

연속 PSC-Beam 교량의 지점부 균열제어

Control of Deck Cracking at Interior Supports of Continuous PSC-Beam Bridge

곽 효경* 서영재** 정찬묵*** 박영하****
Kwak, Hyo-Gyoung Seo, Young-Jae Jung, Chan-Mook Park, Young-Ha

요지

이 연구는 2경간 연속 PSC-Beam 교량의 경간 내측 지지점의 바닥판에서 발생할 수 있는 균열의 제어에 관한 내용을 다루고 있다. PSC-Beam 교량은 주형인 PSC-Beam을 거치시킨 후 바닥판을 현장타설 콘크리트로 시공된다. 이로 인하여 주형 콘크리트와 바닥판 콘크리트의 시간의존적 거동차이, 주형의 연속화에 따른 거동 등에 의하여 부모멘트가 가장 크게 걸리는 지점부에서 균열이 쉽게 발생된다. 따라서 이 논문에서는 2경간 연속 PSC-Beam 교량의 연속화에 따른 거동을 수치적 방법으로 해석하여 지점부 바닥판의 균열거동이 예측되었다. 이를 위하여 해석모델에는 콘크리트의 시간의존적 현상인 크리프와 건조수축이 고려되었으며, 2경간 연속 PSC-Beam 교량의 거동에 영향을 나타내는 여러 가지 인자가 고려되어 해석되었다. 끝으로 콘크리트의 모델식을 이용하여 지점부 균열을 억제하기 위한 현장에서 관리 가능한 방안이 수치적으로 제안되었다.

핵심용어 : PSC-Beam 교량, 크리프, 건조수축, 균열제어, 연속화

Abstract

This study deals with the control of cracking at interior supports of continuous PSC-Beam bridges. Since PSC-Beam bridges are constructed by placing the in-situ concrete deck on the PSC-Beams with time interval, the differences in material properties and age at loading between the deck and girder concrete lead to time-dependent differential behaviors. In addition, the continuous deck providing a negative moment connection at interior supports also cause the transverse cracking of concrete deck at interior supports. In those regards, cracking at interior supports is predicted with the analytical model proposed in this study. The effects of concrete creep and shrinkage are taken into consideration, and other factors affecting to structural behavior are included. Finally, strain control aids to minimize deck cracking and those application examples are introduced.

Keywords : PSC-Beam Bridges, Creep, Shrinkage, Control of Cracking, Continuity

1. 서 론

합성형 교량이란 강재 또는 프리캐스트 콘크리

트로 제작된 주형위에 철근 콘크리트 바닥판이 현장타설되어 주형과 바닥판이 일체 거동이 되도록 한 교량을 말한다. 이 교량형식은 공사기간이

* 정회원·한국과학기술원 토목공학과, 조교수

** 한국과학기술원 토목공학과, 박사과정

*** 우송대학교 토목공학과, 조교수

**** 한국도로공사 도로연구소 콘크리트 구조연구실, 책임연구원

• 이 논문에 대한 토론을 1999년 9월 30일까지 본 학회에 보내주시면 1999년 12월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

비교적 적게 소요되며 시공중 교량 형하공간이 활용될 수 있다는 장점이 있어 중소교량에 널리 채택되고 있다¹⁾. 특히 주형이 프리스트레스트 콘크리트(PSC)로 제작된 합성형 교량은 강재 주형을 사용한 교량보다 무겁다는 단점이 있지만 주형을 콘크리트로 제작함으로써 경제적이며 부식에 대한 염려가 없으므로 더욱 내구적이라는 장점을 갖는다. 또한 콘크리트는 성형성이 좋기 때문에 외관이 수려한 교량이 시공될 수 있고, 주형을 공장에서 제작하므로 품질에 대한 높은 신뢰성이 확보될 수 있다. 특히 연속 PSC-Beam 교량의 경우 주형을 연속화함으로써 주행성이 향상됨은 물론 중앙경간의 모멘트와 응력 및 처짐이 감소하게 되며 이러한 부재력의 감소는 사용재료를 절감시키는 것은 물론 축방향과 횡방향 하중에 대한 구조적 안정성 및 저항성을 증가시키는 등 다양한 장점이 도입될 수 있다²⁾.

그러나 합성형 교량은 바닥판과 주형에 다른 재료를 사용하기 때문에 두 부재의 결합에 따른 구조적인 문제가 발생되며 또한 각 부재의 시간의존적 거동차이는 전체 합성형 교량에 있어 장기거동을 유발시킨다. 즉 바닥판의 경우 현장타설 콘크리트로 시공되므로 시간이 경과함에 따라 크리프와 전조수축의 영향이 상대적으로 크게 나타나는 반면 PSC-Beam의 경우 주형 콘크리트의 재령에 따라 주형과 바닥판의 시간의존적 거동의 차이가 발생하게 된다. 이러한 시간의존적 거동을 효과적으로 고려하지 못하는 경우 교량의 과다한 처짐과 바닥판의 균열발생 등 교량의 사용성과 관련한 많은 문제가 유발되며 또한 PSC-Beam의 경우 긴장력(prestressing)으로 인한 초기 솟음(camber)은 크리프의 영향으로 시간에 따라 지속적으로 변화하게 된다. 따라서 설계할 때 사용되는 여러 조건 및 가정으로부터 계산된 초기 솟음이 부적합한 경우 일정시간이 경과하고 나면 과다한 추가 솟음의 발생으로 인해 요철부가 발생하여 교량의 주행성이 떨어지게 되고 결국 구조물의 취약부가 되어 구조물의 수명을 감소시키게 된다. 특히 연속 교의 경간을 연속화함으로써 바닥판, 연결재, 주형 콘크리트의 시간의존적 거동의 차이에 의하여 그 크기는 다르나 내측지점에서 최대 부모멘

트가 발생하게 되며 바닥판 콘크리트는 재령이 상대적으로 작기 때문에 내측지점의 바닥판 상부에 균열이 쉽게 유발된다.

이러한 시공중 콘크리트의 균열을 유발시키는 원인으로는 철근의 배근상태, 과도한 블리딩, 대기조건 등에 의한 과도한 전조수축, 부적당한 줄눈(joints)의 배치, 불충분한 양생 등이 있다³⁾. 이들 중 이 논문에서 균열제어를 위해 다루는 원인으로는 전조수축으로 전조수축에 영향을 주는 요소 중 현장에서 조절 가능한 콘크리트의 슬럼프와 대기습도가 고려되었다. 이를 위하여 먼저 2경간 PSC-Beam 교량을 연속화함으로써 발생하는 거동을 여러 영향인자를 고려하여 해석함으로써 거동특성이 비교되었다. 해석은 이 연구에서 제안한 해석모델을 사용하여 주형의 길이가 25m인 PSC-Beam 교량이 해석되었으며, 균열제어를 위한 방안은 콘크리트 모델을 이용하여 수치적으로 제안되었다.

2. 해석모델

2. 1 콘크리트의 크리프와 전조수축

PSC-Beam 교량의 경우 주형, 바닥판, 연결재 콘크리트의 재령이 다르게 되므로 콘크리트의 시간의존적 현상인 크리프와 전조수축에 차이가 발생하게 되고 이는 전체 교량의 장기거동을 일으키게 된다. 이 연구에서는 이러한 콘크리트의 시간의존적 현상을 수치적으로 모사하기 위해 제안된 많은 수치모델 가운데 비교적 간단하면서 응력변화 이력을 효과적으로 나타낼 수 있는 크리프 Compliance 전개에 기본을 둔 1차 순환적 단계 알고리즘(the first-order algorithm based on expansion of creep compliance)을 도입하였으며 기본식은 식 (1)과 같다⁴⁾.

$$\Delta \varepsilon_n^c = \Delta C(t_n, \tau) \sigma_n = \sum_{i=1}^m A_{i_{n-1}} (1 - e^{-\Delta t_n / \tau_{ni}}), \\ A_{i_n} = A_{i_{n-1}} e^{-\Delta t_n / \tau_{ni}} + a(\tau) \Delta \sigma_n \quad (1)$$

여기서 τ_n 는 지연시간(retardation time)이고 $a(\tau)$ 는 재하재령 τ 에 의존하는 크리프 Compliance 계수이며 A 는 숨겨진 상태변수(hidden state

variables)로서 이 변수를 통해 전 시간단계의 영향을 고려한다. 또한 Δt_n 과 $\Delta \sigma_n$ 은 시간과 응력의 증분을 각각 나타내며, $n=1$ 에서 $A_{i0}=0$ 이므로 $A_{ii}=a(\tau)\sigma_i$ 이 되고 현 시간단계에서 수정되어 다음 시간단계의 크리프 변형률을 계산하는데 사용된다. 식 (1)을 적용하기 위해 계수 m , $a(\tau)$, τ_n 는 먼저 결정되어야 하는데 $a(\tau)$ 를 제외한 계수는 시행착오법을 사용하여 계산하였다⁵⁾. 특히 이 연구에서는 크리프 Compliance를 사용하므로 최소지연시간을 작은 값으로 가정할 필요가 없기 때문에 다음과 같이 $m=4$ 와 지연 시간은 5, 50, 500, 5000일로 가정하였다. 이 알고리즘은 위의 식에서 알 수 있듯이 시간이력에 대한 모든 정보를 저장할 필요없이 전 단계의 하증이력만 저장하면 되므로 계산의 복잡성을 최소화할 수 있는 장점이 있다. 또한 $a(\tau)$ 의 값은 Kabir가 제안한 식 (2)의 Dirichlet Series Compliance 함수를 이용한 최소자승법을 사용하여 계산하였다⁶⁾.

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

이와 더불어 콘크리트의 시간의존적 현상을 나타내는 건조수축에 의한 변형률의 경우 이 연구에서는 단면의 깊이에 따라 일정하다고 가정하였으며, 응력변화이력에 영향을 받지 않으므로 콘크리트 모델에서 제안한 식을 직접 적용하였다⁷⁾.

2. 2 재료모델

이 연구에서는 임의의 단면의 평형조건을 만족시키고, 각 단면에서 발생하는 크리프와 건조수축에 따른 영향과 단면의 깊이 방향으로 다른 재료를 사용한 경우 이를 효과적으로 고려하기 위하여 단면을 가상의 여러 층으로 나누어 해석하는 적층단면(layered section)을 사용하였다⁵⁾. 즉 단면의 각 층에서 비역학적 변형률(non-mechanical strain, ϵ^{nm})인 크리프 변형률과 건조수축 변형률을 앞에서 언급한 바와 같이 계산하고, 전체 구조계의 평형관계로부터 변위와 전체 변형률(ϵ')을 구한 후, 전체 변형률에서 전체 비역학적 변형률을 제거함으로써 각 층의 역학적 변형률(me-

chanical strain, ϵ^m)을 구하게 된다($\epsilon' = \epsilon^m + \epsilon^{nm}$). 이렇게 구한 역학적 변형률과 각 재료의 응력-변형률 관계를 이용하여 각 층에서의 응력을 계산할 수 있다. 콘크리트의 일축응력-변형률의 경우 현재 널리 사용되고 있는 Hognestad의 제안식이 적용되었다⁸⁾.

특히 인장강화효과를 도입하기 위해 파괴에너지 개념에 토대를 둔 식 (3)으로 콘크리트 최대 인장변형률을 정의함으로써 콘크리트 인장측의 변형연화영역을 도입하였다⁹⁾.

$$\varepsilon_{t0} = \frac{2 \cdot G_f \cdot \ln(2/b)}{f_t \cdot (3-b)} \quad (3)$$

여기서 ε_{t0} 는 콘크리트의 최대 인장변형률, b 는 한 요소의 길이(cm), f_t 는 콘크리트 인장강도(kg/cm²)를 각각 나타내고, G_f 는 파괴에너지로서 이 연구에서는 0.0894kg/cm²를 사용하였다¹⁰⁾. 또한 강재의 일축응력-변형률 관계는 압축부와 인장부의 거동이 동일한 대칭의 형상을 갖는 선형탄성-완전소성(linear elastic-perfect plastic) 관계를 사용하였다. 특히 강재의 경우 유일한 비역학적 변형률이 온도변형률이나 이 연구에서는 이를 고려하지 않았으므로 전체 변형률과 역학적 변형률이 같게 되고 강재의 변형률은 전체 변형률로부터 계산할 수 있다. 긴장재에 사용된 강재의 경우 인장강도가 매우 크므로 완전 소성영역을 정하는 것은 매우 어렵다. 또한 항복은 점진적으로 발생하며 비탄성 영역에서 응력은 인장강도까지 변형률의 증가에 따라 완만하게 증가한다. 이러한 긴장재의 특성을 고려하기 위하여 이 논문에서는 다중선형 응력-변형률 관계를 도입하였으며, 긴장재의 경우 압축응력은 발생하지 않으므로 압축부는 고려하지 않았다. 한편 장기거동해석을 수행함에 있어 재령에 따른 탄성계수, 인장강도, 압축강도 등 재료물성치의 변화를 ACI 모델을 토대로 반영하였다.

2. 3 요소강성행렬

이 연구에서는 수직축 대칭인 단면을 갖는 평면 보요소를 이용하여 변위법을 바탕으로 요소강성행

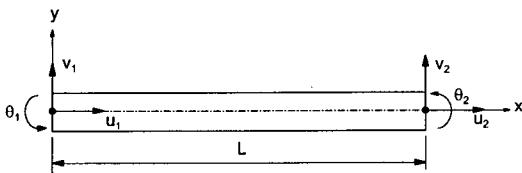


그림 1 평면 보 요소

렬 등 기본적인 식을 유도하였다⁵⁾. 요소의 각 방향으로의 변위벡터를 \mathbf{u} , \mathbf{v} , θ 로 표시하고 이를 토대로 보 요소의 전체 변위벡터를 $\mathbf{r} = \{\mathbf{u}, \mathbf{v}, \theta\}$ 로 나타내었다. 또한 x -방향의 축방향 변위장 $U(x)$ 를 선형의 형상함수(shape function) θ 로, y -방향의 변위장 $V(x)$ 를 3차의 형상함수 φ 로 각각 정하였으며 이를 토대로 구성된 강성행렬은 다음 식 (4)와 같다¹¹⁾.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} a_1 & a_8 & a_9 & a_1 & a_8 & a_{10} \\ a_2 & a_3 & a_8 & a_2 & a_7 & \\ a_4 & a_9 & a_3 & a_6 & & \\ a_1 & a_8 & a_{10} & a_2 & a_7 & \\ sym & & & a_5 & & \end{bmatrix} \quad (4)$$

요소 강성행렬의 유도는 변위-변형률관계, 변형률-응력관계, 하중-응력관계로부터 계산되었으며 식 (4)에서 사용된 기호는 식 (5)와 같다.

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2L} EA \sum_{k=1}^3 w_k & a_2 &= \frac{18}{L^3} EI \sum_{k=1}^3 (2\xi_k - 1)^2 w_k \\ a_3 &= \frac{6}{L^2} EI \sum_{k=1}^3 (2\xi_k - 1)(3\xi_k - 2) w_k \\ a_4 &= \frac{2}{L} EI \sum_{k=1}^3 (3\xi_k - 2)^2 w_k & a_5 &= \frac{2}{L} EI \sum_{k=1}^3 (3\xi_k - 1)^2 w_k \\ a_6 &= \frac{2}{L} EI \sum_{k=1}^3 (3\xi_k - 1)(3\xi_k - 2) w_k & (5) \\ a_7 &= \frac{6}{L^2} EI \sum_{k=1}^3 (3\xi_k - 1)(2\xi_k - 1) w_k \\ a_8 &= \frac{3}{L^2} EQ \sum_{k=1}^3 (1 - 2\xi_k) w_k \\ a_9 &= \frac{1}{L} EQ \sum_{k=1}^3 (2 - 3\xi_k) w_k \end{aligned}$$

여기서 k 는 가우스 적분점을 표시하며 ξ_k 와 w_k 는 k -번째 가우스 점의 위치와 가중치를 각각

나타내고 $\xi_1 = 0.11$, $\xi_2 = 0.50$, $\xi_3 = 0.89$ 와 $w_1 = 5/9$, $w_2 = 8/9$, $w_3 = 5/9$ 의 값을 갖는다. 또한 A , Q , I 는 가우스 적분점 k 에서 단면의 면적, 1차 모멘트, 2차 모멘트를 각각 나타내며 적층단면을 이용하여 식 (6) ~ 식 (8)과 같이 계산되었다.

$$\int_A E_T dA = EA = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^3 \left(\sum_{i=1}^{n_c} E_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{n_s} E_{sj} A_{sj} \right) \cdot w_k + E_p A_p \quad (6)$$

$$-\int_A E_T y dA = ES = -\frac{1}{2} \sum_{k=1}^3 \left(\sum_{i=1}^{n_c} E_{ci} y_{ci} A_{ci} \right) + \left(\sum_{j=1}^{n_s} E_{sj} y_{sj} A_{sj} \right) \cdot w_k - E_p A_p y_p \quad (7)$$

$$\int_A E_T y^2 dA = EI = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^3 \left(\sum_{i=1}^{n_c} E_{ci} y_{ci}^2 A_{ci} \right) + \left(\sum_{j=1}^{n_s} E_{sj} y_{sj}^2 A_{sj} \right) \cdot w_k + E_p A_p y_p^2 \quad (8)$$

여기서 c 는 콘크리트, s 는 철근, p 는 긴장재를 의미하며, n 은 해당 단면에 존재하는 각 재료의 총 층수를 나타낸다. 또한 y_p 는 해당 요소의 시작에서의 편심(e)과 끝에서의 편심(e)의 평균으로 $y_p = (e + e)/2$ 를 의미한다.

2. 4 긴장력 효과

이 연구에서는 긴장력의 효과를 고려하기 위하여 하나의 보 요소내에 일정한 수의 긴장재가 존재한다고 가정하였다. 또한 요소내의 각 긴장재는 직선이며 길이에 따라 일정한 단면과 긴장력을 갖는다고 가정하였다⁵⁾. 긴장력 도입후 각 긴장재의 변형률 증분은 긴장력 도입전 길이에 대한 현재와 전 해석시간에서의 긴장재 길이의 변화비로 계산하였다. 이러한 변형률 증분을 전단계의 변형률에 계속 누적함으로써 현재의 전체 긴장재 변형률을 계산하여 긴장재 응력-변형률 관계로부터 응력을 계산하고 이 응력에 전단계 해석까지의 응력이 완을 제합으로써 최종적인 긴장재의 응력을 계산하였다. 응력이 완의 계산은 Magura 등이 제안한 식을

기본으로 하여 계산하였다¹²⁾.

f_{10} 를 시간 t_0 에서 도입되는 초기 긴장력이라 하면 응력이완, $\Delta f_{r,i}$ 과 다른 원인에 의하여 f_{10} 는 $f_{s,i}$ 으로 감소한다. $f_{s,i}$ 과 다음 해석시간 t_1 을 이용하여 Magura의 제안식으로부터 가상의 초기 긴장력, f_{ii} 를 계산하고 마찬가지로 f_{i2} 를 계산하였다. 이와 같은 방법을 반복하여 시간 t_n 에서 전체 응력이완, f_m 을 중첩의 원리에 의해 $f_m = \sum_{k=1}^n \Delta f_{rk}$ 로 계산할 수 있으며 임의 요소에 작용하는 긴장력 P 는 요소의 두 절점에서의 등가력과 편심에 의한 모멘트로 변환하여 절점하중으로 계산하였다⁵⁾.

3. 해석과정

이 연구에서 적용한 비선형 구조해석 방법은 하중증분-반복해석법(combined method)을 사용하였는데 임의 하중단계의 시작에서 접선강성행렬을 조합하고 수렴규준을 만족할 때까지 해석을 반복하는 방법이다¹⁴⁾. 이때 각 하중단계에서의 수렴여부를 판단하기 위해 사용한 수렴규준은 모든 절점 중에서 불균형 하중의 최대 수직력과 최대 모멘트를 구하여 각각의 수렴규준과 비교하는 방법을 사용하였는데 이를 식으로 나타내면 식(9)과 같다.

$$|F_{unbal.}^{\max}| \leq Tol_F, |M_{unbal.}^{\max}| \leq Tol_m \quad (9)$$

여기서 $|F_{unbal.}^{\max}|$ 와 $|M_{unbal.}^{\max}|$ 는 최대 불균형 하중의 수직력과 모멘트의 절대값을 각각 표시하고 Tol_F , Tol_m 는 수직력과 모멘트의 수렴규준값을 각각 표시한다. 자세한 해석과정은 참고문헌 11에 나타내었다.

4. 검증예제

이 연구에서 제안된 해석모델을 검증하기 위하여 철근 콘크리트 캔틸레버 보의 연속화 예제를 해석하였다. 해석단면은 폭 20cm와 높이 60cm를 갖는 복철근 직사각형 단면으로 상부 철근면적과 하부 철근면적은 6cm^2 을 사용하였고, 해석에 사용된 재료상수는 표 1과 같다. 해석은 캔틸레버

보의 콘크리트 재령 7일에 연속화되며 최종시간은 365일로 가정하였고, 하중은 사하중으로 콘크리트 단위중량 2.5t/m^3 을 사용하여 계산하였다. 해석에 사용한 철근콘크리트 캔틸레버 보는 그림 2와 같고 해/석결과는 그림 3과 같이 시간에 따른 모멘트 변화로써 나타내었으며 콘크리트 모델은 ACI모델을 사용하였다⁷⁾.

이론적으로 콘크리트의 재령 초기에서 연속되어 재령이 무한대일 때 모멘트 값은 양단 고정인 보의 모멘트값으로 수렴해야 하므로 표 2에는 양단 고정보의 지점모멘트 및 PTI¹⁵⁾에서 제안된 식을 사용한 결과와 이 연구의 해석결과를 비교하였다. PTI식에는 건조수축은 포함되지 않으므로 비교를 위하여 이 해석에서도 건조수축효과는 고려하지 않았다.

해석결과의 비교에서 알 수 있듯이 이 연구의 결과가 PTI의 유도식을 사용한 결과와 잘 일치함을 알 수 있다. 양단 고정보의 경우와 차이가 나는 것은 콘크리트의 재령 7일에서 연속화되고 최종시

표 1 재료상수

항 목	국한크리프 계수	철 근 탄성계수	콘크리트 탄성계수	철 근 항복강도	콘크리트 압축강도
값	2.5	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	$2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	2000	280

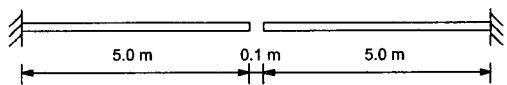


그림 2 철근콘크리트 캔틸레버 보

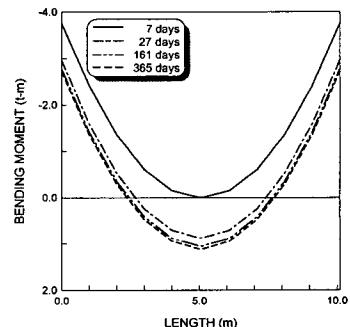


그림 3 캔틸레버 보의 연속화에 의한 시간에 따른 모멘트 변화

표 2 해석결과의 비교

항 목	양단고정	PTI	이해석
식	$M = -\frac{q l^2}{12}$ (10)	$M = -\frac{q l_1^2}{2} + \left(-\frac{q l^2}{12} + \frac{q l_1^2}{2}\right)(1 - e^{-4})$ (11)	-
결과	-2.55t-m	-2.72t-m	-2.71t-m

비 고 : q =등분포 사하중, 0.3t/m l =전체지간, 10.1m l_1 =캔틸레버 보의 지간, 5m
 $\phi=365$ 일에서 크리프 계수, 1.93

간 무한대가 아닌 365일이기 때문이다. 그 밖의 실 험값과의 비교연구는 참고문헌 11에서 볼 수 있다.

5. 2경간 연속 PSC-Beam 교량의 거동

5. 1 해석교량의 모델링

이 연구에서 해석한 PSC-Beam 교량은 2경간이며 교축방향으로 단면이 변하는 경우로 전체 교량형상은 그림 4에, 단면의 치수와 해당구간은 그림 5, 6과 표 3에 각각 나타내었다.

일반적으로 PSC-Beam은 횡 방향으로 2.5m의 간격을 두고 배치되므로 해석을 위해 사용된 바닥판 슬래브의 크기는 폭 2.5m, 두께 25cm로 각각 가정하였다. 또한 교량의 긴장재 위치와 긴장력을 표 4에 나타내었는데 긴장재 위치는 PSC-Beam 표준도를 참고하여 중심선을 기준으로 주형의 시작과 중간, 끝에서 단면의 긴장재 중심의 좌표를 잇는 포물선 분포를 사용하였다.

해석에 사용된 재료성질은 현재 적용되고 있는

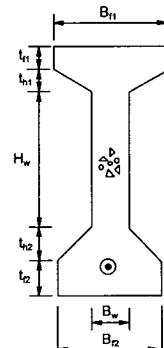


그림 6 해석단면

표 3 단면치수

(cm)

단면	web		flange					
			upper		lower			
	H_w	B_w	b_f1	t_f1	t_h1	B_f2	t_f2	t_h2
①	158.2	60.0	64.0	16.0	0.8	0.0	0.0	0.0
②	156.5	60.0	64.0	16.0	2.5	0.0	0.0	0.0
③	109.9	20.0	64.0	16.0	9.1	60.0	20.0	20.
④	120.0	40.0	64.0	16.0	9.0	60.0	20.0	10.0
⑤	120.0	40.0	64.0	16.0	9.0	60.0	20.0	10.0

표 4 3긴장재의 배치와 긴장력

긴장력 (ton)	긴장재 위치 (cm)		
	시작점	중간점	끝점
432.7	3.5	-89.5	3.5

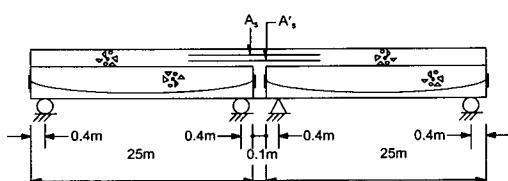


그림 4 2경간 PSC-Beam 교량

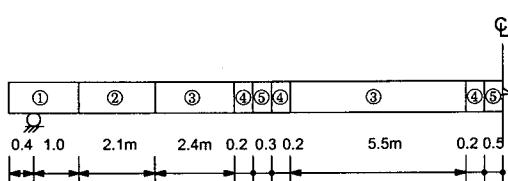


그림 5 해석교량의 단면변화

PSC-Beam 교량을 기준으로 바닥판 콘크리트의 압축강도는 280kg/cm^2 , 주형 콘크리트의 압축강도는 400kg/cm^2 를 각각 사용하였으며, 강재의 경우 철근은 4000kg/cm^2 , 긴장재용 강재는 18400kg/cm^2 를 사용하였다. 또한 콘크리트의 극한 크리프 계수와 극한 건조수축 변형률은 각 영향을 고려하지 않는 경우 4.0과 400×10^6 을 각각 사용하였고

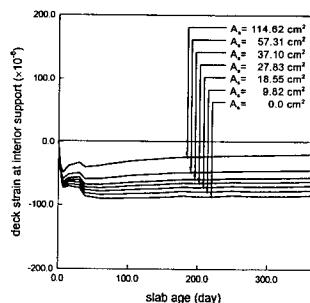
철근량은 일반적인 설계과정으로 구한 57.31cm^2 을 사용하였다. 또한 연결부는 바닥판과 함께 타설되는 것으로 가정하였다.

5. 2 바닥판 철근량의 효과

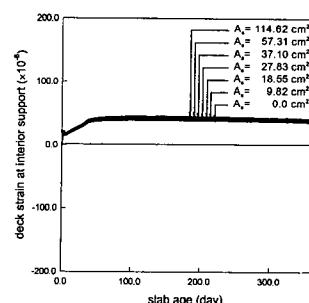
바닥판 철근량의 영향을 알아 보기 위하여 철근 단면적은 우선 상, 하 철근량이 같은 경우에 대하여 해석하였다 ($A_s' = A_s$). 해석에 사용한 철근 단면적, A_s 는 무근의 경우인 $A_s = 0.0\text{cm}^2$, 최소 철근비 $14/\sigma_y$ 를 갖는 경우로 $A_s = 37.1\text{cm}^2$ 일 때, 일반적으로 실무에서 사용하고 있는 단면해석에 의한 경우로 $A_s = 57.31\text{cm}^2$ 일 때, 과다 철근량을 갖는 경우로 3번째 철근량의 2배인 $A_s = 114.62\text{cm}^2$ 일 때를 기준으로 각각 해석하였다. 추가적으로 실제 교량에 적용은 되지 않으나 철근량의 효과를 알아 보기 위하여 무근과 최소 철근량 사이의 값으로 최소 철근량, 37.1cm^2 의 25%, 50%, 75%에 해당되는 $9.28, 18.55, 27.83\text{cm}^2$ 에 대하여도 해석

하였다. 해석은 바닥판 콘크리트의 극한 전조수축 변형률이 200×10^{-6} 과 800×10^{-6} 일 때, 진장 후 바닥판이 타설될 때까지의 시간간격 (dt)이 1일과 1000일에 대하여 각각 수행되었으며 해석 결과는 그림 7에 나타내었다.

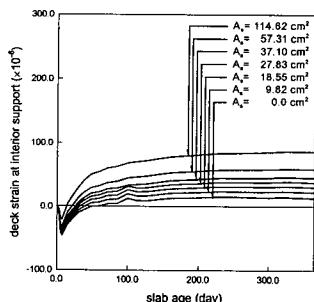
해석결과를 살펴보면 $dt=1$ 일인 경우 주형과 바닥판의 재령차이가 작기 때문에 전체 교량의 시간의존적 거동을 주로 구속하는 것은 바닥판의 철근량이 되므로 그 영향이 나타나나 $dt=1000$ 일로 커지면 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료되므로 철근의 구속보다는 주형의 구속이 더 크게 되어 철근의 효과는 작게 된다. $dt=1$ 일이고 바닥판 극한 전조수축 변형률이 200×10^{-6} 인 경우 주형의 극한 전조수축 변형률이 400×10^{-6} 이므로 주형 전조수축량이 더 크게 된다. 따라서 내측지점의 단면 회전변위는 부(-)의 값을 갖게 되고 이를 구속하는 연결재의 효과에 의하여 정(+)의 모멘트가 발생하게 되어 지점에서는 압축 변형률이 발생하게 된다. 반면에 바닥판 극한 전조수축 변형률이 800×10^{-6} 인



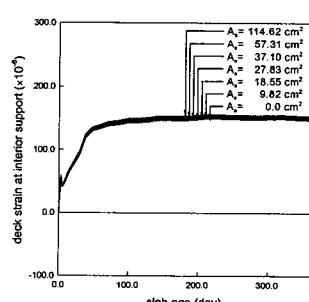
(a) $\epsilon_{sh,\infty} = 200 \times 10^{-6}$, $dt = 1\text{day}$



(b) $\epsilon_{sh,\infty} = 200 \times 10^{-6}$, $dt = 1000\text{days}$



(c) $\epsilon_{sh,\infty} = 800 \times 10^{-6}$, $dt = 1\text{day}$



(d) $\epsilon_{sh,\infty} = 800 \times 10^{-6}$, $dt = 1000\text{days}$

그림 7 바닥판 철근량에 따른 변형률의 변화

경우는 반대의 현상이 발생하며, $dt=1000$ 일의 경우는 바닥판 극한 전조수축 변형률과 무관하게 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료되었으므로 바닥판의 전조수축량이 상대적으로 크게 되어 인장 변형률이 발생하게 된다.

앞의 해석은 현재 우리나라에서 설계를 할 때 사용하는 콘크리트 바닥판의 상, 하부 철근량이 같은 경우에 대하여 수행되었다. 그러나 하중에 대한 저항은 상부 철근이 더 크므로 외국 설계의 경우 하부 철근을 상부 철근보다 감소시키고 있다. 이러한 상, 하부 철근량의 해석 교량에 대한 영향을 알아보기 위하여 상부 철근량 $A_s = 57.31 \text{ cm}^2$ 인 경우에 대해 상부 철근에 대한 하부 철근의 비가 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1일 때에 대하여 해석한 결과를 그림 8에 나타내었다. 해석결과에 의하면 전체적인 거동 경향은 그림 7과 유사하나 그 효과는 더 작음을 알 수 있다. 따라서 하부 철근량은 변형률에 크게 영향을 나타내지 않으므로 지점부의 종방향 철근을 배근할 때 현재 이론적 근거보

다는 관행을 토대로 상부와 동일한 양의 철근을 하부에 배근하는 것보다는 미국의 AASHTO 규정에서 언급하고 있는 것과 같이 하부 철근량을 상부 철근량의 2/3로 줄이거나 그 이하인 1/2로 줄이는 것이 바람직하겠다¹⁶⁾.

5.3 주형 콘크리트의 전조수축 효과

다음은 주형 콘크리트의 전조수축 효과가 전체 교량의 거동에 어떤 영향을 나타내는지 알아 보았다. 이를 위하여 지금까지의 해석에서는 주형의 극한 전조수축 변형률의 값을 400×10^{-6} 로 일정하게 가정하였으나 주형의 극한 전조수축 변형률을 200×10^{-6} , 400×10^{-6} , 600×10^{-6} , 800×10^{-6} 의 값을 각각 변화시킴으로써 주형 콘크리트의 전조수축 영향을 고려하였다.

$dt=1$ 인 경우 주형의 시간의존적 거동은 무시할 수 없게 되므로 바닥판 극한 전조수축률, $\epsilon_{sh,\infty}$ 가 200×10^{-6} 인 경우 주형의 극한 전조수축 변형률은 바닥판의 경우보다 크거나 같다. 따라서

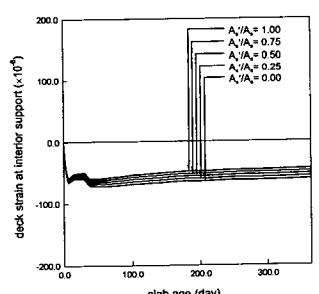
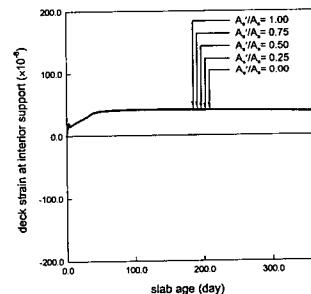
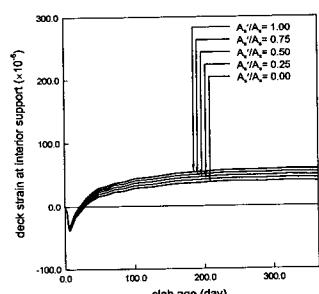
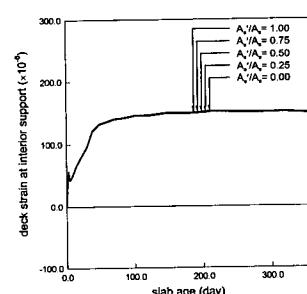
(a) $\epsilon_{sh,\infty} = 200 \times 10^{-6}$, $dt = 1\text{day}$ (b) $\epsilon_{sh,\infty} = 200 \times 10^{-6}$, $dt = 1000\text{days}$ (c) $\epsilon_{sh,\infty} = 800 \times 10^{-6}$, $dt = 1\text{day}$ (d) $\epsilon_{sh,\infty} = 800 \times 10^{-6}$, $dt = 1000\text{days}$

그림 8 상, 하부 철근량에 따른 변형률의 변화

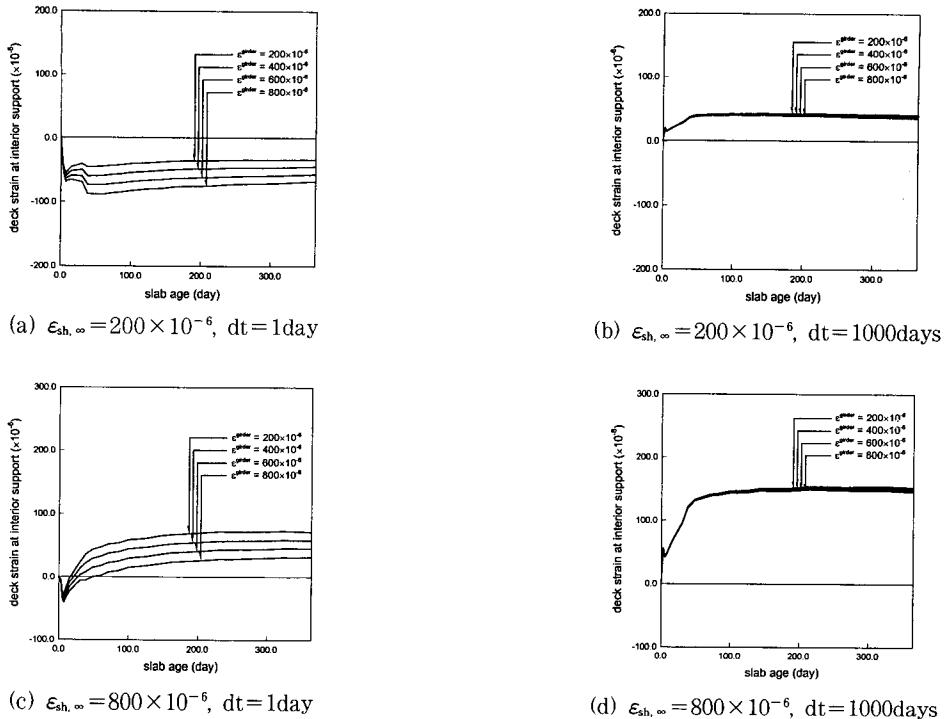


그림 9 주형의 건조수축 효과에 따른 변형률의 변화

지점부에서는 부의 회전변위가 발생하게 되고 연결재의 구속에 의하여 정의 모멘트가 유발되므로 결국 지점부의 역학적 변형률은 압축이 된다. 이러한 효과는 주형의 극한 건조수축 변형률의 크기가 클수록 커짐을 알 수 있으며 $\epsilon_{sh,\infty}$ 가 800×10^{-6} 인 경우는 이와 반대인 현상이 일어나게 된다. $dt=1000\text{일}$ 의 경우 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료되므로 주형의 극한 건조수축 변형률에 따른 효과는 거의 나타나지 않는다.

5. 4 크리프의 영향

지금까지의 해석은 바닥판과 주형 콘크리트의 극한 크리프 계수를 동일하게 4.0으로 가정하여 사용하였으나 전체 교량의 장기거동에 미치는 크리프의 영향을 알아 보기 위하여 극한 크리프 계수를 바닥판과 주형에 모두 2.0과 3.0으로 가정하여 각각 해석하였다. 해석결과는 그림 10에 나타내었다.

전체적인 거동은 앞의 효과와 일치하나 크리프의 크기에 따른 효과는 다른 효과와 다른 특징을

나타내고 있다. 이는 크리프의 경우 건조수축에 의해 발생하는 2차 응력을 이완시키는 효과가 있기 때문이다¹⁷⁾. 즉 건조수축에 의해 발생하는 압축변형이 구속됨으로써 유발되는 인장응력은 인장의 크리프 변형을 일으키고 따라서 압축의 건조수축과 인장의 크리프 변형은 서로 상쇄되므로 역학적 변형률은 감소하게 된다. 따라서 초기 압축(-)변형률을 갖는 경우 크리프 계수가 증가함에 따라 곡선은 더 위에 위치하게 되고 이와 반대로 초기 인장(+)변형률을 갖는 경우 곡선은 더 아래에 위치하게 된다.

5. 5 긴장력 도입시간 효과

초기재령을 갖는 주형에 긴장을 가하는 경우 주형 콘크리트의 탄성계수가 작아 순간탄성 변형이 더 크게 되며 크리프 변형은 순간탄성 변형에 비례하므로 전체 교량의 시간의존적 거동 또한 다르게 나타난다¹⁷⁾. 그러므로 주형에 긴장력을 도입할 때의 주형 콘크리트의 재령을 변화시킴으로써 그

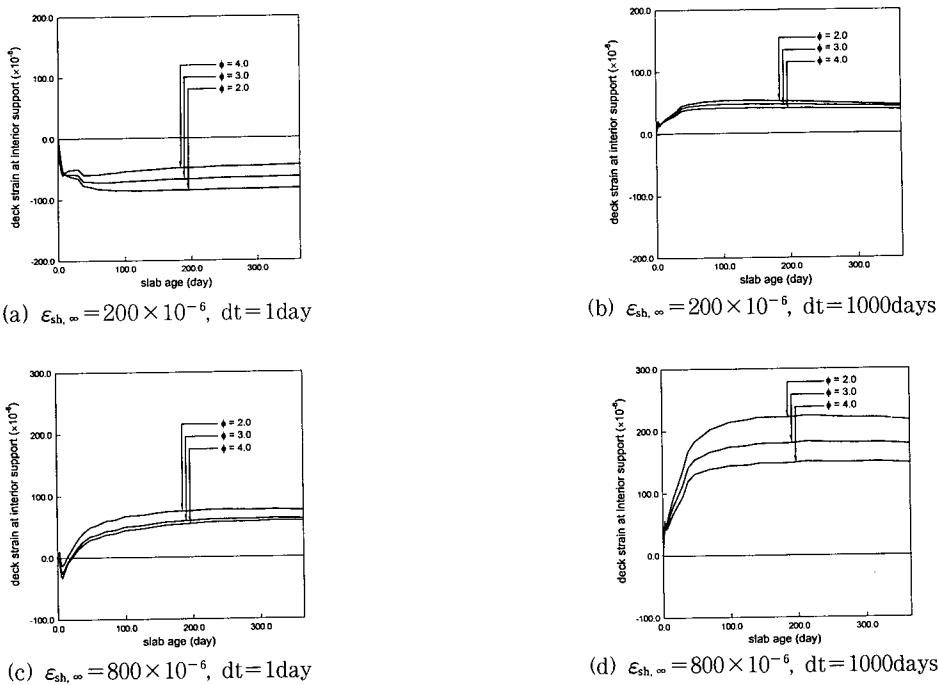


그림 10 크리프의 영향에 따른 변형률의 영향

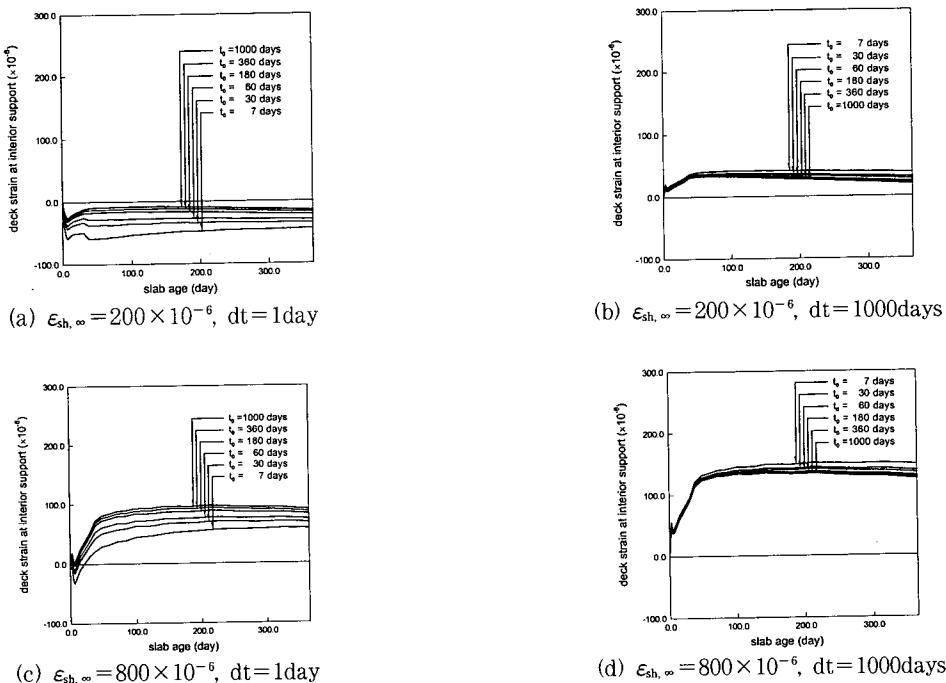


그림 11 긴장력 도입시간에 따른 변형률의 변화

효과를 알아 보았다. 이를 위하여 지금까지의 해석에서는 긴장력이 도입될 때의 주형 콘크리트의 재령을 7일로 가정하였으나, 주형 콘크리트 재령을 30일, 60일, 180일, 360일, 1000일의 각각에 대하여 해석함으로써 그 효과를 알아 보았다.

해석결과를 살펴보면 바닥판과 주형의 재령차이가 작은 경우는 바닥판과 주형의 건조수축에 따라 전체 거동이 결정되며 긴장력을 도입할 때 시간이 증가함에 따라 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료된 상태이므로 바닥판의 건조수축을 더 크게 구속하게 되어 인장변형률을 더 크게 증가시킬 수 있다. 주형은 dt 가 큰 경우도 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료된 상태이므로 바닥판의 건조수축을 구속하게 되어 전체적으로 인장변형률을 나타내며 긴장력 도입시간의 효과는 거의 나타나지 않는다. 그러나 그 효과는 작지만 t_0 가 감소할수록 인장변형률이 증가하는데 이는 주형의 재령이 작은 경우 긴장력이 도입됨에 따라 같은 긴장력에 의한 주형의 탄성변형이 크게 되고 따라서 탄성변형에 비례하는 주형의 크리프 변형 또한 더 크게 되어 바닥판에 인장변형률을 증가시키게 된다.

6. 균열제어

6.1 최대변형률도

이상에서 살펴본 바와 같이 2경간 연속 PSC-Beam 교량의 변형률에 크게 영향을 나타내는 효과로는 바닥판 콘크리트의 건조수축($\epsilon_{sh,\infty}$), 바닥판과 주형의 재령차(dt), 긴장력 도입시간(t_0)을 들 수 있다. 따라서 그림 12에는 각 긴장력 도입시간에 대하여 바닥판 콘크리트의 최대 건조수축 변형률에 대한 교량의 지점부 최대 변형률을 바닥판과 주형의 재령차에 대하여 나타내었다. 그림에서 점선으로 표시한 직선들 중 ϵ_{cr} 은 콘크리트에 균열이 발생할 때의 변형률로써 콘크리트의 인장강도를 $\sigma_t = 2.0(\sigma_{28})^{1/2}$, 콘크리트의 탄성계수, $E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 으로 각각 가정하여 계산한 값 $\epsilon_{cr} = 127.51 \times 10^{-6}$ 을 나타낸다. 또한 지점부에서 발생하는 활하중 모멘트는 $134.9t\cdot m$ 로 이에 대응하는 역학적 변형률은 69.02×10^{-6}

의 값을 가지며 바닥판 타설완료후 8cm의 Asphalt포장에 의하여 $26.85t\cdot m$ 의 모멘트 증가가 유발되므로 약 10×10^{-6} 의 추가적인 변형률 증가가 유발된다. 따라서 이와 같은 모든 효과를 고려하면 사하중만이 작용하는 시공단계에서는 48.49×10^{-6} 의 변형률값이 균열제어를 위한 한계변형률 값으로 설정되며 이를 ϵ_{cr}^D 로 표시하였다.

6.2 건조수축의 조절

그림에서 나타난 바와 같이 최대 역학적 변형률은 t_0 및 dt 와 바닥판 콘크리트의 극한 건조수축 변형률에 따라 균열 발생 변형률($\epsilon_{cr}, \epsilon_{cr}^D$)이하의 값으로 조절할 수 있다. t_0 와 dt 의 경우 전체 공기 및 시공조건을 감안하여 비교적 쉽게 조절할 수 있으나 바닥판 콘크리트의 극한 건조수축률은 콘크리트의 배합성분과 대기조건에 영향을 받으므로 쉽게 조절할 수 없다. 따라서 이 연구에서는 콘크리트의 건조수축 모델식을 이용하여 콘크리트의 건조수축 변형률을 조절하는 방안을 제안하였으며 이를 위하여 이 연구에서 사용한 ACI모델을 적용하였다.

ACI모델에서 습윤양생 콘크리트의 극한 건조수축 변형률은 다음 식과 같이 정의된다⁷⁾.

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh,\infty} &= 730 \times 10^{-6} \cdot k_H \cdot k_r \cdot k_S \cdot k_C \\ &\quad \cdot k_F \cdot k_A \cdot k_{thk} \end{aligned} \quad (14)$$

여기서 k_H 는 습도, k_r 는 온도, k_S 는 슬럼프, k_C 는 단위시멘트량, k_F 는 잔골재율, k_A 는 공기량, k_{thk} 는 부재 두께의 영향을 각각 나타내는 계수이다. 이 연구에서 사용한 바닥판 치수와 현장에서 일반적으로 사용되는 콘크리트의 배합을 사용하여 현장에서 조절가능한 계수인 k_s 와 k_H 를 제외한 계수들을 표 5에 계산하였다. 이때 사용한 값으로 바닥판 치수는 $2.5 \times 0.25 \text{ m}$ 이고 콘크리트의 잔골재율과 단위 시멘트량은 40%와 400 kg/cm^3 을 각각 사용하였다.

표 5의 계수를 식(14)에 적용하면 이 연구의 극한 건조수축 변형률은 식(15)와 같다.

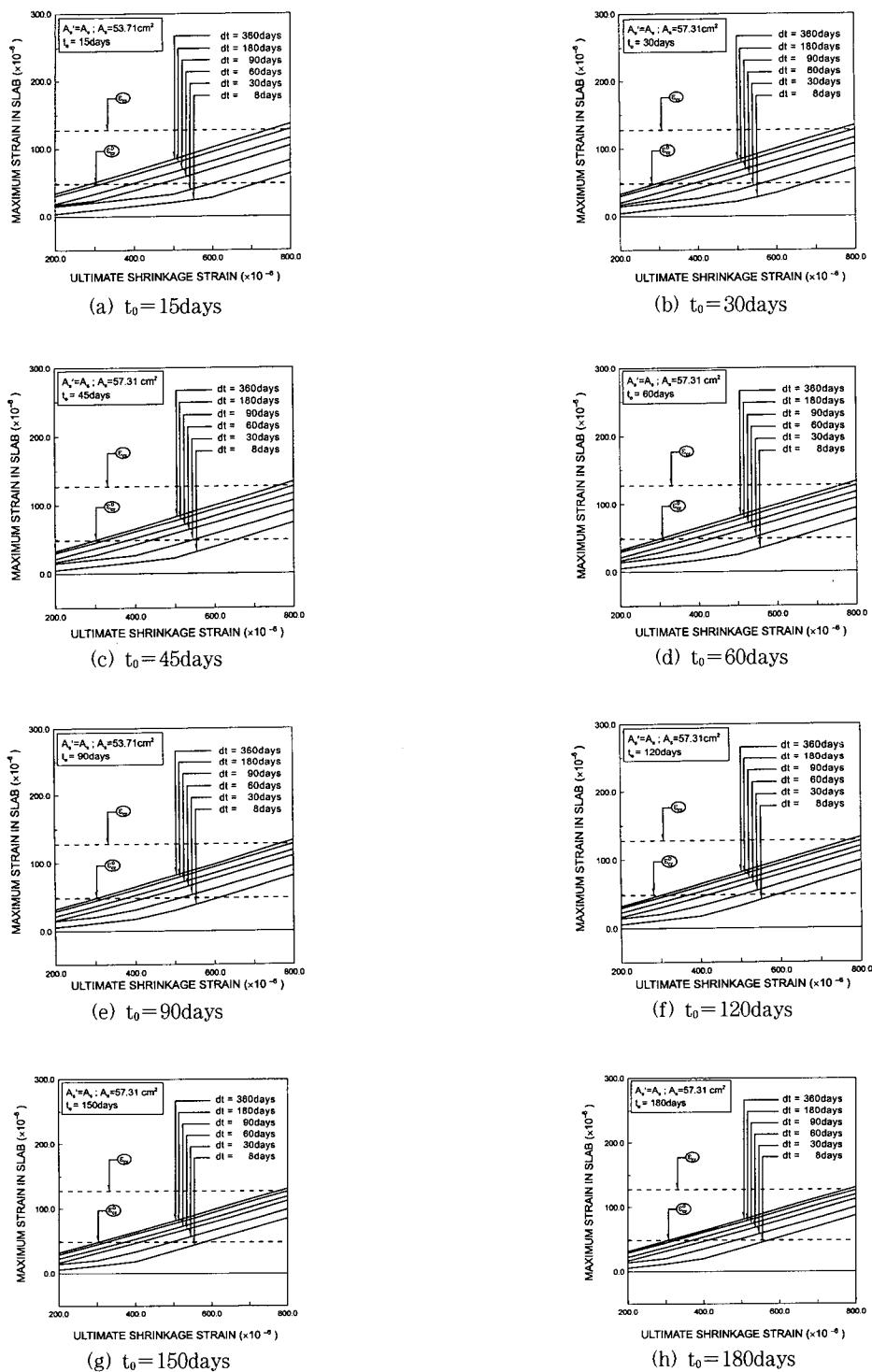


그림 12 긴장력 도입시기에 따른 최대 역학적 변형률의 변화

표 5 ACI모델의 계수 값

k_T	k_F	k_A	k_c	k_{thk}
1.0	0.86	0.99	0.994	0.84

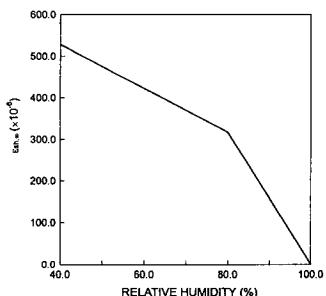
$$\varepsilon_{sh, \infty} = 528.21 \times 10^{-6} \cdot k_H \cdot k_S \quad (15)$$

계수 k_H 와 k_S 의 영향을 알아 보기 위하여 한 계수만을 변수로 하고 다른 계수는 1로 가정하여 계산한 결과를 그림 13에 나타내었다.

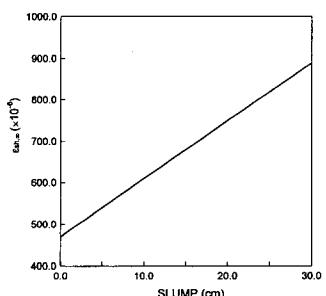
상대습도와 슬럼프값에 따른 극한 건조수축 변형률의 변화를 표 6에 나타내었다.

6.3 적용예

그림 12와 표 6을 이용하면 현장에서 관리해야 하는 슬럼프와 상대습도를 구할 수 있다. 적용예로써 주형의 재령 30일에서 긴장력이 도입되었다면 그림 12(b)를 사용할 수 있다. 이때 긴장력 도입후 30일이후에 바닥판이 타설된다면



(a) 상대습도의 영향



(b) 슬럼프의 영향

그림 13 상대습도와 슬럼프에 따른 극한 건조수축 변형률의 영향

표 6 극한 건조수축 변형률(10^{-6})

슬럼프 (cm) 습도(%)	8	9	10	11	12	13	14	15
40	581.7	595.6	609.6	623.5	637.4	651.4	665.3	679.3
50	523.5	536.1	548.6	561.2	573.7	586.3	598.8	611.4
60	465.3	478.5	487.6	498.8	510.0	521.1	532.3	543.4
70	407.2	416.9	426.7	436.5	446.2	456.0	465.7	475.5
80	349.0	357.4	365.7	374.1	382.5	390.8	399.2	407.6
90	174.5	178.7	182.9	187.1	191.2	195.4	199.6	203.8
99	17.5	17.9	18.3	18.7	19.1	19.5	20.0	20.4

활하중을 고려한 균열 변형률, ε_{sh}^p 와 $dt=30$ 곡선이 만나는 점의 바닥판 극한 건조수축 변형률은 561.11×10^{-6} 의 값이 된다. 이 값보다 작은 값을 표 6에서 찾고 이에 해당하는 슬럼프값과 상대습도를 읽으면 현장에서 관리해야하는 슬럼프값과 상대습도가 되는 것이다. 즉 이 경우 슬럼프값이 11이하에서는 상대습도를 50% 이상 유지해야 하며 슬럼프값이 12이상에서는 상대습도를 60% 이상 유지해야 한다.

이와는 반대로 현장조건의 슬럼프값이 12이고 습도가 70%라면 표 6으로부터 최대 건조수축변형률은 446.21×10^{-6} 이므로 이에 해당되는 곡선의 dt 값을 그림 12(b)에서 구하면 약 $dt=60$ 이내가 된다. 따라서 주형의 재령이 30일에서 긴장력이 도입되는 경우 긴장후 약 60일이내에 바닥판이 타설되어야 한다.

7. 결 론

지금까지 2경간 연속 PSC-Beam 교량이 지점부 변형률에 영향을 주는 요소가 고려되어 해석됨으로써 각각의 효과를 알아 보았다. 이를 요소중 교량의 거동에 가장 크게 영향을 주는 것으로는 주형과 바닥판의 재령차이, 바닥판의 건조수축, 긴장력 도입시간이었다. 주형과 바닥판의 재령차이가 작은 경우에는 주형과 바닥판 콘크리트 각각의 시간의존적 영향이 크게 나타났다. 반면에 재령차이가 큰 경우에는 주형의 시간의존적 거동이 거의 완료된 상태이므로 바닥판의 시간의존적 거동을 구속하는

영향이 크게 나타났고, 각 콘크리트의 시간의존적 특성의 영향은 거의 나타나지 않았다. 또한 철근량의 효과는 바닥판과 주형의 재령차이가 작은 경우 지배적으로 발생하나 이 차이가 크게 되면 주형의 구속효과가 더 크게 발생하게 된다.

위와 같은 해석결과들로부터 주형의 긴장력 도입시간에 따라 바닥판과 주형의 재령차에 따른 최대 역학적 변형률을 바닥판의 극한 전조수축 변형률에 대하여 나타낸 그림과 콘크리트 모델식을 기본으로 현장에서 관리 가능한 상대습도와 슬럼프값에 대한 콘크리트의 최대 전조수축 변형률에 대한 표가 제시되었다. 끝으로 이들을 이용하여 2경간 연속 PSC-Beam교량의 지점부에서 발생할 수 있는 균열제어를 위한 방법이 제안되었다.

이로부터 이 논문에서 제안된 그림과 표를 이용하여 2경간 연속 PSC-Beam교량의 지점부에 발생할 수 있는 균열에 가장 크게 영향을 주는 긴장력 도입시간, 긴장력 도입후 바닥판 타설시간, 콘크리트의 슬럼프, 상대습도 등을 효과적으로 정할 수 있다고 판단된다.

감사의 말

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

참 고 문 헌

- 황학주, 교량공학, 동명사, 1995
- Xanthakos, P. P., *Theory and Design of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1994
- Raina, V. K., *Concrete Bridges*, McGraw-Hill, 1996
- ASCE, *State-of-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, New York, 1982
- Kang, Y. J., Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frame, *Report No. UC-SEEM 77-1*, UNIV. of California, Berkeley, 1977
- Kabir, A. F., Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Panels, Slabs and Shells for Time Dependent Effects, *Report No. UC-SEEM 76-6*, UNIV. of California, Berkeley, 1976
- Neville, A. M., Dilger, W. H. and Brooks, J. J., *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press, 1983
- Hognestad, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Member, *Bulletin No. 399, Engineering Experiment Station*, UNIV. of Illinois, Urbana, Vol. 49, No. 22, 1951
- 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
- Welch, G. B. and Haisman, B. Fracture Toughness measurements of concrete, *Report No. R42*, University of South Wales, Sydney, 1969
- 곽효경, 서영재, 박영하, "프리캐스트 주형을 갖는 합성형 교량의 연속화에 따른 거동 해석", 한국전산구조공학회 논문집, Vol. 10, No. 4, 1998, pp.327-339
- Magura, D. D., Sozen, M. A., and Siess, C. P., A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement, *PCI Journal*, Vol. 2, No. 9, April, 1964
- Hernandez, H. D., and Gamble, W. L., Time-Dependent Pre-stress Losses in Prestressed Concrete Construction, *Structural Research Series No. 417, Civil Engineering Studies*, Univ. of Illinois, Urbana, May, 1975
- 최창근, 유한요소해석, 집문당, 1992
- PTI, *Post-Tensioned Box Girder Bridge Manual*, Post-Tensioning Institute, 1978
- AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 1996
- Gilbert, R. I., *Time Effect in Concrete Structure*, Elsevier, Amsterdam, 1988

(접수일자 : 1999. 3. 8)