

철근콘크리트 구조물의 직접비탄성 내진설계를 위한 할선강성

Secant Stiffness for Direct Inelastic Earthquake Design of Reinforced Concrete Structures

엄태성¹⁾ · 김재요²⁾ · 박홍근³⁾

Eom, Tae-Sung · Kim, Jae-Yo · Park, Hong-Gun

국문 요약 >> 안전하고 경제적인 내진설계를 위해서는 설계 초기단계부터 모멘트재분배와 부재소성변형을 고려하는 것이 바람직하다. 본 연구에서는 할선강성해석을 사용하여 각 부재의 재분배된 모멘트와 소성변형을 직접적으로 고려할 수 있는 내진설계방법을 개발하였다. 모멘트재분배에 의하여 발생된 비대칭 부재강성을 나타내기 위하여, 비강접 단부접합부를 갖는 보-기둥요소(NREC요소)를 사용하여 구조물을 모델링하였다. NREC요소에 사용되는 할선강성은 건물 및 부재의 요구연성도에 기반하여 결정하였다. 할선강성 구조모델에 대한 선형해석을 수행하여 내진설계를 위한 부재력과 소성변형을 구하였다. 본 연구에서는 할선강성해석을 모멘트골조와 이중골조의 내진설계에 적용하였고, 설계결과를 정밀한 비선형해석 결과와 비교하였다.

주요어 할선강성해석, 비탄성해석, 모멘트재분배, 내진설계, 철근콘크리트

ABSTRACT >> For safe and economical design to provide strong earthquake resistance, the moment redistribution and plastic rotation of structures and their members needs to be evaluated. To achieve this, an earthquake design method was developed using secant stiffness analysis. To address the variation of member stiffness due to plastic rotation and moment redistribution, a structure was modeled with a beam-column element with non-rigid end connections (NREC element). Secant stiffness for the NREC element was determined based on the ductility demands of the structure and members. By performing a conventional linear analysis for the secant stiffness model, redistributed moments and plastic rotations of the members were computed. The proposed method was applied to a moment frame and two dual systems. The design results were verified using detailed nonlinear analyses.

Key words secant stiffness analysis, inelastic analysis, moment redistribution, seismic design, reinforced concrete

1. 서론

구조설계 실무에서는 선형해석의 편리성으로 인하여 대부분 탄성해석으로 구한 부재력을 바탕으로 내진설계를 수행하고 있다. 그러나 탄성해석은 구조물 및 부재에 요구되는 비탄성변형을 전혀 고려하지 못하므로, 설계결과와 내진 안전성을 확신하기 어렵다. 또한 모멘트재분배를 고려하지 못하므로 보-기둥 접합부에서 보의 부모멘트가 지나치게 커져 배근이 어렵거나 또는 부재 단면크기가 비대해질 우려가

높다. 따라서 안전하고 경제적인 내진설계를 위해서는 설계 초기단계에서 비탄성거동을 고려하여 각 부재의 재분배된 모멘트와 소성변형요구량을 평가하는 것이 바람직하다.

모멘트재분배, 소성변형 등 비탄성거동을 반영하기 위하여 기존의 정밀한 비선형해석을 사용할 수 있다. 그러나 비선형해석은 이미 설계된 건물의 안전성을 검토하기 위한 수단이므로, 설계 초기단계부터 강기동-약보와 같은 내진설계 전략을 반영하기 어렵다.

내진설계를 위한 실용적인 구조해석방법으로서 할선강성을 이용한 해석법이 연구되어 왔다.⁽³⁻⁵⁾ 이 방법들은 탄성강성 대신 할선강성을 사용하여 비탄성변형의 영향이 반영된 부재의 단면력 및 소성변형을 구한다. Priestley⁽³⁾는 강기동-약보 설계를 위하여 보의 탄성강성을 전체 구조물의 설계목표연성도로 나눈 할선강성을 사용하도록 제안하였다. 이 방법은 근사적으로 비탄성거동에 의한 하중재분배를 고려하

¹⁾ 정회원·대구가톨릭대학교 건축학과 전임강사

²⁾ 광운대학교 건축공학과 조교수

³⁾ 정회원·서울대학교 건축학과 교수

(대표저자: parkhg@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2009년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 3. 3 / 수정일 : 2009. 4. 2 / 게재확정일 : 2009. 4. 2)

여 부재력을 계산할 수 있지만, 각 부재에 요구되는 소성변형을 구하지 못한다. Park and Eom⁽⁶⁾은 각 소성힌지를 별도의 할선강성으로 모델링하여 모멘트재분배 뿐만 아니라 소성변형까지 정확히 계산할 수 있는 직접비탄성설계법(Direct Inelastic Design)을 제안하였다. 그러나 이 방법은 모든 소성힌지를 할선강성을 갖는 별도의 회전요소로 일일이 모델링하여야 하고, 안전하고 경제적인 설계를 위해서는 반복계산이 필요하다.

본 연구에서는 철근콘크리트 구조물의 내진설계를 위한 할선강성해석법을 개발하였다. 설계 초기단계에 활용하기 쉽도록 반복계산 없이 한 번의 선형해석으로 재분배가 고려된 부재력과 부재소성변형을 구하였다. 등가정적설계에 편리하게 적용될 수 있도록 할선강성해석법을 사용한 내진설계 절차 및 방법을 제시하고 다양한 구조물에 적용하였다.

2. 할선강성해석의 개념

그림 1은 본 연구에서 제안하는 할선강성을 이용한 선형해석의 개념을 보여준다. 지진에 의하여 비탄성변형이 예상되는 부재(1층 기둥, 모든 층의 보)에 탄성강성 k_e 보다 작은 할선강성 k_s 를 할당한 다음 설계지진하중에 대한 선형해석을 수행하면, 구조물과 그것을 구성하는 각 부재의 성능점(Performance Point, 그림 1(a)의 P_s 와 P_m), 즉 비탄성거동에 의한 부재력과 소성변형을 구할 수 있다. 설계자는 계산된 성능점의 부재력(모멘트, 전단력)과 소성변형 요구량을 만족시키도록 상세설계를 수행한다. 이렇게 설계된 구조물에 대하여 각 부재의 성능점을 통과하도록 보와 기둥의 비선형거동 모델을 정의하고 전통적인 비선형해석을 수행할 경우, 그림 1(b)에 나타난 바와 같이 할선강성에 대한 선형해석결과와 일치되는 성능점을 구할 수 있다. 이는 기존의 복잡하고 어려운 비선형해석방법을 사용하지 않더라도, 할

선강성에 대한 선형해석을 통하여 직접적으로 비탄성거동을 고려할 수 있음을 보여준다.

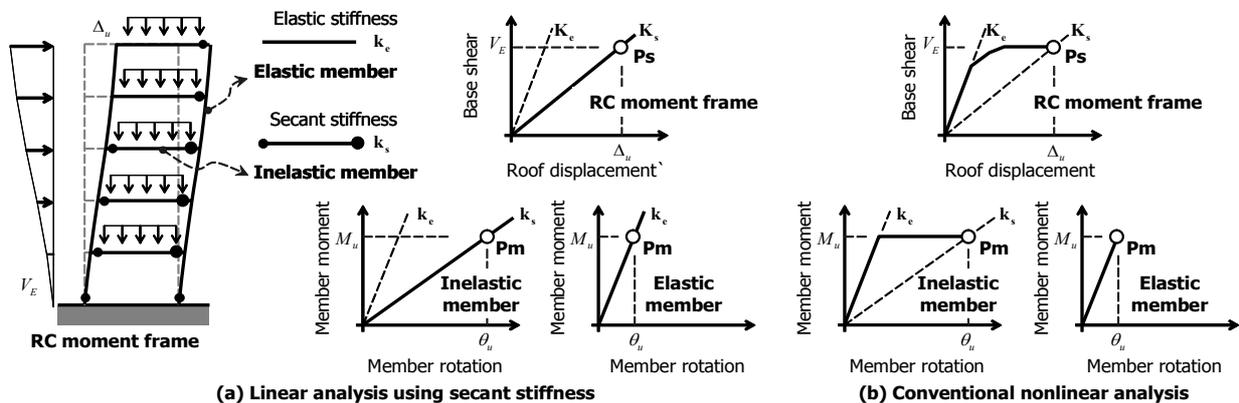
할선강성해석의 장점은 선형해석을 이용하므로 비탄성거동에 의한 부재력과 소성변형을 편리하게 구할 수 있다는 점이다. 이러한 할선강성해석으로 강기동-약보, 요구연성도 등과 같은 내진설계 전략을 효과적으로 반영하기 위해서는 부재의 할선강성 k_s 를 합리적으로 결정하여야 한다. 특히, 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 모멘트골조는 보에서 모멘트재분배로 인하여 좌·우 보단부에 비대칭적인 소성변형이 나타나는데, 탄성구조해석에서 사용되는 일반적인 보-기둥요소(Beam-Column Element)는 이러한 비대칭적인 소성변형에 의한 부재강성변화를 고려하지 못한다. 따라서 본 연구에서는 다음과 같은 비강접 단부접합부를 갖는 보-기둥요소(Beam-Column Element with Non-Rigid End Connection, 이하 NREC요소)를 사용하여 한쪽 단부에만 소성힌지변형이 발생하거나 또는 양쪽 단부에 비대칭으로 소성변형이 발생하는 부재의 할선강성 k_s 를 모델링하였다.

그림 2는 NREC요소를 보여주는데, NREC요소는 i 및 j 양단부에 각각 할선강성 k_{si} , k_{sj} 를 갖는 회전요소(비강접 단부접합부)를 설치한 보-기둥요소이다. 회전요소의 할선강성은 회전강성계수 m_i 및 m_j 를 사용하여 식 (1)과 같이 정의한다.

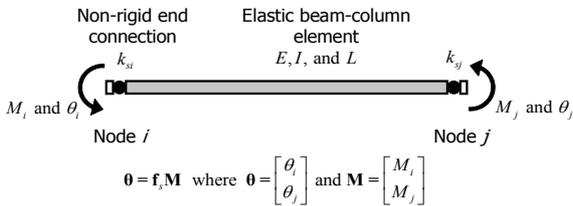
$$k_{si} = m_i \left(\frac{3EI}{L} \right), \quad k_{sj} = m_j \left(\frac{3EI}{L} \right) \quad (1)$$

여기서, E , I , L 은 각각 부재의 탄성계수, 단면2차모멘트, 길이이다.

i 및 j 절점의 회전변형과 휨모멘트의 관계를 나타내는 NREC요소의 유연성행렬 f_s (Flexibility Matrix)를 다음과 같이 나타낼 수 있다.



〈그림 1〉 할선강성해석을 이용한 설계개념



〈그림 2〉 비강접 단부접합부를 갖는 보-기둥요소(NREC요소)

$$f_s = \begin{pmatrix} \frac{L}{3EI} + \frac{1}{k_{si}} & -\frac{L}{6EI} \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} + \frac{1}{k_{sj}} \end{pmatrix} \quad (2)$$

$$= \frac{L}{6EI} \begin{pmatrix} 2(1 + \frac{1}{m_i}) & -1 \\ -1 & 2(1 + \frac{1}{m_j}) \end{pmatrix}$$

식 (2)로부터 NREC요소의 강성행렬 k_s 은 식 (3)과 같다.

$$k_s = f_s^{-1} = \frac{EI}{L} \begin{pmatrix} k_{sii} & k_{sij} \\ k_{sij} & k_{sji} \end{pmatrix} \quad (3)$$

여기서, 강성행렬계수 k_{sii} , k_{sji} , k_{sij} 는 식 (4)와 같다.

$$k_{sii} = \frac{12m_i(1+m_j)}{(3m_i m_j + 4m_i + 4m_j + 4)} \quad (4a)$$

$$k_{sji} = \frac{12m_j(1+m_i)}{(3m_i m_j + 4m_i + 4m_j + 4)} \quad (4b)$$

$$k_{sij} = \frac{6m_i m_j}{(3m_i m_j + 4m_i + 4m_j + 4)} \quad (4c)$$

식 (3)과 식 (4)에 나타난 바와 같이 NREC요소의 활선강성 k_s 는 양단부 회전요소의 강성계수 m_i , m_j 와 그로부터 결정되는 강성행렬계수 k_{sii} , k_{sji} , k_{sij} 를 사용하여 정의할 수 있다. 일반적으로 DRAIN-2DX⁷⁾, MIDAS-GEN⁽⁸⁾ 등의 구조해석 프로그램에서는 부재의 전단변형, 반강접 접합부, 변단면 부재 등을 고려하기 위하여 강성행렬계수 k_{sii} , k_{sji} , k_{sij} 를 조정하므로, 이러한 NREC요소는 기존 상용프로그램에 쉽게 적용될 수 있다.

구조해석 결과는 NREC요소의 활선강성의 분포와 크기에 의하여 결정된다. 따라서 활선강성의 분포와 크기는 설계자의 설계전략과 설계기준의 요구사항, 즉 최소철근비, 복수의 하중조합, 사용성기준 등을 고려하여 결정하여야 한다. 일반적으로 다음의 원칙을 사용하여 부재 활선강성 k_s (또는 강성행렬계수 k_{sii} , k_{sji} , k_{sij})를 결정할 수 있다.

- 1) 탄성거동이 예상되는 부재의 경우 강접단부를 가지므로 $m_i = m_j = \infty$ 를 사용한다. 이 경우 강성행렬계수가 $k_{sii} = k_{sji} = 4$, $k_{sij} = 2$ 이므로 탄성 보-기둥요소의 강성행렬과 동일하다.
- 2) 한쪽 단부에만 소성힌지가 발생하는 보나 1층 기둥 및 벽체의 경우, 탄성단부(i 절점)는 강접이므로 $m_i = \infty$ 를 사용하고 소성단부(j 절점)에서는 소성변형에 의한 강성저하를 나타내도록 적절한 강성계수 m_j 를 사용한다. 이 경우 $k_{sji} < k_{sii}$ 이므로 강성행렬 k_s 에 의하여 소성단부(j 절점)보다 탄성단부(i 절점)로 더 큰 모멘트가 전달된다.
- 3) 양단부에 소성힌지가 발생된 부재는 소성변형으로 인한 강성저하를 고려할 수 있도록 적절한 회전강성계수 m_i 및 m_j 를 사용한다. 일반적으로 지진하중과 중력하중을 함께 받는 모멘트골조의 경우 정모멘트단부(i 절점)보다 부모멘트단부(j 절점)에서 더 큰 소성변형이 발생되므로, m_i 를 m_j 보다 더 큰 값으로 사용한다.

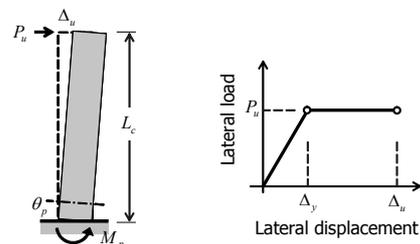
3. 부재 활선강성 k_s 의 결정

소성힌지 회전강성계수 m_i 및 m_j 는 부재 소성변형의 크기에 직접적으로 관계되는 값으로서, 켄틸레버 부재의 경우 기본적으로 부재연성도 μ_m 을 사용하여 다음과 같이 정의할 수 있다.

그림 3은 소성힌지에 모든 소성변형이 집중된 켄틸레버 부재의 소성거동을 보여준다. 켄틸레버 부재의 비탄성변형 Δ_u 는 항복변형과 소성변형을 합하여 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_p L_c \quad (5)$$

여기서, Δ_y = 부재 항복변형, θ_p = 소성힌지에 발생된 소성회전변형, L_c = 켄틸레버 부재의 길이이다. 식 (5)의 양변을 부재 항복변형 Δ_y 로 나누어 부재연성도 μ_m 을 구하면 다음 식 (6)과 같다.



〈그림 3〉 켄틸레버 부재의 변형

$$\mu_m = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\theta_p L_c}{\Delta_y} \quad (6)$$

켄틸레버의 거동을 탄성-완전소성거동으로 이상화할 경우, 탄성이론에 의하여 부재의 항복변형은 $\Delta_y = M_p L_c^2 / (3EI)$ 이다. 따라서 식 (6)은 식 (7)과 같다.

$$\mu_m = 1 + \left(\frac{\theta_p}{M_p} \right) \left(\frac{3EI}{L_c} \right) = 1 + \left(\frac{1}{k_s} \right) \left(\frac{3EI}{L_c} \right) \quad (7)$$

여기서, M_p 는 부재의 모멘트강도이다. 식 (7)로부터 보 단부 소성힌지의 활선강성 k_s 는 식 (8)과 같이 정리할 수 있다.

$$k_s = \left(\frac{1}{\mu_m - 1} \right) \left(\frac{3EI}{L_c} \right) \quad (8)$$

실제 건물에 사용되는 기둥, 보, 벽체는 하중조건에 따라서 단곡률 또는 이중곡률의 모멘트 및 변형을 보이므로, 식 (8)의 켄틸레버 길이 L_c 는 부재 길이 L 와 다르다. 만약 보, 기둥, 벽체 등에서 켄틸레버거동이 발생하는 유효길이를 $L_c = L/\alpha$ 로 가정한다면, 식 (8)과 식 (1)로부터 소성힌지 회전강성계수 m_i (또는 m_j)는 다음 식 (9)와 같다.

$$m_i \text{ (or } m_j) = \frac{\alpha}{\mu_m - 1} \quad (9)$$

그림 4는 지진하중을 받는 이중골조에서 보, 기둥, 벽체의 모멘트 분포와 부재변형을 보여준다. 보의 경우 지진하중으로 인하여 이중곡률의 모멘트 분포를 보이며 양단부에서 소성힌지가 발생된다. 따라서 2개의 켄틸레버가 맞붙어 있는 것으로 간주하여 근사적으로 $L_c = L/2$ 로 가정할 수 있다. ($\alpha=2$, 그림 4(b)) 반면, 하단부에서만 소성힌지가 발생되는 1층 기둥 및 벽체의 경우 단곡률의 모멘트 분포를 보인다. 따라서 1층 기둥의 경우 기둥모멘트의 변곡점이 기둥 상단에 존재하는 것으로 가정하여 근사적으로 $\alpha=1$ 을 사용한

다.(그림 4(c)) 벽체의 경우 모멘트의 변곡점이 건물 높이의 2/3 지점에서 발생되는 것으로 가정하여, 근사적으로 $\alpha = 3/(2N)$ 으로 정할 수 있다.(그림 4(d))⁽⁹⁾ 여기서, N 은 건물의 층수이다.

For beams under double curvature,

$$m_i \text{ (or } m_j) = \frac{2}{\mu_{mb} - 1} \quad (10a)$$

For 1st story columns under single curvature,

$$m_i \text{ (or } m_j) = \frac{1}{\mu_{mc} - 1} \quad (10b)$$

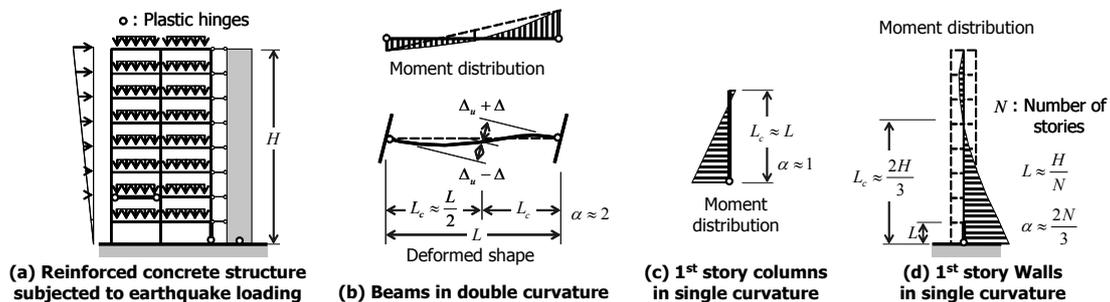
For 1st story walls under single curvature,

$$m_i \text{ (or } m_j) = \frac{3/(2N)}{\mu_{mw} - 1} \quad (10c)$$

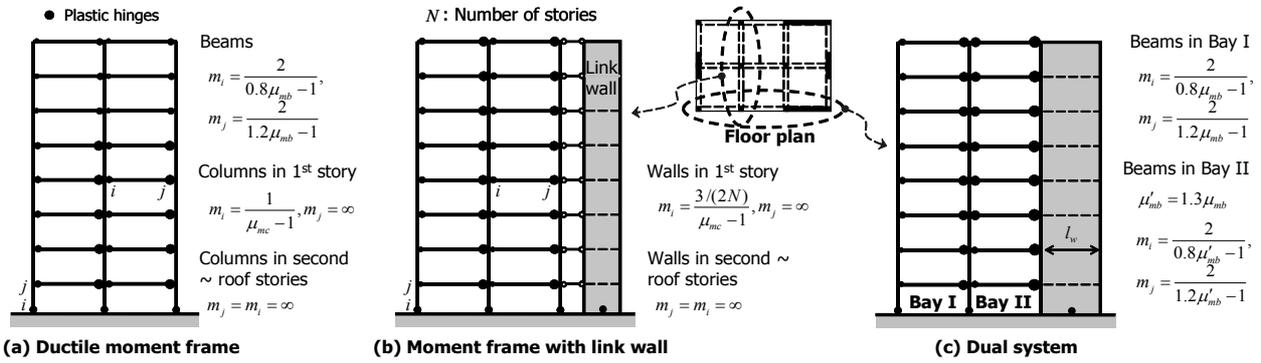
여기서, μ_{mb} , μ_{mc} , μ_{mw} 는 각각 보, 기둥, 벽체의 부재연성도이다.

대표적인 연성내진구조인 모멘트골조 및 이중골조의 경우 2장에서 언급한 원칙들과 식 (10)을 바탕으로 다음과 같이 부재의 활선강성을 결정할 수 있다.

그림 5(a)와 그림 5(b)는 각각 순수 모멘트골조와 전단벽이 링크보로 연결된 이중골조를 위한 활선강성 구조해석모델을 보여준다. 거의 모든 보는 양단부에 소성힌지가 발생되지만 중력하중 및 지진하중의 중첩으로 인하여 보의 정모멘트단부(i 절점)보다 부모멘트단부(j 절점)의 소성변형이 더 크므로, 비대칭의 회전강성계수 m_i 및 $m_j (< m_i)$ 를 사용하여 보의 활선강성 k_s 를 결정한다. 그림 4(b)는 양단부에 소성힌지가 발생된 보의 변형형상을 보여주는데, 부모멘트단부에서 증가되는 요구연성도(+ Δ)만큼 정모멘트단부의 요구연성도(- Δ)가 감소된다. 따라서 근사적으로 부모멘트단부(j 절점)의 부재요구연성도를 20% 증가시키고 반면 정모멘트단부(i 절점)에서는 부재요구연성도를 20% 감소시킨다. 즉, $m_i = 2/(0.8\mu_{mb} - 1)$ 및 $m_j = 2/(1.2\mu_{mb} - 1)$ 을 사용하여 보의 활선강성 k_s 를 결정한다. 연성모멘트골조의 경우 기둥



〈그림 4〉 소성변형의 분포 및 거동특성에 따른 부재활선강성의 결정



〈그림 5〉 구조해석을 위한 연성골조 및 이중골조의 활선강성모델

의 휨항복이 억제되므로^{(1),(2)}, 1층 이외의 기둥은 탄성강성 $k_e(m_i=m_j=\infty)$ 으로 모델링한다. 반면 1층 기둥하부에는 소성힌지가 허용되므로, 식 (10b)로부터 활선강성계수 $m_i = 1/(\mu_{mc} - 1)$ 및 $m_j = \infty$ 을 적용하여 1층 기둥의 활선강성 k_s 를 구성한다. 그림 5(b)에 나타난 전단벽의 경우 소성힌지가 벽체의 하단부에서만 발생되므로, 1층 벽체는 식 (10c)로부터 $m_i = (3/(2N))/(\mu_{mw} - 1)$ 및 $m_j = \infty$ 을 적용하여 활선강성 k_s 을 구성한다. 반면, 2층 이상의 벽체에서는 소성힌지가 발생되지 않으므로, 탄성강성 $k_e(m_i=m_j=\infty)$ 으로 벽체를 모델링한다

그림 5(c)는 벽체와 골조가 직접적으로 연결된 이중골조의 활선강성 구조해석모델을 보여준다. Paulay and Priestley⁽⁹⁾에 의하면 벽체의 단면 깊이(l_w)가 충분히 큰 경우 로킹효과(Rocking Effect)로 인하여 벽체의 인장측에 직접 연결된 인접경간(Bay II, 그림 5(c))의 보에 추가적인 소성변형이 발생된다. 따라서 골조가 직접적으로 벽체에 연결된 경우에는 경간에 따라 보의 활선강성의 분포가 달라져야 한다. 본 연구에서는 벽체의 인장측에 인접한 경간(Bay II)의 보에 한하여 부재연성도를 30%만큼 증가시켜 활선강성을 모델링한다. ($\mu'_{mb} = 1.3\mu_{mb}$, 그림 5(c))

4. 활선강성해석을 이용한 내진설계

4.1 해석 및 설계 절차

본 장에서는 활선강성해석을 적용하여 등가정적내진설계를 수행하는 방법을 정립하였다. 그 절차는 다음과 같다.

- (a) 건물의 설계목표연성도 μ_T 를 결정하고, 설계응답스펙트럼을 사용하여 등가정적 설계지진하중(E)을 구한다.
- (b) 부재의 크기를 결정하고 건물의 구조모델을 구성한 다음, 지진하중조합($G + E$, G =계수중력하중)에 대해 탄

성해석을 수행하여 건물의 지붕층 탄성변형 Δ_e 을 구한다. 이때 지붕층 탄성변형을 건물의 항복변형 Δ_y 으로 정의한다. 즉, $\Delta_y = \Delta_e$.

- (c) 3장 및 그림 5에 소개된 방법을 사용하여 건물의 내진설계를 위한 부재활선강성을 결정한다. 식 (10) 및 그림 5에 나타난 바와 같이, 건물의 내진설계를 위해서는 보, 기둥, 벽체 등의 요구 부재연성도 μ_{mb} , μ_{mc} , μ_{mw} 를 결정하여야 한다. 원칙적으로 부재연성도는 부재에 발생하는 소성변형의 크기를 고려하여 결정할 수 있으며, 건물의 설계목표연성도 μ_T 와 깊은 관계를 갖는다. 본 연구에서는 정형 구조물에 대한 사례분석을 통하여, 강기둥-약보 연성설계를 위하여 다음과 같은 부재연성도를 사용한다.

일반적으로 보의 부재연성도는 건물의 시스템연성도보다 크므로, 건물의 설계목표연성도 μ_T 를 40% 증가시킨 값을 보의 부재연성도 μ_{mb} 로 사용하여 부재활선강성 k_s 를 정의한다. ($\mu_{mb} = 1.4\mu_T$) 반면 기둥 및 벽체의 경우 일반적으로 보에 비하여 연성능력이 작으므로 건물의 설계목표연성도 μ_T 와 동일한 값을 부재연성도로 사용한다. ($\mu_{mc} = \mu_{mw} = \mu_T$)

- (d) 활선강성 선형해석을 실시하여 건물의 비탄성 지붕층변형 Δ_s 을 구한다. 세장한 구조물, 비정형성을 가진 구조물, 그리고 약층이 예상되는 구조물의 경우에는 2차효과(Second-Order Effect)를 고려하는 해석이 필요하다. 활선강성해석으로 구한 건물의 연성도 $\mu(=\Delta_s/\Delta_y)$ 가 설계목표 연성도 μ_T 보다 작은 경우에는, $\mu \geq \mu_T$ 를 만족시킬 때까지 부재연성도 μ_{mb} , μ_{mc} , μ_{mw} 등을 증가(부재활선강성 k_s 의 감소)시켜 선형해석을 재수행한다.
- (e) 활선강성해석 결과로부터 각 부재에 재분배된 모멘트 M_p 와 소성회전변형 θ_p 를 구한다. 부재 소성힌지의 회전변형 θ_p 는 다음 식 (11)과 같이 계산한다.

$$\theta_{pi} = \frac{1}{m_i} \left(\frac{L}{3EI} \right) M_{pi}, \theta_{pj} = \frac{1}{m_j} \left(\frac{L}{3EI} \right) M_{pj} \quad (11)$$

여기서, M_{pi}, M_{pj} = 할선강성해석에 의한 부재 양단부 모멘트, θ_{pi}, θ_{pj} = 부재 양단부에 요구되는 소성회전변형이다.

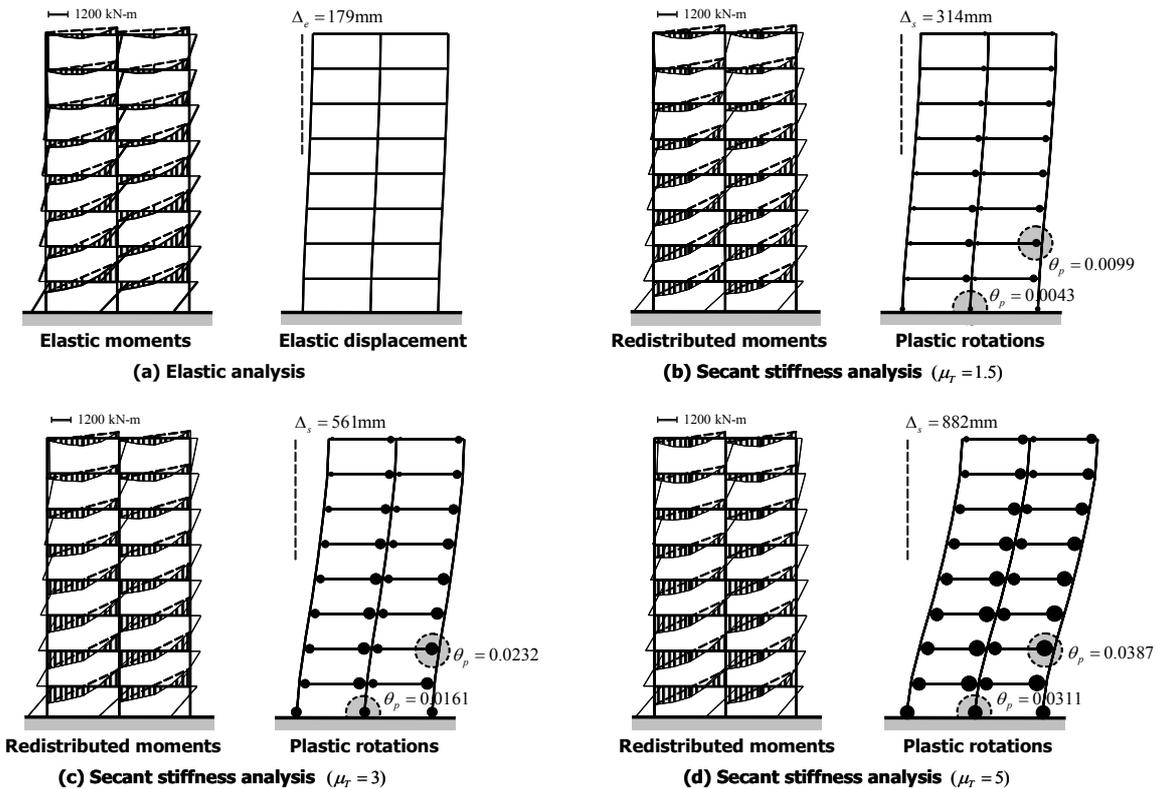
(f) 할선강성해석으로 결정된 소요 모멘트강도 M_p 와 소성회전변형 θ_p 를 만족시키도록 부재의 배근상세를 결정한다.

4.2 설계 예제

제안된 방법을 사용하여 8층 2경간의 모멘트골조, 전단벽과 모멘트골조가 링크보로 연결된 이중골조, 이중골조를 설계하였다.(그림 5) 건물의 층고는 3600mm, 경간은 8000mm, 기둥과 보의 단면크기는 각각 600mm×600mm와 400mm×700mm이다. 이중골조에서 전단벽의 단면깊이는 $l_w=5000$ mm이고, 두께는 $t_w=200$ mm이다. 기둥과 벽체의 균열강성은 $0.7E_cI_g$ 를 사용하였고, 보의 균열강성은 슬래브의 영향을 고려하여 $1.0E_cI_g$ (T형보)를 사용하였다. 콘크리트의 탄성계수는 $E_c=25.3$ GPa이고, I_g 는 전단면에 대한 단면2차모멘트이다. 각 층의 보에는 계수중력하중(G)이 $\omega_u=72.3$ kN/m가 재하되었다. 모멘트골조, 전단벽이 링크보로 연결된 이중골조,

이중골조의 설계지진하중(E)으로 각각 $V_E=1440$ kN, 3240kN, 3600kN의 밀면전단력을 사용하였고, 각 구조물의 지진하중의 크기는 보 및 기둥에 동일한 수준의 탄성모멘트가 발생되도록 결정되었다. KBC 2005에서는 비선형의 층지진하중 분포를 제시하고 있지만, 본 연구에서는 근사적으로 층지진하중을 층높이에 비례하여 선형분포로 가정하였다.

그림 6은 할선강성해석에 의한 모멘트골조의 내진설계 결과를 보여준다. 그림 6(a)는 탄성해석으로 구한 부재모멘트와 골조의 변형형상을 보여주는데, 모멘트골조의 항복변위는 $\Delta_y=\Delta_e=179$ mm이었다. 그림 6(b) ~ (d)는 각각 설계 목표연성도 $\mu_T=1.5, 3, 5$ 를 사용하여 수행한 할선강성해석 결과를 보여준다. 보와 1층 기둥의 할선강성 k_s 는 각각 부재연성도 $\mu_{mb}=1.4\mu_T$ 와 $\mu_{mc}=\mu_T$ 를 사용하여 결정하였다.(그림 5(a) 및 4.1장 (c)항목 참조) 설계지진하중 $V_E(=1440$ kN)에 대한 할선강성해석 결과, 지붕층변형은 $\Delta_s=314$ mm($\mu=1.8$, 변형비 1.09%), 561mm($\mu=3.1$, 변형비 1.95%), 882mm($\mu=4.9$, 변형비 3.06%)로 계산되었다. $\mu_T=1.5$ 및 3에 대한 해석결과, $\mu > \mu_T$ 를 만족하였으므로 선형해석을 종료하였다. $\mu_T=5$ 의 경우 할선강성해석으로 구한 연성도 $\mu(=4.9)$ 가 설계목표 연성도 $\mu_T(=5)$ 보다 작았지만, 그 차이가 2%에 불과하므로 선형해석을 종료하였다.



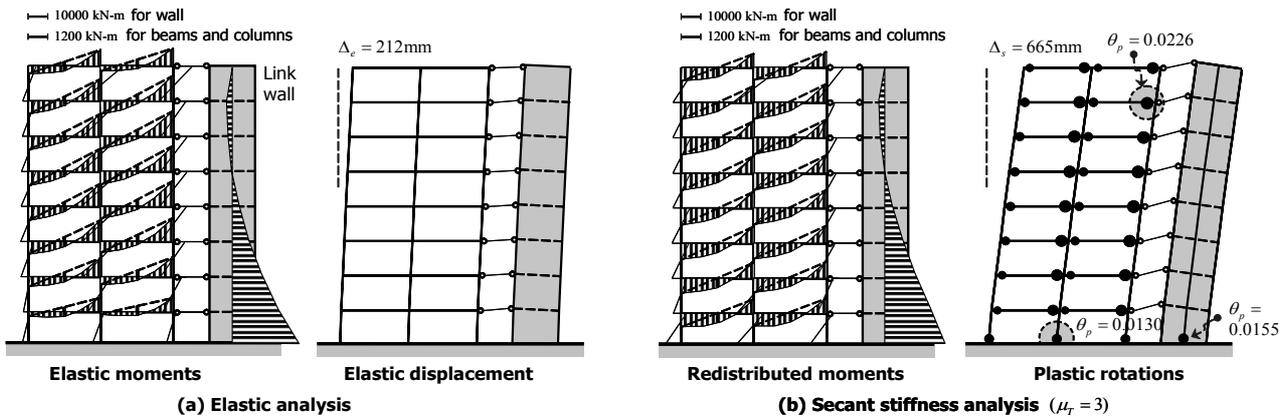
〈그림 6〉 할선강성해석을 이용한 모멘트골조의 내진설계

그림 6(b) ~ (d)는 할선강성해석으로 구한 각 부재의 재분배된 모멘트 M_p 와 소성힌지변형 θ_p (식 (11))를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이, 할선강성해석 결과 모멘트재분배로 인하여 보의 부모멘트가 감소하고 정모멘트가 증가하였다. 소성힌지변형은 모든 층의 보에 비교적 고르게 분포되었으며, 설계목표연성도가 증가함에 따라 부재에 발생된 소성변형 또한 비례적으로 증가하였다. 기둥 및 보에 발생된 최대소성변형의 크기와 그 위치는 그림 6에 나타났다.

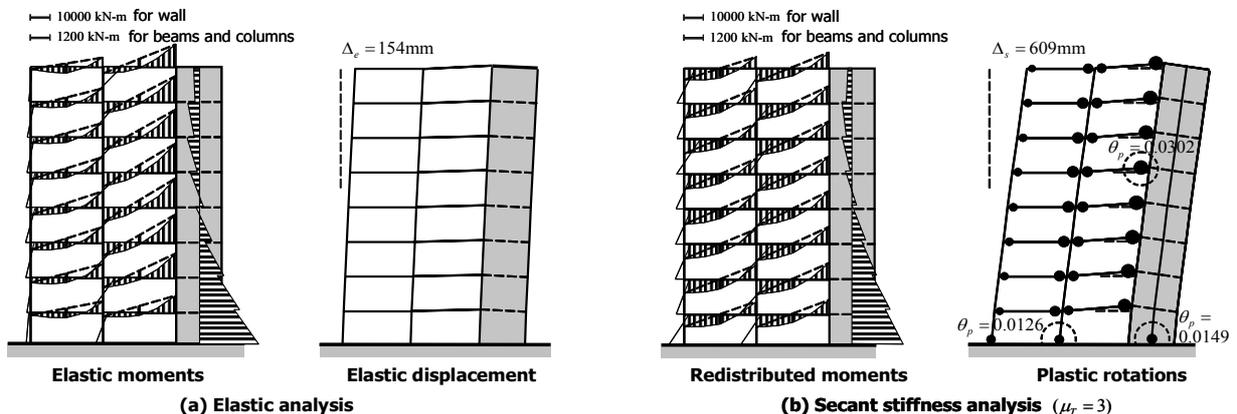
그림 7은 전단벽이 링크보로 연결된 이중골조의 내진설계 결과를 보여준다. 구조해석시 벽체는 단면 중앙부에 위치한 기둥 요소와 각 층에 연결된 무한강성보로 모델링하였다. 그림 7(a)는 탄성해석으로 구한 부재모멘트와 건물의 변형형상을 보여주는데, 항복변위는 $\Delta_y = \Delta_e = 212\text{mm}$ 이었다. 설계목표연성도 $\mu_T = 3$ 에 대하여 내진설계를 수행하였다. 앞서 언급한 바와 같이 부재할선강성 k_s 를 결정하기 위하여 보의 부재연성도로서 $\mu_{mb} = 1.4\mu_T = 4.2$ 를 사용하였고, 1층 기둥과 1층 벽체의 부재연성도는 $\mu_{mc} = \mu_{mw} = \mu_T = 3$ 을 사용하였다. 설계지진하중 $V_E (= 3240\text{kN})$ 에 대한 선형해석 결과, 지붕층변위는 $\Delta_s = 665\text{mm}$ ($\mu = 3.1$, 변형비 2.31%)로 계산되었

다. 계산된 연성도 μ 가 설계목표 연성도 μ_T 보다 크므로, 선형해석을 종료하였다. 그림 7(b)는 할선강성해석으로 구한 부재의 재분배된 모멘트 M_p 와 소성변형 θ_p 를 보여준다. 탄성해석 결과와 비교하여, 보의 부모멘트가 감소하고 정모멘트가 크게 증가하였고, 벽체의 모멘트(6.4%)가 기둥으로 재분배된 결과 1층 기둥의 모멘트가 크게 증가되었다. 보, 기둥, 벽체에 발생된 최대 소성힌지변형은 각각 $\theta_p = 0.0226\text{rad}$, 0.0130rad , 0.0155rad 이다.

그림 8은 벽체와 모멘트골조가 직접적으로 연결된 이중골조에 대하여 수행한 내진설계 결과를 보여준다. 그림 8(a)는 설계지진하중 $V_E = 3600\text{kN}$ 에 대한 탄성해석으로 구한 부재모멘트와 탄성변형($\Delta_y = \Delta_e = 154\text{mm}$)을 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 로킹효과(Rocking Effect)에 의하여 벽체에 인접한 경간(Bay II)의 보에 큰 탄성모멘트가 집중적으로 발생되었다. 그림 8(b)는 설계목표 연성도로 $\mu_T = 3$ 을 사용하여 수행한 할선강성해석 결과를 보여준다. 보, 기둥, 벽체의 할선강성 k_s 는 각각 부재연성도 $\mu_{mb} = 1.4$, $\mu_T = 4.2$, $\mu_{mc} = \mu_{mw} = \mu_T = 3$ 을 사용하여 결정하였다. 로킹효과를 고려하기 위하여 벽체에 인접한 경간(Bay II)의 보의 부재연성



〈그림 7〉 할선강성해석을 이용한 모멘트골조와 전단벽이 링크보로 연결된 이중골조의 내진설계



〈그림 8〉 할선강성해석을 이용한 이중골조의 내진설계

도 $\mu_{mb}=1.3$, $\mu_{mb}=5.5$ 를 사용하였다. 선형해석 결과, 지붕층 변형 및 연성도가 각각 $\Delta_s=609\text{mm}$ (변형비 2.11%), $\mu=4.0$ 으로서 건물의 설계목표 연성도 $\mu_T(=3)$ 보다 컸다. 만약 설계목표 연성도 $\mu_T=3$ 에 최적화된 내진설계를 수행하고자 한다면 부재연성도 $\mu_{mb}(\mu_{mb}), \mu_{mc}, \mu_{mw}$ 를 줄여서 다시 활선강성해석을 수행할 수 있다. 하지만 계산된 연성도 μ 가 요구 연성도 μ_T 보다 크므로, 본 연구에서는 활선강성해석을 종료하고 각 부재의 재분배된 모멘트 M_p 와 소성힌지 회전변형 θ_p 를 구하였다. 그림 8(b)에 나타난 바와 같이, 활선강성해석 결과 벽체에 인접한 경간(Bay II)의 부모멘트가 크게 감소되어 모든 보에서 설계모멘트 M_p 가 고른 분포를 보였다. 하지만 로킹효과로 인하여 벽체에 인접한 경간의 보에서 소성변형이 집중되었다. 보, 기둥, 벽체에 발생된 최대 소성힌지 변형은 각각 $\theta_p=0.0302\text{rad}$, 0.0126rad , 0.0149rad 으로 나타났다.

4.3 연성능력과 모멘트재분배

활선강성해석법을 사용하여 설계된 건물에서 부재의 연성거동과 모멘트재분배 사이의 관계를 분석하였다. 활선강성해석으로부터 결정되는 모멘트재분배율을 다음 식 (12)와 같이 정의할 수 있다.

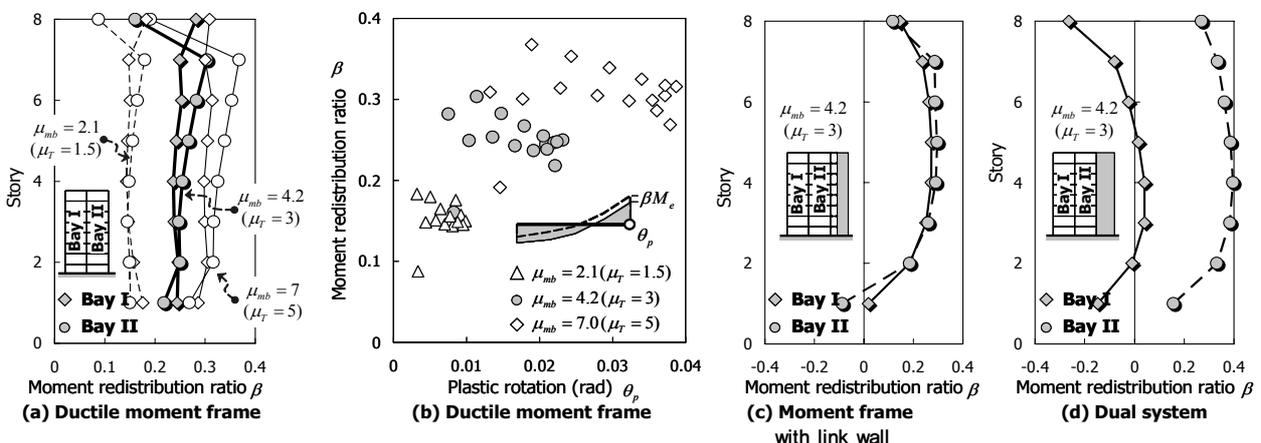
$$\beta = 1 - \frac{M_s}{M_c} \quad (12)$$

여기서, β = 모멘트재분배율, M_c , M_s = 각각 탄성해석 및 활선강성해석으로부터 결정되는 부모멘트단부의 부재모멘트이다.

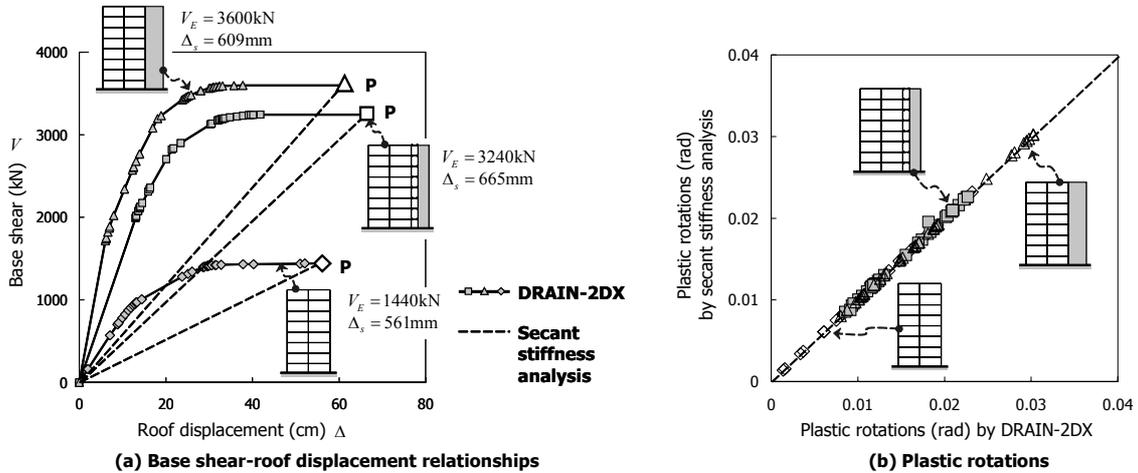
그림 6에 나타난 모멘트골조에 대하여, 각 층마다 보의

부모멘트단부에서 계산한 모멘트재분배율을 그림 9(a)에 나타냈다. 그림에 나타난 바와 같이 골조의 설계목표연성도 μ_T 가 증가됨에 따라 부재 소성힌지에 발생하는 소성변형이 증가되므로, 보에서 재분배되는 모멘트의 크기가 증가하였다. 하지만 상층부보다 저층부에서 더 큰 소성변형이 발생되었음에도 불구하고, 모멘트재분배율 β 는 건물의 층높이에 관계없이 거의 일정한 값을 나타냈다. 그림 9(b)는 보의 부모멘트단부에서 발생된 소성변형 θ_p 와 모멘트재분배율 β 사이의 관계를 보여주는데, 그림 6에 설계된 모멘트골조를 대상으로 구하였다. 모멘트골조의 설계목표 연성도 μ_T 가 증가함에 따라 부재의 소성변형 θ_p 및 모멘트재분배율 β 가 증가하는 경향을 나타냈다.

그림 9(c)와 그림 9(d)는 각각 전단벽이 링크보로 연결된 모멘트골조(그림 7(b)) 및 이중골조(그림 8(b))에서 구한 보의 모멘트재분배율을 보여준다. 그림에서 0보다 작은 모멘트재분배율은 활선강성해석으로 구한 부재모멘트가 탄성모멘트보다 증가되었음을 의미한다. 전단벽이 링크보로 연결된 모멘트골조의 경우, 벽체가 골조와의 상호작용 없이 단지 횡력만을 전달하므로 좌측경간(Bay I) 및 우측경간(Bay II)에 거의 동일한 모멘트재분배율의 수직 분포를 나타냈다. 하지만 이중골조의 경우 벽체의 로킹효과로 인하여 두 경간에서의 모멘트재분배율이 크게 달랐다. 벽체에 인접한 경간(Bay II)에서는 소성변형이 크게 증가하므로(그림 8(b)), 보의 부모멘트단부에서 35% 내외의 모멘트재분배가 발생되었다. 반면 벽체에 인접하지 않은 경간(Bay I)의 부모멘트단부에서는 모멘트재분배율이 0으로서 모멘트재분배가 거의 발생하지 않았다. 이와 같이 경간 Bay II의 부모멘트단부에서 감소된 모멘트는 두 경간의 정모멘트단부로 재분배되었다.



〈그림 9〉 설계연성도와 모멘트재분배율의 관계



〈그림 10〉 할선강성해석을 이용한 내진설계 결과 검증

4.4 할선강성해석/설계법의 검증

할선강성해석에 의한 내진설계 결과의 정확성을 검증하기 위하여, 4.2장에서 설계목표연성도 $\mu_T=3$ 을 사용하여 설계된 모멘트골조와 이중골조를 대상으로 DRAIN-2DX⁷⁾를 사용하여 비선형해석을 수행하였다. 비선형해석시 할선강성해석으로 결정된 부재단부 모멘트 M_p (그림 6(c), 그림 7(b), 그림 8(b))를 각 소성힌지의 항복강도로 사용하였고, 각 소성힌지에서는 탄성-완전소성(항복이후강성=0) 모델을 사용하였다.

그림 10(a)는 비선형해석으로 구한 밀면전단력-지붕층변위 관계를 보여주는데, 비선형해석은 지붕층변위가 할선강성해석으로부터 결정된 비탄성변형 Δ_s 에 도달할 때까지 변위제어로 수행되었다. 그림에 나타난 바와 같이 할선강성해석과 정밀 비선형해석은 재하경로는 다르지만 동일한 비탄성 성능점(P점)을 예측하였다. 할선강성해석의 경우 한번의 선형해석으로 성능점을 예측하였고, 반면 비선형해석은 성능점에 도달하기까지 각 부재의 소성힌지 발생여부에 따라 강성이 변하였다. 성능점에서 할선강성해석 및 비선형해석으로 예측한 각 부재 소성힌지의 소성변형을 비교하여 그림 10(b)에 나타냈다. DRAIN-2DX 및 할선강성해석으로 예측한 소성변형이 모두 45° 대각선 위에 존재하므로, 두 해석법으로 예측한 부재소성변형이 동일하였다. 이러한 결과는 내진설계시 복잡한 비선형해석을 수행할 필요없이 간편한 할선강성해석을 사용하여 각 부재에 요구되는 재분배된 모멘트와 소성변형을 정확히 예측할 수 있다는 사실을 가리킨다.

5. 결론

본 연구에서는 복잡한 비선형해석없이, 할선강성해석을 사용하여 각 부재의 재분배된 모멘트와 소성변형 요구량을 직접적으로 구하는 내진설계방법을 개발하였다. 모멘트재분배로 인하여 발생하는 비대칭 소성변형의 분포를 고려하기 위하여, 비강접 단부회전요소를 갖는 보-기둥요소(NREC요소)를 사용하여 한쪽 또는 양쪽 단부에 소성힌지가 발생된 부재를 모델링하였다. NREC요소의 할선강성은 구조물과 부재의 설계목표연성도 요구를 기반으로 결정하였다. 할선강성 구조해석모델에 대한 선형해석을 수행하여 모멘트재분배가 고려된 부재력과 소성힌지변형을 계산하였다. 본 연구에서는 할선강성해석을 이용한 등가정적내진설계 절차를 정립하고, 정형의 모멘트골조, 전단벽이 링크보로 연결된 모멘트골조, 이중골조 등에 적용하였으며, 정밀한 비선형해석과의 비교를 통하여 제안된 설계방법의 정확성을 검증하였다.

기존 탄성해석 및 비선형해석과 달리, 제안된 방법은 할선강성 구조모델에 대한 한 번의 선형해석으로 모멘트재분배가 고려된 부재력과 소성변형을 구하므로, 실무자들이 사용하기 편리하고 기존 상용구조해석 프로그램에 활용하기 쉬울 것으로 판단된다. 본 연구에서 제안된 부재요구연성도 및 할선강성은 2차원의 정형골조에 적용할 수 있다.

참고 문헌

1. 대한건축학회, “건축구조설계기준 (Korean Building Code - Structural),” 건설교통부, 2005.

2. American Concrete Institute . Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05 and ACI 318R-05, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.
3. Priestley, M. J. N., "Performance based seismic design," *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
4. Shibata, A. and Sozen, M., "Substitute-structure Method for Seismic Designing R/C," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 102, No. 1, 1976, pp.1-18,
5. Park, H. and Eom, T., "Direct Inelastic Earthquake Design using Secant Stiffness," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 131(9), 2005, pp. 1355-1362.
6. 임태성, 박홍근, 김창수, "다단계 선형해석을 이용한 철근콘크리트 모멘트골조의 내진설계," *대한건축학회논문집(구조계)*, 24권 12호, 2008, pp. 11-18.
7. Prakash, V., Powell, G.H. and Campbell, S., *DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide-Version 1.10*, UCB/SEMM-93/17, University of California, Berkeley, California, 1993.
8. MIDAS Information Technology, *MIDAS/Gen Analysis Manual*, MIDAS, 2005.
9. T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, Inc, 1992.