한국지진공학회 논문집 20권 3호 (통권 제109호)
2016년 5월

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 20 No. 3, 145-153
http://dx.doi.org/10.5000/EESK.2016.20.3.145

소규모 철근콘크리트 모멘트골조 건축물의 초과강도, 연성도 및 반응수정계수

Over-Strength, Ductility and Response Modification Factor of Small-Size Reinforced Concrete Moment Frame Buildings

김태완[1)]* · 추유림[1)] · 박홍근[2)] · 신영수[3)]

Kim, Taewan[1)]* · Chu, Yurim[1)] · Park, Hong-Gun[2)] · Shin, Yeong Soo[3)]

[1)]강원대학교 건축공학과, [2)]서울대학교 건축학과, [3)]이화여자대학교 건축학부

[1)]Department of Architectural Engineering, Kangwon National University, [2)]Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, [3)]Division of Architecture, Ewha Womans University

/ ABSTRACT /

Small-size buildings are not designed by professional structural engineers in Korea. Therefore, their seismic performance can not be exactly estimated because their member sizes and reinforcement may be over- or under-designed. A prescriptive design criteria for the small-size buildings exists, but it also provides over-designed structural members since structural analysis is not incorporated, so it is necessary to revise the prescriptive criteria. The goal of this study was to provide an information for the revision, which is seismic performance and capability of small-size reinforced concrete moment frame buildings. For the study, the state of existing small-size reinforce-concrete buildings such as member size and reinforcement was identified by investigating their structural drawings. Then, over-strength, ductility and response modification factor of the small-size reinforced concrete moment frame buildings were estimated by analytical approach along with seismic performance check. The result showed that they possess moderate over-strength and ductility, and may use slightly increased response modification factor.

Key words: Small-size building, Reinforced concrete, Moment frame, Over-strength, Ductility, Response modification factor

1. 서 론

소규모 건축물은 '층수 2층 이하, 연면적 1,000m^2 미만'의 건축물을 의미하며 현재 건축 허가 대상이 아닌 신고 대상이다. 따라서 이들 소규모 건축물은 건축구조기술사의 전문적인 구조시스템 및 구조상세 설계 없이 주로 건축사의 경험에 의한 구조시스템 및 구조상세가 적용되어 실제 이들의 구조적 성능이 어느 정도인지 확인이 어려운 실정이다. 일반적으로 건축사에 의한 경험적 구조상세를 가진 건축물이 건축구조기술사의 구조설계에 의한 건축물에 비해 구조안정성이 취약하다고 생각할 수 있으나 구조시스템 상에 큰 문제가 없다면 오히려 초과강도가 매우 높은 경우도 있다. 그 이유는 실제적인 구조해석 및 설계가 수행되지 않으므로 관습적으로 부재의 크기와 배근량을 과도하게 적용하기 때문이다. 따라서 현재 건축되고 있는 소규모 건축물의 구조시스템과 구조상세 현황을 명확히 파악하여 구조안정성을 확보하면서도 경제적인 건축물을 얻을 수 있는 설계법이 개발되어야 한다.

소규모 건축물의 구조안정성을 확보하는 최선의 방법은 건축물의 층수 및 규모에 관계없이 전문가인 건축구조기술사의 구조설계를 의무화하는 것이나 여러 이유로 실현되지 않고 있다. 오히려 정부에서는 소규모 건축물에 대해서는 '소규모 건축물 구조 규칙'[1]을 제정하였는데, 이는 사양기반 설계법으로서 제시된 절차에 따라 부재를 결정하면 건축구조기술사의 구조해석을 통한 구조설계 없이도 일정한 구조안정성을 확보하는 것으로 간주하는 것이다. 이 규칙은 일반적인 소규모건축물에 대한 최소 구조 요구사항만을 규정하고 있어 경우에 따라 성능이 과도한 경우도 발생한다. 김태완 외[2]에 따르면 소규모 구조 규칙에 따라 설계한 건물은 건축구조설계기준(KBC2009)[3]에 따라 설계한 건물보다 초과강도가 더 큰 것으로 나타났다. 건축물의 내진성능은 초과강도뿐만 아니라 단면상세에 의해서도 큰 영향을 받지만 이를 논외로 하더라도 현 소규모 구조 규칙의 부재 크기와 배근

*Corresponding author: Kim, Taewan
E-mail: tkim@kangwon.ac.kr
(Received December 7, 2015; Revised January 13, 2016; Accepted February 4, 2016)

량은 과도할 가능성이 매우 높은 것이 현실이다. 이에 따라 국토교통부 도시건축 연구개발사업의 하나로 '구조안정성향상기술연구단(SPEC)'에서 소규모 건축물의 사양기반설계기준 개선을 위한 연구를 수행하고 있다.

앞서 언급한대로 소규모 건축물은 현재 건축구조기술사에 의한 구조설계가 이루어지지 않고 있다. 따라서 이에 대한 실제 사례나 연구도 거의 없는 실정이다. 이러한 이유로 소규모 건축물을 KBC2009에 따라 설계했을 때 어떠한 성능을 보유하는 지 확인해볼 필요가 있다. 김태완 외 [2]에 따르면 KBC2009에 따라 설계한 소규모 건축물은 충분한 내진성능을 보이는 것으로 나타났다. 소규모 건축물은 층수가 낮고 규모가 작아 지진에 의한 횡하중이 고층 건물에 비해 상대적으로 크지 않다. 이로 인해 이들의 구조설계는 횡하중뿐만 아니라 수직하중의 영향도 크다. KBC2009의 지진하중에 대한 규정은 일반적인 건축물에 동일하게 적용하도록 작성되었기 때문에 소규모 건축물에는 잘 맞지 않을 수 있다. 따라서 소규모건축물의 구조설계에 현행 '소규모 건축물 구조 규칙'을 적용하지 않고 KBC2009를 적용했을 때 소규모건축물의 내진성능은 어느 수준일지를 조사하는 것도 의미가 있다.

이와 같은 배경으로 본 연구는 사양설계기준을 보완, 개정하기 위해 철근콘크리트 소규모건축물의 초과강도와 연성도가 어느 수준인지를 조사하는 것을 목적으로 한다. 연구 방법은 콘크리트 소규모건축물을 현 건축구조설계기준인 KBC2009에 대해 설계한 후 내진성능을 평가하고 초과강도, 연성도 및 반응수정계수를 산정한다. 연구 대상은 순수 모멘트골조만으로 한정하였다. 벽체가 함께 있는 소규모건축물은 또 다른 연구주제다.

본 연구의 주된 내용은 소규모 콘크리트 건축물의 도면 분석을 통해 많이 사용하는 부재 크기 및 철근량 등 현황을 파악하고 해석을 통해 소규모 건축물의 내진성능을 검토하는 것이다. 이를 위해 대상건물을 다양한 층수 및 경간 등을 적용하여 KBC2009에 따라 설계한다. 내진성능을 평가할 때는 건축물의 초과강도가 특히 중요하며 초과강도의 계산을 위해서 비선형 정적 푸시오버해석을 수행한 후 최대강도를 산정한다. 연성도도 초과강도와 함께 중요한 변수인데, 소규모 건축물의 구조상세 및 시공의 신뢰성이 불확실하므로 비선형변형능력은 아주 보수적으로 가정한다. 반응수정계수는 초과강도와 연성도를 이용하여 산정할 수 있는데 이를 바탕으로 KBC2009 지진하중의 소규모건축물에 대한 적절성도 함께 검토할 수 있다. 반응수정계수를 구하는 방법은 다양한 문헌의 식을 사용하였다.

2. 소규모 철근콘크리트 건축물 현황

SPEC 연구단의 세부기관인 이화여자대학교에서 소규모 건축물의 구조안전백서[4]를 발간하였다. 이 백서에서 국내 소규모 철근콘크리트 건축물의 구조적 특성을 파악할 수 있다. 본 연구는 이 백서 발간을 위해 수집한 기존 소규모 콘크리트 건축물의 도면을 바탕으로 하였다.

구조도면이 있는 66개 소규모 철근콘크리트 건물을 대상으로 구조적 특성을 분석하여 총 4개로 구분하였다. 4개의 분류 항목은 다음과 같다.

(1) 전단벽 시스템 (33개)
(2) 전단벽+골조 시스템 (29개)
(3) 필로티 시스템 (2개)
(4) 골조 시스템 (2개)

국내 소규모 철근콘크리트 건축물 중에서 가장 많은 구조시스템은 전단벽 또는 전단벽+골조 시스템이다. 전단벽 시스템은 구조적으로는 내력벽 시스템으로 분류할 수 있으며 이들의 용도는 대부분 주택이다. 주택의 외벽뿐만 아니라 각 실들을 구분하는 내벽 모두 철근콘크리트 벽체로 되어 있다. 저층 다세대 주택도 주로 전단벽 시스템이다. 이 전단벽 시스템의 벽량(또는 벽률)이 최소 1%, 대부분 3%를 넘고 있다. 이는 상당히 큰 값이기 때문에 이들의 초과강도는 매우 클 것으로 예상된다.

다음으로는 전단벽+골조 시스템이다. 이들도 66개 건물 중에서 전단벽 시스템과 거의 비슷한 개수를 보이고 있으며 실제로도 그럴 것으로 예상된다. 이들은 전단벽과 보/기둥으로 구성된 골조가 함께 구조시스템을 형성하고 있다. 이 구조시스템은 현재 국내에서 근린생활시설에 주로 사용되고 있다. 1층의 용도는 소매점으로서 4개 면 중 도로에 면한 1개 또는 2개 면은 개방성이 필요하므로 기둥과 보로 구성되어 있고, 나머지 면은 개방성이 굳이 필요하지 않으므로 계단실 및 화장실 벽체뿐만 아니라 기둥 사이도 벽체로 채우고 있다. 2층은 용도가 사무실로서 창호만 일부 설치하면 되므로 대부분 벽체로 구성된다. 이 경우는 언뜻 필로티 시스템으로 볼 수도 있으나 대개 1,2층 모두 벽체의 양이 많으므로 필로티 시스템으로 분류하지 않았다. 벽량은 전단벽 시스템보다 작지만 여전히 높은 수준을 보이고 있으므로 전단벽+골조 시스템도 전단벽 시스템과 마찬가지로 큰 초과강도를 보유하고 있을 것으로 예상된다.

필로티 시스템의 1층은 일반적으로 주차장 용도로 보와 기둥만이 있는 골조 시스템이며 2층은 주거용으로서 벽체가 외벽을 형성하고 있다. 계단실이 외부에 위치하여 1층에 벽체가 전혀 없는 경우도 있으나 내부에 위치하면 1층 일부에 벽체가 위치하게 된다. 이렇게 1층 일부에만 벽체가 위치하는 경우도 필로티 시스템으로 분류한다. 필로티 시스템은 KBC2009에서 특별지진하중을 고려하게 되어 있다. 이는 필로티 층 외 구조의 초과강도를 추가적으로 고려하여 내진설계를 수행하는 것이다. 즉, 일반적인 구조시스템에 비해 지진하중을 더 크게 고려한다는 의미다. 따라서 필로티 시스템을 사양기반구조설계기준에서 규정하는 것은 적절하지 않은 것으로 판단되나 명확한 결론을 위해서는 보다 심도 있는 연구가 필요하다.

마지막으로 보와 기둥만으로 구성된 골조 시스템이다. 국내 소규모건축물에서 순수 골조로만 구성된 경우는 주로 단층의 상업용 건물이다. 일반적으로 국내에서 2층 이상은 주거나 사무소 용도가 많으며, 2층은 1층과 같은 상업용이더라도 개방성이 불필요하기 때문에 전단벽이나 조적채움벽을 사용하여 필로티 시스템이 되는 경우가 많다. 구조도면이 있는 건축물 중 필로티 시스템과 골조 시스템의 비중은 매우 낮으나, 필로티 시스템은 이 보다 더 높을 것으로, 골조 시스템은 이 정도는 아니더라도 낮은 수준에 머물 것으로 보인다.

이렇듯 전체 소규모 건축물에서 그 비중은 작으나 현 '소규모 건축물 구조 규칙'은 모멘트골조만을 대상으로 하고 있으므로 순수 골조 시스템을 대상으로 연구를 진행하였다. 골조 시스템의 주요 구조 부재인 보와 기둥의 현황파악을 위해 이들의 단면 크기 및 배근 종류를 전단벽+골조, 골조, 및 필로티 시스템으로 된 총 33개 건물로부터 조사하였다. 소규모 건축물에서는 특별히 주요 횡저항시스템이 지정되어 있지 않으므로 순수 골조 이외의 건물에 속해 있는 기둥 및 보 부재도 함께 조사한 것이다.

기둥 단면의 크기는 400 mm × 400 mm가 30% 정도로 가장 많았으며 그 다음으로는 500 mm × 600 mm가 11.3%, 400 mm × 600 mm가 7.5%

였다. 철근비는 1.8~2.0%가 32.5%로 가장 많았고, 2.3%가 15.4% 1.4%가 13.5%로 나타났다. 경간의 크기가 영향을 많이 미치겠지만 1, 2층 건물의 기둥 크기와 철근량은 상당한 수준으로 나타났다. 보의 크기는 400 mm × 600 mm가 가장 많았고 그 다음으로는 200 mm × 750 mm이었다. 이로부터 유추할 수 있는 것은 소규모건축물에서는 보 크기를 보통은 400 mm × 600 mm로 하고 경간이 클 때는 보 춤을 이 보다 키우는 방식을 사용한다는 것이다. 보의 철근비는 0.5%가 38.8%, 0.6%가 27.7%, 0.8%가 11.1%로, 보의 크기는 과다하지 않으나 철근량이 매우 낮은 것으로 나타났다. 이는 수직 부재인 기둥에 문제가 발생했을 시 건물 붕괴의 위험이 있으므로 부재 크기와 철근량을 보 보다는 더 안전측으로 사용하는 것으로 판단된다.

3. 예제 건물

소규모 철근콘크리트 모멘트골조의 적절한 내진성능 평가를 위해 다수의 건물을 선택하였다. 이들은 층수와 경간 길이에 변화를 주었는데, 층수는 1, 2층, 경간 길이는 4 m, 5 m, 6 m로 총 6개의 건물을 기본으로 하였다. Fig. 1은 6 m 경간의 구조평면도을 보여주고 있다. 그림과 같이 가로축(X축)으로 3경간, 세로축(Y축)으로 2경간으로 구성되어 있다. 이들을 KBC2009를 따라 기준에 따라 설계하였으며, 내진설계변수는 지진구역 1, 중요도계수 1.0, 그리고 지반조건 S_D이다. 예제 건물의 지진력저항시스템은 KBC2009의 철근콘크리트 보통모멘트골조를 선택하였으며 반응수정계수(R)는 3.0이다. 이들 변수에 의한 설계지진하중을 100%로 정한 후 이 지진하중의 90% 및 80%에 대해서도 설계하여 그 성능을 비교하였다. 설계지진하중을 변화한 이유는 현장에서 발생할 수도 있는 품질 저하의 가능성을 반영하기 위함이다. 따라서 총 18개의 건물을 대상으로 연구를 수행하였다. 각 건물의 명명법을 Fig. 2에 나타내었다. 설계에 사용한 수직하중은 Table 1과 같다. 표에서 활하중은 용도를 판매장으로 가정했을 때의 값이다. 설계 시 재료의 공칭강도는 21 MPa(콘크리트), 400 MPa(철근)을 사용하였다.

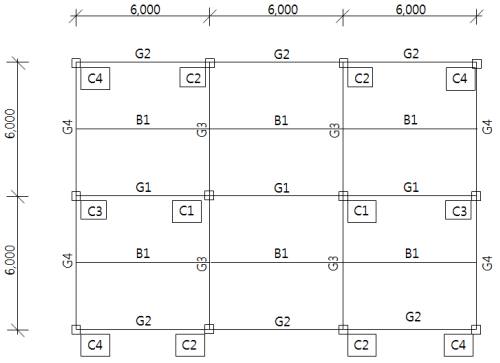


Fig. 1. Plan view of an example building

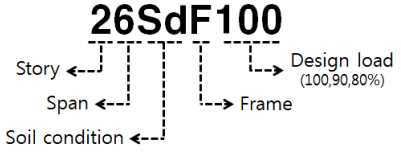


Fig. 2. Nomenclature of two-story and 6m-span buildings

Table 1. Vertical loads for design by KBC2009 (kN/m^2)

Story	Dead load	Live load
Typical	5.50	4.0
Roof	6.55	1.0

4. 비선형해석모델 및 지진파

4.1 비선형해석모델 작성

성능평가를 위해서는 비선형해석을 수행해야 하는데 이때 비선형해석모델 작성이 필요하며, 특히 동적해석을 위해서는 지반운동의 선택이 필요하다. 이러한 비선형해석모델 작성 및 지반운동 선택은 최근에 발간된 '공동주택 성능기반 내진설계 지침(이하 지침)'[5]을 따랐다. 비선형구조해석 프로그램은 퍼폼[6]을 사용하였다. 앞으로 기술하는 내용은 모두 지침을 따랐거나 퍼폼과 관련한 것임을 주지한다.

보, 기둥의 비선형 구조모델은 각각 퍼폼의 Beam Element와 Column Element를 사용하였고 비선형거동은 각 부재의 양단부에 소성힌지가 집중되는 모델을 사용하였다. 이 소성힌지는 보, 기둥 모두 FEMA 힌지를 사용하였으며, 그 속성은 모멘트-회전각 관계로 나타낸다. Fig. 3은 2층 6 m 경간 건물의 퍼폼 해석모델을 나타낸 것이다.

소성힌지 속성을 입력하기 위해서는 항복 및 최대 강도와 항복 및 최대 회전각을 산정해야 한다. 먼저 강도에 대해 살펴보면 철근 콘크리트 부재에서는 항복모멘트강도 보다는 최대모멘트강도를 산정하는 게 더 편리하다. 최대 모멘트강도는 극한모멘트강도로 대체할 수 있으며 이는 일반적인 설계기준이나 도서에 제시되어 있다. 반면 항복모멘트강도는 부재 크기나 배근 특성에 영향을 받아 하나의 식을 사용하기 어렵기 때문에 극한모멘트강도의 96%를 사용하였다. 극한모멘트강도를 산정할 때 콘크리트와 철근의 강도는 기대강도를 사용하였다. 지침에 따라 콘크리트 기대강도는 공칭강도 21 MPa의 1.2배, 철근은 공칭강도 400 MPa의 1.1배를 사용하였다. 일반적으로 사용하는 1.3배(콘크리트)와 1.25배(철근)보다 작으므로 강도능력이 보수적으로 반영되었다. 기둥의 경우는 축력-모멘트 상관관계를 고려해야 한다. 퍼폼에서는 균형파괴지점과 모멘트가 0일 때 최대 압축력 및 인장력 지점으로 총 3개의 지점을 사용자가 계산하여 입력해야 한다.

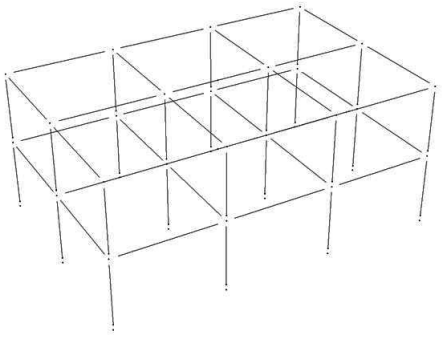


Fig. 3. Perform-3D analytical model (2-story, 6m-span)

Table 2. Information on seven ground motions selected from PEER data base

Earthquake Name	Station Name	Year	RSN	Magnitude	Vs30 (m/s)	Scale factor
Loma Prieta	Piedmont Jr High School Grounds	1989	788	6.93	895.36	3.18
Loma Prieta	Point Bonita	1989	789	6.93	1315.9	2.75
Loma Prieta	SF - Rincon Hill	1989	797	6.93	873.1	3.33
Loma Prieta	So. San Francisco Sierra Pt.	1989	804	6.93	1020.6	2.83
Chi-Chi	HWA002	1999	3324	6.3	789.2	8.66
Chi-Chi	TTN042	1999	3542	6.3	845.3	7.71
San Simeon	Diablo Canyon Power Plant	2003	816	6.52	1100.0	5.10

항복 회전각을 산정하기 위해서는 휨 강성이 필요한데, 콘크리트의 균열을 고려하여 유효강성을 사용한다. 지침에 따라 보와 기둥 모두 $0.5E_cI_g$를 사용하였다. 여기서 E_c는 콘크리트 탄성계수이며 I_g는 콘크리트 전체 단면의 단면2차모멘트다. 보와 기둥의 최대회전각은 지침의 표 4.4와 표 4.5로부터 각각 구하였다. 표를 사용하기 위해서는 부재에 작용하는 축력이나 전단력을 구해야 하는데, 여기서는 반복적인 비선형해석에 의해서 수렴된 부재력을 사용하였다. 단면은 표 4.4에서 보는 비내진상세로 가정하였다. 기둥에 대한 표 4.5를 사용하기 위해서는 지침의 표 4.3에서 기둥의 전단보강근 상세에 따른 조건을 결정해야 한다. 여기서는 90도 후크가 있는 폐쇄형 상세의 조건 2를 사용하였다. 따라서 보와 기둥의 비선형변형능력은 모두 보수적으로 가장 작게 반영되었다. 이와 관련한 실험에서는 이보다 더 큰 변형능력을 보였으며 그 결과는 문헌[7]에서 확인할 수 있다.

4.2 지진파 산정

비선형동적해석을 위해서는 지반운동이 필요하다. 지침에 의하면 해당 지반 조건의 특성을 반영한 지반운동을 7개 이상 적용하며 각 지반운동은 서로 직교하는 2성분의 쌍으로 구성되어야 한다. 지반운동은 암반에서 계측된 지진기록을 부지의 지반 특성에 맞게 스케일링하여 사용해야 한다. 지진기록을 선정할 때 여러 사항을 고려해야 하나 국내에는 계측된 지진기록이 부족하므로 지침에는 다음 3가지 사항을 만족하는 지진기록을 선정하도록 권고하고 있다.

(1) 규모 5.0에서 7.0 사이
(2) Far-Field Record-Set
(3) Vs,30 760 m/sec 이상인 암반에서 계측된 지진기록

지침에서는 위 조건을 만족하는 지진기록 두 성분의 제곱합제곱근(SRSS) 응답스펙트럼이 구조물 기본진동주기의 0.2배부터 1.5배 사이에서 R값이 적용되지 않은 암반에 대한 설계응답스펙트럼의 1.3배에 맞게 개별 지진파의 크기를 조절하도록 규정하고 있다. 이렇게 선택한 지반운동기록에 대해 부지응답해석을 수행하여 해당 지반조건이 반영된 증폭된 지반운동을 생성한다. 이러한 부지의 지반조건을 반영한 지반운동기록을 기본진동주기의 0.2배에서 1.5배 사이에서 지반운동 두 성분의 SRSS 응답스펙트럼의 평균이 KBC2009의 지반특성에 따른 설계응답스펙트럼의 1.3배의 90%보다 크게 다시 조정한다. 이 때 직교하는 두 성분의 조정 배율은 동일하게 적용한다. 이것이 지침에서 제시하고 있는 지반운동기록 선정

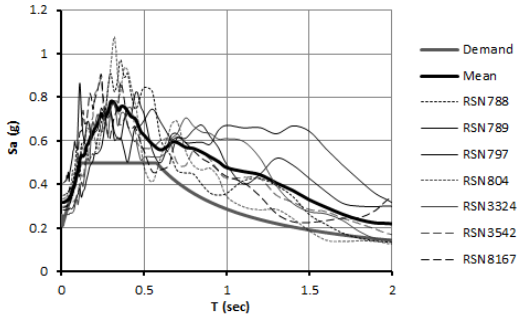


Fig. 4. Perform-3D analytical model (2-story, 6m-span)

절차다.

여기서는 부지응답해석을 직접 수행하지 않은 것을 제외하고 모두 지침의 절차를 따랐다. 지반운동기록은 PEER(Pacific Earthquake Engineering Research Center)의 Ground motion data base[8]로부터 검색하였다. PEER data base에서 위 3가지 사항을 기본 조건으로 입력하였다. 스케일링을 선택하지 않으면 이 조건에 맞는 지반운동기록을 그대로 제공한다. 위 3가지 조건을 만족하는 지반운동기록 중 KBC2009에서 지진구역 1 및 지반조건 S_B에 해당하는 설계스펙트럼의 1.3배를 Target Spectrum으로 하면서 2층 건물의 기본진동주기인 0.8초의 0.2배인 0.16초와 1.5배인 1.2초 사이에서 MSE(Mean square error)가 가장 작은 7개의 지반운동기록 쌍을 선택하였다. 선택한 7개의 지반운동의 정보를 Table 2에 정리하였다. 이를 동일한 주기 영역에서 지반운동 두 성분의 SRSS 응답스펙트럼의 평균이 KBC2009에서 지진구역 1 및 지반조건 S_D에 해당하는 설계응답스펙트럼의 1.3배의 90%보다 크도록 조정하였다. 원래의 지반운동기록으로부터 최종적으로 비선형동적해석에 사용할 지반운동기록으로 조정하는 배율은 Table 2의 마지막 열에 제시되어 있다. 최종적으로 조정된 지반운동기록의 응답스펙트럼과 그 평균, 그리고 설계응답스펙트럼을 Fig. 4에 나타내었다.

5. 비선형정적 및 동적해석 결과

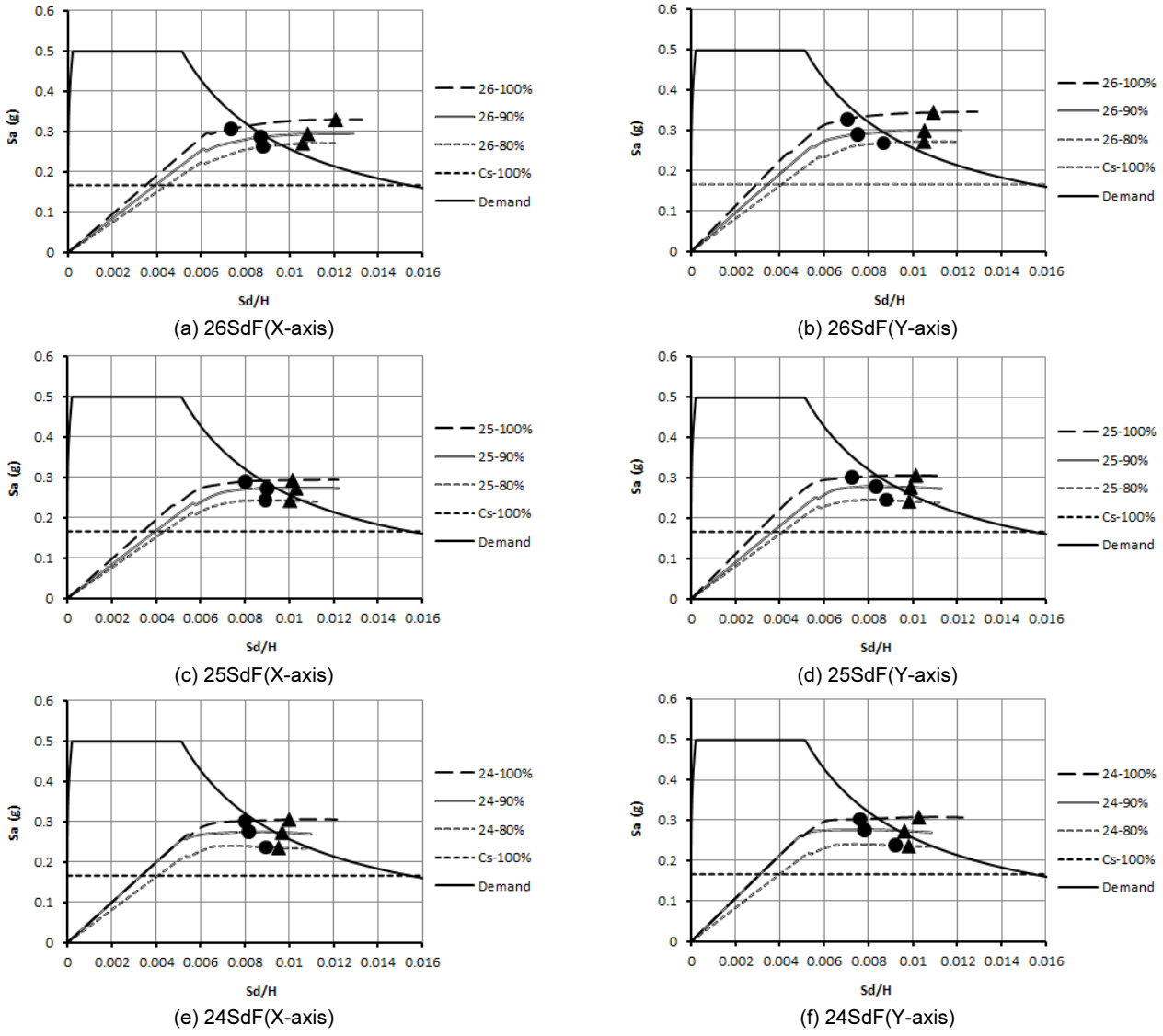
비선형 정적 및 동적해석을 위한 중력하중은 지침에 따라 Table 1에 제시된 고정하중의 1.1배, 활하중의 0.25배를 적용하였다. 비선형정적 푸시오버해석을 위한 횡하중의 수직분포 형상은 1차모드 형상에 따른 수직분포를 사용하였다. 비선형정적 푸시오버해석은 가로축(X축) 및 세로축(Y축) 방향으로 각각 수행하였다. 비선형동적해석을 위한 지반운동의 입력은 직

교하는 2성분이 동시에 작용하도록 해석하였으며, 두 개의 상반된 입력방향에 대해 모두 해석하였다.

5.1 비선형정적해석 결과

비선형정적 푸시오버해석을 한 결과를 Fig. 5와 Fig. 6에 나타내었다. 각 그래프의 세로축은 스펙트럼가속도이고 가로축은 스펙트럼변위를 건물 높이로 나눈 값이다. 푸시오버해석의 결과인 밑면전단력과 지붕층변위의 관계를 스펙트럼가속도와 스펙트럼변위의 관계로 변환하였다. 각 건물마다 X축과 Y축으로 각각 푸시오버해석을 수행하였다. 요구곡선은 KBC2009에 따른 예제건물의 설계스펙트럼가속도를 나타내며 단주기설계스펙트럼가속도 0.498g에 해당한다. 그래프에서 Cs-100%로 나타낸 수평 점선은 지진응답계수로서 건물의 대지에서 100% 설계밑면전단력에 해당하는 0.167g를 나타낸다. 각 그래프는 3개의 성능곡선이 있는데 이는 각 건물을 설계밑면전단력 100%, 90%, 및 80%로 설계했을 때의 결과다. 각 성능곡선이 끝나는 위치는 퍼폼 해석이 그 지점에서 중단되었음을 의미한다. 해석이 중단된 것은 특정 부재의 강도가 최대강도에 도달하여 급격히 감소했기 때문이다. 확인 결과 모든 건물에서 동일하게 1층 내부기둥에서 최대강도에 도달하여 해석이 중단되었다. 성능곡선의 초기영역, 즉 탄성영역의 기울기는 설계밑면전단력의 크기가 감소할수록 함께 감소하였다. 이는 구조부재, 특히 기둥부재의 크기가 감소했다는 의미다. 하지만 예외적으로 설계밑면전단력이 감소해도 기울기가 감소하지 않는 경우가 있다. 이는 설계밑면전단력의 변화가 부재의 크기에 영향을 미치지 않았다는 것을 의미한다. 그럼에도 불구하고 성능곡선상의 최대강도는 설계밑면전단력의 크기에 영향을 받아 함께 변화하였다. 이 의미는 설계밑면전단력의 변화가 부재크기에는 영향이 없었지만 부재강도를 결정하는 철근량에는 영향이 있었다는 것이다.

그래프에서 '▲'로 표시한 곳은 층간변위비가 1.5%에 도달하는 시점이다. 층간변위비 1.5%는 본 연구에서 국내 철근콘크리트 보통모멘트골조의 허용수준으로 선택한 값이다. 현재 실험을 통해 국내 소규모 철근콘크리트 주요 구조부재의 성능을 확인하고 있는데, 예상에 비해 상당히 괜찮은 변형능력을 보여주고 있다. 따라서 층간변위비 1.5%는 국내 소규모 철근콘크

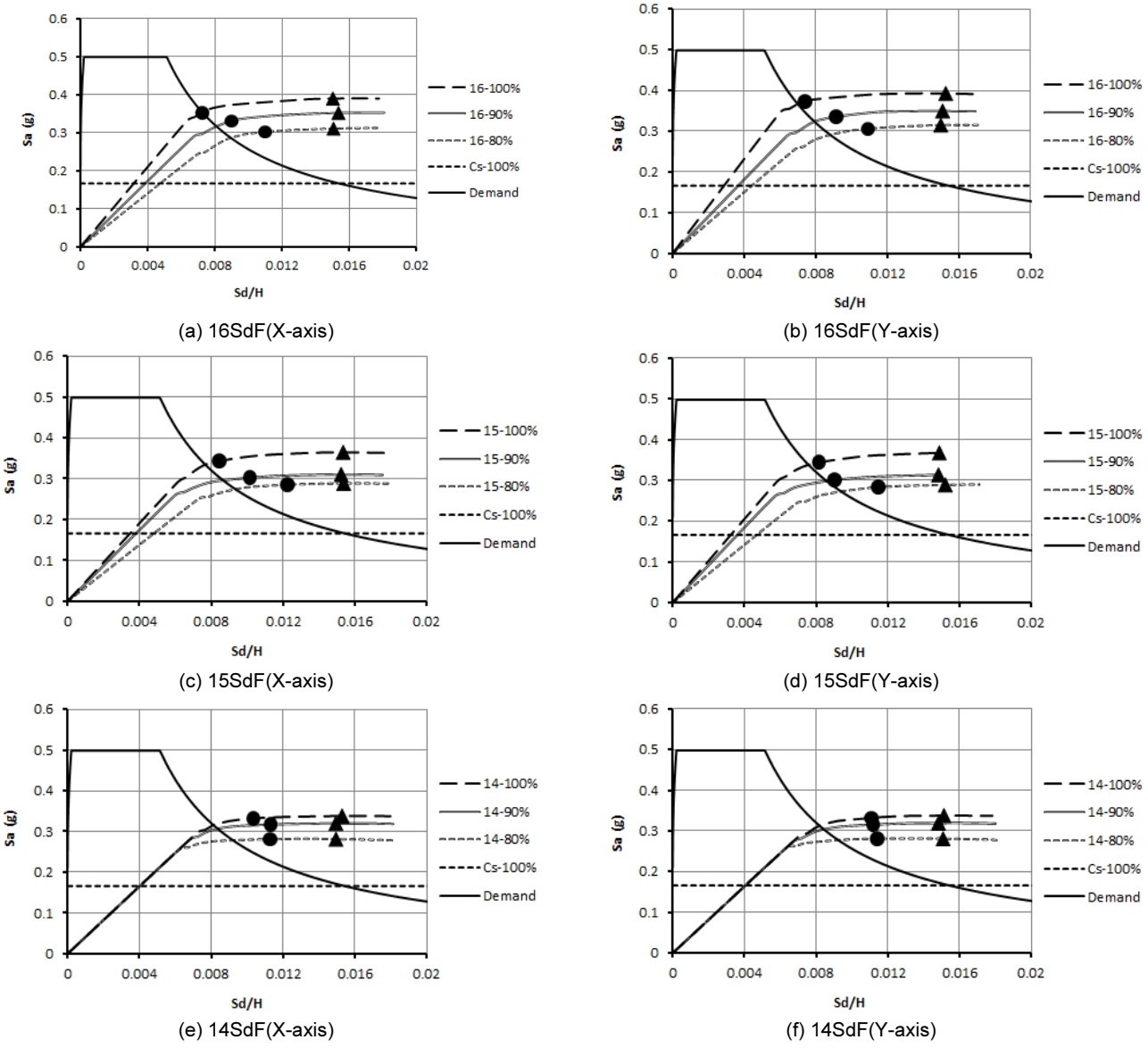


(a) 26SdF(X-axis) (b) 26SdF(Y-axis)

(c) 25SdF(X-axis) (d) 25SdF(Y-axis)

(e) 24SdF(X-axis) (f) 24SdF(Y-axis)

Fig. 5. Capacity curves of 2-story buildings



(a) 16SdF(X-axis) (b) 16SdF(Y-axis)

(c) 15SdF(X-axis) (d) 15SdF(Y-axis)

(e) 14SdF(X-axis) (f) 14SdF(Y-axis)

Fig. 6. Capacity curves of 1-story buildings

리트 건물의 허용수준으로는 충분히 보수적이라고 할 수 있다. Fig. 5와 Fig. 6의 모든 그래프에서 세모의 위치가 성능곡선이 끝나기 전에 위치하고 있다. 즉 모든 예제 건물은 허용수준을 초과한 후에 부재의 파괴가 발행하는 것이므로 성능을 만족한다고 볼 수 있다. '●'으로 표시한 곳은 비선형동적해석을 통해 산정한 최대층간변위비를 성능곡선 상에 나타낸 것이다. 비선형동적해석에 대한 내용은 다음 절에서 다룬다.

5.2 비선형동적해석 결과

일반적으로 비선형정적 푸시오버해석만을 수행하면 역량스펙트럼법을 사용하여 구한 성능점을 요구최대변위로 사용한다. 하지만 여기서는 실제 비선형동적해석을 수행하여 요구최대변위를 산정하였다. 물론 여기서는 이를 최대층간변위비로 나타내었다. 최대층간변위비는 각 건물 당 총 14번의 동적해석을 수행한 결과의 평균값을 사용하였다. 1층과2층 건물의 최대층간변위비 차이는 크지 않았다. 설계밑면전단력이 감소할수록, 경간이 감소할수록 최대층간변위비가 증가하였다. 예제 건물은 KBC2009에 따라 구조해석 및 설계를 수행하였기 때문에 경간이 감소하면 부재의 크기나 배근이 감소한다. 따라서 건물 전체의 강성이나 항복강도가 감소하므로 층간변위비가 증가할 수밖에 없다. X/Y축 방향의 골조형태가 큰 차이가 없으며 기준에 따라 설계했기 때문에 방향에 따른 최대층간변위비의 차이는 크지 않았다. Fig. 5와 Fig. 6에서 성능곡선에 표시한 원들의 위치가 모두 세모의 위치보다 앞서있다. 이것이 의미하는 바는 최대층간변위비, 즉 요구값이 허용수준내에 있다는 것이고, 이는 해당 건물이 내진성능을 만족하는 것으로 판정할 수 있다는 것이다. 설계밑면전단력을 80%로 감소했을 때는 100%일 때에 비해 요구값이 증가하여 허용수준에 가까워짐을 알 수 있다. 하지만 예제 건물의 강도 및 변형 능력을 보수적으로 평가했기 때문에 이 결과는 현 기준의 설계지진하중이 소규모 철근콘크리트 모멘트골조에 적용하는데 적당한 여유가 있음을 나타낸다.

Table 3. Estimated over-strength

Building ID	X-axis	Y-axis	Mean
26SdF100	1.96	2.10	2.03
26SdF90	1.99	2.04	2.02
26SdF80	2.09	2.10	2.10
25SdF100	1.78	1.89	1.84
25SdF90	1.87	1.90	1.89
25SdF80	1.87	1.89	1.88
24SdF100	1.90	1.89	1.90
24SdF90	1.89	1.89	1.89
24SdF80	1.84	1.84	1.84
16SdF100	2.42	2.44	2.43
16SdF90	2.43	2.41	2.42
16SdF80	2.42	2.45	2.44
15SdF100	2.26	2.24	2.25
15SdF90	2.14	2.12	2.13
15SdF80	2.24	2.22	2.23
14SdF100	2.10	2.10	2.10
14SdF90	2.21	2.20	2.21
14SdF80	2.19	2.18	2.19
Mean	2.09	2.11	2.10

Table 4. Estimated ductility

Building ID	X-axis	Y-axis	Mean
26SdF100	1.96	2.17	2.07
26SdF90	1.89	1.95	1.92
26SdF80	1.78	1.82	1.80
25SdF100	2.05	2.04	2.05
25SdF90	1.87	1.84	1.86
25SdF80	1.77	1.75	1.76
24SdF100	1.95	2.14	2.05
24SdF90	1.88	1.99	1.94
24SdF80	1.80	1.83	1.82
16SdF100	2.51	2.59	2.55
16SdF90	2.34	2.29	2.32
16SdF80	2.12	2.18	2.15
15SdF100	2.42	2.19	2.31
15SdF90	2.58	2.31	2.45
15SdF80	2.34	2.19	2.27
14SdF100	2.25	2.23	2.24
14SdF90	2.39	2.37	2.38
14SdF80	2.67	2.65	2.66
Mean	2.14	2.14	2.14

6. 소규모 콘크리트 건축물의 초과강도, 연성도 및 반응수정계수

6.1 초과강도

초과강도는 최대밑면전단력을 설계밑면전단력으로 나눈 값으로 정의하였으며 Fig. 5 와 Fig. 6의 비선형정적 푸시오버해석 결과를 이용하여 산정하였다. 초과강도는 성능곡선상의 최대강도를 설계밑면전단력으로 나눈 값이다. 그 결과를 Table 3에 정리하였다. 지침[5]에는 초과강도 계수로 정의되어 있으며 1.5 이상을 확보하도록 규정하고 있다. 각 예제 건물의 초과강도는 대체적으로 2.0 근처에 형성되었다. 초과강도의 전체적인 분포를 보면 2층보다는 1층이, 경간이 클수록 초과강도가 높다. 경간이 클수록 보나 기둥이 부담해야 하는 하중이 증가하므로 초과강도가 커질 수밖에 없다. 2층보다 1층이 초과강도가 큰 이유는 설계밑면전단력은 1층이 2층에 비해 절반가량 감소하였지만 부재의 크기나 강도는 절반으로 감소하지 않았기 때문이다. 설계밑면전단력이 100%에서 80%로 감소하여도 초과강도는 큰 차이가 없었다.

6.2 연성도

연성도(μ)는 최대변위를 항복변위로 나눈 값이다. 최대변위는 비선형 동적해석의 수행이 중단된 시점의 변위로 정의하였다. 항복변위는 최대변위와 원점을 2-선형(bi-linear)으로 연결했을 때 성능곡선과 이루는 면적이 동일하게 되는 때의 변위로 정의하였다. 그 결과를 Table 4에 정리하였다.

연성도도 초과강도와 마찬가지로 2층보다는 1층이 더 컸다. 이는 2층에서 1층으로 갈수록 항복변위는 감소하고 최대변위는 증가한 덕분이다. 연성도의 경우에는 설계밑면전단력이 100%에서 80%로 감소할 때 함께 감소하였다. 이는 2층에서는 항복변위의 변화는 크지 않았으나 최대변위가 감소했기 때문이고 1층에서는 반대로 항복변위가 증가하고 최대변위는 변화가 적었기 때문이다.

6.3 반응수정계수

ATC-19[9]에 의하면 일반적인 건물의 반응수정계수(R)는 구조물의 응답에 영향을 미치는 초과강도, 연성도 및 여유도의 곱으로 구한다. 그 식은 다음과 같다.

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot R_R \tag{1}$$

여기서 R_{μ}는 구조물 전체의 비선형 응답 척도를 나타내는 연성도 계수, Ω는 설계강도 보다 실제강도가 더 큰 현상을 나타내기 위한 초과강도 계수, 그리고 R_R은 지진력저항 골조가 다수로 있을 때 신뢰성 증가를 나타내는 여유도 계수다. 여기서 여유도 계수는 1.0으로 가정하였다.

초과강도 계수는 앞서 구한 초과강도를 사용하였다. 연성도 계수는 연성도의 영향뿐만 아니라 감쇠, 구조물의 기본진동주기(T), 그리고 지반운동의 특성의 함수다. 연성도 계수를 산정하는 방법은 다양한 연구자들에 의해 제시되어 왔으며 여기서는 $R-\mu-T$ 관계를 사용하여 연성도 계수를 구하는 방법 중 다음의 연구자들이 제시한 4가지를 사용하였다. 이들의 자세한 수식은 다음과 같다.

- Newmark and Hall[10]:

$$R_\mu = 1 \quad \text{for} \quad T < 0.2s \tag{2}$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{for} \quad 0.2s < T < 0.5s \tag{3}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{for} \quad T > 0.5s \tag{4}$$

μ : Global ductility of a structure.

T : fundamental period of vibration of a structure.

- Krawinkler and Nassar[11]:

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{5}$$

$$\text{where} \quad c(T, \alpha) = T^a / 1 + T^a + b/T \tag{6}$$

α : post-yield stiffness, given in percentage (%).

For α=0, a=1, b=0.42

- Fajfar[12]:

$$R_\mu = (\mu - 1)T / T_c + 1 \quad \text{for} \quad T < T_c \tag{7}$$

$$R_\mu = 1 \quad \text{for} \quad T \geq T_c \tag{8}$$

T_c : characteristic period of the ground motion.

- Priestley[13]:

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1)T / 1.5T_c \leq \mu \tag{9}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{when} \quad T > 1.5T_c \tag{10}$$

$$R_\mu = 1 \quad \text{when} \quad T \text{ converge to } 0 \tag{11}$$

위 4가지 방법으로 산정한 반응수정계수의 평균값을 Table 5에 정리하였다. 이 평균값을 기반으로 비교하면 반응수정계수는 2층보다는 1층이 더 컸다. 1층은 반응수정계수가 모두 4.5를 초과하였고 최고 5.8까지 나타났다. 2층은 4.5가 최고였으며 최소 3.3으로 나타났다. 이 반응수정계수의 크기는 층수가 증가할수록 경간이 작아질수록 감소하였다. 설계밑면전단력이 100%에서 80%로 변할 때 반응수정계수는 대체적으로 감소하였다. 반면 1층 4 m 경간일 때는 설계밑면전단력이 10%씩 감소할 때마다 대략 0.5씩 증가하였다. 층수가 작고 경간이 작으므로 횡력에 의한 영향이 상대적으로 큼을 알 수 있다. 반면에 2층 6 m 경간은 설계밑면전단력의 감소에 따른 반응수정계수의 감소도 가장 적었다.

6.4 요약 및 분석

앞서 산정한 초과강도의 평균은 대략 2.0 정도로 나타났다. KBC2009에서 철근콘크리트 모멘트저항골조의 시스템초과강도계수(Ω_o)는 3.0이므로 30% 가량 작게 평가한 것이다. 그 이유는 콘크리트와 철근의 기대강도계수를 최소한으로 적용하였으며, 예제 건물의 평면 형태가 정형이기 때문이다. 기대강도를 크게 반영하고 건물 형태가 비정형이면 2.0보다는 더 큰 초과강도를 보일 것이다.

연성도를 구성하는 항복변위와 최대변위를 산정할 때, 항복변위는 유효강성의 반영으로 인해 상대적으로 크게 산정되었으며, 최대변위는 해석중단 위치에서 산정하여 상대적으로 작게 산정되었다. 구조 부재의 비선형능력을 최소한도로 고려하였기 때문에 연성도 또한 초과강도와 같이 최소한으로 평가될 수밖에 없다. 연성도의 경우 2.0을 약간 상회하는 결과를 보였는데, 이는 보수적인 평가 결과라고 볼 수 있으나 소규모 철근콘크리트 모멘트골조 건물의 여러 조건을 감안할 때 적절한 수준이라고 판단된다.

반응수정계수는 4.0에서 4.5 사이로 나타났다. KBC2009에서 철근콘크리트 보통모멘트골조의 반응수정계수가 3.0이므로 본 연구의 결과는 소규모 건축물의 경우에는 반응수정계수를 3.0 이상으로 사용할 수 있는 가능성을 보여준다. 하지만 Table 5에서 층수가 증가할수록 반응수정계수는 감소하므로 소규모를 벗어나는 규모에서는 반응수정계수의 증가 가능성은 없음을 알 수 있다. 또한 2층 건물에서 설계밑면전단력과 경간이 상대적으로 작을 때 반응수정계수가 3.3 정도로 나타났다. 일반적으로 반응수정계수는 0.5 간격으로 증감하므로 3.3이면 3.0에서 증가할 수 없음을 의미한다. 그럼에도 불구하고, 본 연구에서는 초과강도와 연성도를 최대한 보수적으로 평가하였기 때문에 반응수정계수 증가 또는 설계밑면전단력을 조금이나마 감소할 수 있을 것이다. 따라서 소규모 철근콘크리트 보통모멘트골조의 반응수정계수를 3.0에서 3.5 정도로는 증가할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서 KBC2009를 따라 설계한 건물과 기존 소규모건축물의 대략적인 부재 크기와 철근량을 비교한 것을 Table 6에 정리하였다. Table 6에서 알 수 있는 사실은 기존 소규모건축물의 부재 크기 및 철근량이 KBC2009의 설계밑면전단력 100%에 따라 설계한 결과와 큰 차이가 없다는 것이다. 물론 Table 6의 부재 크기 및 철근량 보다 훨씬 더 크고 많은 철근량을 가지는 소규모 건축물도 많이 있다. 따라서 순수 모멘트골조의 경우 현재 소규모건축물에서 사용하고 있는 부재 크기 및 철근량을 줄일 수 있음을 알 수 있다. 물론 배근 상세 및 시공 품질이 동시에 확보되어야 할 것이다.

Table 5. Response modification factor(Average of 4 methods)

Story /Span (m)	X-axis			Y-axis		
	Design base shear			Design base shear		
	100%	90%	80%	100%	90%	80%
2/6	3.85	3.79	3.72	4.48	3.95	3.82
2/5	3.62	3.50	3.31	3.79	3.49	3.31
2/4	3.67	3.52	3.33	3.98	3.72	3.38
1/6	5.64	5.40	4.96	5.79	5.24	5.15
1/5	5.17	5.23	5.07	4.62	4.64	4.70
1/4	4.52	5.05	5.56	4.48	4.98	5.49
Mean	4.41	4.42	4.33	4.52	4.34	4.31

Table 6. Comparison of member size and reinforcement of existing buildings and KBC designed buildings

Member	Existing small-size building			KBC2009(1-story building)			KBC2009(2-story building)		
	span	size(mm×mm)	Reinf.	span	size(mm×mm)	Reinf.	span	size(mm×mm)	Reinf.
Beam	6m	400×600	10-D22	6 m	300×500	5-D22	6 m	350×500	5-D22
				5 m			5 m		
				4 m	200×400	2-D22	4 m	200×400	3-D19
Column	5m	400×400	8-D19 8-D22	6 m	300×300	4-D25	6 m	400×400	8-D22
				5 m			5 m	350×350	8-D19
				4 m	250×250	4-D19	4 m	300×300	8-D16

기존 소규모건축물의 구조시스템을 분석한 2장의 내용에 따르면 벽체의 양이 많은 건물이 대다수다. 이러한 경우에는 보나 기둥의 부재 크기 및 철근량은 더욱 감소할 수 있을 것으로 판단된다.

7. 결 론

기존 소규모 콘크리트 건축물의 도면 분석을 통해 부재 크기 및 철근 배근 등의 현황을 파악한 후 비선형해석을 통해 소규모 건축물의 내진 성능을 조사하고 초과강도, 연성도 및 반응수정계수를 검토하였다. 그 결과는 다음과 같다.

1) 소규모 철근콘크리트 보통모멘트골조는 KBC2009 설계지진하중을 적용하여 설계했을 때 비선형동적해석을 통해 최대한 보수적으로 평가한 결과 충분한 내진성능을 보였다.
2) 소규모 철근콘크리트 보통모멘트골조의 초과강도와 연성도는 대략 2.0 정도로 나타났다.
3) 소규모 철근콘크리트 보통모멘트골조에 대한 반응수정계수는 KBC2009에서 제시하고 있는 3.0보다 약간 증가한 3.5를 사용할 수 있는 것으로 나타났다.

이러한 결론은 정형이며 일부 한정된 경간 길이를 가진 평면의 건물을 대상으로 한 것임을 주지해야 한다. 더불어 건물 응답의 평균값뿐만 아니라 분산까지 고려한 확률론적인 접근법을 사용하여 결과의 신뢰성을 높일 필요가 있다.

/ 감사의 글 /

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

/ REFERENCES /

1. KSEA. Structural design criteria and commentary for one and two story small buildings. Seoul, Korea: Korean Structural Engineers Association; c2012. 69p.
2. Kim TW, Eom TS, Kim CG, Park HG. A study of seismic behavior of small-size reinforced concrete buildings in korea. Earthquake Engineering Society of Korea. 2014;18(4): 171-180.
3. KBC2009. Korean building code-structural. Seoul, Korea: Architectural Institute of Korea; c2009. 772p.
4. Shin, YS. A white book on structural safety of small-size buildings. Ewha Womans University. c2015. 200p.
5. AIK. Guidelines for performance-based seismic design of residential buildings. Seoul, Korea: Architectural Institute of Korea; c2015. 53p.
6. CSI. Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, user guide version 4. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.; c2006. 336p.
7. Kim CG, Park HG, Eom TS, Kim TW. Effects of tie details on seismic performance of RC columns subjected to low compression load. Earthquake Engineering Society of Korea. 2015;19(4): 195-205.
8. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Ground motion data base. Available from: http://ngawest2.berkeley.edu/
9. ATC-19. Structural response modification factors. Redwood City, California: Applied Technology Council; c1995.
10. Newmark NM, Hall WJ. Earthquake spectra and design. Engineering monograph; Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California; c1982.
11. Krawinkler H, Nassar AA. Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, New York, USA; c1992. p. 27-47.
12. Fajfar P. A Nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake spectra. 2000;16(3):573-92.
13. Priestley MJN. Displacement-based seismic assessment of existing reinforced concrete buildings. Proc. Pacific Conf. on Earthquake Engineering, University of Melbourne, Victoria, Australia; 1995: 225-244.