 해석적인 이력거동의 모멘트-곡률 표준곡선

5) 龜裂 閉合후의 非彈性的 載荷區間:

$$\Delta M = (EI)_5 \Delta \phi \quad (EI)_5 = \frac{M_x - M_p^+}{\phi_x - \phi_p^+}$$

關聯된 상세 공식들은 참고문헌^(1,3,4)에 주어져 있으며 특히 提案된 해석적 履歴舉動모델에서 고려된 剛性低下, 強度低下 및 剪斷影響 등의 해석모델은 다음과 같다.

4.2 剛性低下

그림 6과 같이 圖解法을 이용한 강성저하법칙을 도입하였다. 우선 원점을 지나고 기울기가 $p(EI)_e$ 인 補助直線과 最小荷重點(ϕ_x^-, M_x^-)을 지나고 기울기가 $(EI)_e$ 인 직선과의 교점 즉 보조점(ϕ_o^-, M_o^-)을 구한 후 반대방향 荷重 작용시의 最大荷重點(ϕ_x^+, M_x^+)과 구한 보조점(ϕ_o^-, M_o^-)을 연결하는 線上에서 荷重이 작용치 않는 점($\phi_r^-, 0$) 즉 殘存곡률값을 구한 후 이 점과 最小荷重點(ϕ_x^-, M_x^-)과의 기울기는 다음과 같다.

$$(EI)_3 = \frac{M_x^-}{\phi_x^- - \phi_r^-} \quad (8)$$

式 (8)의 기울기는 초기 탄성구간의 강성계수인 $(EI)_e$ 보다 작은 값으로서 강성계수의 크기는 최대 변위의 크기에 좌우된다. 즉 변위가 클수록 강성저하량은 증가되어 강성계수는 작아진다.

4.3 強度低下

지난 20여년간 많은 기술자들이 항복강도 이상의 반복하중하에서 RC 부재는 強度低下 현상을 일으

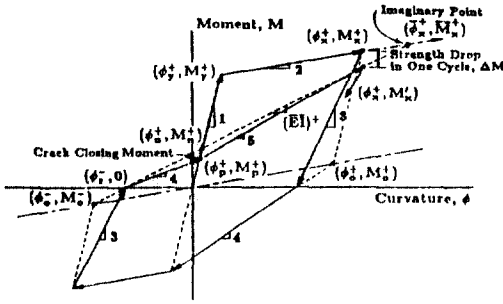


그림 6. 균열폐합 모멘트 및 강성저하의 표준곡선

키는 것을 증명해왔다. 強度低下의 크기는 띠철근의 구속력, 부재의 壓縮荷重, 콘크리트의 강도, 鐵筋과 콘크리트의 부착력 등의 여러 요인에 의해서 좌우되지만 단조하중하에서의 파괴 곡률값 ϕ_f 를 구하면 강도저하 크기는 그림 7과 같이 假定된 곡선으로부터 계산된다. 다시 말하면 그림 7의 굽은 곡선 $m_1(\phi)$ 는 항복강도보다 큰 크기의 荷重작용시 주어진 곡률값에 따른 첫번째 荷重 사이클에 의한 예상되는 강도저하량, ΔM 을 나타내며 이는 주어진 곡률값과 그 荷重 Cycle에 따른 강도저하 크기를 정의하는 강도저하지수, S_d 를 도입하여 다음과 같이 정의하여 구할 수 있다.

$$S_d = \frac{\Delta M}{\Delta M_f} = A \left(\frac{\phi}{\phi_u} \right)^{2\omega} + B \left(\frac{\phi}{\phi_u} \right)^{\omega} + C \quad (9)$$

式 (9)에서 곡률값에 따른 강도저하량, ΔM 은 3개의 경계조건식 즉 1) $\phi = \phi_y$ 에서 $\Delta M = 0$, 2) $\phi = \phi_y$ 에서 $m_1(\phi)$ 곡선은 비탄성 재하곡선에 접한다. 즉 $dm_1/d\phi = p(EI)_e$, 3) $\phi = \phi_f$ 에서 $m_1(\phi) = M_f$ 를 사용하여 구할 수 있다. 즉,

$$\frac{\Delta M}{\Delta M_f} = \left(\frac{\phi - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \right)^{\omega} \quad (10)$$

$$\Delta M = [(\phi_f - \phi_y)p(EI)_e + M_y - M_f] \left(\frac{\phi - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \right)^{\omega} \quad (11)$$

上記 式에서 變數 ω 는 띠철근의 구속력, 콘크리트의 壓縮강도, 종철근비 등의 영향을 받으며 본 연구에서는 $\omega = 2.0$ 으로 가정하였다. 이를 이용하여 "i"번째 荷重 사이클 후의 예상되는 殘存 強度式은 다음과 같다.

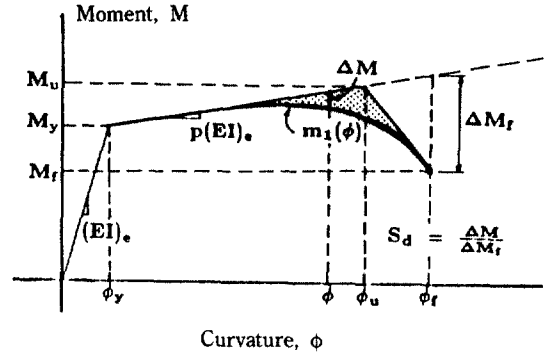


그림 7. 강도저하 곡선

$$m_1(\phi) = M_y + (\phi - \phi_y)p(EI)_e - i \cdot \Delta M \quad (12)$$

上記 가정을 履歴舉動모델에 반영키 위하여 任意변위 및 荷重 사이클에 따른 강도저하크기를 반영한 최대가상점 (ϕ_x, \bar{M}_x) 을 도입하여 강도저하현상을 모델링하였다.⁽⁴⁾

4.4 履歴舉動에 대한 剪斷影響

非彈性區間 즉 균열이 발생한 단면에 반복하중 작용시 부재에 작용하는 전단력은 발생한 균열 등으로 인하여 주로 引張鐵筋의 다우웰 작용(Dowel Action)에 의하여 支持됨으로 작은 강성계수 값을 나타내지만 균열 폐합 후에는 전단마찰 및 골재의 상호 맞물림 등에 의하여 부재의 강성계수는 급격한 증가현상을 보이는 것은 많은 실험에 의하여 立證되어 왔다. 이러한 현상의 해석적 모델을 위하여 본 연구에서 사용한 균열폐합모멘트 및 곡률값은 아래와 같이 경험적인 식을 제안하였다.

$$M_p^+ + \alpha_p M_n^+ \quad \phi_p^+ = \alpha_p \phi_n^+ \quad (13)$$

上記 式에서 (ϕ_n^+, M_n^+) 점은 전단영향이 적을시 pinching 현상이 발생치 않는 경우를 나타내며 그림 6에서 보여주시는 바와 같다. α_p 는 전단지간 길이에 따른 전단응력의 荷重-變形곡선에의 영향을 나타내는 係數를 의미한다. 즉 $\alpha_p = 1$ 인 경우 전단력의 영향이 무시할 정도로 작으며 $\alpha_p = 0$ 은 전단력이 荷重-變形곡선을 지배하는 경우이다. α_p 는 아래와 같은 修正된 經驗式을 사용하였다.

$$\alpha_p = \begin{cases} 0 & \text{if } a/d \leq 1.5 \\ \sqrt{0.4a/d - 0.6} & \text{if } 1.5 < a/d \leq 4.0 \\ 1 & \text{if } a/d > 4.0 \end{cases}$$

本論文에서 제안된 해석적인 履歴舉動모델의 정확성을 입증키 위하여 RC 부재의 假想靜的 실험결과에 의한 荷重-變形곡선과 履歴모델을 사용한 해석적인 荷重-變形곡선을 비교 검토하였다. 그림 10과 같이 構造物은 절점과 절점을 연결하는 부재로 구성되는 평면 프레임으로 가정하였으며 해석을 위한 기본 가정은 다음과 같다.

- 1) 構造物은 平面 프레임으로 假定하였으며 平面의 舉動은 無視한다.
- 2) 각 部材는 질량이 없는 도심선을 지나는 선형부재로 간주하며 부재의 질량은 해당 절점에 분할 分布시키는 lumped mass계로 처리한다.

그러나 정적실험과의 비교분석이므로 이 가정은 본 연구의 비교분석시에는 필요치 않다.

- 3) 축방향 및 전단변형은 무시한다.
- 4) 평면 프레임의 하단부 기초는 고정단으로 변위가 없는 것으로 가정한다.

대개의 실험은 변위제어 즉 假想靜的 實驗形態로 수행되었으므로 관성력 및 댐핑효과는 본 비교해석에서 무시하였다. 비선형 舉動의 각 단계별 평형방정식 $\{P\} = [K]\{\delta\}$ 에서 Gaussian 소거법을 이용하여 주어진 변위에 따른 같은 방향에 해당하는 荷重을 구하면서 해석적인 荷重-變形곡선을 구하였다.

그림 8, 9, 11에서 보여준 바와 같이 解析的 荷重-變形곡선은 거의 類似하게 실험에 의한 荷重-變形곡선들을 再現하였으며 특히 강성저하, 강도저하 및 전단영향에 의한 강성저하 등의 현상을 훌륭하게 再生시키었음을 볼 수 있다. 특히 그림 11에서 보인

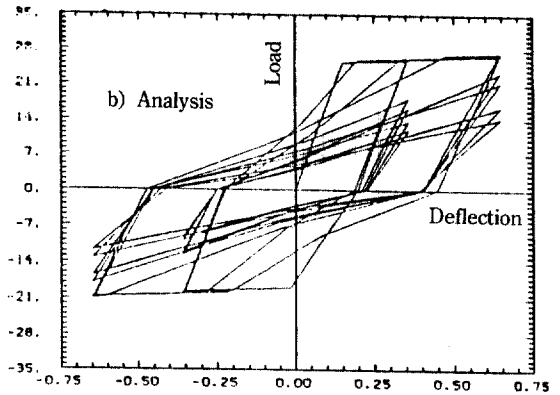
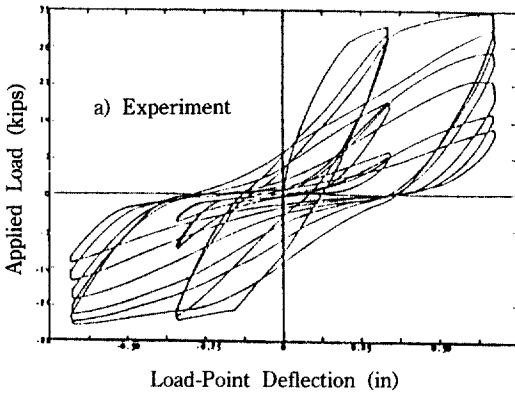


그림 8. Hwang의 S3-3 시험체의 실험 및 해석적인 하중-변형곡선 [5]

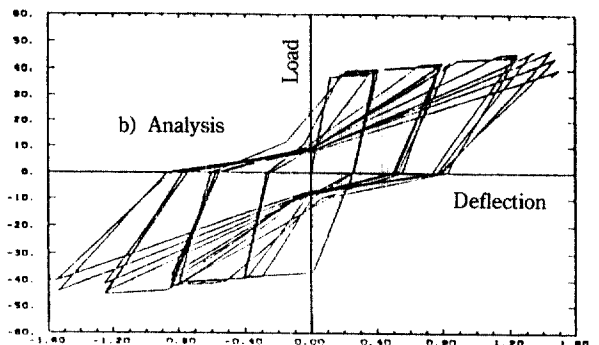
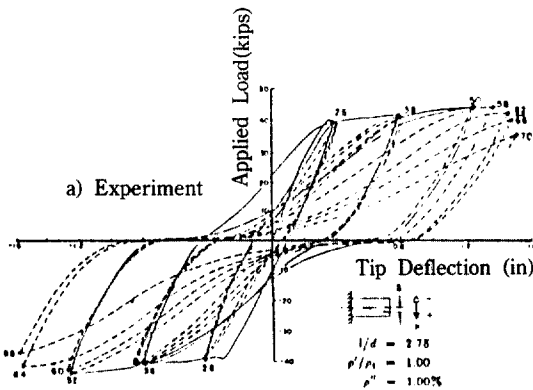


그림 9. Ma et al의 R5 시험체의 실험 및 해석적인 하중-변형곡선 [6]

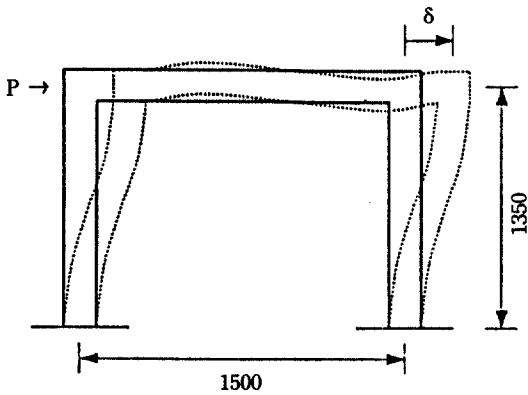


그림 10. Ohno의 One-Bay One-Story 프레임 모델 [7]

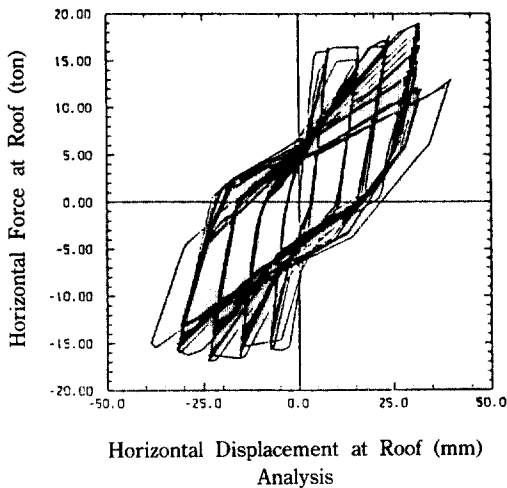
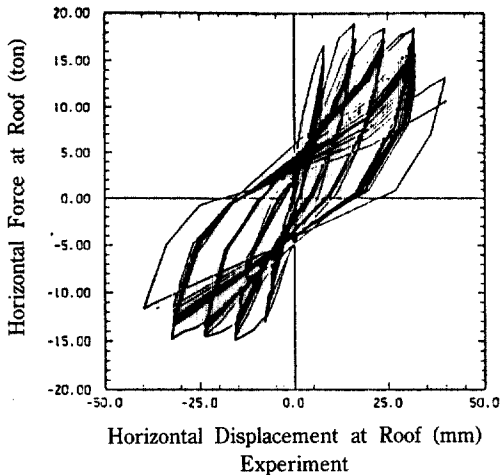


그림 11. Ohno의 No.4 시험체의 실험 및 해석적인 하중-변형곡선 [7]

바와 같이 One-bay One-story RC Frame Model⁽³⁾의 상층부에서의 실험적인 하중-변형곡선도 解析的으로 거의 類似하게 再生시켰었다. 이것은 본 연구에서 제안된 해석적인 履歴舉動모델은 地震과 같은 動的 사용하중하에서의 RC 부재의 非彈性 舉動을 예측할 수 있는 신뢰할 수 있는 모델이라 판단된다.

6. 結 論

반복하중하에서 鐵筋 콘크리트 부재의 非線形舉動의 豫測을 위한 信賴할 수 있는 解析的인 履歴 모델이 提案되었다. 이 모델은 반복하중하에서 콘크리트 부재의 履歴舉動의 중요한 현상인 強度低下, 剛性低下 및 剪斷 影響 등을 數值的으로 모델화 하였으며 이의 檢證을 위하여 가상정적 실험결과들과 비교 검토하였다. 즉, 실험에 의한 하중-변형곡선들을 解析的인 履歴모델을 이용한 정확한 재생은 鐵筋 콘크리트 구조물의 정확한 非線形解析에 필수적인 것이다. 그러나 본 모델의 미흡한 점은 일정한 하중크기에 의한 변위제어 실험결과들이 극히 제한되어 있으므로 履歴舉動에 影響을 미치는 다양한 설계변수 즉 띠철근의 구속력의 효과(Confinement Effect), 鐵筋과 콘크리트의 부착력 및 부재의 단면 크기의 영향 등을 연구할 수 있는 추가의 변위제어 실험 및 동적실험결과들의 조사가 필요하다.

感謝의 글

本 論文은 1991年 韓國科學財團 基礎一般研究支援의 課題番號 911-0102-001-2에 의하여 연구된 일부분이다. 이 研究를 支援해 주신 關係諸位께 深深한 謝意를 표합니다.

參 考 文 獻

1. 정영수, "철근 콘크리트 部材의 解析的인 履歴모델" 韓國 電算構造工學會, 1991年 3月 學會誌, 제 4권 제 1호(통권 11호) pp.133-142.
2. Atalay, M.B. and Penzien, J., "The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Forces," Report No. EERC-75-19, Univ. of California at Berkeley, CA, 1975.

3. Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M., "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members," Report No. NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, Oct., 1987.
4. Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M., "Modeling of Concrete Damage," *ACI Structural Journal*, No.3, Vol.86, pp.259-271, May-Jun. 1989.
5. Hwang, T.H. and Scribner, C.F., "R/C Member Cyclic Response During Various Loadings," *Jou. of Struct. Engineering*, ASCE, Vol.110, No.3, Mar. 1984.
6. Ma, S-Y. M., Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. EERC-76-2, Univ. of California at Berkeley, CA, 1976.
7. Fujikake, K., Ohno, T. and Nishioka, T., "Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Reinforced Concrete Frame," *Proceedings of JSCE*, No.390, Vol.8, Japan, Feb. 1988.
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, pp.429-444, Mar. 1987.
9. Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N., "Reinforced Concrete Responses to Simulated Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970.

(接受：1991. 9. 2)