

# 바닥판 콘크리트 타설순서에 따른 합성형교량의 거동해석

## Behavior of Composite Steel Bridges According to the Concrete Slab Casting Sequences

곽 호 경<sup>1)</sup> · 서 영 재<sup>2)</sup> · 정 찬 목<sup>3)</sup> · 박 영 하<sup>4)</sup>  
*Kwak, Hyo Gyoung Seo, Young Jae Jung, Chan Mook Park, Young Ha*

요 약 : 이 논문은 바닥판 콘크리트 타설 순서에 따른 합성형 교량의 거동을 예측하는 내용을 다루고 있다. 교량의 시간의존적 거동을 묘사하기 위하여 Dirichlet 급수를 사용한 크리프 함수를 사용하였고 단면해석은 적층단면을 사용하였다. 교량의 거동은 단면의 형태와 타설순서의 변화 효과를 고려하여 바닥판 콘크리트 타설에 따른 교축 방향의 모멘트 변화로써 나타내었으며 이 결과들을 이용하여 현장에서 널리 사용되고 있는 폐단면 강 box 거더의 연속 바닥판 타설의 적합성을 보이고 있다.

ABSTRACT : This paper deals with the prediction of behavior of composite girder bridges according to the placing sequences of concrete deck. Based on a degenerate kernel of compliance function in the form of Dirichlet series, the time-dependent behaviors of bridges are simulated, and the layer approach is adopted to determine the equilibrium condition in a section. The variation of bending moments along the bridge length caused by the slab casting sequence is reviewed and correlation studies between section types and placing sequences are conducted with the objective to establish the validity of the continuous placing of concrete deck on the closed steel box-girder which is broadly used in practice.

핵심 용어 : 바닥판 콘크리트 타설순서, 합성형 교량, 크리프, 건조수축, 적층단면

KEYWORDS : Concrete Slab Casting Sequences, Composite Steel Bridges, Creep, Shrinkage, Layer Approach

---

1) 한국과학기술원 토목공학과 조교수  
2) 한국과학기술원 토목공학과 박사과정  
3) 우송산업대학교 토목공학과 조교수  
4) 한국도로공사 도로연구소 콘크리트 구조연구실 책임연구원

---

본 논문에 대한 토의를 1998년 12월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

합성형 교량(composite bridge)의 시공은 강재 또는 프리캐스트 콘크리트로 제작된 주형 위에 바닥판을 현장에서 타설하므로, 연속교량의 경우 콘크리트의 타설순서(placing sequence)에 따라 주형의 각 위치에서 휨모멘트의 변화가 유발된다<sup>(3)</sup>. 이러한 휨모멘트 변화는 바닥판 콘크리트의 타설순서 뿐만 아니라 주형의 강성차이에 의해서도 영향을 받게 된다. 특히 주형이 강재로 제작된 강합성형 교량의 경우 교량의 임의의 지점에서 발생하는 국부적인 부모멘트의 증가는 동반되는 부(negative)의 곡률증가로 인해 시공 중 또는 타설초기에 바닥판 콘크리트 상부표면에서 균열(cracking)을 유발시킬 수 있다. 나아가 현장타설 콘크리트로 시공되는 바닥판은 시간이 경과함에 따라 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 시간 의존적 거동(time dependent behavior)을 일으키게 되는데 구조계가 부정적인 연속교의 경우 그 영향이 무시할 정도로 작지 않다. 따라서 각국의 설계기준에서는 이 효과를 고려하기 위한 규정을 두고 있으며 설계부터 시공에 이르기까지 각 단계마다 시간의존적 거동에 따른 변화를 검토하도록 요구하고 있다<sup>(1)</sup>.

또한 합성형 교량의 경우 상대적으로 작은 주형(girder)의 강성(stiffness)으로 인해 부모멘트의 영향이 최소가 되도록 유도하기 위해 교량의 시점부터 종점부까지 연속해서 타설하는 것을 지양하고, 영향선 개념에 토대를 둔 단계적인 타설을 요구하고 있다<sup>(4,14)</sup>. 그러나 단계타설의 경우는 거푸집이나 타설장비를 타설단계에 따라 계속 이동해야 하므로 공기가 길어지고 공사비가 증가하는 것은 물론 시공상 여러가지 실제적인 어려움이 있다. 그러므로 시공시 이러한 단계타설(sequential casting)을 효과적으로 고려하기 보다는 편의에 따라 연속타설(continuous casting)을 수행하는 경우가 빈번히 발생하고 있다. 그럼에도 불구하고 그 동안 이와 관련한 충분한 검토가 이

루어 지지 않으므로 인해 바닥판 상부에서 균열이 발생하는 등 구조물의 사용성(serviceability)을 감소시키는 결과가 초래되고 있다<sup>(2)</sup>.

이 논문에서는 바닥판 콘크리트의 타설순서에 따른 교량 각 부위에서의 모멘트 변화와 콘크리트의 크리프와 건조수축에 따른 장기간의 모멘트 변화를 수치해석적 방법을 사용하여 예측하였다. 이와 더불어 현재 널리 채택되고 있는 합성형 박스 거더 교량에 있어 타설순서의 영향을 살펴보고자 하였다. 개단면 강박스(open steel box)를 사용하면서 단계타설을 수행하도록 규정하고 있는 외국의 경우와 폐단면 강박스(closed steel box)를 사용하면서 일반적으로 연속타설을 시행하고 있는 우리나라의 경우에 대한 비교, 분석을 통해 각 시공방법에 따른 영향을 고찰하고자 하였다.

## 2. 크리프와 건조수축

연속타설과 달리 단계타설의 경우 한번에 바닥판 콘크리트의 타설이 완료되지 않음은 물론 콘크리트의 취약한 초기강도로 인해 먼저 타설된 부분에 큰 영향이 전달되지 않도록 하기 위해 일정한 시간간격을 두고 콘크리트를 타설하게 된다. 따라서 타설기간 중에 콘크리트는 시간의존적 거동 즉, 크리프와 건조수축 현상을 일으키게 된다. 이러한 시간의존적 거동을 모사하기 위해 크리프 변형률은 ACI모델식과 CEB-FIP(78)모델식을 사용하였다. 나아가 제안된 많은 수치모델 가운데 비교적 간단하면서 응력변화 이력을 효과적으로 나타낼 수 있는 크리프 함수 전개에 기본을 둔 1차 순환적 단계 알고리즘(first-order algorithm based on expansion of compliance function)을 도입하였으며 이를 토대로 구성된 기본식은 식 (1)과 같다<sup>(5)</sup>.

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_n^c &= \Delta C(t_n, \tau) \sigma_n = \sum_{i=1}^m A_{i,n-1} (1 - e^{-\lambda_{i,n-1} t_n}), \\ A_{i,n} &= A_{i,n-1} e^{-\lambda_{i,n} t_n} + a_i(\tau) \Delta \sigma_n \end{aligned} \quad (1)$$

여기서  $\lambda_p$ 는 지연시간(retardation time)의 역이고  $a(\tau)$ 는 재하재령  $\tau$ 에 의존하는 크리프 Compliance 계수이며  $A$ 는 숨겨진 상태변수(hidden state variables)로서 이 변수를 통해 전 시간단계의 영향을 고려한다. 또한  $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$ 과  $\Delta \sigma_n = \sigma_n - \sigma_{n-1}$ 은 시간과 응력의 증분을 각각 나타내며,  $n=1$ 에서  $A_{10}=0$ 이므로  $A_{i1} = a_i(\tau)\sigma_i$ 이고 현 시간단계에서 수정되어 다음 시간단계의 크리프 변형률을 계산하는 데 사용된다. 또한  $a(\tau)$ 를 제외한 계수  $m$ ,  $a(\tau)$ ,  $\lambda_p$ 의 결정은 시행착오법(trial and error method)을 사용하였다. 이때 Dirichlet급수로 주어지는 크리프 함수를 사용하는 경우 최소 지연시간은 초기순간탄성 변형을 모사하기 위해 매우 작은 값을 사용해야 하나, 이 연구에서는 크리프 Compliance를 사용하였으므로 다음과 같이  $m=4$ 와 지연 시간은 5.0, 50.0, 500.0, 5000.0일로 가정하였다. 이 알고리즘은 위의 식에서 알 수 있듯이 시간이력에 대한 모든 정보를 저장할 필요없이 전 단계의 하중이력만 저장하면 되는 관계로 계산의 복잡성을 최소화할 수 있는 장점이 있으며,  $a(\tau)$ 의 값은 Kabir가 제안한 식 (2)의 Dirichlet Series Compliance 함수<sup>(9)</sup>를 이용하여 최소자승법으로 구할 수 있다<sup>(10)</sup>

$$C(t, \tau) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) [1 - e^{-\lambda_i(t-\tau)}] \quad (2)$$

이와 더불어 콘크리트의 시간의존적 현상을 나타내는 건조수축에 의한 변형률의 경우 응력변화 이력에 영향을 받지 않으므로 각각의 모델식에서 제안된 식을 직접 적용하였다<sup>(12)</sup>.

### 3. 응력-변형률

임의의 단면에서 발생하는 크리프와 건조수축에 따른 영향을 효과적으로 고려하기 위해 단면을 가상의 여러 층으로 나누어 해석하는 적층단면법(layered sectional approach)을 사용하였다.

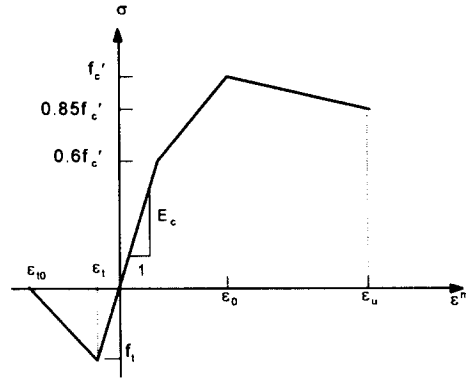


그림 1. 콘크리트의 응력-변형률

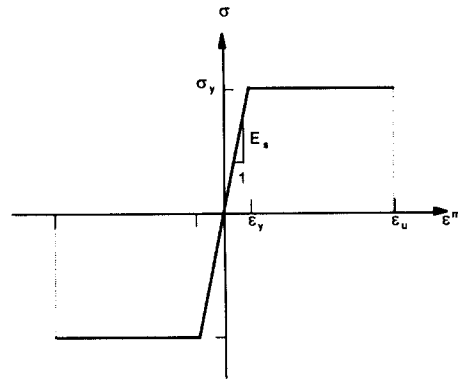


그림 2. 재의 응력-변형률

각 층에서 비역학적 변형률(nonmechanical strain)인 크리프 변형률과 건조수축 변형률이 앞절에서 설명한 방법으로 결정되면 전체 변형률에서 이들 변형률을 제함으로써 각 층의 역학적 변형률(mechanical strain)을 계산하고( $\epsilon^m = \epsilon^t - \epsilon^{nm}$ ) 그림 1과 2의 콘크리트와 강재의 응력변형률 관계를 나타내는 곡선으로부터 단면 각 층의 응력을 각각 구하게 된다.

이 연구에서 가정한 콘크리트의 일축 응력변형률 관계를 정의하기 위한 수치모델은 현재 널리 사용되고 있는 Hognestad의 제안식에서 수치해석의 효율성을 위해 압축부를 단순화시켜 사용하였으며<sup>(6)</sup>, 인장부에서의 거동은 선형 탄성체로 가

정하였다. 특히 단면에 균열이 발생할 경우 균열 부위에서는 시간의존적 거동에 따른 응력 재분배가 발생하지 않는 관계로 균열의 영향이 적지 않다. 따라서 인장강화효과(tension stiffening effects)로 모사되는 균열에 따른 영향을 고려하기 위해 콘크리트 인장축의 변형연화(strain-softening)영역을 고려하였으며 그 기울기는 파괴에너지 개념에 토대를 둔 다음 식에 따라 결정하였다<sup>(11)</sup>.

$$\epsilon_0 = \frac{2 \cdot G_f \cdot \ln(3/b)}{f_t \cdot (3-b)} \quad (3)$$

여기서  $G_f$ 는 파괴 에너지로서 이 연구에서는 0.5lb/in(0.0894kg/cm)를 사용하였고  $b$ 는 단면의 폭을 나타낸다.

또한 강재의 응력변형을 관계는 압축부와 인장부의 거동이 동일한 대칭의 형상을 갖는 선형탄성완전소성(linear elasticperfect plastic) 거동을 하는 것으로 가정하였다. 특히 시간의존적 거동을 모사함에 있어 강재의 유일한 비역학적 변형률은 온도변형률이나 이 연구에서는 이를 고려하지 않았으므로 강재의 경우는 전체변형률과 역학적 변형률이 같게 되고 강재의 응력은 전체 변형률로부터 계산된다. 단면의 각 층에서 계산된 응력을 토대로 단면의 연직응력에 대한 평형조건식 (4)를 이용하여 반복계산 과정에 의해 중립축을 결정하게 되며 결정된 중립축을 토대로 각 층의 변형상태를 계산한다.

$$\int_V \sigma_x dA = 0 \quad (4)$$

#### 4. 강성행렬의 구성

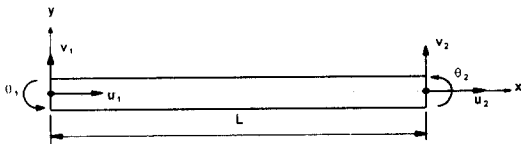


그림 3. 보요소의 변위 성분

부재해석은 그림 3과 같이 단면의 수직축 대칭인 보요소를 이용한 변위법을 바탕으로 요소 강성행렬 등 기본적인 식을 유도하였는데 각 방향으로의 변위벡터를 절점변위를 이용하여 표현하면  $\mathbf{u} = \{u_1, u_2\}^T$ ,  $\mathbf{v} = \{v_1, v_2\}^T$ ,  $\boldsymbol{\theta} = \{\theta_1, \theta_2\}^T$ 로 나타낼 수 있으며 이를 토대로 보 요소의 전체 변위벡터를  $\mathbf{x} = \mathbf{u}, \mathbf{v}, \boldsymbol{\theta}$ 로 쓸 수 있다. 따라서  $x$ -방향의 축방향 변위장  $\underline{U}(x)$ 를 선형의 형상함수(shape function)로,  $y$ -방향의 변위장  $\underline{V}(x)$ 를 3차의 형상함수로 각각 가정하였으며 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$\underline{U}(x) = \boldsymbol{\phi} \cdot \mathbf{u}, \quad \underline{V}(x) = \boldsymbol{\psi} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{v} \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$\boldsymbol{\phi} = [(1-p), p], \quad \boldsymbol{\psi} = [(1-3p^2+2p^3), (3p^2-2p^3), L(p-2p^2+p^3), L(-p^2+p^3)] \quad (6)$$

여기서 무차원 매개변수  $p=x/L$ 을 의미하며 보 요소의 임의의 점에서  $x$ 방향 변위  $\underline{U}(x,y)$ 와  $y$ 축 방향의 변위  $\underline{V}(x)$ 를 평면단면 가정을 사용하여 절점변위  $\mathbf{x}$ 의 함수로 나타내면 식 (7)과 같다.

$$U(x,y) = [\boldsymbol{\phi}, -y \boldsymbol{\psi}_x] \mathbf{x}, \quad V(x) = [\boldsymbol{\Omega}, \boldsymbol{\psi}] \mathbf{x} \quad (7)$$

여기서  $\boldsymbol{\psi}_x$ 는  $\boldsymbol{\psi}$ 의  $x$ 에 대한 도함수를 나타낸다.

비선형 변위 효과를 무시한 일반적인 축방향 변형률과 변위와의 관계를 사용하여 변위중분  $\Delta \mathbf{x}$ 에 대한 수직 변형률중분  $\Delta \boldsymbol{\epsilon}$ 를 식 (8)과 같이 구할 수 있다.

$$\Delta \boldsymbol{\epsilon} = \frac{d\Delta U}{dx} = [\boldsymbol{\phi}_{,x}, -y \boldsymbol{\psi}_{,xx}] \Delta \mathbf{x} = \mathbf{B} \Delta \mathbf{x} \quad (8)$$

여기서 사용된 변형률변위 관계 행렬  $\mathbf{B}$ 를 전개하면 식 (9)와 같다.

$$B = \left[ -\frac{1}{L}, \frac{1}{L}, \frac{6}{L^2}y(1-2p), \frac{6}{L^2}y(-1+2p), \frac{2}{L}y(2-3p), \frac{2}{L}y(1-3p) \right] \quad (9)$$

나아가 콘크리트 구조물의 시간의존적 거동시 단면내의 응력변화는 역학적 변형률과 관계되므로 재료의 응력변형률 관계는 식 (10)의 일반적인 관계식으로 모사할 수 있다.

$$d\sigma = E_T d\varepsilon^m = E_T (d\varepsilon^t - d\varepsilon^{mm}) \quad (10)$$

여기서  $E_T$ 는 재료의 탄성계수를, 그리고  $d\varepsilon^t$ 와  $d\varepsilon^m$  및  $d\varepsilon^{mm}$ 은 임의의 순간에서의 전체 변형률, 역학적 변형률 및 비역학적 변형률을 각각 표시한다.

한편 외부일과 내부 변형에너지의 평형관계와 미소변형에 따른 가상일의 원리를 통해 다음의 외부 절점하중 증분 또는 내력증분  $\Delta R^j$ 와 내부 응력변화  $\Delta \sigma$ 와의 관계식을 얻을 수 있으며 유도된 변위-변형률 관계식(식 (8)참조), 변형률-응력 관계식(식 (10)참조)을 사용하여 임의의 순간에서의 평형방정식을 구성하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} dR^j &= \int_V B d\sigma dV = \int_V B^T \\ & \quad (E_T B d\varepsilon - E_T d\varepsilon^{mm}) dV \\ &= \int_V B^T E_T B dV \cdot d\varepsilon \\ & \quad - \int_V B^T E_T d\varepsilon^{mm} dV \end{aligned} \quad (11)$$

나아가 식 (11)의 우측에 위치한 비역학적 변형률에 의한 등가 외력항을  $dR^{mm}$ 으로 표시하여 위의 식을 간략화하면 다음의 힘변위 평형방정식을 얻게 된다.

$$dR = dR^j + dR^{mm} = K \cdot d\varepsilon \quad (12)$$

여기서 요소 강성행렬  $K = \int_V B^T E_T B dV$ 를 의미한다.

식 (12)를 계산하기 위하여 체적에 대한 적분이 요구되는 데 이 연구에서는 적분을 수행함에 있어서 수치적분 방법 중에 하나인 3점 가우스 적분법과 적층단면의 특성을 이용하여 다음 요소 강성행렬을 유도하였다.

$$K = \begin{bmatrix} a_1 & a_8 & a_9 & -a_1 & -a_8 & a_{10} \\ & a_2 & a_3 & a_8 & -a_2 & a_7 \\ & & a_4 & a_9 & -a_3 & a_6 \\ & & & a_1 & a_8 & -a_{10} \\ & sym. & & & a_2 & -a_7 \\ & & & & & a_5 \end{bmatrix} \quad (13)$$

식 (13)에서 사용된 기호는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2L} \sum_{k=1}^3 E_k A_k w_k \\ a_2 &= \frac{18}{L^3} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (2p_k - 1)^2 w_k \\ a_3 &= \frac{6}{L^2} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (2p_k - 1)(3p_k - 2) w_k \\ a_4 &= \frac{2}{L} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (3p_k - 2)^2 w_k \\ a_5 &= \frac{2}{L} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (3p_k - 1)^2 w_k \\ a_6 &= \frac{2}{L} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (3p_k - 1)(3p_k - 2) w_k \\ a_7 &= \frac{6}{L^2} \sum_{k=1}^3 E_k I_k (3p_k - 1)(2p_k - 1) w_k \\ a_8 &= \frac{3}{L^2} \sum_{k=1}^3 E_k S_k (1 - 2p_k) w_k \\ a_9 &= \frac{1}{L} \sum_{k=1}^3 E_k S_k (2 - 3p_k) w_k \\ a_{10} &= \frac{1}{L} \sum_{k=1}^3 E_k S_k (1 - 3p_k) w_k \end{aligned} \quad (14)$$

여기서  $k$ 는 가우스점의 번호를 표시하며  $p_k$ 와  $w_k$ 는  $k$ -번째 가우스 점의 위치와 가중치를 각각 나타내고  $p_1=0.11$ ,  $p_2=0.50$ ,  $p_3=0.89$ 와  $w_1=$

5/9,  $w_2=8/9$ ,  $w_3=5/9$ 의 값을 각각 갖는다.

### 5. 해석과정

주형위에 콘크리트를 타설하게 되면 타설이후 일정시간이 경과하기까지 콘크리트는 전체 구조계에 사하중으로만 작용하게 되고 이를 주형의 강성만으로 지지하게 된다. 이후 일정시간이 경과한 후 콘크리트가 어느 정도 경화되면 전체 구조계의 강성에 콘크리트의 강성이 추가되는 합성단면으로 사하중을 지지할 수 있다. 따라서 이 연구에서는 콘크리트 각 층이 타설되는 시간과 콘크리트의 강성이 추가되는 시간을 가정함으로써 이에 대한 효과를 표현하였으며 이를 표 1에 나타내었다.

구성된 강성행렬과 절점하중을 이용하여 구조물을 해석함에 있어서 이 연구에서는 하중 증분법과 반복법을 함께 사용하는 복합법(combined method)이 사용되었다. 또한 각 하중단계에서의 수렴여부를 판단하기 위해 사용한 수렴기준은 모든 절점 중에서 불균형 하중의 최대 수직력과 최대 모멘트를 구하여 각각의 수렴기준값과 비교하는 방법을 사용하였는데 이를 식으로 나타내면 식 (15)와 같다(10). 나아가 이 연구에서 구성한 해석과정은 그림 4에 나타내었다.

$$|F_{unbal}^{max}| \leq Tol_F, |M_{unbal}^{max}| \leq Tol_m \quad (15)$$

여기서  $|F_{unbal}^{max}|$  와  $|M_{unbal}^{max}|$  는 최대 불균형하중의 수직력과 모멘트의 절대값을 각각 표시하고  $Tol_F$ ,  $Tol_m$ 는 수직력과 모멘트의 수렴기준값을 각각 표시한다.

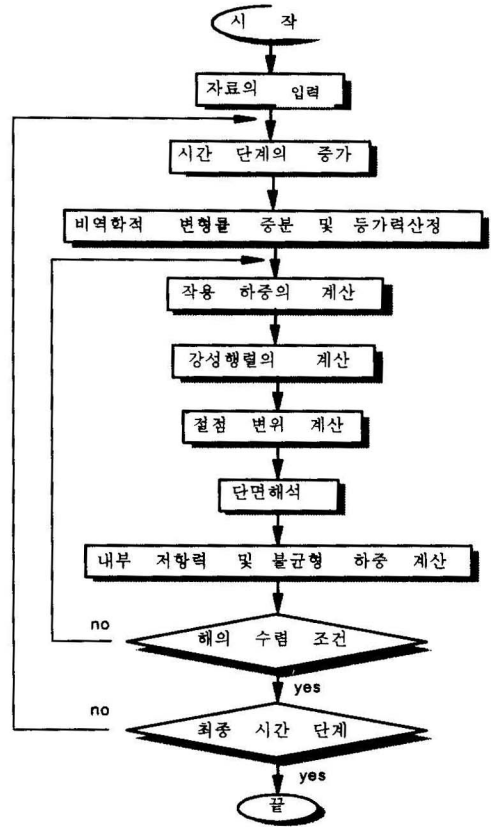


그림 4. 해석 흐름도

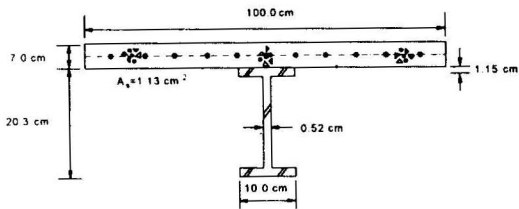
표 1. 시간에 따른 단면상태의 변화

시간조건	하중상태	전체 구조계 강성
$t_0 < t_c$	$W_{tot.} = W_g$	$(EA)_{tot.} = (EA)_g, (ES)_{tot.} = (ES)_g, (EI)_{tot.} = (EI)_g$
$t_c \leq t_0 < t_s$	$W_{tot.} = W_g + W_d$	$(EA)_{tot.} = (EA)_g, (ES)_{tot.} = (ES)_g, (EI)_{tot.} = (EI)_g$
$t_s \leq t_0$	$W_{tot.} = W_g + W_d + W_{ext.}$	$(EA)_{tot.} = (EA)_g + (EA)_d, (ES)_{tot.} = (ES)_g + (ES)_d, (EI)_{tot.} = (EI)_g + (EI)_d$
비 고	$t_0$ : 관측시간, $t_c$ : 바닥판 콘크리트 타설시간, $t_s$ : 가정된 합성단면 발현시간 $w$ : 하중, E : 탄성계수, A, S, I : 단면적, 단면의 1차모멘트, 단면의 2차모멘트 $tot.$ : 전체량 g : 거더, d : 바닥판, ext. : 외부작용	

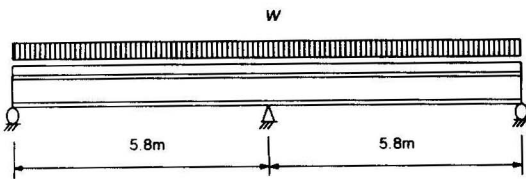
## 6. 예제 해석

### 6.1 검증예제

이 연구에서 사용한 해석프로그램을 검증하기 위하여 두개의 2경간 연속합성보를 해석하였다. 이 연속보들은 Gilbert와 Bradford에 의하여 실험[7] 및 해석[8]되었으며 이 보들의 기하학적 형상과 단면은 그림 5에 나타나었고 재료상수는 표 2에 표시하였다. 해석조건으로는 첫번째 보 B1의 경우 자중  $w_1 = 1.92 \text{ kN/m}$ 을 받으며, 두번째 보 B2는 자중과 추가적인 지속하중  $w_2 = 4.75 \text{ kN/m}$ 을 받는다고 가정하였다.



(a) 횡단면



(b) 전체 구조계

그림 5. 2경간 연속보

표 2. 재료상수

포장	$f_c$	$\sigma_y$	해석모델	$\phi_{cr}$	$\epsilon_{sh}$	$F_c$	$F_s$
아스팔트 $t=2.5$	280 kg/cm <sup>2</sup>	2800 kg/cm <sup>2</sup>	ACI	2.5	0.0002	$2.2 \times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup>	$2 \times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup>

그림 6은 두 보의 중앙경간에서 측정된 처짐을 해석결과들과 비교한 것으로 비교적 잘 일치하고

있다. 특히 Gilbert와 Bradford의 해석방법은 등가환산단면을 이용한 것이다.

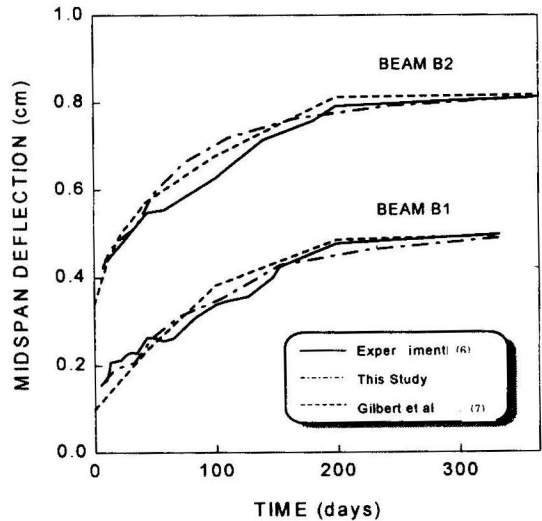
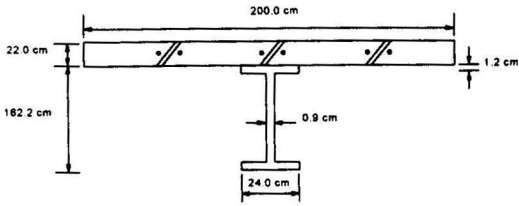


그림 6. 보 B1과 B2의 경간중앙에서 처짐

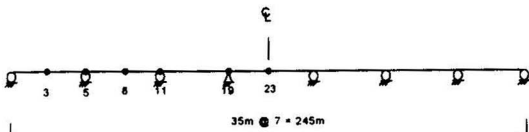
위의 그림 6에서 나타난 바와 같이 실험치와의 차이가 존재하는데 이는 상판과 주형사이의 전단 연결재에서의 부착-미끄러짐(bond-slip)현상 등을 무시하였기 때문이다.

### 6.2 I형 강재 주형을 갖는 경우

해석 예로써 강합성 교량 가운데 강성이 상대적으로 작은 주형이 I형 강재로 제작된 7경간 합성형 교량을 선정하였으며, 시공중 부모멘트의 증가로 인한 곡률변화가 적게 발생하도록 고려한 단계타설<sup>(13)</sup>과 교량의 한 끝단에서 연속으로 바닥판을 타설하는 연속타설의 경우를 비교하였다. 또한 시간의존적 거동해석을 수행한 관계로 상대적으로 작은 경간의 길이변화에 따른 영향을 검토하였으나 전단 연결재(shear studs)와 상판사이의 부착슬립효과는 무시하였다. 해석에 사용된 교량의 단면 및 전체 구조계, 타설순서는 그림 7과 그림 8에 각각 나타내었고 해석조건은 표 3에 나타내었다.

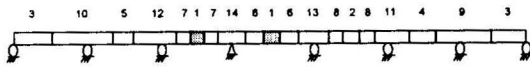


(a) 해석단면

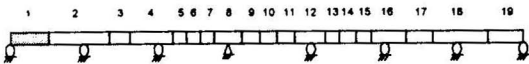


(b) 전체 구조계

그림 7. I형 강재 주형을 갖는 7경간 연속합성형 교량



(a) 단계타설[13]



(b) 연속타설

그림 8. 콘크리트 바닥판의 타설순서

해석에서 사용한 콘크리트 모델식은 ACI모델식을 사용하였고 콘크리트의 단위중량은  $2.3 \text{ t/m}^3$ 을, 강재의 단위중량은  $7.85 \text{ t/m}^3$ 을 각각 사용하여 사하중을 계산하였다. 해석결과는 정모멘트와 부모멘트의 변화를 알아보기 위하여 경간 중앙과 내부 지점에서의 모멘트 변화를 그림 9에 나

타내었다(그림 7(b)참조). 그림 9에서 대상 절점에 상판 콘크리트가 타설되기 전은 점선으로 표시하였으며 콘크리트가 타설되는 시점을 기준으로 실선으로 표시하여 계속되는 콘크리트의 타설에 따른 모멘트의 변화를 살펴 보고자 하였다.

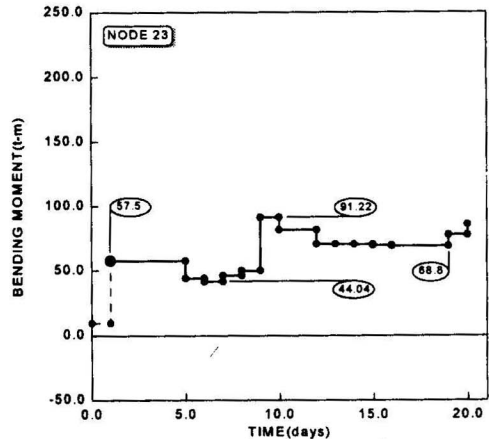
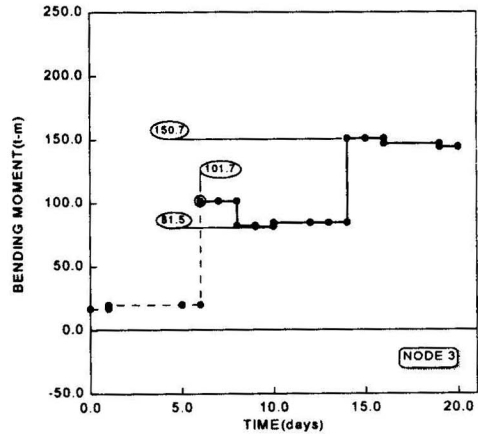
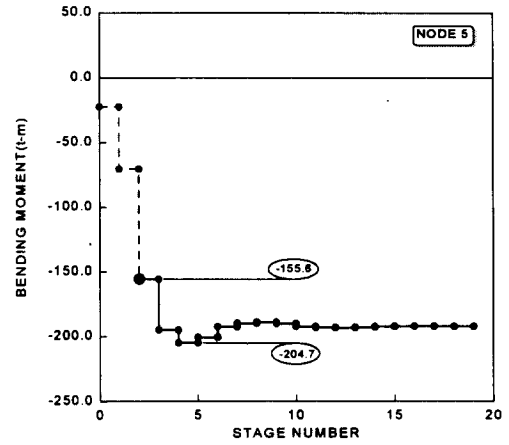
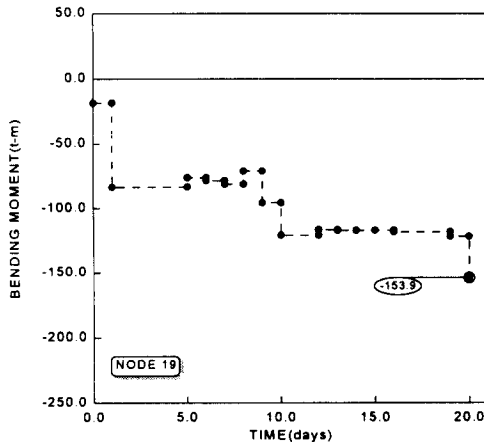
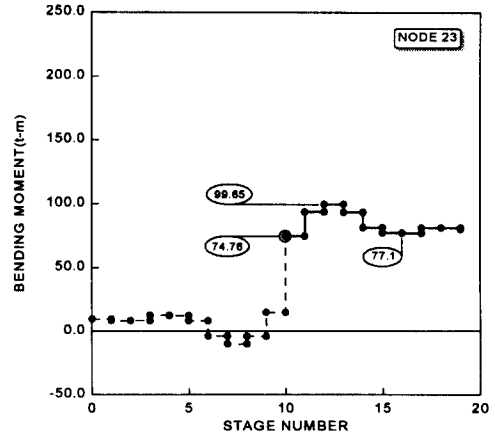
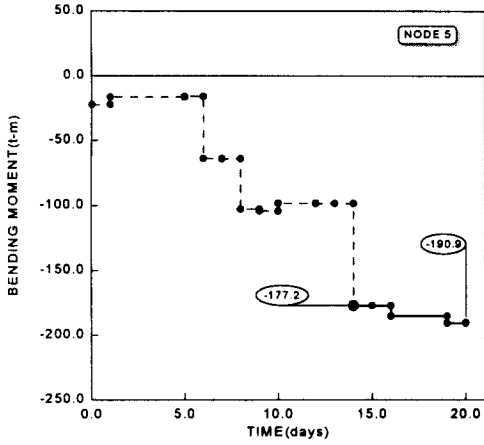


그림 9. 계속

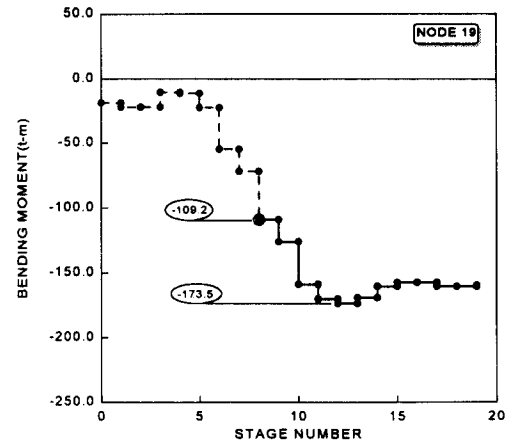
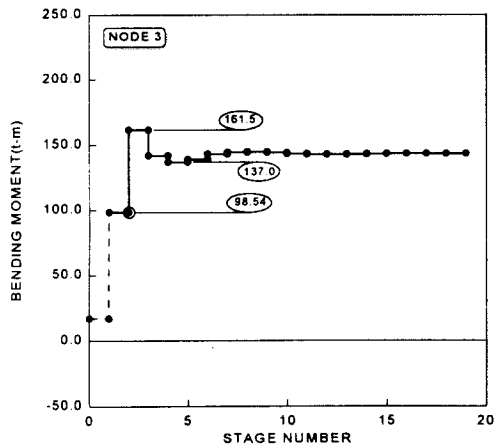
표 3. 해석조건

항 목	콘크리트 탄성계수	강재 탄성계수	콘크리트 강도	강재 항복강도	극한 크리프 계수	극한 건조수축 변형률
계 수	$2.05 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	$280 \text{ kg/cm}^2$	$2800 \text{ kg/cm}^2$	2.5	$200 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^2$





(a) 단계타설



(b) 연속타설

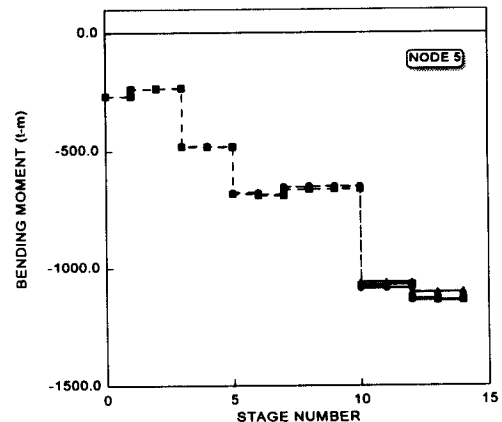
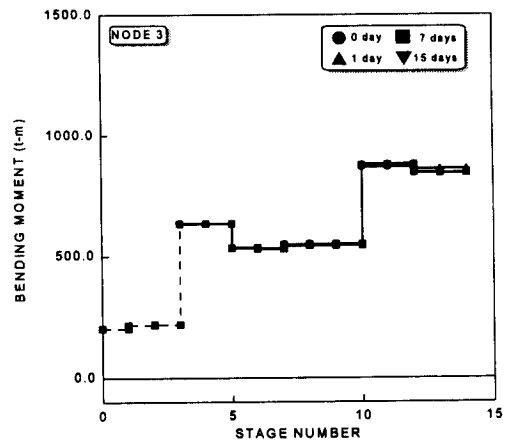
그림 9. 시공단계에 따른 모멘트 변화

연속타설의 경우는 하루에 타설이 완료되므로 타설순서에 따라 모멘트 변화를 나타내었고 단계 타설의 경우는 하루에 타설이 완료되지 않으므로 시간에 따른 모멘트 변화를 나타내었다. 해석결과를 살펴보면 모멘트 변화량은 단계타설의 절점 3에서 최대값 69.2 t-m를 나타내나 그 값은 정의 모멘트 변화량이므로 바닥판 콘크리트에 균열을 발생시키는 부모멘트의 증가가 아니기 때문에 상판의 균열과 관련한 전체 구조계에는 큰 영향이 없게 된다. 반면에 연속타설의 경우 절점 19에서 모멘트 변화량이 64.3 t-m로써 가장 큰 변화를 나타내었는데 이는 부의 모멘트이므로 바닥판에 균열을 발생시킬 수 있다. 이와는 달리 단계타설의 경우 부모멘트의 최대 증가는 절점 5에서 13.7 t-m로 상대적으로 작게 나타났다. 따라서 콘크리트의 타설중 연속타설인 경우 모멘트 감소가 더 크게 일어나게 되고 이로 인한 구조계의 곡률변화로 상부 슬래브에 균열이 발생할 가능성이 단계타설에 비해 5배이상 크게 나타나게 된다.

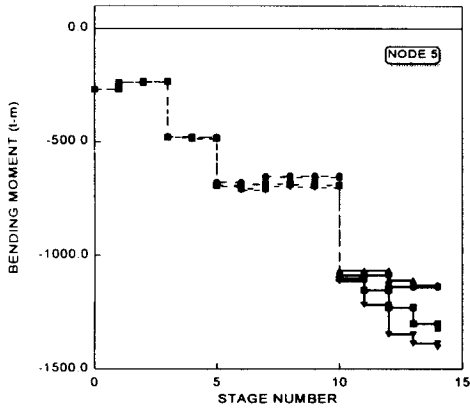
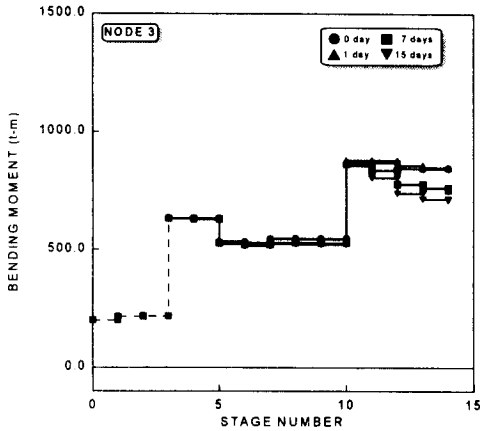
앞의 예에서 볼 수 있듯이 부모멘트의 변화가 단계타설의 경우는 절점 3에서 가장 크게 발생하고 연속타설의 경우는 절점 19에서 가장 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 나아가 1경간길이가 30m, 40m, 50m, 60m 인 경우에 대한 해석을 통해 단계타설과 연속타설에 따른 모멘트 변화값이 모두 길이의 제곱에 비례하는 일반적인 선형 탄성해석의 경우와 동일한 거동을 보임을 알 수 있었다.

또한 콘크리트의 크리프와 건조수축을 분리 적용시킴으로써 각각의 효과에 따른 구조거동의 차이를 살펴 보았다. 해석은 단계타설의 경우로 각 단계의 시공 간격을 0일, 1일, 7일, 15일로 변화시켜 정모멘트와 부모멘트의 변화가 가장 큰 절점 3과 5에 대하여 모멘트 변화를 그림 10에 나타내었다. 해석결과를 살펴보면 이 예제의 경우 시간에 따라 전체 구조계의 지점구속조건 등이 변하지 않는 경우이므로 예상하는 바와 같이 콘크리트의 건조수축 효과가 지배적임을 알 수

있다. 또한 각 단계의 콘크리트 타설시간 간격이 클수록 건조수축에 의한 모멘트 변화 효과는 건조수축에 비례하여 크게 나타남을 확인할 수 있다. 특히 모멘트의 감소효과가 절점 3보다는 절점 5에서 크게 나타나는 것을 볼 때 시공중 상부 슬래브에서의 균열은 지점부에서 지배적으로 나타날 것으로 예견되며 발생가능성은 콘크리트의 물/시멘트 비와 현장 양생조건에 크게 영향을 받을 것으로 판단된다.



(a) 크리프 효과만 고려한 경우



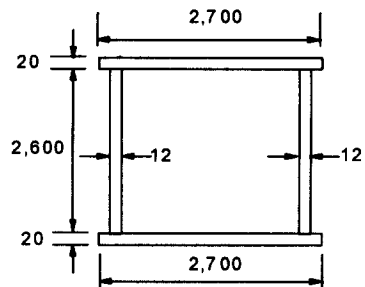
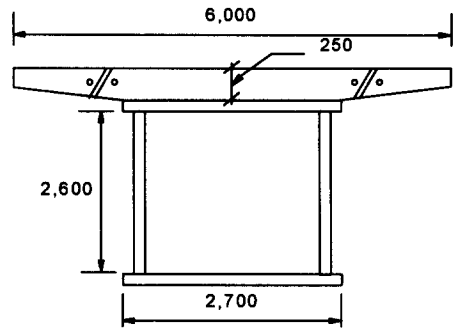
(b) 건조수축 효과만 고려한 경우

그림 10. 콘크리트 시간효과의 영향

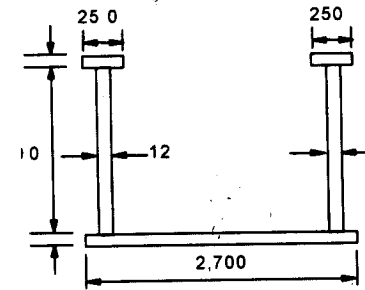
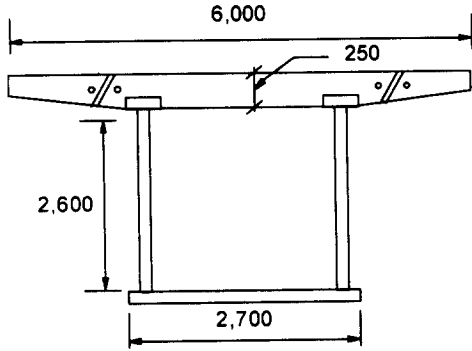
### 6.3 단면형상에 따른 효과

주형이 강 BOX인 합성형 교량을 시공할 때 우리나라에서는 강 BOX 상부 플랜지를 고려한 폐단면 강 BOX를 사용하고 있으나 다른 외국에서는 상부 플랜지부를 고려하지 않는 U-형(개단면) 강 BOX를 사용하고 있다. 또한 바닥판 콘크리트를 타설하는 방법도 우리나라에서는 주로 연속타설로 시공하지만 외국에서는 단계타설로 시공하고 있는 실정이다. 앞에서 살펴본 바와 같이 연속타설의 경우 부모멘트 변화가 크게 발생하지만 폐단

면 강 BOX를 사용하는 경우 폐단면 강 BOX의 강성이 개단면 강 BOX 강성보다 크므로 이들 효과가 상쇄될 수 있으리라 생각된다. 따라서 이 예제에서는 각 단면에 대하여 각각의 타설방법을 적용하여 해석하였으며 특히 폐단면 강 BOX를 갖는 주형에 연속타설을 하는 경우와 개단면 강 BOX를 갖는 주형에 단계타설을 하는 경우에 대하여 모멘트 변화를 비교하였다. 또한 단계타설의 종류를 3가지로 고려함으로써 단계타설 순서에 따른 효과를 검토하였으며 해석단면은 그림 11, 전체 구조계와 콘크리트 타설순서는 그림 12에 각각 나타내었다.

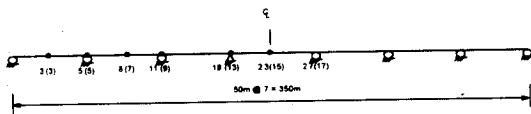


(a) 폐단면 강 BOX

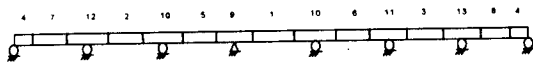


(b) 개단면 강 BOX

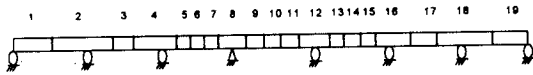
그림 11. 강 BOX단면의 종류(단위 : mm)



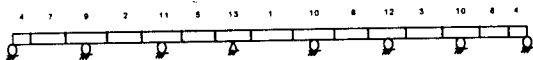
(a) 전체구조계



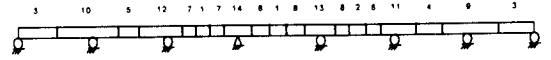
(b) 연속타설



(c) 단계타설(1)



(d) 단계타설(2)



(e) 단계타설(3)

그림 12. 바닥판 콘크리트의 타설순서

해석에 사용된 재료의 성질은 극한건조수축 계수를  $450 \times 10^{-6}$ 를 사용한 것을 제외하고는 앞의 예제와 동일하며, 단계타설(2)와 단계타설(3)의 경우는 타설순서에 따라 전체 구조계의 모델링을 다르게 하였으므로 그림 12(a)에서 괄호안에 해당 절점을 표시하였다. 해석결과는 먼저 각 단면에 대하여 연속타설과 단계타설(1)을 적용한 결과를 그림 13에 나타내었다.

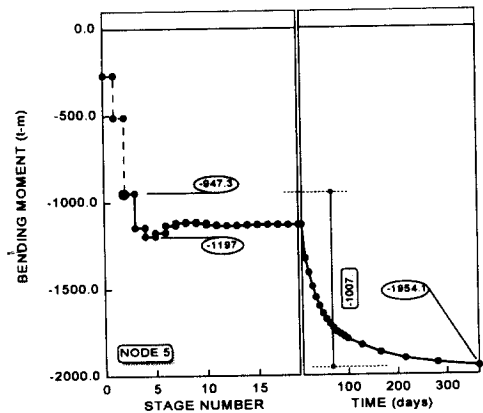
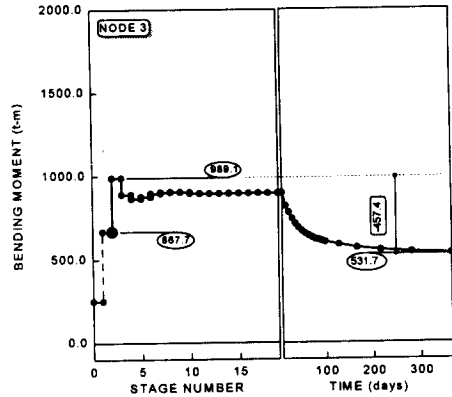
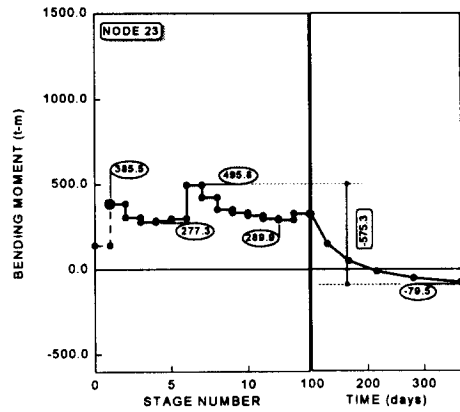
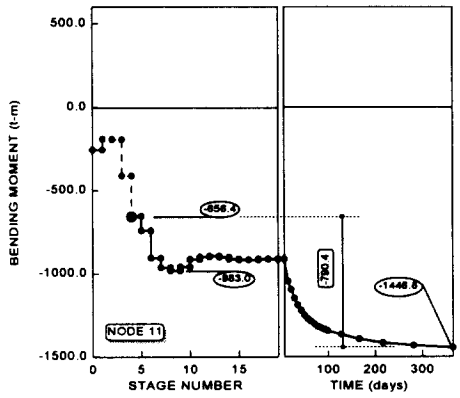
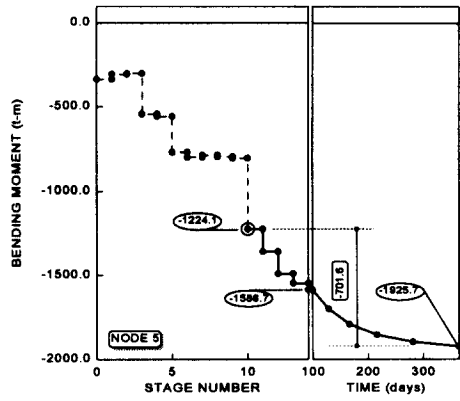
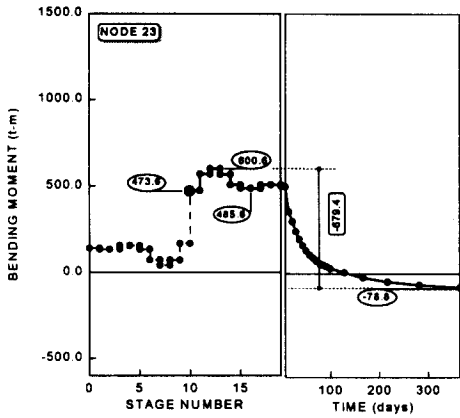
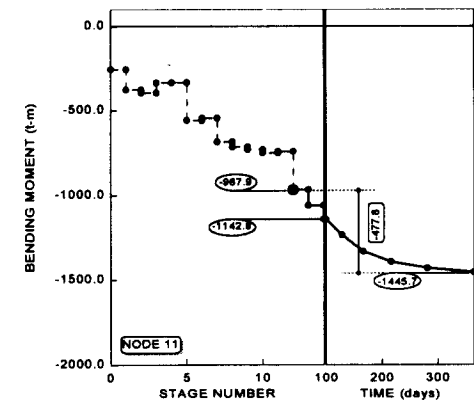
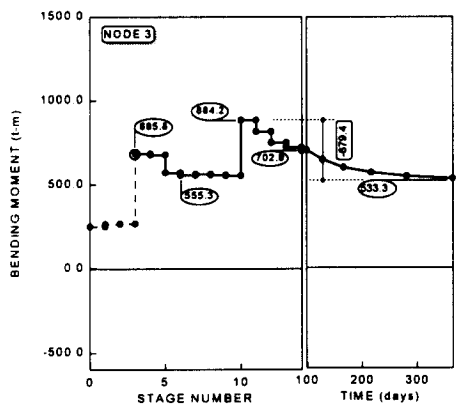


그림 13. 계속

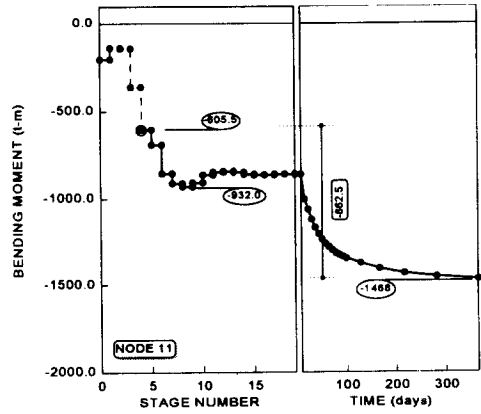
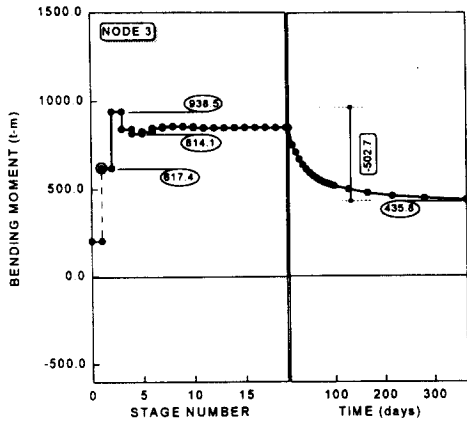


(a) 폐단면 연속타설



(b) 폐단면 단계타설

그림 13. 계속



(c) 개단면 연속타설

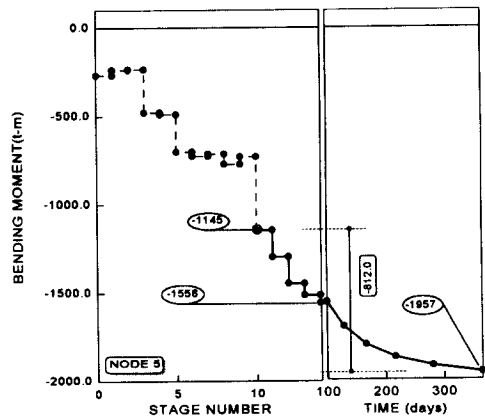
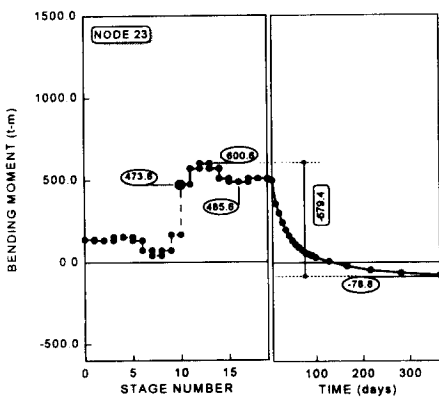
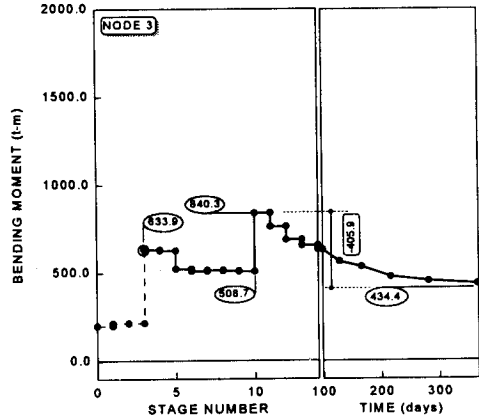
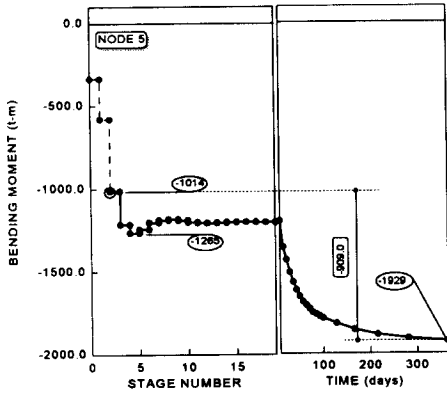


그림 13. 계속

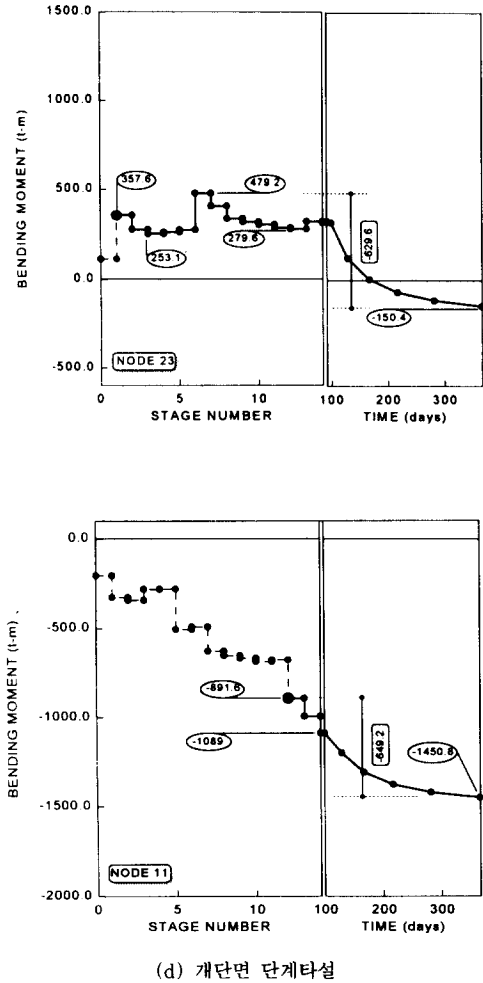


그림 13. 단면형상에 따른 타설순서의 모멘트에 대한 영향

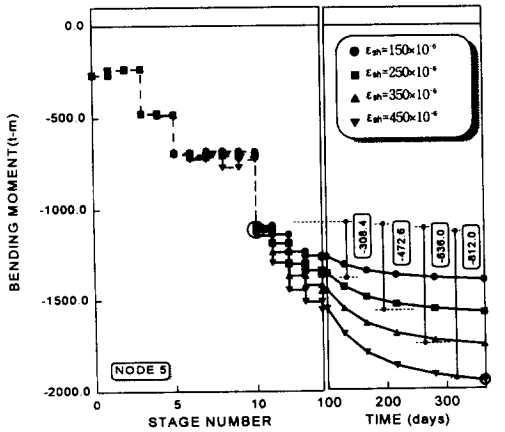
해석결과를 살펴보면 연속타설인 경우는 하루에 타설이 완료되는 관계로 시간효과가 발생하지 않기 때문에 단면형상과 강성의 차이에도 불구하고 모멘트 변화량은 유사한 형상을 나타내고 있다. 반면에 단계타설인 경우는 한 단계의 공기를 7일로 가정하였으므로 타설완료시 소요되는 시간은 91일이 된다. 따라서 시간의존효과가 포함되므로 그 차이가 일정하지 않음을 보이고 있다. 이는 콘크리트의 크리프 현상은 응력에 영향을 받으므로 강재 사하중의 크기가 다른 두 경우에서 모

멘트 변화량의 차이를 발생시킴을 알 수 있다. 타설순서에 따른 부재력의 변화를 살펴보면 상부슬래브 상단에서 균열을 유발시키게 되는 부모멘트의 증가량 가운데 최대는 모두 절점 5의 내측지점에서 발생하는 것을 알 수 있다. 또한 그 크기도 폐단면 연속타설의 경우 915 t-m, 폐단면 단계타설의 경우 700 t-m, 개단면 연속타설의 경우 1007 t-m, 개단면 단계타설의 경우 812 t-m로 개단면 연속타설의 경우가 가장 크게 나타나게 된다. 나아가 대상 절점의 부재력을 살펴보면 I-형 합성교량에서와 마찬가지로 단계타설의 경우가 연속타설의 경우보다 부재력 변화가 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 즉 단계타설 방법이 구조적인 측면에서 보다 안정된 시공방법으로 평가할 수 있다.

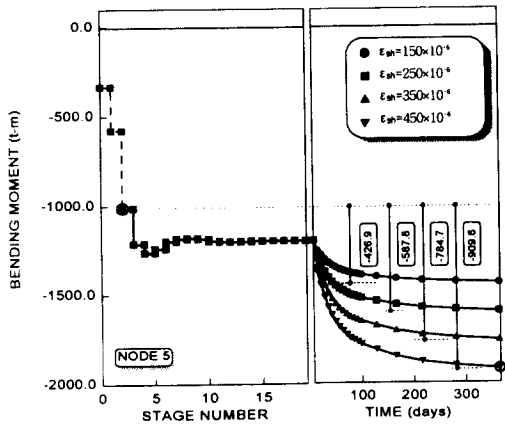
이와 더불어 현재 국내에서 널리 시공되고 있는 폐단면 연속타설과 국외에서 일반적으로 시공되는 개단면 단계타설의 특징을 살펴보면 부재력의 변화는 전체적으로 개단면 단계타설이 작게 나타나고 있다. 그러나 그 차이가 상대적으로 크지 않고, 나아가 상부 슬래브의 균열을 유발시키게 되는 곡률변화( $\Delta\phi = M/EI$ )를 감안할 때 폐단면은 강재의 강성이 상대적으로 크고, 대상 구간의 상부 슬래브 타설 후 다음 타설단계까지의 시간차이에 의해 상부 슬래브가 합성거동을 하는 구조체로 작용하게 된다. 따라서 개단면 연속타설의 경우와 비교하여 큰 강성을 유지하게 되므로 상부 슬래브에 균열을 유발시키는 곡률변화는 오히려 크지 않을 것으로 판단된다. 따라서 국내에서 시공되고 있는 폐단면의 경우는 개단면과 달리 상부 슬래브의 연속시공을 함에 있어 큰 문제는 없을 것으로 판단된다.

그러나 단계별 타설의 경우도 단계별 타설기간 차이와 극한 건조수축 변형률 등에 따라 부재력의 변화에 차이가 나타나게 되므로 균열 가능성을 최소화하기 위해서는 극한 건조수축 변형률이 상대적으로 작게 될 수 있도록 엄격한 시공관리가 이루어져야 할 것으로 판단된다. 따라서 다음 그림

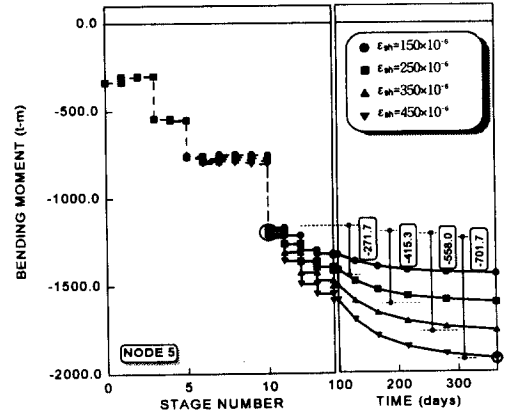
14에는 극한 건조수축계수 값을  $150 \times 10^{-6}$ ,  $250 \times 10^{-6}$ ,  $350 \times 10^{-6}$ ,  $450 \times 10^{-6}$  으로 각각 변화시켜 해석한 결과를 나타내었다. 앞서서도 언급한 바와 같이 연속타설의 경우는 1일에 타설완료되므로 그 이후부터 모멘트 변화차이가 발생함을 볼 수 있다.



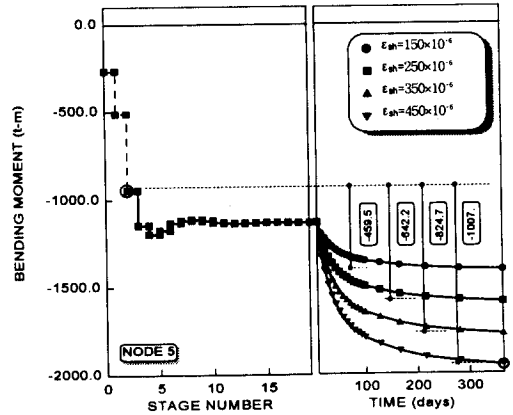
(a) 폐단면 단계타설



(b) 폐단면 연속타설



(c) 개단면 단계타설



(d) 개단면 연속타설

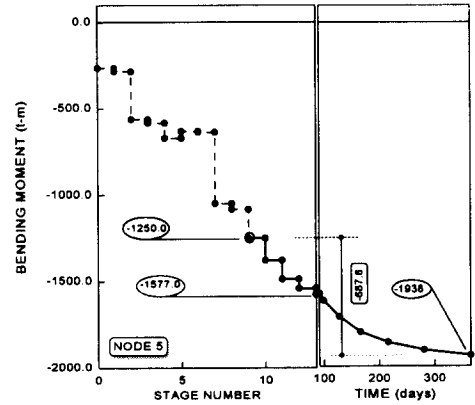
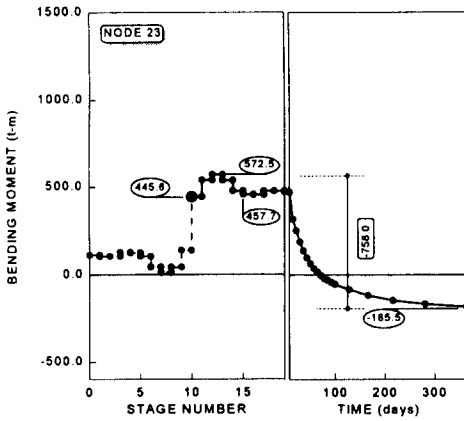
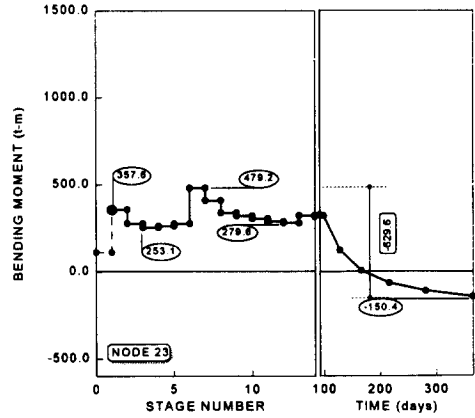
그림 14. 극한건조수축 계수의 변화 효과

그림 14로부터 개단면의 경우가 폐단면의 경우보다, 연속타설의 경우가 단계타설의 경우보다 모멘트 변화량이 크게 나타나고 있다. 또한 폐단면 연속타설과 개단면 단계타설의 비교에서 폐단면 연속타설의 경우에 모멘트 변화량이 크며 극한 건조수축계수가  $350 \times 10^{-6}$  이하인 경우에는 최종 휨모멘트도 크게 나타나지만  $450 \times 10^{-6}$ 의 경우에는 오히려 최종 휨모멘트값이 더 작게 나타나는 것으로 볼 때 개단면 단계타설의 경우 극한 건조수축 계수의 영향을 크게 받음을 알 수

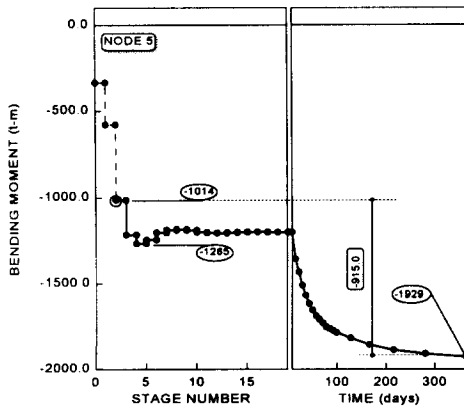


있다.

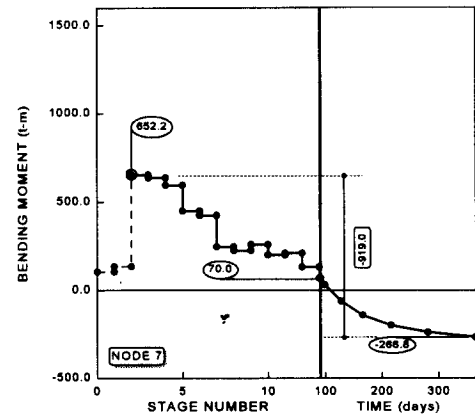
예제의 경우로부터 극한 건조수축계수 값의 크기에 따라 폐단면 연속타설이 개단면 단계타설보다 모멘트 변화량이나 곡률변화량에서 모두 유리할 수 있을 것으로 예견된다. 따라서 이를 자세히 비교하기 위하여 폐단면 연속타설과 개단면 단계타설의 경우에 대하여 정모멘트와 부모멘트의 변화량이 최대인 절점에 대하여 최종시간 365일까지 장기거동을 예측하였으며 그림 15에서 보는 바와 같이 추가적인 단계타설도 고려하였다.



(b) 폐단면 단계타설(1)

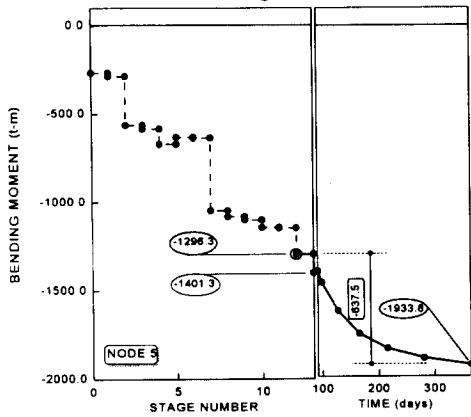


(a) 폐단면 연속타설

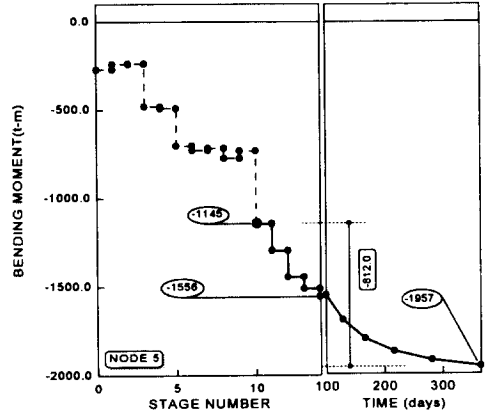


(c) 개단면 단계타설(2)

그림 15. 계속

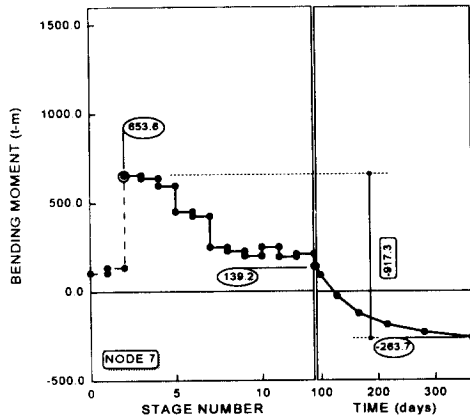


(c) 개단면 단계타설(계속)



(d) 개단면 단계타설(3)

그림 15. 단면형상 및 시공단계 효과 비교



(d) 개단면 단계타설(3)

콘크리트가 타설된 후 부모멘트 증가량을 나타 내면 표 4에서 알 수 있듯이 콘크리트 상판에 악 영향을 끼치는 부모멘트의 증가는 콘크리트 타설 중에는 폐단면 연속타설의 경우가 작았으나 최종

시간 365일 이후까지의 모멘트 변화량을 비교하면 개단면 단계타설(1)의 경우가 최소임을 보이고 있다. 또한 단계타설(2)와 (3)의 경우 부모멘트 구간에서 타설순서의 영향을 최소로 하는 영향만을 고려하였기 때문에 오히려 정모멘트 구간에서 더 큰 부모멘트의 증분량이 발생한다. 즉 단계타설의 경우는 각 구간별 타설순서에 따라 부모멘트의 증가량이 서로 다르게 나타나게 되므로 구조계 전체의 영향을 고려한 합리적인 단계타설 순서의 결정이 요구된다. 그러나 현장에서의 시공성을 감안한 단계타설의 순서결정을 통해 시공이 용이하면서 구조계에 미치는 영향이 최소가 되도록 하는 방안이 강구되어야 할 것으로 판단된다.

표 4. 타설과정에 따른 최대 부모멘트 증가량

	폐단면 연속타설		개단면 단계타설(1)		개단면 단계타설(2)		개단면 단계타설(3)	
	절점23 교량중앙	절점5 1내부지점	절점23 교량중앙	절점5 1내부지점	절점7 2경간중앙	절점5 1내부지점	절점7 2경간중앙	절점5 1내부지점
부모멘트 증분(t-m)	-679.4	-915.0	-629.6	-812.0	-919.0	-687.8	-917.3	-637.5

## 7. 결 론

지금까지의 해석결과들로부터 단계타설의 경우는 건조수축의 영향을 크게 받으므로 각 단계의 시공기간과 현장타설 콘크리트의 관리가 중요함을 알 수 있다. 반면 콘크리트를 연속타설하는 경우에 있어서 강재 주형 강성의 영향이 크므로 강재 주형 강성을 충분히 확보하는 것이 필요하다. 따라서 현실적으로 현장타설 콘크리트의 건조수축량을 줄이기 위한 콘크리트의 관리는 매우 어려우므로 이 연구의 예제와 같이 강재 주형 강성을 충분히 확보하고 바닥판 콘크리트를 연속타설하는 시공방법을 채택하는 것도 가능하다. 또한 콘크리트의 단계타설 순서를 정함에 있어서 부모멘트를 나타내는 지점부에만 타설순서의 영향을 최소가 되도록 고려하는 경우에는 정모멘트를 나타내는 경간중앙에서 타설도중 큰 부모멘트 변화를 나타낼 수 있다. 따라서 앞으로 단계타설의 순서를 최적화하는데 있어서는 이에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다.

### 감사의 말

이 연구는 한국도로공사의 지원(과제명: 합성형 교량의 설계, 시공 및 유지관리 기술개발 연구)에 의한 것으로 이에 감사드립니다.

### 참 고 문 헌

- (1) 건교부, 도로교표준시방서, 1996.
- (2) 한국도로공사, 합성형 교량의 설계, 시공 및 유지관리 기술개발 연구, 1997년 연구보고서, 1997.
- (3) 황학주, 교량공학, 동명사, 1995.
- (4) AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, Washington, D.C., 1992.
- (5) ASCE, State of Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, 1982.
- (6) Bangash, M.Y.H., Concrete and Concrete structures : Numerical Modeling and Applications, Elsevier, 1989.
- (7) Gilbert, R.I. and Bradford, M.A., Time-Dependent Behavior of Continuous Composite Beams at Service Loads, UNICIV Rep. R-307, School of Civ. Engrg., Univ. of New South Wales, Sydney, Australia
- (8) Gillbert, R.I. and Bradford, M.A., Time-Dependent Behavior of Continuous Composite Beams at Service Loads, J. Struct. Engrg., ASCE, Vol.121, No.2, 1995, pp.319-327.
- (9) Kabir, A.F., Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Panels, Slabs and Shells for Time Dependent Effects, Report No. UCSEEM 766, UNIV. of California, Berkeley, 1976.
- (10) Kang, YoungJin, Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frame, Report No. UCSEEM 771, UNIV. of California, Berkeley, 1977.
- (11) Kwak, H.G. and Filippou, F.C., Nonlinear FE Analysis of R/C Structures under Monotonic Loads, Comput. Struct., Vol. 65, No.1, 1997, pp. 1-16.
- (12) Neville, A.M., Dilger, W.H. and Brooks, J.J., Creep of Plain and Structural Concrete, Construction Press, 1983.
- (13) Yen, Ben T., Bae, D.B., Huang, T.I., Vanhorn, David A., Evaluation of webs of composite plate girders buckled during construction, 6th international bridge conference Proceedings, Pittsburgh, Pennsylvania, June, 1989, pp.1-6.
- (14) Waddall, J.J., Concrete Construction Handbook, McGraw-Hill, 1993.

(접수일자 : 1998. 3. 16)