

비탄성 정적해석을 이용한 격자강판 전단벽 보강 RC구조물의 내진성능평가

박 정 우^{1*} · 이 재 욱¹ · 박 진 영¹ · 이 영 학² · 김 희 철²

¹유니슨이테크(주) 기술연구소, ²경희대학교 건축공학과

Seismic Performance Evaluation of RC Structure Strengthened by Steel Grid Shear Wall using Nonlinear Static Analysis

Jung Woo Park^{1*}, Jae Uk Lee¹, Jin Young Park¹, Young Hak Lee² and Heecheul Kim²

¹R&D Center, UNISON eTech Co. Ltd., Cheonan, 330-882, Korea

²Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University, Yongin, 446-701, Korea

Abstract

The effects of earthquakes can be devastating especially to existing structures that are not based on earthquake resistant design. This study proposes a steel grid shear wall that can provide a sufficient lateral resistance and can be used as a seismic retrofit method. The pushover analysis was performed on RC structure with and without the proposed steel grid shear wall. Obtain the performance point that the target structure for seismic loads applied to evaluate the response and performance levels. The capacity spectrum at performance point is nearly elastic range, so satisfied the performance objectives(LS level). And response modification factor(R factor) were calculated from the pushover analysis. The R factor approach is currently implemented to reflect inelastic ductile behavior of the structures and to reduce elastic spectral demands from earthquakes to the design level. The R factor increases from 2.17 to 3.25 was higher than the design criteria. As a result, according to reinforcement by steel grid shear wall, strength, stiffness, and ductility of the low-rise RC structure has been appropriately improved.

Keywords : seismic performance evaluation, steel grid shear wall, nonlinear static analysis, pushover analysis, performance point, response modification factor

1. 서 론

본 연구에서는 내진성능이 부족한 기존 RC구조물의 지진 발생 시 안전성 확보를 위한 내진보강 방안으로 격자강판 전단벽을 제안한다. 내진설계가 되어있지 않은 RC구조물을 대상으로 보강 전과 후를 구분하여 비탄성 정적해석을 수행하고, 성능점과 반응수정계수를 통해 내진성능을 평가하였다.

현행 설계 지진하중에 대한 성능점을 산정하여 구조물의 응답과 성능수준을 평가하였다. 또한 지진력 저항요소인 격자강판 전단벽의 보강여부에 따라 대상 구조물의 거동특성을 평가하기 위하여 강도계수, 연성계수, 그리고 반응수정계수를 산정

하여 비교·분석하였다(ATC-19, 1995, ATC-40, 1996).

2. 격자강판 전단벽의 탄소성 이력특성

비탄성 정적해석에 필요한 격자강판 전단벽의 탄소성 이력 특성값을 구하기 위하여 실험결과를 요약하면 다음과 같다.

실험체는 벤치마크 용도로 보-기둥으로 구성된 비보강실험체(BM-RC)와 격자강판 전단벽(SW-RC)을 대상으로 성능실험을 수행한 결과, 내부 웨브판이 순차적인 전단항복을 하며 Fig. 1과 같이 극한강도 이후에도 안정적인 연성거동을 나타내었다. 보강실험체는 비보강실험체 대비 항복강도가 정방향

* Corresponding author:

Tel: +82-41-620-3433; E-mail: jwp@uet.co.kr

Received November 1 2013; Revised November 27 2013;

Accepted November 28 2013

©2013 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

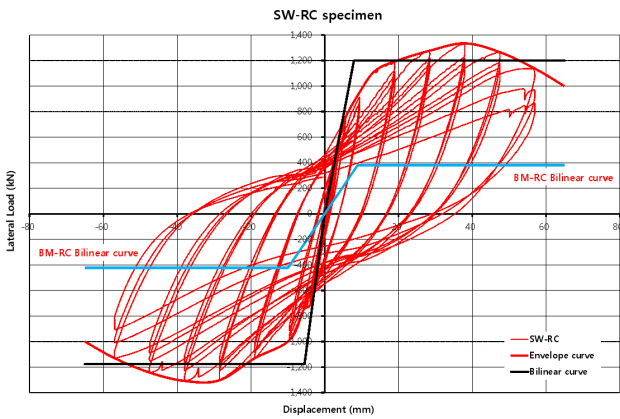


Fig. 1 Hysteresis curves of SW-RC specimen (Park et al., 2012)

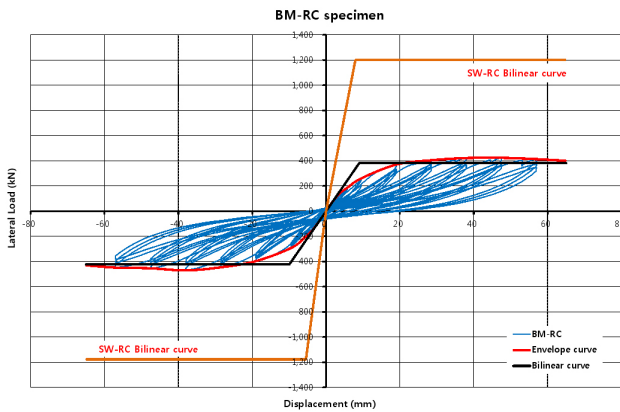


Fig. 2 Hysteresis curves of BM-RC specimen (Park et al., 2012)

Table 1 Distribution of Load for Inner Steel Grid

Specimen	BM-RC	Inner Grid steel	SW-RC
Yield Displacement (mm)	8.98	8.98 (Assumed)	7.96
Yield Strength (kN)	381.20	683.46	1,201.08
Yield Stiffness (kN/mm)	42.45	76.11	150.89
Resilience Energy (kN · mm)	1,711.59 (A)	3,068.72 (B)	4,780.32 (C)
Energy Distribution Ratio	0.36 (A/C)	0.64 (B/C)	-

기준으로 약 3.15배 향상되었으며, Cycle에 따라 에너지소산 면적 역시 평균 7.34배 증가하여 보강 전에 비하여 에너지 흡수능력이 매우 크게 증가하였다(Park et al., 2012).

순수 내부 격자강판 만의 항복강도 및 항복강성을 에너지의 원리로 평가하였다. Fig. 1과 Fig. 2와 같은 실험결과로부터 비보강 및 보강실험체 각각의 항복변위, 항복강성을 알 수 있으며, 이를 통해 복원에너지를 산정할 수 있다. 각각 실

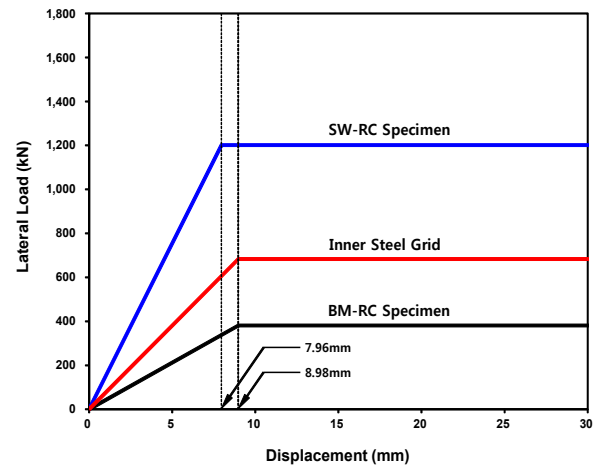


Fig. 3 Bilinear Curve of Inner Steel Grid

험체의 복원에너지 차이인 약 3.07kN · m는 내부 격자강판이 순전히 횡력저항을 위해 일한 에너지량이다. 여기서 복원 에너지는 비례한도까지의 변형에너지(내력에 의한 에너지)이며, 완전탄소성거동으로 이상화하였으므로 비례한도는 항복점으로 정하였다. 또한, 내부 격자강판의 항복변위는 항상 비보강 실험체보다 작을 것으로 판단되어 불리한 조건으로 비보강 실험체와 동일하게 가정하였다.

에너지량과 항복변위가 정해졌으므로 항복강도와 항복강성은 각각 683.46kN, 76.11kN/mm와 같이 산정된다. 따라서 Table 1과 같이 총 에너지 대비하여 철근콘크리트 프레임은 36%, 내부 격자강판은 64% 정도 횡력저항 요소로써 기여하였으며, Fig. 3에 각 요소의 이선형곡선을 나타내었다.

3. 설 계

격자강판 전단벽의 설계개념은 플랜지 플레이트의 압축강도와 각 접합면의 용접강도는 웨브 플레이트의 전단강도보다 충분히 커서 웨브판이 전단항복에 도달할 때까지 항복 또는 파단이 일어나지 않도록 하는 것이다. 대상 구조물에 적용된 격자강판 전단벽의 강종은 SS400이며, 내부 웨브판의 크기와 두께는 490mm×490mm×5mm이다. 또한 플랜지의 폭은 150mm, 두께는 17mm를 사용하였다. 상기와 같은 조건에서 웨브판 좌굴계수, 전단좌굴 감소계수 등을 고려하여 내부 웨브판 1유닛의 설계전단강도를 산정하면 310.91kN이다.

내부 격자강판은 대칭구조물로 수직플랜지의 휨강성과 수평플랜지의 휨강성은 동일하여 두 절점의 강성비(G_A , G_B)는 1.0이다. 따라서 유효좌굴길이계수는 웨브판의 횡구속기여 여부에 따라 $K_{n,s}=0.78$ 또는 $K_s=1.34$ 이다. 불리한 조건으로 유효좌굴길이계수를 1.34로 하여 플랜지의 설계압축강도를 휨좌굴에 대한 비탄성좌굴, 탄성좌굴의 한계상태를

고려하여 산정하면 343.35kN이다. 용접부 설계는 웨브판에 접합되는 면은 모살용접으로 사이즈는 5mm이고, 플랜지 간의 접합면 용접사이즈 15mm로 설계하였다. 각각의 용접부 설계강도는 411.28kN, 319.79kN이다. 상기와 같이 격자강판 전단벽의 접합부를 포함한 모든 시스템에서 웨브판의 설계전단강도가 가장 작은 내력을 발휘할 수 있도록 설계하였다.

4. 해 석

내진설계가 되어있지 않은 저층 RC구조물을 대상으로 보강 전과 후를 구분하여 비탄성 정적해석인 푸쉬오버해석(pushover analysis)을 수행하였다. 구조물의 부정정성을 해석에 반영하여 구조물에 작용하는 횡력을 서서히 증가시켜 구조부재에 발생하는 항복, 소성흔지, 그리고 파괴모드 등을 확인할 수 있다.

내진보강 목표성능을 설정하는데 대상 구조물이 각 지진 지반운동 후에 어떠한 상태에 있는지가 기본적인 요소이며, 미국의 FEMA-273에서 손상상태 기준을 4단계(기능유지, 즉시거주, 인명안전, 붕괴방지)로 구분하여 설명하고 있다(ATC-40, 1996, FEMA-273, 1997). 본 연구에서 구조물의 목표성능은 현행 설계 지진하중에 대하여 인명안전수준(LS, Life Safety Level)으로 정하였다. 해석대상 저층 RC구조물은 교육시설물로서 지진구역 1, 내진등급 I, 그리고 지반종류는 S_C 이다. 또한 전산구조해석에 사용된 프로그램은 MIDAS Gen이다. 대상 구조물은 선행 검토를 통해 단변방향보다 장변방향의 구조성능이 부족하여 장변방향의 격자강판 전단벽을 적용한 내진보강을 대상으로 하였다.

구조해석 모델링과 구조물의 능력곡선을 구하기 위한 대표 절점인 Control Node의 위치는 Fig. 5와 같으며, 격자강판 전단벽의 1층과 2층의 보강위치는 구조평면도(Fig. 6,7)에 나타내었다. 대상 구조물이 교육시설물임을 감안하여 격자강판 전단벽을 Fig. 8과 같이 설계하였다.

또한 앞에서 서술한 바와 같이 실험결과와 설계결과를 토대로 대상 구조물의 격자강판 전단벽의 탄소성 이력특성값을 설계한 결과, 항복변위는 11.1mm, 최대변위는 57.0mm, 항복강성은 75.71kN/mm, 그리고 항복강도는 840.28kN이다.

여기서 최대변위는 실험결과로 가정하여 적용하였다. 최대변위를 제외한 탄소성 이력특성값이 실험결과와 유사한 이유는 내부 웨브판의 수량이 감소하여 내력이 저감된 만큼 격자강판의 크기가 증가한 것에 기인된 것으로 판단된다. 다음의 Fig. 4에 격자강판 전단벽의 시공완료 후의 이미지를 나타내었다.



Fig. 4 Steel Grid Shear Wall

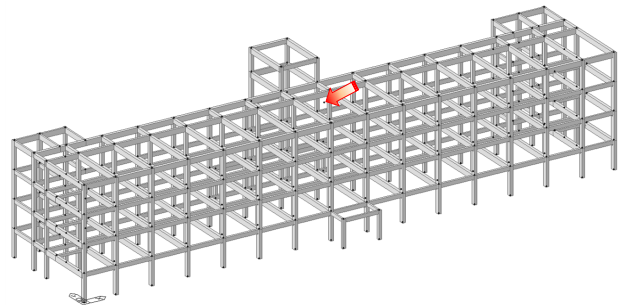


Fig. 5 Structure Modeling and Control Node

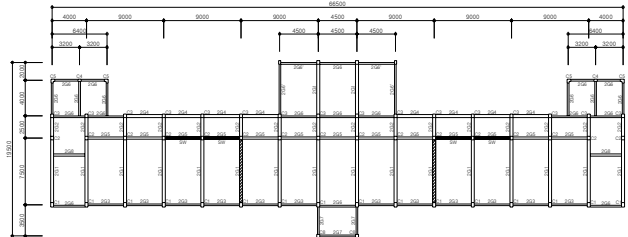


Fig. 6 Structural Plan(1st Floor)

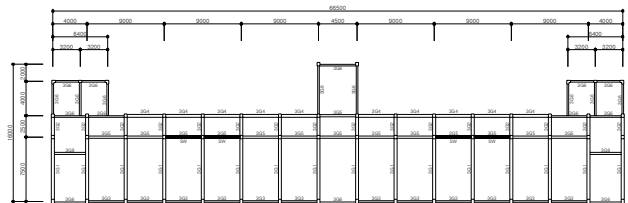


Fig. 7 Structural Plan(2nd Floor)

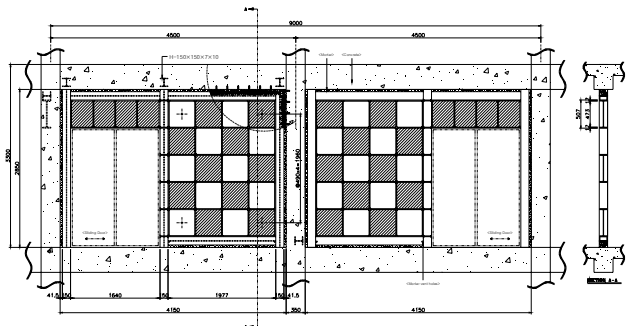


Fig. 8 Elevation and Section of Steel Grid Shear Wall

5. 성능점

성능점(Performance Point)은 능력스펙트럼과 요구스펙트럼이 만나는 교점으로 구조물이 발휘할 수 있는 최대변형 능력과 요구내력을 나타내는 거동특성을 의미한다.

능력스펙트럼은 푸쉬오버해석을 통해 밀면전단력과 최상층

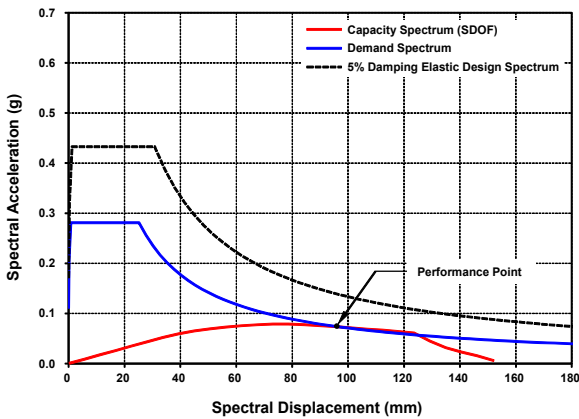


Fig. 9 Performance Point - unreinforced structure

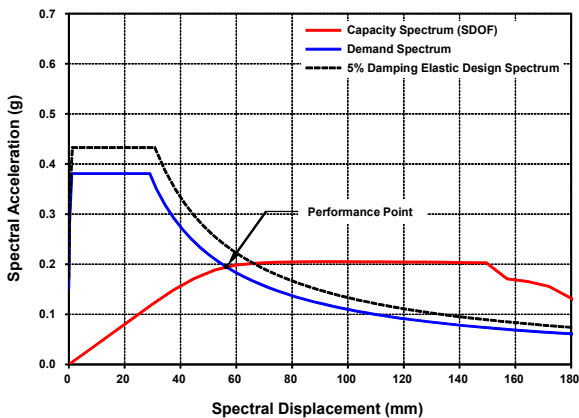


Fig. 10 Performance Point - 1st floor seismic retrofit

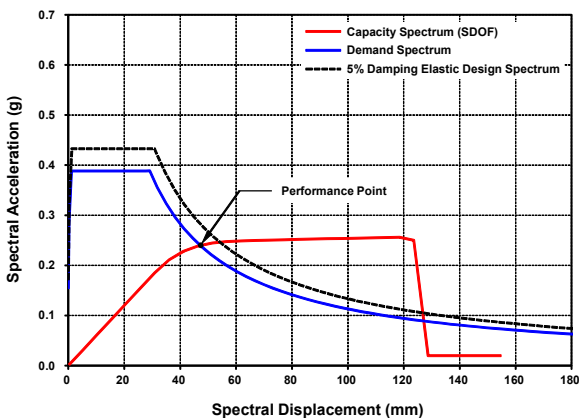


Fig. 11 Performance Point - 2nd floor seismic retrofit

변위곡선의 관계를 산정하고 이를 단자유도계에 의한 응답변위와 가속도로 변환하여 구한다. 요구스펙트럼은 현행 지진하중(2,400년 재현주기의 2/3 수준)으로 탄성설계스펙트럼을 구하고, 비탄성거동에 따른 감쇠의 증가를 고려한 유효감쇠비를 이용하여 산정하였다. 그리고 능력스펙트럼과 동일하게 응답변위와 가속도의 형태로 치환하여 구한다(건축구조기준, 2009). 대상 저층 RC구조물을 격자강판 전단벽 보강 전과 후로 구분하여 능력스펙트럼과 요구스펙트럼을 작성하여 성능점을 표기하였다(Fig. 9~11).

보강 전의 구조물은 능력스펙트럼의 강성과 강도가 작아 성능점을 겨우 찾아내었다. 능력스펙트럼의 접선기울기가 하향 감소되고 일정 변위를 일으킨 후에 성능점이 형성되었으며, 그 때의 응답변위는 약 96mm이다. 이는 대상 구조물의 목표성능인 인명안전수준을 넘어서고 있다. 그러나 Fig. 10에서 알 수 있듯이 1층까지 격자강판 전단벽을 사용하여 보강을 한 경우, 성능점에서 거의 탄성거동을 보여주고 있어 인명안전수준을 만족시키고 있었다. 따라서 2층까지의 보강은 필요없을 것으로 사료된다. 성능점에서의 구조물의 응답특성을 Table 2에 정리하여 나타내었으며, S_d , S_a 는 각각 성능점에서의 응답변위와 응답가속도를 말하며, T_{eff} , D_{eff}

Table 2 Performance Point

Type	S_d (mm)	S_a (g)	T_{eff} (s)	D_{eff} (%)
Unreinforced Structure	95.65	0.07	2.29	15.06
1 st Floor Seismic Retrofit	55.28	0.19	1.08	7.69
2 nd Floor Seismic Retrofit	46.07	0.24	0.88	7.28

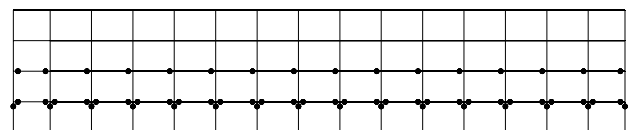


Fig. 12 Plastic Hinges - unreinforced structure

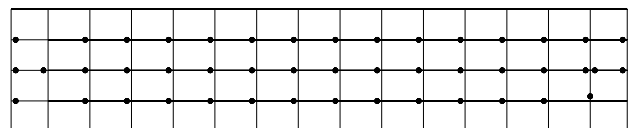


Fig. 13 Plastic Hinges - 1st floor seismic retrofit

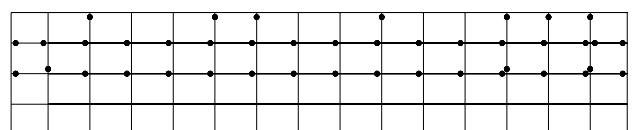


Fig. 14 Plastic Hinges - 2nd floor seismic retrofit

는 성능점에서의 비탄성 유효주기와 유효감쇠를 나타낸다. 응답변위는 각각 보강 전에 비하여 1층 보강은 약 42%, 2층 보강은 약 52% 저감되었음을 알 수 있었다.

성능점에서의 소성힌지 발생분포 양상을 Fig. 12~Fig. 14에 나타내었다. 전체적으로 강기둥-약보의 개념과 같이 우선 보에서 힌지가 발생하다가 기둥으로 점차 퍼져나가고 있음을 확인하였으며, 격자강판 전단벽의 보강 층에서는 기둥에서 소성힌지는 발생되지 않았다.

6. 반응수정계수

구조물의 비탄성거동을 해석 및 설계에 적절히 반영하고, 설계지진력 산정 시 요구설계강도를 탄성범위 이내로 저감시키기 위하여 반응수정계수(R)를 사용한다.

반응수정계수는 강도계수(R_s)와 연성계수(R_μ)의 곱으로 나타낼 수 있으며, 구조물이 충분한 부정정성을 보유하고 있고 내력의 재분배가 발생되도록 적절히 설계되었을 경우 식 (1)과 같이 부정정성을 상실하기 직전의 밀면 전단강도(V_Y)와 건물의 초기항복이 발생하였을 때의 밀면 전단강도(V_S) 비를 강도계수로 나타낸다(Yoon *et al.*, 2002).

또한 연성계수는 구조물이 비탄성 거동에 의해 탄성한계를 넘어서도 에너지를 흡수할 수 있는 능력을 의미하며, 식 (2)와 같이 항복변위(Δ_Y)와 최대변위(Δ_U)의 비로 정의한다.

$$R_s = \frac{V_Y}{V_S} \cong \frac{V_Y}{V_D} \quad (1)$$

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_Y} \cong \frac{\Delta_U}{\Delta_Y} \quad (2)$$

일반적인 구조물의 지진응답을 하중-변위 곡선으로 표현하여 나타내었다(Fig. 15). 다음의 Fig. 16은 대상구조물의 내진보강 전과 격자강판 전단벽을 1층에만 내진요소로 사용한 경우, 2층까지 적용한 경우에 대하여 각각 비교하여 능력곡선(Capacity Curve)을 나타내었다.

격자강판 전단벽 내진보강 전과 후로 구분하여 구조물의 한계상태까지의 밀면전단력-지붕층변위 관계를 등가에너지개념을 적용해 이선형으로 이상화하여 강도계수, 연성계수, 반응수정계수를 산정하였다(Fig. 17~19). 이를 바탕으로 Table 3에 설계계수를 정리하여 나타내었다.

대상 RC구조물의 목표성능은 인명안전수준에 대한 최대층간변위비 1.5%를 만족하도록 설계하는 것이며, 따라서 최대변위의 산정은 푸쉬오버해석 결과 층간변위비 1.5%를 발

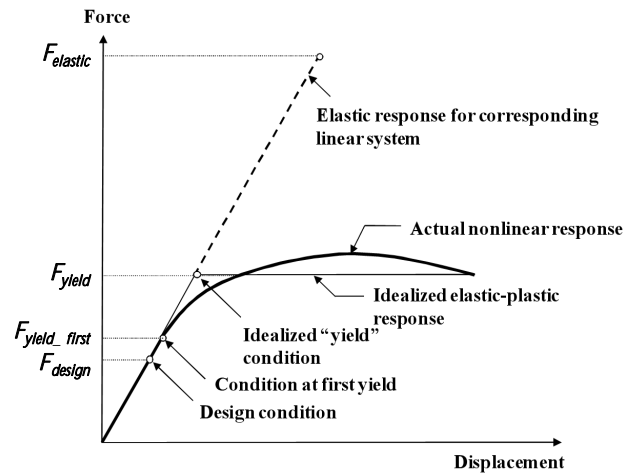


Fig. 15 General Structure Response

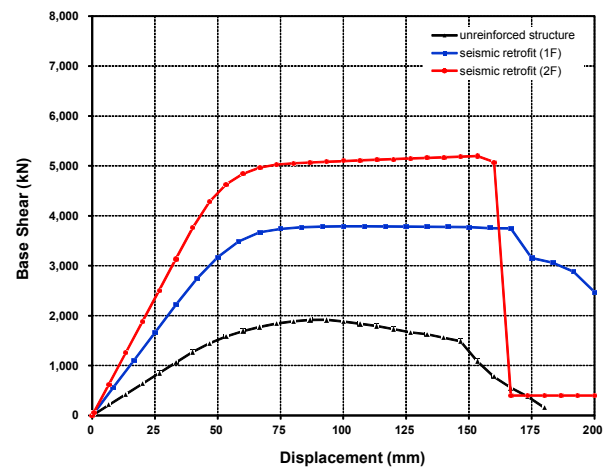


Fig. 16 Pushover Curves(MDOF)

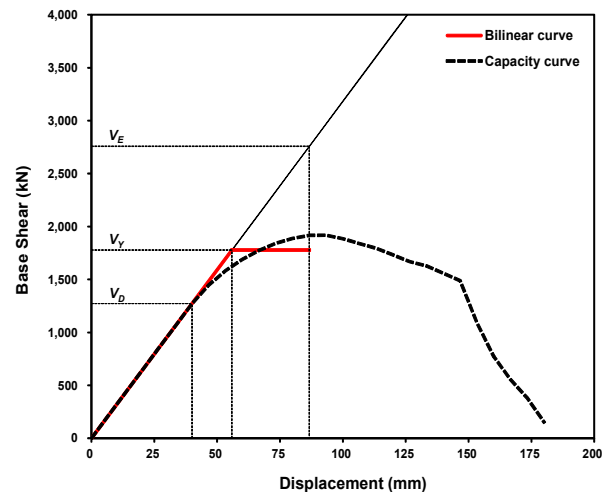


Fig. 17 Capacity Curve - unreinforced structure

생시키는 시점으로 최대변위를 산정하였다(Bertero *et al.*, 2012). 내진보강 전에는 현행 설계기준에서 제시하고 있는 반응수정계수 3(철근콘크리트 보통모멘트골조)을 만족시키지

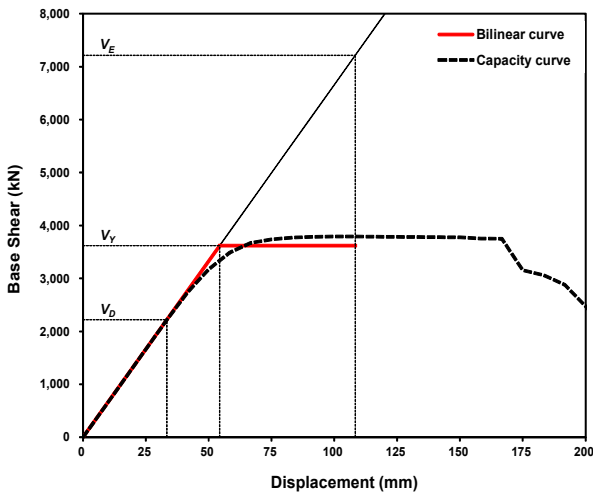


Fig. 18 Capacity Curve - 1st floor seismic retrofit

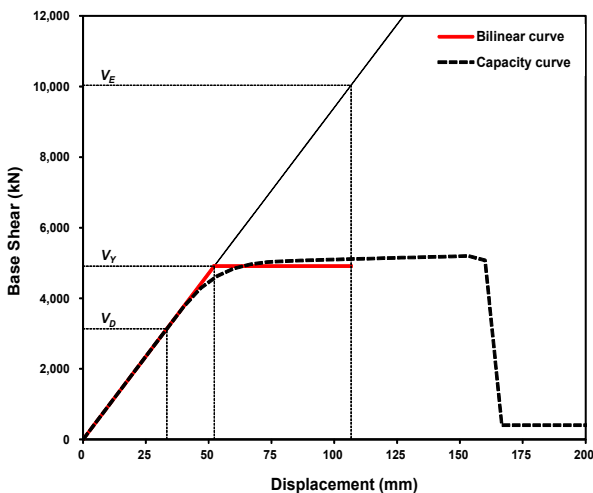


Fig. 19 Capacity Curve - 2nd floor seismic retrofit

못하고 있는데 이는 내진상세 부족과 노후화 등으로 인한 것으로 판단된다(건축구조기준, 2009). 그러나 보강 전과 후에 반응수정계수가 2.17에서 3.25로 증가하여 설계기준을 초과하였다. 따라서 격자강판 전단벽에 의해 대상 저층 RC 구조물의 강도 및 강성보강이 적절히 수행된 것으로 평가되었다. 그러나 2층까지 격자강판 전단벽을 내진요소로 적용한

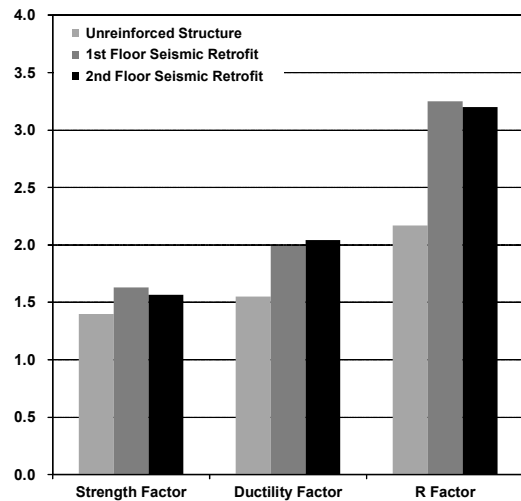


Fig. 20 Design Factors

경우는 오히려 1층에만 보강한 것보다 반응수정계수가 약간 낮게 평가되었는데, 이는 강도계수 산정 시 고려되는 항복강도와 설계강도는 모두 1층 내진보강보다 각각 1.36배, 1.41배 크게 평가되었지만 강도계수는 항복강도와 설계강도의 비로 표현되므로 1층과 2층 내진보강 모두 항복강도와 설계강도가 유사한 비율로 증가한 이유로 사료된다.

비탄성정적해석으로 반응수정계수 등의 설계계수를 확인할 수 있으나 실제 지진이 발생하였을 경우에 구조물의 비탄성 동적특성을 파악하는 것은 한계가 있어 비탄성시간이력해석을 추가적으로 실시할 필요가 있다고 판단된다. 또한 격자강판의 격자크기, 웨브 및 플랜지의 두께를 변수로 유한요소해석을 수행하여 격자강판 전단벽의 구조성능을 추가적으로 비교·분석할 필요성이 있다.

7. 결 론

본 연구에서는 내진설계 도입 이전에 지어진 저층 RC구조물에 내진보강 요소로써 격자강판 전단벽을 적용하고, 비탄성 정적해석을 수행하여 내진성능을 평가하였다.

대상 저층 RC구조물의 성능점에서의 거동특성을 평가한 결과, 현행 요구 지진하중에 대해 보강 전의 구조물은 능력

Table 3 Comparison of Design Factors based on Seismic Retrofit Type

Seismic Retrofit Type	Strength Factor(R_s)		Ductility Factor(R_d)		R Factor
	V_D (kN)	V_Y (kN)	Δ_Y (mm)	Δ_U (mm)	
Unreinforced Structure	1.3971		1.5509		2.17
	1,272.86	1,778.31	55.88	86.67	
1 st Floor Seismic Retrofit	1.6311		1.9926		3.25
	2,219.85	3,620.75	54.37	108.33	
2 nd Floor Seismic Retrofit	1.5661		2.0432		3.20
	3,136.27	4,911.83	52.20	106.67	

곡선의 접선기울기가 하향 감소되고 일정 변위를 일으킨 후에 성능점이 형성되어 목표성능인 인명안전수준을 넘어서고 있었으나, 격자강판 전단벽 보강이 된 구조물은 성능점에서 거의 탄성거동을 보여주고 있어 목표성능을 만족시켰다.

반응수정계수를 산정한 결과, 내진보강 전에는 건축구조기준에서 제시한 값을 만족시키지 못하는 것으로 평가되었다. 이는 예상한 지진력의 저감이 효과적으로 실제 구조물에 반영되지 않았음을 보여주었다. 격자강판 전단벽을 통해 강도 및 강성보강 후의 반응수정계수는 보강 전 2.17에서 보강 후에 3.25로 증가하여 설계기준을 초과하였다. 격자강판 전단벽에 의해 대상 저층 RC구조물의 강도 및 강성보강이 적절히 수행된 것으로 평가되었으며 1층 내진보강만을 수행하여도 인명안전수준에 대한 최대 층간변위비를 만족하였다.

본 연구에서와 같이 비탄성 정적해석으로 성능점의 산정과 설계계수(강도계수, 연성계수, 반응수정계수)를 확인할 수 있었으나 실제 지진하중에 대한 구조물의 비탄성 동적특성을 파악하기에는 한계점이 있으며 다양한 지반운동이력에 대한 비탄성 시간이력해석(nonlinear time history analysis)을 추가적으로 실시할 필요가 있다고 사료된다. 또한 격자강판의 격자크기, 웹 및 플랜지의 두께 등을 추가적인 변수로 유한요소해석(finite element analysis)을 수행하여 조건에 따른 격자강판 전단벽의 구조성능을 추가적으로 비교·분석할 필요성이 있다. 상기와 같이 구조물의 강도, 강성, 연성을 향상시키고 에너지소산능력이 뛰어난 격자강판 전단벽을 신축 또는 내진보강을 위한 보수·보강에 적용한다면 구조물의 내진성능향상에 많은 기여를 할 수 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

American Institute of Steel Construction (2005) Steel Construction Manual, I and II, 13th ed., AISC.

ATC-19 (1995) Structural Response Modification Factors, Applied Technology Council, California.

ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, California.

Berman, J. W., Bruneau, M. (2003) Plastic Analysis

and Design of Steel Plate Shear Walls, *Journal of Structural Engineering*, 129(11), pp.1448~1456.

Bertero, R.D., Bertero, V.V. (2002) Performance-Based Seismic Engineering : The Need for a Reliable Conceptual Comprehensive Approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp.627~650.

Fajfar, Peter (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, M.EERI, pp.573~592.

FEMA (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA P-273, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA (2009) NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and other Structures(Part 1, Provision), FEMA P-750, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA (2009) NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures(Part 2, Commentary to ASCE/SEI 7-05), FEMA P-750, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

Kang, S.B., Lim, B.J. (2012) A Study on the Response Modification Factor for a 5-Story Reinforced Concrete IMRF, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 16(5), pp.13~21.

KBC 2009 (2009) Korean Building Code and Commentary, Architectural Institute of Korea.

Park, J.W., Sim, K.C., Park, J.Y., Lee, Y.H., Kim, H.C. (2012) An Experimental Study on the Structural Behavior of Steel Grid Shear Wall Subjected to Axial Force and Cyclic Lateral Load, *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, 25(6), pp.525~532.

Sabelli, R., Bruneau, M. (2007) Steel plate shear walls(AISC design guide), American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Ill.

Seigui, W.T. (2007) Steel Design, 4th International Student ed., Thomson Learning.

Yoon, J.B., Lee, C.H., Choi, J.W., Song, J.G. (2002) Estimation of R-factor and Seismic Performance for RC IMRFs using N2 Method, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 6(6), pp.33~39.

요 지

최근에 지어진 건축물의 경우 지진에 대한 안전성을 확보하고 있지만, 내진설계 도입 이전의 건축물은 지진에 대해 매우 취약하다. 본 연구에서는 내진성능이 부족한 기존 저층 RC구조물의 지진 발생 시 안전성 확보를 위한 내진보강 방안으로 격자강판 전단벽을 제안하고 내진성능평가를 수행하였다. 횡력저항요소로 사용된 격자강판 전단벽의 탄소성 이력특성값은 실험결과를 토대로 횡력저항 기여도등을 평가하여 작성된 이선형곡선을 적용하였다. 비탄성 정적해석을 통해 대상구조물의 성능점을 찾아내어 적용 지진하중에 대한 응답과 성능수준을 평가하였다. 격자강판 전단벽을 적용한 경우, 보강 전에 비하여 응답변위가 약 42% 저감되는 것을 확인할 수 있었으며, 성능점에서 거의 탄성거동을 보여주고 있어 목표성능인 인명안전수준을 만족시켰다. 또한 반응수정계수를 산정하여 내진보강 효과를 검증하였으며, 보강 전과 후에 각각 2.17에서 3.25로 증가하여 설계기준을 초과하였다. 따라서 격자강판 전단벽에 의해 대상 구조물의 강도 및 강성보강이 적절히 수행된 것으로 판단된다.

핵심용어 : 내진성능평가, 격자강판 전단벽, 비탄성 정적해석, 푸쉬오버해석, 성능점, 반응수정계수