

프리스트레스트 콘크리트 사장교의 극한해석

Ultimate Analysis of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges

이재석* · 강영진**

Lee, Jae Seok · Kang, Young Jin

Abstract

A method of analysis for the material and geometric nonlinear analysis of planar prestressed concrete cable-stayed bridges including the time-dependent effects due to load history, creep, shrinkage, aging of concrete and relaxation of prestress is described. The analysis procedure, based on the finite element method, is capable of predicting the response of these structures through elastic, cracking, inelastic and ultimate ranges. The nonlinear formulation for the description of motion is based on the updated Lagrangian approach. To account for the material nonlinearity, nonlinear stress-strain relationship and cracking of concrete, nonlinear stress-strain relationships of reinforcing steel, prestressing steel, and cable, including load reversal are given. Results from a numerical examples on ultimate analyses of cable-stayed bridges are presented to illustrate the analysis method.

요 지

본 논문에서는 재료의 시간의존적 특성에 의한 영향을 고려하며, 재료의 비선형성은 물론 기하학적 비선형성도 고려하여 평면PC사장교의 축방향력과 휨에 의한 극한거동을 해석할 수 있는 비선형 해석방법을 제시했다. 재료의 시간의존적 특성으로는 콘크리트의 크리프, 건조수축과 강도증가, PC 강재와 케이블의 이완을 고려했고 재료의 비선형성으로는 콘크리트의 인장균열과 콘크리트, 철근, PC 강재와 케이블의 비선형 응력-변형도 관계를 고려하고 하중반전에 의한 영향도 고려했다. 기하학적 비선형성으로는 케이블의 색, 구조물의 대변위에 의한 비선형 변위-변형도 관계 및 변형에 따른 구조물의 형상변화를 고려했다. 일반적 형태의 PC 사장교의 해석에 적용하여 PC 사장교의 극한거동 및 재료의 시간의존적 특성이 극한거동에 끼치는 영향을 검토했다.

1. 서 론

프리스트레스트 콘크리트(PC) 교량은 대표적인 PC 구조물의 하나로서 단순 거더교로부터 사장교에 이르기까지 널리 적용되고 있으며 최근 들어 보통의

경간 또는 긴 경간의 경우 PC사장교가 경제적, 미적 측면에서 우수한 것으로 인정되어 국내외적으로 건설이 증가하는 추세에 있다.^(1,2) 사장교의 경우 일반적으로 케이블의 색(Sag) 및 구조물의 처짐에 따른 기하학적 비선형성으로 인하여 거동이 복잡해 진다. 특히 PC사장교의 경우는 캔틸레버공법등을 이용하여 세그먼트(Segment) 단위로 순차적으로 시공해

* 정회원 · KIST 시스템공학연구소, CAE 연구실 선임연구원
** 정회원 · 계원 조형예술학교 학장

나가는 경우가 많으며 이때는 구조계가 계속적으로 변화할 뿐 아니라 단계적인 시공에 따라 인접부재 간의 재료성질이 다르고 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 프리스트레스의 이완등 재료의 시간의존적 특성에 의한 영향으로 시공중이나 시공이 완료된 후에도 처짐이 변하고 응력이 재분배되어 구조물의 거동이 더욱 복잡해진다.⁽³⁾ 최근 들어 교량의 경간이 길어지고 상판의 단면이 날렵해짐에 따라 시공중이나 시공후의 예기치 않은 파다하중에 대한 교량의 안전성 확보를 위하여 정확한 구조해석은 물론 교량의 극한강도의 예측이 중요한 문제로 인식되고 있다.

PC 사장교의 해석에 관한 구체적인 연구로는 Khalil,⁽⁴⁾ Seif,⁽⁵⁾ 김우종⁽⁶⁾ 등의 연구를 들 수 있으며 Khalil⁽⁴⁾은 1979년에 PC 사장교를 포함한 PC 뼈대 구조물의 시공단계를 고려한 해석방법을 제시하였다. 각기 다른 재료특성을 가진 콘크리트층을 세가지까지 고려하는 직선뼈대요소를 제안하여 복합콘크리트보를 이상화하도록 했고 시간의존적 효과로서 콘크리트의 크리프, 건조수축, PC 강재의 이완을 고려했다. 케이블의 색 및 부재의 처짐에 의한 기하학적 비선형효과를 고려한 반면 재료는 선형탄성체로 가정하였다. Seif⁽⁵⁾는 1986년에 시공단계 및 재료의 시간의존적 특성을 고려하지는 않았으나 PC 사장교의 비선형거동 및 극한거동에 대한 해석이 가능한 프로그램 NOCABS를 개발하였다. 변단면을 가진 뼈대요소를 사용하였고 케이블은 등가탄성계수를 가진 트러스요소로 가정하였다. 재료의 비선형성으로 콘크리트의 인장균열, 콘크리트와 철근의 비선형 응력-변형도 관계를 고려하였고 기하학적 비선형성으로는 케이블의 색, 축력에 의한 휨강도의 변화, 대변위에 의한 영향을 고려하였다. 김우종⁽⁶⁾은 1990년에 시공단계를 고려한 PC교량의 정적 및 동적 3차원 거동에 관한 해석이론을 제시하고 프로그램 D7을 개발하였다. 절점당 7개의 자유도를 가진 공간뼈대요소를 사용하고 PC 강재는 콘크리트부재의 길이방향축을 포함하는 두 평면에 대하여 각각 3차곡선 및 직선으로 형상을 정의하였다. 재료의 시간의존적 특성에 의한 영향을 고려하였으나 재료의 비선형성은 고려하지 않았다.

한편 이재석⁽⁷⁾은 1991년에 케이블로 지지된 평면

PC 뼈대구조물의 시공중의 각 단계를 고려하고 재료의 시간의존적인 특성 및 비선형 응력-변형도 관계는 물론 케이블의 색(Sag)과 구조물의 처짐에 의한 기하학적 비선형성을 모두 고려하는 해석방법을 제시하고 사장교를 포함한 PC 뼈대구조물의 시공중이나 시공 후의 비선형거동 및 극한거동을 해석할 수 있는 컴퓨터 프로그램 CFRAME을 개발하였다.

이재석 등은 이전 논문⁽⁸⁾에서 CFRAME에서 제시한 재료의 시간의존적 특성 모델, 기본방정식 유도과정, 유한요소모델 및 시간의존적 해석방법에 대하여 기술하고 일련의 해석예를 통하여 해석방법 및 프로그램의 정당성을 검토하였다. 본 논문에서는 PC사장교의 극한해석과 관련하여 CFRAME에서 제시한 재료의 하중반전을 고려한 비선형 모델과 비선형 해석방법 및 구조요소 모델에 대하여 간략히 기술한 후 마지막으로 PC사장교의 해석예를 통하여 PC사장교의 극한거동을 파악하고 부가적으로 CFRAME에서 제시한 해석방법의 적용성을 검토하고자 한다.

2. 재료의 비선형 모델

2.1 콘크리트

콘크리트의 재료비선형 모델에는 비선형 응력-변형도 관계와 인장균열 및 인장중강효과는 물론 하중반전까지 고려했다. 압축에서의 비선형 응력-변형도 곡선은 포물선-직선-직선(Parabolic-Linear-Linear) 모델⁽⁹⁾을 이용하며 전체적으로 다음과 같은 가정을 했다. 1) 응력-변형도 곡선의 임의점에서 하중반전이 일어날 경우 경로는 그 점에서부터 초기탄성계수 E_0 와 같은 경사를 가진 직선을 따라 하강하고 만일 응력이 다시 증가하면 응력-변형도 곡선의 최초 분기점까지는 직선을 따라 상승하다가 분기점에 도달하면 다시 원래의 응력-변형도 곡선상을 따라 움직이는 것으로 가정한다. 2) 콘크리트의 변형이 극한변형도 ϵ_u 를 초과하면 콘크리트의 압축 파괴가 일어난 것으로 한다. 3) 인장응력이 인장강도 f_t 를 초과하면 인장균열이 발생하며 이후 인장중강 효과에 의하여 인장응력의 일부를 받으나 그 크기는 급격히 감소한다. 4) 하중반전에 의하여 인장균열이

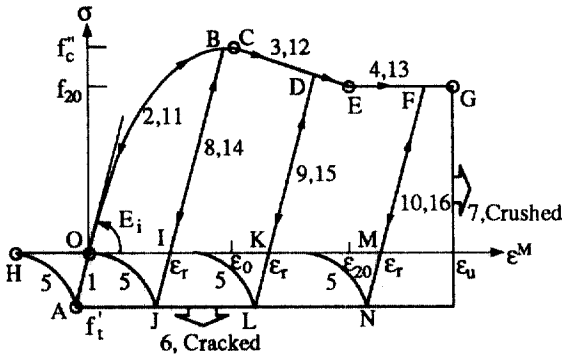


Fig. 1. Stress-Strain Curve of Concrete

단히게 되면 인장응력은 받을 수 없으며 단지 압축응력만을 받는 것으로 가정한다. 위의 가정들을 근거로 CFRAME에서는 Fig. 1과 같은 비선형모델을 사용하며 응력-변형도 곡선상에서 하중의 재하, 제거 및 하중의 재재하(Reloading)를 추적하고 응력 및 접선탄성계수 E_T 를 구하기 위하여 재료상태(Material State)를 16가지로 분류한다. 재료상태의 분류에 있어서 콘크리트의 변형도가 최대압축응력 f_c 에 해당하는 변형도 ϵ_0 를 초과하면 콘크리트가 항복한 것으로 정의하며 재료상태 11-16은 인장균열이 이미 발생했던 이력이 있는 상태를 나타낸다.

콘크리트의 시간의존적 특성을 고려하기 위해 시방서에서 널리 채택되고 있는 ACI209 모델⁽⁹⁾ 및 CEB/FIP 모델⁽¹⁰⁾을 사용하고 부가적으로 실험결과를 직접 사용할 수도 있도록 했다. 크리프의 계산에 있어서는 단위응력이 일정하게 작용하는 경우를 가정하여 구한 특성크리프함수(Specific Creep Compliance Function)를 이용하여 실제의 응력이력에 의한 크리프변형을 구하며 CFRAME에서는 특성크리프함수를 Dirichlet급수⁽¹¹⁾를 이용하여 간결한 형태의 근사식으로 나타낸 후 수치적분하여 구한다. 또한 비선형크리프효과를 고려하기 위하여, 응력이 큰 경우에도 크리프변형을 선형크리프법칙에 근거하여 구할 수 있도록 실제의 응력을 적당한 크기로 증가시킨 유효응력(Effective Stress)의 개념⁽¹²⁾을 사용한다.

2.2 보강철근

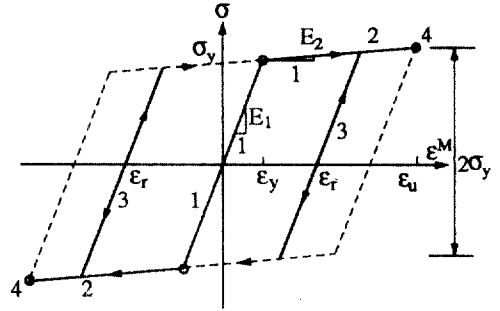


Fig. 2. Stress-Strain Curve of Reinforcing Steel

보강철근은 비선형 응력-변형도 관계만을 고려하여 재료모델을 가정하며 본 논문에서는 Fig. 2와 같은 이중직선 (Bilinear) 모델⁽⁸⁾을 사용했다. 하중반전경로의 기울기는 초기탄성계수와 같은 것으로 보고 응력-변형도 곡선상에서 재료상태를 1) 인장 또는 압축상태 2) 항복상태 3) 하중반전상태 4) 파괴상태의 4가지로 가정한다.

2.3 PC 강재와 케이블

PC 강재와 케이블의 비선형 응력-변형도 관계를 이상화하기 위하여 다중직선 (Multi-linear) 모델⁽⁶⁾을 사용했다. Fig. 3에 다중직선모델이 나타나 있으며 재료상태는 응력-변형도 곡선의 각 직선구간별로 그림에서와 같이 정의한다. 각 재료상태에 따른 탄성계수는 해당직선의 기울기와 같다. 하중반전의 경우는 재료상태를 -1로 하여 탄성계수는 초기탄성계수로 가정하며, 변형도가 극한변형도를 초과하면 파괴에 도달한 것으로 보고 재료상태는 -2로 한다. PC 구조물에 있어서 PC강재의 인장력의 손실은 구조물의 거동에 중요한 요소로 작용한다. CFRAME에서는 PC 강재를 콘크리트 뼈대요소의 양절점에 강체로 연결된 직선트러스요소로 분할하여 이상화하므로 콘크리트의 하중재하에 따른 탄성변형은 물론 크리프, 건조수축 및 온도변화에 의한 인장력의 손실은 각 해석단계마다 PC 강재요소의 응력을 계산하는 과정에서 동시에 고려한다. 반면 마찰손실과 정착구의 활동에 의한 손실 및 PC강재의 이완에 의한 손실은 별도로 고려한다. 케이블의 경우는 케이블을 상판 및 주탑에 정착할 때 발생하는 정착구활동에 의한 손실 및 케이블의 이완에 의한 손실을 고려한다.⁽⁷⁾

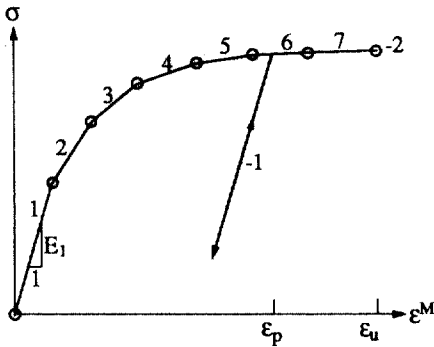


Fig. 3. Stress-Strain Curve of Prestressing Steel & Cable

3. 비선형 해석방법

PC사상교의 시간의존적 비선형거동 및 극한거동을 해석하기 위해서는 재료의 비선형성 뿐만 아니라 기하학적 비선형성은 물론 재료의 시간의존적 특성까지 모두 고려할 수 있는 해석이론이 필요하다. 이를 위해 저자는 재료의 비선형성 및 기하학적 비선형성과 재료의 비역학적변형을 고려하는 운동방정식을 Updated Lagrangian 방식⁽¹³⁾을 이용하여 유도하고 비선형인 운동방정식으로부터 선형화된 증분방정식을 유도한 후 유한요소법을 적용하여 증분방정식을 이산화해서 해를 구하는 방법을 제시했다.⁽⁷⁾ 증분방정식의 유도 및 유한요소법의 적용과정과 PC교대의 시간의존적 특성을 고려한 비선형 해석과정에 대하여는 이전 논문⁽⁸⁾에 나타나 있으므로 본 논문에서는 비선형 평형방정식의 해석방법에 대하여 기술한다.

3.1 비선형 평형방정식의 해법

CFRAME에서는 비선형해석을 위하여 하중증분을 적당한 수의 하중단계로 나누고 각 하중단계마다 반복계산을 통하여 평형방정식을 풀었다. 임의의 하중단계에서의 평형방정식은 다음과 같이 표시된다.

$$\mathbf{K}_T \cdot \Delta \mathbf{r} = \Delta \mathbf{R} \quad (1)$$

여기서 \mathbf{K}_T 는 접선강도매트릭스로서 변위 및 재료성질의 함수이고 $\Delta \mathbf{r}$ 은 주어진 하중단계의 절점 변위의 증분, $\Delta \mathbf{R}$ 은 절점하중의 증분을 나타낸다.

식 (1)을 풀기 위한 반복계산방법에는 여러가지가 있으나 접선강도법(Tangent Stiffness Method) 및 수정된 접선강도법(Modified Newton Method)이 널리 사용되고 있다. 접선강도법에서는 매 반복계산마다 강도매트릭스를 새로 계산하나 수정된 접선강도법에서는 각 하중단계의 초기에만 강도매트릭스를 새로 계산한다. 일반적으로 접선강도법은 수렴속도는 빠른 반면 반복계산마다 접선강도매트릭스를 새로 구해야 하므로 1회의 반복계산에 필요한 계산량은 증가한다. 한편, 크리프해석과 같이 하중의 재하나 구조계의 변화가 없는 시간단계해석에 있어서는 강도매트릭스의 변화가 크지 않으므로 초기에 구한 접선강도매트릭스를 계속 사용하여도 수렴속도에는 큰 지장이 없다. 따라서 CFRAME에서는 접선강도법을 기본으로 하되 수정된 접선강도법의 개념을 이용하여 선택에 따라 반복계산마다 강도매트릭스를 새로 구할 것인지 현재의 강도매트릭스를 그대로 사용할 것인지를 결정하도록 하였다.

극한해석의 경우 구조물이 파괴에 가까워지면 하중-변위곡선의 기울기가 0에 근접하는 경우가 있으며 이때는 해가 불안정해져서 정해를 구하기가 어려워진다. 이때는 하중을 증가시켜 나가며 하중증분마다 반복계산을 하는 하중제어법(Load Control Strategy) 대신에 특정 자유도의 변위를 증가시켜 나가면서 변위증분에 대하여 반복계산을 해서 해를 구하는 변위제어법(Displacement Control Strategy)이 효과적이다. 변위제어법에는 여러가지가 있으나 CFRAME에서는 Powell⁽¹⁴⁾의 변위제어법의 개념을 사용하여 반복계산방법을 제시했으며 그 과정은 다음과 같다(Fig. 4).

1) 먼저 특정자유도의 변위증분을 결정한다. 예로서 k 번째 자유도에 해당하는 변위를 r_k 라 하고 r_k 의 증분 Δr_k 를 일정한 크기 δ 로 유지하는 것으로 한다. $\Delta \mathbf{r}$ 을 변위증분벡터라 할 때 Δr_k 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta r_k = \mathbf{b}_k^T \cdot \Delta \mathbf{r} \quad (2)$$

여기서 벡터 \mathbf{b}_k 는 k번째의 성분이 1이고 나머지는 전부 0이다.

2) 직전의 최종반복계산에서 남은 불평형력을 \mathbf{R}_0^U 라 하고 \mathbf{R}_0^U 에 의한 변위증분 $\Delta \mathbf{r}_0$ 와 임의의 크기의

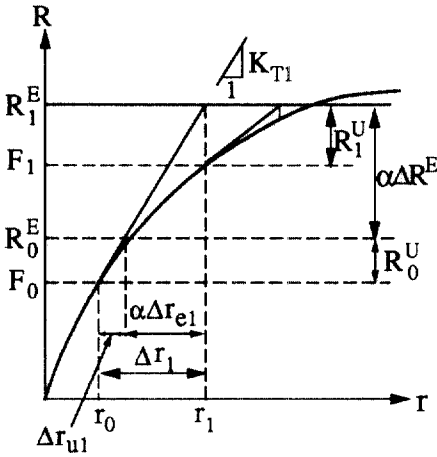


Fig. 4. Displacement Control Strategy

절점하중의 증분 ΔR^E 에 의한 변위의 증분 Δr_e 를 계산한다.

$$\Delta r_u = K_T^{-1} \cdot R_0^U \quad (3.a)$$

$$\Delta r_e = K_T^{-1} \cdot R^E \quad (3.b)$$

Δr_u 와 Δr_e 의 k번째 자유도에 해당하는 변위는 각각 $b_k^T \cdot \Delta r_u$ 와 $b_k^T \cdot \Delta r_e$ 로 표시된다.

3) Δr_k 의 크기를 δ 로 유지하기 위한 절점하중의 증분은 다음식을 만족하는 α_0 를 구하면 얻을 수 있다.

$$\Delta r_k = \delta = b_k^T \Delta r_u + \alpha_0 b_k^T \Delta r_e \quad (4.a)$$

$$\alpha_0 = \frac{\delta - b_k^T \Delta r_u}{b_k^T \Delta r_e} \quad (4.b)$$

4) 직전의 총절점하중에 $\alpha_0 \cdot \Delta R^E$ 를 더하여 현재의 총절점하중 R^j 를 구하고 각 요소의 응력에 의한 등가절점하중 F 를 빼서 불평형하중 R^U 를 계산한다.

5) 불평형하중 R^U 및 임의의 크기의 절점하중의 증분 ΔR^E 에 대한 변위의 증분을 계산한다.

$$\Delta r_u = K_T^{-1} \cdot R^U \quad (5.a)$$

$$\Delta r_e = K_T^{-1} \cdot R^E \quad (5.b)$$

6) Δr_k 의 크기를 δ 로 일정하게 유지하기 위해서는 첫번째 반복계산 외에는 $\Delta r_k = 0$ 이어야 하므로 다음식을 만족하는 α 를 구하면 $\Delta r_k = 0$ 이 되기 위한

절점하중의 증분을 구할 수 있다.

$$\Delta r_k = 0 = b_k^T \Delta r_u + \alpha b_k^T \Delta r_e \quad (6.a)$$

$$\alpha = - \frac{b_k^T \Delta r_u}{b_k^T \Delta r_e} \quad (6.b)$$

7) 직전의 총절점하중에 $\alpha \cdot \Delta R^E$ 를 더하여 현재의 총절점하중 R^j 를 구하고 각 요소의 응력에 의한 등가절점하중 F 를 빼서 불평형하중 R^U 를 계산한다.

8) 단계 5)로 가서 다시 계산을 한다.

R^U 가 주어진 수렴조건을 만족할 때까지 5)-8)의 단계를 반복하며 R^U 가 주어진 수렴조건을 만족하면 다시 새로운 변위증분 Δr_k 에 대하여 단계 2)부터 시작해서 위의 과정을 반복한다.

3.2 수렴기준

비선형인 평형방정식을 반복계산을 통하여 풀 때 수렴여부를 결정하기 위해서는 일반적으로 불평형하중기준(Unbalanced Load Criterion)이나 변위기준(Displacement Criterion)을 사용한다. 불평형하중기준은 매 반복계산마다 불평형하중의 크기를 비교하여 수렴여부를 결정하며 변위기준은 변위증분의 크기를 비교하여 수렴여부를 결정한다. CFRAME에서는 극한해석에 있어서 수렴기준으로 불평형하중기준과 변위기준을 동시에 사용했으며 접선강도매트릭스를 새로 구할 것인지 현재의 값을 그대로 사용할 것인지는 변위기준을 사용해서 고려했다.

불평형하중기준⁽⁷⁾에서는 매 반복계산마다 최대불평형력 및 최대불평형모멘트를 찾아서 이들이 불평형력의 최대허용치 t_f 및 불평형모멘트의 최대허용치 t_m 보다 작으면 수렴한 것으로 본다.

변위기준⁽⁷⁾에서는 변위비(Displacement Ratio)를 다음과 같이 정의한다. 먼저 첫번째 반복계산에서 X, Y변위중 가장 증분이 큰 변위의 자유도가 j, 회전변위중 가장 증분이 큰 변위의 자유도를 k라 하고, r_j^i 를 첫번째 반복계산부터 i번째 반복계산까지 j번째 자유도의 변위증분의 합으로 정의하며 Δr_j^{i+1} 를 i변위의 i+1번째 반복계산에서의 증분으로 정의한다. 마찬가지로 회전변위에 대해서도 r_k^i 및 Δr_k^{i+1} 를 정의한다. 여기서 변위비를 다음과 같이 정의하면,

$$\rho_d = \left| \frac{\Delta r_j^{i+1}}{r_j^i} \right|, \quad \rho_r = \left| \frac{\Delta r_k^{i+1}}{r_k^i} \right| \quad (7)$$

최종적으로 변위비 ρ 는 ρ_d 와 ρ_r 중에서 큰 값으로 정의한다. 변위비 ρ 가 정해지면 다음과 같이 주어질 세가지의 수렴조건과 비교하게 된다.

1) 최종하중단계 및 최종변위단계에 대한 변위비 t_i 와 비교하여 $\rho \leq t_i$ 이면 수렴한 것으로 본다.

2) 중간하중단계 및 중간변위단계에 대한 변위비 t_i 와 비교하여 $\rho \leq t_i$ 이면 수렴한 것으로 보고 다음 하중단계 또는 변위단계로 진행한다.

3) 접선강도매트릭스의 형성여부에 관한 변위비 t_c 와 비교하여 $\rho \leq t_c$ 이면 다음 반복계산에서 현재의 접선강도매트릭스를 그대로 사용하고 $\rho > t_c$ 이면 새로 계산한다.

또한 하중증분법의 경우 매 반복계산에서 변위증분의 크기가 과도하게 되면 부정확한 해를 주는 경우가 있으므로 X, Y 변위증분 및 회전변위증분의 최대허용치 t_d , t_r 을 정의하여 변위의 증분을 조정하도록 했다. 현재의 반복계산에서의 X, Y 변위증분의 최대치를 Δr_i , 회전변위증분의 최대치를 Δr_k 라 하면 다음과 같이 변위의 증분을 조정한다.

1) $|\Delta r_i| > t_d$ 이고 $|\Delta r_k| \leq t_r$ 인 경우

$$\Delta r_i = \Delta r_i \times \left| \frac{t_d}{\Delta r_i} \right|, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (8)$$

여기서 N은 구조물의 총자유도를 나타낸다.

2) $|\Delta r_i| \leq t_d$ 이고 $|\Delta r_k| > t_r$ 인 경우

$$\Delta r_i = \Delta r_i \times \left| \frac{t_r}{\Delta r_k} \right|, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (9)$$

3) $|\Delta r_i| > t_d$ 이고 $|\Delta r_k| > t_r$ 인 경우

$$\Delta r_i = \Delta r_i \times \text{MIN} \left(\left| \frac{t_d}{\Delta r_i} \right|, \left| \frac{t_r}{\Delta r_k} \right| \right), \quad (10)$$

$i = 1, 2, \dots, N$

여기서 MIN은 둘중 작은 값을 나타낸다.

4. 구조요소 모델

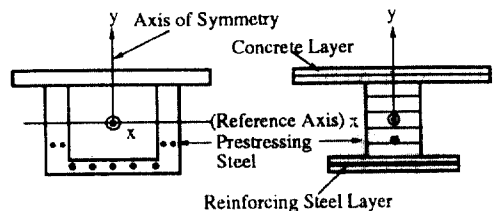
CFRAME에서는 구조요소로서 뼈대요소, PC강재요소, 케이블요소, 연결요소(Link Element)를 고려하고 이동식작업차등 가설장비를 이상화하기 위한 요소로서 이동보요소(Traveller Element)를 고려하

였다. 뼈대요소와 PC 강재요소는 PC 부재, 케이블 요소는 지지케이블(Stay Cable)을 이상화하기 위한 요소이며 연결요소는 PC 부재간의 다양한 연결형태를 이상화하기 위한 요소이다. 각 요소의 강도매트릭스 유도 및 크리프, 온도등 비역학적변형에 의한 등가절점하중의 계산과정에 대하여는 이전논문⁽⁸⁾에서 기술되어 있으며 여기서는 PC사장교의 극한 거동을 해석하기 위한 뼈대요소, PC강재요소, 케이블요소의 특징에 대하여 간략히 기술하기로 한다.

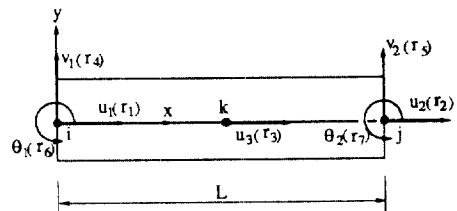
4.1 뼈대요소

뼈대요소는 축대칭인 단면을 가지고 길이방향으로 단면의 변화가 없는 것으로 하며 3절점직선요소로 가정했다.⁽⁸⁾ 뼈대요소의 극한거동을 해석하기 위해 요소의 단면은 Fig. 5(a)와 같이 여러개의 콘크리트 층과 보강철근층으로 구성된 것으로 가정하여 단면의 깊이에 따라 변화하는 재료성질을 가능한 정확히 고려했으며 PC 강재는 별도로 직선트러스요소로 가정하여 뼈대요소의 양절점에 강체에 의해 연결된 것으로 보았다.

콘크리트의 인장균열로 인한 단면의 변화를 고려하기 위해 뼈대요소의 변위성분을 요소좌표계에서 Fig. 5(b)와 같이 정의하고 요소의 길이를 L이라 하며



(a-1) Actual Cross Section (a-2) Idealized Cross Section
(a) Cross-section Idealization of Frame Element



(b) Three-node Frame Element

Fig. 5. Layered Frame Element

$p=x/L$ 로 정의한 후 x 축 상의 임의점의 x 방향변위 $u_0(x)$ 및 y 방향변위 $v(x)$ 를 다음과 같이 형상함수 (Shape Function)를 이용하여 절점변위의 항으로 나타내었다. 상단의 Curl()은 요소좌표계를 의미한다.

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{u}} &= \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}, \quad \bar{\mathbf{v}} = \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix}, \quad \bar{\boldsymbol{\theta}} = \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}, \quad \bar{\mathbf{r}} = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{u}} \\ \bar{\mathbf{v}} \\ \bar{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} \\ u_0(x) &= \boldsymbol{\phi} \cdot \bar{\mathbf{u}}, \quad \boldsymbol{\phi} = \left\{ (2p^2-3p+1), (2p^2-p), 4p(1-p) \right\} \\ v(x) &= \boldsymbol{\phi} \cdot \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{v}} \\ \bar{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\phi} = \left\{ (1-3p^2+2p^3), (3p^2-2p^3), L(p-2p^2+p^3), L(-p^2+p^3) \right\} \end{aligned} \quad (11)$$

위에서 ϕ 는 2차식의 형상함수이며, ϕ 는 3차식의 형상함수로서 1차의 Hermitian 다항식이다.⁽¹³⁾ 일반적인 2절점직선요소와 달리 $u_0(x)$ 를 1차식 대신 2차식으로 표시하면 x 축상의 x 방향변형도는 직선상으로 변화할 수 있으므로 콘크리트의 인장균열로 인하여 중립축이 이동함에 따라 x 축상의 x 방향 변형도가 변화하는 것을 근사하게 나타낼 수 있다.⁽⁷⁾ 강도매트릭스를 계산하는 과정에서는 중앙절점에 관한 항을 응축(Condensation)하여 양단절점에 관한 식으로만 나타내며 따라서 중앙절점을 별도로 입력하지 않는다. 후후 응력을 구하는 과정에서도 이식을 이용하여 구한다.

4.2 PC 강재요소

PC강재요소는 Fig. 6과 같이 뼈대요소의 양절점에 강체에 의해 연결된 직선트러스요소로 보고 각 PC 강재요소는 일정한 인장력을 가진 것으로 가정했다. 또한 콘크리트와 PC 강재는 완전하게 부착된 것으로 가정한다. 반면에 PC 강재를 긴장하는 과정을 해석할 때는 프리텐션방식의 경우는 PC 강재에 의한

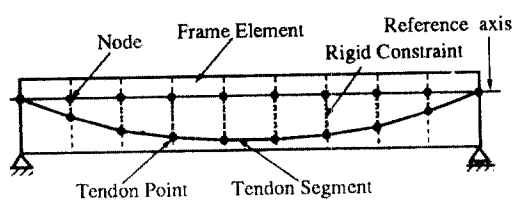


Fig. 6. Prestressing Steel Idealization

인장력 및 PC 강재의 강도를 모두 고려하지만 포스트텐션방식의 경우는 PC 강재에 의한 인장력만을 고려한다. PC 강재의 인장력이 도입된 후의 해석에서는 긴장방식에 관계없이 PC 강재의 강도를 모두 고려한다. PC 강재요소의 강도매트릭스는 PC 강재요소를 트러스 요소로 가정하여 구했다.

4.3 케이블요소

CFRAME에서는 케이블의 기하학적인 비선형 거동 뿐 아니라 케이블재료의 비선형 응력-변형도 관계와 이완에 의한 시간의존적인 거동까지 고려할 수 있는 곡선케이블요소를 고려하였다. 케이블요소는 단면의 연직방향으로만 응력을 전달할 수 있고 연직방향응력은 단면에 걸쳐 균등하며 변형중에 단면의 형상은 일정하다고 가정한 반면에 변위는 충분히 큰 경우까지 고려할 수 있도록 했다.

Fig. 7과 같이 요소의 절점은 2개에서 4개까지 가능하도록 했다. 절점수를 N이라 하면 형상함수 h_k 를 이용하여 요소내 임의의 점의 좌표 및 변위를 절점좌표 x^k 및 절점변위 u_i^k 로 표시하였다. ($k=1-N$, $i=1, 2$)

$$\begin{aligned} x_1(r) &= h_k x_1^k, & x_2(r) &= h_k x_2^k \\ u_i(r) &= h_k u_i^k, & u_i(r) &= h_k \cdot u_i^k, \quad i=1, 2 \end{aligned} \quad (12)$$

여기서 형상함수 h_k 는 다음과 같이 정규좌표계에 서의 1차원요소에 대한 형상함수를 이용하였다.⁽¹³⁾

절점수	2	3	4
h_1	$\frac{1}{2}(1-r)$	$\frac{1}{2}(1-r) - \frac{1}{2}(1-r)^2 + \frac{1}{16}(-9r^3+r^2+9r-1)$	$\frac{1}{2}(1-r) - \frac{1}{2}(1-r)^2 + \frac{1}{16}(27r^3+7r^2-27r-7)$
h_2	$\frac{1}{2}(1+r)$	$\frac{1}{2}(1+r) - \frac{1}{2}(1+r)^2 + \frac{1}{16}(9r^3+r^2-9r-1)$	$\frac{1}{2}(1+r) - \frac{1}{2}(1+r)^2 + \frac{1}{16}(-27r^3-9r^2+27r+9)$
h_3		$(1-r^2)$	$(1-r^2) + \frac{1}{16}(27r^3+7r^2-27r-7)$
h_4			$\frac{1}{16}(-27r^3-9r^2+27r+9)$

(13)

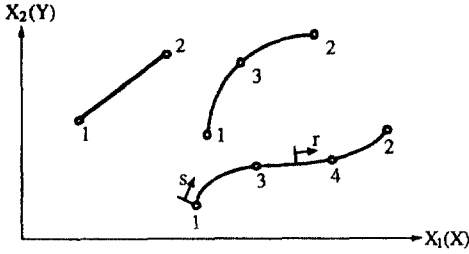


Fig. 7. Two to Four-Node Cable Element

이전 논문⁽⁸⁾에서 저자는 현수선의 해석을 통하여 1개의 4절점 곡선케이블요소로서 현수선식에 의한 케이블의 처짐을 정확하게 나타낼 수 있음을 보였다. 사장교의 케이블과 같이 케이블에 자중 및 양단의 인장력만이 작용하는 경우는 현수선식을 이용하여 충분한 정도로 근사화할 수 있으므로 본 논문에서는 PC사장교의 해석에서 각각의 지지케이블을 1개의 4절점곡선요소로서 이상화했다.

5. 해석 예

저자는 본 논문에서 제시한 해석방법의 정당성을 검증하기 위하여 현수선의 해석, 크리프 해석, PC 거더교의 극한해석, 켄탈레버보의 대변위해석, 사장교의 비선형해석을 수행하여 결과를 참고문헌 [8]에 제시하였다. 본 논문에서는 PC사장교의 극한거동 및 재료의 시간의존적 특성이 극한거동에 끼치는 영향에 관한 해석결과를 다루고자 한다.

5.1 해석 개요

일반적으로 널리 활용되고 있는 하프형(Harp Type), 부채형(Fan Type) 및 방사형(Radiator Type)의 케이블 배치형태를 가진 PC사장교를 해석했다. 교량의 제원 및 하중조건들은 Seif⁽⁵⁾의 논문을 참고했으며 부족한 자료는 적절하게 가정했다.(Fig. 8) 각 교량은 경간 및 부채들의 제원, 재료성질이 동일하며 상판과 주탑의 단면치수 및 해석모델의 제원이 Fig. 9, 10에, 케이블의 단면적 및 초기인장력이 Table 1에 나타나 있다. 각 부채의 재료성질 및 요소의 성질들은 아래와 같다.

1) 재료성질

콘크리트: 28일강도 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

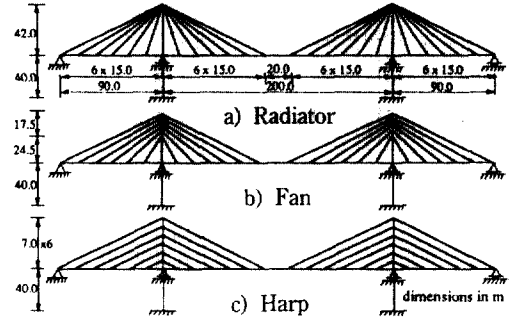
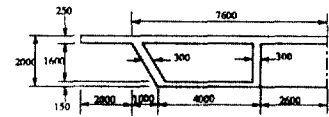
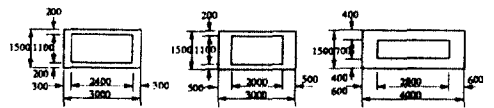


Fig. 8. Geometry of PC Cable-Stayed Bridges



(a) Half cross section of the deck



(b) Top cross section of the tower (Top 21000 mm) (c) Middle cross section of the tower (d) Bottom cross section of the tower (Bottom 40000 mm) Dimensions in mm

Fig. 9. Cross Sections of Bridge Elements

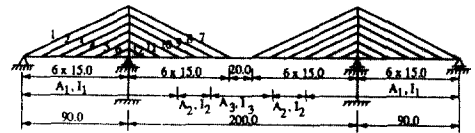


Fig. 10. Numbering of Stay Cables

탄성계수	$E_c = 30,000 \text{ MPa}$
극한변형도	$\epsilon_{cu} = 0.0035$
보강철근:	항복응력 $f_y = 400 \text{ MPa}$
	탄성계수 $E_s = 200,000 \text{ MPa}$
PC 강재:	항복응력 $f_{py} = 1,680 \text{ MPa}$
	인장강도 $f_u = 1,860 \text{ MPa}$
	탄성계수 $E_s = 190,000 \text{ MPa}$
케이블 강재:	항복응력 $f_y = 1,680$
	인장강도 $f_u = 1,860$
	탄성계수 $E_s = 165,000$
	극한변형도 $\epsilon_{su} = 0.05$

Table 1. Stay Cables Initial Forces(kN)

$$It_3 = 7.418 \text{ m}^4$$

Cable No	Harp	Fan	Radiator	Area(m ²)
1	4340	4340	4340	0.01
2	4020	3722	3480	0.01
3	3420	2870	2522	0.005
4	3580	2640	2219	0.005
5	3540	2194	1840	0.005
6	3540	1755	1590	0.005
7	4340	4340	4340	0.01
8	3290	3046	2848	0.01
9	3610	3029	2662	0.005
10	3530	2603	2188	0.005
11	3540	2194	1840	0.005
12	3540	1755	1590	0.005

보강철근량은 각 1.4%, 1.14%, 1%

Cable initial forces for left half of the bridges only are given because of the symmetrical nature of the bridges.

5.2 PC 사장교의 극한해석

PC 사장교의 비선형거동 및 극한거동을 파악하고 아울러 극한강도에 대한 케이블 배치형태의 영향을 비교하기 위하여 Fig. 8의 세가지 형태의 사장교를 파괴에 이르기까지 하중을 단계적으로 증가시키며 해석하였다. 재료의 비선형성은 물론 기하학적 비선형성을 모두 고려하였으나 크리프, 건조수축, 프리스트레스의 이완등 시간 의존적인 특성에 의한 영향은 고려하지 않았다. 사장교의 경우 부정정차수가 큰 구조물이므로 전체적인 파괴(Total Collapse)가 발생할 가능성은 희박하며 따라서 보통 국부파괴(Local Failure)로서 구조물의 극한강도를 정의한다.⁽⁶⁾ 본 논문에서도 국부파괴가 시작되는 순간까지 재하된 하중을 파괴하중(Failure Load)으로 정의하고 이 파괴하중의 크기로서 사장교의 극한강도(Ultimate Strength)를 나타내기로 한다. 콘크리트의 재료성질은 타설 후 28일이 경과한 것으로 가정하고 PC강재의 초기인장력은 항복강도의 90%로 가정하였다. 재하순서는 케이블과 PC 강재의 초기인장력을 도입하는 동시에 사하중으로서 등분포하중 100 kN/m를 전경간(Full Span)에 걸쳐 재하였다. 이후 활하중으로 등분포하중 36 kN/m를 전경간에 걸쳐 재하하며 마지막으로 등분포하중을 전경간에 걸쳐 파괴에 이르기까지 순차적으로 증가시켜 나갔다.

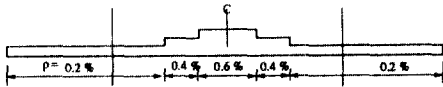


Fig. 11. Schematic Representation for Prestressing Steel in the Deck

2) 요소성질

상판: 면적 $A_1 = 4.203 \text{ m}^2$

$A_2 = 4.248 \text{ m}^2$

$A_3 = 4.292 \text{ m}^2$

단면2차모멘트 $I_1 = 2.197 \text{ m}^4$

$I_2 = 2.224 \text{ m}^4$

$I_3 = 2.251 \text{ m}^4$

보강철근량: 상판의 상단으로부터 0.1, 1.0, 1.9 m의 위치에 각 0.015, 0.005, 0.015 m²

PC강재: 단면적은 Fig. 11에 나타나 있으며 상판의 단면중심에 위치

주탑: 단면적 $At_1 = 2.109 \text{ m}^2$

$At_2 = 2.459 \text{ m}^2$

$At_3 = 4.278 \text{ m}^2$

단면2차모멘트 $It_1 = 2.356 \text{ m}^4$

$It_2 = 2.890 \text{ m}^4$

사하중 및 활하중을 사용하중(Service Load)으로 보면 사용하중 재하시 주경간의 최대처짐이 하프형, 부채형, 방사형 사장교의 경우 각각 493 mm, 466 mm, 421 mm로 나타났고, 파괴에 이를 때의 처짐은 1,650 mm, 2,501 mm, 2,441 mm로 나타났다. 반면, 파괴하중은 하프형, 부채형, 방사형 사장교가 각각 233 kN/m, 311 kN/m, 318 kN/m로 나타났다. Fig. 12, 13, 14에 세가지 형태의 교량의 사하중 재하시, 사용하중 재하시, 파괴하중 재하시의 처짐도가 나타나 있고 Fig. 15, 16, 17에 상판의 휨모멘트도가 나타나 있다.

하프형 사장교를 기준으로 할 때 부채형 및 방사형의 경우 사용하중 재하시의 처짐은 10% 및 15%

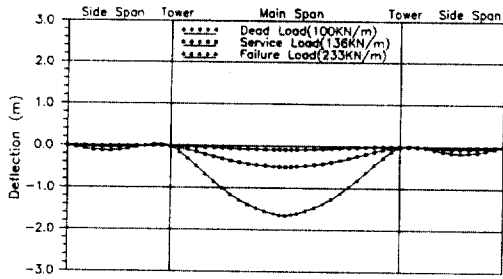


Fig. 12. Deflected Shape of the Deck of Harp Type at Various Loading Stage

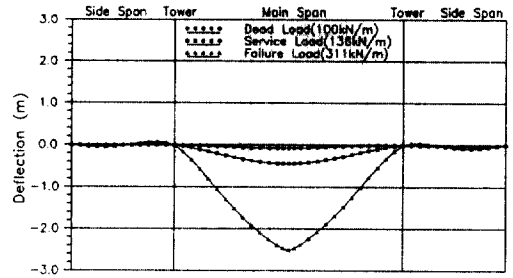


Fig. 13. Deflected Shape of the Deck of Fan Type at Various Loading Stage

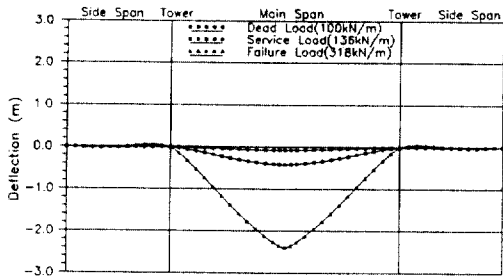


Fig. 14. Deflected Shape of the Deck of Radiator Type at Various Loading Stage

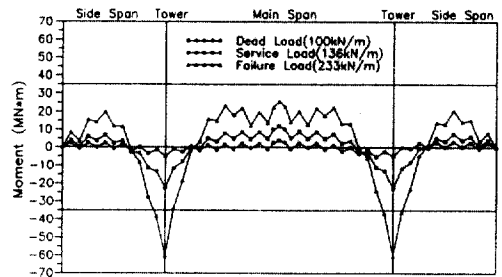


Fig. 15. Bending Moment Diagram of the Deck of Harp Type at Various Loading Stage

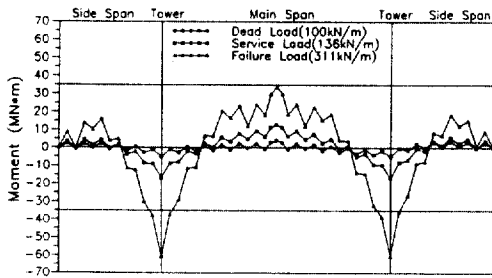


Fig. 16. Bending Moment Diagram of the Deck of Fan Type at Various Loading Stage

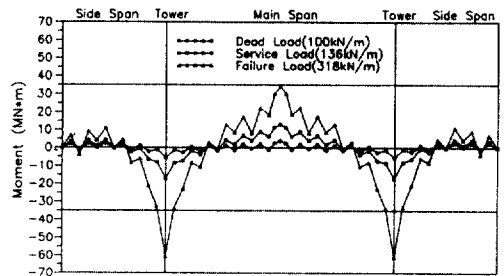


Fig. 17. Bending Moment Diagram of the Deck of Radiator Type at Various Loading Stage

작으나 파괴하중 재하시의 처짐은 부채형은 52%, 방사형은 48% 큰 것으로 나타났다. 한편 파괴하중은 하프형에 비해 부채형 및 방사형이 각각 33%, 37% 큰 것으로 나타났다. 케이블의 경사도가 증가할수록 연속적으로 재하되는 하중에 대한 지지력이 증가하여 케이블의 인장력이 감소하는 한편 상판에 작용하는 압축력도 감소하게 되므로 방사형의 케이블 배치형태가 상대적으로 우수한 것으로 알려져 있으며⁽¹⁵⁾

본 예제의 결과와 잘 일치하고 있다.

세가지 형태의 교량 모두 파괴는 상판단면 연단의 압축변형도가 콘크리트의 극한변형도를 초과함으로써 파괴가 시작되는 국부파괴의 형태로 나타났으며 국부파괴가 발생한 부위는 주탑 좌우의 최대부모멘트가 작용하는 지점이었다. 파괴가 시작될 때의 케이블의 응력은 모두 항복응력 이하인 것으로 나타났다.

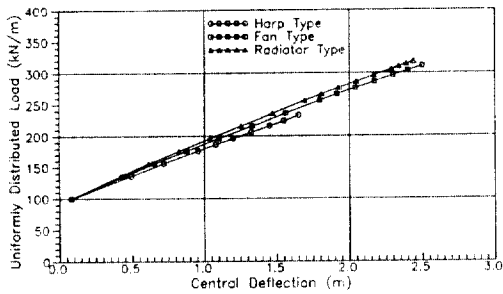


Fig. 18. Load-Deflection Curve at Center of The Bridge

Fig. 18에는 교량중양부에서의 하중-처짐곡선 (Load-Deflection Curve)가 나타나 있다. 하중이 증가함에 따라 재료의 비선형 응력-변형도 관계 및 콘크리트의 인장균열에 의하여 강도가 다소 감소하나 케이블이 없는 PC거더교의 경우처럼⁽⁶⁾ 급격하게 감소하지는 않으며 이것은 케이블의 인장력에 의하여 상판에 큰 압축력이 작용하므로 모멘트가 증가해도 상판에 인장응력이 작용하는 부분이 극히 일부에 국한되어 인장균열에 의한 단면의 감소가 거의 없기 때문이다. 이러한 현상은 철근이 과다하게 배치된 PC보에 과도한 프리스트레스를 가했을 때 PC보의 하중-처짐곡선에서도 나타난다.⁽¹⁶⁾ 극한거동을 보면 하프형의 경우가 방사형보다는 파괴에 도달할 때까지 구조물의 강도의 감소가 작으며 이것은 하프형의 경우가 교량상판에 훨씬 더 큰 압축력이 작용하여 인장균열이 발생하는 부위가 적어 지므로 타당한 결과로 보인다. 파괴하중에 근접해도 마찬가지로 하중-처짐곡선의 기울기가 크게 변화하지 않다가 파괴하중에 도달하면 상판 압축연단의 콘크리트가 파괴됨에 따라 순간적으로 국부파괴가 발생했다.

5.3 재료의 시간의존적 특성의 영향

콘크리트의 크리프, 건조수축과 시간의 경과에 따른 강도증가, PC강재 및 케이블의 이완등 시간의존적 특성이 사장교의 거동 및 극한강도에 미치는 영향을 검토하기 위하여 하프형 사장교 및 방사형 사장교에 대한 시간 의존적 비선형해석을 수행하였다. 시공단계에 대한 고려는 하지 않았으므로 모든 구조물이 시공을 시작한 후, 즉 콘크리트 타설 후

28일이 경과했을 때 일시에 가설된 것으로 가정했다. 재하순서는 먼저 케이블과 PC 강재에 초기인장력을 도입할 때 동시에 사하중 100 kN/m를 전경간에 걸쳐 재하하고, 이후 활하중 36 kN/m를 재하하였다. 사하중 및 활하중을 사용하중(Service Load)으로 가정하고 사용하중 재하상태에서 72일이 경과한 후, 즉 콘크리트 타설 후 100일이 경과한 후에 순차적으로 파괴에 도달할 때까지 하중을 재하하였다. 마찬가지로 사용하중 재하상태에서 콘크리트 타설 후 365일 및 10,000일 후에 순차적으로 재하하여 파괴 하중을 구했다. 시간의존적 재료성질로서 콘크리트의 최종크리프계수 및 최종건수축계수는 각각 2.35 및 0.0008로 가정하였다. 해석에 있어서 시간의 경과에 따른 재료의 열화(Degradation)는 무시했다.

해석순서는 콘크리트 타설 후 28일에 순간적으로 케이블 및 PC 강재에 초기인장력이 도입되며 동시에 사하중이 재하되는 것으로 보고 시간의 증분을 영으로 하여 순간해석(Instantaneous Analysis)⁽⁸⁾을 하고 이어서 마찬가지로 활하중을 재하하여 해석을 한 후 100일까지의 시간을 10개의 구간으로 나누어 시간단계해석(Time Step Analysis)⁽⁸⁾을 했다. 이후 하중을 순차적으로 재하하면서 파괴하중에 도달할 때까지 계속적으로 순간해석을 반복했다. 365일 후의 파괴하중을 구할 때에는 28일에서 365일까지의 시간을 20개의 구간으로 나누어 시간단계해석을 한 후 순차적으로 하중을 재하하여 해석을 하고, 마찬가지로 10,000일 후의 파괴하중을 구할 때는 28일부터 10,000일까지의 시간을 30개의 구간으로 나누어 시간단계해석을 한 후 그 시점에서 파괴하중을 구했다.

먼저 하프형 사장교의 경우를 보면, 사용하중 재하시 하프형 사장교의 28일, 100일, 365일, 10,000일에서의 처짐도가 Fig. 19에 나타나 있고, 사용하중 재하시의 상판의 모멘트도가 Fig. 20에 나타나 있다. 사용하중 재하시의 주경간 최대처짐은 28일, 100일, 365일, 10,000일에 각각 493 mm, 758 mm, 873 mm, 956 mm 이며 28일을 기준으로 할 때 처짐량의 증가치가 100일의 경우는 54%, 365일 및 10,000일의 경우는 77% 및 94%로서 사용하중 재하시 시간의존적 효과에 의한 처짐의 증가가 상당한 것으로

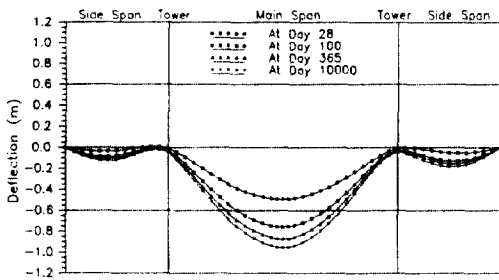


Fig. 19. Deflected Shape of the Deck of Harp Type Bridge under Service Load at Different Time Stages

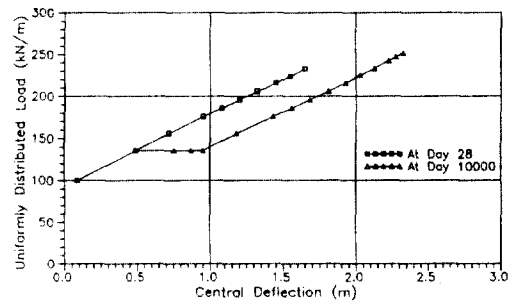


Fig. 21. Time-Dependent Effects on Load-Deflection Curve of Harp Type Bridge

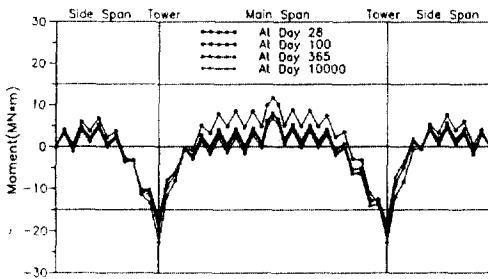


Fig. 20. Bending Moment Diagram of the Deck of Harp Type under Service Load at Different Time Stages

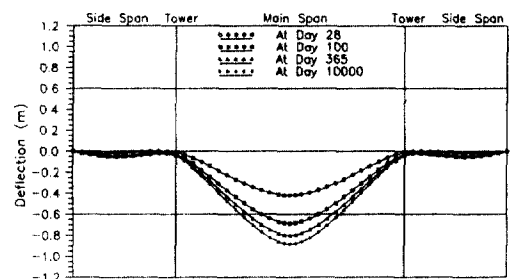


Fig. 22. Deflected Shape of the Deck of Radiator Type under Service Load at Different Time Stages

나타났다. 한편, 상판의 휨모멘트는 주탑부위에서의 최대부모멘트가 28일, 100일, 365일, 10,000일에 각각 -22.71 , -19.59 , -17.98 , -17.10 MN·m 이고 주경간 중앙부에서의 최대정모멘트가 각각 11.78 , 8.09 , 7.73 , 6.81 MN·m로서 시간이 경과함에 따라 최대부모멘트 및 정모멘트가 현저히 감소하는 것으로 나타났다. 28일을 기준으로 할 때 10,000일에 최대부모멘트는 25%, 최대정모멘트는 42% 감소하였다. 최대부모멘트는 시간의 경과에 따라 비교적 완만하게 감소하는 반면 최대정모멘트는 100일에 31%나 감소하며 이후 완만하게 감소하는 것으로 나타났다. 최대부모멘트 작용점에서의 축력은 28일에서 -24.54 MN으로 시간의 경과에 따라 거의 변화하지 않았다. 케이블의 장력은 대체로 시간의 경과에 따라 최대 16%까지 증가하나 증가속도는 100일까지 급격히 증가하고 이후에는 완만한 것으로 나타났다.

28일, 100일, 365일, 10,000일에서의 파괴하중은 각각 233 , 246 , 238 , 252 kN/m로서 시간의 경과에 따라 최대 8%의 차이를 보였다. 한편 시간의 경과에 따른 콘크리트의 강도증가(Aging)를 무시한 경우는 10,000일에서의 파괴하중이 237 kN/m로서 28일의 경우보다 2% 증가했으며 이것은 상판에서의 모멘트의 재분배에 의한 것으로 나타났다. 따라서 시간의 경과에 따라 파괴하중이 증가하는 것은 콘크리트의 강도증가 및 상판에서의 모멘트의 재분배에 복합적으로 기인하는 것으로 판단된다. 파괴하중 재하시의 주경간 최대처짐은 $1,650$, $2,068$, $2,088$, $2,329$ mm로서 시간의 경과에 따라 증가하였다. 파괴는 모두 주탑 좌우의 최대부모멘트가 작용하는 상판에서 상판연단의 압축변형도가 콘크리트의 극한변형도를 초과하여 발생하는 국부파괴의 형태로 시작되었다. Fig. 21에는 교량중앙부에서의 하중-처짐곡선이 나타나 있다. 그림에서 기울기가 0인 직선부분은 사

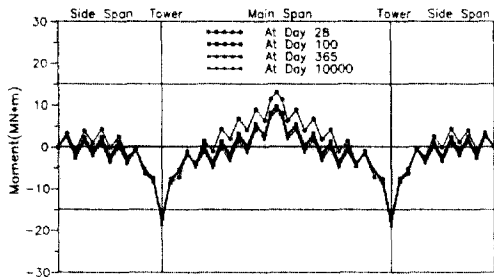


Fig. 23. Bending Moment Diagram of the Deck of Radiator Type under Service Load at Different Time Stages

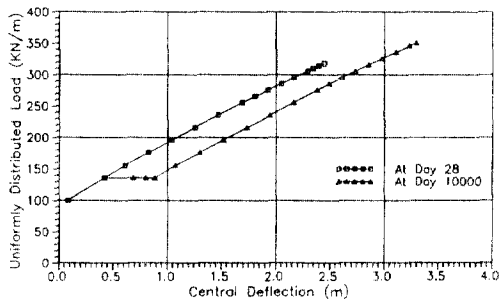


Fig. 24. Time-Dependent Effects on Load-Deflection Curve of Radiator Type Bridge

용하중 재하상태에서 시간의 경과에 따라 처짐이 증가하는 것을 보여주며 각각 28일, 100일, 365일, 10,000일에서의 처짐이 나타나 있다. 10,000일 시점에서 다시 하중이 재하됨에 따라 처짐도 증가하다가 국부파괴에 도달한다.

한편, 방사형 사장교에 대한 사용하중 재하시의 상판의 처짐도 및 모멘트도가 각각 Fig. 22, 23에 나타나 있다. 방사형 사장교의 경우는 사용하중 재하시의 주경간 최대처짐은 28일, 100일, 365일, 10,000일에 각각 421, 688, 802, 885 mm로서 28일을 기준으로 할 때 처짐량의 증가치가 63%, 90%, 110%로 나타났다. 상판의 휨모멘트는 최대부모멘트가 -17.38, -17.22, -18.57, -18.70 MN·m로서 최대 8% 증가하며, 주경간 중앙부의 최대정모멘트는 13.03, 9.73, 9.50, 8.67 MN·m로서 최대 33% 감소하였다. 최대정모멘트는 100일에 25%가 감소하며 이후 완만하게 감소하여 하프형과 비슷한

경향을 보였다. 최대부모멘트가 작용하는 지점의 축력은 시간의 경과에 따른 변화가 거의 없었다. 케이블의 장력은 시간의 경과에 따라 대체로 증가하여 최대 7%까지 증가하며 하프형과 같이 100일까지는 급격히 증가하고 이후 완만하게 증가하였다.

28일, 100일, 365일, 10,000일에서의 파괴하중은 각각 318, 321, 331, 351 kN/m로서 시간이 경과함에 따라 조금씩 증가하며 10,000일에 최대 10% 증가한 것으로 나타났다. 시간의 경과에 따른 콘크리트의 강도증가를 무시한 경우는 10,000일에서의 파괴하중이 320 kN/m로서 28일의 경우보다 1% 크게 나타났다. 따라서 방사형 사장교의 경우는 시간의 경과에 따라 파괴하중이 증가하는 이유가 주로 콘크리트의 강도증가에 기인하는 것으로 나타났다. 파괴하중 재하시의 주경간의 최대처짐은 2,441, 2,723, 2,959, 3,298 mm로서 시간이 경과함에 따라 증가하여 10,000일에 최대 35% 증가하였다. 파괴의 형태는 하프형과 마찬가지로 최대부모멘트가 작용하는 주탑 좌우의 상판에서 국부파괴의 형태로 나타났다. Fig. 24에 교량중앙부에서의 하중-처짐 곡선이 나타나 있으며 파괴에 도달할 때까지의 극한거동은 하프형 사장교와 비슷한 양상을 보였다.

본 예제의 결과를 고려해 볼 때 재료의 시간 의존적 특성들이 사용하중 재하시의 사장교의 거동은 물론 극한거동에도 상당한 영향을 미치는 것으로 나타났다. 하프형과 방사형 모두 사용하중 재하시에 처짐은 시간이 경과함에 따라 크게 증가하나 최대 정모멘트는 현저히 감소하였고 케이블의 장력은 다소 증가하였다. 한편 최대부모멘트는 하프형의 경우는 감소한 반면 방사형의 경우는 다소 증가하였다. 파괴하중은 시간이 경과함에 따라 콘크리트의 강도 증가 및 상판에서의 모멘트의 재분배에 의하여 다소 증가하며 증가폭은 방사형의 경우가 약간 크게 나타났다. 재료의 시간 의존적 특성들에 의한 영향은 초기에는 비교적 크게 나타나다가 이후 서서히 감소하는 경향을 보였다.

6. 결 언

본 논문에서는 재료의 시간 의존적 특성에 의한

영향을 고려하며, 재료의 비선형성은 물론 기하학적 비선형성도 고려하여 평면PC사장교의 축방향력과 휨에 의한 극한거동을 해석할 수 있는 비선형 해석방법을 제시하고 일반적 형태의 PC사장교의 극한거동 해석에 적용했다. PC사장교의 극한거동을 가능한 정확히 예측하기 위하여 충분할요소를 사용함으로써 콘크리트 뼈대요소의 단면 및 강도의 변화를 정확히 고려하고, PC강재를 직선세그먼트로 분할하여 별도로 고려했으며 케이블은 곡선케이블 요소를 사용하여 하중재하에 따른 케이블의 변형된 형상 및 응력을 정확히 고려했다.

일반적 형태의 PC 사장교에 대하여 재료의 비선형성 및 기하학적 비선형성을 고려하여 극한거동을 해석한 결과 주탑 및 케이블의 단면이 충분히 큰 PC 사장교에 있어서 전경간에 등분포하중을 재하할 때의 극한거동은 상판에 작용하는 큰 압축력 및 케이블에 의한 지지로 인하여 파괴하중에 접근해도 구조물의 강도가 크게 감소하지 않으며 파괴 직전까지 강도가 서서히 감소하다가 파괴하중에 도달하면 순간적으로 콘크리트의 압축파괴에 의하여 국부 파괴(Local Failure)가 발생함을 알 수 있었다. 또한 PC 사장교의 거동 및 극한강도에 있어서 재료의 시간의존적 특성에 의한 영향을 검토한 결과 PC 사장교의 거동에 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 강도증가와 케이블 및 PC 강재의 이완등 재료의 시간 의존적 특성들이 상당한 영향을 끼치며, 교량의 전경간에 등분포하중을 재하하고 시간의 경과에 따른 재료의 열화(Degradation)를 무시할 경우 시간이 경과함에 따라 치짐은 크게 증가하는 반면 극한강도는 콘크리트의 강도증가 및 상판에서의 모멘트의 재분배에 의하여 다소 증가함을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 대한토목학회, "사장교 특집", **대한토목학회지**, 제 35권 제3호, 1987.
2. Narayanan, G., Krishnamoorthy, C.S. and Rajagopalan, N., "Bibliography on cable stayed bridges", Proceedings of the Intl. Conference on Cable-stayed Bridge, Bangkok, Thailand, Nov. 1987, pp. 1497-1545.

3. Leonhardt, F., "Cable-stayed bridges with prestressed concrete", *PCI Journal*, Vol. 32, No. 5, Sept. 1987.
4. Khalil, M.S.A., Time-Dependent Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Cable-Stayed Girders and Other Concrete Structures, Ph. D. Thesis, Dept. of Civil Eng., University of Calgary, 1979.
5. Seif, S.P.A., Nonlinear Analysis and Ultimate Strength of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges, Ph. D. Thesis, Dept. of Civil Eng., U. of Calgary, 1986.
6. 김우중, 시공단계를 고려한 프리스트레스트 콘크리트 교량의 정적 및 동적 3차원 거동에 관한 연구, 공학박사학위논문, 서울대학교 토목공학과, 1990.
7. 이재석, 케이블로 지지된 PC 뼈대구조물의 시공 단계를 고려한 시간의존적 비선형해석, 공학박사학위논문, 서울대학교 토목공학과, 1991.
8. 이재석, 강영진, "케이블로 지지된 PC 뼈대의 시간의존적 비선형해석", **대한토목학회논문집**, 제12권 제4호, 1992.
9. ACI Committee 209, "Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures", ACI Publication SP-27, Paper SP 27-3, 1970.
10. Comite Euro-international du Beton, CEB-FIP model code for concrete structures, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, England, 1978.
11. Ketchum, M.A., Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report UCB/SESM 86-7, U.C. Berkeley, 1986.
12. Kang, Y.J., SPCFRAME-Computer Program for Nonlinear Segmental Analysis of Planar Prestressed Concrete Frames, Report UCB/SEMM 89-7, U.C. Berkeley, 1989.
13. Bathe, K.J., *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1982, pp. 196-220.
14. Powell, G. and Simons, J., "Improved iteration strategy for nonlinear structures", *Intl. J. for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 17, 1981, pp. 1455-1467.
15. Gimsing, N.J., *Cable-Supported Bridges-Concept and Design*, John Wiley & Sons Ltd., New York, 1983.
16. Nilson, A.H., *Design of Prestressed Concrete*, John Wiley & Sons Ltd., New York, 1978.

(接受 : 1993. 8. 2)