



FCM 공법으로 시공되는 콘크리트 교량의 교각 모멘트 제어

양인환^{1)*}

¹⁾대림산업(주) 기술연구소

Moment Control of Pier in Concrete Bridges Constructed by Free Cantilever Method

In-Hwan Yang^{1)*}

¹⁾Technical Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd., Seoul 110-732, Korea

ABSTRACT The structural behavior of concrete girder in bridges constructed by free cantilever method is time-dependent due to creep and shrinkage of concrete. The constraint effects of longitudinal movement of concrete girders can introduce unfavourable moment into piers. This study is aimed at proposing a method to reduce the moment of piers in bridge constructed by free cantilever method. The method are systematically composed of time-dependent structural analysis of bridges and loading of control force during construction of bridge. Numerical analyses are carried out depending on the parameters such as amount of control force and flexibility of pier. Time-dependent structural behavior shows that moment of pier increases according as pier height decreases. Also, moment of pier decreases when control method are applied. Numerical result of the study represents that time-dependent moment of piers can be controlled effectively by employing the proposed method.

Keywords concrete bridges, free cantilever method, pier, creep, shrinkage

1. 서 론

FCM(free cantilever method) 공법으로 시공되는 콘크리트 교량은 상대적으로 경간장이 긴 장점이 있으나, 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 프리스트레싱 긴장재의 릴랙세이션 등은 시간에 따른 프리스트레스의 장기 손실을 초래하여 FCM 교량의 장기 처짐 및 단면력 변화를 유발하는 주요한 요인이 되고 있다. FCM 교량의 이러한 특성이 정확히 고려되어야 교량 시공시 정밀한 시공관리가 가능하며, 교량 공용시에도 효율적인 유지관리가 가능하다. 기존의 FCM 교량의 시간 의존적 거동에 관한 연구는 시간 의존적 거동 모델링에 관한 연구^{1,2)}와 상부구조의 시간 의존적 거동 특성에 관한 연구가 주로 수행되었다³⁻⁹⁾. Cruz 등⁴⁾은 프리스트레스트 콘크리트 교량의 시간에 따른 비선형 해석을 수행하였으며, Bishara 등⁵⁾은 FCM 공법으로 시공되는 교량의 시공단계에서의 상부구조 거동 연구를 수행하였다. 또한, 박효경 등¹⁰⁾은 FCM 공법 교량의 시간 의존적 거동을 고려하여 교량의 경간비를 결정하는 기법을 제안한 바 있다.

FCM 교량은 상부구조와 하부구조가 일체화된 라멘 구조형식이 주로 적용되고 있으며, 상부구조와 하부구조가 강결된 라멘 구조형식의 FCM 교량은 시공 특성상 경간 중앙에서의 연결 세그먼트(key segment)를 타설한 후 연결 텐션을 긴장한다. 연결텐션 긴장에 의한 캔틸레버 구조체의 연결은 콘크리트의 크리프 및 건조수축 등의 변형으로 인해 시간에 따른 상부구조의 처짐 및 모멘트 변화를 유발한다. 또한, 라멘 구조는 상부구조와 하부구조가 일체화되어 있으므로 상부구조의 모멘트가 하부구조로 분배되며, 교각 하단에서 시간에 따른 모멘트가 추가로 발생하여 구조적으로 불리한 영향을 미칠 수 있다⁸⁾. 따라서, FCM 공법에 의해 시공되는 콘크리트 교량의 시간에 따른 하부구조의 과도한 단면력을 효율적으로 제어하기 위한 기법이 필요한 실정이다.

본 연구에서는 FCM 교량을 설계할 때, 하부구조의 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 모멘트를 감소시킬 수 있는 기법을 제안하였다. 제안 기법은 교량의 시간 의존적 해석을 통한 장기거동 예측을 통하여 교량의 시공중 사전 보정(pre-compensation)을 수행하는 알고리즘으로 구성된다. 먼저, 프리스트레스트 콘크리트 교량의 시간 의존적 거동은 콘크리트의 시간 의존적 특성 및 프리스트레싱 해석을 고려한 유한요소 정식화를 통해 이루

*Corresponding author E-mail : ypower@dic.co.kr
Received December 7, 2005, Accepted October 23, 2006
©2006 by Korea Concrete Institute

어진다. 시간 의존적 거동 해석과 더불어 사전 보정 개념에 의한 교각의 모멘트 제어 조치가 일괄적으로 수행되어진다. 또한, 제안 기법을 적용한 수치해석을 통하여 제안 기법의 효율성을 분석하였다.

2. 콘크리트의 시간에 따른 특성 모델링

콘크리트의 총변형률을 여러 요인들에 기인하는 개별 변형률들의 합으로 간주하며, 시간 t 에서 콘크리트의 총 변형률 $\varepsilon(t)$ 는 식 (1)과 같다.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{sh}(t) \quad (1)$$

여기서, $\varepsilon_{el}(t)$ 는 탄성변형률, $\varepsilon_{cr}(t)$ 는 크리프 변형률이고 $\varepsilon_{sh}(t)$ 는 건조수축 변형률이다. 건조수축 변형률은 하중 재하의 변화에 관계없이 발생하는 변형률로 가정하며, 시간 t 에서의 건조수축 변형률 $\varepsilon_{sh}(t)$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{s0}f(t, t_s) \quad (2)$$

여기서, ε_{s0} 는 최종 건조수축 변형률이며, $f(t, t_s)$ 는 시간에 따른 건조수축 변형률을 나타내는 함수이며, t_s 는 콘크리트가 외기에 노출되었을 때의 재령이다.

크리프 변형률은 콘크리트에 작용하는 응력에 대해 다음과 같이 적분식으로 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{cr} = \int_0^t J(\tau, t - \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (3)$$

여기서, $J(\tau, t - \tau)$ 는 크리프 컴플라이언스(compliance) 함수이며, $\sigma(\tau)$ 는 재령 τ 일에서 콘크리트에 작용하는 응력이다. 식 (3)의 적분식을 사용하여 현재의 변형률을 계산하기 위해서는 전 단계의 모든 응력이력이 저장되어야 하기 때문에 수치적 어려움이 따른다. 이러한 수치적 어려움을 해결하기 위하여 본 연구에서는 Dirichlet급수를 이용하여 크리프 함수를 다음과 같이 나타내었다.

$$J(t, t - \tau) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) [1 - e^{-(y_i(t) - y_i(\tau))}] \quad (4)$$

위에서 $a_i(\tau)$ 는 재료변수로서 하중재하시점 τ 에 관계되는 크리프 컴플라이언스 계수이다. $y_i(t) = t / \Gamma_i$ 로 정의되며, Γ_i 는 지연시간(retardation time)으로 시간의 경과에 따른 크리프 함수의 형상과 관계된다. 식 (4)의 크리프 함수를 이용하면 식 (3)의 적분식은 다음과 같다.

$$\varepsilon_{cr}(t) = \int_0^t \sum_{i=1}^m a_i(\tau) [1 - e^{-(y_i(t) - y_i(\tau))}] \frac{d\sigma(\tau)}{dy_i(\tau)} \frac{dy_i(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (5)$$

크리프 변형률은 식 (5)를 수치적분하여 구하며 이를 위하여 시간영역을 필요한 N개로 분할하고 각 시간구간 내에서는 응력 및 재료변수 $a_i(t)$ 에 대하여 적절한 가정을 하게 된다. Ketchum²⁾은 각 시간구간내에서 응력과 재료변수가 일정한 경우, 재료변수는 일정한 반면 응력은

선형적으로 변하는 경우 및 응력과 재료변수가 모두 선형적으로 변하는 경우 등 세가지로 가정하였다. 이와 같은 가정을 근거로 하여 임의의 시간단계 t_{n-1} 에서 t_n 사이의 구간에서 발생하는 크리프 변형률의 증분을 시간단계 t_{n-1} 과 t_n 에서의 응력이력만을 가지고 구할 수 있는 순환식을 유도할 수 있다. 본 연구에서는 Ketchum²⁾이 제안한 순환식을 이용하여 크리프 변형률 증분을 구한다.

3. 프리스트레싱 모델링

PS 강선은 콘크리트 뼈대요소의 양절점에 강체에 의해 연결된 직선 트러스 요소로 가정하며, 실제의 곡선형태로 배치된 PS 강선을 각 뼈대요소에 걸쳐있는 직선세그먼트로 이상화한다.

PS 강선의 강성은 뼈대요소에서와 같이 요소의 중간점에서의 값을 평균치로 가정하여 증적분을 이용해서 구하며, 최종적인 프리스트레스트 콘크리트 뼈대요소의 강성 매트릭스는 콘크리트층 및 보강철근의 강성에 PS 강선의 강성을 더하여 구한다.

PS 강선의 이완(relaxation)은 Magura 등¹¹⁾이 제안한 응력 이완식을 이용하여 계산하였다.

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1 - \frac{\log t}{c} \left(\frac{f_{si}}{f_{sy}} - 0.55 \right), \frac{f_{si}}{f_{sy}} \geq 0.55 \quad (6)$$

여기서, f_s 는 긴장후 시간 t 에서의 응력, f_{si} 는 긴장 직후의 초기 응력, f_{sy} 는 항복응력, c 는 보통 강연선일 때 10이고 저이완 강연선일 때 45이다. 식 (6)은 변형률은 일정하고 초기 긴장력만이 가해진 경우에 대한 식이다. 그러나, 실제의 경우에는 시간이 지남에 따라 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 외력 때문에 응력에 변화가 생기므로 식 (6)을 직접 적용할 수 없다. Hernandez와 Gamble¹²⁾은 시간에 따른 추가응력 변화를 받는 PS 강선의 응력 이완을 계산하기 위해서 텐던의 모든 비이완(non-relaxation) 효과가 Fig. 1과 같이 시간단계의 끝에서 발생한다고 가정하였다. 시간 t_0 에서 작용한 초기 텐던의 긴장력 $f_{si,0}$ 는 시간 간격 δt_1 동안에 δf_{r1} 만큼 이완되어 f_{s1}' 이 된다.

$$\delta f_{r1} = f_{si,0} - f_{s1}' \quad (7)$$

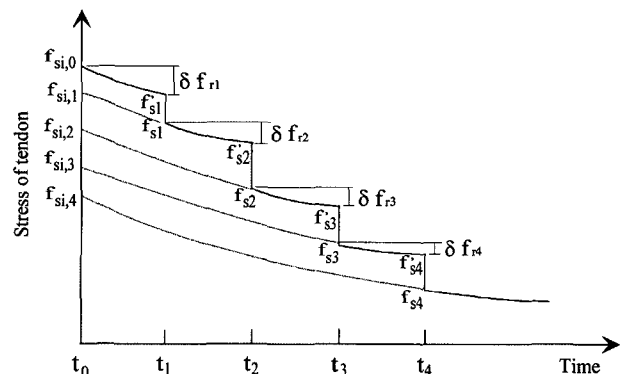


Fig. 1 Tendon stress relaxation

시간 t_1 에서 외부로부터의 변형을 변화로 인해 텐던의 인장력이 f_{s1} 으로 변한다. 시간 간격 δt_2 동안에 응력이완 δf_{r2} 를 계산하는데 필요한 가상의 초기 텐던 응력 $f_{si,1}$ 을 계산하기 위하여 식 (6)을 사용한다. 이때, 초기 텐던 응력으로써 $f_{si,1}$ 을 가정하고 식 (6)에 적용하여 응력 f_{s2} 를 계산한다.

$$\delta f_{r2} = f_{si,1} - f_{s2}' \quad (8)$$

시간 t_n 에서의 텐던의 전체 이완량은 각 시간단계 동안 각 텐던 요소에 이 과정을 반복 적용하여 계산한다.

4. 콘크리트 교량의 유한요소 정식화

콘크리트 교량의 거동을 표현하기 위하여 뼈대 요소를 사용하며, 각 요소는 콘크리트층과 철근층으로 구성된 적층 단면으로 고려한다¹³⁾. 뼈대요소는 절점당 x 축 방향 변위, y 축 방향 변위 및 회전각 등 3개의 자유도를 갖는 것으로 규정할 때, 절점변위의 모든 성분은 벡터 u , v 및 θ 로 각각 나타낸다.

$$u = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} \quad v = \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix} \quad \theta = \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

여기서, u_3 는 요소강성행렬 형성과정에서 응축된다. 요소 임의점에서의 x 방향 변위 u 를 2차의 형상함수로 나타내고 y 방향 변위 v 를 3차의 형상함수로 나타낸다.

$$u = \phi u \quad (10a)$$

$$v = \psi \begin{Bmatrix} v \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (10b)$$

여기서, ϕ 와 ψ 는 형상함수이다. 또한, 변위증분 Δr 에 대응하는 변형 증분 Δu , Δv 및 변형률 증분 $\Delta \epsilon$ 는 각각 다음과 같다.

$$\Delta u = [\phi - y \psi_{,x}] \Delta r \quad (11a)$$

$$\Delta v = [0 \ \psi] \Delta r \quad (11b)$$

$$\Delta \epsilon = [\phi_{,x} - y \psi_{,xx}] \Delta r + \frac{1}{2} \Delta r^T [0 \ \psi_{,x}]^T [0 \ \psi_{,x}] \Delta r \quad (11c)$$

식 (11c)의 변형률-변위 관계식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta \epsilon = B \Delta r + \frac{1}{2} \Delta r^T C^T C \Delta r \quad (12)$$

행렬 B 는 선형 변형률-변위 관계행렬이고, 행렬 C 는 비선형 변형률-변위 관계행렬이다.

$$B = [\phi_{,x} - y \psi_{,xx}] = [B_a - y B_b] \quad (13a)$$

$$C = [0, \ \psi_{,x}] \quad (13b)$$

평형방정식은 뼈대요소의 변형단계를 변형이 일어나지 않은 초기상태, 현 단계 및 현 단계에서 변위증분 Δr 과 변형 증분 Δu , Δv 가 발생한 후의 단계를 고려하여 Lagrangian updating 기법에 근거하여 나타내며, 접선평형방정식은 식 (14)와 같이 표현된다.

$$dR = K_t dr \quad (14)$$

여기서, R 은 외력벡터이며, K_t 는 접선강성행렬로서 탄성강성행렬 K_e 와 기하강성행렬 K_g 로 구성된다. 탄성강성행렬 K_e 를 식 (15)와 같이 나타내어 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} K_e &= \int_V B^T E_t B dV \\ &= \int_V \begin{bmatrix} B_a^T E_t B_a & -y B_a^T E_t B_b \\ -y B_a^T E_t B_b & y^2 B_b^T E_t B_b \end{bmatrix} dV \\ &= \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (15)$$

식(15)의 부피적분 중에서 면적에 관한 적분은 요소길이의 중간점에서 층적분에 의해 계산하며, 길이에 대한 적분은 형상함수의 적분에 의해서 계산할 수 있다. 뼈대 요소 중앙에서의 기하강성행렬 K_g 도 같은 방법으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} K_g &= \int_V C^T \sigma C dV \\ &= \int_A \sigma dA \int_0^L C^T C dx \\ &= P \int_0^L C^T C dx \end{aligned} \quad (16)$$

5. 제어 기법

교각의 모멘트 제어 기법은 FCM 교량에서 상부와 하부 구조가 일체화 되어 있는 두 개의 캔틸레버를 연결한 후, 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 장기 거동에 대응하는 외력을 제어하중으로 미리 구조물에 재하하여 모멘트를 조절하는 개념을 바탕으로 한다. 캔틸레버 구조체를 연결하기 전에 제어 하중을 재하하여 발생된 교각 하단의 모멘트는 캔틸레버 연결후에 발생하는 모멘트와 상쇄되어지며, 이러한 사전보정기법의 개념을 Fig. 2에 나타내었다.

FCM 교량 가설은 캔틸레버 가설단계와 캔틸레버 연결단계로 이루어진다. 다경간 FCM 교량의 경우에도 이 두 단계의 반복과정을 통하여 구조물을 완성시킨다. 캔틸레버 구조물은 교각 주두부 중심을 기준으로 대칭 시공되므로 교각 하단부의 모멘트는 거의 발생하지 않는다. 캔틸레버 연결후 정정 구조시스템은 부정정 구조시스템으로 변환된다. 캔틸레버 연결시 두 개의 캔틸레버 사이에 연결세그먼트(key-segment)를 타설한 후에 연결 텐던을 긴장한다. 연결텐던 긴장시 상부의 박스 거더는 수축 변형을 유발한다. 거더의 변형은 교각의 변형과 더불어

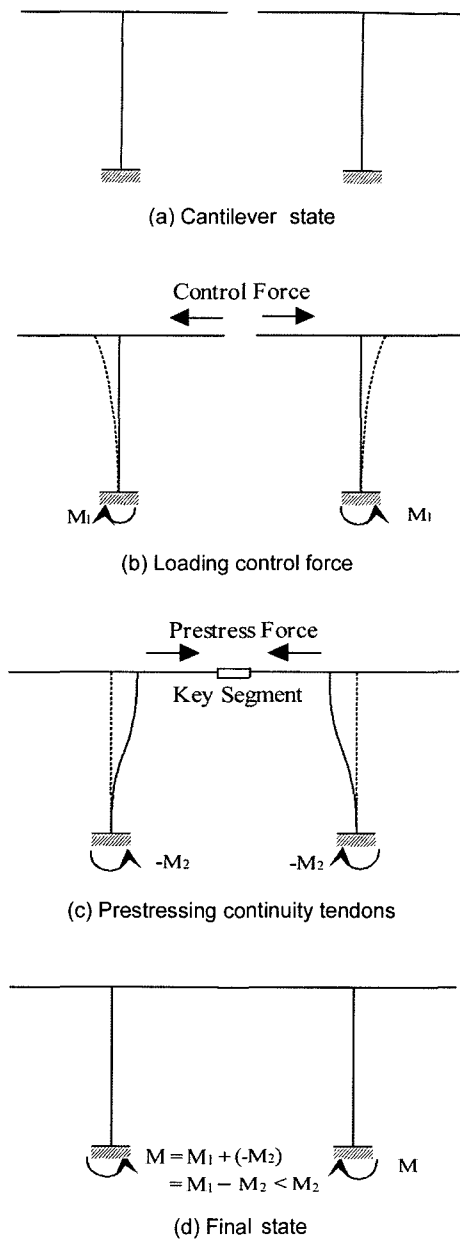


Fig. 2 Concept of moment control

교각의 하단에 모멘트를 유발한다. 부정정 구조시스템에서 교각 하단의 모멘트는 교각의 높이 조건 및 단면 조건에 영향을 받는다. 또한, 캔틸레버 연결 등의 교량 가설 중에 발생한 교각의 모멘트는 교량의 완공 후에도 콘크리트의 크리프와 건조수축효과에 의해 영향을 받는다.

FCM 교량은 Fig. 2(c)에서 보듯이 캔틸레버 연결시 교각 하단에 모멘트 ($-M_2$)가 발생한다. 캔틸레버 연결 전에 Fig. 2(b)와 같이 제어하중을 재하하여 미리 교각에 모멘트 M_1 을 유발시킨다. 제어하중을 적용한 경우, 최종 모멘트는 Fig. 2와 같이 교각의 모멘트 $M = M_1 - M_2$ 가 되며, 제어하중을 적용하지 않은 경우의 모멘트 M_2 보다 작게 된다. 따라서, 정밀 구조해석을 통하여 모멘트 ($-M_2$)에 대응하는 M_1 을 산정하여 모멘트 M_1 에 대응하는 보정하중을 재하함으로써 교각의 최종 모멘트 M 을 효율적으로 제어할 수 있다. 제어 기법의 구체적인 절차를 Fig. 3에 나타내었다.

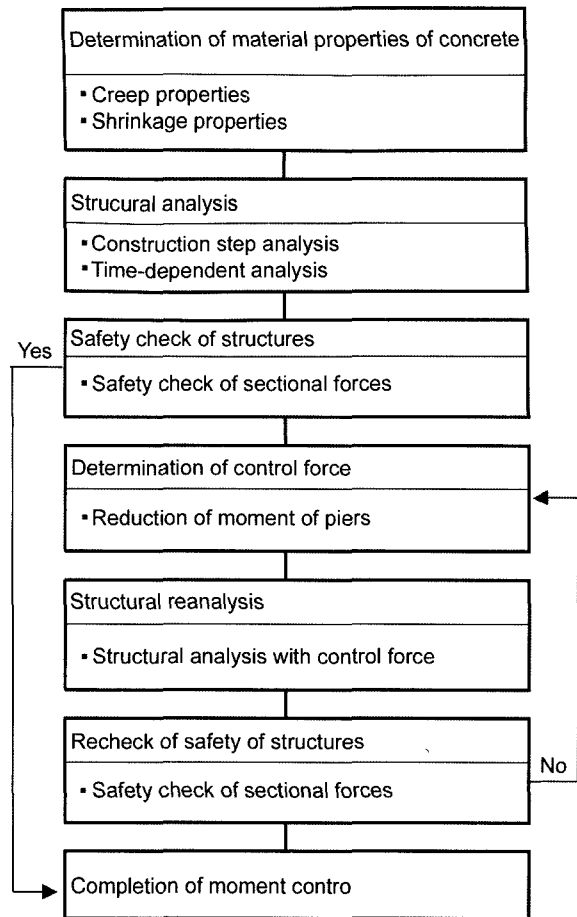


Fig. 3 Procedure for moment control

6. 수치 해석

3경간 FCM 교량을 수치해석 예제로 하여 제어하중 도입에 따른 교각 모멘트의 거동을 분석하였다. 또한, 교각의 유연도에 따른 교각 모멘트의 영향을 분석하였다. 수치해석을 통한 교각 거동 분석을 통해 FCM 교량에서 본 연구에서 제안하고 있는 모멘트 제어 기법의 효율성을 검토하였다.

6.1 수치해석 교량

수치해석 교량은 캔틸레버 공법으로 시공되는 프리스트레스트 콘크리트 박스 거더 교량이며, Fig. 4에 나타내었다. 교량은 3경간으로 구성되며, 경간은 먼저 교각을 중심으로 캔틸레버 공법에 의해 좌우 대칭 형상으로 가설된다. 각각의 박스 거더 세그먼트는 거더의 상부 슬래브에 배치되는 캔틸레버 텐던에 의해 순차적으로 긴장된다. 캔틸레버 가설 후 경간 중앙에서 연결 세그먼트를 타설한 다음, 두 개의 캔틸레버는 박스 거더의 하부 슬래브에 배치되는 연속 텐던에 의해 연결되어 일체화된다.

중앙경간의 길이는 135 m이며, 측경간의 길이는 85 m이다. 박스 거더의 형고는 교각 위치에서 7.2 m이며, 경간 중앙에서 2.7 m이다. 교각 주두부로부터 캔틸레버는 15개의 세그먼트로 이루어지며, 세그먼트의 길이는 4 m이

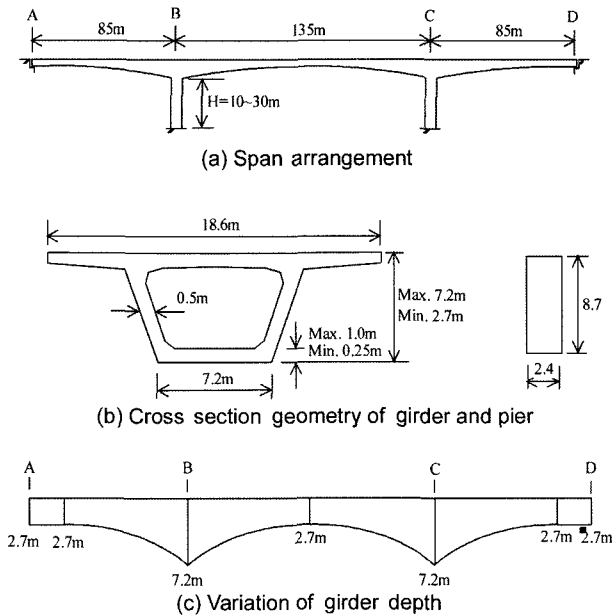


Fig. 4 Bridge for numerical analysis

다. 또한, 교각의 높이는 동일 단면적에 대해 10 m~30 m 까지 변화를 주었다.

6.2 수치해석 모델

해석 교량은 대칭조건이므로 전체 구조물의 절반을 모델링하였다. 유한요소 해석을 위한 절점은 박스 거더 단면의 중심축에 위치하며, 전체 48개의 절점과 47개의 요소로 모델링하였다(Fig. 5). 단면 도심은 교각단면보다 경간중양단면에서 높으므로 해석 모델은 곡선 형상을 나타낸다. 프리스트레싱 긴장재를 28개의 텐던으로 모델링하

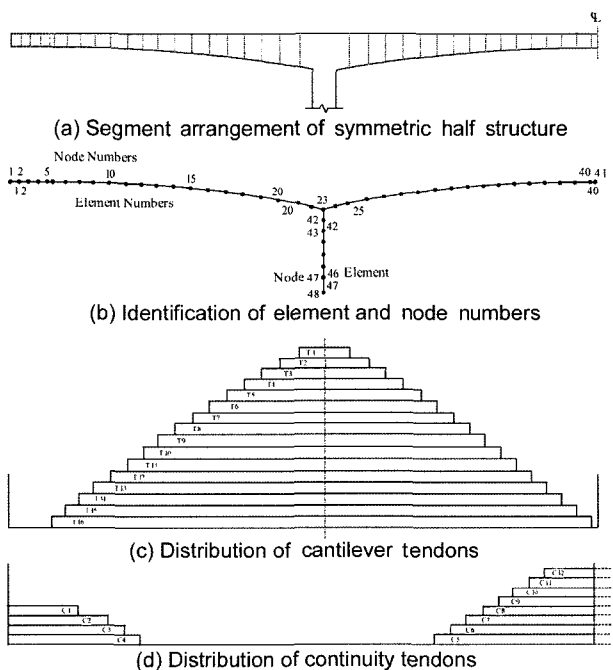


Fig. 5 Finite element analysis modeling

였다. 텐던T1~텐던T16는 캔틸레버 텐던을 나타낸다. 텐던C1~텐던C4는 측경간의 연속텐던을 나타내며, 텐던C5~텐던C12는 중앙경간의 연속텐던을 나타낸다.

제어하중을 적용할 경우, 교량 가설에 따른 해석 단계는 캔틸레버 가설단계, 제어하중 재하단계, 중앙경간의 연속화 단계, 제어하중 이완 및 연속텐던 긴장, 측경간 가설 및 연속화 단계 등 5단계로 구분하였다. 캔틸레버 가설단계에서 세그먼트 시공주기는 7일로 가정하였다. 또한, 교량 가설 완료 후에도 10,000일 동안 시간에 따른 구조해석을 수행하여, 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 효과를 분석하였다.

6.3 해석단계에 따른 거동 분석

교각의 높이가 10 m이고 제어하중을 1,000 kN 도입하였을 때, 각 해석 단계에 따른 교각의 모멘트 변화를 Fig. 6에 나타내었다. 실제의 FCM 교량은 캔틸레버 시공시 교각 주두부를 중심으로 대칭으로 시공될지라도 세그먼트 타설의 시간 차이 등에 인해 교각에 불균형 모멘트가 발생한다. 수치해석시에는 동일한 시간에 양쪽 세그먼트가 타설된다고 가정하므로 캔틸레버 가설단계에서 모멘트는 거의 발생하지 않으며, 제어하중 재하 단계부터 교각 모멘트가 발생한다. 제어하중 재하단계시 구조물은 정정구조시스템이며, 캔틸레버 연결후에 부정정구조시스템으로 변화된다. 이때, 정정구조물에서 재하되었던 제어하중은 부정정구조시스템에서 실제적인 제어하중으로 도입된다. 제어하중 제거 후의 교각 모멘트 변화는 미미하다. 따라서, 제어하중에 의한 연결 세그먼트의 탄성변형으로 인한 교각 모멘트 변화는 무시할 만하며, 부정정구조시스템에서 제어하중에 의한 교각 모멘트는 그대로 유지되고 있음을 나타낸다. 교각 완공 후 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의해 상부 거더는 교축방향 변위가 유발된다. 상부거더와 교각은 일체화된 부정정구조물이므로 상부거더의 변위에 의해 교각에 모멘트가 재분배된다. 수치해석 결과 교각 완공 후 교각 상단 및 하단의 모멘트는 증가하고 있으며, 이는 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 모멘트 재분배 효과 때문이다. 교각 상단보다 하단의 모멘트 증가 효과가 더욱 크게 나타나고 있다. 해석 결과는 FCM 교량 가설 특성상 연속 텐던

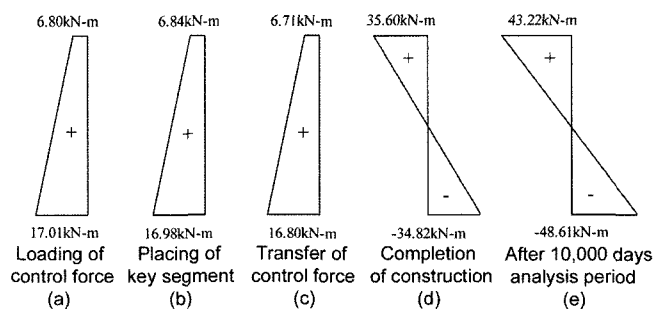


Fig. 6 Moment distribution of pier at each analysis state

을 긴장할 때와 교량완성 후 콘크리트의 크리프와 건조 수축 효과에 의해 교각 하단의 모멘트의 큰 변화를 나타내고 있다.

6.4 제어하중 크기에 따른 거동 분석

교각의 높이가 10 m일 때 제어하중의 크기에 따른 교각 모멘트 해석 결과를 Fig. 7에 나타내었다. 도입되는 제어하중의 크기는 500 kN~1,000 kN 범위로 하여 100 kN 씩 증가시켰다. 교량 완성 단계에서의 제어하중 도입에 따른 교각 하단 모멘트의 크기는 거의 제어하중 크기에 비례하여 감소하고 있다. 이는 교량 완성 단계동안 제어하중에 의한 모멘트가 선형적으로 증가하기 때문이라고 판단된다. 반면에, 교량 완성 10,000일 후의 모멘트 크기 변화는 제어하중에 비례하여 선형적으로 감소하고 있지는 않다. 이는 10,000일 동안 콘크리트의 크리프와 건조 수축의 비선형적 특성에 의한 모멘트 재분배 특성 때문이라고 판단된다.

6.5 교각의 유연도에 따른 거동 분석

상부구조의 설계조건과 시공순서는 동일한 조건에서 교각 높이를 10 m, 15 m, 20 m, 25 m, 30 m로 하여 구조해석을 수행하였다. 교각의 높이를 L, 탄성계수를 E, 단면 2차 모멘트를 I라 할때, 교각의 유연도를 L/EI 로써 정의한다. 이때, 각 교각의 높이에 따른 유연도는 $3.7 \times 10^{-11}/N \cdot m$, $5.5 \times 10^{-11}/N \cdot m$, $7.3 \times 10^{-11}/N \cdot m$, $9.2 \times 10^{-11}/N \cdot m$ 및 $11.0 \times 10^{-11}/N \cdot m$ 으로 산정된다. 또한, 제어하중을 적용하지 않은 경우와 제어하중을 1,000 kN 적용한 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다.

교량 완공시와 완공후 10,000일 후 시간에 따른 교각 하단의 모멘트를 Fig. 8에 나타내었다. 교량완성 단계시 교각의 유연도가 $3.7 \times 10^{-11}/N \cdot m$ (교각 높이 = 10 m)일 때 교각 하단 모멘트의 크기는 51,257 kN·m로써, 교각의 유연도가 $11.0 \times 10^{-11}/N \cdot m$ (교각 높이 = 30m)일 때 교각하단 모멘트 33,655 kN·m에 비해 52% 크게 나타났다. 이는 부

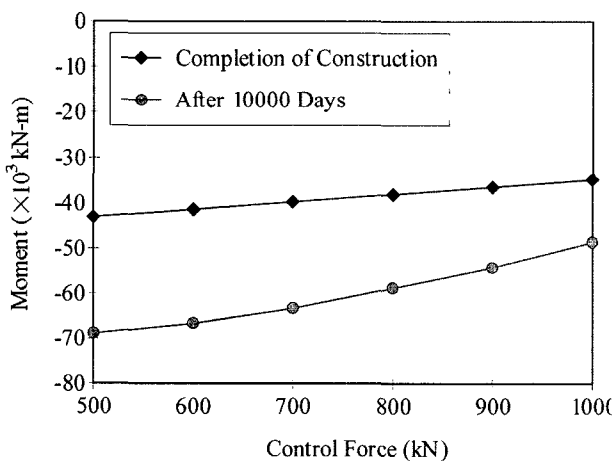


Fig. 7 Moment vs. control force in case of pier height = 10 m

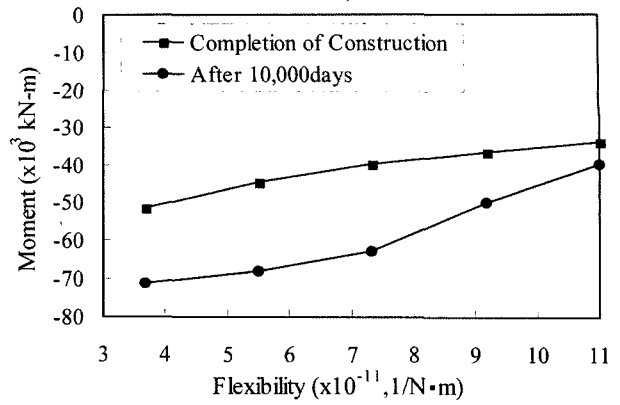


Fig. 8 Comparison of moment according to flexibility of pier (control force = 0)

정정구조시스템에서 교각의 높이가 작을수록 상대적으로 교각의 유연도는 감소하므로, 연속텐던을 긴장할 때의 부정정력에 따른 모멘트가 증가하기 때문이다.

또한, 해석 10,000일 후에는 교각의 유연도가 $3.7 \times 10^{-11}/N \cdot m$ (교각 높이 = 10 m)일 때의 교각 하단의 모멘트 크기는 71,240 kN·m이며, 교각의 유연도가 $11.0 \times 10^{-11}/N \cdot m$ (교각 높이 = 30 m)일 때의 교각하단의 모멘트인 39,978 kN·m에 비해 모멘트의 크기는 78% 크게 나타났다. 이는 교각의 높이가 작을수록 유연도는 감소하므로, 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의한 상부 거더의 교축 방향 변형량에 의한 모멘트 재분배 효과에 의해 교각 하단의 모멘트가 증가하기 때문이다. 따라서, 연속 라멘교 형식의 FCM 교량은 교각의 높이가 작을수록 유연도가 감소하므로 교량 시공중의 연속텐던의 프리스트레싱과 시공후의 콘크리트의 크리프 및 건조수축 효과에 의해 교각의 모멘트는 증가하는 것으로 나타난다.

교량 완공시와 완공후 10,000일 후 시간에 따른 교각 하단의 모멘트 변화를 Fig. 9에 나타내었다. 제어하중을 도입하지 않은 경우와 1,000 kN 도입한 경우에 대하여 교량 완성 단계와 10,000일 후 해석 단계에서의 교각 모멘트를 비교하여 Fig. 10에 나타내었다. 제어하중을 도입하지 않은 경우에 비해 제어하중을 도입한 경우의 모멘트는 감소하고 있다. 이는 제어하중에 의해 도입된 모멘

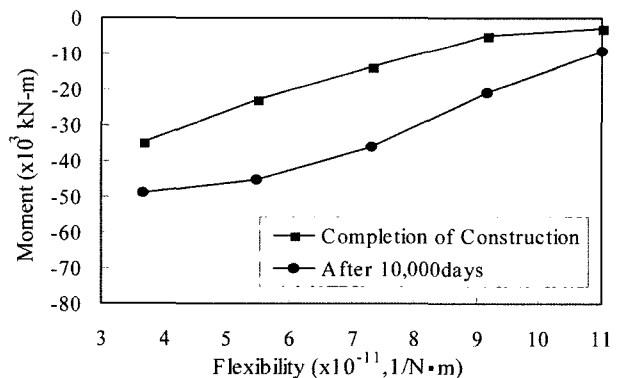


Fig. 9 Comparison of moment according to flexibility of pier (control force = 1,000 kN)

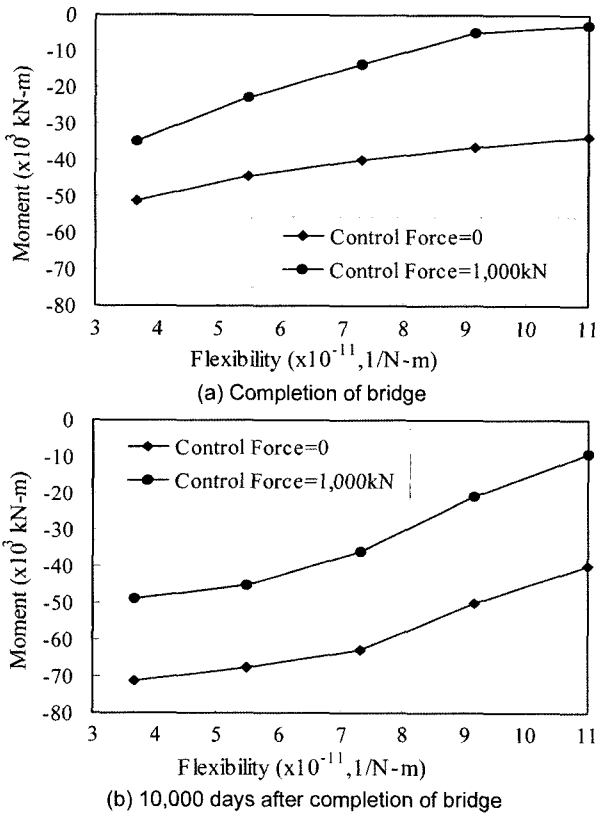


Fig. 10 Comparison of moment according to control force

트가 연결 텐던의 프리스트레싱, 콘크리트의 크리프와 건조수축 효과에 의한 모멘트를 상쇄시켜 모멘트 크기를 줄이기 때문이다. 또한, 동일한 제어하중에 대해 교각의 높이가 클수록 모멘트 크기는 감소하고 있다. 이는 제어하중의 크기가 같을지라도 캔틸레버 상태에서 제어하중에 의해 도입되는 교각 모멘트는 증가하여 프리스트레싱, 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 모멘트를 상쇄시키는 효과가 더욱 크기 때문이다.

본 연구의 교각 유연도에 따른 수치해석 결과는 교각의 높이가 작을수록 즉, 유연도가 작을수록 교각 모멘트의 크기는 증가하여 교각 설계시 불리한 측면을 나타내고 있다. 따라서, 교각의 높이가 낮거나 유연도가 작아서 시간에 따른 과도한 교각 모멘트가 예상되는 경우, 본 연구에서 제안한 기법에 의해 모멘트의 크기를 효율적으로 제어할 수 있다. 교량 완성 전의 제어하중 도입에 의해 발생 모멘트를 사전 조정하므로써, 제어하중을 도입하지 않은 경우에 비하여 교각 단면을 더욱 경제적으로 결정할 수 있다고 판단된다.

7. 실제 교량의 거동 분석

7.1 교량 제원

해석대상 실제 교량은 캔틸레버 공법으로 시공되는 7경간 연속 형식의 프리스트레스트 콘크리트 박스 거더 교량이다. 해석대상 교량의 제원을 Fig. 11에 나타내었다. 중앙경간의 길이는 125m이며, 측경간의 길이는 82.5m이다. 박

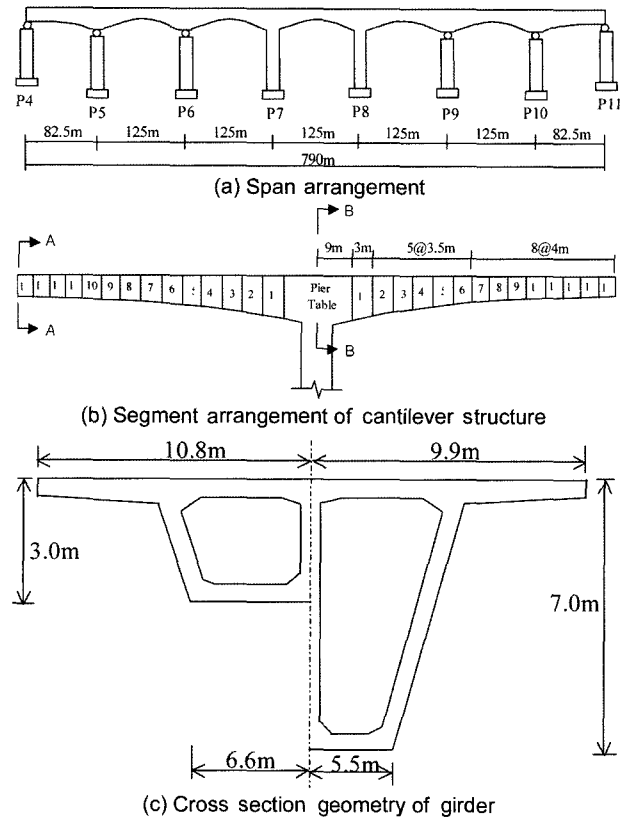


Fig. 11 Actual bridge for numerical analysis

스 거더의 형고는 교각 위치에서 7.0m이며, 경간 중앙에서 3.0m이다. 교각 주두부로부터 캔틸레버는 14개의 세그먼트로 이루어진다. 교각 주두부로부터 1번 세그먼트의 길이는 3m이며, 2번~6번 세그먼트의 길이는 3.5m이고, 7번~14번 세그먼트의 길이는 4m이다. 또한, 교각 P7 및 교각 P8의 높이는 33m이다.

7.2 유한요소해석 모델링

유한요소해석을 위한 절점은 박스 거더 단면의 중심축에 위치하며, 단면 도심은 교각보다 경간 중앙에서 높으므로 해석 모델은 곡선 형상을 나타낸다. 하나의 캔틸레버 구조체에 대하여 전체 37개의 절점과 36개의 요소로 모델링하였다. 측경간의 동바리 지지 구간은 동바리 지지 기간 동안 수직 자유도(Y 방향 변위)는 구속되며, 측경간 연결 세그먼트 타설 및 연결텐던 긴장 후 구속조건을 풀어준다.

전체 프리스트레싱 긴장재는 70개의 텐던으로 모델링하였으며, 캔틸레버의 텐던 모델링을 Fig. 12에 나타내었다. Fig. 12(c)의 텐던T1~텐던T15는 캔틸레버 텐던을 나타낸다. Fig. 12(d)의 텐던T1~텐던T6은 연결 세그먼트 타설 후 긴장하는 연속텐던을 나타낸다. 캔틸레버 가설단계에서 세그먼트 시공 주기는 7일로 가정하였다. 본 교량의 기초 형식은 직접기초로 설계되었으며, 직접기초 지반의 지지력은 적정 안전율을 확보하여야 한다. 따라서, 직접기초의 지지력 및 교각 단면의 안전성을 만족시키는 조건하에서 반복계산을 통하여 제어하중을 5,880 kN으로

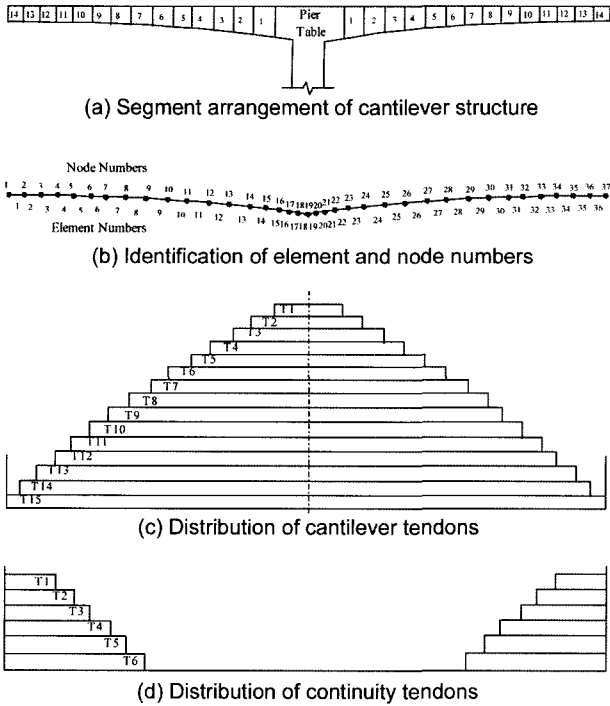


Fig. 12 Finite element modeling of actual bridge

결정하였다. 교량 가설 완료 후 10,000일 동안 시간에 따른 구조해석을 수행하여 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 효과를 분석하였다.

해석 대상 교량은 교각 P7과 P8 사이 경간중앙을 중심으로 기하학적 측면에서 대칭형상을 이룬다. 또한, 교량의 시공단계도 대칭조건으로 수행되는 것으로 모델링하였다. 따라서, 유한요소 해석은 전체 7경간 중 절반을 모델링하여 구조해석을 수행하였다. 시공단계를 Fig. 13에 나타내었으며, 시공단계 해석을 위한 교량의 가설 단

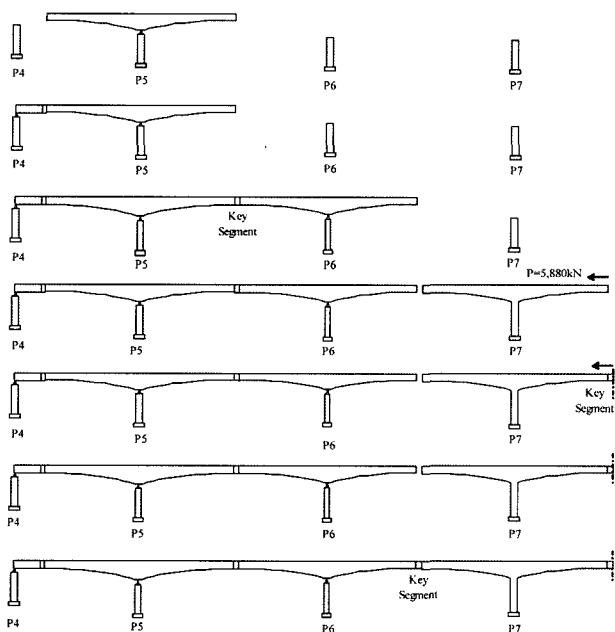


Fig. 13 Construction step modeling

계를 정리하면 다음과 같다.

단계 1 : 교각 시공

단계 2 : 교각 P5를 중심으로 캔틸레버 가설

단계 3 : 교각 P4 쪽의 동바리 지지 구간 가설

단계 4 : 교각 P4~P5 사이의 경간 연결

단계 5 : 교각 P6를 중심으로 캔틸레버 가설

단계 6 : 교각 P5~P6 사이의 경간 연결

단계 7 : 교각 P7를 중심으로 캔틸레버 가설

단계 8 : 캔틸레버 끝단에서의 수평 사전 보정하중 재하

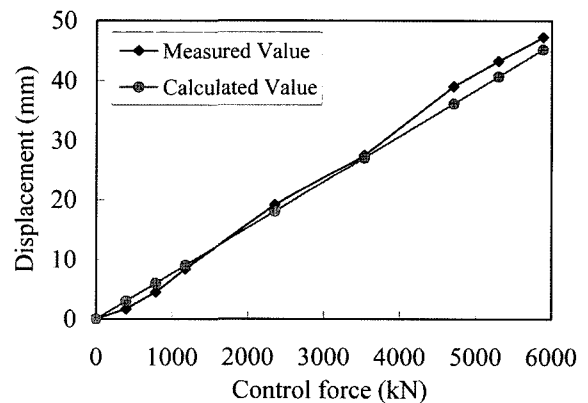
단계 9 : 교각 P7~P8 사이의 경간 연결

단계 10 : 교각 P6~P7 사이의 경간 연결

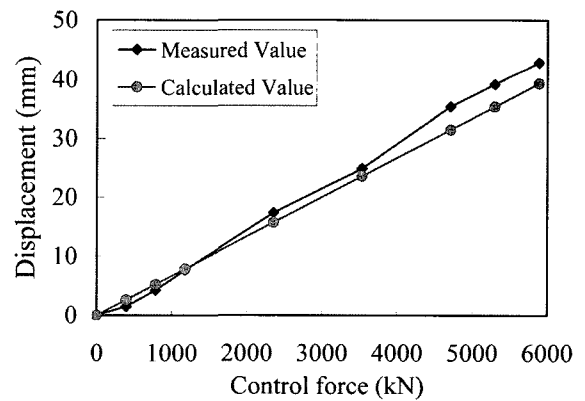
7.3 해석 결과 및 분석

사전 보정하중 재하 기간 동안 캔틸레버 끝단에서의 수평변위 변화에 대한 해석값과 측정값을 비교하여 Fig. 14에 나타내었다. 제어하중 5,880 kN을 재하하였을 때 박스 거더 상부슬래브에서의 수평변위 측정값은 47.3 mm이며 해석값은 45.2 mm로써 두 값은 잘 일치하고 있다. 또한, 박스 거더 하부슬래브에서의 수평변위 측정값은 42.9 mm이며 해석값은 39.3 mm로써 두 값은 잘 일치하고 있다. 따라서, 설계시 의도했던 제어하중은 적절히 도입되었다고 판단되며, 이에 따라 교각 하단에도 휨모멘트가 사전에 적절히 도입된 것으로 추론된다.

제어하중의 크기에 따른 해석시간 10,000일 후의 교각



(a) Displacement of upper slab of box girder



(b) Displacement of lower slab of box girder

Fig. 14 Comparison of longitudinal displacement of girder

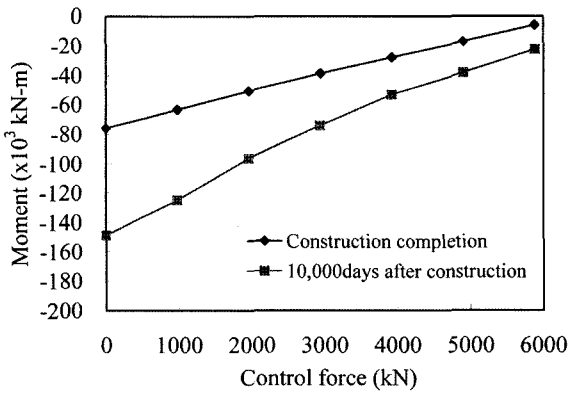


Fig. 15 Moment change of pier

P7 하단의 모멘트 변화를 Fig. 15에 나타내었다. 제어하중은 0부터 약 1,000 kN씩 증가하여 5,880 kN까지 변화시켰다. 그림에서 보는 바와 같이 제어하중이 증가할수록 교각의 모멘트는 감소하고 있다. 따라서, 교량의 시공중 사전에 교각 하단에 도입된 휨모멘트는 교량의 공용중 장기 모멘트의 크기 제어에 효율적으로 영향을 미쳤다고 판단된다.

Fig. 15에서 나타낸 바와 같이 교량 완공 후 예상되는 교각 모멘트의 절대값은 75,940 kN·m이고, 10,000일 후 예상되는 교각 모멘트의 절대값은 148,800 kN·m으로써 시간에 따른 모멘트 변화는 72,860 kN·m이다. 시공중 제어하중을 도입하지 않았을 경우 지진하중에 의한 모멘트를 포함한 설계 단면의 모멘트 값은 474,057 kN·m이다. 설계 모멘트 값에 대한 시간에 따른 모멘트 변화 값의 비는 15.4%이다. 본 교량의 경우, 제어하중을 도입하지 않았을 때의 모멘트 변화량이 차지하는 비율은 다소 크다고 생각되며, 시공중 제어 하중 도입은 의미 있다고 판단된다.

8. 결 론

본 연구에서는 FCM 공법으로 시공되는 교량에서 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 하부구조의 모멘트를 감소시키기 위한 기법을 제안하였다. 제어기법은 교량의 시공단계 및 시간의존적 거동해석을 통한 장기거동 예측 및 거동예측을 통한 교량의 시공중 사전 보정을 수행하는 알고리즘으로 구성된다.

제안기법에 의한 구조거동 특성을 분석하기 위하여 수치해석해석을 수행하였다. 제어기법을 도입하지 않은 경우와 도입한 경우에 대하여 교량 완성 단계와 10,000일 후 해석 단계에서의 교각 모멘트의 비교 결과, 제어기법을 도입하지 않은 경우에 비해 제어기법을 도입한 경우의 모멘트는 감소하고 있는 것으로 나타났다. 이는 제어기법에 의해 미리 도입된 모멘트가 캔틸레버 연속화 텐던의 프리스트레싱 및 콘크리트의 크리프와 건조수축 효과에 의한 모멘트를 상쇄시켜 모멘트 크기를 줄이기 때문이다. 동일한 제어하중에 대해 교각의 높이가 클수록

모멘트 크기는 감소한다. 이는 캔틸레버 상태에서 도입되는 교각 모멘트가 증가하여 시간에 따른 모멘트 변화를 상쇄시키는 효과가 더욱 크기 때문이다. 또한, 교각 유연도에 따른 수치해석 결과는 유연도가 작을수록 교각 모멘트의 크기는 증가하여 교각 설계시 불리한 측면을 나타내고 있다.

제안기법을 실제 교량에 적용한 수치해석 결과 분석을 통하여 제안기법의 효율성을 검토하였다. 제어하중 도입 시에는 거더의 변위를 측정하여 제어하중이 적절히 도입되었는지를 확인하였다.

따라서, 본 연구의 제안 기법은 콘크리트의 크리프 및 건조수축 등의 시간에 따른 효과로 인해 교각 높이가 낮거나 유연도가 작아 시간에 따른 과도한 모멘트가 예상되는 경우, 교각 모멘트를 효율적으로 제어할 수 있으며, 이에 따른 경제적인 교각설계가 가능하다고 판단된다.

참고문헌

1. Reid, S. G. and Coker, D., "Modelling of Non-Linear Time-Dependent Effects of Creep and Shrinkage in Prestressed Concrete Bridges", *Proceedings of the 1st fib Congress*, Osaka, 2002.
2. Ketchum, M. A., *Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges*, UCB/SESM Report No. 86-07, University of California at Berkeley, 1986.
3. Kang, Y. J., *SPCFRAME-Computer Program for Nonlinear Segmental Analysis of Planar Concrete Frames*, UCB/SESM Report No. 89/07, University of California at Berkeley, 1989.
4. Cruz, P. J. S., Mari, A. R., and Roca, P., "Nonlinear Time-Dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.3, 1998, pp.278~287.
5. Bishara, A. G. and Papakonstantinou, N. G., "Analysis of Cast-In-Place Concrete Segmental Cantilever Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, 1990, No.5, pp.1247~1269.
6. Mathivat, J., *The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges*, John Wiley and Sons, New York, 1983.
7. Desai, N. D. and Desai, J. N., "Segmental Construction Bridges & the Effects of Creep-The State of Art", *Proceedings of fib Symposium 2004-Segmental Construction in Concrete*, New Delhi, 2004.
8. Chiorino, M. A. and Lacidogna, G., "Creep Effects in Cantilever Built Bridges after Final Connections", *Proceedings of fib Symposium 2004-Segmental Construction in Concrete*, New Delhi, 2004.
9. Takacs, P. F., "Deformation Problem of Record Span Concrete Cantilever Bridges", *Proceedings of IABSE Symposium*, Melbourne, 2002.
10. 박효경, 손제국, "FCM 공법으로 시공되는 교량의 경간 비 결정", *대한토목학회논문집*, Vol.23, No.2A, 2003, pp.325~334.
11. Magura, D. D., Sozen, M. A., and Siess, C. P., "A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement", *PCI*

Journal, Vol.9, No.2, 1964, pp.13~57.

12. Hernandez, H. D. and Gamble, E. L., *Time Dependent Prestress Losses in Pretensioned Concrete Construction*, Structural Research Series No. 417, Civil Engineering Studies,

University of Illinois at Urbana, 1975.

13. 양인환, “프리스트레스트 콘크리트 박스 거더의 종방향 프리스트레싱에 의한 슬래브의 횡방향 응력”, 콘크리트 학회논문집, Vol.15, No.3, 2003, pp.679~688.

요 약 FCM 교량 상부구조의 거동은 콘크리트의 크리프와 건조수축 등에 의해 시간 의존적 거동을 나타내며, 이에 의해 하부구조 즉, 교각에는 시간에 따른 추가의 과도한 모멘트가 발생할 수 있다. 본 연구에서는 FCM 공법으로 시공되는 콘크리트 교량의 크리프와 건조수축에 의한 교각의 모멘트를 감소시킬 수 있는 기법을 제안하였다. 제안 기법은 교량의 체계적인 시간의존적 거동 해석과 교량 시공중의 제어하중 재하로 이루어진다. 제어하중의 크기 및 교각 유연도에 따른 교각의 거동 분석을 수행하였다. 교각 유연도에 따른 수치해석 결과는 교각의 유연도가 작을수록 시간에 따른 교각 모멘트 값은 증가하여 설계시 불리한 측면을 나타내고 있다. 제어하중을 도입하지 않은 경우에 비해 제어하중을 도입한 경우의 모멘트는 감소하고 있다. 또한, 실제 교량에 대한 수치해석 분석을 통하여 제안기법의 효용성을 제시하였다. 따라서, FCM 공법으로 시공되는 교량에서, 유연도가 작은 교각의 시간에 따른 모멘트 변화를 효율적으로 제어할 수 있다고 판단된다.

핵심용어 : 콘크리트 교량, FCM 공법, 교각, 크리프, 건조수축