

다지점 가진을 고려한 장경간 사장교의 비선형시간이력해석

Nonlinear Time History Analysis of Long Span Cable-Stayed Bridge Considering Multi-Support Excitation

김진일*
Kim, Jin-Il

하수복*
Ha, Su-Bok

성대정**
Sung, Dae-Jung

김문영***
Kim, Mun-Young

신현목†
Shin, Hyun-Mock

요지

본 논문에서는 다지점 가진 시 장대교량에 대한 지진응답해석을 수행하고 설계상의 다양한 요구에 유연하게 대처하기 위해서 다지점 가진 해석에 필요한 비선형시간이력해석 알고리즘(영향계수법)을 제안하고, 이를 신뢰성있는 비선형 유한요소해석 프로그램(RCAHEST)에 추가하였다. 동일한 유한요소모델에 대해 범용 유한요소해석 프로그램 SAP2000의 Multi-support Excitation 기능을 이용하여 연구에서의 결과에 대한 비교·검증을 수행하였다. 이 연구결과를 바탕으로 인천대교에 대해서 유한요소모델링을 실시하고 다지점 가진을 고려한 비선형시간이력해석을 수행하였다. 수평변위응답의 분석 결과 시간지연이 늘어날수록 최대 수평변위가 줄어드는 것을 확인할 수 있었다. 또한 입력지진파의 최대가속도를 단계적으로 증가시키며 극한해석을 수행하여 대상 교량의 사용성을 평가하였다.

핵심용어 : 인천대교, 다지점 가진, 영향계수법, 비선형시간이력해석

Abstract

For analyzing seismic performance of long-span bridge for multi-support excitation and preparing technically and efficiently for a variety of design demands, the new module on multiple excitation was built in a reliable non-linear analysis program(RCAHEST) by using Influence Line Method, and the study on structures was performed previously. Also, the result of the analysis through RCAHEST was compared and verified with commercial finite element analysis program SAP2000 by using the feature of Multi-Support Excitation. From these results, nonlinear time history analysis considering multi-support excitation was studied after designing FE model of Incheon cable-stayed bridge. It was proved that the maximum response of horizontal displacement decreased as the time delay was increasing at all nodes of bridge. And then the serviceability of analysis model was evaluated by performing ultimate analysis under changes in maximum acceleration of seismic load data.

Keywords : Incheon bridge, multi-support excitation, influence line method, nonlinear time history analysis

1. 서론

20세기 후반부터 건설시장의 큰 흐름 중 하나는 케이블로 지지된 장경간 교량의 뚜렷한 수요 증가이다. 그리고 현재 이러한 흐름은 주경간장 2000m이상의 초장대교량의 건설 수요로 이어지고 있다. 이와 같이 경간장의 초장대화가 진행이 되면 횡방향 지진하중에 대한 장대교량의 정확한 거동 분석이 더욱 중요해진다.

일본 대지진과 같이 진도 9.0이상의 극한 지진하중이 교량의 여러 교각에 작용하게 되는 경우, 교량의 지간이 장경간화 됨에 따라 전단파 속도의 차이로 지진하중이 교각에 도달하는데 시간차가 발생할 수 있고, 이 때의 지진응답이 교각마다 다를 것으로 판단할 수 있다.

이 논문에서는 다지점 가진 운동을 고려한 장대교량의 동적거동 해석을 위해서 선행연구로서 신뢰성있는 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST를 채택하여 케이블 지지 장

† 책임저자, 정회원 · 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수
Tel: 031-290-7513 ; Fax: 031-290-7549
E-mail: hmshin@skku.edu

* 성균관대학교 초고층장대교량학과 석사과정

** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 박사수료

*** 성균관대학교 건설환경시스템공학과 교수

• 이 논문에 대한 토론을 2012년 2월 29일까지 본 학회에 보내주시면 2012년 4월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

대교량을 정확히 모델링하여 기존 연구논문에서의 자유진동 해석결과와 비교한 후 극한해석을 수행하였다. 이 연구과정에서 RCAHEST 프로그램을 더욱 발전시켜 탄성 현수선 이론에 따른 케이블요소와 탄성 포물선으로 고려된 케이블요소를 조합하여 수정된 케이블요소 모듈을 추가하였다.

이러 강진시 다지점 운동을 고려한 케이블지지 장경간 교량의 동적해석 모델을 연구함에 있어서 중요한 부분이 교량을 지지하고 있는 교각의 지반에 따른 전단파 속도의 차이를 모델링에 적용하는 일이므로 이를 위해 영향계수법을 이용한 프로그램 모듈을 추가 개발함으로써 500m이상의 장경간으로 구성된 장대교량의 교각사이에 발생하는 전단파의 위상차를 프로그램 내에 반영하였다.

이를 통해 장대교량의 일방향 동시 가진에 대한 동적변위 응답과 다지점 가진을 고려한 응답을 비교·분석하여 향후, 보다 경제적이고 합리적인 설계방안 마련을 위한 기초자료를 제시하고자 한다.

2. 비선형 유한요소해석 프로그램

장대교량 완성계에 대한 다지점 운동을 고려한 지진응답해석을 수행하기 위하여 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST (Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)를 사용한다. 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST는 미국 버클리대학의 Taylor가 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP (Taylor, 2011)에 이식하여 모듈화된 프로그램으로서, 철근콘크리트 구조물의 역학적 거동 즉, 탄성, 비탄성, 극한 영역 등 전 응력상태에 걸친 하중과 변형의 관계, 균열의 진행, 콘크리트와 철근의 응력 추적 등과 같은 해석결과에 대한 신뢰성이 검증된 프로그램이다.

2.1 파이버 보-기둥 요소

주탑에 사용되는 파이버 요소의 정식화는 Spacone 등 (1996)이 제안한 유연도법에 근거한 보-기둥 요소에 기초한다. 절점에서 6자유도를 가진 모든 요소에 대해 비틀림 자유도는 선형탄성거동을 하고 축방향 자유도와 휨자유도는 함께 연동하지 않는다고 가정한다.

파이버 요소에 사용되는 기하비선형은 Neuenhfer 등 (1998)이 제안한 식에 기초한다. 요소 단면의 각 파이버 요소들은 각각 크립 및 건조수축, 재령 효과 등의 시간 의존적 특성을 가지고 있다. 본 연구에서는 파이버 보-기둥 요소를 1차원 요소로 간략화하여 사용하였다.

$$\begin{pmatrix} \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} & & & & & \\ & \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} \cdot z_{fib}^2 & & & & \\ & & \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} \cdot y_{fib}^2 & & & \\ & & & \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} \cdot z_{fib} \cdot y_{fib} & & \\ & & & & \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} \cdot y_{fib} \cdot z_{fib} & \\ & & & & & \sum_{fib=1}^n E_{fib} \cdot A_{fib} \cdot y_{fib}^2 \end{pmatrix} \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} \begin{matrix} symmetric \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} \quad (1)$$

아래의 행렬에서 E_{fib}, A_{fib} 는 각 해당 파이버의 탄성계수와 단면적을 의미하고, y_{fib}, z_{fib} 는 해당 파이버의 로컬 좌표계에서의 y축 좌표와 z축 좌표이다.

모든 파이버에 대한 해당 재료모델의 구성방정식으로부터 계산된 단면의 강성 행렬 $[f(x)]^{-1}$ 은 식 (1)과 같다.

2.2 Cable 요소

사장교의 케이블의 경우 커다란 인장력을 받아서 케이블에 발생하는 새그(sag)가 매우 작은 처짐 형상을 나타낸다. 따라서 이러한 케이블 부재는 두 개의 고정점에 포물선 형태로 연결된다고 가정할 수 있다. 새그가 작은 사장교의 경우에 탄성현수선 요소 대신에 사용가능한 탄성포물선 요소는 현수선 요소에 근접하는 정확도를 가지면서 수렴속도도 빠른 장점을 가지고 있다.

큰 장력이 도입된 후, 유도된 탄성현수선 케이블요소의 적합방정식은 Taylor 급수를 통하여 정리하면 다음 식 (2)과 같이 표현할 수 있다.

$$T^3 + \frac{EA_0}{L_0}(L_0 - L)T^2 - \frac{EA_0(wL_0)^2}{24} = 0 \quad (2)$$

여기서, T 는 장력, L_0 는 무응력장, L 은 큰 장력이 도입된 후의 길이, w 는 케이블자중을 나타낸다.

위의 식을 이용하여 주어진 무응력장으로 반복계산을 통해 장력을 구할 수 있다.

2.3 비선형 재료모델

비선형 철근 콘크리트의 구성방정식은 분산균열모델에 기초하고 있으며, 콘크리트의 압축모델은 탄소성 파괴 모델 (EPF)에 기초한다(Okamura 등, 1987).

균열 전 콘크리트가 가지는 비선형성은 소성론에 기초한 복구가 불가능한 소성변형 및 에너지 흡수능력의 상실 정도를 나타내는 균열(Fracture)에 기인한다. 본 연구에서는 EPF model을 1축 상태의 파이버 보-기둥 요소로 단순화하

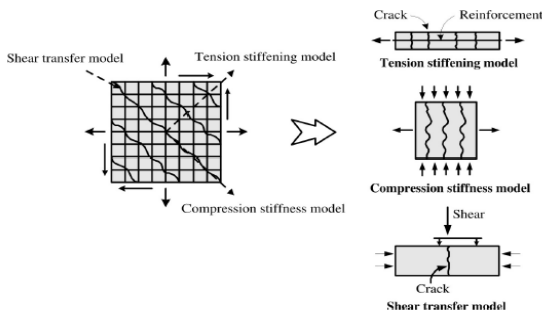


그림 1 균열 발생 후 콘크리트의 구성모델

여 사용하였다.

철근 콘크리트 재료모델에서 콘크리트와 철근의 부착 효과 때문에 콘크리트는 균열 이후에도 인장응력의 일부를 다소 분담하게 된다. 따라서 이를 고려하기 위해 Shima 등(1987)의 Tension stiffness model을 사용하였다. 또한 콘크리트 기둥이 적절한 횡방향 철근으로 구속된 경우 이로 인해 철근 콘크리트 기둥 부재의 연성을 크게 향상시킬 수 있다. 이를 적용하기 위해 본 연구에서는 Sun 등(2000)가 제안한 Confinement model을 사용하였다. 콘크리트에 묻힌 철근 및 프리스트레싱 텐던모델은 Shin(1988)이 제안한 Bilinear reinforcement model에 기초하였다.

본 논문에 사용된 철근 및 콘크리트 파이버의 압축 및 인장 재료모델을 그림 1에 간략히 나타내었다. 앞서 논술한 3차원 파이버 보-기둥 요소내의 1차원 철근 콘크리트 파이버 재료모델에 적용될 균열 직각방향의 압축강성모델 및 Tension stiffening model에 대한 내용을 나타내었다.

3. 다지점 가진을 고려한 비선형시간이력해석법

3.1 다지점 가진을 고려한 모드중첩법

일방향 동시가진이나 다지점을 고려한 가진에 대한 구조계의 운동방정식은 다음과 같이 표현된다(Clough 등, 1993).

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sg} \\ M_{gs} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

여기서, M 은 질량 매트릭스이고, C 는 감쇠 매트릭스, K 는 강성 매트릭스, u 는 동적 변위 벡터, 아래첨자 g 는 지점 운동이 직접 가해지는 자유도 즉, 지점 운동에 구속된 자유도를 나타낸다. 또한 아래첨자 s 는 지점 운동이 입력되는 지점 부를 제외한 구조물의 자유도를 의미한다. 총 변위는 가상정적변위(pseudo static displacement)와 진동 변위의 합이

고, 이는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{bmatrix} u_s \\ u_g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{ps} \\ u_{pg} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u_{vs} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

여기서, 아래첨자 p 는 가상정적변위를 나타내고, 아래첨자 v 는 진동 또는 상대 변위를 나타낸다. 가상정적변위는 시간 t 에서의 지점 변위의 정적 해석으로부터 얻어지고, 이는 다음과 같이 표현 가능하다.

$$\begin{bmatrix} u_{ps} \\ u_{pg} \end{bmatrix} = \sum_{j=1}^G \begin{bmatrix} g_{psj} \\ g_{pgj} \end{bmatrix} f_j(t) \quad (5)$$

여기서, $f_j(t)$ 는 지점의 j 번째 자유도에 대한 시간이력 변위 응답이고, g_{psj} 는 j 번째 자유도의 단위 변위증분에 기인한 가상정적변위를 나타낸다. 또한 G 는 입력되는 지점의 총 수이고, g_{pgj} 는 j 번째 단위 요소를 제외한 나머지 요소가 0인 G 벡터의 길이이다. 정적상태에서 지점에 하중이 가해지지 않은 구조물에 대해서는 다음의 조건이 성립한다.

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{ps} \\ u_{pg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (6)$$

식 (4)와 (5)을 식 (6)에 대입하면, 다음과 같이 구조물의 상대변위응답에 대한 지배 방정식을 얻을 수 있다.

$$\begin{bmatrix} M_{ss} \\ - \sum_{j=1}^G \{ [M_{ss} \ M_{sg}] \ddot{f}_j(t) + [C_{ss} \ C_{sg}] \dot{f}_j(t) \} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{vs} \\ g_{pgj} \end{bmatrix} \quad (7)$$

식 (7)은 다음 식을 사용한 모드 중첩법으로 해를 구할 수 있다.

$$u_{vs} = \sum_{j=1}^N [\Phi_n] q_n(t) \quad (8)$$

여기서, Φ_n 는 n 번째 진동 모드 형상, $q_n(t)$ 는 n 번째 정규화된 좌표이고, N 은 사용한 모드 형상의 수이다. 식 (8)을 식 (7)에 대입하고 모드의 직교성을 이용하면, n 번째 정규화된 좌표에 대한 scalar 지배방정식을 다음과 같이 얻는다.

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) \quad (9)$$

$$\sum_{j=1}^G \{ \alpha_n \ddot{f}_j(t) + \beta_n \dot{f}_j(t) \}, n=1,2,3,\dots,N$$

여기서, ζ 는 감쇠비고, α 와 β 는 모드 참여율 계수이다. 이를 다음과 같이 표현한다.

$$\alpha_{nj} = \frac{-[\Phi_n]^T [M_{ss} \ M_{sg}] [g_{psj} \ g_{pgj}]^T}{[\Phi_n]^T [M_{ss}] [\Phi_n]}, j=1,2,3,\dots,G, \quad (10)$$

$n=1,2,3,\dots,N$

$$\beta_{nj} = \frac{-[\Phi_n]^T [C_{ss} \ C_{sg}] [g_{psj} \ g_{pgj}]^T}{[\Phi_n]^T [M_{ss}] [\Phi_n]}, j=1,2,3,\dots,G, \quad (11)$$

$n=1,2,3,\dots,N$

정적상태의 초기조건에 대하여 적분하면 식 (9)은 식 (12)으로 표현 가능하다.

$$q_n(t) = \frac{1}{\omega_{nd}} \int_0^t \sum_{j=1}^G \{ \alpha_{nj} \ddot{f}_j(\tau) + \beta_{nj} \dot{f}_j(\tau) \} e^{\zeta_n \omega_n(t-\tau)} d\tau \quad (12)$$

$n=1,2,3,\dots,N$

여기서, ω_{nd} 는 n 번째 상대변위에 대한 감쇠 고유진동수이다. 총 변위에 대한 방정식은 식 (5)과 식 (8)를 식 (4)에 대입하여 구할 수 있다.

3.2 다지점가진을 고려한 비선형시간이력해석법 제안

3.1에서 유도된 모드중첩법은 선형탄성 구조계에 적용 가능한 방법으로서 비선형구조계에 적용하기에는 무리가 있다. 지진에 의해 발생하는 지진데이터는 가속도의 향으로 주어지는데 이를 동적 유한요소해석에서는 지점은 고정이고, 그 밖의 점들은 식 (13)와 같이 모두 음(-)의 가속도를 갖는다는 가정하에 해석을 수행하는 것이 비선형구조계에서 지진의 영향을 고려할 수 있는 일반적인 방법이다(Filippou 등, 1991).

$$a(t) = -a_s(t) \quad (13)$$

여기서, $a(t)$ 는 임의 위치에서의 가속도, $a_s(t)$ 는 지점의 입력지진파

이러한 방법은 각 지점에서 지진파의 도달시간이 동일할 때에는 유효하지만 지점사이의 거리가 커서 지진파의 도달시간 차이를 무시할 수 없을 때는 적용할 수가 없다. 이에 이 연구에서는 일반적인 비선형시간이력 유한요소해석 루틴에 다지점가진의 효과를 고려할 수 있는 실용적인 방법을 제안

하기로 한다. 비선형구조계에서 각 지점에서의 지진파가 위상차를 갖는 경우에는 임의 위치에서 각 지점에 대한 상대가속도가 동일하지 않다. 이 연구에서는 임의 위치에서의 각 지점에 대한 상대가속도를 평가하기 위해서 지점의 영향을 고려하여야 할 지점에 횡방향 단위변위를 가하여 정적해석을 수행한 후 임의 위치에서의 변위의 크기를 그 위치에서의 그 지점의 영향도로 정한다. 이 방법으로부터 임의 위치에서의 가속도는 다음 식과 같이 된다.

$$a(t) = - \sum_{i=1}^n \eta_i a_{si}(t) \quad (14)$$

$i=1,2,3,\dots,n$

여기서, $a(t)$ 는 임의 위치에서의 가속도, η_i 는 임의 위치에 대한 i 번째 지점의 영향도, $a_{si}(t)$ 는 i 번째 지점의 입력지진파.

식 (14)의 가속도를 식 (13)의 가속도에 대체함으로써 다지점 가진을 고려한 비선형시간이력해석이 가능해진다.

4. 검증 예

두 개의 뼈대 구조물 라멘과 사장교를 검증 대상으로 정하고, RCAHEST의 다지점 가진을 고려한 시간이력해석법을 적용한 결과와 SAP2000의 결과를 탄성해석의 범위 내에서 먼저 검증하도록 한다.

4.1 입력 지진

해석에서 사용한 입력지진으로는 1940년 El-Centro 지진기록 중 최대 PGA 0.154g인 지진파를 사용하였다. 그림 2에 입력지진의 가속도이력을 나타내었고, 지진의 크기는

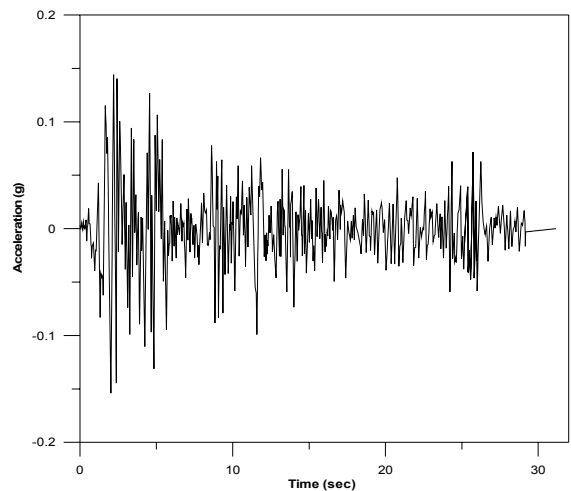


그림 2 입력지진파(PGA 0.154g)

6.9(M_L)이다. 이 지진파를 뒤에 나오는 검증 예 뿐만 아니라 인천대교에 대해서도 지진파의 최대가속도를 검증시키며 적용하였다.

4.2 라멘

본 연구에서 제시한 비선형시간이력해석의 알고리즘을 검증하기 위하여 간단한 뼈대 구조물에 대한 지진응답해석을 수행하였다. 표 1에서와 같은 강재 단면의 제원을 사용하여 그림 3의 라멘을 모델링하였다. 두 지점에 시간지연(2초, 0.2초)에 따른 위상차를 갖는 지진파를 가하여 시간이력해석을 수행하고 이를 수평변위의 지진응답에 대하여 범용 유한요소해석 프로그램인 SAP2000의 결과와 비교하였다.

라멘에 대해서 해석을 수행하여 두 프로그램을 비교한 결과는 다음 그림 4와 그림 5로 나타났다. 두 프로그램에서 다 지점 가진에 대한 라멘의 지진응답이 오차범위 5%이내로 매우 유사함을 알 수 있다.

표 1 라멘에 사용된 단면제원

	Steel, f_y (MPa)	E (MPa)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Weight Density (N/mm ³)
Beam	490	200,000	3,000	2.48E+06	77×10E-06
Column	490	200,000	3,000	2.48E+06	0

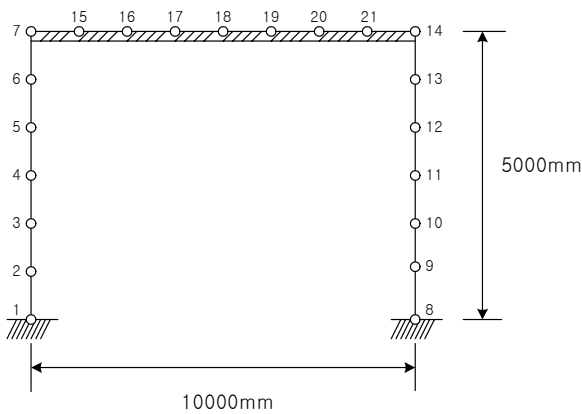


그림 3 뼈대 구조물의 유한요소모델(라멘)

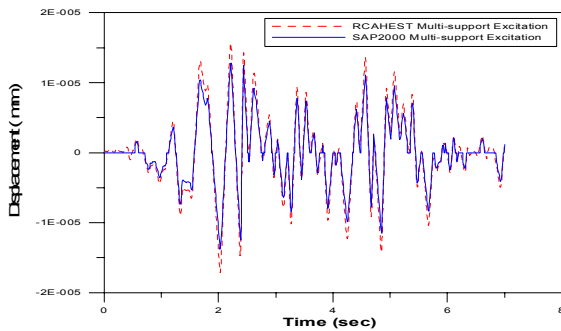


그림 4 Node 7의 수평변위 응답(시간지연 0.2초)

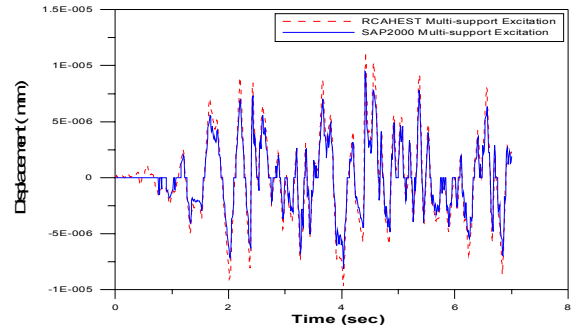


그림 5 Node 7의 수평변위 응답(시간지연 2초)

4.3 Lazar 사장교

또한 위 라멘의 결과를 바탕으로 표 2의 제원을 사용하여 그림 6의 Lazar 사장교(Lee, 1991)에 동일한 알고리즘을 적용한 해석을 수행하였고, 이에 대한 결과를 SAP2000과 비교하였다. 이를 나타낸 그림이 그림 7과 그림 8이다.

Lazar 사장교에 대한 해석결과 역시 두 프로그램에서 그림과 같이 오차범위 5%이내로 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 두 가지 뼈대 구조물 검증 예제의 해석결과로부터 본 연구에서 제안한 시간이력해석의 알고리즘이 만족할 만한 결과를 줄 수 있었다.

표 2 Lazar 사장교에 사용된 단면제원

	E (MPa)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Weight Density (N/mm ³)
Girder	200,000	320,000	1.130E+12	24×10E-06
Tower	200,000	236,000	3.210E+11	24×10E-06
Cable	165,500	27,100	-	78×10E-06

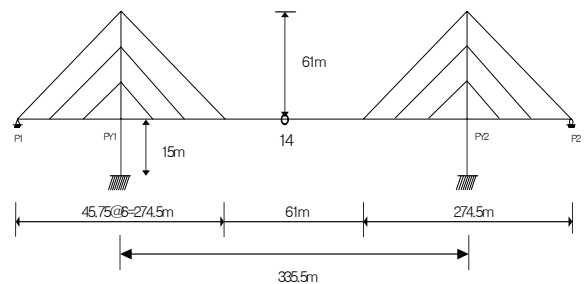


그림 6 Lazar 사장교 유한요소모델

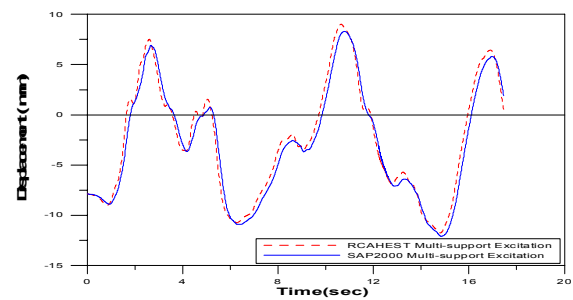


그림 7 중앙점(Node 14)에서의 수평변위 응답(시간지연 0.2초)

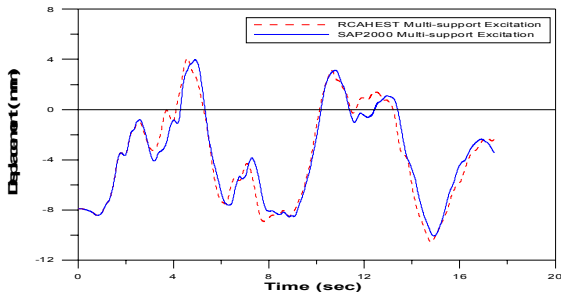


그림 8 중앙점(Node 14)에서의 수평변위 응답(시간지연 2초)

5. 장대 사장교의 다지점 가진을 고려한 시간이력해석

5.1 적용 대상

적용 대상 교량은 인천 영종도~송도 간 제2연육교(인천 대교)를 선정하였다. 인천대교는 국내 최장(중앙경간 800m)의 강박스 거더형 사장교로서 총 연장은 1480m이다.

주탑은 콘크리트 주탑이며, 주탑 사이의 경간장은 800m이며, 거더는 주탑부에서 링크 슈로 연결되었으며 보강형의 높이는 약 3m, 폭은 33.4m이다.

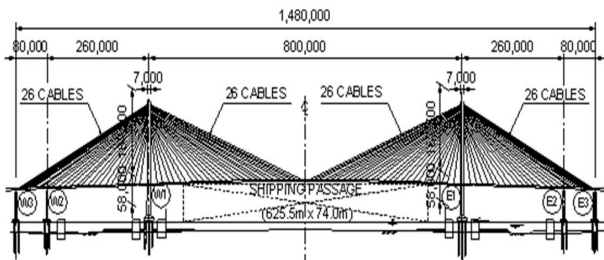


그림 9 Incheon cable-stayed bridge

표 3 콘크리트 물성치 상세

Concrete	Strength (MPa)	E (MPa)	Ult. creep coeff.	Ult. shrinkage strain
Pylon	45	32,200	2.06	0.000345
Pier	35	28,400	2.33	0.000395

표 4 철근과 케이블 물성치 상세

	Elastic Modulus (MPa)	Yield strength (MPa)	Ult. strength (MPa)
Reinforcement	200,000	400	-
Cable	195,000	1,580	1,900

표 5 재료의 단위중량

Material	Unit Weight
Reinforced Concrete(DC)	24.5kN/m ³
Asphalt Pavement(DW)	22.5kN/m ³
Steel(DC)	77.0kN/m ³

케이블은 PWS타입의 케이블로서 총 208본이 사용되었다. 두 개의 주탑의 형상은 역 Y형이며, 케이블 정착부가 주탑 꼭대기부터 일렬로 배열되어 있다. 주탑의 높이는 보강형으로부터 약 164m이다. 프리스트레싱 텐던은 주탑 상부 및 중앙경간, 측경간 하부에 배치되었으며 항복강도의 약 90%로 프리스트레싱하였다. 사용된 재료의 물성치를 표 3과 표 4에 나타내었다. 또한 각 재료의 단위 중량으로 표 5의 값을 사용하였다.

5.2 장경간 사장교의 유한요소모델링

적용 대상 교량에 대한 비선형시간이력해석을 위해 보강형 및 주탑의 단면을 설정하고 이를 각각 4개, 52개의 파이버 모델로 모델링하였다. 사장교의 제원은 가능한 한 실제 교량의 제원을 그대로 참고하였으며, 자료가 부족한 부분은 적절히 가정하여 해석하였다.

보강형의 경우, 단면이 대칭이 되도록 모델링하였으며, 총 32개의 단면으로 모델링하였다. 또한 주탑 및 교각의 단면은 실제 철근배치도와 동일하게 총 단면 29개로 모델링하였다. 해석에 사용되는 보강형 및 주탑의 단면 제원 일부를 표 6에 나타내었다.

보강형과 주탑의 자중은 구조계산서의 값을 사용하였고, 포장하중 및 각종 부대공에 해당하는 2차 고정하중 역시 계산서 상에 있는 61.6090kN/m을 사용하여 각각의 위치에 재하 하였다.

케이블의 번호는 정착구 한쪽에 대하여 최외곽 좌측 케이블 Cable 1에서부터 최외곽 우측 케이블 번호 Cable 104의 순으로 배열하였다. 반대편 정착구도 동일한 방법으로 배열하였

표 6 거더(보강형) 및 주탑의 단면 제원

	Sect. No.	Area(m ²)	I(m ⁴)	J(m ⁴)
Girder	Section 1	1.8324	199.9491	6.9724
	Section 2	1.8017	197.5971	6.9680
	Section 3	1.7642	194.7224	6.9626
Pylon	Section 35	34.9795	453.0281	663.6915
	Section 36	32.6886	376.0211	541.2700
	Section 37	30.4614	309.9088	437.2548

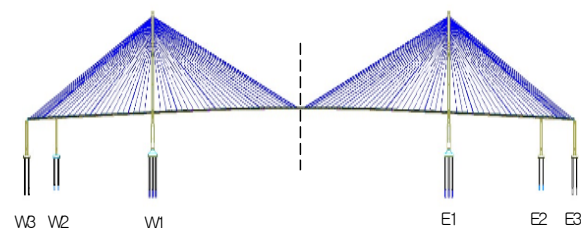


그림 10 대상 교량 유한요소모델링

다. 케이블요소는 수정된 탄성 현수선요소를 사용하였다.
그림 10은 위의 과정을 거쳐 완성된 모델을 나타낸다.

5.3 비선형시간이력해석 결과

자유진동해석 결과 인천대교의 고유진동수는 표 7에 나타난 것과 같이 구조계산서상 예측값과 유사함을 확인할 수 있다.

가장 이상적인 해석은 각 지점에서 동시에 계측된 지진이력을 사용하는 것이겠지만, 현재 이 자료가 없으므로 본 해석에서는 지진파의 이동이 교각 6개 중 West 3개의 교각 지점에서 East 3개의 교각 지점으로 이동해 간다고 가정하여 해석을 수행하였다.

전단파속도를 시간지연 0.2초 및 2초 그리고 0초(시간지연 없음)에 해당되는 4000m/s(0.2초), 400m/s(2초), 무한대(0초)로 정의하였으며, 시간지연은 좌측단 교각에서 우측단 교각까지 전단파가 전달되는 시간을 의미한다.

주경간의 중앙점에 대해 위의 3가지 전단파속도에 대한 해석을 수행한 결과를 그림 11에 나타냈다. 수평변위응답에서 시간지연효과를 고려한 경우가 고려하지 않은 경우(동시 가진)보다 대부분 작은 값을 주는 것을 알 수 있었다. 중앙점에서의 최대 수평변위응답은 시간지연 0초(동시가진)에서 209.71mm, 0.2초에서 195.62mm, 2초에서 153.14mm로 나타났다.

즉, 시간지연이 늘어날수록 교량 주거더의 변위응답이 작

표 7 검증 교량의 자유진동해석 결과

Mode No.	Period(sec)		
	Global Analysis(A)	RCAHEST(B)	(A)/(B)
1	7.233	7.003	1.03
2	5.629	5.424	1.03
3	4.538	3.957	1.15
4	3.694	3.169	1.17
5	2.968	2.891	1.02
6	2.763	2.580	1.05
7	2.654	2.531	1.05
8	2.559	2.133	1.20

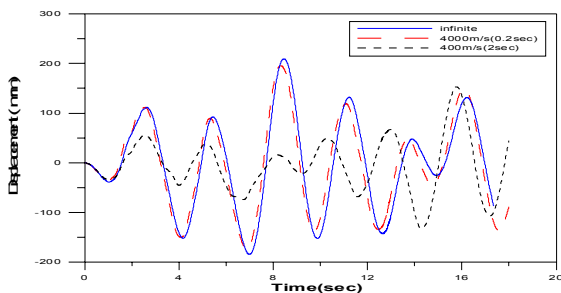


그림 11 주경간 중앙점(노드 269)의 수평변위 응답

아지는 경향을 알 수 있다.

또한, 대상 교량의 극한 지진 하중 하에서의 내하력을 평가하기 위하여 지진파의 최대가속도 크기를 조정하면서 교각 및 주탑의 콘크리트가 파괴에 이를 때까지 재하하였다. 지진 파는 PGA 0.154g부터 시작하여 차례로 2배, 3배씩 증가시켜 입력하였으며, 이를 통해 교량이 얼마 정도의 지진 강도까지 사용성을 발휘하는지 파악하고자 하였다.

6개의 교각에 지진파가 입력됨에 따라 동시 가진 시 거더와 윈드 슈로 연결되어 있는 주탑 지점의 단면에서 입력지진파의 6배 즉 0.924g에서 콘크리트 하부 철근이 항복하며 그 주위 단면으로 점차 연성 파괴가 발생함을 알 수 있었다.

다지점 가진 시 시간지연 0.2초 일 때 동시가진과 동일한 단면에서 입력지진파의 6.5배 1.001g로 파괴 거동을 보이기 시작했다. 또한 시간지연 2초에는 입력지진파의 8.2배 즉 1.263g에서 동일단면의 콘크리트 하부 철근이 극한 인장 변형을 초과하며 그 단면 주위로 파괴가 발생함을 확인하였다. 입력지진파의 최대가속도 증가에 따른 구조물 파괴시 부재에 발생하는 변위응답의 결과는 다음과 같다.

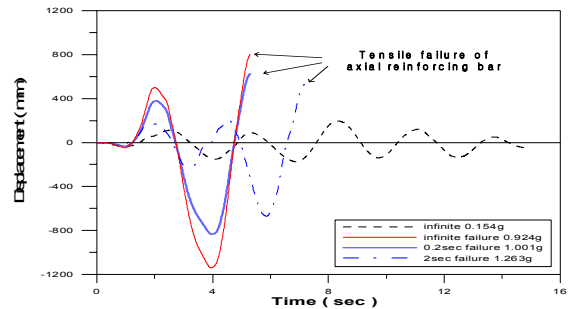


그림 12 최대가속도 증가에 따른 파괴 단면에서의 (주탑 ; Node 8012) 변위응답

6. 결 론

본 연구에서는 다지점 가진을 고려한 구조물의 지진응답에 대해서 앞서 제안한 비선형시간이력해석 방법으로 두 프로그램(RCAHEST, SAP2000)을 사용하여 비교·검증하였다. 이러한 결과를 바탕으로 장대 사장교에 동일한 해석법을 적용하여 내진성능해석을 수행하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- ① 다지점 가진을 고려한 지진응답해석에서 범용 유한요소 해석 프로그램 SAP2000과의 비교·검증을 통해, 제안한 시간이력해석 알고리즘이 선형탄성 구조계에서 오차범위 5%이내의 유사한 지진응답 결과를 나타내고 있음을 알 수 있었다.
- ② 전단파 속도의 차이에 따른 시간지연효과를 고려했을

때 두 프로그램 모두 라멘과 Lazar사장교에 대해서 시간지연이 늘어날수록 교량 주거더의 변위응답이 작아지는 경향을 확인할 수 있었다. 또한 대상 교량의 경우에서도 주경간 중앙점의 최대 수평변위응답이 0초(동시 가진)에서 209.71mm, 0.2초에서 195.62mm, 2초에서 153.14mm로 작아지는 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다. 이 결과는 기존 논문(Ghodrati Amiri 등, 2004)에 나타난 결과와 유사함을 확인하였다.

- ③ 극한 지진하중 해석에 대해서 입력지진파를 단계적으로 증가시키며 대상 장대교량에 적용시킨 결과 동시가진 시 최대 가속도 0.924g에서 파괴가 일어났으며 다지점 가진 시간지연 0.2초 일 때, 최대가속도 1.001g에서 파괴되었고, 시간지연 2초 시에는 최대가속도 1.263g에서 파괴가 일어남을 확인할 수 있었다. 이는 (2)의 결과와 같이 시간지연에 따른 변위응답의 차이에 기인한 것으로 고려된다.
- ④ 위의 결과를 종합하면, 다지점 가진을 고려한 구조물의 지진응답에서 전단파 속도에 따라 많게는 7%가 넘는 차이가 발생하므로 교량의 설계 시 지진력에 대한 최적 단면 등을 구하고자 하는 경우 동시가진과 다지점 가진의 경우를 모두 고려하여 비교할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구는 건설교통기술평가원의 건설기술혁신사업의 초장대교량사업단 연구(과제번호 : 08기술혁신E01)지원에 의해 연구되었기에 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

권장섭, 백인열, 장승필 (2004) 다중지점 가진 효과를 고려한 부유식 교량의 지진응답 해석, 한국지진공학회 논문집, 8(2), pp.27~33.

송요한, 김문영 (2010) 개선된 초기부재력법을 이용한 3차원 사장교의 초기형상해석, 석사학위 논문, Univ. of Sung KyunKwan.

조확신, 성대정, 임덕기, 신현목 (2011) 시간의존적 거동을 고려한 PSC 사장교의 비선형 유한요소해석, 한국전산구조 공학회 논문집, 24(2), pp.177~184.

Neuenhfer, A., Filippou, F.C. (1998) Geometrically Nonlinear Flexibility-Based Frame Finite Element, *Journal of Structural Eng.*, 124(6), pp.704~711.

Okamura, H., Maekawa, K., Izumo, J. (1987) RC Plate Element Subjected to Cyclic Loading, Int.,

Association for Bridge and Structural Eng., Colloquium, 54, pp.575~590.

Shima, H., Tamai, S. (1987) Tension Stiffness Model under Reversed Loading Including Post Yield Range, *Int., Association for Bridge and Structural Eng., Colloquium*, 54, pp.547~556.

Shin, H.M. (1988) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Reversed Cyclic In-plane Loadings, Ph. D. thesis, Univ. of Tokyo, Japan.

Spacone, E., Filippou, F.C., Taucer F.F. (1996) Fiber Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames : Part 1. Formulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, pp.771~725.

Kim, T.H., Lee, K.M., Yoon, C.Y., Shin, H.M. (2003) Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers under Earthquake. 1: Theory and Formulation, *Journal of Structural Eng.*, 129(9), pp.1199~1207.

Lee, J.S. (1991) Time-Dependent Nonlinear Analysis of Segmentally Erected Cable-Supported Prestressed Concrete Frame Structures, Ph. D. thesis, Univ. of Seoul National.

Clough, R.W., Penzien, J. (1993) *Dynamics of Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, N.Y.

Taylor, R.L. (2011) *A Finite Element Analysis Program, Version 8.3*, Feap Users Manual, 1, 2.

Sun Y., Sakino K. (2000) Earthquake-Resisting Performance of R/C Columns Confined by Square Steel Tubes, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 531, pp.133~140.

Filippou F.C., Spacone E. (1991) A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures, Report No. UCB/EERC-91/17, Univ. of California, Berkeley.

Ghodrati Amiri, Morteza Zahedi, Saleh Jalali (2004) Multiple-Support Seismic Excitation of Tall Guyed Telecommunication Towers, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, p.212.

- 논문접수일 2011년 10월 28일
- 논문심사일 2011년 11월 8일
- 게재확정일 2011년 11월 23일