J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea, 29(1)
pp.85~93, February, 2016
http://dx.doi.org/10.7734/COSEIK.2016.29.1.85

pISSN 1229-3059 eISSN 2287-2302
Computational Structural
Engineering Institute of Korea

채움벽 두께에 따른 철근콘크리트 조적채움벽 골조의 면내하중에 대한 유한요소해석

김 충 만[1] · 유 은 종[1†] · 김 민 재[1]

[1]한양대학교 건축공학과

Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Masonry Infilled Frames with Different Masonry Wall Thickness Subjected to In-plane Loading

Chungman Kim[1], Eunjong Yu[1†] and Minjae Kim[1]

[1]*Dept, of Architectural of Engineering, Hanyang Univ, Seoul, 04763, Korea*

Abstract

In this study, finite element analyses of masonry infilled frames using a general purpose FE program, ABAQUS, were conducted. Analysis models consisted of the bare frame, infilled frames with masonry wall thickness of 0.5B and 1.0B, respectively. The masonry walls were constructed using the concrete bricks which were generally used in Korea as infilled wall. The material properties of frames and masonry for the analysis were obtained from material tests. However, four times increased the tensile strength was used for 1.0B wall, which is seemingly due to the differences in locating the bricks. The force-displacement relation and development of crack from the FE analysis were very similar to those from the experiments. From the FEA results, contact force between the frame and masonry, distribution of shear force and bending moments in frame members were analyzed. Obtained contact stress shows a trianglur distribution, and the contact length for 0.5B speciment and 1.0B specimen were close to the value estimated using ASCE 41-06 equation and ASCE 41-13 equation, respectively. Obtained shear force and bending moment distribution seems to replicate actual behavior which originates from the contact stress and gap between the frame and masonry.

Keywords : *masonry infilled wall, finite element analysis, contact length, fracture mode of masonry infilled wall*

1. 서 론

조적채움벽은 철근콘크리트 골조의 기둥사이에 간막이벽의 역할을 위해 설치하는데 구조설계시에는 하중으로만 산정되고 구조적인 역할을 하지 않는 것으로 고려한다. 그러나 구조실험이나 외국의 지진피해 사례를 보면 조적채움벽 골조는 조적채움벽이 없는 순수골조와는 확연히 다른 거동을 나타내는 것을 알 수 있다. 채움벽의 영향은 강도의 증진과 연성도의 감소로 나타난다. 이는 채움벽이 이를 둘러싼 골조와 상호작용을 하면서 골조의 파괴모드를 변화시키기 때문이다.

구조해석시 조적채움벽을 고려하는 방법은 크게 거시적(macro)인 모델과 미시적(micro)모델이 있다. 조적채움벽을 가진 전체건물의 내진성능평가를 위해서는 채움벽을 간단한 등가의 압축대각스트럿으로 치환하여 해석하는 방법이 많이 사용되고 있다. 하지만 이 방법은 실용적이기는 하지만 채움벽과 골조사이의 복잡한 상호작용을 고려하기에는 분명한 한계를 가지고 있다. 이러한 상호작용의 분석을 위해서는 조적채움벽을 유한요소로 분할하여 모델링하고 해석하는 방법이 사용될 수 밖에 없다.

그동안 유한요소해석법을 사용하여 조적채움벽 골조의 거동을

† Corresponding author:
Tel: +82-2-2220-4311; E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr
Received October 12 2015; Revised November 20 2015;
Accepted December 9 2015
©2016 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

해석적으로 분석하기 위한 다양한 연구가 시도되었다. 이들 연구는 크게 채움벽을 등방체로 보고 범용유한요소 해석프로그램을 사용하여 해석하는 경우(Alam *et al*, 2009; Dorji and Thambiratnam, 2009; Radnić *et al*, 2013)와 채움벽 자체의 거동에 집중하여 파괴이론 및 이방성을 가진 재료로 모델링하는 경우(Gambarotta and Lagomarsino, 1997; Manos *et al*, 2012; Wang *et al*, 2008) 채움벽 반력에 의해 파괴되는 골조의 거동에 더 집중하여 골조의 전단파괴를 좀더 정밀하게 예측하기 위한 유한요소의 개발(Koutromanos *et al*, 2011; Stavridis and Shing, 2010)등이 있으며, 채움벽을 둘러싼 골조가 콘크리트부재인 경우 뿐만 아니라 강구조일 경우(Ghosh and Amde, 2002)와 조적채움벽을 포함하는 구조물(Yu *et al*., 2015)에 대해서도 연구가 이루어져 왔다. 하지만 조적을 이방성을 가진 재료로 모델링하거나 파괴이론을 적용하기 위해서는 이와 관련한 조적의 재료특성이 많이 요구되지만 국내 조적조를 대상으로 구해진 연구결과가 거의 없으며, 또한 실제 구조물의 변형능력 및 최대강도는 골조의 파괴모드에 더 큰 영향을 받으므로 조적을 등방성을 가진 재료로 모델링하면서 조적이 골조에 주는 영향을 적절히 고려할 수 있도록 해석하는 접근방법이 현실적인 것일 것으로 생각된다. 본 연구에서는 국내에서 사용되는 콘크리트벽들을 사용한 재료시험결과를 사용하여 상용유한요소 해석프로그램으로 채움벽의 두께가 0.5B인 경우와 1.0B인 채움벽골조를 각각 해석하고 그 결과를 실험결과와 비교한 후 해석결과로부터 채움벽과 골조사이의 지압, 골조 부분의 부재력 등을 분석하였다.

2. 조적채움벽 골조실험 및 재료특성

Fig. 1은 본 연구의 유한요소해석 대상인 조적채움벽 골조를 나타낸다. 실험체의 전체 높이 2,325mm이고 길이는 3,400 mm 이며. 기둥의 치수는 300×300×1,575mm, 보는 300×350×2,200mm이다. 기둥의 주철근으로는 8-D16이, 전단보강근으로는 D10 철근이 150 간격으로 배근되어 있다.

실험체의 종류는 순수골조(BF), 각각 0.5B와 1.0B의 채움벽을 가지는 채움벽골조(IF0.5B 및 IF1.0B)의 3가지로 Fig. 1과 같이 보의 양단을 철물과 강봉으로 액추에이터에 연결한 후 정방향과 부방향의 반복하중에 대해 실험하였다. 가력은 변위각을 기준으로 0.25%에서부터 10%까지 2번씩 반복하여 가력하도록 계획하였으며, 최대강도 도달이후 사이클 가력시의 강도가 최대강도의 80%이하로 떨어지면 파괴에 도달한 것으로 간주하고 실험을 종료하였다. 실험결과 BF는 7.0%의 변위각에서 IF0.5B는 5.5%, IF1.0B는 1.8%의

Fig. 1 Masonry infilled frame specimen

변위각에서 최대강도의 80%에 해당하는 하중을 나타내었다.

부재실험 직후 실시한 재료시험결과 콘크리트의 강도 f_{ck}는 35.9MPa, 주근과 전단보강근의 항복강도는 각각 368MPa 및 440MPa로 나타났다. 또한 채움벽의 경우에도 재료시험을 통해 재료특성을 구하였는데, 시험결과 프리즘 압축강도는 10.28MPa, 탄성계수는 2064MPa, 휨인장강도는 0.48MPa, 0.5B의 프리즘을 사용한 대각압축시험에 의한 전단강도는 0.60MPa로 나타났다.

3. 유한요소 모델링

3.1 순수골조

유한요소해석 모델의 간략화를 위해 골조실험체의 기초부는 모델링하지 않고, 골조실험체의 양쪽 기둥하단을 횡가력에 의한 모든 변위는 구속되어 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다. 사용된 유한요소해석 프로그램은 범용구조해석 프로그램인 ABAQUS(ABAQUS user guide, 2013)이다. 기둥단면의 치수가 300×300mm, 보 단면의 경우 300×350 mm이므로 유한요소모델 작성시 50×50×50mm의 메쉬를 사용하였다.

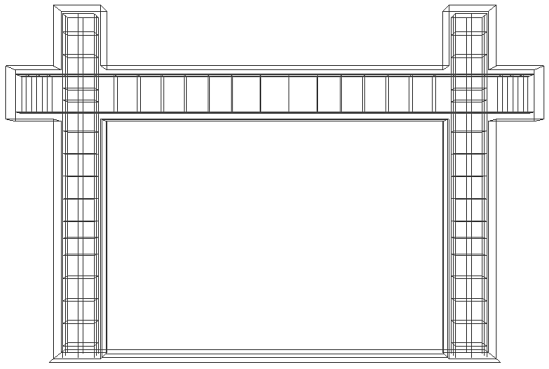


Fig. 2 Geometry of FE model

해석모델에 사용된 콘크리트 요소는 8절점 육면체 요소(C3D8R)를, 철근에 사용된 요소는 2개의 노드를 가지는 일반적인 트러스 요소(T3D2)를 사용하였다. ABAQUS에서는 철근을 콘크리트요소에 매립된 형태로 모델링하는 것이 가능하여 철근위치에서 메쉬를 나누지 않고 모델링하였다.

콘크리트의 응력-변형도 관계식은 식 (1)과 같은 CEB-FIP Model Code(CEB-FIP model code, 1990)에 제시된 수식을 사용하였다.

$$\sigma_c = -\frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}}\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right)^2}{1+\left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}}-2\right)\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} f_{cm} \quad (1)$$

여기서, σ_c =압축응력, ϵ_c =압축변형률, ϵ_{c1} =최대압축응력시의 변형률, E_{ci} =접선 탄성계수, E_{c1} =할선 탄성계수, f_{cm} =콘크리트 압축강도이다.

콘크리트의 최대인장강도는 최대압축강도의 10%로 가정하였다. 최대인장변형률은 CEB-FIP(CEB-FIP Model Code, 1990)에서 제안하고 있는 바와 같이 최대인장변형률 0.0015까지 선형이며 이후 Fig. 4와 같이 최대인장변형률 이후 인장경화(tension stiffening)를 가지도록 모델링하였다.

콘크리트의 손상은 Concrete Damaged Plasticity Model (ABAQUS user guide, 2013)을 이용하여 산정하였다. 이 모델은 압축과 인장에서의 응력-변형률 관계에서 콘크리트의 손상정도를 나타내는 손상변수를 정의한다. 압축과 인장시 손상변수는 Fig. 3와 Fig. 4에 각각 나타나있는데 그 관계식은 식 (2), (3)과 같다.

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\epsilon_c - \epsilon_c^{pl}) \quad (2)$$

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\epsilon_t - \epsilon_t^{pl}) \quad (3)$$

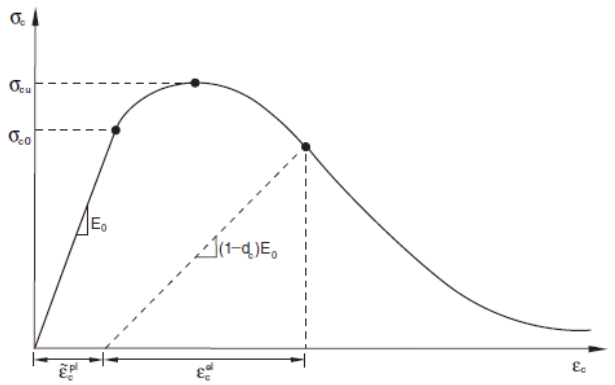


Fig. 3 Behavior of concrete damaged model (compression)

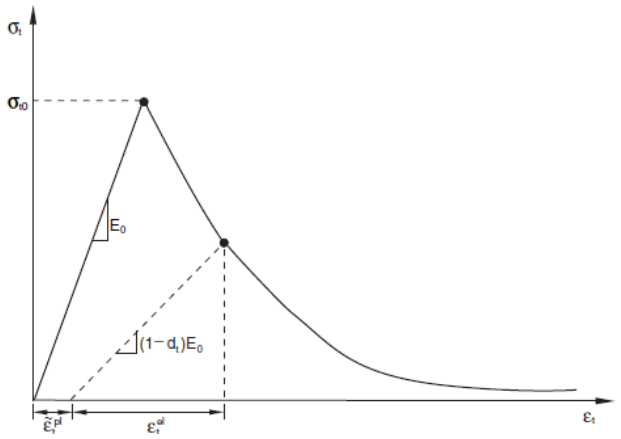


Fig. 4 Behavior of concrete damaged model(tension)

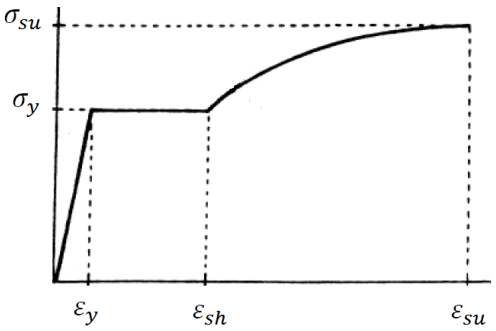


Fig. 5 Behavior of Steel

여기서, 아랫첨자 c와 t는 각각 압축과 인장을, σ와 ϵ은 발생한 응력 및 변형률, E_0는 탄성계수, d는 손상변수, ϵ^{pl}은 영구소성변형률을 나타낸다.

철근의 경우 일반적으로 항복강도 이후 완전소성으로 거동하는 bilinear모델을 사용하는 경우가 많으나 본 모델의 해석결과 소성힌지부분에서 주근의 변형률이 변형경화가 발생하는 변형률 0.02를 초과하는 것으로 나타나 이를 고려하기 위해서 변형경화까지 포함하는 Mander 등(1984)이 제안한 모델을 사용하였다.

3.2 채움벽골조

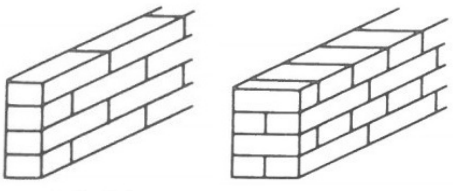
조적채움벽의 모델링을 위한 유한요소도 콘크리트와 마찬가지로 C3D8R요소를 사용하였다. 채움벽은 벽돌과 모르타르로 이루어진 복합재료이다. 따라서 정밀한 해석을 위해 벽돌과 모르타르를 구분하여 모델링하는 경우도 있으나 1.0B 쌓기의 경우는 벽돌의 가로세로를 바꿔가면서 서로 엇갈리게 쌓게 되므로 형태가 복잡하며(Fig. 6) 또한 벽돌과 모르타르의 물성뿐만 아니라 둘 사이의 미끄러짐도 모델링해야 하므로 해석모델이 지나치게 복잡하게 된다. 본 연구에서는 채움벽을 하나의 연속체로 가정하고 연속체의 재료물성은 프리즘실험을

통해 얻은 재료특성을 적절히 수정하여 설정하였다. 채움벽 부분의 메쉬의 크기도 콘크리트와 동일하게 50×50×50mm로 하였다.

조적의 응력-변형도관계로는 Hendry의 제안식(Hendry, 1990)을 이용하였다.

$$\sigma_m = f'_{cm}\left[2\frac{\epsilon_m}{\epsilon_{0m}} - \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon_{0m}}\right)^2\right] \quad (4)$$

여기서, f'_{cm} 조적의 최대압축강도, ϵ_{0m}= 최대압축강도시 변형률이다. Hendry 연구에 의하면 ϵ_{0m}이 0.0013일 경우 최대변형률로는 0.002정도, ϵ_{0m}을 0.0034로 할 경우 최대변형률은 0.0051정도이다. 하지만 본 연구에서 수행한 조적조의 재료시험결과 최대압축강도시의 변형률 ϵ_{0m}은 Hendry의 연구에서 제시된 값보다 훨씬 큰 값인 0.0066을 얻었다. 이는 외국에서 사용하는 조적조와 우리나라 조적조의 재료적 특성의 차이에서 기인한 것으로 생각된다. 실제로 UBC(UBC, 1997)에서 조적의 압축강도와 탄성계수사이의 관계식으로 $E_m = 750f_m$을 제시하고 있으나, 본 연구의 재료시험 결과로는 이보다 훨씬 낮은 값인 $E_m = 200f_m$을 얻었으며 이전에 수행된 국내의 연구결과(Lee *et al.*, 2004; Kim *et al.*, 2001)에서도 이와 유사한 탄성계수를 얻은 바 있다. 조적의 최대압축강도 f'_{cm}은 압축강도시험으로부터 구한 값인 10 MPa의 50%를 사용하였다. 이는 채움벽의 주된 파괴모드를 수평방향의 줄눈을 따라 발생하는 가로줄눈 파괴로 보고 이 방향의 압축강도를 수직방향의 50%로 간주하는 FEMA 306(FEMA 306, 1998)의 제안사항에 따른 것이다. 0.5B 두께 조적조의 인장강도는 Crilsafulli의 연구(Crisafulli, 1997)에서 제시된 바와 같이 사용된 압축강도의 10%로 가정하였다. 하지만 1.0B 두께의 조적벽에서는 이보다 상당히 증가된 인장강도인 2MPa를 사용하여야 실험결과와 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 이는 조적의 쌓기방법의 차이, 즉 벽돌의 길이방향으로 가로쌓기만 하는 0.5B에 비해 1.0B에서는 가로방향과 세로방향으로 번갈아 배치하여 벽돌끼리의 맞물림에 따라 강도가 증가에 따른 것으로 판단된다. 실제로 본 연구에서 영식쌓기한 1.0B두께의 시험체로 대각압축실험을 수행하여



(a) (b)

Fig. 6 Masonry type (a) 0.5B, (b) 1.0B

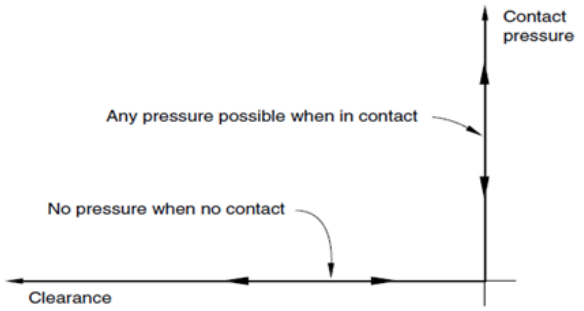


Fig. 7 Pressure-overclosure relationship.

구한 전단강도는 가로쌓기한 0.5B 시험체에 비해 1.7~3.2배 정도 큰 값을 나타내었다.

횡하중에 의해 조적채움벽골조에 횡변위가 발생하면 골조와 조적의 접촉부에서 미끄러짐이 발생하며 하중측 기둥하단 및 반대쪽 기둥상단부와 보하단부에서는 조적과 골조가 떨어지는 현상이 발생한다. 이러한 두 가지 거동, 즉, 접착면과 수직방향의 접촉과 분리(normal behavior), 또한 접착면과 평행방향으로 발생하는 미끄러짐(tangential behavior)을 모델링하기 위해서 콘크리트 골조와 조적사이의 접착면에 부착-미끄러짐 요소를 추가하였다.

Fig. 7은 부착-미끄러짐 요소의 일반적인 거동(normal behavior)를 나타내는데 강성접촉(hard contact)과 압력-관통(pressure-penetration) 곡선으로 알려진 접촉관계를 모사한다. 이 모델에서는 직접강요법(direct enforcement method), 벌칙법(penalty method), 증분 라그레인지 법(augment lagrange method)등 (ABAQUS user guide, 2013)이 있고, 기본적으로 접촉이 발생하기 전까지는 응력이 발생하지 않다가 접촉이 발생하는 순간부터 응력이 발생한다는 가정을 기반으로 하고 있다. 본 연구에서는 해석의 수렴성을 고려하여 약간의 침투를 허용하는 벌칙법(penalty method)를 사용하였다.

접선거동(tangential behavior)은 Coulomb 마찰 모델(coulomb friction model)에 의한 전단마찰모델(ABAQUS user guide, 2013)에 의해 표현된다. 평균전단응력이 한계전단응력보다 작을 때는 미끄러짐이 없다가 평균전단응력이 한계전단응력과 같아지는 순간 미끄러짐이 발생한다. 본 연구에서는 골조와 조적채움벽사이의 마찰계수를 Crisafulli의 연구(Crisafulli, 1997)에서 제시된 0.45를 사용하였으며 한계전단응력으로는 0.1MPa를 사용하였다.

4. 유한요소해석 결과

4.1 하중-변위관계 및 단계별 손상

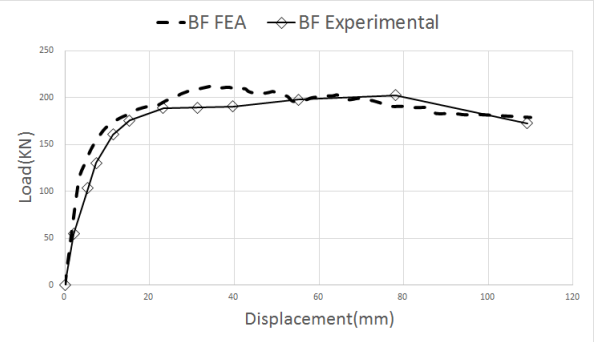


Fig. 8 Load vs Displacement(BF)

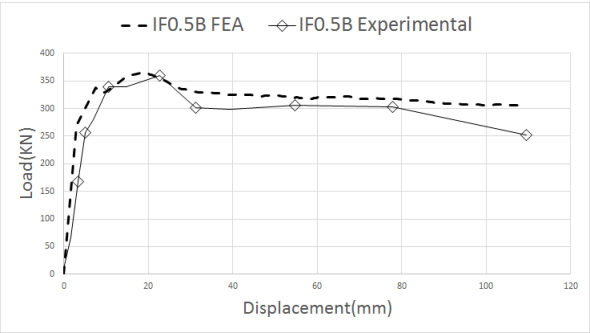


Fig. 9 Load vs Displacement(IF0.5B)

본 장에서는 앞서와 같은 유한요소모델과 재료특성을 사용하여 해석결과와 골조의 실험결과를 비교·분석하였다. Fig. 8~10는 각각 BF, IF0.5B, IF1.0B의 해석에 의한 하중변위곡선을 실험결과와 비교한 것이다. 그림에서 볼 수 있듯이 3가지의 해석결과 모두 각각의 실험결과와 유사한 최대강도 및 변형능력을 나타내었다. BF 실험체의 경우 실험시 최대강도는 202.6kN 이었으나 해석에서는 이보다 약간 낮은 201kN을 얻었으며 전체적인 변형 곡선도 실험결과와 유사하게 나타났다. IF0.5B 실험체의 경우 실험시 최대강도는 398.4kN, 해석

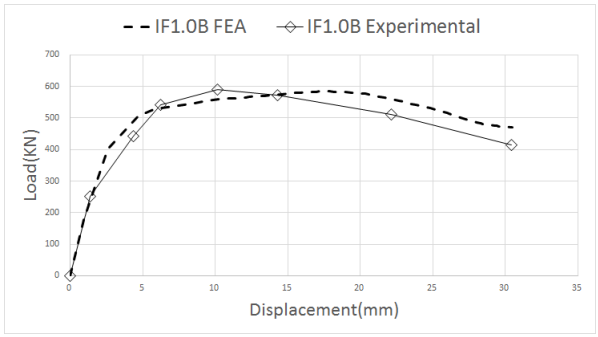


Fig. 10 Load vs Displacement(IF1.0B)

에서는 364.9KN을 얻었다. IF1.0B의 경우 실험에서는 590.1kN, 해석에서는 584.4kN로 나타났다. IF0.5B 실험체와 IF1.0B 실험체의 변형각별 균열상태와 해석시 나타난 손상정도를 Fig. 11~12에 비교하여 나타내었다. 실험시 관찰된 파괴양상은 다음과 같다. 첫 번째 스텝인 0.35%의 골조의 양쪽 기둥에 먼저 균열이 발생하고 이후 변형각에서 조적채움벽에 모르타르를 따라 균열이 발생한 후 변형각 1.5% 정도에서 최대하중에 도달하였다. 변형각 3.5% 정도부터는 기둥의 상하부와 조적채움벽에서의 균열이 심화되면서 5.5%의 변형각에서 조적채움벽의 대각방향으로 스트럿이 형성되었고 채움벽의 양쪽 모서리부근에서 압괴로 인한 파괴와 골조의 접합부 그리고 지점부에서 소성힌지가 발생하면서 파괴가 이루어졌다. 해석에서도 0.35%의 변형각에서 골조의 상하부에 큰 응력이 발생하는 것을 볼 수 있다. 또한 변형각 1.0% 정도에서 보에서도 균열이 관찰되었는데 해석에서도 마찬가지로 보에서 발생하는 균열을 확인할 수 있었다. IF1.0B 실험체의 경우 가력 초기에 기둥에서의 균열이 IF0.5B 실험체보다 더 많이 관찰되었다. 이후 조적채움벽의 반력에 의한 보에서의 균열이 바로 관찰됨과 동시에 조적채움벽과 RC골조 기초부사이에

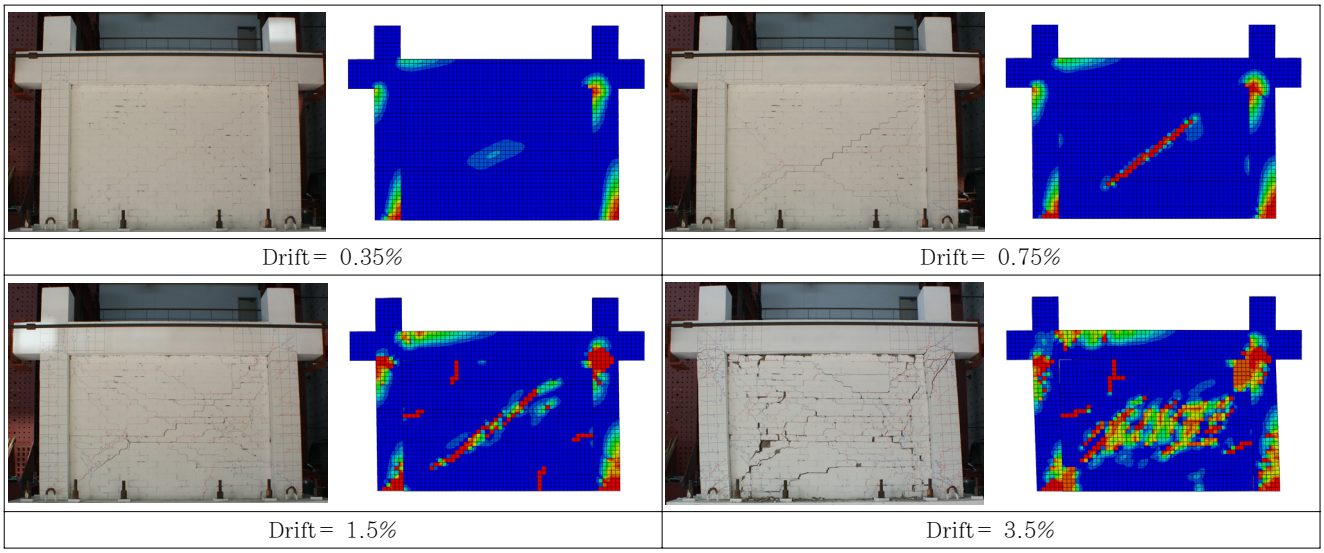


Fig.11 Comparisons of crack pattern between experiment and analysis(IF0.5B)

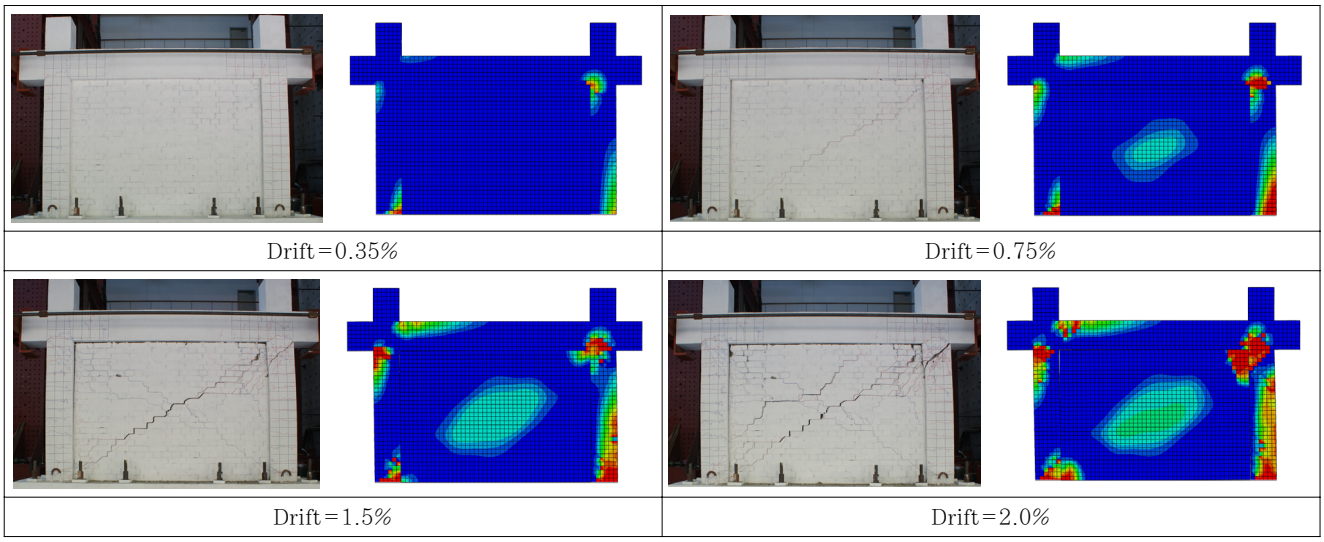


Fig.12 Comparisons of crack pattern between experiment and analysis(IF1.0B)

균열이 발생하였다. 조적채움벽체에 대각선 방향으로 모르타르를 따라 균열이 발생하였고 IF0.5B에서 보다 조적채움벽의 모서리 부분에서 압괴에의한 파괴가 상대적으로 높게 나타났다. 이후 IF0.5B보다 낮은 변형각인 1.0% 정도에서 최대강도에 도달한 후 1.8% 정도의 변형각에서 RC골조의 콘크리트 기둥의 양쪽 상단부에서 전단파괴와 조적채움벽이 파괴되면서 최종파괴에 도달하였다.

4.2 골조와 조적채움벽간의 접촉응력

Fig. 13은 유한요소해석 결과로부터 최대하중시 골조와 조적채움벽사이에 발생하는 접촉응력을 나타낸 것이다. 접촉응력의 형상은 골조와 조적채움벽의 모서리부분이 최대응력을 가지는 삼각형과 유사한 형태로 나타났다. IF0.5B의 경우 가력부 기둥의 최대 접촉응력은 7.6MPa이고 가력부의 반대편 기둥에서는 8.2MPa로 지점의 반력을 받고 있는 부분의 접촉응력이 조금 더 크게 나타났으며 접촉응력이 발생하는 구간은 전체 기둥높이의 42%정도에 해당하였다. IF1.0B의 경우 최대 접촉응력은 각각 11.3MPa, 13.4MPa로 증가하였으며 접촉응력이 발생하는 구간은 전체 기둥높이의 25%정도였다. ASCE 41-06(ASCE 41-06, 2007)에서는 Stanford-Smith의 탄성해석 결과에 근거하여 접촉길이를 산정하는 수식을 사용하고 있는데, 본 실험체에 적용하여 접촉길이를 산정하면 전체기둥 높이의 22%정도에 해당한다. ASCE 41-13(ASCE 41-13, 2012)에서는 전체길이의 1/3을 접촉길이로 보고 있다. 골조에 비해 채움벽의 강성이 낮은 0.5B에서는 ASCE 41-13의 접촉길이 보다 다소 길었으며 채움벽의 강성이 높은 1.0B의 경우 ASCE 41-06의 규정과 비슷한 접촉길이가 나타났으나 응력의 분포는 위의 규정에서와 제시한 것과 같은 등분포보다는 삼각형과 유사한 것으로 분석되었다.

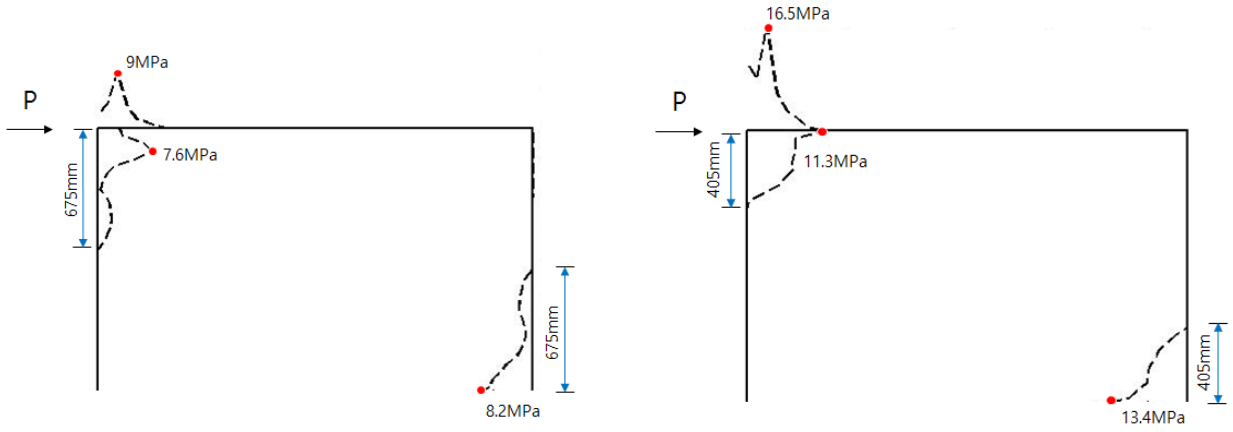


Fig. 13 Contact force (a) IF0.5B (b) IF1.0B

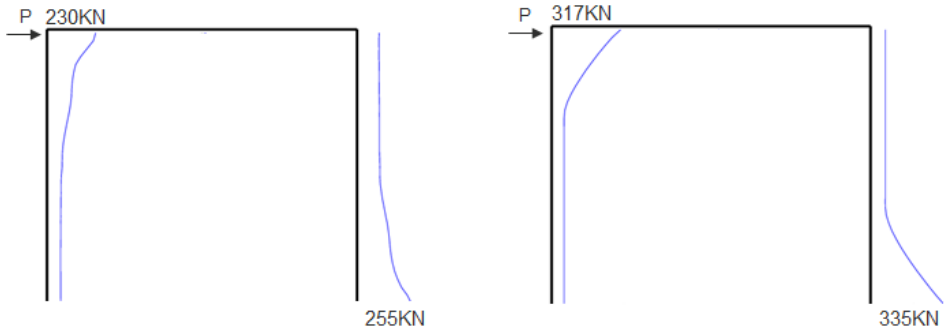
4.3 골조의 전단력과 휨모멘트 분포

Fig.14~15는 최대하중시 IF0.5B와 IF1.0B의 골조에 작용하는 전단력과 휨모멘트의 분포를 나타낸다. 전반적으로 두 해석결과 모두 비슷한 결과를 보이고 있는데 전단력의 경우 채움벽에 의한 하중전달에 의해 가력부와 가력부 반대쪽의 기둥하단에 하중이 집중되면서 큰 전단력이 발생하여 이 부위에서 전단파괴의 위험이 큼을 보여주고 있다. 일반적으로 철근콘크리트 조적채움벽 골조는 횡하중에 의해 골조와 조적채움벽 간의 지압이 발생하게 되고 접촉응력이 발생하는 부위와 전단력이 크게 발생하는 부위가 서로 비슷한 위치임을 확인할 수 있다. 휨모멘트의 경우 기둥 상단과 하단부에서만 집중하여 발생하는 것으로 분석되었다.

일반적으로 조적채움벽을 가진 건물의 내진성능평가에는 ASCE 41에서 제시하고 있는 등가대각 압축스트럿을 많이 사용한다. 이 방법은 채움벽의 효과를 가력측 상단 보-기둥 접합부에서부터 반대측 하단의 보-기둥 접합부까지 연결되고 채움벽과 동일한 강성 및 강도를 가진 압축스트럿을 사용하여 모델링하는 방법이다. 등가대각 압축스트럿은 실용적으로 볼 때 조적채움벽을 가진 실제건물의 내진평가에 사용할 수 있는 거의 유일한 모델링기법이다. 하지만, 이렇게 모델링할 경우 주변 골조에 발생하는 전단력과 모멘트의 분포는 실제와 큰 차이가 있다. 즉, 기둥에서 발생하는 전단력은 Fig. 14와 달리 전체기둥에서 일정한 값을 가지며, 휨모멘트의 분포도 순수골조와 동일한 역대칭의 직선적인 분포를 가진다. 따라서 실제 조적채움벽 골조의 경우 채움벽반력에 의해 기둥의 휨항복보다 전단파괴가 선행될 수 있으나 등가대각 압축스트럿을 사용하여 푸시오버해석을 수행하면 기둥의 휨파괴가 발생하여 최대하중을 제대로 예측할 수 없게 될 가능성이 있다. 등가대각압축스트럿은 조적채움벽의 거동을 간략히 모사하기 위한 것으로 채움벽 주위 골조의 전단력과 휨모멘트 분포는 실제와 상당한 차이를 나타내어 채움벽과 주위골조의 상호작용의 모사에는 한계를 가지고 있으므로 해석결과로부터 내진성능을 판단할 때는 신중한 접근이 요구된다고 판단된다.

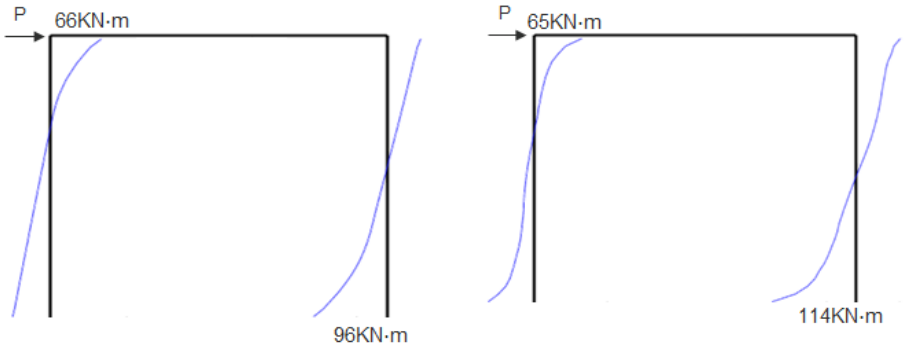
5. 결　　론

본 논문에서는 범용유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하여 국내에서 사용되는 콘크리트벽돌을 조적채움벽으로 가진 철근콘크리트 골조를 대상으로 유한요소해석을 실시하였다.



(a)　　(b)

Fig. 14 Shear force diagram (a) IF0.5B (b) IF1.0B



(a)　　(b)

Fig. 15 Bending moment diagram (a) IF0.5B (b) IF1.0B

해석대상은 순수골조, 채움벽의 두께가 0.5B인 골조, 두께가 1.0B인 골조의 3종류이다. 철근콘크리트 골조 및 채움벽의 재료특성은 재료시험결과로부터 구하였으나 두께가 1.0B인 채움벽의 경우 벽돌의 쌓기방법의 차이에 의해 0.5B 두께의 실험체보다 4배 정도 증가된 인장강도를 사용하였다. 유한요소 해석결과는 실험을 통해 구한 하중-변위관계 및 변위각에 따른 균열양상을 상당히 정확하게 예측하였다. 유한요소해석 결과의 분석을 통해 조적채움벽과 골조사이의 접촉응력 및 골조의 전단력과 휨모멘트를 산정하였다.

분석결과 최대하중시 채움벽과 골조사이의 접촉길이는 0.5B 실험체의 경우 전체기둥 높이의 42%정도로 ASCE 41-13에서 제시하고 있는 1/3보다 다소 길었으며, 1.0B 실험체의 경우는 전제기둥 높이의 25%정도로 ASCE 41-06에서 제시하고 있는 수식에 의한 접촉길이인 22%와 유사하게 나타났다. 하지만 접촉응력의 분포는 ASCE의 가정과 다르게 접합부쪽에서 최대응력을 가지는 삼각형의 형태로 나타났다.

골조에서 발생하는 전단력과 휨모멘트는 채움벽과의 접촉에 의한 지압과 골조와 채움벽사이의 벌어짐에 의해 기둥의 상하단에만 집중되어 나타났다. 내진평가시 일반적으로 사용되는 등가대각 압축스트럿으로 채움벽을 모델링할 경우 이러한 거동을 모사할 수 없어 파괴모드가 달라질 수 있으므로 주의가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 도시건축 연구개발사업의 연구비지원(13AUDP-B066083-01)에 의해 수행되었습니다.

References

Yu, E.J., Kim, M.J., Kim, S.N., Kim, JY., Choi, K.S. (2015) Dynamic Preperties of a Lowrise Masonry-infilled RC Frame Building Before and After Seismic Retriofit, *J. Comput. Struct. Eng Inst. Korea*, 28(3), pp.293~330

ABAQUS User Guide (2013) Version 6.13, Dassult Systems.

Alam, M.S., Nehdi, M., Amanat, K.M. (2009) Modelling and Analysis of Retrofitted and Un-retrofitted Masonry-Infilled RC Frames under In-plane Lateral Loading, *Struct. & Infrastruct. Eng.*, 5(2), pp.71~90.

ASCE 41-06 (2007) Se*ismic Rehabilitation of Existing Buildings*.

ASCE 41-13 (2012) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

CEB FIP Model Code (1990) *Material Property. Tomas Telford.*

Crisafulli (1997) *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masony Infills*.

Dorji, J., Thambiratnam, D.P. (2009) Modelling and Analysis of Infilled Frame Structures under Seismic Loads, *Open Construct. & Build. Technol. J.*, 3, pp.119~126.

FEMA 306 (1998) *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*.

Gambarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls, Part I: the Mortar Joint Model and its Applications, *Earthq. Eng. & Struct. Dyn.*, 26(4), pp.423~439.

Hendry, A.W. (1990) *Structural Masonry,* London: Macmillan Education Ltd.

Kim, H.C., Kim, K.J., Park, J.H., Hong, W.K. (2001) Experimental Study on the Material Properties of Unreinforced Masonry Considering Earthquake Load, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 5(2), pp.93~101.

Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P.B., Willam, K. (2011) Numerical Modeling of Masonry-Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads, *Comput. & Struct.*, 89(11), pp.1026~1037.

Lee, W.H., Lee, J.H., Kang, D.E., Yang, W.J. (2004) An Exprimental Study of Material Characteristics of Brick Masonry, *J. Arch. Inst. Korea*, 20(12),pp.45~52.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1984) *Seismic Design of Bridge Piers. Research Rep. 84-02 Dept. of Civ. Engrg.*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Manos, G.C., Soulis, V.J., Thauampteh, J. (2012) The Behavior of Masonry Assemblages and Masonry-infilled R/C Frames Subjected to Combined Vertical and Cyclic Horizontal Seismic-type Loading, *Adv. Eng. Softw.*, 45(1), pp.213~231.

Radnić, J., Baloević, G., Matešan, D., Smilović, M. (2013) On a Numerical Model for Static and Dynamic Analysis of in Plane Masonry Infilled Steel Frames, *Mater. Sci. & Eng. Technol,* 44(5), pp.423~430.

Stavridis, A., Shing, P.B. (2010) Finite-Element

Modeling of Nonlinear behavior of Masonry-Infilled RC Frames, *J. Struct.l Eng.*, 136(3), pp.285~296.

UBC (1997) Uniform Building Code.

Wang, C.Y., Ho, H.Y., Wang, R.Z., Huang, H.H. (2008) Numerical Simulations of Non Ductile RC Frames with Infilled Brick Panel under Cyclic Loading, *J. Chin. Inst. Eng.*, 31(5), pp.827~840.

요 지

본 논문에서는 범용유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하여 국내에서 사용되는 콘크리트벽돌을 조적채움벽으로 가진 철근콘크리트 골조를 대상으로 유한요소해석을 실시하였다. 해석대상은 순수골조, 채움벽의 두께가 0.5B인 골조, 두께가 1.0B인 골조의 3종류이다. 철근콘크리트 골조 및 채움벽의 재료특성은 재료시험 결과로부터 구하였으나 두께가 1.0B인 채움벽의 경우 벽돌의 쌓기방법의 차이에 의해 0.5B 두께의 실험체보다 4배 정도 증가된 인장강도를 사용하였다. 유한요소해석결과는 실험을 통해 구한 하중-변위관계 및 변위각에 따른 균열양상을 상당히 정확하게 예측하였다. 유한요소해석 결과의 분석을 통해 조적채움벽과 골조사이의 접촉응력 및 골조의 전단력과 휨모멘트를 산정하였다.

핵심용어 : 조적채움벽, 유한요소해석, 접촉길이, 채움벽골조의 파괴모드