

접합부의 비선형 거동을 고려한 강뼈대 구조물의 고등해석과 최적설계

Advanced analysis and optimal design of steel frames
accounting for nonlinear behavior of connections

최 세 휴¹⁾ · 박 문 호²⁾ · 송 재 호³⁾ · 임 청 권⁴⁾
Choi, Se Hyu Park, Moon Ho Song, Jae Ho Lim, Cheong Kweon

요 약 : 본 논문에서는 접합부의 비선형을 고려한 강뼈대 구조물의 고등해석과 최적설계를 수행하였다. 고등해석은 접합부의 비선형, 기하학적 비선형 및 재료적 비선형을 고려한다. 접합부의 비선형은 Kishi와 Chen이 제안한 3가지 매개변수를 가지는 파워모델을 사용하여 고려하였다. 기하학적 비선형은 안정함수를 사용하여 고려하였으며, 재료적 비선형은 CRC 접선 탄성계수와 포물선 함수를 사용함으로써 고려하였다. 최적화 기법으로는 Choi와 Kim이 제안한 직접탐색법을 사용하였다. 직접탐색법은 LRFD의 상관방정식으로 계산된 값중에서 최대값을 가지는 부재의 크기를 단계별로 증가시키는 방법이다. 목적함수는 구조물의 중량을 사용하였으며, 제약조건식은 구조시스템의 하중-저항능력, 처짐, 층간 수평변위 및 연성요구 조건을 고려하였다. 제안된 방법에 의한 설계결과를 LRFD방법과 비교하였다.

ABSTRACT : The advanced analysis and optimal design of semi-rigid frames were presented. Advanced analysis can predict the combined nonlinear effects of connection, geometry, and material on the behavior and strength of semi-rigid frames. The Kishi-Chen power model was used to describe the nonlinear behavior of semi-rigid connections. Geometric nonlinearity was determined using stability functions. On the other hand, material nonlinearity was determined using the Column Research Council (CRC) tangent modulus and parabolic function. The direct search method proposed by Choi and Kim was used as optimization technique. The member with the largest unit value evaluated using the LRFD interaction equation was replaced one by one with an adjacent larger member selected from the database. The objective function was assumed as the weight of steel frame, with the constraint functions accounting for load-carrying capacities, deflections, inter-story drifts, and ductility requirement. Member sizes determined by the proposed method were compared with those derived using the conventional LRFD method.

핵심용어 : 고등해석, 최적설계, 직접탐색법, 강뼈대구조물

KEYWORDS : advanced analysis, optimal design, direct search method, steel frames.

1. 서론

지난 20여년 동안 고등해석기법을 개발하기 위하여 광범위한 연구가 수행되었다. 컴퓨터 기술의 발전으로 구조시스템과 그에 속한 개별부재의 거동과 강도를 직접적이고 적극적으로 결정할 수 있는 고등해석이 가능하게 되었다. 고등해석은 구조시스템의 해석후, 기존의 설계에서 수행하고 있는 개별부재의

강도검토를 필요로 하지 않는 획기적인 방법이라고 할 수 있다. 고등해석기법은 (1) 소성영역법(plastic zone method), (2) 탄소성형지법(elastic-plastic hinge method) 및 (3) 개선소성형지법(refined-plastic hinge method)으로 구분할 수 있다. 이러한 다양한 방법들은 부재의 소성화를 표현하는 정밀도에 따라서 구분된다. 소성영역법은 가장 상세하게, 탄소성형지법은 가장 단순하게 소성화를 표현한다. 개선소성형지법은 탄소성형

- 1) 정희원, 경북대학교 방재연구소 연구원
(Tel. 053-950-6445, Fax. 053-950-6564, E-mail: seuseimi@hanmail.net)
- 2) 정희원, 경북대학교 토목공학과 교수(parkmh@knu.ac.kr)
- 3) 정희원, 금오공과대학교 토목환경공학부 교수(song@kumoh.ac.kr)
- 4) 정희원, 서일대학 토목과 교수(limchkw@hanmail.net)

본 논문에 대한 토의를 2004년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

지법을 개량한 것이라고 할 수 있다. 여러가지 고등해석 방법의 하중-변위 특성은 그림 1에서 보여주고 있다.

소성영역법은 일종의 유한요소법으로서, 구조 부재를 길이 방향으로 유한개의 요소로 나누고 각 요소의 단면은 다시 다수의 요소로 나눈다. 소성영역법은 기하학적 비선형, 소성화 및 잔류응력을 정확하게 예측함으로써 별도의 부재강도 검토가 필요없다. 소성영역법은 정밀해로 알려져 있으나, 요소의 수를 너무 많이 필요로 하기 때문에 경제성이 없어 일반설계에서는 사용되지 않는다. 탄소성힌지법은 비선형성을 단순하게 표현한 방법으로 단면이 완전소성상태가 되기 전에는 탄성으로 간주하여 점진적인 소성화나 잔류응력을 무시한 방법이다. 기하학적 비선형은 안정함수(stability function)를 사용하여 나타낸다. 안정함수의 장점은 부재당 하나의 요소를 사용함으로써 소성영역법에 비하여 계산량을 현격히 줄일 수 있는 장점이 있다. 이 방법은 탄소좌굴에 의하여 파괴되는 가늘고 긴 부재의 경우에는 소성영역 해석 결과와 같은 값을 주지만, 현저한 소성화가 유발되는 세장비가 작은 부재의 경우에는 강성을 과대평가하는 경향이 있다. 따라서, 이 방법을 고등해석법으로 사용하기 위해서는 많은 개선이 요구된다.

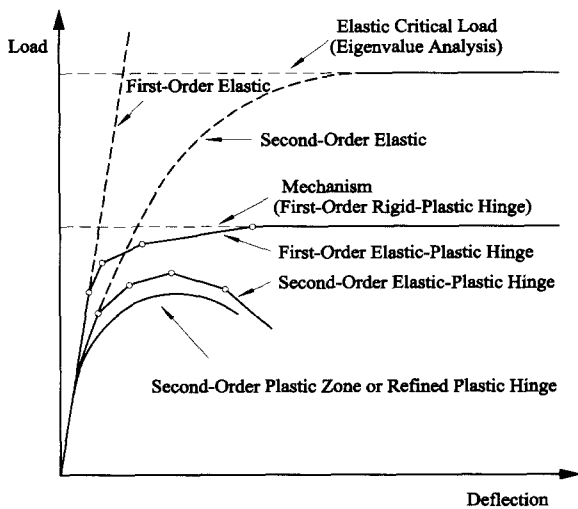


그림 1. 고등해석의 하중-변위 특성

최근에 Al-Mashary와 Chen (1991), King등 (1991), Kim과 Chen (1996a; 1996b), 및 Chen과 Kim (1997) 등이 개선소성힌지 해석에 대하여 연구하였다. 개선소성힌지법은 탄소성힌지법에 점진적인 소성화를 고려한 것이다. 소성영역법에서는 부재의 비탄성을 세분화된 단면의 응력과 변형률로 나타내는 반면 개선소성힌지법에서는 부재력의 함수로 나타낸다. 이 방법의 장점은 계산량은 탄소성힌지법과 같이 적지만, 계산결과는 소성영역법과 같이 정확하다는 것이다. 한편

김문영 등 (1994)은 기하학적 강도행렬을 이용하여 탄-소성 유한요소해석을 한 바 있다.

강뼈대 구조물에 대한 최적설계는 많은 연구자들에 의하여 연구되어왔으며, 최근에는 보다 실용적인 측면에서 규격화된 부재를 사용한 이산화 최적설계에 대한 관심이 증대되고 있다. 이산화 최적설계방법은 크게 2가지 흐름으로 나눌 수 있다. 첫째는 설계변수를 연속함수로 취급하여 해를 구한 후 연속해 부근에서 직접 탐색함으로써 이산화 최적설계를 수행하는 방법이다. 이 방법은 모든 설계변수에 대해서 연속해보다 이산해가 커지기 때문에 비경제적인 설계가 될 수 있는 단점을 가지고 있다. 둘째는 설계변수 자체를 이산변수로 취급함으로써 전 설계공간에서 직접탐색을 통하여 이산화 최적설계를 수행하는 방법으로 계산시간이 많이 요구되는 단점을 가지고 있다. 또한, Rajeev와 Krishnamorthy(1992), Lin과 Hajela (1992), May와 Balling(1992) 및 Pantelides와 Tzan (1997) 등에 의해서 소개된 유전자 알고리즘(Genetic Algorithms)과 Simulated Annealing (SA)과 같은 새로운 알고리즘들은 기존의 설계법과 마찬가지로 탄성해석후 개별부재에 대한 부재력과 강도검토식을 사용한 설계방법을 사용함으로써 구조시스템과 개별부재 사이의 적합조건을 만족시키지 못하는 단점을 가지고 있다.

이러한 문제점을 해결하기 위하여 장준호 등 (2000) 및 Choi와 Kim (2002)은 강뼈대 구조물의 비선형 비탄성 해석에 의한 이산화 최적설계 기법을 제시하였다. 이 방법은 LRFD의 상관관계식으로 계산된 값 중 최대 값을 가지는 부재의 단면을 데이터 파일에 저장된 단면들 중에서 단계별로 하나씩 증가시킴으로서 최적해를 추적하는 방법이다. 그러나, 이 방법은 강뼈대 구조물의 반강접 효과를 전혀 고려하지 못하고 있다. 실제 구조물의 접합부가 대부분 반강접으로 거동하고 있으며, 또한 반강접의 효과는 P-Δ 효과 뿐만 아니라 모멘트의 재분배에도 영향을 주기 때문에 반드시 고려해야 한다.

따라서 본 논문에서는 접합부의 비선형을 고려한 강뼈대 구조물의 고등해석과 최적설계를 수행하고자 한다. 접합부의 비선형 효과는 Kishi와 Chen (1986)이 제안한 3가지 매개변수를 가지는 파워모델을 사용하였으며, 최적화 기법으로는 Choi와 Kim이 제안한 직접탐색법을 사용하였다. 목적함수로는 구조물의 중량을 사용하였으며, 제약조건으로는 하중저항 능력과 처짐, 수평변위 및 연성 요구조건을 고려하였다.

2. 접합부의 비선형 거동

접합부의 비선형 거동은 모멘트-회전각 관계로 나타낼 수 있다. 그 동안 접합부 거동에 대한 많은 실험 연구가 수행되어

왔으며, 많은 연구자들에 의하여 모멘트-회전각 관계에 대한 자료가 수집되어 왔다 (Chen and Kishi, 1989; Kishi and Chen, 1990). 이들 자료를 근거로 하여 접합부 거동에 대한 여러가지 모델링이 제시되었다. 본 논문에서는 Kishi와 Chen (1990)이 제안한 3가지 매개변수를 이용한 파워 모델 (Three Parameter Power Model)을 사용하였다. 3가지 매개변수는 그림 2에서 보여 주는 바와 같이 접합부의 초기강성 (R_{ki} : Initial connection stiffness), 극한강도 (M_u : Ultimate moment capacity) 및 형상계수 (n : Shape parameter)이다.

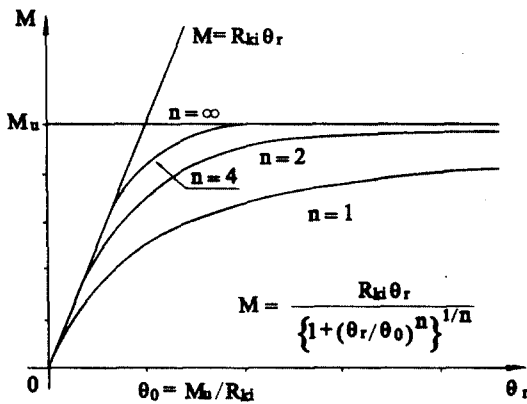


그림 2. 3가지 매개변수를 이용한 파워 모델의 모멘트-회전각 관계

Kishi와 Chen이 제안한 3가지 매개변수를 이용한 파워 모델의 일반식은 식 (1)에 정의되어 있다.

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad \text{for } \theta > 0, m > 0 \quad (1)$$

여기서 $m = M/M_u$, $\theta = \theta_r/\theta_0$ 이며, θ_0 는 소성회전각 (M_u/R_{ki}), M_u 는 접합부의 극한모멘트, M 은 모멘트, R_{ki} 는 초기강성 및 n 은 형상계수이다. 임의 회전각 $|\theta_r|$ 에서의 접합부의 접선 강도는 접합부의 하중이 증가하는 경우에는 접선 강성으로 나타낼 수 있으며, 하중이 감소하는 경우에는 초기강성으로 나타낼 수 있다.

(1) 접합부의 하중이 증가하는 경우

$$R_{kt} = \frac{dM}{d|\theta_r|} = \frac{M_u}{\theta_0(1 + \theta^n)^{1+1/n}} \quad (2)$$

(2) 접합부의 하중이 감소하는 경우

$$R_{kt} = \frac{dM}{d|\theta_r|_{\theta_r=0}} = \frac{M_u}{\theta_0} = R_{ki} \quad (3)$$

Kishi와 Chen (1990)은 4 종류 즉 복부 L형강 접합 (single web angle connection), 복부 쌍 L형강 접합 (double web angle connection), 상하 L형강 접합(top and seat-angle connection) 및 복부 쌍 L형강을 갖는 상하 L형강 접합(top and seat-angle with double web angle connection)에 대하여 초기강성과 극한 모멘트를 구하는 실용적인 방법을 개발하였다.

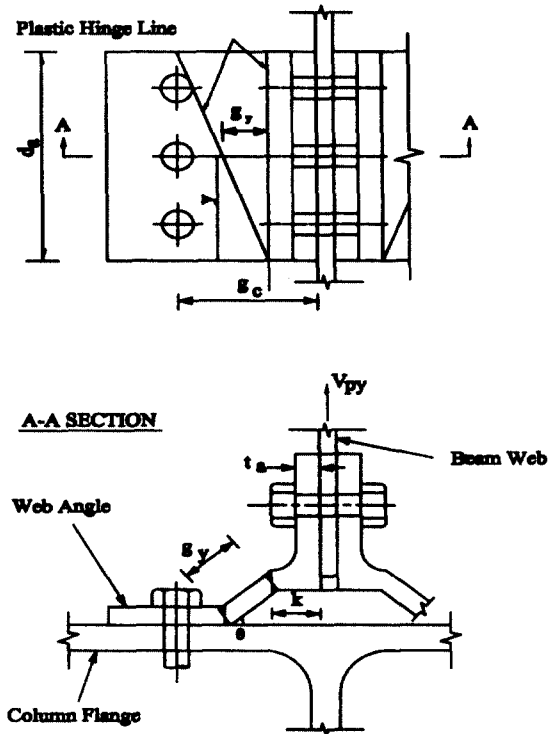


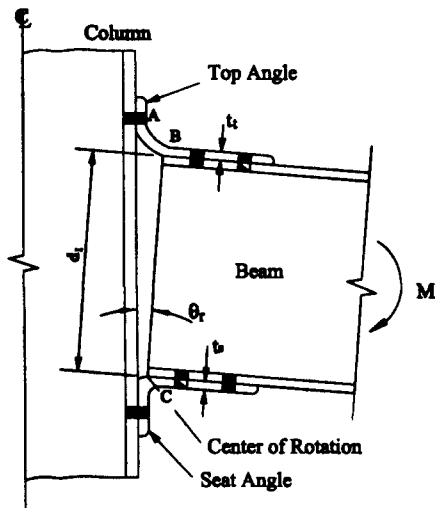
그림 3. 복부 L형강 접합의 극한상태.

그림 3에서 보여 주는 바와 같이 복부 L형강 접합에 대한 초기강성 R_{ki} 와 극한모멘트 M_u 는 식 (4) 및 식 (5)에 정의되어 있다.

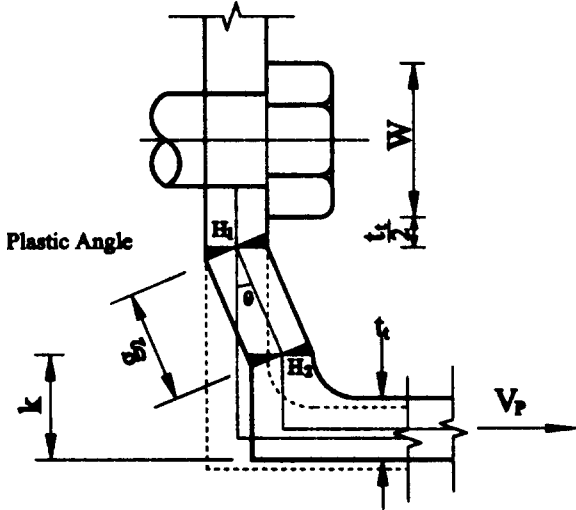
$$R_{ki} = G \frac{t_a^3}{3} \frac{a \cosh(a\beta)}{(a\beta) \cosh(a\beta) - \sinh(a\beta)} \quad (4)$$

$$M_u = \left(\frac{2V_{pu} + V_o}{6} \right) d_a^2 \quad (5)$$

여기서, G 는 전단 탄성계수, t_a 는 복부 L형강의 두께, a 는 포이송비가 0.3일 때 4.2967을 나타내는 계수, $\beta = g_1/d_a$, g_1 은 고정단에서 자유단까지의 게이지 거리, d_a 는 복부 L형강의 높이, V_{pu} 는 V_{py} 의 최소값, V_o 는 V_{py} 의 최대값, V_{py} 는 단위길이당 소성전단력이다.



(a) 탄성상태에서의 변형



(b) 극한상태에서의 변형

그림 4. 상하 L형강 접합

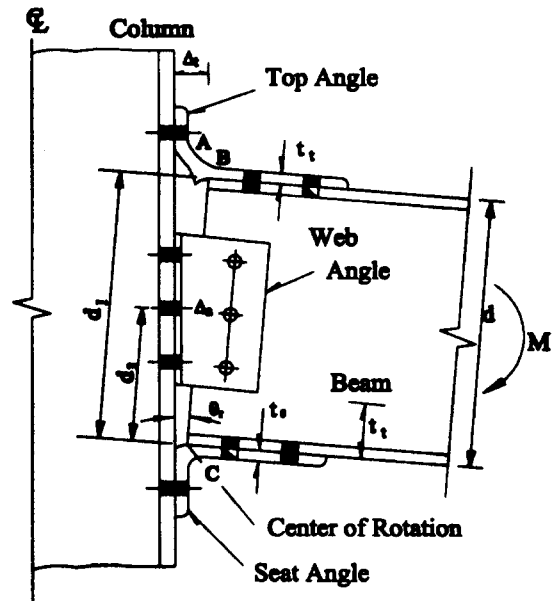
그림 4에서 보여 주는 바와 같이 상하 L형강 접합에 대한 초기강성 R_{ki} 와 극한모멘트 M_u 는 식 (6) 및 식 (7)에 정의되어 있다.

$$R_{ki} = \frac{M}{\theta_r} = \frac{3(EI)}{1 + (0.78t_t^2/g_1^2)} \left(\frac{d_1^2}{g_1^3} \right) \quad (6)$$

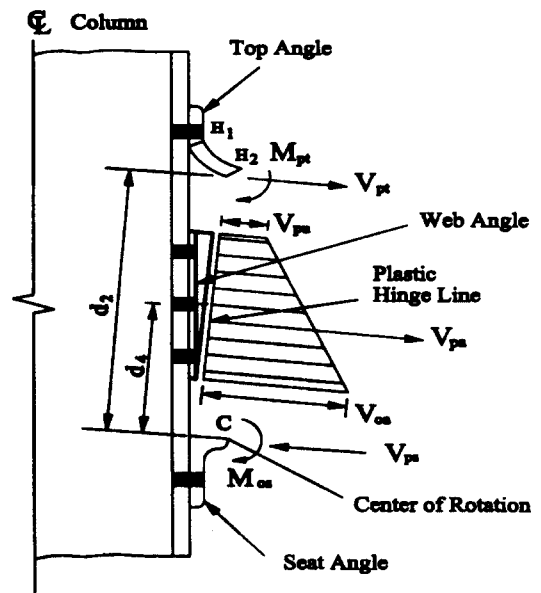
$$M_u = M_{os} + M_p + V_p d_2 \quad (7)$$

여기서, EI 는 기둥과 인접한 L형강 다리의 휨 강성, d_1 은 상부와 하부 L형강의 다리 중심사이 거리, $g_1 = g_t - W/2 - t_t/2$, g_t 는 기둥면의 다리에 있는 연결 구멍의 중심에서 상부 L형강의 뒷꿈치까지의 게이지 거리, W 는 너트의 지름,

t_t 는 상부 L형강의 두께, M_{os} 는 하부 L형강의 C점에서의 소성모멘트, M_p 는 상부 L형강의 H_2 점에서의 소성모멘트, V_p 는 전단력, $d_2 = d + t_s/2 + k$, t_s 는 하부 L형강의 두께, k 는 상부 L형강의 필렛의 끝단에서 뒷꿈치까지의 거리이다.



(a) 탄성상태에서의 변형



(b) 극한상태에서의 부재력

그림 5. 복부 L형강을 갖는 상하 L형강 접합

그림 5에서 보여 주는 바와 같이 복부 L형강을 갖는 상하 L형강 접합에 대한 초기강성 R_{ki} 와 극한모멘트 M_u 는 식 (8) 및 식 (9)에 정의되어 있다.

$$R_{ki} = \frac{M}{\theta_r} = \frac{3(EI_i)d_1^2}{g_1(g_1^2 + 0.8t_i^2)} + \frac{6(EI_a)d_3^2}{g_3(g_3^2 + 0.8t_a^2)} \quad (8)$$

$$M_u = M_{os} + M_{pt} + V_{pt}d_2 + 2V_{pa}d_4 \quad (9)$$

여기서, EI_i 와 EI_a 는 복부 및 상부 L형강의 기동면에 인접한 형강 플레이트 휨 강성, $g_3 = g_c - W/2 - t_a/2$, W 는 너트의 지름, t_i 와 t_a 는 복부 및 상부 L형강의 두께, M_{pt} 는 상부 L형강의 극한모멘트, V_{pt} 는 소성힌지에 작용하는 전단력, V_{pa} 는 복부 L형강의 소성전단력의 합, $d_4 = (2V_{pu} + V_{oa})/3(V_{pu} + V_{oa})d_a + l_i + t_s/2$, V_{pu} 는 복부 L형강의 윗 끝단의 전단력, V_{oa} 는 복부 L형강의 아래 끝단의 전단력, l_i 는 복부 L형강의 아래 끝단에서 보 플랜지까지의 거리, t_s 는 하부 L형강의 두께이다.

또한, Kishi와 Chen (1990)은 여러가지 접합 형태에 대하여 형상계수 n 을 구하기 위하여 실험 데이터를 통계 처리하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

- 복부 L형강 접합
 $n = 0.520 \log_{10} \theta_o + 2.291 \geq 0.695 \quad (10a)$

- 복부 쌍 L형강 접합
 $n = 1.322 \log_{10} \theta_o + 3.952 \geq 0.573 \quad (10b)$

- 상하 L형강 접합
 $n = 2.003 \log_{10} \theta_o + 6.070 \geq 0.302 \quad (10c)$

- 복부 L형강을 가진 상하 L형강 접합
 $n = 1.398 \log_{10} \theta_o + 4.631 \geq 0.827 \quad (10d)$

여기서, $\theta_o = \frac{M_u}{R_{ki}}$ 이다.

3. 실용적인 고등해석

3.1 기하학적 비선형을 고려하는 안정함수

기하학적인 비선형성을 고려하기 위하여 안정함수를 사용한다. 안정함수는 축방향력에 의하여 휨 강성이 감소하는 영향을 고려하는 함수로서 부재를 하나 혹은 두 개의 요소로 이상화하여 기하학적인 비선형을 효과적으로 고려할 수 있다 (Kim and Chen, 1996a; Kim and Chen, 1996b). 보-기둥 부재에 대하여 안정함수를 이용한 힘-변위의 관계는 식 (11)에 정의되어 있다.

$$\begin{bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta P \end{bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{A}{I} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta \delta \end{bmatrix} \quad (11)$$

여기서, ΔM_A , ΔM_B 및 ΔP 는 부재의 A단 및 B단에 작용하는 증분 휨모멘트 및 축력을 각각 나타낸다. $\Delta \theta_A$, $\Delta \theta_B$ 및 $\Delta \delta$ 는 절점의 증분회전각 및 축변형량을 나타낸다. S_1 및 S_2 는 안정 함수로서 식 (12a) 및 식 (12b)에 정의되어 있다.

(1) 인장인 경우

$$S_1 = \frac{\pi^2 \rho \cosh(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2 \cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})} \quad (12a)$$

$$S_2 = \frac{\pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2 \rho}{2 - 2 \cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})} \quad (12b)$$

(2) 압축인 경우

$$S_1 = \frac{\pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2 \rho \cos(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2 \cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})} \quad (12c)$$

$$S_2 = \frac{\pi^2 \rho - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2 \cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})} \quad (12d)$$

여기서 $\rho = P/(\pi^2 EI/L^2)$ 이다.

3.2 축력에 의한 점진적인 소성화

잔류응력은 재료적 비선형의 원인이 된다. 만약 강재 시편에 단순한 압축력을 가하면 완전 탄-소성 응력-변형률의 관계를 보인다. 그러나, H-형강의 경우에는 탄성에서 소성으로 부드러운 곡선이 된다. 그 이유는 열연 H-형강의 제작시에 비균등 냉각에 따른 잔류응력이 존재하기 때문이다. 압축 잔류응력을 갖고 있는 H-형강의 끝단에서부터 항복을 하기 시작하여 인장응력을 갖고 있는 단면의 중앙부로 점진적인 소성화가 일어난다. 이러한 점진적 소성화는 H-형강의 휨강성을 점진적으로 저하시킨다. 잔류응력을 가진 부재가 축력에 의하여 점진적으로 항복하는 것을 고려하기 위하여 CRC 점선탄성계수를 사용한다. 단면의 탄성부분의 감소를 고려하기 위하여 단면이차모멘트 대신에 탄성계수를 감소시키도록 한다. 이 점선탄성계수는 식 (13a) 및 식 (13b)에 정의되어 있는 바와 같이 축력의 함수로 나타낼 수 있다(Chen and Lui 1992).

(1) $P \leq 0.5P_y$ 인 경우
 $E_t = 1.0E$ (13a)

(2) $P > 0.5P_y$ 인 경우
 $E_t = 4 \frac{P}{P_y} E (1 - \frac{P}{P_y})$ (13b)

3.3 축력과 휨에 의한 점진적인 소성화

강재의 응력-변형률 관계가 완전 탄-소성임에도 불구하고, H-형강이 휨모멘트를 받을 경우 모멘트-곡률관계는 탄성영역에서 완전 소성상태로 점차적인 곡률변화를 나타낸다. 그 이유는 H-형강이 휨을 받을때 단면의 최연단으로부터 항복하여 점진적으로 중심부까지 항복하기 때문이다. 이러한 점진적인 항복은 소성힌지의 점진적 생성을 의미한다. 접선탄성계수 모델은 축력만 작용할 때 잘 맞으나, 축력과 모멘트를 받는 부재의 소성힌지에서 점진적 소성화를 나타내기에는 부적합하다. 부재가 축력과 휨을 받는 경우 탄성강성에서 완전 소성강성 즉 영까지 점진적 변화를 나타내기 위하여 연화소성힌지 (softening plastic hinge)를 사용한다. 연화소성힌지는 포물선함수 식 (14a) 및 식 (14b)에 정의되어 있다.

(1) $\alpha \leq 0.5$ 인 경우
 $\eta = 1$ (14a)

(2) $\alpha > 0.5$ 인 경우
 $\eta = 4\alpha (1 - \alpha)$ (14b)

여기서, α 는 단면에 작용하는 부재력의 크기를 나타내는 함수로서 AISC-LRFD (1993)의 완전소성면을 활용하여 식 (15)에 정의되어 있다.

(1) $\frac{P}{P_y} \geq \frac{2}{9} \frac{M}{M_p}$ 인 경우
 $\alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M}{M_p}$ (15a)

(2) $\frac{P}{P_y} < \frac{2}{9} \frac{M}{M_p}$ 인 경우
 $\alpha = \frac{P}{2P_y} + \frac{M}{M_p}$ (15b)

그러므로, 보-기둥 부재의 연화 소성힌지를 고려하는 힘-변위의 관계는 식 (16)에 정의되어 있다.

$$\begin{bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} & 0 \\ k_{ij} & k_{jj} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E_t I}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta \delta \end{bmatrix} \quad (16)$$

여기서,

$$k_{ii} = \eta_A \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_B) \right] \frac{E_t I}{L} \quad (17a)$$

$$k_{ij} = \eta_A \eta_B S_2 \frac{E_t I}{L} \quad (17b)$$

$$k_{jj} = \eta_B \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_A) \right] \frac{E_t I}{L} \quad (17c)$$

3.4 접합부의 비선형을 고려한 힘-변위 관계

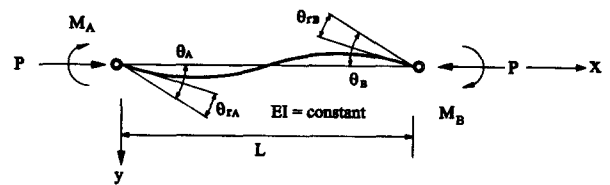


그림 6. 회전 스프링을 가진 보-기둥 부재

그림 6에서 보여 주는 바와 같이 양단에 반강접 보-기둥 부재는 접합부를 회전스프링으로 모델링할 수 있다. 접합부의 비선형 거동에 대한 효과는 부재에 대한 유연도 행렬에 접합부의 유연도 행렬을 고려함으로써 구할 수 있다. 따라서, 반강접 보-기둥 부재의 힘-변위 관계는 식(18)과 같이 정식화 된다.

$$\begin{bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii}^* & k_{ij}^* & 0 \\ k_{ij}^* & k_{jj}^* & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E_t I}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta \delta \end{bmatrix} \quad (18)$$

여기서

$$k_{ii}^* = \frac{k_{ii} + \frac{k_{ij} k_{ij}}{R_{ktB}} - \frac{k_{ij}^2}{R_{ktB}}}{R_Y^*} \quad (19a)$$

$$k_{jj}^* = \frac{(k_{jj} + \frac{k_{ij} k_{ij}}{R_{ktA}} - \frac{k_{ij}^2}{R_{ktA}})}{R_Y^*} \quad (19b)$$

$$k_{ij}^* = \frac{k_{ij}}{R_Y^*} \quad (19c)$$

$$R_Y^* = \left(1 + \frac{k_{ii}}{R_{ktA}}\right) \left(1 + \frac{k_{jj}}{R_{ktB}}\right) - \frac{k_{ij}^2}{R_{ktA} R_{ktB}} \quad (19d)$$

3.5 기하학적 불완전 모형

3.5.1 브레이싱된 구조물

기하학적 불완전성은 부재의 직선도 (straightness) 및 수직도 (plumbness)에 대한 오차로서 부재의 제작 및 구조물의 조립시에 발생한다. 브레이싱된 구조물은 기하학적 불완전성중 부재의 수직도에 대한 불완전성보다는 부재의 직선도에 대한 불완전성에 의하여 영향을 받는다. 왜냐하면, 부재의 비수직도에 의한 P-Δ효과는 브레이싱에 의하여 소멸되기 때문이다. ECCS (1984: 1991), AS (1990) 및 CSA (1994)에서는 직선도에 대한 불완전성으로 기둥길이의 1/1000을 사용하도록 추천하고 있다. AISC (1993)에서도 동일한 크기의 불완전성을 추천하고 있다. 본 논문에서는 직선도에 대한 불완전성으로 $L_c/1000$ 을 사용하였다.

ECCS (1984: 1991), AS (1990) 및 CSA (1994)에서는 직선도에 대한 불완전성을 부재의 중간부에 최대 처짐이 발생하는 포물선 형상을 추천하고 있으나, 해석시 모델링하는 방법에 대해서는 언급하지 않고 있으며, 실용적이지 못한 단점이 있다. 본 논문에서는 그림 7에서 보여 주는 바와 같이 부재의 중간에 최대 변형을 갖는 두개의 요소로 모델링함으로써 직선에 대한 불완전성을 고려하였다. 두개의 요소를 사용하여 모델링할 경우의 정확도는 2차원 구조에 대하여 이미 검증된 바 있다 (Kim과 Chen, 1996a).

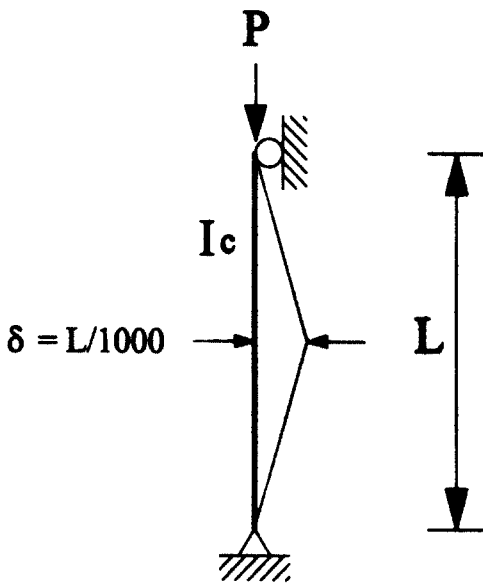


그림 7. 브레이싱 된 구조물의 불완전성 모형

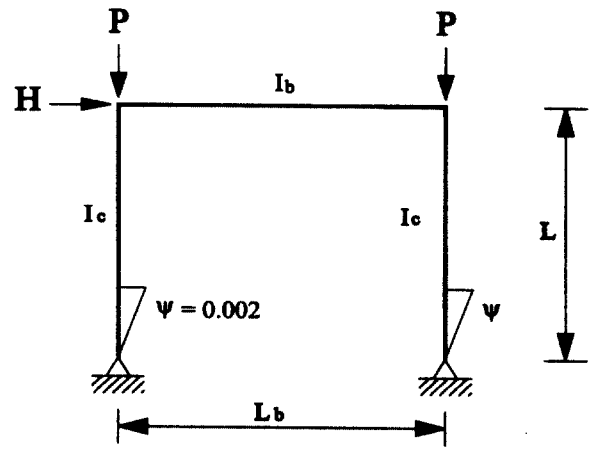


그림 8. 브레이싱 되지 않은 구조물의 불완전성 모형

3.5.2 브레이싱 되지 않은 뼈대 구조물

CSA (1994)와 AISC (1993)에서는 수직도에 대한 시공오차를 $L_c/500$ 로 제한하고 있고 있다. 따라서 본 연구에서도 수직도에 대한 불완전성의 크기로 $L_c/500$ 을 사용하였다. 이 값은 브레이싱된 경우의 비직선도 $L_c/1000$ 과 개념적으로 동등한 값을 알 수 있다. (Kim과 Chen, 1996b).

4. 최적 설계

4.1 알고리즘

본 연구에서 사용한 알고리즘을 그림 9에서 보여 주고 있다. 초기단면은 가장 가벼운 단면으로 가정하였다. 비선형 비탄성 해석에 의한 해석결과가 제약조건식을 만족하지 않게 되면, 단면을 단계별로 하나씩 증가시킴으로서 최적해를 구하였다. 우선, 설계하중을 받는 구조물의 하중저항능력을 평가하기 위하여 비선형 비탄성 해석을 수행하였다. 만약 구조물의 하중저항능력이 설계하중보다 작을 경우, LRFD의 상관방정식 (식(20a), 식(20b))에 의한 값(α)을 부재별로 계산하고 최대값을 가지는 부재의 단면을 단계별로 하나씩 증가시켰다.

$$(1) \frac{P}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \text{ 인 경우} \\ \alpha = \frac{P}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M}{\phi_b M_n} \quad (20a)$$

$$(2) \frac{P}{\phi_c P_n} < 0.2 \text{ 인 경우} \\ \alpha = \frac{P}{2\phi_c P_n} + \frac{M}{\phi_b M_n} \quad (20b)$$

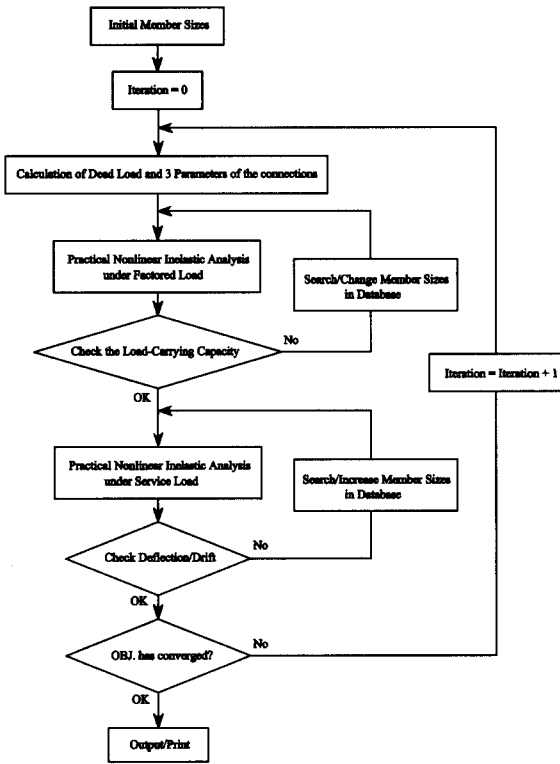


그림 9. 알고리즘

여기서, ϕ_c 및 ϕ_b 는 압축 및 휨에 대한 강도감소계수이다. P 및 M 는 각각 축력 및 휨모멘트이다. M_n 은 단면의 공칭 휨강도이다. 본 연구에서 사용된 단면은 조밀단면으로 가정하였기 때문에 단면의 소성 휨모멘트를 공칭 휨강도로 사용하였다. P_n 은 공칭 압축강도로서 다음과 같다.

(1) $\lambda_c \leq 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.658 \lambda_c^2 F_y A \quad (21a)$$

(2) $\lambda_c > 2.25$ 인 경우

$$P_n = \frac{0.877 F_y A}{\lambda_c^2} \quad (21b)$$

여기서, λ_c 는 세장비로서 식(12)에 정의되어 있다.

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (22)$$

또한, F_y 및 E 는 항복강도 및 탄성계수를 나타낸다. A 및 L 은 부재의 단면적 및 길이를 나타낸다. r 은 좌굴면에 대한 회전반경을 나타낸다. K 는 부재의 유효길이계수로서 본 연구에서는 Dumonteil (1992)가 제안한 값을 사용하였으며 다음과 같다.

(1) 횡방향 변위가 방지된 경우

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad (23a)$$

(2) 횡방향 변위가 있는 경우

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (23b)$$

여기서, G_A 및 G_B 는 기둥 단부 A 및 B에서 보-기둥에 대한 강성비를 나타낸다.

구조물의 사용성을 나타내는 처짐과 층간 수평변위에 대한 평가는 사용하중하에서 해석을 수행함으로써 구할 수 있다. 만약 처짐에 대한 제약조건을 만족하지 않게 되면 지간길이에 대하여 가장 큰 처짐을 가진 보의 부재 크기를 한 단계 증가시켰다. 또한, 층간 수평변위에 대한 제약조건식을 만족하지 않게 되면, 비지지장에 대하여 가장 큰 수평변위를 가진 기둥의 부재 크기를 한 단계 증가시켰다.

4.2 목적함수

이산화 최적화 문제를 위한 AISC 규격의 WF형강 단면 특성을 데이터 파일로 저장하여 최적화 과정에서 읽어들이 수 있도록 하였다. 항복응력은 250 MPa (36 ksi), 탄성계수는 200,000 MPa (29000 ksi), 단위중량은 76.96 kN/m³ (0.284 lb/in³)를 사용하였다. 목적함수는 강뼈대 구조물의 중량의 함수로서 식 (24)에 정의되어 있다.

$$OBJ = \rho \left[\sum_{i=1}^{NB} (V_b)_i + \sum_{j=1}^{NC} (V_c)_j \right] \quad (24)$$

여기서 $(V_b)_i$ 는 i 번째 보의 체적, $(V_c)_j$ 는 j 번째 기둥의 체적, NB 는 보의 개수, NC 는 기둥의 개수이다. ρ 는 단위 체적당 중량이다.

4.3 제약조건식

본 연구에서는 제약조건식을 세 가지로 나누어 고려하였다. 첫째는 구조시스템의 하중저항능력에 대한 제약조건이며, 둘째는 사용성에 대한 제약 조건이다. 셋째는 연성요구에 의한 제약 조건이다.

4.3.1 하중저항능력에 의한 제약조건식

비선형 비탄성 해석의 설계형식은 기본적으로 LRFD 설계형

식을 따르고 있다. LRFD의 설계형식은 식 (25)에 정의되어 있다.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (25)$$

여기서, R_n 는 구조물 부재의 하중저항능력, ϕ 는 저항계수, Q_i 는 설계하중, γ_i 는 Q_i 에 대한 하중계수이다. 종래의 LRFD와 제안된 비선형 비탄성 해석에 의한 설계법의 중요한 차이점은 식 (25)의 오른쪽 항 (ϕR_n)이 LRFD에서는 구조물의 각 부재에 대한 공칭저항능력이지만, 비선형 비탄성 해석에 의한 설계법에서는 전체 구조시스템의 공칭저항능력을 나타낸다. 비선형 비탄성 해석에서 공칭저항능력은 구조시스템이 저항할 수 있는 최대 하중으로 나타낸다. 식 (25)의 왼쪽 항 ($\sum \gamma_i Q_i$)은 LRFD에서는 각 부재의 부재력이지만, 비선형 비탄성 해석에서는 구조시스템에 작용된 하중을 의미한다. 결론적으로 LRFD에서는 개별부재에 대한 강도를 평가하나 비선형 비탄성 해석에서는 구조시스템의 하중저항능력을 평가함으로써 한 차원 발전된 방법이라고 할 수 있다.

AISC-LRFD (1993)에서 사용하는 저항계수는 부재에 대한 것인 반면 제안한 방법에서 사용하는 저항계수는 시스템에 대한 저항계수이다. AISC-LRFD에서는 저항계수로 부재의 축강도 및 휨강도에 대하여 각각 0.85 및 0.9를 사용하고 있다. 본 논문에서는 구조시스템이 소성힌지 발생에 의하여 붕괴될 경우에는 0.9를, 좌굴에 의하여 붕괴될 경우에는 0.85를 사용하였다. 하중저항능력에 대한 제약조건식을 나타내면 다음과 같다.

$$G(1) = \phi R_n - \sum \gamma_i Q_i \geq 0 \quad (26)$$

여기서 ϕR_n 은 구조시스템에 대한 하중저항능력을 나타낸다.

4.3.2 사용성에 의한 제약조건식

ASCE Ad Hoc 위원회 (1986)에 의하면, 뿔대 구조에 대하여 일반적인 층간 수평변위의 허용치는 층 높이의 1/500에서 1/200을 제안하고 있으며 보통은 H/300이다. Ad Hoc 위원회 (1986)와 Ellingwood (1989)에 의한 연구에 기초를 둔 거더와 층의 처짐 제한은 다음과 같다.

- 활하중에 의한 바닥 거더의 처짐 : H/360
- 층간 수평변위 : 풍하중에 대해 H/300

본 연구에서는 Ad Hoc 위원회 (1986)와 Ellingwood (1989)에 의한 연구를 바탕으로 제약조건식을 형성하였다.

$$G(2) = \frac{L_i}{360} - (\Delta_{bv})_i \geq 0 \quad (27)$$

$$G(3) = \frac{H_j}{300} - (\Delta_{cv})_j \geq 0 \quad (28)$$

여기서 식 (27) 및 식 (28) 은 각각 처짐 및 층변위에 대한 제약조건식이다. L_i 및 $(\Delta_{bv})_i$ 는 i-번째 보의 지간길이 및 처짐을 나타낸다. H_j 및 $(\Delta_{cv})_j$ 는 j-번째 기둥의 층고 및 층간 수평변위를 나타낸다.

4.3.3 연성요구에 의한 제약조건식

충분한 회전 능력은 부재의 소성 모멘트 발현과 모멘트 재분배를 위하여 필요하다. 이것은 부재가 적절히 횡지지 되고 단면이 조밀(compact)할 때 얻어진다. 횡지지 길이와 조밀단면에 대한 제한은 AISC-LRFD (1993)의 규정에 따른다. 이를 제약조건식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G(4) = \frac{300r_{yi}}{\sqrt{F_y}} - L_{bi} \geq 0 \quad (29)$$

$$G(5) = \frac{65}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)_i \geq 0 \quad (30)$$

$$G(6) = \frac{640}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{h_c}{t_w} \right)_i \geq 0 \quad (31)$$

여기서 식 (29)는 횡비틀림 좌굴을 방지하기 위한 비지지장에 대한 제약조건식이다. 식 (30) 및 식 (31)은 국부좌굴을 방지하기 위한 플랜지 및 웨브의 폭-두께비에 대한 제약조건식이다. r_{yi} 및 L_{bi} 는 i-번째 부재에 대한 약축 방향의 회전반경 및 비지지장을 나타낸다. b_f , t_f 및 t_w 는 각각 플랜지의 폭과 두께 및 웨브의 두께를 나타낸다. h_c 는 보의 깊이, F_y 는 항복강도를 나타낸다.

5. 설계예제

본 설계 예제는 2차원 강뿔대 구조물로서 그림 10에서 보여 주고 있다. 부재의 크기를 나타내는 설계변수는 그림 11에서 보여 주고 있다. 각 부재의 항복강도는 250 MPa (36 ksi)이고, 탄성계수는 200,000 MPa (29,000 ksi)이다. 보-기둥 접합은 복부 L형강 L4×3.5×5/16×8.5를 갖는 상하 L형강

L6×4×9/16×7인 접합을 사용하였다. 모든 볼트는 지름 19 mm (3/4 inch)인 A325를 사용하였다. 구조물에 작용하는 설계하중은 사하중 8.83 kN/m (0.61 kips/ft), 활하중 8.02 kN/m (0.55 kips/ft), 및 풍하중 4.81 kN/m (0.33 kips/ft)를 사용하였다. 사하중, 활하중 및 풍하중에 대한 하중 계수는 각각 1.2, 0.5, 및 1.3을 사용하였다. 하중조합을 고려한 설계하중을 그림 10에서 보여 주고 있다. 기하학적 불완전성을 고려하기 위하여 기둥부재에 대하여 기둥길이의 1/500에 해당하는 비수직도를 모델링하였다.

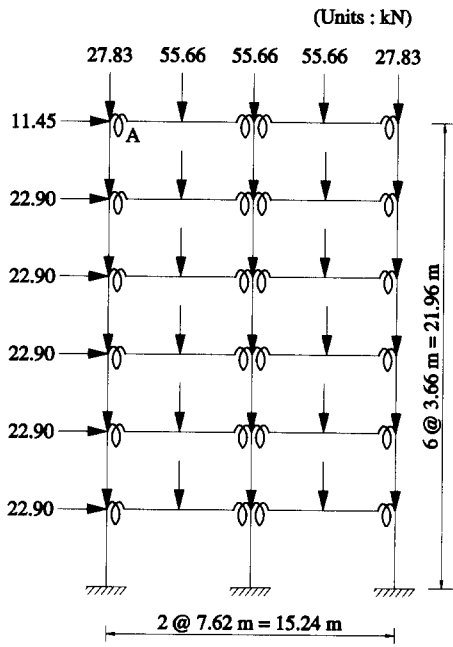


그림 10. 2차원 강뼈대 구조물

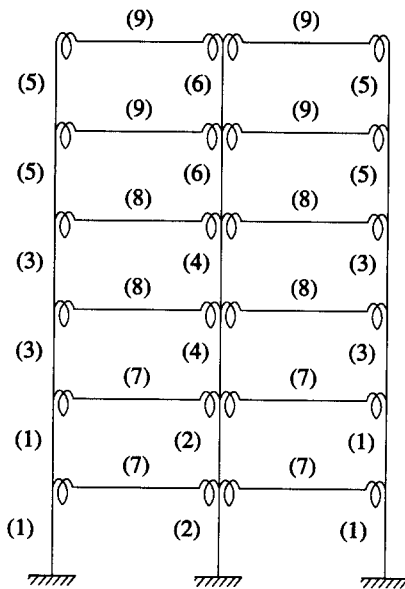


그림 11. 2차원 강뼈대 구조물의 설계변수

또한, 본 연구에서 제안한 알고리즘의 수렴성을 확인하기 위하여 목적함수의 수렴과정을 그림 12에서 보여 주고 있다. 그림 12에서 보여 주는 바와 같이 접합부의 비선형을 고려한 반강접 강뼈대 구조물의 경우 3회에 최적해 56.38 kN으로 수렴하였으며, 강접합 구조물의 경우 5회에 최적해 55.54 kN으로 수렴하였다. 따라서, 제안된 방법에 의한 최적해로의 수렴성이 상당히 양호함을 알 수 있었다. 또한, 접합부의 반강접 강뼈대 구조물의 경우에는 강접합 구조물에 비하여 약 1.5% 정도 중량이 증가함을 나타내었다. 이는 고등해석시 접합부의 비선형을 고려한 반강접 효과가 구조물의 극한하중 예측시 매우 중요한 영향을 주기 때문이다. 제안된 방법에 의한 반강접 및 강접합 구조물 전체의 중량은 각각 LRFD에 의한 중량보다 6.1%, 7.5% 정도 가벼움을 알 수 있다.

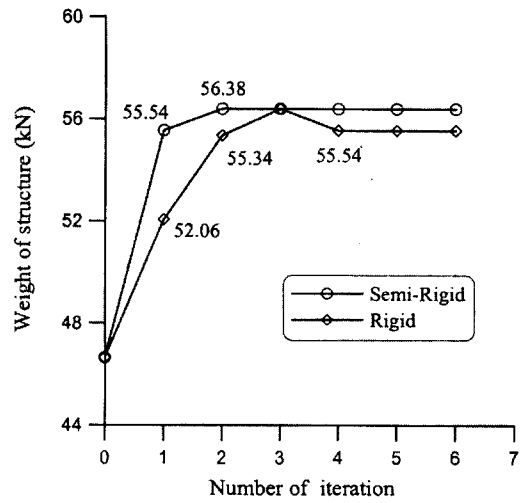


그림 12. 강뼈대 구조물의 목적함수 수렴과정

표. 1 강뼈대 구조물의 최적설계 결과

설계변수	제안된 방법		LRFD방법
	반강접	강접합	
1	W16×40	W16×40	W18×40
2	W24×84	W24×76	W21×50
3	W12×26	W12×26	W16×26
4	W16×40	W16×40	W18×35
5	W14×22	W14×22	W12×22
6	W12×26	W12×26	W14×22
7	W12×16	W12×16	W14×26
8	W12×16	W12×16	W14×22
9	W12×16	W12×16	W10×19
총중량	56.38 kN	55.54 kN	60.04 kN

최적설계된 구조물에 대한 하중-변위 곡선을 그림 13에서 보여 주고 있다. 비선형 비탄성 해석에 의한 구조물의 하중-저항 능력은 설계하중에 대하여 증분하중의 비가 1.112에 이를 때 극한 상태에 도달하였다. 본 구조물은 소성힌지가 발생하여 붕괴 되었기 때문에 구조시스템에 대한 저항계수로 0.9를 사용하였다. 따라서, 구조물에 대한 극한 하중비 λ 는 1.0008 ($=1.112 \times 0.9$)이 된다. 극한 하중비가 1.0보다 크므로, 선택한 단면을 사용하는 것이 적절함을 알 수 있다. 또한, 활하중에 의한 거더의 최대처짐은 $L/513$ (14.85 mm)로 계산되었다. 이는 처짐 허용치인 $L/360$ (21.16 mm)보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다. 풍하중에 의한 최대 수평변위는 $H/332$ (11.03 mm)로 계산되었다. 이는 허용 수평변위인 $H/300$ (12.19 mm)보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다.

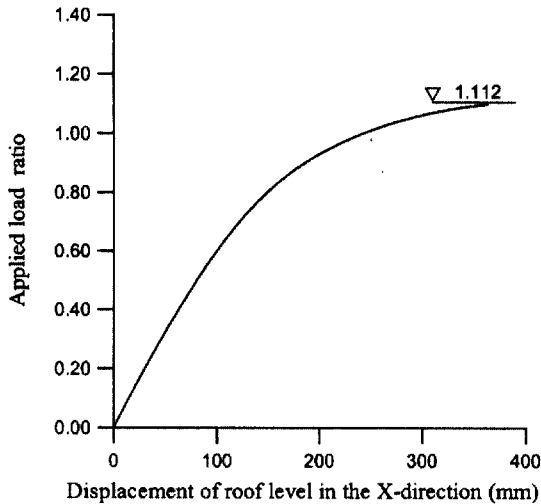


그림 13. 강뼈대 구조물의 하중-변위 곡선

6. 결 론

본 논문에서는 접합부의 비선형을 고려한 강뼈대 구조물의 고등해석과 최적설계를 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 제안한 해석 방법은 강뼈대 구조물의 거동에 영향을 미치는 모든 중요한 계수들 즉 접합부의 비선형성, 축력과 휨에 의한 점진적인 소성화, 잔류응력의 영향, 기하학적 비선형 및 기하학적 불완전성을 실질적으로 고려할 수 있다.
- (2) 목적함수로는 구조물의 최소 중량을 사용하였으며, 제약 조건식으로는 하중저항능력, 처짐, 층간 수평변위 및 연

성요구 조건을 고려하였다.

- (3) 강뼈대 구조물의 최적 설계를 위하여 LRFD 상관방정식으로 계산된 값중 최대값을 가지는 부재를 단계별로 증가시키는 직접 탐색법을 사용하였다.
- (4) 접합부의 비선형 거동을 고려한 강뼈대 구조물과 강접합을 가지는 강뼈대 구조물에 대해 최적설계를 수행한 결과 최적해는 각각 56.38 kN과 55.54 kN으로 나타났다. 즉 접합부의 비선형 거동을 고려할 경우 1.5% 정도 중량이 증가함을 알 수 있었다.
- (5) 반강접 및 강접합 구조물을 제안된 방법에 의해 최적설계한 결과 기존의 LRFD 방법에 비해 각각 6.1% 및 7.5%정도 중량감소 효과를 나타내었다.
- (6) 제안한 방법은 접합부의 비선형을 고려한 실용적인 비선형 해석 기법에 최적화 기법을 도입한 방법으로 설계자의 노력과 시간을 대폭 절감할 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2002년도 한국학술진흥재단의 지원에 의하여 연구되었습니다. (과제번호 : KRF-2002-037-D00010) 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

- 김문영, 유순재, 이명재 (1994) 대변형 효과를 고려한 평면 뼈대 구조물의 탄-소성 유한요소해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제14권 1호, pp.105-117.
- 장준호, 박문호, 이상광 (2000) 고등해석을 이용한 강뼈대 구조물의 이산화 최적설계, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제20권 1-A호, pp.87-95.
- Ad Hoc Committee on Serviceability (1986) Structural serviceability: a critical appraisal and research needs, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 112(12), pp.2646-2664.
- AISC (1993) *Load and resistance factor design specification*, 2nd ed., AISC, Chicago.
- Al-Mashary, F. and Chen, W.F. (1991) Simplified second-order inelastic analysis for steel frames *J. Inst. Struct. Eng.*, 69(23), pp. 395-399.
- Chen, W.F. and Kishi, N. (1989) Semi-rigid steel beam-to-column connections: data base and modeling, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 115, 1: pp. 105-119.
- Chen, W.F. and Lui, E.M. (1992) *Stability design of*

- steel frames*, CRC Press, Boca Raton, Florida, 380 pp.
- Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997) *LRFD steel design using advanced analysis*, CRC Press, Boca Raton, Florida.
- Choi, S.H. and Kim, S.E. (2002) Optimal design of steel frame using practical nonlinear inelastic analysis, *Engineering Structures*, Vol.24, 9, pp.1189-1201.
- CSA (1994) *Limit states design of steel structures*, CAN/CAS -S16.1-M94, Canadian Standards Association.
- Dumonteil, P. (1992) Simple equations for effective length factors, *Engineering Journal*, AISC, 29(3), 3th Quarter, pp.111-115.
- ECCS (1984) *Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints*, Technical Committee 8-Structural stability technical working group 8.2-System publication No. 33, p.20.
- ECCS (1991) *Essentials of Eurocode 3 design manual for steel structures in building*, ECCS-Advisory Committee 5, No. 65, p.60.
- Ellingwood, B. (1989) Serviceability guidelines for steel structures, *Engineering Journal*, AISC, 26, 1st Quarter, pp.1-8.
- Kim, S.E. and Chen, W.F. (1996a) Practical advanced analysis for braced steel frame design, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 122(11), pp. 1266-1274.
- Kim, S.E. and Chen, W.F. (1996b) Practical advanced analysis for unbraced steel frame design, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 122(11), pp. 1259-1265.
- King, W.S., White, D.W., and Chen, W.F. (1991) On second-order inelastic methods for steel frame design, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 118(2), pp. 408-428.
- Kish, N. and Chen, W.F. (1990) Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 116, 7, pp. 1813-1834.
- Lin, C.Y. and Hajela, P., (1992) Genetic algorithm in optimization problem with discrete and integer design variables, *Engng. Optim.*, 19, pp.309-327.
- May, S.A. and Balling, R.J., (1992) A filtered simulated annealing strategy for discrete optimization of 3D steel frameworks, *Struct. Optim.*, 4, pp.142-148.
- Pantelides C.P. and Tzan S.R. (1997) Optimal design of dynamically constrained structures, *Comput. Struct.*, 62, pp.141-149.
- Rajeev, S. and Krishnammorthy, C.S. (1992) Discrete optimization of structures using genetic algorithms, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 118, pp.1233-1250.
- Standards Australia (1990) AS4100-1990, *Steel structures*, Sydney, Australia.

(접수일자 : 2003. 8. 13 / 심사일 2003. 9. 5 /
심사완료일 2003. 11. 11)