

중층 종합병원 건물의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of a Mid-rise General Hospital Building

김태완¹⁾ · 추유림^{1)*} · 김승래¹⁾

Kim, Taewan¹⁾ · Chu, Yurim^{1)*} · Kim, Seung Rae¹⁾

¹⁾강원대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

The building which are essential for disaster recovery is classified as a special seismic use group. Especially, achievement of seismic performance is very important for the hospital, so the hospital should be able to maintain its function during and right after an earthquake without significant damage on both structural and non-structural elements. Therefore, this study aimed at checking the seismic performance of a hospital building, but which was limited to structural elements. For the goal, a plan with a configuration of general hospitals in Korea was selected and designed by two different seismic-force-resisting systems. In analytical modeling, the shear behavior of the wall was represented by three inelastic properties as well as elastic. Nonlinear dynamic analyses were conducted to evaluate the performance of structural members. The result showed that the performance of shear walls in the hospital buildings was not satisfied regardless of the seismic-force-resisting systems, while the demands on the beams and columns did not exceed the capacities. This is the result of only considering the shear of the wall as the force-controlled action. When the shear of the wall was modeled as inelastic, the walls were yielded in shear, and as the result, the demands for frames were increased. However, the increase did not exceed the capacities of the frames members. Consequently, since the performance of walls is significant to determine the seismic performance of a hospital building, it will be essential to establish a definite method of modeling shear behavior of walls and judging their performance.

Key words: Hospital, Seismic performance evaluation, Seismic-force-resisting system, Analytical model, Shear property

1. 서론

국내의 건축구조기준인 KBC2016[1]에는 건축물의 용도 및 규모에 따라 건물의 중요도를 특, 1, 2 및 3등급으로 분류한다. 이 중 특급 건물은 유출 시 인명 피해가 우려되는 독극물 등을 저장 처리하는 건축물과 응급비상 필수 시설물로 지정된 건축물, 지진이나 태풍 또는 다른 비상시의 긴급대피 수용시설로 지정된 건축물이다. 국가 또는 지방자치단체의 청사, 외국공관, 소방서, 발전소, 방송국, 종합병원 및 수술시설이나 응급시설이 있는 병원 등과 같이 재해 발생 시 피해 복구에 중요한 필수 건축물들이 이에 해당된다. 이중에서도 특히 병원의 내진성능확보가 매우 중요하게 여겨지는데 이는 지진으로 인하여 인명 피해가 발생했을 경우 짧은 시간에 많은 환자들을 수용할 수 있어야 하고, 필요 시 환자들에게 빠르고 적절한 응급치료가 이루어

어져야 하기 때문이다. 이를 위해서는 병원을 이루는 보, 기둥, 벽체와 같은 구조 요소뿐만 아니라 내·외부의 마감, 천장, 배관, 조명, 각종 의료기기 등과 같은 비구조 요소들 역시 지진 발생 후에도 문제없이 제 기능을 유지하여 병원의 정상 운영이 가능해야 한다. 따라서 종합병원이나 수술 및 응급시설이 있는 병원의 구조부재 설계 시에는 현행 구조기준에 따라 1.5의 중요도 계수를 사용하여 일반 건축물보다 더 큰 지진하중에 대해 설계한다.

한편 미국의 경우, 병원에 대해서는 그 중요성과 특수성을 매우 높게 평가하여 의료시설에 관련한 기준 제정 등 전반적인 업무를 담당하는 기관 및 의료기관 건설에 대한 기준[2-4]이 별도로 존재하고 여기에서 요구하는 사항을 만족하지 못하는 병원에는 강력한 제재를 가한다. 국내에서도 2016년 10월에 ‘종합병원, 병원, 요양병원 내진설계기준[5]’이 제정·발령되었다. 그러나 이 고시에는 국토교통부에서 정하는 내진기준을 준용하여 내진설계 최소요건(지진구역 및 지역계수, 중요도 및 중요도 계수, 내진등급, 건축구조기준)만을 규정하고 있고 설계와 구조 및 성능에 대한 기준은 현행 구조기준을 따르도록 명시되어 있기 때문에 병원에 대한 내진설계기준이라

*Corresponding author: Chu, Yurim

E-mail: yurim92@kangwon.ac.kr

(Received May 30, 2017, 2017; Revised July 24, 2017; Accepted July 31, 2017)

하더라도 사실상 현행 기준과 그 내용은 동일하다. 이러한 방법으로 설계된 병원건물은 지진이 발생했을 때 구조체 손상으로 인한 연쇄적인 피해 또는 건물의 붕괴위험이 적을 것으로 기대되지만 실제로 국내 병원 건물이 그러한 수준의 내진성능을 보유하고 있는지는 확인해볼 필요가 있다.

또한 과거에는 입원중심의 의료체계를 가졌던 종합병원은 현대에 들어 외래환자 및 보호자 등의 왕래가 잦아지게 되면서 평면이나 층의 구성이 변화하였다. 따라서 방문자들의 편의를 위해 넓은 경간을 갖도록 계획하며 저층부에는 각종 서비스 및 외래진료·진단·검사 기능을 집중시키고 상층부를 병동으로 사용하는 것이 일반적이다. 특히 저층부의 일부에는 슬래브를 없애, 높은 층고의 로비를 갖도록 계획한다. 이러한 비정형성과 더불어 국내 병원 설계 시 중앙 코어나 피난계단과 같이, 벽체가 필수적으로 존재해야 하는 부분에만 전단벽을 배치하며 구조적인 이유로 전단벽을 추가 배치하는 경우는 드물기 때문에 주요 횡력저항시스템인 벽체의 양이 적은 편이다. 따라서 적은 양의 벽체가 대부분의 횡력에 저항해야하므로 벽체의 성능이 건물 전체의 성능에 주요한 변수이다.

지금까지 수행된 병원의 내진성능에 관한 해석적인 연구는 댐퍼를 이용한 보수·보강을 통해 부족했던 내진성능을 향상시키는 것이 목적인 경우가 많다. 이를 위해 기존 연구자들은 먼저 댐퍼로 보강되지 않은 기존 건물의 내진성능에 대한 평가를 수행하였다. Gilani et al.[6]은 캘리포니아 남부에 위치한 9층의 병원건물에 대한 내진성능을 평가하였으며 이 건물의 1층은 RC 모멘트 골조로, 2층부터 9층은 철골 모멘트골조로 이루어졌다. 기존의 구조 요소들에 대한 비선형동적해석을 수행한 결과, 층간변위각과 골조 부재들의 단부 소성회전각이 매우 커서 약 500년 재현주기 지진에 대한 LS(Life Safety) 수준을 만족하지 못하는 것으로 확인되었다. Chen et al.[7]은 2008년에 지진이 발생했던 중국 남서부의 쓰촨성 문천에 위치한 Wenchuan 병원에 대하여 점성댐퍼의 유무에 따른 내진성능을 비교 및 분석하였다. 이 병원은 4층 규모의 RC 모멘트 골조 건물이고 이에 대해 비선형 동적해석을 수행하였는데, 기존 건물의 성능목표를 자주 발생하는 지진(Frequent earthquake)에 대해서는 OP(Operational), 드물게 발생하는 지진(Rare earthquake)에 대해서는 LS 수준으로 하였다. 그 결과 기존 건물의 층간변위각이 허용수준을 만족하지 못하였다.

이러한 기존 연구를 통해 병원의 내진성능이 다소 부족하다는 점은 알 수 있다. 그러나 기존 연구에서 다루고 있는 병원건물의 횡력저항시스템은 대부분 모멘트 골조이기 때문에 국내의 일반적인 병원과 같이, 일부 벽체가 대부분의 횡력에 저항하도록 설계된 건물의 내진성능과는 다소 차이가 있을 것이다. 따라서 국내 병원의 구조적 특징을 잘 나타낼 수 있는 평면을 선정하고 이에 대한 내진성능을 확인할 필요가 있다.

이에 본 연구에서는 비선형동적해석을 통해 일반적인 국내 종합병원의 내진성능을 평가하였다. 이를 위해 실제 운영되고 있는 종합병원을 참고하였고 여기에서 얻은 건물의 규모, 실의 구성, 하중 등의 정보를 통해 본 연구에 적합한 예제건물을 결정하였다. 예제건물의 각 부재들은 KBC2016에 따라 설계하였는데 이때 횡력저항시스템을 두 가지로 구분하였다. 일반적으로 국내 실무에서, 벽체와 골조가 병존하는 건물의 지진력저항시스템을 ‘건물골조시스템’의 RC 보통전단벽(R=5.0)으로 설계하는 경우가 많다. 그러나 병원과 같이 중요도 계수가 높은 건물에 이를 그대로 적용할 경우 상대적으로 높은 설계지진력으로 인하여 벽체의 두께 및 철근 배근량이 증가할 수밖에 없다. 주 횡력저항시스템인 벽체를 계단실에만 제한적으로 설치

하는 경향에 의해 벽량이 적은 것도 이러한 증가의 또 다른 이유다. 설계자는 이를 회피하기 위하여 ‘중간모멘트골조를 가진 이중골조시스템’의 RC 보통전단벽(R=5.5)을 선택하게 된다. 이 경우 높은 설계지진력을 벽체와 골조로 분산시켜 중간모멘트골조 상세를 구현하는데 추가되는 시간과 노력을 들이더라도 벽체 두께와 철근 배근량의 증가를 막는 것이다. 따라서 본 연구에서는 이를 주 횡력저항시스템으로 선택하였다. 또한 이중골조시스템은 기본적으로 골조가 설계지진력의 25%를 저항할 수 있어야 하는데 이와 유사한 개념의 ‘보통전단벽-골조상호작용시스템(R=4.5)’으로 동일 건물을 설계 및 성능을 비교하여 이에 대한 가능성을 확인해보았다. 이 시스템은 이중골조시스템에 비해 설계지진력은 증가하나 골조의 상세를 보통모멘트골조로 완화할 수 있다.

서로 다른 횡력저항시스템을 갖는 예제건물의 내진성능을 평가하기 위해 KBC2016을 참고하여 성능수준 및 목표를 결정하였고 목표스펙트럼가 속도에 맞도록 산·보정한 지진파를 사용하여 비선형동적해석을 수행하였다. 이 결과를 통해 예제건물의 구조요소에 대한 성능을 평가 및 분석하였다. 물론 병원이 의료기관으로서의 역할을 온전히 수행하기 위해서는 비구조 요소의 성능도 만족되어야 하지만 이는 후속 연구에서 다룰 예정이다.

2. 예제건물

예제건물은 총 6층 건물로 1층의 층고는 4.5 m이며 2층부터 6층까지는 4.2 m로 총 21.3 m이다. 평면은 Fig. 1에서 알 수 있듯이 중앙에 엘리베이터 4대가 있는 코어부분이 있으며 양 측면에 계단실이 위치해 있다. 현대의 병원은 계속해서 외래중심으로 변화하고 있기 때문에 외래환자, 보호자 또는 기타 방문자들의 편의를 위해 넓은 경간을 갖도록 계획하며 건물 하부나 중앙부에는 서비스 및 진단·검사 기능이 집중되어 있고 건물 상층부를 병동으로 사용하는 것이 일반적이다. Fig. 1은 예제건물의 2층 평면을 나타낸 것으로, 건물의 로비로 사용되는 부분은 Fig. 1의 좌측 아래 부분과 같이 바닥 슬래브 및 보 부재가 존재하지 않으며 일반병동 등으로 사용되는 3층부터 6층까지는 이 부분에도 바닥판 및 보가 존재한다.

부재 설계는 KBC2016[1]을 따랐으며 범용 구조해석 및 설계 프로그램

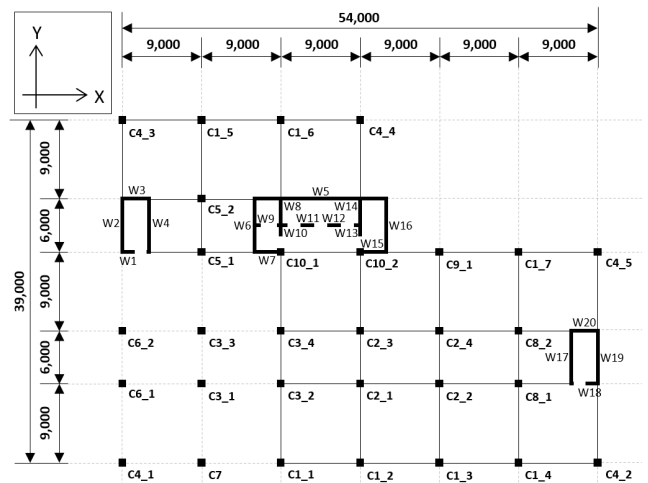


Fig. 1. Second floor story plan of example building (unit: mm)

Table 1. Gravity loads for design by KBC2016 (kN/m²)

NO.	USE	Dead load	Live load
1	Doctor's office	5.40	3.00
2	Passage	4.40	3.00
3	Elevator hall	4.40	3.00
4	Day room	4.40	3.00
5	Operating room	5.40	3.00
6	ICU (Intensive Care Unit)	4.40	3.00
7	Stair case	7.22	3.00
8	Toilet	5.40	2.00
9	Air conditioning Room	6.10	10.00
10	Roof-1	8.20	5.00
11	Roof-2	9.75	2.00
12	E.V. machine room	5.90	5.00
13	Patient's room	5.40	2.00
14	Roof-top	4.80	1.00

인 Midas Gen[8]을 사용하였다. 부재 설계를 위한 콘크리트와 철근의 공칭강도는 각각 24 MPa과 400 MPa을 사용하였다. 지진하중 산정을 위한 지역계수는 지진구역 1에 해당하는 지역계수 0.22 g의 80%인 0.176 g, 중요도계수는 1.5, 지반조건은 S_B로 가정하였다. 또한 서론에서 언급했듯이 예제건물의 횡력저항시스템을 ‘보통전단벽-골조상호작용시스템’(이하 OWO, Ordinary shear Wall - Ordinary moment Frame)과 ‘중간모멘트골조를 가진 이중골조시스템’의 RC 보통전단벽(이하 OWIF, Ordinary shear Wall - Intermediate moment Frame)으로 구분하여 설계하였으며 KBC2016에 명시된 각 시스템에 해당하는 반응수정계수(R)는 각각 4.5와 5.5이다. 종합병원의 중력하중은 무거운 의료기기와 공조시설, 유동인구 등으로 인해 큰 것이 특징이며, 일반적인 종합병원의 실 구성에 따라 Table 1과 같이 고정하중과 활하중을 산정하였다. Sub beam과 옥탑층은 모델에 포함시키지 않았으나 해석모델의 질량을 유지하기 위해 하중으로 입력하였다.

기둥과 보 부재 계획은 각 부재가 받는 바닥하중 면적이 동일한 것들을 하나의 부재로 묶어 그룹을 나누었다. 예를 들어 Fig. 1에 나타낸 기둥 중에서 C8_1과 C8_2는 부재 크기와 철근 배근 사항이 동일한 기둥이며 위치를 구분하기 위해 기둥이름 뒤에 번호를 붙였다. 또한 각 기둥은 저층부(1F-3F)와 상층부(4F-6F)로 나누어 설계하였다. 기둥 단면은 모두 정방형으로 설계하였다.

보 부재의 크기는 최소 400 mm × 600 mm에서 최대 600 mm × 1000 mm, 기둥 부재는 최소 450 mm × 450 mm에서 800 mm × 800 mm로 다양하지만 이들의 주철근비는 모두 1.5% 내외가 되도록 설계하였다. 골조의 부재 크기는 큰 수직하중을 저항하기 위해 단면이 큰 것이 특징이며, OWO와 OWIF 사이에 일부 차이가 있다. 이는 등가정적해석에서 각각의 지배되는 하중조합이 다르기 때문이다. 기둥에서 OWO의 C6와 C9는 각각 650 mm × 650 mm, 600 mm × 600 mm 이며, OWIF의 C6와 C9는 각각 700 mm × 700 mm, 500 mm × 500 mm로 서로 차이가 있으나 다른 기둥의 부재 크기는 서로 같다.

OWIF의 기둥은 중간모멘트골조 상세를 가지도록 단부에 보통모멘트

Table 2. Gravity loads for design by KBC2016

	OWOF	OWIF
Response modification factor (R)	4.5	5.5
Total weight (kN)	111965	106950
Design base shear (kN)	12791	9997
Wall thickness (mm)	300	200

골조에 비해 좁은 간격의 띠철근을 배근하게 된다. 띠철근 간격은 부재 최소 치수, 주철근 및 스티럽 지름에 따라 결정되는데, OWO와 OWIF의 모든 기둥에서 각각 350 mm와 150 mm로 결정되었다. 기둥의 요구 전단력은 낮은 수준이어서 띠철근 간격에 영향을 미치지 않는 것이다. 이러한 띠철근은 기둥의 변형능력을 확보하기 위한 것이나 그 특성상 전단강도에도 영향을 미칠 수밖에 없다. 띠철근 양의 차이로 인해 OWO와 OWIF의 기둥 전단강도는 서로 차이가 나며 이는 기둥의 비선형거동특성에 영향을 미친다. 여기에 대해서는 다음 장에서 보다 상세히 다룬다.

Table 2를 보면 알 수 있듯이 OWO는 설계지진하중을 저감시키는 반응수정계수(R)가 OWIF에 비해 작기 때문에 동일한 중량일 경우 설계밀면 전단력은 상대적으로 더 크다. 이에 따라 주 횡력저항시스템인 전단벽의 두께도 OWO에서 더 클 수밖에 없다. 전단벽 두께의 증가는 건물의 중량 증가로 이어지며, 중량 증가는 다시 설계밀면전단력 증가의 원인이 된다. 이에 따라 OWO와 OWIF의 전단벽 두께는 각각 300 mm와 200 mm로 OWO가 100 mm 더 크다. 벽체의 철근 배근은 수직하중이 큰 저층부(1F-3F)에서는 층별로 다르게 하였고 상층부(4F-6F)에서는 4층을 기준으로 동일하게 하였다. OWO와 OWIF의 벽체 수직 수평철근비는 서로 비슷한 수준으로 적용하였다.

3. 해석모델

3.1 비선형해석모델작성

비선형 동적해석을 수행하기 위한 해석모델은 구조해석 프로그램인 Perform-3D[9]를 사용하였고 이를 이용하여 작성한 3차원 구조해석 모델을 Fig. 2에 나타내었다.

대한건축학회의 ‘공동주택 성능기반 내진설계 지침’(이하 지침)[10]에서는 비선형해석 모델 작성 시 구조부재의 거동을 변형지배와 하중지배로 분류한다. 변형지배거동은 지진력 저항 시 항복 후 저항력을 기대할 수 있는 부재의 거동을 의미하며 골조 및 전단벽의 휨이 이에 해당된다. 하중지배거동은 지진력 저항 시 항복 후 저항력을 기대할 수 없는 부재의 거동을 의미하며 모든 구조부재의 전단력 및 기둥-벽체의 축력이 이에 해당된다. 본 연구에서는 지침을 따라 변형지배거동(골조 및 전단벽의 휨)에 대해서는 기대강도를, 하중지배거동(전단벽의 전단)에 대해서는 공칭강도를 사용하여 부재의 강도를 계산하였다. 기대강도는 공칭강도에 기대강도계수를 곱한 것으로 콘크리트와 철근에 각각 1.2와 1.1을 적용하였다.

지침에서는 벽체의 전단이 하중지배거동이기에 때문에 전단 특성을 탄성으로 모델링하여 벽체에 작용하는 전단력이 강도를 넘는지 확인하는 것으로 전단에 대해 평가할 수 있지만, 이는 벽체가 전단으로 항복했을 경우 전

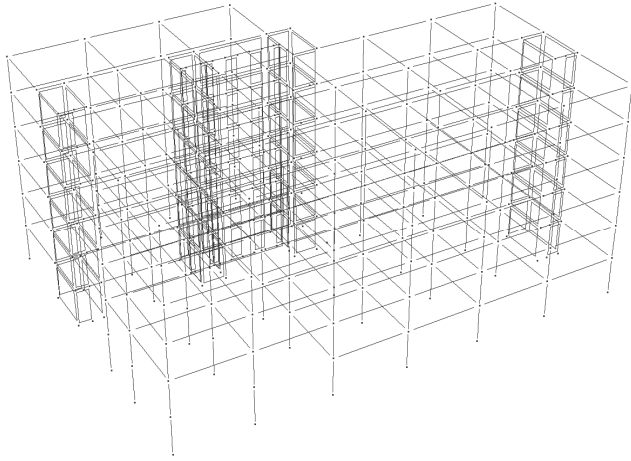


Fig. 2. Perform-3D analytical model

Table 3. Fundamental period of OWO and OWIF

Type	Mode No.	Period (sec)	Mass participation (%)	
			X-direction	Y-direction
OWO	1	0.68	38.11	0.036
	2	0.53	0.036	73.11
	3	0.31	40.58	0.0044
OWIF	1	0.78	38.21	0.081
	2	0.62	0.071	73.34
	3	0.36	40.3	0.0056

체 시스템의 하중 재분배 현상을 반영하지 못하는 단점이 있다. 따라서 본 연구에서는 벽체가 전단으로 항복했을 경우의 하중재분배를 반영하기 위해 벽체 전단비선형특성을 모델링하였다. 이를 적절하게 표현할 수 있는 방안을 알아보기 위해 3가지 방법으로 작성하였으며 자세한 내용은 3.1.2절에서 서술하였다.

부재의 휨강성에 대해서는 균열에 의한 영향을 반영하기 위해 ASCE 41-13[11]을 참고하여 유효강성을 적용하였다. 보는 $0.3E_cI_g$, 벽은 $0.5E_cI_g$ 를 사용하였으며, 기둥은 축력비에 따라 $0.3E_cI_g$ 와 $0.7E_cI_g$ 사이를 보간하여 사용하였다. 지침에 따라 구조물의 초기 감쇠율은 2.5%를 사용하였고 중력하중의 하중조합계수는 고정하중의 1.0배, 활하중의 0.25배로 입력하였다. 건물의 질량은 층별로 질량중심에 입력하였다. 이와 같이 작성된 해석모델의 고유주기를 Table 3에 나타내었다.

3.1.1 골조

보와 기둥의 비선형 거동 특성은 부재 양단에 집중 소성 힌지로 입력하였다. 힌지속성은 Perform-3D의 FEMA hinge를 사용하였다. FEMA hinge 속성은 Moment-Rotation 관계로 입력한다. 이를 위해 항복모멘트 강도와 최대 모멘트강도, 항복 회전각, 최대 회전각 등을 계산하였다. 보의 경우 일반적으로 사용되는 방법으로, 보 양단의 최대 모멘트 강도를 구하였으며 항복모멘트강도는 최대 모멘트 강도의 96%를 적용하였다. Perform-3D에서는 기둥의 단면속성에 축력-모멘트 상관곡선을 입력하면 기둥이 받는 축력에 따라 모멘트강도가 자동으로 계산되기 때문에 최대 모멘트강도

Table 4. Comparison of column properties

Section		OWO	OWIF
C1 (1F-3F)	Size (mm)	600 x 600	
	Main reinf.	12-D22	
	Hoop reinf.	3-D10@350	3-D10@150
	Vp (kN)	407.3	406.3
	Vo (kN)	352.5	508.9
	Vp/Vo	1.16	0.80
	Condition	iii	ii
C2 (1F-3F)	Size (mm)	800 x 800	
	Main reinf.	20-D22	
	Hoop reinf.	4-D10@350	4-D10@150
	Vp (kN)	915.9	913.1
	Vo (kN)	626.6	904.8
	Vp/Vo	1.46	1.01
	Condition	iii	iii
C7 (4F-6F)	Size (mm)	450 x 450	
	Main reinf.	8-D22	
	Hoop reinf.	3-D10@350	3-D10@150
	Vp (kN)	198.4	203.3
	Vo (kN)	220.3	337.6
	Vp/Vo	0.90	0.60
	Condition	ii	ii

와 항복모멘트강도의 비율만을 96%로 설정하였다.

보와 기둥의 비탄성 변형능력은 ASCE41-13의 Table 10-7과 Table 10-8을 참고하여 구하였다. 보의 변형능력에 대한 모델링 변수는 부재를 지배하는 파괴거동에 따라 결정할 수 있다. 예제건물의 모든 보는 휨지배이다. 이러한 경우 단면의 내진/비내진상세와 주근의 배근상태, 작용전단력에 따라 변형능력의 모델링 변수를 결정할 수 있다. 단면의 내진/비내진상세는 전단철근의 간격에 따라 결정되며 그 간격이 $d/3$ 보다 작으면 내진상세, 그렇지 않으면 비내진상세로 분류된다. 따라서 전단철근 간격을 $d/2$ 로 배근한 OWO의 보는 절반정도가 비내진상세, $d/4$ 로 배근한 OWIF의 보는 모두 내진상세이다.

기둥의 변형능력에 대한 모델링 변수는 보와 마찬가지로 부재를 지배하는 전단철근상세와 파괴거동에 따라 결정할 수 있다. OWO의 전단철근은 모두 90° 후프 철근을 사용한 것으로 가정하였고 OWIF는 135° 후프 철근을 사용한 것으로 가정하였다. 파괴 거동은 전단능력 비율(V_p/V_o)에 따라 달라지며, 이때 V_p 는 기둥의 휨 항복에 의한 요구 전단력, V_o 는 전단강도를 의미한다. ASCE 41-13에는 기둥의 전단능력 비율에 따라 기둥의 조건을 3가지로 구분하고 있다. 조건 1과 조건 2인 기둥은 휨 항복에 의한 요구전단력이 기둥의 전단강도보다 작아 파괴거동이 휨에 의해 지배되는 휨지배 기둥으로 분류되며, V_p/V_o 가 0.6 이하이면 조건 1로 분류된다. 조건 3은 V_p/V_o 가 1.0 이상인 경우로, 휨 항복에 의한 요구전단력이 기둥의 전단강도보다 크기 때문에 이에 해당하는 기둥은 파괴거동이 전단에 의해 지배되는 전단지배 기둥으로 분류된다. OWO의 기둥은 띠철근의 간격이 상대적으로 넓어 대부분 V_p 에 비해 V_o 가 작으므로 전단지배로 분류되는 반면, OWIF의 기둥은 V_p 에 비해 V_o 가 크기 때문에 휨지배로 분류된다. Table 4

는 그와 같은 예를 보여준다. 표에는 OWOV와 OWIF에서 단면의 크기와 주철근 배근사향이 동일한 기둥인 C1, C2, C7의 전단철근 배근 상세와 전단능력비율을 나타내었다.

C1은 두 건물의 전단능력비율의 차이를 잘 보여주는 대표적인 기둥이다. 각 건물의 C1은 부재크기와 주철근이 동일하지만 전단철근 배근 간격이 다르기 때문에 다른 조건으로 분류된다. 또한 C2와 같이 단면의 크기를 경우 V_p 가 V_o 보다 커서 조건 3에 해당하는 기둥이 존재한다. 또한, C7과 같이 단면의 크기가 작을 경우 V_o 가 V_p 보다 커지면서 조건 2인 기둥이 존재한다. 이는 기둥의 파괴 거동이 내진상세의 수준에 전적으로 좌우되는 것이 아님을 보여준다.

이러한 과정을 통해 분류된 휨지배 기둥은 휨에 대하여 항복 이후 최대 모멘트강도에 도달하기까지 변형능력을 가지도록 모델링하였고 전단지배 기둥은 전단강도를 모멘트강도로 치환하여 항복 이후 변형능력이 없도록 모델링하였다. 하지만 조건 3인 기둥에서 항복 이후 갑자기 해석이 중단되는 경우가 발생하여 이를 방지하고자 항복 후 강도의 감소가 없도록 하였다.

3.1.2 벽체

벽체는 Perform-3D의 Shear Wall Element를 사용하여 모델링하였다. Shear Wall Element는 벽체의 휨과 전단거동을 나타낼 수 있다. 벽체의 단면은 Fiber 요소를 사용하였다. Fiber 요소로 모델링할 경우 수직방향 휨에 대해서 비탄성 속성을 입력할 수 있다. Fiber 요소는 단부에 집중힌지를 사용하는 보·기둥과 달리 철근과 콘크리트에 대한 재료 비탄성 속성을 응력-변형을 관계로 입력한다. 콘크리트의 인장응력은 무시하였으며 콘크리트의 최대 압축응력은 기대강도($1.2f_{ck}$)인 28.8 MPa를 사용하였다. 최대 압축응력에 상응하는 콘크리트 압축 변형률은 0.002로 입력하였다. 압축변형률 0.002 이후 콘크리트의 압축응력이 감소하도록 하였으며 0.004에서 최소가 되도록 입력하였다. 철근의 압축응력과 인장응력은 대칭으로 입력하였다. 기대강도($1.1f_y$)인 440 MPa에서 항복하도록 하였으며, 항복 후 강성비는 3%로 하였다. 최대 인장응력과 최대 압축응력은 $1.5f_y$ 인 600 MPa, 변형률이 0.04일 때 응력이 감소하도록 모델링하였다.

골조와 벽체가 함께 있는 건물의 지진하중은 상대적으로 강성이 큰 벽체가 많이 받게 된다. 하지만 벽체가 휨 또는 전단으로 항복하게 되면 전체 구조 시스템의 하중재분배가 진행된다. 앞서 언급한대로 전단벽의 전단특성을 탄성으로 모델링하면 전체 구조 시스템의 하중재분배현상을 반영하지 못하게 된다. 따라서 본 연구에서는 벽체의 전단특성을 탄성으로 입력한 모델과 전단특성을 비탄성으로 모델링하여 전단 항복 후 하중 재분배가 고려된 모델을 함께 사용하였다. 이때 전단탄성모델은 Perform-3D의 Elastic Shear Material for a Wall을 사용하였으며 이를 LIN_ELA(Linear-Elastic)라 하였다. 전단비탄성 모델은 Inelastic Shear Material for a Wall을 사용하였다. 전단비탄성 속성은 응력-변형을 관계를 이용한다. 이를 위해 벽체의 균열전단응력(τ_{cr})과 최대전단응력(τ_u)을 산정하였으며 이에 상응하는 벽체의 전단변형률을 결정하였다. 우선 전단탄성계수, G_c 는 콘크리트의 포아송 비를 0.167로 정하여 $0.43E_c$ 를 사용하였다. 최대전단응력, τ_u 은 KCI2012[12]에 따라 가장 일반적인 식 (1)로 계산하였다.

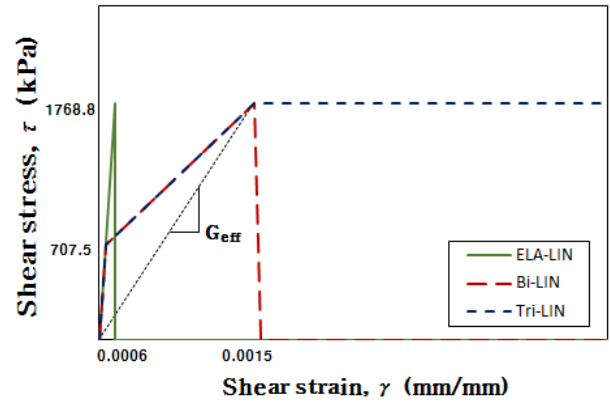


Fig. 3. Envelope curve of shear material for wall (ex : W1)

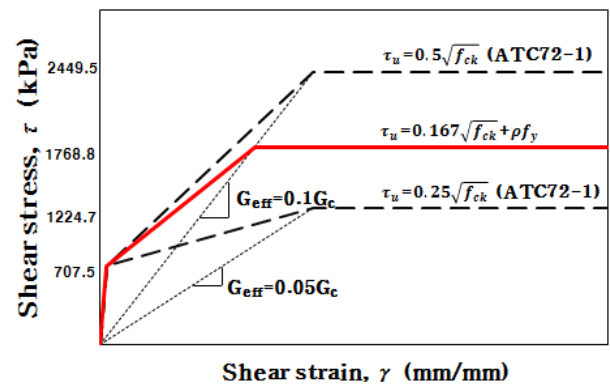


Fig. 4. Effective shear stiffness and max. shear stress of wall (ex : W1)

$$\tau_u = 0.167 \sqrt{f'_ck} + \rho f_y \quad (1)$$

예제건물에서는 보통전단벽을 사용하므로 지진하중에 대한 압축변형 능력 부족과 초기 전단 균열의 가능성 고려하여 균열전단응력, τ_{cr} 에 $0.4\tau_u$ 를 사용하였다. 전단비탄성모델은 Fig. 3과 같이 3가지 방법으로 모델링하였다. Fig. 3에서 ELA-FAIL(Elastic-Failure)는 벽체의 전단이 탄성 거동 후 최대전단응력에 도달하면 곧바로 전단응력이 감소하는 모델이다. 또한 균열에 의한 유효전단강성(G_{eff})이 반영된 모델 중 Bi-LIN(Bi-Linear)는 벽체가 최대전단응력에 도달한 후 전단응력이 감소되는 모델이며, Tri-LIN(Tri Linear)는 전단응력감소를 반영하지 않은 모델이다. 이때, 이력 특성은 에너지소산 능력을 최소한으로 반영하는 Origin-Oriented(하중 제거 시 원점으로 돌아가는) 특성을 고려할 필요가 있다. 하지만 연구에 사용된 프로그램인 Perform-3D에서 이를 구현하는 것은 한계가 있기 때문에 해당 특성은 반영하지 못했음을 주지한다.

ATC72-1[13]에 따르면 기존건물 벽체의 전단응력은 $0.25 \sqrt{f_{ck}}$, G_{eff} 는 $0.05 G_c$ 다. 또한 신축건물 벽체의 전단응력은 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$, G_{eff} 는 $0.1 G_c$ 다. 본 연구에서는 식 (1)을 사용하여 벽체의 전단응력을 계산하며, 이는 일부 벽체를 제외하고 대부분 Fig. 4에서와 같이 $0.25 \sqrt{f_{ck}}$ 와 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 사이에 위치한다. G_{eff} 는 국내 보통전단벽의 상세를 고려하면 $0.05 G_c$ 가 적절하다고 볼 수 있으나 해석결과는 $0.1 G_c$ 일 때가 오히려 불리하였으므로 보

Table 5. Information on ground motions selected from PEER data base

RSN	Earth quake Name	Station Name	Year	Magnitude	Vs30 (m/s)
6	Imperial Valley-02	El centro Array	1940	6.95	213.44
31	Parkfield	Shandon Array	1966	6.19	256.82
161	Imperial Valley-06	Brawley Airport	1979	6.53	208.71
162	Imperial Valley-06	Calexico Fire Station	1979	6.53	231.23
167	Imperial Valley-06	Compuertas	1979	6.53	259.86
185	Imperial Valley-06	Holtville Post Office	1979	6.53	202.89
187	Imperial Valley-06	Parachute Test Site	1979	6.53	348.69

수적으로 0.1 G_c 를 선택하였다. 앞서 언급한대로 Origin- Oriented 이력 특성을 고려하지 못했기 때문에 항복 후 강성이 큰 경우가 오히려 불리하게 나타나게 된 이유다. 본 연구에서 사용한 벽체의 유효전단강성 및 ATC72-1 과 비교한 최대전단응력을 Fig. 4에 나타내었다.

3.2 지진파

본 연구에서는 예제건물의 내진성능을 평가하기 위해 비선형동적해석을 사용하였으며 이를 위해 PEER ground motion database[14]를 통하여 2개의 수평성분이 한 쌍으로 이루어진 최종 7개의 지진파를 선정하였다. 우선 대상 부지인 S_D , 보통암 깊이 20 m 이상에 대한 KBC2016 지진하중에 해당하는 최대고려지진 (Maximum Considered Earthquake, MCE) 수준의 Spectrum을 산정하며, 이에 1.3배를 Target spectrum으로 하였다. 지진파 선정에 있어서 규모는 6~7, 전단파속도는 대상 부지에 부합하는 180~360 m/sec로 하였다. 이후 각 지진파 쌍을 제곱합제곱근(Square Root of the Sum of the Squares, SRSS) 조합한 Spectrum과 Target Spectrum간의 Minimize MSE(Mean squared error)를 통해 Target Spectrum의 가속도가 감소하는 시점부터 1.5 T_1 구간에 대해 스케일링하였다. 여기에서 MSE가 작은 순으로 지진파 20개를 선정 후 Scale factor 가 1.0에 가까운 지진파 7개를 최종 선정하였다. 이를 KBC2016에 따라 0.2~1.5 T_1 구간에서 7개의 평균 지진파 Spectrum이 Target spectrum 보다 작지 않도록 조정하였다. 지진파에 대한 정보는 Table 5에 정리하였으며 해석에 사용된 지진파 스펙트럼은 Fig. 5와 같다.

4. 비선형동적해석을 통한 내진성능평가

지침[10]에서는 내진성능평가를 위한 비선형모델을 적용할 경우, 벽체의 전단에 대해서는 하중지배작용으로 정의하여 전단강도에 대한 검토를 수행하도록 한다. 따라서 본 장의 내진성능평가는 벽체의 전단탄성인 모델인 LIN-ELA에 대한 결과임을 주지하는 바이다.

KBC2016[1]에 따라 건물을 성능설계법으로 설계하고자 할 때 내진등급 ‘특’인 건물은 설계지진의 1.5배인 최대고려지진(MCE)수준에 대하여 인명안전(Life Safety, LS) 및 붕괴방지 성능을 목표로 정하고 있다. 본 연구에서는 대상 건물인 병원의 중요성을 고려하여 MCE 수준에 대해 LS를 성능목표로 정하였다. 이를 위해 앞서 선정한 7쌍의 지진기록을 이용하여 비선형동적해석을 수행하고 각 지진파에 대한 해석결과의 최대응답을 평

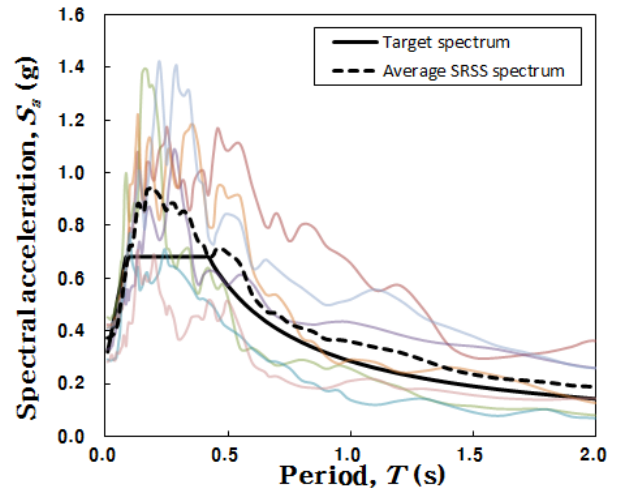


Fig. 5. Spectrum of scaled ground motion

균하여 허용수준과 비교하였다. 건물의 전체적인 성능은 층간변위각을 사용하여 평가하였으며 부재별 성능은 벽체의 회전각 및 전단력, 기둥의 단부 소성회전각 및 전단지배 기둥에 한하여 전단력에 대해 평가하였다. 이때 소성변형이 1층에 집중되는 것을 고려하여 1층 부재에 대해 평가하였는데 벽체 단부에 연결된 기둥인 C10은 벽체의 경계요소로 작용한다고 보고 평가 대상에서 제외하였다. 또한, 보의 회전각은 모두 성능수준을 만족하였으므로 본 논문에서 따로 언급하지 않았다.

각 평가항목들에 대한 허용수준은 KBC2016과 지침, ASCE 41-13[11]을 참고하여 결정하였다. 이에 따라 층간변위각의 허용수준은 1.0%로 하였으며 이는 KBC에서 내진특등급 건물의 설계 시 허용층간변위로 규정하고 있는 값이다. 벽체 및 기둥의 단부소성회전각 허용수준은 ASCE 41-13을 따라 각 부재별로 정하였다. 벽체의 전단에 대한 허용수준은 전단강도로 하였으며 이때 콘크리트의 전단강도(V_c)는 $(\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 로 계산하였다. 여기에서 h 는 벽체 두께, d 는 벽체 유효깊이이다. 기둥은 분류된 조건에 따라 그 평가 방법을 달리하였다. 조건 2인 기둥은 회전각에 대해, 조건 3인 기둥은 전단력에 대해 평가하였다. 기둥 전단력의 허용수준은 전단강도로 정하였다. 이때 전단강도는 휨 항복 후 전단강도의 감소를 고려한 전단강도(식 (2))와 축력을 고려하지 않은 기둥의 전단강도(식 (3))중 작은 값을 사용하였다.

$$V_n = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (2)$$

Table 6. Demand-Capacity ratio of wall

Wall ID	OWOF			OWIF		
	Fu	Fn	DCR	Fu	Fn	DCR
W2	5822.4	2392.1	2.4	4917.9	1566.1	3.1
W3	2288.0	1804.2	1.3	2300.5	1202.8	1.9
W4	4175.2	2565.8	1.6	3578.2	1879.0	1.9
W5	19814.1	9021.0	2.2	18132.0	6824.9	2.7
W6	5919.7	2392.1	2.5	4972.8	1566.1	3.2
W7	2978.7	1560.9	1.9	2795.4	1076.4	2.6
W8	2641.5	1853.9	1.4	2335.9	1213.7	1.9
W15	3216.1	1560.9	2.1	2965.6	1202.8	2.5
W16	5166.3	2565.8	2.0	4639.3	1879.0	2.5
W17	5569.6	3608.4	1.5	4446.9	2405.6	1.8
W19	6351.0	3608.4	1.8	5812.2	2405.6	2.4
W20	3218.5	2209.6	1.5	2702.3	1663.0	1.6

$$V_n = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} 0.8 A_g + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3)$$

여기서 A_v 는 후프의 단면적이며, d 는 기둥 단면의 0.8배 한 값을 사용하였다. M , V , P 는 기둥의 작용하는 모멘트, 전단력, 축력이며, P 가 인장일 때 축력은 없다고 가정하였다. k_1 은 전단보강근의 간격에 대해 강도감소를 고려하는 계수이며, k_2 는 항복 후 변형의 증가에 따른 강도감소를 나타내는 계수로서 두 값 모두 1.0으로 가정하였다.

예제건물의 층간변위각은 건물평면의 좌측 상부의 기둥C4_2 위치에서 측정하였다. 두 건물의 층간변위각은 허용수준인 1.0%를 모두 만족하였다. 또한 변위 형상이 서로 비슷하고 상층부로 올라갈수록 점점 커지는 형태를 보였다. 이는 두 건물의 평면이 같으며, 변위형상이 벽체에 의해 지배되기 때문인 것으로 보인다.

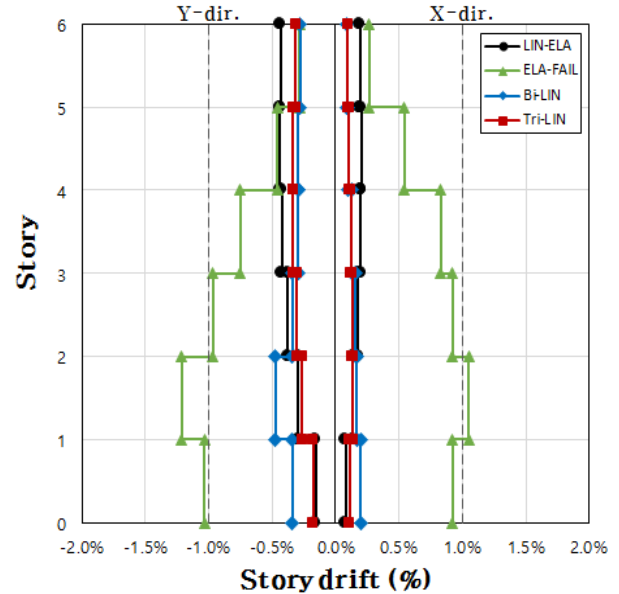
OWOF와 OWIF의 모든 1층 벽체의 요구회전각은 허용수준을 만족하였다. 반면, 벽체의 전단력은 허용수준을 만족하지 못하였으며 이는 Table 6을 보면 알 수 있다. Table 6에 두 건물에서 짧은 벽체를 제외한 주요벽체의 요구전단력과 전단강도를 비교하여 정리하였다. 두 건물의 모든 주요벽체의 DCR (Demand -Capacity Ratio)은 1.0이상이며, W6에서 최댓값을 갖는다.

OWOF의 1층 기둥은 모두 조건 3에 해당된다. OWIF에서 우측 계단실 부근의 기둥 C2와 C8은 조건 3이며, 다른 기둥들은 조건 2에 해당된다. OWOF와 OWIF의 모든 기둥의 소성회전각 및 전단력은 허용수준을 만족하였다.

5. 토 의

5.1 벽체 전단 모델

기술한 내진성능평가 결과를 통해, 벽체와 골조가 병존하는 구조시스템에 대해 벽체의 전단 속성을 탄성으로 모델링한 해석모델(LIN-ELA)은 전단에 대한 성능평가 시 하중중폭계수를 사용하지 않았음에도 불구하고 모

**Fig. 6.** Story drift of OWOF

든 벽체가 전단성능을 만족하지 못하는 반면, 기둥의 성능은 모두 허용수준 이내인 것을 알 수 있다. 이는 골조에 비해 상대적으로 큰 강성을 갖는 벽체로 횡력이 집중되더라도 해석모델 상에서는 벽체의 전단 성능에 한계가 없기 때문이다. 해석이 완료될 때까지 벽체가 전단에 대해 항복하지 않으므로 기둥의 요구 전단력은 작을 수밖에 없다. 그러나 현행 구조기준에 따라 설계된 벽체가 모두 성능을 만족하지 못하는 것으로 나타난 평가 결과를 그대로 수용하는 것은 다소 무리가 있을 것으로 보인다. 또한 예제건물의 수직부재는 벽체와 기둥이기 때문에 벽체가 먼저 횡력에 대한 저항능력을 잃더라도 기둥의 능력이 충분하다면 전체 건물의 성능에는 심각한 영향을 미치지 않을 수도 있다. 따라서 예제건물과 같이 벽량이 적은 건물에서, 모든 벽체가 성능을 만족하지 못하는 결과가 나타났더라도 이것이 건물 전체의 내진성능 부족으로 귀결될 수 있는지 확인할 필요가 있다. 이와 더불어 해석적 연구에서는 해석모델의 작성방법에 따라 결과가 매우 상이하므로 3.1.2절에서 기술한 여러 벽체 전단 비선형 모델(ELA-FAIL, Bi-LIN, Tri-LIN)을 적용하여 그 결과를 LIN-ELA와 함께 비교 및 분석하였다.

5.1.1 층간변위각

Fig. 6과 Fig. 7에는 벽체 전단 속성에 따른 OWOF와 OWIF의 층간변위각을 나타내었다. 일반적으로 모멘트골조 건물의 층간변위각은 상층부보다 저층부에서 더 크고 벽식 건물은 벽체가 전단에 대해 항복하지 않는 한 저층부보다 상층부에서 더 크다. 골조와 벽체가 함께 존재하는 건물의 층간변위각은 벽체의 거동에 지배되며 이는 벽체의 강성이 골조에 비해 매우 크기 때문이다. 따라서 벽체가 전단에 대해 항복하지 않는 LIN-ELA의 층간변위각은 상층부로 갈수록 커진다. 반면 벽체 전단 항복 이후에 곧바로 응력이 떨어지는 비선형 모델인 ELA-FAIL의 층간변위각은 저층부에서 크게 나타났으며 그 값은 1.0%를 넘는 수준으로 특히 OWIF에서는 1.5%를 넘었다. Bi-LIN의 층간변위각은 ELA-FAIL과 유사하게 저층부에서 크고 상층부로 갈수록 작아진다. 그러나 그 값은 대략 0.5% 내외 정도로 작다. 이

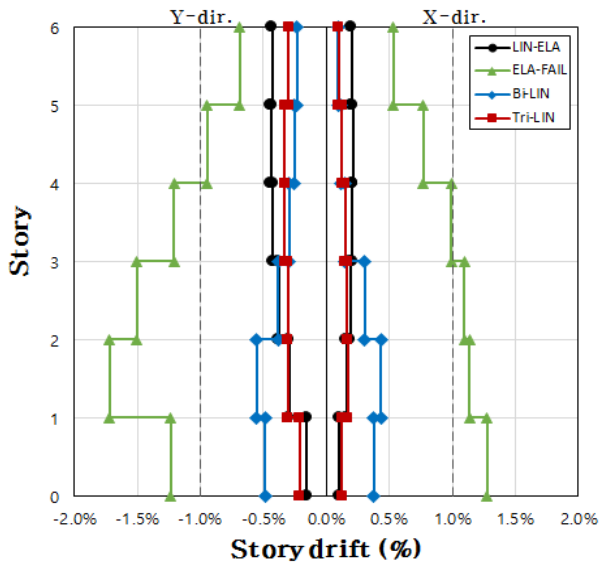


Fig. 7. Story drift of OWIF

는 ELA-FAIL에 비해, 균열전단응력에서 최대전단응력까지의 기울기가 상대적으로 완만한 것이 해석상에 유리하게 작용하여 층간변위각 요구량이 줄어든 것으로 판단된다. Tri-LIN는 균열전단응력-최대전단응력의 기울기가 ELA-FAIL에 비해 완만하다는 점이 Bi-LIN과 동일하지만 층간변위각은 다르게 나타났다. 이 두 전단속성의 차이는 최대전단응력 이후의 변형능력이다. 최대전단응력 이후 벽체의 전단응력이 0이 되는 Bi-LIN과 달리 Tri-LIN는 최대전단응력 이후 응력이 저감되지 않으므로, 다시 말해 벽체가 전단 항복을 하더라도 그 능력이 0이 되지 않으므로 계속해서 항력에 저항할 수 있고 이것이 Bi-LIN에 비해 요구 층간변위각이 작게 나타나는 원인인 것으로 판단된다.

5.1.2 기둥의 요구 소성회전각 및 요구 전단력

벽체의 전단속성이 비선형인 해석모델에서는 벽체가 전단에 대해 항복하면 벽체가 저항할 수 없는 횡하중이 기둥으로 분배되어 기둥에 작용하는 요구 소성회전각과 요구 전단력이 증가한다. 따라서 벽체 전단 비선형 속성이 기둥의 휨 및 전단에 미치는 영향을 확인하였다. LIN-ELA와의 결과 비교를 용이하게 하기 위하여 조건 2인 기둥은 요구 소성회전각과 회전각 허용수준을 비교하였으며 조건 3인 기둥은 요구 전단력과 전단강도를 비교하였다.

Fig. 8은 OWIF에서 1층의 조건 2인 기둥에 대하여 요구 소성회전각을 나타낸 것이고 실선은 회전각의 허용수준을 의미한다. Fig. 9와 Fig. 10은 OWO와 OWIF에서 1층의 조건 3인 기둥에 대하여 요구 전단력을 나타낸 것이고 실선은 전단강도를 의미한다. 가장 눈에 띄는 특징은 기둥의 소성회전각 및 전단 요구량이 LIN-ELA, Tri-LIN, Bi-LIN, ELA-FAIL 순으로 커지며 ELA-FAIL 결과 중 일부를 제외하면 모두 허용수준을 만족한다는 점이다.

본 연구에서는 벽체의 전단을 하중지배거동으로 보았기 때문에 전단에 대한 변형능력이 없다고 보는 것이 타당하며 이에 따라 ELA-FAIL은 하중지배거동을 가장 바르게 나타낸 모델이라고 볼 수 있다. 그러나 이는 벽체의

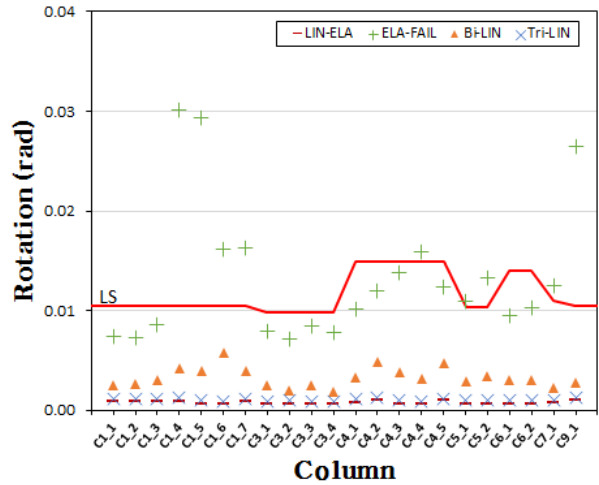


Fig. 8. Column Rotation of OWIF (condition ii)

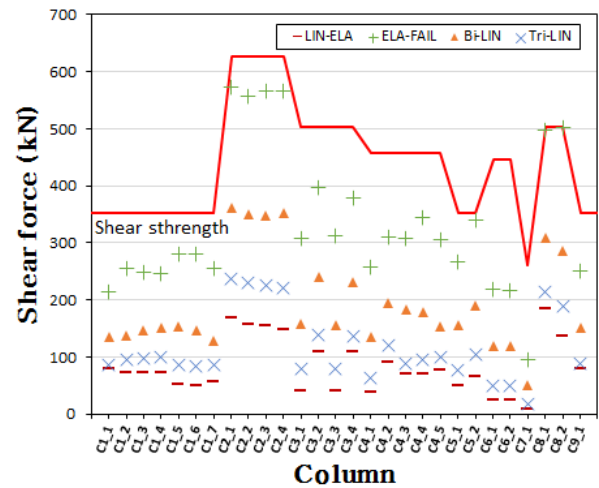


Fig. 9. Column shear force of OWIF (condition iii)

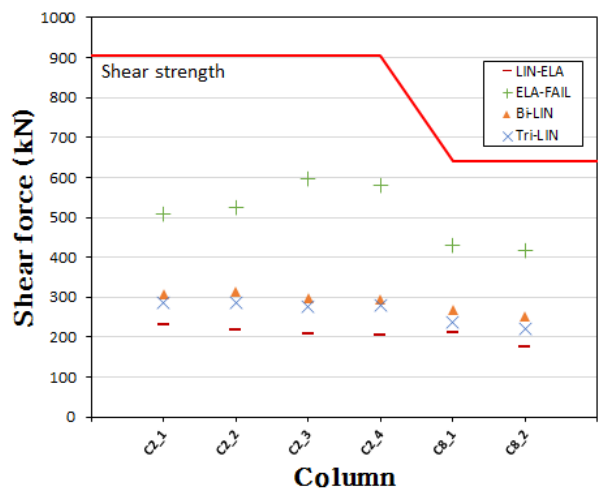


Fig. 10. Column shear force of OWIF (condition iii)

전단성능을 지나치게 불리하도록 설정한 모델이기 때문에 비선형 모델 중 유일하게 일부 기둥이 회전각 허용수준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다(Fig. 8). 결국 벽체의 전단속성을 ELA-FAIL로 할 경우, 기둥의 요구 회

전각 및 요구 전단력이 과도하게 나타나게 되며 다소 비현실적인 해석결과를 얻게 된다. 또한 Fig. 8과 Fig. 9를 통해 Tri-LIN은 비선형 모델임에도 불구하고 요구량이 매우 작게 나타난 것을 알 수 있다. Tri-LIN은 응력이 저감되지 않는, 변형능력이 매우 좋은 모델이기 때문에 해석상에서 벽체가 에너지 소산능력을 보유하는 것으로 반영되며 이로 인해 기둥에 작용하는 요구량이 작게 나타난 것으로 판단된다. 이러한 특징은 하중지배거동의 의미와 맞지 않는다.

이러한 결과를 바탕으로 하중지배거동으로 분류된, 벽체의 전단속성을 나타내는 가장 적절한 모델은 Bi-LIN임을 알 수 있다. 이는 최대전단응력 이후 응력이 저감되는 모델이기 때문에 벽체의 전단항복 후 기둥으로의 하중 재분배가 반영될 수 있고 기둥의 요구량이 비현실적으로 과도하게 나타나지도 않기 때문이다. 단, 이는 본 연구에서 다룬 네 가지의 전단 속성만의 결과이기 때문에 이에 대한 더욱 심층적인 연구를 통해 적절한 모델링 방안을 정립할 필요가 있다.

또한 비현실적인 결과가 나타나는 ELA-FAIL를 제외하면, 벽체가 전단에 의해 항복하여 기둥에 추가적인 하중이 가해지더라도 요구량이 크게 증가하지 않아 기둥 성능에는 문제가 없었다. 이에 따라 벽체의 전단성능이 부족하더라도 또 다른 수직부재인 기둥의 성능에 문제가 없기 때문에 전체 건물로 봤을 때 완전히 성능목표를 만족하지 못한다고 보기 어렵다. 그러나 여전히 골조와 벽체가 함께 존재하는 건물에서 벽체의 전단성능 및 해석모델 작성 방법이 명확하지 않기 때문에 이에 대한 추가적인 연구가 반드시 수행되어야 한다.

5.2 전단벽 보강

예제건물에 대한 성능평가 결과, 모든 벽체가 허용수준을 만족하지 못하였다. 일부 전단강도의 3배보다 큰 전단력을 받는 벽체도 존재한다. 이러한 결과가 발생하게 된 원인을 크게 두 가지로 판단하였는데 첫 번째는 수평철근이 조밀하게 배근되지 않은 점이다. 그 이유는 등가정적해석을 통한 설계시, 벽체의 설계는 휨에 좌우되는 경우가 많으므로 모멘트를 만족하도록 벽체의 두께 및 수직철근 배근간격을 결정하는 것이 선행되고 이때 휨에 대해 설계된 벽체의 두께에 의해서 상당한 수준의 전단강도가 확보되므로 수평철근을 적게 배근하더라도 쉽게 전단강도를 만족하기 때문이다. 두 번째는 벽량이 부족한 점이다. 이는 대부분 벽체를 승강기와 계단실에만 사용함으로써 적은 양의 벽체가 대부분의 횡력을 부담하도록 설계하는 국내 설계 방식 때문이다. 본 연구에서는 이러한 특성을 고려하여 수평철근을 추가 배근하거나 수평철근 추가 배근과 함께 벽량을 증가시켜 예제건물의 성능 변화를 확인하였다.

KBC2016[1]에는 부재의 수평철근 배근에 대한 상한선이 존재한다. 이는 부재의 전단강도를 철근으로만 확보하지 못하도록 하기 위함이다. 따라서 수평철근을 추가 배근할 때, 철근의 전단강도(V_s)는 콘크리트 전단강도(V_c)의 4배를 초과할 수 없으며 따라서 벽체의 최대전단강도는 $5V_c$ 가 된다. 이에 본 연구에서는 벽체의 전단강도가 $5V_c$ 가 되도록 수평철근을 추가하였다. 또한, 벽량의 증가를 통해 각 벽체가 부담하는 횡력을 줄이기 위해 계단실을 추가하였으며 이는 Fig. 11을 통해 확인할 수 있다. 이때 추가된 벽체는 W21, W22, W23, W24이다.

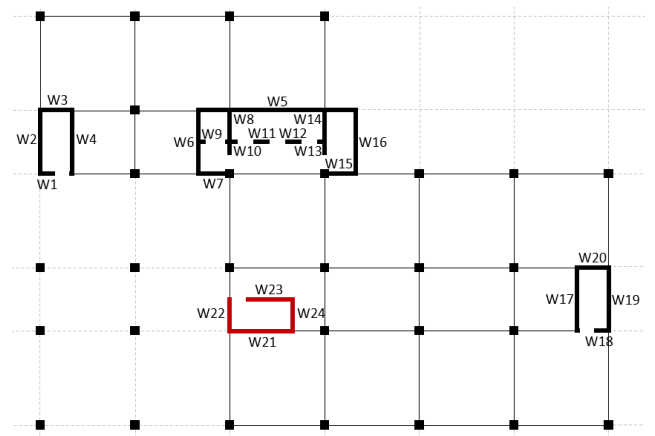


Fig. 11. Location of added wall

Table 7. Demand-Capacity ratio of wall

Wall ID	OWOF			OWF		
	A	B	C	A	B	C
W2	2.43	0.99	0.92	3.14	1.25	1.19
W3	1.31	0.78	0.69	1.91	1.17	0.96
W4	1.63	0.71	0.65	1.90	0.91	0.87
W5	2.50	1.44	1.27	2.66	1.85	1.71
W6	3.04	1.24	1.16	3.59	1.50	1.43
W7	2.90	1.18	1.08	3.90	1.56	1.55
W8	1.55	0.63	0.58	2.43	0.97	0.83
W15	2.61	1.09	1.04	3.08	1.51	1.34
W16	2.26	1.22	1.15	2.47	1.53	1.42
W17	1.54	0.95	0.82	1.85	1.13	1.05
W19	2.02	1.08	0.98	2.83	1.48	1.40
W20	1.46	1.09	0.81	1.63	1.38	1.06
W21	-	-	0.92	-	-	1.16
W22	-	-	0.64	-	-	0.82
W23	-	-	0.30	-	-	0.63
W24	-	-	0.53	-	-	0.82

Table 7에는 보강 전 건물과 보강 후 건물의 주요 벽체에 대한 전단DCR을 나타내었다. A는 보강 전 건물이며 B는 수평철근을 추가 배근한 건물, C는 수평철근 추가 배근 및 벽량을 증가시킨 건물을 의미한다. 각 DCR 값은 벽체별 전 층에서 가장 큰 값이다. 음영으로 표시된 부분은 DCR이 1.0보다 작은 값이다. 이를 통해 A에 비해 B의 DCR이 전체적으로 낮아졌으며 일부 벽체에서 DCR이 1.0보다 작아져 허용수준을 만족하는 벽체가 생겼음을 알 수 있다. 그러나 일부를 제외하 나머지 벽체는 여전히 요구 전단력이 전단강도를 초과한다. C에서도 A에 비해 DCR이 전체적으로 낮아졌으며, 추가된 벽체로 횡력이 분배되었기 때문에 동일한 벽체라면 B보다 C에서의 DCR이 더 낮다. 특히 C는 B에 벽체를 추가하여 벽량을 증가시킨 건물이기 때문에 B에서 전단에 대한 허용수준을 만족하는 벽체들은 C에서도 만족한다. 또, 추가적으로 허용수준을 만족하는 벽체들이 생겼다. 그러나 이 경우에도 요구 전단력이 전단강도를 초과하는 벽체들이 존재한다. 이를 통해 수평철근을 추가 배근하거나 벽체를 추가하여 전체 건물의 벽량을 늘리는 것

은 일부의 전단성능을 향상시킬 수는 있지만 전단성능 부족을 완전히 해결할 수 있는 것은 아니라는 것을 알 수 있다. 앞서 언급했듯이 부재의 전단강도 확보 시, 철근의 전단강도에 대한 상한선이 있기 때문에 수평철근을 추가 배근을 하는 데에는 한계가 있다. 또한 벽량을 증가시키기 위해 벽체를 추가하면 전체 건물의 무게가 늘어나기 때문에 밀면전단력도 늘어나고, 결국 전체 벽체가 서로 나누어 부담해야 할 횡력의 크기가 커지는 문제가 있다. 이외에도 본 연구에서 벽체를 추가한 위치나 배치가 적절하지 않았을 가능성도 배제할 수 없다.

이러한 문제를 구조 설계 측면으로 해결하고자 한다면 수평철근을 추가하는 것뿐만 아니라 재료의 강도를 증가시키는 방안도 고려해볼 수 있으며 추가하는 벽체를 더욱 늘리거나 이를 한곳에 집중 배치하지 않고 여러 군데 분산 배치하는 방법도 고려해볼 수 있을 것으로 사료된다.

6. 결론

본 연구에서는 국내 종합병원의 일반적인 평면 형식을 가진 예제건물을 가정하여 내진성능을 확인해보았다. 예제건물은 ‘보통전단벽-골조상호작용시스템(OWOF)’와 ‘중간모멘트골조를 가진 이중골조시스템’의 RC 보통전단벽시스템(OWIF)로 각각 설계하고 비선형동적해석을 통해 건물의 내진성능을 평가하였다. 해석모델 작성 시 벽체의 전단거동을 탄성뿐만 아니라 3가지의 비선형모델을 적용하여 그 결과를 비교하였다.

연구결과 예제건물은 횡력저항시스템의 종류에 관계없이 벽체가 전단에 대해 성능을 만족하지 못하였고 보와 기둥 부재는 요구량이 능력을 초과하지 않았다. 물론 이 결과는 벽체의 전단을 하중지배거동으로 간주했을 때의 결과다. 벽체의 전단을 비탄성으로 모델링하면 벽체의 전단항복으로, 횡력이 골조로 재분배되어 골조의 요구량이 증가하였다. 하지만 벽체의 전단능력을 극단적으로 낮게 본 모델(ELA-FAIL)을 제외하면 벽체의 전단항복 후 골조의 요구량 증가가 크지 않아 골조의 성능은 목표수준을 만족하였다. 따라서 벽체 단독으로 횡력에 저항하는 것이 아닌, 골조도 일부 횡력에 저항할 수 있도록 설계된 예제건물의 횡력저항시스템(이중골조시스템 및 보통전단벽-골조상호작용시스템)에서 벽체의 전단성능이 부족하더라도 대부분의 수직하중을 부담하고 있는 골조의 성능에 문제가 없기 때문에 전체 건물이 성능을 만족하지 못한다고 보기 어렵다는 사실을 확인하였다. 그러나 골조의 성능에 문제가 없다고 해서 내진등급이 특급인 병원 건물의 벽체 전단성능 부족을 간과할 수는 없다. 그렇기 때문에 앞으로 추가 연구를 통해 이를 해결하기 위한 적절한 방안을 찾을 필요가 있다.

횡력저항시스템의 선택에 따라 이러한 결과는 약간의 차이는 있지만 성능 만족여부에 결정적인 영향을 미치지 않았다. 다만 OWOF는 OWIF에 비해 설계밀면전단력이 커서 벽체의 두께도 300 mm와 200 mm로 더 큰 관계로 전체적인 요구량이 작게 나타난 측면이 있었다는 것을 주지한다. 벽체와 골조가 함께 있는 건물에서 벽체의 횡력저항 능력 상실은 골조에 영향을 줄 수밖에 없으므로 상대적으로 두꺼운 벽체가 유리할 수밖에 없는 것이다. 골조의 경우도 벽체가 횡력저항 능력을 상실할 때 상대적으로 변형능력이 크고 전단강도도 클 수밖에 없는 중간모멘트골조 상세를 사용하는 것이 바람직할 것이다.

결론적으로 재해 시 피해 복구에 중요한 필수 건축물인 병원건물의 내진

성능을 확실히 보유하기 위해서는 벽체의 성능이 중요하다. 본 연구에서 설계 및 모델링 방법을 다양하게 적용하여 성능을 살펴보았지만, 골조와 벽체가 함께 존재하는 건물에 대해 벽체의 전단성능 및 이를 표현할 수 있는 해석모델 작성 방법이 여전히 명확하지 않으므로 이를 해결하기 위한 노력이 더욱 필요할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2016년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업(No. 2016R1A2B4014186).

/ REFERENCES /

1. AIK, KBC 2016, Korean building code-structural, Seoul, Korea; Architectural Institute of Korea, c2016.
2. CBC, California building Code (California Code of Regulations, Title 24), Part 1 [Internet]. Available from : <https://codes.iccsafe.org/public/document/details/toc/651>
3. CBC, California building Code (California Code of Regulations, Title 24), Part 2, Volume 1 [Internet]. Available from : <https://codes.iccsafe.org/public/document/details/toc/653>
4. CBC, California building Code (California Code of Regulations, Title 24), Part 2, Volume 2 [Internet]. Available from : <https://codes.iccsafe.org/public/document/details/toc/655>
5. Ministry of Health and Welfare, Ministry of Health and Welfare notice No. 2016-201.
6. Gilani ASJ, Miyamoto HK, Kohagura T. Seismic Rehabilitation of a Nine-Story Hospital Building Using Fluid Viscous Dampers, Structures Congress 2006 : Structural Engineering and Public Safety, c2006.
7. Chen XW, Li JX, Cheang J. Seismic performance analysis of wenchuan hospital structure with viscous dampers, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2010;19(4):397-419.
8. MIDAS GEN, MIDAS GEN - User Manual, ver 860, MIDAS IT; 2017.
9. CSI, Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, user guide version 5, Berkeley, CA: Computers and Structures Inc, c2011.
10. AIK, Guidelines for performance-based seismic design of residential buildings, 2016;13-33.
11. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil engineers, c2013.
12. KCI, Building Code Requirements for Structural Concrete (KCI2012), Korea Concrete Institute, c2012.
13. ATC-72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center ; c2010.
14. Pacific Earthquake engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database [Internet]. Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu>