

스트럿 모델에 의한 조적채움 RC 골조의 수치적 모의

Numerical Simulation of the Response of a Masonry-Infilled RC Frame by Strut Models

이 한선* 우 성우**
Lee, Han Seon Woo, Sung Woo

ABSTRACT

The response of a 1:5 scale 3-story masonry-infilled RC frame which was designed only for gravity loads were simulated by using a nonlinear analysis program, RUAUMOKO 2D. The objective of this study is to understand behavior of masonry-infilled panel and to verify the correlation between the experimental and analytical responses of a masonry-infilled RC frame. It is concluded from this comparison that the strength, stiffness and local behavior of the structure can be predicted with some reliability using this macro-model.

1. 서론

전세계적으로 조적채움벽이 있는 골조는 약 200년 이상 동안 사용되어 왔다.⁽¹⁾ 주로 고층빌딩이 시공됨에 따라 골조가 중력하중을 지지하는 역할을 하고 조적채움벽은 골조의 내외부 칸막이벽으로서 사용되어 왔으며 실제 지진규준이 발전하기 전부터 구조물의 일부로서 시공되어 왔다. 보통 건축상의 이유로 사용되기 때문에 대체로 엔지니어들이 조적채움벽의 존재를 무시하고 있다. 그러나 비록 조적채움벽을 초기 구조설계시 구조요소로 취급하고 있지 않으나, 구조물이 횡하중을 받을 때 골조와 상호작용을 하는 것은 틀림이 없다. 그러한 상호작용은 많은 연구자들에 의해 조적채움 골조의 지진거동에 상당히 큰 영향을 끼친다는 것이 밝혀졌다. 특히 우리나라의 경우 조적채움벽은 일반적인 골조에서 많이 사용되고 있어, 조적채움벽과 골조의 상호작용에 대한 연구는 매우 중요하다고 할 수 있다. 따라서 본 논문에서는 비선형 해석 프로그램인 RUAUMOKO 2D⁽²⁾를 사용하여 조적채움벽을 모사하기 위해 거시적 해석에서 일반적으로 사용되고 있는 대각 스트럿 모델에 의한 RC 골조의 거동에 대해 살펴봄으로써, 조적채움벽을 가진 골조에 대한 해석 접근법의 이해를 돕고자 한다.

2. 해석모델

2.1 재료모델

해석모델에 사용된 모델 콘크리트의 압축강도는 실험 당일 (112일) 재료실험의 평균강도인 29.6 MPa이고, 모델 철근의 강도는 주근 D3, 횡보강근 D2의 경우 각각 699 MPa, 340 MPa이다.

* 정희원, 고려대학교 건축공학과 교수

** 정희원, 고려대학교 건축공학과 박사과정

콘크리트와 철근의 재료특성은 모델 재료실험 결과 나타난 응력과 변형률의 관계의 그래프에서 필요한 값들을 직접 구해서 사용했으며, 그때의 탄성계수는 각각 $E_c = 12077 \text{ MPa}$, $E_s = 206000 \text{ MPa}$ 이다.

2.2 골조 해석모델

보 요소와 보-기둥 요소를 포함한 골조 해석모델은 4-절점 정의에 의해 나타낼 수 있다. 처음 두 절점 (절점 1과 절점 2)은 구조물에서 부재가 연결된 절점이고, 나머지 두 절점 (절점 3과 절점 4)은 처음 두 절점에 연결된 내부 강점 링크의 가상 절점이다. 부재에서 변형되는 부분은 내부 절점의 사이이다. 만약 내부 절점이 생략된다면 강점 링크가 존재하지 않으며, 이 모델은 부재의 중심선이 만나는 점을 절점으로 하고 각 부재 단부에 이 절점과 일정한 거리만큼 강점 부위 (Rigid end block)을 둘 수 있으며, 양단부 강점 부위 사이에 소성힌지와 탄성 보 (혹은 기둥)를 둔다. 보와 보-기둥 부재의 비선형 거동은 탄성 보의 양단부에서 소성힌지를 가지는 기버슨 일부재 모델 (Giberson one-component model)의 개념을 따른다. 그림 1에서 보는 바와 같이 기버슨 일부재 모델은 집중 소성힌지 모델이라고도 불리며, 부재의 모든 비선형 변형이 부재 단부에 집중되고 그 가운데 부분은 탄성을 유지한다고 가정된다. 소성힌지에서의 강성을 계산하기 위해서는 그림 2와 같은 기버슨 힌지 모델이 사용된다. 이 모델은 모멘트가 등가 힌지 영역에서 일정하다고 가정하고 등가 소성힌지 영역의 길이는 입력된 값이다. 이 힌지 영역에서 등가 곡률 반지름 ρ 에 해당하는 등가 회전각 θ_2 는 스프링 힌지에서의 회전각 ϵ 과 이에 접한 2개 부재에 대한 회전각 $2\theta_1$ 의 합과 같다고 가정함으로써 스프링 힌지에서의 유연성을 결정하여, 이를 강성으로 변환한다. 본 논문의 해석에서는 소성힌지 영역의 길이를 보와 기둥의 깊이로 하였다.

본 논문에서 골조 해석모델의 보 요소와 보-기둥 요소에 대해 사용된 비선형 부재의 거동에 대한 이력 특성은 그림 3에 나타난 수정된 Takeda 이력⁽³⁾을 사용하였으며, 순수골조 실험에서 나타난 밀면 전단력-1층 변위 이력에 근거하여 $\alpha=0.47$, $\beta=0.2$ 를 사용하였다. 각 부재의 유효 단면 2차 모멘트 (I_{eff})는 ATC-40에 따라 기둥에 대해서는 $0.7I_g$, 보에 대해서는 $0.5I_g$ 를 사용하였다.

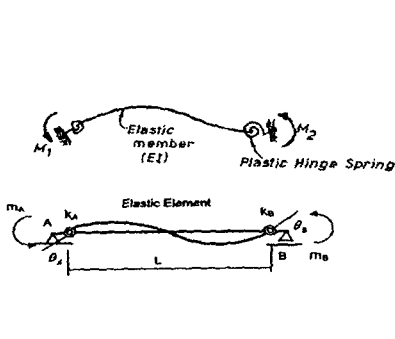


그림 1 기버슨 일부재 모델

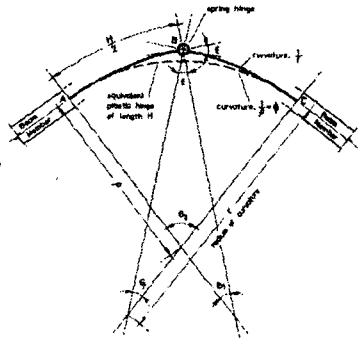


그림 2 기버슨 힌지 모델

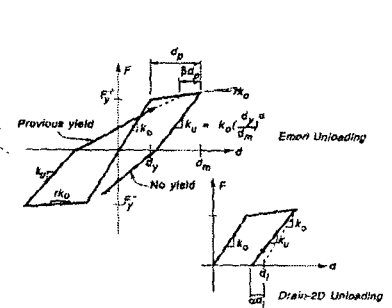


그림 3 수정된 Takeda 이력

2.3 조적채움벽 해석모델

조적채움벽에 대한 해석모델은 RUAUMOKO 2D의 스프링 요소와 조적채움벽 스트럿 이력특성을 사용하여 횡력에 저항하는 스트럿으로 나타낼 수 있다. 그림 4에 나타난 스프링 요소는 구조물에서 골조의 면에 작용하거나 면 밖에서 작용하는 부재를 모델링하기 위해서 사용되는 요소이다. 절점 사이에

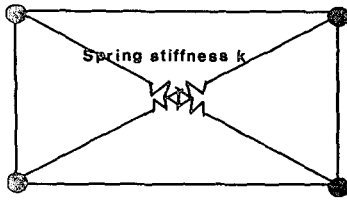


그림 4 스프링 요소

서 작용하는 스프링 강성은 $k = \frac{AE}{L}$ 로 나타낼 수 있다.⁽⁴⁾ 여기서

A 는 스프링의 단면적을, E 는 스프링의 탄성계수를, L 은 스프링의 길이를 나타낸다. 조적채움벽 이력특성을 나타내기 위한 스트럿 저항성능의 가장 중요한 변수는 스트럿의 압축강도 ($f'_{m\theta}$)와 초기 탄성계수 (E_m)이다. 여기에서 사용된 스트럿의 압축강도는 일반적인

조적채움벽의 표준 압축강도가 아니라 조적채움벽에서 기대되는 파괴

모드와 압축 주응력의 경사를 고려한 강도이며, 이 값은 (1) 전단-마찰파괴일 경우

$$\frac{\tau_0^*}{\sin\theta(\cos\theta - \mu^* \sin\theta)}$$

이고, (2) 대각 인장파괴일 경우 $\frac{\tau_0^*}{\sin\theta(\cos\theta - \mu^* \sin\theta)}$ 로 나타낼 수 있다.⁽⁴⁾ 여기

서 τ_0^* 는 감소된 전단부착강도를, μ^* 는 감소된 마찰계수를, θ 는 스트럿의 각도를 나타낸다. τ_0^* 와 μ^* 는

직접 전단실험 (direct shear test)으로부터 구한 전단부착강도 τ_0 와 마찰계수 μ 로부터 단위 벽돌에 작용하는 수직응력의 분포를 수정함으로써 결정할 수 있다. 그러나, 본 연구에서는 직접 전단실험을 수행하지 않았기 때문에 필자가 직접 수행한 조적채움벽의 5단 모델 프리즘 압축강도 실험⁽⁵⁾과 제안된 식과 값⁽⁴⁾을 이용하여 이들을 추정하였다. 5단 모델 프리즘 압축강도는 조적 단위에 대한 종횡비 (h_p/t_p)의 영향을 고려하여 보정된 압축강도를 사용하였다.⁽⁴⁾ 실제 5단 모델 프리즘 압축강도 실험 결과는 22.2 MPa이고, 종횡비 3.78을 고려하여 보정된 압축강도는 20.2 MPa이다. 전단부착강도 τ_0 와 마찰계수는 각각 0.61 MPa와 0.7이며, 스트럿 압축강도 계산을 위해 사용된 감소된 전단부착강도 τ_0^* 와 감소된 마찰계수 μ^* 는 각각 0.45 MPa와 0.53이다. 스트럿의 압축강도 $f'_{m\theta}$ 는 2층 조적채움벽의 경우 전단-마찰 파괴모드를 적용하고, 1층과 3층 조적채움벽의 경우 대각 인장파괴를 적용하여 각각 1.53 MPa와 2.95 MPa의 값을 사용하였다.

초기 탄성계수 E_m 은 5단 프리즘 압축강도 실험 결과에서 나타난 응력-변형률 곡선의 기울기를 그대로 사용할 수 있으나, 실험결과가 신뢰성이 부족하여, 조적 단위의 일축 압축강도와 모르타르의 일축 압축강도 결과⁽⁵⁾와 제안된 탄성계수식인 $E_m = E_b(\frac{b}{j} + 1) / (\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j})$ ⁽⁴⁾를 사용하여 구했다. 여기서 b 는 조적 단위의 높이를 나타내고 j 는 모르타르의 두께를 나타내며, E_b 와 E_j 는 각각 조적 단위와 모르타르의 탄성계수를 나타낸다. 해석에서 사용된 조적채움벽의 탄성계수는 7677 MPa로서, 모델과 실험물의 5단 프리즘 압축강도 실험에서 나타난 값인 968 MPa와 11406 MPa의 중간 정도를 나타낸다.

3. 해석과 실험의 상관성

본 논문의 실험과 해석을 위해 사용된 지진파는 Taft N21E 성분이며, 최대 지반 가속도는 0.4g로 조정하였다.

3.1 층 변위와 층 가속도의 비교

그림 5와 그림 6에서는 옥상층에서의 변위와 가속도를 비교해서 나타내고 있다. 층 변위의 경우 전체적인 거동이 전반부와 후반부에서는 어느 정도 유사하게 나타나고 있으나, 실험에서 최대 변위가 발생하는 시간대에서의 해석 변위가 실험에 비해 상당히 작게 나타나고 있다. 층 가속도는 층 변위에 비

해 실험과 상당히 유사한 결과를 보여주고 있으나, 변위와 마찬가지로 실험에서 최대 가속도가 나타난 시점에서의 해석 가속도가 실험과 다소 다르게 나타나고 있다.

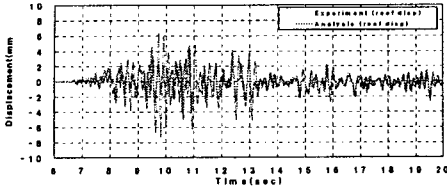


그림 5 옥상층 변위의 비교

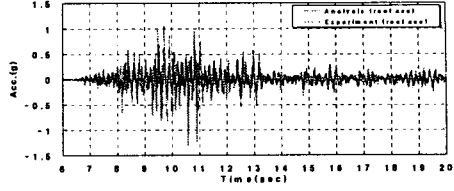
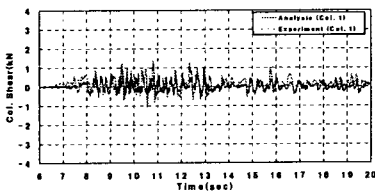


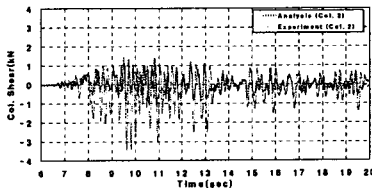
그림 6 옥상층 가속도의 비교

3.2 기둥 전단력의 비교

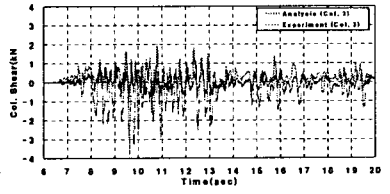
그림 7에서는 각 기둥에서의 전단력 및 기둥 전단력의 합을 비교해서 나타내고 있다. 그림 7(d)에서 기둥 전단력 합 전체적인 양상은 실험과 해석이 유사하게 나타나고 있으나, 그 값에서는 다소 차이를 보여주고 있다. 이것은 실험의 경우 기둥 2와 3에서 치우침 현상이 뚜렷하게 나타나고 있는 반면, 해석에서는 실험에서의 치우침 현상을 정확하게 모사하고 있지 못하기 때문이다.



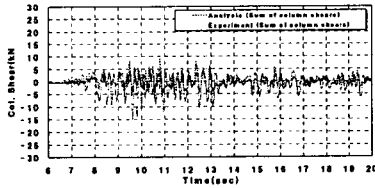
(a) 기둥 1



(b) 기둥 2



(c) 기둥 3



(d) 기둥 전단력의 합

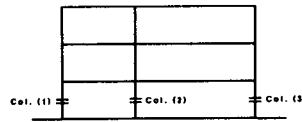


그림 7 기둥 전단력의 비교

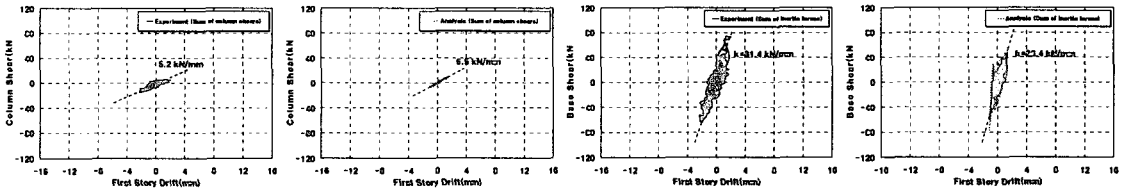
3.3 1층 층간변위와 층 전단력의 비교

그림 8과 그림 9에서는 1층 층간변위와 기둥 전단력의 합 및 밀면 전단력의 관계를 비교하고 있다. 그림 8에서 보듯이 실험과 해석이 모두 탄성거동을 보여주고 있으며 기둥에서의 강성 또한 유사하게 나타나고 있으나, 에너지 소산량이 실험에 비해 해석이 다소 작게 나타나고 있다. 그림 9에 나타난 1층 층간변위와 밀면 전단력의 비교에서는 구조물의 강성이 실험과 해석에서 비슷하게 나타나고 있고 에너지 소산량도 유사하게 나타나고 있다. 그러나 최대 밀면 전단력은 (-)방향에서는 유사하게 나타나고 있으나, (+)방향에서는 실험에 비해 해석이 다소 작게 나타나고 있다.

3.4 밀면 전단력과 기둥 전단력의 합 비교

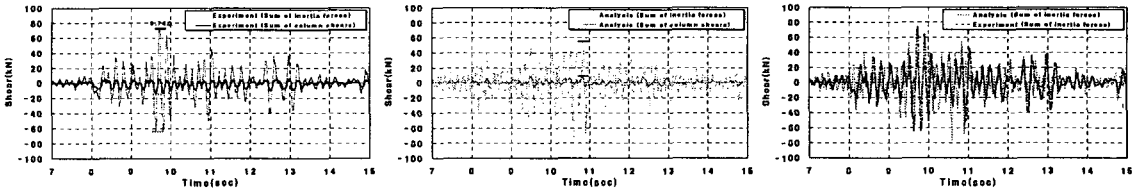
그림 10에서는 실험과 해석에서의 밀면 전단력과 기둥 전단력의 합을 비교해서 나타내고 있다. 실험

과 해석에서의 밀면전단력은 모두 층 관성력의 합에 의해 구한 값이다. 그림 10(a)와 (b)에서 보듯이 실험의 경우 기둥에서 최대 밀면 전단력이 발생하는 시점에서 기둥에 의해 전달되는 전단력은 전체 밀면 전단력의 약 23%이나, 해석의 경우 약 15%로 나타나고 있어, 해석에서 기둥 전단력을 과소평가하는 것으로 나타났다. 그림 11에서는 실험과 해석에서 조적채움벽을 포함한 전체 밀면 전단력을 비교하고 있으며, 전체적인 거동 양상은 어느 정도 유사하게 나타났다.



(a) 실험
그림 8 1층 층간변위와 기둥 전단력의 합 비교

(a) 실험
그림 9 1층 층간변위와 밀면 전단력의 비교

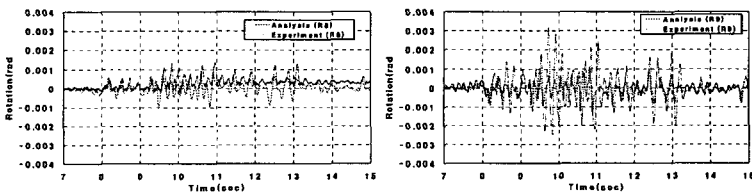


(a) 실험
그림 10 밀면 전단력-기둥 전단력의 합 비교

(b) 해석
그림 11 실험과 해석의 밀면 전단력 비교

3.5 회전각의 비교

그림 12에서는 기둥과 보에서의 회전각을 실험과 비교해서 나타내고 있다. 회전각 위치 8, 9에서 실험에 비해 작은 회전각을 보여주고 있지만 전체적인 양상은 비슷하게 나타나고 있다.



(a) 회전각 위치 8

(b) 회전각 위치 9

그림 12 회전각의 비교



3.6 1층 조적채움벽에서의 변형률 비교

그림 13에서는 1층 조적채움벽에서의 변형률을 실험과 비교해서 나타내고 있다. 전반적으로 유사한 거동을 보여주고 있지만, 변형률 위치 1과 2 모두 최대 변형률이 일어나는 시점에서의 해석 변형률 값이 실험 변형률 값의 30~50% 정도이다. 그림 10(a)에서 보듯이 실험에서 밀면 전단력이 (+)방향으로 최대가 될 때 (9.74초), 그림 13(a)에서의 조적채움벽 압축변형률 (S1)과 그림 13(b)에서의 인장변형률 (S2)이 최대가 됨으로써 골조에서보다 조적채움벽에서 더 큰 힘을 받고 있지만 해석의 경우 이를 모사하고 있지 못하다.

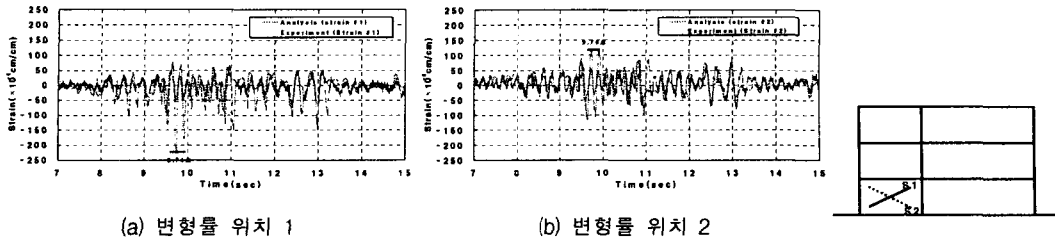


그림 13 1층 조적채움벽에서의 변형률 비교

4. 결론

RUAUMOKO 2D 프로그램을 이용한 조적채움 RC 골조의 비선형 거동모사에 대한 결론은 다음과 같다.

- 1) 시간이력 해석의 결과로부터 구조물의 전체적인 거동을 나타내는 각 층에서의 변위, 가속도, 기둥 전단력 및 밀면 전단력에서는 실험과 해석이 거동 양상에서는 어느 정도 유사한 거동을 보여주고 있다. 그러나, 최대 값이 일어나는 시점이 다르고 그 크기도 차이가 나타나며, 특히 기둥별 전단력에서 해석이 실험에 나타난 치우침 현상을 정확히 모사하고 있지 못해 기둥에 의해 전달되는 전단력을 과소평가하고 있다. 이는 이와 같은 거시적 모델 해석에서 축력의 영향을 고려하지 못한 결과이며, 이에 대해 좀 더 보완 연구가 필요하다.
- 2) 실험에서의 밀면 전단력이 (+)방향으로 최대일 때 조적채움벽은 압축과 인장에서 최대 변형률이 발생하여 골조에서보다 조적채움벽에서 더 큰 힘을 받고 있다는 것을 보여주었다. 하지만 본 연구에서 사용된 조적채움벽 해석 모델은 이를 모사하고 못하고 있어 차후 미시적인 해석을 통해 비교해 봄으로써 좀 더 정확한 결과를 얻을 수 있다고 판단된다.

감사의 글

본 연구에서 수행한 실험은 1997년도 건설교통부 국책과제인 “우리나라 중·저층 철근콘크리트 건축물의 지진피해 예측 및 보수보강법의 연구”의 일부로 수행되었고 해석은 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터의 지원과제인 “비내진 상세를 가진 RC 골조의 지진거동 예측기법 연구”의 일부로 수행되었으며, 이들의 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Building” (1999). FEMA-306, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
2. Carr, A. J. (2000). RUAUMOKO. Dynamic Nonlinear Analysis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
3. Otani, S. (1974). “SAKE, A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquake.” Report UILU-Eng-74-2029, Civil Engineering Studies, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
4. Crisafulli, F. J. (1997). “Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry infills.” Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
5. Lee, H. S. and Woo, S. W. (2002). “Effect of Masonry Infills on Seismic Performance of a 3-Storey R/C Frame with Non-Seismic Detailing.” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31(2), pp353-378.