

鐵筋콘크리트 뼈대構造의 信賴性 最適設計에 관한 研究

A Study on the Reliability-Based Optimum Design of Reinforced Concrete Frames

金 基 大* · 梁 昌 鉉** · 趙 孝 男***
Kim, Kee Dae · Yang, Chang Hyun · Cho, Hyo Nam

Abstract

This study presents a reliability-based optimum design of reinforced concrete frames, in which the AFOSM and SOSM methods are applied for the evaluation of the failure probabilities, and the sequential linear programming method is used as a practical approach to the system optimization.

One-story two-bay reinforced concrete frame is chosen for the numerical illustration of the proposed reliability-based optimum design.

As a result, it is found that the proposed procedure for the reliability-based optimization of RC frames could provide the accurate estimation of the optimal level of safety, and appears applicable to real structures with reasonable complexity.

It is shown in the paper that the probability distributions of the basic random variables and the uncertainties of the applied loadings and material strengths may have great effect on the optimum design, but the AFOSM and SOSM methods do not show significant discrepancy in the optimum design results, but the former appears more realistic and time saving than the latter for this specific study.

요 지

철근콘크리트 뼈대구조의 신뢰성 최적설계에 관한 연구를 제시한 것으로 파괴확률의 산정에서 AFOSM 방법과 SOSM방법을 적용하였고, SLP 알고리즘을 바탕으로 하는 시스템 최적화 기법을 사용하였다.

신뢰성 최적설계를 예시할 목적으로 1층 2경간 철근콘크리트 뼈대에 대한 수치예를 제시하였다.

결과적으로 여기서 적용된 신뢰성 최적화 과정은 최적수준의 안전률을 비교적 정확하게 예측할 수 있게하며 어느정도 복잡한 실제 구조물에도 사용될 수 있다는 사실을 알수 있었다.

아울러 기본적인 변수의 확률분포 및 작용하중과 재료의 불확실성에 관한 민감도는 최적설계에 큰 영향을 미칠 수 있으며 AFOSM방법과 SOSM방법은 설계결과의 영향에 별 차이가 없으므로 본 연구

*정회원 · 대구대학교 공과대학 부교수, 토목공학과

**정회원 · 인하대학교 공과대학 교수, 토목공학과

***정회원 · 한양대학교 공과대학 교수, 토목공학과

1. 서 론

종래의 최적설계에서는 응력제약조건 등에 구조 저항 및 하중관련 확정변량과 모수에 대해 확률적인 안전률을 적용하고 있으나 확률이론을 이용하는 신뢰성 최적설계에서는 이들 응력제약조건에 내재된 불확실량등을 정량적으로 취급하여 설계에 포함되는 위험요소를 허용수준 이내로 제한할 수 있으므로 구조물의 안전성과 경제성을 확보하는데 보다 합리적인 수단이 될 것이다. 또한 부재나 구조 시스템의 파괴확률은 일정한 안전률하에서도 재료나 하중의 통계적 특성에 따라 달라지기 때문에 신뢰성을 고려한 해석 및 설계이론의 도입이 필요하게 되었다.

신뢰성을 고려한 최적설계 분야에서 초기의 시도는 1969년 Moses⁽⁶⁾에 의해 신뢰성과 최적화의 관계, 재료의 강도저하와 여러 하중조건에 대한 구조물 최적설계의 연구라고 할 수 있다. 1970년대에 이르러서는 확률적 접근방법이 구조물 최적화에 적용되어 설계기준의 발전에 공헌이 되었으며, 그 후 구조시스템에 대한 파괴모드의 정식화, 파괴모드간의 상관관계를 고려하는 방법, 신뢰성을 고려한 최적화 과정의 자동화, 사용성 및 극한한계상태를 고려한 다제약조건적 적용, 매개변수의 변화에 따른 최적해의 민감도⁽⁷⁾등에 관한 많은 연구가 진행되고 있다. 그리고 철근콘크리트 뼈대구조에 대해서는 Surahman, Rojiani 등⁽⁸⁾이 AFOSM(Advanced First Order Second Moment) 방법으로 신뢰성 최적설계의 가능성을 발표한 바 있다. 그러나 이들 연구는 주로 Element최적화이고, 신뢰성 해석은 AFOSM방법을 사용한 것이 대부분이었다.

본 논문에서는 신뢰성 해석에 AFOSM방법과 SOSM(Second Order Second Moment)방법을 사용하였고, 최적화 방법으로는 SLP(Sequential Linear Programming) 알고리즘을 바탕으로 하는 시스템 최적화 기법을 도입하였고, 1층 2경간의 철근콘크리트 뼈대구조의 예를 들어 적용 알고리즘의 타당성을 확인하고, 민감도 분석으로 각 매개변수들의 특성을 검토하며, 신뢰성 해석방법의 차이가 최적

해에 미치는 영향을 비교·고찰하였다.

2. 신뢰성 이론

본 논문의 최적화 과정에서 사용한 신뢰성 해석 방법인 AFOSM방법⁽⁶⁾과 SOSM방법⁽⁷⁾의 기본개념을 기술하면 다음과 같다.

2.1 AFOSM방법

이 방법은 한계상태함수 $g(x)$ 를 Taylor급수로 1차항까지 전개하여 파괴면상의 점인 설계점(x_1^* , x_2^* , ..., x_n^*)에서 선형화한다.

이 설계점을 구하기 위해 먼저 확률변수 x_i 가 통계적으로 독립이고 정규분포일 때는 표준화변수 x_i' 로 변환시켜 신뢰성지수 β 가 수렴할 때까지 아래 과정을 반복한다.

(1) x_i^* 점에서의 경사(gradient)와 방향여현 α_i 를 구한다.

(2) x_i 의 평균 μ_{x_i} , 표준편차 σ_{x_i} 를 이용하여 $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta$ 로 부터 β 를 구한다.

(3) 단계(2)에서 구한 β 를 사용하여 $x_i'^* = -\alpha_i^* \beta$ 로 부터 x_i^* 를 다시 계산한다.

(4) 단계(1)에서 단계(3)까지를 반복하여 β 가 수렴하면 그때의 x_i^* 가 설계점이 된다.

이 수렴된 β 를 사용하여 파괴확률은 다음과 같이 구해진다.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.1)$$

여기서 $\beta = (x^* \cdot x^*)^{1/2}$ 는 신뢰성 지수이며, $\Phi(\cdot)$ 는 표준 정규분포 변수의 누적함수이다.

또한 확률변수 x_i 들이 통계적으로 독립이 아닐 때는 표준화 정규비상관 관계로 변환시켜야 하며, 또 x_i 가 비정규분포 변수일 때는 등가정규분포로 변환(Rackwitz-Fiessler 알고리즘⁽⁹⁾)하면 정규분포와 마찬가지로 β 를 구할수 있다.

2.2 SOSM방법

제 2계 근사방법에 의해 파괴확률을 구하는 방법 중 Breitung⁽¹⁾이 제안한 식은 한계상태함수를 Taylor급수로 전개하여 2차항까지 취하는 대신, 한계상태함수의 곡률의 영향을 파괴확률계산에 고려하는 방법인데 AFOSM방법에서 구한 β 를 사용하고, 곡률을 구하는 알고리즘을 추가한 것⁽⁷⁾으로 다음과

같이 표현된다.

$$P_i = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 + \beta K_i)^{-\frac{1}{2}} \quad (2.2)$$

여기서 β 는 제 1 계 근사방법에 의한 신뢰성 지수이고, K_i 는 파괴상태면상의 설계점에서 주곡률이다.

3. 최적설계의 방법

3.1 최적설계의 정식화

구조물의 최적설계란 설계변수의 함수로 표시되는 제약조건을 만족하면서 목적함수를 최대 또는 최소로 하는 설계변수의 조합을 수학적 최적화 방법에 의해 구하는 설계이다.

목적함수로는 통상 최소경비·최소중량·최소체적·최소파괴확률 등이 될 수 있으며, 제약조건으로는 용력·변위·부재간격·단면치수·처짐·좌굴 등의 제한이 고려될 수 있다.

또 설계변수는 용력·처짐 등과 같은 해석변수와 부재간격·구조형태·사용재료·단면의 크기 및 성질·지점위치·부재수·시공방법 등과 같은 상태변수가 있다.

본 연구에서는 최소경비를 목적함수로 하는 재료단면의 최적화를 대상으로 하였다.

이러한 구조물 최적설계의 定式化는 일반적으로 다음과 같다⁶⁾.

$$\text{minimize } Z = f(\mathbf{x}) \quad (3.1)$$

$$\text{subject to } g_i(\mathbf{x}) < 0 \quad i=1, 2, \dots, k \quad (3.2)$$

$$g_j(\mathbf{x}) = 0 \quad j=1, 2, \dots, n \quad (3.3)$$

여기서 \mathbf{x} 는 설계변수의 벡터이고, Z 는 목적함수이다.

(1) 목적함수

목적함수에 관해서는 여러가지 형태가 제안되었는데 그 중 구조물 건설경비 최소화애 주로 많이 사용되는 식은 다음과 같다.

$$\text{minimize } Z = \sum C_i A_i L_i + \sum C_j B_j L_j \quad (3.4)$$

여기서 C_i, C_j 는 각각 사용재료의 단위체적, 면적당 단가이고, A_i, B_j 는 그 단면적 폭이며, L_i, L_j 는 그 길이를 뜻한다.

(2) 제약조건

식(3.2)의 부등식 제약조건식은 한계상태함수의 안전여유에 대해 파괴확률 제약조건은 다음과 같이 변형하여 표현할 수 있다.

$$P_{ij}(\mathbf{x}) - P_{j0} < 0 \quad (3.5)$$

여기서 P_{j0} 는 j 번째 파괴모드에 대한 파괴확률이다.

고, P_{j0} 는 j 번째 파괴모드에 대한 허용파괴확률이다.

또한 식(3.3)도 식(3.2)와 같은 방법으로 변형될 수 있다.

3.2 최적화 기법

수학적 계획법의 기본이 되는 선형계획문제의 최적화는 simplex 알고리즘을 이용하여 비교적 쉽게 해를 구할 수 있으나, 일반적으로 구조물의 최적화는 비선형계획문제로 되는데, 이에 대한 해법으로 다양한 기법들이 제안되어 있다. 이들 중 SLP (Sequential Linear Programming) 방법은 기존의 simplex 알고리즘을 이용하여 비선형문제를 해결할 수 있는 장점이 있으므로 본 논문에서는 이 방법을 사용하였다.

(1) SLP 방법

파괴확률 제약조건을 갖는 SLP 방법⁶⁾의 개념은 주어진 제약조건을 식(3.5)로 부터 \mathbf{x}^* 점에 관해 Taylor 급수로 1차항까지 취하여 다음과 같이 선형화한다.

$$P_{ij}^* + \{\nabla P_{ij}^*\}^T (\mathbf{x} - \mathbf{x}^*) - P_{j0} < 0 \quad (3.6)$$

여기서 첨자*는 초기 가정해 또는 전 단계의 해를 뜻하고, ∇ 는 gradient 벡터이다.

식(3.6) 및 기타의 제약조건과 식(3.4)의 목적함수로 부터 최적해를 반복시행에 의해 구하여 설계치가 수렴되면 최적해가 구해진다.

(2) Move Limits

SLP 방법으로 최적해를 얻는 과정에서 해의 Oscillation을 방지하며 수렴을 시키기 위해 필수적으로 다음과 같은 제한을 제약조건에 포함시킨다⁶⁾.

$$-\Delta \mathbf{x}^i < \mathbf{x} - \mathbf{x}^* < \Delta \mathbf{x}^i \quad (3.7)$$

여기서 $\Delta \mathbf{x}^i$ 와 $\Delta \mathbf{x}^i$ 는 각각 하한과 상한의 설계변수 변동량이다.

(3) 시스템 최적화

부정정 구조물에서는 구조물의 치수와 작용하중뿐만 아니라 재료의 성질 및 단면의 성질등이 부재력에 영향을 준다. 즉 단면의 변화에 따라 부재력이 변하므로 부재력도 부재단면의 함수가 된다.

그러므로 이를 합리적으로 취급할 수 있는 방법은 설계민감도분석에 의한 system 최적화⁶⁾이다.

본 논문에서 사용한 설계민감도분석은 설계공간 (design space) 방법⁶⁾인데, 그 내용에 대해 기술하면 아래와 같다.

먼저 식(3.6)의 gradient 벡터에 부재력을 포함시

시켜 다음과 같이 구성한다.

$$g_i = P_{f_i}^* + \left\{ \left(\frac{\partial P_{f_i}}{\partial \mathbf{x}} \right)^T + \left(\frac{\partial P_{f_i}}{\partial \mathbf{F}} \right)^T \left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{x}} \right)^* \right\} (\mathbf{x} - \mathbf{x}^*) - P_{f_{i0}} < 0 \quad (3.8)$$

여기서 \mathbf{F} 는 그 제약조건에 필요한 부재력이다.

식(3.8)의 $\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{x}}$ 는 설계변수의 변화에 대한 부재력의 변화를 나타내는 행렬로서 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{x}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial x_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial F_M}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial F_M}{\partial x_n} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

여기서 n 은 설계변수의 수이고, M 은 그 제약조건에 필요한 부재력의 수이다.

식(3.9)은 다음으로 부터 구할 수 있다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{x}} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{r}} \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}} \quad (3.10)$$

여기서 \mathbf{r} 은 전체좌표계의 격점변위 벡터이다.

식(3.10)의 $\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{r}}$ 은 다음 과정으로 부터 얻어진다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{r}} = \frac{\partial \bar{\mathbf{K}} \delta}{\partial \mathbf{r}} = \frac{\partial \bar{\mathbf{K}} \mathbf{T} \mathbf{r}}{\partial \mathbf{r}} = \bar{\mathbf{K}} \mathbf{T} \quad (3.11)$$

여기서 $\bar{\mathbf{K}}$, δ 는 각각 국부좌표계의 부재강도 행렬, 격점변위벡터이고, \mathbf{T} 는 전체좌표계를 국부좌표계로 변환시키는 행렬이다.

또 식(3.10)의 $\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}}$ 는 아래와 같은 과정에 의해 얻어진다.

$$\mathbf{P} = \mathbf{K} \mathbf{r} \quad (3.12)$$

여기서 \mathbf{P} 는 격점하중 벡터이고, \mathbf{K} 는 전체 구조물의 강도행렬이다. 식(3.12)를 \mathbf{x} 에 관하여 편미분하면

$$\frac{\partial \mathbf{P}}{\partial \mathbf{x}} = \frac{\partial \mathbf{K}}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{r} + \mathbf{K} \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}}$$

$$\mathbf{K} \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}} = \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial \mathbf{x}} - \frac{\partial \mathbf{K}}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{r} = \mathbf{H} \quad (3.13)$$

따라서 $\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}}$ 는 다음 식으로 부터 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{x}} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{H} \quad (3.14)$$

4. 수치계산에 및 고찰

신뢰성 제약조건을 갖는 철근콘크리트 뼈대구조의 최적화 가능성과 실용성을 검토하기 위하여 전술한 신뢰성 이론과 최적화 방법에 의해 최적화 알고리즘을 도출하고 몇개의 철근콘크리트 뼈대구조를 수치계산하였다. 그중 1층 2경간의 뼈대구조를 예로 들어 계산결과를 비교·고찰하였다.

4.1 설계조건 및 대상구조물

적용된 재료강도 및 하중의 통계적 특성은 기존의 연구⁽⁶⁾로 부터 표 1과 같이 사용하였다.

표 1. Input Data

Variable	Distribution	Nominal	Coefficient Variance	Remark
X_1	Normal		0.03	A_s
X_5				
X_6	Normal		0.07	d
X_7				
X_8	Normal	20cm	0.04	b
X_9				
X_{10}	Lognormal	2800kg/cm ²	0.098	σ_y
X_{11}	Normal	210kg/cm ²	0.18	σ_{α}
X_{12}	Gumbel	8t/m	0.25	w_L

대상으로한 구조물의 형상 및 제원은 그림 1과 같다.

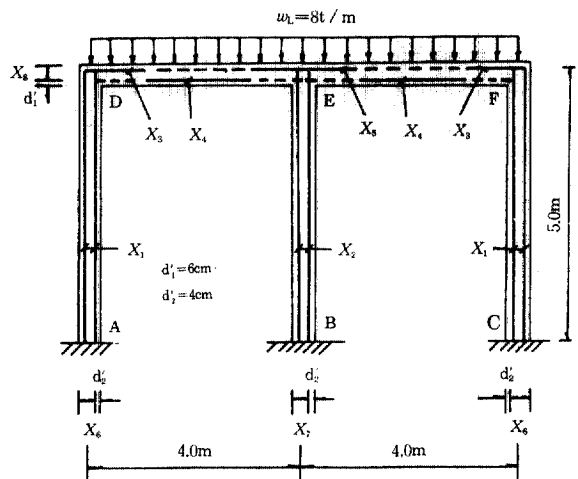


그림 1. 1-Story 2-Bay Frame

4.2 목적함수식의 구성

목적함수는 식(34)로부터 표 1 및 그림 1을 중심으로 작성하며, 각 재료의 단가는 콘크리트 43,000won/m³, 철근 315,450won/ton, 거푸집 4,754won/m², 지보공 3,850won/empty m³ 등과 같다.

이를 이용한 목적함수식을 10⁴won 단위로 나타내면 다음과 같다.

$$Z = 0.495X_1 + 0.248X_2 + 0.079X_3 + 0.149X_4 + 0.079X_5 + 0.181X_6 + 0.091X_7 + 0.145X_8 + 11.0 \quad (4.1)$$

여기서 X_i의 단위는 X₁에서 X₅는 cm²이고, X₆에서 X₈은 cm이다.

4.3 제약조건식의 구성

용력에 대한 제약조건식은 기존의 연구⁽¹¹⁾로부터 얻어진 평균 공칭비를 사용하여 한계상태식(25)을 작성하고, 이를 식(38)에 의해 식(43)과 같은 방법으로 선형화하여 신뢰성 제약조건을 얻는 데, 그 지배적인 식은 아래와 같다.

1) 보 중간부

보 중간부는 휨에 의해 지배되는데 그 한계상태식은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$1.12\{\sigma_y X_4 X_8 - 0.59\sigma_y^2 X_4^2 / (b\sigma_{ck})\} - 1.05w_D F_1 - 1.2w_L F_{10} = 0 \quad (4.2)$$

여기서 w_D는 사하중의 단위길이당 중량이고, F₁은 그림 1에서 단위분포하중이 보의 전장에 만재될 때, F₁₀은 그림 1에서 단위분포하중이 보의 DE 또는 EF에 만재될 때 보 중간부의 최대 휨모멘트이다.

식(42)를 식(36)과 같은 방법으로 선형화하면 다음식과 같다.

$$a_{11}X_4 + a_{12}X_6 + a_{13}X_7 + a_{14}X_8 + a_{15} < 0 \quad (4.3)$$

여기서,

$$a_{11} = \left(\frac{\partial P_{f1}}{\partial X_4} \right)^*$$

$$a_{12} = \left(\frac{\partial P_{f1}}{\partial F_1} \frac{\partial F_1}{\partial X_6} + \frac{\partial P_{f1}}{\partial F_{10}} \frac{\partial F_{10}}{\partial X_6} \right)^*$$

$$a_{13} = \left(\frac{\partial P_{f1}}{\partial F_1} \frac{\partial F_1}{\partial X_7} + \frac{\partial P_{f1}}{\partial F_{10}} \frac{\partial F_{10}}{\partial X_7} \right)^*$$

$$a_{14} = \left(\frac{\partial P_{f1}}{\partial X_8} + \frac{\partial P_{f1}}{\partial F_1} \frac{\partial F_1}{\partial X_8} + \frac{\partial P_{f1}}{\partial F_{10}} \frac{\partial F_{10}}{\partial X_8} \right)^*$$

$$a_{15} = P_{f1}^* - a_{11}X_4^* - a_{12}X_6^* - a_{13}X_7^* - a_{14}X_8^* - P_{f10}$$

2) 보 내측 단부

보 내측 단부는 휨에 의해 지배되는데 그 한계

상태식은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$1.12\{\sigma_y X_5 X_8 - 0.59\sigma_y^2 X_5^2 / (b\sigma_{ck})\} - 1.05w_D F_2 - 1.2w_L F_2 = 0 \quad (4.4)$$

여기서 F₂는 그림 1에서 단위분포하중이 보의 전장에 만재될 때 보 내측 단부의 최대 휨모멘트이다.

3) 내측 기둥

내측기둥을 지배하는 한계상태식은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$1.05\{0.85b\sigma_{ck}X_7 + 3.4b\sigma_{ck} - 1.7\sigma_{ck}X_2 + 2\sigma_y X_2\} - 1.05w_D F_3 - 1.2w_L F_3 = 0 \quad (4.5)$$

여기서 F₃은 그림 1에서 단위분포하중이 보의 전장에 만재될 때 내측기둥의 최대 압축력이다.

4) 외측 기둥

외측기둥을 지배하는 한계상태식은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$1.05\{0.85b\sigma_{ck}X_6 \left\{ -\frac{X_1}{bX_6} + 1 - \frac{e'}{X_6} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{X_6}\right)^2 + 2\frac{X_1}{bX_6} \left[\left(\frac{\sigma_y}{0.85\sigma_{ck}} - 1\right) \left(1 - \frac{4}{X_6}\right) + \frac{e'}{X_6} \right]} \right\} - 1.05w_D F_4 - 1.2w_L F_{40} = 0 \quad (4.6)$$

여기서 F₄, F₄₀은 각각 그림 1에서 단위분포하중이 보의 전장에 만재될 때, 보의 DE 또는 EF에 만재될 때 외측기둥의 최대 압축력이다.

5) 기타

시방서에서 규정하는 최대철근비·최소철근비·부재최소치수 등의 제한과 move limits(Δxⁱ, Δx^j)는 3.0~0.01)를 제약조건에 포함시킨다.

4.4 최적해의 수렴

최적해의 수렴과정을 예시하기 위해 보 및 기둥의 목표신뢰성지수 β₀를 각각 3.5, 4.0으로하고 표 2의 초기가정치를 사용하여 SOSM방법을 적용하면 설계변수 및 목적함수의 수렴과정은 표 3과 같은 데 비교적 빨리 최적해에 수렴하는 것을 볼수 있다.

표 2. Initial Value

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	Objc.	Remark
	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm	cm	cm	10 ⁴ won	
Case A	4.00	10.00	7.00	25.00	20.00	26.0	26.5	70.0	38.59	
Case B	4.00	10.00	6.50	25.00	20.00	26.0	26.5	65.0	37.81	

표 3. Convergence Process

(a) Case A

Iteration	X ₁ cm ²	X ₂ cm ²	X ₃ cm ²	X ₄ cm ²	X ₅ cm ²	X ₆ cm	X ₇ cm	X ₈ cm	Objec. 10 ⁴ won	Remark
0	4.00	10.00	7.00	25.00	20.00	26.0	26.5	70.0	38.59	Initial Value
1	3.97	7.86	6.70	23.19	18.80	26.0	26.0	67.0	37.17	
2	3.97	8.61	6.69	24.24	19.79	26.0	26.0	66.9	37.57	
3	3.97	8.84	6.69	24.50	20.09	26.0	26.0	66.9	37.69	
4	3.97	8.85	6.69	24.50	20.10	26.0	26.0	66.9	37.69	
5	3.97	8.85	6.69	24.50	20.10	26.0	26.0	66.9	37.69	

(b) Case B

Iteration	X ₁ cm ²	X ₂ cm ²	X ₃ cm ²	X ₄ cm ²	X ₅ cm ²	X ₆ cm	X ₇ cm	X ₈ cm	Objec. 10 ⁴ won	Remark
0	4.00	10.00	6.50	25.00	20.00	26.0	26.5	65.0	37.81	Initial Value
1	3.97	8.10	6.63	24.71	20.17	26.0	26.0	66.3	37.50	
2	3.97	8.72	6.68	24.54	20.14	26.0	26.0	66.8	37.66	
3	3.97	8.85	6.69	24.50	20.10	26.0	26.0	66.9	37.69	
4	3.97	8.85	6.69	24.50	20.10	26.0	26.0	66.9	37.69	

4.5 최적해의 결과

수치계산예로부터 최적해의 목적함수값을 비교하면, 그림 2는 신뢰성 해석방법을 AFOSM 및 SOSM 으로는 차이는 크지않음을 볼 수 있고, 그림 3 및 그림 4는 표 1을 기준으로 하여 활하중·재료강도의 변동계수 V_x 를 20% 감소 및 증가시킨 경우로 w_L 과 σ_{sk} 에 대한 민감도⁽³⁾는 상당히 큰 것으로 나타났다. 그리고 그림 5는 표 1에서 w_L 및 σ_y 의 확률 분포를 달리한 것으로 w_L 을 gumbel분포에서 normal

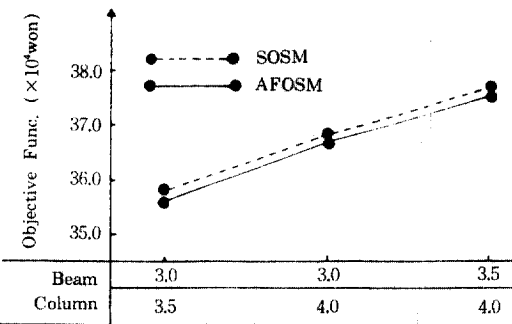


그림 2. Comparison of AFOSM & SOSM

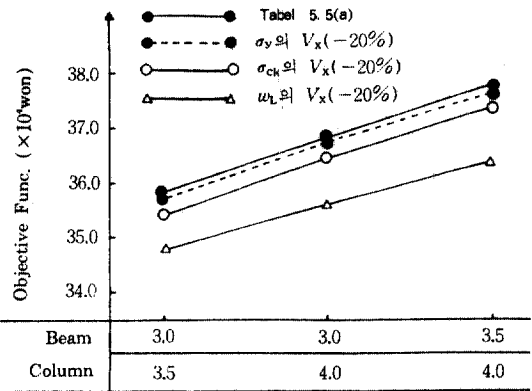


그림 3. Sensitivity Analysis(V_x -20%)

분포 및 lognormal분포로 해석한 경우는 굉장한 차이가 있다.

4.6 비교 및 고찰

주어진 설계조건을 중심으로한 수치예로부터 신뢰성 제약조건을 갖는 철근콘크리트 뼈대구조의 system 최적화의 가능성과 효율성을 확인할 수 있었고, 그 분석결과는 다음과 같다.

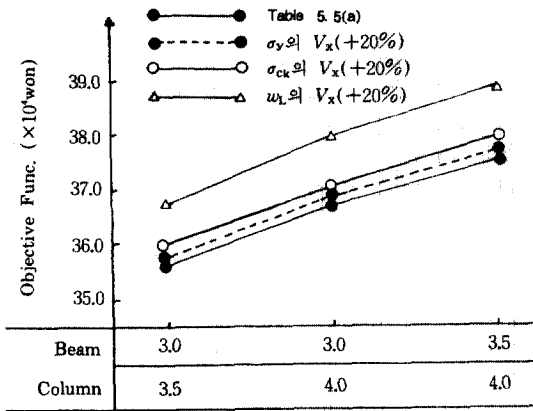


그림 4. Sensitivity Analysis($V_x + 20\%$)

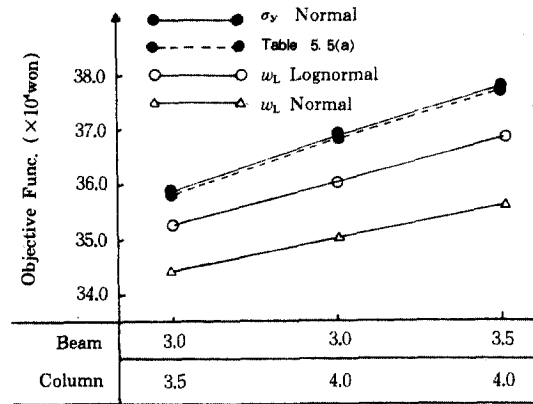


그림 5. Sensitivity Analysis(Distribution)

(1) 그림 2에서와 같이 신뢰성 해석을 SOSM 방법과 AFOSM 방법으로 하여 목적함수값을 비교한 것은 0.5% 정도의 차이를 보였다. 이 결과로 보아 파괴확률의 계산에 소요되는 컴퓨터 사용시간이 1/2 정도 절약되는 AFOSM 방법이 SOSM 방법보다 실용적이라 생각된다.

(2) 표 3으로 보아 최적해의 수렴은 초기가정치에 따라 차이는 있었지만 대개 10회 이내에서 수렴하므로 본 연구에서 사용한 최적화 기법이 실제 RC 구조물의 최적화에 효율성이 있다고 볼수 있다.

(3) 확률변수의 변동계수를 $\pm 20\%$ 로 변화시킨 그림 3과 4의 결과로 보아 활하중은 4%, 콘크리트

의 강도는 15% 정도 목적함수값의 차이를 보였다. 이와같이 불확실량의 선정이 최적해에 중요한 영향을 주므로 보다 신뢰성있는 통계자료의 사용이 요망된다.

(4) 그림 5에서와 같이 확률변수들의 확률분포의 변화에 대한 최적해의 민감도를 분석할때, 활하중 w_L 의 확률분포를 gumbel 분포에서 normal 분포, log-normal 분포로 변화시킨 결과는 목적함수값에 각각 5.5%, 2.5% 정도의 차이를 보이므로 확률분포의 모형도 불확실량의 선정에서와 같이 신중을 기해야 함을 알 수 있었다.

(5) 사용재료의 강도에 대한 불확실량의 변화를 고찰할때, 철근강도의 불확실량이 증가하면 최적해에서는 콘크리트량이 증가하는 반면, 콘크리트의 불확량이 증가하면 최적해에서는 철근량이 증가하는 것으로 나타났다. 이는 상대적인 경비지수 차이로 인한 결과로 판단된다.

(6) 보의 최적단면 결정에서는 응력제약과 최소 철근비가 주 제약조건이 되고 최대철근비는 별 영향이 없는 것으로 구명되었다.

5. 결 론

본 연구는 철근콘크리트 뼈대구조의 실용적인 신뢰성 최적화를 위하여 신뢰성 해석방법으로 AFOSM 방법과 SOSM 방법을 사용하여 system 최적설계 알고리즘을 도출하고, 1층 2경간의 뼈대구조의 최적설계에 적용하였다. 이를 수행하기 위한 절차로 부재의 단면력을 변위법에 의해 구한 다음, 그 단면력에 맞는 최적단면의 결정에는 SLP 방법을 적용하였다.

그 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 신뢰성 해석방법에서 AFOSM 방법과 SOSM 방법에 의한 최적해의 결과는 본 연구에서 고찰한 철근콘크리트의 경우, 큰 차이가 없으므로 알고리즘의 단순성, 컴퓨터 사용시간등 실용적인 면으로 보아 AFOSM 방법이 더 효율적임을 알수 있었다.

(2) 최적해의 수렴은 대개 10회 이내에서 수렴하는 것으로 보아, 본 연구에서 사용한 최적화 기법이 실용적임을 알수 있었다.

(3) 각 변수의 확률분포와 작용하중 및 재료강도에 대한 불확실량이 최적해에 미치는 민감도는 상당히 크고, 특히 철근콘크리트 구조의 최적단면 결

정에는 철근의 불확실량이 증가할 때는 콘크리트량이 증가하는 결과를 가져오는 반면, 콘크리트의 불확실량 증가는 철근량의 증가를 유발하는 것을 알수 있었다.

참 고 문 헌

1. Breitung, K., "Asymptotic Approximation for Multinormal Integrals," *J. of Eng. Mech., ASCE*, Vol. 110, No. 3, Mar., 1984, pp. 357~366.
2. Ellingwood, B., "Reliability Basis of Load and Resistance Factors for Reinforced Concrete Design," *NBS Building Science Series 110*, U. S. Dept. of Commerce, Feb. 1978.
3. Frangopol, D. M., "Sensitivity of Reliability-Based Optimum Design," *J. of Struct. Eng., ASCE*, Vol. 111, No. 8, Aug., 1985, pp. 1703-1721.
4. Hasofer, A. M., and Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format," *J. of Eng. Mech., ASCE*, Vol. 100, No. 100, No. EM1, Feb., 1974, pp. 111-121.
5. Israel, M., Ellingwood, B., and Corotis, R., "Reliability-Based Code Formulations for Reinforced Concrete Building," *J. of Struct. Eng.*, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 2235-2252.
6. Kirsch, U., *Optimum Structural Design*, McGraw-Hill, 1981. pp. 137-180, pp. 347-369.
7. Kiureghian, A. D., Lin, H-Z, and Hwang, S-J., "Second-Order Reliability Approximation," *J. of Eng. Mech., ASCE*, Vol. 113, No. 8, Aug., 1987, pp. 1208-1225.
8. Moses, F., *Approaches to Structural Reliability and Optimization*, Solid Mech. Division, University of Waterloo, Study No. 1, 1969, pp. 81-120.
9. Rackwitz, R., and Fiessler, B., "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences," *Computers and Structures*, Vol. 9, 1978, pp. 489-494.
10. Surahman, A., and Rojiani, K. B., "Reliability-Based Optimum Design of Concrete Frames," *J. of Struct. Eng., ASCE*, Vol. 109, No. 3, Mar., 1983, pp. 741-757.
11. 趙孝男外 2人, "確率理論에 基礎한 鐵筋콘크리트 強度設計 規準," *大韓土木學會 論文集*, 第6卷, 第4號, 1986, pp. 53-59.

(接受 : 1989. 7. 14)