

특수모멘트골조를 가진 이중골조시스템을 위한 부재소성변형 평가

Evaluation of Member Plastic Deformation Demands for Dual Systems with Special Moment Frames

엄태성¹⁾ · 김재요²⁾

Eom, Tae Sung · Kim, Jae Yo

국문 요약 >> 안전한 내진설계를 위해서는 부재에 요구되는 소성변형을 평가하여야 한다. 본 연구에서는 복잡한 비선형해석없이 탄성 해석결과에 근거하여 이중골조의 부재소성변형을 평가할 수 있는 빠르고 간편한 방법을 개발하였다. 보, 기둥, 벽체 등의 소성변형은 부재 강성, 층간변위비, 모멘트 재분배, 단면치수 및 소성힌지 위치의 함수로 결정된다. 벽체와 보가 모멘트 접합된 경우에는 벽체의 소성변형에 의한 로킹효과를 고려하여 증가된 소성변형을 구한다. 8층 이중골조에 대하여 제안된 방법을 적용하였고, 비선형해석을 통하여 제안된 방법의 정확성을 검증하였다. 제안된 방법은 단순계산으로 부재소성변형을 합리적으로 예측하지만, 정확한 부재소성변형 평가를 위해서는 비탄성 층간변위비의 정확한 예측이 필요한 것으로 나타났다. 제안된 방법은 향후 성능중심 내진설계에 활용될 수 있을 뿐만 아니라 기존 건물의 성능평가에도 활용될 수 있을 것이다.

주요어 소성변형, 탄성해석, 내진설계, 내진평가, 모멘트 재분배

ABSTRACT >> For safe seismic evaluation and design, it is necessary to predict the plastic deformation demands of members. In the present study, a quick and reasonable method for the evaluation of member plastic deformations of dual systems was developed on the basis of results of elastic analysis, without using nonlinear analysis. Plastic deformations of beams, columns, and walls are functions of member stiffness, story drift ratio, and moment redistribution determined from elastic analysis. For dual systems with rigid connections between walls and beams, an increase in the plastic deformations of beams due to the rocking effect was considered. The proposed method was applied to 8-story dual systems and the predicted plastic deformations were compared with the results of nonlinear analysis. The results showed that the proposed method accurately predicted the member plastic deformations with simple calculations, but that for the accurate evaluation of member plastic deformations, the inelastic story drift ratio must also be predicted with accuracy. The proposed method can be applied to both the performance-based seismic design of new structures and the seismic evaluation of existing structures.

Key words Plastic deformation, Elastic analysis, Seismic design, Seismic evaluation, Moment redistribution

1. 서론

안전한 내진평가 및 설계를 위해서는 비선형거동에 의하여 기둥, 보, 벽체 등 각 부재에 발생하는 부재소성변형을 정확히 예측하여야 한다. 이를 위하여 최근 발전된 비선형 해석기법 및 관련 소프트웨어를 활용한 다양한 비선형정적

및 동적 방법들이 개발되었다. 이러한 선진적인 방법들을 사용할 경우 보다 정확한 내진성능평가 및 내진설계가 가능하지만, 복잡한 비선형해석을 수행하여야 하므로 실무에서 사용하기에 여전히 불편하다. 따라서 현행 내진설계기준에서는 실무에 활용하기 편리하도록 탄성해석에 근거한 내진 설계 및 성능평가방법을 사용하고 있다.

탄성해석에 근거한 내진설계법으로, IBC⁽¹⁾, KBC⁽²⁾ 등 국내외에 내진설계기준에서는 등가정적방법을 사용하고 있다. 등가정적방법에서는 탄성해석에 의하여 계산된 항복변형에 변위연성도 또는 변위증폭계수를 곱하여 근사적으로 건물 전체의 비탄성변형을 예측한다. 그러나 각 부재의 소성힌지에서 요구되는 비탄성변형의 예측을 위한 방법은 제

¹⁾ 정회원·대구가톨릭대학교 건축학부 조교수

²⁾ 광운대학교 건축학부 조교수

(교신저자: kimjyo@kw.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 5. 24 / 수정일 : 2010. 8. 27. / 게재확정일 : 2010. 8. 30)

시하고 있지 않다. 그 이유는 부재의 소성힌지변형은 비선형해석을 통해서만 정확히 예측할 수 있기 때문이다. 따라서 현행 기준에서는 소정의 부재 연성상세를 모든 부재에 일률적으로 사용하도록 규정함으로써 간접적으로 소성변형에 대한 부재 안전성을 확보하도록 요구하고 있다.

탄성해석을 사용하는 내진평가법으로서 FEMA⁽³⁾에서는 선형정적방법(Linear Static Procedures)을 제시하였다. 이 방법은 선형탄성해석을 통하여 각 부재에서 지진에 의한 요구강도 대비 보유강도 비율(DCR, Demand-Capacity Ratio)을 정의하고, DCR 변수를 사용하여 건물과 부재의 내진성능을 평가한다. 그러나 이 방법은 각 부재의 소성변형을 직접적으로 평가하지 못한다. 더구나 비선형거동을 보이는 건물에서는 모멘트재분배가 발생되어 부재 사이에 하중이 재분배되므로 강도에 기반한 DCR 변수를 사용하여 신뢰성 있는 내진평가를 수행하기 어렵다.

본 연구에서는 특수모멘트골조를 가진 이중골조시스템(Dual Systems)에 대하여 보, 기둥, 벽체 등 부재에 요구되는 소성변형을 빠르고 간편하게 평가할 수 있는 방법을 개발하였다. 내진평가 및 설계 실무에 쉽게 활용될 수 있도록, 제안된 방법은 복잡한 비선형해석을 사용하지 않고 선형탄성해석을 사용하여 모멘트재분배, 로킹효과(Rocking Effect) 등 비선형거동을 고려하여 부재의 소성변형을 예측하는 것에 초점을 두었다.

2. 부재의 소성변형 평가방법

그림 1은 전단벽 또는 코어벽과 특수모멘트골조가 연결된 이중골조시스템을 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 이중골조시스템은 골조의 프레임작용과 벽체의 캔틸레버 작용이 중첩되어 복잡한 비선형거동을 보인다. 더구나 벽체와 골조가 직접 연결된 경우(그림 1(b))에는 로킹효과로 인하여 보의 소성변형이 크게 증가된다.⁽⁴⁾ 본 장에서는 기존연

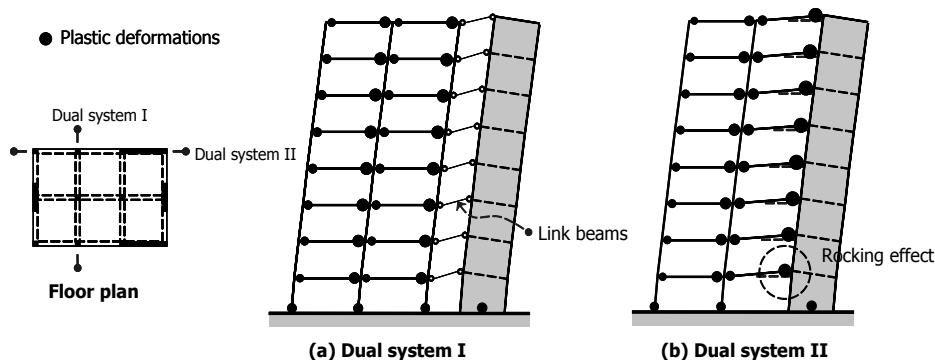
구^{(5),(6)}에서 개발한 순수 모멘트골조를 위한 부재소성변형 평가방법을 바탕으로, 중력하중과 지진하중을 동시에 받는 이중골조에서 보, 기둥, 벽체 등에 발생하는 소성변형을 평가하는 빠르고 간편한 방법을 개발하였다.

순수 모멘트골조와 달리, 특수모멘트골조와 전단벽이 연결된 이중골조시스템의 경우 벽체가 큰 전단저항능력을 발휘하므로 약층메커니즘(Soft-Story Mechanism)이 발생되지 않는다. 또한 특수모멘트골조의 경우 연성확보를 위하여 큰 압축력을 받는 기둥보다는 휨재인 보에서 소성변형이 발생되도록 내진설계를 수행한다. 따라서 본 연구에서는 모멘트골조가 강기둥-약보 거동에 의하여 보-변형 메커니즘(Beam-Sway Mechanism) 보이는 것으로 가정하였다.

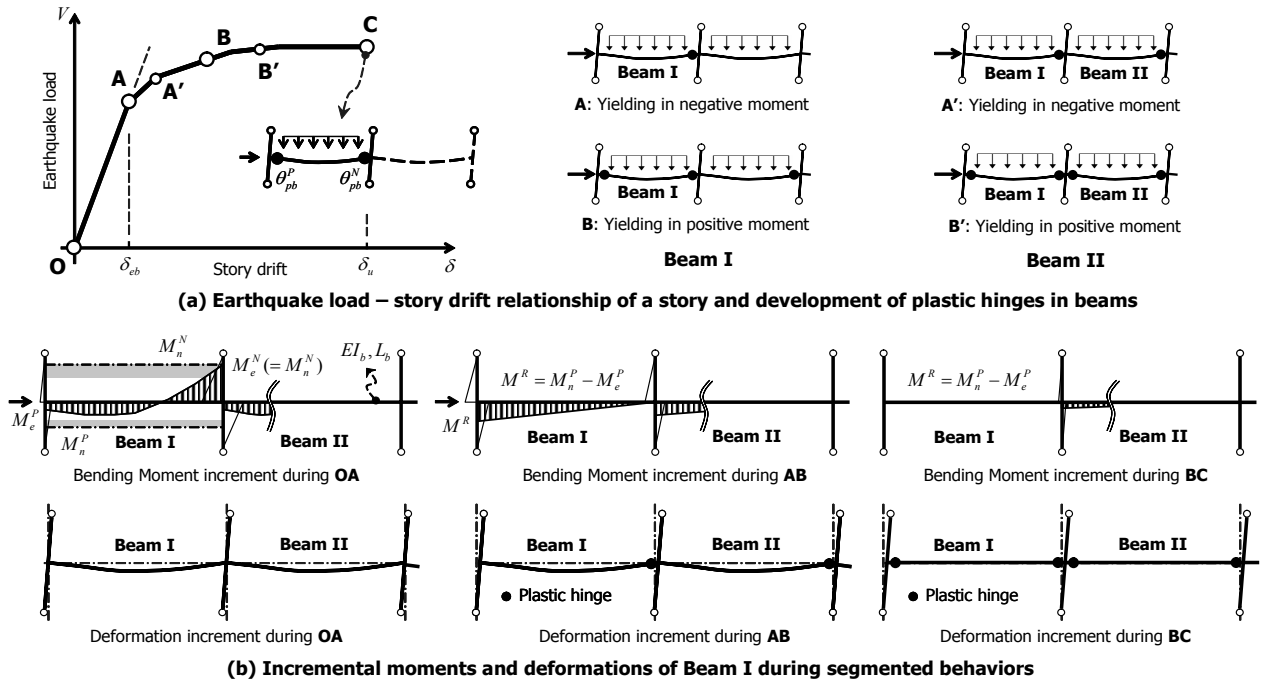
그림 2는 보-변형 메커니즘을 보이는 모멘트골조의 전형적인 비탄성거동을 보여준다. 그림에서 지진하중은 오른쪽으로 작용하고, 보의 부모멘트 단부에서 먼저 휨항복이 발생하는 것으로 가정하였다. 그림 2(a)에 나타난 바와 같이, Beam I은 A점에서 보의 부모멘트단부(우측단부)에 휨항복이 먼저 발생되므로($M_c^N = M_u^N$), AB 구간에서 정모멘트단부(좌측단부)로 모멘트 M^R 이 재분배된다.(그림 2(b)) B점에서는 Beam I의 양단부에 소성힌지가 발생되어 완전한 보-변형 메커니즘이 형성되므로($M_c^P + M^R = M_u^P$), BC구간에서는 더 이상 추가적인 모멘트전달 없이 Beam I 양단부에 소성변형만 증가한다.(그림 2(b), Beam II의 경우 A' 및 B'에서 각각 부모멘트 및 정모멘트 단부에 소성힌지가 발생된다.)^{(5),(6)} 이러한 모멘트골조의 비탄성거동에 의하여 층간변위비 δ_u (그림 2(a)의 C점)에서 보의 양단부에 발생하는 소성변형의 크기는 근사적으로 다음 식 (1)과 같다.

$$\theta_{pb}^P = \delta_u - \delta_{cb} - \left(\frac{L_b}{3EI_b} \right) M^R \quad (1a)$$

$$\theta_{pb}^N = \delta_u - \delta_{cb} + \left(\frac{L_b}{6EI_b} \right) M^R \quad (1b)$$



〈그림 1〉 이중골조의 비탄성거동



〈그림 2〉 보-변형 모드에 의한 골조의 비탄성 하중전달 및 변형형상

여기서, $\theta_{pb}^P, \theta_{pb}^N$ = 각각 보의 정모멘트 및 부모멘트 단부에 발생된 소성변형, δ_u = 골조의 비탄성 층간변위비, δ_{cb} = 보의 부모멘트 단부에서 항복이 시작되는 시점(그림 2(a)의 A점)의 탄성 층간변위비이다. 또한 M^R = 보의 부모멘트 항복 이후 정모멘트 단부로 재분배된 휨모멘트 증분(그림 2(b)), E, I_b, L_b = 각각 보의 탄성계수, 단면2차모멘트, 길이(기둥 단면치수의 중심간 길이)이다.

그림 2(c)의 AB구간에서 정모멘트 단부로 재분배된 모멘트 증분 M^R 은 부재 설계강도 M_n 과 탄성해석 결과를 사용하여 다음 식 (2)와 같이 구한다.

$$M^R = M_n^P - M_c^P \quad (2)$$

여기서, M_n^P = 정방향 설계모멘트강도, M_c^P = 보 우측의 부모멘트 단부에서 휨항복이 발생하는 시점(그림 2(a)의 A점)에서 정모멘트 단부에 발생된 탄성모멘트로서 탄성해석 결과로부터 결정된다.(그림 2(b))

식 (1)과 (2)는 기둥을 단면치수를 무시한 무차원의 선형 요소로 고려한 경우에 적용할 수 있는 관계식이다. 하지만 실제 구조물의 경우 기둥의 단면치수로 인하여 보 소성힌지의 회전변형이 증가될 수 있다.(그림 3(a)) 또한 보-기둥 접합부의 손상을 줄이기 위하여 보의 소성힌지를 의도적으로 보경간의 중앙부로 이동시키는 경우 보의 소성변형은 더욱

증폭된다.(그림 3(b)) 이러한 증폭된 보 소성힌지의 회전변형은 순수 비탄성 층간변위비 ($\delta_u - \delta_{cb}$)에 의하여 좌우 기둥의 중심에서 발생된 수직변위차 ($(\delta_u - \delta_{cb})(L_b - L_b')$)로부터 기인한다. 따라서 증폭된 소성변형은 식 (3)과 같이 수직변위차 ($(\delta_u - \delta_{cb})(L_b - L_b')$)를 보 양단부 소성힌지 사이의 순경간 L_b' 으로 나누어 구할 수 있다.

$$\theta_{pb}^P = \delta_u - \delta_{cb} - \left(\frac{L_b'}{3EI_b} \right) M' + (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b - L_b'}{L_b'} \right) \quad (3a)$$

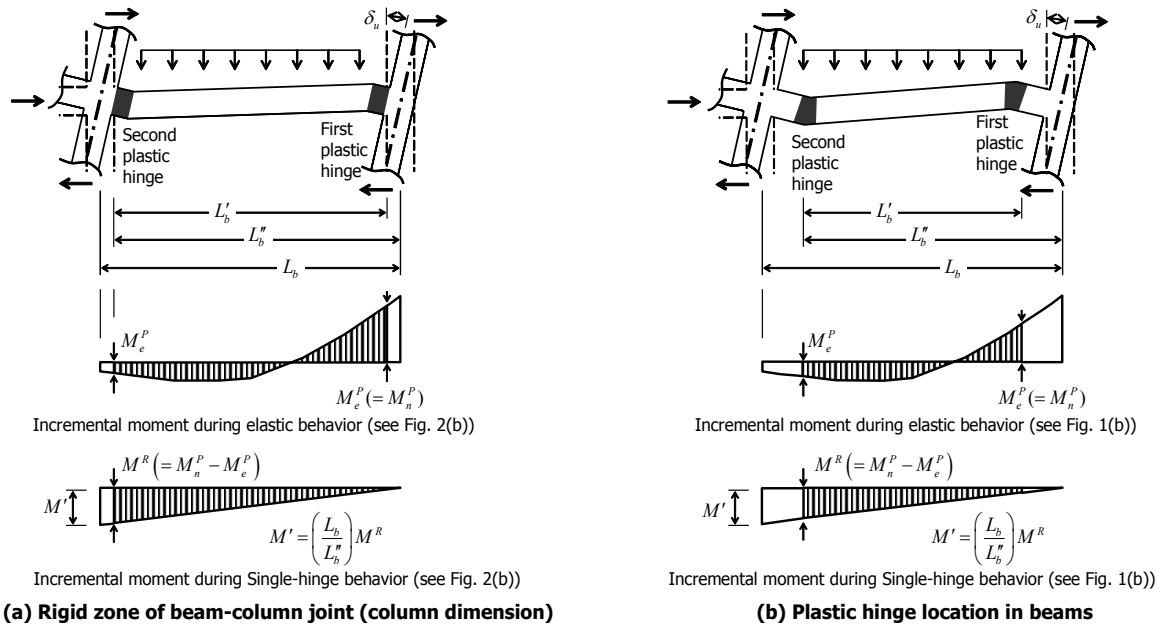
$$= (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) - \left(\frac{L_b}{3EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) M^R$$

$$\theta_{pb}^N = \delta_u - \delta_{cb} + \left(\frac{L_b'}{6EI_b} \right) M^R + (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b - L_b'}{L_b'} \right) \quad (3b)$$

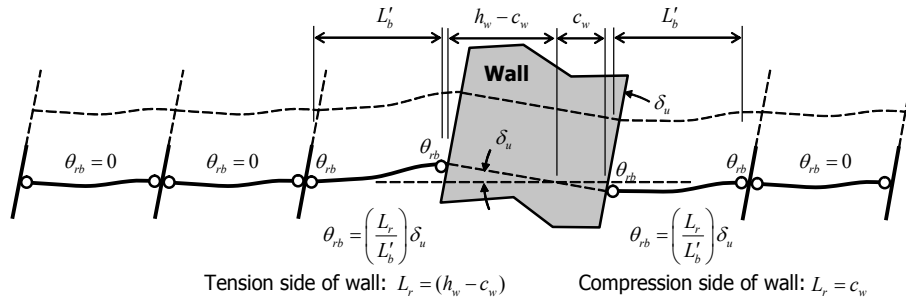
$$= (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) + \left(\frac{L_b}{6EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) M^R$$

여기서, L_b' = 보 양단부 소성힌지 사이의 길이, L_b'' = 정모멘트에 의하여 휨항복이 발생하는 소성힌지와 기둥 중심 사이의 거리 중 큰 값, M^R = 정모멘트에 의하여 휨항복이 발생하는 보 소성힌지에서 재분배된 모멘트, M' = 기둥 중심에서의 재분배 모멘트 (= $(M^R L_b) / L_b''$).

그림 2와 그림 3에 나타난 바와 같이, 식 (1) ~ (3)은 순수 모멘트골조에 적용할 수 있다. 모멘트골조와 전단벽이 얇은 슬래브로 연결된 경우(그림 1(a)), 벽체와 골조 사이의



〈그림 3〉 기둥 단면치수 및 소성힌지 이동에 의한 보 소성변형의 증폭



〈그림 4〉 로킹효과에 의한 부재 소성변형의 증가

상호작용 없이 슬래브의 다이아프램 효과에 의하여 횡력이 전단벽으로 전달된다. 따라서 순수 모멘트골조와 마찬가지로 식 (1) ~ (3)을 사용하여 보의 소성변형을 구할 수 있다. 그러나 모멘트골조가 벽체에 직접 강접합으로 연결되어 지진하중에 저항하는 이중골조의 경우(그림 1(b)), 로킹효과에 의하여 벽체에 인접한 경간의 보에서 소성변형이 증가된다. 로킹효과에 의한 보 소성변형 θ_{rb} 는 그림 4에 나타난 바와 같이 벽체의 단면치수에 의하여 발생된 보의 좌우 단부에 수직변위차 $(\delta_u - \delta_{cb})L_r$ 을 보의 순경간 L_b' 으로 나누어 구할 수 있다. 즉 $\theta_{rb} = (\delta_u - \delta_{cb})L_r/L_b'$. 따라서 식 (3)에 로킹효과에 의한 추가적인 보 소성변형을 더하면 다음 식 (4)와 같다.

$$\theta_{pb}^P = (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) - \left(\frac{L_b'}{3EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b''} \right) M^R + \theta_{rb} \quad (4a)$$

$$= (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b + L_r}{L_b'} \right) - \left(\frac{L_b}{3EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b''} \right) M^R$$

$$\theta_{pb}^N = (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b}{L_b'} \right) - \left(\frac{L_b'}{3EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b''} \right) M^R + \theta_{rb} \quad (4b)$$

$$= (\delta_u - \delta_{cb}) \left(\frac{L_b + L_r}{L_b'} \right) + \left(\frac{L_b}{6EI_b} \right) \left(\frac{L_b}{L_b''} \right) M^R$$

여기서, L_r 은 로킹효과를 고려하는 길이계수로서, 벽체의 인장 측 및 압축 측에 연결된 보에 대하여 각각 $L_r = h_w - c_w$ 및 c_w 를 사용한다. h_w = 벽체 단면의 깊이, c_w = 단면해석에 의한 압축대 길이이다. 그림 4에 나타난 바와 같이, 벽체에 직접 접합되지 않은 보의 경우 로킹효과로 인한 소성변형의 증가가 발생되지 않는다. ($L_r = 0$)

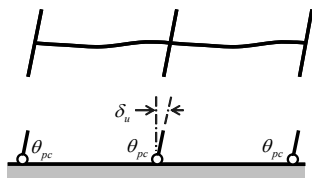
그림 2와 달리, 보의 정모멘트단부에서 휨항복이 먼저 시작되는 경우에는 식 (4a) 및 (4b)에서 윗첨자 N 과 P 를 바꾸어 계산한다. 즉, 정모멘트 및 부모멘트 단부의 소성힌지 변형은 각각 식 (4b)와 (4a)를 사용하여 구한다. 이 경우 δ_{cb} 는 정모멘트 단부의 탄성모멘트 M_e^P 가 보의 설계모멘트강

도 M_n^P 와 같아지는 순간의 탄성 층간변위비이고, 재분배된 모멘트 M^R 은 보의 부모멘트 강도 M_n^N 를 사용하여 구한다. ($M^R = M_n^N - M_e^N$)

모멘트골조가 보-변형 메커니즘을 보이더라도 그림 5에 나타난 바와 같이 1층 기둥 하부에서 소성변형이 발생할 수 있다. 이와 같이 보-변형 메커니즘을 보이는 골조에서 1층 기둥 하부에 발생하는 소성변형의 크기는 다음 식 (5)와 같다.

$$\theta_{pc} = \delta_u - \delta_{cc} \tag{5}$$

식 (5)에서 δ_{cc} 는 기둥에서 휨항복이 발생하는 순간의 탄성 층간변위비로서, 근사적으로 탄성해석으로 구한 탄성모멘트 M_e 가 기둥의 설계모멘트강도 M_n 과 같아지는 순간의 탄성 층간변위비이다.



〈그림 5〉 1층 기둥의 소성변형

벽체의 경우 대부분 1층 하부에서만 소성힌지가 발생되므로, 벽체 소성변형의 크기는 기둥과 동일한 방법을 사용하여 다음 식 (6)과 같이 구한다.

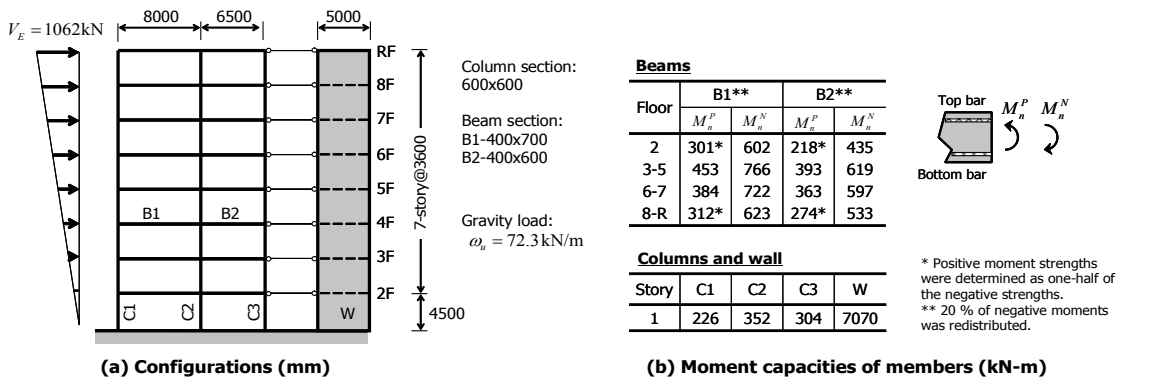
$$\theta_{pw} = \delta_u - \delta_{ew} \tag{6}$$

여기서, θ_{pw} = 벽체 하부의 소성변형, δ_{ew} = 벽체 하부에서 휨항복이 발생하는 순간의 탄성 층간변위비로서, 근사적으로 탄성해석으로 구한 탄성모멘트 M_e 가 벽체의 설계모멘트강도 M_n 과 같아지는 순간의 탄성 층간변위비를 사용한다.

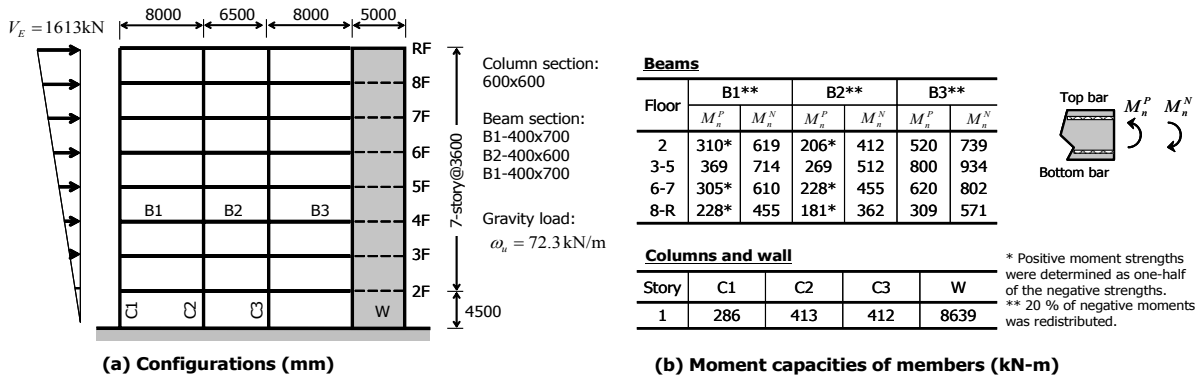
3. 검증

3.1 예제 이중골조

검증을 위하여 제안된 부재소성변형 평가방법을 2차원 이중골조시스템 DS-I 및 DS-II에 적용하였다. DS-I의 경우 특수모멘트골조가 다이어그램 요소에 의하여 전단벽에 단순 연결되었고(그림 6), 반면 DS-II는 특수모멘트골조의 보가 전단벽에 모멘트접합으로 연결되어 있어 비선형 거동시 로킹효과의 영향을 받는다(그림 7). 층고는 1층에서



〈그림 6〉 예제 이중골조 DS-I의 내진설계



〈그림 7〉 예제 이중골조 DS-II의 내진설계

4500mm, 2층 ~ 지붕층에서 3600mm를 사용하였고, 보의 경간은 8000mm 및 6500mm를 사용하였다. 기둥 단면은 모든 층에 걸쳐 600mm × 600mm를 사용하였고, 보 단면은 경간에 따라 400mm × 700mm, 400mm × 600mm를 사용하였다. 전단벽은 단면의 양단부에 400mm × 400mm의 경계기둥 요소를 갖는 바벨형상이고, 단면의 전체 깊이와 복부 두께는 각각 $h_w = 5000\text{mm}$, $t_w = 200\text{mm}$ 이다. 구조해석을 위한 기둥과 벽체의 휨강성은 각각 $0.7EI_y$ 및 $0.35EI_y$ 를 사용하였고, 보의 균열강성은 슬래브의 영향을 고려하여 $0.7EI_y$ (슬래브 포함)를 사용하였다.⁽⁷⁾ 콘크리트의 탄성계수는 $E_c = 25.7\text{ GPa}$ 이고, I_y 는 전단면에 대한 단면2차모멘트이다. 다만, 그림 1에 나타난 바와 같이 전단벽은 슬래브의 다이어그램 작용으로 여러 개의 2차원 모멘트골조에 작용하는 횡력을 동시에 저항한다. 따라서 단일 2차원 모멘트골조를 다루는 본 예제에서는 벽체의 휨강성을 실제 단면에 대한 계산값의 1/4으로 줄이고 모멘트골조가 이중골조 전체 횡력의 20% 내외를 분담하도록 하여, 이중골조에서 전단벽의 횡력저항능력이 지나치게 커지지 않도록 조정하였다.

각 층의 보와 벽체에는 계수중력하중으로 $\omega_w = 72.3\text{ kN/m}$ 가 재하되었다. DS-I과 DS-II의 설계지진하중으로 각각 $V_E = 1062$ 및 1613 kN 의 밑면전단력을 사용하였다. KBC 2005²⁾에서는 비선형의 층지진하중 분포를 제시하고 있지만, 본 연구에서는 근사적으로 층지진하중을 층높이에 비례하는 선형분포로 가정하였다.

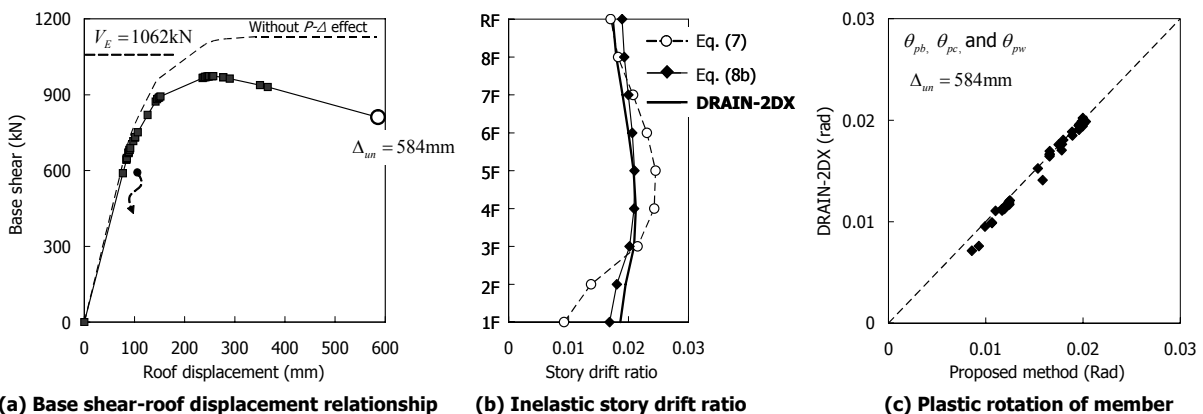
그림 6(b)와 7(b)는 각각 이중골조시스템 DS-I 및 DS-II의 설계결과를 보여준다. 강기둥-약보 내진설계 전략을 적용하여, 보의 양단부와 1층 기둥 및 벽체 하부에서만 소성힌지가 발생하도록 제어하였다. 보, 기둥, 벽체 등 각 부재의 설계모멘트강도 M_n 는 EC2 및 Paulay and Priestley 1992에 제시된 원칙에 따라 모멘트 재분배를 고려하여 결정되었

다. 즉, 탄성해석으로 구한 보의 부모멘트를 20%를 줄이는 반면 정모멘트는 동일한 크기로 증가시켰다. 하지만 소성변형이 허용된 1층 기둥 및 벽체 하부에서는 모멘트재분배 없이 탄성해석으로 구한 모멘트를 설계모멘트강도 M_n 으로 사용하였다. 연성확보를 위하여 최종 보의 정모멘트강도는 부모멘트강도의 1/2이상 되도록 하였고, 보-기둥 접합부에서 기둥 휨강도의 합이 보 휨강도 합의 6/5배 이상 되도록 하였다.⁽⁷⁾

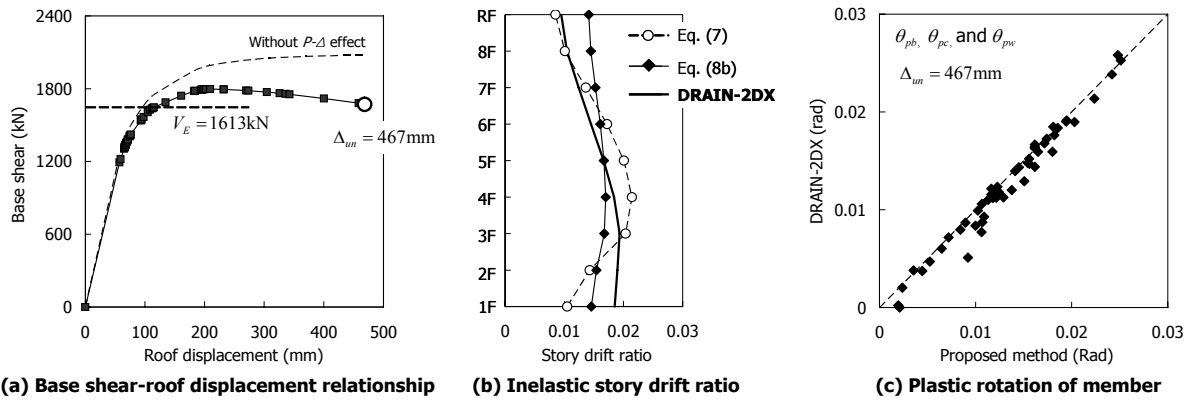
3.2 예제 건물의 비선형해석

DRAIN-2DX⁸⁾를 사용하여 3.1장에서 설계한 이중골조 DS-I 및 DS-II에 대한 비선형해석을 수행하였다. 그림 6(b)와 7(b)에 나타난 설계모멘트강도 M_n 을 부재 단부 소성힌지의 항복강도로 사용하였고, 각 소성힌지는 완전 탄성-완전소성(항복 이후 강성 = 0) 모델을 가정하였다. 벽체는 등가의 기둥-무한강성보로 모델링하였다. 등가 기둥은 단면해석으로 구한 벽체 단면의 중립축 위치(c_w)에 모델링하였고, 벽체와 동일한 균열단면성능을 갖는다. 단면해석으로 결정된 DS-I 및 DS-II 전단벽의 중립축 길이는 각각 $c_w = 1400\text{mm}$ 및 1900mm 이다.

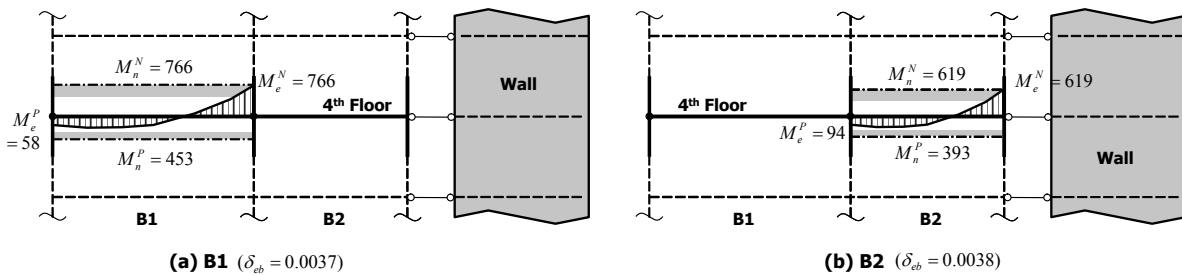
비선형해석은 지붕층변위 $\Delta_{um} = 584\text{ mm}$ (DS-I) 및 467 mm (DS-II)에 이를 때까지 변위제어로 수행하였다. 그림 8(a) 및 9(a)에 나타난 바와 같이 모멘트재분배를 고려한 부재설계로 인하여 보, 기둥, 벽체의 소성힌지가 순차적으로 발생하는 비탄성 거동을 보였고, 이차효과에 의하여 비선형 변형이 커짐에 따라 하중재하능력이 감소하는 연화거동이 나타났다. 그림 8(b)와 9(b)는 비선형해석으로 구한 비탄성 층간변위비 분포를 보여주는데(굵은 실선), 이중골조의 비탄성거동이 벽체에 의하여 지배되므로 모든 층에서 비교적 고르게 층간변위비가 발생되었다.



〈그림 8〉 예제 이중골조 DS-I의 비선형해석 (지붕층 변위 584mm (변위비 1.97%))



〈그림 9〉 예제 이중골조 DS-II의 비선형해석 (지붕층 변위 467mm (변위비 1.57%))



〈그림 10〉 DS-I의 4층 보 소성변형 평가 예제

〈표 1〉 보 소성변형요구량 평가 (kN-m, mm, rad)

이중골조	부재 (4층)	설계모멘트강도		비탄성 층간변위비 $\theta_u^{(1)}$	탄성해석 결과		모멘트 재분배 M^R	부재 길이			로킹효과 길이계수 L_r	소성변형 ²⁾		소성변형 ³⁾	
		M_n^P	M_n^N		M_e^P	δ_e		L_b	L_b'	L_b''		θ_{pb}^P	θ_{pb}^N	θ_{pb}^P	θ_{pb}^N
DS-I Beam	B1	453	766	0.0212	58	0.0037	395	8000	7050	7525	0	0.0124	0.0201	0.0145	0.0226
	B2	393	619	0.0212	94	0.0038	299	6500	5600	6050	0	0.0124	0.0199	0.0148	0.0229
DS-II Beam	B1	369	714	0.0184	1	0.0034	368	8000	7050	7525	0	0.0102	0.0174	0.0117	0.0189
	B2	269	512	0.0184	9	0.0034	260	6500	5600	6050	0	0.0106	0.0172	0.0125	0.0190
	B3	800	934	0.0184	358	0.0036	442	8000	7350 ⁴⁾	7525	3100	0.0156	0.0242	0.0162	0.0253

1) 예제 이중골조 DS-I 및 DS-II에 대하여 별도 수행된 비선형해석으로 구한 비탄성 층간변위비

2) 부재 단면치수를 무시한 단면중심선을 기준으로 구한 소성변형 요구량 ($L_b = L_b'$)

3) 기둥의 단면치수 및 소성힌지의 위치를 고려하여 구한 소성변형 요구량으로, 보 소성힌지의 길이를 $h_b/2$ 로 가정하여 $L_b' = L_b - h_c - h_b/2$, $L_b'' = L_b - h_c/2 - h_b/4$ 를 적용하였음. (h_c = 기둥 단면깊이, h_b = 보 단면깊이, <그림 3> 참조)

4) 벽체와 연결된 보의 소성힌지간 거리는 $L_b' = L_b - h_c/2 - h_b/2$ 로 계산하였음.

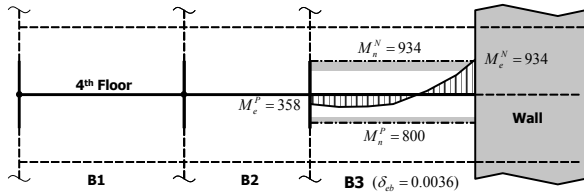
3.3 부재소성변형 평가 예제 및 검증

제안된 식 (4) ~ (6)을 사용하여 보, 기둥, 벽체에 발생하는 소성변형을 평가하였다. 3.2장에서 수행된 비선형해석으로 구한 비탄성 층간변위비를 δ_u 로 사용하였다.(그림 8(b) 및 9(b)의 굵은 실선)

그림 10과 표 1은 이중골조 DS-I의 4층 보에 대한 소성변형 평가과정을 보여준다. DS-I에 대한 탄성해석 결과, 설계지진하중 (V_E)의 68.1%가 작용하는 시점에서 B1의 우측 단부에서 탄성부모멘트 M_e^N 가 부방향 설계강도 M_n^N (= 766 kN-m)과 동일하였으며, 이때의 탄성 층간변위비 δ_{cb} 및 보

좌측단부의 정방향 탄성모멘트는 M_e^P 는 각각 0.0037 및 58 kN-m로 계산되었다.(그림 10(a)) 식 (2)로부터 B1에서 재분배된 모멘트는 $M^R = M_n^P - M_e^P = 395$ kN-m이다. 4층의 비탄성 층간변위비는 $\delta_u = 0.0212$ 이므로, 식 (4)로부터 보 양단부에 발생한 소성변형은 $\theta_{pb}^P = 0.0124$, $\theta_{pb}^N = 0.0201$ rad 이다. ($L_b = L_b'$, $L_r = 0$) B1과 동일한 방법을 사용하여, B2 양단부의 소성변형요구량을 독립적으로 계산한다.(그림 10(b) 및 표 1 참조)

그림 11은 로킹효과가 있는 보(DS-II의 4층 보 B3)의 소성변형평가 과정을 보여준다. DS-II에 대한 탄성해석 결과,



〈그림 11〉 DS-II의 4층 보 소성변형 평가 예제

설계지진하중(V_E)의 76.5%가 작용하는 시점에서 B3의 우측단부에서 탄성부모멘트 M_c^N 가 부방향 설계강도 M_u^N (= 934 kN-m)과 동일하였으며, 이때의 탄성 층간변위비 δ_{cb} 및 보 좌측단부의 정방향 탄성모멘트는 M_c^P 는 각각 0.0036 및 358 kN-m로 계산되었다.(그림 11) 식 (2)로부터 B3에서 재분배된 모멘트는 $M^R = 442$ kN-m이다. 벽체 하부의 축력 및 모멘트에 대한 단면해석결과, 벽체 단면의 중립축깊이는 $c_w = 1900$ mm로 계산되었다. 따라서 4층의 비탄성 층간변위비 $\delta_u = 0.0184$ 에 대하여 식 (4)를 이용하여 구한 보 양단부의 소성변형 요구량은 $\theta_{pb}^P = 0.0156$, $\theta_{pb}^N = 0.0242$ rad 이다. ($L_b = L_b'$, $L_r = 3100$ mm) B3와 동일한 방법을 사용하여, B1 및 B2 양단부의 소성변형을 독립적으로 계산하여 표 1에 나타냈는데, 로킹효과가 없는 B1 및 B2는 B3와 비교하여 작은 소성회전변형요구량을 보였다.

1층의 기둥 및 벽체하부는 각각 식 (5)와 (6)을 사용하여 소성변형을 평가하였다.

그림 8(c)와 그림 9(c)는 비선형해석과 제안된 평가식으로 구한 보, 기둥, 벽체의 소성변형 크기를 비교하여 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 제안된 방법은 모멘트재분배, 이차효과, 로킹효과, 부재강성 등의 영향을 고려하여 부재소성변형을 비교적 정확하게 예측하는 것으로 나타났다. 특히 층고 및 경간에 있어 비정형이 존재함에도(그림 6 및 7 참조), 높은 정확도로 보, 기둥, 벽체의 소성변형을 예측하였다.

표 1과 그림 10 ~ 11은 내진설계시 부재소성변형 평가의 중요성을 잘 보여준다. 동일한 층간변위라 하더라도 모멘트 재분배로 인하여 보 정모멘트 및 부모멘트 단부에 발생하는 소성변형이 크게 달라진다. 또한 모멘트골조가 벽체에 직접 강점으로 연결되는 경우, 로킹효과로 인하여 보의 소성변형이 크게 증폭되어 조기에 국부적인 파괴가 발생할 수 있다. 표 1의 가장 우측의 열은 실제 기둥의 단면치수를 고려하여 다시 계산한 소성변형을 보여주는데, 보-기둥 강제거동으로 인하여 보의 소성변형이 약 10% 증가하였다. 이러한 사실은 그림 3에 나타난 바와 같이 장방향의 기둥 단면을 사용하거나 보-기둥 접합부의 손상을 피하기 위하여 보의 소성현지를 의도적으로 보 중앙부로 이동할 경우, 내진설계시

보에 더욱 큰 연성능력이 요구됨을 가리킨다.

4. 탄성해석기반 부재소성변형 평가

3장에서 살펴본 바와 같이 식 (4) ~ (6)을 사용하여 보, 기둥, 벽체 등 부재의 소성변형을 정확히 평가하기 위해서는 각 층의 비탄성 층간변위비 δ_u 를 정확히 예측하여야 한다. 본 장에서는 탄성해석을 바탕으로 특수모멘트골조를 가진 이중골조시스템의 비탄성 층간변위비와 부재 소성변형을 평가하고, 비선형해석을 통하여 그 결과를 비교/분석하였다.

4.1 비탄성 층간변위비 δ_u

지진하중을 받는 이중골조시스템에서 비탄성 층간변위비는 지진동의 특성과 다자유도 효과(고차모드의 영향) 등 구조물 및 지진파의 동적특성에 따라 달라질 수 있다.⁹ 하지만 본 연구에서는 이러한 동적거동의 영향을 배제하고, 정적 지진하중에 의하여 발생하는 비탄성 층간변위비를 제안하였다. 또한 2장에서 가정한 바와 같이, 특수모멘트골조를 가진 이중골조시스템의 비탄성거동은 약층현상 없이 보-기둥 접합부에서 보-변형 메커니즘이 발생하는 것으로 가정하였다. 정적 비선형거동을 보이는 이중골조의 비탄성 층간변위비 δ_u 는 다음의 두 가지 방법을 사용하여 구할 수 있다.

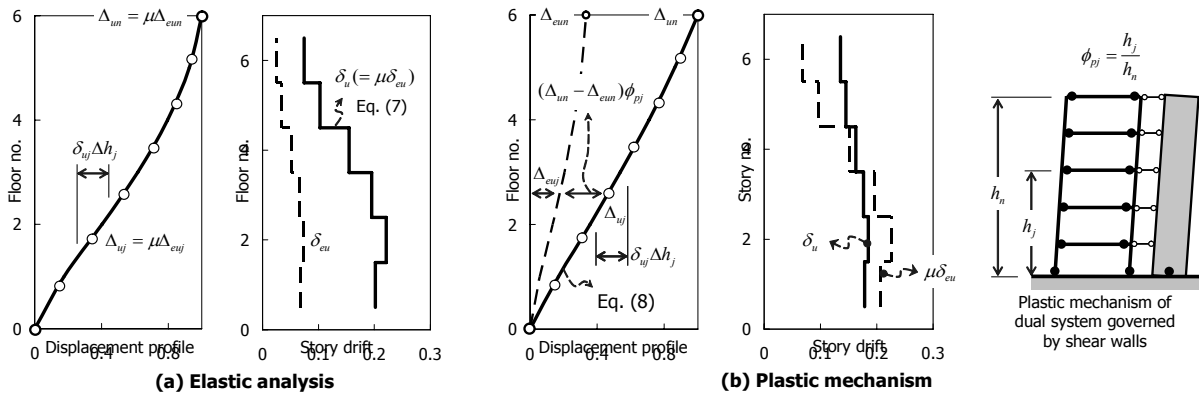
- 1) 현행 등가정적 내진설계에서 사용되는 비탄성 층간변위비 평가방법으로서, 설계지진하중에 대한 탄성해석으로 구한 각 층의 탄성 층간변위비 δ_{eu} 에 이중골조의 요구연성도 μ (또는 변위증폭계수 C_d)를 곱하여 식 (7)과 같이 비탄성 층간변위비 δ_u 를 결정한다.(그림 12(a))

$$\delta_u = \mu \delta_{eu} \quad \text{or} \quad C_d \delta_{eu} \quad (7)$$

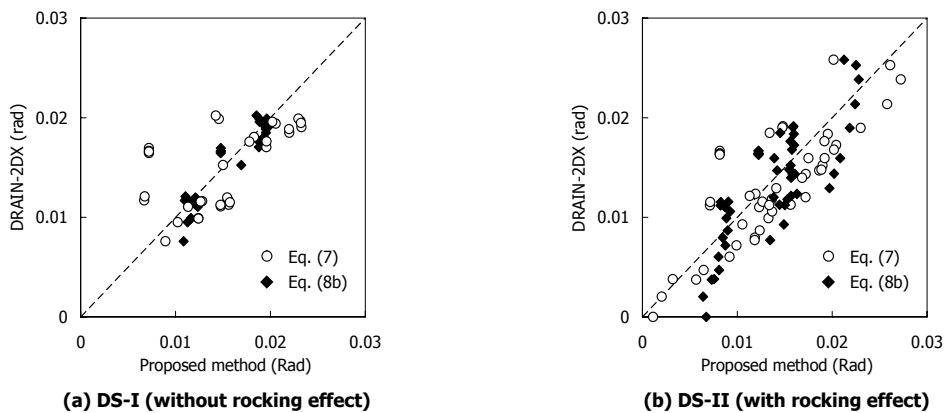
- 2) 소성변형 메커니즘을 사용하여, 다음 식 (8a)와 같이 건물의 횡변위 분포를 가정할 수 있다.(그림 12(b))

$$\Delta_{uj} = \Delta_{euj} + (\Delta_{un} - \Delta_{eun}) \phi_{pj} \quad (8a)$$

여기서, $\Delta_{uj} = j$ ($=1, \dots, n$)번째 층의 비탄성 횡변위, $\Delta_{euj} =$ 설계지진하중에 대한 탄성해석으로 구한 j 번째 층의 탄성 횡변위, $n =$ 건물의 층수, $\phi_{pj} =$ 이중골조의 소성변형 메커니즘에 의한 건물의 층변위 분포로서 지붕층에서 $\phi_{pn} = 1.0$ 이다.



〈그림 12〉 비탄성 층간변위비 평가



〈그림 13〉 탄성해석기반 부재소성변형 평가

이중골조시스템은 전단벽 또는 코어벽이 큰 층전단저항을 발휘하므로, 대부분 벽체에 의하여 지배되는 소성변형 메커니즘을 나타낸다. 연성보강이 충분한 벽체의 경우 그림 12(b)에 나타난 바와 같이 하부에 소성힌지가 발생된 이후 벽체에 의하여 지배되는 이중골조의 소성변형 메커니즘은 지면으로부터 각 층의 높이에 비례하는 횡변위 분포와 유사하다. 따라서 식 (8a)에 정의된 이중골조의 비탄성 횡변위 분포는 근사적으로 다음 식 (8b)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta_{uj} = \Delta_{euj} + (\Delta_{un} - \Delta_{eun}) \frac{h_j}{h_n} \quad (8b)$$

여기서, h_j = 지면으로부터 j 번째 층까지의 높이이다.

내진설계시 실제 건물은 저평가된 재료강도, 강도저감 계수, 최소철근비 제한, 시공의 편의를 고려한 배근상제 등으로 인하여 실제 지진에 의하여 요구되는 강도보다 큰 초과강도성능을 갖도록 설계된다. 따라서 식 (8a) 및 (8b)에서 이중골조의 소성변형 메커니즘이 발현되기 이전의

탄성변형은 설계지진하중에 대한 탄성해석으로 구한 탄성변형 Δ_{eu} 보다 크다. 이 경우 초과강도를 고려하여 증가된 탄성변형을 사용하여 비탄성 층간변위비 δ_u 를 평가하여야 한다.

4.2 부재소성변형 평가

3장의 예제 이중골조시스템 DS-I과 DS-II에 대하여(그림 6 및 7 참조), 식 (4) ~ (8)을 사용하여 보, 기둥, 벽체에 발생하는 소성변형을 평가하였다. 비탄성 층간변위비 δ_u 는 식 (7)과 (8b)를 사용하여 예측하였고($C_d=4.5$, $\Delta_{un} = C_d\Delta_{eun} = 584\text{mm}$ (DS-I) 및 467mm (DS-II)), 두 방법 모두 동일한 지붕층변위 (DS-I의 경우 584mm (변위비 1.97%), DS-II의 경우 467mm (변위비 1.57%))에 대하여 δ_u 를 구하였다.

식 (7)과 (8b)를 사용하여 구한 이중골조 DS-I의 비탄성 층간변위비 δ_u 를 그림 8(b)에 나타냈다. DS-I의 경우 소성변형 메커니즘을 고려하는 식 (8b)를 사용하여 비교적 정확하게 비탄성 층간변위비를 예측할 수 있었고, 그 결과 그림

13(a)에서 보는 바와 같이 각 부재의 소성변형이 비선형해석으로 구한 부재소성변형과 비교적 잘 일치하였다. 반면 탄성 층간변위비에 변위증폭계수를 곱하는 식 (7)은 저층부와 중층부의 비탄성 층간변위비를 각각 저평가 및 고평가하므로, 그림 13(a)에 나타난 바와 같이 예측된 부재 소성변형이 비선형해석 결과와 큰 오차를 나타냈다. 그림 9(b)는 이중골조 DS-II의 비탄성 층간변위비 δ_u 를 보여준다. 식 (7)과 (8b) 모두 저층부와 중층부의 비탄성 층간변위비를 각각 저평가 및 고평가 하였다. 그 결과 그림 13(b)에서 보는 바와 같이 예측된 부재소성변형과 비선형해석 결과가 비교적 큰 오차를 나타냈다.

식 (7)의 경우 탄성변형만 고려하므로, 비탄성거동에 의한 부재소성변형을 정확히 평가하기 어렵다. 또한 소성변형 메커니즘을 고려하는 식 (8b)의 경우에도 다음의 두 가지 요인으로부터 평가결과의 오차가 비롯된다. 첫째, 그림 8(a)와 9(a)에서 보는 바와 같이 지진하중을 받는 이중골조는 저층부의 보부터 소성힌지가 발생하기 시작하여 점진적으로 상층부로 소성힌지가 확대된다. 따라서 완전한 탄성변형과 완전한 소성변형을 단순화하는 식 (8b)는 점진적인 비탄성 거동 동안 증가되는 저층부의 층간변위비를 저평가하게 된다. 둘째, 비선형 거동시 발생하는 $P-\Delta$ 효과는 기둥 및 벽체에 작용하는 압축력이 커지는 저층부에서 훨씬 크다. 식 (8b)의 탄성변형 및 소성변형은 $P-\Delta$ 효과가 고려되어 있지 않으므로, 저층부의 비탄성 층간변위비를 저평가하게 된다.

4.3 토의 및 향후 연구

3장 및 4장의 결과는 제안된 부재소성변형 평가방법의 적용성과 한계를 명확히 보여준다. 일반적으로 특수내진구조의 내진설계시에는 연성확보를 위하여 강기둥-약보 거동을 하도록 설계된다. 따라서 본 연구에서 제안하는 방법은 설계를 위한 빠르고 간편한 부재변형요구량 예측 약산법으로 활용할 수 있을 것으로 기대된다. 비록 탄성해석을 바탕으로 예측한 결과가 다소 오차를 보였지만(그림 13 참조), 큰 변형능력을 확보해야 하는 특수내진구조의 등가정적내진설계를 위한 부재소성변형 평가 약산법으로 사용하기에 충분하다. 다만, 편심하중 및 비틀림이 발생할 수 있는 3차원 건물에 대한 검증이 필요하다. 또한 부재내의 불균일한 강성분포, 변형경화 거동, 해석시 사용하는 가정 등에 의하여 부재소성변형 예측결과가 달라질 수 있으므로, 내진설계 결과의 정밀한 검토가 요구되는 경우에는 별도의 정밀한 비선형해석을 병행하는 것이 바람직하다.

제안된 방법은 기존건물의 간편한 내진성능평가에도 활

용할 수 있을 것으로 판단된다. 하지만 이를 위해서는 다음의 사항들에 대한 연구가 더 필요하다. 첫째, 신축 건물과 달리 기존 건물의 경우 각 부재 및 접합부의 강도 및 연성능력이 정해져 있으므로, 소성메커니즘의 가정이 어렵고 기둥에도 소성힌지가 발생할 수 있다. 둘째, 비록 대부분의 건물이 코어벽 또는 전단벽에 의하여 비탄성 거동이 지배되더라도, 보, 기둥, 벽체 등 부재에 발생하는 소성변형의 크기는 소성변형 메커니즘 및 소성힌지의 분포에 따라 크게 달라질 수 있다. 셋째, 내진성능평가시에는 보다 정확한 비탄성 층간변위비의 예측이 필요하다. 따라서 소성힌지의 점진적 확산과 $P-\Delta$ 효과에 의한 저층부 층간변위비 증가를 고려하여야 한다.

5. 결론

건물 및 부재의 지진 안전성 평가 및 연성설계를 위해서는 부재수준의 소성변형 요구량을 정확히 평가하여야 한다. 종래에는 복잡한 비선형해석을 수행하여 보, 기둥, 벽체의 소성변형 요구량을 구하므로, 내진평가 및 설계 실무에 사용하기 불편하고 어려웠다.

본 연구에서는 복잡한 비선형해석없이 탄성해석결과에 근거하여 특수모멘트골조를 가진 이중골조시스템의 부재소성변형을 빠르고 간편하게 평가하는 방법을 개발하였다. 개발한 방법은 탄성해석 결과를 근거로 모멘트재분배, 부재강성, 기둥 단면치수 및 보 소성힌지 이동 등을 고려하여 부재의 소성변형요구량을 직접적으로 예측한다. 또한 벽체와 골조간의 상호작용인 로킹효과에 의한 부재 소성변형의 증가를 고려하였다.

검증을 위하여 층고 및 경간에 약간의 비정형이 있는 2차원 이중골조시스템에 제안된 방법을 적용하여 보, 기둥, 벽체의 소성변형 요구량을 평가하였고, 그 결과를 비선형해석과 비교하였다. 비교 결과 제안된 방법은 부재강성, 모멘트재분배, 로킹효과, 소성힌지 이동 등의 영향을 고려하여 부재의 소성변형 요구량을 정확히 평가하는 것으로 나타났다. 또한 부재소성변형 요구량을 정확히 예측하기 위해서는, 비선형거동에 의하여 각 층에 요구되는 층간변위비 요구량을 합리적으로 예측하는 것이 필요한 것으로 나타났다.

감사의 글

이 연구는 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임 (No. 2010-0003288)

참 고 문 헌

1. International Code Council, 2009 *International Building Code*, International Code Council, INC. 2009.
2. 대한건축학회, 건축구조설계기준, KBC 2005, 2005.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” *FEMA 356 report*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2000.
4. Paulay, T., Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, Inc, New York, USA, 1992, 744.
5. 임태성, 박홍근, “지진하중을 받는 철근콘크리트 모멘트골조의 모멘트재분배와 소성변형,” 한국콘크리트학회논문집, 21권 2호, 217-226, 2009.
6. 임태성, 박홍근, “모멘트골조의 내진설계를 위한 부재 소성변형 요구량 예측,” 한국지진공학회 논문집, 13권 5호, 51-60, 2009.
7. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-08 and ACI 318R-08, Farmington Hills, Michigan, USA, 465, 2008.
8. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide version 1.10. *SEMM Report No. 93/17*, Univ. of California, Berkeley, Calif., USA., 90, 1993.
9. Applied Technology Council (2005). “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” FEMA 440 Report, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 392.