

파형강판 복부판의 전단좌굴에 관한 연구 고찰

Examples of the Researches on the Shear Buckling of the Corrugated Steel Web



이 종 원*



염 광 수**



이 학 은***

*고려대학교 공학기술연구소 연구교수
 **GS건설 기술본부 선임연구원
 ***고려대학교 사회환경시스템공학과 교수

1. 머리말

최근 교량의 건설비용 절감을 위해 구조의 합리화, 시공의 효율화가 요구되고 있다. 이를 위해 철근 콘크리트 상판의 열화, 손상문제 등의 원인으로 1970년대 후반 이후 적용되지 않았던 강·콘크리트 복합교량의 합리적이고 경제적인 적용 가능성이 재검토 되고 있다. 더 나아가 지금까지의 강·콘크리트 복합교량에 비해 내구성의 향상 및 시공의 합리화, 공기의 단축 등 그 기능이 향상된 새로운 형식의 강·콘크리트 복합교량의 연구 개발이 활발하게 진행되고 있다.

그 한 예로서 중지간 연속교에 적용 가능한 파형강판 복

부판 PSC교량을 들 수 있다. 그림 1의 교량형식은 일반적인 콘크리트 박스 거더교의 복부판을 파형강판으로 대체한 형식으로 프랑스에서 처음 적용되기 시작한 이래 2006년 현재 일본에서 다양한 형식으로 90여개의 파형강판 복부판 PSC교량이 건설 및 시공 중에 있다. 그림 2는 세계 최초의 파형강판 복부판 PSC교량으로 1986년 프랑스에서 시공된 Cognag교이다. 그림 3은 위에서부터 1993년에 완공된 일본 최초의 파형강판 복부판 교량인 新開교, 1998년에 완공된 최초의 곡선교인 本谷교, 2005년에 완공된 최초의 파형강판 복합 사장교인 失作川교이다. 아울러 미국에서도 파형강판 복부판 거더교에 대한 적용이 시도되고 있다. 국내의 경우 일선대교가 파형강판 복부판을 갖는

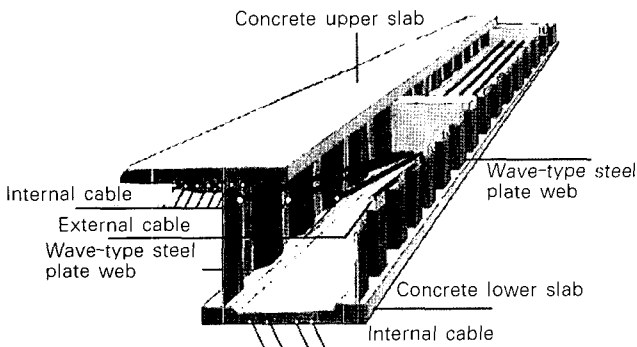


그림 1 파형강판 복부판 PSC교량

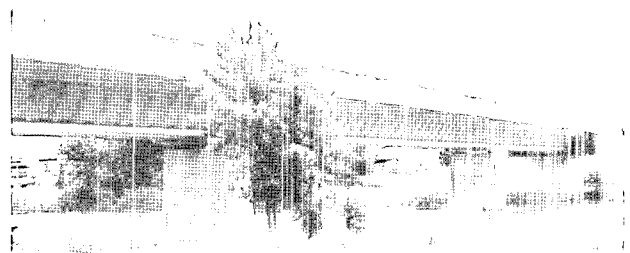


그림 2 최초의 파형강판 복부판 PSC교량 (Cognag교, 1986년 완공, 프랑스)

PSC합성교로 완공 단계에 있다. 대표적인 파형강판 복부판 PSC교량을 표 1에 정리하였다.

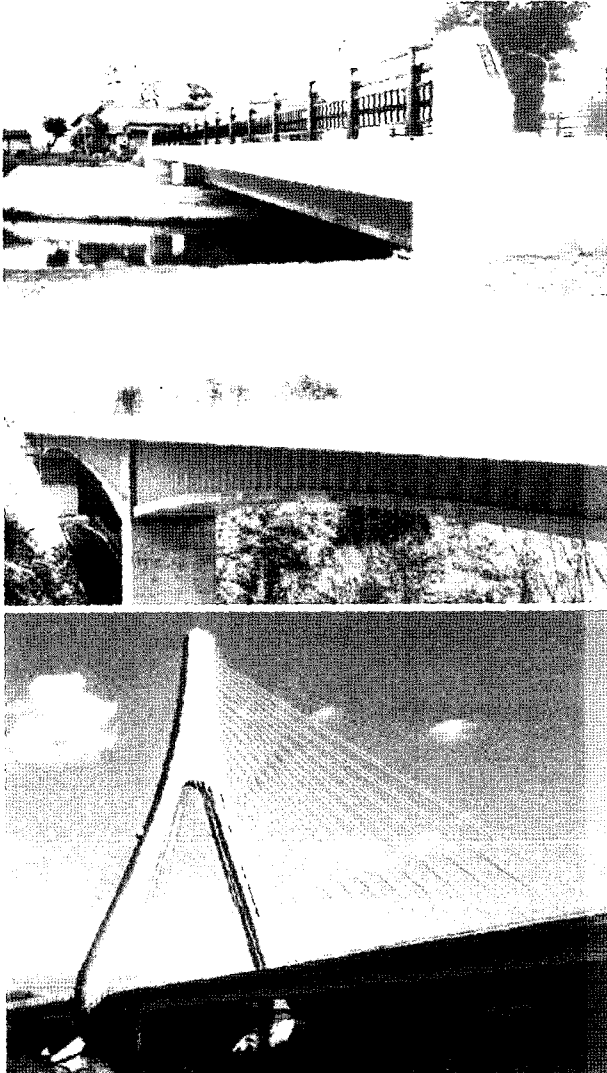


그림 3 일본의 파형강판 복부판 PSC교량
(위에서부터 新開교, 本谷교, 失作川교)

이러한 파형강판 복부판 교량에 대한 적용을 위한 다양한 연구를 통해 다음의 특성이 파악되었다.

- 1) 파형강판 복부판을 사용한 거더의 피로 강도는 일반적으로 보강재를 사용한 평판 거더에 비해 적어도 50%이상 증가하였다.
- 2) 파형강판 복부판을 사용한 거더의 자중은 동일한 강도를 갖는 평판 거더에 비해 30~60% 작은 것으로 나타났다.
- 3) 자중의 감소로 인해 파형강판 복부판 교량은 장기간에의 적용이 가능하다.

이러한 특성 외에 파형강판 복부판의 가장 큰 특징은 아코디언 효과이다. 그림 4에서 주거더 축선에 대하여 직각 방향으로 절곡면을 갖는 파형강판은 주거더 축선 방향의 힘에 대해서는 자유롭게 변형하는 것이 가능하지만, 파형에 대해 직각 방향의 힘에 대해서는 변형에 저항하는 독특한 변형 형상을 갖게 되는데 이를 아코디언 효과라 한다. 파형강판 복부판을 이용할 경우 아코디언 효과로 인해 거더의 휨 모멘트는 콘크리트 슬래브가 부담하고, 전단력은 파형강판 복부판이 부담하게 된다.

파형강판 복부판이 전단력을 부담하게 되면 파형강판의 재료적 특성과 기하학적 특성에 따라 전단항복을 하거나

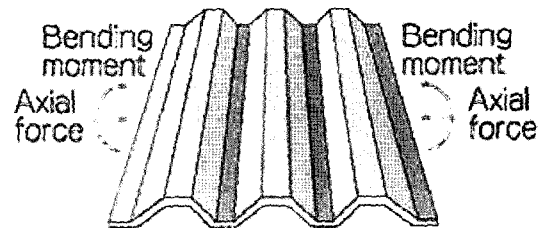


그림 4 파형강판의 아코디언 효과

표 1 현재 건설된 대표적인 파형강판 복부판 PSC교

교 명	교장(m)	구조형식	최대지간(m)	너비(m)	완 성	소재지
Cognac	107.8	3경간연속교	42.9	11.70	1986	프랑스
Maupre	324.5	7경간연속교	53.6	10.80	1987	프랑스
Dole	497.6	7경간연속교	80.0	14.50	1994	프랑스
新開교	31.0	단순	30.0	14.80	1993	일본
銀山御幸교	210.0	5경간연속교	45.5	9.70	1995	일본
本谷교	198.4	3경간연속라멘	97.2	10.50	1998	일본
鍋田고가교 西	245.5	3경간연속라멘	125.0	14.60	2001	일본
大内山川제2교	437.0	7경간연속라멘	120.0	10.20	2002	일본
栗東교	555.0	엑스트라도즈드교	155.0	19.60	2005	일본
失作川교	820.0	사장교	235.0	43.80	2005	일본
일선대교	801.0	14경간연속교	60.0	21.2	시공중	한국

전단좌굴에 의한 파괴모드를 갖게 된다. 이 중 파형강판의 전단좌굴은 좌굴이 하나의 패널에 걸쳐 발생하는 국부좌굴모드(Local buckling), 전체 거더에 대해 발생하는 전체좌굴모드(Global buckling), 그리고 이 두 가지 좌굴모드가 연동되어 발생하는 것으로 알려진 연성좌굴모드(Interactive buckling)로 구분된다. 이러한 좌굴모드의 구분은 이론적인 것으로, 상당히 많은 파형강판의 형상에 대해서는 명확하게 구분할 수 없는 좌굴모드가 발생하고 이를 연성좌굴로 통칭하고 있는 실정이다. 현재까지 유럽, 미국, 일본, 그리고 국내에서도 많은 연구가 수행되었고 현재도 진행되고 있지만, 파형강판의 전단좌굴의 거동과 강도는 복잡한 기하학적 특성으로 인해 명확하게 규명하지 못하였기 때문에 안전율을 고려한 설계좌굴강도를 예측하고 있는 실정이다.

본 기사에서는 파형강판의 전단좌굴에 대한 각 연구자들의 연구결과를 국가별로 정리하였고 그 의미에 대한 고찰을 실시하였다. 아울러, 본 기사에서의 국가별 정리는 각 국가의 대표적인 연구자들의 연구 경향을 살펴보기 위해 편의상 구분한 것이며, 프랑스와 일본을 제외한 나머지 국가의 경우 시방 규정이 없는 상태이다.

2. 파형강판의 전단좌굴

2.1 탄성국부좌굴강도

국부좌굴은 대표적으로 그림 5와 같이 패널 폭과 복부판 두께의 비가 큰 경우 하나의 패널에 국한되어 발생한다. 단

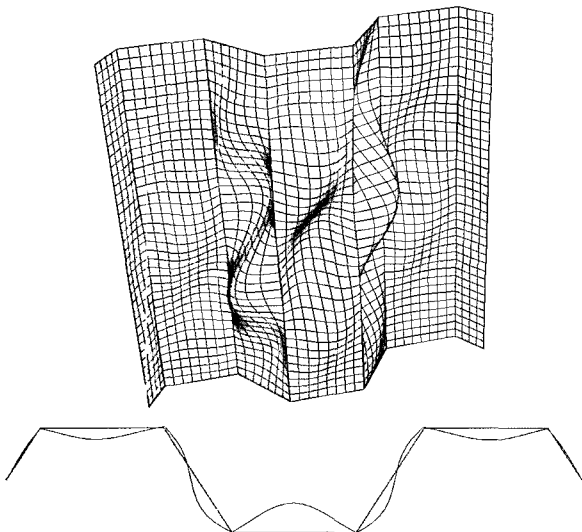


그림 5 국부좌굴모드

성국부좌굴강도는 Gere와 Timoshenko에 의해 제안된 전형적인 판 좌굴 이론에 기초하여 아래 식으로 산정한다.

$$\tau_{cr,L}^E = k_L \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (1)$$

여기서, E 는 탄성계수, ν 는 포아송비, a 는 수평 패널 또는 경사 패널의 폭, t 는 복부판 두께이다. k 는 좌굴계수로 경계조건과 패널의 형상비에 따라 결정되는데 연구자들에 따라 약간의 차이가 있지만, 패널의 사면을 단순지지로 가정하여 계산되는 값은 거의 대동소이하다.

2.2 탄성전체좌굴강도

조밀한 파형강판의 경우에는 그림 6과 같은 전체좌굴이 발생한다. 이에 대한 전체좌굴강도는 파형강판 복부판을 직교이방성판으로 가정한 Easley 등의 제안에 따라 아래 식 (2)로 계산된다.

$$\tau_{cr,G}^E = 36\beta \frac{D_y^{1/4} D_x^{3/4}}{th^2} \quad (2)$$

여기서, D_x 와 D_y 는 각각 단위 길이 당 교축방향과 횡방향 휨 강성을 의미하며, h 는 파형강판 복부판의 높이를 나타낸다. β 는 전체전단좌굴계수로 복부판과 플랜지의 경계조건에 따라 1.0~1.9의 값을 가지며, 대부분의 연구자들은 보수적인 설계의 측면에서 경계조건을 단순지지로 가정하고 있다.

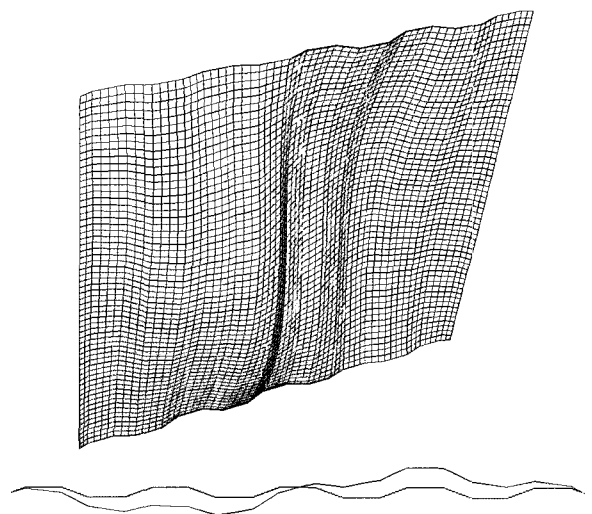


그림 6 전체좌굴모드

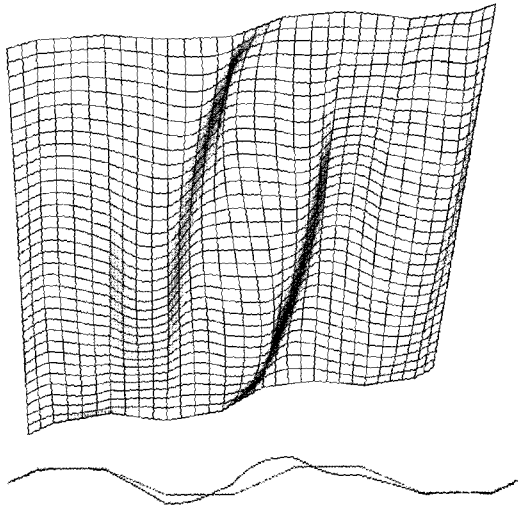


그림 7 연성좌굴모드

2.3 연성좌굴강도

전형적인 국부좌굴과 전체좌굴은 아주 특이한 단면에서만 발생가능하다. 예를 들면, 임의의 단면에서 계산된 국부좌굴강도와 전체좌굴강도의 비가 상당히 크거나 작은 경우에 발생가능하다. 또한, 기하학적으로 큰 파고(d)와 패널폭(a)을 갖는 경우나 작은 파고(d)와 큰 복부판 높이(h)를 갖는 경우에 발생된다. 따라서 일반적인 교량 설계단면에서는 발생하기 힘들며 오히려 전형적인 국부좌굴 또는 전체좌굴이 아닌 두 좌굴 양상이 연동된 다양한 형태의 전단좌굴이 발생한다.

연성좌굴은 흔히 국부좌굴과 전체좌굴이 연동되어 발생한다고 알려져 있지만 연성좌굴에 대한 명확한 정의는 지금까지 밝혀지지 않고 있는 실정이다. 그림 7과 같은 연성좌굴은 기하학적 형태에 따라 다양한 종류로 발생하기 때문에, 연성좌굴모드를 일반식으로 표현할 수 없으며, 연성좌굴강도 또한 예측하기 힘들다. 따라서 많은 연구자들이 연성전단좌굴강도 예측을 위해서 식 (3)과 같은 형태의 강도 감소식을 사용하고 있다.

$$\frac{1}{(\tau_{\sigma,L})^n} = \frac{1}{(\tau_{\sigma,L})^n} + \frac{1}{(\tau_{\sigma,G})^n} + \frac{1}{(\tau_y)^n} \quad (3)$$

3. 전단좌굴강도에 대한 국가별 연구동향

3.1 프랑스

- 국부좌굴강도

프랑스의 연구자 Cafolla는 식 (1)에 안전율을 고려한 탄

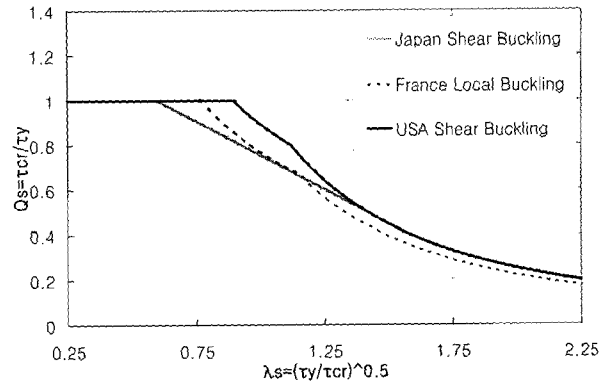


그림 8 각 국가별 국부좌굴 강도 비교

성국부좌굴강도와 비탄성국부좌굴강도를 각각 식 (4)와 (5)로 제안하였다.

$$\tau_{\sigma,L}^E = k \times \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times k_1 \quad (4)$$

$$\tau_{\sigma,L}^N = \left(\sqrt{0.8 \cdot \tau_{\sigma,L}^E \cdot \tau_y} \right) / \gamma_M \leq \tau_y \quad (5)$$

여기서, k_1 은 감소계수(reducing factor)로 Bernard가 제안한 0.88을 사용하고 있다. γ_M 은 잔류응력과 초기 변형을 고려한 안전율이다. 전단좌굴강도와 전단항복강도의 비를 무차원화 시킨 좌굴파라미터(λ_s)를 이용하여 그림 8에 각 국가별 국부좌굴강도를 비교하였다. 여기서 프랑스의 국부좌굴강도는 앞의 식 (4)에서 고려된 안전율로 인해 다른 국가에 비해 보수적인 경향을 갖는다.

- 전체좌굴강도

탄성전체좌굴강도는 식 (2)를 사용하며, 경계조건은 단순지지로 가정하였다. 비탄성전체좌굴은 고려하지 않고 있다.

- 연성좌굴강도

연성좌굴강도는 탄성국부 및 전체좌굴강도를 이용한 1차 강도 감소식인 식 (6)을 제안하였다.

$$\frac{1}{\tau_{\sigma,L}} = \frac{1}{\tau_{\sigma,L}^E} + \frac{1}{\tau_{\sigma,G}^E} \quad (6)$$

- 설계전단강도

Cafolla는 파형강판의 설계전단강도로 연성좌굴강도의 2/3, 전체좌굴강도의 1/2, 전단항복강도, 국부좌굴강도, 후좌굴강도 중 최소값을 사용하도록 제안하였다. 이로 인해

상대적으로 연성좌굴모드에 대한 고려가 적고 상당히 보수적인 설계전단강도를 제안하고 있다.

3.2 미국

1990년 Elgaaly에 의해 시작된 파형강판에 대한 연구는 2000년대 Abbas 등에 의해 계속되고 있다.

3.2.1 Elgaaly 등의 연구

Elgaaly 등은 파형강판의 휨거동 및 전단 좌굴 거동에 대한 실험 및 해석을 통해 탄성국부좌굴강도 탄성전체좌굴강도를 각각 식 (1)과 (2)로 제안하였다. 식 (7)로 제안된 비탄성국부좌굴강도는 그림 8의 좌굴곡선을 갖는다. 하지만, 연성좌굴강도에 대해 고려하지 않았다.

$$\tau_{\sigma,L}^{IN} = \left(\sqrt{0.8 \cdot \tau_{\sigma,L}^E \cdot \tau_y} \right) \leq \tau_y \quad (7)$$

3.2.2 Abbas 등의 연구

- 연성좌굴강도

Abbas는 그림 9의 미국과 유럽에서 수행된 실험 결과를 분석하여 식 (8)의 새로운 연성좌굴강도를 제안하였다. 이 식에서 국부좌굴강도와 전체좌굴강도는 각각 비탄성파 전단항복을 고려하여 산정되었다. 특히, 국부좌굴강도와 전체좌굴강도가 각각 전단항복강도에 도달한 경우 연성좌굴강도는 전단항복강도의 70.7%가 되도록 제안하였다.

그림 9의 미국과 유럽의 실험결과에서 사용된 소규모 실험체들은 전단항복강도에 도달하도록 설계되었지만, 실제로 전단항복강도에 도달하지 못하였다. 이에 대한 원인을 파형강판의 초기변형으로 판단한 Abbas 등은 연성좌굴의 개념을 다른 연구자와 달리 연성좌굴모드에 대한 분석이 아니라 초기변형 등이 포함된 강도감소(Strength reduction)로 정의하고 전단항복강도를 30%정도 감소시키는 좌굴강도 감소식을 제안하였다. 하지만 Abbas 본인도 역시 초기손상의 영향을 많이 받은 소규모 실험체에서 분석한 현재까지의 연구결과라는 단서를 부가하고 있다.

- 설계전단강도

Abbas는 후좌굴강도(Post buckling strength)를 기대할 수 없는 전체좌굴강도는 전단항복강도로 가정하고, 식 (2)로 계산된 국부좌굴강도가 식 (8)의 연성좌굴강도보다 작거나 같도록 파형강판의 단면을 설계하도록 제안하였

다. 이로 인하여 상당히 보수적인 설계전단강도를 제안하는 결과가 되었다.

$$\left(\frac{1}{\tau_{\sigma,L}} \right)^2 = \left(\frac{1}{\tau_{\sigma,L}} \right)^2 + \left(\frac{1}{\tau_{\sigma,G}} \right)^2 \quad (8)$$

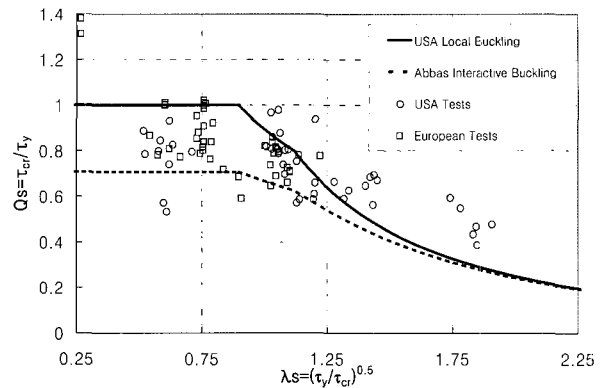


그림 9 미국과 유럽에서 수행된 실험 결과

3.3 캐나다

- 국부좌굴강도 & 전체좌굴강도

El-Metwally는 파형강판의 전단거동에 대한 실험 및 해석을 통한 연구 결과에서 탄성국부좌굴강도와 탄성전체좌굴강도를 각각 식 (1)과 (2)로 추정하였다.

- 연성좌굴강도

El-Metwally는 그림 10의 파형강판 설계개념을 도입하기 위하여 일반적인 파형강판 형상에 대해 식 (9)의 연성좌굴강도를 제안하였다. 식 (9)는 기본적으로 차수가 높을수록 식의 우측 세항의 최소값에 가까워진다는 개념으로 유도되었으며, El-Metwally는 2차식으로 제안한 반면에,

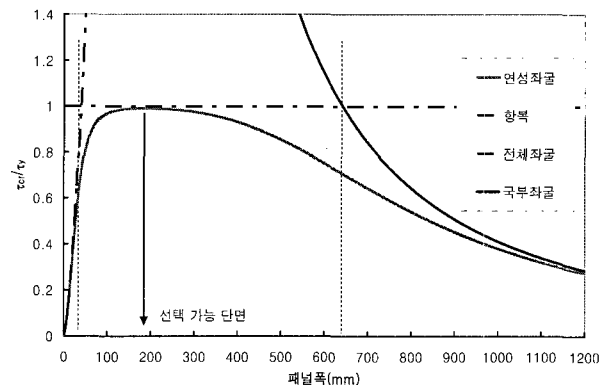


그림 10 El-Metwally가 제안한 파형강판 설계단면

Sayed-Ahmed는 3차식으로 제안하였다. 하지만, 국부좌굴이나 전체좌굴이 발생할 경향이 높은 특이한 단면에 대해서는 이 식은 연성좌굴강도를 적절하게 예측하지 못하였다.

$$\left(\frac{1}{\tau_{\sigma, I}}\right)^2 = \left(\frac{1}{\tau_{\sigma, L}^E}\right)^2 + \left(\frac{1}{\tau_{\sigma, G}^E}\right)^2 + \left(\frac{1}{\tau_y}\right)^2 \quad (9)$$

3.4 일본

일본 설계 매뉴얼에서 탄성국부좌굴강도와 전체좌굴강도는 각각 식 (1)과 (2)를 통해 산정하도록 규정되어 있다. 비탄성 국부 및 전체좌굴강도와 범위는 식 (10)으로 정의하였다.

$$\frac{\tau_{\sigma}}{\tau_y} = \begin{cases} 1 & \lambda_s \leq 0.6 \\ 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) & 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ 1/\lambda_s^2 & \sqrt{2} < \lambda_s \end{cases} \quad (10)$$

여기서, λ_s 는 전단좌굴강도와 전단항복강도의 비로 무차원화된 좌굴 파라미터이다.

일본 설계 매뉴얼의 파형강판 설계에 대한 기본개념은 전단좌굴이 발생하지 않도록 설계한다는 것이다. 즉, 임의의 단면에서 국부좌굴과 전체좌굴이 발생하지 않고 전단항복이 발생하도록 설계하여야 한다. 연성좌굴을 무시하여 설계전단강도를 과다하게 계산할 수 있는 것으로 보이지만, 비탄성 전단좌굴의 범위를 넓게 채택함으로써 이에 대한 가능성을 배제하고 있다. 비탄성 전단좌굴의 범위를 피하면 즉, 그림 8에서 좌굴 파라미터가 0.6보다 작아지면, 탄성좌굴강도는 전단항복강도에 비해 두 배 이상 커지기 때문에 연성좌굴이 발생하여 좌굴강도가 감소하더라도 설계전단강도를 안전측으로 예측할 수 있다.

3.5 국내

국내에서는 파형강판에 대한 연구가 외국에 비해 뒤늦게 시작되어 새로운 연성좌굴강도의 제안 등은 이루어지지 않았다. 그러나 많은 해석과 실험 연구를 통해 기존 연구자들이 제안한 좌굴강도를 평가하였고 특히, 기존 외국의 연구자들은 연성좌굴을 무시하거나, 연성좌굴의 원인에 재료적 성질을 포함시켜 설계전단강도만 감소시키는데 반하여, 이종원 등은 그림 11과 같은 300여개의 모델을 통한 변수해석을 통해 연성좌굴의 원인이 되는 기하학적 변수로서 패널의 형상비(패널폭/복부판 높이)와 파고, 복부판 두께의 비를 제안하였다. 그럼에도 불구하고, 외국의 연구자들과 마찬가지로 연성좌굴강도를 산정할 수 있는

식은 유도되지 못하고 있다. 이는 전술한 바와 같이 연성좌굴의 변형형상을 일반화로 정의할 수 없고 파형강판의 기하학적 변수가 많기 때문이다.

그림 12~14는 국내에서 수행된 전단좌굴 실험체에서 순차적으로 발생한 1차, 2차 그리고 최종좌굴모드이다. 이러한 실험결과를 통해 파형강판의 전단좌굴강도를 예측하

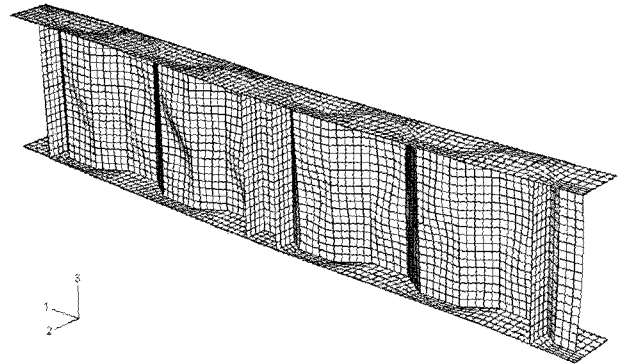


그림 11 파형강판 해석 모델의 전단좌굴

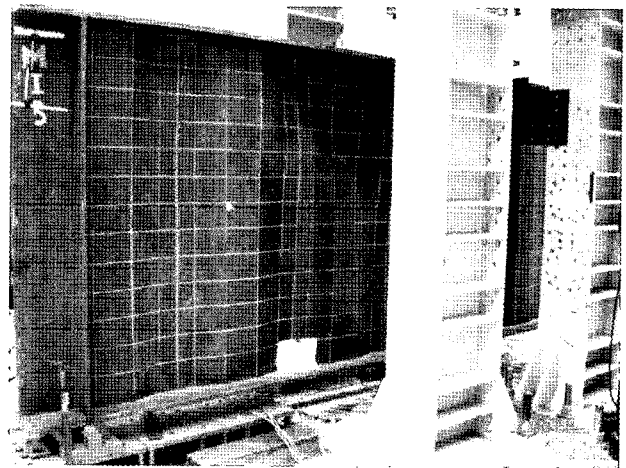


그림 12 전단좌굴 실험체의 1번 좌굴모드

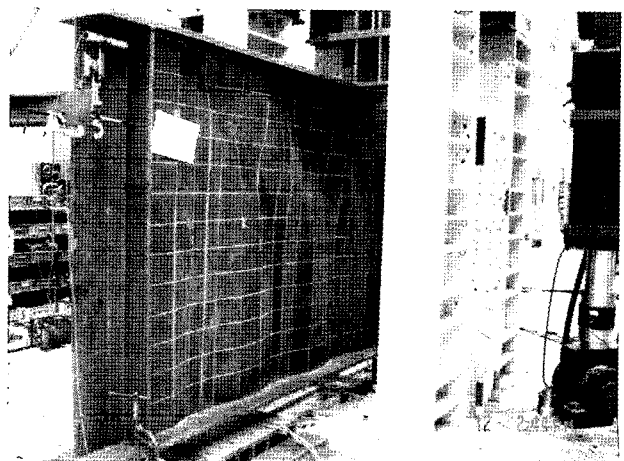


그림 13 전단 좌굴 실험체의 2번 좌굴모드

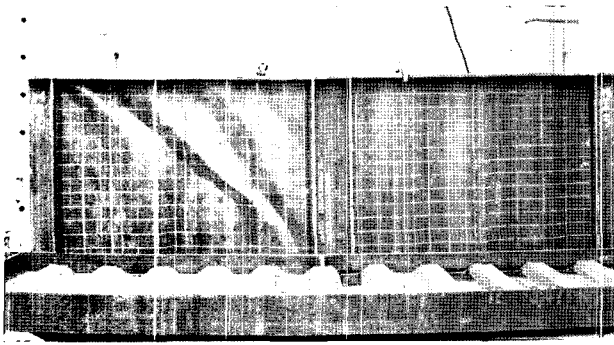


그림 14 전단 좌굴 실험체의 최종 좌굴모드

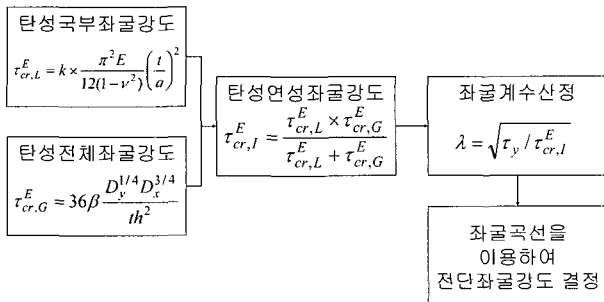


그림 15 전단좌굴강도 산정 흐름도

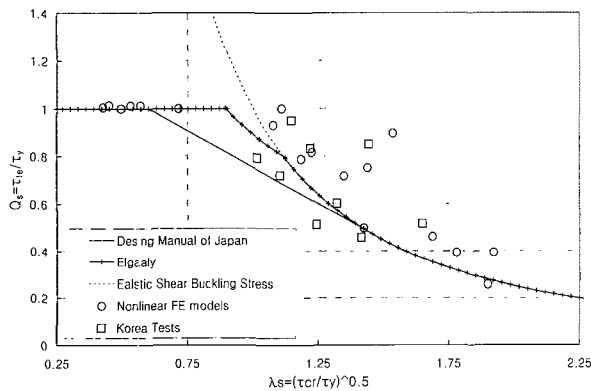


그림 16 국내 연구 결과

기 위하여 연성좌굴모드를 고려해야 할 필요성이 대두되었으 며 기존의 연성좌굴강도식을 수정하여 제안하였다.

기하학적 문제인 연성좌굴을 탄성좌굴강도로 고려한 파형강판의 설계전단강도는 그림 15와 같은 순서로 산정된다. 먼저, 각각 식 (1)과 식 (2)의 탄성국부좌굴강도와 탄성전체좌굴강도를 계산한 후, 식 (6)을 이용하여 탄성연성좌굴강도를 산정한다. 이 값들을 이용하여 좌굴계수를 산정해서 식 (10)으로 표현되는 좌굴곡선에 대입하여 설계전단강도를 추정한다. 그림 16은 위와 같은 방법으로 평가된 해석결과와 실험 결과를 비교한 그래프로, 파형강판의 설계전단강도를 안전하게 예측하는 경향을 보여주고 있다.

4. 맺는 말

본 기사에서는 최근 일반 PSC교량을 대체하여 활발하게 적용되고 있는 파형강판 복부판의 전단좌굴강도에 대한 기존 연구자들의 연구 결과에 대해 간단하게 살펴보았다.

파형강판 복부판의 전단좌굴거동에 대해 세계적으로 많은 연구가 진행되었다. 연성좌굴거동의 명확한 분석과 연성좌굴강도식의 일반해를 유도하지 못하였기 때문에 연성좌굴의 발생을 방지하기도 하고, 초기변형 등을 연성좌굴의 원인으로 간주하여 항복강도를 감소시키거나 연성좌굴을 기하학적 문제로 간주하여 재료적 성질과는 분리하여 분석하는 다양한 연구경향을 보여주었다. 이는 주로 실무적인 교량단면을 설계하기 위한 목적으로 연구되었으며, 이 경우에는 연성좌굴강도식의 일반해유도가 불필요할 수도 있다.

국내에서 처음으로 파형강판 복부판을 채택한 일선대교가 설계될 당시만 해도 일본의 설계 기준을 참고할 수밖에 없는 실정이지만, 현재 국내에서도 많은 연구가 진행되어 상당한 양의 결과가 축적되어 있다고 자부한다. 당장의 설계 규정의 제안이나 변경은 어렵더라도, 향후 연구 결과의 축적이 진행된다면 국내의 실정에 적합한 설계 규정의 제안도 그리 멀지 않았다고 생각된다.

참고 문헌

1. 이종원, 길홍배, 이학은(2005) 제형파형강판 복부판의 탄성 연성전단좌굴 거동, 한국강구조학회 논문집, 제17권, 제6호, pp.707~715
2. Abbas, H. H., Sause, R., and Driver, R. G. (2002) Shear Strength and Stability of High Performance Steel Corrugated Web Girders, SSRC Conference, pp. 361~387
3. Cafolla, J. (1995) Corrugated Webs and Lateral Restraints in Palte Girders for Bridges, Ph D Thesis, University of Warwick, Coventry, UK.
4. Elgaaly, M., Seshadri, A., Rodriquez, R., and Ibrahim, S. (2000) Bridge Girders with Corrugated Webs, Fifth International Bridge Engineering Conference, Transportation Research Record 1696, Paper No.5B0022, pp.162~170
5. El-Metwally, A. S. E. (1999) Prestressed Composite Girders with Corrugated Steel Webs, Thesis for

- Degree of Matster, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada
6. Gil, H., Lee, S., Lee, J., Lee, H.(2005) Shear Buckling Strength of Trapezoidally Corrugated Steel Webs for Bridges, Journal of Transportation Research Board, CD 11-S, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., pp. 473-480
 7. Yamazaki, M.(2001) Buckling strength of Corrugated webs, Structural Engineering Research Paper, JSCE ;47A
 8. 波形鋼板ウェブ合成構造研究會 (1998), 波形鋼板ウェブPC橋計劃マニュアル(案) 