

강판과 가새로 보강된 무량판 구조물의 내진 성능평가

Seismic Performance Evaluation of Flat Plate Structures Retrofitted with Steel Plates and Braces

신우승* 김진구†

Shin, Woo-Seung Kim, Jin-Koo

(논문접수일 : 2008년 4월 17일 ; 심사종료일 : 2008년 8월 4일)

요지

본 논문에서는 중·약진 지역에서 중력 저항시스템인 중간 모멘트골조로 설계된 3층, 6층 RC 플랫플레이트 구조물을 KBC 2005를 만족하도록 RC구조물에 강판과 가새/ BRB 등의 보강방법을 적용하여 보강하고, 내진성능을 평가하여 보강 효과를 검증하였다. 비탄성 정적해석과 동적해석 결과에 따르면 내진 보강된 구조물은 강도와 강성이 크게 향상된 것으로 나타났다. 특히 기둥을 철판으로 보강한 경우 슬래브를 철판으로 보강하여 조기 뚫림 전단파괴를 방지함으로써 강도를 크게 향상할 수 있다. BRB로 보강된 구조물은 Brace로 보강된 구조물보다 다소 연성적 거동을 보였으며, 그 효과는 3층 모델에서 현저하게 나타났다.

핵심용어 : 무량판 구조물, 내진보강, 비선형해석

Abstract

In this study 3- and 6-story flat plate structures designed only for gravity load are retrofitted with steel plates and braces and their seismic performances are evaluated to verify the effect of seismic retrofit. According to the analysis results obtained from nonlinear static and dynamic analyses both the strength and stiffness are significantly enhanced as a result of the seismic retrofit. Especially the effect of column jacketing could be enhanced significantly when slabs were reinforced to prevent premature punching shear failure. When buckling-restrained braces are used instead of conventional braces, the structures showed more ductile behavior, especially in the 3-story structure.

Keywords : flat plate structures, seismic retrofit, nonlinear analysis

1. 서론

공동주택의 개방성을 향상시켜 구조물의 생애주기 동안 발생 가능한 내부평면의 변경이나 가변요소(infill)의 수용 및 향후 리모델링의 편리성 및 경제성을 이룰 수 있는 구조 시스템에 대하여 건설업체 연구소뿐만 아니라 학계에서도 다양한 연구가 진행되고 있다. 이러한 노력의 결과로 최근 주목받고 있는 것이 바로 무량판 구조이다. 국내에서는 삼풍백화점 붕괴 이후 무량판 구조의 사용을 꺼려왔으나 우리나라와 같은 중약진 지대인 미국 중동부 지역에서는 주거건물 뿐만 아니라 주차장, 사무소 건물 등 다양하게 많이 적용되고 있다. 최근에는 무량판 구조에 대한

설계기준이 정비되고 층당 3~5일의 작업공정이 가능한 시공방법의 개발 등으로 인하여 다수의 초고층 주상복합 건물에 적용되고 있다.

최근 지진하중이나 풍하중과 같은 자연력에서 기인하는 횡하중에 대한 설계기준도 과거에 비하여 강화되고 있다. 연구에서는 내진설계가 적용되지 않은 저층 무량판 구조물의 횡하중 저항성능을 평가하고, 현행 건축물 하중기준(KBC, 2005)에서 규정하고 있는 지진하중을 만족하기 위하여 다양한 보강방법을 적용하고 그 성능을 비교·평가하였다. 일반적으로 무량판 구조물 해석시 슬래브의 저항효과를 고려하기 위하여 일정 폭을 가진 등가보로 치환하여 해석을 수행한다. 그리고 플랫플레이

† 책임저자, 정회원 · 성균관대학교 건축공학과 부교수

Tel: 031-290-7655 ; Fax: 019-825-5460

E-mail: jkim12@skku.edu

* 성균관대학교 건설환경시스템공학부 석사과정

· 이 논문에 대한 토론을 2008년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 2월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

트를 유효보폭 모델로 해석하기 위해서 플랫폼레이트 실험결과를 바탕으로 콘크리트 구조물의 균열에 의한 감성저감 효과를 유효보폭 모델에 적용하기 위해 많은 연구자들이 강성저감계수를 제시하였다. 또한 횡력 작용시 상대적으로 취약한 기둥-슬래브 접합부 전단파괴 모드를 고려하는 방법을 제시하여 왔다. 본 연구에서는 강성저감계수를 고려한 Luo와 Durrani(1995)의 유효보폭 모델을 사용하였다. 그리고 Heuste and Wight (1999)가 제안한 기둥-슬래브 접합부위험단면에 대한 전단파괴모델을 사용하여 기본해석 모델링을 하였다. 보강방법으로는 기둥 철판보강(jacketing)과 일반적인 가새와 비좌굴 가새를 이용한 보강, 슬래브(유효 보)의 뚫림 전단파괴를 방지하기 위하여 강판으로 보강하는 방법을 적용하였다. 각 방법으로 보강된 구조물은 OpeenSees 프로그램(Mazzoni 등, 2006)을 이용하여 비선형 정적해석과 비선형 동적해석을 수행하고 그 성능을 평가하였다.

2. 무량판 구조물의 설계 및 해석 모델링

해석모델은 그림 1과 같이 3차원 구조물에서 A열과 B열을 무한강성트러스로 연결시킨 2차원 구조물로 3층 3경간, 6층 3경간의 무량판 구조물이다. 설계하중은 KBC-2005 기준에 따라 산정한 고정하중(7.0kN/m²)과 활하중(2.5kN/m²), 풍하중을 적용하여 기둥 부재를 설계하였으며, 슬래브는 등가골조법에 의해 설계하였다. 3층, 6층 구조물의 기둥의 부재 크기 및 배근 상세는 표 1과 같다. 슬래브의 경우 3층 구조물은 1.4D+1.7L의 하중조합에 의해 설계하였으며, 6층 구조물은 0.75(1.4D+1.7L+1.7W)에 의해 설계하였다. 슬래브에 유효보폭은 Luo and Durrani(1995)가 제안한 모델을 적용하였으며, 중력하중에 의한 균열을 고려한 감소계수식 (1)을 사용하여 내부 유효보에 대해서는 기둥형상비와 기둥 경간비를 고려하고, 외부 유효보에 대해서는 불균형 모멘트를 고려한 유효보폭식 (2)에 따라 유효보폭을 정하였다. 표 2는 위와 같이 결정된 유효보폭 및 배근상태를 나타낸다. 사용한 콘크리트의 설계강도는 21MPa이고, 철근의 항복강도는 300MPa이다. 구조물의 비탄성 해석 과정에서 각 재료의 예상되는 최대강도를 고려하기 위하여 콘크리트는 21MPa의 평균 압축강도인 28.67MPa, 철근은 375MPa를 사용하였으며, 철근의 항복 후 강성비는 0.02로 가정하였다. 전단보강근에 의한 콘크리트의 구속효과는 Mander 등(1988)의 제안식을 이용하여 그림 2와 같이 모델링하였다.

플랫폼레이트 해석을 위한 유효보폭모델의 감성저감계수는 많은 연구자들에 의해 제안되어 왔다. Vandebilt와 Corley (1983)는 슬래브 강성 감소계수를 1/3 또는 1/4로 제안하였

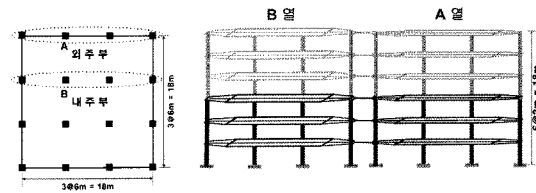


그림 1 해석모델의 평면과 입면

표 1 기둥부재 크기와 철근 배근

	부재크기(mm)	철근 배근	
3층 구조물	400×400	8-D22(D10@300)	
	300×300	4-D22(D10@300)	
	300×300	4-D19(D10@300)	
6층 구조물	500×500	1~3F	12-D22(D10@300)
		4~6F	4-D29(D10@300)
	400×400	1~3F	8-D22(D10@300)
		4~6F	4-D25(D10@300)
	300×300	1~3F	4-D22(D10@300)
		4~6F	4-D19(D10@300)

으며, ACI 318-05(2005)에서는 슬래브 강성을 1/2~1/4로 저감시키는 것을 권장하고 있다. 또한 최정욱, 송진규 등 (2002)이 탄성범위 안에서 실험결과와 유효보폭 모델에 의한 강성저감계수 하한치를 외부와 면하지 않는 접합부는 1/3, 외부와 면하는 접합부는 1/4로 제안하였다. 그리고 최근 박영미 등(2006)은 ACI 318-05(2005)와 이전 연구자들이 슬래브의 강성저감을 과소평가하는 경향을 가지므로 작용모멘트와 크랙모멘트에 대한 비로 강성저감계수를 제안하였으며, 기둥의 강성저감도 0.7E_cI_g로 고려해야 한다고 제안하였다. 그림 3은 기존의 연구자들이 제안한 강성저감계수에 따른 이력곡선과 OpeenSees에 탑재된 nonlinear fiber element로 모델링된 구조물의 pushover 해석결과에 따른 모멘트-층간변위비 곡선을 비교한 것으로, 기존 연구자들의 제안식에 의한 결과와 유사한 거동을 보임을 알 수 있다.

$$\chi = 1 - 0.4 \frac{V_g}{4A_c \sqrt{f_c}} \tag{1}$$

$$l' = \chi \alpha_i l \quad l' = \chi \alpha_e l \tag{2}$$

$$\alpha_i = \frac{R_{12} \left(\frac{c_2}{l_2} \right)}{0.05 + 0.002 \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^4 - 2 \left(\frac{c_1}{l_1} \right)^3 - 2.8 \left(\frac{c_1}{l_1} \right)^2 + 1.1 \left(\frac{c_1}{l_1} \right)}$$

$$\alpha_e = \frac{K_t}{K_t + K_s}$$

$$R_{12} = -0.0221 \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^4 + 0.0281 \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^3 + 0.1535 \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^2 + 0.773 \left(\frac{c_1}{c_2} \right) + 0.0845$$

여기서 V_g : 중력에 의한 편칭전단하중,

A_c : 편칭전단파괴 위험단면,

l : 스패길이,

f'_c : 콘크리트 압축강도,

α_i / α_e : 내부/ 외부 유효보폭 계수,

K_t / K_s : 부재의 비틀림 강성/ 휨강성,

l_1 / l_2 : 세로/ 가로 스패길이,

c_1 / c_2 : 휨방향/ 휨의 수직방향 기둥 크기

기둥-슬래브의 내부 접합부에 대한 전단파괴모델은 그림 4와 같이 슬래브 위험단면에서 중력하중(V_g)에 대한 슬래브의 전단강도(V_c)의 비와 유효보의 한계회전각(θ_{allow})의 관계를 고려하였다. 여기서 한계회전각을 구하기 위하여 먼저 pushover 해석을 수행하여 구조물의 회전각이 1.5%인 지점에서 각 층의

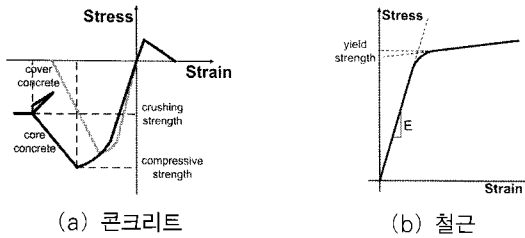


그림 2 재료 이력모델

표 2 슬래브 유효보 부재크기와 철근배근, 전단파괴 회전각

두께 (200mm)	경간	유효 보폭 (mm)	모 멘트	상 부 철 근	하 부 철 근	편칭 전단파괴		
						Vg/Vc	한계회전각 (rad)	
3 층	B 열	내부	3500	부	33-D13	12-D13	0.47	0.00402
				정	12-D13	11-D13		0.00733
		외부	2900	부	36-D13	22-D13	0.43	-
				정	11-D13	14-D13		
	A 열	내부	1600	부	9-D13	5-D13	0.43	0.00419
				정	5-D13	5-D13		0.00757
		외부	1400	부	9-D13	6-D13	0.35	-
				정	5-D13	5-D13		
6 층	B 열	내부	4000	부	31-D13	14-D13	0.40	0.01048
				정	13-D13	13-D13		0.02966
		외부	3900	부	35-D13	23-D13	0.27	-
				정	12-D13	15-D13		
	A 열	내부	1800	부	9-D13	6-D13	0.27	0.03156
				정	6-D13	6-D13		0.08928
		외부	1700	부	10-D13	6-D13	0.23	-
				정	5-D13	5-D13		
외부	1300	1300	부	4-D13	4-D13	0.23	-	
			정	4-D13	4-D13			

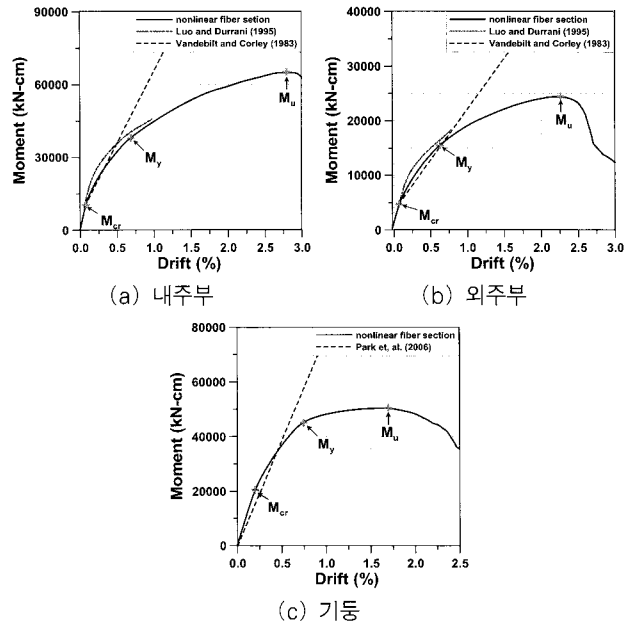


그림 3 Nonlinear fiber element의 모멘트-회전변위비 곡선

기둥-슬래브 접합부 회전각의 평균값(θ_{cr})을 구한다. 이 θ_{cr} 과 $4\theta_{cr}$ 의 사이의 직선과 V_g / V_c 의 교차점으로부터 θ_{allow} 을 구할 수 있다. 슬래브의 편칭효과를 고려한 각 하중 단계별 nonlinear pinching material의 이력곡선은 내부 유효보의 정/ 부 모멘트-회전각에 따라 그림 4에서 각각 정한 한계회전각에서 편칭 전단파괴가 나타나도록 그림 5와 같이 정의하였다. 해석 모델은 중력하중에 대해서 설계되었으므로, 유효보 단부에는 주로 부 모멘트를 고려하여 철근이 배근되었다. 따라서 횡방향 pushover 해석에 의하여 정모멘트를 받을 경우 그림에 나타난 바와 같이 취성적으로 거동하게 된다. 반면 부 모멘트를 받는 경우에는 철근의 항복 이후 연성적인 거동을 보이다가 편칭파괴 또는 휨파괴가 발생한다. 반복하중 증가(increasing number of cyclic load)에 따른 편칭파괴 효과를 고려한 경우(nonlinear pinching element)와 고려하지 않은 경우(nonlinear fiber element) 유효보의 이력거동은 그림 6과 같다.

한상환과 유종혁(2007)은 비탄성해석 프로그램인 OpeeSees (Mazzoni 등, 2006)를 사용하여 기둥-슬래브 접합부를 nonlinear pinching material을 가진 한계전단 회전 스프링으로 모델링한 것이 실험결과와 유사함을 발견하였다. Elwood and Moehle(2008)는 nonlinear fiber beam-column element 및 재료의 편칭을 고려한 hysteretic material을 사용하고 보와 기둥 끝단에 shear and axial spring을 두어 실험결과와 유사한 결과를 얻었다. 그림 7은 풀림전단파괴를 고려한 nonlinear punching model을 사용한 경우와 고려하지 않은 nonlinear fiber model을 사용한 해석모델의 pushover 곡선과 반복하중 증가(increasing number of cyclic load)에 따른

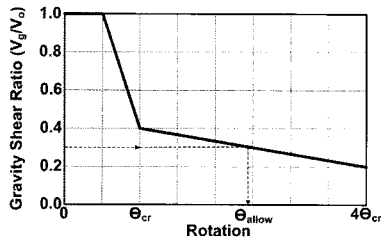


그림 4 중력 전단비에 의한 한계회전각(Heuste와 Wight, 1999)

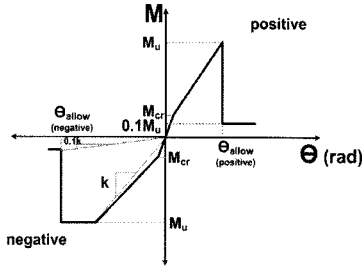


그림 5 내부 접합부의 nonlinear pinching material 전단파괴 이력모델

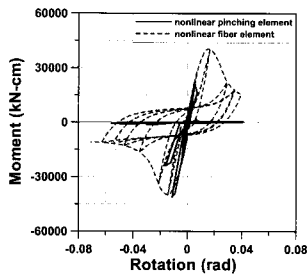
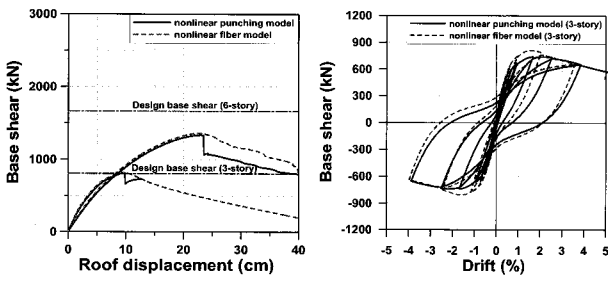
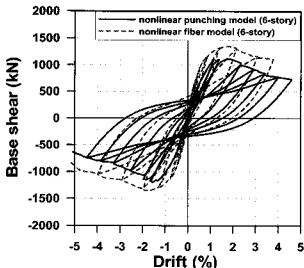


그림 6 Nonlinear fiber element와 nonlinear pinching element로 모델링된 유효 보의 이력거동



(a) 비탄성정적해석 결과 (b) 유사정적해석(3층)



(c) 유사정적해석(6층)

그림 7 Nonlinear fiber model과 nonlinear punching model을 사용한 모델의 거동 비교

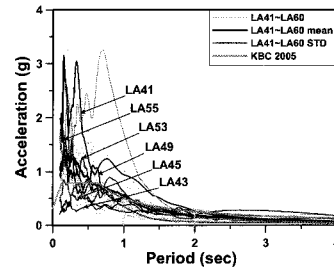


그림 8 LA41~LA60 지반진동의 응답스펙트럼

유사정적해석(quasi-static analysis)에 의한 이력곡선을 나타낸 것이다. 그림 7(a)의 힘-변위 관계에서 뿔림전단을 고려하지 않은 경우 전단파괴가 발생한 후의 강도를 과대평가하는 것을 알 수 있다. 접합부의 전단파괴 특성을 고려한 경우 전단파괴(punching failure)가 발생하면 전체 구조물의 강도와 강성이 저하되는데 이러한 특성은 반복이력하중을 받는 6층 구조물에서 현저하게 나타났다(그림 7(b), 7(c)).

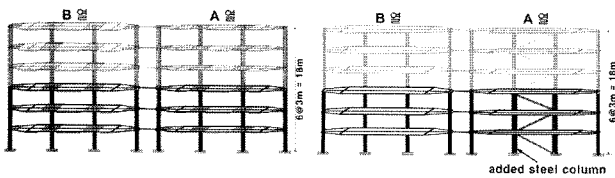
3. 성능평가 기준 및 사용된 지진하중

무량판 구조물의 성능점에 대하여 송호범과 송진규(2006)는 전단내력비가 0.3인 기둥-슬래브 접합부에 대한 횡하중 가력시험을 통하여 안전성을 고려하여 파괴하중의 70% 수준인 2.5% 층간변위비를 성능점으로 제안하였다. 그러나 이는 전단내력비가 다른 경우에 적용의 한계가 있기 때문에 본 연구에서는 Hueste와 Wight(1999)가 제안한 부재의 한계회전각을 기준으로 전체 시스템의 응답이 급격하게 저하되는 지점을 성능점으로 가정하였다. 구축된 철근콘크리트 기둥의 파괴 여부는 Mander 등(1988)에 따라 한계변형률(ϵ_{cu})을 조사하여 판단하였다. 그리고 전단보강근이 없는 비구속 유효보의 압축연단 콘크리트의 변형률이 0.003에서 파괴되는 것으로 가정하였다.

내진성능평가에 사용된 지진이력은 SAC Phase II Progame (Somerville, Smith, Puntamurthual, and Sun 1997)에서 개발된 LA41~60지진을 SIMQKE(Vanmarcke and Gasparini, 1976)을 이용하여 그림 8과 같은 스펙트럼을 갖는 KBC-2005의 재현주기 2400년의 극한지진으로 조절하여 동적해석에 사용하였다.

4. 적용된 보강방법

비 내진설계된 해석모델을 현행 내진설계기준을 만족하도록 그림 9와 같이 다양한 방법으로 보강하고, 각 보강방법에 따른 내진성능을 분석하였다. 보강에 사용된 강판 및 가새는 SM 400 강재를 사용하였으며, 추가된 철골기둥은 SM 490을 사용하였다.



(a) 기둥과 유효보 강판 보강 (b) 철골기둥+가새 보강

그림 9 강판과 가새/ BRB 을 통한 보강 방법

표 3 Column jacketing 강판 두께(mm)(유효보 비보강/보강)

3층 구조물	1F	2F	3F
내부 기둥	13T/ 12T	5T/ 6T	5T/ 5T
외부 기둥	8T/ 7T	6T/ 6T	6T/ 6T
코너 기둥	5T/ 5T	3T/ 3T	3T/ 3T
6층 구조물	1~2F	3~4F	5~6F
내부 기둥	30T/ 25T	10T/ 9T	3T/ 4T
외부 기둥	20T/ 17T	8T/ 8T	3T/ 4T
코너 기둥	10T/ 9T	5T/ 5T	2T/ 3T

4.1 기둥의 강판 보강(jacketing)

콘크리트 기둥의 강성 및 연성을 증가시키기 위해 그림 9(a)와 같이 기둥을 강판으로 보강하였다. 보강에 사용된 강판의 두께는 부재의 모멘트-축력 재분배를 고려한 CFT기둥으로 가정하고 단면 설계를 수행하였으며, 각 기둥에 사용된 강판의 두께를 표 3에 나타내었다. 보강된 기둥은 콘크리트 코어와 보강강판의 재료 특성을 고려한 nonlinear fiber section을 사용하여 모델링하였다. 그리고 강판으로 보강된 콘크리트 기둥의 향상된 연성능력을 고려하기 위하여 Susantha 등(2001)이 사각형 CFT 기둥에 대하여 제안한 응력-변형률 관계식을 이용하였다.

4.2 가새를 이용한 보강

가새를 이용한 내진 보강을 위하여 그림 9(b)와 같이 외주부의 내부 기둥 사이에 철골 가새 및 비좌굴가새(Buckling-Restrained Braces, BRB)를 설치하였다. 가새가 설치된 경간의 콘크리트 기둥에는 큰 축력이 발생하므로 기존 콘크리트 기둥 옆에 철골기둥을 추가적으로 설치하였다. 추가된 가새와 기둥의 크기는 표 4 및 표 5와 같다.

4.3 강판을 이용한 슬래브의 보강

앞서 언급한 보강방법에 대하여 각각 슬래브(유효보)를 보강한 경우와 그렇지 않은 경우에 대하여 비교하였다. 슬래브의 편칭전단파괴 위험단면 주위를 1T의 강판으로 보강할 경우 예제

표 4 가새의 크기 및 강도(mm, kN)

(a) 일반가새(mm, kN)

3층 구조물	가새 부재 크기	좌굴강도	항복강도
1F	208×202×10×16	955.0	2163.0
2F	200×200× 8×12	699.8	1642.3
3F	175×175×7.5×11	434.6	1323.8
6층 구조물	가새 부재 크기	좌굴강도	항복강도
1~2F	300×300×10×15	2115.0	3096.8
3~4F	294×302×12×12	1830.8	2784.1
5~6F	208×202×10×16	699.8	1642.3

(b) BRB(mm, kN)

3층 구조물	BRB 부재 크기	항복강도
1F	125×125×6.5× 9	783.5
2F	100×100× 6× 8	566.1
3F	50× 50× 5× 7	241.7
6층 구조물	BRB 부재 크기	항복강도
1~2F	208×202×10×16	2163.0
3~4F	200×200× 8×12	1642.3
5~6F	125×125×6.5× 9	783.5

표 5 추가된 철골기둥의 크기(mm, kN)

3층 구조물	철골기둥 부재 크기	단면계수(Zx)	Jacketing
1~3F	208×202×10×16	628×10 ³	-
6층 구조물	철골기둥 부재 크기	단면계수(Zx)	Jacketing
1~2F	300×300×10×15	1,360×10 ³	13T
3~4F	294×302×12×12	1,150×10 ³	4T
5~6F	208×202×10×16	628×10 ³	1T

표 6 유효보의 보강 강판두께

3층 구조물	Column jacketing 시		가새/ BRB 설치시	
	부 모멘트	정 모멘트	부 모멘트	정 모멘트
1~3F	2T	1T	1T	1T
6층 구조물	Column jacketing 시		가새/ BRB 설치시	
	부 모멘트	정 모멘트	부 모멘트	정 모멘트
1~6F	5T	2T	1T	1T

구조물의 전단내력비가 각각 0.26(3층), 0.22(6층)로 낮아져 편칭에 대한 저항력이 증가하여 전단파괴가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 유효보 폭 내에서 슬래브 보강을 위한 양단부의 부모멘트와 중앙부의 정모멘트를 고려하여 보강재의 두께를 산정하였다(표 6). 보강된 슬래브는 nonlinear fiber section으로 모델링하였다.

5. 비선형 정적 해석결과

보강 전후의 구조물의 비선형 정적해석을 이용하여 얻어진 밀면전단력-최대변위 곡선은 그림 10과 같다. 보강되지 않은 구조물은 일반적인 초과강도를 고려할 때 현행 설계기준(KBC, 2005)의 설계밀면전단력을 만족하지 못하며, 보강한

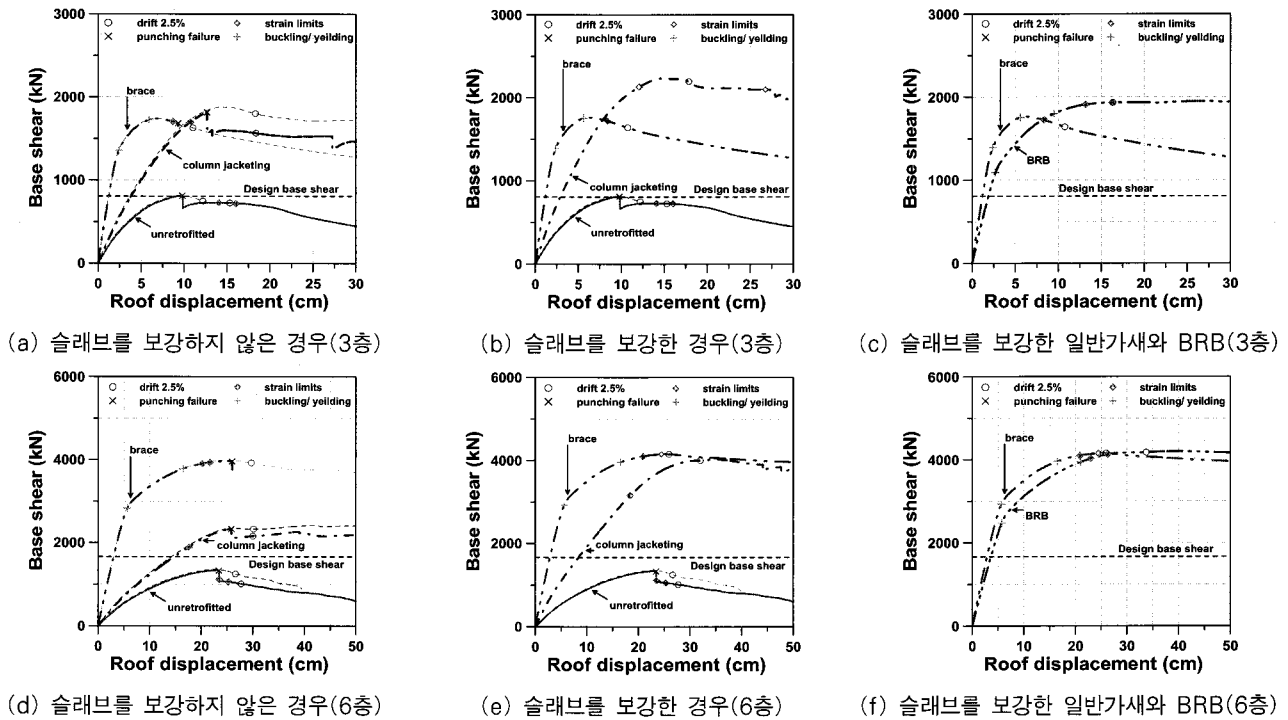


그림 10 비보강된 구조물과 보강된 구조물의 비선형 정적해석

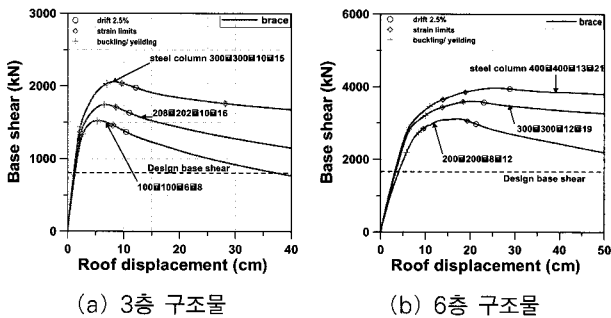


그림 11 일반가새 설치시 철골기둥크기에 따른 거동 변화

구조물에 비하여 조기에 풀림전단파괴가 발생하였다. 특히 전단내력비가 작은 3층 구조물의 경우($V_g/V_c=0.47$) 부재의 휨파괴 이전에 슬래브의 편칭전단파괴가 발생하였으며, 6층 구조물($V_g/V_c=0.4$)은 유효보와 기둥의 국부파괴와 비슷한 시점에서 슬래브의 편칭전단파괴가 발생하였다. 반면 앞서 언급한 방법으로 보강한 구조물의 강성은 150~412% (3층), 145~456%(6층) 증가하였고 또한 강도도 215~276% (3층), 173~313%(6층) 증가하였다. 또한 편칭전단파괴는 보강방법에 따라 어느 정도 늦추어지지만 슬래브의 전단내력비에 의해 전체 구조물 회전각(Δ_{roof}/H) 0.0133(3층), 0.0144(6층)로 그 한계가 정해진다. 이들 중 일반 가새를 설치한 경우 강성과 강도가 크게 증가하였지만, 구조물의 파괴상태를 고려한 연성능력은 비좌굴 가새를 설치한 경우 다른 경우에 비하여 현저히 증가하였다. 일반가새를 설치한 경

우 가새의 좌굴 후 유효보에는 모멘트가 분배되지 않고 콘크리트 기둥에 모멘트가 집중되어 국부파괴를 일으키며 취성적인 거동을 보이지만, BRB를 설치한 경우 BRB의 항복 이후 유효보와 콘크리트 기둥이 순차적으로 국부파괴를 일으키며 비교적 연성적인 거동을 보인다. 슬래브를 강판으로 보강한 경우와 보강하지 않은 경우 가새와 기둥 jacketing 보강 효과를 비교하면(그림 10(a)~(c)와 (d)~(f)) 가새를 설치한 경우는 강성과 강도의 변화가 미비하지만 기둥을 강판으로 감싸는 보강방법의 경우는 슬래브를 동시에 보강했을 때 강성과 강도가 현저히 증가하는 것을 알 수 있다.

그림 11은 일반가새를 설치할 때 추가된 철골기둥의 크기가 달라짐에 따라 밀면전단력-최대변위 관계를 나타낸 것으로, 추가된 기둥의 크기가 증가함에 따라 가새의 좌굴 이후에도 철골기둥과 인장을 받는 가새와의 상호작용을 통하여 구조물의 휨력 저항능력이 향상되는 것을 알 수 있다.

6. 비선형 동적 해석결과

보강 전후의 무량판 구조물의 20개 지진을 이용한 비탄성 동적해석 결과를 표 7에 나타내었다. 보강된 구조물은 보강되지 않은 구조물에 비하여 각 지진에 따른 동적응답의 변동차가 작은 것을 알 수 있으며, 층간 변위비가 감소하고, 기둥 및 유효보의 휨파괴, 편칭전단파괴의 발생 횟수가 감소하는 것을 알 수 있다. 특히 보강되지 않은 3층 구조물의 경우는

표 7 동적해석 결과

3층 구조물 (6층 구조물)	비 보강	Col. jacketing +slab reinf	일반가새 +slab reinf	BRB +slab reinf
층간변위비 표준편차	1.18 (0.62)	0.93 (0.67)	0.85 (0.57)	1.01 (0.55)
편칭 전단파괴/ 휨 파괴 횟수	9/ 3 (3/ 5)	0/ 3 (0/ 5)	0/ 0 (0/ 1)	0/ 1 (0/ 1)
최대 기둥의 변형률 (중간값)	0.004963 (0.004042)	0.001486 (0.001067)	0.001794 (0.001188)	0.001459 (0.001127)
최대 유효보의 변형률 (중간값)	0.001803 (0.002319)	0.001161 (0.001824)	0.000569 (0.000631)	0.000697 (0.000769)

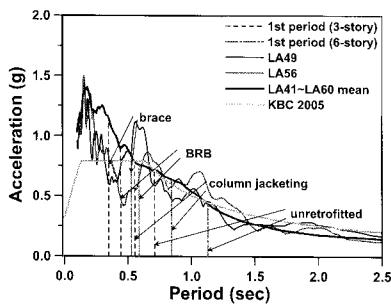
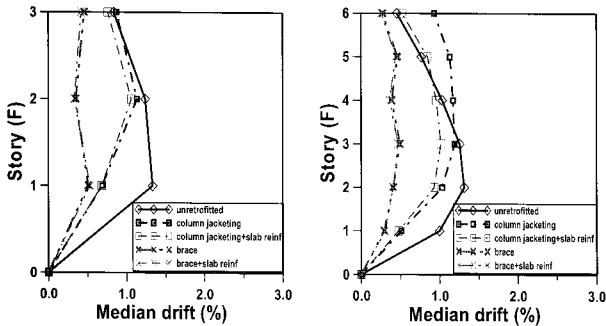


그림 12 구조물의 응답스펙트럼가속도 Sa



(a) 3층 구조물 (b) 6층 구조물

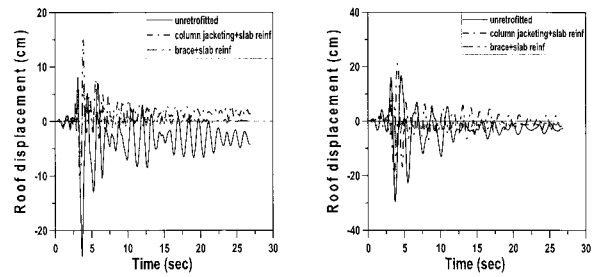
그림 13 20개 지진의 층간 변위비

편칭전단파괴에 매우 취약하고 층간변위응답 표준편차가 가장 크게 나타나며, 6층 구조물은 슬래브의 편칭파괴 및 휨 파괴가 발생할 가능성이 높고 응답의 표준편차도 크게 나타난다.

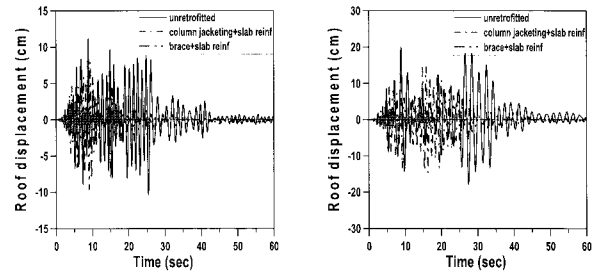
그림 12는 20개의 평균 가속도응답스펙트럼과 설계스펙트럼을 나타내며, 보강 후 구조물의 경우 주기가 매우 짧아지면서 높은 응답가속도가 발생하는 것을 알 수 있다.

그림 13은 보강 전후 구조물의 층별 층간변위비의 분포를 나타낸다. 보강되지 않은 구조물은 저층에서 큰 층간변위가 발생하며, 내진 보강된 구조물은 비교적 전체 층에 고르게 발생하는 것을 알 수 있다.

그림 14는 KBC2005 설계스펙트럼과 유사한 응답스펙트럼을 갖는 LA49지진과 설계스펙트럼의 약 1.5배 크기인



(a) 3층 구조물(LA41) (b) 6층 구조물(LA41)



(c) 3층 구조물(LA49) (d) 6층 구조물(LA49)

그림 14 보강전후 구조물 지붕층 변위(LA41, LA49)

LA41지진에 의한 보강전후 무량판구조물의 최대변위 시간이력을 나타낸다. LA41지진에 대해서는 보강전 구조물 모두 소성변위가 발생했지만 가새를 설치하고 유효보를 보강한 경우는 소성변위가 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다. LA49 지진이 작용한 경우 보강된 구조물은 탄성적 거동을 보이지만 보강되지 않은 구조물은 큰 소성변형이 발생하였다. 특히 보강되지 않은 3층 구조물에서는 편칭전단파괴가 발생하였다.

7. 결 론

본 연구에서는 저층 무량판 구조물의 내진성능을 향상하기 위하여 가새와 강판을 이용하여 보강하고, 비선형 정적/동적 해석을 통하여 보강 효과를 검증하였다.

해석 결과에 따르면 중력하중만을 고려한 저층 무량판 구조물은 횡하중에 대한 저항능력이 취약하여 조기에 접합부의 뚫림 전단파괴로 인하여 취성적으로 거동하였다. 가새를 설치한 경우는 강성과 강도가 크게 증가하였으며, 비좌굴 가새를 설치한 경우 전체 구조물의 연성능력이 소폭 증가하는 것으로 나타났다. 기둥과 슬래브의 취약단면을 강판으로 보강할 경우 가새로 보강한 경우와 유사한 강도를 보유할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 주어진 구조물의 취약한 부분이 과도한 변형인가 또는 낮은 하중저항능력인가에 따라 다양한 보강 방법 중에서 적절한 방안을 선택할 수 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

이 논문은 2006년도 정부(과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. R01-2006-000-10722-0).

참 고 문 헌

송호범, 송진규 (2006) 철근콘크리트 무량판 구조시스템의 횡 저항 성능 평가, 한국지진공학회 학술대회 논문집, 10, pp.151~158.

박영미, 한상환, 오승룡 (2006) 플랫 플레이트 슬래브 해석을 위한 강성감소계수, 대한건축학회 논문집, 22(11), pp.105~114.

최정욱, 송진규, 윤정배, 이수곤 (2002) 횡하중을 받는 RC 무량판 구조의 골조해석 모델, 대한건축학회 논문집, 18(3), pp.37~46.

한상환, 유종혁 (2007) 포스트 텐션 플랫 플레이트 골조의 해석모델, 한국지진공학회 논문집, 11(6), pp.23~32.

ACI Committe 318 (2005) Building code requirements for structural concrete and commentary, *American Concrete Institute*, Detroit.

Elwood, K.J., Moehle, J.P. (2008) Dynamic collapse analysis for a reinforced concrete frame sustaining shear and axial failures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, online publish.

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.

Hueste, M.B.D., Wight, J.K. (1999) Nonlinear punching shear failure model for interior slab-column connection, *Journal of Structural Engineering*,

125(9), pp.997~1008.

Korea Building Code (2005) *Architectural Institute of Korea*

Luo, Y.H., Durrani, A.J. (1995) Equivalent beam model for flat-slab buildings - part I : interior connections, *ACI Structural Journal*, 92(1), pp.115~124.

Luo, Y.H., Durrani, A.J. (1995) Equivalent beam model for flat-slab buildings - part II : exterior connections, *ACI Structural Journal*, 92(2), pp.250~257.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 113(8), pp.1804~1826.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. (2006) Open System for Earthquake Engineering Simulation OpenSees Command Language Manual, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley, California.

Somerville, P. Smith N., Puntamurthual, S., Sun, J. (1997) Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, *Background document*, Report No. SAC/BD-97/04.

Susantha, K.A.S., Ge, H., Usami, T. (2001) Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes, *Engineering Structures*, 23(10), pp.1331~1347.

Vanderbilt, M.D., Corley, W.G. (1983) Frame analysis for concrete buildings, *Concrete International : Design & Construction*, 5(12), pp.33~43.

Vanmarcke, E.H., Gasparini, D.A. (1976) A program for artificial motion generation: User's manual and documentation, *Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology*.