creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000263361

2012年 08月

碩士學位論文

기존 비보강 조적벽체를 갖는 학교건축물의 내진거동 평가

朝鮮大學校 大學院

建築工學科(建築工學專攻)

鄭 羽 玎

기존 비보강 조적벽체를 갖는 학교건축물의 내진거동 평가

Evaluation on Seismic Performance of School Building with Unreinforced Masonry Walls

2012年 8月 24日

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

建 築 工 學 科 (建 築 工 學 專 攻)

鄭 羽 玎

기존 비보강 조적벽체를 갖는 학교건축물의 내진거동 평가

指導敎授　　崔　宰　赫

이 論文을 工學 碩士學位申請 論文으로 提出함.

2012年　4月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

建 築 工 學 科 (建 築 工 學 專 攻)

鄭　羽　玎

鄭羽玎의 碩士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 敎授　　김　의　식　印

委　員 朝鮮大學校 敎授　　최　재　혁　印

委　員 朝鮮大學校 敎授　　조　창　근　印

2012年　5月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

차 례

ABSTRACT

제1장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적 ····· 1
1.2 기존의 연구 ····· 3

제2장 노후화된 학교건축물 조적벽체의 정적 재하실험 및 각국 기준식 비교

2.1 대상 건축물 개요 ····· 5
2.2 재료실험 ····· 7
2.2.1 조적조 실험체 형상 ····· 7
2.2.2 조적조 재료실험 결과 ····· 8
2.3 전단내력 평가 ····· 10
2.3.1 각 국의 기준식 ····· 10
2.3.1.1 RC 기둥의 전단내력 ····· 10
2.3.1.2 조적조의 전단내력 ····· 12
2.3.2 전단내력 실험 ····· 14
2.3.2.1 조적벽 실험체 개요 ····· 14
2.3.2.2 가력방법 ····· 16
2.3.2.3 측정방법 ····· 17
2.3.3 조적벽체의 전단실험 결과 ····· 17
2.3.3.1 기존 이론식에 의한 계산 내력 ····· 17
2.3.3.2 조적벽체 전단실험 결과 ····· 18
2.3.3.3 파괴 상황 ····· 24
2.4 결론 ····· 24

제3장 인력가진에 의한 강제 진동실험

3.1 동적특성 계측 방법 개요 ····· 26
3.2 계측방법 ····· 26
3.2.1 계측장비 ····· 26
3.2.2 가진방법 ····· 27
3.3 인력가진 계측결과 ····· 27
3.4 결론 ····· 32

제4장 건축물의 비선형 정적 해석에 의한 내진성능평가(Push-over Analysis)

4.1 내진성능평가방법 ····· 33
4.1.1 성능스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM) ····· 33
4.2 모델링 방법 ····· 40
4.2.1 건축물 모델링 방법 ····· 40
4.2.2 조적벽체 모델링 방법 ····· 41
4.3 조적벽체 유무에 따른 학교건축물의 내진성능평가 ····· 49
4.3.1 하중-변위 관계 ····· 49
4.3.2 성능점 산정 ····· 50
4.3.3 성능점에서의 소성힌지 분포 ····· 54
4.4 성능점에서의 층간변위 ····· 59
4.5 결론 ····· 63

제5장 건축물의 비선형 동적 시간이력해석 (Time-history Analysis)

5.1 시간이력해석 ····· 65
5.2 시간이력 응답 결과 ····· 69
5.2.1 X 방향 ····· 69
5.2.2 Y 방향 ····· 73
5.2.3 지붕층 변위비 ····· 77
5.3 건축물의 층간변위 ····· 79
5.4 건축물의 주기 ····· 84
5.5 결론 ····· 89

제6장 결론 ····· 91

참고문헌 ····· 93

표 차 례

표 2.1 조적벽 실험편의 목록 ····· 7
표 2.2 압축실험 결과 ····· 8
표 2.3 직접인장실험 결과 ····· 8
표 2.4 조적벽실험체 일람 ····· 14
표 2.5 RC프레임 및 조적벽의 계산내력 ····· 17
표 2.6 실험체의 계산내력값 및 실험값 ····· 20

표 3.1 인력가진 계측 결과 ····· 28

표 4.1 감쇠보정계수 ····· 37
표 4.2 구조물의 이력거동에 따른 응답감소계수의 최소치 ····· 39
표 4.3 철근콘크리트 보의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 45
표 4.4 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 46
표 4.5 조적채움벽 등가대각 압축가새의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 47
표 4.6 조적채움벽을 가지는 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준 ····· 47
표 4.7 조적벽체 고려 유무에 따른 성능점 산정 ····· 51
표 4.8 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC frame) ····· 57
표 4.9 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 57
표 4.10 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 58
표 4.11 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC frame) ····· 58
표 4.12 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 58

표 4.13 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재
(RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 59
표 4.14 성능점에서의 층간변위비 ····· 59

표 5.1 지붕층 시간-변위 및 시간-가속도 관계(X방향) ····· 69
표 5.2 지붕층 시간-변위 및 시간-가속도 관계(Y방향) ····· 73
표 5.3 X방향 조적벽체 유·무에 따른 지붕층 변위비 ····· 78
표 5.4 Y방향 조적벽체 유·무에 따른 지붕층 변위비 ····· 78
표 5.5 지진파별 층간변위비 ····· 80
표 5.6 지진파별 건축물의 진동수(h,Hz) ····· 84
표 5.7 지진파별 건축물의 진동주기(T,sec) ····· 85

그 림 차 례

그림 1.1 지진에 의한 학교 건축물의 대규모 피해사례 ····· 1

그림 2.1 해체 예정인 S초등학교(한국 광주시, 1969년) ····· 5
그림 2.2 S초등학교의 1층 평면도 ····· 5
그림 2.3 조적코어 채취 및 채취 후 사진 ····· 6
그림 2.4 조적벽 채취 위치 및 절단 ····· 6
그림 2.5 벽돌실험편의 채취 위치 ····· 7
그림 2.6 공시체 압축실험 ····· 9
그림 2.7 직접인장실험 ····· 9
그림 2.8 응력 σ-변형률 ε 곡선 ····· 9
그림 2.9 탄성계수와 압축강도의 관계 ····· 9
그림 2.10 채취한 조적벽의 상세 ····· 14
그림 2.11 실험체 개요 ····· 15
그림 2.12 RC 프레임의 기둥 철근 배근도 ····· 15
그림 2.13 조적벽 실험체 상세 ····· 16
그림 2.14 가력장치의 구성도 ····· 16
그림 2.15 측정방법 ····· 17
그림 2.16 조적벽 실험체의 하중-변위 ····· 19
그림 2.17 계산내력값의 비교(No.1) ····· 20
그림 2.18 No.2 실험체의 하중-변위 곡선 ····· 21
그림 2.19 No.3 실험체의 하중-변위 곡선 ····· 21
그림 2.20 순수 조적벽체의 하중-변위 곡선 ····· 22
그림 2.21 미장모르타르의 하중-변위 곡선 ····· 23
그림 2.22 각 국의 내력식과 실험값과의 비교 ····· 23
그림 2.23 조적벽의 파괴 상황 ····· 24

그림 3.1 계측시스템 (데이터수집장치, 가속도계) ····· 26
그림 3.2 인력가진의 종류 ····· 27
그림 3.3 인력에 의한 강제 진동실험 (Y방향) ····· 27
그림 3.4 X방향 TEST-1 진동수 (옥상층) ····· 28
그림 3.5 X방향 TEST-2 진동수 (옥상층) ····· 29
그림 3.6 Y방향 TEST-1 진동수 (옥상층) ····· 29
그림 3.7 Y방향 TEST-2 진동수 (옥상층) ····· 30
그림 3.8 Y방향 TEST-3 진동수 (옥상층) ····· 30
그림 3.9 Y방향 TEST-4 진동수 (옥상층) ····· 31
그림 3.10 Y방향 TEST-5 진동수 (옥상층) ····· 31
그림 3.11 Y방향 TEST-6 진동수 (옥상층) ····· 32

그림 4.1 능력스펙트럼(CSM)에 의한 구조물의 내진성능 평가 ····· 33
그림 4.2 하중과 변위와의 관계를 응답가속도(Sa)와 응답변위(Sd)와의 관계로 전환 ····· 35
그림 4.3 주기(T)와 응답가속도와의 관계를 응답가속도(Sa)와 응답변위(Sd)와의 관계로 전환 ····· 36
그림 4.4 이력거동에 의한 등가감쇠 ····· 37
그림 4.5 응답감소계수(SR)의 적용 ····· 38
그림 4.6 성능점의 산정 ····· 39
그림 4.7 X 방향 조적벽(허리벽) 설치위치 ····· 40
그림 4.8 Y 방향 조적벽(채움벽) 설치위치 ····· 40
그림 4.9 구조체 MODELING FRAME ····· 41
그림 4.10 조적벽체 모델링 방법 ····· 41
그림 4.11 조적채움벽의 모델링 ····· 43
그림 4.12 소성힌지 특성 모델 ····· 44
그림 4.13 Push-Over Hinge Properties for Beam Element ····· 48
그림 4.14 조적벽체 고려 유무에 따른 X방향 하중-변위 ····· 49
그림 4.15 조적벽체 고려 유무에 따른 Y방향 하중-변위 ····· 50
그림 4.16 X 방향 성능점 산정 (RC Frame) ····· 51

그림 4.17 X 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 52
그림 4.18 X 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 52
그림 4.19 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame) ····· 53
그림 4.20 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 53
그림 4.21 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 54
그림 4.22 성능점에서의 소성힌지 분포 (RC Frame - X 방향) ····· 55
그림 4.23 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - X 방향) ····· 55
그림 4.24 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - X 방향) ····· 55
그림 4.25 성능점에서의 소성힌지 분포 (RC Frame - Y 방향) ····· 56
그림 4.26 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - Y 방향) ····· 56
그림 4.27 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - Y 방향) ····· 56
그림 4.28 X 방향 층간변위비 ····· 60
그림 4.29 Y 방향 층간변위비 ····· 60
그림 4.30 성능점에서의 층간변위 (RC Frame - X 방향) ····· 61
그림 4.31 성능점에서의 층간변위 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - X 방향) ····· 61
그림 4.32 성능점에서의 층간변위 (RC Frame + Masonry Wall(Test result) - X 방향) ····· 61
그림 4.33 성능점에서의 층간변위 (RC Frame - Y 방향) ····· 62
그림 4.34 성능점에서의 층간변위 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - Y 방향) ····· 62
그림 4.35 성능점에서의 층간변위 (RC Frame + Masonry Wall(Test result) - Y 방향) ····· 62

그림 5.1 수정 타케다형(Modified Takeda Type) 이력모델 ····· 66
그림 5.2 El Centro 지진파 (1940, 270Deg) ····· 57
그림 5.3 Taft 지진파 (1952, 339Deg) ····· 68
그림 5.4 JMA Kobe NS 지진파 (1995, Hyogoken_South, NS) ····· 68
그림 5.5 입력지진파의 가속도응답스펙트럼 ····· 69
그림 5.6 X 방향 지붕층 시간-변위 (El Centro) ····· 70

그림 5.7 X 방향 지붕층 시간-변위 (Taft) ····· 71
그림 5.8 X 방향 지붕층 시간-변위 (JMA Kobe NS) ····· 71
그림 5.9 X 방향 시간-가속도 (El Centro) ····· 72
그림 5.10 X 방향 시간-가속도 (Taft) ····· 72
그림 5.11 X 방향 시간-가속도 (JMA Kobe NS) ····· 73
그림 5.12 Y 방향 지붕층 시간-변위 (El Centro) ····· 74
그림 5.13 Y 방향 지붕층 시간-변위 (Taft) ····· 75
그림 5.14 Y 방향 지붕층 시간-변위 (JMA Kobe NS) ····· 75
그림 5.15 Y 방향 시간-가속도 (El Centro) ····· 76
그림 5.16 Y 방향 시간-가속도 (Taft) ····· 76
그림 5.17 Y 방향 시간-가속도 (JMA Kobe NS) ····· 77
그림 5.18 X 방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비 ····· 78
그림 5.19 Y 방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비 ····· 78
그림 5.20 X 방향 층간변위비 (RC Frame) ····· 81
그림 5.21 X 방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 81
그림 5.22 X 방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 82
그림 5.23 Y 방향 층간변위비 (RC Frame) ····· 82
그림 5.24 Y 방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA)) ····· 83
그림 5.25 Y 방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(Test result)) ····· 83
그림 5.26 FFT-X방향 (El Centro) ····· 86
그림 5.27 FFT-X방향 (Taft) ····· 86
그림 5.28 FFT-X방향 (JMA Kobe NS) ····· 87
그림 5.29 FFT-Y방향 (El Centro) ····· 87
그림 5.30 FFT-Y방향 (Taft) ····· 88
그림 5.31 FFT-YX방향 (JMA Kobe NS) ····· 88

Abstract

Evaluation on Seismic Performance of School Building with Unreinforced Masonry Walls

Jung, Woo Jung
Advisor : Prof. Choi, Jae hyouk,
Department of Architectural Engineering,
Graduate School of Chosun University

Earthquake disaster has been occurred considerably all over the world recently. So it is necessary to verify the seismic performance evaluation of school building which is a quasi-public structure to reduce the damage. School buildings are composed of RC structure at column and beam, partition wall and waist-high wall are composed of masonry wall. It is difficult to find a clear data about the characteristics behavior of deteriorating hysteresis and masonry wall of school building which has been constructed over 30 to 40 years. Therefore, in this paper, in order to evaluate the seismic performance of deteriorated RC and masonry wall, the samples (specimens for test) and core test piece from existed building in Korea for material and shear test was collected. And push-over analysis, nonlinear time-history analysis are performed and The seismic performance of RC frame considering masonry walls coN/㎟red with that of only RC frame. This research aims to evaluation on seismic capacity of RC frame with old masonry wall that measured the pure shear strength by loading masonry wall inside of the RC Frame.

제1장 서 론

1.1 연구의 배경 및 목적

최근 세계 각지에서 일어나고 있는 대규모 지진으로 건축물에 막대한 인명 및 재산 피해가 발생함에 따라 우리나라도 내진 설계가 되어 있지 않은 기존 건축물의 내진성능에 대한 관심이 점차 커지고 있다. 특히 2008년 5월 규모 8.0의 중국 쓰촨성 지진에서는 학교가 붕괴되어 수백명의 학생들이 사망하였고, 2005년 파키스탄 지진 때는 수많은 학교 건물이 붕괴하여 약 1만 7000여명의 어린이가 사망하였으며, 1995년 일본 고베지진으로 인하여 전체 학교의 30%정도가 피해를 받았다.

(a) 조적벽체의 붕괴

(b) 기둥의 전단파괴

(c) 건축물의 붕괴 (중국 쓰촨성, 2008)

(d) 약층 기둥의 붕괴

그림 1.1 지진에 의한 학교 건축물의 대규모 피해사례

한편, 국내에서는 1970년대 이후 공사기간이 짧고 저렴한 공사비로 인해 조적조 건축물의 건설이 급속히 증가하여 국내 전체 건축물의 약 50%정도의 점유율을 보이고 있으나 이러한 건축물의 대부분은 내진설계 대상에 포함되지 않아 지진에 대하여 매우 취약하다. 특히, 노후화가 상당히 진행된 기존의 조적벽체에 대한 성능을 연구하는 것은 조적벽을 보유한 건축물의 내진성능을 평가하는 중요한 자료가 될 것이다.[32]

현재까지 우리나라의 내진설계에 대한 기준을 살펴보면 1988년 내진설계관련 조항이 처음으로 제정되었으며, 내진설계 대상은 6층이상 연면적 10,000㎡ 이상인 건축물과 지진 다발지역에 짓는 연면적 1,000㎡ 이상의 위험물 저장 및 처리시설, 병원, 방송국, 전신전화국, 소방서, 국가 및 지방자치단체 청사, 외국공관, 아동 및 노인 등을 위한 복지시설과 연면적 5,000㎡ 이상인 공연, 집회, 관람시설과 운동 및 판매, 영업시설로 한정되었고, 2005년에 이르러 3층 이상의 학교 건축물에 대해 내진등급I로 조정하는 등 대상범위가 대폭 확대되었다.

학교건축물은 일반적으로 기둥 및 보부재가 RC frame으로 구성되어 있고, 칸막이벽과 허리벽은 조적벽으로 구성되어 있다. 건설된지 30~40년이 경과된 학교건축물은 내력이 저하되고 또한 노후화된 조적벽에 대해서도 그 거동특성이 명확하게 밝혀진 자료를 찾아보기 힘들다.

비보강된 순수 조적조 건축물에 대한 연구는 크게 조적벽체의 재료실험, 전단실험 및 진동대실험 그리고 각각에 대한 해석적 연구들로 분류되어 국외의 경우 이러한 연구가 활발히 진행되고 있지만, 국내의 경우 아직 초보적인 단계에 있는 실정이다.

비보강된 순수 조적벽체의 경우 철근콘크리트 또는 강재와 같이 일체식 부재를 이루는 것이 아니라, 벽돌 등의 조적개체를 모르터 등의 교착재로 접합하여 구성된 이질재로서 내력평가에 많은 어려움이 있다. 더구나 우리나라에서는 이러한 조적벽체가 대부분의 건축물에서 그 두께에 따라 내력벽 및 칸막이벽 등의 비내력벽으로 사용되고 있을 뿐만 아니라, 대부분의 철근콘크리트 건축물들에서 칸막이벽 등의 조적채움벽(Infilled Frame)으로 널리 사용되고 있다, 이때 조적채움벽은 단순장막벽으로 취급하여 실제 구조 설계 시에는 하중으로만 작용시킬뿐 구조내력을 고려하지 않고 있다. 그러나 국내외의 연구자료에 따르면 조적채움벽의 경우 지진 발생 시 프레임 면내 횡강성을 증대시키며 강성을 높이는 장점이 있지만, 조적채움벽의 영향으로 프레임의 파괴모드가 취성적인 거동을 나타내는 단점 역시 지니고 있다. 즉, 조적채움벽은 비보강

조적벽체를 갖는 RC frame에 지진 발생 시 설계에서 미리 예측한 구조물의 거동과는 전혀 다른 모습을 나타내며 지진에 대한 구조물 거동에 매우 큰 영향을 미치는 것으로 조사되고 있다.[32]

따라서 본 연구에서는 실제 한국의 노후화된 학교 건축물의 RC프레임과 조적벽 성상에 대해 실제 건축물에서 조적벽 시험체를 채취하여 재료실험 및 전단실험을 실시하고 실험을 통하여 알아낸 조적벽체의 재료성능을 기반으로 비선형 정적해석(Push-over Analysis) 및 비선형 동적해석(Time-history Analysis)을 실시하여 조적벽체가 RC프레임의 내진거동에 미치는 영향을 보다 현실적으로 비교 분석하였다.

1.2 기존의 연구

기찬호(1999)는 비내진 상세를 가진 저층 철근콘크리트 골조에 콘크리트벽돌로 채워진 경우의 거동에 대한 연구를 통해 콘크리트벽돌 채움벽이 있는 경우 강성은 약 10배, 강도는 약 3배 이상 크게 나타났음을 확인하였다. 이를 통해 골조 내의 콘크리트벽돌 채움벽은 무시할 수 없는 내력벽으로서 강도 및 강성을 가지고 있다는 사실을 입증하였다.[35]

권기혁(2002)은 비보강 조적벽체의 면내거동해석을 통해 개구부가 있는 벽체의 경우 유효단면적이 75%정도 유지될 때까지는 탄성구간의 강성이나 강도가 큰 감소 없이 유지되었지만, 유효단면적이 50% 이하로 줄어들면서는 강성과 강도가 감소되었음을 확인하였다. 여러 가지 취성적 요인과 복합적인 파괴형태를 감안할 때 현재 우리나라 하중기준에서 지진하중 산정을 위하여 제시된 반응수정계수 R=3.0의 사용이 재고되어야 한다는 결론을 도출하였다.[38]

정 란(2004)은 내진설계되지 않은 기존 철근콘크리트골조 구조물의 내진성능 보강효과에 대한 연구를 수행하기 위하여 와이어 브레이싱, 콘크리트벽돌 채움보강, 강재 X형 브레이싱, K형 브레이싱, 단부헌치보강을 실시하였다. 실험 결과 실험체별로 각각 35%, 147%, 122%, 46%, 12%의 최대내력이 증대하였으며 기준실험체보다 모든 보강시험체가 강성증대 효과와 보강효과가 나타났다.[36]

이정한(2004)은 건축물이 조적채움벽을 설치함에 따라 최대강도는 2.39배 가량 향상되었지만, 변형능력에 있어서는 0.5배 가량 저감되는 것을 확인하였다. 또한 조적채움벽의 기여도를 평균전단응력도 0.4N/㎟로 제시하였다.[32]

이원호(2005)는 비보강 조적벽체에 대해 반복가력을 하여 전단내력을 평가한 결과 강체회전(Rocking) 파괴모드가 지배적이었고, 축응력과 전단응력은 서로의 제곱근에 비례하는 상관관계가 있음을 확인하였다. 또한 형상비(H/L)와 전단응력은 선형적인 상관관계가 있는 것으로 평가하였다.[37]

최 호(2007)는 무보강 콘크리트 블록채움벽을 갖는 RC 프레임의 정적가력실험을 통하여 프레임의 거동을 보고하였다. 그 결과, 실험체 모두가 휨항복을 선행하였지만 기둥만의 내력 계산결과 시험체 모두 전단파괴 선행형으로 계산되었다. 이것으로 프레임의 연성능력이 증가한 이유는 블록채움벽이 전체구조물의 전단항복강도에 기여했다고 보고하였다.[33]

최 호(2007)는 6개의 인공지진파를 사용하여 우리나라의 전형적인 학교건물에 대하여 내진성능 및 손상도를 평가해 보았다. 손상도는 일본의 지진 피해도 구분 판정기준을 토대로 균열발생 후부터 주근 항복까지를 손상도 Ⅰ, 피복콘크리트 압괴까지를 손상도 Ⅱ 및 Ⅲ, 주근좌굴, 콘크리트 압괴까지를 손상도 Ⅴ로 설정하였다. 그 결과 El Centro 지진을 제외한 5가지 경우의 지진에서 손상도 Ⅳ이상의 손상이 발생하였으므로 현행 내진규정에서 정하고 있는 설계가속도스펙트럼 레벨의 지진이 발생할 경우 중파 이상의 피해를 면하기 어려울 뿐만 아니라 피난건물로써의 역할을 수행하는 것이 어려울 것으로 판단하였다.[34]

제2장 노후화된 학교건축물 조적벽체의 정적 재하실험 및 각국 기준식 비교

2.1 대상 건축물 개요

우리나라 학교시설 건물은 저층의 편복도의 평면계획이 일반적이다. 또한, 대부분의 경우 기둥, 보 및 슬라브는 철근콘크리트조로 구성되고, 교실 칸막이벽은 조적벽이다. 그림 2.1에서 보는 바와 같이 1969년에 준공이 된 S초등학교는 3층의 철근콘크리트조로서 장변방향으로 허리벽이 설치되어 있다. 본 실험에서는 해체공사가 진행중인 S초등학교의 1층 교실 칸막이벽에서 실험체를 채취하였다.

(a) 해체전의 사진

(b) 해체공사 중 사진(2011, 2월)

그림 2.1 해체 예정인 S초등학교(한국 광주시, 1969년)

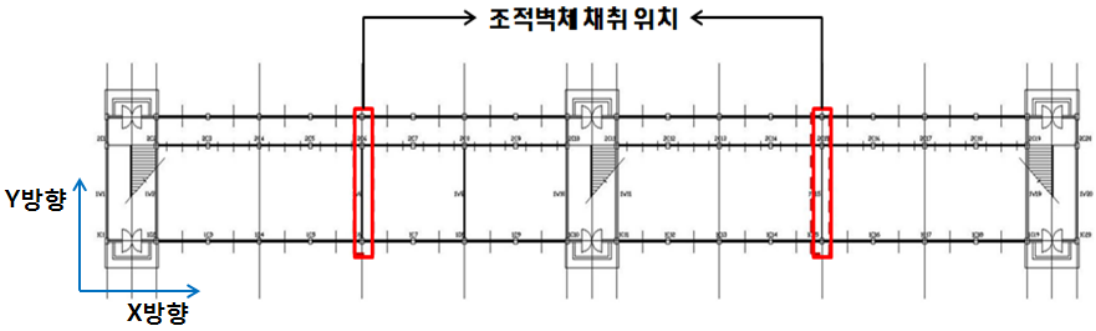


그림 2.2 S초등학교의 1층 평면도

그림 2.3 조적코어 채취 및 채취 후 사진

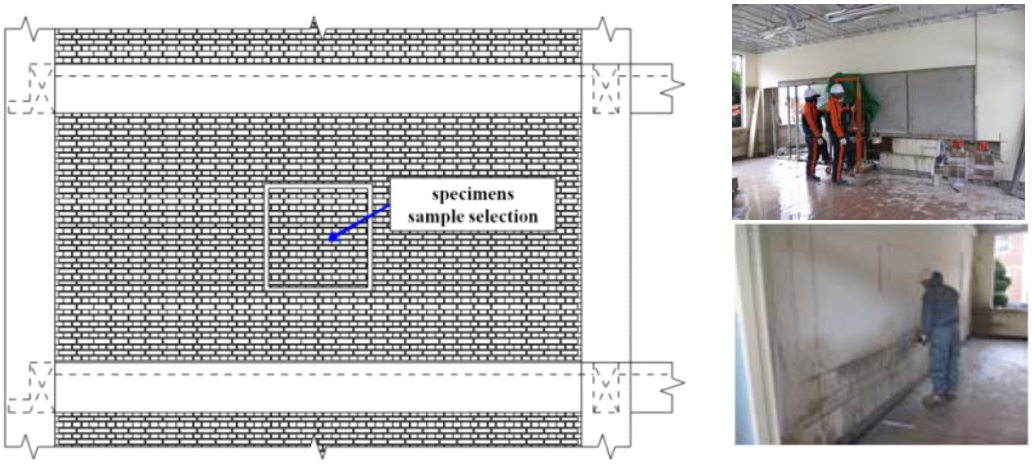


그림 2.4 조적벽 채취 위치 및 절단

그림 2.4에서 보는 바와 같이 1969년에 축조된 조적벽체에서 슬래브 바닥으로부터 60cm에서 1000*1200의 크기로 콘크리트 커팅기기를 이용하여 절단하여 채취하였다. 조적벽체는 1.0B 쌓기 형식으로 되어 있었으며 미장 모르타르의 상태는 매우 양호하였다.

2.2 재료실험

2.2.1 조적조 실험체 형상

표 2.1에 조적코어 실험편의 목록을 나타냈다. 실험편의 형상은 각각의 평균적인 치수를 나타냈다. 또한 그림 2.5는 조적실험편의 채취방법이다.

표 2.1 조적벽 실험편의 목록

실험체	실험 방법	측정 항목	공시체치수(㎜)	공시체수
A (가로줄눈有)	압축실험	최대하중 계수 압축강도	ϕ66×130	4
B (전체)			190×90×57	5
C (가로줄눈有)	직접인장실험	최대하중 인장강도	ϕ67×128	5

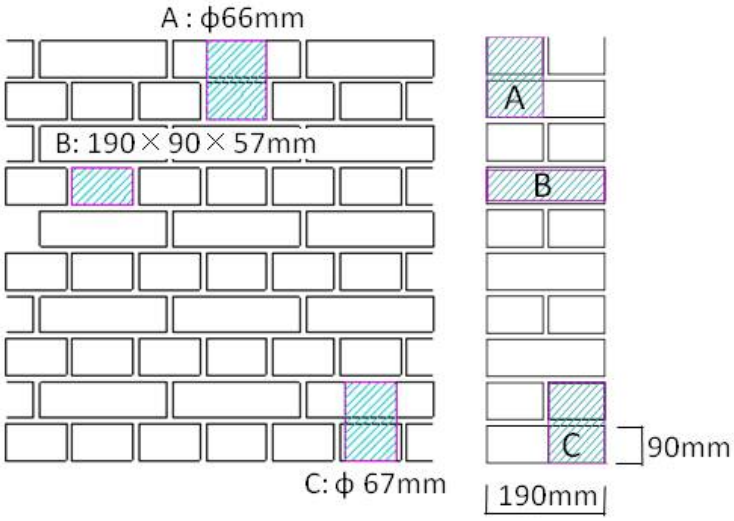


그림 2.5 벽돌실험편의 채취 위치

2.2.2 조적조 재료실험 결과

표 2.2에는 압축실험에 의해 계측한 압축 강도, 탄성계수를 나타낸다. 표 2.3에 인장실험 결과를 나타낸다. 실험체 A type은 코어에 의해 채취한 실험체이다. 실험체 B type은 조적벽체를 깎아 낸 실험체이기 때문에 실험편의 형상은 다르지만, 표 2.1 및 표 2.2에서는 형상의 영향을 고려한 보정은 진행되지 않았다. 또한 실험체의 정형이나 맞춤새모르타르의 충전율에 차이가 있기 때문에, 실험 결과도 차이가 있는 값을 나타냈지만, 실제의 건축물로부터 채취한 실험편이기 때문에 이 값 모두가 옳다고 판단하고, 평균치를 산정했다. 그림 2.6 및 그림 2.7에는 압축실험과 직접인장실험의 상황을 나타낸다.

표 2.2 압축실험 결과

실험체	최대하중 (kN)	압축강도 (N/㎟)	압축강도평균 (N/㎟)	탄성계수 (N/㎟)	탄성계수평균 (N/㎟)
A1	52.4	15.6	11.9	8446.0	6377.0
A2	33.0	9.3		5216.7	
A3	37.0	10.4		6196.5	
A4	43.5	12.2		5648.9	
B1	44.6	8.8	10.0	17219.6	16853.2
B2	51.3	10.3		15861.2	
B3	32.4	6.5		14334.2	
B4	44.6	8.9		16612.5	
B5	54.2	10.8		15723.0	

표 2.3 직접인장실험 결과

실험체	최대하중(kN)	인장강도(N/㎟)	인장강도평균(N/㎟)
C1	1.03	0.28	0.15
C2	0.56	0.16	
C3	0.56	0.15	
C4	0.30	0.09	
C5	0.31	0.08	

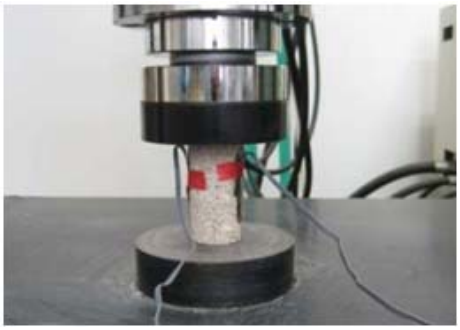


그림 2.6 공시체 압축실험

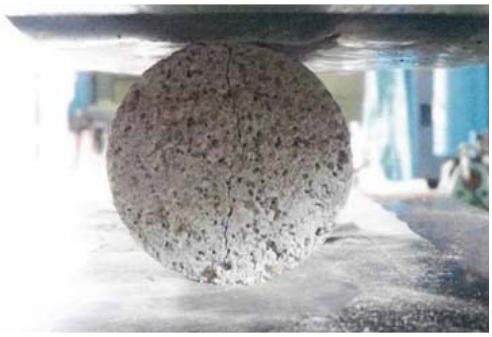


그림 2.7 직접인장실험

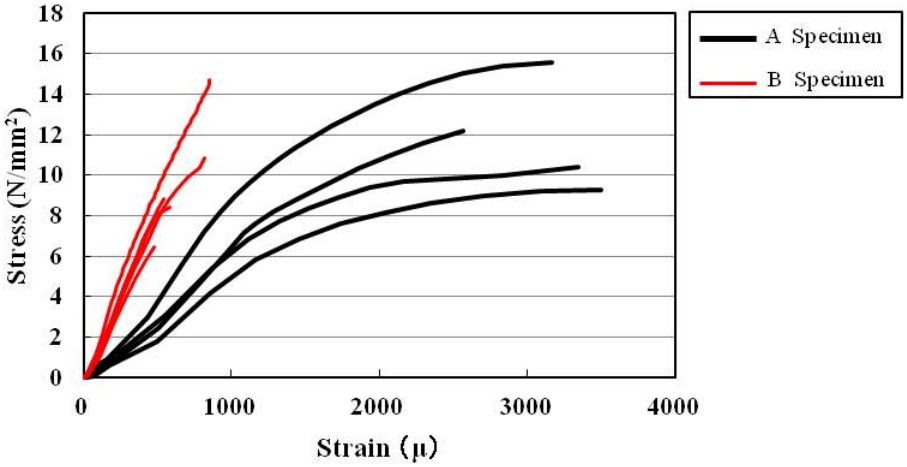


그림 2.8 응력 σ-변형률 ε 곡선

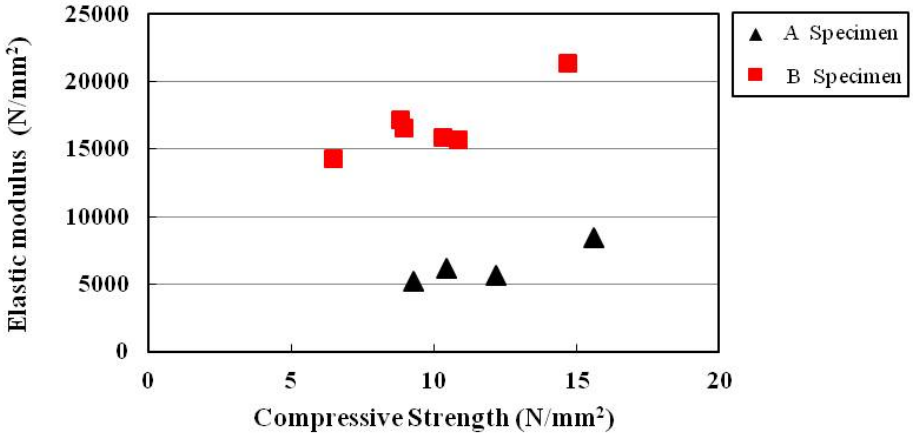


그림 2.9 탄성계수와 압축강도의 관계

그림 2.8은 각 실험체의 응력-변형률 곡선을 나타낸다. 또한 그림 2.9에는 압축 강도와 탄성계수의 관계를 나타낸다. 그림 2.8에 의하면, 실험체 A type(중앙부에 가로줄눈有)의 압축 강도는 실험체 B type(벽돌전체)에 비교하여 다소 크게 측정되었다. 또한 탄성계수는 실험체 A type에 비하여 실험체B type의 값이 크게 측정되었다. 이는 실험체 A type 실험편의 중앙에 맞춤새 모르타르가 있기 때문에, 실험체 A의 강도 및 탄성계수는 맞춤새 모르타르의 영향을 받는 것으로 판단된다.

조적벽체내력 검토를 위한 추후실험에서는 실험체 A type의 측정값을 맞춤새 모르타르의 강도로서 계산 값의 산정시 사용하기로 한다. 실험체 C type도 각각의 실험 결과에 차이를 보이지만, 기왕의 논문으로 보고되는 맞춤새 모르타르의 압축 강도(실험체 A의 압축 강도)의 1/100에 가까운 값을 얻을 수 있었다.

2.3 전단내력 평가

2.3.1 각 국의 기준식

2.3.1.1 RC 기둥의 전단내력

(1) KBC 2009

철근콘크리트의 전단강도 산정방법은 콘크리트에 의한 전단강도와 철근에 의한 전단강도의 합으로 다음 식 (2.1)과 같다.

$$V_n = \frac{A_v f_y d}{s} + \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d \qquad (2.1)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(N/㎟), b_w : 부재의 복부 폭(㎜), d : 부재의 유효 폭(㎜), A_v : s간격 내의 띠철근 단면적, f_y : 전단철근의 공칭전단강도, s : 띠철근 간격

(2) AIJ

1) 종국 휨 전단내력(V_{mu})

$$V_{mu} = \frac{M_u}{(h_o/2)} \qquad (2.2)$$

$$M_u = 0.8a_t f_y D + 0.5ND\left(1 - \frac{N}{bDf_c}\right) \tag{2.3}$$

2) 종국 전단내력(V_{su})

$$V_{su} = \left\{\frac{0.053{p_t}^{0.22}(f_{ck}+18)}{M/(Vd)+0.12} + 2.7\sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1\sigma_o\right\}bj \tag{2.4}$$

여기서, M_u : 기둥의 종국 휨내력, a_t : 인장철근 단면적, f_y : 철근 항복점 강도, b : 기둥단면 폭, D : 기둥단면 높이, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, N : 기둥 축방향력, p_t : 인장철근비, p_w : 전단보강근비, f_{wy} : 전단보강근의 항복점 강도, σ_o : 기둥 축방향 응력도, d : 기둥 유효 높이, M/N : 전단스팬비, j : 응력중심간 거리

(3) FEMA356

$$V_{su} = k_1\frac{A_s f_{sy} d}{s} + \lambda k_2\left(\frac{0.5\sqrt{f_{ck}}}{M/(VD)}\sqrt{1+\frac{P}{0.5\sqrt{f_{ck}}A_g}}\right)0.8A_g \tag{2.5}$$

여기서, A_v : 후프의 단면적, d : 고려하는 방향의 단면의 유효 춤, 0.8h로 본다. h : 고려하는 방향의 전체단면춤, M, V, P : 해당하중조합에 의한 모멘트, 전단력, 축하중, λ : 1.0(일반콘크리트), 0.75(경량콘크리트), μ : 연성도, 단, $2 \le M/(Vd) \le 3$, $k_1 = \begin{cases} 1 & s \le 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \le d \\ 0 & s > d \end{cases}$, $k_2 = \begin{cases} 1 & \mu \le 2 \\ -0.5\mu + 1.3 & 2 < \mu \le 4 \\ 0.7 & \mu > 4 \end{cases}$

(4) EURO code

The design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$ is given by

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}\kappa(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + \kappa_1\sigma_{cp} \right] b_w d \qquad (2.6)$$

with a minimum of $V_{Rd,c} = \left[V_{\min} + \kappa_1\sigma_{cp} \right] b_w d$

Where, $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2.0$ with d in min, $\rho_1 = \frac{A_{si}}{b_w d} \le 0.02$, A_{si} : the area of the tensile reinforcement, which extends $\ge (l_{bd} + d)$ beyond the section considered, b_w : the smallest width of the cross-section in the tensile area [mm], $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} [MPa]$, N_{Ed} : is the axial force in the cross-section due to loading or prestressing [in N] $(N_{Ed} > 0 \text{ for } compression)$. The influence of imposed deformations on N_E may be ignored. A_c : the area of concrete cross section [㎟], $V_{Rd,c}$: N, The values of $C_{Rd,c}$, $V_{\min}$ and κ_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $C_{Rd,c}$ is $0.18/\gamma_c$, that for $V_{\min}$ is given by Expression (6.3N) and that for κ_1 is 0,15.

2.3.1.2 조적조의 전단내력

(1) KBC 2009

한국의 경우 비보강조적조에의 전단내력에 관한 정확한 기준은 없다. KBC2009에서는 비보강 조적조에 관한 공칭전단강도 산정방법만 제시되어 있으며, 본 논문에서는 허용응력설계법의 점토조적체일 경우의 허용전당응력 산정방법을 이용하였으며, 식 (2.7)과 같다.

$$F_v = 0.025\sqrt{f_m{}'} \ (\text{최대} 0.551 MPa) \qquad (2.7)$$

여기서, F_v : 조적조의 허용 전단력, $f_m{}'$: 양생 28일 때 조적의 기준압축강도

(2) AIJ

일본의 경우 비보강조적조의 전단내력산정식은 벽돌벽의 전단강도 식 (2.8)에 단면적을 곱하여 산정한다.

$$\tau_u = 0.32 f_t e^{0.78\sigma_n} + 0.37\sigma_n^{0.44} \tag{2.8}$$

여기서, τ_u : 벽돌벽의 전단 강도(N/㎟), f_t : 맞춤새 모르타르의 인장강도(N/㎟), σ_n : 축압축 응력도 (N/㎟), e : 편심거리(㎜)

(3) FEMA356

$$V_{ine} = A_{ni} f_{vic} \tag{2.9}$$

여기서, A_{ni} : 채움벽 수평방향의 모르타르 접합 혹은 그라우트 접합면의 순면적, f_{vie} : 조적채움벽의 예상 전단응력

(3) EURO code

The design shear resistance VRd of a rectangular section may be determined as follows

$$V_{Rd} = c_v [l/2 - e_{Ed}] t f_{vdo} + 0.4 \frac{N_{Ed}}{\gamma_M} \leq [l/2 - e_{Ed}] t f_{vdu} \tag{2.10}$$

Where, c_v : 3 for masonry with filled perpend joints or 1.5 for masonry with unfilled perpend joints, l : the length of the wall in the bending direction, e_{Ed} : the eccentricity of the compressive load in the cross section being considered $e_{Ed} = M_{Ed}/N_{Ed}$ not taken less than $l/6$, M_{Ed} : the design value of the moment in the cross section being considered, N_{Ed} : the design value of the compressive load in the cross section being considered, t : the thickness of the wall, f_{vdo} : the design value of the initial shear strength equal to f_{vko}, according to 3.4, divided by γ_M, f_{vdu} : the design value of the limit to the shear strength to 3.6.2(3) and 3.6.2(4) of EN 1996-1-1:2005.

2.3.2 전단내력 실험

2.3.2.1 조적벽 실험체 개요

S초등학교에서 채취한 약 1200㎜×1000㎜×200㎜의 조적벽을 채움재로 사용하여 RC 프레임 실험체를 제작했다. 벽체로서 채취한 조적벽의 형상을 표 2.4에 나타냈다. No.1 실험체는 조적채움벽이 없는 순수 RC프레임이다. No.2실험체는 조적벽체에 미장모르타르로 시공되어 있는 실험체이고, No.3실험체는 조적벽체 표면에서 미장모르타르를 제거한 실험체이다.

표 2.4 조적벽실험체 일람

Specimen	조적벽 치수(㎜)			변수	쌓기방법
	가로 폭	세로 폭	벽두께		
No.1	-	-	-	RC 프레임	1.0B
No.2	1000	1200	206	표면모르타르 有	1.0B
No.3			184	표면모르타르 無	1.0B

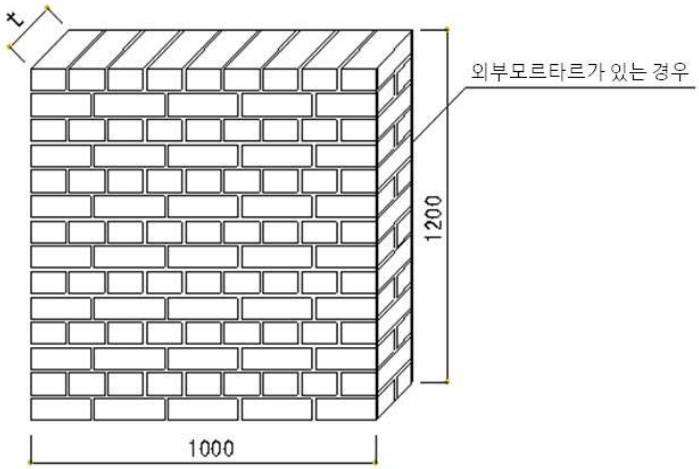


그림 2.10 채취한 조적벽의 상세

기존의 연구[1),2)]에서는 조적벽체 전단실험을 위하여 각자의 실험방법을 제안하여 검증을 수행하였다. 본 실험에서는 기존 건축물에서 직접 채취한 조적벽을 이용한 전단실험을 실시하기 위하여, 실험체 제작시 조적벽체에 손상을 적게 하고 가능한 조적벽 원래의 상태에서 실험체를 제작하기 위해 그림 2.10과 같은 실험체 형상으로 제작했

다. 특히, 그림 2.11에서 보는 바와 같이 조적벽과 RC기둥간에는 클리어런스(=50㎜)를 마련하고, 가력시 RC기둥이 조적벽을 구속하지 않도록 하였다. 그림 2.12는 RC 기둥단면도와 철근배근도이다.

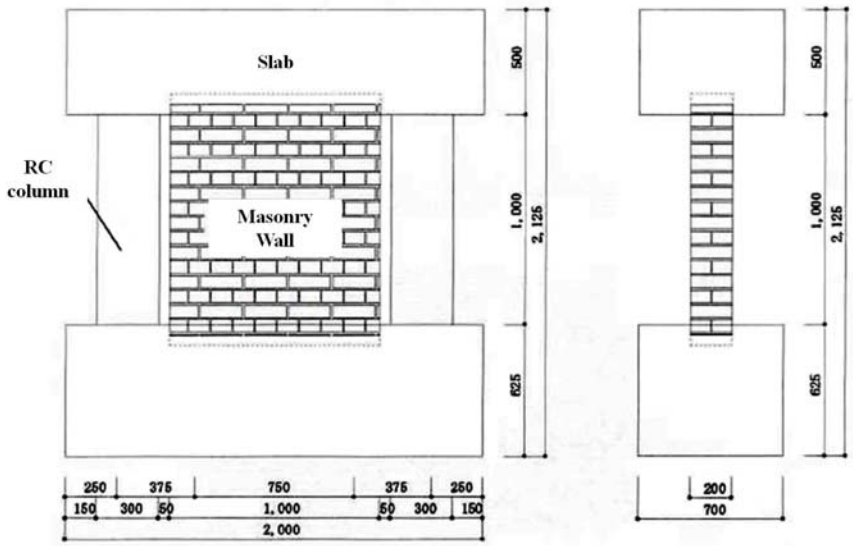


그림 2.11 실험체 개요

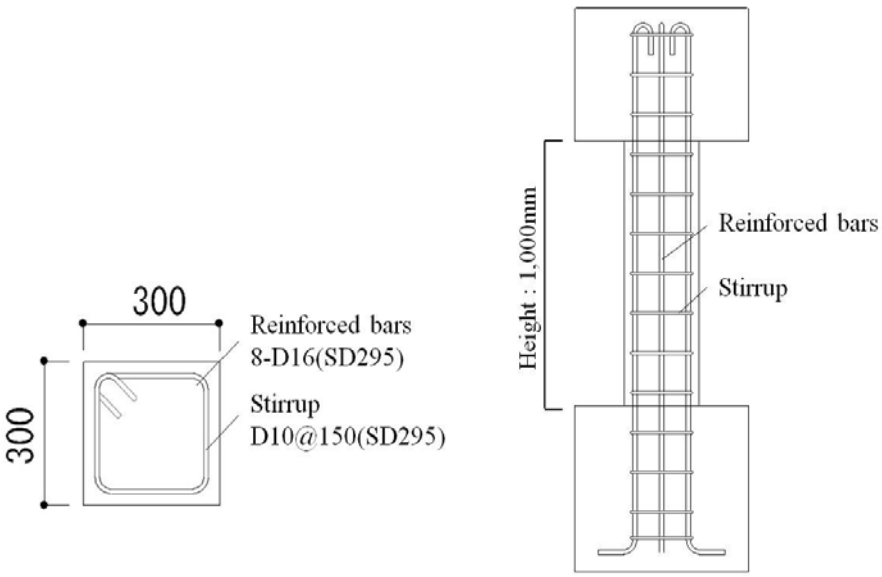


그림 2.12 RC 프레임의 기둥 철근 배근도

2.3.2.2 가력방법

실험체는 그림 2.14에 나타낸 것과 같이 역대칭 가력장치를 구성하여 1방향 정적가력실험을 실시하였다. 실험체의 수직하중은 수직으로 설치된 엑츄에이터를 사용하여 RC기둥의 0.1bDFc상당하는 36kN의 일정하중을 하중제어 방식으로 가력하였다. 실험체의 수평하중은 500kN용량의 엑츄에이터를 사용하여 변위제어 방식으로 가력하였으며, 벽체의 면외방향의 변형을 방지하기 위하여 면외거동방지장치(Pantograph)를 설치하였다. 준정적실험을 위해 재하속도는 1㎜/sec이하로 하였다.

a) No.1 실험체　　b) No.2 실험체　　c) No.3 실험체

그림 2.13 조적벽 실험체 형상

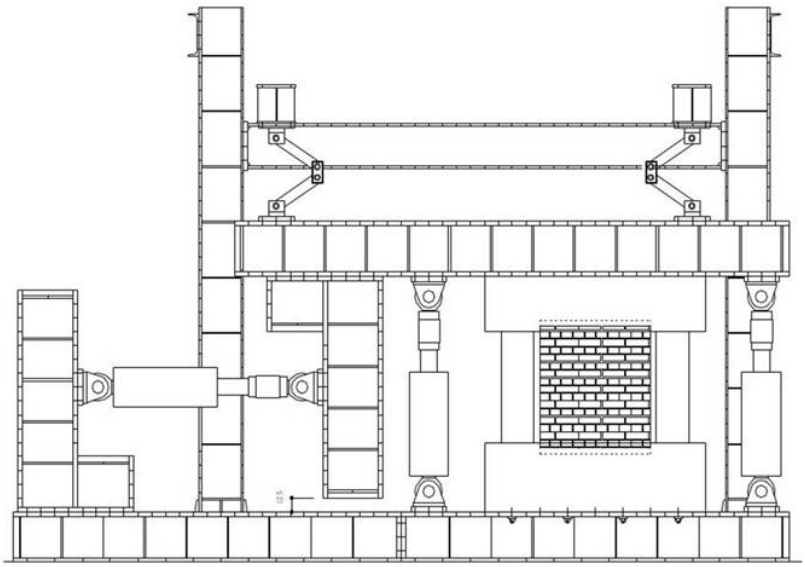


그림 2.14 가력장치의 구성도

2.3.2.3 측정방법

그림 2.15는 변위계측위치를 나타낸다. 실험체의 변위는 층간변위를 계측하기 위하여 콘크리트 보 상부에 2기를 설치하였다. 또한 조적벽체의 휨 및 전단변형을 계측하기 위하여 대각방향으로 2기, 연직방향으로 2기의 변위계측을 실시하였다. 하중측정은 수평하중과 수직방향으로 설치된 엑츄에이터 단부에 배치된 로드셀에서 계측한다.

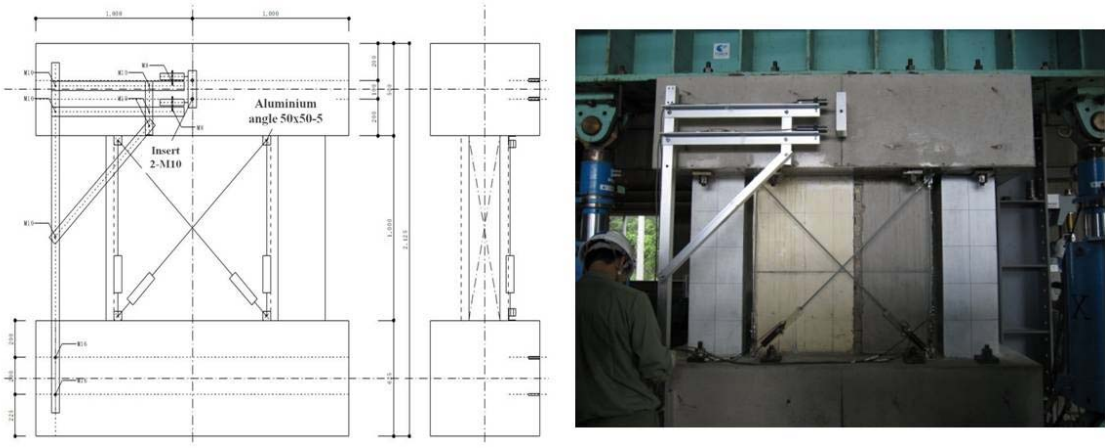


그림 2.15 측정방법

2.3.3 조적벽체의 전단실험 결과

2.3.3.1 기존 이론식에 의한 계산 내력

표 2.5에 KBC2009, AIJ, FEMA356 및 EURO에서 제시하는 RC기둥 및 조적벽체의 전단내력을 각 실험체별로 나타낸다. AIJ기준에 계산 결과, 휨내력(약110kN)이 전단내력(약167~170kN)보다 작은 것으로 나타나 휨파괴가 선행하는 것으로 나타난다.

표 2.5 RC프레임 및 조적벽의 계산내력

Specimen		N (kN)	KBC2009 (kN)	AIJ (kN)		FEMA356 (kN)	EURO (kN)
				Q_{mu}	Q_{su}		
RC	No.1	35.1	172.1*2	111.4*2	167.6*2	168.7*2	132.8*2
	No.2	19.1	171.1*2	110.5*2	167.3*2	165.5*2	132.4*2
	No.3	23.3	171.3*2	111.3*2	167.6*2	166.4*2	132.5*2

조적	No.1	-	-	-	-	-
	No.2	16	17.9	29.9	28.9	30.9
	No.3	11.8	15.9	28.8	25.8	27.6

Q_{mu} : 휨내력, Q_{su} : 전단내력

1) 휨내력(Q_{mu})

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{(h_o/2)} \tag{2.11}$$

$$M_u = 0.8a_t f_y D + 0.5ND\left(1 - \frac{N}{bDf_c}\right) \tag{2.12}$$

2) 전단내력(Q_{su})

$$Q_{su} = \left\{\frac{0.053p_t^{\ 0.22}(f_{ck}+18)}{M/(Vd)+0.12} + 2.7\sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1\sigma_o\right\}bj \tag{2.13}$$

여기서, M_u : 기둥의 종국 휨내력, a_t : 인장철근 단면적, f_y : 철근 항복점 강도, b : 기둥단면 폭, D : 기둥단면 높이, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, N : 기둥 축방향력, p_t : 인장철근비, p_w : 전단보강근비, f_{wy} : 전단보강근의 항복점 강도, σ_o : 기둥 축방향 응력도, d : 기둥 유효 높이, M/N : 전단스팬비, j : 응력중심간 거리

2.3.3.2 조적벽체 전단실험 결과

그림 2.16~2.19는 일정축력조건에서 횡하중을 일방향 가력하여 얻은 각 실험체의 하중과 변위의 관계를 나타낸다. 그림 2.16에서 보는바와 같이 초기강성과 초기내력은 NO.2(RC기둥+미장모르타르가 있는 조적벽) > No.3(RC기둥+미장모르타르가 없는 조적벽) > NO.1(RC기둥)순으로 나타났으며, 최종내력은 세 실험체 모두 약 315kN으로 비슷한 최대내력을 나타내었다. 이는 층간변형각 약 1/200(5㎜)부터 조적벽체의 내력은 상실하여 RC기둥의 내력으로만 거동하는 것으로 판단된다.

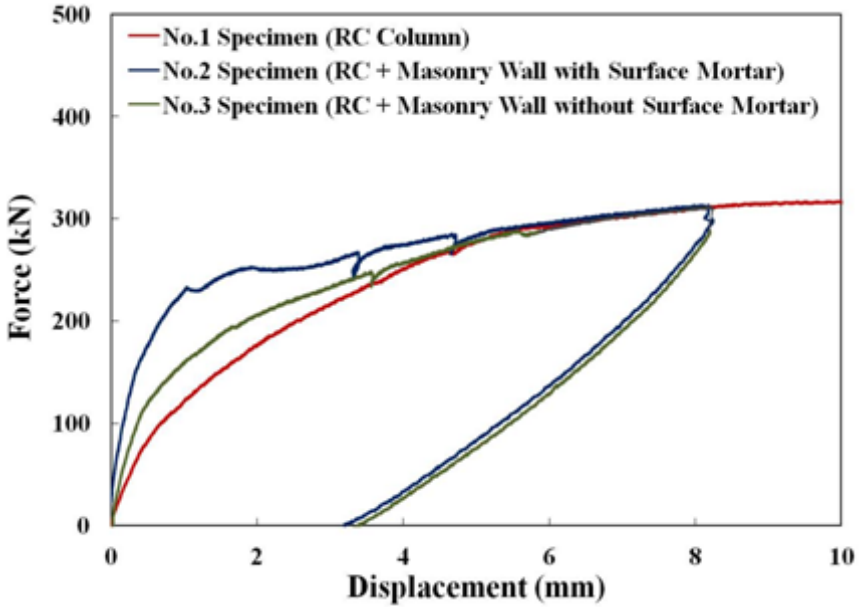


그림 2.16 조적벽 실험체의 하중-변위

그림 2.17은 No.1실험체(RC기둥)의 하중-변위 관계로서 계산내력과 실험내력값을 비교하였다. No.1실험체의 경우, KBC2009, AIJ, FEMA356 및 EURO기준의 철근콘크리트 기둥 전단내력 계산값은 실험결과 값과 대략적으로 일치하였다. 한편 AIJ기준의 철근콘크리트 기둥 휨내력 계산값(Qmu)은 상당한 차이가 발생하였다. 2.3.3.1절에서 계산된 결과는 휨파괴가 선행하는 것으로 나타났으나 실제 실험체 No.1에서는 전단파괴가 발생하였으며(그림 2.23(a)), 기둥 내력계산값 또한 전단 계산내력값이 더욱 일치하는 결과를 얻게 되었다. 그림 2.17의 ★값은 조적조의 내력을 검토하기 위하여 조적벽의 균열이 시작하는 일반적인 지표로서 층간변형각 1/500일때의 RC기둥 내력을 나타내었다.

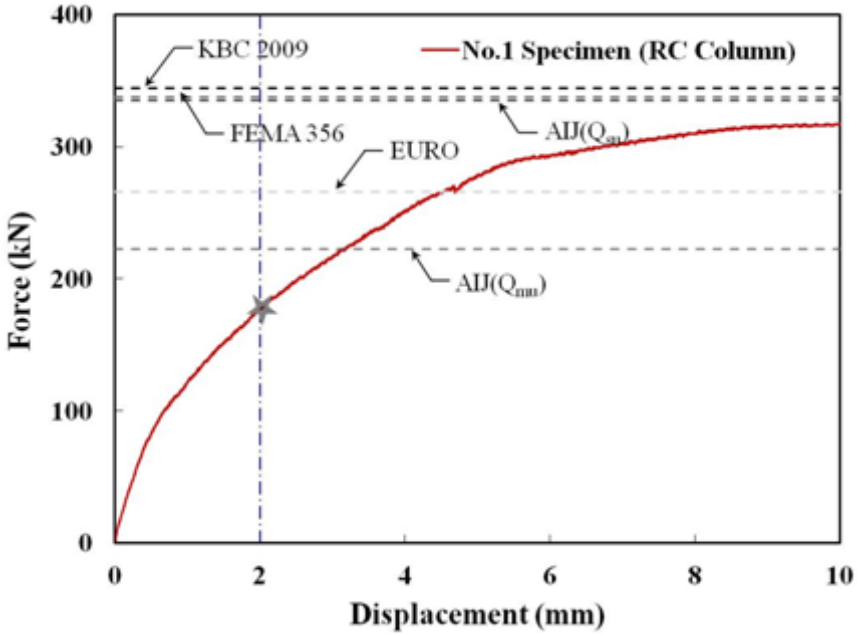


그림 2.17 계산내력값의 비교 (No.1)

표 2.6 실험체의 계산내력값 및 실험값

Specimen	실험값		KBC 2009 (kN)				AIJ (kN)				FEMA 356 (kN)				EURO (kN)			
	1/500 (2mm)	1/125 (8mm)	A*	B*	C*	D*	A*	B*	C*	D*	A*	B*	C*	D*	A*	B*	C*	D*
No.1	176.3	309.2	344.2	-	-	344.2	222.8	-	-	222.8	337.3	-	-	337.3	265.5	-	-	265.5
No.2	251.5	310.7	342.2	176.3	17.8	194.1	221.0	176.3	29.9	206.2	331.0	176.3	28.89	205.2	264.8	176.3	30.9	207.2
No.3	202.5	309.2	342.6	176.3	15.9	192.2	222.6	176.3	28.8	205.1	332.7	176.3	25.75	202.1	264.9	176.3	27.6	203.9

A* : RC기둥내력, B* : 층간변형각1/500경우의 RC기둥 실험내력, C* : 조적벽내력, D* : 실험체의 내력

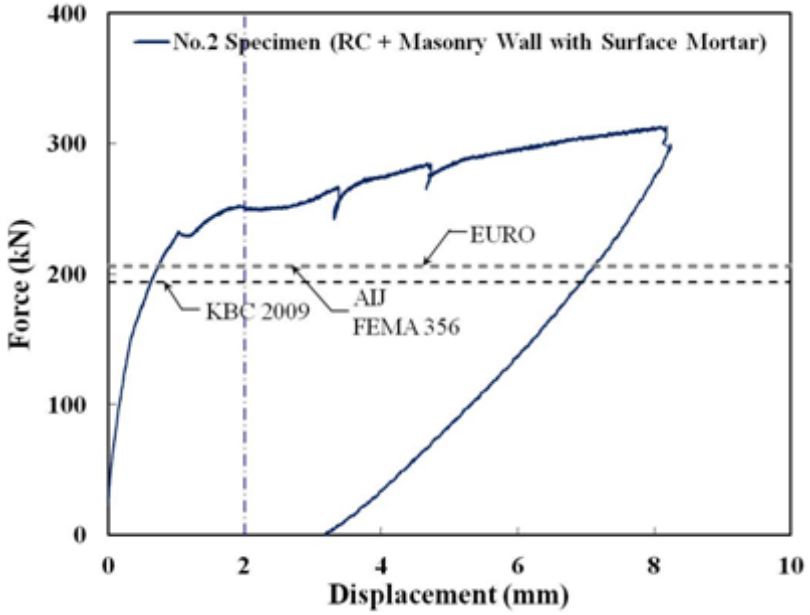


그림 2.18 No.2 실험체의 하중-변위 곡선

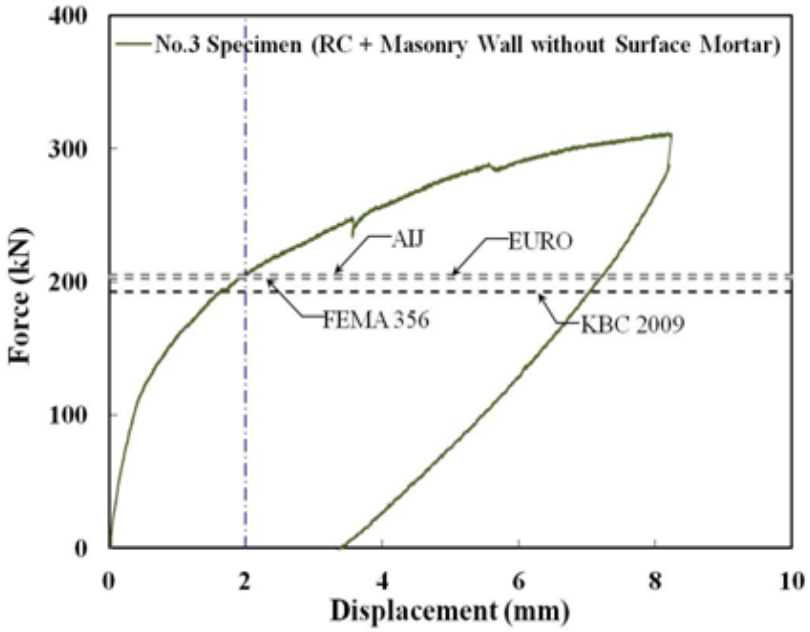


그림 2.19 No.3 실험체의 하중-변위 곡선

그림 2.18~19는 조적벽과 미장모르타르가 있는 경우의 하중변위곡선으로서 실험내력값과 층간변형각 1/500일 때를 기준으로 한 전단내력 계산값과 비교 하였다. 여기서, 전단내력 계산값에 사용된 기둥의 내력값은 1/500을 기준으로 한 실험값을 사용하였으며 조적벽 계산내력값을 KBC2009, AIJ, FEMA356 및 EURO기준식에서 제시하는 식(2.6~8)식을 이용하여 구하였다.

No.2 실험체의 경우, KBC2009, AIJ, FEMA356 및 EURO기준식의 계산내력이 실험내력보다 낮은 값을 나타내었다. 그 이유는 각 기준식의 조적벽체 내력산정에서 벽체의 단면적 산정시 미장모르타르의 두께는 고려되고 있으나 미장모르타르의 강도는 고려되지 않기 때문이다. 한편, 미장모르타르를 제거한 No.3 실험체의 경우, EURO기준의 조적벽체 계산내력값은 실험값과 일치함을 보였으며, AIJ, FEMA356기준의 조적벽체 계산내력값은 실험값보다 다소 낮게 평가되었지만, 거의 일치함을 보였다. 반면KBC2009기준의 내력은 이론값이 실험값 보다 낮게 평가되었다.

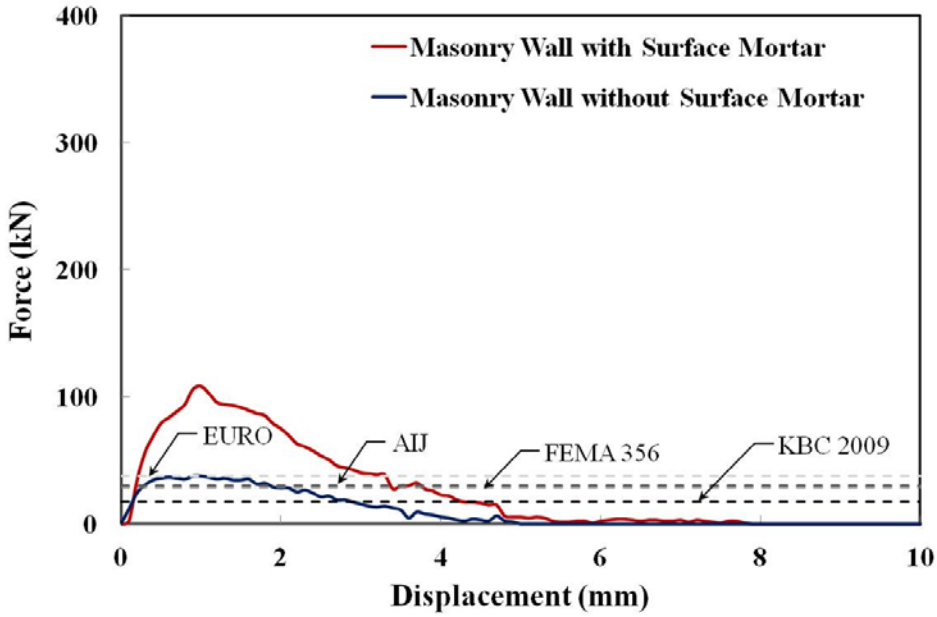


그림 2.20 순수 조적벽체의 하중-변위 곡선

그림 2.20은 No.2실험체와 No.3실험체에서 No.1실험체의 실험결과값의 차이를 비교한 것으로 이때의 내력은 순수조적벽체의 내력을 나타낸다. 또한 그림 2.21은 No.2실

험체와 No.3실험체의 실험결과값의 차이를 나타낸 것으로 이때의 내력은 미장모르타르의 내력을 나타낸다. 그림 2.20~2.21에서 보는 바와 같이 미장모르타르 내력은 층간변형각 1/1000(1㎜)에서 최대값을 나타내고 이후 균열이 발생하기 시작하며 층간변형각 1/200(5㎜)에서는 대부분의 전단내력이 상실되었다. 따라서 조적벽체의 전단내력 중 상당부분이 미장모르타르의 전단내력(약 70kN)이 차지하고 있음을 알 수 있다.

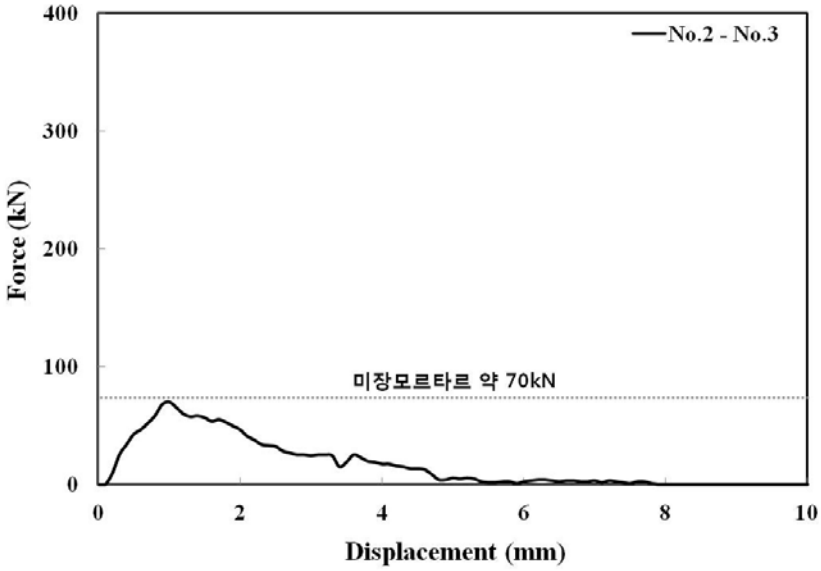


그림 2.21 미장모르타르의 하중-변위 곡선

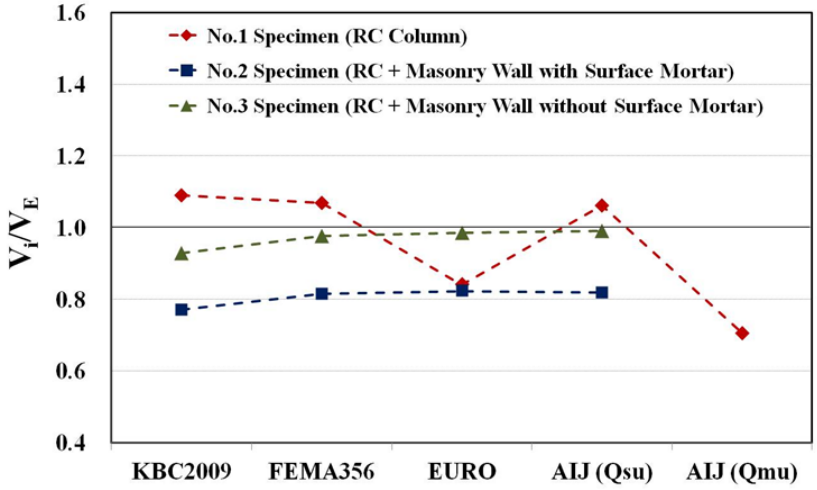


그림 2.22 각 국의 내력식과 실험값과의 비교

그림 2.22는 각국의 내력산정의 이론식과 실험결과의 최대내력(No.2, No.3은 층간변형각 1/500의 경우)을 비교하여 나타내었다. No.1의 경우, KBC2009, AIJ(Qsu) 및 EURO 기준식에서는 RC 프레임의 내력은 과대평가 됨을 보였으며, AIJ(Qmu), EURO기준식에서는 과소평가 되고 있음을 알 수 있다. 반면에 No.3의 경우, 순수 조적벽체에 대해서 AIJ, FEMA356, EURO기준의 계산값과 거의 유사함을 보였으며, KBC2009의 계산값은 다소 작게 나타났다.

2.3.3.3 파괴 상황

그림 2.23에는 각실험체의 최종파괴 상황을 나타낸다. 그림2.23 a)의 실험체에서는 RC기둥의 주두와 주각에 전단 균열이 진전되고 있었다. 또한 조적벽실험체 b), c)에서는 가력 직후에 조적벽에 전단 균열이 발생하고, 균열이 단계적으로 신장하여 전단 파괴에 이르렀다.

a) No.1 실험체　　b) No.2 실험체　　c) No.3 실험체

그림 2.23 조적벽의 파괴 상황

2.4 결론

본 장에서는 노후화 조적벽체의 구조성능에 관한 실험적 연구로서 40년 이상 경과된 학교건축물에서 조적코어와 조적벽체 실험체를 채취하여 재료실험 및 전단실험을 통한 조적벽체의 성능을 파악하였다. 또한 한국(KBC2009), 일본(AIJ), 미국(REMA356), 유럽(EURO)의 전단내력식의 이론값을 실험결과와 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 조적벽의 재료실험 결과, 모르타르가 있는 조적코어의 경우 4개의 실험체에서 압축강도 11.9(N/㎟), 탄성계수 6377.0(N/㎟)값의 평균치를 얻었다. 반면, 조적벽 전체

의 경우 5개의 실험체에서 압축강도 10.0(N/㎟), 탄성계수 16853.2(N/㎟)값의 평균치를 얻었다. 또한, 모르타르가 있는 조적코어 5개 실험체에서 0.15(N/㎟)의 평균 인장강도값을 얻었다.

2) 조적벽체 전단내력 실험 결과, 실험체의 파괴 상황은 가력 직후에 조적벽에 전단균열이 발생하고, 균열이 단계적으로 성장하여 최종적으로 전단 파괴에 이르렀다.

3) 조적벽체의 유무에 따라 초기강성과 초기내력에서 차이를 보이며, 층간변형각 약 1/200(5㎜)부터 조적벽체의 내력은 상실하여, RC기둥의 내력만 존재하였다. 또한 순수조적벽체의 내력을 검토해본 결과, 조적벽체의 내력은 층간변형각 1/1000부터 균열이 시작하여 1/200에서 파괴에 이르는 것으로 나타났다.

4) 기존 이론값과 실험값을 비교한 결과, RC의 경우 휨내력(Qmu)과 EURO기준식을 제외하고는 비교적 정확하게 평가하는 것으로 사료된다. 조적조의 경우, EURO기준식이 가장 정확하게 평가되었으며, AIJ, FEMA356기준식도 비교적 유사하게 평가되었다. 반면에 KBC2009에 의한 이론값은 실험내력값보다 다소 낮게 평가되었다. 미장모르타르가 있는 조적조의 경우는 이론식 모두 실험내력값보다 낮게 평가되는 것을 확인하였다. 이는 추후 미장모르타르의 영향에 대해 보다 정밀하게 연구할 필요가 있다고 판단된다.

5) 본 논문에 의한 조적벽체의 성능검증은 그 샘플수가 적고, 조적벽 성능에 큰 영향을 미치는 미장모르타르의 실제 충전율 등에 의한 조사는 실시할 수 없었다. 따라서 추후과제로 다른 학교건축물에서도 같은 검토를 실시하고, 해당건축물에서의 미장모르타르 충전상황을 사전조사를 충분히 실시하여야 할 것으로 판단된다.

제3장 인력가진에 의한 강제 진동실험

3.1 동적특성 계측 방법 개요

완공된 구조물의 동적특성을 계측하기 위하여 사용되는 방법에는 가진기 실험, 인력가진법, 상시진동계측 등이 있다. 가진기 실험은 진동발생기를 이용하여 일정 진동수로 구조물을 가진한 후 구조물의 응답을 계측하는 방법이다.(Chopra, 2007)

가진기 실험의 경우 가진력이 커서 노이즈의 영향을 받지 않아 신뢰성있는 결과를 얻을 수 있는 반면에, 가진기가 고가이고 가진기 중량에 대한 제약 등으로 인해 동적특성 계측에 사용되기에는 현실적인 제약이 많다. 인력가진 계측은 인력으로 건물을 가진시킨 후 가진을 중지하여 건물의 자유진동파형을 얻는 방법으로 노이즈의 영향을 받지 않아 신뢰성 있는 동특성을 산정할 수 있는 장점이 있다. 그러나 고차모드의 경우 인력으로 정확히 가진하기 어려워 고유진동수가 적은 건물에서만 정확한 값을 산정할 수 있다. 상시진동계측은 추가적인 외력이 없는 상태에서 가장 쉽게 계측할 수 있는 방법으로 고차모드까지 산정할 수 있는 장점이 있다. 그러나 건물의 가속도 응답진폭이 작아 노이즈에 의한 영향이 커서 센서와 데이터 수집장치의 높은 정밀도가 요구된다.

3.2 계측 방법

3.2.1 계측 장비

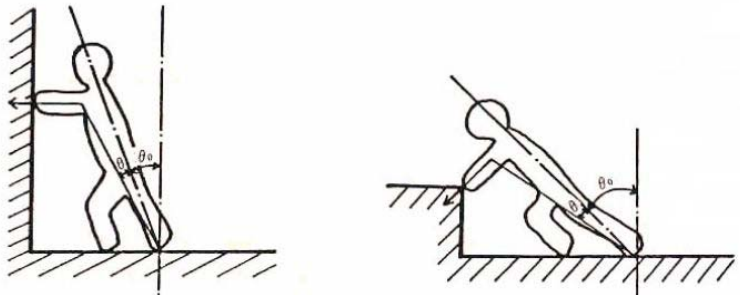
그림 3.1 계측시스템 (데이터수집장치, 가속도계)

계측에는 4개의 무선가속도 로거(iLOG-Recevier)를 각 층별로 설치하였고, 데이터 수집은 무선계측프로그램(SLA-V2.0)을 이용하여 데이터를 수집하였다. 계측방법은 모두 샘플링 주파수 200Hz, 측정범위 0.1cm/s로 하였다.

3.2.2 가진 방법

인력가진 계측은 공진현상을 이용하여 자유진동파형을 얻어 건물의 동특성을 확인하기 위한 진동계측 방법이다. 인력가진 실험은 건물의 고유진동수를 먼저 산정한 후 같은 진동수로 인력에 의해 가진하는 방법으로 수행하며, 건물의 고유진동수에 정확히 동조하기 위해 무선가속도 측정기를 사용한다. 건물을 고유진동수에 동조시켜 인력가진을 수행하면 공진효과에 의해 충분히 진동의 진폭을 증가시킬 수 있으며, 진동이 충분히 커진 후 정지하면 건물의 자유진동파형을 만들 수 있다.

이 방법은 건물을 미는 힘으로서 사람의 체중이동에 따른 관성력을 이용하였다. 그림 3.2는 인력가진 방법이다. 본 연구에서는 인력가진 실험을 다음 그림 3.2(a)와 같이 가진하였다. 구조물의 모든 층에 영향을 줄 수 있는 최상층에서 약 15명 학생이 1차 고유진동수(상시미동측정결과)에 맞춰 가진을 실시하였다.



(a) 수평가진($\theta_o = 30^\circ, \theta = 15^\circ$) (b) 경사가진($\theta_o = 45^\circ, \theta = 15^\circ$)

그림 3.2 인력가진의 종류

3.3 인력가진 계측결과

그림 3.3 인력에 의한 강제 진동실험 (Y방향)

표 3.1은 인력가진 계측 결과 약 40년 노후화된 학교건축물의 고유진동수를 나타냈다. 그림 3.4~3.11은 X 방향 2회, Y 방향 6회의 인력가진을 통해 계측된 가속도 시간이력결과를 FFT로 분석한 고유진동수이다.

표 3.1 인력가진 계측 결과

구분		진동수(Hz)	(sec)	평균
방향	순번			
X 방향	TEST 1	3.10	0.32	3.10Hz (0.32sec)
	TEST 2	3.10	0.32	
Y방향	TEST 1	3.13	0.32	3.30Hz (0.30sec)
	TEST 2	3.18	0.31	
	TEST 3	3.42	0.29	
	TEST 4	3.23	0.31	
	TEST 5	3.27	0.31	
	TEST 6	3.54	0.28	

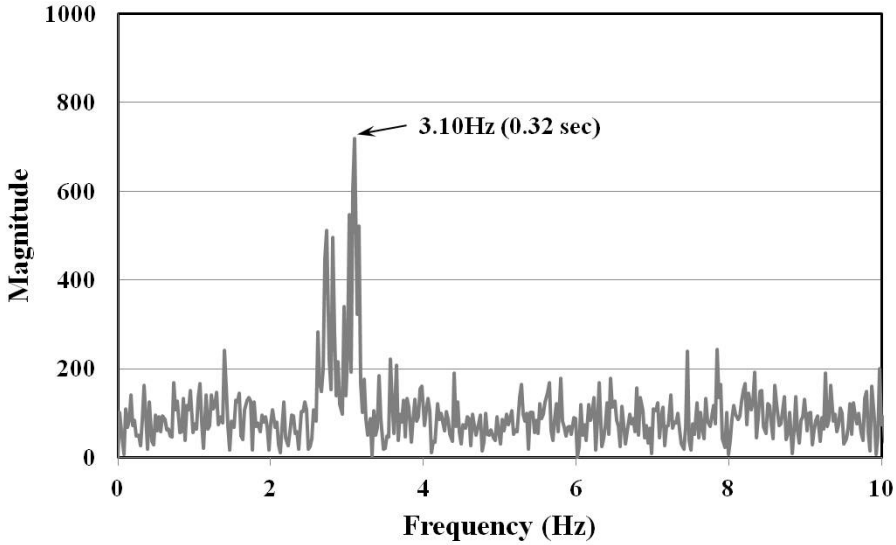


그림 3.4 X방향 TEST-1 진동수 (옥상층)

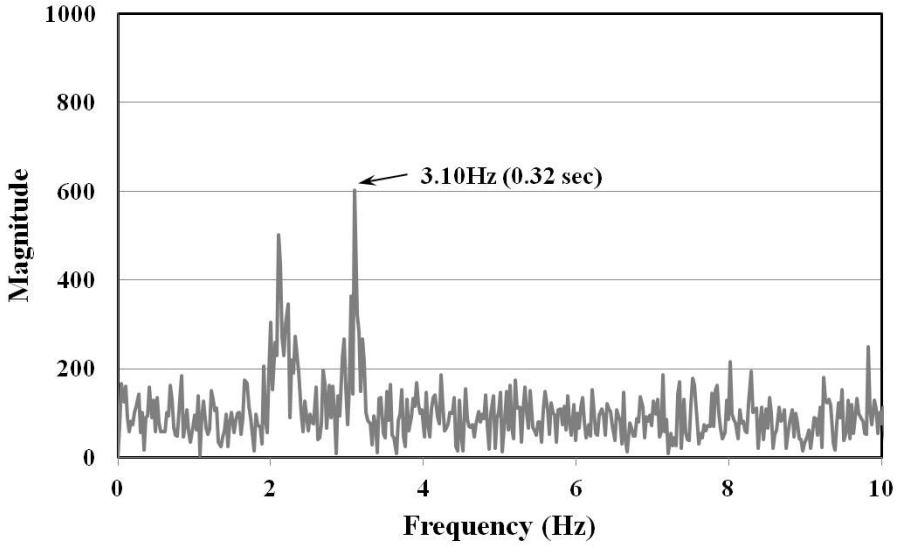


그림 3.5 X방향 TEST-2 진동수 (옥상층)

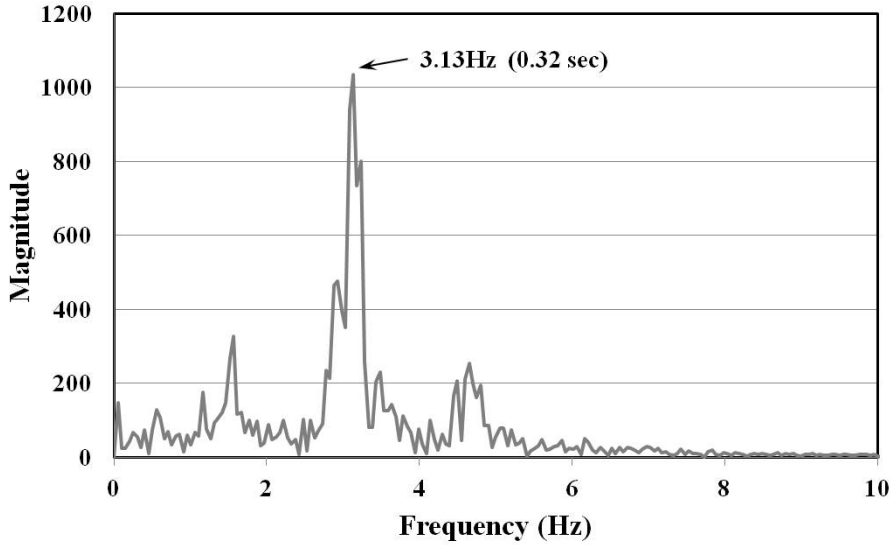


그림 3.6 Y방향 TEST-1 진동수 (옥상층)

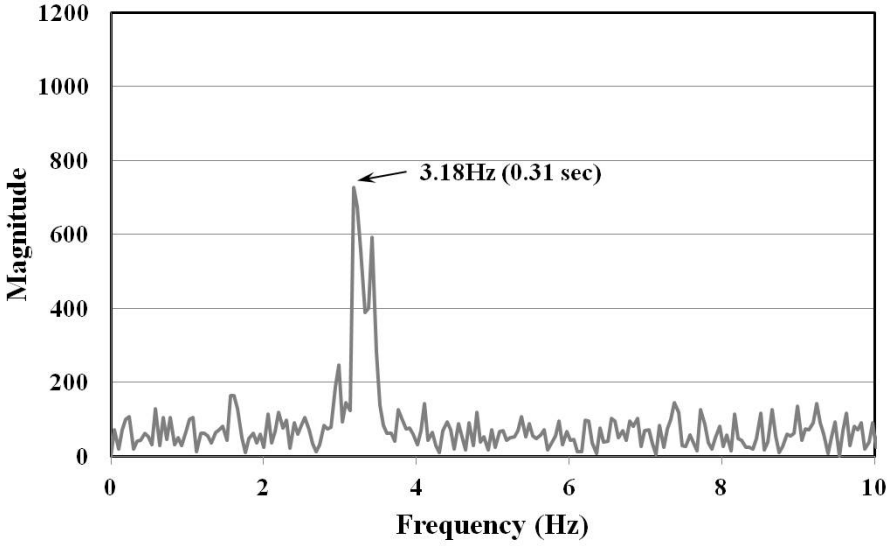


그림 3.7 Y방향 TEST-2 진동수 (옥상층)

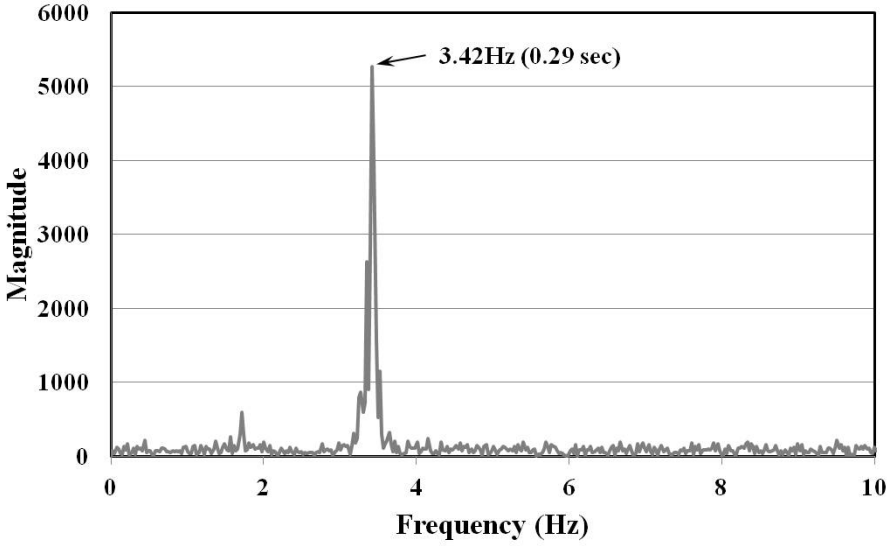


그림 3.8 Y방향 TEST-3 진동수 (옥상층)

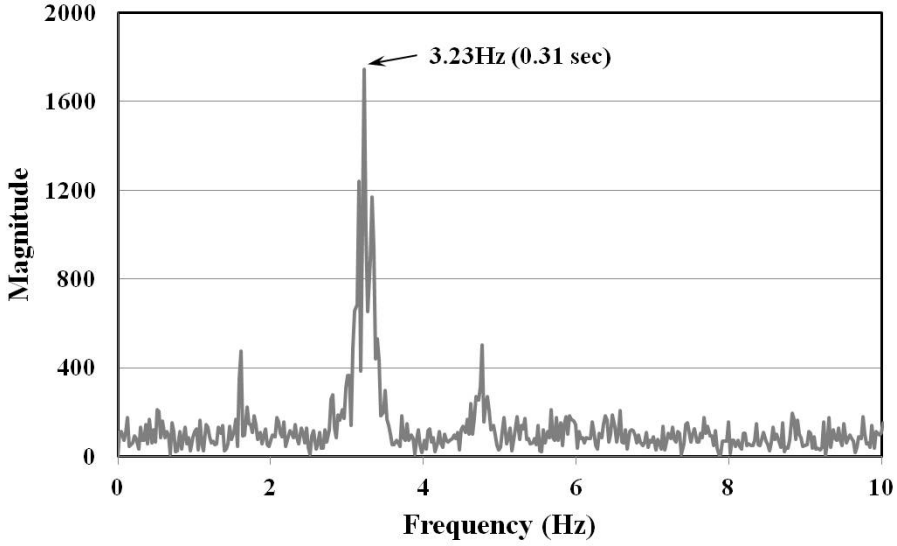


그림 3.9 Y방향 TEST-4 진동수 (옥상층)

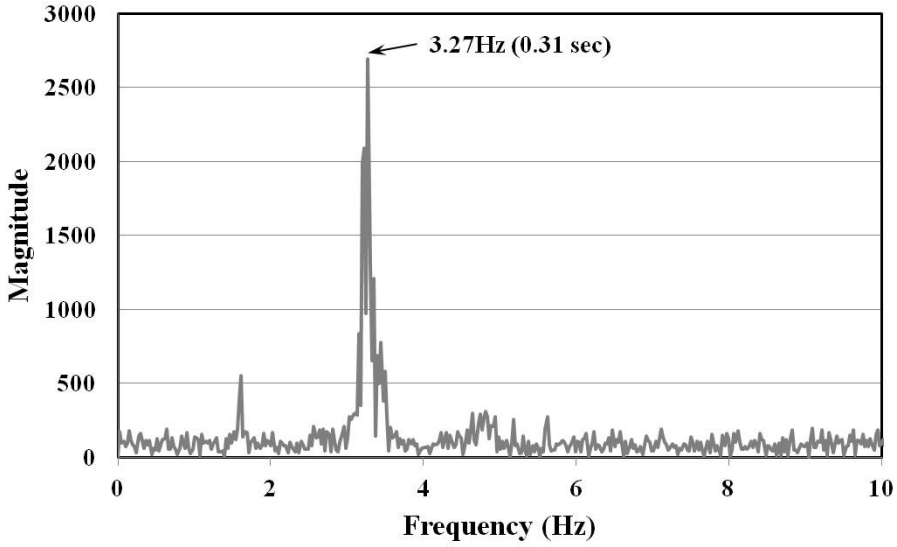


그림 3.10 Y방향 TEST-5 진동수 (옥상층)

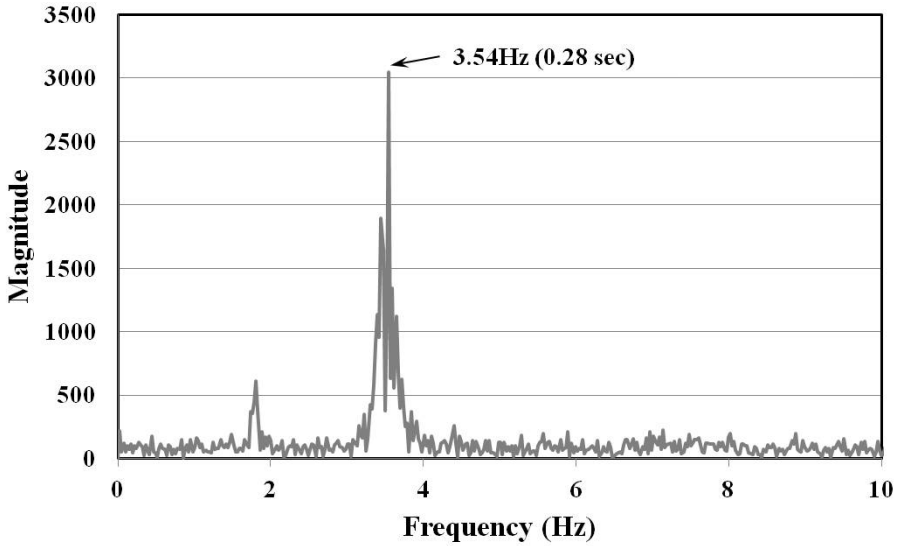


그림 3.11 Y방향 TEST-6 진동수 (옥상층)

3.4 결론

본 장에서는 노후화 학교건축물의 동특성을 확인하기 위해 진동계측 방법 중 강제진동 실험인 인력가진계측 방법으로 실험을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 인력가진에 의한 건축물의 유효 진동수와 진동주기를 관측한 결과 X방향은 3.10Hz(0.32sec), Y방향은 3.30Hz(0.30sec) 임을 확인할 수 있었다.

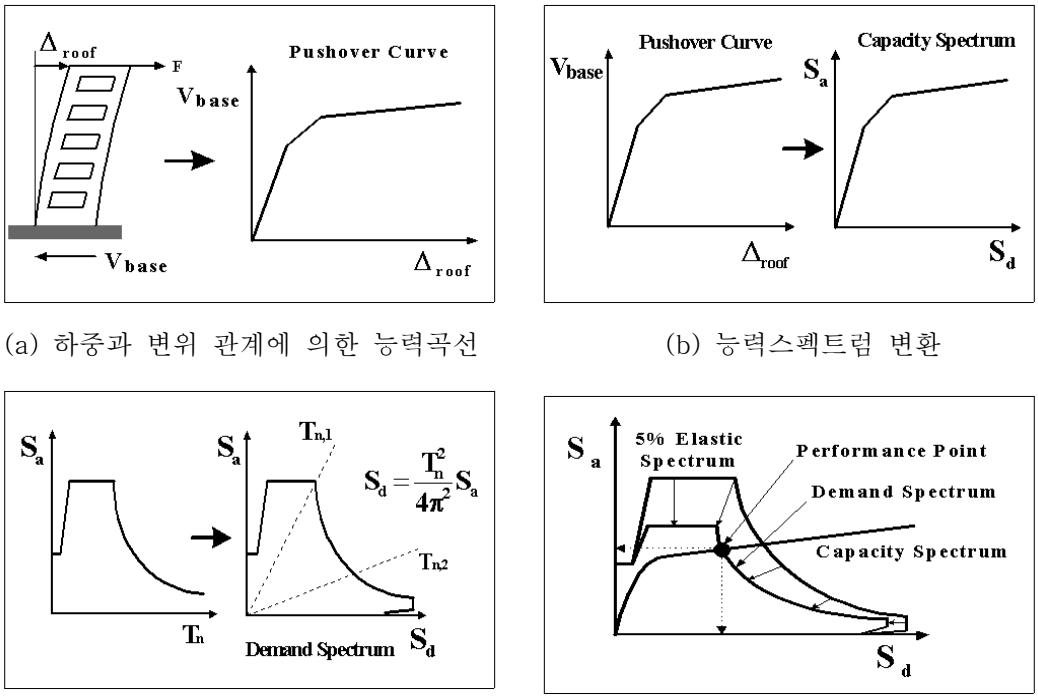
2) 이는 건축구조기준(KBC2009 0306.5.6)에서 건축물의 유효주기를 산정하기 위하여 제시하고 있는 'Ta = 0.1N (Ta : 근사고유주기, N : 층수)' 에 의한 0.3sec에 근접한 것을 확인하였다.

제4장 건축물의 비선형 정적 해석에 의한 내진성능평가 (Push-over Analysis)

4.1 내진성능평가방법

4.1.1 성능스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)[1]

능력스펙트럼법(CSM)은 구조물의 비선형 변형능력과 내진성능을 평가할 수 있는 방법으로써 성능에 기초한 내진설계 분야에서는 가장 널리 사용되고 있다. 그림 4.1에서 볼 수 있듯이 이 방법은 구조물이 보유하고 있는 지진에 대한 저항능력을 평가한 후에 보유능력은 예상될 수 있는 지진하중에 대한 구조물의 요구수준보다 커야한다는 지진방정식의 개념을 해석적으로 평가할 수 있는 매우 효과적인 방법이기 때문이다.



(a) 하중과 변위 관계에 의한 능력곡선

(b) 능력스펙트럼 변환

(c) 요구 응답스펙트럼의 ADRS 변환

(d) 성능점 산정과 성능수준 평가

그림 4.1 능력스펙트럼(CSM)에 의한 구조물의 내진성능 평가

구조물이 보유하고 있는 저항능력과 지진하중에 의한 요구수준을 스펙트럼 형식으로

서로 비교함으로써 비선형 최대변형과 요구내력을 평가하는 해석 방법이다. 두 스펙트럼의 교차점인 성능점은 시스템의 동적 평형상태를 의미하며 최대변위에서의 강성과 강도의 영향을 효과적으로 표현할 수 있다는 장점이 있다. 능력스펙트럼법을 이용하여 기존 구조물의 내진성능을 평가하기 위해서는 1차적으로 해석 및 설계가 완료되어야 한다. 이 방법을 이용함으로써 평가할 수 있는 내용은 다음과 같다.

① 구조물의 항복 이후 거동 및 보유내력의 평가, 에너지 소산 및 변위요구량 파악
② 구조물을 구성하는 각 구조요소의 소성화 과정을 순차적으로 평가
③ 보수·보강을 통하여 구조성능을 높이고자 할 때 필요한 부재의 경제적인 선정

(1) 능력스펙트럼 (Capacity Spectrum) 산정

비선형 정적해석을 수행한 후에 하중과 변위 관계를 산정한다. 구조물이 보유하고 있는 능력을 산정하는데 있어 종래에 사용되었던 선형 탄성해석은 구조물의 탄성능력과 항복점은 예측할 수 있으나, 항복이후의 특성이나 항복이 진행되는 동안의 붕괴메카니즘에 대한 예측, 그리고 하중의 재분배 등은 고려할 수가 없다. 그러므로 구조물에 대하여 보다 정확한 보유능력을 평가하기 위해서는 비선형 정적해석을 이용하여 구조물이 보유한 비선형 변형능력을 산정해야 한다.

비선형 정적해석에서 횡하중의 크기는 점진적으로 증가시켜가면서 가력하며, 구조물이 불안정해지거나 사전에 미리 설정된 한계상태(목표변위)에 도달할 때까지 해석이 진행된다. CSM에서의 능력스펙트럼(Capacity Spectrum)은 비선형 정적해석에 의한 밑면전단력과 구조물의 최대변위관계를 각각 응답가속도와 응답변위와의 관계로 표현함으로써 평가한다. 비선형 정적해석에 의해서 산정된 하중과 변위와의 관계를 응답가속도(S_a)와 응답변위(S_d)와의 관계로 전환하는 식은 다음과 같다.

$$S_a = \frac{V}{\alpha^k M} \qquad S_d = \frac{D}{\Gamma^k \Phi^k} \tag{4.1}$$

여기서, S_a는 응답가속도, S_d는 응답변위, V는 전단력, D는 최상층 변위이고
해당방향 k차의 모드참여계수와 유효질량계수를 각각 다음과 같이 산정한다.

모드참여계수 $\Gamma^k = \dfrac{\sum_{j=1}^{N} M_j \Phi_{jk}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{jk}^2}$ 유효질량계수 $\alpha^k = \dfrac{\left(\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{jk}\right)^2}{\left(\sum_{j=1}^{N} m_j\right)\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi^{2_{jk}}}$ (4.2)

여기서, m_i, Φ_i는 i 층의 질량과 모드형상, $\Phi_n = 1.0$ 이며, n은 지붕 층을 뜻한다.

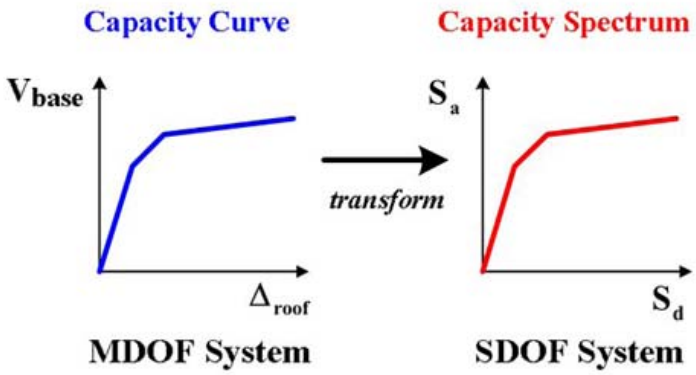


그림 4.2 하중과 변위와의 관계를 응답가속도(S_a)와 응답변위(S_d)와의 관계로 전환

(2) 요구스펙트럼(Demand Spectrum) 산정

지진하중에 의한 구조물에 부가되는 지진요구는 일반적으로 주기(T)에 대한 응답가속도의 형태로 표현된다. 그러므로 능력스펙트럼과 동일한 좌표상에 표현되기 위해서는 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum)의 형태, 즉 응답가속도와 응답변위의 관계로 변환해야 한다. 일반적으로 응답가속도와 응답변위와의 관계는 식(4.3)과 같다.

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \tag{4.3}$$

여기서, S_a는 응답가속도, S_d는 응답변위, T_n은 건축물 유효주기.

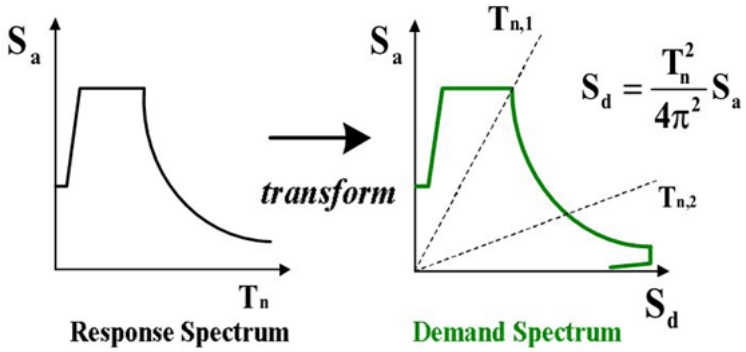


그림 4.3 주기(T)와 응답가속도와의 관계를
응답가속도(S_a)와 응답변위(S_d)와의 관계로 전환

비선형 요구스펙트럼은 5%의 감쇠비를 가지는 탄성응답스펙트럼을 기준으로 감쇠비를 조정함으로써 응답스펙트럼의 비선형 특성을 고려하고 있다.

(3) 등가감쇠(Equivalent Damping)의 산정

비선형 정적해석에 의한 능력스펙트럼을 산정한 후에 그림4.4와 같이 등가의 면적을 가지는 이선형(Bilineat)곡선으로 표현한다. CSM에서는 5% 감쇠를 가지는 탄성스펙트럼과 능력스펙트럼을 이용하여 소산 에너지원리에 의한 등가감쇠(β_{eq})를 계산한다. 구조물의 감쇠에 의하여 소산되는 에너지의 양은 등가이선형곡선에서의 이력거동에 대한 면적을 나타내며 다음식에서 등가감쇠(β_{eq})를 산정할 수 있다.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \qquad \beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{SO}} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{4.4}$$

여기서, E_D = 구조물의 감쇠에 의하여 소산되는 에너지

E_{SO} = 구조물의 최대변형에너지

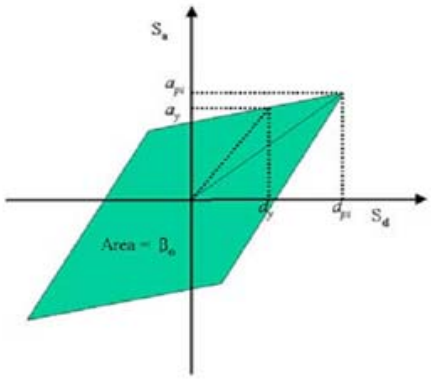


그림 4.4 이력거동에 의한 등가감쇠

(4) 유효감쇠(Effective Damping)의 산정

지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 이력특성은 강성저하, 강도저감, 슬립 및 핀칭 등에 의하여 에너지 소산능력이 저하되며 그림 4.4와 같이 이상화된 이선형 모델의 이력 특성을 나타내지 못한다. 그러므로 이러한 효과를 감쇠조정계수(Damping Modification Factor, κ)를 사용하여 등가감쇠를 조정한다. 조정된 등가감쇠를 유효감쇠(β_{eff})라고 하며 아래 식과 같이 산정할 수 있다.

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 0.05 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \qquad (4.5)$$

식 (4.5)에서 좌변의 감쇠비는 0.05는 탄성시스템에 의한 지진하중의 요구이므로, 철근콘크리트 재료의 이력특성을 반영하는 감쇠조정계수는 등가감쇠에 적용된다. 그리고 이러한 이력특성으로 인하여 구조물의 에너지 소산능력의 저하현상을 반영하기 위하여 구조물의 이력상태에 대한 세가지 분류(Type A,B,C)에 따라서 감쇠조정계수를 조정한다.

표 4.1 감쇠보정계수

이력특성	감쇠보정계수(κ)
완전한 이력특성(Type A)	κ = 1
보통의 이력특성(Type B)	κ = 2/3
열악한 이력특성(Type C)	κ = 1/3

(5) 응답감소계수(Spectrum Reduction Factor)의 산정

앞서 선정된 유효감쇠를 적용하여 그림3.5와 같이 감소된 비선형 응답스펙트럼을 고려한다. 유효감쇠를 이용하여 응답스펙트럼의 조정계수인 응답감소계수(SR)를 산정하며 가속도구간 및 속도구간으로 구분하여 각각 다르게 적용한다. 응답감소계수는 Newmark와 Hall(1982)의 지반운동 증폭계수를 이용한 것이며, 가속도구간의 응답감소계수(SR_A)와 속도구간의 응답감소계수(SR_V)는 식 (4.6)와 같이 구하며 구조물의 이력거동에 따라 응답감소계수의 하한치를 제시한다.

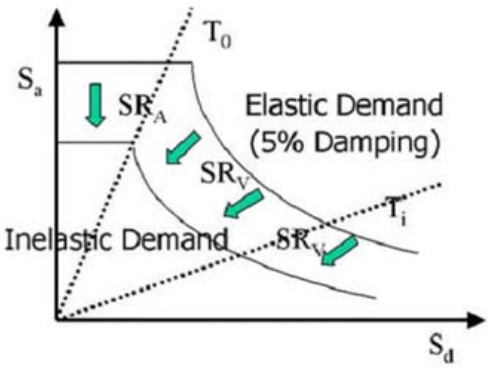


그림 4.5 응답감소계수(SR)의 적용

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ln\left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right]}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41\ln\left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right]}{1.65} \qquad (4.6)$$

표 4.2 구조물의 이력거동에 따른 응답감소계수의 최소치

이력특성	SR_A(가속도구간의 응답감소계수)	SR_V(속도구간의 응답감소계수)
Type A (= 1.00)	0.33	0.50
Type B (= 0.67)	0.44	0.56
Type C (= 0.33)	0.56	0.67

(6) 성능점 및 성능수준의 평가

능력스펙트럼과 요구스펙트럼이 교차되는 성능점은 그림 4.6과 같이 구조물의 저항능력과 고려하는 지진하중의 요구수준이 일치하는 점으로 평가된다. 그리고 성능점은 특정 지반운동에 대한 구조물의 손상 정도를 나타낼 수 있는 중요한 평가지수가 된다. 성능점을 이용하여 시스템의 변형정도를 파악하고 비선형 지진응답에 의한 구조물의 파괴메카니즘을 효과적으로 예측할 수 있다. 그러므로 구조물의 실질적인 요구내력 평가를 통하여 성능수준을 보다 명확하게 평가할 수 있다.

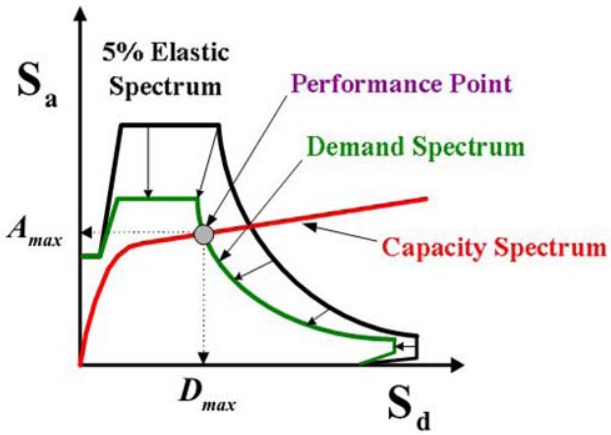


그림 4.7 성능점의 산정

4.2 모델링 방법

4.2.1 대상 건축물 모델링 방법

본 연구에서는 실제 학교건축물의 내진성능을 평가하기 위하여, 국내 학교건축물 중 1969년 준공된 S초등학교를 선정하였다. 대상 건축물의 내진설계 조건은 지진지역 1(S=0.22), 지반등급 Sc, 중요도1(I_E=1.2)이고 물성치인 콘크리트 압축강도는 fck = 18N/㎟, 철근의 항복강도는 fy = 240N/㎟, 조적벽의 물성치는 2장의 실험을 통하여 조사된 내용을 토대로 FEMA356 및 시설안전공단에서 제시하고 있는 조적벽을 가새로 치환하여 내진성능을 평가하는 방법을 사용하였다. 조적벽의 설치 위치는 그림 4.7~4.8과 같이 X방향으로 허리벽이 설치되어 있고 Y방향으로 조적 채움벽이 설치되어 있다. Y방향의 조적 채움벽 중 1층 중앙 현관에서 우측 첫 번째 조적벽은 조사 당시 철거 상태였지만 본 논문에서는 표시된 구간 전체에 조적벽이 존재하는 것으로 해석을 실시하였다.

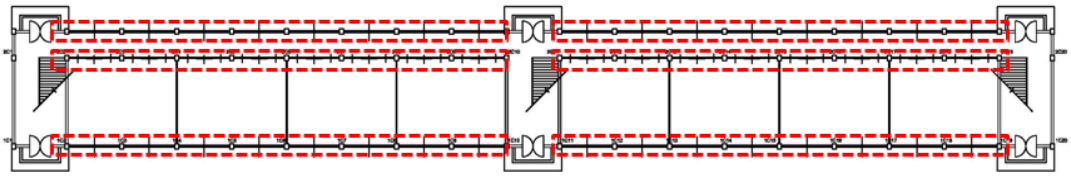


그림 4.7 X방향 조적벽(허리벽) 설치 위치

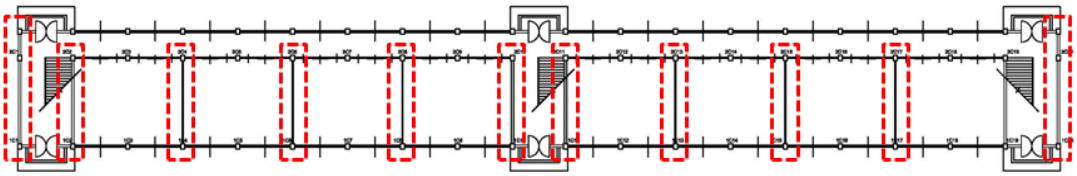


그림 4.8 Y방향 조적벽(채움벽) 설치 위치

대상 건축물의 층수는 지상3층으로 1층 바닥에 지중보가 있고 그것의 1m 하부에 기초가 존재하여 그림4.9와 같이 MODELING FRAME을 구성하였다. 그리고 각각 X방향과 Y방향으로 나누고 조적벽을 고려하지 않은 경우와 조적벽을 고려한 경우로 나누어 해석을 실시하였으며, 조적벽의 모델링은 실험에 의한 값과 FEMA에 근거하여 모델링하였다. 또한, 그림 4.10과 같이 X방향 골조의 해석 모델은 CASEⅠ,Ⅱ로 Y방향 골조의 해석 모델은 CASEⅢ,Ⅳ,Ⅴ로 모델링하여 비선형 정적해석을 실시하였다.

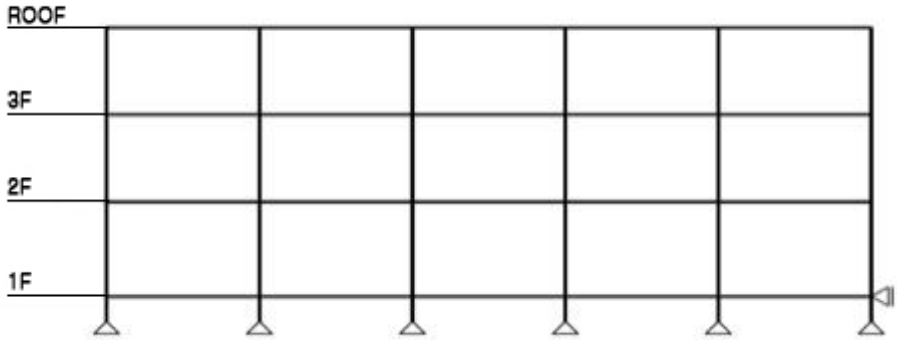


그림 4.9 구조체 MODELING FRAME

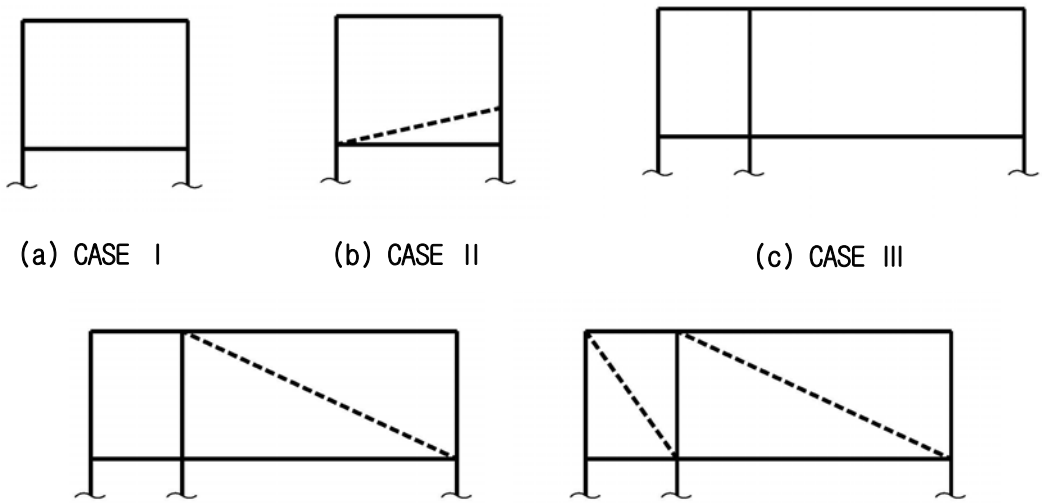


그림 4.10 조적벽체 모델링 방법

4.2.2 조적벽체 모델링 방법[14]

(1) 조적벽체 고려

골조사이에 존재하는 비보강 조적채움벽은 다음과 같이 폭 a를 가지는 등가대각압축가새로 모델링될 수 있다. 등가 대각압축가새의 두께는 190mm, Test result에 의한 모델링에서 탄성계수는 6377N/㎟, 전단강도는 0.19N/㎟를 FEMA에 의한 모델링에서 탄성계수는 2200N/㎟, 전단강도는 0.14N/㎟를 사용하였다.

$$a = 0.175(\lambda_I h_{col})^{-0.4} r_{inf} \tag{4.7}$$

여기서, $$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{4.8}$$

h_{col} = 채움벽 상하보의 중심선까지의 기둥 높이

h_{inf} = 채움벽의 높이

E_{fe} = 골조 재료의 탄성계수

E_{me} = 채움벽 재료의 탄성계수

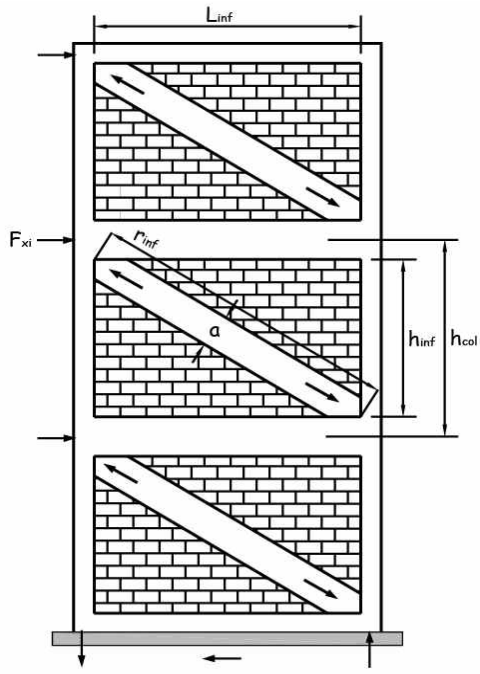
I_{col} = 기둥의 단면이차모멘트

L_{inf} = 채움벽의 길이

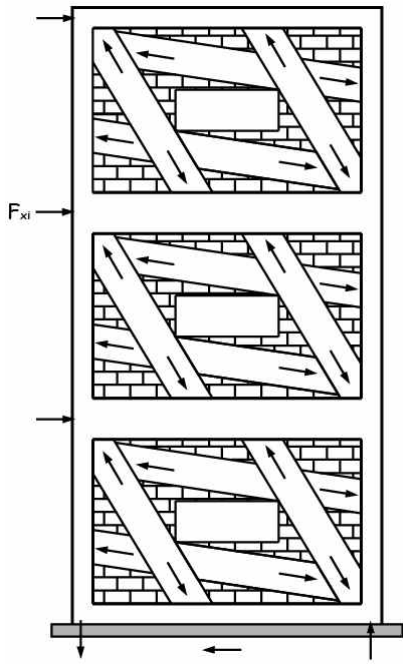
r_{inf} = 채움벽의 대각길이

$\theta = \tan^{-1}(h_\infty / L_{inf})$ 이다.

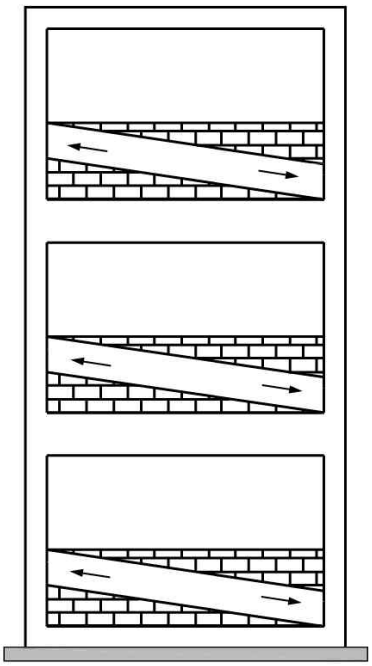
등가대각압축가새는 그림 4.11과 같이 인접한 골조에 의해 양쪽에서 구속을 받을 경우에만 예상되는 구속력의 방향과 동일하게 모델링한다. 조적벽체의 한쪽에만 골조와 접하는 경우는 등가대각압축가새로 치환할 수 없다.



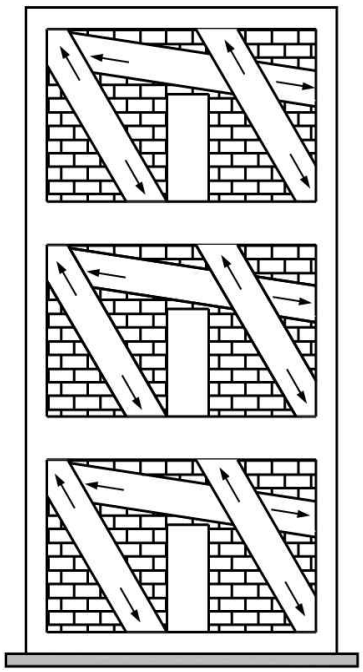
(a) 단일벽체일 경우



(b) 개구부가 있을 경우



(c) 하단에만 조적채움이 있는 경우



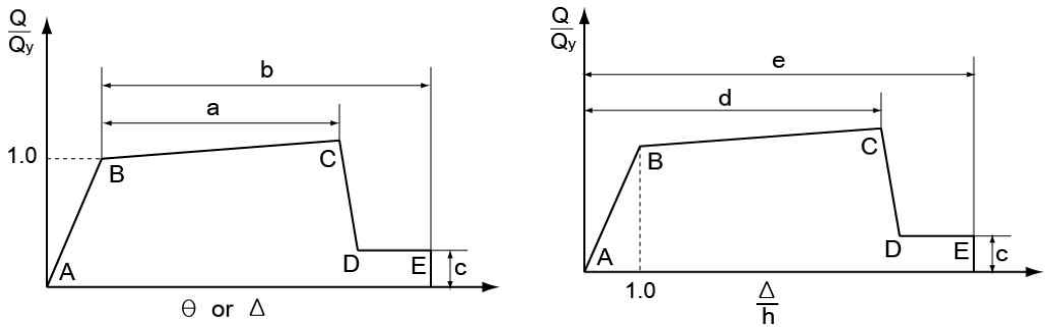
(d) 출입구가 있는 경우

그림 4.11 조적채움벽의 모델링

(2) 구조요소의 모델링

부재별 비선형 거동 특성의 모델링, 즉 소성힌지의 특성은 각 구조시스템 및 부재의 조건에 따라 제시된 표를 따른다. 부재의 비선형거동특성은 그림 4.12와 같이 보통 4개의 직선으로 모델링 되며 부재에 따라 변형량의 절대치가 규정된 경우(그림 4.12의 (a))와 각 지점의 위치를 항복하중 혹은 항복변위의 비율로 나타내는 경우(그림 4.12의 (b))가 있다.

부재 종류별 모델링 파라메터는 '(3) 부재별 모델링 파라메터, 허용기준 및 성능수준의 판정'에 제시되어 있다.



(a) 변형량 (b) 변형비

그림 4.12 소성힌지 특성 모델

(3) 부재별 모델링 파라메터, 허용기준 및 성능수준의 판정

철근콘크리트부재의 모델링 파라메터 및 허용기준은 표 4.3 ~ 4.6과 같다.

표 4.3 철근콘크리트 보의 모델링 파라메터 및 허용기준[14]

		모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
		a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
	0.5 이상	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
0.5 이상	0.25 이하	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
	0.5 이상	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
	0.5 이상	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
0.5 이상	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
스트럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스트럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
스터럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스터럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
5) 보-기둥 접합부의 정착파괴가 예상되는 경우									
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.

3. 내진상세단면과 비내진상세단면의 판단은 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족여부에 따른다. (소성힌지구간에서 전단보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 전단 보강근에 의한 전단강도가 설계전단력의 3/4이상일 경우 내진상세를 만족하는 것으로 본다)

4. 주근의 배근상태는 $(\rho-\rho')/\rho_{bal}$ 로 평가한다.

5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}}b_w d)$ 로 평가한다.

표 4.4 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준[14]

		모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
		a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
0.1 이하	0.25 이하	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
	0.5 이상	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
0.4 이상	0.25 이하	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
	0.5 이상	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
0.1 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
0.4 이상	0.25 이하	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
	0.5 이상	0.012	0.02	0.1	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
모든 경우		-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
후프 간격이 d/2 이하인 경우		0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
후프 간격이 d/2 초과인 경우		0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
5) 축력이 $0.7P_0$를 초과하는 경우									
모든 경우		0	0	0	0	0	0	0	0

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.
3. 내진상세단면과 비내진상세단면의 판단은 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족여부에 따른다. (소성힌지구간에서 전단보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 전단 보강근에 의한 전단강도가 설계전단력의 3/4이상일 경우 내진상세를 만족하는 것으로 본다)
4. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다.
5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

표 4.5 조적채움벽 등가대각압축가새의 모델링파라메터 및 허용기준[14]

조건		모델링 파라메터			허용기준 (층간변형각, %)	
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	층간변형각 (%)		잔류강도비	인명안전	붕괴방지
		d	e	c		
0.7미만	0.5	0.5	n.a	n.a	0.4	n.a
	1.0	0.4	n.a	n.a	0.3	n.a
	2.0	0.3	n.a	n.a	0.2	n.a
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1	n.a	n.a	0.8	n.a
	1.0	0.8	n.a	n.a	0.6	n.a
	2.0	0.6	n.a	n.a	0.4	n.a
1.3 이상	0.5	1.5	n.a	n.a	1.1	n.a
	1.0	1.2	n.a	n.a	0.9	n.a
	2.0	0.9	n.a	n.a	0.7	n.a

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 골조와 채움벽의 강도비는 V_{frame}/V_{ine}이다.
3. 채움벽의 길이-높이비는 L_{inf}/h_{inf}이다.

표 4.6 조적채움벽을 가지는 철근콘크리트 기둥의 모델링 파라메터 및 허용기준[14]

	모델링 파라메터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
	a	b	c		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 기둥이 압축부재로 작용할 때								
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.02	0.03	0.04
그 밖의 경우	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.01	0.01
2) 기둥이 인장부재로 작용할 때								
주근 이음부가 충분히 구속된 경우와 이음부가 없는 경우	0.05	0.05	0	0.01	0.03	0.04	0.04	0.05
그 밖의 경우	각주3	0.03	0.2	각주 3			0.02	0.03

1. 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항 중 전단벽의 특수 경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
2. 하중이 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해

검토한다.

3. 기둥이 인장부재로 작용하고 주근이음부가 있을 경우 기둥의 모델링 파라메터와 허용기준은 이음부 파괴를 고려하여 설정한다. 일반적으로 붕괴방지수준은 강도저하가 시작되는 지점으로, 또한 인명안전수준은 붕괴방지수준의 3/4로 설정한다.

4. 선형보간하지 않는다.

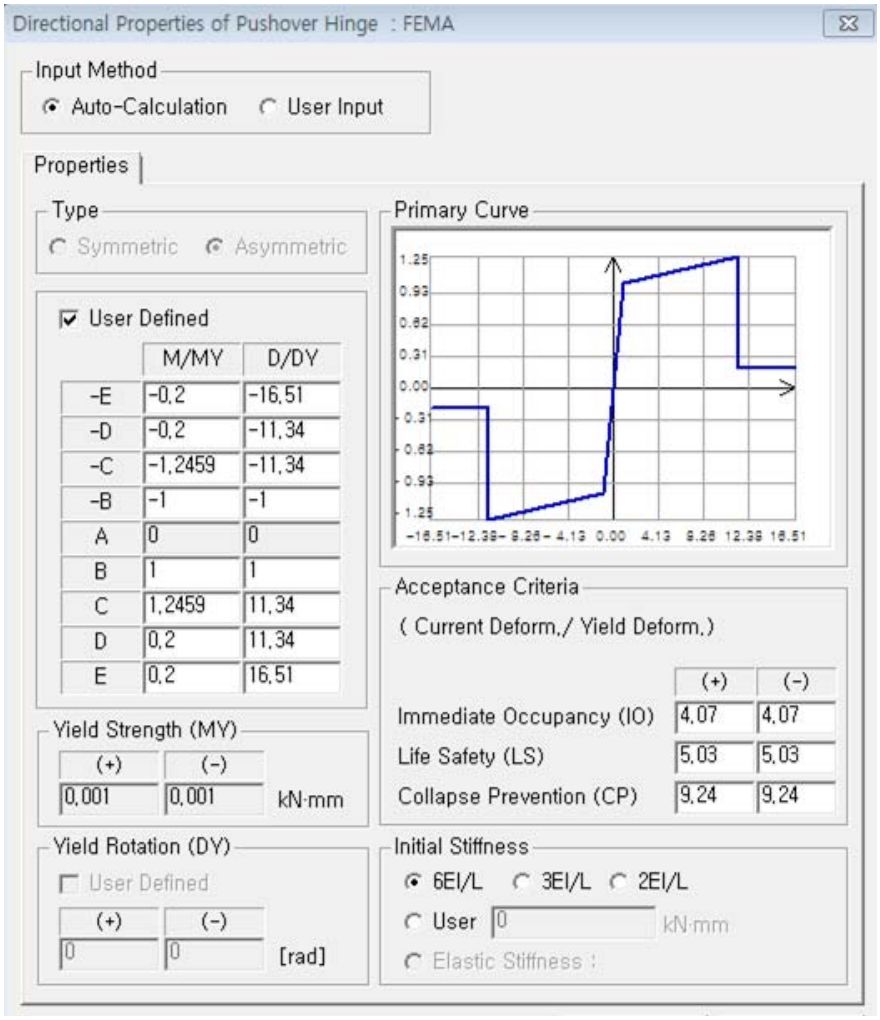


그림 4.13 Push-Over Hinge Properties for Beam Element

그림 4.13 은 모델링 시 FEMA와 시설안전공단(기존 시설물 내진성능 평가요령)에서 제시하고 있는 부재별 소성힌지 정의에 따라서 보부재의 Hinge Properties 입력 화면을 보여주고 있다.

4.3 조적벽체 유무에 따른 학교건축물의 내진성능평가

4.3.1 하중-변위 관계

그림 4.14~4.15에 조적벽체 고려 유무에 따른 하중-변위 곡선을 비교하였다. X방향의 경우 조적벽체 고려 유무에 따라 초기강성과 최대내력에서 차이를 보이고 있다. 우선 조적벽체를 모델링하였을 경우 강성과 최대내력은 증가하였고 실험결과에 의한 조적벽체의 모델링 시 FEMA에 의한 조적벽체 모델링 시 보다 초기강성은 더 크지만 최대내력은 약간 감소한 것을 확인하였다. Y방향의 경우, 조적벽체를 모델링하였을 경우 강성과 최대하중은 증가하였고 실험결과에 의한 조적벽체의 모델링 시 FEMA에 의한 조적벽체 모델링 시 보다 초기강성과 최대하중은 모두 증가한 것을 확인할 수 있었다. 이는 2.3.3절에서 살펴본 바와 같이 실제 학교건축물에 조적벽체를 고려하여 해석한 경우 강도와 강성의 증가가 발생하는 것으로 보인다. 또한, 조적벽체의 강도와 탄성계수가 실험에 의한 값이 FEMA에 의한 값보다 크기 때문에 구조체의 강도와 강성 또한 실험값이 더 큰 것을 확인할 수 있었다.

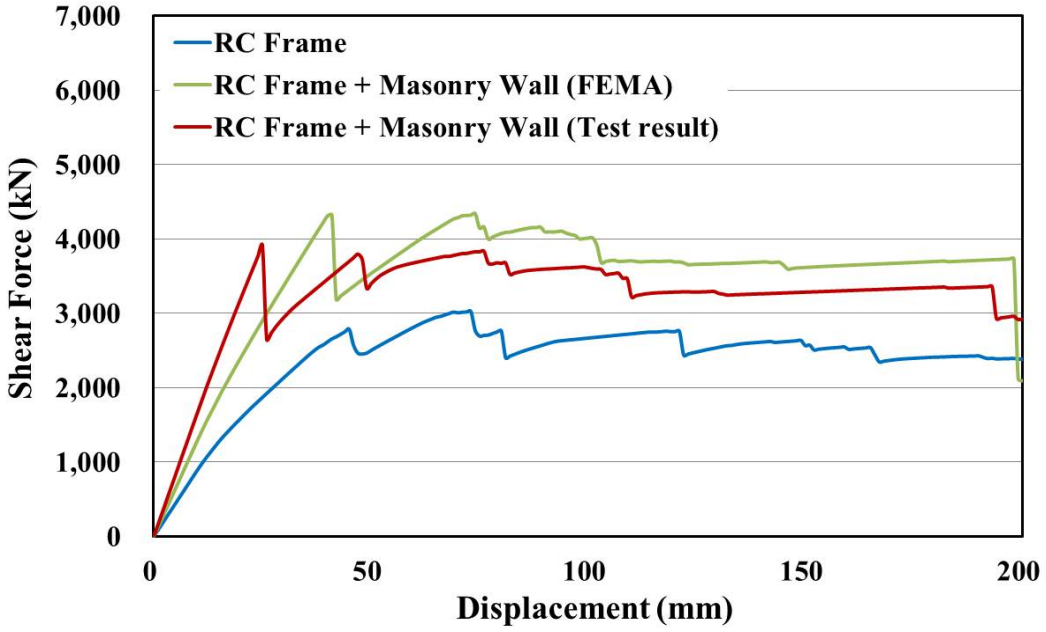


그림 4.14 조적벽체 고려 유무에 따른 X방향 하중-변위

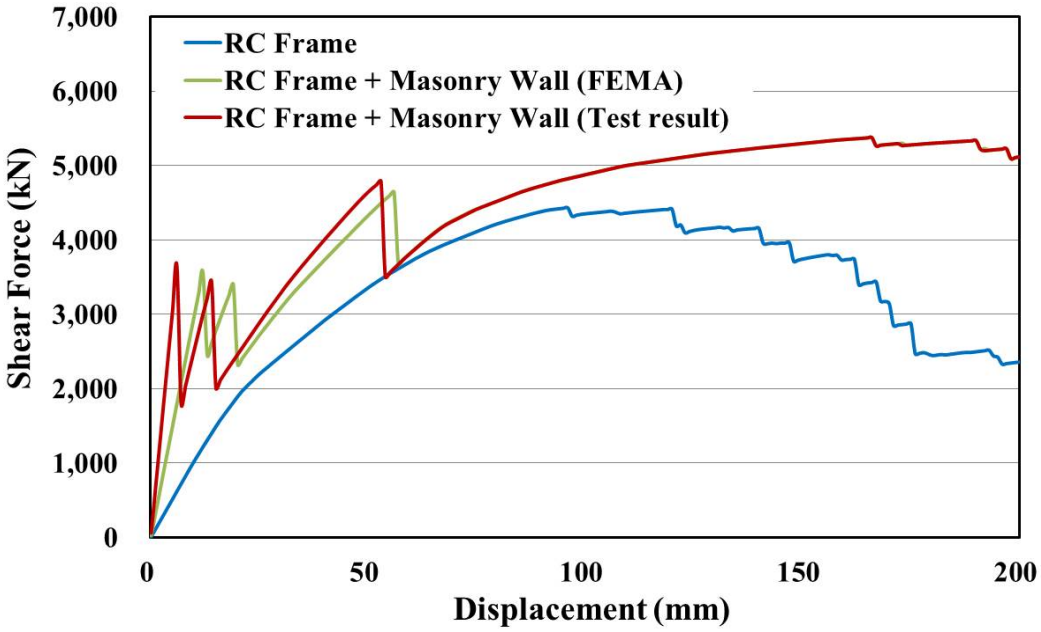


그림 4.15 조적벽체 고려 유무에 따른 Y방향 하중-변위

4.3.2 성능점산정

성능점 산정은 예상될 수 있는 지진하중에 대한 구조물의 요구수준을 나타내는 요구스펙트럼과 해당 건축물의 보유하고 있는 성능을 나타내는 성능곡선을 변환시킨 성능스펙트럼을 비교하여 나타낸 것으로 그림 4.16~4.21과 같다. 표 4.7은 조적벽체 고려 유무에 따른 성능점(변위응답, 가속도응답)을 정리하였다. 조적벽체를 고려하였을 경우, 조적벽체를 고려하지 않았을 경우보다 X, Y방향 모두 변위응답은 감소하였으나 가속도 응답은 증가함을 확인하였다. 또한, 실험값에 의한 조적벽의 모델링 시 FEMA에 의한 조적벽의 모델링 때보다 변위응답의 감소와 가속도응답의 증가는 더 큰 것을 확인할 수 있었다. 이는 실제 구조물에서 철근콘크리트 골조만 있을 경우에 비해 철근콘크리트 골조에 조적벽체가 있을 경우, 강성이 증가하고 연성이 떨어지는 거동을 나타낼 것으로 판단된다.

표 4.7 조적벽체 고려 유무에 따른 성능점 산정

지진재현주기	구분	해석방향	성능점	
			Sd	Sa
2400년 재현주기 2/3	RC Frame	X 방향	50.38	0.1190
		Y 방향	46.73	0.1561
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	X 방향	40.49	0.1254
		Y 방향	36.77	0.1301
	RC Frame + Masonry Wall (Test result)	X 방향	38.20	0.1377
		Y 방향	33.69	0.1624

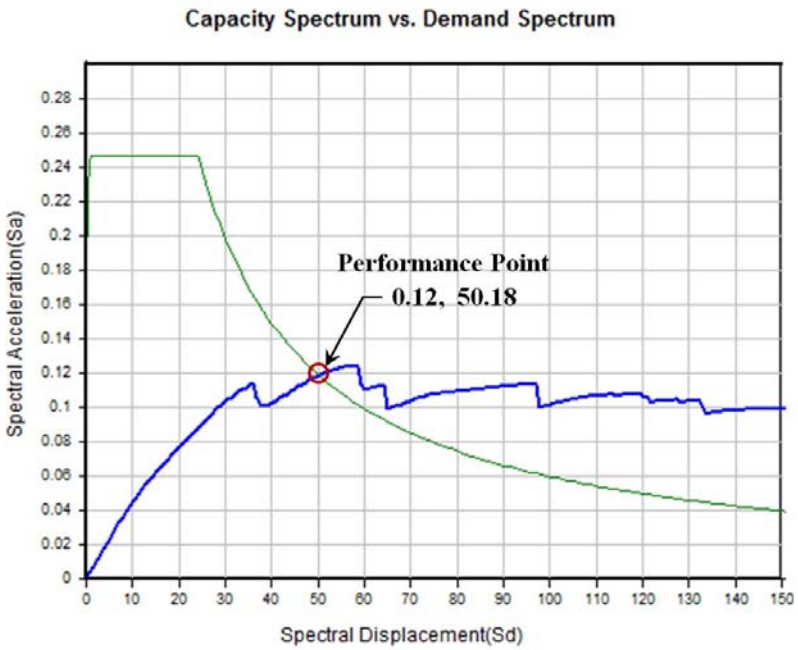


그림 4.16 X 방향 성능점 산정 (RC Frame)

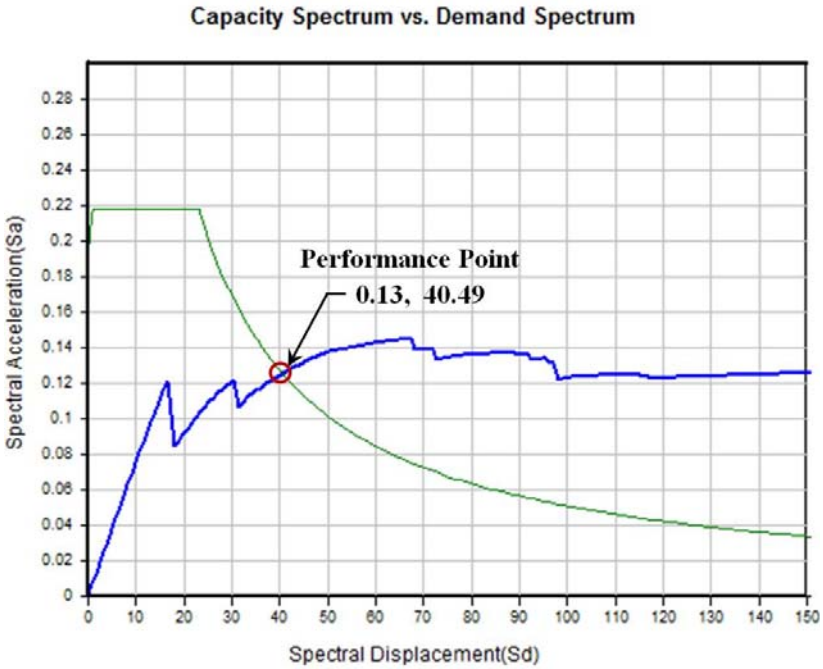


그림 4.17 X 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

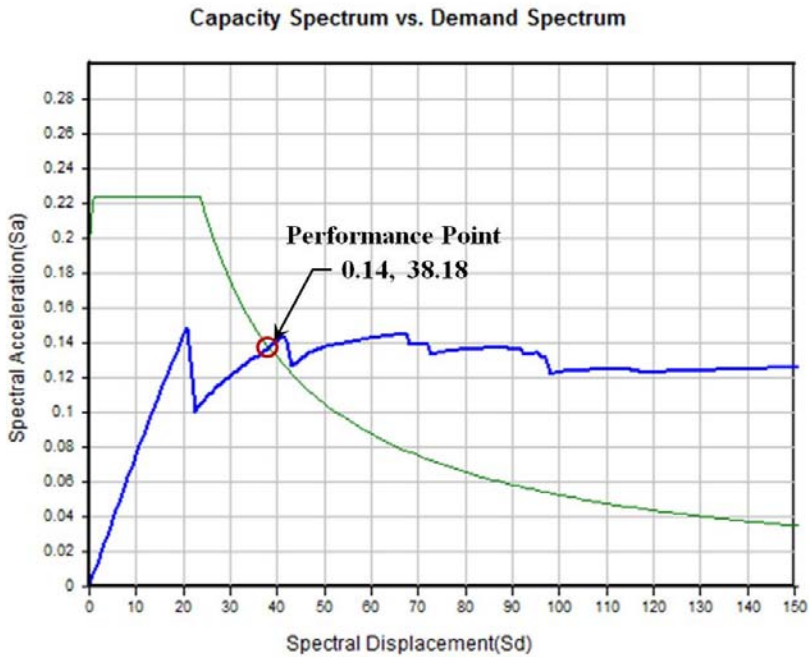


그림 4.18 X 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

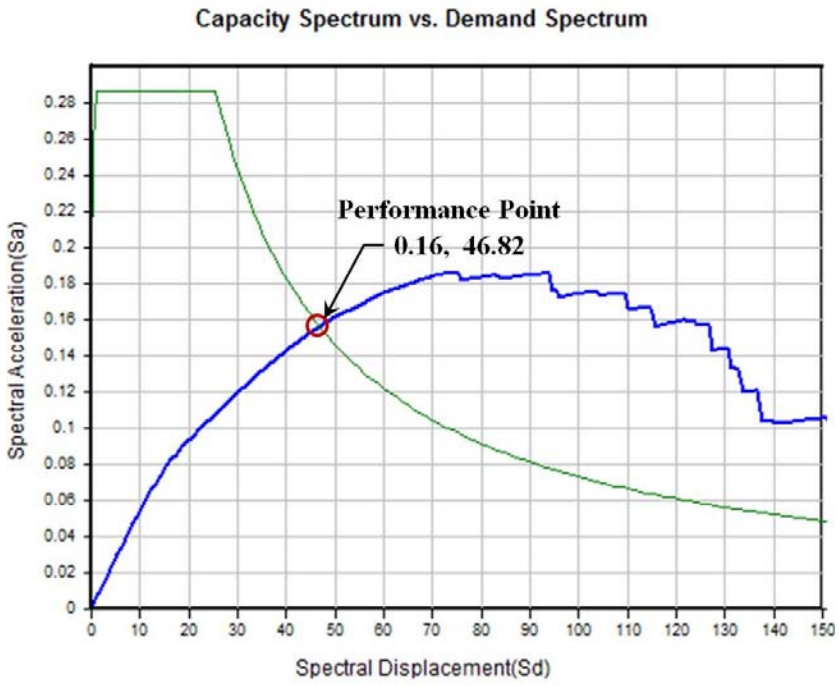


그림 4.19 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame)

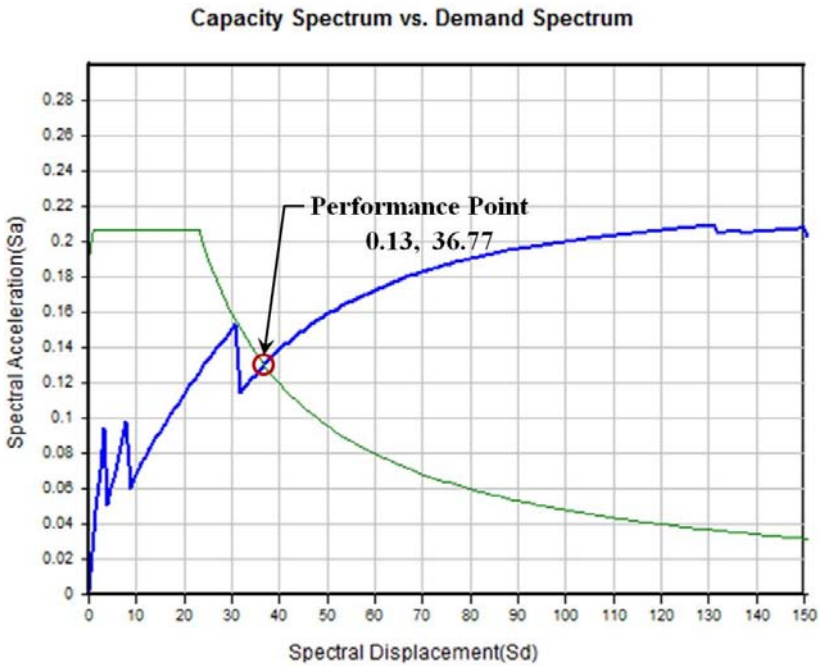


그림 4.20 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

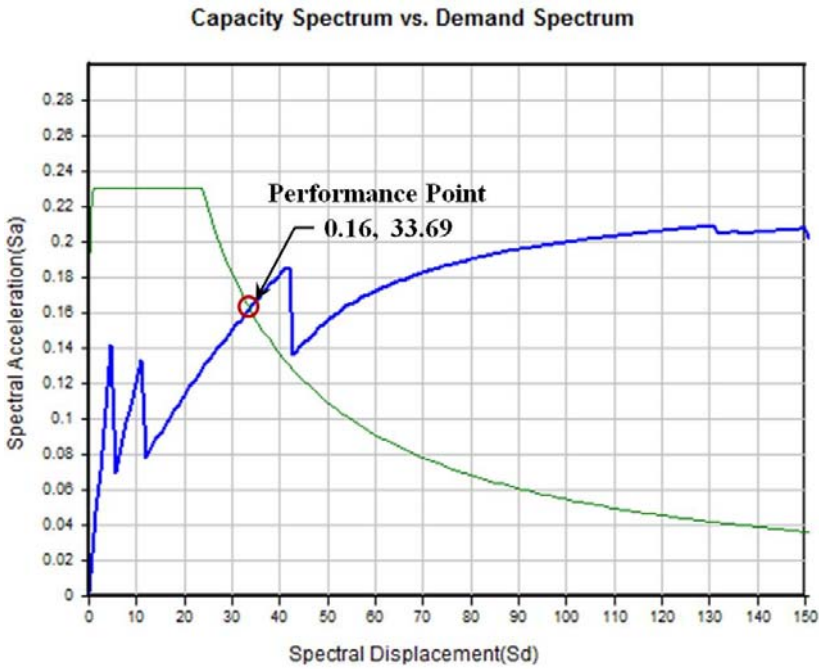


그림 4.21 Y 방향 성능점 산정 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

4.3.3 성능점에서의 소성힌지 분포

그림 4.22~4.27는 해당건물의 성능점에서의 소성힌지분포를 나타냈으며, 힌지별 성능수준은 아래 범례에 명시되어 있다. KBC2009 내진설계기준에 따라 1등급 건물은 2400년 재현주기의 2/3수준의 성능을 요구하고 있으며, 이는 인명안전(Life Safety)수준을 유지하는 것을 목표로 하고 있다.

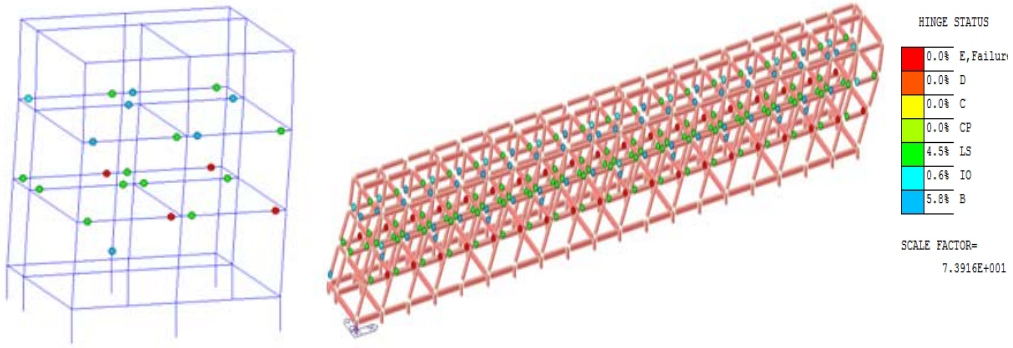


그림 4.22 성능점에서의 소성힌지 분포(RC Frame - X 방향)

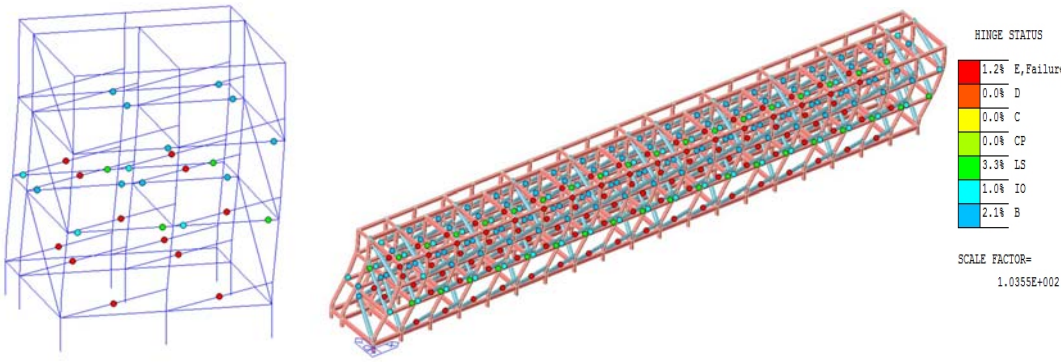


그림 4.23 성능점에서의 소성힌지 분포(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - X 방향)

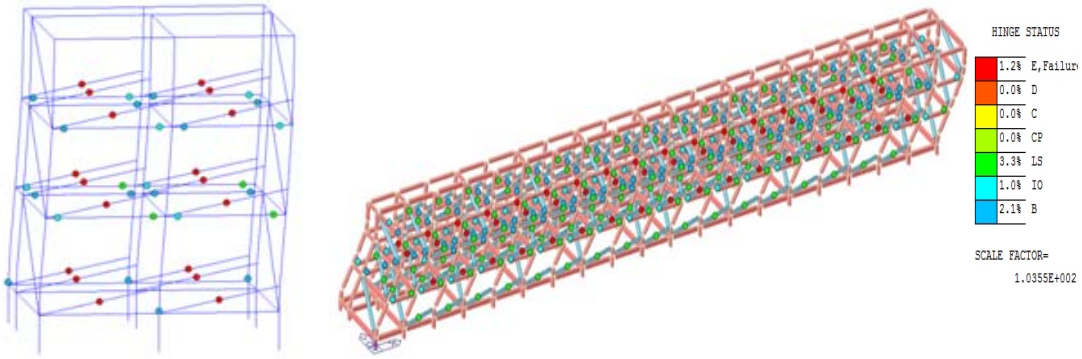


그림 4.24 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - X 방향)

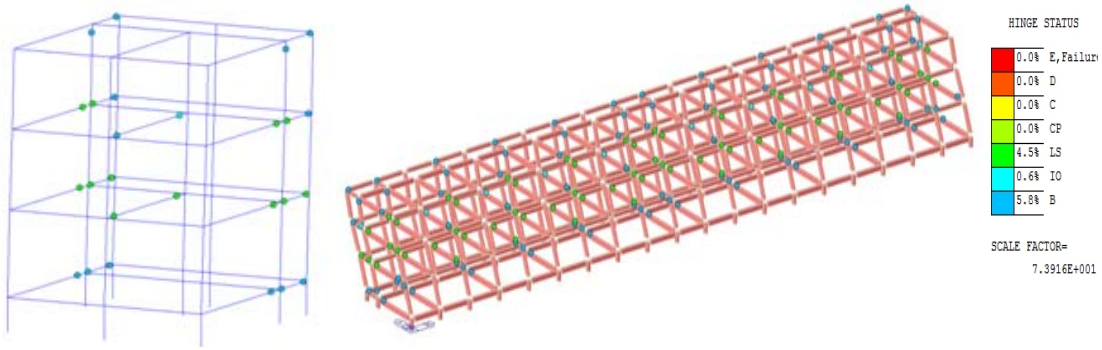


그림 4.25 성능점에서의 소성힌지 분포(RC Frame - Y 방향)

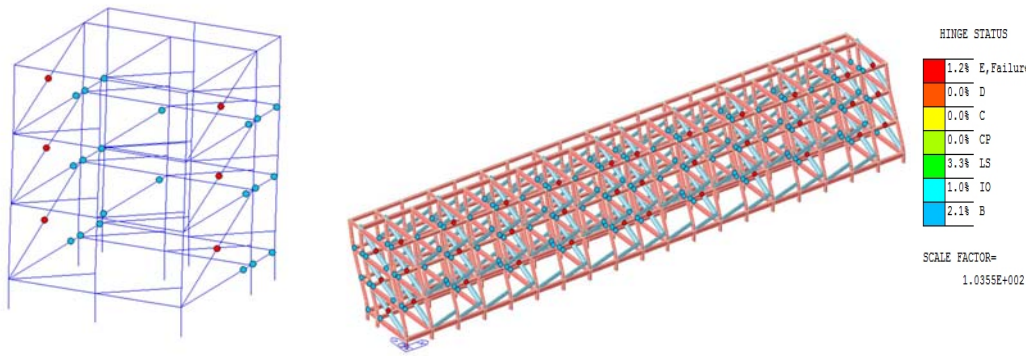


그림 4.26 성능점에서의 소성힌지 분포(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - Y 방향)

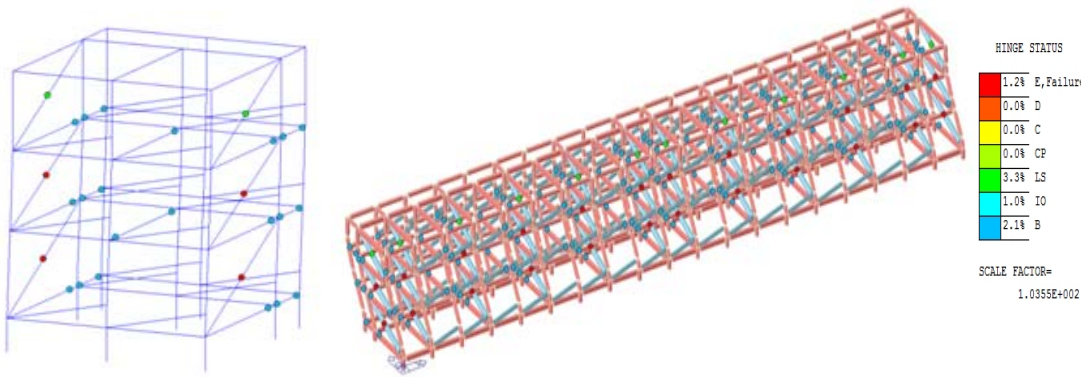


그림 4.27 성능점에서의 소성힌지 분포
(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - Y 방향)

표 4.8~4.10에서는 대상건축물 성능점에서의 소성힌지 분포에서 나타내지 못한 요구성능 불만족 부재에 대해 수치적으로 보다 정확히 표현하였다. 표 4.8~4.10과 같이 해석모델 X방향의 2400년 재현주기 2/3수준 성능점에서의 요구성능 불만족 부재는 조적벽체를 고려하지 않은 경우 2층의 보/기둥 에서 38개의 부재가 파괴되었으며, 실험값과 FEMA에 의하여 조적벽체를 고려한 경우 2층의 조적벽에서 51개의 부재가 파괴되었다. 또한 표 4.11~4.13과 같이 Y방향의 2400년 재현주기 2/3수준 성능점에서의 요구성능 불만족 부재는 조적벽체를 고려하지 않은 경우 모든 부재가 LS수준을 만족하는 것으로 나타났으며, 조적벽체를 고려한 경우 1층의 조적벽에서 12개와 2층의 조적벽에서 12개의 부재가 파괴되었으나 주구조체의 요구성능 불만족 부재는 존재하지 않았다.

표 4.8 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame)

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -X	1F	Beam/Column	382	20	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	2F	Beam/Column	304	0	0	76	0	0	0	38
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	3F	Beam/Column	320	45	15	38	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	Roof	Beam/Column	178	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.9 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -X	1F	Beam/Column	1122	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	51	0	0	0	0
	2F	Beam/Column	1024	38	38	38	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	0	0	0	0	51
	3F	Beam/Column	1081	19	38	0	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	51	0	0	0	0
	Roof	Beam/Column	178	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.10 X 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -X	1F	Beam/Column	1122	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	51	0	0	0	0
	2F	Beam/Column	1024	38	38	38	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	0	0	0	0	51
	3F	Beam/Column	1081	53	4	0	0	0	0	0
		Wall	12	0	0	51	0	0	0	0
	Roof	Beam/Column	178	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.11 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame)

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -Y	1F	Beam/Column	366	36	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	2F	Beam/Column	364	2	0	52	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	3F	Beam/Column	342	44	10	22	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-
	Roof	Beam/Column	166	12	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.12 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -Y	1F	Beam/Column	368	34	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	0	0	0	0	12
	2F	Beam/Column	360	58	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	0	0	0	0	12
	3F	Beam/Column	374	44	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	12	0	0	0	0
	Roof	Beam/Column	178	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.13 Y 방향 2400년 재현주기 2/3 성능점에서의 요구성능 불만족 부재 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

Load Case	Story	Element Type	Number of Hinge Status							
			Elastic	B	IO	LS	CP	C	D	E,Failure
Push -Y	1F	Beam/Column	368	34	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	0	0	0	0	12
	2F	Beam/Column	360	58	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	0	0	0	0	12
	3F	Beam/Column	374	44	0	0	0	0	0	0
		Wall	51	0	0	12	0	0	0	0
	Roof	Beam/Column	178	0	0	0	0	0	0	0
		Wall	-	-	-	-	-	-	-	-

4.4 성능점에서의 층간변위

그림 4.28~4.29은 해당건축물의 성능점에서의 각 층 변위를 보여주고 있으며, 층 변위에 의한 층간변위비는 아래 범례에 명시, KBC2009 내진설계기준에 따라 1등급 건물은 2400년 재현주기의 2/3수준의 지진에 대하여 0.015 이하의 층간변위비를 요구하고 있다. 표 4.14은 성능점에서의 층간변위비 값을 수치적으로 나타내었다.

표 4.14 성능점에서의 층간변위비

구분		Story Drift Ratio		
		1F	2F	3F
X 방향	RC Frame	0.0071	0.0074	0.0029
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	0.0053	0.0056	0.0015
	RC Frame + Masonry Wall (Test result)	0.0052	0.0054	0.0011
Y 방향	RC Frame	0.0055	0.0069	0.0043
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	0.0057	0.0057	0.0013
	RC Frame + Masonry Wall (Test result)	0.0058	0.0054	0.0006

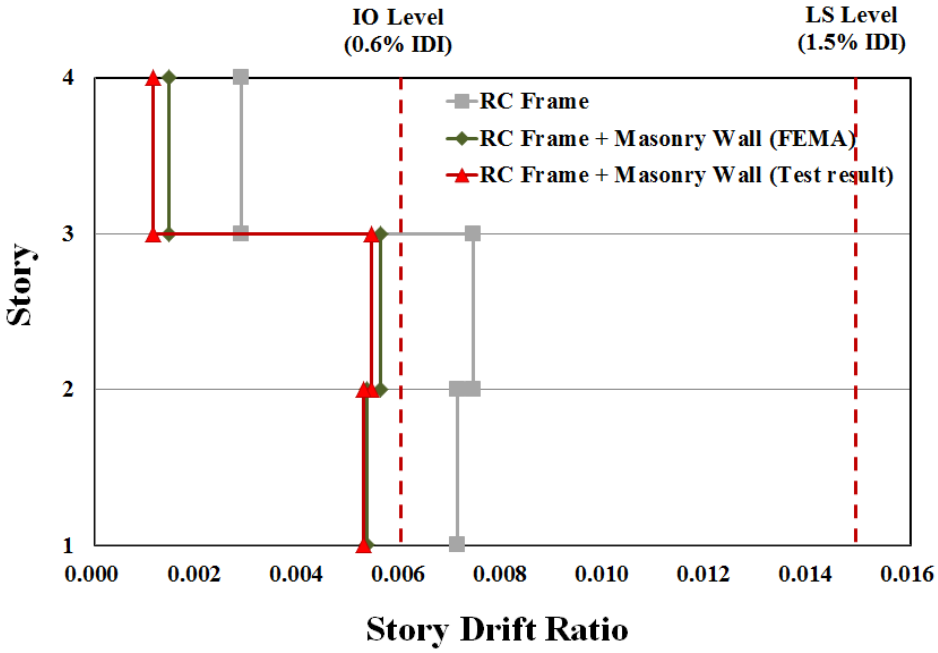


그림 4.28 X방향 층간변위비

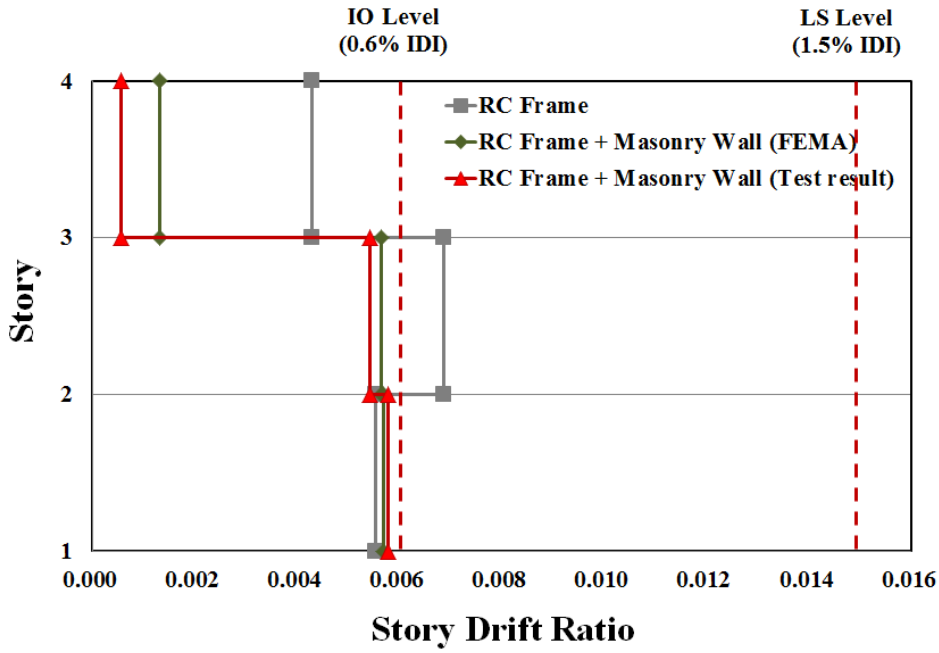


그림 4.29 Y방향 층간변위비

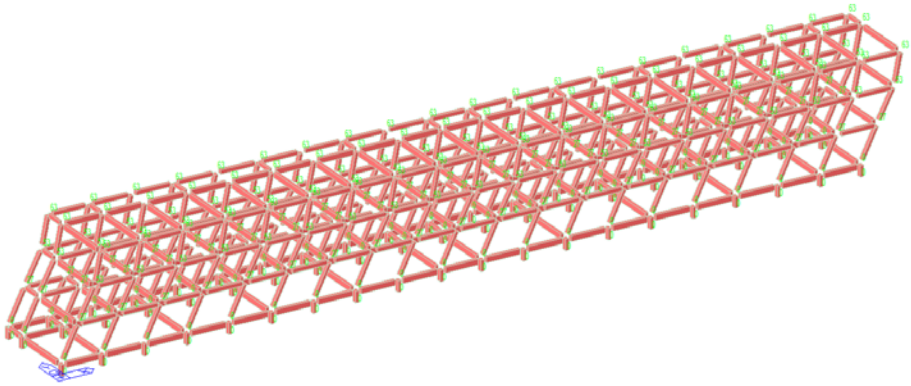


그림 4.30 성능점에서의 층간변위(RC Frame - X 방향)

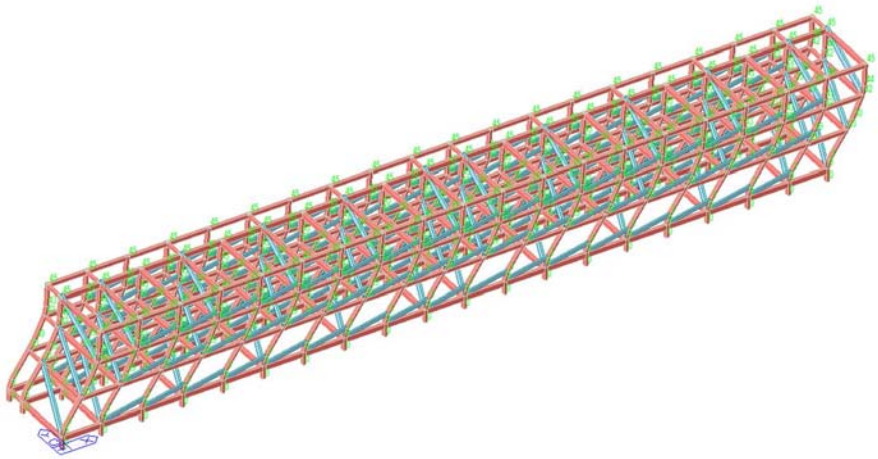


그림 4.31 성능점에서의 층간변위(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - X 방향)

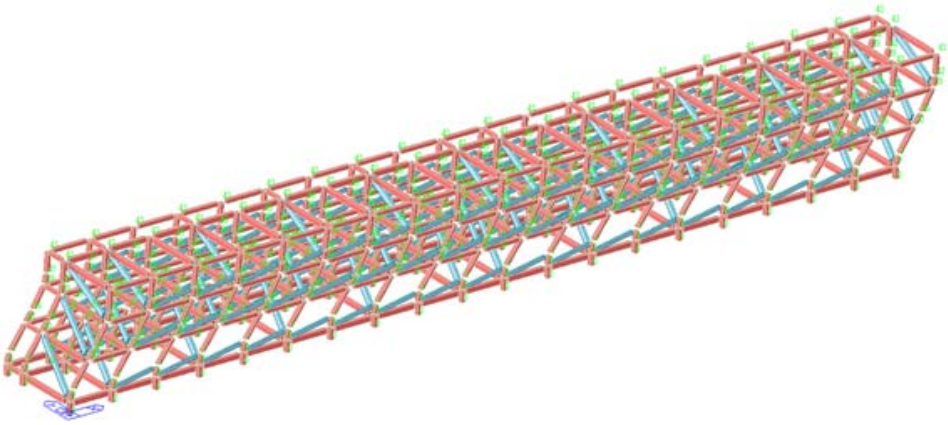


그림 4.32 성능점에서의 층간변위(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - X 방향)

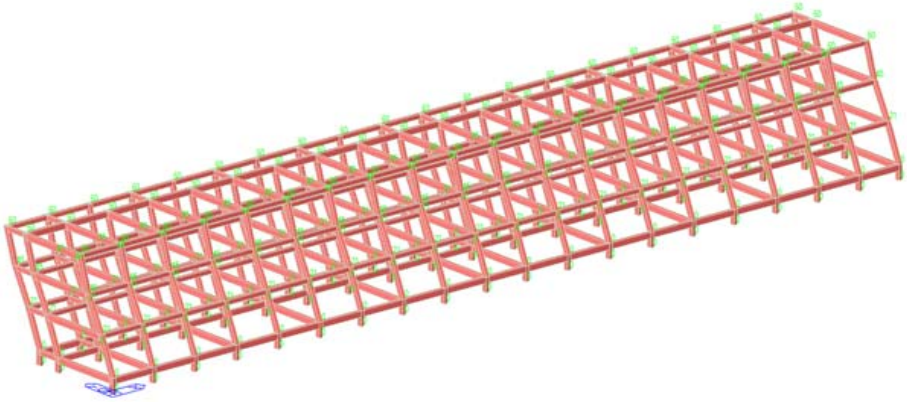


그림 4.33 성능점에서의 층간변위(RC Frame - Y 방향)

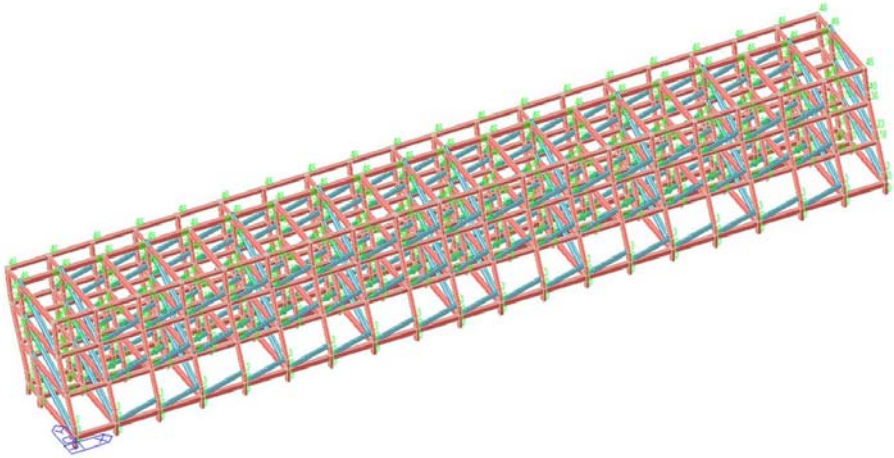


그림 4.34 성능점에서의 층간변위(RC Frame + Masonry Wall(FEMA) - Y 방향)

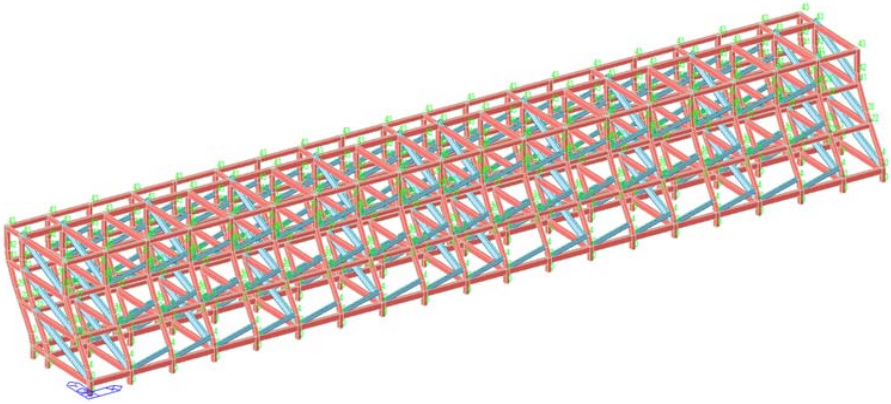


그림 4.35 성능점에서의 층간변위(RC Frame + Masonry Wall(Test result) - Y 방향)

4.5 결론

본 장에서는 ATC-40에서 제안하고 있는 성능스펙트럼을 이용하여 조적벽체 고려 유무에 따른 학교건축물의 내진성능을 평가해본 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 비보강 조적채움벽의 두께는 190mm, Test result를 바탕으로 한 모델링의 탄성계수는 6377N/㎟, 전단강도는 0.19N/㎟를 FEMA를 바탕으로 한 모델링의 탄성계수는 2200N/㎟, 전단강도는 0.14N/㎟를 사용하여 대상 건축물을 모델링하였다. 그 결과, 조적벽의 강성 및 강도를 고려하지 않고 해석한 RC Frame의 성능점은 X방향이 Sd=50.38, Sa=0.1190이고 Y방향이 Sd=46.73, Sa=0.1561으로 나타났고, Test result에 의하여 조적벽의 강성 및 강도를 고려하여 해석한 결과 성능점은 X방향이 Sd=38.18, Sa=0.1376이고 Y방향이 Sd=33.69, Sa=0.1624으로 나타났으며, FEMA에 근거하여 조적벽의 강성 및 강도를 고려하여 해석한 결과 성능점은 X방향이 Sd=40.49, Sa=0.1254이고 Y방향이 Sd=36.77, Sa=0.1301으로 나타났다. 이는 해석시 RC frame만 모델링한 경우보다 RC frame과 조적벽체를 함께 모델링한 경우 건축물에서 강성은 증가하고 연성이 떨어지는 것으로 확인된다.

2) 건축물에 나타난 각 부재들의 소성힌지 분포에 의하면 KBC2009의 기준에 의한 2400년 재현주기 2/3수준의 지진에서 인명안전(LS)의 수준을 만족하지 못하는 부재는 조적벽체를 고려하지 않은 X축 방향의 RC Frame에서 주요부재 38개가 발생하였고 Y축 방향에서는 발생하지 않았다. 반면, 조적벽체를 고려한 건축물에서는 X,Y축 모도 조적벽의 파괴만 있을 뿐 주요부재에서는 파괴가 나타나지 않았으며 이는 조적벽체가 모델링된 경우 건축물의 내진성능의 향상에 기여하여 각 주요부재의 파괴에 긍적적 영향을 미치는 것으로 판단된다.

3) 성능점의 산정, 하중-변위 관계, 층간변위, 성능점에서의 소성힌지 발생 상태 등의 비선형정적해석(Push-Over Analysis)을 이용한 해석결과를 검토한 결과 조적벽의 모델링 유무는 건축물의 강성과 강도의 증가에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다. 그리고, 본 논문을 통하여 재료 실험한 실제 40년 경과한 노후화된 학교건축물 조적벽체의 재료성능이 FEMA에서 제공하는 조적벽의 강성 및 강도보다 다소 큰 값을 나타내

고 있음에도 불구하고 비선형 정적해석 결과 소성힌지 개수 및 층간변형각을 분석해보면 그 차이는 미소하여 FEMA에서 제시하는 조적벽체 모델링 파라메터를 준용하여 사용할 수 있다고 판단된다.

제5장 건축물의 비선형 동적 시간이력해석 (Time-history Analysis)

5.1 시간이력해석

(1) 해석 개요

본 장에서는 앞장에서 소개된 모델에 대하여 정확한 내진성능을 파악하기 위하여 비선형 동적거동을 가장 정확히 파악할 수 있는 시간이력해석을 통하여 동적거동을 파악한다.

비선형 시간이력해석은 구조물의 내진성능을 정밀하게 평가하는 기법으로서 부재의 비선형 특성과 하중의 시간의존적인 특성을 반영할 수 있는 가장 발전적인 방법이다. 지진하중을 받는 구조물에 대한 비선형 동적 평형 방정식은 식 5.1과 같다.

$$[M]\ddot{u}(t)+[C]\dot{u}(t)+[K]u(t)=p(t) \tag{5.1}$$

여기서, $[M]$: 질량행렬(Mass Matrix)

$[C]$: 감쇠행렬(Damping Matrix)

$[K]$: 강성행렬(Stiffness Matrix)

$p(t)$: 지진하중

$u(t)$: 변위

$\dot{u}(t)$: 속도

$\ddot{u}(t)$: 가속도

시간이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우의 동적 평형방식의 해를 구하는 것으로, 구조물의 동적특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물 거동(변위, 부재력 등)을 계산한다. 일반적으로 시간이력해석에는 모드중첩법(Modal Superposition)과 직접적분법(Direct Integration)이 있으나 본 논문에서는 해석의 효율성이 좋은 모드중첩법을 사용하였다.

(2) 수정타케다(Modified Takeda Type) 이력모델의 개요

구조물의 비탄성 응답해석은 부재의 강도, 강성도, 에너지 소산 특성을 나타낼 수 있는 실제적, 개념적 모델이 요구된다. 이러한 조건을 만족하는 것이 이력모델이다. 많은 이력모델들이 구조물의 지진해석에 사용되고 있다. 이들은 통상적으로 특정한 실험 데이트에 근거하고 있다. 따라서 이들을 실험과 다른 구조물에 적용할 때는 이력거동의 특성과 제한사항을 충분히 인식하여야한다.

비선형 이력모델은 단면 혹은 재료의 특성에서 파악할 수 있는 항복강도, 강성 및 강도의 저감정도를 지진하중과 같은 반복하중을 받는 경우에 어떠한 방식으로 변화하는가를 평가함으로써 정의할 수 있다. 하중과 변형에 대한 이동경로를 지정하기 위하여 일반적으로 하중의 재하(loading), 제하 (unloading), 재재하(reloading)의 상태를 고려한다. 본 연구에서는 철근 콘크리트 구조물에 사용되는 이력모델인 수정 타케다형(Modified Takeda Type) 이력모델을 사용하였으며, 그림 5.1에 나타내었다.

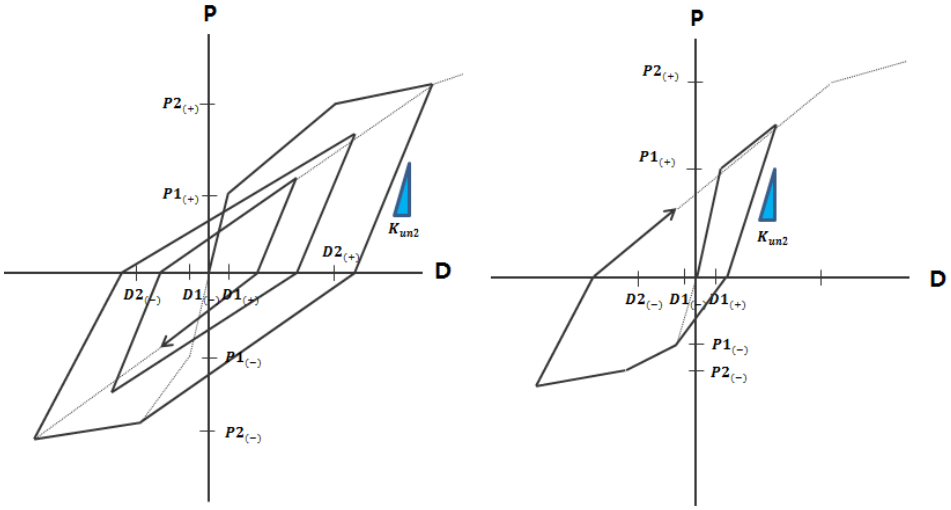


그림 5.1 수정 타케다형(Modified Takeda Type) 이력모델

수정 타케다형 이력모델은 초기 재하시의 응답점은 3선형 뼈대곡선상에서 이동하며 현재의 변위 혹은 변형, D가 처음으로 D2를 넘은 경우, 혹은 현재까지의 최대 변형점을 넘은 경우는 3선형의 뼈대곡선 상에서 이동한다. 이 직선으로부터 제하 (Unloading)되어 반대방향으로 향하는 경우, 복원력이 0이 되는 점까지는 구배 K_{un2}상을 이동하여, 복원력이 0인점을 넘은 후에는 반대측의 최대 변형점을 향한다. 그 후 복원력 0인점으로부터

최대 변형점을 향하는 직선으로부터 제하되는 경우도 복원력이 0이 되는 점까지 구배 K_{un2}상을 이동하여, 복원력이 0인점을 넘은 후에는 반대측의 최대 변형점을 향한다.

$$K_{un2} = K_0 \left(\frac{D_{\max}}{D1} \right)^{-\beta} \tag{5.2}$$

여기서, K_{un2} : 외측 루프의 제하강성

K_0 : 탄성 강성

$D1$: 제하점의 영역의 1차 항복변위

$D_{\max}$: 제하점이 속한 영역의 최대 변형

β : 외측 루프의 제하강성 결정용 상수

(3) 해석 방법

본 S초등학교의 해석을 위하여 모드중첩법(Modal Superposition)을 이용하였고 El Centro(1940, 270 Deg), Taft Lincoln School(1952, 339 Deg), JMA Kobe NS(1995, Hyogoken_South, NS) 지진파에 대하여 응답해석을 실시하였다. 각각의 지진파는 2400년 재현주기 2/3수준의 요구스펙트럼 1.3의 90%에 해당하는 크기 이상이되도록 Scale Factor을 사용한 3개의 지진파를 사용하였으며, 해석시간은 60초, 시간기록은 0.005초, 감쇠계수는 5%, 비탄성 이력모델은 Modified Takeda 모델을 이용하였다.

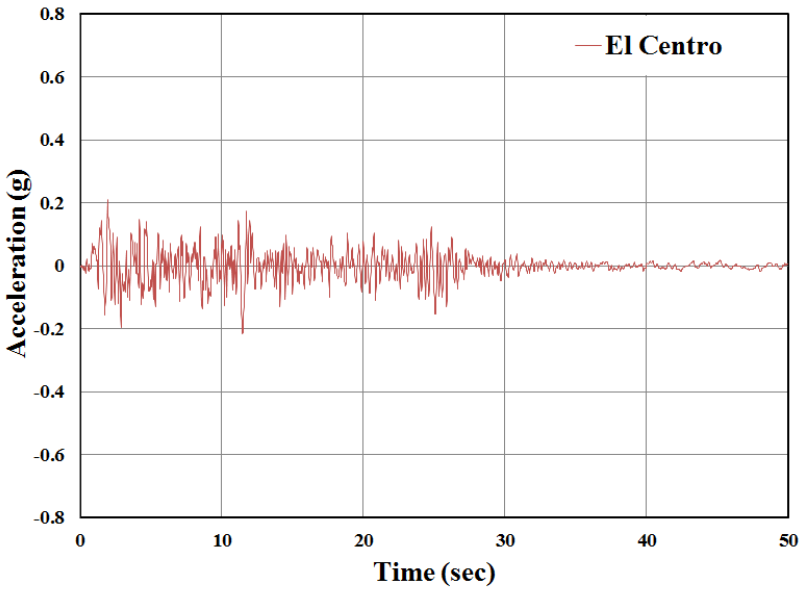


그림 5.2 El Centro 지진파 (1940, 270 Deg)

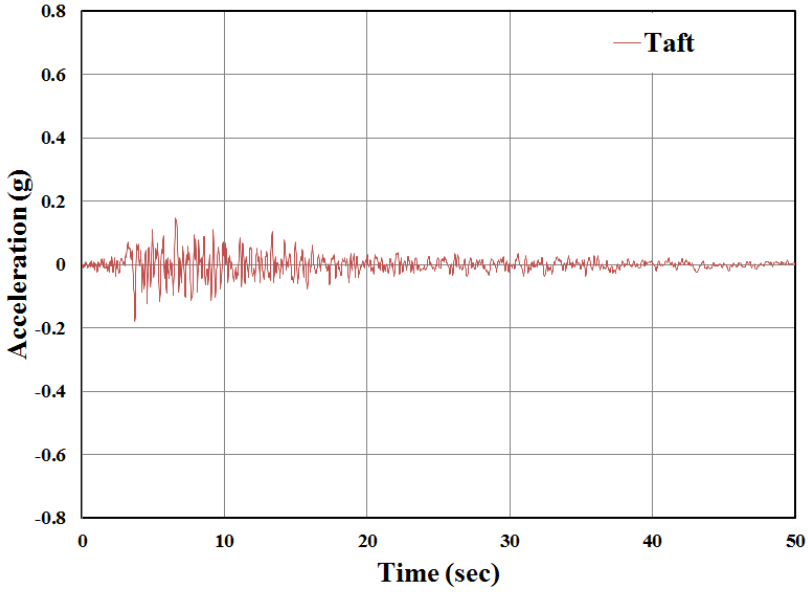


그림 5.3 Taft 지진파 (1952, 339 Deg)

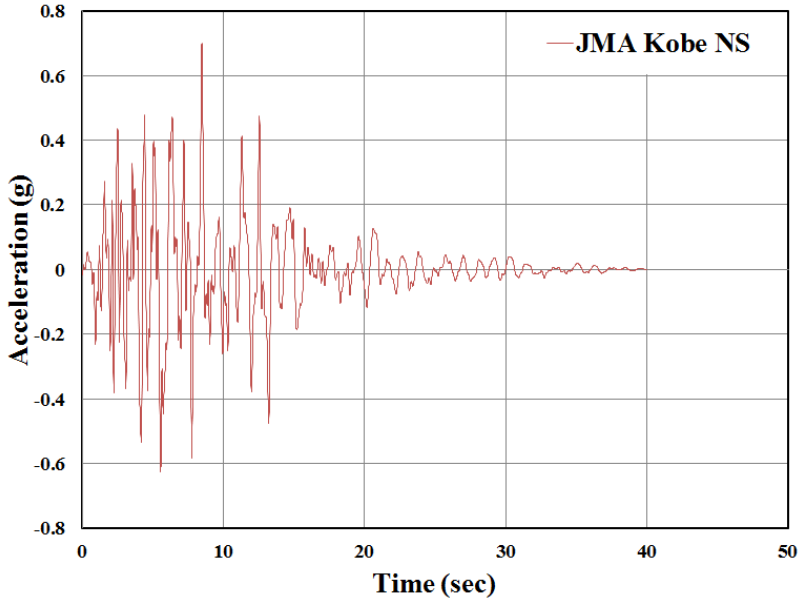


그림 5.4 JMA Kobe NS 지진파 (1995, Hyogoken_South, NS)

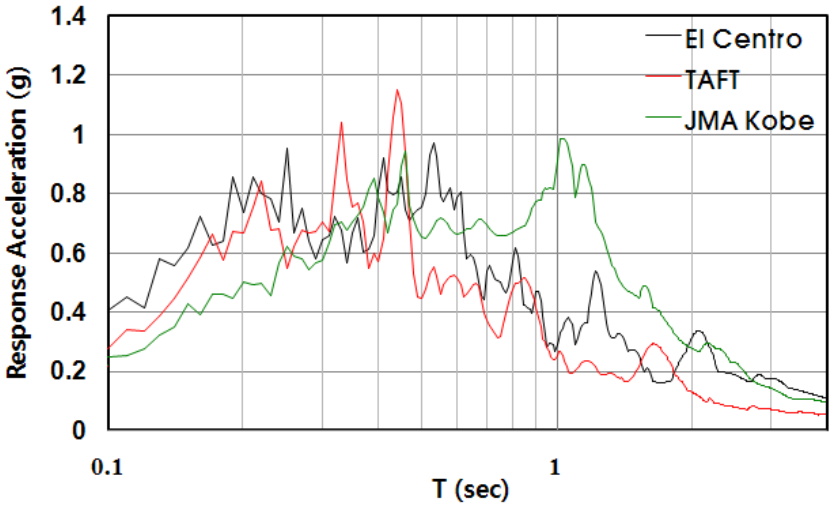


그림 5.5 입력지진파의 가속도응답스펙트럼

5.2 시간이력 응답 결과

5.2.1 X 방향

조적벽을 고려하지 않은 RC Frame과 조적벽을 고려한 학교건축물의 시간이력 응답 결과(지붕층 시간-변위)를 그림 5.6~5.8에 나타내고 시간-가속도응답을 그림5.9~11에 나타내었다. 3가지 지진파에 대한 건축물의 해석 결과 조적벽을 고려하지 않은 지붕층의 최대 변위는 조적벽을 고려함으로써 감소되는 것을 확인할 수 있었고, 지붕층의 최대 가속도는 각 각의 지진파에 따라 약간의 증감이 있는 것을 확인할 수 있었다.

표 5.1 지붕층 시간-변위 및 시간-가속도 관계(X방향)

구분		지진파		
		EL Centro	Taft	JMA Kobe NS
Displacement (mm)	RC Frame	60.12	44.58	67.62
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	62.69	37.44	59.37
	RC Frame + Masonry Wall (Test result)	55.50	32.89	48.96

Acceleration (cm/sec^2)	RC Frame	681.12	511.49	615.66
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	738.16	506.37	565.62
	RC Frame + Masonry Wall (Test result)	788.35	555.63	593.78

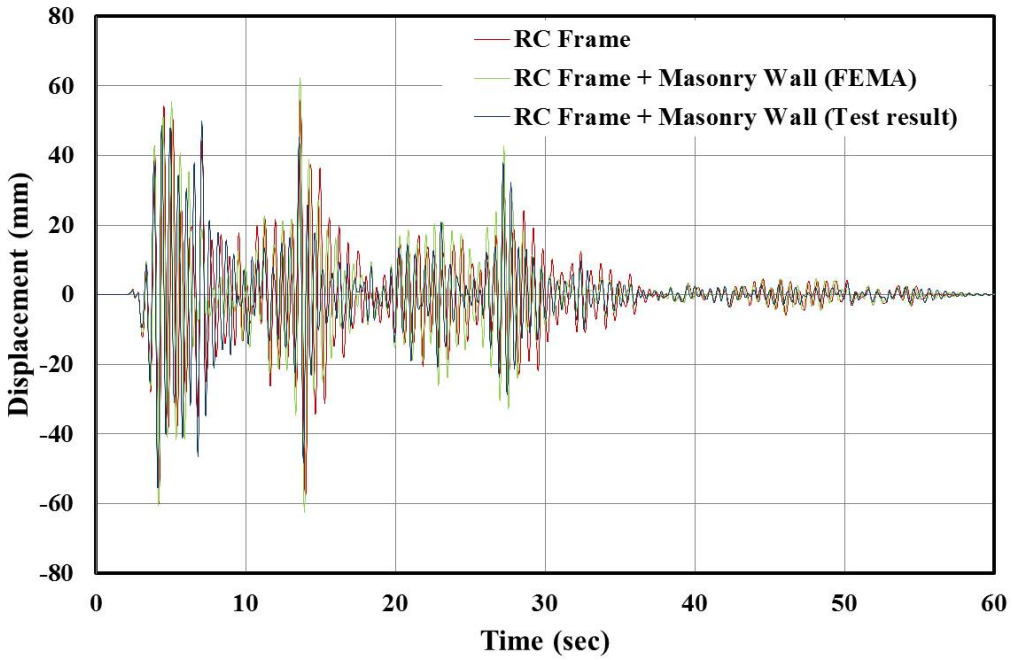


그림 5.6 X 방향 지붕층 시간-변위 관계 (El Centro)

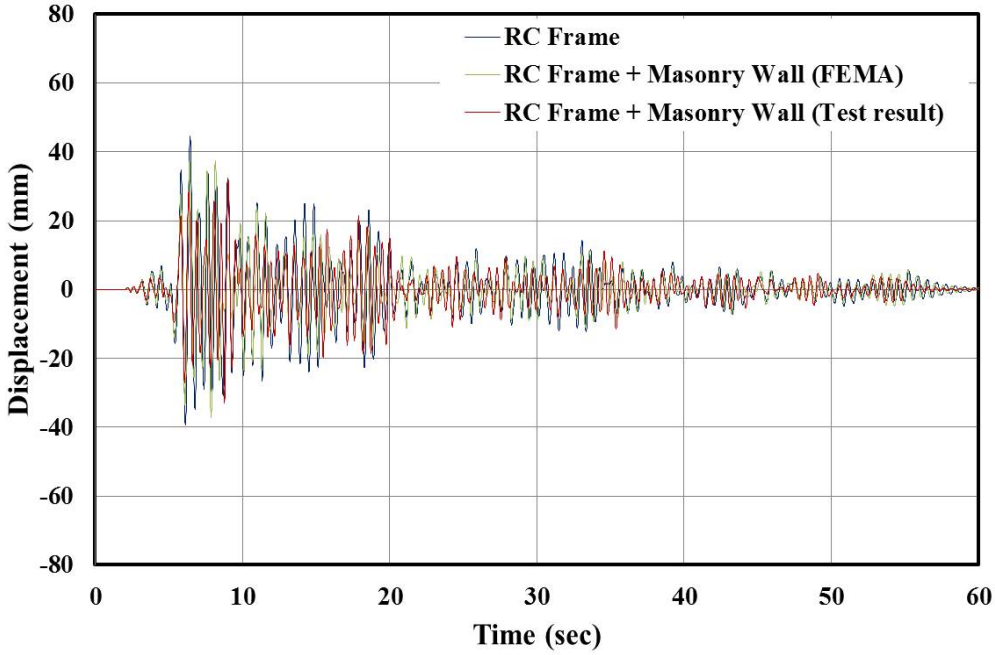


그림 5.7 X 방향 지붕층 시간-변위 관계 (Taft)

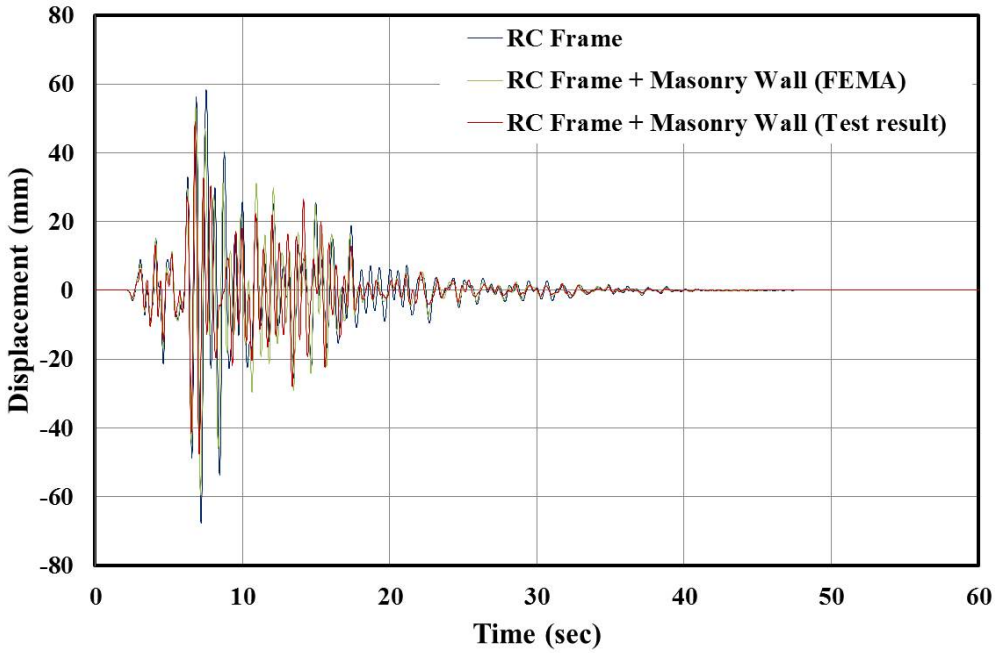


그림 5.8 X 방향 지붕층 시간-변위 관계 (JMA Kobe NS)

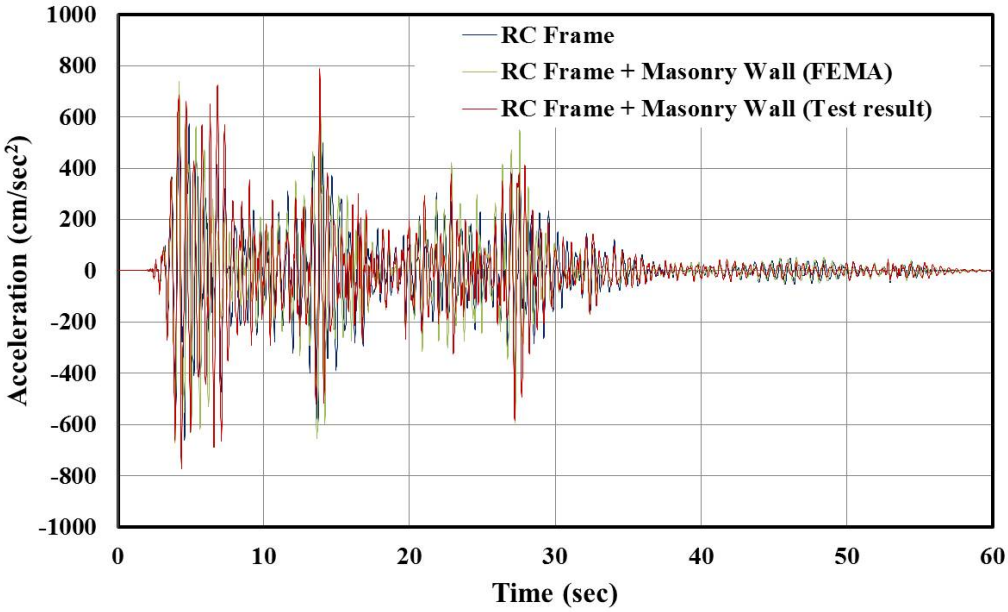


그림 5.9 X방향 시간-가속도 관계 (El Centro)

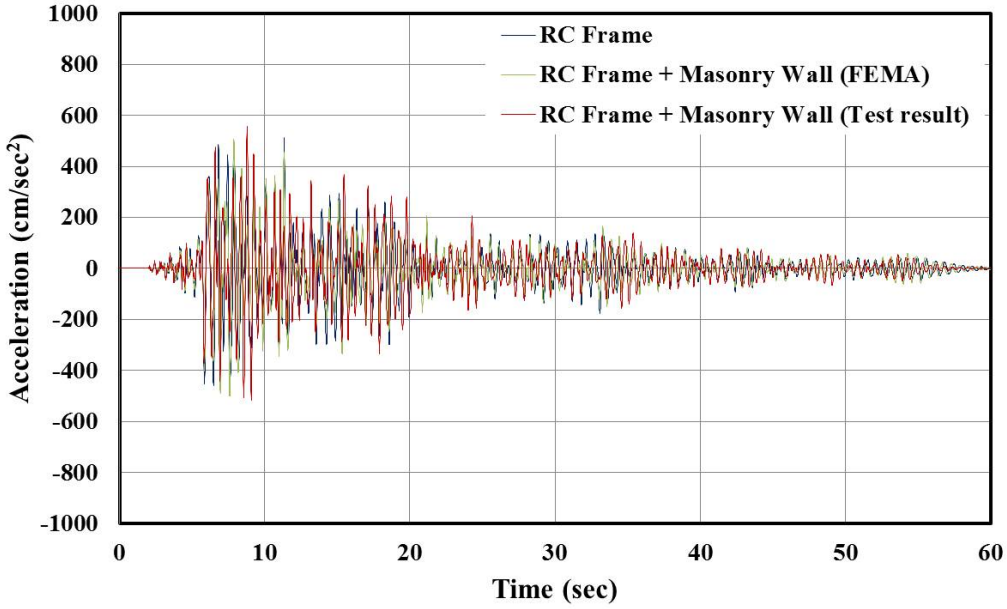


그림 5.10 X방향 시간-가속도 관계 (Taft)

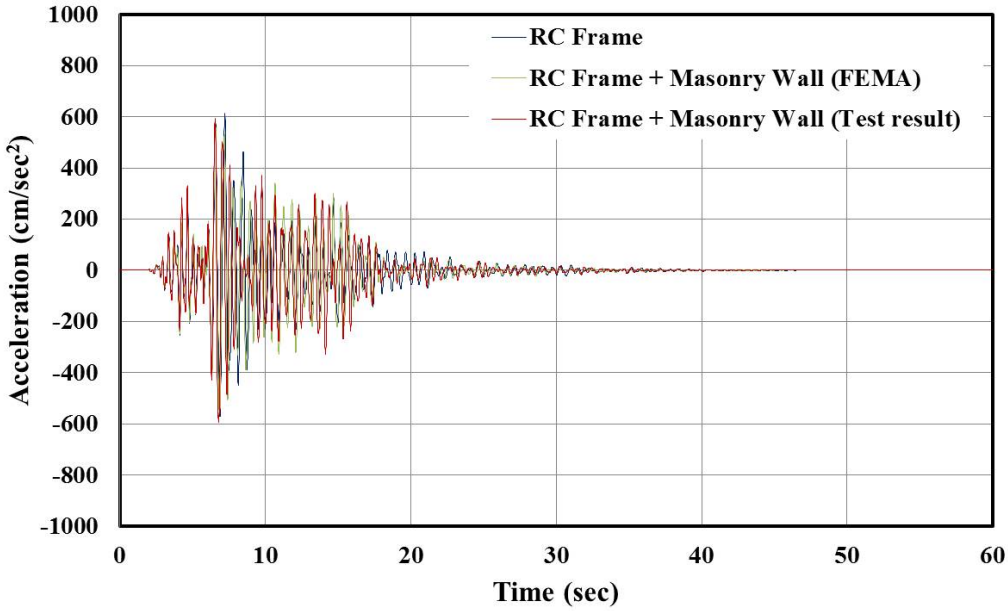


그림 5.11 X방향 시간-가속도 관계 (JMA Kobe NS)

5.2.2 Y 방향

조적벽을 고려하지 않은 RC Frame과 조적벽을 고려한 학교건축물의 시간이력해석 결과 시간-변위응답을 그림 5.12~5.14에 나타내고 시간-가속도응답을 그림5.15~17에 나타내었다. 3가지 지진파에 대한 건축물의 해석 결과 조적벽을 고려하지 않은 지붕층의 최대 변위는 조적벽을 고려함으로써 감소되는 것을 확인할 수 있었고, 지붕층의 최대 가속도는 각 각의 지진파에 따라 약간의 증감이 있는 것을 확인할 수 있었다.

표 5.2 지붕층 시간-변위 및 시간-가속도 관계 (Y방향)

구분		지진파		
		EL Centro	Taft	JMA Kobe NS
Displacement (mm)	RC Frame	60.12	44.58	67.62
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	62.69	37.44	59.37
	RC Frame + Masonry Wall (Test Result)	55.50	32.89	48.96

Acceleration (cm/sec^2)	RC Frame	681.12	511.49	615.66
	RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	738.16	506.37	565.62
	RC Frame + Masonry Wall (Test Result)	788.35	555.63	593.78

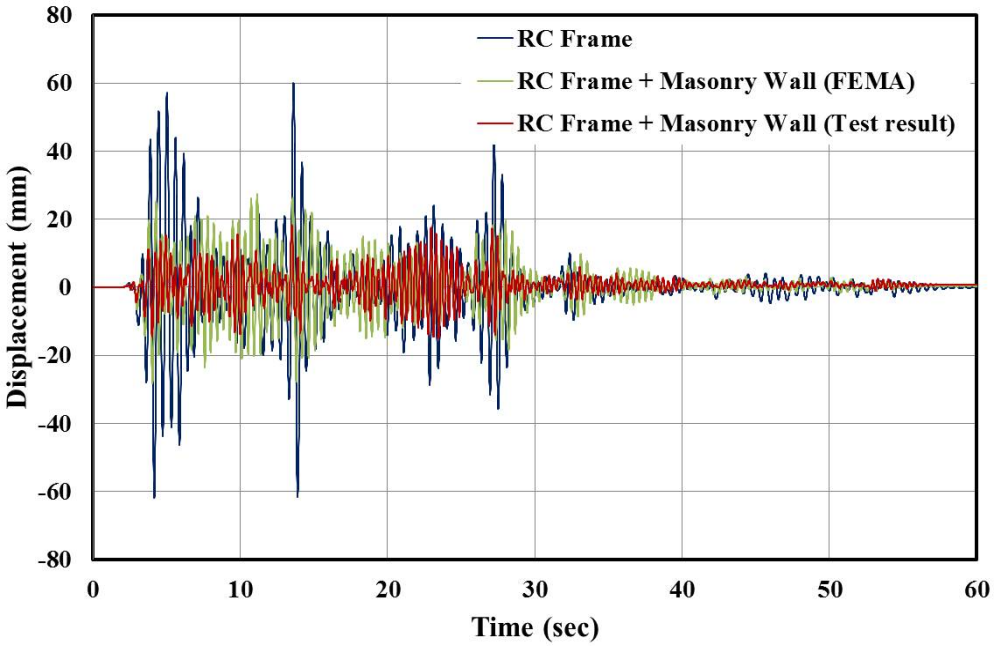


그림 5.12 Y 방향 지붕층 시간-변위 관계 (El Centro)

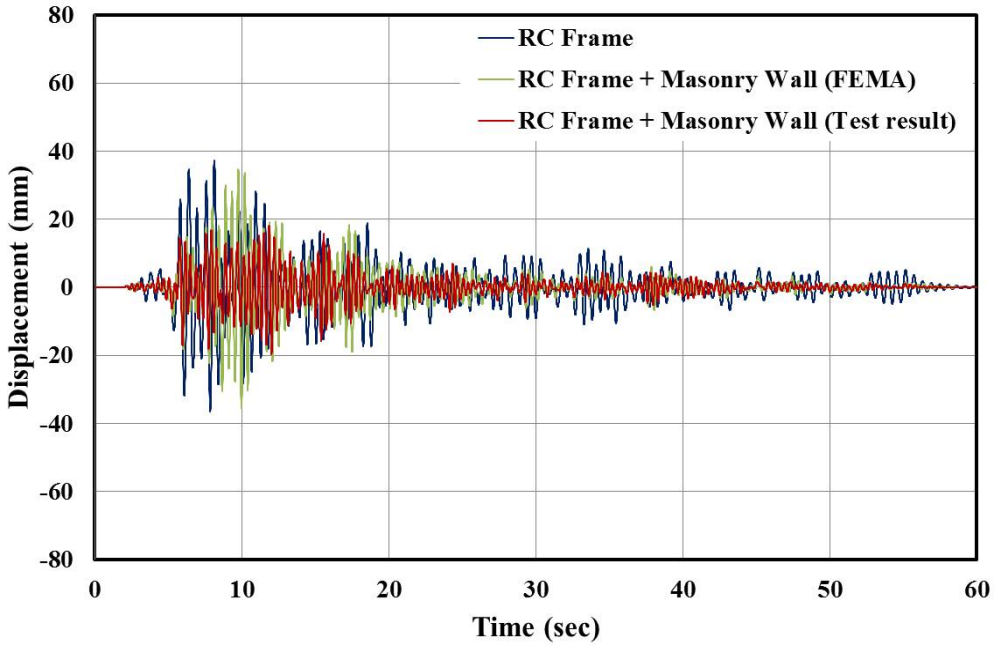


그림 5.13 Y 방향 지붕층 시간-변위 관계 (Taft)

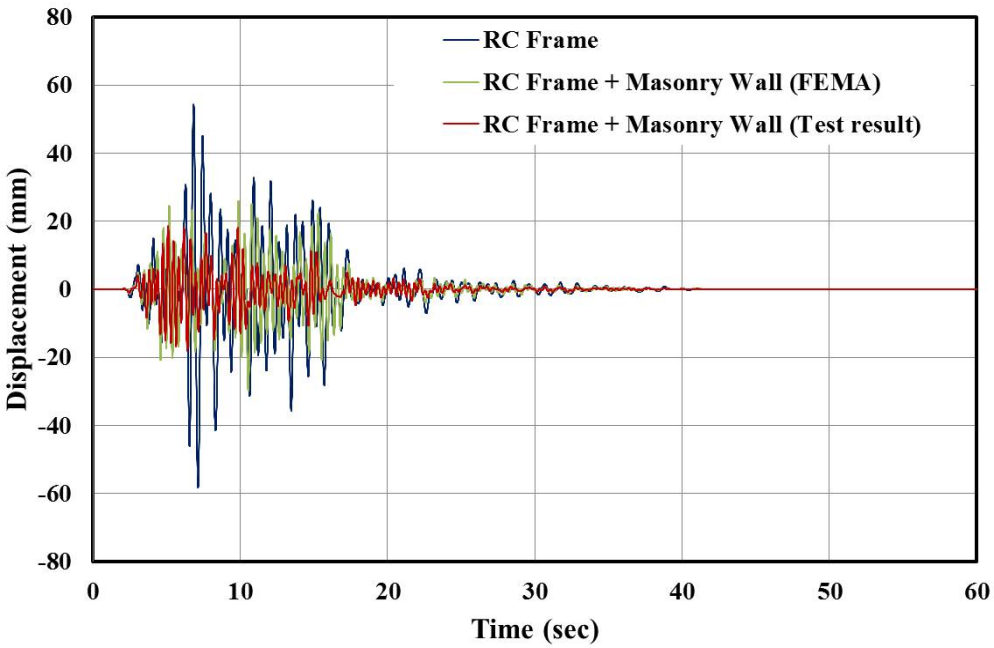


그림 5.14 Y 방향 지붕층 시간-변위 관계 (JMA Kobe NS)

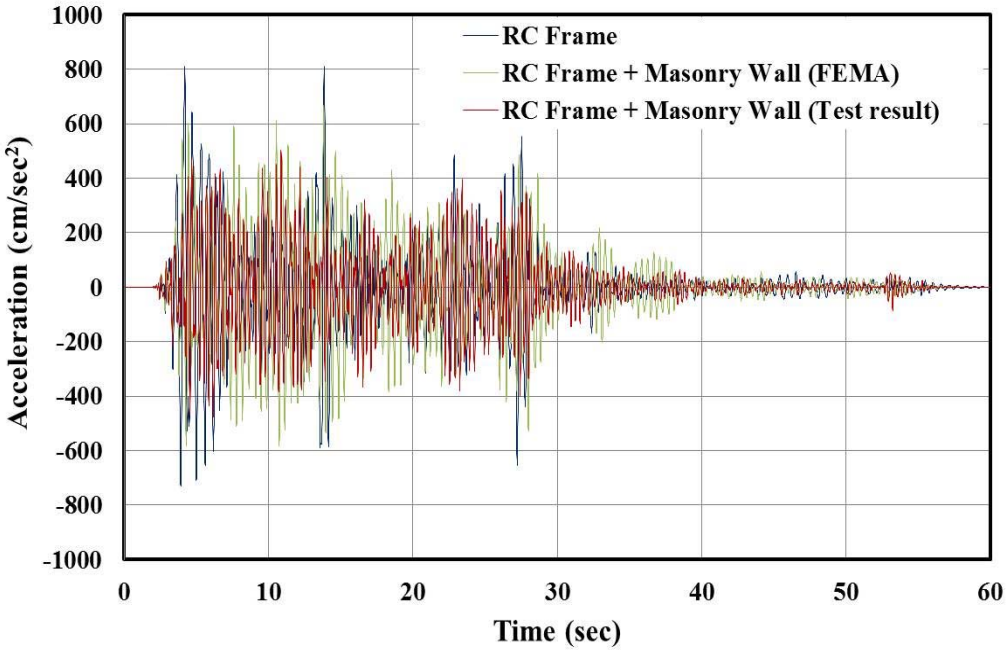


그림 5.15 Y방향 시간-가속도 관계 (El Centro)

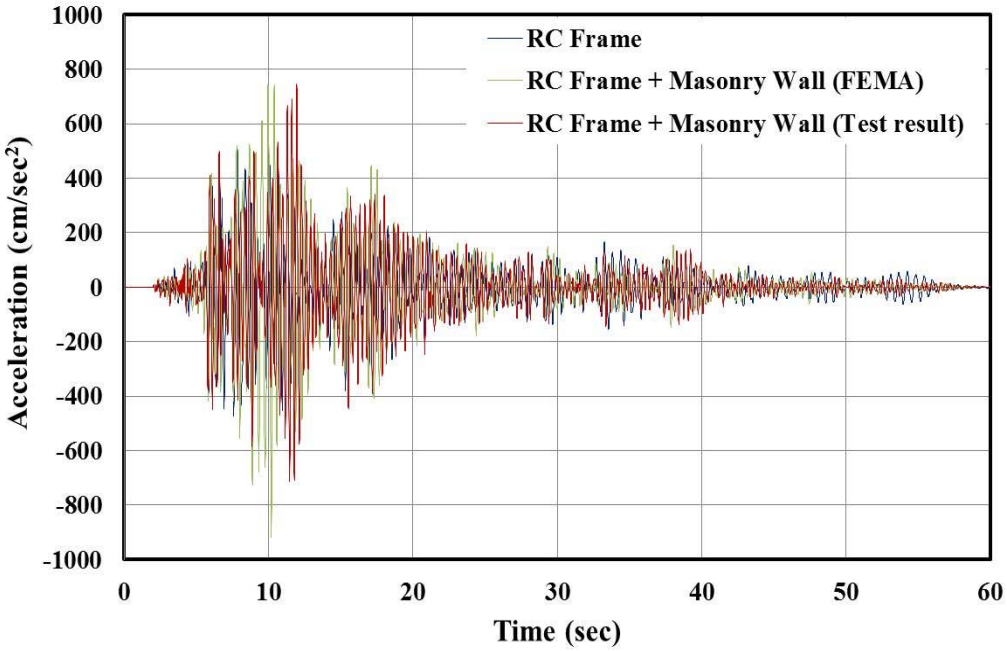


그림 5.16 Y방향 시간-가속도 관계 (Taft)

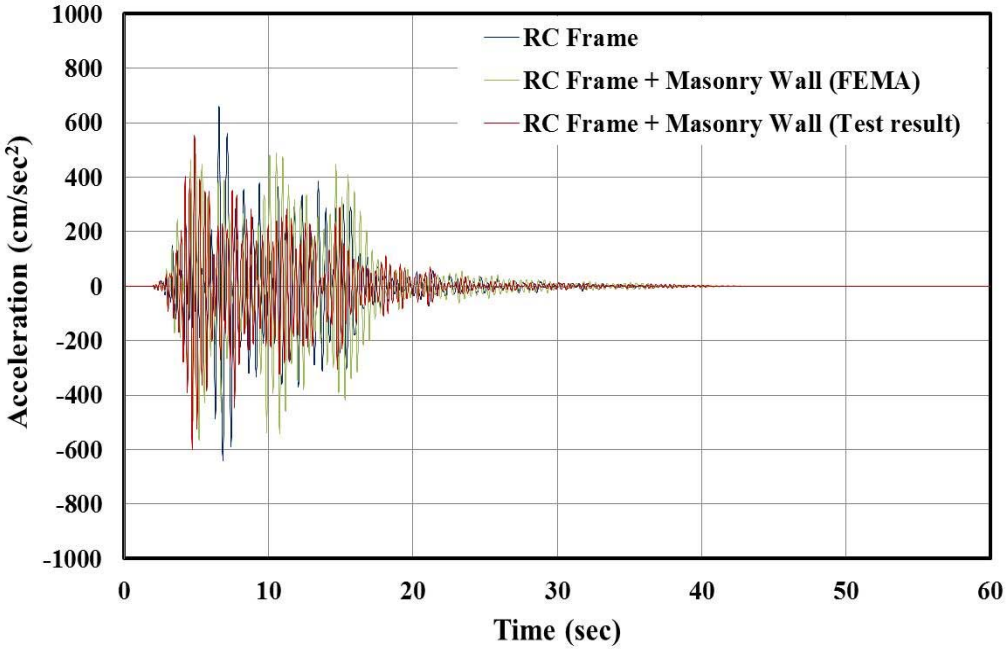


그림 5.17 Y방향 시간-가속도 관계 (JMA Kobe NS)

5.2.3 지붕층 변위비

표 5.3~4와 그림 5.18~19는 X,Y방향에서 지진파별 지붕층 변위를 조적벽을 고려하지 않았을 때 변위에 대한 조적벽을 고려했을 때 변위의 비로 정리하여 표시한 것으로 1.0보다 값이 작으면 조적벽을 고려하였을 때 최고층 변위가 감소한 것이다. X방향에서 EL Centro 지진파가 FEMA를 근거로 조적벽을 고려하여 해석하였을 때 지붕층 변위는 증가하였고 나머지는 모두 조적벽을 고려하여 해석하였을 때 최고층 변위는 감소하였다. 또한 Y방향에서는 조적벽을 고려하여 해석한 지붕층 변위가 모든 지진파에 대하여 감소함을 알 수 있었다. 그리고 X,Y방향의 모든 지진파에서 실험데이터를 근거로 해석한 지붕층 변위가 FEMA에 근거하여 해석한 지붕층 변위보다 작은 값을 보이는 것을 확인할 수 있었다.

표 5.3 X방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비

구 분	지 진 파		
	EL Centro	Taft	JMA Kobe NS
$\frac{RC\,Frame + Masonry\,Wall(FEMA)}{RC\,Frame}$	1.04	0.84	0.88
$\frac{RC\,Frame + Masonry\,Wall(Test\,result)}{RC\,Frame}$	0.92	0.74	0.72

표 5.4 Y방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비

구 분	지 진 파		
	EL Centro	Taft	JMA Kobe NS
$\frac{RC\,Frame + Masonry\,Wall(FEMA)}{RC\,Frame}$	0.46	0.96	0.55
$\frac{RC\,Frame + Masonry\,Wall(Test\,result)}{RC\,Frame}$	0.29	0.53	0.34

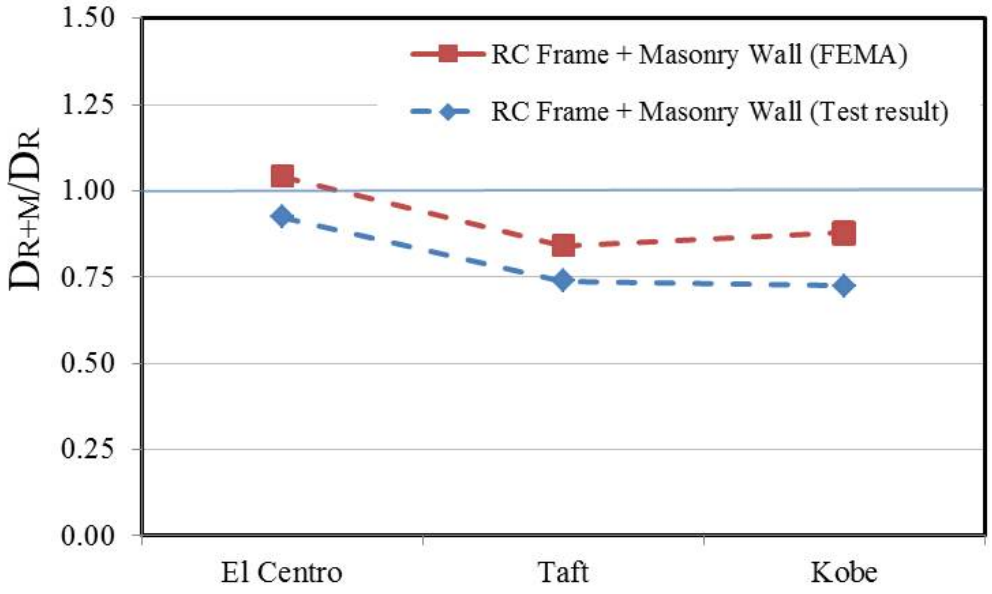


그림 5.18 X방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비

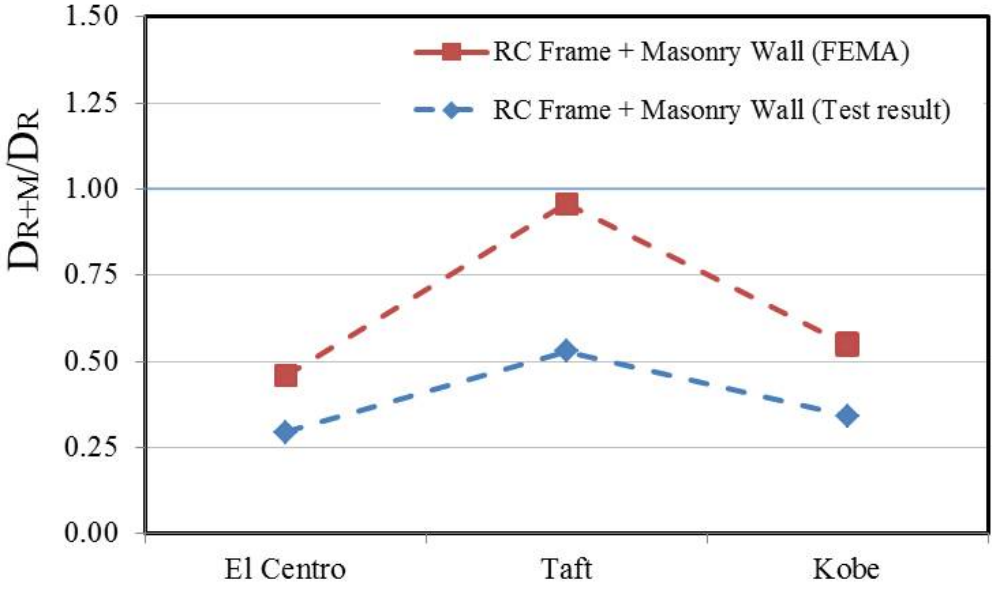


그림 5.19 Y방향 조적벽 유·무에 따른 지붕층 변위비

5.3 건축물의 층간변위

그림 5.20~5.25는 해당건물의 각 층간변위를 보여주고 있으며 이를 표5.5로 정리하였다. KBC2009에서는 내진등급 특등급의 경우 설계 허용 층간변위 0.01, 내진등급 Ⅰ등급인 경우 0.015, 내진등급 Ⅱ등급은 0.02로 규정하고 있다. 본 장에서는 성능수준에 따라 Bertero[4]가 제안한 층간변위비 제한값(IO level : 0.6%, LS Level : 1.5%, CP Level : 2.0%)을 사용하였다. 해석 결과 RC frame만을 모델링한 경우와 조적벽체를 함께 모델링한 경우 모두 LS Level의 층간변위비를 만족하는 것으로 나타났고, 조적벽체를 모델링한 경우 층간변위비가 감소한 것을 확인할 수 있었다. 또한, 실험 데이터에 의하여 조적벽체를 모델링한 경우 FEMA에 근거하여 조적벽체를 모델링한 경우보다 층간변위는 대부분 감소한 것을 확인할 수 있었다.

표 5.5 지진파별 층간변위비

구분			Story Drift Ratio		
			1F	2F	3F
RC Frame	El Centro	X 방향	0.0070	0.0058	0.0029
		Y 방향	0.0068	0.0066	0.0040
	Taft	X 방향	0.0056	0.0046	0.0021
		Y 방향	0.0041	0.0040	0.0025
	JMA Kobe NS	X 방향	0.0075	0.0059	0.0027
		Y 방향	0.0064	0.0062	0.0036
RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	El Centro	X 방향	0.0083	0.0062	0.0030
		Y 방향	0.0055	0.0048	0.0026
	Taft	X 방향	0.0049	0.0038	0.0020
		Y 방향	0.0040	0.0035	0.018
	JMA Kobe NS	X 방향	0.0079	0.0059	0.0026
		Y 방향	0.0051	0.0044	0.0022
RC Frame + Masonry Wall (Test result)	El Centro	X 방향	0.0067	0.0049	0.0023
		Y 방향	0.0023	0.0018	0.0010
	Taft	X 방향	0.0041	0.0030	0.0014
		Y 방향	0.0021	0.0019	0.0010
	JMA Kobe NS	X 방향	0.0068	0.0048	0.0021
		Y 방향	0.0022	0.0019	0.0010

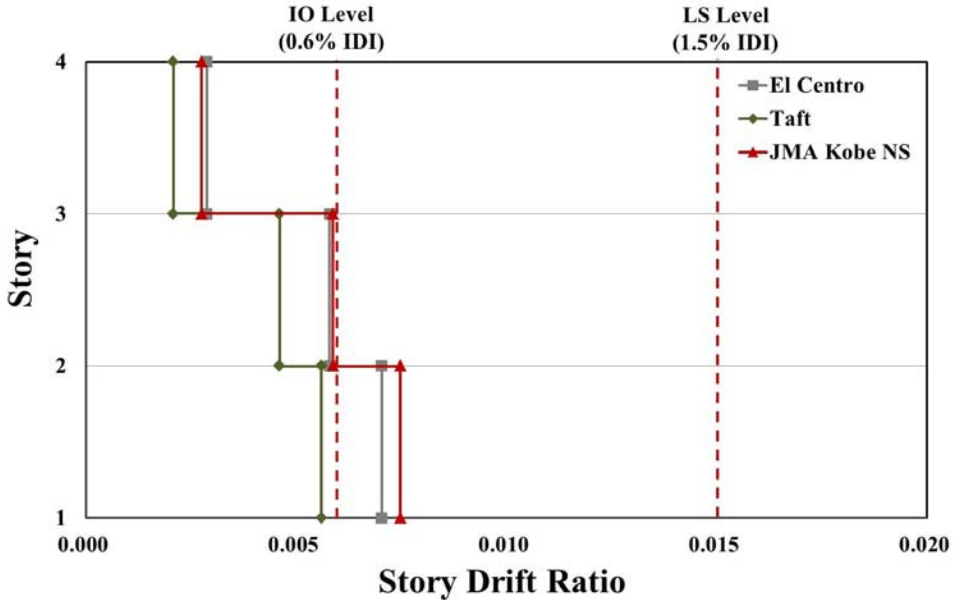


그림 5.20 X방향 층간변위비 (RC Frame)

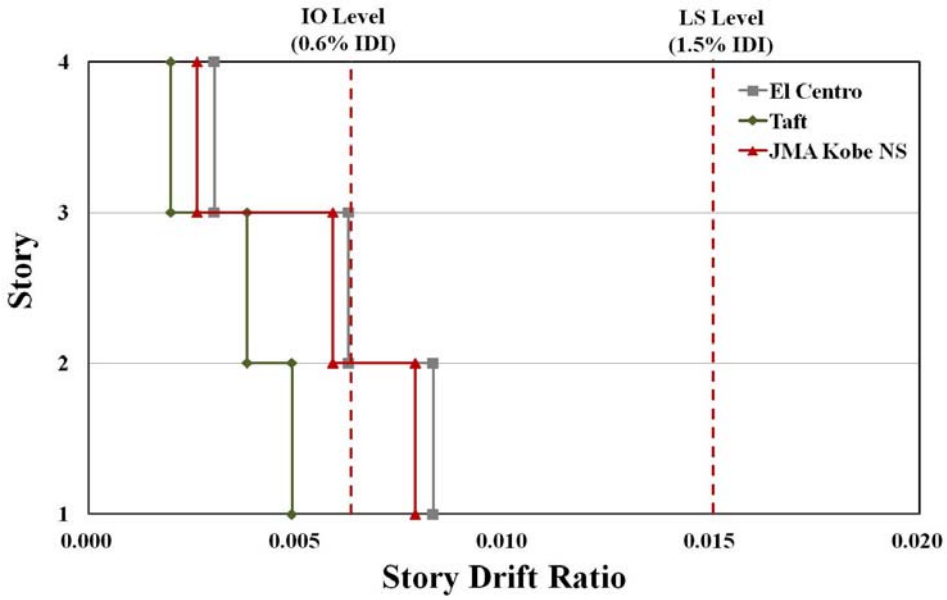


그림 5.21 X방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

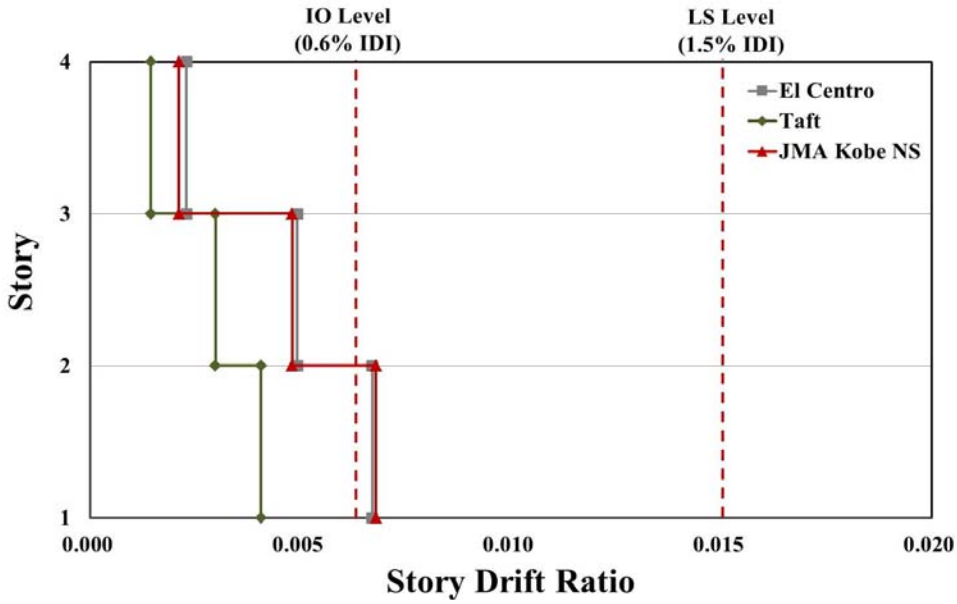


그림 5.22 X방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

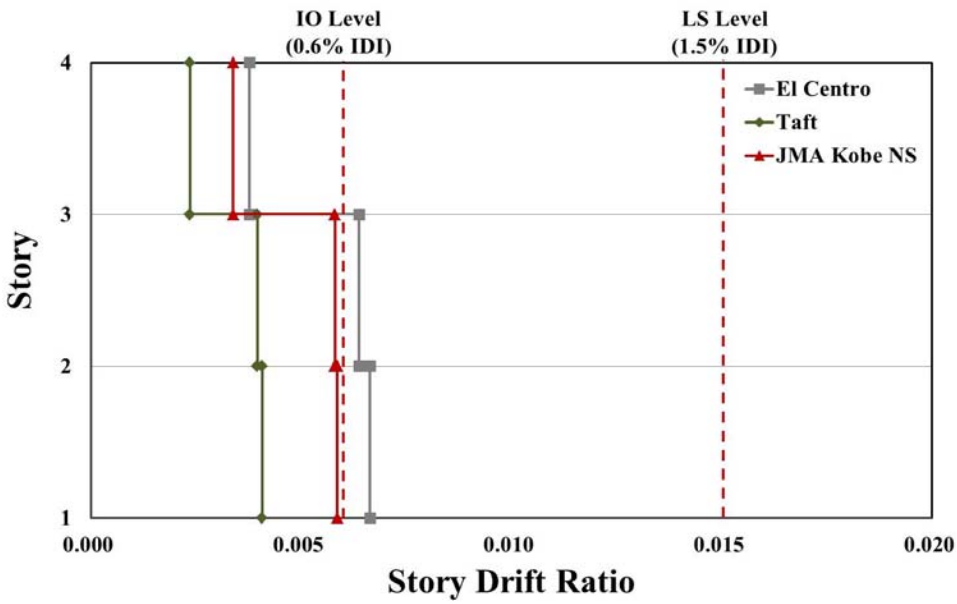


그림 5.23 Y방향 층간변위비 (RC Frame)

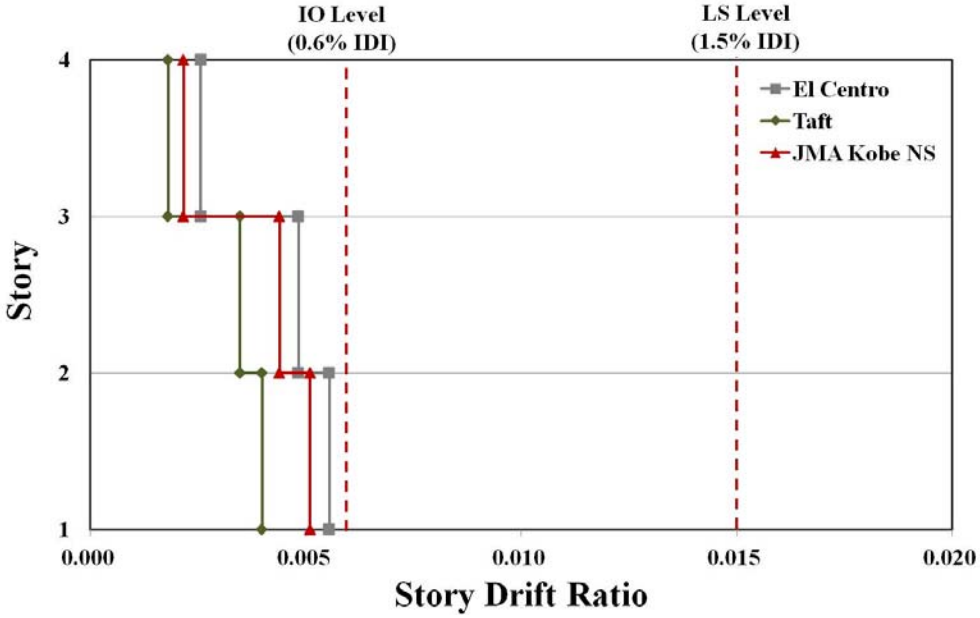


그림 5.24 Y방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(FEMA))

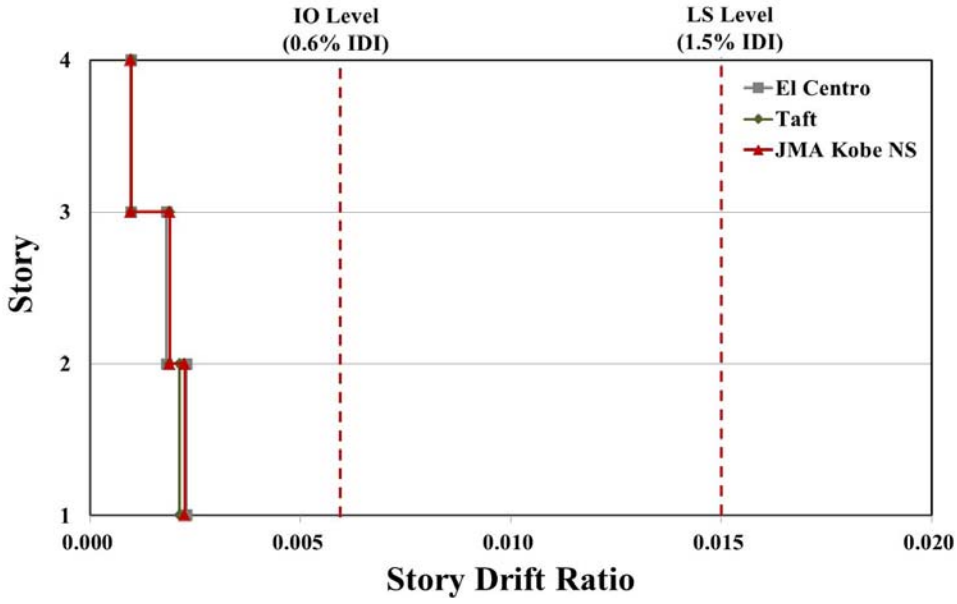


그림 5.25 Y방향 층간변위비 (RC Frame + Masonry Wall(Test result))

5.4 건축물의 주기

그림 5.26~5.31은 해당 건축물의 시간이력해석을 통한 각 지진파별 FFT(Fast Fourier transform)을 나타낸 것으로 해석을 통하여 건축물의 진동수와 진동주기를 표5.6~5.7에 나타내었다. 3장의 인력가진 실험을 통하여 관측한 유효 진동수와 진동주기가 X방향은 3.10Hz(0.32sec), Y방향은 3.30Hz(0.30sec)이었고 본 장의 시간이력해석을 통하여 알아낸 건축물의 유효진동수와 진동주기는 표5.6~5.7와 같았다. 이에 따라 건축물의 진동주기는 조적벽을 모델링한 경우 실제 건축물의 진동주기에 근접한 것을 확인할 수 있었다.

표 5.6 지진파별 건축물의 진동수(h,Hz)

구분			진동수(h,Hz)	평균(Hz)
RC Frame	X 방향	El Centro	1.538	1.562
		Taft	1.538	
		JMA Kobe NS	1.611	
	Y 방향	El Centro	1.758	1.774
		Taft	1.807	
		JMA Kobe NS	1.758	
RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	X 방향	El Centro	1.758	1.774
		Taft	1.807	
		JMA Kobe NS	1.758	
	Y 방향	El Centro	2.124	2.124
		Taft	2.075	
		JMA Kobe NS	2.173	
RC Frame + Masonry Wall (Test Result)	X 방향	El Centro	1.855	1.847
		Taft	1.807	
		JMA Kobe NS	1.880	
	Y 방향	El Centro	2.832	2.807
		Taft	2.783	
		JMA Kobe NS	2.808	
인력가진 계측결과	X 방향	3.10		
	Y 방향	3.30		

표 5.7 지진파별 건축물의 주기(T,sec)

구분			주기(T,sec)	평균(sec)
RC Frame	X 방향	El Centro	0.650	0.640
		Taft	0.650	
		JMA Kobe NS	0.621	
	Y 방향	El Centro	0.569	0.563
		Taft	0.553	
		JMA Kobe NS	0.569	
RC Frame + Masonry Wall (FEMA)	X 방향	El Centro	0.569	0.563
		Taft	0.553	
		JMA Kobe NS	0.569	
	Y 방향	El Centro	0.471	0.471
		Taft	0.482	
		JMA Kobe NS	0.460	
RC Frame + Masonry Wall (Test Result)	X 방향	El Centro	0.539	0.541
		Taft	0.553	
		JMA Kobe NS	0.532	
	Y 방향	El Centro	0.353	0.356
		Taft	0.359	
		JMA Kobe NS	0.356	
인력가진 계측결과	X 방향	0.32		
	Y 방향	0.30		

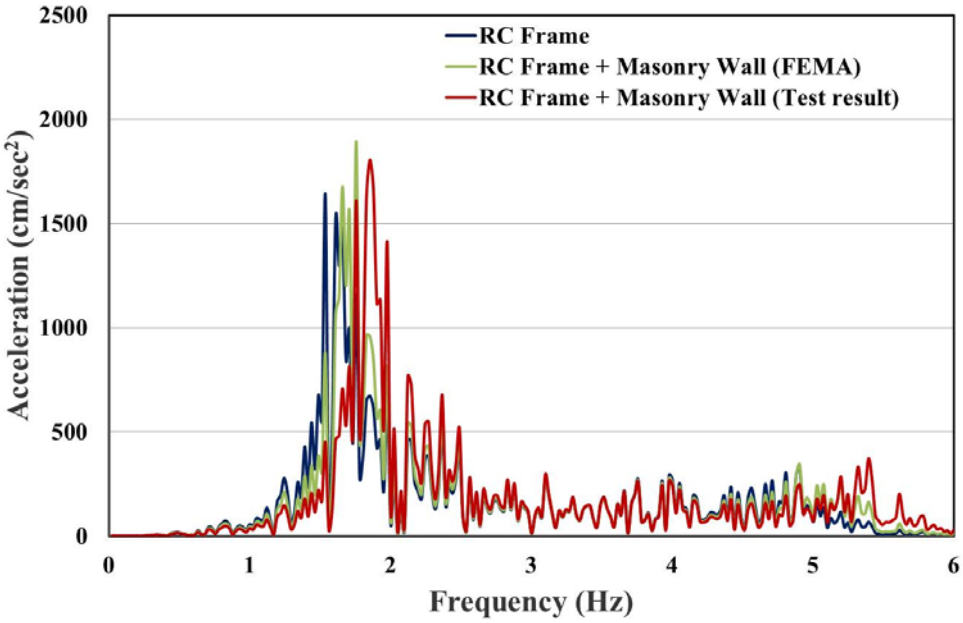


그림 5.26 FFT-X방향 (EL Centro)

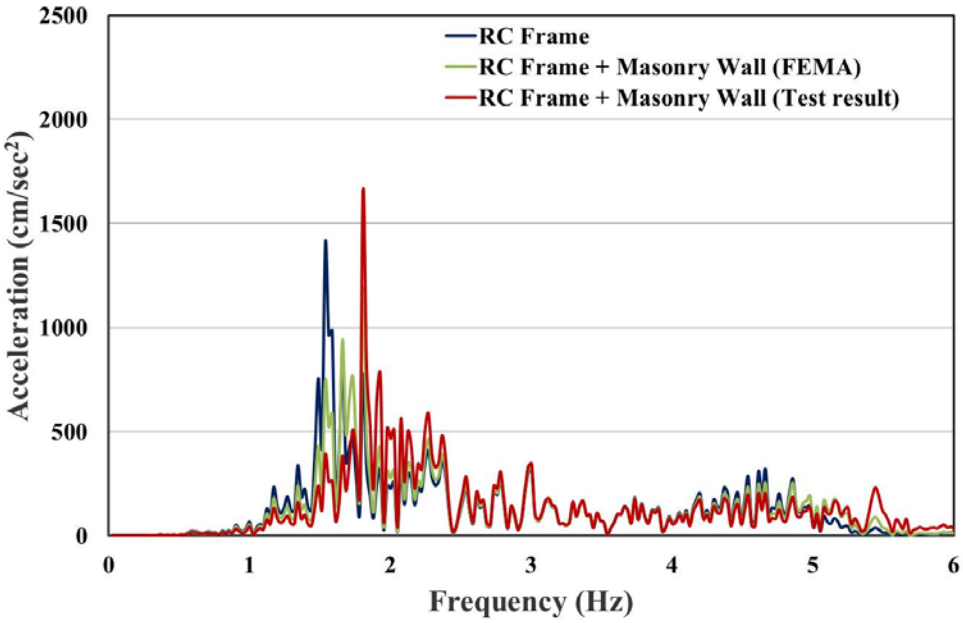


그림 5.27 FFT-X방향 (Taft)

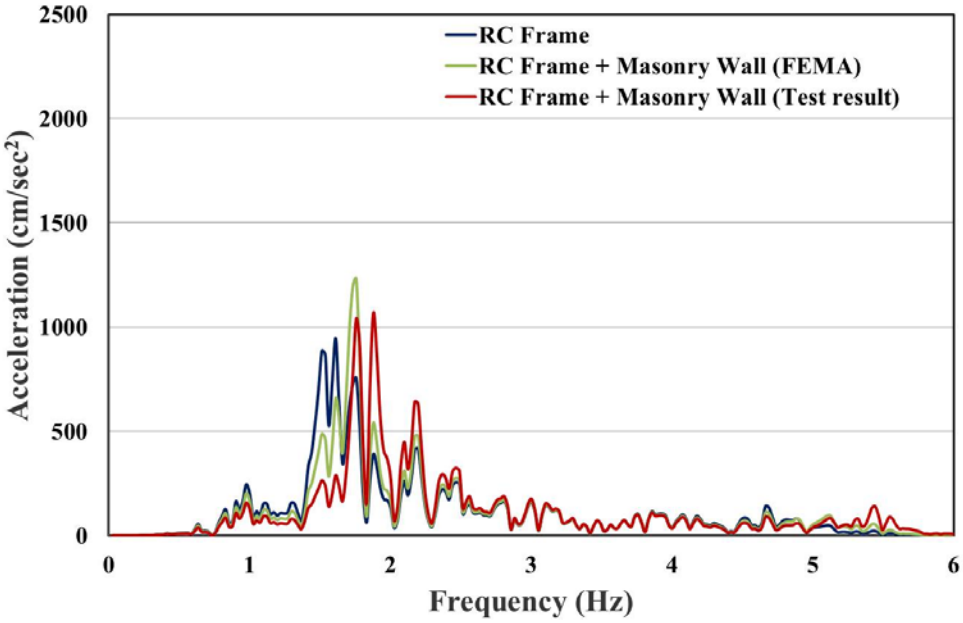


그림 5.28 FFT-X방향 (JMA Kobe NS)

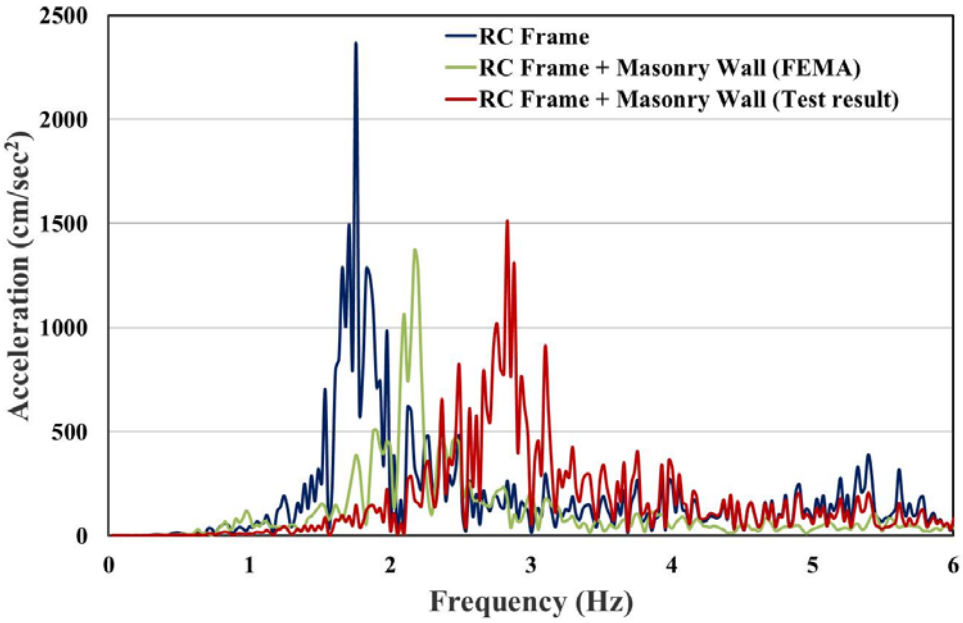


그림 5.29 FFT-Y방향 (EL Centro)

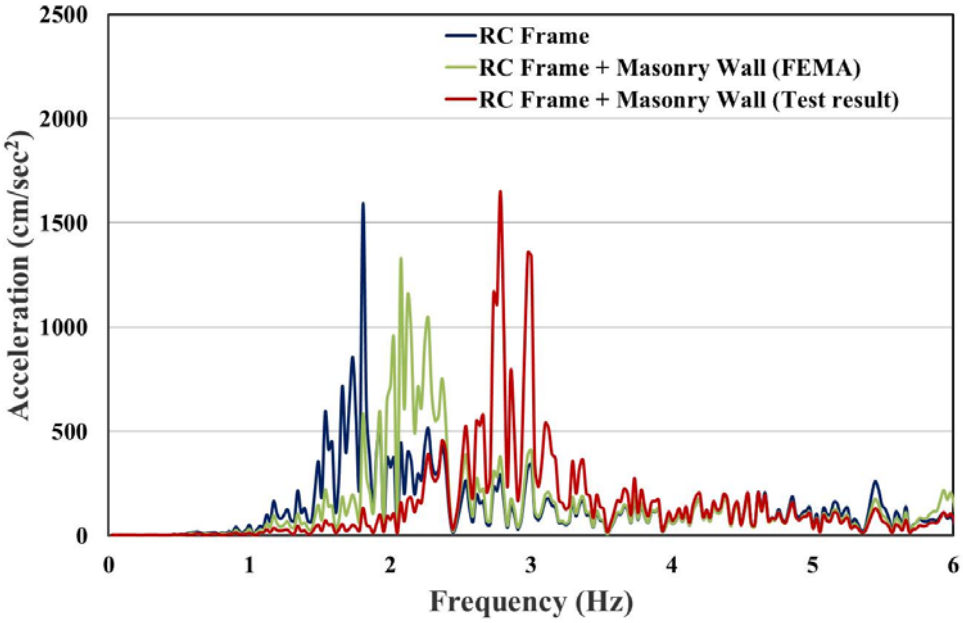


그림 5.30 FFT-Y방향 (Taft)

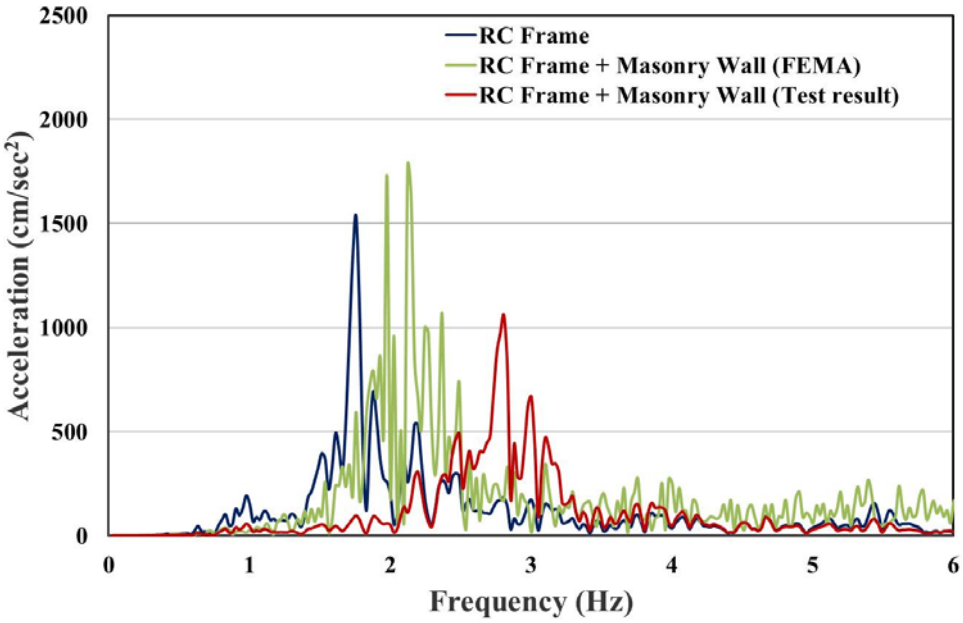


그림 5.31 FFT-Y방향 (JMA Kobe NS)

5.5 결론

해석모델의 보다 정확한 거동 특성을 파악하기 위하여 3가지 지진파(El Centro, Taft, JMA Kobe NS)로 시간이력해석을 실시하여 내진거동을 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 시간이력해석을 실시한 결과 인력가진 실험을 통하여 알아낸 실제 건축물의 진동수 및 진동주기는 RC Frame만을 모델링한 경우보다 조적벽체를 함께 모델링하여 시간이력 해석한 건축물의 진동수 및 진동주기에 더 근접한 것을 확인할 수 있었다.

2) 지붕층의 최대변위와 층간변위를 검토한 결과 조적벽이 모델링 되었을 경우 그렇지 않은 경우보다 변위가 감소한 것을 확인할 수 있었다. 이처럼 조적벽체의 유·무는 건축물의 강성을 증가시켜 내진거동에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

3) 조적벽체의 모델링은 Test result와 FEMA를 근거로 각각 모델링하였다. 그 결과 X방향에서는 지붕층의 최대변위와 층간변위에서 근 차이를 보이지 않았지만 Y방향에서는 FEMA에 의한 모델링의 변위가 Test result에 의한 모델링의 변위보다 1.6배정도 크게 발생한 것을 확인할 수 있었다. 하지만 두 경우 모두 즉시거주(IO)의 성능을 만족하고 있으며 FEMA를 근거로 조적벽체를 모델링할 경우 더욱 안전 측에서 설계되는 점을 감안한다면 FEMA의 데이터를 준용하여 사용할 수 있다고 판단된다.

제6장 결 론

본 연구에서는 비보강 조적벽체를 갖는 노후화된 학교건축물의 내진성능평가를 수행하기 위하여 40년이 경과된 학교건축물에서 실제 조적벽체를 채취하여 성능평가를 실시하였다. 또한, 비선형정적해석(Push-Over Analysis) 및 비선형동적해석(시간이력해석)을 실시하여 조적벽체의 유무에 따른 구조물의 거동 및 내진성능의 차이를 비교하였다. 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 실제 비보강 조적벽체의 정적실험을 실시한 결과, 줄눈이 포함된 조적벽체가 줄눈이 포함되지 않은 조적벽체보다 압축강도는 20% 가량 크지만, 탄성계수는 줄눈이 포함된 조적벽체가 줄눈이 포함되지 않은 조적벽체의 38% 수준으로 나타났다. 또한 미장 모르타르 유·무에 따른 전단내력의 차이가 크게 나타나 조적벽을 설치함에 있어 미장마감은 건축물의 강성 향상에 크게 기여함을 확인하였다.

2. 기존 이론값과 실험값을 비교한 결과, RC의 경우 휨내력(Qmu)과 EURO기준식을 제외하고는 비교적 정확하게 평가하는 것으로 사료된다. 조적조의 경우, EURO기준식이 가장 정확하게 평가되었으며, AIJ, FEMA356기준식도 비교적 유사하게 평가되었다. 반면에 KBC2009에 의한 이론값은 실험내력값보다 다소 낮게 평가되었다. 미장모르타르가 있는 조적조의 경우는 이론식 모두 실험내력값보다 낮게 평가되는 것을 확인하였다.

3. 인력가진 실험을 통하여 관측한 유효 진동수와 진동주기가 X방향은 3.10Hz(0.32sec), Y방향은 3.30Hz(0.30sec)이었고, 이는 건축구조기준(KBC2009 0306.5.6)에서 건축물의 유효주기를 산정하기 위하여 제시하고 있는 'Ta = 0.1N (Ta : 근사고유주기, N : 층수)'에 의한 0.3sec에 근접한 것을 확인하였다. 또한 시간이력해석을 통하여 알아낸 건축물의 유효진동수와 진동주기와의 비교 결과 RC frame만을 모델링하였을 경우보다 RC frame과 조적벽체를 함께 모델링하였을 경우 실제 실험값에 더욱 근접한 것을 확인할 수 있었다.

4. 비선형 정적해석(Push-Over Analysis)을 위하여 Test result를 바탕으로 한 모델링의 탄성계수는 6377N/㎟, 전단강도는 0.19N/㎟를 FEMA를 바탕으로 한 모델링의 탄성

계수는 2200N/㎟, 전단강도는 0.14N/㎟를 사용하여 대상 건축물을 모델링하였다. 이를 바탕으로 성능점의 산정, 하중-변위 관계, 층간변위, 성능점에서의 소성힌지 발생 상태 등의 비선형정적해석(Push-Over Analysis) 결과를 검토한 결과 조적벽의 모델링 유무는 건축물의 강성과 강도의 증가에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다. 그리고, 본 논문을 통하여 재료 실험한 실제 40년 경과한 노후화된 학교건축물 조적벽체의 재료성능이 FEMA에서 제공하는 조적벽의 강성 및 강도보다 다소 큰 값을 나타내고 있음에도 불구하고 비선형 정적해석 결과 소성힌지 개수 및 층간변형각을 분석해보면 그 차이는 미소하여 FEMA에서 제시하는 조적벽체 모델링 파라메터를 준용하여 사용할 수 있다고 판단된다.

5. 비선형동적해석(시간이력해석)을 실시한 결과, 지붕층의 최대변위와 층간변위를 검토한 결과 조적벽이 모델링 되었을 경우 그렇지 않은 경우보다 변위가 감소한 것을 확인할 수 있었다. 이처럼 조적벽체의 유·무는 건축물의 강성을 증가시켜 내진거동에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다. 또한, 조적벽체의 경우 Test result와 FEMA를 근거로 각각 모델링한 결과 X방향에서는 지붕층의 최대변위와 층간변위에서 근 차이를 보이지 않았지만 Y방향에서는 FEMA에 의한 모델링의 변위가 Test result에 의한 모델링의 변위보다 1.6배정도 크게 발생한 것을 확인할 수 있었다. 하지만 두 경우 모두 즉시거주(IO)의 성능을 만족하고 있으며 FEMA를 근거로 조적벽체를 모델링할 경우 더욱 안전 측에서 설계되는 점을 감안한다면 FEMA의 데이터를 준용하여 사용할 수 있다고 판단된다.

6. 비보강 조적벽체를 갖는 노후화된 건축물에서 조적벽체가 건축물의 내진성능에 미치는 영향을 조사한 결과, 조적벽체가 건축물의 강성을 향상시켜 내진거동을 변화시킴을 알 수 있었다. 따라서, 기존 건축물의 내진성능평가시 신뢰성을 확보하기 위해서는 조적벽체가 고려되어야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1) ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)”, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996

2) BSSC, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings(FEMA273).”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1997

3) BSSC, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings(FEMA356).”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000

4) Bertero, R. D., Bertero, V. V., “Performance-based seismic engineering : the need for a reliable conceptual comprehensive approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp.627-650, 2002

5) Sherif El-Tawil, Gregory G, Deierlein. Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. II: Implement and Verification. Journal of Structural Engineering 127:6, pp.656-665, 2001

6) Chopra, A.K. and Goel, R.K., "Model pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.31, No.3, pp.561~582, 2002

7) Chopra, A.K. and Goel, R.K., "A model pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.33, No.9, pp.903~927, 2004

8) Song, J. K. and Pincheira, J.A., "Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems", Journal of Earthquake Spectra, Vol.16, No.4, pp.817~851, 2002

9) 포항산업과학연구원(2002), 기존 건축물의 구조내진성능 평가에 관한 기술지침(안)

10) 한국시설안전기술공단 (2004), 기존 건축물의 내진성능 평가 및 향상요령

11) 대한건축학회, "건축구조설계기준 (Korean Building Code)," 대한건축학회, 2009
12) (사)한국교육환경연구원(2008), 학교시설 개축 및 내진성능 판정을 위한 가이드라인 연구
13) (사)지진공학회(2010), KBC2009 건축구조설계기준의 내진설계기준, 지진공학회 제27회 기술강습회
14) 한국시설안전공단(2011), 기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령
15) 우운택, 권용훈, 정란, “기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능 평가”, 한국지진공학회 추계학술발표대회논문집, pp.239-254, 2000
16) 김상대, 성수진, 주영규, “FEMA273에서 제안하는 내진성능평가법 소개와 적용”, 대한건축학회 논문집(구조계), 제21권 제2호, 111-114, 2001
17) 이강석, 최 호, 이원호, “현존 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가 및 지진피해율 상정”, 대한건축학회 논문집 ,구조계 제18권 제1호, pp.11-20, 2002
18) 이원호, “기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능평가 및 보강”, 대한건축학회 논문집(구조계), 제48권 제8호 pp.63-75, 2004
19) 이원호, 이정한, 오상훈, 양원직, 강대언, "비보강 조적벽체 전단내력 평가에 관한 연구", 대한건축학회 논문집(구조계), 제 21권 제10호, pp.3~10, 2005
20) 이강민, 오상훈, "기존 철골건축물의 내진성능 평가 및 보강", 대한건축학회논문집(구조계), 제26권 제1호, pp33~36, 2006
21) 이원호, "기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능평가 및 보강", 한국공간구조학회 논문집, Vol.6, No.2, pp115~121, 2006
22) 최 호, “우리나라 학교건물의 내진성능 및 손상도 평가”, 대한건축학회 논문집(구조계), 제27권 제1호, pp.183-186, 2007
23) 윤성원, "하프파워법과 인력가진법에 의한 감쇠율 비교", 한국공간구조학회지, Vol.8, No.2, pp.95-103, 2008
24) 김혜진, "조적끼움벽을 고려한 철근콘크리트 골조 구조물의 내진성능평가 및 보강", 단국대학교 석사학위논문, 2010

25) 이상호, 오상훈, 황원태, 이경보, 이한선, "2층 RC 전단벽식 구조물의 내진성능에 대한 정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제14권 제6호, pp.55~65, 2010
26) 김혜원, 이정한, 박병철, 이원호, “역량스펙트럼과 구조내진성능판정지표를 이용한 전통 목조 건축물의 내진성능평가”, 대한건축학회 논문집(구조계), 제26권 제9호, pp.3~14, 2010
27) 이철호, “역량설계개념에 의한 강구조건물의 내진설계”, 특집기사, pp.32~37
28) 최인학, 김영호, 방중석, “국내 지진재해 대책법에 따른 학교시설물 내진보강방안”, 한국강구조학회 기술기사, pp.45~49, 2010
29) 양일승, 채흥석, 최성모, “외국 학교시설물 지진피해 사례와 내진보강 실례”, 한국강구조학회 기술기사, pp.41~44, 2010
30) 송진규, 황재승, 김건우, 송호범, 이재혁, “노후도를 고려한 학교건물의 내진성능평가 및 내진보강에 관한 연구”, 대한건축학회 논문집(구조계), 제26권 제8호, pp.3-10 2010
31) 장영주, 조봉호, 김홍진, “건물의 상시진동계측과 인력가진계측을 통한 동적특성비교”, 한국전산구조공학회 논문집, 제24권 제3호, pp.259-266, 2011
32) 이정한, 이원호, “중저층 건축물의 내진성능 및 내진보강”, 광운대학교 박사학위논문, 2004
33) 최 호, “무보강 콘크리트 블록채움벽을 갖는 RC프레임의 정적가력실험”, 대한건축학회논문집, 23(4):71~78, 2007
34) 최 호, “우리나라 학교건물의 내진성능 및 손상도 평가”, 대한건축학회 학술발표대회 논문집, 27(1):183~186, 2007
35) 기찬호, “비내진 상세를 가진 저층 철근콘크리트 골조의 거동”, 전북대학교 석사학위논문, 1999
36) 정 란, 박태원, 이수곤, “내진설계되지 않은 기존 철근콘크리트 골조구조물의 내진성능 보강효과”, 대한건축학회 논문집(구조계), 20(9):37~44, 2004
37) 이원호, 이정한, 오상훈, 양원직, 강대언, “비보강 조적벽체 전단내력 평가에 관

한 연구”, 대한건축학회 논문집(구조계), 21(10):3~10, 2005
38) 김장훈, 권기혁, “비보강 조적벽체의 면내거동 해석”, 한국지진공학회 논문집, 6(3)“1~10, 2002