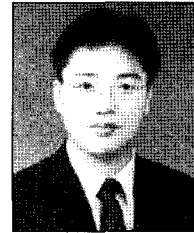


철근 콘크리트 보-기둥 부재의 혼합법에 의한 충상화 유한요소 해석 모델

Mixed Formulation of RC Beam-Column Element based on
Fiber Section



권 민 호*



조 창 근**

*정회원, 경상대학교 공과대학 토목공학과 조교수
**정회원, 경북대학교 방재연구소 연구원/강사

1. 서 론

2차원 또는 3차원 보-기둥 및 구조 부재의 비선형 유한 요소 모델은 여러 연구자들에 의해 진전되어 왔었다. 1960 년대에 와서, 내진설계에 있어서 기존의 탄성범위 내에서의 내진설계는 지나치게 과다한 구조물 자중과 비경제적인 설계를 야기하여 오히려 구조물의 초고층화 및 장시간 화에 한계를 인식하게 되었다. 이로 인해 강진이 발생하는 지역에서는 구조 부재의 일부에서 비선형 및 소성거동을 반영한 설계를 시도하게 되면서 구조 부재에 관한 비선형 해석기법의 개선에 관한 연구에 박차를 가하게 하였다.

그 대표적인 연구결과로서 선구적 역할을 한 연구결과가 바로, Clough와 Johnston (1966)¹⁾이 제시한 보-기둥 부재의 이원성분모델(two-component model)이다. 연이어서 보다 개선된 방법으로서 Giberson (1967)이 일원성분모델(one-component model)을 소개 하였다.³⁾ 초창기의 이와 같은 모델들은 부재길이 방향에 대한 소성힌지 분포를 고려해 주지 못하는 한계를 갖고 있으며, 이를 “집중-비탄성 접근법(lumped inelasticity-based approach)”로 정의한다.

부재길이 방향의 소성힌지 분포를 고려하기 위하여 좀더 개선된 방법으로서, “분포 비탄성 접근법(distributed inelasticity-based approach)”에 관한 연구가 시도되게 되었다. Otani

(1974)⁷⁾와 Meyer 등 (1983)⁶⁾에 의하여 제시된 초창기의 분포 비탄성 접근법은 근본적으로 일원성분모델에 기초하여 수정된 분포 비탄성 접근법으로서 축력의 변동에 따른 영향과 부재 내 비선형 곡률 분포를 정확히 고려치 못하는 단점을 아직 포함하고 있다. Cho 등(2004)²⁾은 벽식감쇠기를 고려한 철근 콘크리트 골조 구조물의 비선형 내진해석에 적용하였다. Takayanagi와 Schnobrich (1979)¹⁰⁾은 다중스프링을 도입하여 역시 일원성분모델을 수정한 분포 비탄성 접근법을 제시하였다. 이전의 분포 비탄성 모델에서 크게 개선하여 축력의 변동, 곡률의 비선형 영역 등에 따른 거동을 합리적으로 반영한 방법으로서 Mari와 Scordelis (1984)⁴⁾는 단면 충상화(fiber) 개념 및 등매개 요소를 사용한 부재 길이 방향의 수치적분법에 의한 보-기둥 부재의 충상화 등매개 요소(fiber isoparametric beam-column finite element)를 개발함으로써 분포 비탄성 접근법에 의한 획기적인 개선을 가져다 주었다. 단면을 fiber로 이산화시키므로 단면에서 발생하는 비선형 또는 손상의 진행여부와 단면의 형상을 좀 더 정밀하게 고려할 뿐 아니라 복합 재료로 이루어진 단면인 경우에는 각 재료에 따른 특성들을 고려할 수 있어서 좀더 정밀한 해석이 가능하게 된다. 하지만 이 모델의 한계는, 강성도법(stiffness method)에 의한 변위-기초법의 정식화를 한 것으로서 강성도 행렬을 산정하기 위하여 변위 형상함수를 가정해 주어야만 하는 단점으로 인해서, 전체 구조물의 평

형조건은 만족하지만 부재 내 요소에서의 평형조건은 만족하지 못하여 결과적으로 요소 내 모멘트 및 곡률 분포가 비선형 문제에서 정확하지 못한 예측치를 제공해 주는 한계를 갖고 있다.

이를 개선하기 위하여 Spacone (1994)⁸⁾은 변위형상함수를 가정함으로써 인해 내포되어 있는 기존 강성도법에 의한 부재모델에서 탈피하여, 변위형상함수를 사용하지 않고, 요소 내 평형조건을 고려한 힘-보간함수(force interpolation function)을 유도하여 철근 콘크리트 부재에 대한 요소 유연도 행렬을 산정함으로써, 보다 개선된 유연도법 층상화 유한요소 보-기둥 부재 모델(flexibility-based fiber beam-column finite element)을 제시하였다. 이후 Spacone 등 (1996)⁹⁾과 Limkatanyu 및 Spacone(2002)¹¹⁾은 이를 보다 개선하여 혼합법(mixed method)에 의한 철근콘크리트 및 강-콘크리트 합성 부재에 관한 정식화를 시도하여, 강과 콘크리트 간의 부착특성을 합리적으로 고려할 수 있는 부재해석모델을 제시하였다.

본 기사에서는, 이상과 같이 소개된 부재요소 모델 가운데 개선된 방법으로서, 단면의 층상화를 기반으로 한 부재 요소의 혼합법에 의한 콘크리트 및 형강 부재의 정식화는 다음과 같다.

2. 혼합법에 의한 보-기둥 요소 비선형 유한요소

2.1 요소 및 단면의 힘과 변형

3차원 공간에서 전체 좌표계 X, Y, Z 인 경우, 축력을 고려한 보 요소의 국부좌표계 x, y, z 에 대해 요소는 직선으로 가정하여 x 방향을 향해 축방향을 갖는 일반적인 2절점 3차원 보-기둥 요소를 그림 1과 같이 나타낼 수 있다.

그림 2와 같이, 강제모션이 제거된 2절점 보-기둥 요소

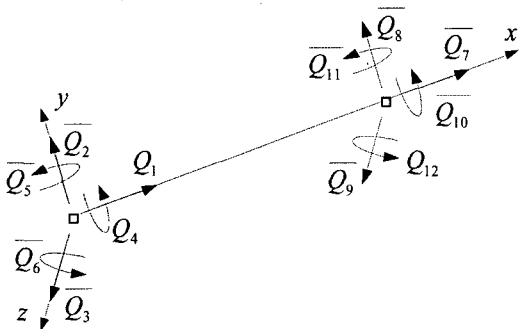


그림 1 강제모션이 고려된 보의 요소 절점력 관계

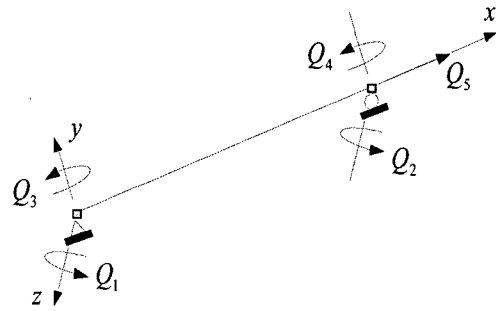


그림 2 강제모션이 제거된 보-기둥의 요소 절점력

를 고려할 경우, 비틀림 자유도를 선형 탄성으로 가정하면, 총 5개의 자유도로서 강제 운동을 제거한 요소의 절점력 벡터와 이에 대응하는 절점변위 벡터는 각각 다음 식과 같이 정의할 수 있다.

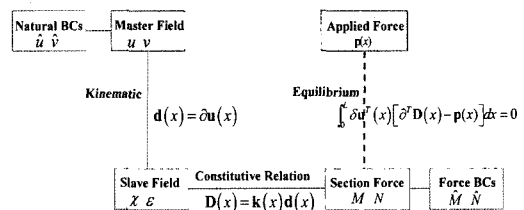
$$\mathbf{Q} = \{Q_1 \quad Q_2 \quad Q_3 \quad Q_4 \quad Q_5\}^T \quad (1)$$

$$\mathbf{q} = \{q_1 \quad q_2 \quad q_3 \quad q_4 \quad q_5\}^T \quad (2)$$

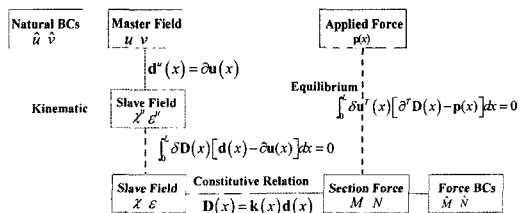
여기서, 절점벡터 \mathbf{q} 는 변환행렬로부터 강제운동을 고려한 경우의 절점벡터 $\bar{\mathbf{q}}$ 로 변환될 수 있다. 단면력 및 단면변형 관계는 앞 장에 소개된 경우와 동일하게 고려될 수 있다.

2.2 2-필드 혼합법에 의한 요소의 정식화

혼합법과 강성도법의 정식화 과정은 그림 3의 Tonti 다이어그램으로 표시할 수 있다.



(a) 강성도법 유한요소모델



(b) 혼합법 유한요소모델

그림 3 Tonti 다이어그램

2-필드 혼합법에 의한 보-기둥 요소의 정식화는 구성관

계를 포함하여 요소 내 평형조건과 단면력-변형 관계로부터 정식화 된다. 보-기둥의 임의 단면에서 단면력 및 단면 변형 증분은 절점에서의 절점력 증분 및 절점 변위 증분으로부터 각각 다음과 같이 표현된다.

$$\Delta \mathbf{D}(x) = \mathbf{B}_Q(x) \Delta \mathbf{Q} \quad (3)$$

$$\Delta \mathbf{d}(x) = \mathbf{B}(x) \Delta \mathbf{q} \quad (4)$$

위 식에서 $\mathbf{B}_Q(x)$ 및 $\mathbf{B}(x)$ 는 각각 단면력-절점력 관계 행렬 및 단면 변형-절점 변위 관계 행렬이다. $\mathbf{B}_Q(x)$ 는 요소 내 단면과 절점에서의 평형 조건으로부터 산정된다. 2차원 보-기둥 요소의 경우 그림 4(a)로부터 다음 식과 같이 유도 된다.

$$\mathbf{B}_Q(x) = \begin{bmatrix} x/L-1 & x/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

같은 방법으로 3차원 보-기둥 요소의 경우 $\mathbf{B}_Q(x)$ 는 다음 식과 같이 표현된다.

$$\mathbf{B}_Q(x) = \begin{bmatrix} x/L-1 & x/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & x/L-1 & x/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6)$$

이때, 요소길이 전체에 걸쳐서 단면력-변형 관계를 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\int_0^L \delta \mathbf{D}^T(x) [\Delta \mathbf{d}(x) - \mathbf{f}_t(x) \Delta \mathbf{D}(x)] dx = 0 \quad (7)$$

여기서, $\mathbf{f}_t(x)$ 는 단면변형-단면력 증분 관계의 구성법칙을 나타내는 단면접선 유연도 행렬로서, 등방 재료인 경우 다음과 같다.

$$\mathbf{f}_t(x) = \begin{bmatrix} 1/E_t I_z(x) & 0 & 0 \\ 0 & 1/E_t I_y(x) & 0 \\ 0 & 0 & 1/E_t A(x) \end{bmatrix} \quad (8)$$

식 (3) 및 (4)을 식 (7)에 대입하면, 선형화된 단면력-변형 증분 관계가 다음과 같이 정리된다.

$$\mathbf{T} \Delta \mathbf{q} - \mathbf{F} \Delta \mathbf{Q} = \mathbf{0} \quad (9)$$

여기서, \mathbf{F} 는 요소 접선 유연도 행렬이며, \mathbf{T} 는 보간 함수만으로 표현되는 적분식으로서 각각 다음 식과 같다.

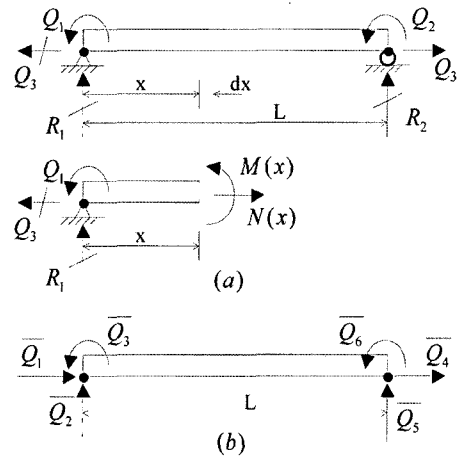


그림 4 요소 내 평형관계

$$\mathbf{F}_t = \int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{f}_t(x) \mathbf{B}_Q(x) dx \quad (10)$$

$$\mathbf{T} = \int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{B}(x) dx \quad (11)$$

한편, 가상변위의 원리로부터 요소 내 평형관계가 다음 식과 같이 정의된다.

$$\int_0^L \delta \mathbf{d}^T(x) [\mathbf{D}(x) + \Delta \mathbf{D}(x)] dx = \delta \mathbf{q}^T \mathbf{P} \quad (12)$$

여기서, \mathbf{P} 는 작용하는 절점력 벡터이다. 식 (15) 및 (16)을 식 (24)에 대입하면, 요소 내 평형관계가 다음과 같이 정리된다.

$$\mathbf{T}^T \mathbf{Q} + \mathbf{T}^T \Delta \mathbf{Q} = \mathbf{P} \quad (13)$$

식 (9) 및 (13)로부터 다음 식과 같이 표현된다.

$$\mathbf{T}^T \mathbf{F}_t^{-1} \mathbf{T} \Delta \mathbf{q} = \mathbf{P} - \mathbf{T}^T \mathbf{Q} \quad (14)$$

위 식은 혼합법에 의해 유도된 보-기둥 요소의 요소 절점력과 요소 변위 증분 관계를 나타낸 것이다. 여기서 부재 내 가상일의 원리를 적용하면 다음 식과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \delta \mathbf{q}^T \Delta \mathbf{Q} &= \int_0^L \delta \mathbf{d}^T(x) \Delta \mathbf{D}(x) dx \\ &= \delta \mathbf{q}^T \left[\int_0^L \mathbf{B}_Q^T(x) \mathbf{B}(x) dx \right] \mathbf{Q} = \delta \mathbf{q}^T \mathbf{T} \mathbf{Q} \end{aligned} \quad (15)$$

위 식은 $\mathbf{T} = \mathbf{I}$ 가 됨을 의미한다. 따라서, 변위 형상함수 $\mathbf{B}(x)$ 를 가정할 필요가 없으므로, 2-필드 강성법에 근거한

기존의 비선형 해석에서는 가정된 변위 형상함수에 의해 발생하는 요소 내 평형 조건을 만족하지 못하는 문제점을 가지고 있다. 혼합법은 이러한 문제점을 해결해주는 방법을 제공한다. 따라서 식 (14)은 다음 식과 같이 최종적으로 표현된다.

$$F_i^{-1} \Delta q = P - Q \quad (16)$$

2-필드 혼합법에 의한 보-기둥 요소의 정식화에서 강제모션을 고려한 경우의 요소접선 강성행렬은 다음 식에 의해 산정된다.

$$K_i = F_i^{-1} \quad (17)$$

2.3 강제운동을 고려한 요소로의 전환

이상의 벡터 및 행렬은 강제운동을 제거한 경우를 나타낸다. 2차원 또는 3차원 보-기둥 요소로 적용하기 위해서는 강제모션을 고려해 줌으로써 일반적인 보-기둥의 유한요소로 적용할 수 있다.

따라서 강제모션을 고려한 경우 국부좌표에서의 절점 변위 및 요소접선 강성행렬은 다음의 변환 관계로 산정된다.

$$\bar{q} = R_{rigid}^T q \quad (18)$$

$$\bar{K}_i = R_{rigid}^T K_i R_{rigid} \quad (19)$$

여기서, R_{rigid} 는 그림 4의 2차원 보-기둥 요소인 경우, 강제모션이 있는 경우(a)와 강제운동이 없는 경우 (b)의 평형조건으로부터 다음 식과 같이 유도할 수 있다.

$$R_{rigid} = \begin{bmatrix} 0 & 1/L & 1 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & -1/L & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (20)$$

동일하게 3차원 보-기둥 요소인 경우에도 다음의 식과 같이 유도할 수 있다.

$$R_{rigid} = \begin{bmatrix} 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

한편, 식 (13) 및 (14)의 국부좌표에서의 벡터 및 행렬은 요소좌표변환 T_{ele} 행렬에 의하여 앞 장에 소개된 방법에 의해 전체좌표에서의 요소절점 변위 및 요소 접선강성행

렬을 각각 산정할 수 있다.

3. 비선형 파이버 유한요소모델

3.1 파이버 유한요소

단면접선 강성행렬 $k_t(x)$, 단면접선 유연도 행렬 $f_t(x)$ 와 단면 저항력 증분 $\Delta D_R(x)$ 을 산정하는 일반적인 방법으로, 단면에 가상 일의 원리를 적용하면 외부 가상 일과 내부 가상 변형에너지는 각각 다음 식과 같다.

$$\delta W = \delta d^T(x) \Delta D(x) \quad (22)$$

$$\delta U = \int_{A(x)} \delta \epsilon \Delta \sigma dA = \int_{A(x)} \delta \epsilon^T(x, y, z) \Delta \sigma(x, y, z) dA \quad (23)$$

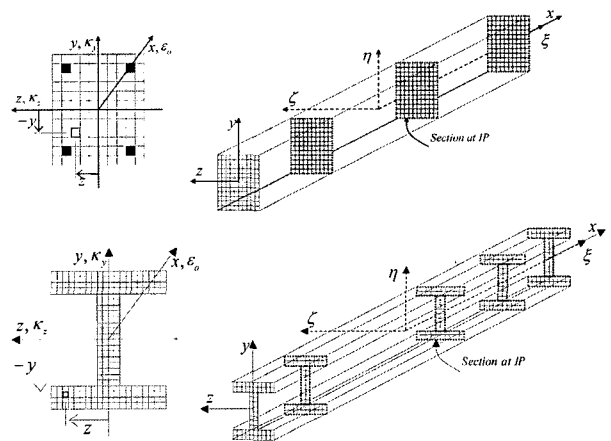


그림 5 층상화 보-기둥 유한요소모델

한편, 그림 5와 같이, 단면 임의 위치에서의 변형률은 기하학적 조건으로부터 다음과 같이 유도된다.

$$\epsilon = \epsilon_0 - y\kappa_z + z\kappa_y$$

$$\epsilon(x, y, z) = \begin{bmatrix} -y & z & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_z(x) \\ \kappa_y(x) \\ \epsilon(x) \end{bmatrix} = \mathbf{l}(y, z) \mathbf{d}(x) \quad (24)$$

여기서, $\mathbf{l}(y, z)$ 는 단면 변형과 단면 임의 점과의 적합관계를 나타내는 벡터이다. 위 식의 변형률에 의하여 단면 임의 위치에서의 응력은 다음과 같이 된다.

$$\Delta \sigma(x, y, z) = E_i(x, y, z) \mathbf{l}(y, z) \Delta \mathbf{d}(x) \quad (25)$$

그러므로 식 (24)과 식 (25)을 식 (22)와 식 (23)에 대입하면 다음과 같은 단면접선 강성행렬을 얻을 수 있다.

$$\mathbf{k}_i(x) = \int_{A(x)} \mathbf{l}^T(y, z) E_i(x, y, z) \mathbf{l}(y, z) dA \quad (26)$$

식 (26)는 단면 내 비선형 거동을 정확히 반영키 위해 파이버 단면으로 이산화 하여 산정할 수 있다. 요소 강성 행렬 산정을 위한 수치적분을 사용할 경우, 그림 5에서와 같이, 수치적분 위치 만큼 요소 내에 파이버 단면이 고려되게 된다. 이때 각 단면의 파이버 변형률 벡터 및 응력 벡터를 각각 다음 식과 같이 정의 하였다.

$$\mathbf{s}_{fib}(x) = \{\varepsilon_1(x, y_1, z_1) \dots \varepsilon_{ifib}(x, y_{ifib}, z_{ifib}) \dots \varepsilon_n(x, y_n, z_n)\}^T \quad (27)$$

$$\mathbf{S}_{ifib}(x) = \{\sigma_1(x, y_1, z_1) \dots \sigma_{ifib}(x, y_{ifib}, z_{ifib}) \dots \sigma_n(x, y_n, z_n)\}^T \quad (28)$$

그림 5에서처럼, 파이버에 의한 응상화 단면에서 x는 축 방향 축에 따른 단면의 위치를 나타내고 y_{ifib} 와 z_{ifib} 는 단면에서 파이버 위치를 나타낸다. 변형 전후 단면은 평면을 유지한다는 가정과 변형 후 길이방향 축은 단면에 수직하다는 가정 하에 파이버 변형률 벡터와 단면 변형벡터는 다음의 관계로 서로 연결된다.

$$\mathbf{s}_{fib}(x) = \mathbf{l}_{ifib}(x) \cdot \mathbf{d}(x) \quad (29)$$

여기서, $\mathbf{l}_{ifib}(x)$ 는 직선 기하 행렬로 다음과 같다

$$\mathbf{l}_{ifib}(x) = \{-y_{ifib} \dots z_{ifib} \dots 1\} \quad (30)$$

그러므로 임의 단면에서의 단면접선 강성행렬은 다음과 같이 표현된다.

$$\mathbf{k}_i(x) = \sum_{ifib=1} \mathbf{l}_{ifib}^T(x) \cdot (E_{ifib} A_{ifib}) \cdot \mathbf{l}_{ifib}(x) \quad (31)$$

위 식을 전개하여 상세히 표현하면 다음 식과 같다.

$$\mathbf{k}_i(x) = \begin{bmatrix} \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} y_{ifib}^2 & \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} z_{ifib} & -\sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} y_{ifib} \\ \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} z_{ifib} & \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} z_{ifib}^2 & \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} z_{ifib} \\ -\sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} y_{ifib} & \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} z_{ifib} & \sum_{ifib=1} E_{ifib} A_{ifib} \end{bmatrix} \quad (32)$$

따라서, 혼합법에 의한 요소 모델인 경우, 단면접선 유연도 행렬 $\mathbf{f}_i(x)$ 는 위 식의 역 행렬로부터 산정할 수 있다. 동일하게 요소 내 임의 단면에 발생하는 내부 단면 저항력 벡터 $\mathbf{D}_R(x)$ 은 다음과 같이 산정된다.

$$\mathbf{D}_R(x) = \int_{A(x)} \mathbf{l}^T(y, z) \boldsymbol{\sigma}(x, y, z) dA \quad (33)$$

$$\mathbf{D}_R(x) = \sum_{ifib=1} \mathbf{l}_{ifib}^T(x) \cdot (\boldsymbol{\sigma}_{ifib} A_{ifib}) = \begin{Bmatrix} -\sum_{ifib=1} \sigma_{ifib} A_{ifib} y_{ifib} \\ \sum_{ifib=1} \sigma_{ifib} A_{ifib} z_{ifib} \\ \sum_{ifib=1} \sigma_{ifib} A_{ifib} \end{Bmatrix} \quad (34)$$

한편, 형강 부재 요소의 비선형 구성관계를 반영하기 위하여 형강 단면 각 파이버에서의 응력-변형률 관계는 Manegotto-Pinto (1973)의 비선형 변형률 경화 곡선식을 인장 및 압축 축에 동일하게 적용하였다.

3.2 등 매개요소의 수치적분

요소 내 길이 방향의 비선형 거동을 이상적으로 반영하기 위해서 등매개 요소를 이용한 수치 적분법에 의해서 요소접선 강성행렬을 산정하였다. 한편, 일반적으로 부재의 비선형 휨 거동은 주로 부재 단부에서부터 발생하여 부재 길이 방향 내측으로 비선형 분포가 확대되는 양상을 나타내게 되는데, 일반적인 가우스 적분법의 경우에는 부재 양단부인 양측 절점에서의 단면 비선형 곡률 및 축방향 변형률 값들은 제공해 줄 수 없는 단점이 있다. 요소 양측 단부인 절점에서의 단면에 대한 비선형 변형 값들에 대한 정보를 얻기 위해서 본 연구에서는 Gauss-Lobatto 수치 적분법을 사용하였다.

4. 혼합법에 의한 응상화 요소의 적용 및 해석 예

4.1 등단면 I형강의 해석 예

그림 6과 같이, 지간 3m인 등단면 I형강 캔틸레버 보가 수직력V와 압축력N의 비가 0.25인 하중을 받고 있다.

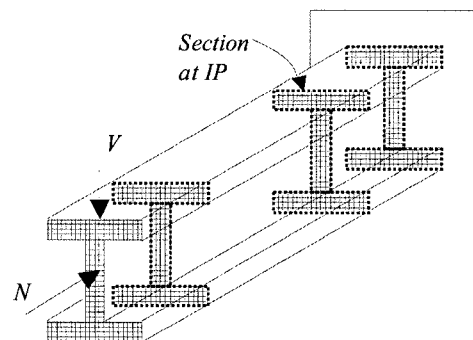


그림 6 등단면 I형강 캔틸레버 보의 예

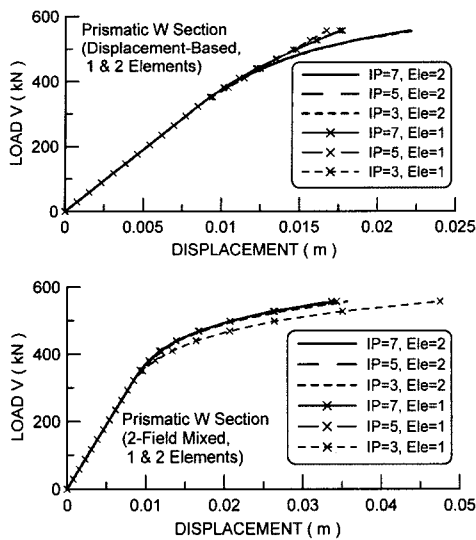


그림 7 등단면인 경우 수직 하중변위관계

단면재원은 보 높이 76cm, 플랜지 폭과 두께 28cm 및 1.7cm, 복부 두께 1.1cm 로서, I형강이다. 형강의 재료 값은 탄성계수 206GPa, 항복응력 3.5MPa, 항복 후 경화계수는 탄성계수의 2%로 고려하였다. 각 단면은 높이와 폭 각각 60층의 파이버로 분할하였다. 100등분의 하중으로 증분 하여 항복 이후 수직하중 V가 556kN에 도달할 때까지 해석을 수행하였다. 변위법과 혼합법에 의한 요소의 정도를 비교하기 위하여, 해석 시 고려된 요소 수는 1 또는 2개 로서, 각 요소 당 적분 점 IP개수는 3, 5, 및 7개를 각각 고려하였다.

해석 결과, 캔틸레버 보 자유단에서의 수직하중 및 수직 변위 관계를 변위법 및 혼합법 각각의 결과에 대해서 그림 9에 나타내었다. 두 방법 모두 전체 구조물 단계에서의 평형조건을 만족해야 하므로 내부 요소력으로부터 계산된 최종 수직 하중에 대한 내력은 모두 일치하는 결과를 보이고 있다. 혼합법에 비해서 변위법의 최종 변위 결과가 과소 평가되는 경향을 보여주고 있으며, 요소 수에 따른 최종 변위 값이 수렴하지 않는 결과를 보였다. 반면 혼합법의 경우는 1요소 3적분점을 사용한 경우를 제외한 나머지 요소 모델에서는 하중-변위 관계가 대체로 잘 수렴하는 결과를 보였다. 변위법에 의한 결과 치에서 최종 변위 예측치가 과소 평가되고 낮은 수렴성을 보이는 것은 요소 내 평형조건 및 변위 형상함수의 가정에 기인하는 것으로 판단할 수 있다. 요소 내 단면 내력 및 단면 변형 관계에서 이를 파악할 수 있다. 그림 8 변위법에 의한 해석 결과, 최종 하중단계에서의 부재 길이별 수치 적분 위치 단면에서의 단면 휨 모멘트 및 단면 곡률 분포를 각각 나타내고 있다. 캔틸레버 보의 이론적인 휨 모멘트 분포는 삼각형 분

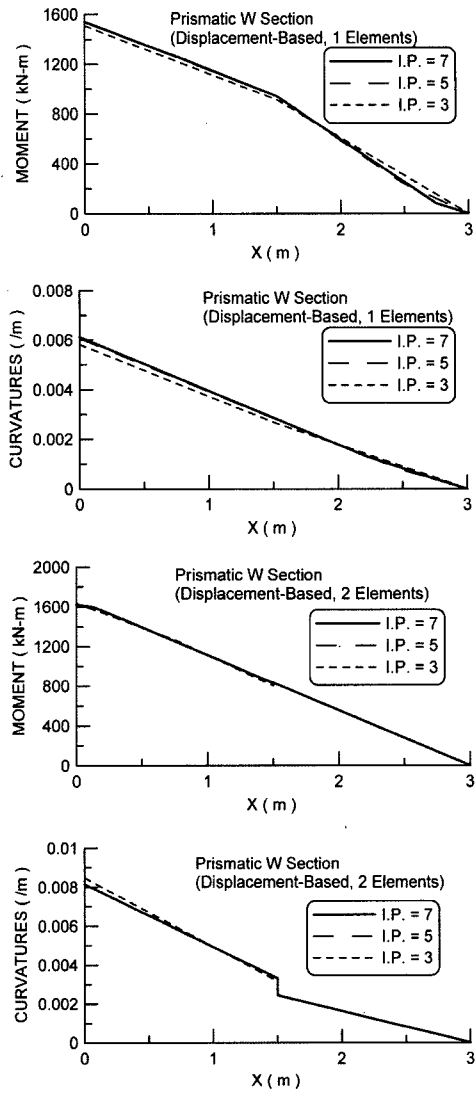


그림 8 등단면 변위법의 단면 모멘트, 곡률

포이지만, 변위법의 휨 모멘트 예측치는 고정 단부에서부터 항복 이후 비선형 거동의 영향으로 정확하게 삼각형 분포를 나타내지 못하고 있다. 반면에 곡률 분포는 고정 단부에서부터 소성힌지 발생으로 인하여 두드러진 비선형 곡률 분포를 나타내야 하지만 이를 잘 예측해 주지 못하고 있다. 한편, 두 요소를 사용한 경우, 요소간 절점에서 곡률 분포가 불연속성을 나타내었다.

그림 8은, 혼합법에 의한 해석 결과, 최종 단계에서의 요소 내 단면에서의 휨 모멘트 및 곡률 분포를 각각 나타낸 것이다. 모든 요소의 경우에서 부재길이 방향에 따른 휨 모멘트 분포가 이론치와 같은 삼각형 분포를 나타내었다. 이에 대응하는 휨 곡률의 분포는 고정 단부에서 소성힌지 발생에 의한 비선형 분포를 잘 예측해 주는 것으로 평가할 수 있다. 1요소 3적분 점의 요소모델을 제외한 나머지 요소 모델의 경우 휨 곡률 분포가 잘 수렴하는 양상을 보였다.

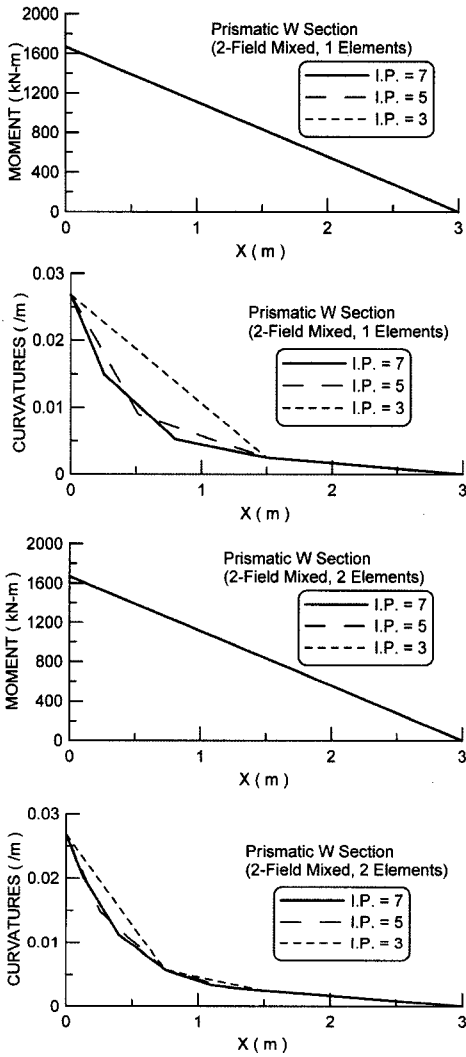


그림 9 등단면 혼합법의 단면 모멘트, 곡률

4.2 기타 해석 적용 예

이상의 층상화 부재 요소를 이용한 RC 박스 교량과 강 기둥의 구조 해석 결과를 그림 12와 그림 13에 도시하였다. RC박스 구조물은 정적 비선형 해석 (Pushover)을 시도한

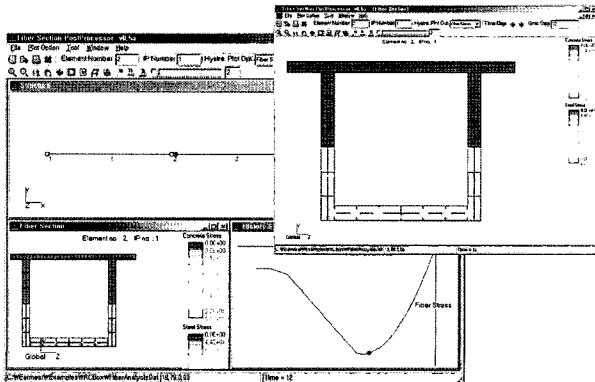


그림 10 RC 박스 교량의 해석 결과

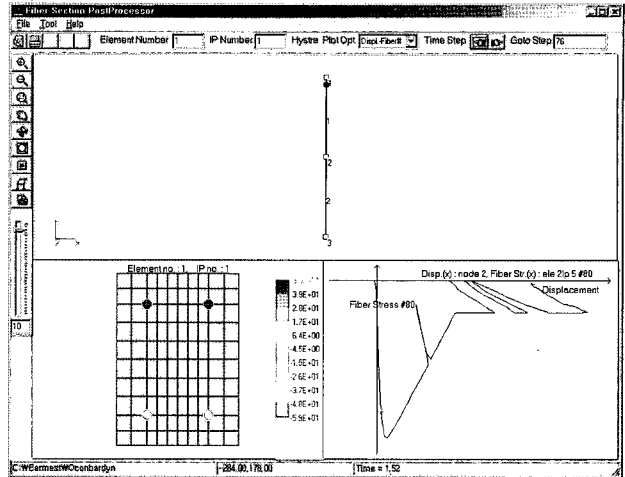


그림 11 강 기둥의 해석 결과

결과로 해당 fiber의 응력-변형률 관계를 도시하였고, 직사각형 RC 기둥의 경우는 비선형 동적해석을 수행한 결과이며 각 부분에 대한 응력-변형률, 힘-변위의 이력 곡선을 나타낸 것이다. 강재의 응력-변형률 관계는 Manegotto-Pinto (1973)의 비선형 변형률 경화 곡선식을 사용하였고, 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Kent-Park를 사용하였다.

5. 결 론

본 기사에서는, 변단면 재료 비선형의 형강 보-기둥 부재에 대한 층상화 유한요소 모델에 관한 정밀해법 알고리즘을 소개한 것으로, 기존의 강성도법인 변위법과 비교하여 보다 정확 해를 제공해 주는 2-필드 혼합법에 의한 보-기둥 유한요소 부재모델을 제시하였다.

강성도법에 의한 기존의 보-기둥 유한요소 정식화는 전체 구조시스템에 대한 평형조건을 만족하지만, 각 요소 내에서는 요소 평형조건을 만족하지 못한다. 이로 인하여 비선형 및 단면변화에 따른 요소 내 국부적인 비선형 예측치는 정확 해와 다른 값에서 수렴한다. 제시된 혼합법에 의한 유한 요소 정식화는 변위 형상함수를 사용치 않고 요소 내 평형조건으로부터 요소 절점력과 단면력 관계를 고려토록 하고 있으므로 전체 구조 단계에서의 평형조건 뿐만 아니라 요소 내 및 각 단면에서의 평형조건을 만족하여 국부적인 소성현상 발생 등과 같은 요소 내 국부적인 비선형 거동에 대해서도 비교적 정확하게 예측해 주는 것으로 평가할 수 있다. 또한 새로운 건설 재료의 사용이 이루어지더라도 fiber에 적용하는 구성모델을 추가하므로 용이하게 그 거동을 해석할 수 있으며, 손상된 부재의 평가나 보수

보강에 대한 수치적 개선 효과를 제공할 수 있으므로 유용한 접근법이라 사료된다.

참 고 문 헌

1. Clough, R. and Johnston, S. (1966), Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Transactions of Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 195-198, Tokyo
2. Cho, C.G. and Kwon, M. (2004), Development and Modeling of Frictional Wall Damper and Its Application In R/C Frame Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33 (7), pp. 821-838.
3. Giberson, M. (1967), The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations, Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena.
4. Mari, A. and Scordelis, A. (1984), Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames, SESM Report 82-12, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley
5. Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973), Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisbon.
6. Meyer, C., Roufaiel, M.S., and Arzoumanidis, S.G. (1983), Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 207-228
7. Otani, S. (1974), Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, 100 (ST7) pp. 1433-1449
8. Spacone, E.(1994), Flexibility-based Finite Element Models for the Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Concrete Frame Structures, Ph.D Thesis, Univ. of California, Berkeley.
9. Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996), Fibre Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 711-725.
10. Takayanagi, T. and Schnobrich, W. (1979), Non Linear Analysis of Coupled Wall Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, pp. 1-22.
11. Limkatanyu, S. Spacone, E.(2002), Reinforced Concrete Frame Element with Bond Interfaces (I and II), ASCE, J. of Structural Engineering, 128 (3) pp. 346-364 