

역V형 철골 가새골조의 비탄성거동 및 내진성능향상 방안에 관한 연구

Inelastic Behavior and Seismic Retrofit of Inverted V Braced Steel Frames

김 남 훈¹⁾ · 이 철 호²⁾

Kim, Nam Hoon Lee, Cheol Ho

요약 : 본 논문에서는 중심가새골조 가운데 가장 널리 사용되는 역V형 철골 가새골조의 내진거동을 탄소성 후좌굴해석에 의해 고찰하고, 압축가새의 좌굴이 최초로 발생한 층에 소성화가 집중되는 약층화 현상을 완화할 수 있는 효과적 내진보강 방안을 제시하고자 하였다. 즉, 좌굴이 발생한 층에 집중되는 비탄성변형을 건물전체로 재분배하는 기능을 갖는 인장재(tie bar)를 삽입하여 내진성능을 효과적으로 개선할 수 있음을 입증하였다. 아울러 압축가새의 좌굴발생 순서를 감안하여 보강 인장재를 경제적으로 설계할 수 있는 실용적 설계방안을 제시하였다.

ABSTRACT : An effective seismic retrofit scheme for inverted V braced (or chevron type) steel frames was proposed by studying the redistribution of forces in the post-buckling range. The steel frames with chevron bracing are highly prone to soft story response once the compression brace buckles under earthquake loading. This paper shows that the seismic performance of such frames could be significantly improved by supplying tie bars to redistribute the inelastic deformation demand over the height of the building. A practical design method of the retrofit tie bars was also proposed by considering the sequence of buckling occurrence.

핵심 용어 : 철골골조, 역V형 가새골조, 내진보강, 좌굴, 타이 바

KEYWORDS : Steel Frame, Inverted V Braced Frame, Seismic Retrofit, Buckling, Tie Bar

1. 서 론

중심가새골조(Concentrically-Braced Frames, CBF)는 가새의 축강성 및 축강도를 활용하기 때문에 건물의 횡력에 대한 저항력을 최소의 철골물량으로 확보할 수 있는 매우 효과적인 시스템이다. 대부분의 접합부에 전단접합을 사용할 수 있으므로, 접합비용을 대폭 절감할 수 있으며 구조해석 및 설계도 용이하다. 원래 가새골조는 탄성거동을 전제로 풍하중에 대한 저항력 증진을 위해 개발되었다. 그러나 비탄성 거동을 수반하는 지진하중 작용시에는 최선의 구조시스템이 될 수가 없다. 지진하중 작용시에는 가새좌굴 이후의 열등한 에너지소산능력 구조물의 낮은 부정정도, 반복하중 하에서의 가새 및 접합부의 취성파단 등이 문제로 대두된다. 특히 일반적 중심가

새골조의 치명적 결함은, 건물에 가해지는 비탄성 변형을 건물의 높이 방향으로 분배할 구조요소가 결핍되어 있다는 점이다. 따라서 특정 층의 가새에 최초의 좌굴이 발생하면, 최초 좌굴 층에 소성변형이 계속 집중되는 연약층(soft story) 거동으로 의해 건물의 붕괴로 이어질 가능성이 매우 높다. 이런 점을 우려하여 뉴질랜드 규준(SNZ 1997)의 경우 중심가새골조는 최대 8층을 넘지 않도록 제한하고 있다.

외국의 경우에도 초기에는 내풍구조에 사용되던 설계법을 내진설계에도 준용하였으나, 과거 25년간의 연구성과를 바탕으로 위에서 언급한 문제를 적절히 대처하기 위한 개선된 설계방안들이 제시되어 있다 (가령 AISC 1997). 또한 최근에는 전통적 중심가새골조의 결점을 극복할 수 있는 대안들로서 좌굴방지가새, 볼트접합을 이용한 마찰가새, 전단 또는 휨응력

1) 아키프로넷(Archpronet)

(Tel. 02-564-2992, Fax. 02-564-2686, E-mail: Lbwid-u@hanmail.net)

2) 정회원, 서울대학교 건축공학과 부교수, 공학박사(ceholee@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2004년 4월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

에 의한에너지소산 가새 등이 제시되고 있는 실정이다.

국내의 경우 1988년 이후 구조설계에 지진하중이 도입되었으나 가새골조의 연성거동을 보장하기 위한 별도의 강구조 내진규정은 아직 존재치 않는다. 국내에서 지어지는 일반 가새골조의 경우 실무차원에서 내풍가새와 유사하게 내진가새가 취급된다면 위에서 언급한 내진성능상의 결점을 노출할 것으로 예상된다. 본 연구에서는 중심가새골조 가운데 건축계획적 측면의 유리함 때문에 널리 사용되는 역V형(chevron type) 가새골조를 대상으로 탄소성 좌굴거동을 파악하고 효과적 내진보강 방안을 모색해 보고자 한다.

2. 골조설계 및 해석모델링

2.1 골조설계

그림 1은 본 연구를 위해 가정한 1층 및 6층 역V형 가새골조의 구조평면도와 구조입면도를 나타낸 것이다. 고정하중과 적재하중은 각각 $500(\text{kg}/\text{m}^2)$ 과 $250(\text{kg}/\text{m}^2)$ 을 택하였다. 가새가 설치된 스팬의 보-기둥 접합부만을 모멘트접합부로 설계하였고 나머지는 전단접합으로 처리하였다. 따라서 모든 횡력은 가새가 설치된 스팬에서 지지하도록 설계되었다. 건축물 하중기준(대한건축학회 2000) 상의 지진구역1에 위치한 사무소 건물을 대상으로 강구조 한계상태 설계기준(대한건축학회 1998)에 따라 평균적 실무관행에 따라 설계하였다. 6층 골조의 설계고유주기는 0.53(sec), 설계(계수)밀면전단력은 169.5(tf)로서 건물자중의 7.75(%) 수준이다. 국내에서 내진설계 대상이 되는 최저 층수가 6층이라는 점, 6층 정도의 건물이면 1차진동 모드가 지배적이므로 푸쉬오버해석에 의해서도 내진거동의 파악이 가능할 것이라는 점 등을 고려하여 6층 모델을 택하였다. 표 1에 부재치수 및 사용강종을 정리하였다. 가새로는 축력에 대한 이력거동이 가장 우수한 원형 파이프 단면을 채용하였다. 국내의 경우 내진성능확보와 관련된 가새부재의 세장비나 폭두께비 제한규정이나 특별한 지침이 없다. AISC 내진규정(AISC 1997)을 참조하여 살펴보면, 6층 모델 가새의 세장비(KL/r)는 81에서 108의 범위로서 AISC 1997에서 요구하는 세장비의 한계치 171(연성가새골조) 및 123(보통가새골조)을 만족하고 있다. Khatib 등(1988)의 분류에 의할 때 6층 모델의 가새는 중간세장비(60~130)의 범위에 든다. 이 범위의 세장비를 갖는 가새에서는 국부좌굴보다는 비탄성좌굴이 선행하여 거동을 주도하는 것으로 알려져 있다(Bruneau 등 1998). 또한 가새의 지름-두께비(D/t)는 24~30의 범위로서 AISC 1997에서 요구하는 원형강관의 지름-두께비의 한계치(38)를 만족하고 있다. 1층 모델은 법규상

내진설계 대상은 아니지만 단위층의 거동을 살펴볼 목적으로 포함시켰다. 1층 모델의 가새 세장비는 91이다. 지름-두께비는 42로서 AISC 1997의 제한치를 약간 벗어난다.

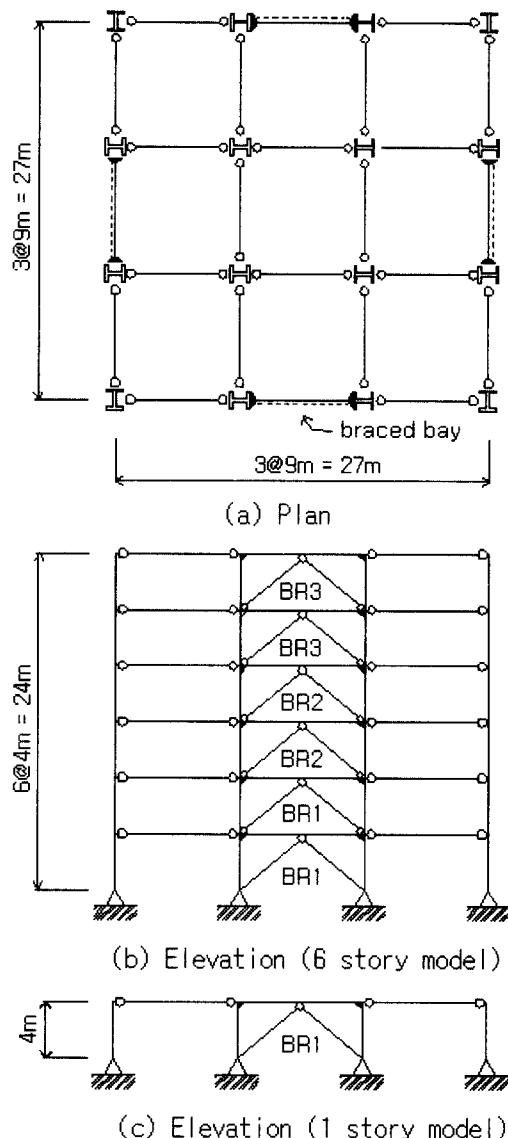


그림 1. 역V형 가새골조 해석 모델

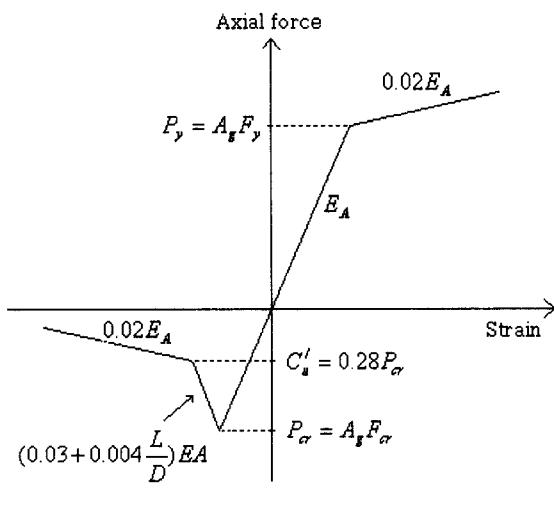
표 1. 부재치수 및 강종

6 story model		
Girder	H-434×299×10×15	(SS400)
Column	H-304×301×11×17	(SM490)
Brace	BR1	Φ216.3×8 (SPS400)
	BR2	Φ216.3×7 (SPS400)
	BR3	Φ165.2×7 (SPS400)

1 story model		
Girder	H-434×299×10×15	(SS400)
Column	H-434×299×10×15	(SS400)
Brace	BR1	Φ190.7×4.5 (SPS400)

2.2 해석모델링

본 연구에서는 탄소성 범용구조해석 프로그램 ABAQUS (HKS 1998)에 의한 정적 횡방향 비탄성해석(소위 푸쉬오버 해석, pushover analysis)을 수행하여 가새골조의 거동을 고찰하였다. 본 연구에서 사용한 요소모델링을 간략히 기술하면 다음과 같다. 보 및 기둥 부재는 ABAQUS의 FRAME 2D 요소로서 소성힌지는 축력과 모멘트의 상호작용이 반영되어 부재단부에 집중되는 것으로 모델링하였다. 가새요소는 파이프 형상의 가새에 잘 적용되는 Marshall의 스트럿이론에 의해 모델링하였다(HKS 1998). 그림 2는 Marshall의 스트럿 이론에 의한 좌굴 엔빌로프를 보여주고 있다. 인장력을 받는 경우 가새는 $P_y = AgF_y$ (Ag =가새의 단면적, F_y =가새의 항복응력도)에서 항복하고 2% 변형경화를 갖는 것으로 모델링 하였다. 반복하중을 받는 가새의 후좌굴 저항내력(C_u')은 염밀히는 가새의 비탄성변형량 및 세장비와 관련된다. AISC 1997 내진규정의 경우 중간세장비를 갖는 가새의 경우 후좌굴 저항내력(C_u')은 최초 좌굴강도($P_{cr} = AgF_{cr}$, Ag =가새의 단면적, F_{cr} =가새의 좌굴응력도)의 30% 선으로 제안하고 있다. 그림 2의 엔빌로프도 이와 동등한 수준의 후좌굴 저항내력을 반영하고 있다. 최근의 성능에 기초한 내진설계를 위한 해석에서는 본 연구의 모델보다 훨씬 단순화된 가새의 좌굴모델이 사용이 허용되고 있다(가령 FEMA 273). 또한 가새골조의 횡변위에 따라 부과되는 중력기동의 p-delta 효과(leaning column effects)는 가새의 탄소성좌굴거동의 파악에 주력하기 위해서 본 연구에서는 일단 고려치 않았다. 이러한 효과를 포함한 좀더 정교한 해석은 후속연구를 통하여 수행코자 한다.



D= diameter , L= brace length

그림 2. Marshall의 스트럿이론에 의한 좌굴포락선(HKS 1998)

3. 단층골조의 거동분석

역V형 가새골조에 존재하는 보, 인장가새 및 압축가새의 3자의 상호작용을 파악하기 위해 단층골조모델을 푸쉬오버해석하였다. 표 1의 단층골조의 보의 휨강성과 동일하게 유지하면서 각각 보의 강도를 2배(강한 보 모델) 및 0.5배(약한 보 모델)하여 해석한 결과를 그림 3에 나타내었다. 그림 3에서 보듯이 횡력의 증대에 따라 압축가새가 좌굴하면, 압축가새의 내력저하로 인해 인장가새와의 평형조건이 상실되고 횡저항력이 급격히 감소하게 된다. 이때 발생한 인장가새와 압축가새 사이의 수직 불균형력은 보를 아래로 끌어당겨, 인장가새는 축변형의 감소를, 압축가새는 축변형의 증대를 가져오므로 양자의 불균형은 더욱 심화된다. 보가 약할 경우는 그림 3에서 보듯이 인장가새가 항복하기 이전에 보 또는 기둥에 소성힌지가 발생하여 붕괴기구에 도달케 된다.

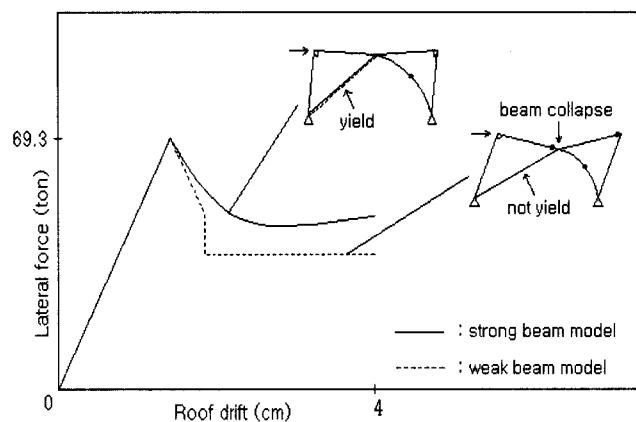


그림 3. 강한 보 및 약한 보 모델의 붕괴모드

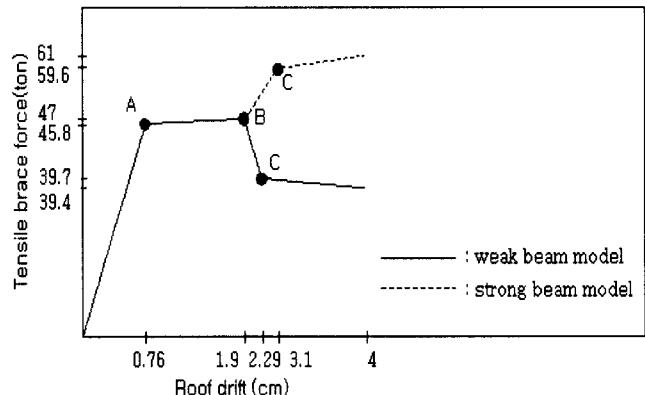


그림 4. 인장가새의 축력변화

반면 보가 강한 경우는 압축가새 좌굴 이후에도 붕괴기구형성을 방지하여 개선된 거동을 확보할 수 있다. 그림 4는 두

모델의 인장가새의 축력변화를 비교한 것이다. 약한 보 모델의 경우, 압축가새의 좌굴개시(A점) 이후 보의 수직처짐으로 인해 인장가새의 축력은 처음에는 보합세를 유지하지만 보의 항복(B점)과 더불어 인장가새는 인장재로서의 기능을 상실하게 된다. 반면 강한 보 모델의 경우는, 압축가새가 내력을 거의 상실하는 B점에 이르러서도 보가 항복치 않으므로, 다시 인장가새의 인장력이 증가하여 횡력에 대한 저항력을 증가시키는 기능을 한다. 결국 역V형 골조의 좌굴 후 내진거동을 악화시키지 않으려면, 좌굴 후의 대변형 상태에서 보에 유입되는 수직 불균형력을 보가 항복치 않고 저항할 수 있어야 함을 알 수 있다. 그러나 보의 휨강도로서 수직 불균형력에 대응하는 방식은 보의 사이즈가 너무 과도해서 현실적으로 수용하기 어려운 경우가 많다.

4. 역V형 가새골조의 내진보강 방안

4.1 전단변형모드 및 총좌굴

그림 5는 역V형 가새골조에 작용하는 총모멘트와 총전단력에 대응하는 2가지 변형모드를 보여준다. 가새골조는 수직방향의 캔틸레버 트러스와 유사한 거동을 하므로, 총모멘트는 현재(chord member) 역할을 하는 기둥에 축방향 변형에 의한 “힘모드” 변형을 유발할 뿐 복부재(web member)에 해당하는 가새와 보의 변형에는 영향을 미치지 않는다(그림 5a 참조). 반면, 총전단력은 그림 5(b)와 같이 가새와 보에 축방향 변형을 야기하므로 소위 전단모드에 의한 총변형을 발생케 한다. 총전단력(Q)과 총전단변형(Ds)의 관계는 가상단위하중법을 적용하면 다음의 (1)식과 같이 됨을 쉽게 확인할 수 있다 (Smith-Coull 1991).

$$D_s = \frac{Q}{E} \left(\frac{2 l_{br}^3}{A_{br} l_{br}^2} + \frac{l_b}{4 A_b} \right) \quad (1)$$

단, 위식에서 E=영계수, Abr=가새의 단면적, Ab=보의 단면적, lbr=가새의 길이, lb=보의 길이를 나타낸다. (1)식의 첫째 항이 가새의 축변형에 해당하는 것으로 총전단변형의 대부분을 차지하는 요인이다.

횡력을 받는 가새골조에서의 연약층은 전단모드 변형이 최대인 층에서 형성될 가능성이 크다. 왜냐하면, 전단모드 변형이 최대인 층은 가새의 축변형이 가장 큰 곳이므로 압축가새의 좌굴가능성이 가장 큰 층이기 때문이다. 역V형 가새골조의 경우 일단 특정층에 좌굴이 발생하면 그 층의 강성과 강도가 급격히 저하되므로 그 층에 소성변형이 집중적으로 누적되는

결점이 있다. 그 이유는 좌굴층에 누가되는 비탄성 변형을 건물의 전체로 분배할 구조요소가 결핍되어 있기 때문이다.

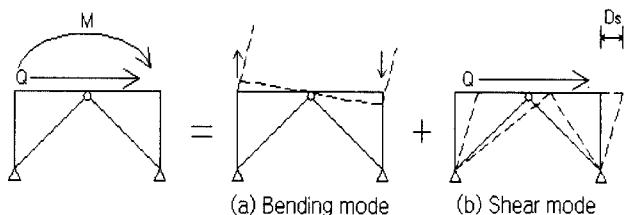


그림 5. 역V형 가새골조의 변형모드

일반 가새골조의 경우 골조 하층부에서 거의 항상 전단모드 변형이 최대이므로 최하층부에서 연약층이 형성되는 거동을 예상할 수 있다. 표 2는 (1)식을 사용하여 계산한 6층모델의 총전단변형의 값이다. 총전단력은 내진설계 하중값을 사용하였다. 예상하던 바와 같이 1~2층 부근의 최하층부에서 총전단변형이 최대가 된다. 골조설계시 사용된 횡력패턴을 사용하여 지붕층변위비(roof drift ratio)가 0.5%에 이를 때까지 총분히 푸쉬오버하여 그 결과를 그림 6에 도시하였다. 예상대로 최하층부인 1층에서 좌굴이 발생하여 연약층이 형성되고 있다. 좌굴이후 휨강도는 60% 정도나 감소한다. 기존 가새골조의 연약층을 예측하여 내진보강을 시도할 경우, 보강위치의 제1차 예측수단으로 (1)식을 활용할 수 있을 것으로 사료된다.

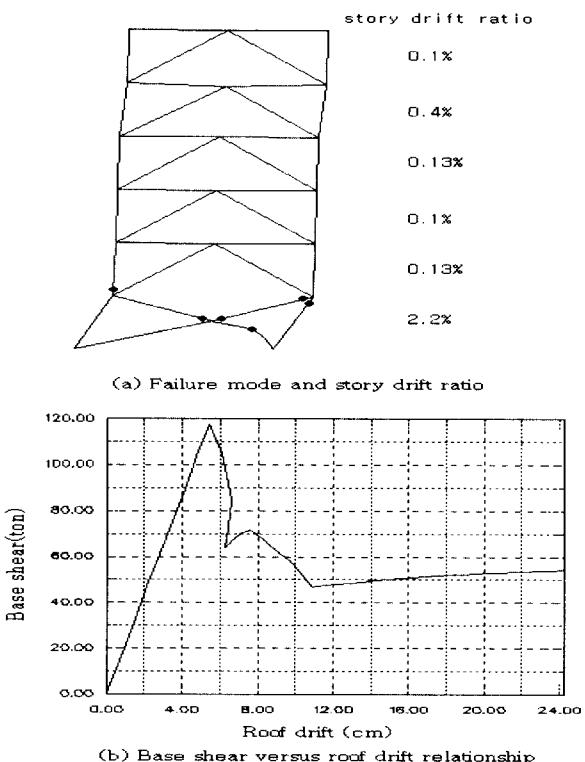


그림 6. 6층 모델의 붕괴모드 및 푸쉬오버 응답

표 2. 6층 모델의 충전단변형

Story	Shear mode story drift(cm)
1	0.478
2	0.455
3	0.401
4	0.334
5	0.343
6	0.187

4.2 보강 인장재 (타이 바, tie bar)에 의한 내진보강

이미 앞에서 논의한 바와 같이 일반 역V형 가새골조는 가새 구조의 특성상 지진하중과 같은 극한하중을 받을 때 압축가새의 좌굴이 불가피하다. 압축가새 좌굴 후 내진거동을 악화시키지 않으려면, 좌굴 후의 대변형 상태에서 보에 유입되는 수직 불균형력을 보가 항복치 않고 저항하는 것이 중요하다. 보의 휨강도를 증대시키는 방안은 보강시공 상의 어려움 뿐만 아니라 보의 사이즈가 너무 과도해지는 문제점이 있다. 이에 대한 합리적 대안은 휨응력으로 저항하는 보대신 보강 타이 바로서 좌굴층의 수직 불균형력을 상층으로 전달하여 상층부의 가새도 좌굴케 하여 에너지소산에 동원케 하는 것이다. 물론 타이 바의 도입에 따른 건축계획상의 가변성의 감소는 불가피하다.

Khatib 등(1988)은 보 중앙부를 타이 바로서 긴결하여 설계할 것을 제안한 바가 있는데 이러한 일련의 타이 바 전체를 "zipper column"이라 칭하였다. 이 방안의 활용과 관련하여 아직 규명되지 않은 것 가운데 하나가 보강 타이 바의 적정 설계강도의 문제이다. 본 연구에서는 이미 존재하는 중저층 역V형 가새골조를 내진보강할 경우를 전제하고 타이 바 설계문제를 논의하고자 한다. 그림 7(a)는 전 층에서 좌굴이 발생했다고 가정했을 때, 인장가새와 압축가새가 만나는 보 중앙 부분의 자유물체도로서, 압축가새가 후좌굴강도의 한계치에 도달하고 인장가새도 항복한 경우를 가정한 것이다. 특정층의 수직 불균형력의 최대치(V_u)는 다음의 (2)식으로 표시할 수 있다 (그림 7b 참조).

"capacity design"개념을 그대로 적용하여 가장 보수적으로 설계하기 위해서는, 고려대상이 되는 i층 하부의 모든 수직 불균형력을 취합한 인장력(V_{ui})에 대하여 항복치 않도록 설계하는 것이다(그림 7a 및 (3)식 참조). 그러나 (3)식은 너무 보수적인 결과를 줄 뿐만 아니라(특히 상층부에서) 좌굴발생 메커니즘을 제대로 고려치 않은 문제점을 내포하고 있다고 사료된다. 이미 앞에서 살펴 본 바와 같이 가새골조는 일반적으로 충전단변형이 최대가 되는 건물 최하층부에서 최초로 좌굴이 발생하는 경향이 있다. 따라서 최하층부의 좌굴시 발생하는 수직 불균형력을 타이 바가 상층부로 전달하여 상향의 순차적

연쇄좌굴을 유도할 수 있는 정도의 타이 바 강도만을 확보하면 충분할 것이다. 모멘트골조와 마찬가지로 가새골조의 경우도 구조물 전체가 비탄성거동에 참여하도록 하여, 가능하면 여러 층에 걸쳐서 가새의 좌굴을 발생시킴으로서 특정층에서의 연약층 형성을 완화하자는 것이다. 물론 타이 바의 강도가 부족하여 초기 항복한다면 하층의 좌굴발생을 상층으로 전달하는 "메신저"로서 기능을 효과적으로 발휘할 수 없을 것이다. 따라서 (2)식으로 계산된 바로 아래 층의 수직 불균형력만을 전달할 수 있도록 타이 바의 강도를 아래의 (4)식에 의해 설계할 것을 제안한다.

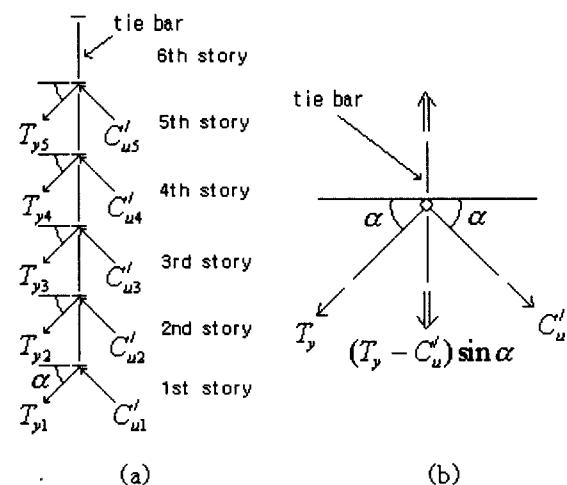


그림 7. 보강 타이 바 설계를 위한 수직 불균형력

$$V_u = (T_y - C_u^0) \times \sin \alpha \quad (2)$$

$$= (A_g F_y - 0.30 A_g F_{cr}) \times \sin \alpha$$

$$V_{ui} = \prod_{j=1}^{i-1} (T_{yj} - C_{uj}^0) \times \sin \alpha \quad (3)$$

$$\bar{A}_t A_t F_{t,y} \geq V_u$$

or

$$A_t \geq \frac{V_u}{\bar{A}_t F_{t,y}} = \frac{V_u}{(0.90) F_{t,y}} \quad (4)$$

위 식은 강구조 한계상태설계규준(대한건축학회 1998) 포맷으로 표시한 것으로 $\bar{A}_t = 0.90$ (인장재의 강도저감계수), $A_t =$ 타이 바의 단면적, $F_{t,y} =$ 타이 바의 항복응력도이다. 6층모델골조에 타이 바를 삽입하여 내진보강을 시도하는 경우를 가정하고 (2) 및 (4)식에 의해 설계된 타이 바를 표 3에 정리하였다.

표 3. 보강 타이 바 사이즈

Story	Tie bar Design
2~3	$\phi 190.7 \times 6$ (SPS400)
4~5	$\phi 190.7 \times 5$ (SPS400)
6	$\phi 165.2 \times 4.5$ (SPS400)

그림 8은 타이 바에 의한 내진보강안 3가지를 지붕변위비가 건물고의 0.5%에 이르도록 푸쉬오버하여 얻어진 층간변위분포 및 소성화패턴을 보여준다. 그림 8(a)는 전층을 zipper column 형태로 보강한 것이고, 그림 8(b), (c)는 층전단변형이 최대인 최하층부 2개 및 3개 층만을 부분보강한 것이다. 3가지 방안 모두 1층에 연약층이 형성되지 않는 바람직한 결과를 보여주고 있다(그림 6a 참조). 원모델에 비해 1층 층간변위를 35~40% 수준으로 감소시키며 의도한 데로 소성화가 여러 개 층에 걸쳐서 진행되었다. 위에서 제시한 타이 바 설계법이 대체로 잘 적용되고 있음을 보여준다. 전층보강을 한 경우는 5개층의 가새가 좌굴하고, 2층 및 3층 보의 일부만 소성화되었을 뿐 붕괴기구의 형성이 방지되는 바람직한 결과를 보여주고 있다. 층간변위의 분포는 하부 2개 및 3개 층만을 부분보강한 경우에 비해 큰 차이를 보이지는 않는다. 이는 층전단변형이 최대인 하부의 2~3개 층만 보강하는 것도 매우 효과적인 보강방안이 될 수 있음을 시사한다.

그림 9는 4개 모델의 푸쉬오버응답을 비교한 것이다. 본 가새골조의 시스템 초과강도는 $1.4 (=120/85)$ 에 불과함을 알 수 있다. 보강의 결과로서 골조의 극한 횡강도가 증가하지는 않지만, 좌굴 후의 골조시스템의 횡강도저하 영역에서 안정성이 상당히 개선됨을 알 수 있다. 이는 p-delta 효과에 의한 골조의 완전한 붕괴방지와 관련하여 중요한 의미가 있다.

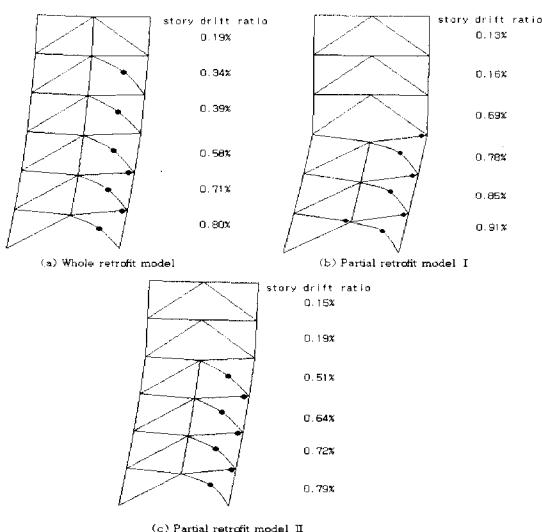


그림 8. 타이 바를 이용한 내진보강 방안 (a) 전층보강
(b) 취약층 저층부 부분보강(2개층 보강)
(c) 취약층 저층부 부분보강(3개층 보강)

그림 10은 횡변위의 증대에 따른 타이 바의 축력변화를 도시한 것이다(전층보강 모델). 전층보강의 본 연구에서 제시한 타이 바의 설계법이 대체로 타당함을 보여준다. capacity design 개념을 원론적으로 적용하여 (3)식에 의해 설계하는 것은 과다설계임이 자명하다.

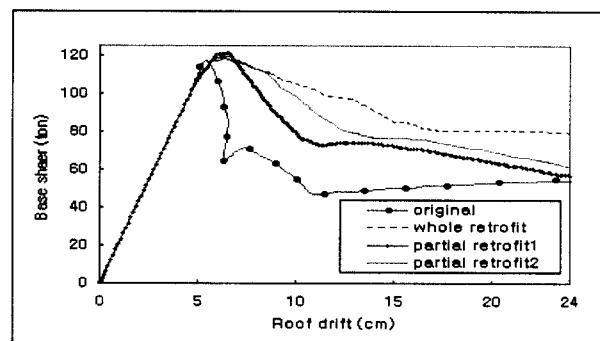


그림 9. 푸쉬오버응답 비교

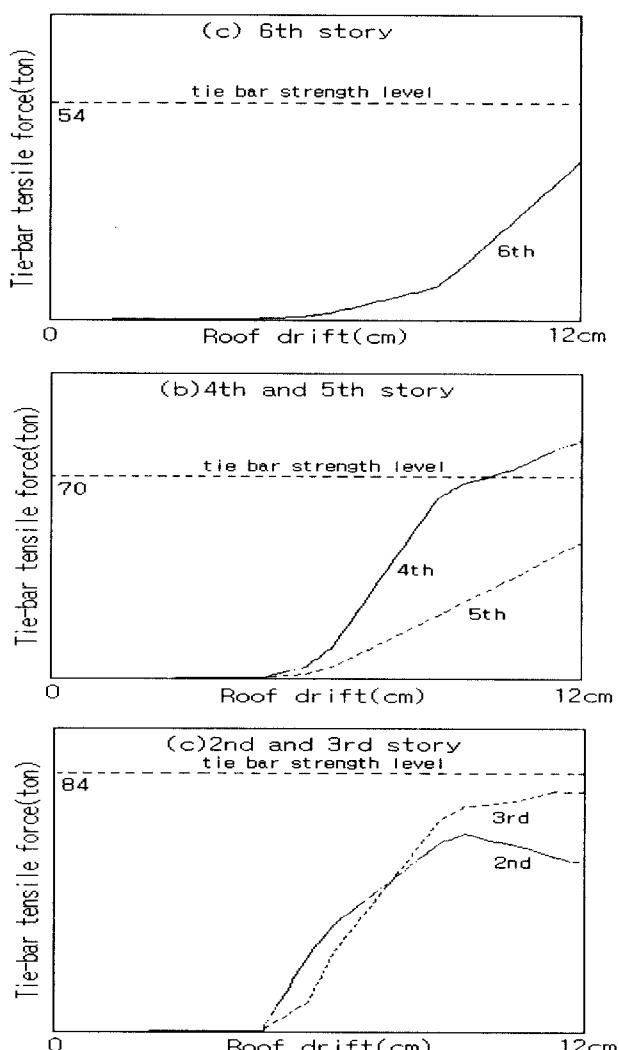
그림 10. 횡변위 증대에 따른 타이 바의 축력변화
(전층보강 모델)

표 4의 (b), (c)에서 보듯이 부분보강의 경우(4)식에 의한 타이바 설계강도는 보수적이다. 따라서 다음과 같은 방안을 제시하고자 한다. 실제로 탄성상태에서 수직 불균형력의 전달은 타이 바와 보로 이루어진 병렬 스프링 시스템에 의해 이루어지는 것으로 생각할 수 있다(그림 11 참조). 그림 11에서 k_t 와 k_b 는 보 중앙점에서의 타이 바와 보의 수직강성을 나타낸다. 따라서 저층부만을 부분보강을 할 경우는 다음의 방안에 의해 타이 바의 설계인장력을 산정하면 보강 타이 바 설계에 있어 약간의 경제성을 도모할 수 있을 것이다.

표 4. 타이 바의 인장력 비교

(a) Whole retrofit model		
Story No.	Tie bar strength(t)	Induced max tie bar force(t)
2	84	66
3	84	81
4	70	80
5	70	49
6	54	41

(b) Partial retrofit model I		
Story No.	Tie bar strength(t)	Induced max tie bar force(t)
2	84	41
3	84	31

(c) Partial retrofit model II		
Story No.	Tie bar strength(t)	Induced max tie bar force(t)
2	84	61
3	84	65
4	70	49

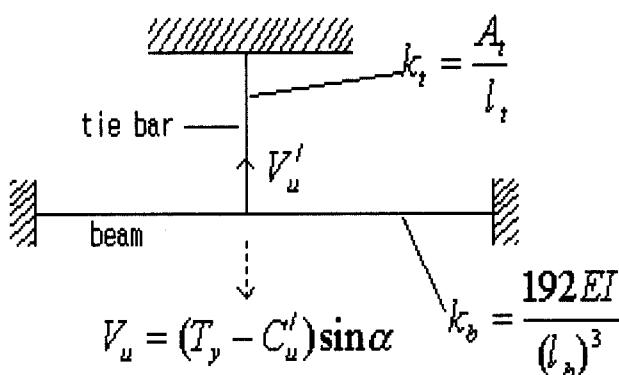


그림 11. 보와 타이 바의 강성을 고려한 불균형력 배분 모형

$$V_u^0 = \left(\frac{k_t}{k_t + k_b} \right) \times V_u = \left(\frac{\frac{A_t E}{l_t}}{\frac{A_t E}{l_t} + \frac{192 EI}{l_b^3}} \right) \times V_u \quad (5)$$

본 연구는 푸쉬오버해석에 기초한 것이므로 본 연구의 모델과 같이 1차진동 모드가 지배적인 중저층 가새골조의 경우에 더욱 잘 적용되리라 사료된다. 그러나 후속의 비선형동적해석에 의한 연구에 의해 타당성 여부를 확인할 필요가 있음을 물론이다.

5. 요약 및 결론

본 논문에서는 중심가새골조 역V형 철골 가새골조의 효과적 내진성능향상 방안에 관한 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 역V형 가새골조의 좌굴발생은 충전단변형이 최대인 층에서 발생하는 경향을 보인다. 일반적으로 설계된 역V형 가새골조의 경우 최저층부에서 충전단변형이 항상 최대가 되므로 최저층부가 내진보강의 1차 대상이 되어야 한다.
- (2) 좌굴이 발생한 층에 집중되는 비탄성변형을 건물전체로 재분배하는 기능을 갖는 인장재를 활용하여 내진성능을 효과적으로 개선할 수 있음을 입증하였다. 본 연구의 결과에 의할 때, 중저층 골조의 경우는 전단변형이 최대가 되는 2~3개 층만 보강하여도 내진거동이 대폭 개선된다. 아울러 압축가새의 좌굴발생 순서를 감안하여 보강 인장재를 경제적으로 설계할 수 있는 실용적 설계방안을 제시하였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초 연구사업(과제번호: R01-2002-000-00025-0(2002))에 의한 것으로 연구비 지원에 감사드립니다.

참고문헌

- 대한건축학회 (2000) 건축물 하중기준 및 해설
- 대한건축학회 (1998) 강구조 한계상태 설계규준 및 해설 5.
- SNZ (1997) NZS3404: PART1: 1997, *Steel Structures Standards*, Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
- American Institute of Steel Construction Inc. (AISC) (1997) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

- Khatib, I. F., Mahin, S. A., and Pister, K. S. (1988) *Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames*, Report UCB/EERC-88/01, CA.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., and Whittaker, A. (1998) *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.
- Hibbit, Karlson & Sorenson Inc. (HKS) (1998) *ABAQUS User's Manual*, Version 5. 8.
- FEMA 273 (1997) *NEHRP Guidelines for the*

Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the ATC for the BSSC, published by the FEMA, Washington, DC.

Smith, B. S. and Coull, A. (1991) *Tall Building Structures-Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc.

(접수일자 : 2003. 6. 10 / 심사일 2003. 7. 4 /
심사완료일 2003. 9. 19)