

복부 강재구조를 갖는 PSC 복합교량의 핵심기술

Article
04

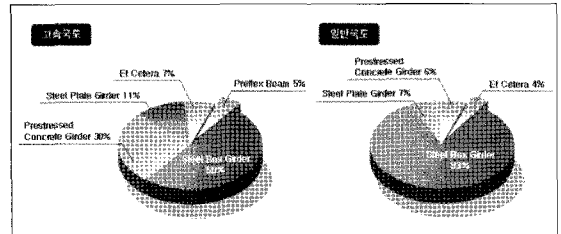
Technical Issues of Hybrid Prestressed Concrete Bridges with Steel Webs

정 광 회, 이 증 원
현대건설 기술개발원 기술연구소

1 서론

중지간 교량의 신형식 상부구조에 대한 기술개발 수요와 필요성은 최근 준공된 교량의 형식별 분포에서 잘 나타난다. 2003년 준공된 경간장 40m~100m 범위의 전체 교량 연장을 기준으로 형식별 분석을 실시한 결과 고속국도에서 강박스 거더교가 차지하는 연장의 비율은 85%에 이르고 있다. 이러한 경향은 일반국도에서도 유사하여 연장을 기준으로 75%가 강박스 거더교로 시공되었다. 일반 국도의 중지간 교량은 플레이트 거더교를 포함하면 90% 이상이 강교로 시공되어 심각한 형식의 편중을 나타내고 있으며 강재 가격의 상승에 따른 경제성 문제가 대두되고 있다. 2003년 이후 3년간의 자료를 재조사한 결과, 40m~100m 사이의 중지간 교량에 대해, 일반 국도에서 강박스 거더교의 총연장 비중은 83%로 증가하였고 플레이트 거더교를 포함한 강교의 비중은 여전히 90%에 이르는 것으로 나타났다. 한편, 고속국도의 경우, 프리스트레스트 콘크리트 박스 및 거더교의 비중이 두 배 이상 증가하여 27%에 이르고 있는 것으로 집

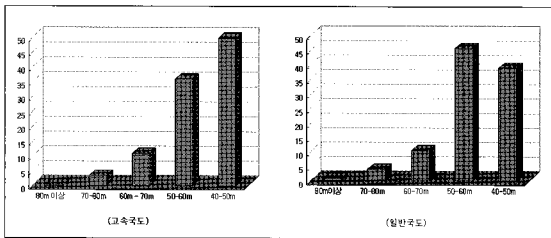
계되었다. 그러나, 강박스 거더교와 플레이트 거더교의 비중이 61%에 이르러 절반 이상의 중지간 교량은 강재로 구성된 것을 볼 수 있었다.



[그림 1] 상부구조 형식별 연장 분포 비율 (2006년 준공기준)

이러한 형식의 편중은 설계자의 선택의 폭을 좁게하여 합리적인 경간 설계를 불가능하게 하고 환경에 적합한 최적화된 교량 형식의 시공을 저해하는 요인이 된다. 2003년 이후에 준공된 교량을 기준으로 경간장별 분포를 조사한 결과, 고속도로 교량의 경우, 40~50m에 이르는 교량이 49.7%에 다다르고 50~60m에 해당하는 교량은 35.8%에 이르는 것으로 집계되었다. 60~70m에 이르는 교량은 10% 초반이고 70m 이상인 교량은 4% 미만인 것으로 나타났다. 또한, 일반국도에서는 40~50m

에 이르는 교량이 38.9%, 50~60m에 이르는 교량은 45.6%, 60~70m에 이르는 교량 10% 초반 그리고 70m 이상은 4% 미만으로 고속국도와 유사한 경향을 보였다. 특히 최대 경간장 60m 이상되는 교량이 적은 이유는 적합한 상부구조 형식이 없기 때문에 발생하는 현상이기도 하다.



[그림 2] 중시간 교량의 경간장별 분포 (2006년 준공기준)

교량의 전체 연장에서 가장 큰 비율을 차지하고 있는 경간장 40m~60m 교량을 적절하게 확장할 수 있다면 경제적 효과와 사회적 효과를 동시에 거둘 수 있을 것으로 기대된다. 중시간 교량에서 절대 다수를 차지하고 있는 강박스 거더교의 형식 편중을 극복하면서 기존 중시간 교량의 연장을 확대할 수 있는 상부구조 형식은 복합구조 시스템일 것이다. 강박스 거더교에 비해서 재료비 차원의 경제성은 확보될 수 있을 것이며 경간 연장에 따른 사용성 확보도 가능한 것이 복합구조 교량이라 할 수 있다. 또한 콘크리트 박스거더교에 비해서는 자중이 경감되어 하부구조의 경감이 가능하고 과다한 시공중 단면력을 예방할 수 있어 합리적인 구조 설계와 진보적인 시공법의 적용이 가능하다. 이와 같이 중시간 교량에 있어서 복합구조 교량은 강박스 거더교와 콘크리트 거더교의 중간적인 특성을 갖고 있어 주변 환경에 따라 최적의 설계를 가능하게 하는 구조 형식이 될 것이다. 이러한 측면은 철도교에서도 동일하게 설명될 수 있는데 절

대 다수를 차지하는 판형교의 진동문제를 극복하면서 경간장을 확대하기 위해 복합구조 교량은 큰 의의를 가질 것이다.

2 복합구조 교량의 핵심기술

2.1 복부 트러스 복합교량

복부 트러스 복합교량은 강재인 사재와 콘크리트인 슬래브의 접합구조가 연속적으로 배치되는 구조를 형성하게 된다. 이러한 접합구조는 사재가 항복에 도달하거나 슬래브가 파괴에 이르더라도 충분한 강성을 지니고 파괴되지 않아야 한다. 또한 접합구조는 사재의 축력이 직접적으로 전달되어 인장력과 압축력을 동시에 받게 됨은 물론 부재의 수평 전단력이 작용하여 매우 복잡한 응력흐름을 나타내게 된다. 따라서 접합구조의 개발과 합리적인 설계는 복부 트러스 복합교량의 핵심기술로 받아들여지고 있다.

일본에서는 각 시공사별로 고유의 접합구조를 개발하여 산업재산권을 확보하고 구조적성능을 검증하여 실교량에 반영하여 발전시켜 오고 있다. 본 연구에서는 그동안에 개발되고 사용되어온 접합구조를 비교·분석하여 보다 합리적이고 우수한 접합구조를 개발하고 이를 검증하고 보완점을 개선하기 위한 수평전단 강도 평가시험을 수행하였다.

2.2 복부 파형강판 복합교량

파형강판은 수평 패널과 경사 패널이 연속적으로 이어진 형태로 이루어져 있다. 파형강판 복부판을 갖는 PSC 박스 거더교는 파형강판의 어코디언 효과라는 고유한 특성으로 인해 파형강판 복부판은 전단력만을 부담하고 휨

모멘트는 콘크리트 슬래브가 부담하게 된다. 이러한 형식의 구조는 콘크리트 슬래브의 프리스트레스 효율이 향상되고, 파형강판 복부판의 전단 좌굴 내력이 증가하며, 사하중을 경감시킬 수 있는 등의 장점으로 합리적인 복합 구조 형식으로 주목받고 있다. 현재 파형강판 복부판의 전단 거동 및 휨 거동에 관한 연구는 활발히 진행되었다. (이종원 등, 2007 ; Driver et al., 2006 ; Gil et al., 2005). 일본에서는 파형강판 복부판을 갖는 PSC 박스 거더 구조는 뛰어난 구조 특성으로 사장교나 엑스트라도즈교 형식에 활발히 적용되고 있으며 동적 거동에 관한 연구가 진행되고 있다. 국내에서도 일선대교에 연속교의 형태로 적용된 이후 새로운 지간의 장대화가 기대되고 있다. 파형강판 복부판을 갖는 PSC 교량의 장대화에 있어서는 내진, 내풍성의 확보가 중요한 과제이다.

본 연구에서는 파형강판 복부판을 갖는 PSC 거더 교량의 동적 거동 분석을 위해 파형강판 복부판과 콘크리트 슬래브로 이루어진 합성 거더를 제작하여 진동 실험을 수행하였다. 실험 결과 실험체에 대한 고유 진동수를 산정하였으며, 외부 텐던의 영향에 대하여 분석하였다. 또한 1차 년도에 수행한 파형강판 복부판 거더의 정적 실험 및 해석 결과를 이용하여 복부 파형강판 거더의 사용성 기준의 타당성에 관한 연구를 수행하였다. 파형강판 복부판을 갖는 거더의 처짐 분석을 통해 전단 변형을 고려한 휨강성을 산정하였고 그 결과를 정적 실험 및 해석 결과와 비교분석하여 타당성을 확보하였다.

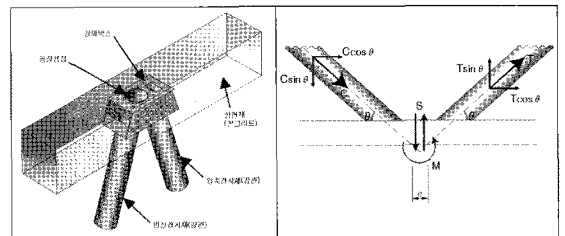
3 복부트러스 복합교량의 핵심기술

3.1 새로운 복부 트러스 접합구조의 개발

3.1.1 기존 접합구조의 응력전달 및 설계방법

(1) 천공강재박스 접합구조

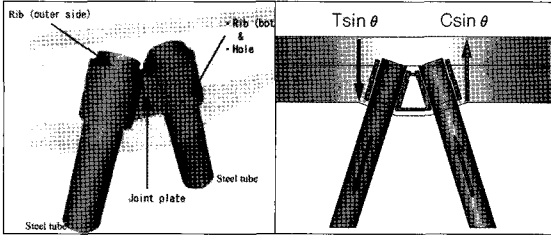
[그림 3]과 같이 사재를 직접 슬래브에 매입시키고 천공된 강재박스 활용하는 구조의 경우, 인장력과 압축력 및 축력의 수평성분까지 모두 다월효과와 철근을 통해 원활하게 응력을 전달할 수 있는 구조가 된다. 이러한 구조의 경우, 설계하중에서 접합부에 균열이 발생하지 않고 극한한계상태에서 다른 단면이 파괴에 도달할 때까지 먼저 파괴되지 않도록 설계하며 구체적으로 인장력, 압축력 그리고 연직전단력 및 트러스 축선과 콘크리트 슬래브 도심의 위치에 따라 발생하는 편심거리에 의한 모멘트 내력에 대하여 검토를 수행해야 한다.



[그림 3] 천공강재박스 접합구조

(2) 이중관 접합구조

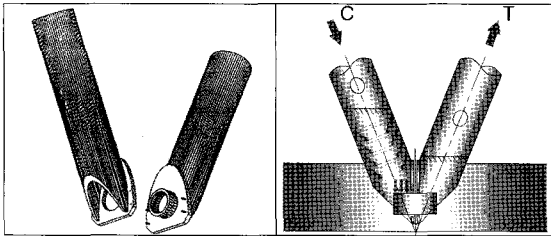
[그림 4]와 같은 이중관 접합구조는 천공강재박스 접합구조와 달리 트러스 사재를 직접 콘크리트 슬래브에 매입한 리브를 부착하여 내외면의 리브와 콘크리트의 부착력으로 응력을 전달하는 구조형식이다. 내외면에 부착된 리브는 강재트러스와 콘크리트의 부착능을 향상시키는 역할을 하며 동시에 축력을 전달하는 역할을 한다. 이러한 구조의 경우, 인발력에 대한 필요정착길이를 산정하여 소요의 길이가 나올 수 있도록 설계하며 접합부 주변에 작용하는 단면력과 전단력의 영향 범위를 산정하여 소요전단철근이 저항하도록 배근한다.



[그림 4] 이중관 접합구조

(3) 전단키를 활용한 접합구조

[그림 5]와 같은 전단키를 활용한 접합구조의 경우, 트러스 사재의 단부에 압·수의 플랜지 플레이트를 두고 전단키에 의해 고정하여 전단키가 인장재와 압축재에서 발생하는 수직성분의 연직력을 받도록 설계한 형식이다.



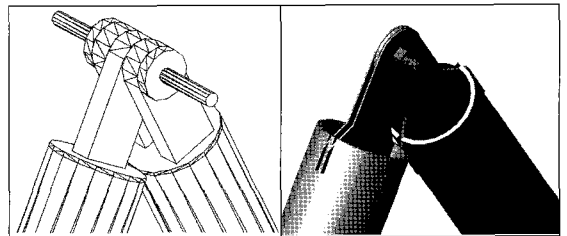
[그림 5] 전단키를 활용한 접합구조

3.2 새로운 접합구조 제안

3.2.1 사재 충전형 힌지 접합구조

[그림 6]과 같은 핀을 이용한 힌지 접합구조는 이미 본 연구의 1차년도에 개발하여 제안한 바 있지만 시공성과 구조적 효율성을 개선하여 사재 충전형 힌지 접합구조를 새롭게 제안하게 되었다. 1차년도에 제안하였던 힌지 접합구조는 연결판을 강관에 미리 용접하고 원형 강관에 연결판이 삽입될 수 있는 홈을 파서 역시 강관에 용접을 하여야 한다. 물론 공장에서 미리 용접하여 제작되는 형태이므로 용접이 어렵지는 않지만 용접량이 많아지는 것은 별로 바람직하지 못하다고 판단되었다. 또한 연결판은 사재에 가해지는 축력을 그대로 다 전달할 수 있

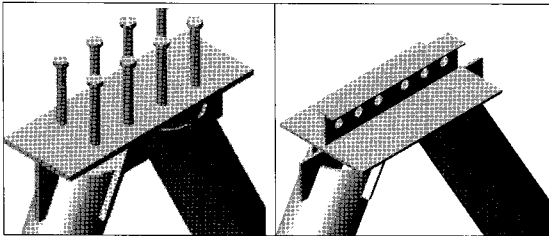
도록 하는 설계하였으며 이때의 응력은 강재의 허용응력을 넘지 않도록 설계하다보니 두께가 40mm의 후판을 사용하게 되는 단점이 있었다. 이와 같은 점을 보다 개선하기 위해서 우선 사재에 콘크리트가 충전되는 형태로 바꾸어 용접량을 줄이고 사재의 국부좌굴을 방지하는 효과를 도모하였다. 또한 연결판은 강재의 허용응력이 아니라 항복강도를 넘지 않도록 설계하여 두께를 줄일 수 있도록 하였다.



[그림 6] 사재 충전형 힌지 접합구조 (EHT : Embedded Hybrid Truss)

3.2.2 T형 Perfobond 전단연결재를 이용한 접합구조

[그림 7]에서와 같이 반침판에 수직으로 거세트판과 사재 강관을 용접하고, 반침판에 스티드를 용접하는 접합구조는 이미 설계되었으며, 본 연구의 1차년도에도 이 접합구조를 갖는 복부트러스 복합보를 제작하여 정적재하실험을 실시한바 있다. 이러한 접합구조 이미 설계식이 정립된 스티드를 사용한다는 점에서는 설계과정이 명확하다는 장점이 있지만, 실제 교량에서는 사재의 축력이 집중되는 작은 반침판 안에 많은 스티드와 철근이 군집되어 배치되어야 하기 때문에 상세구조가 복잡하여 콘크리트 타설에 어려움이 있다는 단점을 가지고 있다. 이러한 복잡한 상세구조는 시공품질을 저하시키는 원인이 될 수 있으므로 스티드 대신에 본 연구에서 개발한 T형 Perfobond 전단연결재를 배치하는 형태를 새롭게 제안하였다.



[그림 7] T형 Perfobond와 거세트판을 이용한 접합구조
(T-GHT : T-type Perfobond shear connector Gusset plate Hybrid Truss)

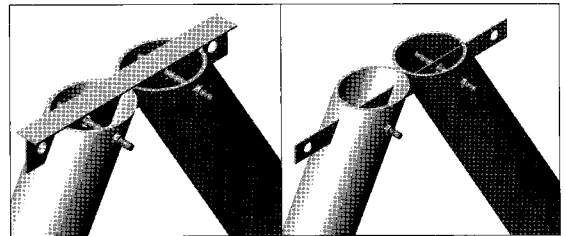
3.2.3 T형 Perfobond 전단연결재와 볼트연결구조를 갖는 접합구조

[그림 7]에서 제안한 T형 Perfobond 전단연결재와 거세트판을 이용한 접합구조도 매우 효율적인 접합구조라고 판단된다. 하지만 받침판과 거세트판 그리고 스테드 등 용접량이 많아지고 고정된 연결구조로 종방향으로 구속되어 있기 때문에 사재 설치시 위치조정이 쉽지 않은 단점이 있다. 그래서 [그림 8]과 같이 강관 사재에 홈을 파고 T형 Perfobond 전단연결재를 삽입한 뒤 고강도 볼트로 연결하여 용접이 불필요한 형식을 제안하였다. 이 경우에도 [그림 6]의 사재 충전형 힌지 접합구조와 같이 콘크리트는 충전될 수 있도록 사재내부에 막음판을 설치하는 것으로 하였다.

3.2.4 Perfobond 전단연결재와 볼트연결구조를 갖는 접합구조

[그림 8]에서 T형 Perfobond 대신 일반 Perfobond 전단연결재를 사용하여 보다 더 간편한 형태의 접합구조를 제안하게 되었다. 이 접합구조는 강관의 끝단까지 홈을 파는 것이 아니라 강관의 끝단에서 소정의 길이 이후에 홈을 파고 Perfobond를 끼워 넣고 볼트를 체결하는 형식이다. 전단연결재에 대한 Push-out 실험에서 Perfobond 보다는 T형 Perfobond가 더 큰 전단강도를

나타내었지만, 접합구조에서 Perfobond를 사용하여 충분할 전단강도가 확보된다면 보다 간편한 구조상세가 될 수 있다고 판단되었다.



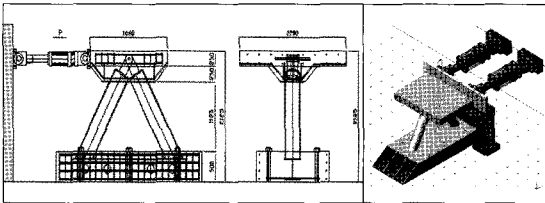
[그림 8] (T형) Perfobond와 거세트판을 이용한 접합구조
(T-GHT : T-type Perfobond shear connector Gusset plate Hybrid Truss)
(P-GHT : Perfobond shear connector Gusset plate Hybrid Truss)

3.3 접합구조 실험체의 설계 및 제작

3.3.1 실험체 설계 개요

본 연구에서는 앞서 제안한 4가지 형태의 접합구조에 대하여 실물 모형실험체를 제작하여 [그림 9]와 같이 수평전단 실험을 실시하기 위하여 실험체를 설계 및 제작하였다. 실제로 설계된 복부트러스 복합교량의 지간 중앙에 사용된 접합구조 제원을 그대로 사용하여 강관은 STK490강재로 지름이 318.5mm이고, 강관의 두께는 접합구조가 파괴전에 강관이 좌굴되는 것을 막기 위하여 원래 설계되었던 12mm에서 15mm로 두께를 증가시켰다. 콘크리트 슬래브의 폭과 길이는 현행 도로교시방서의 윤하중 분포폭 기준에 맞추어 결정하였으며 슬래브의 폭은 2.2m, 길이는 1.6m이다. 한편, 슬래브의 두께는 250mm로 하여 최소 두께 안에 접합구조가 삽입되도록 하였으며, EHT실험체는 접합구조가 높이가 커서 힌치를 두어 설계하였다. 또한 실험체의 높이는 실험량은 3.2m이지만 접합구조의 파괴전에 모멘트에 의한 하부 받침판의 파괴를 막기 위해 사재의 각도 60도는 그대로 유지하면서 높이를 2.0m로 낮추었다. 하부받침판 콘

크리트는 상부슬래브 콘크리트와 동일하게 40MPa강도를 사용하였으며 실험체를 바닥에 고정시키기 위하여 10개의 구멍을 두어 제작하였다. 각 실험체는 설계전단력이 1,000kN이상이 되도록 설계하였으며 접합구조가 완전히 파괴시킬 수 있고 슬래브 전체에 균일한 하중을 재하하기 위하여 2,000kN용량의 가력기 두 대를 동시에 사용하는 것으로 계획하였다.



[그림 9] 복합 트러스 접합구조 수평전단 실험

3.3.2 EHT 접합구조 설계

복부트러스의 접합부에는 [그림 3.2.8]과 같이 사재의 압축력과 인장력이 동시에 작용하는 구조가 되며 이 압축력과 인장력의 수평분력이 수평전단력으로 작용하게 된다. 접합구조에 접합구조의 전단내력을 구하기 위해서는 접합구조별로 하중전달 메카니즘을 규명하고 이에 맞는 정량화된 전단내력을 구해야 할 것이다.

[그림 10]과 같은 EHT접합구조는 연결판이 한쪽은 1면으로 다른 한쪽은 2면으로 전단력에 저항하는 구조로 되어 있다. 따라서 1면 전단으로 가해지는 수평력에 저항할 수 있도록 설계하였다. SM490강재를 사용한 연결판의 수평전단강도는 [식 1]에 의해서 구해질 수 있으며 1,314.46kN이 된다.

$$[식 1] \quad V_u = \tau_y A_{plate}$$

[식 1]에서 V_u 는 연결판의 수평전단강도(kN), τ_y 는 SM490강재의 전단항복강도(110MPa), A_{plate} 는 연결판

의 수평단면적(mm²)을 나타낸다.

한편, 연결볼트는 연결판이 항복에 도달하여도 파괴되지 않도록 설계하기 위하여 항복강도가 1,250MPa인 고강도 볼트를 사용하였으며, 허용전단강도는 항복강도의 60%인 750MPa이 된다. 연결볼트의 전단강도는 2면 전단으로 저항하게 되므로 [식 2]에 의해서 구해질 수 있으며 2,708.16kN이 된다. 따라서 연결판보다 더 큰 전단내력을 갖게 된다.

$$[식 2] \quad T_u = \tau_{allow} A_{bolt}$$

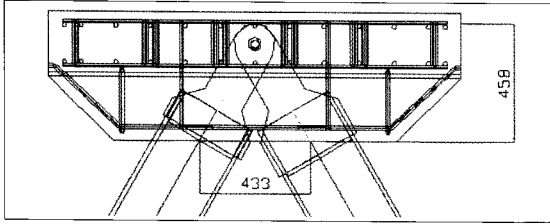
[식 2]에서 T_u 는 연결볼트의 전단강도(kN), τ_{allow} 는 연결볼트의 허용전단강도(750MPa), A_{bolt} 는 연결볼트의 단면적(mm²)을 나타낸다.

3.3.3 T-GHT / T-EHT / P-EHT 접합구조의 설계

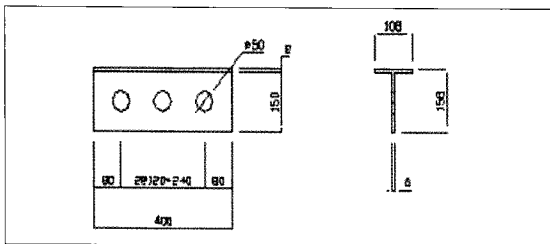
T-GHT, T-EHT, 그리고 P-EHT 접합구조는 모두 천공된 강판에 관통철근이 삽입되어 전단력에 저항하도록 된 구조이다. 이러한 구조에 대한 전단내력은 [식 3]과 같이 1판식에 의해서 구멍 1개의 전단내력을 구한 뒤, 구멍의 개수를 곱하여 전단내력을 구하게 된다. 13mm철근이 구멍을 관통할 때 구멍 1개의 전단내력은 207.12kN이며 6개의 구멍을 같도록 설계하였으므로 전체의 전단내력은 1,242.71kN이 된다.

$$[식 3] \quad Q_u = 1.45[(d^2 - \phi^2) \cdot f'_c + \phi^2 \cdot f_{sd}] - 26.1 \times 10^3 \\ (51.0 \times 10^3 < (d^2 - \phi^2) \cdot f'_c + \phi^2 \cdot f_u < 488.0 \times 10^3)$$

[식 3]에서 Q_u 는 홀 하나당 전단내력(N), d 는 홀의 직경(mm), t 는 리브의 두께, ϕ 는 관통철근의 직경(mm), f'_c 는 콘크리트의 압축강도(N/mm²), f_{sd} 는 관통철근의 인장강도(N/mm²)이다.



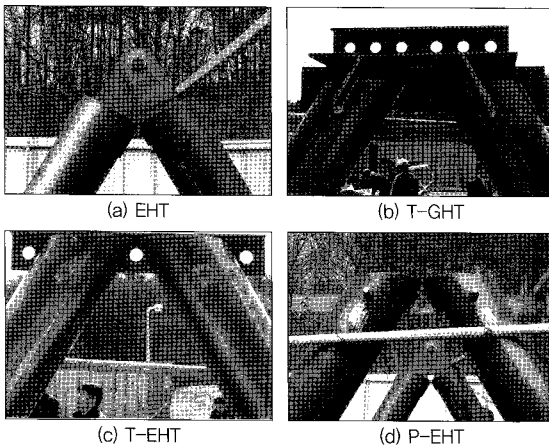
[그림 10] EHT 접합구조



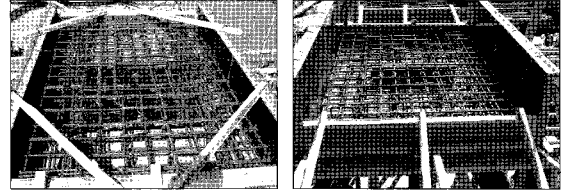
[그림 11] PerFOBOND 접합구조

3.3.4 실험체 제작

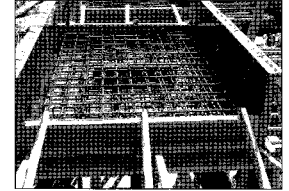
실험체는 우선 [그림 3.2.11]과 같이 강관 소재와 접합 구조 강재를 연결한 후 하부 받침판내부에 설치된 H형 강에 고정되도록 용접하고 40MPa강도 콘크리트를 타설하였다. [그림 3.2.12]는 하부받침판 콘크리트 타설 7일후에 상부슬래브 거푸집을 제작하고 철근을 배근한 모습이다. 철근은 125mm간격으로 하여 종방향 및 횡방향으로 배근하고 종방향 변형률을 측정하기 위하여 변형률 게이지를 매설하였다.



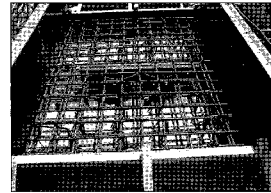
[그림 12] 강관 소재와 접합구조



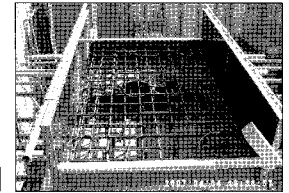
(a) EHT



(b) T-GHT



(c) T-EHT



(d) P-EHT

[그림 13] 상부 슬래브 배근과 접합구조

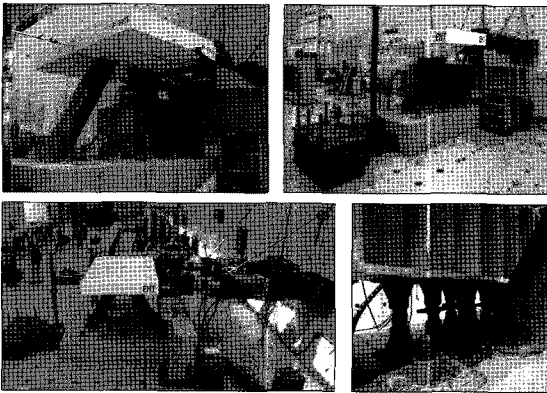
3.4 복합트러스 접합구조 수평강도평가 실험

3.4.1 하중재하 시스템 및 실험방법

(1) 하중재하 시스템

사재충진형 힌지 접합구조 (EHT: Embedded Hybrid Truss), T형 PerFOBOND와 거싯판을 이용한 접합구조 (T-GHT: T-type perFOBOND shear connector Gusset plate Hybrid Truss), T형 PerFOBOND와 볼트연결구조를 갖는 매입형 접합구조 (T-EHT: T-type perFOBOND shear connector Embedded Hybrid Truss) 그리고 천공강판과 볼트연결구조를 갖는 매입형 접합구조 (P-EHT: PerFOBOND shear connector Embedded Hybrid Truss) 네 종류의 복합트러스 복합거더 수평전단실험체가 제작되었고 극한 하중은 1,200kN으로 설계되었으나 안정적인 수평하중을 가력하기 위해 [사진 3.2.16]과 같이 2,000 kN 용량의 actuator 두 기를 이용하여 압축력을 재하하는 방식으로 실험을 수행하였다. 각 가력기는 상·하부가 모두 universal 힌지로 작용하기 때문에 하중을 가하는 동안 회전에 의해 전도되지 않도록 사진과 같이 가이드 프레임에 하부와 측면에 설치하였으며 수평방향으로는 마찰력을 최소화할 수 있도록 teflon pad

를 두어 하중을 가력하였다. 복합트러스 연결부의 전단 성능을 분석하기 위한 수평가력시험이라 하부에 가력하중에 의한 모멘트와 트러스의 인장력에 의해 강재트러스가 인발되지 않도록 콘크리트 상면에는 강판을 두고 가력프레임과 강판 사이에 screw jack을 [그림 14]와 같이 설치하였다. 한편, 실험체가 모멘트에 의해 전도되지 않고 수평력에 의해 이동하지 않도록 반력상에 Ø 50mm의 강봉을 이용하여 고정하였다. 2,000 kN 용량의 actuator 두 대를 최대로 가력할 경우에 대비하여, Ø50mm의 강봉 한 개가 받을 수 있는 전단력 25 tonf 이므로 사진 xxx와 같이 총 16개의 강봉을 반력상에 고정하였다.



[그림 14] 하중 재하 시스템 설치 사진

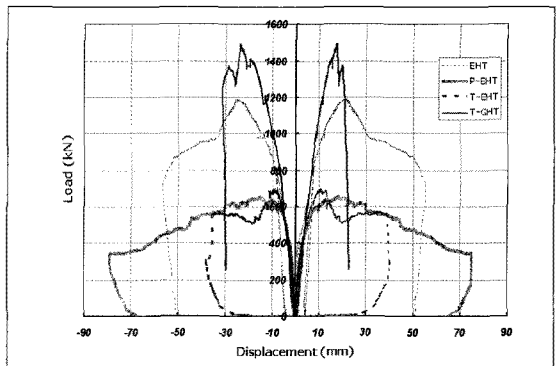
(2) 실험방법

복부트러스 복합거더 수평전단실험은 네 종류의 실험체에 대해 수평으로 압축력을 3차레에 걸쳐 재하하는 방식으로 정적실험을 수행하였다. 하중은 변위제어를 통해 가력하였으며 초당 0.02 mm의 변위가 발생하도록 재하하였다. 20 tonf에서 슬래브 상·하면에 발생한 균열을 확인한 후에 unloading을 하고 다시 reloading하여 40 tonf에서 균열을 확인하고 unloading한 후 80

tonf에서 균열을 확인하고 극한하중에 도달할때까지 재하하여 3번의 loading과 2번의 unloading 과정을 거쳐 최종 파괴하중까지 가력하는 방식으로 실험을 수행하였다. 파괴는 변위제어에 의해서 재하하며 가력이 더 이상 되지 않는 시점으로 정의하며 전단연결재가 파괴되거나 슬래브의 콘크리트가 탈락되면서 각각의 실험체가 파괴되었다. 극한하중이 재하되었을 경우, punching에 의해 콘크리트 압축부가 파괴되지 않도록 하중은 재하판을 이용하여 면으로 재하하였으며 슬래브의 전면과 재하판 사이에는 rubber pad를 두었다.

3.4.2 하중-변위 곡선

사재 충전형 힌지 접합구조 (EHT), T형 Perfobond와 거셋판을 이용한 접합구조 (T-GHT), Perfobond와 볼트연결구조를 갖는 매입형 접합구조 (T-EHT) 그리고 천공강판 전단연결재와 볼트연결구조를 갖는 접합구조 (P-EHT) 네 가지 형식에 대한 하중-변위 관계를 도시한 결과 [그림 15]와 같으며 극한하중 및 최대변위는 [표 1]과 같다.



[그림 15] 복부트러스 연결부에 따른 하중-변위 관계

[그림 15]에서 보는 바와 같이 T-GHT가 가장 큰 수평 전단강도를 나타냈으며 EHT, T-EHT, P-EHT의 순으

[표 1] 연결부에 따른 극한하중 및 최대변위

실험체 종류	극한하중 (kN)	최대변위 (mm)
T-GHT	1495.76	26.25
EHT	1190.76	54.97
T-EHT	694.70	40.37
P-EHT	654.36	74.88

로 강성이 큰 것으로 나타났다. 한편, T-GHT와 EHT는 연결부 강재의 전단 설계강도인 약 1,200kN이상의 강도를 나타냈지만, T-EHT와 P-EHT는 설계강도의 약 50%인 약 600kN의 강도를 나타내는데 그쳤다. 이것은 접합구조에 수평하중을 가하였지만 사재에는 각각 인장력과 압축력, 그리고 수평전단력이 함께 작용하며, 사재의 중심선과 콘크리트 슬래브의 중심선이 일치하지 않아서 발생하는 국부적인 모멘트가 발생되었다는 것을 입증하는 것이다. 왜냐하면 T-GHT의 경우는 받침판과 거сет판이 국부적인 모멘트에 저항하는 구조가 되고, EHT의 경우는 콘크리트 현치가 이러한 역할을 수행하여 충분한 전단강도를 발휘한 반면에 T-EHT와 P-EHT는 콘크리트 슬래브 외에는 국부모멘트에 대한 별다른 저항 구조를 없어서 충분한 전단강도를 발휘하지 못하기 때문이다, 따라서 이러한 국부모멘트의 크기를 정량적으로 산출하여 이를 저항하는 구조를 합리적으로 설계해서 반영해야만 한다.

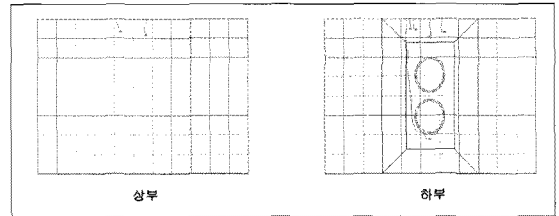
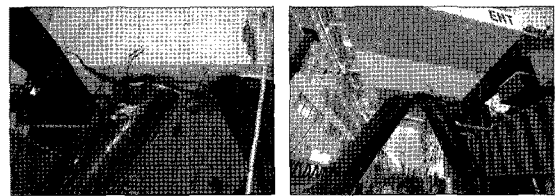
3.4.3 균열도 및 파괴메카니즘

[그림 16]부터 [그림 19]까지는 각 접합구조별로 나타난 균열 및 파괴형상을 나타낸 것이다. 4가지 접합구조 모두 콘크리트 슬래브의 파괴에 의해 극한에 도달하였으며 연결 강재나 철근의 항복은 나타나지 않았다. 하지만 균열의 양상이나 파괴형태는 각 접합구조별로 차이

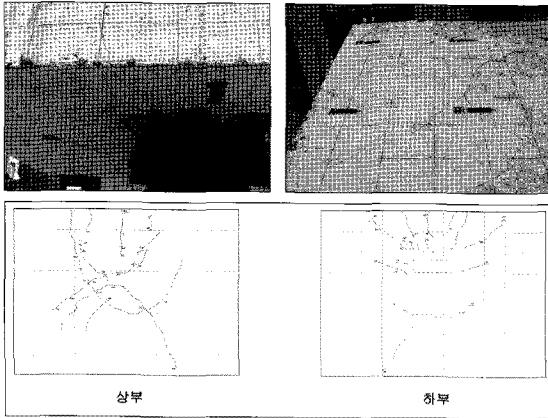
를 나타내었다.

현치가 있는 힌지 접합구조 (EHT)의 경우, [그림 16]과 같이 트러스 사재 사이에서 균열이 처음 발생한 후, 트러스 사재의 전·후로 균열이 발생한다. 그러나 균열이 현치면을 따라 하중재하방향과 나란한 방향으로 진전되고 상부슬래브의 상면까지는 관통되지 않는다. 결국, 실험을 종료한 후 내부를 관찰한 결과, 핀연결부에는 파괴가 일어나지 않았고 강재트러스 사재부와 콘크리트면이 분리되면서 아래 사진에서 보는 것과 같이 상부슬래브가 한쪽으로 기울어 강도가 급격히 저하되는 것을 볼 수 있었다.

거сет판을 이용한 접합구조 (T-GHT)의 경우, [그림 17]과 같이 거сет판 주위에서 응력이 집중되어 방사형으로 균열이 진전되는 것을 볼 수 있었고 상면의 경우는 연결부 상단에서 균열이 집중적으로 발생하는 것을 볼 수 있었다. 연결부에서만 응력이 집중되고 취성파괴를 방지하기 위해서 이와 같은 구조를 채용할 경우는 연성파괴를 유도하고 응력을 분산시키며 균열을 제어하기 위해 연결부 부근의 배근상세를 개선할 필요가 있다고 생각된다.



[그림 16] 복부트러스 복합거더 힌지 접합구조 (EHT) 파괴사진 및 균열도



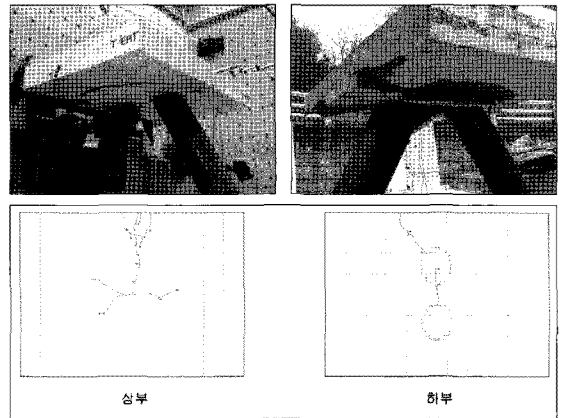
[그림 17] 거싯판을 이용한 접합구조 (T-GHT) 파괴사진 및 균열도

T형 Perforbond와 볼트연결을 통해 매입한 접합구조 (T-EHT)의 경우, [그림 18]과 같이 EHT와 유사하게 트러스 사재 사이에서 먼저 균열이 발생한 후 인장재와 압축재 양 끝단에서 균열이 퍼져나와 진전되지만 T-GHT와 같이 방사형으로 균열이 발생하지 않고 EHT의 현저부처럼 하중재하방향으로 균열이 퍼지면서 양 끝단에서 시작된 균열과 만나면 중앙부가 함몰하는 형식으로 파괴되었다. 이러한 균열을 방지하기 위해 연결부 주위에서 횡방향 철근의 배근상세가 바뀌어야 할 것으로 판단된다.

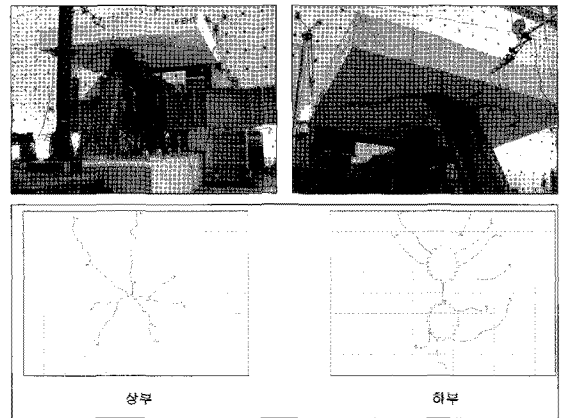
천공강판과 볼트연결구조를 갖는 접합구조 (P-EHT)는 [그림 19]와 같이 T-EHT와 유사한 파괴메커니즘을 보였다. 우선, 사재 트러스 사이에서 균열이 발생한 후 양끝단에서 발생한 균열이 하중재하방향으로 이어지고 중앙부가 함몰되면서 파괴되는 양상으로 배근상세가 T-EHT와 유사하게 횡방향 철근에 대한 상세를 개선해야 할 것으로 판단된다.

철근 콘크리트 단면의 공칭 전단강도는 콘크리트가 부담하는 전단강도와 철근이 부담하는 전단강도의 합으로 나타내어진다. 기존의 설계사례를 살펴보면 이와 같은

생각에서 접합구조 단면의 공칭 전단강도를 콘크리트, 철근, 그리고 연결강재가 부담하는 전단강도의 합으로 나타내는 경우가 있으나 이것은 참으로 불합리한 설계 방법이다. 왜냐하면 4가지 접합구조 모두 콘크리트 파괴에 의해 전체적인 거동이 지배되었을 뿐 철근이나 연결강재의 항복은 전혀 일어나지 않았기 때문이다. 따라서 파괴메커니즘에 따라 공칭강도를 산정할 수 있는 합리적인 설계방법이 연구되어야 할 것이다.



[그림 18] Perforbond와 볼트연결 매입형 접합구조 (T-EHT) 파괴사진 및 균열도



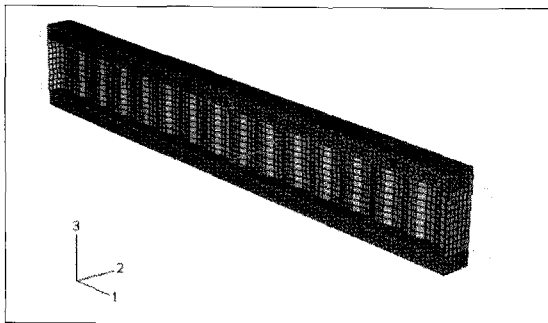
[그림 19] 천공강판 전단면결재와 볼트연결 접합구조 (P-EHT) 파괴도 및 균열도

4 복부 파형강판 복합교량 기반 기술 연구

4.1 복부 파형강판 PSC 복합교량의 동적 거동에 대한 변수해석

4.1.1 해석 모델 및 변수 설명

[표 1]은 본 연구에서 사용한 변수 해석 모델의 제원을 나타낸다. 해석모델은 파형강판의 기하학적 성질이 복부 파형강판 거더의 동적 거동에 미치는 영향을 평가하기 위해 파형강판의 파고를 50, 100, 200, 300mm의 4가지로 변화시켰다. 이에 따른 파형강판의 경사각은 19.65도에서 64.98도까지 변화된다. M1~M4해석 모델 모두 거더의 길이 L은 970mm이다. 해석 프로그램은 ABAQUS (2001)을 사용하였다. 해석 모델은 상, 하부 콘크리트 슬래브는 3차원 4면체 연속체 요소인 C3D4를, 파형강판 복부판은 4절점 감차적분 쉘요소인 S4R을 이용하여 모델링하였다. 해석 방법은 자유진동 해석을 수행하였다 [그림 20]은 해석 모델의 모습을 나타낸 그림이다.



[그림 20] 변수 해석 모델 (M1)

[표 2] 변수해석에 사용된 해석 모델 제원

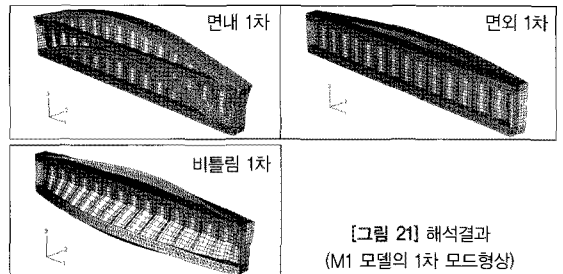
	b_f	t_f	E_c	ρ_c	a	b	d	t_w	θ	h_w	E_s	ρ_s
M1	500	250	28000	2500	180	140	50	8	19.65	1000	210000	7850
M2	500	250	28000	2500	180	140	100	8	35.54	1000	210000	7850
M3	500	250	28000	2500	180	140	200	8	55.01	1000	210000	7850
M4	500	250	28000	2500	180	140	300	8	64.98	1000	210000	7850

4.1.2 해석 결과 분석

자유진동 해석 결과, M1 ~ M4 모델 모두 [그림 21]에 나타난 M1의 변형 형상과 유사한 형태의 1차 변형 모드를 갖고 있다. [표 3]은 해석 결과 나타난 각각 모델의 1에서 3차 모드 형상까지 해당하는 고유 진동수를 나타낸다. 전체적으로 파형강판의 파고가 증가하여도 면외 방향의 고유 진동수는 일정하나 면내 모드의 경우 감소하고 있으며, 비틀림 모드 형상의 경우에는 반대로 증가한다.

[표 3] 각 해석 모델별 모드 형상에 따른 고유진동수

해석모델	M1	M2	M3	M4
면외	1: 7.87	1: 7.84	1: 7.78	1: 7.72
면내	2: 31.06	2: 30.95	2: 30.73	2: 30.48
	3: 68.29	3: 68.22	3: 67.81	3: 67.23
	1: 29.00	1: 28.64	1: 27.74	1: 26.77
비틀림	2: 87.97	2: 86.40	2: 81.52	2: 76.82
	3: 152.39	3: 148.87	3: 139.08	3: 130.05
	1: 19.87	1: 23.89	1: 26.07	1: 28.00
비틀림	2: 39.96	2: 49.35	2: 56.65	2: 61.08
	3: 75.33	3: 84.16	3: 95.72	3: 102.64



[그림 21] 해석결과 (M1 모델의 1차 모드형상)

[표 3]에 나타나 있듯이 경사각이 증가하면서 면외 모드 형상에 관한 진동수는 감소하나 그 정도는 약 2% 미만으로 경사각의 영향은 미미하다. 하지만 면내 모드에 관한 진동수와 비틀림 모드에 관한 진동수의 경우는 경사각의 영향이 크다. 면내 모드의 경우 경사각이 증가하면서 고유 진동수가 최대 15%정도까지 차이가 발생하며, 고유진동수의 값은 감소한다. 비틀림 모드의 경우 경사각이 증가하면서 최대 약 50%까지 차이가 발생하였다. 이러한 이유는 면외 모드의 경우 파형강판의 파고강성에 영향을 미치지 않으나, 파고가 증가하면서 전체 거더의 질량이 증가하여 고유진동수가 감소한다. 하지만 이 경우 감소의 폭은 아주 미미하다. 면내 모드의 경우 파고가 증가하면서 질량이 증가하고, 어코디언 효과가 증가하여 결과적으로 면내 강성이 감소하기 때문에 고유진동수가 감소한다. 마지막으로 비틀림 모드의 경우 파고가 증가하면서 면외 방향 휨강성이 크게 증가하고 이에 따른 비틀림 강성이 증가하기 때문에 고유진동수는 결과적으로 증가한다.

4.2 복부 파형강판 PSC 복합교량의 동적 실험

4.2.1 실험체 및 실험 방법

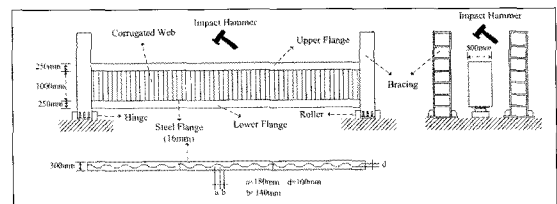
파형강판 복부판을 갖는 파형강판 복부판 실험체를 이용하여 진동 특성의 파악을 목적으로 한 진동 실험을 수행하였다. 충격 해머를 이용한 자유 진동 실험을 수행하였으며, 연직 면내 방향(복부판 면내 방향) 및 수평 방향(복부판 면외 방향)에 대하여 고유 진동수, 진동 모드를 측정하였다. 고유 진동 특성에 대하여 실험 결과와 해석 결과를 비교하여 타당성을 확보하였다.

실험체는 거더 길이 10.3m, 지간 길이 10.0m인 I-형 단면의 파형강판 복부판 PSC 거더이다. 파형강판의 제

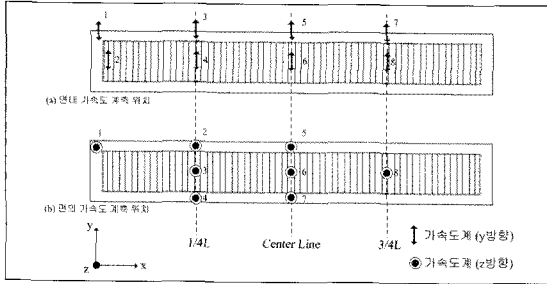
원은 수평패널 길이 180mm, 경사패널 길이 140mm, 파고 100mm, 파형강판 두께 8mm이다. 콘크리트 슬래브의 두께는 300mm, 폭은 500mm이며 철근은 상하부 슬래브에 4개의 D16 종방향 철근 및 D10 스트립을 사용하였다. 강 플랜지의 두께는 15mm이며 폭은 300mm로 결정되었다. 실험체는 힌지-롤러 지점의 단순지지로 지지되었다. 실험체 및 실험 세팅은 [그림 22]에 나타내었다.

지간 중앙 및 1/4 지점에 연직 및 수평 방향으로 충격 해머를 이용하여 자유 진동 실험을 수행하였다. 충격 해머는 질량 5.5kg, 주파수 대역 0~250Hz, 측정에는 서보형 가속도계 8개를 이용하였으며 충격 방향에 따라 연직 및 수평 방향으로 계측방향을 바꾸어 실험하였다. 측정 간격은 0.004초로 하였으며 재현성을 조사하기 위하여 측정은 동일 조건으로 3회 이상 실시하였다. 그림 4는 가속도계의 위치를 나타낸다. 총 8개의 가속도계는 면내 및 면외 방향 측정 시 그 위치를 [그림 23]에 나타난 바와 같이 각각 달리 하였다.

텐던 도입으로 인한 진동 특성의 변화를 분석하기 위해 텐던이 도입되지 않은 경우에 대한 실험 후에 [표 4]와 [그림 24]에 나타나 있는 바와 같이 외부 텐던 및 내부 텐던의 조건을 변화시켜 가며 내, 외부 텐던이 설치되지 않은 경우와 동일한 실험을 반복하였다. 외부 텐던의 경우 부재 중앙부에 11tonf-m의 모멘트가 발생하도록 도입 긴장력을 결정하였고 텐던은 SWPC7B 15mm를 이용하였다.



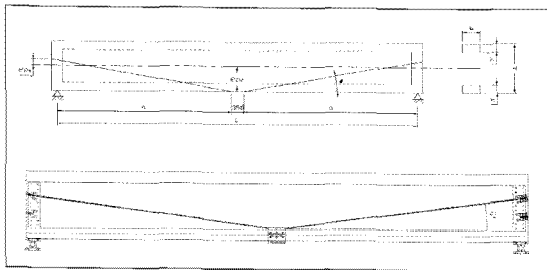
[그림 22] 실험체 및 실험체 세팅 개요도



[그림 23] 가속도계 위치도

[표 4] 실험체 별 텐던 부착 조건

구분	위치 (°)	각도 (ton)	도입 긴장력 (%)	도입률	
내부텐던	하부 슬래브	-	21.28	80	
외부텐던	Case 1	8	23.38	87.9	
	Case 2	도심 + 20cm	10	17.86	67.1
	Case 3		11	14.48	54.4
	Case 4		3	23.20	87.2
	Case 5	도심 - 20cm	5	17.67	66.4
	Case 6		7	14.29	53.7



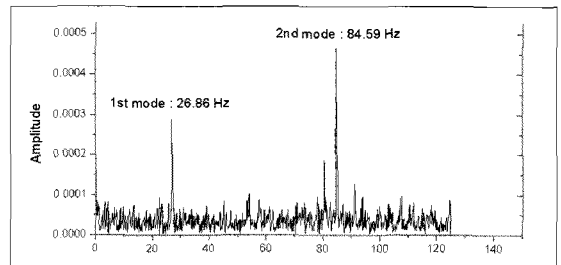
[그림 24] 텐던 배치 예

4.2.2 실험 결과

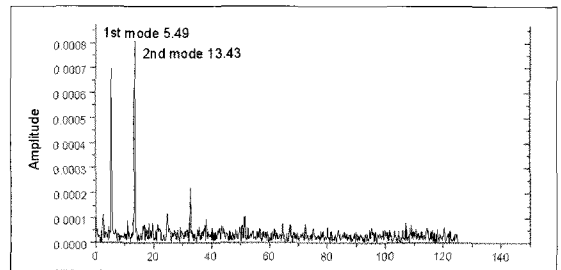
연직방향 및 수평방향 충격 실험 결과 연직 휨 1차, 휨 2차의 두 가지 면내 진동 모드가 확인되었으며, 면외 처짐 1차, 비틀림 1차의 면외 진동 모드가 확인되었다. [그림 25]은 E210 시험체에 대한 4번 가속도계에서 측정된 면내 모드의 고유진동수, [그림 26]은 E011 시험체에 대한 4번 가속도계에서 구한 고유진동수를 나타낸다. 각

실험체에 따른 고유진동수는 [표 5]에 나타내었다.

내부 및 외부의 텐던 조건에 따른 고유진동수의 차이는 면내 1차 모드의 경우 최대 6.4%, 면외 1차의 경우 5.1%로 나타났으나 텐던의 위치나 유무에 따른 차이는 발견되지 않았다. 그러나 지점부의 중간 높이와 실험체의 하부 슬래브에 걸쳐 외부 텐던이 긴장되는 경우에는 면내 2차 모드가 상대적으로 쉽게 발견되는 것으로 나타났다. 따라서 외부 및 내부 텐던의 경우 구조물의 강성에 미치는 영향은 없고, 그 질량 또한 실험체에 비해 매우 작으므로 고유진동수 자체에는 영향을 미치지 않지만 하위 모드의 발견에 영향을 미친다고 할 수 있다.



[그림 25] FFT 해석에 (E210, 면내 모드)



[그림 26] FFT 해석에 (E011, 면외 모드)

[표 5] 실험체 별 고유진동수 (Hz)

시험체	텐던 유무		면내 1차	면내 2차	면외 1차	비틀림 1차
	내부	외부				
NT	×	×	26,933	-	5,662	13,679
E110	×	O(Case 1)	27,283	-	5,371	13,428
E210	×	O(Case 2)	26,855	84,595	5,615	13,550

E30	×	○ (Case 3)	26,855	84,473	5,493	13,469
E40	×	○ (Case 4)	25,513	-	5,412	13,428
E50	×	○ (Case 5)	26,856	83,252	5,493	13,469
E60	×	○ (Case 6)	27,018	-	5,554	13,550
E01	○	×	26,937	-	5,574	13,550

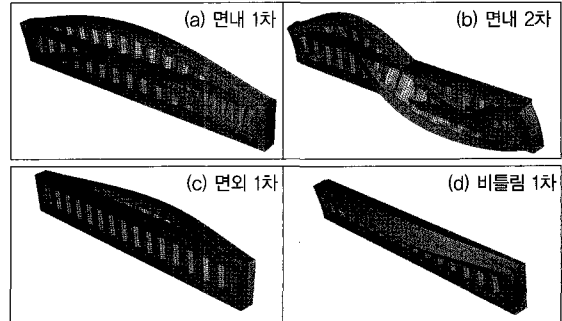
4.2.3 실험체 동적 해석

해석 프로그램은 ABAQUS를 사용하였으며 파형강판 복부판과 플랜지는 4절점 쉘요소를 이용하여 모델링하였으며, 콘크리트 상하부 슬래브는 Solid 요소를 이용하여 모사하였다. 파형강판 및 콘크리트는 모두 탄성 거동으로 가정하였으며, 강재의 탄성계수는 210,000MPa, 철근 콘크리트의 탄성계수는 28,000MPa로 가정하였다. 강재와 철근 콘크리트의 단위 질량 E_c 는 각각 7,850kg/cm³, 2,500kg/m³로 가정하였다. 해석은 텐던이 부착되지 않은 경우에 대해서만 수행하였으며 해석 모델의 제원과 경계조건은 실험체 및 실험 세팅과 동일하게 모델링 하였다.

실험체에 대한 동적 자유 진동 해석 결과는 [표 6]과 [그림 27]에 나타내었다. [표 6]에 나타나 있는 바와 같이 면내 고유진동수는 실험 결과와 해석 결과가 잘 일치하고 있으나 면외 및 비틀림 고유진동수는 해석 결과가 실험 결과에 비해 큰 값을 나타내고 있다. 이는 실험 시에 사용한 지점부가 롤러와 핀 지지에 대한 거동은 잘 나타내고 있지만, 교축방향에 대한 회전에 대한 구속이 명확하게 발현되지 않았기 때문으로 판단된다.

[표 6] 해석 결과와 실험 결과의 비교 (Hz)

구분	면내 1차	면내 2차	면외 1차	비틀림 1차
해석 결과	26,134	83,866	7,206	23,707
실험 결과	26,781	84,017	5,522	13,515



[그림 27] 동적 해석 결과

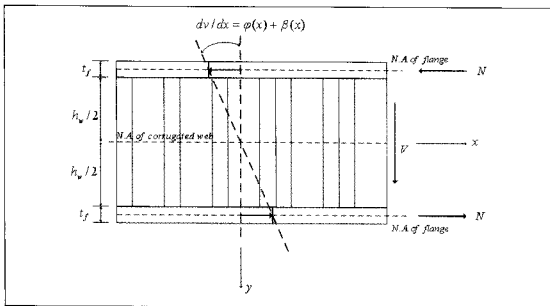
4.3 복부 파형강판 PSC 복합교량의 사용성 기준

4.3.1 정적실험 분석을 통한 복부 파형강판 거더의 처짐

복부 파형강판 거더도 설계기준에 명시된 허용 처짐값을 만족하여야 하기 때문에, 복부 파형강판 거더의 처짐을 합리적으로 평가되어야 한다. 복부 파형강판 거더의 경우 휨강성은 복부판을 무시하여 계산할 수 있다. 하지만 파형강판의 경우 일반 거더보다 전단 변형이 큰 것으로 알려져 있으므로 이러한 전단 변형이 복부 파형강판 거더의 처짐에 미치는 영향을 정확히 파악할 수 있어야 한다. 본 연구에서는 파형강판 복부판을 갖는 거더의 전단 변형이 고려된 탄성 하중-처짐 관계를 유도하고 기 수행된 실험 및 해석 연구를 통하여 이를 검증하였다. 마지막으로 이를 이용하여 복부 파형강판 거더의 합리적인 처짐 산정 방법을 제안하였다.

[그림 28]과 같이 휨모멘트는 플랜지에서 발생하는 축력의 우려모멘트에 의하여 저항하며, 전단력은 파형강판 복부판이 저항한다고 가정하였다. 파형강판 복부판의 전단 변형을 고려하기 위하여 거더의 전체 기울기를 순수 휨에 의한 기울기 dv/dx 와 파형강판의 전단 변형에 의한 기울기 $\psi(x)$ 의 합으로 나타내었다. 면내하중이 파형강판 복부판 거더에 작용하는 경우 파형의 형상에 따

라 작용하는 전단류의 영향으로 비틀림이 발생하고 이에 따른 면외, 면내 변위가 발생한다 (Abbas, 2006). 하지만 이러한 비틀림에 의한 면내 변위 즉, 처짐은 그 양이 무시할 수 있을 정도로 작으므로 본 연구에는 고려하지 않았다. 또한 본 연구에서는 상·하부 플랜지의 t_f 가 b_f 보다 아주 작은 강재 플랜지가 있는 경우에 연구를 한정하였다.



[그림 28] 파형강판 거더의 변형 형상

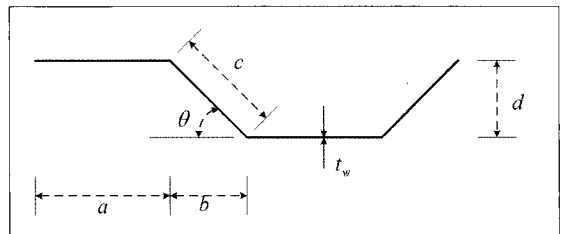
[그림 28]와 같이 플랜지에 축력이 작용하는 경우, 파형강판의 축방향 강성은 아코디언 효과로 인하여 무시할 수 있으므로 복부 파형강판 거더의 단면2차모멘트 I_{co} 는

$$[식 4] \quad I_{co} = \frac{b_f t_f h_w (h_w + t_f)}{2}$$

과 같으며, 일반 플레이트 거더에 비하여 작은 값을 가지게 된다. 여기서 b_f 는 플랜지의 폭, t_f 는 플랜지의 두께, h_w 는 파형강판 복부판의 높이이다. 파형강판의 전단 탄성 계수는 일반적으로 평판의 전단 탄성계수보다 작은 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 Samanta & Mukhopadhyay (1999)가 전단탄성계수 G 를 수정하여 제한한 파형강판의 전단탄성 계수 G_{co} 를 사용하였다. G_{co} 는

$$[식 5] \quad G_{co} = \frac{(a+b)}{(a+b)} G = \eta G$$

와 같이 정의 된다. 여기서 a , b , c 는 [그림 29]에 나타난 파형강판의 기하학적 제원과 같이 각각 파형강판의 수평패널의 길이, 파형강판의 경사패널의 길이 그리고 파형강판 경사패널의 투영길이를 나타내며, η 는 파형강판의 길이 감소율을 나타낸다.



[그림 29] 파형강판의 기하학적 제원

(1) 파형강판 복부판을 갖는 거더의 처짐

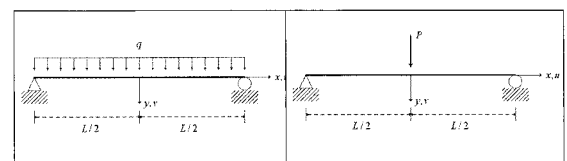
[그림 30]과 같이 파형강판 복부판을 갖는 단순보의 경우 [그림 30]의 (a), (b)와 같이 등분포 하중 및 중앙 집중하중이 작용하는 경우에 거더의 단면2차모멘트 I_{co} 와 파형강판의 전단 탄성계수 G_{co} 를 이용하여 전체 포텐셜 에너지 π 를 구하면 [식 6], [식 7]과 같이 정의된다.

$$[식 6]$$

$$\pi = \int_{-L/2}^{L/2} \left[\frac{EI_{co}}{2} \left(\frac{d\phi}{dx} \right)^2 + \frac{G_{co} A_w}{2} \left(\frac{dv}{dx} - \phi \right)^2 - qv \right] dx$$

$$[식 7]$$

$$\pi = \int_0^{L/2} \left[\frac{EI_{co}}{2} \left(\frac{d\phi}{dx} \right)^2 + \frac{G_{co} A_w}{2} \left(\frac{dv}{dx} - \phi \right)^2 \right] dx - \frac{P}{2} v_b$$



(a) 등분포 하중 제하 (b) 중앙 집중하중 제하

[그림 30] 단순보

여기서 v 는 [그림 11]에 나타나 있는 것과 같이 y 방향 처짐을 나타내며, A_w 는 $t_w \cdot h_w$ 로 정의된 파형강판 복부판의 면적이다.

[식 6], [식 7]와 같은 포텐셜 에너지를 이용해 집중하중이 작용하는 파형강판 복부판을 갖는 거더의 최대 처짐 v_{max} 는 [식 8], [식 9]과 같이 구해진다.

$$[식 8] \quad v_{max} = v(0) = \frac{5qL^4}{384EI_{co}} + \frac{qL^2}{8G_{co}A_w}$$

$$[식 9] \quad v_{max} = v(0) = \frac{PL^3}{48EI_{co}} + \frac{PL}{4G_{co}A_w}$$

[식 8], [식 9]의 최대 처짐은 휨에 의한 처짐과 전단 변형에 의한 처짐의 합이 된다.

(2) 전단변형이 파형강판 복부판을 갖는 거더의 처짐에 미치는 영향 분석

I-거더의 경우 거더의 길이와 플랜지 폭의 비 L/b_f 와 거더의 길이와 복부판의 높이의 비 L/h_w 가 10이상인 대부분 사용된다. 일반적으로 L/h_w 의 비가 커지는 경우 거더는 세장해지고 되고 전단 변형에 의한 처짐은 무시할 정도로 작아진다. 이번 장에서는 앞의 연구 내용을 바탕으로 파형강판 복부판 거더의 경우 L/h_w 의 변화에 따라 전단변형이 처짐에 미치는 영향을 분석하였다.

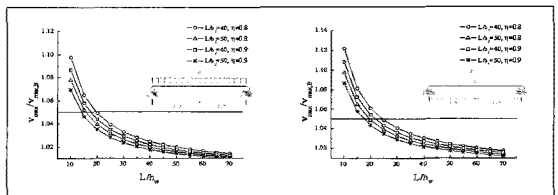
파형강판 복부판 거더에 등분포 하중 또는 중앙 집중 하중이 작용하는 경우 최대 처짐은 휨모멘트에 의한 처짐과 전단 변형에 의한 처짐의 합으로 이루어져 있으므로 최대 처짐 v_{max} 와 휨모멘트에 의한 처짐 $v_{max, B}$ 의 비율은 푸이송 계수 $\nu=0.3$, $h_w+t_f=h_w$ 의 가정을 도입하면 각각 [식 10], [식 11]과 같다.

$$[식 10] \quad \frac{v_{max}}{v_{max, B}} = 1 + \frac{12.48}{\eta} \left(\frac{t_f}{t_w}\right) \left(\frac{b_f}{L}\right) \left(\frac{h_w}{L}\right)$$

$$[식 11] \quad \frac{v_{max}}{v_{max, B}} = 1 + \frac{15.60}{\eta} \left(\frac{t_f}{t_w}\right) \left(\frac{b_f}{L}\right) \left(\frac{h_w}{L}\right)$$

[식 10]과 [식 11]에서 전단변형의 영향은 전단 변형의 영향은 파형강판의 길이감소율 η , 플랜지와 복부판의 두께비 t_f/t_w , 플랜지 폭과 거더의 길이비 b_f/L , 그리고 복부판의 높이와 거더의 길이비 h_w/L 의 함수인 것을 알 수 있다.

[그림 31]는 하중의 종류에 따른 전단변형이 파형강판 복부판에 미치는 영향을 나타낸 것이다. 플랜지와 복부판의 두께비 t_f/t_w 는 2.5로 고정하였으며 L/b_f 의 비는 길이에 비하여 플랜지 폭을 충분히 작게 하기 위하여 40과 50 두 가지 경우를 선택하였다. 마지막으로 파형강판의 길이 감소율 η 는 0.8과 0.9 두 가지로 선택하였다. [그림 31]에 나타난 것처럼 이 증가할 수록 전단변형이 거더의 처짐에 미치는 영향은 줄어드는 것으로 나타났다. 또한 가 작아질수록 전단변형의 처짐에 미치는 영향은 크게 발생하였다. 이는 파형강판의 전단 탄성계수 G_{co} 가 감소하기 때문이다. [그림 31]에서 L/h_w 가 25.0 이상의 경우 전단 변형이 파형강판 거더의 처짐에 미치는 영향은 5% 미만으로 감소하기 때문에 이 경우 전단 변형을 무시한 휨모멘트에 의한 처짐만 계산하여도 처



(a) 등분포 하중 (b) 중앙 집중하중

[그림 31] 전단변형이 처짐에 미치는 영향

짐을 예측하는데 큰 문제는 없다. 하지만 L/h_w 의 비율이 상대적으로 작은 경우에는 본 연구에서 나타나 있는 I_{co} 및 G_{co} 를 이용하여 전단 변형을 고려하여 처짐을 산정하는 것이 바람직하다.

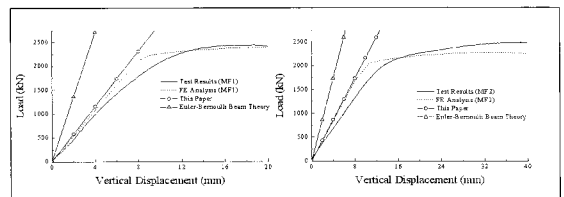
(3) 제안한 휨강성과 실험 결과와의 비교

이종원 등(2006)은 복부 파형강판 거더에 있어서 파형강판이 휨거동에 미치는 영향에 대한 분석을 위해 실험 및 유한요소해석을 수행하였다. 본 연구에서는 제안된 처짐에 대해 실험 결과와 실험체 해석 결과를 이용하여 검증하였다. 실험체의 제원과 실험 결과는 [표 7]에 나타내었다. 실험 결과는 재료 및 기하학적 비선형성을 포함한 실험체 해석을 통해 검증하였다. 해석은 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하였고 실험체 제원 및 경계조건은 실제 실험과 동일하게 모사하였다.

[그림 32]는 본 연구에서 제안한 전단 변형이 고려된 파형강판 복부판 거더의 하중-처짐 관계와 전단 변형을 고려하지 않은 경우 휨에 의한 하중-처짐 (Euler-Bernoulli 보 이론) 그리고 실험 결과와 해석 결과로 얻어진 하중-처짐 관계를 비교한 그래프이다. [그림 32]에 나타난 것처럼 초기강성이 본 연구에서 제안된 식과 대체적으로 잘 일치하였으나 Euler-Bernoulli 보 이론은 MF1, MF2 실험체와 비교하여 각각 2.3, 2.0의 차이가 발생하여 실험체의 휨강성을 크게 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 이러한 결과가 나타나는 이유는 실험체의 길이와 높이의 비 L/h_w 가 MF1 실험체와 MF2 실험

체의 경우 각각 3.33, 3.83으로 작기 때문에 전단에 의한 변형이 크기 때문이다.

식(8)으로 평가한 실험체의 전단변형의 영향은 MF1, MF2 실험체가 각각 2.326, 1.984로 복부 파형강판 거더의 전단변형의 영향을 합리적으로 예측할 수 있는 것으로 나타났다.



(a) 등분포 하중 (b) 중앙 집중하중
[그림 32] 전단변형이 처짐이 미치는 영향

5 결론

1. 기존 복부트러스 복합교량의 접합구조들의 응력전단을 메카니즘을 비교·분석하였다. 그 결과를 종합하여 사재충진형 힌지 접합구조 (EHT: Embedded Hybrid Truss), T형 Perfobond와 거셋판을 이용한 접합구조 (T-GHT: T-type perfobond shear connector Gusset plate Hybrid Truss), T형 Perfobond와 볼트연결구조를 갖는 매입형 접합구조 (T-EHT: T-type perfobond shear connector Embedded Hybrid Truss) 그리고 천공강판과 볼트연결구조를 갖는 매입형 접합구조 (P-EHT: Perfobond shear connector Embedded Hybrid

[표 7] 변수해석에 사용된 해석 모델 제원

Model	a(mm)	b(mm)	d(mm)	h_w (mm)	t_w (mm)	b(mm)	r(mm)	L(mm)	실험결과 (P_{ax})
MF1	250	200	150	1500	6	300	25	4950	2436
MF2	150	100	80	1500	6	300	25	5750	2480

- Truss) 4 종류의 복부트러스 복합교량의 접합구조를 개발하였다.
2. 개발한 4종류의 접합구조에 대하여 실물 실험체를 제작하고 수평 전단강도 평가실험을 실시하였다. 실험 결과 사재의 중심선과 슬래브의 중심선의 불일치에 발생하는 국부 모멘트를 저항할 수 있는 구조들(콘크리트 현치 또는 강재 받침판)을 가진 T-GHT와 EHT는 모두 충분한 전단 강도를 나타내었으나, 그렇지 못한 T-EHT와 P-EHT는 콘크리트 슬래브의 취성 전단파괴로 설계 전단강도에 이르지 못하였다.
 3. 복부트러스 복합교량의 접합구조는 수평전단력 뿐만 아니라 사재의 인장력과 압축력이 직접 작용하기 때문에 접합구조의 구성요소인 콘크리트, 철근, 연결강재의 전단강도들에 대한 산술적인 합으로 공칭 전단강도를 구할 수 없다. 따라서 파괴모드를 정의하고 접합구조에 따른 합리적인 설계방법을 도출하는 연구가 요구된다.
 4. 파형강판의 기하학적 변수가 복부 파형강판 거더의 동적 거동특성에 미치는 영향을 분석하였다. 그 결과 파형강판의 경사각이 증가하여도 면외 모드 형상과 고유진동수에는 큰 영향이 없었다. 하지만 면내 및 비틀림 고유진동수는 파형강판의 경사각이 증가하면서 감소 혹은 증가하였다. 연구 결과 파형강판의 경사각 θ 가 20~65도 까지 변하면서 고유 면내 모드형상에 해당하는 고유진동수는 약 15%정도 감소하며, 비틀림 고유진동수의 경우는 약 50%정도 까지 증가하였다.
 5. 동적 실험 결과를 통해 면내 및 면외 방향 고유진동수와 진동모드를 파악하였고 텐던에 의한 영향에 대해 분석하였다. 면내 방향으로 1차 및 2차의 고유진동수 및 진동모드를 예측하였으며 면외 방향에서는

- 상하부 슬래브가 유사하게 진동하는 면외 1차 모드와 각각 진동하는 비틀림 1차 모드를 확인하였다. 내·외부 텐던에 의한 강성 및 질량에 대한 영향은 거의 없는 것으로 나타났으나 면내 모드에 있어서 2차 모드가 더욱 쉽게 발생하는 것으로 나타났다.
6. 현재 도로교 설계기준에서는 교량의 사용성을 위하여 최대 처짐의 한계값을 규정하고 있다. 복부 파형강판 거더의 경우 이러한 최대 한계값 규정을 적용하기 위하여 정확한 하중-처짐의 관계가 도출되어야 한다. 기존 이론을 통해 산정된 휨강성과 제안된 전단 변형을 고려한 휨강성을 기 수행된 실험 및 해석 결과와 비교하였다. 비교 결과 Euler-Bernoulli 보 이론으로부터 산출된 휨강성을 복부 파형강판 거더의 휨강성을 과대평가하는 것으로 나타났다. 그러나 거더의 길이와 파형강판 복부판 높이의 비, L/h_w 가 25.0 이상이면 전단변형의 영향으로 인한 처짐이 5% 미만이므로 무시할 수 있다.

참고문헌

- 1) 이종원, 염광수, 문지호, 이학은, (2007), "제형파형강판 복부판의 전단 좌굴 강도", 대한토목학회 논문집, Vol. 27, No. 2A, pp. 181-186
- 2) 이종원, 문지호, 염광수, 이학은, (2006), "제형파형강판 복부판의 전단 및 휨 거동에 관한 실험적 연구", 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 대한토목학회, pp. 2200-2203
- 3) 심창수, 박재식, 김광수, (2007), "복합 트러스 교량의 연결구조에 대한 실험적 연구", 한국강구조공학회 논문집, 제19권 3호(통권 88호) pp 303-312
- 4) 정광희, 김광수, 정철현, 심창수, (2007), "연결구조 시스템에 따른 qhrkqxmftm 연결부의 수평전단강도에 대한 실험적 연구", 대한토목학회 정기학술대회 논문집 pp.130-133
- 5) ABAQUS Standard User's Manual v6.2 (2001), Hibbit, Karsson & Sorensen Inc.
- 6) Abbas, H. H., Sause, R., Driver, R. G., (2006), Behavior of Corrugated Web I-Girders under In-Plane Loads, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 132, No. 8, pp. 806-814
- 7) Driver, R. G., Abbas, H. H., Sause, R., (2006), Shear Behavior of Corrugated Web Bridge Girders, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 2, pp. 195-203
- 8) Eurocode 4 (1997), Design of composite steel and concrete structures Part2: composite bridges(ENV 1994-2)
- 9) Gill, H., Lee, S., Lee, J., and Lee, H.E. (2005) "Shear Buckling Strength of Trapezoidally Corrugated Steel Webs for Bridges", Journal of the Transportation Research Board, CD 11-S, pp. 473-4804 Samanta, A., and Mukhopadhyay, M. (1999) Finite Element Static and Dynamic Analysis of Folded Plates, Engineering Structures, 21, pp. 277-287
- 10) Hiroshi MIWA, Tetsu NAGASAWA, Teruhiko YODA, Toshimitsu SUZUKI and Yohji KUMAGI (1998) "Experimental Study on the Mechanical Behavior of Panel Joints in PC Hybrid Truss Bridges", 일본 토목학회 구조공학논문집 Vol. 44A pp.1475~1484
- 11) Jung, K. H., Kim K. S., and Chung, W. S.(2007), "Flexural Behavior of Prestressed Concrete Hybrid Girder with Steel Webs", '4th International conference on The Conceptual Approach to Structural Design', June, 2007, Venice, Italy