

진동대 실험을 통한 조립식 스틸 전단 패널의 비선형 동적 거동

Nonlinear Dynamic Behavior of a Cold-Formed Steel Shear Panel by Shaketable Tests

김 태 완*
Kim, Tae-Wan

이 문 성**
Lee, Moon-Sung

국문요약

본 연구의 목적은 인장만으로 저항하는 경사진 스트랩과 기둥으로 구성된 조립식 스틸 (CFS) 전단 패널의 지진하중에 대한 비선형 거동을 조사하는 것이며, 이를 위해 실제 크기의 2층 건물을 설계한 후 진동대 실험을 수행하였다. CFS 전단 패널은 연성이 큰 경사진 스트랩이 주 횡 저항 시스템으로 작용하며, 중력 저항 부재인 기둥은 'C'자 형태의 스티드를 용접한 것으로서 비콤팩트단면을 가지며 국부 좌굴로 인해 자신의 최대 모멘트 강도를 발휘하지 못한다. 진동대 실험을 통하여 스트랩이 대부분의 에너지를 인장축만으로 핀칭 형태를 가지며 소산하며, 기둥은 국부 좌굴로 인해 기둥은 자신의 최대 강도를 발휘하지 못하나 전체 에너지 소산에 공헌을 하고 있음을 보여주었다. 본 연구 결과, 비록 구조물이 단순할지라도 지진 시 실제 비선형 거동을 진동대 실험으로 조사하는 것은 매우 중요한 과정임을 확인하였다.

주요어 : 조립식 스틸, 전단 패널, 스트랩, 진동대 실험

ABSTRACT

The purpose of this study was to investigate the nonlinear behavior of a cold-formed steel (CFS) shear panel, which was composed of built-up columns and tension-only diagonal straps for bracing, when excited by earthquake motions. For the purpose, shaketable tests of a full-scale two-story cold-formed steel (CFS) shear panel were conducted. In the shear panel, the diagonal strap is a major lateral force resisting system, which is a very ductile member, and the columns, which are gravity resisting members, are fabricated by welding studs, which can't develop their full flexural strength because they may buckle locally. The test results showed that the straps dissipate most of energy of the shear panel in a tension-only and pinched way and the columns dissipate it relatively smaller than the straps but they still contribute to overall dissipation. As a result of this study, investigating real nonlinear behavior of a structure in earthquakes is a very important process by shaketable tests even though it is simple.

Key words : Cold-formed steel, shear panel, strap, shaketable test

1. 서 론

조립식 스틸(cold-formed steel, CFS) 시스템은 여러 가지 건물에 널리 사용되고 있다. 국내에서는 스틸 하우스(steel house)라는 명칭으로 주로 주택에 적용되고 있으며 미국에서는 호텔과 같은 일반 상업 건물이나 군 막사용으로 많이 적용되고 있다. 이 CFS 시스템은 과거에는 비구조체인 칸막이벽으로 사용되어 왔으나, 현재는 주 구조체로서 많이 사용되고 있다.

CFS 건물은 일반적인 철골 건물과 비교할 때 몇 가지 차이점들을 가진다. 제작된 기둥은 콤팩트단면을 가지고 있는 형강 부재와 다르게 비콤팩트단면으로 국부 좌굴이 발생할 수 있기 때문에 기둥의 소성 단면 계수는 100%를 사용할 수 없다. 또한 기둥과 슬래브 사이의 접합이 기둥의 최대 회전 강도를 발휘하기에 충분히 강하지 않다. 경사진 스트랩(strap)은 얇은 철판으로 만들어져 있기 때문에 인장력에만 저항한다. 콘크리트 슬래브의 위아래로 'C'자 형태의 트랙(track)이 설치된다. 트랙에 대한 휨 하중은 허용되지 않기 때문에 기둥과 슬래브 사이에 앵커(anchor)

chor)를 필요로 한다.

미국에서 건설되는 일반적인 호텔 건물의 평면과 입면이 각각 그림 1과 그림 2에 주어지고 있다. 그림 2는 그림 1의 좌측에서 길이 방향으로 바라본 면을 보여준다. 그림 2에서 볼 수 있듯이 스트랩이 양 쪽에 있으며 이들은 그림 1에 나타나 있는 각 기둥 선마다 위치하고 있다. 중앙부는 복도이며 양 측으로 방들이 위치하고 있다. 기둥 선마다 스트랩이 위치하고 있으므로 일반적인 가새 골조보다는 잉여도(redundancy)가 크다.

이 CFS는 형강 부재만큼 많이 사용되고 있으나 주로 비지진 지역에서 건설되고 있기 때문에 내진 거동에 대한 연구 성과가 매우 빈약하다. 더욱이 본 연구의 대상인 경사진 스트랩을 가진 전단 패널에 대한 성과는 더욱 빈약하다. Fulop과 Dubina⁽¹⁾와 Adham et al⁽²⁾는 횡저항 시스템

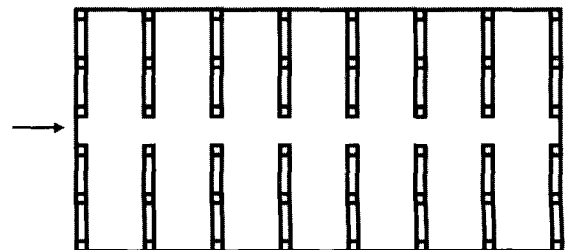


그림 1 CFS 건물 예-평면도

* 정회원·일리노이 주립대학교 박사후 연구원(대표저자: tkim2@uiuc.edu)

** 일리노이 주립대학교 박사후 연구원

본 논문에 대한 토의를 2006년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2005. 8. 29 / 심사종료일 : 2005. 11. 25)

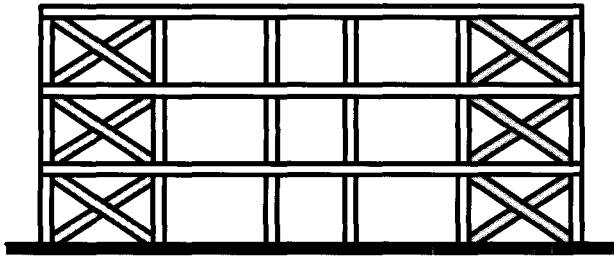


그림 2 CFS 건물 예-입면도

템인 스트랩을 가진 전단 패널의 정적 반복 하중 실험 결과를 보여 주고 있으나, 그 외 대부분은 수직 하중에만 설계된 전단 패널의 일 방향 또는 반복 하중 실험 결과들을 주로 보여주고 있다. 이처럼 내진거동이 충분히 규명되지 않았기 때문에 CFS 건물은 중, 고 지진 지역에 건설되는 군 막사로는 제한되어 왔다. 따라서 U. S. Army Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Laboratory (ERDC-CERL) 에서 이 시스템의 비선형 거동 특성을 밝히기 위한 연구를 수행하게 되었다. 이를 위하여 실제 크기의 CFS 전단 패널 실험체를 만들어 진동대 실험을 하였다.

이 실험체는 워싱턴 주 시애틀에 위치하는 것으로 가정하였다. 이 지역은 지반 특성이 다양하고 수많은 단층이 위치하고 있다. 주 단층은 태평양에 위치한 Juan de Fuca 판과 북미 대륙판 사이로 Juan de Fuca판이 북미 대륙판 밑으로 깔려져 있는 상태다. 한해에 규모 1.0 이상의 지진이 약 1000번 발생하며 1949년에는 규모 7.0의 지진이 발생하였다. USGS National Seismic Hazard Maps⁽³⁾에 의하면 50년 이내 2%의 초과 확률을 가지는 지진 위험도에 대해 시애틀의 최대 지반 가속도(PGA)는 0.63g이며 Sa(spectral acceleration)가 0.2초 일 때 1.45g, 1.0초 일 때 0.49g이다.

전단 패널은 일반적인 철골 모멘트 골조와는 다르게 횡방향 강성이 매우 크며 이로 인해 고유주기가 작다. 스트랩은 인장 축으로만 저항하며 이 전단 패널이 실험체의 주 횡 저항 시스템이다. 전단 패널은 완전한 핀칭(pinching)을 가지는 이력 거동을 나타낸다. 스트랩은 매우 연성이 큰 것으로 알려져 있지만 지진 발생 시 한 개의 층만이 비선형 거동을 하는 "weak-story"가 발생할 수 있다. 전단 패널은 콘크리트 슬래브로 서로 연결되는데 이 콘크리트 슬래브는 CFS 부재들에 비해 강성이 매우 크다. 층 바닥이 전단 패널을 완전히 분리시켜서 어느 한 층의 항복은 다른 층으로 전달이 되지 않으며, 이는 기둥과 보 및 슬래브가 서로 복합적으로 비탄성 거동을 하는 모멘트 골조와 다른 점이다. 따라서 지진 시 스트랩의 항복이 발생하는 층에 비탄성 거동이 집중되고 다른 층은 그 후 탄성 거동을 하게 된다. 또한 전단 패널은 모멘트 골조에 비해 초과강도(over strength)가 매우 작다. 지진 발생 시 구조물의 성능은 얼마나 연성 거동을 보이느냐에 좌우되므로 위와 같은 특성들은 아주 취약한 점이 된다. 따라서 진동대 실험

을 통한 전단 패널의 비선형 동적 특성의 조사는 매우 의미 있는 연구이다. 진동대 실험을 통해 조립식 전단 패널의 각 요소인 기둥, 스트랩, 그리고 앵커의 거동 특성 및 동적 해석의 중요한 변수인 고유 진동수와 에너지 소산 능력을 확인할 수 있는 이력 거동 등을 조사하였다.

2. 진동대 실험

2.1 실험체 설계

실험체의 설계는 TI 809-07⁽⁴⁾을 따랐다. 실험체는 2층 구조로 진동 방향으로 2면의 골조가 있으며, 그 골조는 경사진 스트랩이 있는 전단 패널이다. 그림 3은 ERDC-CERL 진동대인, Tri-axial Earthquake and Shock Simulator(TESS)에 설치된 CFS 실험체의 사진이다. 전단 패널의 너비는 기둥 중심을 기준으로 하여 2.84m 이며 슬래브 사이의 순 층 높이는 3.00m 이다. 실험체는 1,2층 구조가 동일하며 각 골조가 횡 방향으로 3.9m 떨어져 있다. 실제로 1층의 하중이 더 큼에도 불구하고 2층을 1층과 동일하게 설계하였다. 그 이유는 비선형 거동을 1층에서 확실하게 관찰하기 위함이다. 둘레에 있는 기둥은 축방향으로 매우 강하다. 그 기둥은 스틸 스타드(stud) 세 개를 서로 용접한 형태이며, 각 스타드의 크기는 51mm× 152mm, 두께는 2.6mm이다. 이 기둥을 앵커에 용접 한 후 상,하부 트랙(track)을 통해 볼트로 슬래브에 연결하였다. 그림 4에서 기둥 및 기둥과 슬래브 접합부의 단면을 볼 수 있다.

철근 콘크리트 슬래브 횡격막은 각 층에 위치해 있으며, 200mm 두께에 면적이 4.4m²의 정사각형 형태이다. 슬래브 자체의 무게는 93 kN이다. 일반적으로 하나의 전단 패널이 하나 이상의 베이를 부담하므로 추가로 스틸 판과 납을 설치하여 실제의 수직방향 하중의 영향을 고려하였으며 최종적인 무게는 층당 256 kN이다. 각 층에 위치한 전단 패널은 실제 크기로 설계되었으며 전단력은 경사진 스트랩

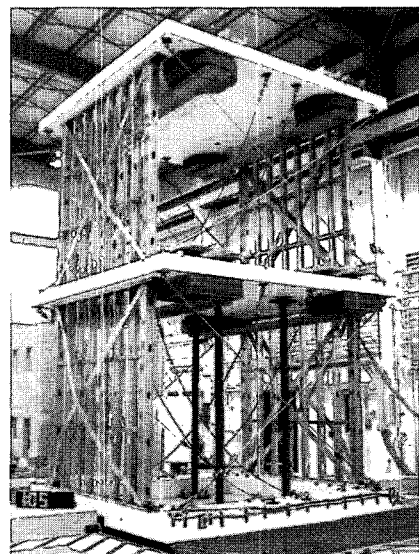


그림 3 CFS 전단 패널 실험체 사진

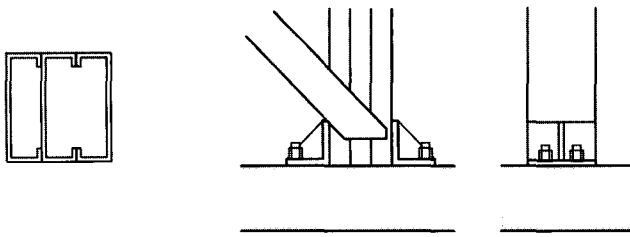


그림 4 조립식 기둥 및 기둥과 슬래브 연결 단면

(strap)에 의해 100% 지지되는 것으로 하였다. 이 스트랩은 기둥의 상, 하 단부에 용접으로 접합되었다. 그 외 기둥, 접합부 등은 TI 809-07을 따라 설계하였다. 이들은 TI 809-07에서 요구하는 스트랩의 초과 강도에 대해 설계하였으므로, 실험체는 스트랩의 비선형 거동을 통한 연성 거동을 보일 것이다.

표 1 진동대 실험체에 대한 내진 설계 변수 (단일 전단 패널)

변수	기준값	실제값
단주기에서의 설계 가속도 (g), S_{ps}	1.5	
중요도 계수, I	1.0	
변위 증가 계수, C_d	3.5	
건물 총 무게 (kN), W	256	
반응 수정 계수, R	4.00	5.47
지진 반응 계수, C_s	0.375	0.274
설계 밀면 전단력 (kN), V	96	70

표 1은 진동대 실험체의 내진 설계 변수들을 보여준다. 표에서와 같이 TI 809-07은 반응수정계수를 4로 요구하고 있다. 하지만 보다 확실한 비선형 거동을 얻기 위해 전단 패널이 4에 의한 설계보다 약하게 설계 되었다. 등가 횡력 방법(equivalent lateral force procedure)을 사용하면 기준에 의한 설계 밀면 전단력은 다음과 같다.

$$V = W \frac{S_{ps} I}{R} = 256 \times \frac{1.5 \times 1.0}{4} = 96 \text{ kN} \quad (1)$$

이 값은 표 2의 패널 전단 강도 70 kN 보다 37% 높은 것이다. 이 차이를 역으로 설계에 사용된 반응수정계수를 계산하면 5.47이 된다. 따라서 1층 전단 패널이 실제 기준보다 약하게 설계됨으로써 진동대 실험 시 비선형 거동을 1층에 집중시키는 효과를 얻을 수 있겠다. 더불어 큰 변위를 얻음으로써 비선형 거동을 보다 더 잘 관찰할 수 있다.

표 2 진동대 실험체의 스트랩 설계 (단일 전단 패널)

층	패널		스트랩					패널 전단 강도 (kN)	설계 전단력 (kN)	설계 층간 변위를 (mm)	허용 층간 변위를 (mm)
	폭 (mm)	높이 (mm)	개수	너비 (mm)	ga (#)	두께 (mm)	항복 응력 (MPa)				
2	2997	2997	2	102	16	1.4	366	70	64	34	60
1	2997	2997	2	102	16	1.4	366	70	96	50	60

실제 사용된 내진 설계 변수들은 표 1에 기준값들과 함께 제시되어 있다.

이 실험에서 실험체의 연성 거동을 위한 허용 기준은 다음과 같다. 스트랩과 기둥의 접합부 파괴, 기둥의 좌굴, 그리고 기둥과 슬래브 사이의 앵커 파괴는 허용되지 않는다. 이들은 실험체의 급격한 파괴를 유발하여 실험 목적을 달성하는데 장애가 된다. 앞서 언급한 바와 같이 실험체가 약하게 설계되었지만 여전히 연성 거동을 보일 것이며 이것은 TI 809-07을 따른 CFS 구조의 한 장점이다.

2.2 실험 방법

실험체는 경사진 스트랩이 있는 방향으로 수평력을 받게 된다. 진동대 실험은 몇 단계로 나누어서 실행되었는데, 크게 두 가지로 대표된다. 하나는 낮은 레벨 실험으로서 최대 지진력의 2%, 5%, 8%를 가하는 것이고, 다른 하나는 지진력 100%를 그대로 가하는 것이다. 지진력에 대한 자세한 내용은 다음 단락에 제공되어 있다. 2% 및 5% 실험은 데이터 채널이 알맞게 작동하고 있는지를 확인하고 경사진 스트랩의 변형도를 기준으로 하여 비선형 거동을 유발하는 지진력을 측정해보기 위해 수행되었다. 스트랩의 변형도를 측정하여 전본 실험 결과와 비교하였다. 예비 해석을 통해 지진력의 11%가 가해졌을 때 1층의 스트랩이 항복하는 것으로 예측하였다. 측정된 스트랩의 변형도를 근거로 최대 지진력의 8%를 보수적으로 탄성 영역 실험의 한계로 정하였다. 이 8% 지진력에 대한 결과를 조립식 전단 패널의 선형 거동을 조사하기 위해 해석 결과와 비교하였다. 이후, 지진력 100%를 가하여 진동대 실험을 수행하였다.

실험 결과 측정을 위하여 가속도계, 변위계, 변형도계를 설치하였다. 가속도계는 진동 방향의 가속도를 측정하기 위해 진동대 바닥을 포함하여 각 층마다 가장자리에 3개를 설치하였다. 그 중 2개는 각 층의 비틀림 현상을 관찰하기 위하여 설치하였다. 같은 위치에 가로 방향으로 가속도계를 설치하였는데, 이들은 의도하지 않은 가로 방향의 움직임이나 비틀림을 관찰하기 위한 것이다. 수직 방향의 가속도계도 같은 위치에 설치되었으며, 진동대 바닥에는 나머지 가장자리에 하나 더 설치하였다. 이들은 특히 진동대 바닥의 전도현상(overturing)을 관찰하기 위한 것이다. TESS 진동대의 경우 수직 방향으로 가력기가 설치되어 있기 때문에 완전히 고정되어 있지 않다. 따라서 원하는 거동은 아니지만 본 실험체의 진동 실험 시 가해지는 매우

큰 전도 모멘트로 인해 수직방향 거동이 발생할 수 있다. 변위계는 진동 방향의 변위를 측정하기 위해 가로면의 양쪽 가장자리에 두 개씩 각 층마다 설치하였다. 가로 방향의 변위는 같은 방법으로 진동 방향의 면에 두 개씩을 설치하였다. 이 변위계들은 모두 각 방향으로의 변위 및 뒤틀림을 관찰하기 위한 것들이다. 변형도계는 각 기둥의 상하부의 양면에 축방향으로 설치하여 모멘트를 계산할 수 있도록 하였다. 또한 각 스트랩의 양단에 변형도계를 설치하여 축방향 변형도를 측정하였다.

진동대의 운동으로는 SAC 프로젝트에서 Somerville at al⁽⁵⁾에 의해 개발된 지진 데이터를 사용하였다. 선택된 데이터는 SE32이며, 그 이유는 실험체의 고유 주기 인근에서 설계 반응 스펙트럼 1.5g와 같은 스펙트럼 반응 가속도를 가지기 때문이다. 실험체의 고유주기는 2Hz 인근으로 예상되었고 진동대 실험 시 실험체의 주기는 스트랩이 항복함에 따라 감소할 것이므로, 2Hz 이하 영역의 진동이 실험체의 거동을 좌우할 것이다. 그런데, 진동대의 최대 변위 한계가 0.14m이므로 안정성을 고려한 지진력의 조절이 필요하였다. 이에 따라, SE32 지진 데이터에서 1.0Hz이하 부분을 필터링하여 그 크기를 감소시켜 실험체의 최대 변위가 진동대의 한계 안에서 일어나도록 변경하였다. 그림 5는 두 지진 데이터의 반응 스펙트럼의 차이를, 그림 6은 필터링한 SE32의 시간 이력을 보여 준다.

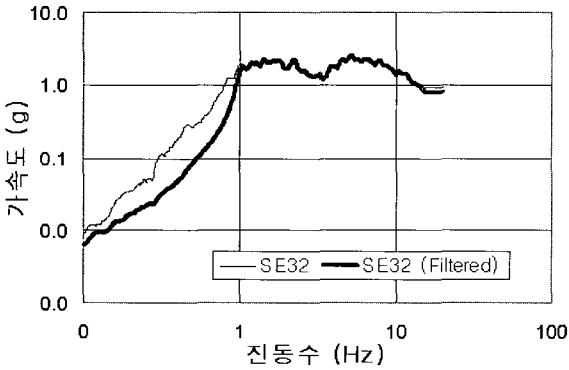


그림 5 SE32 및 필터링한 SE32의 반응 스펙트럼

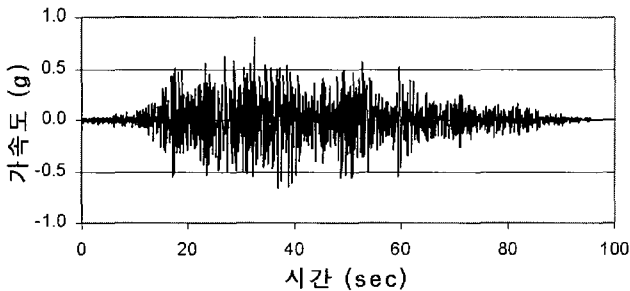


그림 6 필터링한 SE32의 시간 이력

3. 실험 결과 및 분석

진동대 실험을 통해 CFS 전단 패널의 비선형 거동을 관

찰하였다. 여기서는 그 중 고유 진동수, 비틀림, 기둥의 국부 좌굴, 스트랩 항복들의 결과를 살펴보았다. 실험체의 고유 진동수 측정을 위하여 백색 잡음(white noise)을 사용하였다. 나머지 기둥의 국부 좌굴, 스트랩 항복, 앵커의 변형은 비탄성 영역, 즉 100% 지진력 실험으로부터 관찰된 결과이다.

3.1 고유 진동수

백색 잡음을 가하여 실험체의 고유 진동수와 감쇠율을 측정하였다. 그 값은 각각 1.65 Hz와 7.2% 이었다. 하지만, 실험 전 해석 모델을 이용한 예측에서는 2.16 Hz이었다. 해석 모델의 바닥 경계 조건은 고정단이었다. 실험값이 0.51 Hz 작게 나타났는데, 그 이유는 두 가지가 있다. 먼저 시공 상의 문제로서, 몇몇 제작된 스트랩의 길이가 실제 필요한 것보다 조금 컸다. 이로 인해 기둥에 용접된 스트랩이 전단 패널을 횡방향으로 완전히 고정시키지 못하므로 초기 강성에 영향을 미치게 되었다. 두 번째는 진동대 바닥의 수직 방향 흔들림이다. 앞에서 언급된 바와 같이 진동대 바닥의 수직 방향 움직임은 완전히 제어되지 못한다. 그 이유는 유압 스프링처럼 작동하게 하는 유성분의 압축성 때문에 수직방향의 가력기가 일정한 신축성을 가지고 있기 때문이다. 실험 시 매우 큰 전도 모멘트가 발생하는데, 이것이 진동대 바닥을 상하로 움직이게 만든다. 해석 모델을 바닥을 고정단으로 가정하였으므로 이 차이가 고유 진동수 측정값을 감소시킨다.

동적 해석 시 그 거동은 모델의 고유 진동수에 매우 좌우된다. 따라서 실제값과 예측값이 차이가 있을 때 해석 결과는 실제와 전혀 다른 결과를 보일 수 있다. 한 예로 감쇠율이 적은 구조물인 경우 아주 적은 진동수의 차이에도 그 결과는 완전히 반대의 위상을 보이기도 한다.

3.2 스트랩 항복

실험체의 주 횡저항 부재는 인장으로만 저항하는 스틸 스트랩이다. 이 스트랩은 자신의 전체 길이를 따라 현저하게 항복을 한다. 비탄성 실험, 즉 100% 지진력 실험 후 스트랩은 완전히 항복을 한 비탄성 거동을 보여주었다. 그림 7은 스트랩이 항복한 형태를 보여주고 있다. 그림 7에서 볼 수 있듯이 1층 스트랩이 항복하여 그 길이가 매우 증가하였다. 1층의 최대 층간 변위는 83mm로 나타났으며, 이는 스트랩의 최대 변형 59mm에 해당된다. 스트랩의 원래 길이가 4.24m이므로 최대 변형도는 1.4%이다. 그림 8의 견본 인장 실험 결과에 의하면 스트랩의 최대 변형도는 약 20%이다. 따라서 본 실험에 의한 최대 변형도 요구값은 스트랩 최대 인장 능력 보다 매우 낮은 수준이기 때문에 설계 지진 강도에 대해 스트랩은 충분히 저항할 수 있음을 알 수 있다. 실험체 설계에서 의도한 대로 2층에서는 비탄성 거동이 거의 일어나지 않았다. 2층의 스트랩은 초기 상태와 거의 변화가 없으므로 탄성 거동을 했음을 알 수 있

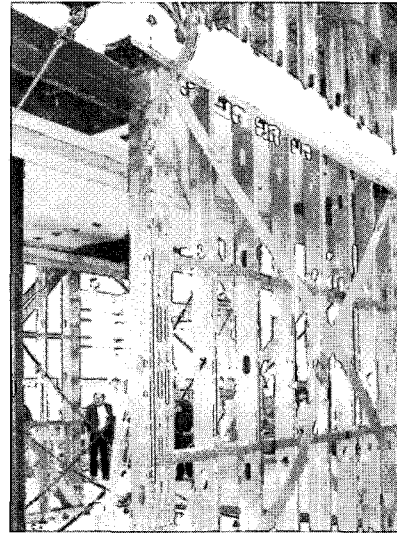
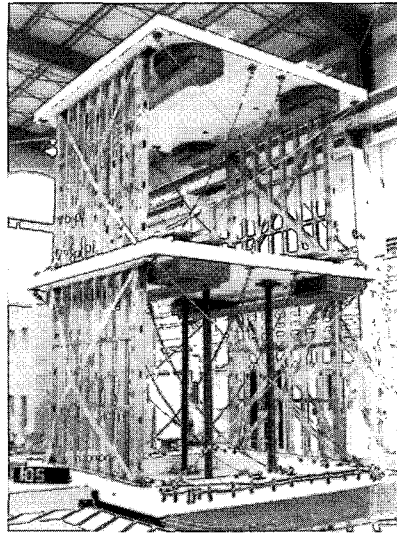


그림 7 스트랩 항복 형태 (100% 지진력 실험 후)

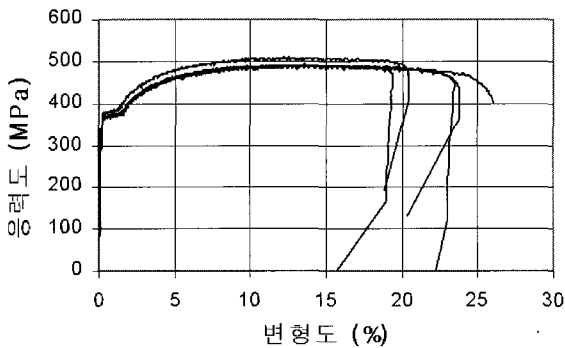


그림 8 스트랩 견본 인장 실험 결과

다. 그림 7의 오른쪽 그림은 왼쪽 그림에서 보이는 방향의 반대쪽 1층 스트랩을 보여주고 있다. 그림에서 보듯이 스트랩은 연성이 매우 큼을 알 수 있다.

3.3 기둥의 국부 좌굴

실험체에서 기둥은 양단에서 모멘트가 전달되도록 앵커를 통해 슬래브에 연결되어 있다. 이 기둥은 그림 4에 주어진 대로 스테드를 용접하여 조립한 것이다. 따라서 이들은 형강 부재와 다르게 비콤팩트단면이다. 다시 말하면 이 기둥은 휨 변형 시 국부 좌굴로 인해 자신의 최대 항복 강도를 발현하지 못할 수도 있다. 100% 지진력 실험 후 국부 좌굴이 그림 9에 나타나 있듯이 조립식 기둥의 바깥 면에서 육안으로 관찰되었다. 국부 좌굴은 앵커의 바로 윗부분에 위치하였다. 기둥은 'C'자 형태의 스테드를 서로 용접한 것으로서 스테드 단독일 때 발생하기 쉬운 뒤틀림(distortional) 좌굴이나 횡 비틀림(lateral torsional) 좌굴은 발생하지 않았다. 국부 좌굴의 발생으로 인해 기둥의 층 전단력에서 차지하는 비중이 더욱 감소하였다. 그러나 인장에만 저항하고 극심한 편칭 현상을 보이는 스트랩과는 다르게 기둥은 인장 및 압축 양방향 모두 저항하며 국부 좌굴로 인해 감소된 모멘트 성능이지만 전 영역을 통한 에너지 소산을 함으로써 여전히 중요한 역할을 수행한다.

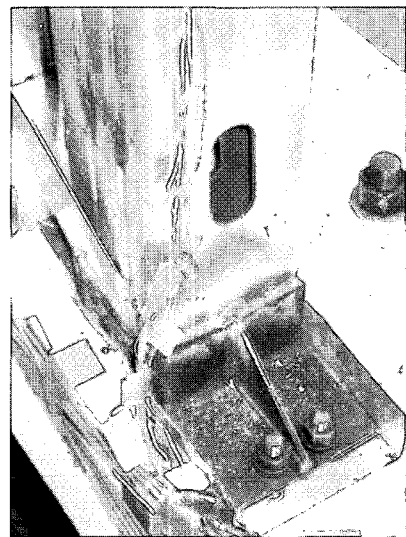


그림 9 기둥의 국부 좌굴 (100% 지진력 실험 후)

다음 단계의 해석적 연구를 위해 기둥의 국부 좌굴 시 모멘트 성능을 여러 방법을 사용하여 구해 보았다. 먼저 유효길이를 사용한 방법을 살펴보면, 국부 좌굴을 고려한 모멘트 성능을 구할 때 일반적으로 좌굴이 발생할 위치, 즉 플랜지나 웹의 길이를 유효길이로 감소시킨다. 이러한 방법은 CFS 설계와 관련된 표준들에서 적용되고 있다 (AISI⁽⁶⁾, ASCE 8-02⁽⁷⁾). 유효길이를 구할 때, 각 대상은 stiffened와 unstiffened로 나뉘어 진다. 여기서 stiffened는 양쪽이 지지되어 있을 때, unstiffened는 한 쪽만이 지지되어 있을 때를 의미한다. 진동대 실험체의 기둥은 그림 4에서 보듯이 계산 대상인 우측면은 양쪽이 지지되어 있으므로 stiffened로 규정하였다. 그리고 휨 변형 시 우측면은 일정한 압축력을 받게 된다. 위에 언급된 두 표준에서 이에 대한 유효길이 계산식은 용어 사용에 약간의 차이가 있을 뿐 거의 동일하였다. 유효길이(b_e)에 대한 계산식은 다음과 같다. 사용된 변수명은 각 표준에서 임의로 채택하였다.

$$b_e = w \quad (\lambda \leq 0.673) \quad (2)$$

$$b_e = \rho w \quad (\lambda > 0.673) \quad (3)$$

$$\rho = \frac{(1 - 0.22/\lambda)}{\lambda} \quad (4)$$

$$\lambda = \left(\frac{1.052}{k} \right) \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5)$$

여기서 ω 는 계산 부재의 길이로서 곡면 부분을 제외한 값이며, ρ 는 감소 계수, λ 는 세장 계수(slenderness factor)이다. t 는 두께, F_y 는 항복 응력도, E 는 탄성계수, k 는 플레이트 좌굴계수를 뜻한다. 이 값들은 표 3에 주어져 있다. 여기서 항복 응력도와 탄성계수는 기둥에 사용된 스티드 건본의 실험결과로부터 구한 값들이다. 플레이트 좌굴계수는 양쪽이 지지된 stiffened에 대해 4.0이다. 식(5)를 이용하여 구한 λ 는 1.178이며, 이를 식(4)에 대입하면 ρ 는 0.69이다. 얻어진 λ 값은 식(3)에 해당하기 때문에 유효 길이는 원래 길이의 69%, 103.5mm가 된다. 이 유효길이를 적용하여 유효단면계수(S_e)를 구했으며 그 값은 60,304mm³이다. 최종적으로 국부 좌굴을 고려한 유효 모멘트 강도는 $S_e \times F_y = 18.3$ kN-m 이다. 이 값의 전체 모멘트 강도 M_y 에 대한 비는 81%이다. 따라서 국부 좌굴을 고려했을 때 모멘트 강도는 전체값의 81% 수준으로 감소한다.

표 3 기둥의 국부 좌굴 계산을 위한 변수값

변수	ω	t	F_y	E	S	M_y
단위	mm	mm	MPa	MPa	mm ³	kN-m
값	150	2.6	303	202,000	74,725	22.6

다음으로 Schafer와 Pekoz⁽⁸⁾에 의해 제시된 실험식을 사용해 보았다. 이들은 부재 형상에 관계없이 기존의 실험 결과들을 모아서 세 가지 예측식을 제시하여 AISI의 결과와 비교하였다. 이 세 가지 식 중 두 번째는 뒤틀림 좌굴을 고려한 식인데, 본 연구의 기둥은 관계가 없으므로 제외하였다. 그 두 식은 다음과 같다.

$$(M_n)_1 = \rho M_y = (\rho S) F_y = \rho (S F_y) \quad (6)$$

$$(M_n)_3 = \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^{0.4} \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^{0.4} \right) M_y \quad (7)$$

첫 번째 식(6)은 위의 AISI를 따른 방법에서 유효길이를 계산하는 ρ 를 이용한 것이다. AISI에서는 유효길이를 구한 후, 그 값을 이용하여 유효단면계수를 구하였다. 여기서는 ρ 를 단면계수나 항복 응력도에 바로 곱하였다. 따라서 AISI에서는 유효 모멘트 강도의 전체 모멘트 강도에 대한 비가 81% 이었지만, 식(6)을 이용하면 ρ 자신인 69%이다. 식(7)은 식(6)을 기본 형태로 하여 실험값들이 가장 잘 일치하도록 만들어졌다. 식(4)의 λ 에 해당하는 항목이 식(7)에서는 M_{cr}/M_y 가 된다. M_{cr} 은 여러 좌굴 모멘트 강도 중 최소값이다. 여기서는 국부 좌굴만 해당되므로

M_{cr} 은 국부 좌굴에 대해서만 구하였다. 플레이트의 좌굴 응력에 대한 일반적인 식은 다음과 같다.

$$F_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (8)$$

여기서 포아송 비 μ 는 0.3, 부재 길이 b 는 표 4의 ω 값을 사용하였다. 나머지 변수들도 표 4의 값들을 사용하였다. 이 식을 이용한 F_{cr} 값은 219 MPa이며, 그 결과 M_{cr} 은 16.4 kN-m 이다. 이 값을 식(7)에 대입하면 유효 모멘트 강도는 17.2 kN-m이며 전체 모멘트 강도에 대한 비는 76%이다. Schafer와 Pekoz⁽⁸⁾에 의하면 AISI에 의한 결과는 실험값들과 평균값은 비슷한데 편차가 큰 것으로 나타났다. 식(6)의 결과는 실험값들보다 평균값이 작았고 편차 또한 AISI 결과와 마찬가지로 컸다. 식(7)의 결과는 실험값들과 평균값이 비슷하고 편차 또한 작았다. 따라서 식(7)에 의한 76%가 가장 알맞은 결과라 할 수 있다.

위에서 여러 가지 방법을 이용하여 유효 모멘트 강도를 계산하였는데, 그 분포는 전체 강도의 69%에서 81%로 아주 크지 않았다. 또한 식(8)을 이용하여 얻어진 M_{cr} 을 유효 모멘트 강도로 가정한다면 그 비는 72%로 식(7)의 결과인 76%와 많은 차이가 나지 않는다. 따라서 간단하게 플레이트의 좌굴 식으로도 다른 복잡한 식과 비슷한 결과를 얻을 수 있다. 이러한 결과는 대상이 stiffened에 일정한 압축력을 받는 가장 단순한 형태이기 때문일 것으로 추측된다. 이는 실험 결과로부터 확인할 수 있다. 그림 10은 100% 지진력 실험에 대한 1층 기둥의 모멘트 시간 이력을 보여주고 있으며, 계산된 최대 모멘트 값은 17.8 kN-m로 전체 모멘트 강도에 대한 비는 79%이다. 이 값은 플레이트 좌굴식과 식(7) 결과의 중간에 위치하고 있다.

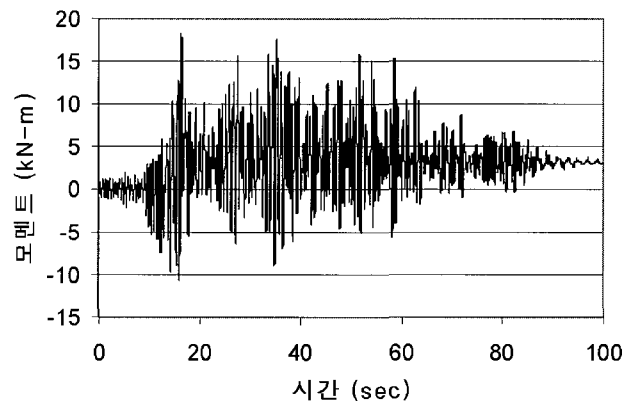


그림 10 1층 기둥의 모멘트 시간 이력 (100% 지진력)

3.4 앵커의 변형

진동대 실험체의 기둥은 그림 4에서 볼 수 있듯이 앵커를 통해 볼트로 슬래브에 연결되어 있다. 이 접합은 기둥을 슬래브에 고정시켜 기둥의 모멘트 성능을 발휘하도록

의도한 것이다. 앵커는 진동대 실험 시 파괴가 발생하지 않도록 설계되었으며, 실험 결과 파괴는 일어나지 않았다. 하지만 진동대 실험 시 육안으로 앵커의 변형이 관찰되었다. 그림 9에서 뚜렷이 확인하기는 힘들지만 앵커의 윗부분, 즉 기둥과 용접된 부분의 아래와 삼각형 지지의 윗부분의 색깔이 다른 부분과 다름을 알 수 있다. 이 부분은 실험 시 변형이 발생한 부분이다. 또한 진동대 실험 시 기둥은 슬래브에 완전히 부착되지 못하고 떨어지는 현상이 일어났다. 이는 기둥을 슬래브와 볼트를 통해 슬래브에 연결하는 앵커가 횡방향 진동으로 인해 슬래브와 완전한 접촉을 이루지 못한 결과다. 이러한 결과는 모멘트가 기둥으로부터 슬래브로 완전히 전달되지 못함을 보여준다. 앵커의 변형은 실험 계획 단계에서 고려 대상이 아니었으므로 그 양을 측정하지 못하였다. 이 변형의 영향을 실험결과로부터 추출한 전단력과 스트랩의 인장 강도 및 앞 절에서 구한 기둥의 유효 모멘트 강도 들을 비교함으로써 추정해 보았다.

비교를 위하여 기둥의 첫 번째 항복 시의 전단력을 사용하였다. 표 4에 제시된 바와 같이 이때는 스트랩이 이미 항복한 상태이다. 표 4에서 기둥의 횡방향 항복변형은 20.3mm이며 이 때 측정된 층 전단력은 161.5 kN이다. 이 값은 100% 지진력 실험 시 밀면 전단력과 1층 변위률의 관계(그림 14 참조)에서 확인할 수 있다. 단일 기둥의 횡방향 항복 강도는 표 4에 주어진 대로 11.5 kN이며, 한 층에 4개의 기둥이 위치하므로 기둥에 의해 지지되는 전단력은 총 46 kN이다. 스트랩에 대해서도 같은 방법으로 계산하면 147.6 kN이다. 스트랩과 기둥의 전단력을 합하면 193.6 kN이며, 이 값은 측정된 층 전단력 보다 32.1 kN이 더 크다. 이 차이는 앵커의 변형으로 인해 기둥의 전단력에 대한 기여량이 더욱 감소되었음을 보여 준다.

표 4 진동대 실험체 단일 기둥과 단일 스트랩의 특성값

변수	기둥	스트랩
단면 계수 (mm ³)	73,906	-
유효 항복 응력 (MPa)	230	370
횡강성 (kN/m)	566	3355
횡방향 항복 강도 (kN)	11.5	36.9
횡방향 항복 변형 (mm)	20.3	11.0

3.5 시간 이력 및 이력 거동

진동대 실험을 통한 각 층 변위의 시간 이력을 관찰하였다. 이 층 변위는 각 층과 바닥 사이의 상대 변위이다. 또한 각 층의 변위값들은 진동 방향으로 위치한 두개의 변위계로부터 계산된 평균값이다. 따라서 여기서는 각 층의 비틀림 움직임이 제거된 변위값들이다. 변위률로 표현될 수 있는 변위값을 선택한 이유는 지금 현재 성능을 기반으로 한 설계나 평가에 있어 주로 사용되는 변수이기 때문이다. 또한 층 전단력과 변위률의 이력 관계도 비교하였다. 이 관

표 5 최대 층 변위률 (%)

지진력	1층	2층
8%	0.37	0.31
100%	2.76	0.96

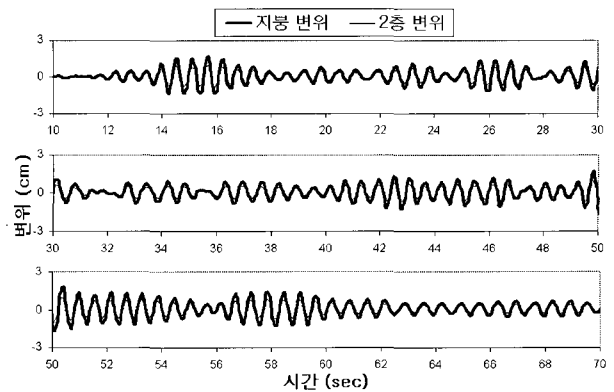


그림 11 시간 이력 결과 (8% 지진력)

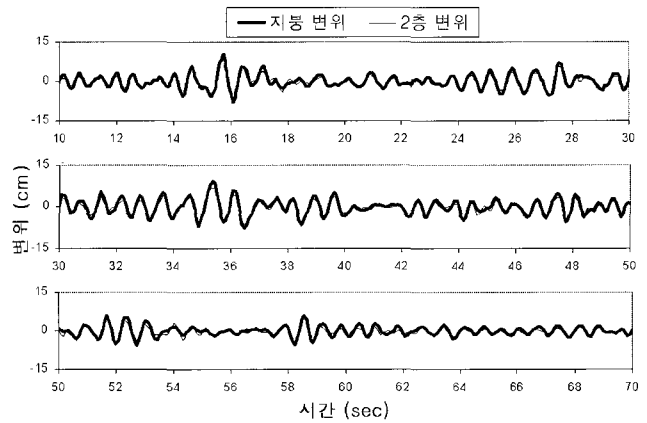


그림 12 시간 이력 결과 (100% 지진력)

계는 지진에 대한 건물의 거동을 결정하는 중요한 요인인 비선형 거동과 에너지 소산을 관찰할 수 있기 때문이다.

진동대 실험을 통한 2층과 지붕의 시간 이력 결과는 그림 11과 그림 12에 주어졌다. 8% 지진력에 대해서는 탄성 거동이므로 지붕 층의 변위가 2층보다 크게 나왔고, 100% 지진력에 대해서는 비탄성 거동이므로 두 층의 변위 차이는 크지 않았다. 표 5에 주어진 최대 층 변위률을 통해서도 같은 현상을 관찰할 수 있다. 100% 지진력에 대한 1층 변위률이 3%에 근접한 값을 가지고 있으나 나머지 값들은 모두 1% 이하이다. 이 현상은 아래의 층 전단력과 변위률의 관계로부터도 확인할 수 있다.

다음으로 층 전단력과 층 변위률의 이력 관계를 살펴보았다. 그 결과는 그림 13과 그림 14에 주어졌다. 여기서 층 전단력은 각 층 바닥에서 측정된 가속도에 층 무게를 곱한 값이다. 8% 지진력에 대한 결과는 완전히 탄성 거동을 보여주고 있다 (그림 13). 위에서 언급한 바대로 스트랩은 11% 지진력이 가해졌을 때 항복함으로써 당연한 결과이다. 그림 14에서 층 전단력 150 kN 부근에서 항복이 발생함을 알 수 있다. 100% 지진력이 가해졌을 때 대

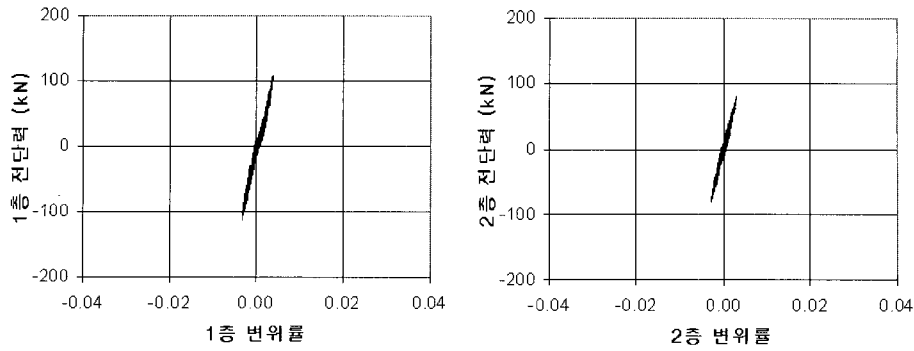


그림 13 전단력과 변위률의 이력 결과 (8% 지진력)

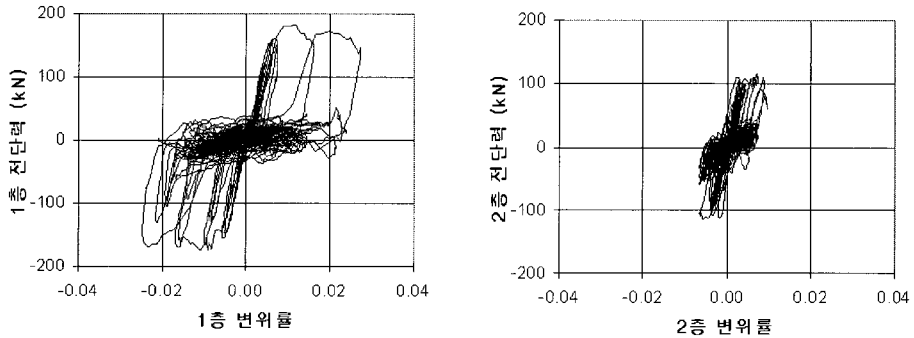


그림 14 전단력과 변위률의 이력 결과 (100% 지진력)

부분의 비선형 거동은 1층에서 발생함을 알 수 있다 (그림 14). 이는 실험체 설계 시 1층 부분을 설계 강도보다 약하게 설계한 것도 요인으로 작용하였다. 앞 절에서 이미 확인한대로 기둥의 국부 좌굴과 앵커의 변형으로 인하여 기둥의 층 전단력에 대한 기여도는 낮다. 이렇게 기둥의 기여도는 스트랩에 비해 상대적으로 작지만 기둥 또한 층 전단력과 에너지 소산에 참여하고 있음을 보여준다.

1층 전단력과 변위률의 이력 관계에서 대부분의 비탄성 거동은 스트랩에 의한 것이다. 스트랩의 이력 거동은 심한 편칭 현상을 보이고 반복 하중 시 전 단계의 최대 변위에 도달하기 전에는 저항력이 전혀 없으며 그 이후는 전 단계와 같은 형태로 거동한다. 비교를 위하여 같은 형태의 스트랩을 가진 전단 패널에 대한 정적 반복 하중 실험 결과를 그림 15에 제시하였다. 이 실험체는 스트랩의 형태는 진동대 실험체와 같으나 기둥과 슬래브의 접합부 상세는 다르다. 그림 14의 진동대 실험 결과는 정적 실험 결과와 매우 잘 일치함을 알 수 있다. 그림 14와 그림 15는 저항력이 없는 구간에 일정한 수준의 전단력이 있음을 보여주는데, 이는 기둥이 부담한 전단력이다.

진동대 실험 결과로 스트랩이 높은 연성도를 가지고 지진에 저항함을 알 수 있다. 따라서 조립식 스틸 건물의 경우 기둥의 중력 하중에 대한 안정성이 매우 중요하다. 시스템의 특성상 "weak-story" 발생 가능성이 높으며, 이로 인해 층 변위가 한 층에 집중되고, 이 변위와 중력 하중에 의한 P-delta 영향이 증가하게 된다. 이 때 기둥의 좌굴 발생 가능성이 매우 크므로 이를 설계 시 중요한 사항으로 고려해야 한다. 본 연구의 실험체에 사용한 기둥 단면은

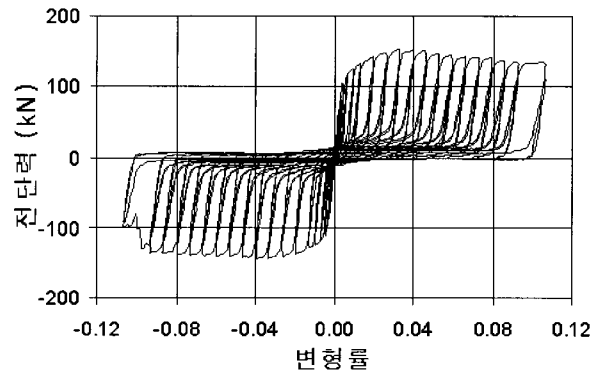


그림 15 조립식 전단 패널의 정적 반복 하중 실험 결과

‘ㄷ’자 형태의 스티드를 서로 용접하여 좌굴 하중을 항상 시키는 좋은 예다.

4. 결 론

CFS 전단 패널의 비선형 거동을 조사하기 위해 실제 크기의 실험체를 설계하여 진동대 실험을 수행하였으며, 진동대 실험을 통하여 각 부재의 특이한 비탄성 거동을 확인하였다. 본 실험은 실험체에 대한 여러 변수가 없이 실험체 단독으로 수행되었으므로 아래에 제시된 결론은 이 실험체에 국한됨을 명시한다. 그 내용은 다음과 같다.

1. 본 진동대 실험은 스트랩을 가새로 둔 CFS 건물이 정적 반복 하중 실험 시 보여준 강인함과 연성 능력을 확인해 주었다.

2. 제작된 CFS 기둥은 국부 좌굴 이후에도 안정된 거동을 보였다. 국부 좌굴 시의 모멘트 강도는 기본 식들로부터 잘 예측되었다.
3. 층 전단력의 대부분은 스트랩에 의해 지지되었으며 기둥의 기여도는 낮았다. 하지만 기둥 자신의 이력 특성은 에너지 소산에 여전히 기여하였다.
4. CFS 건물은 지진 하중에 매우 효과적으로 저항함을 보여 주었다. 하지만 이러한 거동은 가새가 용접이나 볼트로 기둥에 완전히 접합되어 파괴가 일어나지 않을 때만 얻을 수 있다.

감사의 글

본 연구는 미국 Illinois Champaign에 위치한 U. S. Army Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Laboratory의 지원에 의한 것입니다. 또한 미국 National Science Foundation Grant EEC-9701785에 의한 Mid-America Earthquake Center의 지원도 포함되어 있습니다.

기호 정리

- E : 탄성계수
 F_{cr} : 국부 좌굴 시 응력도
 F_y : 항복 응력도
 I : 중요도 계수
 M_{cr} : 국부 좌굴 시 모멘트 강도
 M_y : 항복 모멘트 강도
 R : 반응 수정 계수
 S : 단면계수
 S_{DS} : 단주기에서의 설계 가속도 (g)
 S_e : 국부 좌굴을 고려한 유효단면계수
 V : 설계 밀면 전단력
 W : 건물의 총 무게
 b : 곡면 부분을 제외한 부재 길이
 b_e : 국부 좌굴 시의 유효길이
 k : 플레이트 좌굴계수
 t : 부재의 두께
 ω : 곡면 부분을 제외한 부재 길이

- λ : 세장 계수
 μ : 포아송 비
 ρ : 감소 계수

참고 문헌

1. Fulop, L. and Dubina, D. "Seismic Performance of Wall-Stud Shear Walls," *Sixteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, Orlando, Florida, 2002, pp. 483-500.
2. Adham, S.A., Avanesian, V., Hart, G.C., Anderson, R.W., Elmlinger, J. and Gregory, J. "Shear Wall Resistance of Lightgauge Steel Stud Wall System," *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 1, 1990, pp. 1-14.
3. USGS National Seismic Hazard Maps, <http://earthquake.usgs.gov/hazards/>.
4. TI 809-07, *Design of Cold-Formed Loadbearing Steel Systems and Masonry Veneer / Steel Stud Walls*, Headquarters, U.S. Army Corps of Engineers, 2002.
5. Somerville, P. N., Smith, S., Puntamurthula and J. Sun, "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project," Background Document, *Report No. SAC/BD-97/04*, 1997.
6. American Iron and Steel Institute (AISI), *Specification for the design of cold-formed steel structural members: 1996 Edition*, AISI, Milwaukee, Wisconsin, 1997.
7. ASCE 8-02, *Specification for the Design of Cold-Formed Stainless Steel Structural Members*, ASCE, Reston, Virginia, 2002, 110pp.
8. Schafer, B.W. and Pekoz, T., "Direct Strength Prediction of Cold-formed Steel Members Using Numerical Elastic Buckling Solutions," *Second International Conference on Thin-Walled Structures: Thin-Walled Structures*, Research and Development, Singapore, 1998, pp. 137-144.

