

# 항공기 충돌에 대한 쉘 격납건물의 동적 비선형해석

## The Dynamic Nonlinear Analysis of Shell Containment Building subjected to Aircraft Impact Loading

이 상 진†

Lee, Sang-Jin

(논문접수일 : 2001년 7월 7일 ; 심사종료일 : 2002년 11월 5일)

### 요 지

본 논문은 8절점 고체요소를 이용하여 항공기 충돌에 의한 원전 격납건물의 동적 거동을 분석하고 그 결과를 기술하였다. 콘크리트의 재료적 특성을 표현하기 위하여 Drucker-Prager 항복기준을 바탕으로 항복면과 파괴면을 형성하였다. 이때 항복면과 파괴면은 콘크리트의 소성변형이 누적되면 가변하는 것으로 가정하였다. 철근의 재료특성은 변형도에 의존적인 탄성/점소성모델을 이용하여 표현하였다. 표준고체요소의 성능저하를 방지하기 위하여 Hughes가 제시한 B bar법을 바탕으로 변형도-변위관계 행렬을 형성하였다. 동적 시간이력해석을 수행하기 위하여 안정적인 수렴성을 가지는 암시적인 Newmark법을 도입하였다. 마지막으로 시간이력해석을 통하여 콘크리트 균열변형도의 수준과 충돌하는 항공기의 종류에 따른 격납건물의 동적거동변화를 조사하고 이를 정량적으로 기술하였다.

**핵심용어** : 쉘, 격납건물, 항공기 충돌하중, 콘크리트, 요소의 단점, Newmark법

### Abstract

The main purpose of this study is to investigate the dynamic behaviour of containment building in nuclear power plant excited by aircraft impact loading using a lower order 8-node solid element. The yield and failure surfaces for concrete material model is formulated on the basis of Drucker-Prager yield criteria and are assumed to be varied by taking account of the visco-plastic energy dissipation. The standard 8-node solid element has prone to exhibit the element deficiencies and the so-called B bar method proposed by Hughes is therefore adopted in this study. The implicit Newmark method is adopted to ensure the numerical stability during the analysis. Finally, the effect of different levels of cracking strain and several types of aircraft loading are examined on the dynamic behaviour of containment building and the results are quantitatively summarized as a future benchmark.

**Keywords** : shell, containment building, aircraft impact load, concrete, element deficiency, Newmark method

### 1. 서 론

원자력발전소의 격납건물은 사고시 발생하는 내압과 지진 또는 항공기충돌과 같은 외부하중으로부터 방사능 물질이 외부로 누출되지 않게 하고 또한 내부기기

와 시스템을 보호하는 역할을 한다. 따라서 내압 또는 외부하중에 의한 격납건물의 구조적 저항성능을 분석하고 평가하는 것은 가동중인 원전이나 앞으로 건설될 원전의 안전성을 위해 매우 중요하다.

항공기 충돌과 같은 외부하중에 의한 격납건물의 거

† 책임저자, 정회원 · 한국원자력연구소 선임연구원  
전화: 042-868-2223; Fax: 042-868-8256  
E-mail: sjlee@kaeri.re.kr

· 이 논문에 대한 토론을 2003년 3월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2003년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

동을 예측하기 위해서는 먼저 충돌하중에 대한 정의가 필요하며 구조재료의 소성변형을 적절히 표현할 수 있어야 한다. 충돌하중함수에 대한 정의는 해석적인 방법을 통하여 빈번히 유도되어져 왔으며 보수적인 값으로 인식되기는 하지만 Riera 방식<sup>1)</sup>으로 계산된 충돌하중함수가 많이 이용된다. 항공기 충돌에 대한 격납건물의 거동해석은 문헌상에서 고차의 고체요소<sup>2)~4)</sup>나 고차의 쉘요소<sup>5),6)</sup>를 이용한 결과는 찾아볼 수 있으나 소성변형이 고려된 격납건물의 항공기 충돌해석결과는 그 예가 매우 적다. 그리고 실용적인 시간이력해석을 위해 저차 고체요소의 도입이 요구되고 있는 실정이다.

본 연구는 이러한 맥락에서 저차고체요소를 도입하여 항공기 충돌하중을 받는 한국원전 격납건물의 동적 거동을 분석하고 그 결과를 기술하고자 한다. 특히 균열 변형도의 값과 항공기의 종류에 따른 격납건물의 동적 거동을 정량적으로 기술하였다.

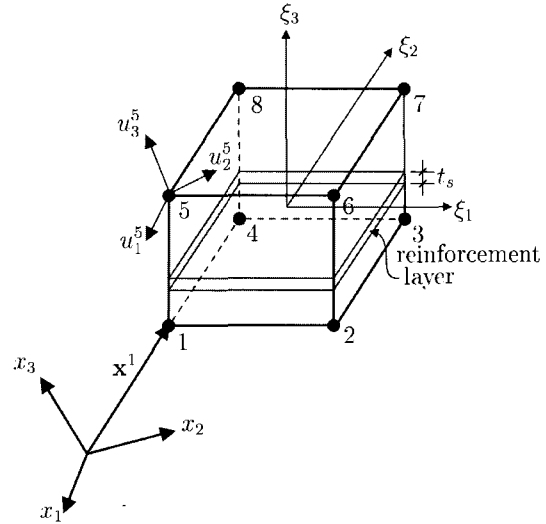


그림 1 8절점 고체요소

## 2. 8절점 고체요소

### 2.1 고체요소의 형상과 변위장의 정의

본 연구에서는 유한요소를 형성하기 위하여 위치벡터와 변위장에 동일한 보간함수를 적용하는 등매개변수법을 사용하였다. 따라서 8절점 고체요소의 위치벡터와 변위장은 다음과 같다.

$$\mathbf{x}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^8 N_a(\xi_1, \xi_2, \xi_3) \mathbf{x}^a \quad (1)$$

$$\mathbf{u}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^8 N_a(\xi_1, \xi_2, \xi_3) \mathbf{u}^a \quad (2)$$

여기서  $a$ 는 절점번호를 나타내며 요소의 형상함수  $N_a$ 는 다음과 같다.

$$N_a = \frac{1}{8} (1 - \xi_1 \xi_1^a) (1 - \xi_2 \xi_2^a) (1 - \xi_3 \xi_3^a) \quad (a=1, 8) \quad (3)$$

여기서  $\xi_1^a, \xi_2^a, \xi_3^a$ 는 절점  $a$ 의 자연좌표값이다. 절점의 위치는 그림 1에 도시하였으며 각 절점은 3개의 병진변위를 가진다. 그리고 고체요소 내부에 두께  $t_s$ 의 철근층이 존재한다고 가정하였다. 고체요소내부의 철근

은 그림 1에 도시된 바와 같이 구조물의 두께방향이 자연좌표계  $\xi_3$ 와 일치할 경우 철근층은  $\xi_1 - \xi_2$ 면에 평행하게 놓여진 것으로 가정하였다. 마찬가지로 구조물의 두께방향이 자연좌표계  $\xi_1$ 와  $\xi_2$ 에 일치할 경우는 철근층이 각각  $\xi_2 - \xi_3$ 면과  $\xi_1 - \xi_3$ 면에 평행한 것으로 가정하였다. 철근의 방향성은 자연좌표계와 철근이 이루는 각도를 이용하여 철근층의 강성행렬을 형성할 때 고려하였다.

### 2.2 고체요소의 변형도에 대한 정의

변형도항은 변위성분의 미분값을 사용하여 다음과 같이 정의할 수 있다.<sup>7)</sup>

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4)$$

여기서 고체요소의 경우 변형도는 6개의 성분  $\epsilon_{11}, \epsilon_{22}, \epsilon_{33}, \epsilon_{12}, \epsilon_{23}, \epsilon_{13}$ 을 가진다.

이산화된 유한요소영역에서 변형도-변위행렬은 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$\mathbf{B}^a = \mathbf{L}[\boldsymbol{\epsilon}] \quad (5)$$

여기서 미분운산부호  $\mathbf{L}$ 은 다음과 같다.

$$\mathbf{L}^T = \{\partial/\partial u_1^a, \partial/\partial u_2^a, \partial/\partial u_3^a\} \quad (6)$$

$$m_{aa} = \omega_a \int_{\Omega^{(e)}} \rho d\Omega \quad (11a)$$

그리고 절점  $a$ 와 연관한 행렬  $\mathbf{B}^a$ 는 다음과 같다.

$$\mathbf{B}^a = \begin{bmatrix} N_{a,1} & 0 & 0 \\ 0 & N_{a,2} & 0 \\ 0 & 0 & N_{a,3} \\ N_{a,2} & N_{a,1} & 0 \\ 0 & N_{a,3} & N_{a,2} \\ N_{a,3} & 0 & N_{a,1} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\omega_a = \frac{\int_{\Omega^{(e)}} \rho N_a N_a d\Omega}{\sum_{k=1}^8 \int_{\Omega^{(e)}} \rho N_k N_k d\Omega} \quad (11b)$$

그리고  $\rho$ 는 재료의 질량밀도를 나타내고  $N_a$ 는 식(3)에 정의한 형상함수이다.

여기서  $N_{a,i} (= \partial N_a / \partial x_i)$ 는 절점  $a$ 에 연관한 형상함수를 좌표  $x_i$ 에 대하여 미분한 값을 나타낸다.

본 연구에서는 고체요소에서 발생할 수 있는 성능저하를 방지하기 위하여 Hughes가 제시한 B bar법<sup>8)</sup>을 도입하였다. 이때 변형도 항을 편차성분과 팽창성분으로 나누어 형성하였다.

### 2.3 고체요소의 강성 및 질량행렬

절점  $a, b$ 에 연관된 요소의 강성행렬<sup>7)</sup>은 다음과 같이 정의된다.

$$\mathbf{K}^{ab(e)} = \int_{\Omega^{(e)}} [\mathbf{B}^a]^T \mathbf{D}^* \mathbf{B}^b d\Omega \quad (8)$$

여기서  $\mathbf{B}^a$ 는 절점  $a$ 와 연관된 변형도-변위 관계의 행렬을 나타내며 물성행렬  $\mathbf{D}^*$ 는 사용되는 재료에 준하여 형성된다.

그리고 절점  $a, b$ 에 연관된 요소의 질량행렬<sup>7)</sup>은 다음과 같이 정의된다.

$$\mathbf{M}^{ab(e)} = \int_{\Omega^{(e)}} \rho [\mathbf{N}^a]^T \mathbf{N}^b d\Omega \quad (9)$$

여기서  $\mathbf{N}^a$ 는 형상함수행렬을 나타낸다. 위에서 정의된 질량행렬은 Hinton등이 제안한 특별집중질량법<sup>9)</sup>을 사용하여 대각질량행렬으로 형성하였다. 따라서 절점  $a$ 에 대한 질량행렬은 다음과 같다.

$$\mathbf{M}^{aa(e)} = \begin{bmatrix} m_{aa} & 0 & 0 \\ 0 & m_{aa} & 0 \\ 0 & 0 & m_{aa} \end{bmatrix} \quad (10)$$

여기서 질량행렬의 각 성분은 다음과 같다.

## 3. 콘크리트 재료모델

### 3.1 항복면과 파괴면

본 연구에서는 Drucker-Prager의 항복기준<sup>10)</sup>을 바탕으로 다음과 같이 정의한 항복면과 파괴면을 이용하였다.<sup>11)</sup>

$$\begin{aligned} F_o(I_1, J_2, \sigma_o) &= \alpha I_1 + \sqrt{(\alpha I_1^2 + 3\beta J_2)} - \sigma_o = 0 \\ F_f(I_1, J_2, \sigma_f) &= \alpha I_1 + \sqrt{(\alpha I_1^2 + 3\beta J_2)} - \sigma_f = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

여기서  $I_1$ 와  $J_2$ 는 각각 첫번째와 두번째 응력불변항을 나타낸다.  $\sigma_o$ 와  $\sigma_f$ 는 항복응력값과 파괴응력값을 나타내며 콘크리트의 일축압축실험으로부터 구할 수 있다. 참고로 식(12)는 매개변수의 값이  $\alpha=0.1775$ 와  $\beta=1.355$ 이면 Kupfer의 실험결과<sup>12)</sup>와 유사한 응력포락선을 형성한다.

콘크리트의 손상이 누적되면 항복면과 파괴면이 가변하는 것으로 가정하였는데 이는 식(12)를 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} F_o(I_1, J_2, \sigma_o(W_p, k)) &= 0 \\ F_f(I_1, J_2, \sigma_f(W_p)) &= 0 \end{aligned} \quad (13)$$

식(13)을 정의하는 주된 요소는 콘크리트에 누적되는 손상의 양을 측정하기 위해서 도입되는 점소성 일의 항  $W_p$ 이며 이를 정의하면 다음과 같다.

$$W_p = \int_0^t \sigma^T \dot{\epsilon}_{vp} dt \quad (14)$$

여기서 점소성변형을  $\dot{\epsilon}_{vp}$ 는 다음과 같다.

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \gamma \left\langle \frac{F_o}{\alpha_1 f_c} \right\rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (15)$$

여기서  $\langle \rangle$  기호는 점소성플로어가  $F_o > 0$  일때만 유효한 것을 의미하며 유동성 파라메타  $\gamma$ 는 다음과 같다.

$$\gamma = a_o \left( \sqrt{\frac{3J_2}{(1+\nu)^2}} \right)^{a_1} \quad (16)$$

여기서  $a_o$ 와  $a_1$ 은 실험데이터로부터 그 값이 정해진다. 또한 재료의 손상정도에 따른 콘크리트 재료의 연성부분에서 발생하는 점소성일에 대한 밀도는 다음과 같이 정의된다.

$$k = W_p - W_p^f = \int_{t_f}^t \sigma^T \dot{\epsilon}_{vp} dt \quad (17)$$

여기서  $t_f$ 는 응력이 파괴면에 도달하는 시간을 나타낸다. 따라서 콘크리트의 항복응력  $\sigma_o$ 은 지수함수의 형태로 다음과 같이 정의하였다.

$$\begin{aligned} \sigma_o(W_p, k) &= \alpha_1 f_c & W_p \leq W_p^f \\ \sigma_o(W_p, k) &= \alpha_1 f_c \exp(-\alpha_c k) & W_p > W_p^f \end{aligned} \quad (18)$$

여기서  $\alpha_1$ 은 탄성거동의 한계치를 나타내고,  $\alpha_c$ 는 파괴 이후의 성능저하를 고려하는 매개변수이다. 그리고  $f_c$ 은 콘크리트의 압축강도를 나타낸다.

또한 파괴응력값  $\sigma_f$ 은 다음과 같이 정의하였다 (그림 2).

$$\sigma_f(W_p) = \beta_o f_c \exp(1 - \beta_1 W_p) \quad 0 < W_p \leq W_p^f \quad (19)$$

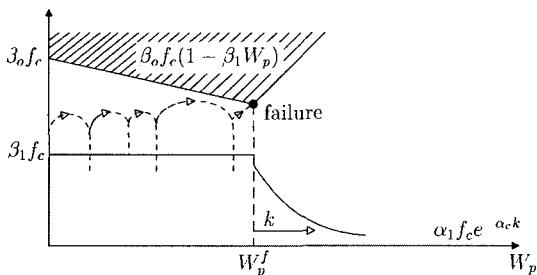


그림 2 재료손상에 따른 항복면의 변화

여기서  $\beta_o$ 와  $\beta_1$ 는 실험데이터<sup>13),14)</sup>로부터 그 값이 결정된다.

### 3.2 균열기준

본 연구에서는 콘크리트의 최대 주응력이 한계값을 초과하면 주응력방향의 직각인 면에 균열이 생기는 것으로 가정하였다. 균열이 생기면 콘크리트는 이방성재료로 간주되며 이방성재료의 국부좌표계는 주응력의 방향과 일치하는 것으로 가정하였다. 그리고 균열의 방향은 균열이 생긴 후 고정되는 것으로 가정하였으며 각 적분점에 최대 두 개의 균열을 허용하였다. 즉 첫번째 균열이 생기면 그 방향을 계산한 뒤 고정시키고 고정된 균열에 평행한 면의 최대응력을 계산한다. 계산시에는 균열에 평행한 면의 수직응력과 전단응력만을 고려하였다. 계산된 최대응력이 주어진 한계값을 초과할 때 두번째 균열이 첫번째 균열의 직각방향으로 생긴다고 가정하였다.

### 3.3 변형도연화

본 연구에서는 콘크리트의 변형도연화를 지수함수의 형태로 다음과 같이 고려하였다.

$$\sigma = E_o \epsilon_f (\exp(-(\epsilon - \epsilon_f)/a)) \quad (20)$$

여기서  $\epsilon_f$ 는 균열변형도를 나타내며 연성매개변수는  $a = G_f / f_t \ell_c$ 이다. 각 적분점에서의 유효길이  $\ell_c$ 는  $(dV)^{1/3}$ 로 정의되며  $dV$ 는 유한요소 적분점에서의 콘크리트의 부피를 나타낸다. 이때 균열을 발생시키는 파괴에너지는 다음과 같이 정의하였다.

$$G_f = \int_0^\infty \sigma dw \quad (21)$$

여기서  $\sigma$ 는 균열면에 수직인 응력이고  $w$ 는 균열폭을 나타낸다.

도입된 연화모델은 순수콘크리트재료의 변형도연화만을 고려하였고 철근의 부착으로 인해 발생하는 인장경화현상(tension stiffening effect)은 고려하지 않았다. 그러나 인장경화효과는 일반콘크리트보다 철근콘크리트에 대한 파괴에너지를 높게 가정함으로써 구현할 수 있다. 그리고 다른 적분점에서의 균열로 인한

응력의 재분배는 이미 발생한 균열을 부분적으로 또는 완전히 닫히게 할 수 있는 것으로 가정하였다. 현재의 변형도가 균열에 수직인 최대인장 변형도로 기록된  $\epsilon_{ref}$  보다 작다면 균열에 수직인 응력  $\sigma$ 는 다음식으로 계산할 수 있다.

$$\sigma = \frac{\sigma_{ref}}{\epsilon_{ref}} \epsilon \quad (22)$$

여기서  $\sigma_{ref}$ 는 변형도  $\epsilon_{ref}$ 에 상응하게 보간된 응력값이다. 그림 3에는 이렇게 정의되는 변형도의 경로를 도시하였다.

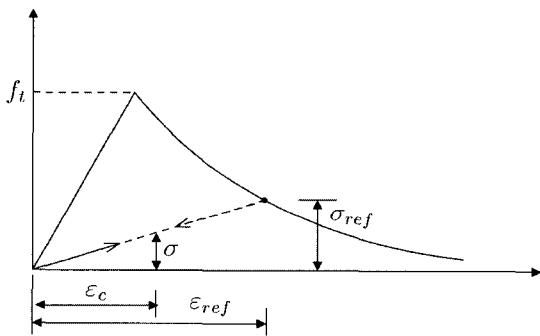


그림 3 변형도 연화곡선

균열의 재개는 변형도  $\epsilon_{ref}$  값을 초과할 때까지 같은 경로를 따른다.

### 3.4 균열면에서의 전단

콘크리트는 균열발생이후에도 균열면을 따라서 상당한 양의 전단응력을 전달할 수 있다. 콘크리트의 전단력 이동체계가 골재의 맞물림 작용에 의해 주도되므로 골재의 크기와 입도가 주요변수로 작용한다. 그리고 철근콘크리트에서는 다우얼(dowel)작용이 중요하므로 철근비, 철근의 크기 그리고 균열과 철근사이의 각도등이 중요한 역할을 한다. 이러한 물리적 현상은 삽입균열모델에 직접 포함하기 어려우며 따라서 균열면에 대한 전단계수를 감소시킴으로써 전단전달체계를 구현하였다(그림 4).

본 연구에서는 다음과 같이 전단감소계수를 정의하였다.

$$G_c = \beta G_o \quad (23)$$

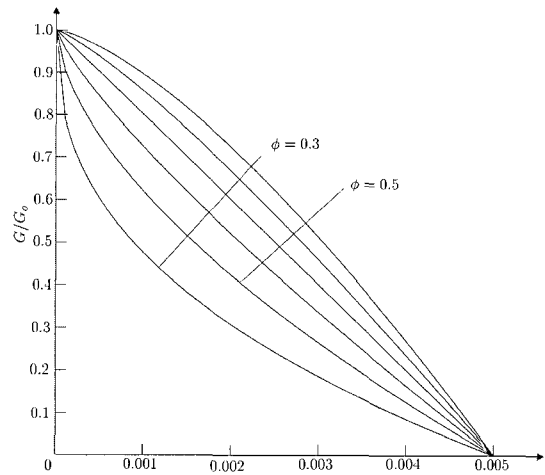


그림 4 균열에 따른 전단의 파급

여기서  $G_o$ 는 균열이 발생하지 않은 콘크리트의 전단계수이고  $\beta$ 는 감소계수이다. 감소계수는 일반적으로 상수값을 사용하는 경우도 있으나 본 연구에서는 감소계수  $\beta$ 값을 다음과 같이 정의하였다.

$$\beta = 1 - (\epsilon_n / 0.005)^\phi \quad (24)$$

여기서  $\epsilon_n$ 은 균열면에 수직인 인장변형도이고 매개변수  $\phi$ 는 일반적으로 0.3에서 0.9사이의 값을 가진다.

### 3.5 압쇄기준

콘크리트의 압쇄강도는 비속(rate)에 의존하나 압쇄변형도는 비속에 의존하지 않는 것으로 간주한다. 본 연구에서는 사용한 압쇄조건은 다음과 같다.

$$3j_2 = \epsilon_u^2 \quad (25)$$

여기서  $j_2$ 는 두번째 편차변형도불변항이고  $\epsilon_u$ 는 일축 압축실험으로부터 구한 극한압축변형도이다.

## 4. 철근모델

철근은 길이 방향으로 일축재료적 성질을 가진다고 가정한다.

$$\dot{\epsilon}_{ups} = \pm \gamma \frac{(|\sigma_s| - f_y)}{f_y} \quad (26)$$

여기서  $\sigma_s$ 는 철근의 현재응력수준이고  $f_y$ 는 철근의 항복 응력을 나타낸다. 그리고 유동성 파라메타는 식(16)과 같이 정의하며 그 계수는 실험데이터<sup>15)</sup>로부터 결정된다.

콘크리트 내부에 배근되어 있는 철근을 표현하기 위하여 본 연구에서는 삽입법(smearred method)<sup>16)</sup>을 이용하였다.

### 5. 동적 평형방정식

감쇠효과를 고려할 경우 이산화된 유한요소공간에서 동적 평형방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (27)$$

여기서  $\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$ ,  $\mathbf{u}$ 는 각각 가속도, 속도 그리고 변위벡터를 나타낸다. 그리고  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{K}$ 는 전체질량행렬, 전체 감쇠행렬 그리고 전체강성행렬이며  $\mathbf{p}$ 는 전체외부하중 벡터를 나타낸다. 전체강성행렬  $\mathbf{K}$ 와 전체질량행렬  $\mathbf{M}$ 은 다음과 같이 요소강성행렬과 요소질량행렬을 조합함으로써 구할 수 있다.

$$\mathbf{K} = \mathbf{A}_{e=1}^{nel}(\mathbf{K}^{(e)}), \quad \mathbf{M} = \mathbf{A}_{e=1}^{nel}(\mathbf{M}^{(e)}) \quad (28)$$

여기서  $\mathbf{A}$ 는 유한요소 조합연산자<sup>8)</sup>이고  $nel$ 은 구조물을 이산화한 전체 요소의 수를 나타낸다.

시간  $t + \Delta t$ 에서 동적방정식을 선형화하면 다음과 같다.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{\Delta t+t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{\Delta t+t} + \mathbf{K} \mathbf{u}_{\Delta t+t} = \mathbf{p}_{\Delta t+t} \quad (29)$$

위의 선형화된 동적방정식을 풀기 위하여 본 연구에서는 Newmark법<sup>17)</sup>을 사용하였다. 따라서 각 시간간격에서 변위와 속도에 대한 변화를 다음과 같이 가정한다.

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{\Delta t+t} &= \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t \\ &\quad + \frac{\Delta t^2}{2} [(1-2\beta) \ddot{\mathbf{u}}_t + 2\beta \ddot{\mathbf{u}}_{\Delta t+t}] \\ \dot{\mathbf{u}}_{\Delta t+t} &= \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t [(1-\delta) \ddot{\mathbf{u}}_t + \delta \ddot{\mathbf{u}}_{\Delta t+t}] \end{aligned} \quad (30)$$

여기서  $\ddot{\mathbf{u}}_t$ ,  $\dot{\mathbf{u}}_t$ ,  $\mathbf{u}_t$ 는 각각 시간  $t$ 에서의 가속도, 속도

그리고 변위벡터이다. 그리고 매개변수  $\beta$ 와  $\delta$ 는 Newmark 법의 안전성과 정확도에 영향<sup>17)</sup>을 미친다.

본 연구에서 도입한 평균가속도법은 적분시 초기변위  $\mathbf{u}_0$ 와 초기속도값  $\dot{\mathbf{u}}_0$ 가 주어져야 한다. 그리고 시간  $t=0$ 일 때 필요한 초기가속도값  $\ddot{\mathbf{u}}_0$ 를 구하기 위하여 다음식을 사용하였다.

$$\ddot{\mathbf{u}}_0 = \mathbf{M}^{-1}[\mathbf{p}_0 - \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_0 - \mathbf{K} \mathbf{u}_0] \quad (31)$$

참고로 철근콘크리트 구조물의 동적 시간이력해석에서는 적절한 시간간격을 선택함으로써 균열이 구조물 전체에 점진적으로 발생하게 하며 이는 매우 많은 양의 균열이 한꺼번에 발생함으로써 생기는 해의 발산을 방지할 수 있다.

## 6. 격납건물의 시간이력해석

### 6.1 격납건물의 제원 및 해석을 위한 이상화

원전의 격납건물은 그림 5에 도시된 바와 같이 기초 슬래브를 제외하면 상부의 돔과 하부의 실린더 벽체로 이루어진 쉘 구조물이다.

철근콘크리트 격납건물 벽체의 내벽에 부착된 강판은 구조재로서의 역할을 하기보다는 내압의 증가에 따른 방사능 누출을 방지하기 위한 차폐기능을 한다. 따라서 강판을 제외한 철근콘크리트 벽체를 구조재로 간주한다. 벽체는 콘크리트와 철근으로 이루어져 있으며 벽체의 중앙에 프리스트레스력을 가하기 위하여 텐돈이 지나가는 관이 위치한다. 격납건물의 벽체에 존재하는 주요 불연속지점으로는 그림 5(a)에 표시된 3개의 주요 가용개구부가 있다.

본 연구에서는 대상구조물의 복잡성을 줄이고 수치적으로 구해지는 해를 벤치마크검사로 제시하기 위하여 실제구조물의 구조적인 성능을 크게 훼손하지 않는 범위 내에서 유한요소모델을 이상화하였다. 이때 격납건물의 형상은 실제구조물과 동일하게 하고 격납건물의 벽체는 그림 5(b)에 도시된 바와 같이 간략화 하였다. 생성된 유한요소모델은 그림 5(b)에 도시된 바와 같이 기초슬래브 부분을 제외한 뒤 고정지지 된 것으로 처리하였다. 또한 격납건물의 정점부분에 가상의 개구부<sup>18)</sup>를 도입함으로써 유한요소의 이산화를 용이하게 하였다. 해석에는 격납건물의 반쪽만을 이용하였으며

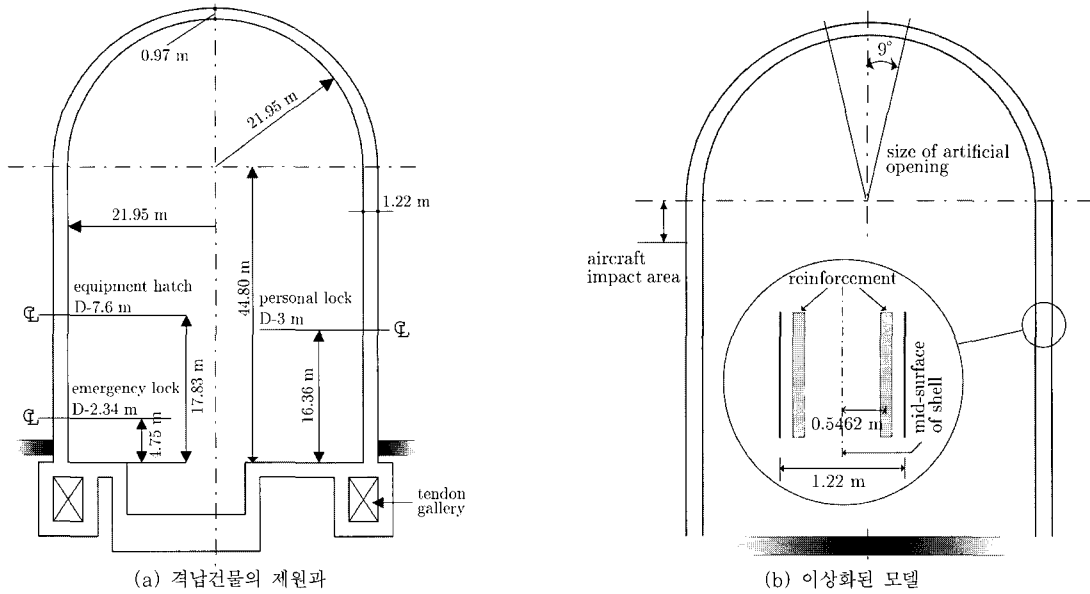


그림 5

항공기가 충돌되는 부분의 요소는 다른부분에 비하여 세밀하게 형성하였다. 이러한 시도는 해석모델을 간략화하고 항공기 충돌시 철근콘크리트 격납건물 자체의 거동에 초점을 맞출 수 있을 것으로 사료된다.

6.2 항공기에 의한 충돌

항공기의 충돌은 그 충돌위치에 따라 격납건물의 파괴나 손상도가 달라질 수 있다. 일반적으로 실린더벽체 높이의 1/2지점, 벽체와 돔의 접합부 그리고 상부돔의 정점부등이 취약한 부분<sup>19)</sup>으로 고려되어 왔다.

본 연구에서는 벽체와 돔의 접합부에 항공기가 충돌했을 때 나타나는 격납건물의 거동에 대하여 조사하였다. 이때 항공기는 격납건물의 벽체에 직각인 방향으로 충돌하는 것으로 가정하였으며 충돌면은 그림 5(b)에 도시된 바와 같이 격납건물의 돔과 실린더 접합부 아래에 위치한 28m<sup>2</sup>부분이다. 항공기의 충돌에 대한 하중값은 참고문헌<sup>19)</sup>에서 제시된 충격하중-시간함수를 이용하였으며 도시하면 그림 6과 같다. 참고로 최신항공기종에 대한 충격하중-시간함수식이 문헌상에 적어 구형항공기종의 충격하중-시간함수식을 해석에 포함하였다.

6.3 유한요소해석

유한요소모델은 그림 7에 도시된 바와 같이 격납건

물의 반쪽부분을 150개의 8절점 고체요소로 이산화하여 형성하였다.

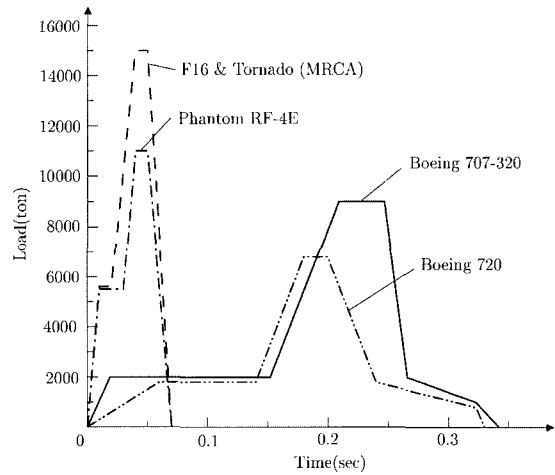


그림 6 충돌하중함수

격납건물에 사용된 콘크리트의 재료특성치는 다음과 같다. 탄성계수  $E_c = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ , 프와송비  $\nu = 0.17$ , 압축강도  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , 극한압축변형도  $\epsilon_{cu} = 0.0035$ , 재료밀도  $\rho = 0.245 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ , 파괴에너지  $G_f = 0.2 \text{ kg/cm}$ 의 값을 사용하였다. 그리고 콘크리트 재료 모델에 사용된 매개변수는 다음과 같다: 연성매개변수

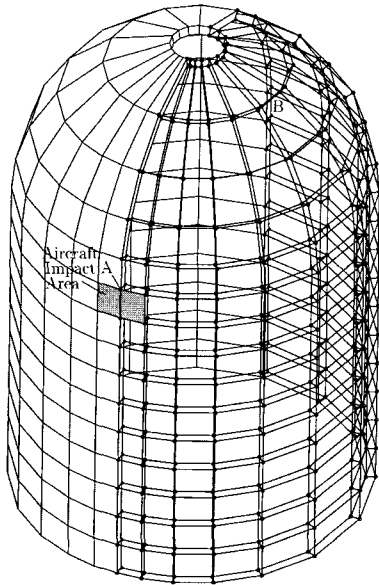


그림 7 격납건물의 유한요소모델

$\alpha=1.0$ , 유동성매개변수  $a_0=0.3055$ 와  $a_1=0.76$ , 연성매개변수  $a_c=10$ , 파괴면매개변수  $\beta_0=1.84$ 와  $\beta_1=1.09$ 의 값을 사용하였다. 철근의 재료특성치와 재료모델의 매개변수값은 다음과 같다: 탄성계수  $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ , 프와송비  $\nu=0.2$ , 항복강도  $f_y=4218 \text{ kg/cm}^2$ , 유동성매개변수  $a_0=1.539$ 와  $a_1=0.971$ 의 값을 사용하였다. 철근은 그림 5(b)에 도시한 위치에 격자형태로 배근되어 있으며 철근비는 2%이다. 콘크리트 재료모델에 사용된 매개변수는 실험값이 존재하지 않을 경우 문헌상에 나타나는 유사한 값들<sup>13)~15)</sup>

을 이용하였다.

본 연구에서는 시간이력해석을 위하여 암시적인 Newmark법을 도입하였으며 적분에는 격납건물 기본주기의 약 1/160인 시간간격  $\Delta t=0.00125 \text{ sec}$ 를 사용하였다. Newmark법의 조건없는 안전성을 확보하기 위해  $\beta=0.25$ 와  $\delta=0.5$ 의 매개변수를 택하였다. 그리고 본 연구에서는 유한요소해석시에 감쇠가 없는 것으로 가정하였다.

항공기 충돌에 의한 국내 원전 격납건물의 연속체 해석결과를 문헌상에서 찾기 어려워 General Electric 사(미국)의 격납건물을 본 연구를 통하여 생성된 8절점 고체요소를 이용하여 해석하고 그 결과를 참고문헌<sup>3),4),6)</sup>상의 결과와 비교하여 그림 8에 도시하였다. 수치해석 결과로부터 본 연구를 통하여 도출된 결과는 참고문헌에서 제시된 해와 비교적 유사한 결과를 도출하였다. 특히 쉘요소를 사용하여 도출한 참고해와 매우 근접한 결과를 나타내었다.

본 연구를 통하여 제시할 참고해를 도출하기 위하여 Boeing 707-320이 격납건물에 충돌할 경우의 시간이력해석을 콘크리트의 균열변형도값이  $\epsilon_t=0.00015$ ,  $0.00018$ ,  $0.0002$ 일 경우에 대해 각각 실시하고 A지점과 B지점에서의 변위이력값을 계산한 뒤 그림 9에 도시하였다. 시간이력해석결과로부터 충돌지점 A에서 나타나는 최대변위는 충격하중이 최대값을 통과한 직후 일어났으며 이때 각 균열변형도값에 따른 최대변위값과 도달한 시간은 표 1에 도시하였다.

동일한 충격하중에 대해 균열변형도의 값이 낮을수록 격납건물은 조기에 더 많은 양의 균열이 발생하였으

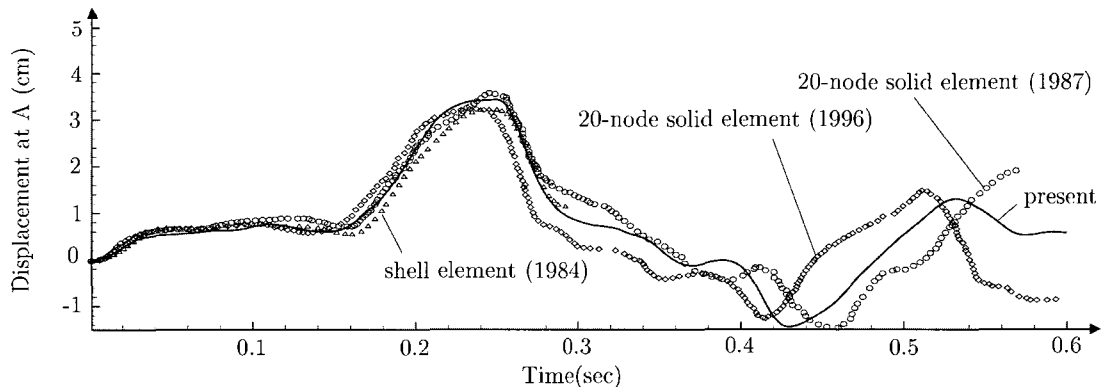


그림 8 격납건물의 변위이력



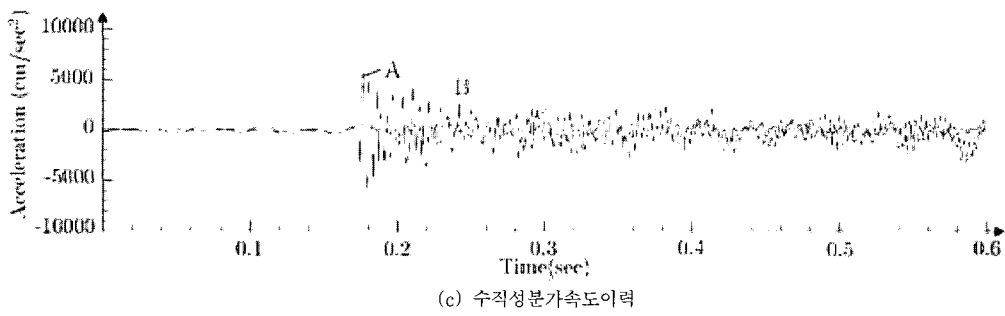
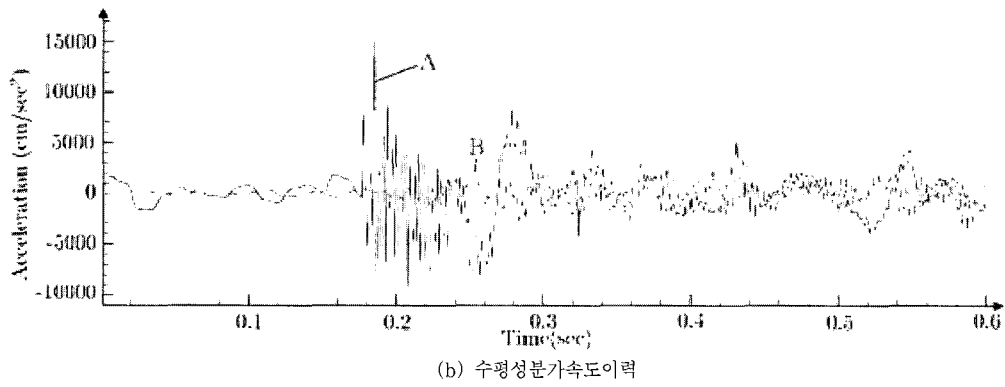
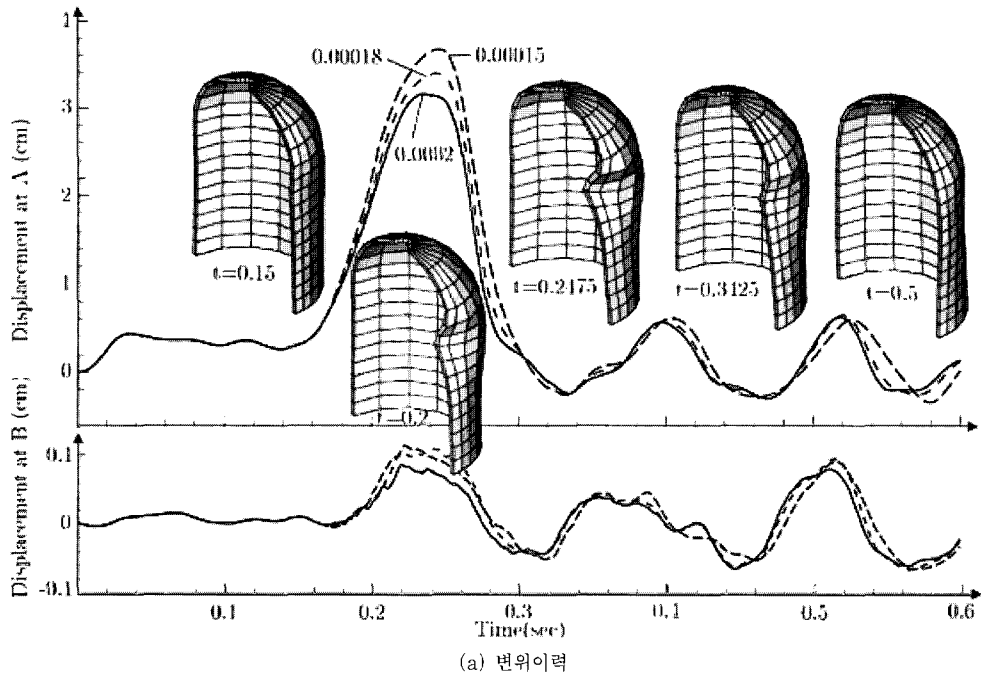


그림 9 항공기충돌로 인한 격납건물

표 1 균열변형도에 따른 A지점의 최대변위와 도달시간

균열변형도	최대변위값	도달시간
0.00015	3.662cm	0.24625sec
0.00018	3.387cm	0.24375sec
0.00002	3.157cm	0.23500sec

며 이로 인해 격납건물의 강성의 저하가 빨리 나타났다. 이러한 강성의 저하는 궁극적으로 최대변위의 크기를 증가시키는 동시에 최대변위에 도달하는 시간을 지연하는 효과를 나타내었다. 그리고 충격하중이 작용하는 위치에서 발생하는 국부적인 변형을 제외하면 격납건물의 전체변형의 형태는 격납건물의 첫번째 고유모드<sup>20)</sup>에 지배적임을 알 수 있었다. 시간이력해석으로부터 계산된 A지점과 B지점에서의 변위이력과 함께 균열변형도가 0.0002일때 다섯개의 시간값에서 추출한 격납건물의 전체변형을 그림 9(a)에 도시하였다. 그리고 항공기충돌지점부위의 가속도 이력을 계산하고 이를 수평방향과 수직방향성분으로 나누어 그림 9(b),(c)에

각각 도시하였다. 집합부 A지점의 최대가속도는 약 15.4g로 나타났으며 반대편 B지점에서는 최대가속도가 약 2.8g를 기록하였다. 그림 9에서 도시된 바와 같이 가속도이력은 최대하중이 가해지는 시점에서 커지기 시작해서 하중이 제거되고 난 이후에도 높은 수치를 유지하였으나 점차 그 값이 감소되었다.

또한 항공기의 종류에 따른 격납건물의 시간이력해석을 균열변형도값  $\epsilon_r=0.0002$ 을 이용하여 수행하였다. 시간이력해석으로부터 계산된 변위는 항공기의 종류에 따른 충격하중함수의 특성을 충분히 반영한 이력값을 나타내었다. 특히 항공기의 종류에 무관하게 최대 충격하중값이 적용된 직후에 격납건물은 최대 국소변

표 2 항공기종류에 따른 A지점의 최대변위와 도달시간

항공기	최대변위값	도달시간
F16 & Tornado	5.030cm	0.05875sec
Phantom RF-4E	3.295cm	0.05875sec
Boeing 720	1.915cm	0.20750sec

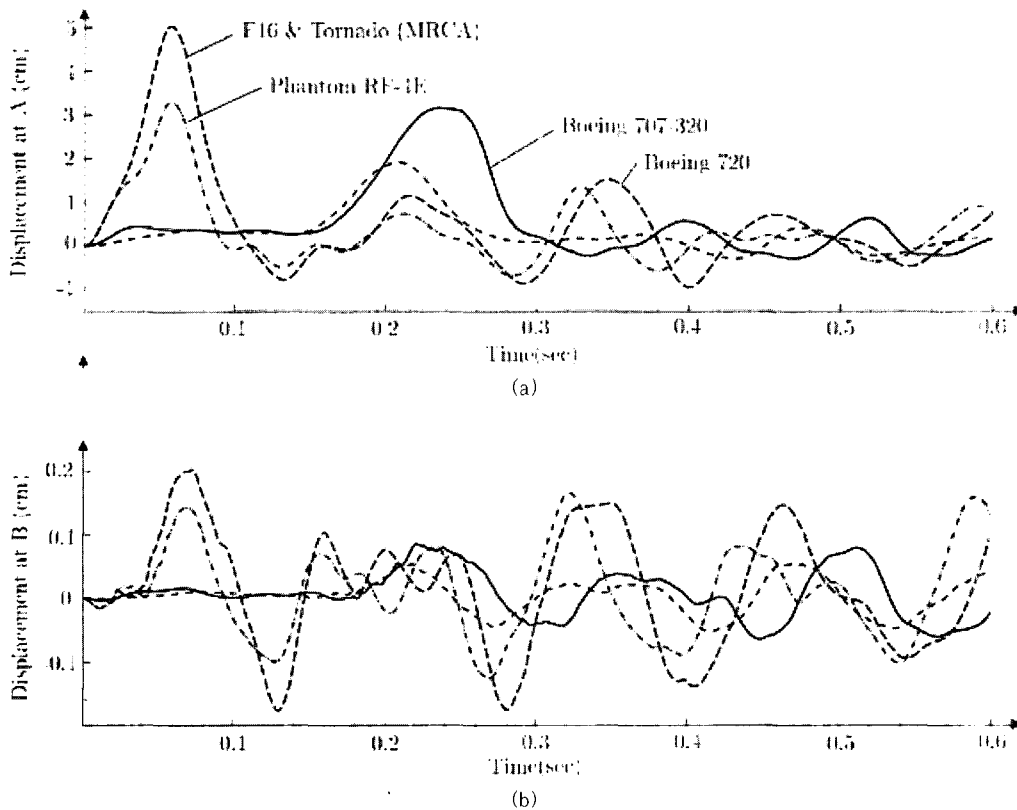


그림 10 항공기의 종류에 따른 격납건물의 변위이력

형을 경험하였으며 점차 그 변형이 감소되었다. 각 항공기 충돌에 따른 격납건물의 최대변위와 그 도달시점은 표 2와 같다.

각 항공기에 대한 A지점과 B지점에서의 변위이력을 그림 10에 도시하였으며 이를 참고해로 제시하였다.

## 7. 결 론

본 연구에서는 소성변형을 고려하고 변형도-변위관계행렬을 편차성분과 팽창성분으로 나누어 형성한 8절점 저차 고체요소를 이용하여 철근콘크리트 셸 격납건물의 항공기 충돌해석을 수행하였다. 항공기 충돌에 의한 격납건물의 거동을 균열변형도의 수준과 항공기의 종류에 따라 분석하고 이를 정량적으로 제시하였다. 본 연구를 통하여 도출된 결과는 국내 원전 격납건물의 동적거동 분석을 위한 벤치마크 검사로 제시한다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학기술부의 원자력 중장기연구개발사업의 일환으로 수행되었음.

## 참 고 문 헌

- Riera, J. D., "On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces," *Nuclear Engineering & Design*, Vol. 8, 1968, pp.415~426
- Rebora, B., Zimmerman Th. and Wolf J. P., "Dynamic rupture analysis of reinforced concrete shells," *Nuclear Engineering & Design*, Vol. 37, 1976, pp.269~297
- Cervera, M., Hinton, E. and Bicanic, N., "Dynamic rupture analysis of reinforced concrete structures subjected to impulsive loading," in *Computational plasticity* edited by D.R.J. Owen, E. Hinton and Onate, Pineridge Press, Swansea, UK, 1987
- Abbas, H., Paul, D. K., Godbole, N. and Nayak, G. C., "Aircraft crash upon outer containment of nuclear power plant," *Nuclear Engineering & Design*, Vol. 160, 1996, pp. 13~50
- Crutzen, Y. and Reyneu, J., "Disintegration of shell structures under violent dynamic loading condition," 7th SMIRT, Paper J7/1. 1983
- Liu, G. Q. and Owen, D. R. J., "The dynamic nonlinear analysis of reinforced concrete plates and shells," in *Numerical methods for transient and coupled problems* edited by R. W. Lewis, E. Hinton, P. Bettess and B. A. Schrefler, Pineridge Press, Swansea, UK, 1984
- Lee, S. J. and Han, S. E., "Free vibration analysis of plates and shells with a nine-node assumed natural degenerated shell element," *Journal of Sound Vibration*, Vol. 241, 2001, pp.605~633
- Hughes, T. J. R., *The finite element method -Linear static and dynamic finite element analysis*, Prentice Hall, New Jersey, 1987
- Hinton, E., Rock, T. A. and Zienkiewicz, O. C., "A note on mass lumping and related processes in finite element method," *Int. J. Earthquake Eng. Struc. Dyn.*, Vol. 4, 1976, pp.245~249
- Hill, R., *The mathematical theory of plasticity*, Oxford University Press, Oxford, 1950
- Bicanic, N and Zienkiewicz O. C., "Constitutive model for concrete under dynamic loading," *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 11, 1973 pp.639~710
- Kupfer, H., Hilsdirf, K. H. and Rush, H., "Behaviour of concrete under biaxial stresses," *ACI Journal*, Vol. 66, 1969, pp. 656~666
- Hatano, T. and Tsutsumi, H., "Dynamic compressive deformation and failure of concrete under earthquake load," Proc. 2nd WCEE, Tokyo, Vol. 3. 1960, pp.1963~1978
- Hatano, T., "Relations between strength of failure, strain ability, elastic modulus and failure time of concrete," Central Research

- Institute of Electric Power Industry, C-6001, Tokyo. 1960
15. Albertini, N. and Montagnani, M., "Testing techniques based on the split Hopkinson bars," Proc. Conf. Mech. Properties of Material at high rates of strain, Oxford. 1974
  16. 이상진, 서정문, "철근콘크리트 구조물의 비탄성해석을 위한 구절점 퇴화 쉘요소," 한국전산구조공학회 논문집, 제14권, 제4호, 2002, pp. 481~494
  17. Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L., *The finite element method*, 4th edn., McGraw Hill, London, 1989
  18. 이상진, 이홍표, 서정문, "격납건물 FE모델의 정점개구부 유무에 따른 동적 특성분석," 대한토목학회 추계학술발표회, 2000, pp.320~324
  19. Bangash, M. Y. H., *Concrete and concrete structures: Numerical Modelling and applications*, Elsevier Applied Science, London and New York, 1989
  20. Lee, S. J., Lee, Y. J. and Y. S. Choun, "On the evaluation of free vibration characteristics of containment building with a lower order solid finite element," 한국원자력학회 추계학술발표회 CD 논문집, 2002