

강사장교의 초기형상과 비선형성을 고려한 확률론적 구조안전성 평가

방명석 · 한성호* · 이우상** · 이진옥**

충주대학교 안전공학과 · *충남대학교 토목공학과 · **한국스마트구조시스템연구원
(2010. 1. 15. 접수 / 2010. 5. 7. 채택)

Probabilistic Structural Safety Assessment Considering the Initial Shape and Non-linearity of Steel Cable-Stayed Bridges

Myung-Seok Bang · Sung-Ho Han* · Woo-Sang Lee** · Chin-Ok Lee**

Department Safety Engineering, Chungju National University

*Department Civil Engineering, Chungnam National University

**Korea Research Institute of Smart Materials & Structure System

(Received January 15, 2010 / Accepted May 7, 2010)

Abstract : In this study, the advanced numerical algorithm is developed which can performed the static and dynamic stochastic finite element analysis by considering the effect of uncertainties included in the member stiffness of steel cable-stayed bridges and seismic load. After conducting the linear and nonlinear initial shape analysis, the advanced numerical algorithm is the assessment tool which can performed structural the response analysis considering the static linearity and non-linearity of before or after induced intial tensile force, and examined the reliability assessment more efficiently. The verification of the developed numerical algorithm is evaluated by analyzing the regression analysis and coefficient of correlation using the direct monte carlo simulation. Also, the dynamic response characteristic and coefficient of variation of the steel cable-stayed bridge is calculated by considering the uncertainty of random variables using the developed numerical algorithm. In addition, the quantitative structural safety of the steel cable-stayed bridges is evaluated by conducting the reliability assessment based upon the dynamic stochastic finite element analysis result.
Key Words : advanced numerical algorithm, static and dynamic stochastic finite element analysis, random variable, reliability assessment, coefficient of correlation, structural safety

1. 서론

신뢰성평가 방법은 기존의 결정론적 방법(Deterministic Method) 및 안전계수 도입방법과는 다르게 구조물에 포함된 확률변수의 불확실성(Uncertainty)에 의한 영향을 고려하여 구조 안전성 평가를 논리적으로 수행할 수 있는 방안이다. 그러나 상당히 복잡한 비선형 상태함수(Nonlinear State Function)의 분석이 필요하므로, 많은 제약이 따르는 것으로 검토되었다¹⁻³⁾. 이와 같은 문제점을 해결하기 위한 대안으로 Fig. 1과 같은 몬테카르로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation: MCS)을 이용하여 신뢰성평가를 수행하는 것이 일반화되었다⁴⁾. MCS에 의한 신뢰성 평가는 정확한 해석결과를 도출할 수 있으나, 반복

적 수치해석으로 인해 소요시간이 과다하게 요구되므로, 강사장교와 같은 복잡한 구조물에는 적합하지 않은 방안이며, 근사해석 방법의 검증을 위한 수단으로 이용되고 있다⁵⁾. 그러므로 확률론적 방법(Probabilistic Method)을 바탕으로 보다 효율적으로 신뢰성평가를 수행하기 위한 개선된 평가수단의 개발이 필요한 실정이다.

이 연구에서는 강사장교를 대상으로 섭동법(Perturbation Method)을 이용하여 확률론적 수치해석모델을 설정하고, 신뢰성이론(Reliability Theory)에 적합하도록 정식화하여, 정·동적확률유한요소해석(Static and Dynamic Stochastic Finite Element Analysis) 및 신뢰성평가를 체계적으로 수행할 수 있는 개선된 수치해석 알고리즘을 제시하고자 한다. 이를 위해, 시산법(Trial Error Method)을 기초로 강사장교의 선형·비선형 초기형상해석(Linear and Non-

* To whom correspondence should be addressed.
colee@cnu.ac.kr

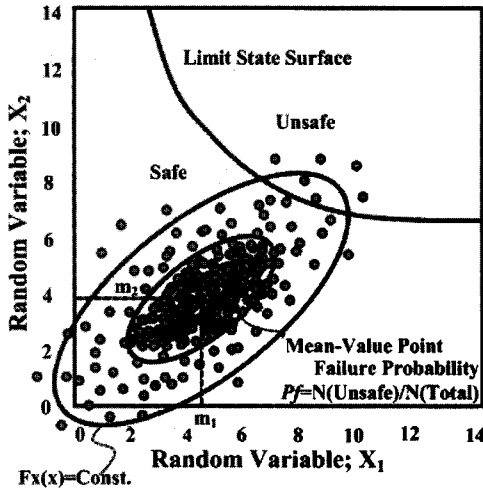


Fig. 1. Reliability assessment using MCS method.

linear Initial Shape Analysis: ISAL and ISANL)을 수행한 후, 초기긴장력 도입 전·후로 구분하여 정적 선형·비선형성을 고려한 정·동적확률유한해석을 수행할 수 있는 개선된 수치해석 알고리즘(Advanced Stochastic Finite Element Method Algorithm: ASFEMA)을 개발하였다. ASFEMA의 타당성은 Direct Monte Carlo Simulation(DMCS)에 의한 수치해석 결과와 비교하여 검증하였다. ASFEMA의 주요내용을 요약하면 다음과 같이 정리할 수 있다. 1) ASFEMA은 확률변수의 불확실성에 따른 강사장교의 변위 및 부재력응답의 평균(Mean) 및 표준편차(Standard Deviation)응답을 단 한 번의 확률론적 수치해석으로 평가할 수 있는 수단이다. 2) 신뢰성평가에 필요한 강사장교의 부재별 변동계수(Coefficient of Variation: COV) 양상을 효율적으로 검토할 수 있는데 있어 유용하게 활용될 수 있다. 3) 한계상태함수(Limit State Function)를 결정된 후, 1계 2차 모멘트방법(First Order Second Moment Method: FOSM)을 이용하여 강사장교의 부재별 안전지수(Safety Index) 및 파괴확률(Failure Probability)을 정량적으로 산정할 수 있는 개선된 수치해석 알고리즘이다. 이 연구에서는 강사장교의 정량적 구조 안전성 평가를 위해, 부재강성 구성인자 및 지진하중에 포함된 불확실성을 확률변수로 간주하였다. ASFEMA를 이용하여 강사장교의 변위, 축력, 휨모멘트와 케이블긴장력의 평균, 표준편차응답 및 변동계수 양상을 검토하였다. 아울러, 확률론적 수치해석 결과를 바탕으로 신뢰성평가를 수행하여 안전지수와 파괴확률을 산정하였다. 이 연구결과는 강사장교의 확률론적

구조안전성 평가를 수행하기 위한 기초자료를 제공할 것으로 기대된다. Fig. 2는 이 연구에서 수행한 강사장교의 안전성 평가과정에 관한 개요를 도시한 것이다. 또한 Fig. 3은 개선된 수치해석 알고리즘을 도시한 것이다.

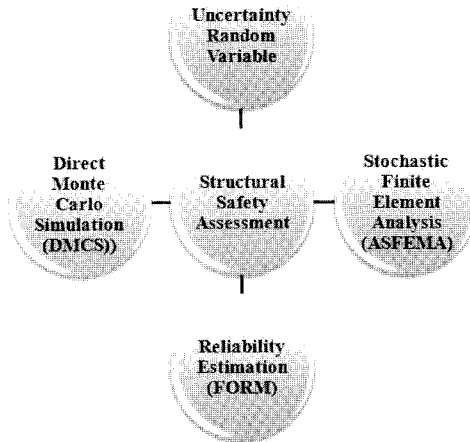


Fig. 2. Probabilistic safety assessment concept of steel cable-stayed bridges.

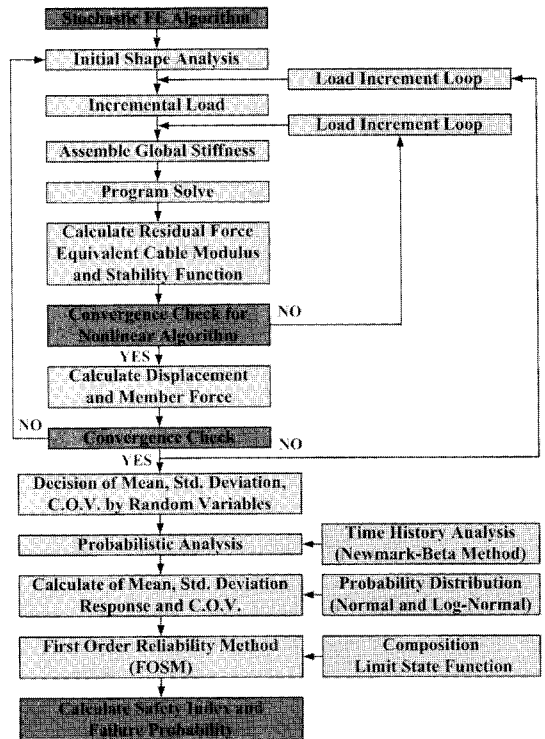


Fig. 3. Flow chart of advanced stochastic finite element method algorithm(ASFEMA).

2. 강사장교의 확률유한요소해석

ASFEMA는 섭동법의 이론내용 및 정식화 과정을 바탕으로 개발하였다. 섭동법을 이용하여 강사장교의 부재강성 구성인자의 불확실성을 확률변수로 고려하기 위해서는 각각의 구성인자에 대한 편미분 강성행렬을 산정해야 한다. 강사장교의 부재강성 구성인자 및 초기긴장력에 대한 편미분 강성행렬은 인용문헌에 제시되어있다^{6,7}. 지진하중을 확률변수로 고려하기 위한 편미분 방정식(Partial Differential Equation)은 지진하중 자체가 확률변수이므로 아래 식과 같이 간단하게 산정할 수 있다. 영차(Zeroth-Order) 동적평형방정식은 식 (1)과 같이 정리할 수 있다. 또한 부재강성 구성인자 및 지진하중의 1, 2 차 섭동방정식(First or Second-Order Perturbation Equation)은 식 (2)~(5)와 같이 정식화할 수 있다. 따라서 강사장교의 변위 및 부재력응답의 평균은 식 (1)에 의해 산정할 수 있으며, 확률변수의 불확실성의 영향에 따른 변위 및 부재력응답의 표준편차는 식 (2)~(5)를 이용하여 검토할 수 있다⁶.

$$[M]^{(0)}\{\ddot{X}\}^{(0)} + [C]^{(0)}\{\dot{X}\}^{(0)} + [K]^{(0)}\{X\}^{(0)} = \{F\}^{(0)} \quad (1)$$

여기서, $[M]^{(0)}$ = 질량행렬; $[C]^{(0)}$ = 감쇠행렬;
 $[K]^{(0)}$ = 강성행렬; $\{F\}^{(0)}$ = 지진하중;
 $\{X\}^{(0)}$, $\{\dot{X}\}^{(0)}$, $\{\ddot{X}\}^{(0)}$ = 변위, 속도 및 가속도 응답

$$[M]^{(0)}\left\{\frac{\partial \ddot{X}}{\partial K}\right\} + [C]^{(0)}\left\{\frac{\partial \dot{X}}{\partial K}\right\} + [K]^{(0)}\left\{\frac{\partial X}{\partial K}\right\} = -\{X\}^{(0)} \quad (2)$$

$$[M]^{(0)}\left\{\frac{\partial \ddot{X}}{\partial F}\right\} + [C]^{(0)}\left\{\frac{\partial \dot{X}}{\partial F}\right\} + [K]^{(0)}\left\{\frac{\partial X}{\partial F}\right\} = \{1\} \quad (3)$$

$$[M]^{(0)}\left\{\frac{\partial^2 \dot{X}}{\partial K \partial F}\right\} + [C]^{(0)}\left\{\frac{\partial^2 \dot{X}}{\partial K \partial F}\right\} + [K]^{(0)}\left\{\frac{\partial^2 X}{\partial K \partial F}\right\} = 2\left\{\frac{\partial X}{\partial F}\right\} \quad (4)$$

$$[M]^{(0)}\{\ddot{X}\}^{(2)} + [C]^{(0)}\{\dot{X}\}^{(2)} + [K]^{(0)}\{X\}^{(2)} = -2\{X\}^{(1)} \quad (5)$$

여기서, $\{\cdot\}^{(2)} = \left\{\frac{\partial^2(\cdot)}{\partial K \partial F}\right\}$

2.1. 수치해석 알고리즘 검증

ASFEMA에 의한 확률론적 구조해석은 Fig. 4와 같은 수치해석의 부재강성 구성인자 및 위상차를 갖지 않는 정현파 지점운동(수평 및 수직방향 적용)의 평균 및 표준편차를 적용하여 수행하였다. 이

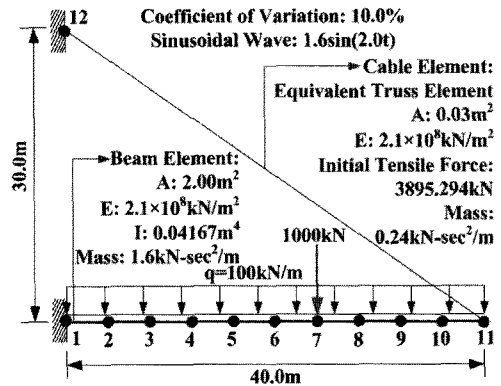


Fig. 4. Verification model of ASFEMA.

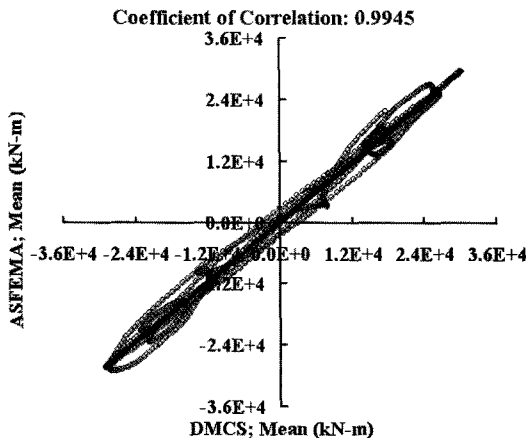
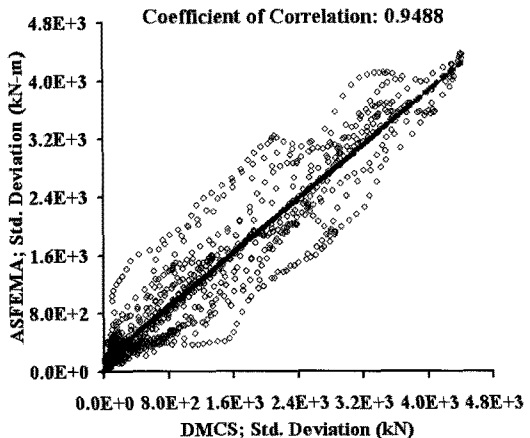


Fig. 5. Regression analysis result of bending moment.



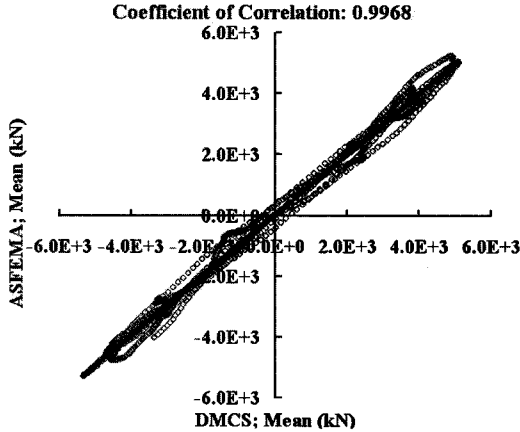
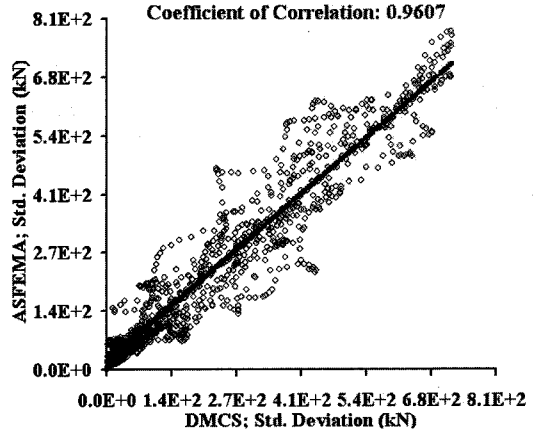


Fig. 6. Regression analysis result of cable tensile force.



때, 감쇠비(Damping Ratio)는 무시하였으며, 불확실성을 포함한 각각의 확률변수는 상호 비연성(Non-correlation)과 정규분포(Normal Distribution)를 갖는 것으로 가정하였다. 또한 ASFEMA의 검증을 위해 DMCS(Direct Monte Carlo Simulation)에 의한 수치 해석을 병행하였다. 즉, ASFEMA를 이용하여 7번 절점의 수직변위, 11번 절점의 수평변위와 회전, 7번 절점의 축력과 휨모멘트, 케이블긴장력의 평균 및 표준편차를 산정하였으며, DMCS에 의한 수치 해석 결과를 기준으로 하여 상호 비교·검토하였다⁷⁾.

ASFEMA에 의한 최대 수직변위(7번 절점)의 변동계수는 14.07%, 수평변위 및 회전(11번 절점)의 변동계수는 각각 14.42%, 14.58%로 검토되었다. 축력 및 휨모멘트의 변동계수는 각각 17.73%, 14.83%, 케이블긴장력에 대한 변동계수는 14.71%로 평가되었다. Figs. 5, 6은 회귀분석(Regression Analysis)을 이용하여 휨모멘트 및 케이블긴장력의 적합도(Goodness-of-Fit)를 도기한 것이다. 전반적으로 ASFEMA와 DMCS에 의한 수치해석 결과는 상호 일치하는 양상을 나타내고 있으며, 상관계수(Coefficient of Correlation) 측면에서 1.0에 근접하는 평가결과를 고려할 때, ASFEMA는 타당성을 확보한 것으로 사료된다.

2.2. 강사장교의 수치해석 모델 및 해석조건

Fig. 7에 제시된 강사장교의 수치해석 모델은 등가탄성계수(Equivalent modulus of elasticity)를 고려한 등가트러스요소(Equivalent Truss Element)를 이용하였다^{8,9)}. 주요 부재강성의 제원 및 구조특성은 인용문헌 및 부록에 제시되어 있다¹⁰⁾. ASFEMA를 이용한 강사장교의 수치해석은 지진하중과 부재강

성 구성인자의 불확실성을 각각 비연성인 확률변수로 가정하여 수행하였다. 질량과 감쇠는 확정적인 변수로 고려하였으며, 확률변수의 변동계수는 부록 및 관련문헌을 제시되어 있다^{7,11)}. 또한 지진하중은 분산특성을 명확하게 나타내기 위해 참고문헌과 같이 Fig. 8에 도시된 가속도 시간이력을 증폭하여 교축 및 수직방향으로 적용하였다⁷⁾.

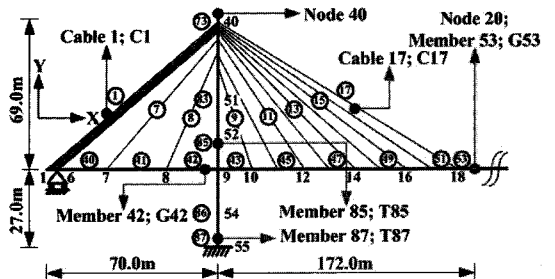


Fig. 7. Numerical analysis model of the steel cable-stayed bridge(symmetrical structure system).

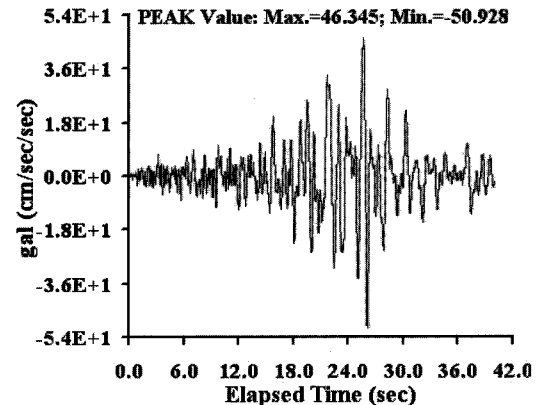


Fig. 8. Acceleration time history for seismic load.

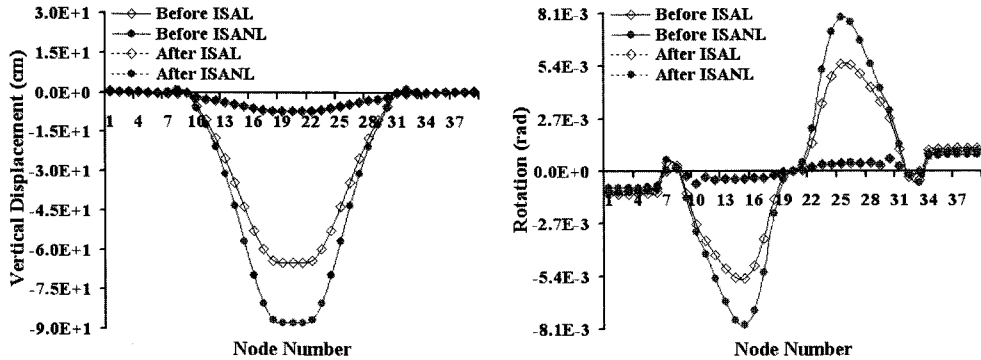


Fig. 9. Initial shape analysis by ASFEMA(linear and nonlinear analysis).

확률론적 수치해석 방법은 CASE 1(초기형상해석(선형해석)+정적선형해석+동적확률유한요소해석)과 CASE 2(초기형상해석(비선형해석)+정적비선형해석+동적확률유한요소해석)로 구분하여 수행하였으며, 보강형 및 주탑의 평균, 표준편차 및 변동계수를 검토하였다. 이때, 감쇠비는 2.0%이고, 수치해석 방법은 Newmark-beta방안을 적용하였다¹⁰⁾. Fig. 9는 강사장교의 초기형상해석에 의한 보강형의 수직변위 및 회전응답을 선형·비선형해석으로 구분하여 도시한 것으로, 초기형상해석 전·후의 응답양상은 상당한 차이를 나타냈다^{12,13)}.

2.3. 확률유한요소해석 결과분석

ASFEMA에 의한 변위응답(절점 20: 수직변위(Fig. 10); 절점 40: 수평변위)의 경우, CASE 1의 수치해석 결과는 CASE 2에 비해 크게 검토되었다. 이러한 양상은 정적해석 시, 케이블 새그(Sag)의 영향에 따른 비선형성의 고려 여부에 의해 나타난 것으로 사료된다. 보강형의 최대, 최소변위 평균응답은 CASE 1, 2의 경우, 각각 1.105m, -1.043m 및 1.036m, -1.047m로 평가되었다. 또한 최대 표준편차응답은 각각 약 0.047m 및 0.040m로 산정되었다. 주탑의

최대, 최소변위 평균응답은 CASE 1, 2의 경우, 각각 0.196m, -0.188m 및 0.188m, -0.177m로 분석되었다. 아울러, 최대 표준편차응답은 각각 약 0.009m 및 0.008m로 평가되었다. 보강형 및 주탑의 절대 최대 변위응답에 대한 변동계수는 CASE 1, 2의 경우, 각각 4.235%, 4.796% 및 3.811%, 4.255%로 검토되었다.

ASFEMA에 의한 부재력응답은 보강형(부재 42: G42; 부재 53: G53)과 주탑(부재 85: T85; 부재 87: T87)의 축력 및 휨모멘트로 구분하여 평가하였으며, Fig. 11은 53번 부재의 수치해석 결과를 도시한 것이다. 보강형의 축력에 대한 절대최대 평균은 CASE 1의 수치해석 결과가 CASE 2에 비해 큰 양상을 나타냈으며, 최대 표준편차는 42번 부재에서 가장 크게 검토되었다. 절대최대 축력 발생 시, 42, 53번 부재의 변동계수는 CASE 1, 2의 경우, 각각 4.78%, 4.72% 및 8.74%, 3.27%로 산정되었다. 전반적인 부재력응답 양상은 중앙부재에 비해 주탑과 교차하는 부재에서 큰 변동계수를 보이는 것으로 평가되었다. 주탑의 축력에 대한 절대최대 평균 및 최대 표준편차는 보강형과 같은 양상을 나타냈으며, 최대 표준편차는 하단부재에서 크게 검토되었

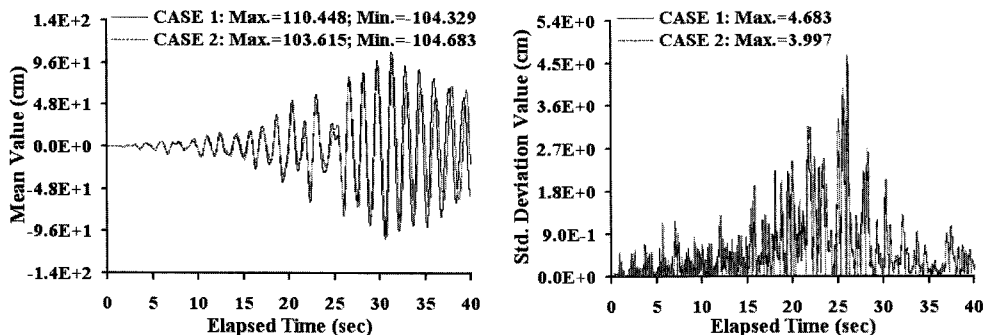


Fig. 10. Mean and std, deviation of vertical displacement(node 20) by ASFEMA.

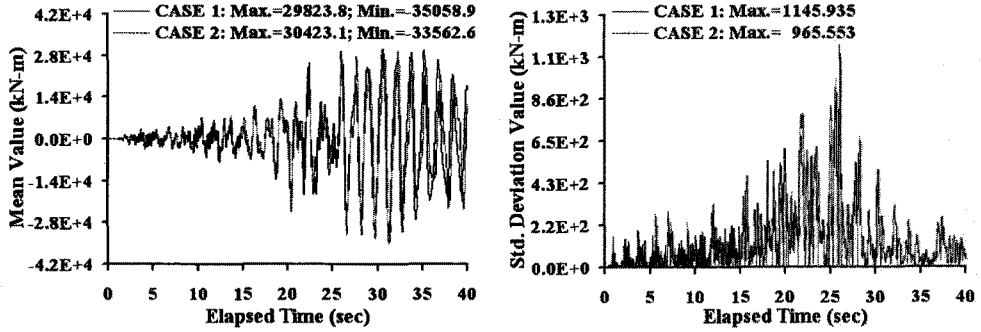


Fig. 11. Mean and std. deviation of bending moment(member 53) by ASFEMA.

다. 절대최대 축력 발생 시, 85, 87번 부재의 변동계수는 Case 1, 2의 경우, 각각 5.01%, 12.20% 및 4.44%, 10.34%로 분석되었다. 보강형의 휨모멘트에 대한 절대최대 평균 및 최대 표준편차는 42번 부재의 경우, CASE 2의 수치해석 결과는 CASE 1에 비해 크게 검토되었으나, 53번 부재의 경우에는 반대의 양상으로 평가되었다. 최대 표준편차는 53번 부재에서 가장 크게 나타났다. 절대최대 휨모멘트 발생 시, 42, 53번 부재의 변동계수는 CASE 1, 2의 경우, 각각 8.74%, 3.27% 및 6.61%, 2.88%로 분석되었다. 주탑의 휨모멘트에 대한 절대최대 평균 및 최대 표준편차는 85번 부재의 경우, CASE 1에 비해 CASE 2의 수치해석 결과가 큰 양상을 보이고 있으나, 87번 부재의 경우에는 반대의 양상을 나타냈으며, 최대 표준편차는 87번 부재에서 가장 크게 검토되었다. 절대최대 휨모멘트 발생 시, 85, 87번 부재의 변동계수는 CASE 1, 2의 경우, 각각 3.26%, 12.84% 및 3.57%, 12.60%로 산정되었다.

전반적인 부재력응답은 대부분 지진하중에 의한 불확실성의 영향을 받고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 케이블긴장력 및 부재강성 구성인자에 따른 불확실성이 크게 영향을 주는 국부 부재도 존재하므로, 이와 같은 양상에 대해 상세한 검토가 수

행되어야 할 것이다. 케이블로 지지된 강사장교의 경우, 케이블긴장력을 합리적으로 결정하는 것은 매우 중요한 사항이다. Fig. 12는 전장에서 수행한 선형·비선형 초기형상해석 결과를 이용하여 케이블의 초기긴장력을 도사한 것이다. ASFEMA에 의한 케이블긴장력은, 17번 케이블(C1; C17)의 평균 및 표준편차를 검토하였으며, Fig. 13은 1번 케이블의 수치해석 결과를 도사한 것이다. CASE 1, 2의 경우, 변동계수는 각각 4.67%, 3.71% 및 4.18%, 3.33%로 검토되었다.

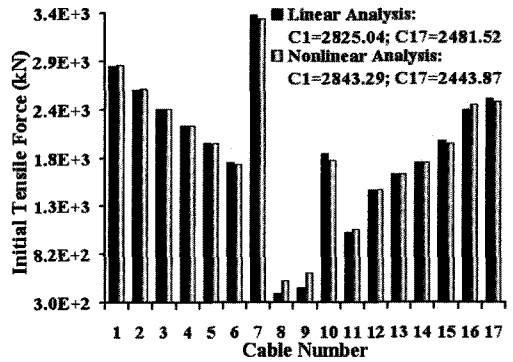


Fig. 12. Cable tensile force by ASFEMA.

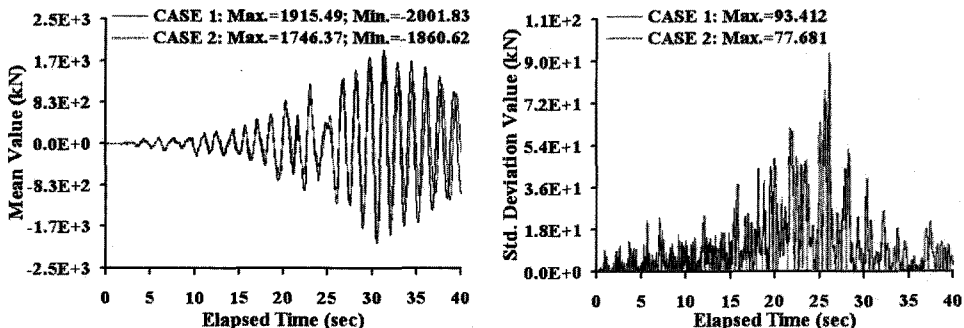


Fig. 13. Mean and std. deviation of cable tensile force(cable 1) by ASFEMA.

3. 강사장교의 신뢰성평가

3.1. 신뢰성평가 방안 및 가정사항

이 연구에서는 Table 1에 제시된 ASFEMA에 의한 부재력응답을 이용하여 신뢰성평가를 수행하였다. 극한응력(Ultimate Strength)의 변동계수는 15.0%이고, 각각의 확률변수는 정규분포이며, 비연성 관계를 갖는 것으로 가정하였다. 케이블의 극한인장응력은 1,030,000kN/m², 보강형과 주탑의 극한응력은 240,000kN/m²를 적용하였다¹⁰⁾. 신뢰성평가 방안은 Fig. 14에 도시된 1계 2차 모멘트방법을 이용하였다^{14,15)}. 한계상태함수는 부재강성 구성인자, 부재력응답 및 케이블긴장력을 불확실성을 갖는 확률변수의 함수로 정의하여 식 (6), (7)과 같이 구성하였다¹⁶⁾.

$$g(\cdot)_{f_{gr}} = f_{y_{gr}} - \frac{P(\cdot)_{G,T}}{A(\cdot)_{G,T}} - \frac{M(\cdot)_{G,T}}{I(\cdot)_{G,T}} c_y \quad (6)$$

$$g(\cdot)_{f_c} = f_{y_c} - \frac{T(\cdot)}{A(\cdot)_C} \quad (7)$$

- 여기서, $f_{y_{gr}}$ = 보강형 및 주탑의 극한응력
- f_{y_c} = 케이블의 극한인장응력
- $f_{G,T}; f_C$ = 보강형, 주탑 및 케이블의 응력
- $P(\cdot)_{G,T}$ = 보강형 및 주탑의 축력
- $M(\cdot)_{G,T}$ = 보강형 및 주탑의 휨모멘트
- $T(\cdot)$ = 케이블의 긴장력
- $A(\cdot)_{G,T}$ = 보강형 및 주탑의 단면적
- $A(\cdot)_C$ = 케이블의 단면적
- $I(\cdot)_{G,T}$ = 보강형 및 주탑의 단면이차모멘트
- c_y = 단면도심으로 부터의 최대거리

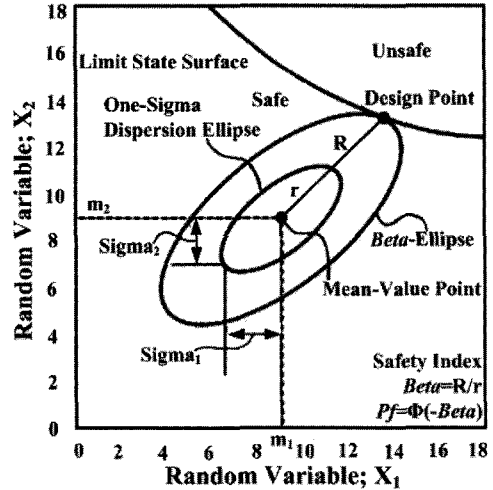


Fig. 14. First order second moment method(FORM).

3.2. 신뢰성평가 결과분석

Fig. 15는 주요부재의 안전지수 및 파괴확률을 도시한 것이다. 안전지수는 좌측, 파괴확률은 우측을 기준으로 정리하였다. 1, 17번 케이블의 파괴확률은 CASE 1, 2의 경우, 각각 5.637E-8, 3.213E-8 및 1.028E-7, 2.498E-8이며 CASE 1이 약 1.8 및 4.0배 정도 크게 검토되었다. 보강형의 경우, 42번 부재의 파괴확률은 각각 1.887E-7, 1.749E-6으로 CASE 2가 큰 양상을 나타낸 반면, 최대 파괴확률이 산정된 53번 부재는 각각 4.093E-3, 7.349E-4이며 CASE 1이 약 5.6배 정도 크게 평가되었다. 주탑의 파괴확률은 CASE 1이 비교적 크게 분석되었으나, 상호 유사한 결과를 나타냈다. 이와 같이 안전성의 정량적 지표인 신뢰성평가 결과는 수치해석 방법에 따라 상이한 양상을 보이는 것을 확인할 수 있었다.

Table 1. Absolute maximum mean and std. deviation value of critical member(unit: kN; kN-m)

| Scheme | Member Force by ASFEMA | | Girder Member | | Tower Member | | Cable Member | |
|--------|-------------------------------------|----------------|---------------|---------|--------------|---------|--------------|---------|
| | | | G42 | G53 | T85 | T87 | C1 | C17 |
| Case 1 | Axial Force; Cable Tensile Force | Mean | 9240.50 | 6161.40 | 14097.0 | 14126.0 | 2001.80 | 2164.68 |
| | | Std. Deviation | 442.10 | 291.11 | 706.49 | 1723.10 | 93.412 | 80.340 |
| | | COV(%) | 4.7844 | 4.7247 | 5.0123 | 12.198 | 4.6663 | 3.7114 |
| Case 2 | Axial Force; Cable Tensile Force | Mean | 8486.80 | 5911.90 | 12956.0 | 12983.0 | 1860.59 | 1800.40 |
| | | Std. Deviation | 362.69 | 241.69 | 574.67 | 1342.40 | 77.681 | 60.024 |
| | | COV(%) | 4.2735 | 4.0882 | 4.4356 | 10.340 | 4.1749 | 3.3339 |
| Case 1 | Bending Moment | Mean | 10817.0 | 35058.0 | 15037.0 | 13982.0 | | |
| | | Std. Deviation | 945.65 | 1145.90 | 489.69 | 1654.80 | | |
| | | COV(%) | 8.7416 | 3.2686 | 3.2566 | 11.8350 | | |
| Case 2 | Bending Moment | Mean | 16126.0 | 33563.0 | 15519.0 | 12126.0 | | |
| | | Std. Deviation | 1065.70 | 965.55 | 554.20 | 1527.29 | | |
| | | COV(%) | 6.6085 | 2.8768 | 3.5711 | 12.5950 | | |

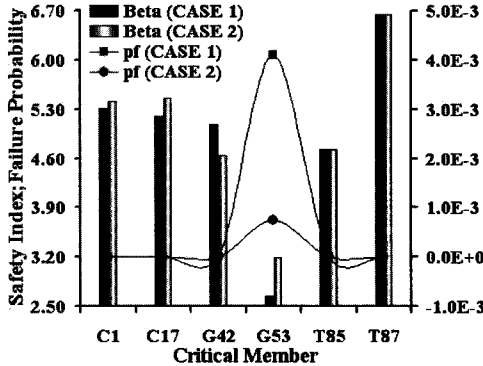


Fig. 15. Safety index(Beta) and failure probability(pf).

4. 결론

이 연구에서는 섭동법을 이용하여 정·동적확률 유한요소해석을 수행할 수 있는 개선된 확률론적 수치해석 알고리즘(ASFEMA)을 개발하였으며, 검증예제를 이용하여 타당성을 평가하였다. 또한 ASFEMA에 의한 수치해석 결과를 바탕으로 강사장교의 확률론적 응답특성 평가 및 신뢰성평가를 수행한 결과, 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다. 확률변수의 불확실성에 따른 정·동적확률유한요소해석 및 신뢰성평가 수행 시, ASFEMA는 체계적인 수치해석 결과를 제공할 것으로 기대된다. 특히, 복잡한 강사장교 구조물의 동적확률유한요소해석 및 신뢰성평가를 효율적으로 수행할 수 있는 기반을 제공할 것으로 사료된다. 확률변수에 따른 대상 강사장교의 응답특성 및 변동계수의 양상은 지진하중에 의한 불확실성의 영향이 지배적인 것으로 검토되었다. 그러나 합리적인 구조설계 및 시공을 수행하기 위해서는 케이블긴장력 및 부재강성 구성인자에 내재된 불확실성의 영향 또한 적절히 고려되어야 할 것으로 사료된다. 강사장교의 초기형상과 비선형성의 고려 여부에 따른 확률유한요소해석 결과 및 안전성의 실질적 판단기준을 제공하는 신뢰성평가 결과는 수치해석 방안별로 다양하게 검토된 양상을 감안할 때, 이에 관한 상세한 평가과정은 필수적인 것으로 판단된다.

참고문헌

- 1) 방명석, “트러스구조물의 확률론적 유한요소해석”, 대한토목학회 논문집, 제 13권, 제 1호, pp. 55 ~ 63, 1993.

- 2) C.A. Cornell, “A Probability-Based Structural Code”, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, No. 12, pp. 974 ~ 985, 1969.
- 3) A.H-S. Ang, and W.H. Tang, “Probability Concepts in Engineering Planning and Design”, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- 4) M. Shinozuka, “Monte Carlo Solution of Structural Dynamics”, Computer & Structures, Vol. 2, pp. 855 ~ 874, 1972.
- 5) R.Y. Rubinstein, “Simulation and the Monte Carlo Method”, John Wiley & Sons Inc., 1981.
- 6) M. Kleiber and T.D. Hien, “The Stochastic Finite Method”, John Wiley & Sons Inc., 1991.
- 7) S.H. Han and J.C. Shin, “The Stochastic Finite Element Analysis and Reliability Analysis of the Cable Stayed Bridge Subjected to Earthquake Load”, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, Vol. 18, No. 1, pp. 29 ~ 42, 2005.
- 8) 한국건설기술연구원, “장대교량의 설계 및 시공에 관한 연구”, 연구보고서 KICT/95-SE-111-64, 1995.
- 9) H.J. Ernst, “Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhangs”, Der Bauingenieur, Band 40, Helf 2, pp. 52 ~ 55, 1965.
- 10) 건설교통부, “진도대교 안전진단”, 1993.
- 11) A.S. Nowak, “Calibration of LRFD Bridge Design Code”, National Cooperative Highway Research: Final Report, 1993.
- 12) 윤근진, 이완수, “사장교의 정적 비선형해석과 초기형상결정해석, 대한토목학회 논문집, 제 21권, 제1-A호, pp. 165 ~ 177, 2001.
- 13) 강동식, “초기부재력을 이용한 사장교의 초기형상 및 케이블의 단면 결정”, 충남대학교 대학원, 공학석사학위논문, 2002.
- 14) A.M. Hasofer and N.C. Lind, “Exact and Invariant Second Moment Code Format”, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 100, No. EM1, pp. 111 ~ 121, 1974.
- 15) R. Rackwitz and B. Fiessler, “Structural Reliability Under Combined Random Load Sequences”, Computers and Structures, Vol. 9, No. 5, pp. 489 ~ 494, 1978.
- 16) 건설교통부, “도로교 표준시방서”, 2005.

Appendix

A1. 강사장교의 제원, 구조특성 및 변동계수

Table A1, A2는 대상 강사장교의 제원, 구조특성 및 확률변수의 불확실성에 따른 변동계수에 대한 내용을 정리한 것이다.

Table A1. Section and properties of members for a steel cable-stayed bridge

| Section and Properties | | Cross Section (m ²) | Elasticity Modulus (kN/m ²) | Moment of Inertia (m ⁴) | Unit Weight (kN/m ³) |
|------------------------|---|---------------------------------|---|-------------------------------------|----------------------------------|
| Girder | Side | 0.9475 | 2.1×10 ⁸ | 0.9475 | 78.5 |
| | Center | 0.4373 | | 0.5544 | |
| Tower | Top | 0.646 | 2.1×10 ⁸ | 1.227 | 78.5 |
| | Middle | 0.525 | | 0.482 | |
| | Bottom | 0.619 | | 0.534 | |
| | Pier | 35.60 | 2.0×10 ⁷ | 125.4 | 25.0 |
| Cable | 1, 2, 3, 4 5, 6, 17, 18 | 0.00998 | 1.6×10 ⁸ | - | 78.5 |
| | 7, 11, 12 8, 9, 10 13, 14, 15, 16 | 0.00598 0.00426 0.00762 | 1.6×10 ⁸ | - | 78.5 |

Table A2. Parameters of random variables in probabilistic analysis

| Random Variable | Coefficient of Variation | Distribution Type |
|-----------------------|---|-------------------|
| Cross Section | 0.050(Girder and Tower) 0.015(Cable) | Normal |
| Elasticity Modulus | 0.060 | Normal |
| Initial Tensile Force | 0.100 | Normal |
| Moment of Inertia | 0.020 | Normal |
| Earthquake Load | 0.250 | Log-normal |