

강아치교의 고등해석과 최적설계

Advanced analysis and optimal design of steel arch bridges

최 세 휴¹⁾

Choi, Se Hyu

요약 : 본 논문에서는 강아치교의 고등해석과 최적설계를 수행하였다. 고등해석은 해석시에 구조계와 그에 속한 부재의 강도와 안정을 직접 고려함으로써, 해석후 개별부재의 강도검토가 필요없는 설계방법을 지칭한다. 기하학적 비선형 효과를 고려하기 위하여 안정함수를 사용하였다. 잔류응력으로 인한 점진적인 소성화를 고려하기 위하여 CRC 접선 탄성계수를 사용하였다. 탄성강성에서 완전소성강성까지 점진적인 소성화를 나타내기 위하여 포물선 함수를 사용하였다. 최적화 기법으로는 수정된 단면점증법을 사용하였다. 수정된 단면점증법은 AASHTO-LRFD의 상관방정식으로 계산된 값중에서 최대값을 가지는 부재의 크기를 단계별로 증가시키는 방법이다. 목적함수는 구조물의 중량을 사용하였으며, 제약조건식은 구조시스템의 하중-저항능력 및 처짐 조건을 고려하였다. 제안된 방법에 의한 설계결과를 기존의 연구결과와 비교하였다.

ABSTRACT : Advanced analysis and optimal design of steel arch bridges is presented. In the design method using an advanced analysis, separate member capacity checks after analysis are not required because the stability and strength of the structural system and its component members can be rigorously treated in the analysis. The geometric nonlinearity is considered by using the stability function. The Column Research Council tangent modulus is used to account for gradual yielding due to residual stresses. A parabolic function is used to represent the transition from elastic to zero stiffness associated with a developing hinge. An optimization technique used is a modified section increment method. The member with the largest unit value evaluated by AASHTO-LRFD interaction equation is replaced one by one with an adjacent larger member selected in the database. The objective function is taken as the weight of the steel arch bridge and the constraint functions account for load-carrying capacities and deflection requirements. Member sizes determined by the proposed method are compared with those given by other approaches.

핵심용어 : 고등해석, 최적설계, 수정된 단면점증법, 강아치교

KEYWORDS : advanced analysis, optimal design, modified section increment method, steel arch bridges

1. 서론

아치교는 구조적으로 매우 아름답기 때문에 오래전부터 널리 사용된 교량형식중의 하나이다. 아치교는 주로 압축력에 대한 저항성이 큰 암석이나 콘크리트를 사용한 석조아치교나 철근콘크리트 아치교로 건설되었으나 최근에는 고강도 강재의 발달로 장지간을 갖는 강아치교가 많이 건설되고 있다.

강아치교와 같은 강구조물의 설계방법에는 허용응력설계법(ASD), 소성설계법(PD) 및 하중저항계수설계법(LRFD)등이 있다. 이들 설계방법들은 탄성해석에 의한 설계단면력과 설계기준에 주어진 개별부재의 강도검토식을 사용하여 구조물

을 설계함으로써 실제 비선형 거동을 하는 구조물의 개별부재들 사이에 적합조건이 성립하지 않는 단점을 가지고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위한 강구조물의 새로운 설계기법으로 고등해석이 많이 연구되고 있다. 고등해석은 해석시에 구조계와 그에 속한 부재들의 강도와 안정을 직접 고려함으로써, 해석후 개별부재의 강도검토가 필요없는 설계방법으로 최근 Al-Mashary와 Chen (1991), King 등 (1991), Kim과 Chen (1996a; 1996b) 및 박문호 등 (2000) 등에 의해 많이 연구되었다.

강구조물에 대한 최적설계는 많은 연구자들에 의하여 규격화된 부재를 사용한 이산화 최적설계 기법이 많이 연구되고

1) 정회원, 경북대학교 토목공학과 전임강사
(Tel. 053-950-7582, Fax. 053-950-6564, E-mail:shchoi@mail.knu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2005년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회담을 게재하겠습니다.

있다. Rajeev와 Krishnammorthy (1992)와 May와 Balling (1992) 등은 유전자 알고리즘(GA)과 Simulated Annealing (SA) 등과 같은 알고리즘을 이용하여 이산화 최적설계를 수행한 바 있다. 그러나, 이들 방법들은 탄성해석후 개별부재에 대한 부재력과 강도검토식을 이용한 설계방법을 사용함으로써 구조시스템과 개별부재 사이의 적합조건을 만족하지 못하는 단점을 가지고 있다. 이러한 단점을 해결하기 위하여 Choi와 Kim (2002)은 강뺨대 구조물의 비선형 비탄성 해석에 의한 이산화 최적설계 기법인 단면점증법(Section Increment Method)을 제시하였다. 단면점증법은 LRFD의 상관관계식으로 계산된 값 중 최대 값을 가지는 부재의 단면을 데이터 파일에 저장된 단면들 중에서 단계별로 하나씩 증가시킴으로서 최적해를 추적하는 방법이다. 최근 김승억과 마상수 (2003)는 유전자 알고리즘을 이용한 비선형 비탄성 최적설계를 수행함으로써 단면점증법보다 향상된 최적설계 결과를 수행한 바 있다. 그러나, 이 방법은 최적화 기법으로 유전자 알고리즘을 사용함으로써 기본적으로 상당히 많은 양(집단 크기×세대수)만큼의 비선형 해석을 수행해야 함으로서 많은 연산시간을 필요로 하는 문제점을 가지고 있다.

따라서, 본 논문에서는 보다 실용적이면서, 설계시간을 줄일 수 있는 강아치교의 고등해석과 최적설계를 수행하고자 한다. 최적화 기법으로는 Choi와 Kim (2002)이 제안한 단면점증법을 수정한 수정된 단면점증법을 사용하였다. 목적함수로는 구조물의 중량을 사용하였으며, 제약조건으로는 하중저항능력과 처짐 요구조건을 고려하였다.

2. 강아치교의 고등해석

2.1 축력에 의한 점진적인 소성화

잔류응력을 가진 부재가 축력에 의하여 점진적으로 항복하는 것을 고려하기 위하여 CRC 접선계수를 사용한다. 이 접선계수는 식(1)과 같이 축력의 함수로 나타낼 수 있다(Chen과 Lui, 1992).

$$(1) P \leq 0.5P_y \text{ 인 경우} \\ E_t = 1.0E \quad (1a)$$

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

2.2 축력과 휨에 의한 점진적인 소성화

축력과 휨에 의한 점진적인 소성화 효과를 나타내기 위하여 연화소성힌지를 사용한다. 연화소성힌지는 포물선함수 식(2)로 나타낼 수 있다.

$$(1) \alpha \leq 0.5 \text{ 인 경우} \\ \eta = 1 \quad (2a)$$

$$(2) \alpha > 0.5 \text{ 인 경우} \\ \eta = 4\alpha(1-\alpha) \quad (2b)$$

여기서, α 는 단면에 작용하는 부재력의 크기를 나타내는 함수로서 AASHTO-LRFD (1998)의 완전소성면을 활용하여 식(3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$(1) \frac{P}{P_y} \geq \frac{2}{9} \frac{M_y}{M_{yb}} + \frac{2}{9} \frac{M_z}{M_{zb}} \text{ 인 경우} \\ \alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M_y}{M_{yb}} + \frac{8}{9} \frac{M_z}{M_{zb}} \quad (3a)$$

$$(2) \frac{P}{P_y} < \frac{2}{9} \frac{M_y}{M_{yb}} + \frac{2}{9} \frac{M_z}{M_{zb}} \text{ 인 경우} \\ \alpha = \frac{P}{2P_y} + \frac{M_y}{M_{yb}} + \frac{M_z}{M_{zb}} \quad (3b)$$

2.3 비선형 비탄성을 고려한 힘-변위 관계

보-기둥 부재의 안정함수를 이용한 기하학적인 비선형 효과와 축력 및 축력과 휨에 의한 점진적인 소성화를 고려하는 힘-변위의 관계는 식 (4)와 같다.

$$\begin{bmatrix} P \\ M_{yA} \\ M_{yB} \\ M_{zA} \\ M_{zB} \\ T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_t A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{iyY} & k_{iyZ} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{jyY} & k_{jyZ} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{izZ} & k_{izY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{jzZ} & k_{jzY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \\ \phi \end{bmatrix} \quad (4)$$

여기서,

$$k_{iyY} = \eta_A \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_B) \right] \frac{E_t I_y}{L} \quad (5a)$$

$$k_{jyY} = \eta_A \eta_B S_2 \frac{E_t I_y}{L} \quad (5b)$$

$$k_{jyZ} = \eta_B \left[S_1 - \frac{S_2^2}{S_1} (1 - \eta_A) \right] \frac{E_t I_y}{L} \quad (5c)$$

$$k_{izZ} = \eta_A \left[S_3 - \frac{S_4^2}{S_3} (1 - \eta_B) \right] \frac{E_t I_z}{L} \quad (5d)$$

$$k_{jz} = \eta_A \eta_B S_4 \frac{E I_z}{L} \quad (5e)$$

$$k_{jz} = \eta_B \left[S_3 - \frac{S_4^2}{S_3} (1 - \eta_A) \right] \frac{E I_z}{L} \quad (5f)$$

이며, M_{yA} , M_{yB} , M_{zA} , M_{zB} , P 및 T 는 각각 부재의 A단 및 B단에 작용하는 단부 휨모멘트 및 축력과 비틀림을 나타낸다. θ_{yA} , θ_{yB} , θ_{zA} , θ_{zB} , δ 및 ϕ 는 각각 절점의 회전각 및 축변형과 비틀림각을 나타낸다. S_1 , S_2 , S_3 및 S_4 는 안정 함수이다.

3. 최적 설계

3.1. 최적화 문제의 정식화

이산화 최적화 문제를 위하여 AISC 규격의 Box단면 특성을 데이터 파일로 저장하여 이치리브 부재로 읽어들이 수 있도록 하였다. 또한, WF형강 단면 특성을 데이터 파일로 저장하여 최적화 과정에서 타이, 평형재 및 브레이싱 부재로 읽어들이 수 있도록 하였다. 항복응력은 250MPa (36ksi), 탄성계수는 200,000MPa (29000ksi)을 사용하였다.

3.1.1 목적함수

본 연구에서 사용된 목적함수는 강아치교의 전체중량을 사용하였으며, 식(6)과 같다.

$$OBJ = \rho \sum_{i=1}^N V_i \quad (6)$$

여기서 V_i 는 i 번째 부재의 체적이며, ρ 는 단위 체적당 중량이다.

3.1.2 제약조건식

본 연구에서 사용된 제약조건은 AASHTO-LRFD (1998)을 기준으로 식(7)-식(9)와 같이 정식화 하였다. 식(7)은 구조시스템의 하중저항능력에 대한 제약조건식을 나타내며, 식(8)과 식(9)는 처짐에 대한 제약조건식을 나타낸다.

$$G(1) = \phi R_n - \eta \sum \gamma_i Q_i \geq 0 \quad (7)$$

$$G(2) = \frac{L}{800} - (\Delta_{max})_l \geq 0 \quad (8)$$

$$G(3) = \frac{L}{1000} - (\Delta_{max})_d \geq 0 \quad (9)$$

식(7)에서 ϕ 는 저항계수로서 AASHTO-LRFD (1998)에서 사용하는 저항계수는 부재에 대한 것인 반면 제안한 방법에서 사용하는 저항계수는 시스템에 대한 저항계수이다. 본 논문에서는 AASHTO-LRFD (1998)에서 제시한 압축축강도에 대한 저항계수 0.90, 인장축강도에 대한 저항계수 0.95 및 휨강도에 대한 저항계수 1.0을 참고하여 구조시스템의 저항계수 값으로 구조시스템이 좌굴에 의하여 붕괴될 경우에는 0.90을, 소성힌지 발생에 의하여 붕괴될 경우에는 1.0을 사용하였다. η 는 연성, 여유성 및 기능상의 중요도에 따른 계수로서 본 논문에서는 1.0을 사용하였다.

식 (8) 및 식(9)는 각각 처짐 및 층변위에 대한 제약조건식이다. L 는 지간길이, $(\Delta_{max})_l$ 는 차량하중에 의한 최대처짐, $(\Delta_{max})_d$ 는 보도하중에 대한 최대 처짐을 나타낸다.

3.2 최적화 알고리즘

3.2.1 단면점증법

단면점증법은 Choi와 Kim (2001)이 제안한 방법으로 비선형 비탄성 해석에 의한 강구조물의 직접설계시스템의 이산화 최적화기법으로 개발되었다. 단면점증법은 가장 가벼운 단면을 초기단면으로 선택한 후 비선형 비탄성해석을 수행하면서 단면을 단계별로 하나씩 증가시킴으로서 요구되는 구조시스템의 강도를 만족시키도록 하는 최적화 알고리즘이다.

단면점증법에서 가장 중요한 개념은 다른 최적화 기법과 마찬가지로 어떤 설계변수를 어떤 방향으로 얼마만큼 증가 또는 감소시킬 것인가 하는 것이다. 단면점증법에서는 먼저 초기단면 즉 가장 가벼운 단면으로 구성된 구조물에 대하여 비선형 비탄성 해석을 실시한다. 구조시스템의 극한강도에서의 단면력을 이용하여 구조물의 모든 부재에 대하여 LRFD 상관방정식의 값을 나타내는 α 값을 계산한다. 그 다음 가장 큰 α 값을 가진 부재 즉 가장 취약한 부재를 현재의 무게보다 한 단계 무거운 부재로 교체한다. 이러한 과정을 반복함으로써 구조물이 하중저항능력을 나타내는 제약조건을 차례로 만족시킴으로서 최종적으로 가장 가벼운 단면을 가진 구조물을 찾는 방법이다. 부재의 선택시 사용되는 α 값은 LRFD의 상관방정식을 이용하여 정식화하면 식(10)과 같다.

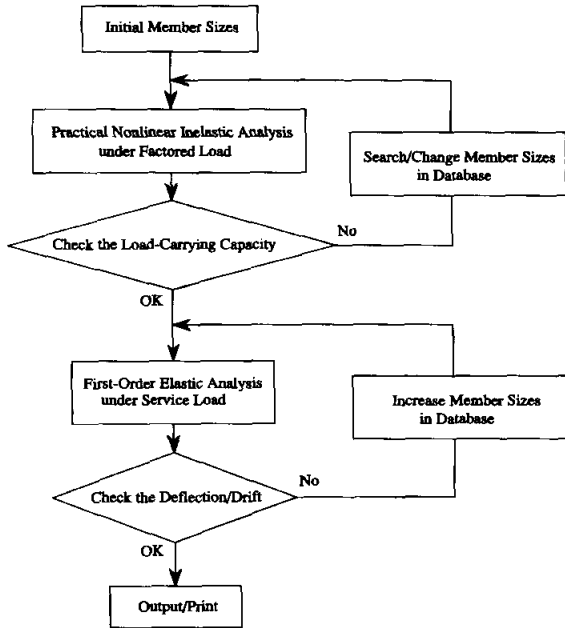


그림 1. 알고리즘

(1) $\frac{P}{\phi_c P_n} \geq \frac{2}{9} \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{2}{9} \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}}$ 인 경우

$$a = \frac{P}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{8}{9} \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \quad (10a)$$

(2) $\frac{P}{\phi_c P_n} < \frac{2}{9} \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{2}{9} \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}}$ 인 경우

$$a = \frac{P}{2\phi_c P_n} + \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \quad (10b)$$

여기서, ϕ_c 와 ϕ_b 는 각각 축력과 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 강도감소계수를 고려한 축강도로서 식(11)과 같다.

$$P_n = 0.66 \lambda F_y A \quad : \quad \lambda \leq 2.25 \quad (11a)$$

$$P_n = \frac{0.88 F_y A}{\lambda} \quad : \quad \lambda > 2.25 \quad (11b)$$

여기서, F_y 는 항복응력, A 는 단면적, λ 는 세장비로서 식(12)와 같다.

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (12)$$

여기서, r_s 은 회전반경, L 은 부재의 비지지장, K 는 유효길이계수이다. 단면점증법에서는 Dumonteil (1992)가 제안한 유효길이계수를 사용하며, 구조물의 횡방향 변위가 방지되어 있는 경우에는 식(13)을, 횡방향 변위가 허용되어 있는 경우에는 식(14)을 사용한다.

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad (13)$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (14)$$

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

3.2.2 수정된 단면점증법

단면점증법은 탄성해석과 달리 모멘트의 재분배와 구조시스템의 비선형성을 고려한 비선형 비탄성해석에 바탕을 둔 설계에 개념에 있어서 실용적인 이산화 최적화 기법이지만, 부재의 선택시 사용되는 유효길이계수의 값에 따라 최적설계의 결과 값이 많이 변화하기 때문에 적절한 유효길이계수를 사용해야 된다.

따라서, 본 연구에서는 보다 나은 최적해를 얻기 위하여 수정된 단면점증법을 사용하여 최적설계를 수행하였다. 수정된 단면점증법은 단면점증법과 마찬가지로 가장 가벼운 단면을 초기단면으로 선택한 후 비선형 비탄성해석을 수행하면서 단면을 단계별로 하나씩 증가시키는 알고리즘이다. 그러나, 수정된 점증법에서는 가장 취약한 부재 선택시 사용되는 유효길이계수를 사용함에 있어서 기존의 단면점증법과 달리 구조물의 횡방향 변위가 방지여부와 관계없이 횡방향 변위가 방지된 유효길이계수 값인 식(13)만을 사용한다.

4. 최적설계 검증

본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 이용한 최적설계 결과를 검증하기 위하여 최적설계 결과를 기존의 연구결과(Pezeshk 등, 2000; 김승역과 마상수, 2003; 윤영묵과 김병현, 2004)와 비교 분석하였다.

4.1 3층 2경간 구조물

본 설계 예제는 브레이싱 안된 3층 2경간 강뼈대 구조물로서 제원 및 작용하중을 그림 2에 도시하였다. 각 부재의 항복강도는 250MPa (36ksi)이고, 탄성계수는 200,000MPa (29,000ksi)이다. 부재의 크기를 나타내는 설계변수로는 보와 기둥으로 하였으며, 그림 3에 도시하였다. 기하학적 불완전성을 고려하기 위하여 기둥부재에 대하여 기둥길이의 1/500에 해당하는 비수직도를 모델링하였다 (Choi 와 Kim 2002).

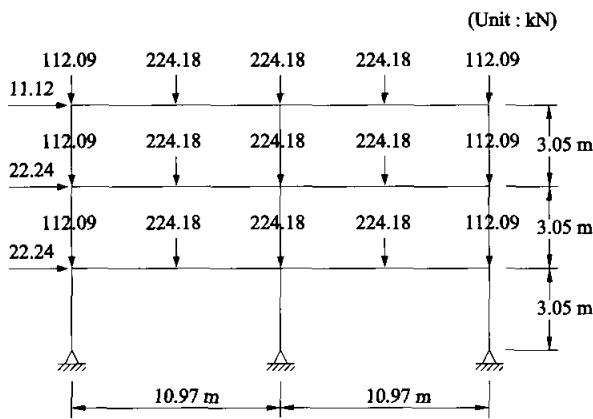


그림 2. 3경간 2층 구조물

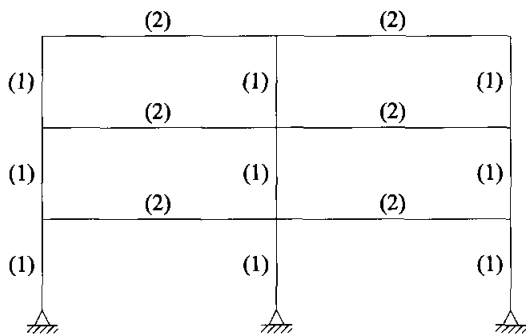


그림 3. 설계변수

본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 검증하기 위하여

최적설계결과를 Pezeshk 등 (2000)의 연구결과 및 운영목과 김병현 (2004)의 연구결과와 비교하여 표 1에 제시하였다. 표 1에서 보는 바와 같이 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 사용했을 경우 최적설계된 구조물의 총중량은 59.89 kN (13,464lb), 기존의 단면점증법을 사용했을 경우에는 67.10kN (15,084lb)으로서 나타났다. 따라서, 수정된 단면점증법을 이용했을 경우 기존의 단면점증법보다 약 6.8% 정도 감소하였다. 또한, 기하학적 비선형 해석을 이용한 Pezeshk 등의 최적설계 결과인 86.79kN (19,512lb)보다는 약 31.0% 정도, 2차 비탄성 해석을 이용한 운영목과 김병현의 최적설계 결과인 67.74kN (15,228lb)보다는 약 11.6% 정도 감소하였다. 구조물의 하중저항능력 또한 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 사용했을 경우에는 1.15로서 운영목과 김병현의 설계결과 값인 1.074보다 약 7% 정도 증가하였다.

유전자 알고리즘을 사용한 Pezeshk 등은 최적해를 구하기 위하여 집단수를 60, 세대수를 30을 사용하였다. 또한, 유전자 알고리즘을 이용한 최적설계를 수행함에 있어서 발생하는 난수에 따라 설계결과들이 다르게 나타날 수 있기 때문에 난수를 30회 즉 최적설계를 30회를 수행하여 최적의 해를 찾았다. 따라서, 최적설계 값을 찾는데 요구되는 비선형 해석 수는 54,000(=60×30×30)회이다. 운영목과 김병현은 최적해를 구하기 위하여 집단수를 50, 세대수를 50, 난수발생을 3회 실행함으로써 요구되는 비선형 해석 수는 7,500(=50×50×3)회이다. 따라서, 비선형 해석기법과 구조물에 크기에 따라 구조해석시간이 상이하겠지만, 1회 비선형 해석시간을 1분씩만 잡더라도 Pezeshk 등의 연구는 54,000분이, 운영목과 김병현의 연구는 7,500분이 소요되기 때문에 실용화를 위해서는 우선적으로 비선형 해석 수를 줄이는 것이 절실하다고 할 수 있겠다. 이에 반하여 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 사용했을 경우 최적설계 값을 찾는데 요구되는 반복 횟수는 25회, 즉 요구되는 비선형 해석 수는 25회이므로 Pezeshk 등의 연구보다는 약 2160배, 운영목과 김병현의 연구보다는 300배의 시간을 절약할 수 있음을 알 수 있다.

표 1. 3층 2경간 최적설계 결과

| 설계변수 | Pezeshk 등 (2000) | 운영목과 김병현 (2004) | 기존의 단면점증법 | 수정된 단면점증법 |
|----------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 기둥 | W10×68 | W10×54 | W24×62 | W21×44 |
| 보 | W24×62 | W21×48 | W21×44 | W21×44 |
| 총중량 | 86.79 kN (19,512 lb) | 67.74 kN (15,228 lb) | 67.10 kN (15,084 lb) | 59.89 kN (13,464 lb) |
| 하중저항능력 | 1.455 | 1.074 | 1.16 | 1.15 |
| 비선형 해석 수 | 54,000 회 | 7,500 회 | 28 회 | 25 회 |

4.2 강아치교

본 설계 예제는 교폭 7.32m (24ft), 지간 61.0m (200 ft)인 강아치교이다. 부재의 크기를 나타내는 설계변수로는 아치리브, 타이, 평행재 및 브레이싱으로 하였다. 각 부재의 탄성계수는 200,000MPa (29,000ksi)이고 항복강도는 248MPa (36ksi)이다. 본 예제 설계에서 사용한 하중은 AASHTO-LRFD(1998)에서 규정하고 있는 고정하중, 활하중, 충격하중만을 고려하였으며, 고정하중은 강아치교의 자중과 상재되는 주형의 자중을 고려하여 각 절점당 133.5kN (30kips)을 작용시켰으며, 활하중은 영향선을 고려하여 각 절점에 작용시켰다. 하중계수로는 고정하중 1.25, 활하중 1.75, 충격계수 0.30을 사용하였으며, 하중계수를 고려한 작용하중을 그림 3에 나타내었다.

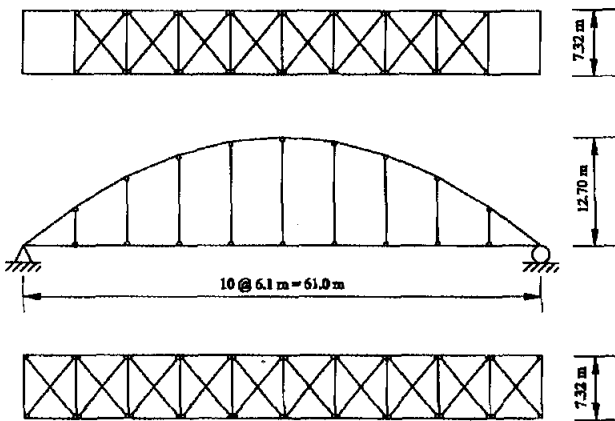


그림 2. 강아치교의 제원

최적설계된 강아치교에 대한 하중-변위 곡선을 그림 4에 나타내었다. 고등해석에 의한 구조물의 하중-저항능력은 설계 하중에 대하여 증분하중의 비가 1.13에 이를 때 극한 상태에

도달하였다. 본 구조물은 좌굴에 의해 붕괴되었기 때문에 구조시스템에 대한 저항계수로 0.9를 사용하였다. 따라서, 구조물에 대한 극한 하중비 λ 는 $1.017 (=1.13 \times 0.9)$ 이 된다. 극한 하중비가 1.0보다 크므로, 선택된 단면을 사용하는 것이 적절함을 알 수 있다. 또한, 사용이동하중에 의한 거더의 최대 처짐은 $L/905$ (67.4mm)로 계산되었다. 이는 처짐 허용치인 $L/800$ (76.2mm)보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다.

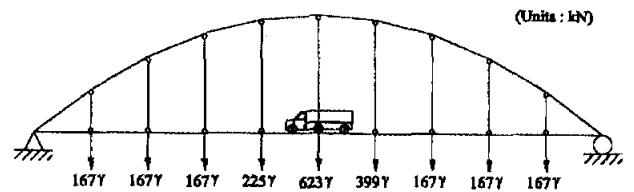


그림 3. 작용하중

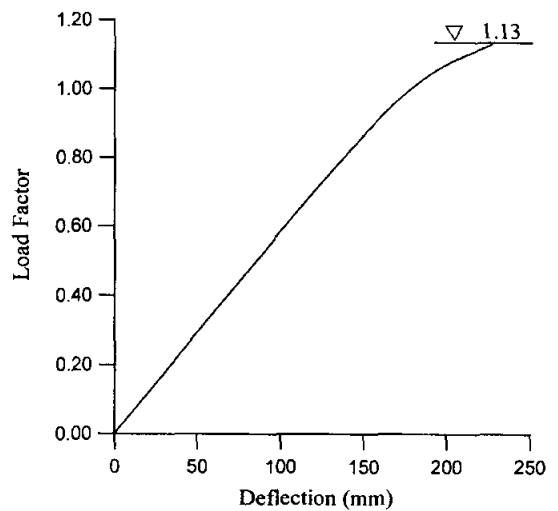


그림 4. 강아치교의 하중-변위 곡선

표 2. 강아치교의 최적설계 결과

| 설계변수 | 김승억 등 (2003) | 기존의 단면점증법 | 수정된 단면점증법 |
|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 아치리브 | TS20×12×1/2 | TS20×12×3/8 | TS18×12×5/16 |
| 타이 | W27×84 | W40×183 | W36×135 |
| 평행재 | W16×57 | W5×16 | W5×16 |
| 브레이싱 | W6×12 | W12×22 | W12×22 |
| 총중량 | 581.6 kN (130,682 lb) | 677.6 kN (152,331 lb) | 559.0 kN (125,661 lb) |
| 하중저항능력 | 1.35 | 1.34 | 1.13 |
| 비선형 해석 수 | 20,000 회 | 60 회 | 55 회 |

본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 검증하기 위하여 최적설계된 결과를 김승억과 마상수(2003)의 연구결과와 비교하였다. 표 2에서 보는 바와 같이 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법에 의한 최적설계된 강아치교의 총중량은 559.0kN (125,661lb)로서 김승억과 마상수가 제시한 총중량인 581.6kN (130,682lb) 보다 약 3.9% 정도 중량이 감소하였다. 그러나, 기존의 단면점증법을 사용했을 경우에는 총중량이 677.6kN (152,331lb)로서 김승억과 마상수가 제시한 중량인 581.6kN (130,682lb) 보다 오히려 약 16.5% 정도 중량이 증가하였다. 따라서, 본 예제의 경우 기존의 단면점증법보다는 유전자 알고리즘이, 유전자 알고리즘보다는 수정된 단면점증법이 더 효율적임을 알 수 있다.

유전자 알고리즘을 사용한 김승억과 마상수는 최적해를 구하기 위하여 집단수를 10, 세대수를 2000을 사용하였다. 따라서, 최적설계 값을 찾는데 요구되는 비선형 해석 수는 20,000(=10×2000)회이지만, 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 사용했을 경우 최적설계 값을 찾는데 요구되는 비선형 해석 수는 55회로서 김승억과 마상수의 연구보다 약 364배 정도의 시간을 절약할 수 있음을 알 수 있다.

5. 예제 설계

본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법의 실제 구조물의 적용성을 알아보기 위하여 예제 설계를 수행하였다. 본 연구에서 수행된 예제 설계는 교폭 15.2m, 지간 62.04m인 강아치교 형식의 제1한강교로서 부재의 크기를 나타내는 설계변수를 그림 6에 도시하였다. 각 부재의 탄성계수는 200,000 MPa (29,000ksi), 항복강도는 314MPa (45.5ksi)을 사용하였다.

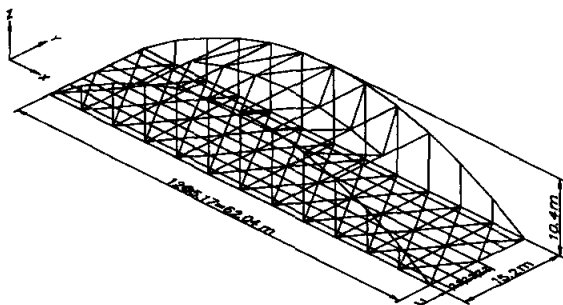


그림 5. 제1한강교

본 예제 설계에서 사용한 하중은 AASHTO-LRFD (1998)에서 규정하고 있는 고정하중, 보도하중, 활하중, 충격하중만을 고려하였다. 강아치교의 자중과 상재되는 주형의

자중을 고려하여 고정하중 150kN/m, 보도하중 3.6kN/m 및 활하중을 각 절점에 작용시켰다. 하중계수로는 고정하중 1.25, 활하중 1.75, 충격계수 0.152을 사용하였으며, 하중계수를 고려한 작용하중을 그림 7에 도시하였다.

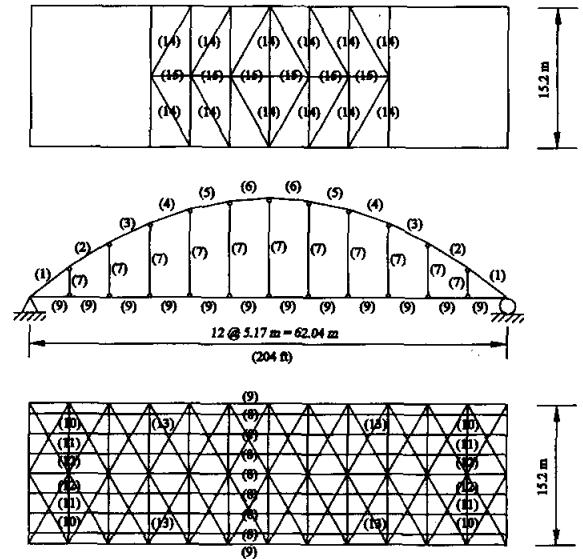


그림 6. 제원 및 설계변수

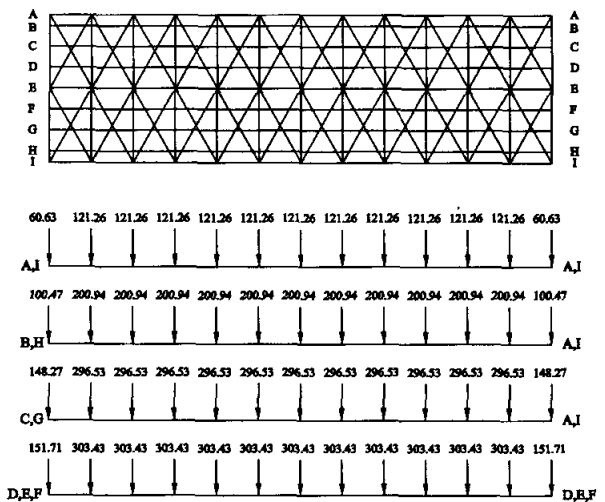


그림 7. 작용하중

본 연구에서 제안한 방법에 의한 강아치교의 최적설계결과를 SAP2000 프로그램의 LRFD 기준에 의한 최적해와 비교하여 표 2에 나타내었다. 제안된 방법에 의한 강아치교의 전체중량은 4530.1kN (1,018kips)로서 LRFD에 의한 강아치교의 전체중량인 6915kN (1,554kips)보다 약 34%정도 가벼움을 알 수 있다. 최적 설계된 구조물에 대한 하중 변위 곡선을 그림 8에서 보여 주고 있다. 고등해석에 의한 구조물의 하중-처항능력은 설계하중에 대하여 증분하중의 비가 1.112에 이를 때 극한 상태에 도달하였다. 본 구조물은 좌굴

에 의해 붕괴 되었기 때문에 구조시스템에 대한 저항계수로 0.9를 사용하였다. 따라서, 구조물에 대한 극한 하중비는 1.0008 (=1.112×0.9)이 된다. 극한 하중비가 1.0보다 크므로, 선택한 단면을 사용하는 것이 적절함을 알 수 있다.

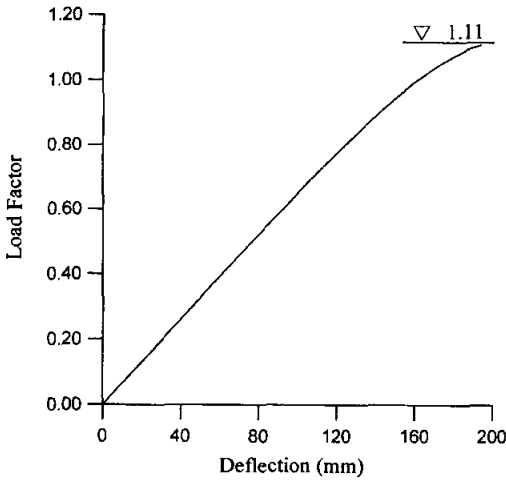


그림 8. 제1한강교 하중-변위 곡선

표 3. 제1한강교의 최적설계 결과

| 변수 | 부재종류 | 수정된 단면점증법 | SAP2000 |
|----|---------|-----------|----------|
| 1 | 아치리브1 | W40×466 | W36×798 |
| 2 | 아치리브2 | W40×593 | W36×798 |
| 3 | 아치리브3 | W40×593 | W36×848 |
| 4 | 아치리브4 | W40×503 | W36×798 |
| 5 | 아치리브5 | W40×431 | W36×720 |
| 6 | 아치리브6 | W40×431 | W36×720 |
| 7 | 평형재 | W44×335 | W40×480 |
| 8 | 타이1 | W44×290 | W40×244 |
| 9 | 타이2 | W24×68 | W30×477 |
| 10 | 바닥보1 | W40×211 | W14×665 |
| 11 | 바닥보2 | W40×167 | W40×362 |
| 12 | 바닥보3 | W40×199 | W36×720 |
| 13 | 하부브레이싱 | W40×167 | W40×167 |
| 14 | 상부브레이싱1 | W16×40 | W12×65 |
| 15 | 상부브레이싱2 | W12×26 | W6×20 |
| - | 총중량 | 4530.1kN | 6915.3kN |

6. 결 론

본 논문에서 제안한 수정된 단면점증법을 이용하여 강아치교의 고등해석과 최적설계를 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 3층 2경간 구조물에 대하여 예제 해석을 수행한 결과 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 최적화 기법으로 사용했을 경우 Pezeshk 등이 제시한 총중량보다는 31.0%, 윤영묵과 김병현이 제시한 총중량보다는 11.6%, 기존의 단면점증법을 사용했을 경우보다는 6.8% 정도 중량 감소효과를 얻을 수 있었다.
- (2) 강아치교에 대하여 예제 해석을 수행한 결과 본 연구에서 제안한 수정된 단면점증법을 사용한 최적설계된 구조물의 총중량이 김승억과 마상수가 제시한 총중량보다 3.9% 정도 중량 감소효과를 얻을 수 있었지만, 기존의 단면점증법을 사용했을 경우에는 김승억과 마상수가 제시한 총중량보다 오히려 16.5% 정도 중량이 증가함을 알 수 있었다.
- (3) 3층 2경간 구조물에 대하여 최적해를 구하기 위하여 요구되어지는 비선형 해석 수는 본 연구에서 제안한 알고리즘이 Pezeshk의 연구보다는 2160배, 윤영묵과 김병현의 연구결과보다는 300배 정도의 비선형 해석 수를 줄일 수 있었으며, 강아치교에 대한 최적해의 경우에는 김승억과 마상수의 연구보다는 364배 정도의 비선형 해석 수를 줄임으로서 설계시간을 대폭 절감할 수 있었다.
- (4) 수정된 단면점증법을 제1한강교에 적용함으로써 본 연구에 제안한 알고리즘의 실용성을 확인해 볼 수 있었으며, 최적설계된 총중량 또한, 4530.1kN 으로서 SAP2000 프로그램의 LRFD 기준에 의해 최적설계된 총중량 6915.3 kN 보다 약 34% 정도 중량감소 효과를 얻을 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2003년도 한국학술진흥재단의 지원에 의하여 연구되었습니다 (과제번호 : KRF-2003-037-D00019). 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김승억, 마상수 (2003) 유전자 알고리즘을 이용한 비선형 비탄성 최적설계, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제 23권 5A호, pp.841-850.
- 박문호, 김승억, 최세휴 (2000) 3차원 강뼈대 구조물의 실용적인 고등해석기법 개발, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제20권 1-A호, pp.69-76.
- 윤영묵, 김병현 (2004) 2차 비탄성해석과 유전자 알고리즘

- 을 이용한 평면 강골조 구조물의 최적설계, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제24권 1-A호, pp.87-100.
- AASHTO (1998) *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 2nd ed., AASHTO.
- Ad Hoc Committee on Serviceability (1986) Structural serviceability: a critical appraisal and research needs, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 112(12), pp.2646-2664.
- 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 Kim, S.E. (1997) *LRFD steel design using advanced analysis*, CRC Press, Boca Raton, Florida.
- Chen, W.F. and Lui, E.M. (1992) *Stability design of steel frames*, CRC Press, Boca Raton, Florida. 380 pp.
- 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.
- 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.
- 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.
- Rajeev, S. and Krishnamorthy, C.S. (1992) Discrete optimization of structures using genetic algorithms, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 118, pp.1233-1250.
- Pezeshk, S., Camp, C.V. and Chen, D. (2000) Design of nonlinear framed structures using genetic optimization, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 126(3), pp.382-388.
- (접수일자 : 2004. 10. 15 / 심사일 2004. 10. 26 / 심사완료일 2005. 2. 4)