

코어 외 추가 벽체와 기둥 띠철근 간격이 필로티 건물의 내진성능에 미치는 영향

Effect of Stirrup Spacing of Columns and an Additional Wall other than Core Walls on the Seismic Performance of Piloti-type Buildings

이수정¹⁾ · 김태완^{2)*}

Lee, Soo Jeong¹⁾ · Kim, Taewan^{2)*}

¹⁾티아이구조기술사사무소 사원, ²⁾강원대학교 에너지인프라 융합학과 교수

¹⁾Structural Engineer, TI Structural Engineers, ²⁾Professor, Department of Integrated Energy and Infra system, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

For low-rise piloti-type buildings that suffered significant damage in the Pohang earthquake, the seismic performance of those designed by codes issued before and after the earthquake has been recently revised. This study started with the expectation that many of the requirements presented in the current codes may be excessive, and among them, the spacing of column stirrup could be relaxed. In particular, the recently revised design code of concrete structures for buildings, KDS 41 20 00, suggests that the column stirrup spacing is 1/2 of the minimum cross-sectional size or 200 mm, which is strengthened compared to KBC 2016, but relaxed than the current KDS, 41 17 00, which is 1/4 of the minimum size or 150 mm. As a result of the study, it was found that the target performance level was sufficiently satisfied by following the current standards and that it could be satisfied even if the relaxed spacing was followed. Therefore, the strict column stirrup spacing of KDS 41 17 00 could be relaxed if a wall other than core walls is recommended in the current guideline for the structural design of piloti-type buildings.

Key words: Piloti-type building, Stirrup spacing of columns, Seismic performance, KDS 41 17 00, KDS 41 20 00, Guideline for the structural design of piloti-type buildings

1. 서론

2002년 9월에 주차장법 시행령[1]이 개정되어 주차장 설치 요건이 강화되었다. 이것으로 인해 주로 서민 주거용으로 건설되는 저층 원룸 건물은 건물 규모에 비해 세대수가 많으므로 건물 내에 주차 공간을 제공해야 했다. 그 결과 1층을 주차 공간으로 배치할 수밖에 없으므로 1층은 계단실 코어 부분을 제외한 나머지 대부분은 기둥으로 구성되었다. 2층부터는 내력벽으로 구획된 원룸들이 배치되었다. 이러한 건물을 필로티형 건축물, 보통은 필로티 건물로 부르고 있다.

이러한 필로티 건물의 내진 안전성에 관한 관심은 2017년 11월 15일 발생한 포항 지진으로 급격히 증가하였다. 당시 진앙 근처에서 발생한 구조적 피해 중에 저층 필로티 건물의 피해가 가장 컸기 때문이다. 피해는 1층 기둥

에 집중되었으며, 일부 코어 벽체도 파괴가 발생하였다(Fig. 1). 기둥 및 벽체의 파괴 양상은 모두 전단파괴였다. 기둥 전단파괴의 주원인은 간격이 넓고 부실한 갈고리를 가진 띠철근이었다. 여기에 더해 크로스타이드 거의 설치되지 않았다. 벽체 전단파괴의 주원인은 수평철근의 부족한 양과 부실한 상세였다. 포항 지진에서 발생한 필로티 건물의 피해 현황 및 원인에 대한 자세한 사항은 문헌[2, 3]에서 확인할 수 있다.

포항 지진에서 발생한 필로티 건물의 피해 양상을 구조적으로 분석한 문헌[3]에서는 당시의 건축구조설계기준(KBC 2016)[4]에 따라 피해가 발생한 필로티 건물을 재설계하였다. KBC 2016에는 필로티 건물과 관련한 대표적인 조항이 “0306.2.3. 특별지진하중”에 있는데 다음과 같다.

- 필로티 등과 같이 전체 구조물의 불안전성으로 붕괴를 일으키거나 지진 하중의 흐름을 급격히 변화시키는 주요 부재와 이를 지지하는 해당 위치의 수직부재 설계에는 지진하중을 포함한 하중조합에 일반 지진하중 대 신 특별지진하중을 사용하여야 한다.

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received March 6, 2024; Revised April 19, 2024; Accepted April 19, 2024)

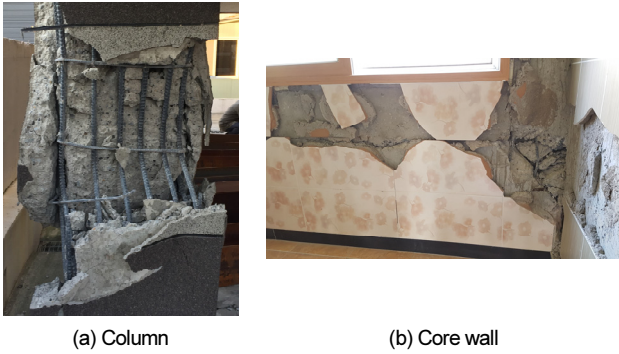


Fig. 1. Damage in piloti-type buildings at Pohang earthquake

이 조항은 2005년에 발간된 건축구조설계기준(KBC 2005)[5]에서 신설된 조항이다. 포항 지진에서 피해가 집중된 곳의 필로티 건물들은 대부분 2005년 이후에 허가되었으므로 KBC 2005의 이 조항에 따라 설계되었어야 한다. 하지만 필로티 건물의 피해 원인을 규명하고 해결 방안을 수립하기 위한 연구[3]에서는 특별지진하중이 적용되지 않은 사례가 많이 발견되었다. 이들을 특별지진하중을 적용해서 설계한 결과, 기둥의 크기가 주치를 방해할 정도로 심하게 증가하였고, 철근량도 많이 증가하였다.

결국 포항 지진 이전에 건설된 필로티 건물은 특별지진하중 미적용, 기둥 띠철근 양의 부족과 같고리 상세 부실, 벽체 수평철근량 부족 등이 복합적으로 작용하여 지진에 매우 취약한 상태였다. 해당 연구[3]에서는 이러한 취약점을 해결하려는 방안으로 2018년 8월에 ‘필로티 건축물 구조설계 가이드라인(이하 가이드라인)’[6]을 발간하였다. 더불어 기존 KBC 2016의 하중 편에 속해 있는 내진설계 관련 조항들이 2019년 3월에 ‘건축물 내진설계 기준(KDS 41 17 00)(이하 기준)’[7] 이로 제정되었다. KBC 2016까지는 필로티 건물과 관련한 조항은 앞서 언급한 특별지진하중만 있었다. 하지만 기준에는 “9.8.4 필로티 기둥에 대한 고려사항”에 필로티 건물에 관한 사항이 추가되었으며, 여기에는 가이드라인의 내용이 일부를 제외하고 대부분 포함되었다.

가이드라인과 기준에는 필로티 건물의 기둥과 코어 벽체에 대해서 매우 엄격한 상세를 요구하고 있다. 가장 중요한 조항은 기준에서 기둥의 띠철근 간격을 단면 최소 치수와 1/4과 150 mm 중 큰 값으로 제한하는 것이다. 앞서 언급한 대로 띠철근 간격이 포항 지진에서 필로티 건물의 피해가 컸던 주된 요인이었기 때문이다. 이번 연구와 관련이 큰 또 다른 조항은 코어벽이 평면상 한쪽에 치우쳐 있을 때는 반대편 또는 대각 반대편에 콘크리트 전단벽 또는 날개벽을 배치하도록 가이드라인에서 권고한 것이다. 비록 가이드라인에만 있고 기준에는 포함되어 있지 않기 때문에 반드시 따라야 하는 것은 아니다. 하지만 앞서 언급한 대로 특별지진하중을 적용해서 설계했을 때 기둥의 크기와 철근량이 현실적으로 불가능한 크기로 증가했기 때문에 코어벽 외에 추가적인 벽체가 필요할 수밖에 없다.

Joo and Kim[8]은 이러한 기준과 가이드라인에 따라 설계한 필로티 건물의 지진취약도에 관해 연구하였다. 여기서 필로티 건물은 코어 외에 추가 벽체가 하나 있고 기둥의 띠철근 간격은 150 mm로 설계되었다. 이 필로티 건물의 지진에 대한 붕괴 확률은 일반적인 허용치인 10%에 훨씬 못 미치는 값을 보였다. 따라서 포항 지진 후 작성된 기준과 가이드라인은 필로티 건물의 내진성능을 확보하는데 충분하다고 볼 수 있다. 그런데, Kim and Kim[9]

의 연구에 의하면 특별지진하중을 고려하지도, 충분한 띠철근량을 배근하지도 않은 기존 필로티 건물이라도 코어 외 추가 벽체가 있을 때는 코어벽만 있을 때보다 붕괴 확률이 상당히 낮았다. 따라서 신축 필로티 건물의 설계 시 코어 외 벽체를 추가한다면 현행 기준의 엄격한 띠철근 간격을 만족하지 않아도 내진성능을 확보할 수도 있지 않을까? 이 연구는 이러한 의문으로부터 출발하였으며, 이를 확인하는 것이 이 연구의 목적이다.

연구 대상 필로티 건물의 평면 형태는 포항지진에서 피해가 발생한 건물 중에서 선택하였으며, Joo and Kim[8]에서 사용한 것과 같다. 하나는 중심 코어(Central Core, CC), 다른 하나는 편심 코어(Eccentric Core, EC) 건물이다. 이들을 기준[7]과 가이드라인[6]을 따라 설계한 경우와 이들에게서 필로티 건물에만 적용되는 조항을 배제하고 일반적인 설계기준을 따라 설계한 경우로 나누었다. 여기서 가장 중요한 차이는 기둥의 띠철근 간격이다. 이들의 내진성능을 평가하여 코어 외 추가 벽체가 있을 때 필로티 건물의 내진성능에 기둥의 띠철근 간격이 미치는 영향을 조사하였다. 내진성능평가는 비선형정적해석과 비선형동적해석을 모두 수행하였으며, 관련해서 비선형 모델링 및 해석 방법은 모두 기존 연구[8, 9]를 따랐다.

2. 필로티 건물과 관련한 내진설계 기준

기준[7]의 9.8.4절에 필로티 기둥에 대한 설계 고려 사항이 규정되어 있다. 간단히 정리하면 다음과 같다.

- 필로티 기둥, 전이구조 및 그 연결부는 특별지진하중을 적용하여 증폭된 지진하중에 대하여 설계. 상부 내력벽과 직접 연결되지 않는 독립된 필로티 층의 전단벽의 설계에도 특별지진하중을 적용.
- 필로티 기둥에서는 전 길이에 걸쳐서 후프와 크로스타이로 구성되는 횡보강근의 수직간격은 단면최소폭의 1/4 이하. 단 150 mm보다 작을 필요는 없음. 횡보강근에는 135도 같고리정착을 사용하는 내진상세를 사용.
- 필로티 기둥의 설계전단력은 특별지진하중에 대한 구조해석을 사용하여 계산하되 $2M_n/L_n$ 이상이어야 함. 여기서 M_n 은 기둥의 해당 방향 휨 모멘트강도로서 압축력의 영향을 고려한 값, L_n 은 기둥의 순길이.

기준에서 필로티 건물의 기둥에 요구하는 것은 1) 특별지진하중 적용, 2) 횡보강근의 간격을 단면 최소폭의 1/4 이하(150 mm 이상), 3) 설계전단력을 모멘트 항복 시점으로 계산하는 것이다. 여기서 2)와 3)의 사항은 특수모멘트골조에 요구하는 수준이다. 여기에 더해 특별지진하중까지 적용하도록 요구하고 있으므로 매우 엄격하다고 할 수 있다.

가이드라인[6]은 위에 기술한 기준의 조항을 포함하면서, 필로티 기둥 및 벽체의 부재 치수 및 철근 배근에 대한 상세한 사항을 제시하고 있다. 간단히 정리하면 다음과 같다.

- 필로티 기둥 단면의 최소폭은 300 mm 이상.
- 필로티 기둥의 주철근비는 1.5% 이상 4% 이하. 주요 기둥에서는 8개 이상의 주철근을 배치. 주철근의 직경은 D19 이상.
- 필로티 기둥 횡철근 수직간격은 전 기둥 길이에 걸쳐서 150 mm 이하.
- 필로티 층에 설치되는 벽체의 두께는 200 mm 이상. 필로티 층 코어벽 중

계단참에 면하는 벽체의 두께는 250 mm 이상.

- 벽체 수직 철근과 수평 철근의 간격은 D13, 150 mm 이하.

이처럼 가이드라인에서는 부재 치수와 철근량을 구체적으로 명시해서 제한을 두고 있다. 기준과 함께 가이드라인을 함께 적용하면 필로티 층의 기둥과 벽체는 매우 높은 수준의 제한조건을 만족해야 한다. 또한 가이드라인에는 코어벽이 평면상 한쪽에 치우쳐 있는 경우에, 반대편 또는 대각 반대편에 콘크리트 전단벽 또는 날개벽을 배치하도록 하고 있다. 기준이 아니므로 필수적인 요구조건은 아니지만 이전 연구[3]에서 나타난 대로 기준을 따른다면 코어벽 외에 전단벽이나 날개벽을 설치할 수밖에 없다. 이 경우 기준 필로티 건물에서 나타났던 평면 비정형으로 인한 피해는 상대적으로 많이 감소하게 된다. 이 모든 사항은 이중, 삼중으로 필로티 건물의 내진성능을 높이는 데 크게 이바지한다.

기준[7] 및 가이드라인[6]의 조항이 얼마나 엄격한지를 철근콘크리트 보통모멘트골조 기둥의 횡철근 조항에 대한 요구조건과 비교해 보겠다. 2022년 1월에 개정된 콘크리트구조 철근상세 설계기준(KDS 14 20 50)[10]의 “4.4.2 (3) ②”에서는 압축 기둥의 띠철근 배근을 다음과 같이 규정하고 있다.

- 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배 이하, 띠철근이나 철선지름의 48배 이하, 또한 기둥단면의 최소 치수 이하여야 한다.

이 조항을 적용하면 대부분의 기존 건물에서 철근콘크리트 기둥 띠철근 간격은 기둥 단면의 최소 치수가 지배하며, 현장에서는 이와는 별개로 D10@300 mm 기둥 띠철근을 관행적으로 배근한다. 이에 따라 기존 철근 콘크리트 건물 기둥의 전단 강도가 충분하지 않아 대부분 전단 파괴가 발생할 수밖에 없는 상황이다. 포항 지진에서 기존 학교 건물의 기둥에서 심각한 전단 파괴가 발생한 것은 바로 이 때문이다[2].

그런데 2022년 10월에 개정된 건축물 콘크리트구조 설계기준(KDS 41 20 00)[11]에서는 압축부재의 횡철근을 KDS 14 20 50[10]의 “4.4.2 (1) ①”은 그대로 따르되, “4.4.2 (3) ②”는 다음과 같이 변경하였다.

- 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배 이하, 띠철근이나 철선지름의 48배 이하, 또한 기둥 단면의 최소 치수의 1/2 이하로 하여야 한다. 단, 200 mm보다 좁을 필요는 없다.

즉, 축방향 철근 지름과 띠철근 지름의 배수와 관련한 조항은 그대로 두되 기둥 단면 최소 치수 이하에서 최소 치수의 1/2 이하로 간격 조건을 강화한 것이다. 이를 적용하면 유효 깊이의 1/2로 제한하고 있는 철근 콘크리트 보의 스텝과 유사한 조건이 되며, 기존 건물에서 나타나는 기둥의 전단 파괴를 대부분 방지할 수 있을 것으로 예상된다.

요약하면 기준[7] 및 가이드라인[6]은 포항 지진에서 발생한 필로티 건물의 심각한 피해 결과를 교훈 삼아 매우 엄격한 조건을 만족하도록 요구하고 있다. 특히 필로티 기둥에는 특별지진하중에 대해서 특수모멘트골조에 준하는 띠철근 상세를 요구하고 있다. 그런데 코어 외에 추가로 벽체를 설치했을 때도 이러한 엄격한 조건이 필요할지 확인해 볼 필요가 있다. 또한 2022년 10월에 개정된 KDS 41 20 00에서 띠철근 간격을 단면 치수의 1/2

로 강화했으므로, 이렇게 강화된 조건을 필로티 건물의 설계에 적용했을 때 어떤 수준으로 내진성능을 확보하는지도 확인해 볼 필요가 있다.

3. 필로티 건물 설계

3.1 평면 선정

설계 및 해석을 수행할 필로티 건물의 평면은 기존 연구[8, 9]와 같은 형태를 사용하였다. 해당 평면의 형태는 Fig. 2에 제시하였다. 평면은 중심 코어(Central core, CC)와 편심 코어(Eccentric core, EC)로 구분하였다. 중심 코어는 코어가 평면의 하부 중앙에, 편심 코어는 코어가 오른쪽 하부 모서리에 있다. 중심 코어의 평면은 수직 방향으로는 대칭이나 수평 방향으로는 대칭이 아니다. 그런데도 포항지진 피해 조사 결과[2]에서 코어가 평면의 모서리에 있는 편심 코어에 비해 피해가 적었기 때문에 중심 코어로 정의하여 편심 코어와 구분하였다. 이 두 평면의 편심률을 계산하여 Table 1에 정리하였다. Table 1의 편심률은 Fig. 2에서 α 벽체가 없는 평면을 대상으로 하였다. 이 논문에서 X 방향은 평면의 가로 방향, Y 방향은 평면의 세로 방향을 의미한다. 두 평면 모두 X 방향의 편심률은 유사하지만 반면, Y 방향은 EC 만이 X 방향과 유사한 편심률을 가진다. 만약 α 벽체가 추가된다면 EC의 Y 방향만 편심이 유지되고 나머지는 모두 편심이 사라진다.

Fig. 2에 α 로 표기된 벽체는 포항 지진 당시의 필로티 건물에는 없었다. 국내 기존 필로티 건물의 대부분은 코어 외에 벽체가 없으며, 일부만 코어 외 다른 벽체를 가지고 있다. 이미 언급한 대로 포항 지진 후 수행한 연구[3]에서 당시의 기준인 KBC 2016[4]를 적용했을 때 기둥의 크기가 실제로 적용하기 힘든 수준으로 증가하였다. 여기서는 Fig. 2의 평면을 가진 건물을 α 벽체 없이 현재의 기준 및 가이드라인으로 설계해 보았다. 설계한 결과는 Table 2에 정리하였다. 기둥의 띠철근 및 벽체의 수평 및 수직 철근의 간격은 모두 150 mm인 것을 알 수 있다. 기둥의 단면 크기는 600 mm에서

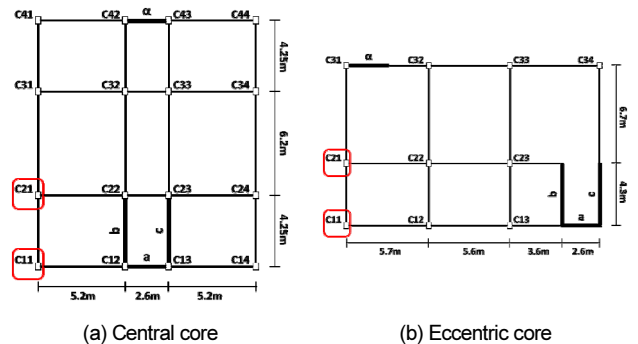


Fig. 2. Plan views of sample pilot-type buildings

Table 1. Plan eccentricity ratio of sample buildings w/o an additional wall

Name	Plan dimension (m)		Ecc. distance (m)		Ecc. ratio (%)	
	X-dir	Y-dir	X-dir	Y-dir	Y-dir	X-dir
CC	13.0	14.7	0.05	5.89	0.38	40.1
EC	17.5	11.0	6.02	4.26	34.4	38.7

Table 2. Structural information w/o an additional wall

Type of buildings		Central core	Eccentric core
Strength of concrete (f_{ck})		24 MPa	
Strength of rebar (f_y)		400 MPa	
C11	size	700 mm x 900 mm	700 mm x 800 m
	Main bars (ratio)	24 - D22 (0.015)	22 - D22 (0.015)
	Stirrup	D10@150 mm	
C21	size	700 mm x 900 mm	600 mm x 800 mm
	Main bars (ratio)	24 - D22 (0.015)	22 - D22 (0.018)
	Stirrup	D10@150 mm	
a	Thickness	250 mm	
	Vertical reinf.	D13@150 mm	D13@150 mm
	Horizontal reinf.		D10@150 mm
b, c	Thickness	200 mm	
	Vertical reinf.	D10@150 mm	D10@150 mm
	Horizontal reinf.		

900 mm 사이인데, 기존 필로티 건물에서는 대략 400 mm에서 700 mm 사이였다. 기존 필로티 건물은 1층 주차 공간을 여유가 거의 없는 수준에서 확보하고 있으므로 기둥 단면의 증가는 현실적으로 받아들이기 힘들다. 따라서 여기서는 가이드라인에서 제시한 대로 코어벽에서 가장 먼 곳에 추가 벽체 α 를 설치하는 것으로 결정하고 설계를 수행하였다.

3.2 설계 변수

필로티 건물에서 코어 외에 추가로 벽체를 설치했을 때 기둥에 특수모멘트골조에 해당하는 띠철근 상세를 요구할 필요가 있는지를 확인하기 위해 총 3가지 종류의 설계를 수행하였다. 평면 형태는 Fig. 2에 나타나 있듯이 중심 및 편심 코어를 가지고 코어 외에 추가 벽체 α 가 있는 평면을 사용하였다. 먼저 포항 지진 이후 제정된 가이드라인[6]과 기준[7]을 적용하여 설계하였다. 이때 부재 단면과 철근 배근은 2장에 기술한 내용을 그대로 따랐다. 여기서 핵심은 기둥 띠철근의 간격이 150 mm, 벽체의 수평 및 수직 철근 간격이 150 mm인 것이다.

또 다른 설계는 포항 지진 이전의 건축구조기준인 KBC 2016[4]을 따르는 것이다. 여기에 최근 개정된 건축물 콘크리트구조 설계기준(KDS 41 20 00)[11]의 기둥 띠철근 조건을 함께 고려하는 것이다. 여기서 핵심은 기둥의 띠철근 간격이 해당 기준의 최소 요건인 200 mm, 벽체의 수평 및 수직 철근 간격이 벽체의 부재력에 비례해서 150~250 mm로 설계되었다는 것이다. 마지막 설계는 KBC 2016[4]만을 적용한 것과 같으며, 모든 기둥 및 벽체의 단면 크기 및 철근량은 두 번째와 동일하나 기둥 띠철근 간격만 과거 관행적으로 적용하던 300 mm를 사용하였다.

중심 코어와 편심 코어는 각각 CC와 EC로 명명하였고, 띠철근의 간격을 바로 뒤에 붙여서 각각의 설계 방법을 명명하였다. 따라서 첫 번째 설계 방법을 적용한 건물은 CC150과 EC150, 두 번째 설계 방법을 적용한 건물은 CC200과 EC200, 마지막 방법을 적용한 건물은 CC300과 EC300이다. 콘크리트 재료강도는 24 MPa, 철근의 강도는 400 MPa를 사용하였다. 지진하중 산정에 필요한 정보들은 Table 3에 정리하였다.

Table 3. Parameters for seismic load

Seismic zone	I
Effective peak acceleration (S)	0.22 g
Site class	S ₃
Importance factor	1.0
Seismic design category	D
Response modification factor (R)	4

3.3 설계 결과

가이드라인[6]과 개정된 기준[7]을 적용한 첫 번째 설계 결과(CC150 & EC150)는 Table 4에 정리하였다. 중심 코어(CC150)의 경우에는 편심 코어(EC150)에 비해 기둥의 단면 크기가 작다. 이름에서 알 수 있듯이 편심 코어는 중심 코어에 비해 편심이 더 심하다. 현 설계에서는 추가 벽체로 인해 편심의 정도가 약화하였지만, 주차 공간 확보에 지장을 주지 않기 위해 최소한의 벽체를 추가하였으므로 두 건물의 차이는 여전히 존재한다. 따라서 CC150의 기둥 단면 크기는 300 mm×400 mm로 가이드라인에서 제시하는 최소 크기에 근접하나 EC150에서는 400 mm×600 mm로 증가하였다. 기둥 띠철근 간격, 벽체 두께, 벽체 수평 및 수직 철근은 모두 기준 및 가이드라인에서 제시하는 최소값으로 설계되었다. 이는 이들이 설계 하중에 의해 결정된 것이 아니라 최소 요구조건에 의해 결정되었다는 의미다.

KBC 2016[4]와 KDS 41 20 00[11]을 적용한 두 번째 설계 결과(CC200 & EC200)는 Table 5에 정리하였다. 기둥의 크기와 주철근은 앞의 경우와 같다. 기둥이 부담하는 설계 하중은 변하지 않았기 때문이다. 기둥 띠철근 간격은 KDS 41 20 00에 따라 200 mm로 결정되었다. 벽체의 두께는 앞의 경우와 비교를 위해 같이 유지하였다. 반면 벽체의 수평 및 수직 철근은 설계 하중에 따라 결정되었으므로 앞의 경우와 다른 배근을 보였다. 수직 철근은 앞의 경우와 거의 같게 나타났으나, 수평 철근은 간격이 200~250 mm로 약간 증가하였다. 이것의 의미는 설계 하중에 따라 설계하중 기준 및 가이드라인에서 제시하는 요구조건에 비해 적은 양의 수평 철근이 필요하다는 것이다.

마지막 설계는 기존 필로티 건물들이 대부분 적용했던 기둥 띠철근 D10@300 mm 배근을 사용하는 것이다. 마지막 설계(CC300 & EC300)는 CC200 및 EC200과 기둥 띠철근 배근을 제외하면 모두 같다. 마지막 경

Table 4. Structural information of buildings designed for code[7] and guidelines[6]

Name of buildings		CC150	EC150
C11 C21	size	300 mm x 400 mm	400 mm x 600 mm
	Main bars (ratio)	8 - D19 (0.019)	12 - D22 (0.019)
	Stirrup	D10@150 mm	
a	Thickness	250 mm	
	Vertical reinf.	D13@150 mm	D13@150 mm
	Horizontal reinf.		
b, c, α	Thickness	200 mm	
	Vertical reinf.	D13@150 mm	D13@150 mm
	Horizontal reinf.		

Table 5. Structural information of buildings designed for KBC2016[4] and KDS 41 20 00[11]

Name of buildings		CC200	EC200
C11	size	300 mm x 400 mm	400 mm x 600 mm
	Main bars (ratio)	8 - D19 (0.019)	12 - D22 (0.019)
C21	Stirrup	D10@200 mm	
	Thickness	250 mm	
	Vertical reinf.	D13@150 mm	
a	Horizontal reinf.	D10@200 mm	D10@150 mm
	Thickness	200 mm	
b, c	Vertical reinf.	D13@150 mm	
	Horizontal reinf.	D10@250 mm	
α	Thickness	200 mm	
	Vertical reinf.	D13@150 mm	
	Horizontal reinf.	D10@200 mm	D10@250 mm

우를 추가한 것은 기존 필로티 건물의 기둥 띠철근 배근 경향을 유지하면서 코어 외 추가 벽체가 있을 때 필로티 건물의 내진성능은 어떻게 나타날지 확인하기 위한 것이며, 동시에 기둥 띠철근 배근이 기둥의 지배거동에 미치는 영향과 기둥의 지배거동이 필로티 건물 전체의 내진성능에 미치는 영향을 함께 조사하기 위한 것이기도 하다.

3가지 설계 방법의 결과로 나타난 기둥의 지배 거동을 Table 6~Table 8에 정리하였다. 기둥의 지배거동은 기존 건축물 내진성능 평가요령[12]의 “표 5.4.1 횡보강근 상세에 따른 RC 기둥의 파괴모드 분류”에 따라 판별하

였다. 기둥의 지배거동은 띠철근 상세와 전단강도비(V_p/V_o)에 의해 결정된다. 여기서는 기준에 따라 135도 갈고리의 띠철근이 배근된 것으로 보았다. 전단강도비에서 V_o 는 평가요령[12]의 기둥 전단강도식에 따라 산정한 값이며, V_p 는 기둥 모멘트강도 M_n 의 2배를 기둥 순길이 L_n 으로 나눈 값이다. Table 6~Table 8에는 Fig. 2에서 붉은색 박스로 표시된 기둥 2개만을 대표적으로 정리하였다. 표에는 기둥의 지배거동을 방향별(수평은 X 방향, 수직은 Y 방향) 나타내었다.

먼저 기둥 띠철근 간격이 150 mm일 때(Table 6)는 지배거동이 그룹 i 또는 ii에 해당하였다. 그룹 i는 휨 파괴, ii는 휨전단 파괴로 해당하며, 두 경우 모두 휨 항복이 전단 항복에 선행한다. 즉, 기준과 가이드라인에 따라 설계하면 필로티 기둥은 휨 항복이 선행하는 연성적인 거동을 하게 된다는 것을 의미한다. 다음으로 띠철근 간격이 200 mm일 때(Table 7)는 지배거동이 CC200에서는 그룹 ii, EC200에서는 그룹 iii에 해당하였다. CC200은 그룹 ii이므로 휨항복이 선행하지만 CC150에 비해 전단강도비가 증가하여 1.0에 가깝게 이동하였다. 반면 EC200은 전단강도비가 1.0을 살짝 초과하여 전단항복이 선행하게 되었다. 마지막으로 띠철근 간격이 300 mm일 때(Table 8)는 모두 전단강도비가 1.0을 초과하여 전단항복이 선행하는 그룹 iii에 해당하였다.

기둥의 지배거동으로 각 설계 방법의 결과를 예상할 수 있다. 가이드라인[6]과 개정된 기준[7]을 따라 설계하면 기둥을 휨거동으로 유도하므로 해당 필로티 건물은 연성적인 내진거동을 할 것이다. KBC 2016[4]과 KDS 41 20 00[11]을 따라 설계하면 기둥의 지배거동이 휨 또는 전단 파괴일 수도 있으므로 해당 필로티 건물의 연성적인 거동을 위해서는 코어 위치

Table 6. Governing condition of columns when column spacing is 150 mm

Name	Column	X-dir				Y-dir			
		V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition	V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition
CC150	C11	95.0	125.8	0.75	ii	138.4	262.7	0.53	i
	C21	99.1	133.4	0.74	ii	145.4	270.3	0.54	i
EC150	C11	257.2	350.0	0.73	ii	421.4	458.3	0.92	ii
	C21	264.2	357.1	0.74	ii	432.7	472.6	0.92	ii

Table 7. Governing condition of columns when column spacing is 200 mm

Name	Column	X-dir				Y-dir			
		V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition	V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition
CC200	C11	95.0	114.4	0.83	ii	138.4	148.6	0.93	ii
	C21	99.1	122.0	0.81	ii	145.4	156.2	0.93	ii
EC200	C11	257.2	235.9	1.09	iii	421.4	395.3	1.07	iii
	C21	264.2	243.1	1.09	iii	432.7	405.5	1.07	iii

Table 8. Governing condition of columns when column spacing is 300 mm

Name	Column	X-dir				Y-dir			
		V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition	V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition
CC300	C11	95.0	80.2	1.18	iii	138.4	125.8	1.10	iii
	C21	99.1	87.8	1.13	iii	145.4	133.4	1.09	iii
EC300	C11	257.2	213.1	1.21	iii	421.4	281.2	1.50	iii
	C21	264.2	220.2	1.20	iii	432.7	291.5	1.48	iii

에 따라 추가적인 고려가 필요할 수 있다. 마지막으로 띠철근의 간격이 300 mm일 때는 기둥의 지배거동이 전단 파괴이므로 해당 필로티 건물의 연성적인 거동을 기대할 수 없을 것이다. 이 연구에서는 비선형푸시오버해석과 비선형동적해석을 통해 이들의 내진성능을 상세히 검증하였다.

4. 필로티 건물 모델링

상세 해석을 위해 상용 구조해석프로그램인 Perform-3D(이하 퍼폼)[13]을 사용하였다. 3차원 해석을 위한 비선형 모델은 퍼폼에서 제공하는 요소를 적극적으로 활용하였다. 필로티형 건물의 비선형거동은 1층에 집중된다는 점을 고려하여 1층은 비선형으로 모델링하고, 2층 이상은 탄성으로 모델링하였다. 비선형해석을 위한 재료의 강도는 공칭강도에 기대강도계수를 곱하여 사용하였다. 기본적인 모델링 방법은 이전 연구[8, 9]를 따랐다. 필로티 층을 제외한 2층 이상의 벽체는 “Shear Wall, Elastic” 요소를 사용하여 탄성으로만 거동하게 하고, 필로티 층의 코어 벽체는 “Shear Wall, Inelastic” 요소를 사용하여 비선형전단거동을 포함하였다. 벽체의 휨은 Fiber section을 사용하여 모델링하였다. 기둥의 휨은 “P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type”으로 전단은 “V2-V3 Shear Hinge, Displacement Type” 요소를 사용하여 모델링하였다. 벽체와 기둥 모두 휨과 전단 각각이 항복하는 시점에 도달하면 소성 영역으로 들어가 비선형거동을 하도록 모델링하였다.

내진성능평가를 위한 허용기준의 설정은 이전 연구[8, 9]와 약간 다르다. 이전 연구에서는 손상 상태의 수준에 따라 차등해서 취약도를 산정했는데, 각 손상 상태의 정의는 구조적인 측면과 행정적인 측면을 함께 고려한 것이다. 하지만 여기서는 구조적인 측면만 고려하였고, 붕괴라는 단일 성능 수준만을 고려하였다. 먼저 기둥 부재는 붕괴가 전단 파괴 모드에 의해 좌우되므로 기둥의 전단 거동을 비선형으로 모델링(Fig. 3)하여 해석모델에 직접 반영하였다. 이전 연구[8, 9]에서는 기둥의 붕괴 시점을 전단 강도가 완전히 감소했을 때(전단변형 = 0.01 m)로 정했으나, 여기서는 보다 엄격하게 최대 강도 도달 시점을 붕괴로 정의하였다.

벽체의 전단 거동도 비선형으로 모델링(Fig. 4)하여 해석모델에 직접 반영하였다. 벽체의 붕괴 시점은 국토안전관리원의 기존건축물 내진성능평가요령[12]에서 전단지배 벽체의 붕괴방지수준 허용기준 중에서 작은 값인 1.0%로 정하였다. Fig. 4의 포락선에 주요 지점의 값은 이전 연구[8,

9]와 동일한 방법으로 계산하였다. 관련한 수식은 다음과 같다.

$$\tau_u = 0.167 \sqrt{f_{ck}} + \rho f_y \tag{1}$$

$$\tau_{cr} = 0.4\tau_u \tag{2}$$

$$G_c = 0.43E_c \text{ (포아송 비: 0.167)} \tag{3}$$

$$G_{eff} = 0.1G_c \tag{4}$$

기둥 띠철근 간격이 연구의 주요 변수이므로, 간격의 감소로 인해 전단 강도만 증가하는지, 변형 능력의 향상은 없는지, 이러한 변화가 기둥 해석 모델에 어떻게 반영되는지를 포함한 기둥 해석모델의 유효성에 대해 언급하고자 한다. 기둥 띠철근 간격의 감소는 기둥 전단강도를 상승시키고 주철근의 좌굴 길이를 감소시키며 코어 콘크리트의 confinement 효과를 증가시킨다. 기둥 모델에서 휨과 전단을 구분하였으므로 전단강도의 변화는 해석 모델에 바로 반영되었다. 주철근 좌굴 길이의 감소와 confinement 효과의 증가는 기둥 휨 변형 능력의 향상으로 이어진다. 이는 해석모델에 직접적으로 반영하지 않았다. 그 이유는 다음과 같다.

내진성능평가에서 대표적으로 사용하는 국토안전관리원의 내진성능평가요령[12]와 ASCE41[14]에서는 소성힌지 특성을 변형지배거동에만 제공하고 있다. 즉, 기둥에서는 변형지배거동인 휨에만 소성힌지 특성을 제공하고 휨지배거동인 전단에는 제공하고 있지 않다. 위에 언급한 띠철근 간격의 감소로 인한 영향은 휨 소성힌지의 변형 능력을 산정할 때 간접적으로 반영한다. 물론 동시에 전단지배거동일 경우 전단강도를 기반으로 휨 소성힌지의 항복강도를 산정해서 반영해야 한다. 일반적인 내진성능평가를 위한 모델링에서는 이 방법을 따르나 여기서는 다른 방법을 사용하였다.

여기서는 앞서 언급한 대로 이전 연구[8, 9]와 같이 휨과 전단 소성힌지를 각각 따로 정의하고 해석모델에 반영하였다. 일단 전단 소성힌지는 앞서 언급한 대로 Fig. 3과 같이 직접적으로 반영하였다. 전단 소성힌지를 사용했으므로, 전단이 휨 항복에 선행한다면 기둥의 거동은 전단에 의해 지배되고 Fig. 3의 포락선에 따라 심한 강도저하가 발생할 것이다. 휨 항복이 선행한다면 기둥은 항복 후 안정적인 소성거동을 할 것이다. 따라서 휨 소성힌지의 변형 능력은 문헌[12, 14]의 방식을 따르되, ‘전단 파괴’ 모드는 제외하

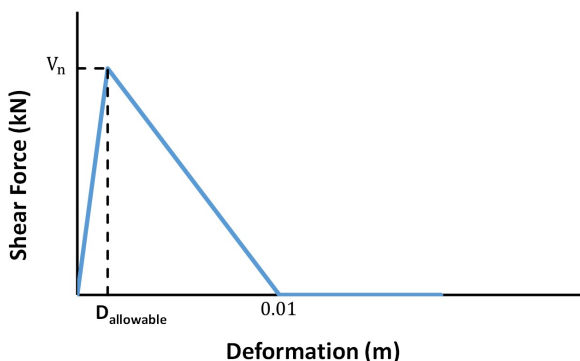


Fig. 3. Nonlinear shear vs. shear displacement relationship of columns

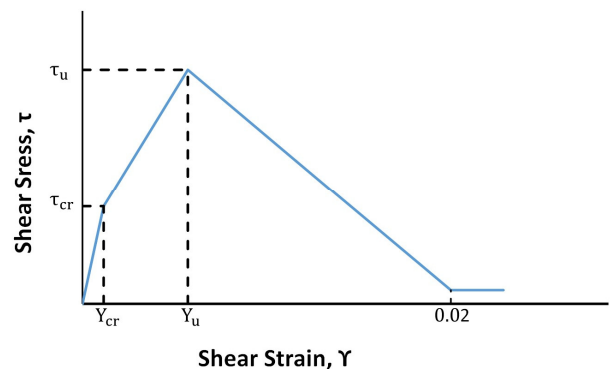


Fig. 4. Nonlinear shear stress vs. strain relationship of walls

고 ‘휨 파괴’와 ‘휨 항복 후 전단파괴’ 모드 중에서 보수적으로 후자를 선택한 후 조건에 맞는 값을 사용하였다.

결국 이 연구에서 사용한 기둥 모델링 방법은 휨과 전단의 비선형거동을 직접적으로 반영하는 것만 문헌[12, 14]의 방식과 다를 뿐 실질적으로는 같다고 볼 수 있다. 다만 다른 점은 해석모델에서 휨과 전단의 항복시점을 판단하는 방법이다. 문헌[12, 14]의 방식에서는 기둥 단면의 각 방향 휨 소성힌지의 항복강도를 직접 입력하고 각 방향 따로 항복시점을 판단한다. 여기서는 앞서 언급한 대로 P-M2-M3 Hinge를 사용하여 3축 축력-모멘트 상관관계를 이용하여 항복시점을 판단한다. 전단의 경우 문헌[12, 14]의 방식에서는 각 방향 따로 전단강도를 계산하고 방향별로 지배거동을 판별한다. 여기서는 앞서 언급한 대로 V2-V3 Shear Hinge를 사용하여 2축 전단으로 전단 항복시점을 판단한다. 따라서 이 연구에서 사용한 방식이 기둥의 거동을 완벽하게 모델링한 것은 아니지만 문헌[12, 14]의 방식에 비해 실제 거

동을 더 잘 반영했다고 생각한다. 또한 이 모델링 방법의 유효성은 이전 연구[8, 9]를 통해서 입증되었다.

5. 푸시오버해석 결과

앞서 구축한 비선형 모델을 활용하여 푸시오버해석을 수행하고 성능평가를 진행하였다. 필로티 건물은 비정형성이 커서 푸시오버해석에 의한 성능평가가 적합하지 않지만, 유용한 정보를 얻을 수 있으므로 이 논문에 포함하였다. 해석의 결과인 푸시오버곡선을 중심 코어(Fig. 5)와 편심 코어(Fig. 6)로 구분하고 각각의 X 방향과 Y 방향으로 구분하여 나타내었다. 각각의 그림에는 띠철근 간격 150 mm, 200 mm, 300 mm를 함께 나타내었다. 동시에 설계미면전단력과 성능점도 함께 나타내었다.

먼저 150으로 표시된 건물들은 중심 또는 편심인지와 상관없이 최대 밀

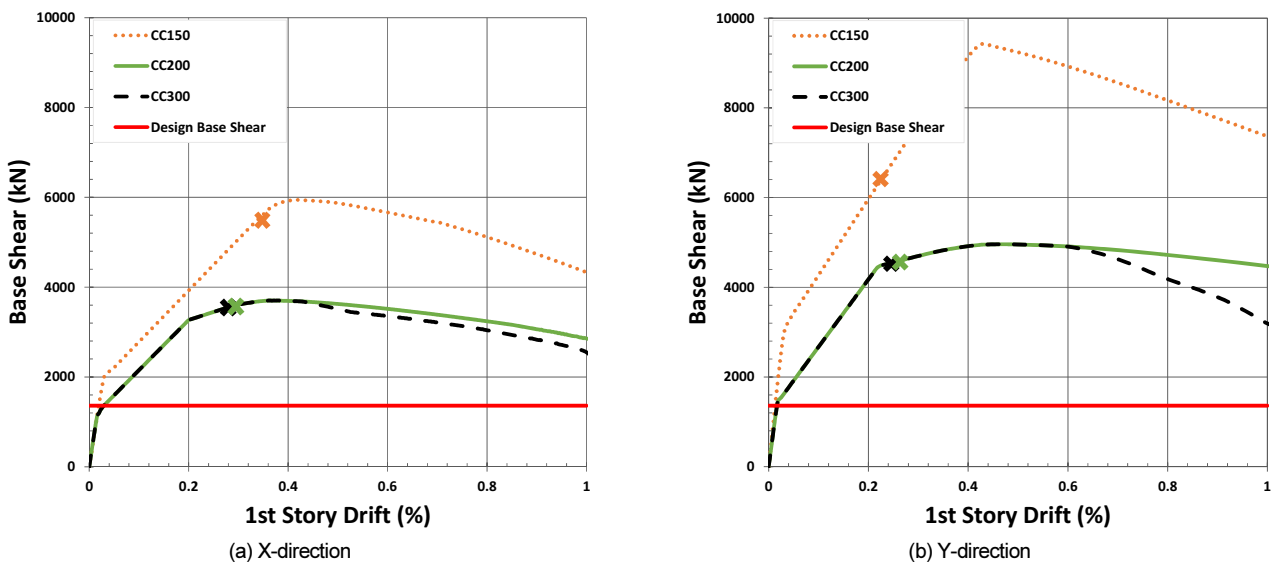


Fig. 5. Push-over curves of example buildings (Central Core) (x: performance point)

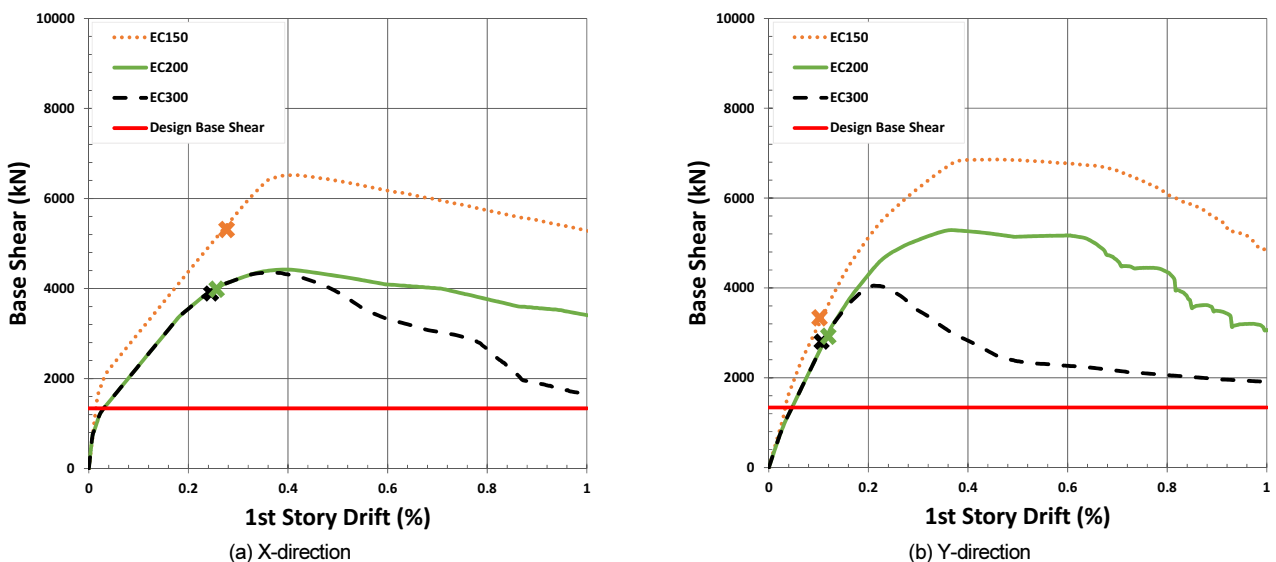


Fig. 6. Push-over curves of example buildings (Eccentric core) (x: performance point)

밀면전단력이 가장 컸다. Table 3과 Table 4에서 알 수 있듯이 150은 200과 300에 비해 단면 크기나 철근량이 더 크기 때문에 당연한 결과라고 할 수 있다. 200과 300은 기둥 띠철근 간격을 제외한 나머지 값들은 모두 같으므로 기둥에서 중요한 거동의 변화가 발생하기 전까지는 푸시오버곡선이 같다. 코어 위치와 해석 방향에 따라 200과 300의 푸시오버곡선이 서로 달라지는 시점이 다양하며, 이를 통해 기둥 거동이 필로티 건물의 거동에 미치는 영향을 알 수 있다.

띠철근 간격 150 mm에서 기둥은 모두 휨항복이 선행하므로 전체 거동은 벽체의 거동에 의해 지배되었다. 편심이 가장 작은 CC 건물의 Y방향은 밀면전단력이 가장 컸고, 나머지 경우는 편심이 어느 정도 작용하므로 밀면전단력의 크기가 비슷하게 나타났다. 띠철근 간격 200 mm에서 기둥은 CC 건물에서는 휨 전단, EC 건물에서는 전단파괴모드이다. 150 mm일 때보다 벽체의 수평철근량이 감소하여 전체적인 밀면전단력의 크기는 작아졌지만 최대 밀면전단력 도달 후 감소는 완만하게 진행하였다. 물론 EC 건물은 기둥이 전단파괴모드이므로 CC 건물에 비해 감소의 기울기는 더 컸다.

반면 띠철근 간격이 300 mm일 때는 기둥이 모두 전단파괴모드여서 앞선 두 경우에 비해 푸시오버곡선의 차이가 더 컸다. CC 건물의 Y 방향은 편심이 가장 작아서 밀면전단력이 가장 크고 벽체가 기둥의 전단거동을 보완해 줘서 밀면전단력의 감소도 가장 늦게 나타났다. CC 건물의 X 방향은 Y 방향에 비해 밀면전단력이 작고 감소 시점도 빨리 나타났다. EC 건물의 Y 방향은 편심이 가장 커서 벽체가 발휘할 수 있는 최대 밀면전단력에 도달하기 전에 이미 감소하기 시작하였다. EC 건물의 X 방향은 상대적으로 편심이 작아 Y 방향에 비해서는 밀면전단력이 더 크고 감소 시점도 더 늦게 나타났다.

정리하면 150 mm와 200 mm는 밀면전단력의 수준 차이가 있을 뿐 거동은 크게 다르지 않았으나 300 mm는 거동의 차이도 크게 나타났다. 300 mm에서는 기둥이 모두 전단파괴모드여서 전체 건물의 비선형 거동이 편심의 크기에 영향을 더 많이 받았다. 200 mm와 300 mm는 기둥 띠철근 간격을 제외한 모든 부재의 크기와 철근 배근이 동일하다. 이때 EC 건물은 둘 사이에 거동의 차이가 컸으나 CC 건물은 상대적으로 차이가 작았다. 결국 저층 필로티 건물의 큰 편심과 기둥 띠철근의 부족은 이들의 내진성능을 크게 떨어트리는 작용을 한다는 것을 알 수 있다. 또한 이 결과는 포항 지진에서 필로티 건물의 피해가 발생할 수밖에 없었다는 것을 증명한다.

이러한 푸시오버곡선의 차이에도 불구하고 성능점을 산정했을 때 코어 위치나 띠철근 간격과 상관없이 모두 최대강도 도달 전에 성능점이 위치하였다(Fig. 5 & Fig. 6에서 'x' 표시). 성능점 산정 시 요구스펙트럼은 Table 2에 제시한 값에 맞는 2400년 재현주기 지진을 사용하였다. 이것은 성능점이 벽체나 기둥에서 파괴가 발생하기 이전에 형성되므로 붕괴방지 성능수준을 충분히 만족할 수 있다는 의미다. 실제로 개별 부재의 성능을 검토했을 때 모두 붕괴방지를 만족하였다. 만약 비선형정적 푸시오버해석을 통해 성능평가를 한다면 적용 기준, 코어 위치, 기둥 띠철근 간격과 상관없이 필로티 건물은 붕괴방지 성능수준을 만족한다. 하지만 그렇지 않다는 것은 앞으로 제시할 비선형동적해석 결과에서 확인할 수 있다. 또한 이는 평가요령 [12]에서 제시하고 있는 비선형정적절차(푸시오버해석을 사용)를 적용할 수 있는 조건에 필로티 건물은 해당하지 않는다는 것을 보여준다.

Table 9. Information of earthquake ground motion data

No.	Name	Nation	Year	Magnitude	RSN Number
1	Imperial Valley-06	MEX	1979	6.53	158
2	Victoria_Mexico	MEX	1980	6.33	266
3	Superstition Hills-02	USA	1987	6.54	719
4	Superstition Hills-02	USA	1987	6.54	726
5	Loma Prieta	USA	1989	6.9	768
6	Parkfield-02	USA	2004	6.0	4116
7	Parkfield-02	USA	2004	6.0	4118

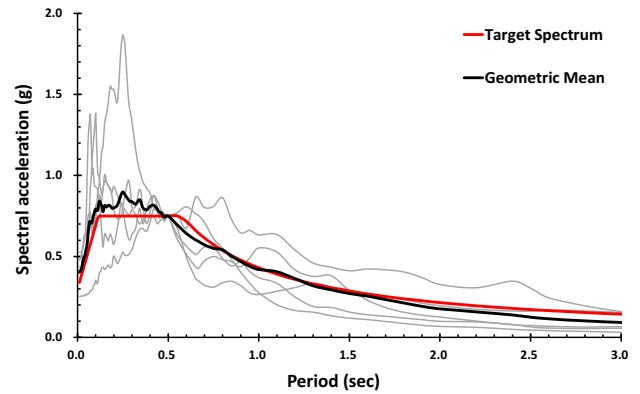


Fig. 7. Spectral acceleration of ground motion data

6. 비선형동적해석 결과

앞서 비선형정적 푸시오버해석을 통한 필로티 건물의 내진성능평가에서는 코어 위치 및 기둥 띠철근 간격과 관계없이 내진성능은 모두 만족하였다. 이번에는 비선형동적해석을 통한 내진성능평가에서는 어떤 차이가 있는지 살펴보았다. 비선형동적해석을 위한 지진파는 규모 6.0에서 7.0 사이의 지진파 7개 쌍을 PEER ground motion database [15]로부터 선택하였다(Table 9). Fig. 7은 Table 3에 제시한 값에 맞는 2400년 재현주기 요구스펙트럼(Target spectrum)과 여기에 맞춘 7개 지진파 두 방향의 Geomean을 보여주고 있다. 비선형동적해석은 각 지진파의 양방향을 동시에 적용하여 수행하였다. 내진성능평가는 2400년 재현주기 지진에 붕괴방지 성능수준만을 대상으로 수행하였다. 비선형동적해석에 사용한 지진파 중 하나의 가속도 시간이력과 EC300 건물의 한쪽 모서리에서의 1층 층간변위각 시간이력을 Fig. 8과 Fig. 9에 나타내었다.

비선형동적해석 결과 코어 위치 및 기둥 띠철근 간격과 상관없이 벽체는 내진성능을 만족하였고 층간변위각도 만족 범위에 있었다. 결국 예제 건물의 내진성능 만족 여부는 기둥의 성능 만족 여부에 달려 있다. 4장에서 언급한 대로 기둥의 휨과 전단 모두 비선형거동을 직접적으로 모델링하였다. 이 의미는 휨과 전단 중에 먼저 비선형영역에 들어가는 것이 기둥의 거동을 지배하는 것이다. 퍼폼의 3차원 모델에서는 기둥의 휨 및 전단 거동을 양방향(X, Y방향) 동시에 고려하기 때문에 Table 6~Table 8에 제시된 지배거동과 반드시 같은 것은 아님을 주지한다. 기둥의 휨이 먼저 항복할 때는 모두 성능을 만족하였으므로 여기서는 기둥의 전단 거동 결과만을 제시하였다.

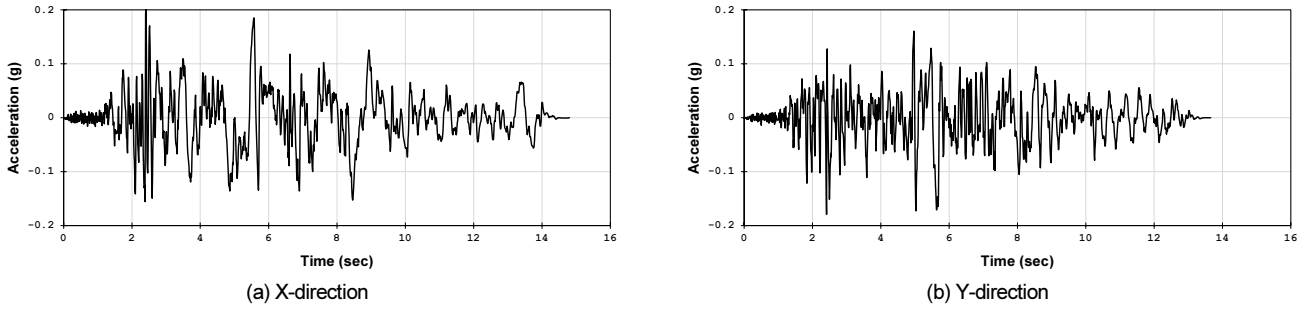


Fig. 8. Acceleration history of Imperial Valley-06

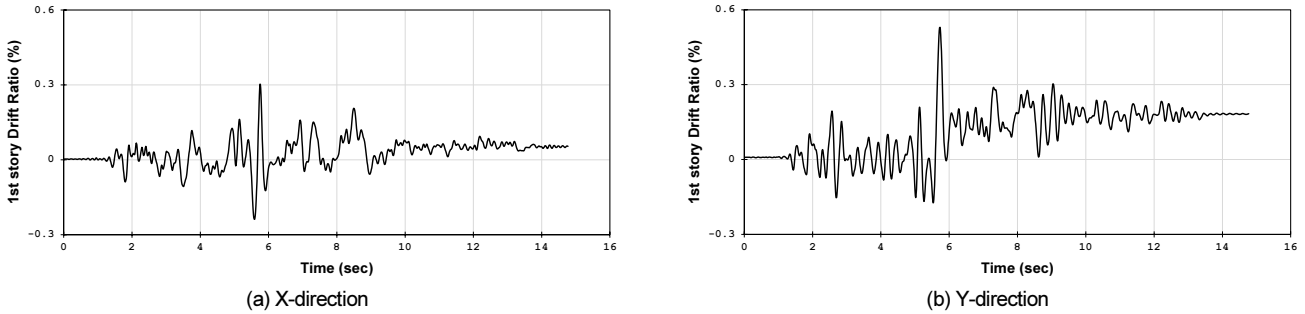


Fig. 9. First story drift ratio at C31 of EC300 building for Imperial Valley-06

Table 10. Average maximum shear deformation vs. allowable shear deformation of columns in central core buildings (Unit: mm)

CC150	Column ID	C11	C14	C21	C24	C31	C32	C33	C34	C41	C44
Allowable shear deformation	X-dir	0.0087	0.0144	0.0097	0.0144	0.0105	0.0150	0.0150	0.0144	0.0119	0.0145
	Y-dir	0.0123	0.0127	0.0125	0.0127	0.0126	0.0126	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127
Average of max. shear deformation	X-dir	0.0050	0.0063	0.0048	0.0065	0.0050	0.0057	0.0063	0.0065	0.0062	0.0070
	Y-dir	0.0020	0.0018	0.0017	0.0017	0.0165	0.0024	0.0022	0.0016	0.0017	0.0017
CC200	Column ID	C11	C14	C21	C24	C31	C32	C33	C34	C41	C44
Allowable shear deformation	X-dir	0.0060	0.0010	0.0084	0.0115	0.0094	0.0141	0.0146	0.0141	0.0119	0.0140
	Y-dir	0.0117	0.0127	0.0122	0.0127	0.0125	0.0126	0.0127	0.0127	0.0125	0.0127
Average of max. shear deformation	X-dir	0.0069	0.0086	0.0078	0.0096	0.0088	0.0096	0.0104	0.0104	0.0094	0.0102
	Y-dir	0.0039	0.0040	0.0051	0.0050	0.0042	0.0047	0.0049	0.0052	0.0032	0.0040
CC300	Column ID	C11	C14	C21	C24	C31	C32	C33	C34	C41	C44
Allowable shear deformation	X-dir	0.0060	0.0092	0.0084	0.0113	0.0098	0.0809	0.0147	0.0141	0.0120	0.0139
	Y-dir	0.0429	0.0457	0.0397	0.0378	0.0118	0.0151	0.0122	0.0418	0.0115	0.0661
Average of max. shear deformation	X-dir	0.0069	1.8000	0.0078	1.7000	1.2400	0.0096	0.0104	0.0105	1.6300	2.5000
	Y-dir	0.0040	0.5490	0.0052	0.6330	0.213	0.0047	0.0049	0.0052	0.3510	0.5290

기둥 전단의 비선형거동 모델은 Fig. 3과 같고, 허용 변위($D_{allowable}$)는 전단강도 도달 시점의 변위로 정하였으므로 기둥 강성 및 전단강도에 따라 허용변위는 달라진다. Table 10과 Table 11에는 각각의 기둥에 대해 방향별 허용변위와 7개 비선형동적해석 결과의 최대변위를 평균한 값을 함께 제시하였다. 표에서 음영으로 된 셀은 최대변위 평균값이 허용변위를 초과했을 때를 표시한 것이다. 앞선 비선형정적 푸시오버해석을 통한 내진성능 평가와 달리 비선형동적해석의 결과는 코어 위치와 기둥 띠철근 간격에 따라 다르게 나타났다.

기둥 띠철근 간격이 150 mm일 때는 코어 위치와 상관없이 모든 기둥이 성능을 만족하였다. 즉, 해당 건물은 내진성능을 만족하였다. 기둥 띠철근이 200 mm일 때는 CC 건물에서는 C11, EC 건물에서는 C34로 각각 한 기둥만 제외하고 모든 기둥이 성능을 만족하였다. EC 건물의 C34는 허용값과 평균값의 차이가 컸으나 CC 건물의 C11은 두 값의 차이가 거의 없었다. 한 기둥이라도 성능을 만족하지 못했으므로 평가 결과는 불만족이다. 이들의 평면에서의 위치를 보면 코어에 가까우면서 추가 벽체 α 와 멀리 떨어져 있다. 코어와 가까워서 요구전단력의 크기가 증가한 것이 원인일 수 있다.

Table 11. Average maximum shear deformation vs. allowable shear deformation of columns in eccentric core buildings (Unit: mm)

EC150	Column ID	C11	C12	C13	C21	C22	C23	C32	C33	C34
Allowable shear deformation	X-dir	0.0116	0.0124	0.0137	0.0101	0.0123	0.0136	0.0118	0.0132	0.0139
	Y-dir	0.0068	0.0070	0.0094	0.0083	0.0086	0.0093	0.0098	0.0084	0.0032
Average of max. shear deformation	X-dir	0.0054	0.0054	0.0055	0.0061	0.0057	0.0065	0.0058	0.0063	0.0065
	Y-dir	0.0053	0.0059	0.0056	0.0039	0.0043	0.0040	0.0025	0.0023	0.0005
EC200	Column ID	C11	C12	C13	C21	C22	C23	C32	C33	C34
Allowable shear deformation	X-dir	0.0083	0.0105	0.0171	0.0088	0.0120	0.0135	0.0282	0.0205	0.0648
	Y-dir	0.0074	0.0081	0.0247	0.0084	0.0087	0.0076	0.0081	0.0045	0.0021
Average of max. shear deformation	X-dir	0.0077	0.0083	0.0083	0.0080	0.0083	0.0083	0.0086	0.0086	1.4600
	Y-dir	0.0065	0.0051	0.0032	0.0070	0.0057	0.0034	0.0052	0.0032	0.0378
EC300	Column ID	C11	C12	C13	C21	C22	C23	C32	C33	C34
Allowable shear deformation	X-dir	0.0069	0.0093	0.0104	0.0074	0.0106	0.0359	0.0258	0.0321	0.0149
	Y-dir	0.0382	0.0183	0.0247	0.9260	0.0563	0.0085	0.0050	0.0008	0.0008
Average of max. shear deformation	X-dir	1.2700	0.3730	0.8630	1.7800	0.5650	1.7600	2.1000	2.0600	2.5900
	Y-dir	2.3100	0.5860	0.0653	2.7500	0.8530	0.1550	1.2800	0.2910	0.1390

CC와 EC의 차이는 기둥의 전단강도비 차이도 이바지했을 것으로 보인다. 기둥 띠철근 간격이 300 mm일 때는 모든 기둥이 성능을 만족하지 못하였다.

7. 요약

비선형동적해석을 적용한 성능평가로 코어 위치와 기둥 띠철근 간격에 따른 필로티 건물의 내진성능 차이를 살펴보았다. 코어 외 추가벽체를 설치하여 설계했기 때문에 코어 위치에 따른 거동의 차이는 있었지만, 내진성능 평가 결과의 차이는 없었다. 성능평가 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 포항지진 이후에 작성된 필로티건물 구조설계 가이드라인[6]과 건축물 내진설계기준[7]에 따라 설계했을 때는 코어 위치와 관계없이 내진성능을 충분히 만족하였다.
- 2) 가이드라인[6]과 기준[7]을 따르지 않고 KBC 2016[4]와 건축물 콘크리트구조 설계기준(KDS 41 20 00)[11]에 따라 설계했을 때는 코어 위치와 관계없이 내진성능을 만족할 가능성이 매우 컸다.
- 3) KBC 2016[4]에 따라 설계하고 코어 외 추가 벽체(1개소)를 설치하더라도 기둥 띠철근 간격이 300 mm(포항지진 이전의 필로티 건물에서 대부분 적용)면 코어 위치와 관계없이 내진성능을 만족시키지 못하였다.

정리하면, 필로티 건물을 현 기준에 따라 설계하면 붕괴방지 성능수준을 충분히 초과해서 만족하며, 이전 기준(KBC 2016)을 따라 설계하더라도 코어 외 추가벽체(최소 1개소)가 있고 새로 개정된 KDS 41 20 00에 따른 기둥 띠철근 간격을 사용한다면 일부 기둥을 제외하면 내진성능을 만족하는데 문제가 없다. 하지만 기둥이 기존의 관행인 띠철근 간격 300 mm로 배근 되어 있으면 추가 벽체가 있더라도 내진성능을 만족시키기는 어렵다. 결론적으로 현 가이드라인[6]과 기준[7]의 기둥 띠철근 간격은 약간 과도한

면이 있으며, 강화된 기둥 띠철근 간격을 요구하는 KDS 41 20 00을 따르는 것으로도 충분하다는 것을 알 수 있었다. 물론 코어 외 추가벽체 한 곳이 있다는 전제 조건을 만족해야 하고, 일부 성능이 부족한 기둥을 위해 추가적인 고려가 필요하다. 마지막으로 기둥 띠철근 간격이 300 mm일 때의 결과는 내진성능이 부족한 기존 필로티 건물에 벽체 1개소 추가로는 내진성능을 만족시키기 어렵다는 것을 의미한다.

8. 결론

포항지진에서 큰 피해를 없었던 저층 필로티건물을 대상으로 그 이전과 이후, 그리고 최근에 개정된 기준에 따라 설계한 후 내진성능을 비교하였다. 이 연구는 현행 기준에서 제시하고 있는 여러 요구사항이 과도할 수 있으며, 그중에 특히 기둥 띠철근 간격은 완화할 수도 있을 것이라는 예상에서 출발하였다. 현행 기준을 따르면 필로티 건물의 기둥 띠철근 간격은 가장 엄격하게 150 mm가 된다. 그런데 최근 개정된 건축물 콘크리트구조 설계기준에서 기둥 띠철근 간격을 최소 단면 치수의 1/2 또는 200 mm로 제시하고 있으며, 이는 기존의 KBC2016에 비하면 강화된 것이나 현행 기준보다는 완화적이다.

연구 결과 현행 기준을 따르면 목표성능수준을 넉넉하게 만족했으며, 강화된 기둥 띠철근 요구조건을 따르더라도 목표성능수준을 만족할 수 있다는 것을 알 수 있었다. 단, 예제 건물은 코어 외 추가 벽체 1개소가 있음을 지지한다. 코어 외 추가 벽체 1개소는 현행 가이드라인에서 권고하는 사항이며, 추가 벽체가 없다면 특별지진하중을 적용했을 때 기둥의 단면 크기가 필로티 건물 1층에 사용하기에 현실적으로 과도하므로 가이드라인 권고와 상관없이 설치할 수밖에 없다. 이렇게 코어 외 추가 벽체가 있다면 현행 기준의 엄격한 기둥 띠철근 간격을 완화할 수도 있음을 알 수 있었다. 물론 어느 수준까지 완화할 수 있는지는 추가적인 연구가 필요하며, 타 설계 조건과의 상관관계도 함께 살펴볼 필요가 있다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, The Regulations on Standards, etc. for Housing Construction; c2020.
2. Architectural Institute of Korea, Site inspection and damage investigation of buildings by earthquakes in Gyeongju and Pohang; c2018.
3. Architectural Institute of Korea, A study on establishment of earthquake disaster prevention measures for piloti-type buildings, etc. Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Korea; c2018.
4. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean building code-structural; c2016.
5. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean building code-structural; c2005.
6. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Guideline for structural design of piloti-type buildings; c2018.
7. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Seismic design code for buildings (KDS 41 17 00); c2019.
8. Joo C, Kim T. Seismic Fragility of Low-rise Piloti Buildings Designed According to KDS 41 17 00. EESK J Earthquake Eng. 2022;26(2):49-58.
9. Kim J, Kim T. Seismic fragility function for existing low-rise piloti-type buildings reflecting damage from Pohang earthquake. EESK J Earthquake Eng. 2021;25(6):251-259.
10. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Design code of reinforcement detail of concrete structures (KDS 14 20 50); c2022.
11. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Design code of concrete structure for buildings (KDS 41 20 00); c2022.
12. Korea Authority of Land and Infrastructure Safety, Seismic performance evaluation and rehabilitation guidelines of existing buildings; c2021.
13. CSI, Perform-3D, Ver. 6.0, Computers and Structures, Inc. Walnut Creek, CA; c2016.
14. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, VA; c2013.
15. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Ground Motion Database, University of California, Berkeley, CA, Available from: <https://ngawest2.berkeley.edu/>