

# 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 거동에 대한 비선형 해석 모델 개발

## Development of Non-linear Analysis Model for Torsional Behavior of Composite Box-Girder with Corrugated Steel Webs

고희중\* · 문지호\*\* · 이학은\*\*\*

Ko, Hee Jung · Moon, Jiho · Lee, Hak-Eun

### Abstract

Composite box-girder with corrugated steel webs has been widely used in civil engineering practice as an alternative of conventional pre-stressed concrete box-girder because the efficiency of pre-stressing can be increased and weight reduction of superstructure can be achieved by replacing concrete webs as a corrugated steel webs. However, most of previous researches were limited in shear and flexural behavior of such girder so that the torsional behaviors of composite box-girder with corrugated steel webs are not fully understood yet and it needs to be investigated. Some of previous researchers developed the nonlinear theory for torsional analysis of composite box-girder with corrugated steel webs. However, their theories were developed by ignoring the tensile behavior of concrete. Thus, there are certain limitations in analysis of serviceability such as cracking moment and torsional stiffness of the girder. This paper presents the analytical model for torsional behavior of composite box-girder with corrugated steel webs considering tensile behavior of concrete. Based on the proposed analytical model, non-linear torsional analysis program of composite box-girder with corrugated steel webs was developed. Then, for verification of validation of the developed model, test for the girder was conducted and the results were compared with those of analytical model. Finally, parametric study was conducted and the effects of tensile behavior of concrete on the torsional behavior of the girder were discussed.

**Keywords** : torsion, corrugated steel webs, composite structure, non-linear analysis

### 요 지

복부 파형강판을 갖는 복합교량은 기존 PSC 박스 거더의 콘크리트 복부판을 파형강판으로 대체함으로써 상부구조의 경량화를 유도하고 프리스트레싱 효율성을 향상시킬 수 있어 국외에서 널리 이용되고 있다. 하지만 이러한 장점에도 불구하고 복부 파형강판을 갖는 복합교량은 기존 연구가 거더의 전단과 휨 거동에 국한되어 있어 비틀림 거동에 대한 이해는 부족한 상황이다. 국내외의 연구자들에 의하여 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 해석 방법이 개발되었으나, 이러한 연구는 콘크리트의 인장 강도를 무시하여 균열 모멘트 및 비틀림 강성과 같은 콘크리트 교량의 사용성에 영향을 미치는 요소들에 대한 이해가 부족한 실정이다. 본 논문에서는 콘크리트의 인장 거동을 고려한 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 거동 해석 방법에 대한 연구를 수행하였다. 제안된 이론을 적용하여 해석 프로그램을 제작하였으며, 실험 연구를 통하여 개발된 해석 방법의 타당성을 검증하였다. 마지막으로 변수 해석을 실시하여 콘크리트의 인장 강도가 비틀림 거동에 미치는 영향을 분석하였다.

**핵심용어** : 비틀림, 복부 파형강판, 복합구조, 비선형 해석

### 1. 서 론

복부 파형강판을 갖는 복합교량은 그림 1과 같이 복부 파형강판과 상하부의 콘크리트 슬래브로 이루어져 있다.

이러한 복부 파형강판을 갖는 복합교량은 파형강판이 갖는 여러 장점으로 인해 1980년대 후반에 프랑스에서 처음 적용

된 이후로 널리 이용되어 오고 있으며, 최근에는 국내에서도 일선대교에 적용되었다(Yi *et al.*, 2008). 파형강판을 갖는 복합교량의 가장 큰 장점으로서는 파형강판이 일반 강판에 비해 높은 휨 강성과 전단 강성을 가지고 있어 별도의 보강재가 필요 없으며, 면내 방향으로는 아코디언 효과(Accordion effect)로 인해 축방향 강성이 거의 없기 때문에 파형강판 복

\*정회원 · 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정 (E-mail : atta729@naver.com)

\*\*Univ. of Washington 토목환경공학과 박사후 연구원 · 공학박사 (E-mail : jmoon1979@gmail.com)

\*\*\*정회원 · 교신저자 · 고려대학교 건축사회환경공학부 교수 · 공학박사 (E-mail : helee@korea.ac.kr)

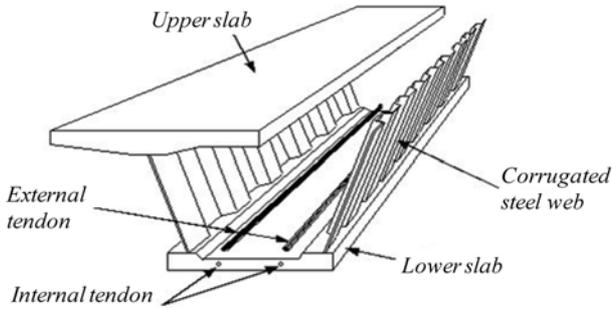


그림 1. 파형강판 복부판을 갖는 복합교량의 상부구조

합교량에 도입되는 강선의 긴장력이 대부분 콘크리트에 의해 전달되어 프리스트레싱의 효율이 좋아진다는데 있다 (Hamilton, 1993). 마지막으로, 콘크리트 복부판을 파형강판으로 대체함으로써 교량 상부구조의 10~30%의 중량을 차지하는 복부판을 경량화할 수 있다 (Yi et al., 2008).

파형강판은 아코디언 효과로 인하여 오직 전단력만 부담하는 것으로 가정을 한다. 따라서, 파형강판의 파괴는 전단 좌굴 강도에 의하여 결정이 되므로 대부분의 파형강판에 대한 기존 연구는 전단 좌굴에 대하여 수행되었다 (길홍배 외, 2003; 문지호 외, 2004, 2008; Driver et al., 2006; Yi et al., 2008; Moon et al., 2009b). 또한 아코디언 효과로 인하여 축방향 강성이 거의 없으므로 파형강판은 휨 모멘트에 의하여 발생하는 법선 응력에 저항하지 못하는 특성이 있다. 이로 인하여 파형강판을 갖는 거더의 휨 강도 산정은 일반 거더와 상이하며, 이에 대한 연구 또한 많은 연구자들에 의하여 수행되었다 (Elgaaly et al. 1997; Machidamrong et al., 2004; 문지호 외, 2007; Moon et al. 2009a). 하지만 비틀림 거동은 파형강판을 갖는 복합교량의 설계에 있어 중요한 설계 요소임에도 불구하고 상대적으로 많은 연구가 진행되지 않았다. 최근에 Mo et al.(2000)이 Hsu(1988)에 의해 개발된 연화 트러스 모델(Softened truss model)을 이용하여 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 거동에 대한 비선형 해석 모델을 개발하였다. 이후 Mo & Fan(2006)은 이 해석 모델을 바탕으로 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 설계 방법을 제시하였다. 국내에서도 이한구 & 김광수 (2008)에 의해서 Mo et al.(2000)과 동일한 방법으로 연구가 진행된 바 있다. 이들이 이용한 연화 트러스 모델은 초기 거동부터 균열된 단면을 가정하고 있어 극한 비틀림 강도의 경우 상당히 정확한 예측이 가능하나, 균열 모멘트와 초기 비틀림 강성과 같이 교량의 사용성에 영향을 미치는 요소들에 대해서는 부정확한 결과를 보이는 것으로 알려져 있

다(Chalioris, 2006). 이러한 문제를 해결하기 위해서는 콘크리트의 인장 거동을 고려한 균열 전 해석 모델이 필요하다.

본 연구에서는 콘크리트의 인장 거동을 고려한 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 거동 해석 모델에 대한 연구를 수행하였다. 이를 위하여 복합교량의 상하부 슬래브의 균열 전 거동에 대해서는 슬래브를 철근이 없는 무근 콘크리트로서 완전 탄성 거동을 갖는다고 가정하였다. 균열 후 거동에 대해서는 Mo et al.(2000)과 유사하게 연화 트러스 모델을 이용하였으나, 철근 콘크리트의 인장 증강 효과를 추가적으로 고려하여 보다 정확한 해석 모델을 제안하고자 하였다. 제안된 해석 모델을 바탕으로 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 거동 해석 프로그램을 작성하였으며, 실험 연구를 수행하고 그 결과를 해석 결과와 비교하여 제안된 모델의 타당성을 검증하였다. 마지막으로, 변수 해석을 실시하여 콘크리트의 인장 거동이 비틀림 거동에 미치는 영향에 대하여 연구를 수행하였다.

## 2. 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 해석 모델 개발

복합교량의 비틀림 저항 모멘트  $T$ 는 슬래브에 의한 저항 모멘트  $T_f$ 와 복부 파형강판에 의한 저항 모멘트  $T_w$ 로 구성되며, 다음과 같이 표현될 수 있다 (Mo et al., 2000).

$$T = T_f + T_w \quad (1)$$

단, 콘크리트 슬래브를 갖는 복합교량의 경우 슬래브가 먼저 파괴되면 슬래브가 내력을 유지할 수 없으므로 이는 전체 구조물의 파괴로 간주해야 하며, 이후 복부 파형강판의 내력을 단순히 중첩하여 전체 구조물의 내력으로 평가할 수는 없다. 본 연구에서는 복부가 슬래브보다 먼저 항복하는 경우에 대해서만 고려하며, 설계시에도 안전한 구조물 설계를 위해 강제로 구성된 복부 파형강판이 먼저 항복되어 연성 파괴가 되도록 유도하는 것이 바람직하다.

그림 2와 같이 복합교량의 단면은 비틀림에 의해 발생하는 전단흐름  $q$ 를 갖는 박벽관으로 가정하며, 본 연구에서는 슬래브와 복부의 비틀림 거동을 분리 해석한 후, 식 (1)을 통해 전체 비틀림을 계산하였다. 또한, 복합교량의 비틀림 거동을 슬래브의 균열 발생 전후에 따라 분리하여 분석하였으며, 균열 발생시까지 콘크리트는 인장에 대해 탄성 거동하는 것으로 가정하고, 균열 이후에도 철근 콘크리트의 인장 증강 효과를 고려하여 콘크리트가 갖는 인장 강도의 효과를 해석에 반영하였다.

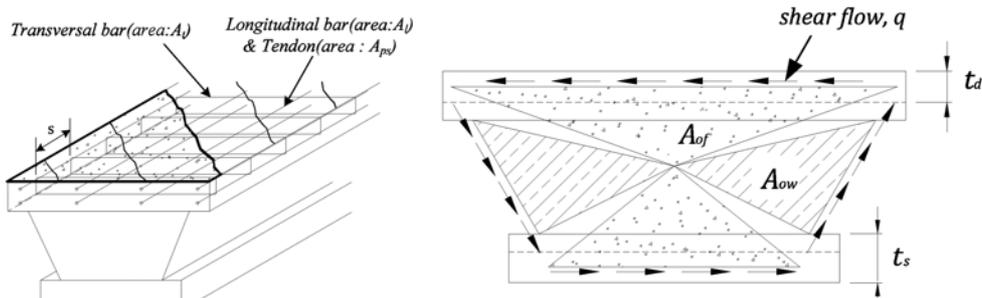


그림 2. 복합교량의 기하학적 제원 및 전단흐름

## 2.1 균열 전 거동

Hsu(1984)는 종방향 철근 및 횡방향 철근비에 따른 철근 콘크리트 구조물의 비틀림 거동을 연구하였으며, 종방향 철근 및 횡방향 철근비가 극한 거동에는 영향을 미치나 구조물의 초기 강성과 같은 균열 전 거동에는 거의 영향을 미치지 않는다고 하였다. 따라서 본 연구에서는 철근의 영향을 무시하여 균열 전 거동을 분석하였다.

철근의 영향을 고려하지 않은 무근 콘크리트가 균열 발생 이전에 순수 비틀림을 받게 되면, 이 콘크리트는 완전 탄성체로서의 비틀림 거동을 보이게 되고 순수 전단 응력만 발생하게 되며, Bredt의 박벽관 이론에 따라 슬래브에 작용된 비틀림 모멘트를 계산할 수 있다. 복부 파형강판에 작용하는 비틀림 모멘트를 계산하기 위해서는 슬래브와 복부의 적합 조건을 이용해야 하며, 단면의 형상이 비틀림에 의해서 변형되지 않는다는 박벽관 이론의 기본 가정을 적용하여 적합 조건을 유도해 낼 수 있다. 박벽관 이론에서 단위 비틀림 각  $\theta$ 와 전단 변형률  $\gamma$  사이의 관계식은 식 (2)와 같이 정리된다(Hsu, 1984; Collins & Mitchell, 1991).

$$\theta = [p_0(2A_0)]\gamma \quad (2)$$

여기에서  $A_0$ 는 전단흐름이 만드는 폐쇄단면의 면적,  $p_0$ 는 전단흐름이 발생하는 길이이다. 단면형상이 변형되지 않으면 슬래브의 단위 비틀림 각  $\theta_{slab}$ 과 복부의 단위 비틀림 각  $\theta_{web}$ 이 동일하므로, 식 (2)를 이용하여 복부의 전단 변형률  $\gamma_w$ 을 식 (3)과 같이 계산할 수 있다.

$$\gamma_w = \frac{A_{ow}}{p_{ow}} \frac{p_{of}}{A_{of}} \cdot \gamma_f \quad (3)$$

식 (3)에서  $\gamma_f$ 는 슬래브의 전단 변형률,  $A_{ow}$ 는 복부 내 전단흐름이 만드는 폐쇄단면의 면적,  $p_{ow}$ 는 복부 내 전단흐름이 발생하는 길이,  $A_{of}$ 는 슬래브 내 전단흐름이 만드는 폐쇄단면의 면적,  $p_{of}$ 는 슬래브 내 전단흐름이 발생하는 길이이다(그림 2 참조).

복부 파형강판의 구성 방정식을 완전 탄소성으로 가정하면, 복부의 전단 응력은 식 (4)와 같이 구할 수 있다.

$$\gamma_w \leq \frac{\tau_y}{G_{eff}}, \quad \tau_w = G_{eff}\gamma_w \quad (a) \quad (4)$$

$$\gamma_w > \frac{\tau_y}{G_{eff}}, \quad \tau_w = \tau_y \quad (b)$$

식 (4)에서  $\tau_y$ 는 파형강판의 항복 강도,  $\tau_w$ 는 복부 내 전단 응력이고,  $G_{eff}$ 는 파형강판의 유효 전단 탄성계수로서 다음과 같이 계산된다(Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

$$G_{eff} = G \frac{a_w + b_w}{a_w + c_w} \quad (5)$$

여기에서  $a_w$ 는 파형강판 내 평패널의 폭,  $b_w$ 는 경사패널의 투영길이,  $c_w$ 는 경사패널의 실제 폭,  $G$ 는 평판의 전단 탄성계수를 의미한다. 식 (5)에서 일반적으로  $b_w$ 는  $c_w$ 보다 작기 때문에 파형강판의 전단 탄성계수는 평판보다 작게 된다.

슬래브와 복부에서의 전단 응력을 이용하면, Bredt의 박벽관 이론에 따라 비틀림 모멘트는  $T = 2A_o \tau$ 로 계산될 수 있다. 여기에서  $\tau$ 는 전단 응력,  $t$ 는 전단흐름의 깊이를 나타낸다. 슬래브의 경우, 순수 전단 응력을 받는 콘크리트의 주 인장 응력과 주 압축 응력은 발생된 전단 응력과 동일한

값을 갖게 되며, 탄성 구간에서의 주 응력들은 각 방향으로의 변형률과 선형 구성 방정식을 갖게 되므로, 슬래브에서의 비틀림 모멘트는 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$T_f = 2A_{of} t_s E_c \varepsilon_r \quad (6)$$

식 (6)에서  $t_s$ 는 슬래브 두께,  $E_c$ 는 콘크리트의 초기 탄성계수,  $\varepsilon_r$ 는 콘크리트의 주 인장 변형률을 나타낸다. 마찬가지로, 복부 파형강판에서의 비틀림 모멘트는 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$T_w = 2A_{ow} t_w \tau_w \quad (7)$$

여기에서  $t_w$ 는 복부의 두께를 나타낸다. 식 (6)과 식 (7)을 통해 구한 각 부재에서의 비틀림 저항 모멘트는 식 (1)을 통해 전체 복합교량 비틀림 저항 모멘트로 계산된다.

## 2.2 균열 후 평형 방정식

Mo et al.(2000)은 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 거동 분석을 위해 연화 트러스 모델을 이용하여 콘크리트의 인장 강도가 무시된 평형 방정식을 유도하였다. 기본적으로 본 연구의 접근 방법은 Mo et al.(2000)과 유사하나, 균열 후 콘크리트의 인장 증강 효과를 고려할 수 있는 비틀림 해석을 위해, 철근이 무한히 얇고 촘촘하게 분배되어 슬래브 요소에 압축 응력으로 작용된다는 분산 트러스 모델(Smeared truss model)을 이용하여 평형 방정식을 유도하였다.

균열 후 콘크리트 슬래브 내 응력의 관계는 그림 3에 표현되어 있다. 그림 3에서 아래 첨자  $l$ ,  $t$ ,  $ps$ 는 각각 종방향 철근, 횡방향 철근, 강선을 의미한다.

외부 비틀림 작용 시, 콘크리트에는 순수 전단 응력이 발생하고 종방향, 횡방향 철근 및 강선에는 인장 응력이 발생한다. 철근과 강선에 작용하는 인장 응력은 콘크리트가 비틀림에 의해 변형되는 것을 억제하는 역할을 하며, 이는 힘의 평형 방정식을 이용해 콘크리트에 가해지는 등가 압축 응력으로 아래의 식 (8)과 같이 환산될 수 있다(Hsu, 1984; Collins & Mitchell, 1991).

$$f_{l,eq} = \frac{A_l f_l + A_{ps} f_{ps}}{p_{of} t_d} \quad (a) \quad (8)$$

$$f_{t,eq} = \frac{A_t f_t}{s t_d} \quad (b)$$

식 (8)에서  $f_{l,eq}$ 는 종방향 등가 응력,  $f_{t,eq}$ 는 횡방향 등가 응력,  $A$ 는 면적,  $s$ 는 횡방향 철근의 간격,  $t_d$ 는 전단흐름의 유효두께를 나타낸다. 콘크리트에 발생하는 주 인장 응력을 무시하지 않고 Mohr의 응력원을 이용하면  $f_{l,eq}$ 와  $f_{t,eq}$ 는 균열각  $\alpha$ 와 슬래브 요소에 작용하는 주 응력의 식으로 아래의 식 (9)와 같이 표현할 수 있다.

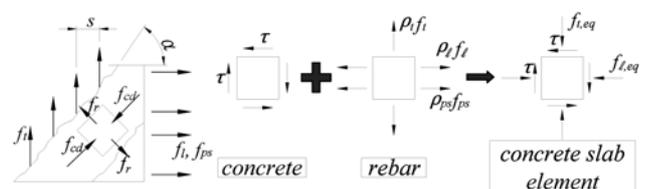


그림 3. 콘크리트 내 응력 관계도

$$f_{l,eq} = f_{cd} \cos^2 \alpha - f_r \sin^2 \alpha \quad (a)$$

$$f_{t,eq} = f_{cd} \sin^2 \alpha - f_r \cos^2 \alpha \quad (b)$$

$$\tau_t = (f_{cd} + f_r) \sin \alpha \cos \alpha \quad (c)$$

식 (9)에서  $f_{cd}$ 는 주 압축 응력,  $f_r$ 는 주 인장 응력을 나타내며, 주 응력 축의 각은 균열각  $\alpha$ 와 동일하다고 가정할 수 있다(Vecchio & Collins, 1986). 식 (8)과 식(9)를 연립하여 정리하면, 전단흐름 유효두께  $t_d$ 와 균열각  $\alpha$ 를 슬래브 요소에 발생하는 응력들의 식으로 표현할 수 있다.

$$t_d = \frac{1}{f_{cd} - f_r} \left( \frac{A_l f_l + A_{ps} f_{ps} + A_f f_i}{P_{of}} \right) \quad (a)$$

$$\cos \alpha = \frac{1}{f_{cd} + f_r} + \frac{1}{t_d} \left( \frac{A_l f_l + A_{ps} f_{ps} - A_f f_i}{P_{of}} \right) \quad (b)$$

따라서, 식 (10)에서 구한  $t_d$ 와  $\alpha$ 를 이용하면, 균열 후 슬래브에 작용하는 비틀림 모멘트를 식 (11)과 같이 계산할 수 있다.

$$T_f = 2A_{of} \tau_f t_d = A_{of} t_d (f_{cd} + f_r) \sin 2\alpha \quad (11)$$

복부 파형강판에 의한 저항 모멘트  $T_w$ 의 경우 콘크리트 슬래브의 균열 유무와 상관없이 식 (7)을 이용하여 계산할 수 있다.

### 2.3 균열 후 적합 조건

그림 4는 균열 후 콘크리트 스트럿에서의 응력 분포와 변형률 분포를 보여준다.

슬래브의 압축 변형률은 선형적으로 분포한다고 가정하며, 전단흐름의 유효두께  $t_d$ 가 슬래브 두께  $t_s$ 보다 작을 때는 평균 압축 변형률  $\epsilon_d$ 를 최대 압축 변형률  $\epsilon_{ds}$ 의 절반으로 계산할 수 있다(Hsu, 1984; Collins & Mitchell, 1991). 기존 연구에서  $t_d$ 의 크기에 관계없이  $\epsilon_d$ 를 계산한 것과 달리, 본 연구에서는  $t_d$ 가  $t_s$ 와 같아지면, 슬래브 밑면에 최소 압축 변형률  $\epsilon_{db}$ 가 발생한다고 가정하였으며,  $\epsilon_d$ 는  $\epsilon_{ds}$ 와  $\epsilon_{db}$ 의 평균값으로 계산할 수 있다.

단위 비틀림 각  $\theta$ 와 전단 변형률  $\gamma$ 사이의 관계식은 박벽관 이론을 적용할 경우, 슬래브의 균열과 관계없이 적용할 수 있다. 또한 비틀림에 의한 콘크리트 스트럿의 휨 곡률  $\psi$ 와 단위 비틀림 각  $\theta$ 는  $\psi = \theta \sin 2\alpha$ 의 관계로 유도된다(Hsu, 1984; Collins & Mitchell, 1991). 따라서 이 식들을 이용하면 단위 비틀림 각  $\theta$ 와 슬래브의 전단 변형률  $\gamma_f$ 를 식 (12)와 같이 표현할 수 있다.

$$\theta = \frac{\epsilon_{ds} - \epsilon_{db}}{2t_d \sin \alpha \cos \alpha} \quad (a)$$

$$\gamma_f = \frac{2A_{of}}{P_{of}} \frac{\epsilon_{ds} - \epsilon_{db}}{2t_d \sin \alpha \cos \alpha} \quad (b)$$

그림 5(a)-(c)는 슬래브 요소의 기하학적 적합 조건을 보여

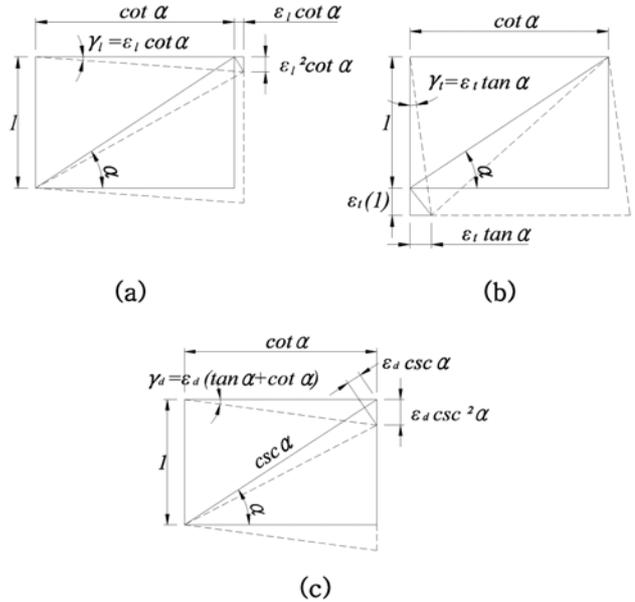


그림 5. 슬래브 요소 변형률의 기하학적 관계: (a)  $\epsilon_l$ 에 의한 변형; (b)  $\epsilon_t$ 에 의한 변형; (c)  $\epsilon_d$ 에 의한 변형

준다(Hsu, 1984). 여기서  $\epsilon_l$ 은 종방향 철근 변형률,  $\epsilon_t$ 는 횡방향 철근 변형률을 나타낸다. 따라서, 슬래브의 전단 변형률  $\gamma_f$ 는 그림 5에서 표현된 각 전단 변형률을 더하여 식 (13)과 같이 구할 수 있다.

$$\gamma_f = \gamma_t + \gamma_l + \gamma_d = (\epsilon_l + \epsilon_t) + (\epsilon_l + \epsilon_d) \tan \alpha \quad (13)$$

식 (13)에서  $\gamma_f$ 는  $\alpha$ 가  $\tan^2 \alpha = (\epsilon_d + \epsilon_l) / (\epsilon_d + \epsilon_t)$ 를 만족할 때 최소의 값을 갖게 되며(Hsu, 1984), 이를 이용하여 식 (13)을 다시 정리하면, 종방향 철근과 횡방향 철근의 변형률을 콘크리트 슬래브의 변형률, 전단흐름의 유효 두께, 균열 각의 식으로 아래의 식 (14)와 같이 표현할 수 있다.

$$\epsilon_l = \frac{A_{of}(\epsilon_{ds} - \epsilon_{db})}{2t_d p_{of} \sin^2 \alpha} - \frac{\epsilon_{ds} + \epsilon_{db}}{2} \quad (a)$$

$$\epsilon_t = \frac{A_{of}(\epsilon_{ds} - \epsilon_{db})}{2t_d p_{of} \cos^2 \alpha} - \frac{\epsilon_{ds} + \epsilon_{db}}{2} \quad (b)$$

또한 강선의 변형률  $\epsilon_{ps}$ 는 긴장력에 의한 초기 변형률  $\epsilon_{pi} + \epsilon_{li}$ 에 종방향 철근의 변형률을 더하여 식 (15)와 같이 구할 수 있다(Mo et al., 2000).

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{pi} + \epsilon_{li} + \epsilon_l \quad (15)$$

여기에서,

$$\epsilon_{pi} = f_{pi} / E_p \quad (a)$$

$$\epsilon_{li} = \frac{A_{ps} f_{pi}}{A_l E_s + (A_c - A_{ps} - A_l - A_{t,eq}) E_c} \quad (b)$$

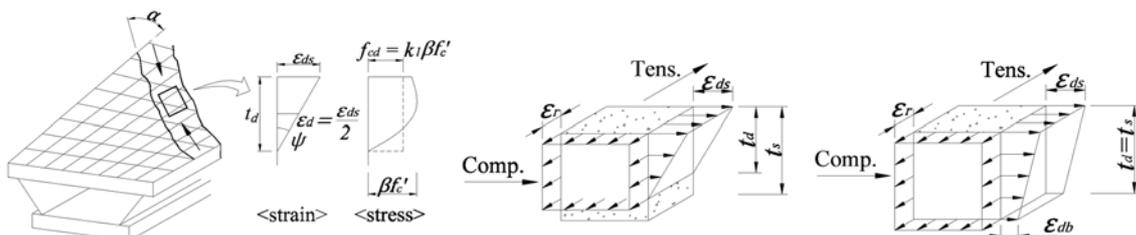


그림 4. 콘크리트 스트럿에 작용하는 응력 및 변형률도

이며,  $\epsilon_p$ 는 강선의 초기 변형률,  $\epsilon_{lr}$ 은 종방향 철근의 초기 변형률,  $f_{pr}$ 는 긴장력에 의한 초기 인장 응력,  $E_p$ 는 강선의 탄성 계수,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $A_c$ 는 콘크리트 슬래브의 단면적,  $A_{teq}$ 는 횡방향 철근의 종방향 등가 단면적을 나타낸다.

마지막으로, 슬래브 요소의 각 변형률은 Mohr의 변형률원에 의하여 식 (17)과 같이 정리된다(Hsu, 1984; Collins & Mitchell, 1991).

$$\epsilon_r = \epsilon_l + \epsilon_t - \epsilon_d \quad (17)$$

#### 2.4 균열 후 구성 방정식

본 연구에서는, 복합교량의 균열 후 비틀림 거동을 모사하기 위해서 Belarbi & Hsu(1995)에 의해서 제안된 연화 트러스 모델을 적용하였으며 (Mo *et al.*, 2000), 이들이 제안한 균열 후 콘크리트의 구성 방정식은 그림 6와 같이 나타낼 수 있다.

이축 응력 상태에 놓인 콘크리트는 압축 응력이 감소하며, 이와 같이 연화된 콘크리트의 구성 방정식은 식 (18)과 같다.

$$\begin{aligned} \epsilon_c \leq \beta \epsilon_0, f_c &= f'_c \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\beta \epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\beta \epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (a) \\ \epsilon_c > \beta \epsilon_0, f_c &= f'_c \left[ 1 - \left( \frac{\frac{\epsilon_c}{\beta \epsilon_0} - 1}{\frac{2}{\beta} - 1} \right)^2 \right] \quad (b) \end{aligned} \quad (18)$$

식 (18)에서  $\epsilon_c$ 는 콘크리트의 압축 변형률,  $\epsilon_0$ 는 콘크리트 압축 변형률의 첨두값,  $f_c$ 는 콘크리트의 압축 응력,  $f'_c$ 는 콘크리트의 일축 압축 강도,  $\beta$ 는 연화계수를 나타낸다.  $\beta$ 는 다음의 식 (19)로 구해진다(Mo *et al.*, 2000).

$$\beta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600 \epsilon_r}} \quad (19)$$

본 연구에서는 콘크리트의 인장 강도가 비틀림 거동 분석에 고려되어, 균열 전에는 선형 탄성 거동을 가정하고, 균열 후에는 인장 증강 효과가 고려된 구성 방정식을 적용하였다. 여러 연구자들(Belarbi & Hsu, 1994; Vecchio & Collins, 1986)에 의하여 균열 후 인장 증가 효과가 제안되었으나, 본 연구에서는 보다 일반적인 Vecchio & Collins(1986)의 모델을 채택하였으며, 구성 방정식은 아래의 식 (20)과 같다 (Collins & Mitchell, 1991).

$$\begin{aligned} \epsilon_r \leq \epsilon_{cr}, f_c &= E_c \epsilon_r \quad (a) \\ \epsilon_r > \epsilon_{cr}, f_c &= \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_r}} \quad (b) \end{aligned} \quad (20)$$

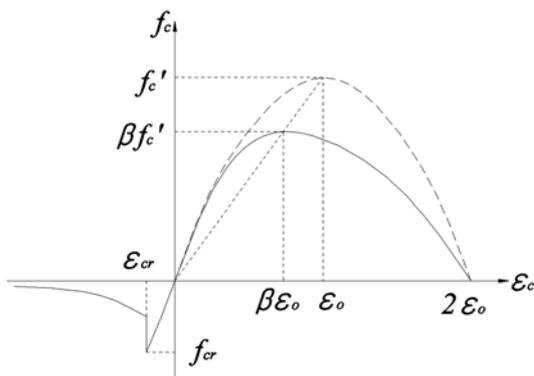


그림 6. 연화 콘크리트의 응력-변형률 곡선

식 (20)에서  $\epsilon_{cr}$ 은 콘크리트의 균열 변형률,  $f_{cr}$ 은 콘크리트의 균열 응력을 나타낸다. 복부 파형강판의 경우 그 거동이 슬래브의 균열 유무와 관계가 없으므로, 구성 방정식은 식 (4)와 식 (5)를 그대로 적용하였다.

#### 2.5 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 해석 알고리즘

본 연구에서는 2.1~4절을 통하여 제안된 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 해석 모델을 이용하여 해석 프로그램을 작성하였다. 그림 7은 해석에 사용된 알고리즘을 나타낸다. 해석은 슬래브 최대 변형률  $\epsilon_{ds}$ 를 초기 선정하고, 선정된  $\epsilon_{ds}$ 에 대하여 몇 가지 변수를 가정한 후에, 2.1~4절에 제시된 평형 방정식, 적합 조건, 구성 방정식을 이용하여 가정한 변수들을 검증하며, 선정된  $\epsilon_{ds}$ 에 해당되는 비틀림 모멘트와 단위 비틀림 각을 구하는 방식으로 진행된다.

최초 입력값이 되는  $\epsilon_{ds}$ 는 0에서부터  $10^{-5}$ 씩 변화하여 콘크리트 최대 압축 변형률인 0.003까지 해석을 수행하였다. 주어진  $\epsilon_{ds}$ 에 대하여 균열각  $\alpha$ , 전단흐름 유효두께  $t_d$ , 콘크리트 주 인장 변형률  $\epsilon_r$ 를 먼저 가정하고, 슬래브 최소 변형률  $\epsilon_{db}$ 는 0으로 가정한다. 이 때 가정된  $\epsilon_r$ 이  $\epsilon_{cr}$ 보다 작을 때에는 철근과 강선이 없는 것으로 간주하며,  $\epsilon_r$ 이  $\epsilon_{cr}$ 보다 큰 균열 후 거동에서는 각 철근과 강선의 변형률을 식 (14)~(16)를 이용하여 구하게 된다. 이후 각 요소의 응력을 구성 방정식을 이용하여 계산하게 된다. 이 때 콘크리트의 경우 균열 전 응력은 변형률과 선형 관계로 계산하고 철근의 응력을 무시하며, 균열 후 응력은 식 (18)~(20)로 정리된 관계식을 이용하게 된다. 그 후 각 요소의 응력들의 관계로 표현된 식 (10-a), (10-b)와 식 (17)을 이용하여 초기에 가정되었던 변수  $t_d$ ,  $\alpha$ ,  $\epsilon_r$ 을 검증하는 과정을 거치게 되고,  $\epsilon_{db}$ 는 전단흐름 유효 두께  $t_d$ 가 슬래브 두께  $t_s$ 보다 커질 경

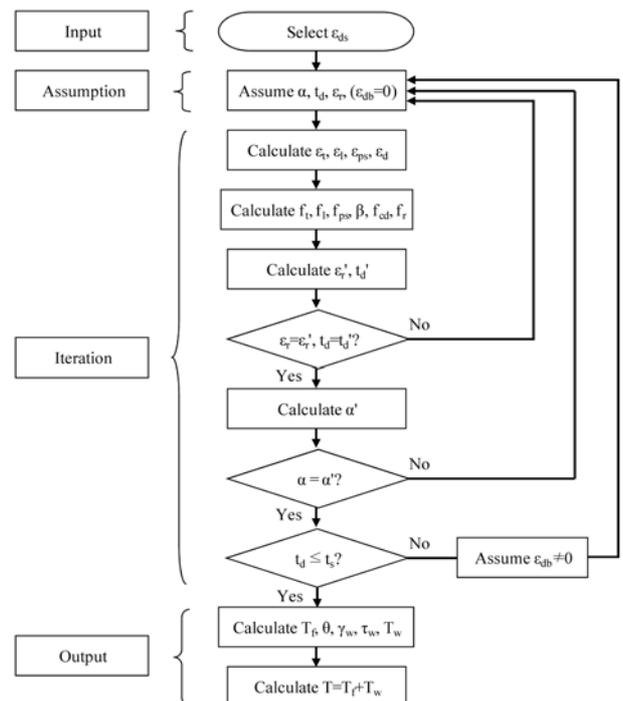


그림 7. 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 해석 알고리즘

우, 이 두 값이 같아질 수 있도록 새롭게 가정된다. 이와 같은 해석 과정은 가정된  $\alpha$ 와  $\epsilon_p$ 이 오차 범위  $10^{-9}$ 의 값을 가질 때까지,  $t_d$ 가 오차 범위  $10^{-6}$ 의 값을 가질 때까지 반복 시행오차 과정을 거치게 된다. 단, 균열 전 거동일 경우,  $\alpha$ 는  $45^\circ$ 의 값을 갖도록 하며,  $t_d$ 는  $t_s$ 와 동일한 값을 갖도록 하여 완전 탄성체 거동을 보장해 준다.

가정된 값들의 검증이 완료되면, 식 (12(b)) 및 식 (3)을 이용하여  $\gamma_w$ 를 구하고  $T_w$ 를 식 (7)과 같이 구할 수 있다.  $T$ 는 식 (6)과 식 (11)에 의해 각각 균열 전과 후의 값을 구할 수 있다. 마지막으로 식 (12-a)에 의해 단위 비틀림 각  $\theta$ 를 구하면,  $T$ 와  $\theta$ 의 관계를 얻게 된다.

### 3. 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 실험 연구 및 제안된 해석 모델의 검증

#### 3.1 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 실험체 및 실험 방법

본 연구에서는 복부 파형강판을 갖는 복합교량 실험체를 제작하여 실험을 수행하고 그 결과를 제안된 해석 모델의 해석 결과와 비교하여 그 타당성을 검증 하였다. 그림 8과 9는 각각 본 연구에서 사용된 실험체 형상과 설치 모습을

보여준다.

실험체의 길이는 1,800 mm이고 거더의 양단에는 지점을 만들기 위한 콘크리트 블록을 그림 8(a)와 같이 설치하였다. 그림 9에서 볼 수 있듯이, 거더의 좌측 블록은 시험실 바닥과 완전히 고정시켰으며, 우측 블록은 가력장치가 설치되는 가력보와 결합하였다. 순수한 비틀림을 전달하기 위한 목적으로, 가력보가 설치된 단부의 단면에는 강관을 삽입하고, 이 강관에 강봉이 삽입되어 회전축으로서의 역할을 하도록 하였다.

사용된 복부 파형강판의 상세는 그림 8(a)에 나타나 있다. 파형강판의 두께는 4 mm, 평패널의 폭  $a_w$ 는 80 mm, 경사패널의 투영길이  $b_w$ 는 80 mm, 경사패널의 실제 폭  $c_w$ 는 100 mm이다. 복부 파형강판의 높이는 350 mm이고 150 mm의 두께를 갖는 콘크리트 슬래브가 상하부에 설치되어 있다. 직경 16 mm를 갖는 철근을 사용하였으며 철근 상세는 그림 8(b)에 나타나 있다.

재료 실험 결과 파형강판의 항복 강도와 극한 강도는 각각 255 MPa, 400 MPa이었고, 콘크리트의 일축 압축 강도는 40 MPa이었다. 또한 항복강도 400 MPa의 철근을 사용하였다.

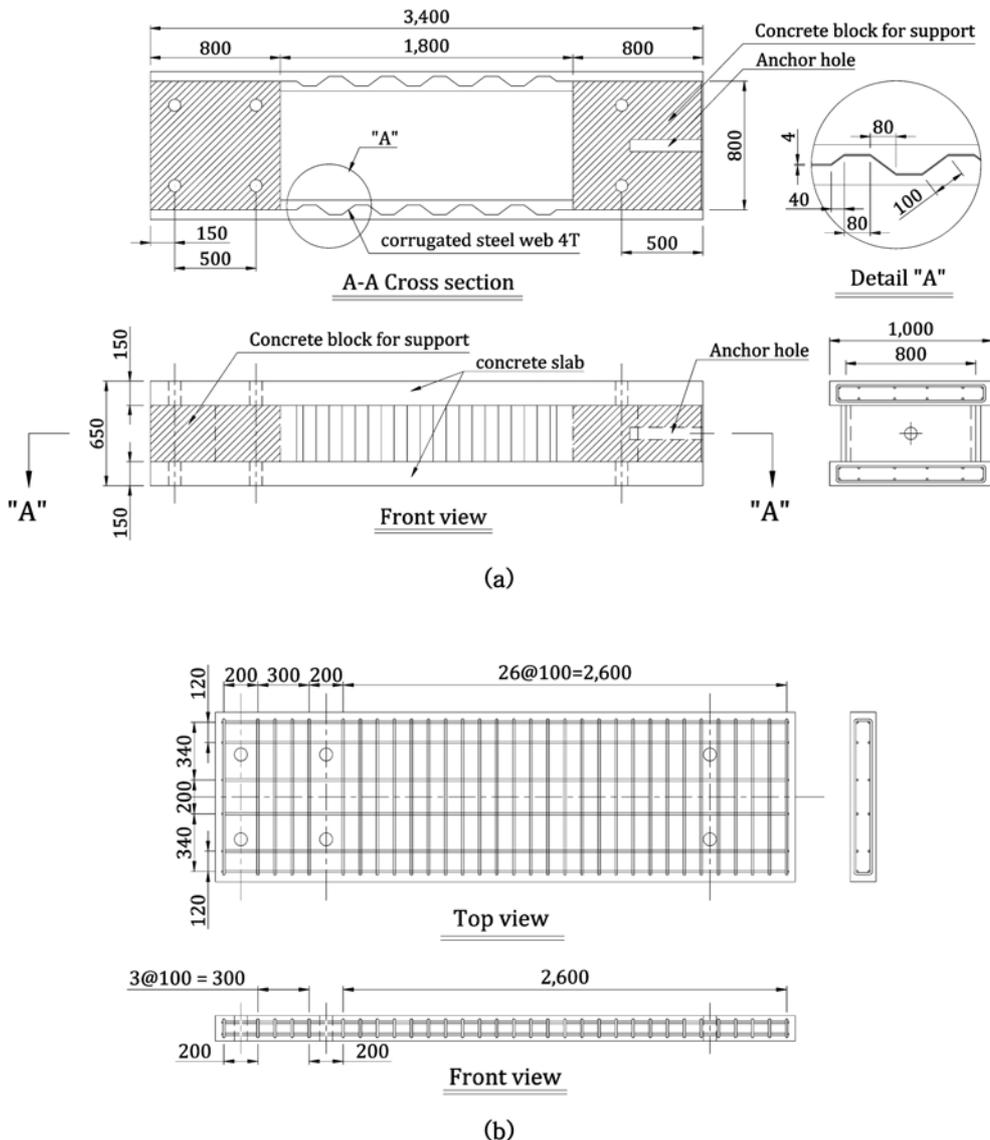


그림 8. 실험체 형상 (단위:mm): (a) 실험체 제원, (b) 철근 배치도

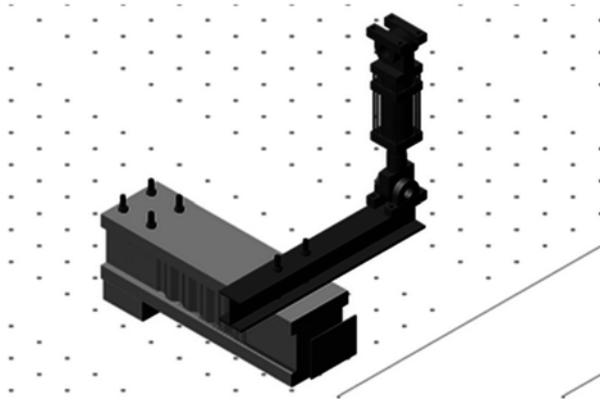


그림 9. 실험체 및 장비 설치도

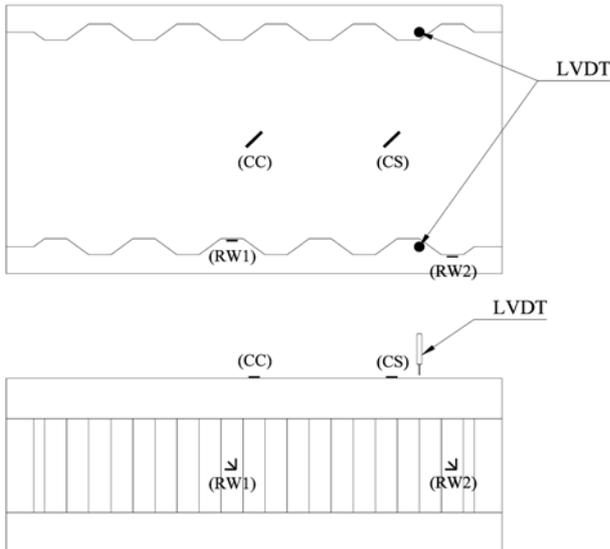


그림 10. 계측 장비 설치도

그림 10은 실험에 사용된 계측 장비 설치도를 보여준다. 이 그림에서 볼 수 있듯이 2개의 변위계(LVDT)를 하중 가력점 근처에 횡방향으로 분리 설치하여 각 지점의 수직 처짐량을 측정토록 하였다. 변위계는 하중이 증가함에 따라 지속적으로 측정되었으며, 두 측정값의 차이를 이용하여 거더의 회전량을 계산하였다. 콘크리트 변형률계를 거더의 중앙부와 1/4지점에 설치하였고, 3축 변형률계를 복부 파형강판에 설치하여 전단 변형률을 측정하였다.

### 3.2 해석 결과 분석 및 제안된 해석 모델과의 비교

여기에서는 실험 결과와 제안된 해석 모델의 해석 결과를 서로 비교하여 제안된 해석 모델의 타당성을 검증하였다.

그림 11은 실험 완료 후 슬래브에 발생한 균열 패턴을 보여준다. 실험 결과 균열각은 약 44.5°이었으며, 이는 해석 결과 얻은 균열각 46.28°와 약 4.0%의 오차를 보이고 있어 해석 결과가 실험 결과와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

그림 12는 실험 및 해석을 통해 얻은 비틀림 모멘트와 단위 비틀림 각 관계를 비교한 그림이다. 실험 결과는 분산된 점으로 나타나 있으며, 프로그램을 이용한 해석 결과는 실선 및 1점 쇄선으로 나타나 있다. 점선으로 표현된 그래프는 콘크리트의 인장 강도 및 인장 증강 효과를 무시한 해석 결과이다. 본 연구에서 제안한 슬래브 요소의 압축 변형률 분포 및 슬래브와 복부 파형강판의 적합 조건의 가정이

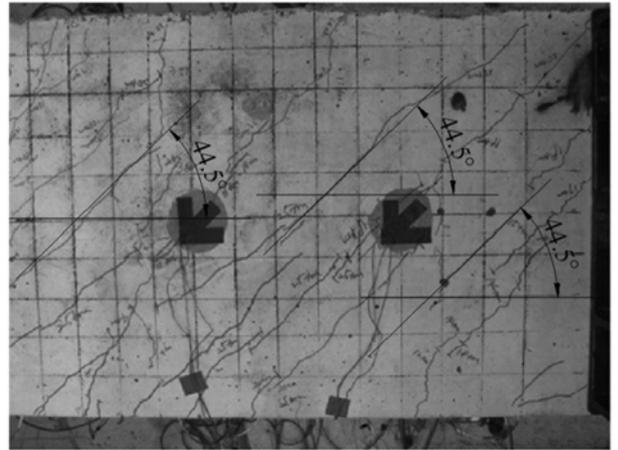


그림 11. 실험 종료 후 슬래브의 균열 패턴

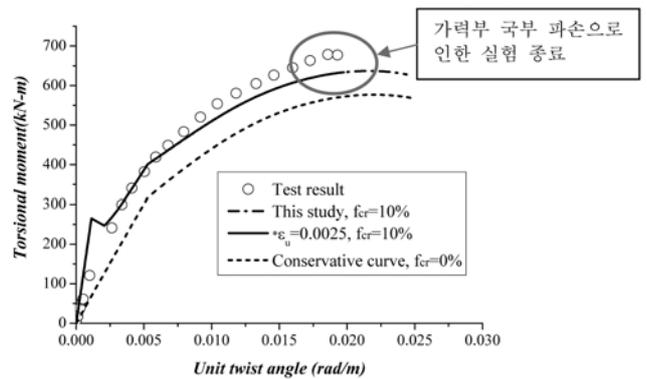


그림 12. 실험 결과와 해석 결과의 비교(비틀림 모멘트-단위 비틀림 각 관계)

Mo et al.(2000)의 가정과는 상이하지만, 점선 그래프는 콘크리트의 인장 거동을 무시한 Mo et al.(2000)이 제안한 비틀림 해석 방법과 유사하며, 그림 12를 통하여 콘크리트의 인장 거동이 비틀림 거동에 미치는 영향을 분석할 수 있다.

본 논문에서는 복합교량의 비틀림 파괴가 콘크리트 최대 압축 변형률 0.003에서 발생한다고 가정하였으며, 극한 비틀림 모멘트는  $T-\theta$  관계 그래프의 최대값으로 정의한다. 본 연구에서 수행되었던 실험은 슬래브 콘크리트가 비틀림에 의해 압축 파괴되기 전, 하중 가력 지점의 응력 집중으로 인한 파괴에 의해 종료되었으며, 실험 종료 시 예상되는 콘크리트의 최대 압축 변형률은 0.0025이다. 해석 종료시의 압축 변형률이 0.0025인 경우와 0.003인 경우의  $T-\theta$  관계 그래프는 그림 12의 실선과 1점 쇄선으로 표현되어 있다. 그림 12에서 볼 수 있듯이 실험 결과는 해석 결과와 전체적인 거동이 매우 유사했으며, 실험 종료 시의 그래프 증가량이 매우 완만해져 추가적인 하중이 가해지더라도 비틀림 모멘트의 큰 증가가 없을 것으로 판단된다. 실험을 통해 얻은 극한 비틀림 모멘트  $T_{max}$ 는 679.035 kN·m이고, 초기 비틀림 강성은  $2.485 \times 10^5$  kN·m<sup>2</sup>이다. 이 그림에서 알 수 있듯이, 해석 프로그램을 이용한 복부 파형강판 복합교량의 비틀림 거동 분석은 실험 결과와 비교하여 상당히 유사한 결과를 보이고 있다. 해석을 통해 얻은 극한 비틀림 모멘트는 636.903 kN·m이고 초기 비틀림 강성은  $2.359 \times 10^5$  kN·m<sup>2</sup>으로 실험 결과와 비교하여, 극한 비틀림 모멘트에 대해 6.2%, 초기 비틀림 강성에 대해 5.1%의 차이만 보이고 있

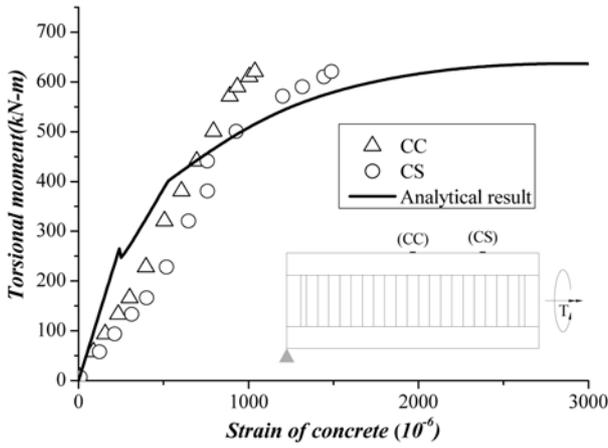


그림 13. 실험 결과와 해석 결과의 비교(비틀림 모멘트-콘크리트의 주 압축 변형을 관계)

으며 전체적인 비틀림 거동 양상을 잘 예측하고 있어, 콘크리트 인장 강도를 고려한 비틀림 강도 평가 방법과 개발된 프로그램이 타당하다는 것을 보여주고 있다.

그림 12의 실선 그래프와 점선 그래프를 이용하여, 인장 강도를 고려한 비틀림 거동의 해석 결과와 고려하지 않은 경우의 해석 결과를 비교할 수 있다. 본 연구에서는 인장 강도를 일축 압축 강도의 10%로 가정하여 해석하였으며, 이때의 해석이 실험 결과와 가장 잘 맞는 결과를 보여주었다. 점선의 경우 극한 비틀림 모멘트와 초기 비틀림 강성은 각각 576.790 kN·m, 6.017×10<sup>4</sup> kN·m<sup>2</sup>으로 실험 결과와 비교하여 극한 비틀림 강도는 15.1%의 차이를 보이고 있으며, 초기 비틀림 강성은 실험 결과가 해석 결과의 4배에 달하고 있다. 따라서, 콘크리트의 인장 강도를 무시한 해석의 경우 초기 비틀림 강성을 크게 과소 평가하고 있음을 알 수 있으며, 초기 강성을 정확하게 예측하기 위해서는 콘크리트의 인장 거동을 해석에 포함시켜야 함을 알 수 있다.

그림 13은 슬래브 표면에서의 콘크리트 압축 변형률을 보여준다. 거더의 중앙부와 1/4지점에서의 실험 결과가 분산된 점으로 표현되어 있고, 실선은 해석 결과를 보여준다. 그림 12에 나타난 해석 결과에 따르면, 실험체의 콘크리트 최대 압축 변형률은 0.0025이여야 하나, 실험 결과 두 지점 모두 예상보다 작은 콘크리트 압축 변형률에서 실험이 종료되었으며, 이는 슬래브의 콘크리트가 실험을 통해 전 단면에서 균일한 응력 분포를 기대하기 어려운 재료적인 특성 때문인 것으로 판단된다. 슬래브의 파괴 전 실험이 종료되었으나, 해석 결과가 콘크리트의 압축 거동을 적절히 예측하고 있음을 알 수 있다.

복부 파형강판의 전단 변형률은 그림 14에 나타나 있다. 해석 결과의 경우 해석 모델에 순수 비틀림만 작용한다고 가정하므로 파형강판의 위치와 관계없이 발생하는 전단 변형률은 그림 14의 실선과 같이 동일하다. 하지만 이 그림에서 볼 수 있듯이 실험에서는 중앙의 전단 변형률의 경우 해석 결과와 적절히 일치하는 것으로 나타났으나, 하중부 근처의 전단 변형률의 경우 실험 결과가 해석 결과와 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 이는 실험 시 파형강판에 발생하는 전단 변형률이 해석에서 가정한 것과 같이 균일하게 분포하지 않는다는 것을 의미한다. 이러한 이유로는 3축 변

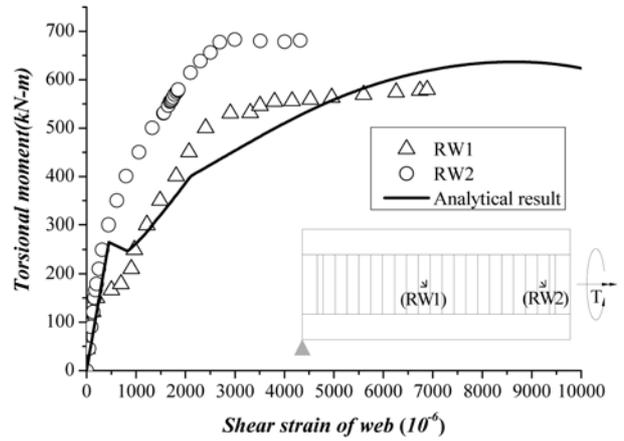


그림 14. 실험 결과와 해석 결과의 비교(비틀림 모멘트-파형강판의 전단 변형을 관계)

형률계의 부착 문제, 하중 가력부에 설치된 콘크리트 블록으로 인한 변형의 억제, 단면의 뒤틀림(Distorsion) 혹은 뒹(Warping)등과 같이 여러 가지 요인이 있을 수 있는 것으로 판단된다. 따라서, 순수 비틀림 작용 시 파형강판의 전단 응력 혹은 변형률의 분포에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

그림 12-14에서는 전체적으로 슬래브의 균열이 발생하는 지점에서 비틀림의 불연속적 거동이 확인되는데, 이는 본 연구에서 적용한 콘크리트 인장부의 구성 방식에 기인하는 것으로서 슬래브의 균열을 기점으로 콘크리트의 인장 강도가 크게 감소하기 때문이다. 콘크리트의 인장 강도가 작을수록 이 불연속점은 더 일찍 발생하며 구조물의 탄성 거동 구간이 짧아지게 된다.

#### 4. 콘크리트 인장 강도가 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 거동에 미치는 영향

콘크리트의 인장 강도가 복부 파형강판을 갖는 복합교량에 미치는 영향을 파악하기 위하여 변수 해석을 실시하였다. 3장의 실험 및 해석 결과를 통해 알 수 있듯이, 콘크리트의 인장 강도는 복합교량의 초기 비틀림 강성과 극한 비틀림 강도에 영향을 미친다.

그림 15는 콘크리트의 인장 강도를 일축 압축 강도의 0%~10%까지 변화시키며 프로그램을 이용해 비틀림 해석을 실시한 결과를 보여주고 있다. 초기 비틀림 강성은 콘크리트 인장 강도를 고려할 때와 고려하지 않을 때 큰 차이를 나타내고 있지만, 강도의 크기와는 무관함을 알 수 있다. 이는 균열 전 거동에 대해서, 콘크리트 슬래브를 완전 탄성체로 가정하고, 강도와 무관하게 동일한 재료에 대해서 동일한 탄성계수를 적용해 해석했기 때문이다. 인장 강도를 고려하지 않을 경우 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 초기 비틀림 강성은 6.017×10<sup>4</sup> kN·m<sup>2</sup>으로 인장 강도를 고려한 비틀림 강성 2.359×10<sup>5</sup> kN·m<sup>2</sup>에 비해 약 25.5%의 값을 보이고 있다. 인장 강도를 고려하지 않고 균열 전 초기 거동을 평가할 경우, 비합리적이고 비경제적인 설계를 유발할 수 있음을 알 수 있다. 균열 비틀림 모멘트는 탄성 구간에서 계산되므로, 콘크리트 인장 강도에 선형 비례한다(식 (6) 참조).

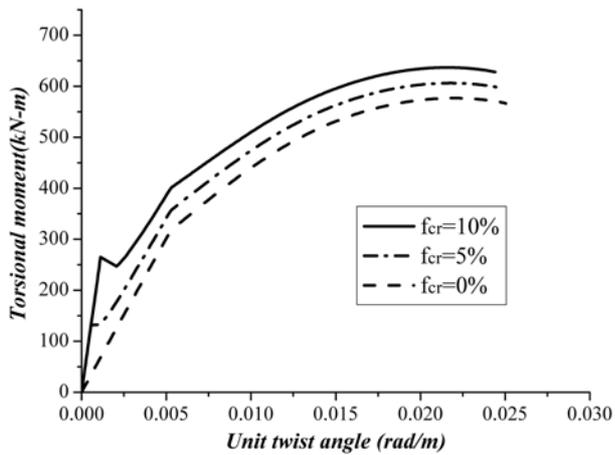


그림 15. 인장 강도에 따른 비틀림 모멘트-단위 비틀림 각

극한 비틀림 모멘트는 인장 강도를 일축 압축 강도의 0%, 5%로 가정했을 때, 각각 576.790 kN·m, 606.241 kN·m 이었으며, 인장 강도를 10%로 가정했을 때와 비교하여 각각 90.6%와 95.2%의 비율을 보였다. 균열 후 인장 강도가 크지 않음에도 불구하고 극한 비틀림 모멘트 값에 상당한 영향을 주는 이유는, 극한 상태로 갈수록 주 인장 변형률이 증가하고 이로 인해 연화계수가 작아져 압축 응력이 작아지기 때문이다. 인장 강도를 일축 압축 강도의 10%로 가정하여 해석을 실시한 모델의 경우, 극한 상태에서의 연화계수는 0.48로 콘크리트의 주 압축 응력은 15.6 MPa이었으며, 이때 인장 응력은 1.64 MPa이었다. 따라서 인장 응력은 슬래브에 작용하는 비틀림 모멘트에 무시할 수 없는 영향을 주는 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는, 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비선형 비틀림 거동에 대한 연구를 수행하였다. 복부 파형강판을 갖는 복합교량의 비틀림 거동을 보다 정확하게 묘사하기 위하여 콘크리트의 인장 거동을 반영하여 균열 전과 후 거동을 따로 고려하였다. 균열 전 거동의 경우 슬래브 콘크리트를 철근이 없는 순수 탄성체로서 인장과 압축 응력 모두 변형률과 선형 비례한다고 가정하였으며, 균열 후에는 콘크리트의 인장 증강 효과가 고려될 수 있도록, 분산 트러스 모델을 이용하여 평형 방정식을 정립하였다.

제안된 해석 모델을 이용하여 비틀림 거동 해석 프로그램을 작성하였으며, 이를 검증하기 위하여 실험 연구를 수행하여 결과를 서로 비교하였다. 실험과 해석의 비교 결과 극한 비틀림 모멘트는 6.2%, 초기 비틀림 강성은 5.1%의 차이를 보이는 것으로 나타났으며, 제안된 해석 모델이 타당한 것으로 나타났다. 인장 강도를 고려하지 않은 비틀림 해석의 경우 극한 비틀림 모멘트는 15.1%의 차이를 나타냈으며, 초기 비틀림 강성은 실험 결과와 약 4배의 차이를 보였다. 따라서, 콘크리트의 인장 강도를 무시한 해석이 초기 비틀림 강성을 크게 과소 평가하고 있음을 알 수 있으며, 콘크리트 인장 강도가 비틀림 거동을 예측하는 데 중요한 인자임을 알 수 있다.

마지막으로, 콘크리트의 인장 강도 변화에 따른 비틀림 거동에 대한 영향을 평가하였다. 해석 결과, 초기 비틀림 강성은 인장 강도 고려 여부에 따라 크게 달라지나, 인장 강도의 크기에는 무관함을 확인할 수 있었다. 또한, 극한 비틀림 모멘트의 경우, 인장 강도가 일축 압축 강도의 0%, 5%인 경우 인장 강도가 일축 압축 강도의 10%인 값과 비교하였을 때 각각 90.6%와 95.2%로 나타났다. 균열 후 인장 강도가 크지 않음에도 불구하고 극한 비틀림 모멘트 값에 이렇게 영향을 주는 이유는, 극한 상태로 갈수록 주 인장 변형률이 증가하고 이로 인해 연화계수가 작아져 응력이 작아지기 때문인 것으로 판단되며, 인장 강도가 비틀림 거동의 평가에 무시할 수 없는 영향을 주는 것으로 판단된다.

## 참고문헌

- 김홍배, 이승록, 이학은, 이필구(2003) 제형 파형강판의 전단 거동에 영향을 미치는 기하학적 요소에 대한 연구, **한국강구조학회논문집**, 한국강구조학회, 제10권 6호, pp. 501-601.
- 문지호, 이승록, 김홍배, 이학은(2004) 제형 파형강판 복부판의 전단 거동에 관한 실험 연구, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제24권 제2A호, pp. 409-419.
- 문지호, 이종원, 최병호, 이학은(2007) 균일한 휨 모멘트가 작용하는 파형강판 복부판 I-거더의 횡-비틀 좌굴 강도 평가, **한국강구조학회논문집**, 한국강구조학회, 제19권 5호, pp. 463-472.
- 이한구, 김광수(2008) 복부 파형강판을 사용한 PSC 복합 교량의 비틀림 해석모델의 제안 및 변수 해석, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제28권 제2A호, pp. 281-288.
- Belarbi, A. and Hsu, T.T.C. (1994) Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Struct. J.*, ACI, Vol. 91, No. 4, pp. 465-474.
- Belarbi, A. and Hsu, T.T.C. (1995) Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression. *ACI Struct. J.*, ACI, Vol. 92, No. 5, pp. 562-573.
- Chalioris, C.E. (2006) Experimental study of the torsion of reinforced concrete members. *Struct. Eng. Mech.*, Vol. 23, No. 6, pp. 713-737.
- Collins, M.P. and Mitchell, D. (1991) *Prestressed concrete structures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Driver, R.G., Abbas, H.H., and Sause, R. (2006) Shear behavior of corrugated web bridge girder, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol. 132, No. 2, pp. 195-203.
- Elgaaly, M., Seshadri, A., and Hamilton, R.W. (1997) Bending strength of steel beams with corrugated webs. *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 772-782.
- Hamilton, R.W. (1993) *Behavior of welded girder with corrugated webs*. Ph.D. Thesis, University of Maine, Orono, Maine, Canada.
- Hsu, T.T.C. (1984) *Torsion of Reinforced Concrete*. Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, N.Y.
- Hsu, T.T.C. (1988) Softened truss model theory for shear and torsion. *ACI Struct. J.*, ACI, Vol. 85, No. 6, pp. 624-635.
- Machidamrong, C., Watanabe, E., and Utsunomiya, T. (2004) Analysis of corrugated steel web girders by an efficient beam bending theory. *Structural Engineering and Earthquake Engineering*, JSCE, Vol. 21, No. 2, 131-142.
- Mo, Y.L. and Fan, Y.-L. (2006) Torsional design of hybrid concrete box girders. *J. Bridge Eng.*, ASCE, Vol. 11, No. 3, pp. 329-339.
- Mo, Y.L., Jeng, C.-H., and Chang, Y.S. (2000) Torsional behavior of prestressed concrete box-girder bridges with corrugated steel webs. *ACI Struct. J.*, ACI, Vol. 97, No. 6, pp. 849-859.
- Moon, J., Yi, J., Choi, B.H., and Lee, H.-E. (2009a) Lateral-tor-

- sional buckling of I-girder with corrugated webs under uniform bending. *Thin-Walled Struct.*, Vol. 47, pp. 21-30.
- Moon, J., Yi, J., Choi, B.H., and Lee, H.-E. (2009b) Shear strength and design of trapezoidally corrugated steel webs. *J. Constr. Steel. Res.*, Vol. 65, pp. 1198-1205.
- Samanta, A. and Mukhopadhyay, M. (1999) Finite element static and dynamic analyses of folded plates, *Eng. Struct.*, Vol. 21, pp. 227-287.
- Vecchio, F.J. and Collins, M.P. (1986) The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Proc. ACI J.*, ACI, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231.
- Yi, J., Gil, H., Youm, K., and Lee, H.E. (2008) Interactive shear buckling of trapezoidally corrugated webs. *Eng. Struct.*, Vol. 30, pp. 1659-1166.

(접수일: 2010.11.2/심사일: 2011.1.15/심사완료일: 2011.3.16)