

조적채움벽 및 허리벽이 학교 건물 내진 성능에 미치는 영향에 대한 해석적 연구

Analytical Study of the Effect of Full and Partial Masonry Infills on the Seismic Performance of School Buildings

김태완^{1)*} · 민찬기²⁾

Kim, Tae Wan^{1)*} · Min, Chan Gi²⁾

¹⁾강원대학교 건축공학과, ²⁾한국시설안전공단

¹⁾Department of Architectural Engineering, Kangwon National University, ²⁾Korea Infrastructure Safety Corporation

/ A B S T R A C T /

The seismic performance of school buildings has been a matter of common interest socially and academically. The structural system of the school buildings is representative of the domestic low-rise reinforced concrete moment resisting frames, which apply extensively infills in their masonry walls. The masonry infilled walls are divided into full masonry infill in the transverse direction and partial masonry infill in the longitudinal direction. The masonry infilled walls are usually not included in structural analysis during the design process, but affect significantly the seismic performance because they behave with surrounding frames simultaneously during earthquakes. Many researchers have studied the effect of the masonry infilled walls, but several issues have been missed such as the increase of asymmetry by adding the full masonry infill, the size of the mean strength of the full masonry infill, and short column effect by the partial masonry infill. The issues were analytically investigated and the results showed that they should be checked at least by nonlinear pushover analysis in the seismic performance evaluation process. The results also confirm the weakness of the guideline of Korean Educational Development Institute where the seismic performance is basically assessed without structural analysis.

Key words: School, Full masonry infill, Partial masonry infill, Seismic performance, Nonlinear static pushover analysis

1. 서론

1995년 일본 고베지진, 2005년 파키스탄지진, 2008년 쓰촨 성 지진에서 수많은 학교 건물이 붕괴되어 학생들의 피해가 매우 컸다. 특히 쓰촨 성 지진 이후 국내에서도 학교 건물의 내진성능에 대한 관심이 크게 증가하였다. 한국교육개발원[1]에 따르면 내진설계가 건축구조기준에 포함된 1988년 이후 건축된 학교는 전체 학교 수의 약 14%에 해당되며, 나머지 약 86%의 학교는 그 이전에 건축되어 내진설계가 적용되지 않은 실정이다. 이에 따라 각 지역의 교육청 차원에서 학교 건물의 내진보강을 실시 중에 있다.

기존 학교 건물의 적절한 내진보강을 위해서는 적절한 내진성능평가가 선행되어야 한다. 국내에서는 내진성능평가 및 보강을 위해 한국시설안전공단에서 2004년에 ‘기존건축물의 내진성능 평가 및 향상 요령’[2]을 발간

하였고 2011년에 개정판[3]을 발간하였다. 한국교육개발원에서는 학교 건물의 내진성능평가 및 보강을 위해 2011년에 ‘학교시설 내진성능 평가 및 내진보강 가이드라인’을 발표하였다[1]. 소방방재청에서는 2012년에 ‘건축물 내진성능평가 가이드라인’을 발표하였다[4]. 이는 한국교육개발원의 가이드라인과는 다르게 학교뿐만 아니라 일반 건물에도 적용된다. 국외에는 대표적으로 미국의 ASCE41[5]와 일본 건축방재협회[6]의 철근콘크리트 조 관련 기준이 있다.

한국시설안전공단의 내진성능평가 절차는 3단계로 구성되어 있는데 그 중 2,3단계는 각각 ASCE41의 선형정적 및 비선형정적 절차를 기본으로 하고 있다. 다만 1단계를 포함하여 2,3단계의 일부도 국내 현실에 맞게 변형하였다. 한국교육개발원의 가이드라인도 일본 건축방재협회의 기준을 바탕으로 하고 있으나 일부 국내에 맞게 조정된 내용을 담고 있다. 소방방재청의 가이드라인도 한국시설안전공단과 마찬가지로 3단계로 구성되어 있으나 개별 단계는 한국시설안전공단과 한국교육개발원의 내용이 혼합되어 있다. 한국교육개발원과 한국시설안전공단의 가장 큰 차이점은 전자는 구

*Corresponding author: Kim, Tae Wan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received 23 May 2013; Accepted 28 June 2013)

조해석 없이 성능평가를 실시하고 후자는 1 단계를 제외하고 성능평가에 구조해석이 반드시 필요하다는 것이다.

국내에서는 현재 한국교육개발원의 가이드라인을 학교건물의 내진성능평가 및 보강의 기본 지침으로 사용하도록 하고 있다. 하지만 가이드라인의 발간 초기에 내진성능평가 및 보강에서 몇몇 문제점이 발견되어 실무적으로는 한국시설안전공단 등의 3단계인 비선형정적 절차를 함께 실시하도록 하고 있다. 이 문제점은 앞서 언급한대로 성능평가에 있어 구조해석 실시 유무에 의한 차이에 기인하는 바가 크다. 특히 이 논문의 제목에 명시되어 있는 조적채움벽과 조적허리벽의 내진성능에 대한 영향이 그 차이의 주된 이유다. 따라서 이 연구에서는 학교 건물물의 내진성능에 조적채움벽과 조적허리벽이 미치는 영향을 조사, 분석하여 성능평가 시 구조해석이 필요한 이유를 제시하고자 한다.

2. 기존연구고찰

학교를 포함하여 기존 국내 철근콘크리트 건물물의 구조시스템은 주로 보와 기둥으로 이루어진 모멘트저항골조이다. 이는 내진설계가 도입되기 이전이며, 도입된 이후에는 대부분의 횡력을 전단벽이 저항하도록 설계하고 있다. 그런데, 국내에서는 모멘트저항골조라 하더라도 내부 공간을 구획하거나 외벽을 설치할 때 블록이나 벽돌을 사용한 조적벽체를 사용하고 있다. 특히 학교 건물에서는 개별 교실 사이의 공간을 완전히 조적벽체(조적채움벽, Full masonry infill, FMI)로 채우며, 외벽은 채광과 환기를 위해 하부 일부만 조적벽체(조적허리벽, Partial masonry infill, PMI)로 채우고 있다. 이들 조적채움벽 또는 조적허리벽은 구조설계 시 구조해석 모델에서 하중으로만 고려될 뿐 실제 구조요소로 모델링하지 않는다. 하지만 이들은 지진 발생 시 주위의 골조와 함께 거동하여 전체 건물의 성능에 중요한 영향을 미친다. 따라서 순수 골조와 이들 조적벽체를 함께 제작하여 실험하거나 함께 모델링하여 해석하는 연구가 많이 진행되어 왔다.

신종학과 김현선[7]은 골조 내 조적채움벽의 개구부 위치에 따른 영향을 조사하였다. 개구부가 없는 조적채움벽이 있을 경우 순수 골조보다 전단저항력이 2배가량 증가하였고, 개구부가 있더라도 하중 방향으로 압축 스트럿을 형성할 수 있다면 개구부가 없을 때보다 낮지만 여전히 전단저항력은 순수골조보다 1.5배 이상 증가하였다. 조적채움벽의 개구부가 압축 스트럿 형성을 방해하는 위치에 있을 경우에는 전단저항력의 증가는 크지 않았다. 반면 변형 능력에 대한 조적채움벽의 영향은 전단저항력과는 반대로 작용하였다. 압축 스트럿이 형성되어 전단저항력의 증가가 뚜렷할 경우 변형 능력은 반대로 뚜렷하게 감소하였다. 압축 스트럿이 형성되기 힘들어 전단저항력의 증가가 미미할 경우 변형 능력은 순수골조에 비해 크게 감소하지 않았다. 압축 스트럿이 형성될 경우 조적채움벽은 사인장 균열의 형태로 파괴되었다.

장준호와 김영문[8]은 앞의 경우와 마찬가지로 국내 RC 골조 및 조적채움벽의 특성을 고려하여 실험하였다. 순수골조의 경우는 보-기둥 접합부에서 횡보강근 부재로 인한 전단파괴가 발생하였다. 조적채움벽을 추가한 경우는 채움벽 상부에서 미끄러짐 전단파괴가 발생하였고 이로 인해 기둥 상부에 전단파괴가 발생하였다. 조적채움벽의 추가로 인한 전단저항력의 증가는 순수골조에 비해 약 3배로 나타났으며, 변형 능력은 약 5배 감소하였

다. 이정환 등[9]도 유사한 실험을 실시하였는데 순수골조와 조적채움벽이 있을 때, 전단저항력은 2.3배 정도 증가하였으나 변형 능력은 2배 감소하였다. 조적채움벽의 파괴는 사인장과 미끄러짐 균열이 복합된 형태로 나타났다. 조원선 등[10]에서는 조적허리벽이 있을 때 골조의 기둥에 미치는 영향을 조사하였다. 조적허리벽은 기둥의 일부를 구속하여 기둥의 길이를 감소시켜 단주효과가 나타나게 한다. 조적허리벽 추가되었을 때 전단저항력의 증가는 크지 않았고 변형 능력은 약간 감소하였다. 일반적으로 단주효과가 크면 기둥의 전단파괴로 이어져 변형 능력이 크게 감소하나 이 실험에서는 기둥의 전단파괴가 발생하지 않아 변형 능력의 감소는 크지 않았다.

골조에 조적채움벽이 더해졌을 때 전단저항력과 변형 능력의 변화뿐만 아니라 조적채움벽의 전단저항력에 대한 기여도도 중요한 쟁점이다. 한국교육개발원[1]에서는 조적채움벽의 평균전단응력도(또는 평균전단강도)를 양측에 기둥이 있을 때 0.6MPa, 한쪽만 기둥이 있을 때 0.4MPa로 정의하고 있다. 이 값은 1989년부터 2001년 사이에 국내에서 수행된 관련 실험 결과로부터 얻는 것이다. 반면 그 이후의 김경태 등[11]과 최희[12]에서는 보다 작은 값을 보이고 있다. 양측에 기둥이 있을 때 조적채움벽의 평균전단응력도가 전자에서는 약 0.45MPa, 후자에서는 0.3MPa 및 0.5MPa로 나타났다. 후자의 경우 양측 기둥의 강도에 따라 평균전단응력도가 다르게 나타났는데, 기둥 강도가 상대적으로 컸을 때 조적채움벽의 평균전단강도는 상대적으로 낮았다.

한국교육개발원[1]의 가이드라인에서는 구조해석을 수행하지 않으며 조적채움벽의 전단강도를 그대로 전체 건물의 전단강도에 포함시키고 있다. 기존 국내 연구를 살펴보면 학교 건물의 단변 방향과 같이 개구부가 없는 조적채움벽이 있을 때는 전단저항력은 증가하나 변형 능력은 오히려 감소함을 알 수 있다. 또한 국내 실험 결과와 기존 학교 건물에서 조적채움벽의 시공 상태를 감안했을 때 평균전단강도를 과연 0.6MPa까지 볼 수 있는 가도 의문이다. 따라서 조적채움벽을 구조해석모델에 반영하는 것과 조적채움벽의 평균전단강도의 크기에 따른 영향을 검토할 필요가 있다. 더불어 조적허리벽으로 인한 단주효과로 기둥에서 전단파괴가 발생했을 때의 영향을 검토할 필요가 있다. 조적허리벽의 구조해석모델은 일반적으로 조원선 등[10]에서와 같이 작성하나 실제 감소한 기둥 길이를 반영하지 못하고 있다. 한국교육개발원[1]에서도 단주효과를 반영하도록 하고 있으나 사용자가 정확하게 계산할 필요가 있다.

황성록 등[13]은 조적채움벽과 조적허리벽의 영향을 해석적으로 연구하였다. 황성록 등[13]에서는 조적벽의 평균전단강도에 변화를 주어 그 영향을 조사하였는데, 사용한 평균전단강도는 0.21, 0.35, 0.44, 0.56MPa이다. 평균전단강도가 증가함에 따라 조적채움벽이 있는 단변 방향의 전단저항력은 3.8에서 5.1배까지 증가하였으나 변형 능력은 40%에서 60%까지 감소하였다. 반면 조적허리벽이 있는 장변 방향의 전단저항력은 조적벽의 평균전단강도 크기에 관계없이 1.6배 정도 증가하였다. 조적채움벽이 있는 단변 방향에 비해 조적허리벽이 있는 장변 방향의 전단저항력 증가가 작은 이유는 공간에 일부만 채워져 있는 조적허리벽이 기둥을 단주화하여 기둥에서 먼저 소성힌지가 발생했기 때문이다. 단변 방향의 경우에는 조적채움벽이 먼저 항복하였다.

박지훈 등[14]는 학교 건물에서 단변 방향으로 조적채움벽의 영향만을 대상으로 하였다. 조적채움벽의 모델링에서 탄성계수와 평균전단강도의 변화에 따른 영향과 조적채움벽을 등가의 압축 스트럿으로 치환하는 방법

중에서 중심스트럿 모델과 편심스트럿 모델의 차이를 이정한 등[9]의 실험 결과와 비교하였다. 조적채움벽의 탄성계수와 평균전단강도에 따라 등가 스트럿 모델의 강성 및 강도도 함께 변화하였으며, 이 때 등가스트럿의 변형 능력은 강도가 커질수록 감소하였다. 따라서 조적조의 강도를 높게 평가하면 반대로 변형 능력은 감소함을 유의해야 한다. 중심스트럿 모델을 사용했을 경우 순수골조에 비해 전단저항력이 크게 증가하나 편심스트럿 모델을 사용했을 경우 거의 증가하지 않거나 오히려 감소하였다. 감소하는 이유는 기동에 전단파괴가 먼저 발생했기 때문이다. 실험결과와 비교했을 때 편심 스트럿 모델보다는 중심스트럿 모델이, 채움벽의 평균전단강도는 0.69MPa 을 사용했을 때 더 유사한 결과를 보였다.

기존연구고찰을 통해 학교건물에서 단변 방향의 조적채움벽은 전단저항력을 최소2에서3배 증가시키나 변형 능력은 반대로 약2배 감소시킴을 알 수 있다. 이 때 조적채움벽의 강도를 증가시킬수록 변형 능력은 반대로 감소한다. 따라서 조적채움벽의 강도 산정 수준에 따라 전체 건물의 변형 능력이 변화하고 그 결과로 발생하는 성능수준의 차이를 조사할 필요가 있다. 장변 방향의 조적허리벽은 전단저항력의 증가는 미미하고 오히려 기동의 단주화로 전단파괴의 가능성을 증가시킨다. 따라서 장변 방향은 기동의 단주화 정도와 전단파괴의 발생 유무를 조사할 필요가 있다. 조적채움벽 및 허리벽의 구조해석모델링에 대해 전자는 실제 조적조의 강도를 반영한 중심 스트럿 모델을 사용하며 후자는 조적조 강도의 크기는 무시하고 최소한 기동 단주효과를 나타낼 수 있는 모델을 사용할 필요가 있다.

3. 2단계 비선형정적 푸시오버해석

내진성능평가를 위한 해석 방법으로는 일반적으로 선형정적, 선형동적, 비선형정적, 비선형동적의 4가지를 들 수 있다. 지진 발생 시 건물은 기본적으로 비선형거동을 하기 때문에 선형해석 보다는 비선형해석이 실제 거동을 더 잘 나타낼 수 있다. 반면 지진 발생 시 건물은 동적거동을 하지만 해석 모델 작성 및 해석 자체의 어려움으로 인해 실무적으로 동적해석을 꺼려하는 실정이다. 이 두 가지 상황의 타협점이 바로 비선형정적 방법이다. 이 비선형정적 방법은 비선형정적 푸시오버해석을 바탕으로 역량스펙트럼법을 사용하여 구한 성능점에서의 최대 변위를 사용하여 내진성능을 평가한다. 비선형정적 푸시오버해석은 건물의 변형을 1차 모드 형상으로 가정하기 때문에 고층 건물에는 적합하지 않을 수도 있으나 3 또는 4층이 대부분인 학교 건물에는 큰 문제가 없다. 이 역량스펙트럼법은 1996년 ATC40[15]에서 제시되었으나 이 연구에서는 2005년 FEMA440[16]에서 기존의 역량스펙트럼법을 개량한 절차를 적용하여 성능점을 산정하였다.

FEMA440은 수많은 비선형동적해석을 통해 기존 ATC40 절차의 오차를 감소시키기 위해 노력하였다. 그 결과, 역량스펙트럼법에서 가장 중요한 변수인 유효감쇠비(β_{eff}) 산정 방법을 변경하였고, 반복계산에서 할선주기(T_{sec})가 아니라 유효주기(T_{eff})를 사용하여 주기를 갱신하였다. 유효감쇠비와 유효주기를 결정하는데 가장 중요한 변수는 Fig. 1에 제시되어 있는 비선형거동의 형태이다. 이들은 이력거동의 형태로 구분되는데, ‘BLH’는 가장 단순한 이선형거동, ‘STDG’는 강성만 감소하는 거동, ‘STRDG’는 강성과 강도가 모두 감소하는 거동을 나타낸다. 사용자가 대상 건물의 이력거동을 어떤 형태로 정의하는가에 따라 역량스펙트럼법의 결과인 성능

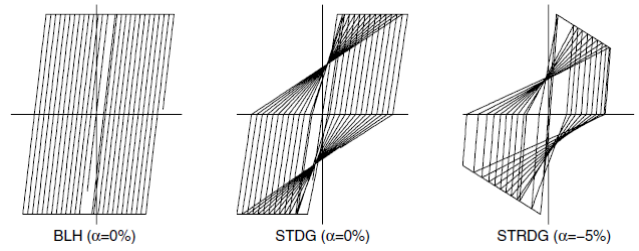


Fig. 1. Types of inelastic behavior considered. BLH=bilinear hysteretic STDG=stiffness degrading, and STRDG=strength degrading[16]

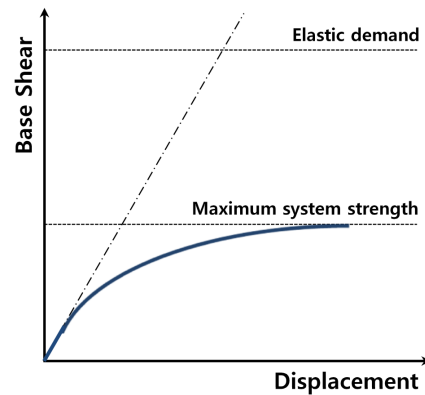


Fig. 2. Nonlinear behavior of typical buildings

점의 위치는 크게 달라진다. 이들의 영향은 해석결과에서 제시될 것이다.

비교적 간편하면서 비선형거동을 나타낼 수 있는 이러한 비선형정적 푸시오버해석을 적용하는 데 어려운 점이 있다. 그것은 구조부재의 소성힌지 특성을 정의할 때 필요한 요구 전단력 및 축력의 적절한 산정이다. 한국시설 안전공단[3]의 표 5.3.1 및 표 5.3.2에는 각각 철근콘크리트보 및 기동의 모델링파라미터와 허용기준을 제시하고 있다. 여기서 모델링파라미터와 허용기준을 결정하는데 보는 작용전단력, 기동은 축력과 작용전단력이 필요하다. 문제는 모델링파라미터와 허용기준은 부재의 능력인데 축력과 작용전단력은 부재에 발생하는 부재력이다. 즉, 부재의 능력이 부재력의 함수인 것이다. 그런데 부재력은 부재 능력의 함수이므로, 서로가 서로에게 지배받는 구조로 되어 있다. 여기에 추가해서 전체 건물이 비선형거동을 할 때 일부 부재들이 항복하면서 힘의 재분배가 일어난다. 따라서 탄성해석으로 비선형거동 시 발생하는 부재력을 정확히 산정하는 것은 쉽지 않다.

Fig. 2와 같이 건물이 실제 비선형거동을 할 때 밀면전단력과 건물이 탄성으로 거동할 때 지진에 의한 소요 하중은 큰 차이를 보인다. 만약 탄성 소요 하중만큼 힘을 가해 부재력을 구한다면 그들은 실제 구조부재에 발생하는 부재력보다 더 큰 값을 가지게 된다. 따라서 시스템 최대강도만큼의 힘을 가해 부재력을 구한다면 보다 더 정확한 값을 얻을 수 있을 것이다. 하지만 시스템 최대강도는 비선형정적 푸시오버해석을 통해 알 수 있다. 물론 신축 건물의 설계에 사용하는 반응수정계수와 시스템초과강도계수를 사용할 수도 있으나 기존 건물에 맞는 특징값은 존재하지 않는다. 또한 시스템 최대강도를 건물에 가한다 하더라도 탄성해석을 수행하면 일부 부재의 항복으로 인한 하중 재분배를 반영하지 못해 여전히 정확한 부재력을 얻을 수 없다.

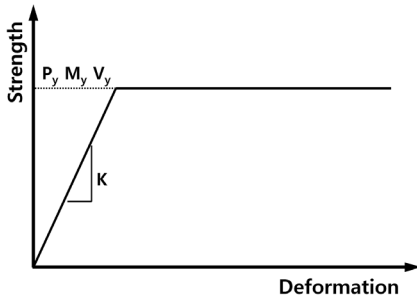


Fig. 3. Plastic hinge model in preliminary pushover analysis

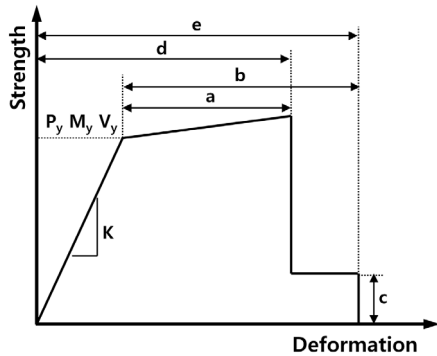


Fig. 4. Plastic hinge model in executive pushover analysis

하중에 활하중의 25%를 더한 하중을 가하여 산정한다. 그 외 항복강도는 부재력의 함수가 아니므로 쉽게 산정할 수 있다. 이러한 소성힌지 모델을 입력하여 비선형정적 푸시오버해석을 수행한 후 역량스펙트럼법을 사용하여 성능점을 산정한다. 여기서 성능점은 설계지진 수준에서 예상되는 최대 변위가 발생하는 위치를 나타낸다. 이 성능점에서 개별 부재의 부재력을 추출하여 이들을 해당 부재의 소성힌지 속성을 결정하는데 사용한다. 즉, 예비단계는 비선형정적 푸시오버해석을 통해 개별 부재의 변형이 아니라 부재력을 구하기 위해 실시된다. 예비단계에서 구한 부재력을 사용하여 한국시설안전공단[3]의 ‘표 5.3.1’ 및 ‘표 5.3.2’의 소성힌지 모델링파라미터 및 허용수준을 산정한다. 이 때 소성힌지 속성은 Fig. 4와 같이 최대변형능력에 도달하면 강도가 저하되는 것을 나타낸다. 이러한 소성힌지 속성을 입력하여 비선형정적 푸시오버해석을 수행하면 예비단계와 다른 성능곡선을 얻을 수 있다. 그 다음 역량스펙트럼법을 사용하여 성능점을 구하고, 이 성능점에서 개별 부재의 변형량을 추출한 후 해당 부재의 허용수준과 비교하여 성능 수준을 결정하게 된다. 이 과정을 ‘실시 푸시오버해석(이하 실시단계, Executive step, ES)’로 부른다. 이 실시단계는 성능점이 어느 정도 일정하게 유지될 때까지 반복해서 수행한다. 이 때 소성힌지 속성은 예비단계와 마찬가지로 성능점에서 개별 부재의 부재력을 사용한다. 예비와 실시단계의 순서도를 Fig. 5에 나타내었다.

4. 학교 건물 내진성능평가

4.1 예제 건물

내진성능 평가를 위한 예제 건물로 문교부에서 1980년에 발행한 표준 학교 교사 표준 설계도를 사용하였다. 학교 교사 중 일반교실동을 선택하여 성능평가를 실시하였다. Fig. 6은 기준층의 구조평면도이며, 중앙부에서 약간 좌측에 익스팬션 조인트가 설치되어 있음을 알 수 있다. 따라서 건물을 장변방향은 하나의 건물(X)로, 단변 방향은 좌측 건물(Y1)과 우측 건물(Y2)로 분리하여 평가하였다. 구조모델은 조적채움벽과 조적허리벽의 영향을 조사하기 위해 순수골조만의 모델(BF)과 이들을 포함한 모델(FM & PM)로 구분하였다. 예를 들어 ‘FM-Y1’의 의미는 좌측건물이며 조적채움벽이 포함된 모델이다. Fig. 7은 조적채움벽과 조적허리벽의 위치를 보여 주고 있다. Y1 건물은 순수골조만을 고려한다면 대칭이나 조적채움벽을 포함한다면 약간의 비대칭이 발생하지만 무시할 수 있는 수준이다. Y2 건물은 계단실의 존재로 인해 순수골조만을 고려하더라도 비대칭이나 조적채움벽을 고려하면 비대칭성이 심해진다. 단변 방향의 두 건물을 통해 조적채움벽으로 인한 비대칭의 영향을 조사하였다. 장변 방향은 순수골조만이나 조적허리벽이 포함되더라도 약간의 비대칭이 존재하지만 성능에 미치는 영향은 미미하다. 예제 건물의 건설년도는 1980년으로 가정하였다. 한국시설안전공단[3]의 ‘표 3.3.1’에 따르면 건설년도가 1980년일 때 콘크리트강도는 하한값 15MPa, 평균값 18MPa이며, 철근의 항복강도는 하한값 240MPa, 평균값 300MPa이다. 성능평가 시 하한값은 힘지배거동에 평균값은 변위지배거동에 사용하였다. 예제 건물의 위치는 지진구역 I, S_D 지반으로 가정하였다. 비선형정적 푸시오버해석을 위한 해석프로그램으로는 MIDAS GEN[17]을 사용하였다.

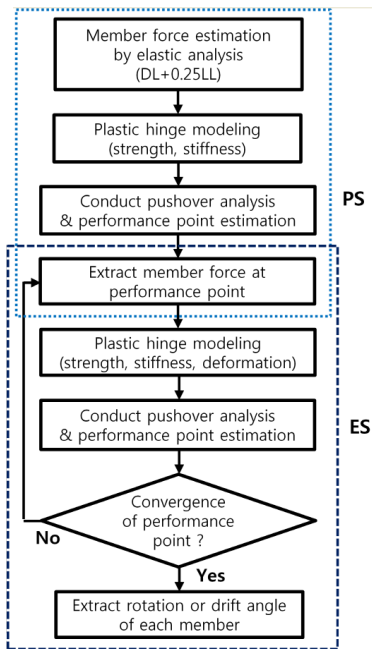


Fig. 5. Flow chart of pushover analyses in PS & ES

이러한 문제를 해결하기 위해 비선형정적 푸시오버 해석을 2단계로 나누어 진행하는 방법을 제안한다. 1단계를 ‘예비 푸시오버해석(이하 예비단계, Preliminary step, PS)’라 하면 예비단계에서는 Fig. 3과 같이 소성힌지 속성에서 항복강도는 정확히 정의하고 변형 능력은 무제한으로 정의한다. 항복강도 중에서 기둥의 모멘트강도는 축력의 함수이므로 이 축력은 고정

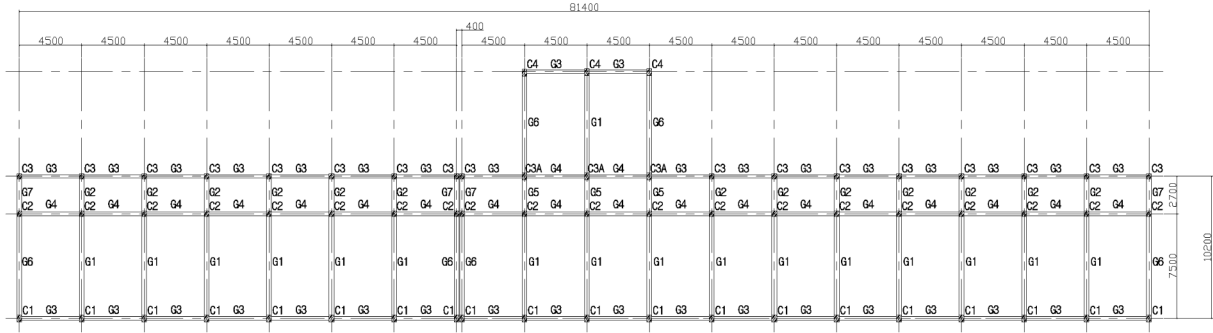


Fig. 6. Structural plan of typical floor

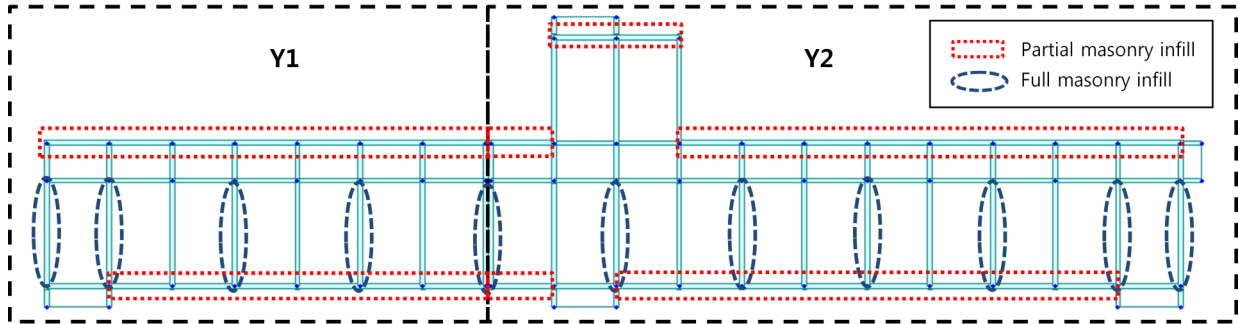


Fig. 7. Location of masonry infills

4.2 비선형모델 작성

앞서 언급한대로 단변 방향의 조적채움벽은 트러스 요소를 사용하여 중 심스트럿 모델로 모델링한다. 이때 조적채움벽의 강성 및 강도 산정 방법은 한국시설안전공단 요령(이하 공단 요령)[3]에 제시되어 있다. 조적채움벽 을 등가의 압축 스트럿으로 치환할 때 유효폭, 두께, 탄성계수, 그리고 축강 도가 필요하다. 유효폭은 공단 요령의 ‘식 4.2.8’을 따르고, 두께는 조적채 움벽의 두께를 그대로 사용하며, 탄성계수는 ASCE41[5]의 식을 따랐다. 축강도는 조적채움벽의 전단강도를 압축 스트럿의 축강도로 치환하여 구 한다. 따라서 축강도에 가장 큰 영향을 미치는 변수는 조적채움벽의 평균전 단강도다. 압축 스트럿, 즉 조적채움벽의 변형 능력도 필요한데, 변형 능력 은 공단 요령의 ‘표 5.3.5’에서와 같이 조적채움벽의 길이/높이 비와 조적채 움벽을 둘러싸고 있는 골조와 조적채움벽 자체의 강도비에 좌우된다. 골조 의 강도가 일정하다면 조적채움벽의 강도가 클수록 변형 능력은 감소한다. 조적채움벽의 강도와 변형 능력을 구한 하나의 예를 Table 1에 제시하였다.

여기서 조적채움벽의 평균전단강도를 0.2~0.8MPa 로 변화시키면서 변 형 능력의 변화를 살펴보았다. 조적채움벽의 전단강도(V_{ine})는 공단요령 의 ‘식 4.3.15’를 따라 산정하였으며, 조적채움벽의 예상전단강도는 미끄 러짐 전단강도(v_{me})를 사용하였다. 조적채움벽의 전단강도와 미끄러짐 전 단강도식은 다음과 같다.

$$V_{ine} = A_n f_{ine} = A_n v_{me} \tag{1}$$

Table 1. Shear strength and drift angle of full masonry infill

v_t (MPa)	V_{ine} (kN)	V_{frame} (kN)	$\frac{V_{frame}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	drift angle (%)
0.2	105.8	262.5	2.51	2.61	0.9
0.4	211.5	262.5	1.25	2.61	0.6
0.6	317.3	262.5	0.84	2.61	0.6
0.8	423.0	262.5	0.63	2.61	0.3

v_t : average shear strength

V_{ine} : shear strength of full masonry infill

V_{frame} : shear strength of surrounding frame

L_{inf} : height of full masonry infill

h_{inf} : length of full masonry infill

$$v_{me} = 0.375 v_t + 0.5 \frac{P_D}{A_n} \tag{2}$$

여기서 A_n 은 모르타르 접착 순면적, f_{ine} 는 조적채움벽의 예상전단강 도, v_t 는 조적채움벽의 평균전단강도, P_D 는 벽체상부 고정하중이다. 학교 건물의 조적채움벽은 상부가 일반적으로 완전히 밀실하게 채워져 있지 않다는 것이 정설이므로 고정하중 P_D 는 ‘0’으로 보는 것이 타당하다. 따라서 조적채움벽의 예상전단강도(f_{ine})는 평균전단강도(v_t)의 37.5%가 된다. 결국 조적채움벽의 전단강도는 평균전단강도의 37.5%에 조적채움벽 단면 적을 곱한 값이다. 평균전단강도가 증가할수록 조적채움벽의 전단강도는 증가하며, 골조의 강도가 일정하다면 결과적으로 변형 능력은 표에서와 같 이 감소한다. 이는 2장에서 기술한 내용과 일치함을 알 수 있다. 여기서 주

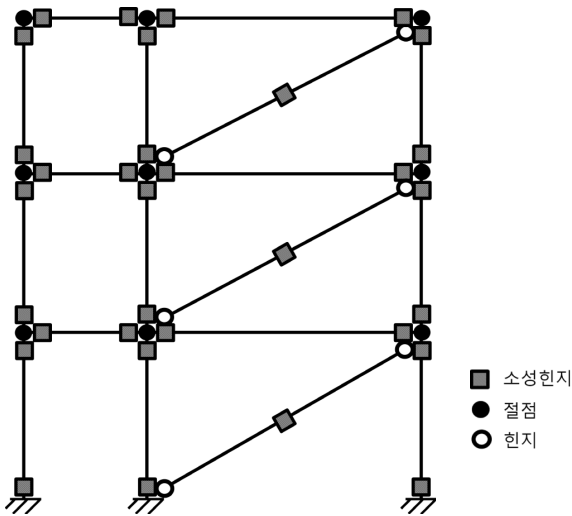


Fig. 8. Analytical model of frame with FMI

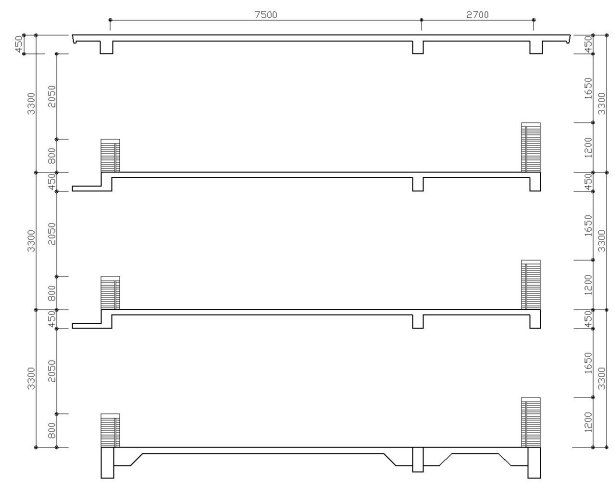


Fig. 10. Section showing PMI (unit: mm)

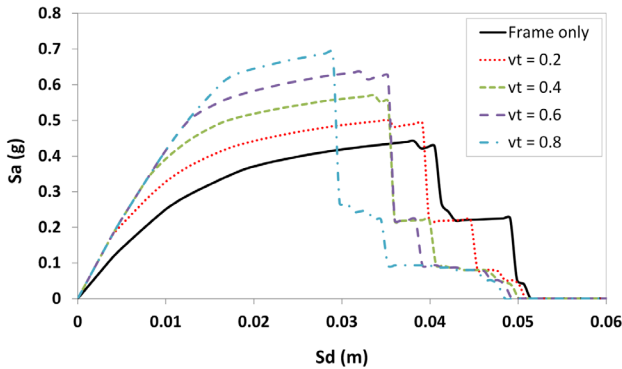


Fig. 9. Capacity curves of two-span frame with FMI

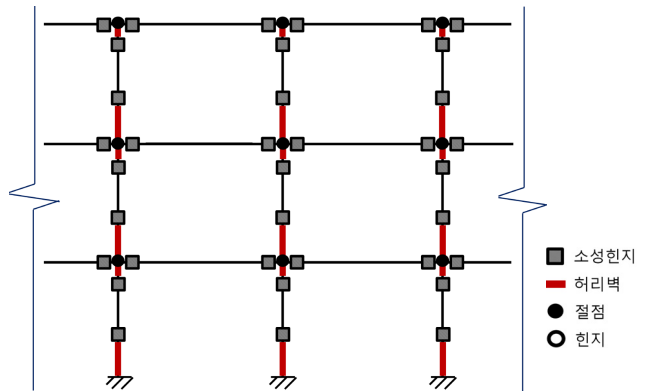


Fig. 11. Analytical model of frame with PMI

지해야할 사항은 조적채움벽의 전단강도 산정 시 공단요령의 ‘표 3.3.9’에 제시되어 있는 경과년수 및 재료상태에 따른 보정계수를 적용하지 않았다는 점이다. 예제 건물의 건설년도를 적용하면 전단강도 보정계수 0.7을 사용하여 조적채움벽의 전단강도를 감소해야 하나 보다 뚜렷한 경향을 보기 위해 사용하지 않았다. 따라서 앞으로 제시되는 결과에서 조적채움벽의 강도 및 변형 능력은 30% 정도 과장된 것임을 주지해야 한다.

Table 1의 특성을 사용하여 건물의 단변방향으로 2경간만을 추출하여 중앙부에 조적채움벽을 압축 스트럿으로 위치시켜 비선형정적 푸시오버해석을 수행하였다. 골조와 조적채움벽의 모델링 개념을 2차원으로 Fig. 8에 나타내었다. 조적조의 평균전단강도에 따른 성능곡선의 차이는 Fig. 9와 같다. Table 1에서 알 수 있듯이 조적채움벽의 강도가 커지면 변형 능력은 반대로 감소한다. Fig. 9의 성능곡선은 이 현상을 정확히 반영하고 있다. 평균전단강도가 가장 작을 때는 순수골조일 때와 유사한 위치에서 강도의 감소가 발생한다. 즉, 변형 능력의 감소 없이 저항능력의 증가만 있으므로 전체 성능에는 유리하게 작용한다. 평균전단강도가 0.4MPa와 0.6MPa 일 때는 강도 증가의 차이는 있으나 변형 능력의 감소는 동일하다. 이 두 경우만을 놓고 보았을 때 평균전단강도가 0.6MPa일 때가 상대적으로 더 유리함을 알 수 있다. 평균전단강도가 0.8MPa일 때는 강도의 증가는 상당하나 동시에 변형 능력의 감소도 상당한 수준으로 발생한다. 이 경우는 요구스펙트

럼의 수준에 따라 전체 성능에 유리하게 또는 불리하게 나타날 수 있다. 이러한 결과는 골조와 조적채움벽이 고려 방향에 대칭으로 위치하였기 때문이다. 만약 대칭이 아니라면 다른 결과를 보일 수 있다. 비대칭성의 영향은 다음 절의 Y1 건물 해석결과에서 확인할 수 있다.

장변 방향의 조적허리벽은 단변 방향의 조적채움벽과 유사하게 트러스 요소를 사용하여 모델링하나 조적허리벽의 강성 및 강도는 매우 큰 값을 입력하여 강제로 거동하게 하였다. 이는 앞서 기술한대로 조적허리벽은 자체로 항복하여 비선형거동을 하지 않고 기둥을 단주화하여 조기 휨항복이나 전단파괴로 유인하는 역할을 하기 때문이다. 조적허리벽을 추가하는 모델에서 중요한 점은 단주화된 기둥의 실제 길이를 정확하게 반영하는 지 여부다. 일반적으로 조적허리벽은 Fig. 10과 같이 해당 층의 아래 부분에 위치하기 때문에 구조해석모델에서도 층 하부에 가새로 모델링한다. 그런데 Fig. 10에서 알 수 있듯이 상부의 보가 실제 기둥 길이를 하부의 조적허리벽만 반영했을 때보다 더욱 짧게 만든다. 더욱이 창호 윗부분에 수벽이 위치한다면 기둥 길이는 더욱 짧아진다. 층 아래 부분에만 위치시키는 일반적인 방법에서는 기둥이 단주화가 되더라도 여전히 휨항복이 전단파괴에 선행하는 경우가 많다. 하지만 상부 보나 수벽으로 인한 기둥 길이의 감소를 함께 반영한다면 전단파괴가 휨항복에 선행할 가능성이 더욱 높아진다. 이러한 조적허리벽은 Fig. 11과 같이 해석모델에 반영하였다. 조적허리벽으로 인

한 기둥의 길이 감소는 해석프로그램에서 일반적으로 사용하는 ‘rigid offset’ 기능을 사용하였다. 결국 기둥의 소성힌지는 조적허리벽이 끝나는 지점에서 발생하는 것으로 모델링되었다.

예제 건물의 층고는 3.3m이고 하부 조적허리벽의 높이는 교실이 0.8m, 복도는 1.2m이다. 하부 조적채움벽만 고려했을 때 기둥의 높이는 각각 2.5m와 2.1m다. 이 때 기둥의 휨항복 시 전단강도(V_y)와 전단강도(V_n)를 비교했을 때 몇몇 기둥의 제외하고 모두 V_y 가 V_n 보다 작았다. 이는 전단파괴보다 휨항복이 선행하는 휨지배 거동을 의미한다. 반면 상부 보의 춤(교실 및 복도 모두 0.45m)을 포함하면 기둥의 높이는 교실이 2.05m, 복도가 1.65m이다. 이때는 복도 쪽의 외부 1,2층 기둥에서 휨항복보다 전단파괴가 선행하는 전단지배거동이 예상되었다.

4.3 비선형정적 푸시오버해석 수행

비선형정적 푸시오버해석을 장변방향(X) 및 단변방향(Y1 & Y2)에 대해, 순수골조(BF)만을 가진 모델과 조적허리벽(PM) 또는 조적채움벽(FM)을 포함한 모델을 사용하여 해석을 수행하고 그 차이를 비교하였다. 이 때 조적허리벽은 해당 층의 하부에만 위치시키는 모델은 PM1, 상, 하부 모두 위치시켜 보로 인한 단주효과도 포함하는 모델은 PM2로 지정하였다. 조적채움벽은 평균전단강도가 0.2 MPa일 때를 FM1으로 하고 0.2 MPa씩 증가시켜 0.8 MPa 일 때를 FM4로 지정하였다. 이는 조적허리벽으로 인한 단주효과와 반영 방법에 따른 차이와 조적채움벽의 평균전단강도 크기에 따른 성능의 차이를 비교하기 위해서이다. 그 다음 역량스펙트럼법을 사용하여 성능점을 산정할 때 이력거동 형식을 Fig. 1의 STDG 및 STRDG를 사용하여 그 차이를 비교하였다. 또한 예비푸시오버해석 단계(PS)와 실시 푸시오버해석 단계(ES)의 성능곡선과 성능점의 차이도 함께 비교하였다.

성능점 산정 시 가정하는 이력거동의 형태를 강성만 감소하는 STDG로 선택했을 때는 해석방향 및 채움벽 포함 유무에 관계없이 예비와 실시 단계

의 성능점이 거의 일치한다. 성능점이 실시 단계 성능곡선에서 강도가 감소하기 전에 위치하기 때문이다. 반면 이력거동의 형태를 강성 및 강도가 함께

이러한 결과들을 Fig. 12에서 Fig. 16까지 나타내었다. 그림에서 표식으로 표시된 지점이 예비 또는 실시 단계 및 이력거동의 특성에 따른 성능점이며, 표식이 없을 경우 성능점이 건물의 파괴 이후에 위치한다는 것을 의미한다. 먼저 Fig. 12와 Fig. 13에서 예비 단계와 실시 단계의 성능곡선은 초기에는 차이가 없으나 특정 범위에서 실시 단계의 성능곡선은 강도가 감소하는 현상을 보인다. 이는 두 단계의 특성상 당연한 결과이다. 조적허리벽 또는 조적채움벽이 추가된 모델의 성능곡선(Fig. 13)은 순수골조만을 가진 모델의 성능곡선(Fig. 12)에 비해 강성과 강도는 증가하였으나 변형 능력은 감소하였다. 이에 따라 성능점의 위치는 조적벽이 추가되었을 때 순수골조에 비해 좌측으로 이동, 즉 최대비탄성변위가 감소하는 것으로 나타났다.

Fig. 14에서는 장변 방향(X)으로 순수골조와 조적허리벽이 반영된 모델의 성능곡선과 성능점 산정 시 이력거동 가정방법에 따른 결과를 보여주고 있다. 조적허리벽을 추가했을 때 당연히 강도와 강성은 증가하고 변형 능력은 감소하였다. PM2는 PM1에 비해 더욱 심한 단주이므로 강성 및 강도는 PM1에 비해 상대적으로 크고 변형능력은 상대적으로 작았다. 이력거동을 STDG로 가정했을 때 성능점은 모델링 방법에 관계없이 모두 성능곡선의 강도가 감소하기 전에 위치하였다. 반면 이력거동을 STRDG로 가정했을 때 성능점은 모델링 방법에 관계없이 모두 성능곡선의 강도가 감소한 후에 위치하여 그림에 나타나지 않았다. STDG의 경우는 개별 부재의 성능을 확인해보야겠지만 STRDG의 경우는 추가적인 확인 없이도 성능을 만족하지 못함을 알 수 있다.

감소하는 STRDG로 선택했을 때는 예비와 실시 단계의 성능점이 일치하지 않는 경우가 더 많다. 그림에서 알 수 있듯이 이는 예비 단계의 성능점이 실시 단계 성능곡선의 강도가 감소한 후에 위치하기 때문이다. 따라서 이력거동을 STDG로 가정하면 성능점이 성능곡선의 강도가 감소하기 전에 위치하므로 해당 건물이 성능목표를 만족할 가능성이 커지게 되고,

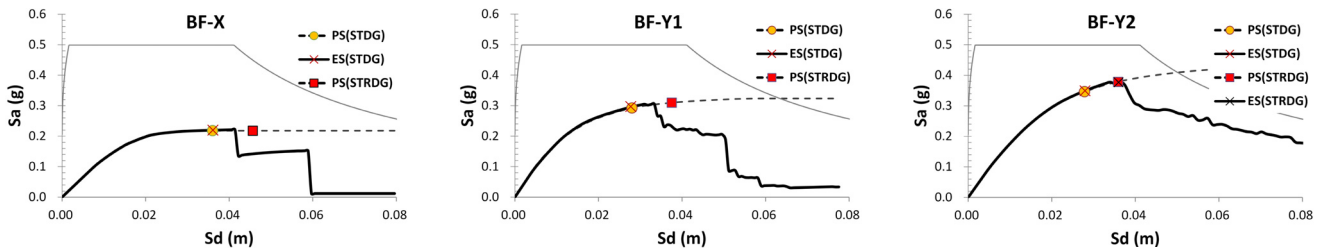


Fig. 12. Capacity curve and performance point for bare frame only

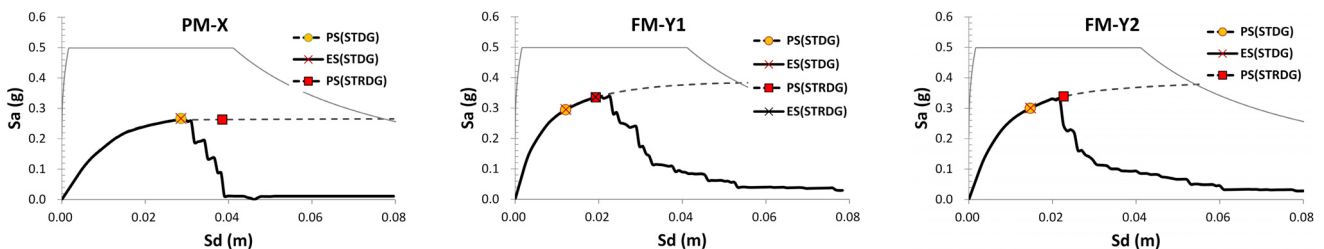


Fig. 13. Capacity curve and performance point for frame with masonry infill

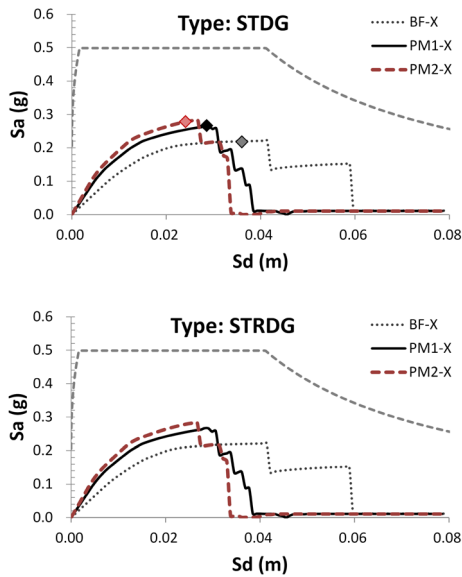


Fig. 14. Capacity curve and performance point for longitudinal frame(X) with partial masonry infill

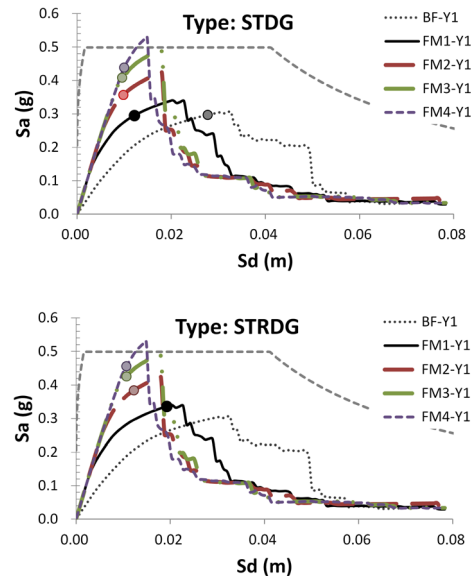


Fig. 15. Capacity curve and performance point for transverse frame(Y1) with full masonry infill

STRDG로 가정한다면 성능점이 강도 감소 후에 위치하므로 성능목표를 만족하지 못할 가능성이 커진다. 1980년대 학교 건물의 시공 상태와 노후도를 감안한다면 과연 이력거동을 강성만 감소하는 STDG로 할 수 있을지 의문이다. 따라서 적절한 비선형모델을 사용하여 해석을 수행했다고 할지라도 성능점 산정에서 이력거동 형태의 가정 방법에 따라 성능평가 결과가 달라질 수 있음에 유의해야 한다. 더불어 개별 부재의 능력을 어떻게 산정하느냐에 따라서도 평가 결과가 달라질 수 있다.

Fig. 15와 Fig. 16은 단변방향으로 각각 Y1과 Y2 건물의 성능곡선과 성능점을 조적채움벽 포함 유무와 조적채움벽의 평균전단강도 크기에 따라, 그리고 이력거동 특성에 따라 나타내었다. Y1과 Y2의 차이는 Fig. 7에서 알 수 있는데 Y1은 거의 대칭이나 Y2는 대칭이 아니며 조적채움벽이 추가 되면 비대칭성은 더욱 증가하는 형태다. 순수골조만 고려했을 때 Y1과 Y2의 성능곡선을 비교하면 Y2일 때가 Y1에 비해 강성 및 강도가 모두 더 크다. 이는 Y2 건물에 계단실이 포함되어 있기 때문인 것으로 판단된다. 순수골조만(BF-Y1 & BF-Y2)을 해석했을 때와 조적채움벽을 포함(FM-Y1 & FM-Y2)했을 때의 성능곡선의 차이는 기본적으로 Fig. 9의 결과와 유사하다. 하지만 여기서 한 가지 다른 점은 비대칭성의 유무다.

앞서 언급한대로 Y2는 Y1에 비해 비대칭성이 크다. 특히 조적채움벽을 해석모델이 포함시키면 비대칭성은 더욱 증가한다. Y1의 결과인 Fig. 15에서 조적채움벽이 포함되었을 때의 성능곡선은 Fig. 9의 결과와 차이가 없다. 조적채움벽의 강도가 증가할수록 강성 및 강도가 증가하고 변형 능력은 감소한다. 반면 Y2의 결과인 Fig. 16에서는 평균전단강도가 0.2 MPa(FM1-Y2)일 때의 최대강도는 순수골조(BF-Y2)일 때보다 오히려 작으며, 변형 능력은 Y1에 비해 현저히 감소한다. 그 이유는 조적채움벽의 평균전단강도가 낮아 건물의 강도 증가에 기여하는 정도가 작은 반면에 비대칭성의 증가로 평면 비틀림이 발생하여 전체 강도와 변형 능력을 감소시켰기 때문이다. 평균전단강도가 0.4 MPa(FM2-Y2)일 때 최대강도가 순수골조일 때와 유사하였다. 평균전단강도가 0.8 MPa일 때 FM4-Y1은 성능곡선이 요구곡선을 초과하고 있으나 FM4-Y2에서는 요구곡선에 미치지 못하였

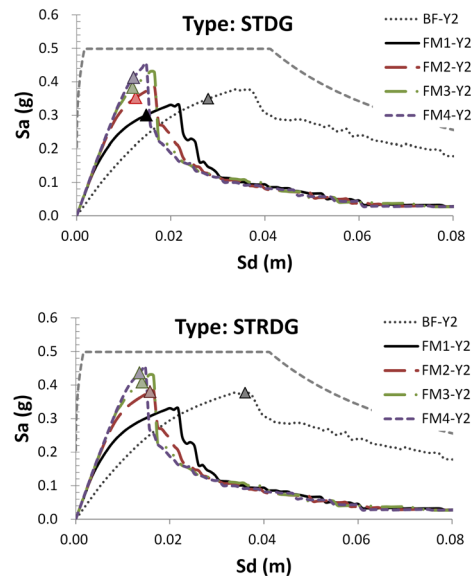


Fig. 16. Capacity curve and performance point for transverse frame(Y2) with full masonry infill

다. 이와 같이 평면 비대칭은 조적채움벽에 의한 성능곡선 최대강도의 증가를 약화시키고 변형 능력 감소는 강화시킴을 알 수 있다.

Y1과 Y2에서 성능점의 차이는 이력거동 특성의 선택에 따라 더욱 두드러진다. 먼저 Y1 건물에 STDG를 적용했을 때(Fig. 15 위쪽), 순수골조를 기준으로 조적채움벽이 추가되었을 때 성능점의 위치가 급격하게 왼쪽으로 이동하는 것을 알 수 있다. Y1 건물에 STRDG를 적용했을 때에도(Fig. 15 아래쪽), 성능점이 왼쪽으로 이동하였으나 그 정도는 Y1 보다 작았다. STRDG를 적용했을 때 순수골조에서는 성능점이 존재하지 않았으나 조적채움벽을 추가했을 때에는 성능점이 형성되었다. 성능점이 왼쪽으로 이동한다는 것은 최대비선형변위가 감소하는 것을 의미하므로 건물의 성능이

개선된다는 것을 알 수 있다. 건물의 성능을 결정하는데 있어서 다양한 조건들이 있지만 최대비선형변위만을 고려했을 때 조적채움벽의 추가는 Y1과 같은 대형 건물에 유리하게 작용한다고 할 수 있다. 하지만 Fig. 15의 아래쪽 그림에서 알 수 있듯이 STRDG를 적용하면 STDG를 적용했을 때에 비해 성능점이 오른쪽에 위치하고 있어 조적채움벽의 성능에 대한 기여도가 감소함을 알 수 있다.

이러한 이력거동 특성의 선택에 따른 차이는 Y2에서 더욱 두드러진다 (Fig. 16). Y2에서도 조적채움벽의 추가로 인해 이력거동의 특성에 관계없이 성능점의 위치가 왼쪽으로 이동한다. 하지만 이력거동 특성에 관계없이 이동하는 정도는 Y1에 비해 감소하였으며, 그 위치는 Y1에 비해 강도가 감소하는 지점 쪽에 더 가까이 위치하였다. 이는 앞서 언급한대로 Y2는 Y1과는 다르게 비대칭성이 존재하기 때문이다. Y2에서 STDG와 STRDG를 적용한 결과를 보면 STRDG를 적용했을 때 성능점의 위치는 순수골조나 조적채움벽의 강도에 관계없이 대부분 강도가 감소하기 직전에 위치함을 알 수 있다. 조적채움벽의 평균전단강도가 0.2 MPa일 때는 성능점이 형성되지도 않았다. 이 의미는 개별 부재의 성능을 평가했을 때 성능을 만족하지 않는 부재가 발생할 확률이 매우 높다는 것이다. 따라서 Y2와 같이 비대칭성이 존재하는 건물에 STRDG를 적용하면 성능목표를 만족하지 못할 가능성이 증가함을 알 수 있다. 각 모델별 성능곡선의 최대밀면전단력과 최대지붕층변위를 Table 2에서 Table 4까지 나타내었다. 개별 부재의 성능을 평가한 결과는 다음 절에 제시하였다.

Table 2. Maximum base shear and roof displacement for longitudinal direction(X)

	Base shear(kN)	Sa(g)	Roof displacement(m)
BF-X	3994	0.221	0.052
PM1-X	4547	0.267	0.036
PM2-X	4802	0.284	0.034

Table 3. Maximum base shear and roof displacement for transverse direction(Y1)

	Base shear(kN)	Sa(g)	Roof displacement(m)
BF-Y1	1853	0.306	0.043
FM1-Y1	2122	0.341	0.026
FM2-Y1	2639	0.424	0.023
FM3-Y1	3045	0.489	0.023
FM4-Y1	3302	0.530	0.019

Table 4. Maximum base shear and roof displacement for transverse direction(Y2)

	Base shear(kN)	Sa(g)	Roof displacement(m)
BF-Y2	2089	0.378	0.046
FM1-Y2	3642	0.331	0.025
FM2-Y2	4249	0.386	0.019
FM3-Y2	4745	0.431	0.019
FM4-Y2	5003	0.454	0.017

4.4 성능평가 결과 및 분석

비선형정적 푸시오버해석 결과를 이용하여 개별 부재의 성능을 평가하고 전체 건물의 성능 수준을 결정하는 절차는 한국시설안전공단 요령[3]을 따랐다. 전체 건물의 성능 수준은 거주가능(IO), 인명안전(LS), 붕괴방지(CP), 붕괴위험(CL)의 4가지로 정의된다. 학교 건물은 KBC2009[18]에서 중요도 I에 해당하므로 한국시설안전공단 요령[3]을 따르면 목표 성능 수준이 인명안전(LS)이다. 따라서 성능 수준이 거주가능(IO)이나 인명안전(LS)이면 목표 성능을 만족한다고 볼 수 있다. 건물 방향, 해석모델, 그리고 이력거동 형태별로 결정한 성능 수준을 Table 5에서 Table 6까지 제시하였다.

장변 방향(X)의 경우 순수골조 모델에 STDG를 적용하면 목표 성능을 만족하나 STRDG를 적용하면 목표 성능을 만족하지 못하였다. 단주를 모델링하면 이력모델 선택에 관계없이 붕괴방지(CP)나 붕괴위험(CL)으로 목표 성능을 만족하지 못하였다(Table 5). 한국교육개발원의 가이드라인[1]을 따르더라도 장변 방향은 거의 대부분 목표 성능을 만족하지 못한다. 따라서 장변 방향의 성능 결정에 있어 해석 유무는 큰 문제가 되지 않는다.

하지만 단변 방향(Y1 & Y2)의 경우는 장변 방향과 다르다. 먼저 Y1의 경우 순수 골조일 때는 목표 성능을 만족하지 못하나 조적채움벽이 추가되면 평균전단강도의 크기 및 이력모델에 관계없이 목표 성능을 만족함을 알 수 있다(Table 6). 같은 단변 방향이지만 비대칭성이 존재하는 Y2는 Y1과 다른 결과를 보였다(Table 7). Y2의 성능 수준은 STDG를 적용했을 때 조적채움벽 추가 유무 및 평균전단강도 크기에 관계없이 모두 목표 성능을 만

Table 5. Performance evaluation result for longitudinal direction(X)

	STDG	STRDG
BF-X	IO	CL
PM1-X	CP	CL
PM2-X	CP	CL

Table 6. Performance evaluation result for transverse direction(Y1)

	STDG	STRDG
BF-Y1	CP	CL
FM1-Y1	LS	LS
FM2-Y1	LS	LS
FM3-Y1	LS	LS
FM4-Y1	LS	LS

Table 7. Performance evaluation result for transverse direction(Y2)

	STDG	STRDG
BF-Y2	LS	CP
FM1-Y2	LS	CL
FM2-Y2	LS	CP
FM3-Y2	LS	LS
FM4-Y2	LS	LS

축하였다. 반면 STRDG를 적용했을 때에는 순수골조만의 모델과 조적채움벽의 평균전단강도가 0.4 MPa 이하인 모델에서 목표 성능을 만족하지 못하였다. 즉, 조적채움벽의 평균전단강도가 일정 수준 이상이 되어야만 성능 수준을 목표 성능 수준으로 향상시킬 수 있다는 것이다. 따라서 학교 건물의 내진 성능은 조적채움벽의 평균전단강도 크기와 이력모델 가정 방법에 따라 목표 성능 만족 여부가 결정된다는 점을 유의해야 한다.

5. 결론

1980년대 표준 학교 교사를 대상으로 조적허리벽과 조적채움벽이 내진 성능에 미치는 영향을 해석적으로 연구하였다. 이들이 포함되거나 포함되지 않은 비선형모델을 작성하여 비선형정적 푸시오버해석을 수행한 후 역량스펙트럼법을 사용하여 성능점을 산정하고 성능을 평가하였다. 이를 통해 학교 내진성능 평가에서 조적허리벽 및 조적채움벽의 해석모델 포함과 비선형해석의 필요성을 확인하였다. 주요 변수로는 조적채움벽의 평균전단강도와 성능점 산정 시 가정하는 이력거동 형태다. 연구의 결과를 정리한 내용은 다음과 같다.

- 1) 장변 방향은 대부분의 경우 목표 성능을 만족하지 못하였다. 한국교육개발원의 가이드라인을 따르더라도 장변 방향은 거의 대부분 보강이 필요한 것으로 나타난다. 따라서 장변 방향의 보강은 해석 유무에 관계없이 일치된 결과를 보여 큰 문제가 없다. 하지만 보강 방법에 있어서는 유의할 점이 있다. 장변 방향은 조적허리벽으로 인한 기둥의 단주화가 발생하며 만약 이것에 의해 성능이 부족하다면 보강은 이를 방지하는 방향으로 이루어져 한다. 현재 장변 방향의 보강은 일반적인 강성/강도 보강이나 댄퍼를 이용한 방법이 사용되고 있는데, 보강 방법에 관계없이 성능점 수준에서 단주화된 기둥의 전단파괴가 발생하는 지 유무를 반드시 확인할 필요가 있다.
- 2) 한국교육개발원의 가이드라인을 따르면 단변 방향은 거의 대부분 보강이 불필요한 것으로 나타난다. 이는 2가지 이유에 기인하는데, 첫째는 조적채움벽의 평균전단강도를 0.6MPa로 높게 보는 것이고, 둘째는 조적채움벽의 강도를 전체 강도에 합산하는 방식을 사용하여 조적채움벽이 항상 성능에 유리하게 작용하기 때문이다. 하지만 연구 결과 조적채움벽의 평균전단강도를 어느 수준으로 적용하느냐에 따라 성능 평가 결과는 달라졌다. 조적채움벽의 전단저항능력을 크게 보면 변형 능력도 동시에 크게 감소하고 반대로 전단저항능력을 작게 보면 변형 능력은 상대적으로 덜 감소한다. 강도 증가와 변형 능력 감소의 비율에 따라 성능이 개선될 수도 악화될 수도 있는 것이다. 또한 평면 비대칭성 정도에 따라라도 평가 결과는 달라졌다. 조적채움벽의 추가로 인해 비대칭성이 증가하여 조적채움벽이 성능을 악화시킬 수도 있다. 따라서 평균전단강도의 크기와 비대칭성의 정도에 따라 조적채움벽이 건물의 성능에 유리 또는 불리하게 작용할 수 있으므로 성능 평가 시 해석적 방법을 통해 이들의 영향을 반영할 필요가 있다. 마지막으로 가정한 건물의 이력거동 형태에 따라라도 평가 결과가 크게 달라지므로 평가자는 선택에 유의해야 한다.
- 3) 1980년대 초반 표준학교건물이 지진구역 I, S_D 지반에 위치할 경우 조

적채움벽의 평균전단강도가 0.6MPa 이하이고, 평면 비대칭성이 존재할 때 목표 성능을 만족하지 못할 수 있음을 알았다. 따라서 국내 학교 건물의 건설년도, 시공 및 재료 상태 등에 따른 조적채움벽의 명확한 평균전단강도를 결정할 필요가 있다. 이때 면외 방향의 전도 가능성을 반영하여 전단강도의 크기를 보수적으로 접근할 필요도 있다. 더불어 성능 평가 시 최소한 비선형정적 푸시오버해석을 사용하여 평면 비대칭성의 영향을 반영할 필요가 있다. 이를 통해 학교 건물의 단변방향 보강 유무에 대한 논란을 종식시키는 것이 매우 시급하다.

/ REFERENCES /

1. KEDI, Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of school buildings, Seoul, Korea: Korean Educational Development Institute; c2011, 112p.
2. KISC, Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, Gyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2004, 224p.
3. KISC, Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, Gyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2011, 115p.
4. NEMA, Guidelines for seismic performance evaluation of buildings, Seoul, Korea: National Emergency Management Agency; c2012, 150p.
5. ASCE41, Seismic rehabilitation of existing buildings, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2006, 411p.
6. JBDPA, Standard and commentary for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings, Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association; c2001.
7. Shin JH, Kim HS, An experimental study on the bearing force and efficiency of masonry infilled frame, Journal of the Architectural Institute of Korea, 1989 Feb; 5(1): 173-182.
8. Chang CH, Kim YM, Behavior of non-seismic detailed low-rise reinforced concrete frame by cyclic loading, Journal of the Regional Association of Architectural Institute of Korea, 2002 Apr;4(4): 127-133.
9. Lee JH, Cha SL, Kang DE, Oh SH, Lee YJ, Yi WH, Kim SD, An experimental study on seismic capacity evaluation of brick infilled RC frame, Proceedings of the Architectural Institute of Korea conference, 2004 Apr;24(1):39-42.
10. Cho WS, Lee SH, Chung L, Kim HJ, Kim SJ, Yu EJ, Seismic performance evaluation of reinforced concrete frame with unreinforced masonry infill, Journal of the Architectural Institute of Korea, 2012 Mar;28(3):31-41.
11. Kim KT, Seo SY, Yoon SJ, Yoshimura K, Experimental study for seismic performance of confined brick masonry wall system, Proceedings of the Architectural Institute of Korea conference, 2004 Oct; 24(2):195-198.
12. Choi H, Cyclic loading test of reinforced concrete frame with unreinforced concrete block infill, Journal of the Architectural Institute of Korea, 2007 Apr;23(4):71-78.
13. Hwang SR, Kim JS, Yoon TH, The inelastic behavior of the existing

- buildings considering infilled masonry walls, Journal of the Regional Association of Architectural Institute of Korea, 2008 Dec;10(4):191-198.
14. Park JH, Jeon SH, Kang KS, Seismic performance evaluation of masonry-infilled frame structures using equivalent strut models, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Feb;16(1):47-59.
 15. ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete building, Redwood city, CA: Applied Technology Council; c1996.
 16. FEMA440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency; c2005.
 17. MIDAS GEN User's Manual, ver 785, MIDAS IT; c2010.
 18. KBC2009, Korean building code-structural, Seoul, Korea: Architectural Institute of Korea; c2009, 772p.