

강판과 콘크리트로 합성된 복합 철골전단벽의 거동 및 설계

Behavior and Design of Hybrid Steel Plate Shear Wall Combined with Concrete



천영수*
Young-Soo Chun



박병순**
Byung-Soon Park

1. 머리말

본고에서 다루고자 하는 복합 철골전단벽(Hybrid Steel Plate Shear Wall, HSPW)은 쉬어스터드(shear studs)나 볼트(bolts)와 같은 기계적인 연결장치를 사용하여 철판(steel plate)을 벽체의 한쪽 측면 또는 양면에 부착하여 철근콘크리트와 합성구조를 이루는 전단벽체이다. <그림 1>은 본고에서 주로 다루고자 하는 HSPW 시스템의 예를 나타낸 것이다.

이러한 구조의 벽체에 대하여 국내 설계규정은 아직 정립되지 못한 실정이나, 일본에서는 1985년부터 학계와 산업계를 중심으로 일명 SC구조로 불리우는 합성 전단벽에 대한 연구를 체계적으로 추진하여, 최근에는 기술기준의 제정단계에 이르고 있으며, 미국의 AISC¹⁾에서도 내진규정에서 이러한 시스템을 합성 철판전단벽(Composite Steel Plate Shear Walls, C-SPW)으로 규정, 사용하고 있다. 물론, 이 시스템은 현재 다른 수평하중저항시스템 만큼 자주 사용되고 있지는 않지만 최근에 와서 적용실적들이 다수 보고 되고 있다는 점에 착안하여, 향후 국내 적용 가능성을 감안 본고에서는 HSPW의 기본적인 특성과 국외적용 사례, 실제 내진거동 특성(실험결과), AISC의 설계규정 등에 관한 정보와 함께 설계를 위한 추가적인 제언들을 제공하고자 한다. 참고로, 본고에서 다루고 있는 내용은 주로 미국의 AISC 설계규정과 Steel Tips Series(A. Astaneh-Asl²⁾의 내용을 토대로 한 것임을 밝혀 둔다.

2. HSPW의 특징 및 장점

첫째, 철근콘크리트 전단벽(RC Shear Wall, RCSW)과 비교하여 동일한 전단내력을 갖는 HSPW는 벽체의 두께와 무게

를 줄이면서 더 큰 전단강성을 확보할 수 있다. 이 경우, 벽체가 차지하는 면적을 줄일 수 있다는 사실은 특히 고층건물에 있어서 더 넓은 가용 공간을 제공할 수 있다는 점에서 건축 계획적으로 상당한 이점을 지닐 수 있으며, 무게를 줄일 수 있다는 사실은 구조적인 측면에서 기초의 크기를 줄일 수 있고, 건물이 저항해야만 하는 지진하중을 감소시킬 수 있다는 장점이 있다.

둘째, HSPW는 현장타설 벽체로 구성할 수도 있고 프리캐스트 벽체로 구성할 수도 있다. HSPW는 현장에서 구축 시 충분한 강성과 안전성을 제공할 수 있기 때문에, 철근콘크리트 벽체 부분은 현장작업의 주공정(critical path)로부터 벗어나도록 할 수 있으며, 철골구조 부분의 조립과 세우기 작업과는 무관하게 진행할 수 있다.

셋째, 철판전단벽(Steel Plate Shear Wall, SPSW)에 있어서는 층 전단력이, 대각방향으로 압축에 의한 좌굴이 발생한 이후 철판의 인장대를 통한 저항작용(Tension Field Action, TFA)에 의해 저항되는 반면, HSPW에 있어서는 콘크리트 벽체가 철판을 구속하여 철판의 항복 이전에 좌굴이 일어나는 것을 방지함으로써 철판이 전단항복에 의하여 층 전단력에 저항

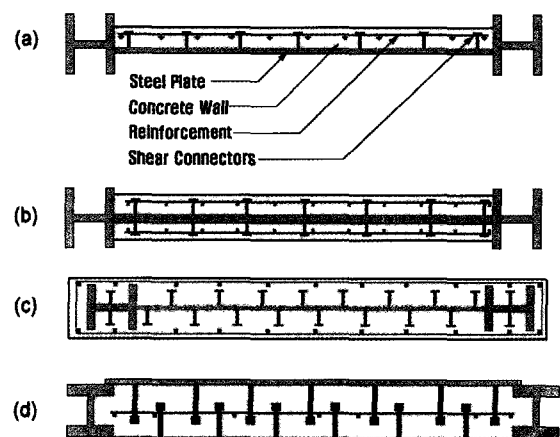


그림 1. 복합철골전단벽(Hybrid Steel Plate Shear Wall)

* 정희원, 대한주택공사 주택도시연구원 책임연구원

cysoo@jugong.co.kr

** 정희원, 터구조 소장

하도록 하여 더 큰 하중부담능력을 갖게 된다. 일반적으로, 철판의 전단항복 내력은 대각인장역의 항복에 의해 전단에 저항(TFA)하는 내력보다 상당히 크다. 또한, 철근콘크리트 벽체는 SPSW에서 취약한 내화뿐 아니라 방음과 단열에 관한 성능도 보강할 수 있다.

넷째, 중진 또는 보다 발생빈도가 높은 지진들로 인해 SPSW는 좌굴을, 철근콘크리트 전단벽은 균열을 경험하게 되고, 이로 인해 두 시스템은 모두 보수가 필요하다. 사실, 이러한 보수는 보수비용 자체뿐 아니라 보수되어질 공간의 기능상실이나 수용능력 상실로 인한 부가적인 이유로 더 많은 비용을 초래할 수 있다. 하지만, 5절에서 후술될 실험결과에 따르면 HSPW의 손상은, 특히 본고에서 소개되는 혁신적인 시스템이 사용될 경우, 거의 콘크리트 벽체의 균열 없이 또는 시스템 다른 요소들의 손상 없이 철판의 전단항복만으로 제한될 수 있다. 이러한 결과는 지진과 같은 재해 이후에도 건물이 완전한 기능을 수행할 수 있다는 점에서 상당히 바람직한 것이라 할 수 있다.

3. HSPW의 구성요소 및 특성

HSPW의 주요 구성요소는 철판벽체(steel plate wall), 콘크리트벽체(concrete wall), 전단연결재(shear connector), 경계기둥(boundary column), 경계 보(boundary beam), 철판벽체와 경계 보 또는 기둥과의 접합부, 그리고 보-기둥 접합부로 구성되며, <그림 2>에 이를 도식화하여 나타내었다. 여기서는 전체 시스템의 거동에 있어서 이 요소들의 역할에 대하여 간단히 서술하고자 한다.

3.1 철판 전단벽(SPSW)

이 요소는 일반적으로 얇은 철판으로 구성되나, 제작 또는 현장에서 세우기 작업 시 취급이 용이하지 않을 수 있으므로 3/8 inch(9.5 mm) 이하의 평판은 가능한 한 사용하지 않는 것이 좋다. 나중에 다시 논의되겠지만, 얇은 평판은 바람직한 메커니즘으로서 패널의 항복 시까지 좌굴을 지연시키기 위하여 많은 수의 전단 연결재를 요구하게 될 수도 있기 때문이다. 낮은 항복점을 갖는 이유로 인하여 현재 미국에서는 A36($f_y = 252 \text{ MPa}$) 강종의 철판이 선호되고는 있으나 고강도 철판이 사용될 수도 있다.

HSPW에서 철판의 주요 역할은 연성(ductility)뿐 아니라 전단강도(shear strength)와 강성(stiffness)을 제공하는 것이며, 제한적이지만 어느 정도는 전도모멘트에 대한 저항에도 참여하게 된다. <그림 3(a)>는 철판에 의하여 저항되는 힘들을 보여주고 있다. HSPW에서 철판은 전단항복에 의하여 층 전단

력에 저항하게 되는데, 이는 <그림 3>에 나타난 바와 같이 대각방향 인장역(Diagonal Tension Field Action, DTFA)의 저항으로 층 전단력을 저항하는 SPSW에 비하여 더 우수한 저항능력을 갖는다.²⁾

HSPW에서 철판이 전단에 대하여 거의 항복점에 도달할 수 있는 이유는 콘크리트 벽체가 철판에 대하여 보강재 역할을 담당하여 항복에 도달하기 이전에 좌굴이 일어나는 것을 막아주기 때문이다. 다시 말해서, 콘크리트 벽체는 스티프너(stiffener)로서 작용하여 철판의 좌굴을 막는 것이다. 물론, 콘크리트 벽체 자체도 대각방향 압축대의 작용(Diagonal Compression Field Action, DCFA)으로 어느 정도 층 전단력을 부담한다. <그림 4>

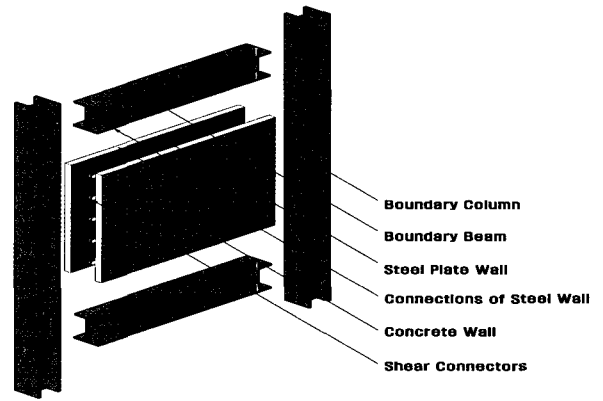
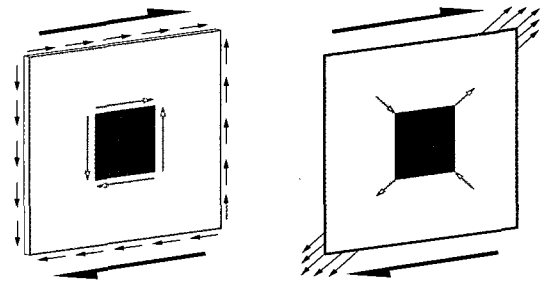


그림 2. HSPW의 구성요소



(a) 순수전단 (b) Tension Field Action
그림 3. 합성전단벽과 철판전단벽에서 철판의 전단저항

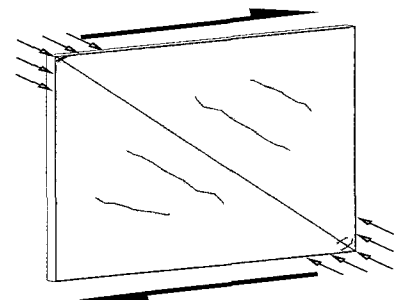


그림 4. 콘크리트의 대각방향 압축영역에 의한 전단저항(DCFA)

3.2 철근콘크리트 전단벽(RCW)

철근콘크리트 전단벽은 <그림 1(a)>와 같이 철판 전단벽의 한쪽 측면과 또는 <그림 1(b), (c)>와 같이 양쪽 측면과 연결될 수 있다. 또한, <그림 1(d)>와 같이 철판 전단벽 사이에 샌드위치 형태로 조립될 수도 있다. 이 경우 모든 RCW는 <그림 4>에 나타낸 바와 같이 DCFA를 통하여 전체 시스템의 전단강도와 강성을 분담하고, 벽체 보강근의 양에 따라 기여도가 다르기는 하나 연성을 제공한다. 또한, RCW는 전도모멘트에 대한 저항성에도 기여한다. RCW는 현장타설 벽체 또는 프리캐스트 벽체 중 어느 것으로도 할 수 있다. RCW의 중요한 역할 중의 하나는 철판 벽체의 좌굴을 막는 것이다. 이 기능은 RCW와 철판벽체를 전단 연결재를 사용하여 연결함으로써 성취될 수 있다.

3.3 전단연결재(SC)

전단연결재는 HSPW의 철판 요소와 콘크리트를 연결하기 위하여 사용된다. 현장타설 콘크리트의 경우, 일반적으로 용접된 쉬어스터드(welded shear stud)가 사용된다. 물론, 쉬어스터드 만큼 경제적이지 못할 수는 있지만 채널(channel)과 같은 다른 형태의 전단 연결재들도 사용될 수 있다. 프리캐스트 콘크리트 벽체의 경우에는 볼트가 RCW와 SPSW를 연결하기 위하여 사용될 수 있다. HSPW에 대한 실험결과(Zhao and Astaneh-Asl, 2002), 경우에 따라서는 쉬어스터드가 전단뿐 아니라 철판의 국부좌굴로 인해 상당한 인장력을 받을 수도 있으므로 주의하여야 한다.

3.4 경계 기둥과 보(Boundary Column and Beam)

HSPW의 한쪽 편에 위치한 기둥은 연직하중 외에도 일련의 전도모멘트에 저항해야 한다. 기둥은 철판의 DTFA를 위한 지점(anchor point)과 콘크리트 벽체의 DCFA를 위한 지지요소(bearing element)로서의 역할을 한다. 상대적으로 큰 기둥을 갖는 구조에서 기둥들은 또한 상당한 양의 층 전단력을 전달한다. HSPW의 상, 하단에 배치되는 보는 철판의 DTFA를 위한 지점과 콘크리트 벽체의 DCFA를 위한 지지요소로서 작용한다. 또한, 보는 바닥으로부터의 임의 연직하중에 저항하며, 전도모멘트로 인하여 그 양단부에서 상당한 크기의 전단흐름의 영향을 받는다.

3.5 경계요소들과 전단벽의 접합부

SPSW는 볼트 또는 용접에 의해 경계기둥 및 보와 연결되어야만 한다. 이들 접합부의 주요 역할은 전단력과 인장력을 전

달하는 것이다. 또한, 콘크리트 벽체는 기계적인 연결장치를 사용하여 경계 벽들과 연결될 수 있다. 이 접합부들은 벽체 내에 배근된 보강근에 의해 전달되는 전단력을 전달한다.

3.6 보-기둥 접합부

이 접합부는 벽체의 거동에 매우 중요한 역할을 한다. 철판 프레임이 HSPW의 보완시스템(back-up system)으로 사용되는 이중골조시스템에 있어서 접합부는 모멘트 접합부이어야 한다.

4. HSPW를 사용하는 구조시스템

<그림 5>에 HSPW를 갖는 전형적인 철골구조를 도시하였다. 철근콘크리트 벽체나 철판벽체와 같이 HSPW는 수평하중에 대한 저항요소로서 사용된다. <그림 5(a)>는 단순지지로 철골조 내에 사용된 HSPW를 보여주고 있다. 이 경우, HSPW는 전체 층 전단력을 부담하도록 설계된다. 즉, 벽체는 일련의 층 전단력을 부담하고, 콘크리트의 압괴 뿐 아니라 SPSW와 콘크리트 벽체 내에 배근된 철근의 항복을 통하여 연성을 제공한다. 또한, 벽체는 수직방향으로 놓인 캔틸레버 보의 웨브로서 작용하여 전도모멘트에 저항하는 역할을 하며, 이 캔틸레버 보의 플랜지는 경계 기둥이 된다. <그림 5(b)>에 도시된 시스템은 전단벽이 모멘트 골조 내에 있거나 평행하게 배치된 이중골조시스템이다. 이 경우, 전단벽과 모멘트 골조는 함께 수평하중에 대한 저항성을 제공하나, 실무적으로는 전단벽이 전체 수평력을 부담하고, 골조는 보완적인 시스템으로 설계된다. 이 시스템에서 골조는 내진규정(예를 들어, FEMA350 등)에서 정의된 바와 같은 특별 모멘트 연성골조(special ductile moment frame)일 필요는 없다. 실험결과에 의하면, 전단벽의 존재로 인하여 이 시스템의 모멘트 접합부에 대한 회전요구(rotational demand)는 전단벽이 심각한 손상을 입을 때까지 비교적 작다. 또한, 전단벽이 심각한 손상을 입을 후에 있어서도 모

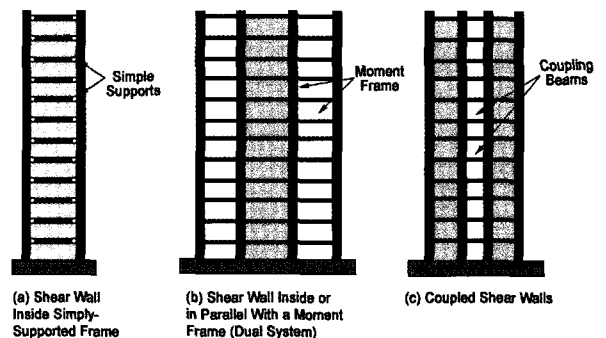


그림 5. 합성전단벽을 갖는 전형적인 철골조

멘트 접합부 상, 하 모서리 부분에 설치된 철판과 같은 가셋 플레이트로 인해 접합부는 큰 회전을 경험하지 않는다. <그림 5(c)>에 도시된 시스템 역시 이중골조시스템으로, 두개의 전단벽이 짧은 커플링 보에 의해 연결된 시스템이다. 연결보의 휨강도와 전단강도를 조절함으로써 설계자는 연결보가 연성적인 휴즈와 같이 거동하도록 설계하거나, 강도와 강성을 제공할 뿐 아니라 충분한 연성과 에너지 소산능력을 제공하는데 기여하도록 설계할 수도 있다.

5. 합성 전단벽의 거동

합성 전단벽에 대해서는 다양한 형태로 최근 많은 연구가 진행되고 있으며, 본절에서는 그 한 예로서 최근 미국 Berkeley 대학의 Astaneh-Asl and Zhao(1998 ~ 2001)에 의해 수행된 실험결과를 소개하고, 그 거동특성을 살펴보고자 한다. 특히, 이 실험에서는 합성 전단벽의 성능개선을 위하여 벽체와 경계요소와의 사이에 이격을 허용하는 새로운 시스템이 제안된 바 있으며, 기존 합성 전단벽 시스템과 비교하여 그 성능의 우수성이 입증된 바 있어 향후 실무사용자 들에게 큰 도움이 될 것으로 판단된다. <그림 6>은 Astaneh-Asl and Zhao(1998 ~ 2001)에 의해 실험된 두 전단벽에 대한 기본적인 구성 및 특징을 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이 연구에서 고려된 두 시스템은 모두 모멘트 골조 내에 설치된 합성 전단벽을 갖는 이중골조 시스템이다. 두 시스템 사이의 유일한 차이는 개선 시스템(Innovative Composite Shear Wall, ICSW)에 있어서는 콘크리트 벽체와 경계 기둥과 보 사이에 이격공간(gap)이 존재한다는 점이다. TCSW(Typical Composite Shear Wall)에 있어서는 이 이격이 없으므로, 콘크리트가 직접 경계 기둥과 보에 의해 지지된다. 후술하겠지만, 이 단순한 차이가 손상의 감

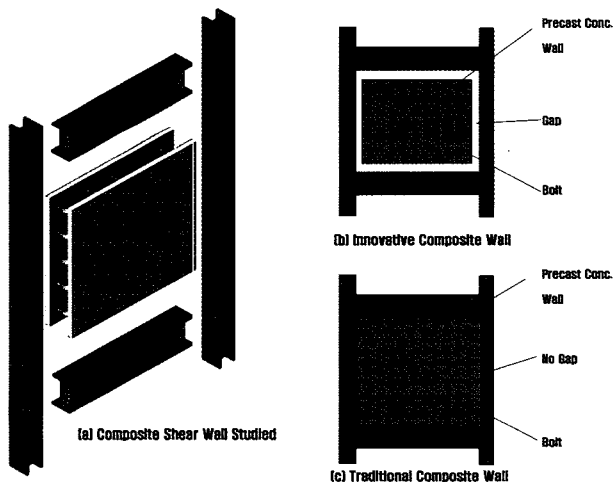


그림 6. TCSW와 ICSW의 구성 및 특징

소와 연성의 증가 뿐 아니라 거동에 상당한 개선을 이끌게 된다.

5.1 지진 시 거동

자주 발생하는 중, 약진과 같은 지진이 발생하는 동안 ICSW는 콘크리트 벽체가 벽체와 경계기둥 및 보 사이의 이격으로 인해 골조에 의해 구속되지 않는다. 결국, 철판 전단벽은 전단을 부담하는 주요 요소이며, 층 변형을 좌우하는 일련의 전단강성을 제공한다. 중·약진에 대해서는 단지 철판의 강도와 강성만으로도 전단력에 저항하는데 충분하고도 남음이 있으며, 허용할 수 있는 레벨로 층 변위를 제한할 수 있다. 이 경우, 콘크리트 벽체는 경계요소들에 의해 구속되지 않은 상태이므로 전단력을 부담하는데 참여하지 않으며, 무 손상 상태로 남아있게 될 것으로 기대된다. ICSW가 이러한 거동을 하는 동안 콘크리트 벽체의 역할은 철판에 브레이스로서 작용하여 항복 이전에 철판이 좌굴하는 것을 방지하는 것이다.

반면, 층 전단력과 층 변위가 클 것으로 예상되는 발생빈도가 낮은 강진의 경우 콘크리트 벽체와 경계요소인 보와 기둥 사이의 틈새는 단혀 지고 콘크리트 벽체는 전단력을 부담하는데 참여하게 된다. 콘크리트 벽체의 전단강도는 전체 시스템의 전단강도에 더해지게 되며, 콘크리트 벽체의 강성도 층간 전단강성에 추가되어 층간변위를 감소시키는데 기여하게 된다.

5.2 지진 시 거동의 실험적 평가

5.2.1 실험체

실험체는 1/2 규모 3층, 1경간 구조물이다. 콘크리트 벽체와 경계 기둥 및 보 사이에는 1.25 inch(약 32 mm)의 틈새가 있다는 것을 제외하고는 ICSW를 나타내는 실험체와 TCSW를 나타내는 실험체는 동일하다. <표 1>은 실험체 일람을 나타낸 것이다. 실험체에 사용된 철판은 A36($f_y = 252$ MPa)이다. 보와 기둥은 A572 Grade 50 Steel($f_y = 350$ MPa)이다. 콘크리트 벽체는 PC로 제작되었으며, 1/2 inch(약 12.5 mm) 직경의 볼트로서 체결되었다. 실험체 제작 시 사용된 콘크리트는 압축강도 4,000 psi($f_{ck} = 28$ MPa)이다. 철판은 공장에서 제작되었으며, 콘크리트는 실험실 내에서 타설 되었다. 보-기둥 접합부는 모멘트 접합부로 제작되었다.

표 1. 실험체 일람표

실험체명	기둥	보	철판두께 (inch)	콘크리트 벽체		
				종류	두께	철근비(ρ)
ICSW	W12×120	W12×26	3/16 (4.8 mm)	Precast	3 inch (75 mm)	0.92 %
TCSW	W12×120	W12×26	3/16 (4.8 mm)	Precast	3 inch (75 mm)	0.92 %

5.2.2 실험체 설치 및 실험과정

실험체의 설치상황은 <그림 7>과 같다. 실험체 설치를 위한 주요 부재들은 1,500 Kips(75 KN)의 액츄에이터, 상부의 재하 보와 반력 블럭에 의해 지지된 하부 반력 보로 구성되어 있다. 실험체 중간 높이에 설치된 보는 양측면에 설치된 수평방향의 보에 의해 브레이스되는데, 이 브레이싱은 실제 건물에 있어서 바닥판의 브레이싱 효과를 묘사하고자 하는 것이다. 실험체는 국부적이고 전체적인 변형 뿐 아니라 입계위치에서 변형도를 측정하도록 장치가 설치되었다. 실험체에 적용된 전단력은 액츄에이터에 부착된 로드셀(load cell)에 의해 측정되었다.

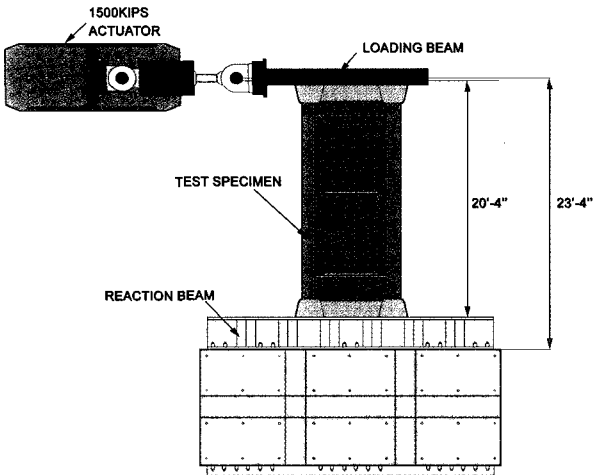


그림 7. 실험체 설치상황

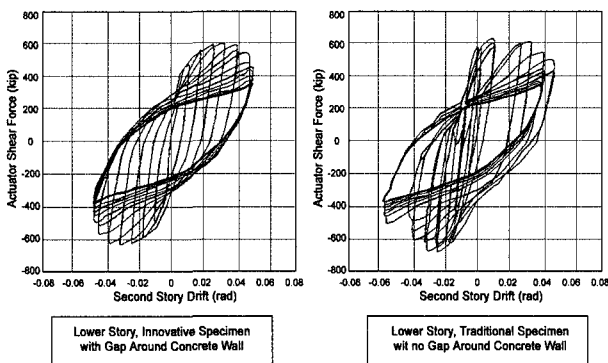


그림 8. 전단력-변위 관계

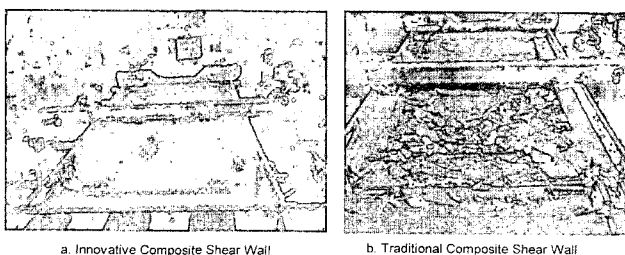


그림 9. TCSW와 ICSW의 손상 비교

5.2.3 실험결과

주요 실험결과중의 하나는 실험체의 전단력-변위 관계의 그림이다. <그림 8>에 나타난 바와 같이 이 그림은 시스템의 강성, 강도, 연성 및 에너지 소산능력에 대한 가치 있는 정보를 제공하는데, 이 모든 변수들은 구조물을 해석하고 설계하는데 매우 중요하다. 두 실험체는 모두 강도의 감소없이 4% 이상의 층간변위에 도달할 수 있었으며, 최대 강도의 약 80%에 해당하는 강도 감소시까지 적어도 5%의 층간변위에 도달할 수 있다. TCSW의 최대강도가 ICSW의 최대강도보다 약간 더 높다. 이는 이격이 없는 실험체에서 콘크리트가 실험초기부터 기둥과 보의 지지부재로서 역할을 하여 전단내력을 증가시켰기 때문으로 예상되었던 결과이다. 그러나 콘크리트 벽체가 전단을 부담하는데 참여할 때 내력이 심각하게 증가하지 않았다는 사실을 주지할 필요가 있다. TCSW의 강성은 ICSW의 강성보다 약간 더 높게 나타났다. 그러나 차이는 매우 미소하며 강도의 경우와 유사하다. 결국, 이는 콘크리트 벽체의 참여가 시스템의 강성을 추가로 증가시키지 못하였음을 나타낸다.

두 실험체 모두 철골전단벽이 벽체와 접합부 사이에 2inch (약 50 mm) 정도 틈이 발생하면서 모서리로부터 파괴되기 시작하는 시점에서 강도가 감소하였다. 이 실험으로부터 얻을 수 있는 교훈을 바탕으로 현재의 설계법에 대하여 그러한 불연속을 피하는 것이 바람직하다는 사실을 알 수 있다. 두 실험체에서 콘크리트 벽체들은 철골벽체를 브레이싱 할 수 있으며, 항복이전에 좌굴이 발생하는 것을 방지한다. 후반 사이클에서 철골벽체는 철골벽체와 콘크리트 벽체를 연결하는 볼트 사이의 자유길이에 걸쳐 좌굴이 발생하였다. 두 실험체에서 이 시점을 넘어서 계속되는 반복하중은 인장파괴와 철골전단벽을 관통하는 볼트의 펀칭파괴의 원인이 된다. 두 실험체의 거동 사이에 가장 중요한 차이는 콘크리트 벽체의 거동이다. TCSW 실험체에서는 비교적 초기 사이클 동안에 벽체의 전체 단부에서 균열이 발생하여 <그림 9(b)>에서 보듯이 쪼개짐이 발생하였다. 그러나 ICSW 실험체에서는 동일한 변위레벨에서 <그림 9(a)>에서 보듯이 그러한 손상이 전혀 나타나지 않았다. 후반 사이클 동안 TCSW의 콘크리트 벽체의 손상은 보강근과는 완전히 무관하게 조각조각난 형태로 거의 모든 콘크리트에 걸쳐서 광범위하게 분포되었다. 그러나, ICSW 실험체에서 콘크리트 벽체의 손상은 상대적으로 제한적으로 나타났다.

6. 설계규정

6.1 일반사항

AISC Seismic Provisions(AISC, 2002)이나 Inter-

national Building Code(IBC, 2000)와 같은 현재의 미국 규정들은 합성 전단벽의 내진설계에 대하여 상당한 정보를 제공한다. 본절에서는 먼저 UBC-97(ICBO, 1997), IBC-2000(ICC, 2000), SEAOC Blue Book(SEAOC, 1999), 그리고 AISC Seismic Provisions(AISC, 2002)의 규정들에 대하여 논의하고자 한다. 독자는 적어도 상기 규정들 중 하나와는 친숙하다고 가정한다. 여기에 인용된 규정들은 단지 논의를 위한 것이다. 실제 내진설계에 있어서는 실제적인 규정들을 살펴보아야 한다. 이 절에서의 논의는 단지 AISC Seismic Provisions (AISC, 2002)에서 합성 철골 전단벽(C-SPW)로 언급된 합성 전단벽에 국한하며, 이는 본고에서 이야기하고 있는 HSPW 시스템과 동일한 것이다. C-SPW는 AISC에 의해 철골벽체의 한쪽 또는 양측면이 철근콘크리트에 의해 둘러싸인 철판과 철골 또는 합성 경계부재들로 구성된 구조벽으로 정의된다. AISC의 해설에서 제시하는 이러한 시스템의 예는 <그림 1(a), (c)>에서 찾아 볼 수 있다.

6.2 합성 전단벽에 대한 내진설계규정

AISC Seismic Provisions(AISC, 2002)의 규정은 항복강도 F_{ye} 를 다음 식에 의해 예측한다.

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (1)$$

여기서, F_{ye} 는 규정된 최소 항복강도, R_y 는 철의 등급과 요소가 롤의 형태인가 판재의 형태인가에 따라 1.1에서 1.5의 값을 갖는 계수이다. 노치인성강에 대하여 AISC(2002)에 주어진 규정들(Sec. 6.3 of AISC-02)은 합성 전단벽의 철골요소에 동일하게 적용된다. 연결부, 접합부, 파스너들(Sec. 7 of AISC-02)과 기둥(Sec. 8 of AISC-02)에 대한 규정들도 합성 전단벽에 동일하게 적용될 수 있다.

여기에서 주로 논의된 합성 전단벽 시스템은 특수 모멘트골조 내에 합성벽체가 배치되는 이중골조시스템이다. 특수라는 명칭이 사용되는 모멘트골조는 AISC-02의 Sec. 9의 규정을 만족하여야 한다. 5절에서 정리된 실험들은 이중골조에 대하여 매우 연성적이고 바람직한 거동을 예시한 것이다. 합성 전단벽이 콘크리트 벽체가 완전히 분쇄되고 철골벽체가 파단되는 심각한 손상을 입은 후, 합성 전단벽의 나머지에 해당하는 모멘트골조는 매우 연성적인 방법으로 거동할 수 있다. 이 상태에서의 모멘트골조는 이중골조 최대 전단내력의 50% 이상을 부담할 수 있다. AISC 규정은 또한 합성 전단벽에 동일하게 적용될 수 있는 품질관리기준을 지니고 있다.

6.3 합성벽체(HSPW)의 설계

AISC Seismic Provision(AISC, 2002)에서는 합성 전단벽의 공칭 전단강도에 대하여 다음과 같은 식을 제시하고 있다.

$$V_{ns} = 0.6 A_{sp} F_y F_{ye} \quad (2)$$

상기 식(2)는 콘크리트 벽체가 적절한 보강재로서의 역할을 하여 철골패널의 전단항복 이전에 전체 또는 국부좌굴을 방지할 수 있는 경우에 적용 가능하다. 적절한 보강에 의하여 합성 전단벽체의 전체 좌굴을 방지할 수 있다는 사실을 증명하기 위하여 AISC(2002)에서는 해설부분에서 "합성패널의 전체적인 좌굴은 벽체의 변환단면 강성을 사용하여 탄성좌굴이론을 사용하여 검토되어야 한다"고 추천하고 있다.

이를 위한 하나의 접근방법은 <그림 10>과 같이 전단연결재들을 수평과 수직의 스티프너들로 변환하는 것이다. 그런 다음, 보강판 또는 직교판의 탄성좌굴이론을 사용하여 패널의 전체 좌굴을 검토할 수 있다. 보강판의 좌굴에 관한 보다 많은 정보에 대해서는 Allen and Bulson(1980)의 서적과 같은 역학서적을 참고하기 바란다.

AISC Seismic Provision(AISC, 2002)에서는 철골패널의 한편에만 콘크리트 벽체가 있는 경우의 합성 전단벽에 대해서는 스티드 사이의 국부좌굴 이전에 철골패널의 항복을 확실하기 위해서 플레이트 거더 웹의 b/t 비율을 다음 식에 주어 진 바와 같이 따라야 한다고 제시하고 있다.

$$\frac{b}{t} \leq 1.10 \sqrt{K_v E / F_{yw}} \quad (3)$$

$$\text{여기서, } K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (4)$$

상기 조건 이외에 AISC Seismic Provision(AISC, 2002)에서는 다음과 같은 조건을 제시하고 있다.

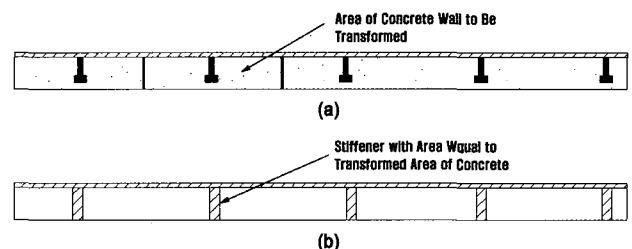


그림 10. 합성 벽체의 변환단면

- ① 콘크리트의 두께는 만약 콘크리트가 철골패널의 양측에 있다면 최소한 4inch(100 mm) 이상, 한 측면에만 있다면 8 inch(200 mm) 이상이어야 한다.
- ② 쉬어스터드 또는 다른 전단연결재 들이 패널의 굽좌굴을 방지하기 위하여 사용되어야 한다.
- ③ 수평, 수직 보강근은 ACI 318-99의 Sec. 14.3 규정의 요구조건에 부합하도록 콘크리트 벽체에 배근되어야 한다.
- ④ 경계부재들의 설계는 AISC Seismic Provision(AISC, 2002)의 Part I, Sec. 5, 6, 8 규정을 만족하여야 한다. 이 규정들은 적용 가능한 기준들의 변형한계, 재료에 대한 규격, 그리고 수평하중 저항시스템으로 사용된 기둥의 설계 등에 관한 규정에 대한 것이다.
- ⑤ 벽체에 개구부가 있을 경우, 적절한 경계부재들이 제공되어야 한다.

현재 실무에서는 식(2)에서 제시하는 바와 같이 합성 전단벽의 전단내력을 철골패널만의 내력에 근거하여 계산하고 있다. 즉, 콘크리트 벽체의 전단내력은 무시된다. 이러한 접근방법은 강도를 고려하는 한에 있어서는 보수적인 접근방법이다. 그러나 진동주기를 결정하기 위하여 사용되는 합성 전단벽의 강성을 계산함에 있어서는 콘크리트 벽체의 강성이 또한 고려되어야 한다고 추천한다.

철골패널의 설계 후, 철골패널의 예상되는 전단내력(V_{nse}) 이 계산되어야 한다. 이 예상 전단내력은 철골패널과 경계요소들의 연결재 설계 시 사용되어질 것이다. 합성전단벽체의 예상 전단내력은 상기 식(2)에 의한 공칭 전단강도보다 더 크다. 강도가 더 큰 주요 이유는 오늘날 철의 실제적인 항복강도가 일반적으로 규정된 최소강도보다 더 크다는 사실과 항복 후 철의 변형경화 때문이다. 철골패널의 예상되는 전단내력(V_{nse})은 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$V_{nse} = C_{pr} R_y V_n \tag{5}$$

여기서, C_{pr} , R_y , V_n 는 각각 최대 접합강도를 고려하기 위한 계수, 예상 항복강도(F_{ye})와 최소규정 항복강도(F_y)와의 비율, 부재 또는 판의 공칭 전단강도이다.

C_{pr} 은 원래 FEMA-350(FEMA, 2001)에 의해 모멘트골조를 위해 도입된 계수로, 여기서는 변형경화로 인한 철골패널의 전단항복내력 증가를 설명하기 위해 사용되었다. 변형 경화된 재료는 F_y 와 F_u 의 평균에 해당하는 항복점을 갖는다고 가정된다. 그러므로, C_{pr} 은 다음과 같이 쓸 수 있다.

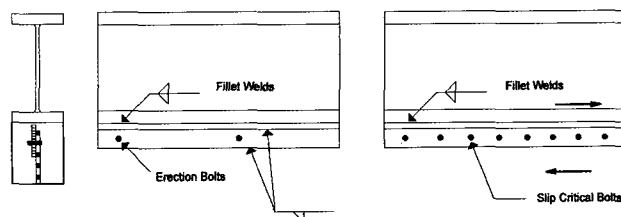


그림 11. 경계 기둥, 보와 철판의 접합

$$C_{pr} = (F_y + F_u)/(2F_y) = 1 + F_u/2F_y \tag{6}$$

R_y 는 규정된 F_y 값의 불명확성을 설명하기 위한 계수로서 AISC(2002)에 의해 제시되었다. AISC(2002)에서는 철골패널에 대한 R_y 값을 1.1로 제시하고 있다.

6.5 전도모멘트에 대한 저항성

합성 전단벽에 있어서는 전도모멘트의 상당량이 벽체에 의해 저항될 수 있다. 해석단계에서, 철골과 콘크리트 벽체가 평행한 쉘 요소로서 모델링 될 수 있으며 각각에 작용하는 힘들은 <그림 11>에 나타난 바와 같이 설명될 수 있다. 합성 전단벽 설계의 일반적인 원칙과 일관성을 유지하기 위해 다음과 같은 단계들을 제안한다.

- ① 콘크리트 뿐 아니라 철골패널에 작용하는 전체 전단력을 철골패널이 부담하도록 설계한다.
- ② 중력에 의한 연직하중과 휨모멘트의 조합에 저항하도록 콘크리트 벽체를 설계한다.

6.6 철골패널과 경계보, 기둥 접합부 설계

이 접합부에 대해서는 일반적으로 볼트와 용접이 사용된다. 용접접합은 연결패널과 용접이 C_{pr} , R_y , V_n 등에 의해 전절에서 주어진 벽체의 예상 전단항복강도를 발휘할 수 있도록 설계되어야 한다. 만약, 현장 볼트접합이 사용된다면 볼트는 계산된 지진하중을 부담하는데 있어서 미끄러짐에 대해 위험한 것으로 설계되어야 하며, 지지재로서 철골패널의 예상 전단항복강도를 부담할 수 있는지의 여부가 검토되어야 한다.

6.7 전단연결재 설계

전단연결재의 주요 역할은 철골패널을 구속하고, 전체적인 좌굴을 방지하는 것이다. 전단연결재는 다음의 두 상태에 대해

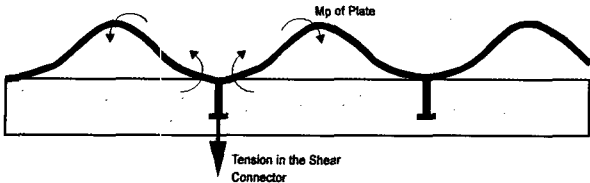


그림 12. 전단연결재에서의 인장력

여 설계되어야 한다.

- ① 각 전단연결재들은 하중의 후반 사이클동안 철골패널의 비탄성 국부좌굴로 인한 인장력에 저항할 수 있어야 한다. 전단연결재의 인장력은 <그림 12>에 나타난 것과 같이 힘의 평형방정식으로부터 얻을 수 있다.
- ② 전단연결재들은 전체적으로 철골패널과 철근콘크리트 벽체 중 작은 쪽의 전단내력을 전달할 수 있어야 한다.

6.8 상·하부 보와 기둥의 설계

여기서 논의된 이중골조 합성 전단벽 시스템에 있어서, 보와 기둥은 모멘트골조의 일부이다. 그럼으로, 모멘트골조에 대한 규정들이 이 부재들의 설계에 적용되어야 한다. 또한, 전단벽의 경계 보와 기둥은 AISC Seismic Provision(AISC, 2002)에 의한 다음과 같은 b/t 규정들을 만족해야만 한다.

$$b_f / 2t_f \leq 52 / \sqrt{F_y} \quad (7)$$

웹에 대해서는

$$h_c / t_w \leq 520 / \sqrt{F_y} \quad (8)$$

SAC Joint Venture(SAC, 2000)에서는 AISC(2002)에서 제시된 $520 / \sqrt{F_y}$ 대신에 용접된 모멘트접합부에 대하여 $418 / \sqrt{F_y}$ 를 한계로 제시하고 있다. 이 시스템의 보와 기둥의 웹 좌굴에 대하여 보다 완화된 한계 $520 / \sqrt{F_y}$ 를 선택한 이유는 여기서 논의된 전단벽 시스템에 있어서 보와 기둥의 웹은 전단벽의 일부이며, 이 웹들은 벽체의 좌굴 이전에 좌굴이 발생할 것 같지 않다는 사실 때문이다. 무보강 철골전단벽 시스템의 보와 기둥의 웹두께는 적어도 벽체 패널 두께와 동일한 두께 이어야 함을 제안한다.

7. HSPW의 설계예제

다음 조건을 가진 HSPW를 설계하라.



(1) 벽체의 단면조건

- 벽두께 : $h = 200 \text{ mm}$
- 벽 길이 : $l_w = 3,000 \text{ mm}$
- 벽 높이 : $l_c = 3,800 \text{ mm}$
- 콘크리트 설계 압축강도 : $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$
- 철골 설계기준항복 강도 : $f_y = 240 \text{ MPa}$

(2) 설계 응력 (면내 응력)

- 전단벽 : $V_u = 3,000 \text{ KN}$

(3) HSPW의 플레이트 설계

$$V_u = 3,000 \text{ KN}$$

$$t_r = V_u / (\phi \times 0.6 \times l \times F_y), \text{ where } \phi = 0.9$$

$$= 3,000 / (0.9 \times 0.6 \times 3,000 \times 0.24)$$

$$= 7.7 \text{ mm}$$

∴ $t = 9 \text{ mm}$ 적용

(4) 경계 보-기둥 접합부 설계

① 철골 패널의 전단내력.

$$V_{nes} = C_{pr} \times R_y \times V_n$$

$$= 1.35 \times 1.1 \times 9 \times 3,000 \times 240 / 1,000$$

$$= 9,623 \text{ KN}$$

where, $R_y = 1.1$

$$C_{pr} = (F_y + F_u) / (2F_y)$$

$$= (240 + 410) / (2 \times 240)$$

$$= 1.35$$

② 경계 보-기둥 접합 PL 산정.

$$t_r = V_{nes} / (\phi \times 0.6 \times l \times F_y)$$

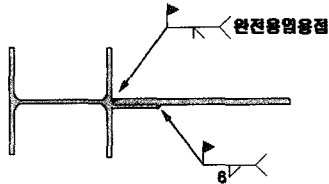
$$= 9,623 / (0.9 \times 0.6 \times 3,000 \times 240 / 1,000)$$

$$= 24.8 \text{ mm}$$

∴ $t = 25 \text{ mm}$ 적용

③ 용접접합인 경우 용접설계

○ 소요응력을 완전 용입용접에서 부담하도록 하며 모살용접은 보조용으로 함



④ 볼트접합인 경우 접합설계

TRY : M24(F10T) 1면전단

$$\begin{aligned} \phi P_{ns} &= \phi \times n \times A_b \times F_s \\ &= 0.6 \times 1 \times 452 \times 0.6 \times 1,000 / 1,000 \\ &= 163 \text{ KN/ea} \end{aligned}$$

볼트 소요개수, $n = V_n es / \phi P_{ns} = 9,623 / 163 = 59$ 개

∴ 59 - M24 적용

(5) 판 좌굴 방지용 스테드 볼트 설계

스테드 볼트 간격 = 300 mm × 300 mm로 가정

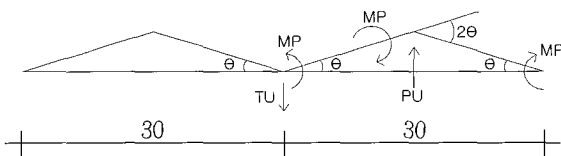
$$\text{Plate } Z_p = 300 \times 92 / 4 = 6,075 \text{ mm}^3$$

$$M_p = F_y \times Z_p = 240 \times 6,075 / 1,000 = 1,458 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

$$P_u = T_u$$

$$T_u \times 150 \times \theta = M_p \times (\theta + 2\theta + \theta)$$

$$T_u \times 150 \times \theta = 1,458 \times 4 \times \theta$$



$$\therefore T_u = 1,458 \times 4 / 150 = 38.9 \text{ KN}$$

TRY : $\phi 16$ Stud Bolt

○ 스테드볼트의 공칭강도

$$V_{sn} = 0.5 \times R_q \times A_{se} \times \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} < R_q \times A_{se} \times F_u$$

Where, $R_q = 1.0$

$$A_{se} = 3.14159 \times 162 / 4 = 201 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 4,700 \times \sqrt{24} = 2.3 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$F_u = 450 \text{ MPa}$$

$$= 0.5 \times 1.0 \times 201 \times \sqrt{24 \times 2.3 \times 10^4} / 1,000$$

$$= 74.7 \text{ KN} < 1.0 \times 201 \times 450 / 1,000 = 90.5 \text{ KN}$$

$$\therefore V_{sn} = 74.7 \text{ KN} > T_u = 38.9 \text{ KN} \rightarrow \text{O.K}$$

$$\therefore \text{USE : } \phi 16 - 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \quad \square$$

참고문헌

1. American Institute of Steel Construction Inc., "Seismic provisions for structural steel buildings," AISC, Chicago, IL, May, 2002.
2. Abolhassan Astaneh-Asl, "Seismic behavior and design of steel shear walls," Steel TIPS, Structural Steel Educational Council, July, 2001.

도서소개

철근콘크리트 구조물의 내화특성

◆ 소개

... 이 시리즈는 그간 각 분야별로 학회지 특집기사에 참여한 전문가들의 경험과 축적된 연구결과 및 국내외에서 개발된 각종 기술 등에 대하여 체계적이고 깊이 있는 내용을 수록하고 있어 관련분야에 종사하는 실무자들이나 학생들에게 매우 유익한 도서가 될 것이다.

- 저 자: 한국콘크리트학회
- 출판사: 기문당
- 발행일: 2004년 12월 30일
- 정 가: 12,000원(회 원: 10,000원)
- ISBN: 89-7086-634-5
- 총쪽수: 205쪽(판형: B5)

