

원형강교각에서 수직보강재가 내하력에 미치는 영향

The Effect of Longitudinal Stiffeners on Load Carrying Capacity in Steel Pipe-Section Piers

장 경 호¹⁾ · 장 갑 철²⁾ · 이 찬 호³⁾ · 이 은 택⁴⁾
Chang Kyong Ho Jang Gab Chul Lee Chan Ho Lee Eun Taik

요 약 : 도심지의 토지 이용률을 높이기 위하여 상대적으로 단면이 작은 원형 강교각의 건설이 요구되고 있다. 이때 줄어든 단면으로 인해 감소된 좌굴내하력을 높이는 방안으로 수직보강재의 적용을 고려할 수 있다. 그러나 수직보강재를 적용함으로써 얻어질 수 있는 좌굴내하력의 증가효과는 아직 명확하지 않다. 본 연구에서는 기하학적, 재료학적 비선형을 고려한 탄소성 유한요소해석을 수행하여 원형강교각의 반지름-두께비에 따른 수직보강재의 수가 좌굴내하력에 미치는 영향을 명확히 하였다. 또한, 수직보강재의 폭과 두께, 원형강교각의 세장비에 따른 좌굴 해석을 수행하여 그 관계를 명확히 하였다.

ABSTRACT : To increase the efficiency of the urban areas, pipe section steel piers, which have relatively small sections, must be constructed. Since smaller sections mean decreased load capacity, longitudinal stiffeners were applied to the pipe section steel piers to increase their load capacity. Increased load capacity through longitudinal stiffeners, however, could not yet be confirmed. Therefore, the effect of longitudinal stiffeners on the load capacity of pipe section steel piers still needs to be studied. In this paper, the effect of the number of longitudinal stiffeners on the load capacity of steel piers was determined by carrying out elastic plastic FE analysis on material and geometric non-linearity. In addition, comparative analyses of the parameters of the width, the thickness of longitudinal stiffeners, and the slenderness ratio of steel piers were carried out to determine the effects of longitudinal stiffeners.

핵심용어 : 원형강교각, 수직보강재, 좌굴내하력

KEYWORDS : Steel Pipe-Section Pier, Longitudinal Stiffeners, Load Carrying Capacity of Buckling

1. 서론

근래 도심지의 토지 이용률을 높이기 위하여 상대적으로 단면이 작은 강교각이 건설되고 있다. 상대적으로 줄어든 단면으로 인하여 강교각의 좌굴내하력이 감소하며 이에 대한 방안으로 수직보강재의 적용을 고려할 수 있다.

수직보강재 적용에 따른 구조물의 성능증가 현상에 대한 연구는 지속적으로 진행되어 왔다. 강구조물의 경우 수직 및 수평보강재를 적용함으로써 대상구조물의 강도가 상승하였으며 면외변형이 억제되며 전단강도가 증가되는 효과에 관해 실험 및 해석적 연구(이명수, 1999; 정재호, 1998; 황원섭 등, 2001; Usami, 1998)를 통해 검증된 바 있다. 그러나, 원형 강교각의 경우 수직보강재 적용으로 인한 성능향상효과에 관한 연구(장경호 등, 2001)는 아직 미비한 실정이다. 경제적이며 효과적인 수직보강재의 적용을 위해서는 원형강교각과 보강재의 역학적 상관관계를 명확히 해야 한다.

본 연구에서는 수직보강재가 원형강교각의 좌굴내하력에 미치는 영향을 명확히 하기 위하여 기하학적·재료학적 비선형을 고려한 탄소성 유한요소해석을 수행하였다. 먼저, 유한요소 프로그램의 타당성을 검토하기 위하여 세장비에 따른 강

본 논문에 대한 토의를 2005년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1) 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수, 공학박사
(Tel. 02-820-5337, Fax. 02-823-5337, E-mail : changkor@cau.ac.kr)
2) 학생회원, 중앙대학교 토목공학과 구조연구실 박사과정(celeste_worm@hotmail.com)
3) 중앙대학교 토목공학과 구조연구실 석사과정
4) 정회원, 중앙대학교 공과대학 건축학과 교수, 공학박사(etlee@cau.ac.kr)

교각 재하 실험결과(박정민 등, 1994)와 좌굴해석결과를 비교하였다.

검증된 탄소성 유한요소해석을 수행하여 단주, 중간주, 장주인 원형강교각의 반지름-두께비(R/t)와 수직보강재 수(ns)에 따른 좌굴해석을 수행하여 그 관계를 명확히 하였다. 또한, 수직보강재 폭(Ws)과 두께(ts)를 파라메타로한 좌굴해석을 수행하여 이들이 원형강교각의 좌굴내하력에 미치는 영향에 대해 연구하였다. 세장비(λ)에 따른 수직보강재의 영향을 명확히 하기위해 보강재의 폭, 두께와 수의 변화에 따라 세장비를 파라메타로한 좌굴해석을 수행하여 그 영향을 명확히 하였다.

2. 해석이론 및 타당성 검증

2.1 해석이론

본 연구에서 수행한 좌굴해석은 평면응력을 가정한 등매개 변수 적층판 쉘요소 프로그램을 이용하였다. 해석시 전단변형을 고려하여 Mindlin 평판이론에 입각한 Refined Plate Theory(Ahmad et al, 1970; Vinson, 1999)를 이용하였다. 이때, 변위장은 식(1)과 같이 정의된다.

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} = \sum_{i=0}^4 N_i \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{bmatrix} + \sum_{i=0}^4 N_i \xi \frac{t_i}{2} [V_{1i} - V_{2i}] \begin{bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \end{bmatrix} \quad (1)$$

여기서, N_i 는 라그랑지안 형상함수이며 $V_{1i,2i}$ 는 기준축의 단위방향 벡터이며 α_i, β_i 는 기준축의 회전각 성분이다.

소성하중 작용시 쉘구조물의 대변형 및 좌굴거동을 구현하기 위해 유한변위이론(日本塑性加工學會, 1994; Toi, 1986)을 적용하였다. 유한변위이론 정식화시 변형률-변위 관계에 기하학적 비선형을 고려한 그린 변형률텐서(Green strain tensor)를 식(2)와 같이 적용하였다.

$$E_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i} + u_{k,i} \cdot u_{k,j}) \quad (2)$$

$$\{d\epsilon\} = [B] \cdot \{du\} \quad (3)$$

식(3)은 그린변형률 텐서 E_{ij} 를 증분형 변위-변형률 행

렬 $[B]$ 로 표현한 행렬식이다.

응력-변형률관계에 있어 재료학적 비선형과 강제회전을 고려한 키르초프응력의 야만속도형 구성식(Jaumann's derivative of Kirchoff stress)을 식(4)과 같이 적용하였다.

$$\sigma'_{ij} = \sigma^*_{ij} - w_{ik}\sigma_{kj} + w_{jk}\sigma_{ki} \quad (4)$$

$$w_{ij} = \frac{1}{2}(v_{i,j} - v_{j,i}) \quad (5)$$

여기서, w_{ij} 는 식(4)로 정의되는 회전텐서이며 σ'_{ij} 는 야만의 속도형으로 표시되는 응력성분이다. σ^*_{ij} 는 시간 t에서 계산되어진 키르초프 응력성분이다. 식(4)를 증분형 응력-변형률 행렬식으로 나타내면 식(6)과 같다.

$$\{d\sigma\} = [D^{ep*}] \cdot \{d\epsilon\} \quad (6)$$

여기서, $[D^{ep*}]$ 는 탄소성재료행렬로 탄성재료행렬 $[D^e]$, 소성재료행렬 $[D^p]$ 및 스펀텐서항을 고려한 재료행렬 $[D^*]$ 로 이루어지며 식(7)과 같이 정의된다.

$$[D^{ep*}] = [D^e] - ([D^p] + [D^*]) \quad (7)$$

적층판 탄소성 유한요소해석의 전체강성방정식을 가상일의 원리를 이용하였으며 유한변위이론에 기초한 요소강성행렬 $[K]$ 를 식(8)과 같이 정식화된다.

$$[K] = \int_V ([B]^T [D^{ep}] [B] + [G]^T [M] [G]) dV \quad (8)$$

여기서, $[B]$ 는 식(3)에 의해 정식화된 변형률-변위 행렬이며 $[D^{ep*}]$ 는 식(6)에 의해 정식화된 응력-변형률 행렬이다. $[M]$ 은 초기응력 행렬(Initial stress matrix)로 식(9)과 같이 정의된다.

$$[M] = \begin{bmatrix} [\sigma_0] & 0 & 0 \\ 0 & [\sigma_0] & 0 \\ 0 & 0 & [\sigma_0] \end{bmatrix}, [\sigma_0] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{yz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (9)$$

2.2 프로그램 타당성 검증

적층판 탄소성 유한요소프로그램을 이용하여 원형강교각의 좌굴해석을 수행하였으며 기존문헌의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

검증모델은 외경이 60.5mm이며 두께가 3.2mm인 원형강관기둥이며 세장비가 20, 30인 경우로 분류하여 좌굴해석을 수행하였다. 이때, 경계조건은 실험과 동일하게 양단을 단순지지로 하였으며 해석 및 실험모델의 제원 및 제성질은 표1과 같다.

해석 및 실험결과의 비교는 그림 2와 같다. 그림 2에 보인 바와 같이 원형 강관기둥의 세장비에 따른 하중-변위곡선의 분포가 거의 일치함을 알 수 있다. 즉, 본 연구에서 사용된 적층판 탄소성 유한요소해석이 소성하중 재하시 강관기둥 구조물의 좌굴거동을 정확히 예측할 수 있음을 알 수 있다.

3. 유한요소 해석 모델 및 조건

3.1 해석모델

기본적인 해석모델은 반지름(R)이 500mm이며 단주, 중간주, 장주의 원형강교각으로 모델의 제원은 표2와 같으며 형상 및 수직보강재가 적용된 단면의 형상은 그림2와 같다. 이때, 압축부재의 세장비에 따른 단주, 중간주, 장주의 구분은 표3과 같으며 해석시 적용된 강재는 SS400이며 기계적 제성질은 도로교 설계기준서(건설교통부, 2000)의 값을 기준으로 하였다.

먼저 적용된 수직보강재 수(ns)가 좌굴내하력에 미치는 영향을 명확히 하기위해 원형강교각의 반지름-두께비(R/t)와 보강재수(ns)에 따라 표4와 같이 해석모델을 선정하였다. 여기서 "원형강교각의 최소두께는 8mm이상 한다"는 도로교 설계기준을 참조하여 반지름(R)을 500mm로 일정하게 고정하였다. 반지름-두께비(R/t)의 범위는 25~60로 하였으며 이때, 원형 단면의 두께의 8mm~20mm 사이의 값을 가진다. 보강재수(ns)는 그림2에 보이것과 같이 무보강재(ns=0)인 경우와 4, 6, 8개인 경우(ns=4, 6, 8)를 선정하였다. 이때, 수직보강재의 폭과 두께는 100×8mm로 일정하게 고정하였으며 단주, 중간주, 장주인 원형강교각의 해석을 수행하였다.

수직보강재의 폭(ts)과 두께(Ws)의 변화에 따른 원형강교각의 좌굴내하력을 명확히 하기위해 표4와 같이 해석모델을 선정하였다. 이때, 보강재 수(ns)는 8개, 교각단면의 반지름-두께비(R/t)는 60, 두께는 8mm이며 단주, 중간주, 장주에 따라 해석을 수행하였다. 여기서, 수직보강재의 폭(Ws)과 두께(ts)는 "2차 부재에 속하는 수직보강재의 최소두께는 6.9mm이며 부재간의 허용할 수 있는 최대 두께의 차이는

12mm이하"라는 규정을 참조하여 수직보강재 두께(ts)는 6.9mm~20.0mm까지 변화하였으며 수직보강재 폭(Ws)은 50mm~300mm까지 변화하여 해석을 수행하였다.

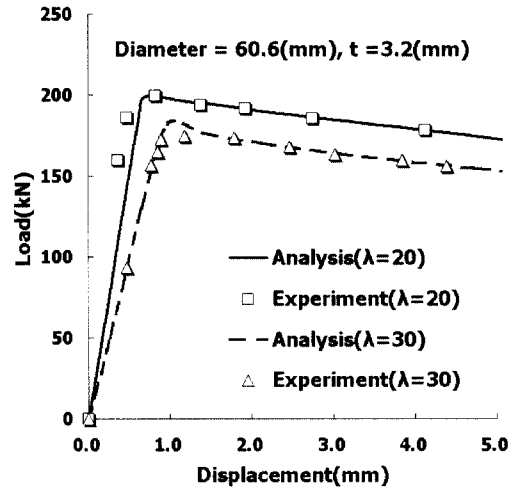


그림 1. 실험 및 해석결과의 비교

표 1. 검증모델의 제원 및 제성질

| λ (세장비) | Diameter (외경:mm) | t (두께:mm) | h (높이:mm) | k (오일러좌굴계수) |
|--------------------------|---------------------|--------------------------|--------------|-----------------|
| 20.0 | 60.5 | 3.2 | 40.6 | 1.0 |
| 30.0 | 60.5 | 3.2 | 60.9 | 1.0 |
| σ_u (인장응력:MPa) | | σ_y (항복응력:MPa) | | E (탄성계수:GPa) |
| 387 | | 327 | | 201 |

$$\ast \lambda \text{ (세장비)} = \frac{h}{\gamma} \cdot \gamma = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

표 2. 해석모델

| | $\lambda=11$ (단주) | $\lambda=50$ (중간주) | $\lambda=110$ (장주) |
|-------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| R(mm) | 500 | 500 | 500 |
| h(mm) | 6000 | 27000 | 60000 |

* R : 단면의 반지름, h : 원형강교각의 높이

표 3. 압축부재에서의 세장비 구분

| 강종 | 단주 | 중간주 | 장주 |
|-------|-------------------|------------------------|----------------|
| SS400 | $\lambda \leq 20$ | $20 < \lambda \leq 93$ | $\lambda > 93$ |

* λ = 원형강교각의 세장비

표 4. 수직보강재의 수와 폭, 두께 따른 해석모델의 분류

| R/t(t) | ns | | | | ts | Ws | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| | 0 | 4 | 6 | 8 | | 50 | 100 | 200 | 300 |
| 25(20.0) | Rt25-ns0 | Rt25-ns4 | Rt25-ns6 | Rt25-ns8 | 20.0 | ts20.0-Ws50 | ts20.0-Ws100 | ts20.0-Ws200 | ts20.0-Ws300 |
| 30(16.7) | Rt30-ns0 | Rt30-ns4 | Rt30-ns6 | Rt30-ns8 | | 12.5 | ts12.5-Ws50 | ts12.5-Ws100 | ts12.5-Ws200 |
| 40(12.5) | Rt40-ns0 | Rt40-ns4 | Rt40-ns6 | Rt40-ns8 | 8.0 | ts8.0-Ws50 | ts8.0-Ws100 | ts8.0-Ws200 | ts8.0-Ws300 |
| 50(10.0) | Rt50-ns0 | Rt50-ns4 | Rt50-ns6 | Rt50-ns8 | 6.9 | ts6.9-Ws50 | ts6.9-Ws100 | ts6.9-Ws200 | ts6.9-Ws300 |
| 60(8.3) | Rt60-ns0 | Rt60-ns4 | Rt60-ns6 | Rt60-ns8 | | | | | |

※ t=원형강교각의 두께, ns=보강재의 수, ts=보강재의 두께, Ws=보강재의 폭 (단위:mm)

표 5. 세장비에 따른 해석모델의 분류

| λ | ns | | | | ts | | | | Ws | | | |
|-----|----------|----------|----------|----------|-------------|-------------|------------|------------|-----------|------------|------------|------------|
| | 0 | 4 | 6 | 8 | 20.0 | 12.5 | 8.0 | 6.9 | 50 | 100 | 200 | 300 |
| 11 | λ11-ns0 | λ11-ns4 | λ11-ns6 | λ11-ns8 | λ11-ts20.0 | λ11-ts12.5 | λ11-ts8.0 | λ11-ts6.9 | λ11-Ws50 | λ11-Ws100 | λ11-Ws200 | λ11-Ws300 |
| 30 | λ30-ns0 | λ30-ns4 | λ30-ns6 | λ30-ns8 | λ30-ts20.0 | λ30-ts12.5 | λ30-ts8.0 | λ30-ts6.9 | λ30-Ws50 | λ30-Ws100 | λ30-Ws200 | λ30-Ws300 |
| 50 | λ50-ns0 | λ50-ns4 | λ50-ns6 | λ50-ns8 | λ50-ts20.0 | λ50-ts12.5 | λ50-ts8.0 | λ50-ts6.9 | λ50-Ws50 | λ50-Ws100 | λ50-Ws200 | λ50-Ws300 |
| 80 | λ80-ns0 | λ80-ns4 | λ80-ns6 | λ80-ns8 | λ80-ts20.0 | λ80-ts12.5 | λ80-ts8.0 | λ80-ts6.9 | λ80-Ws50 | λ80-Ws100 | λ80-Ws200 | λ80-Ws300 |
| 110 | λ110-ns0 | λ110-ns4 | λ110-ns6 | λ110-ns8 | λ110-ts20.0 | λ110-ts12.5 | λ110-ts8.0 | λ110-ts6.9 | λ110-Ws50 | λ110-Ws100 | λ110-Ws200 | λ110-Ws300 |

※ λ=세장비, ns=보강재의 수, ts=보강재의 두께, Ws=보강재의 폭 (단위:mm)

마지막으로 세장비(λ)에 따른 수직보강재의 효과를 명확히 하기위해 표5와 같이 해석모델을 산정하였다. 세장비(λ)는 11, 30, 50, 80, 110으로 산정하였으며 이때 보강재의 수(ns)와 폭(Ws), 두께(ts)를 변수로하여 좌굴해석을 수행하였다.

3.2 해석조건

해석모델의 경계조건은 교각의 하부의 경우 지반에 완전히 고정된 상태를 가정하여 모든 자유도를 고정하였다. 상부의 경우는 교량상부구조인 상판과 연결되어있으므로 하중을 받는 축방향을 제외한 나머지 모든 자유도를 고정하였다. 하중조건은 교각상부에서 압축하중을 재하하였다.

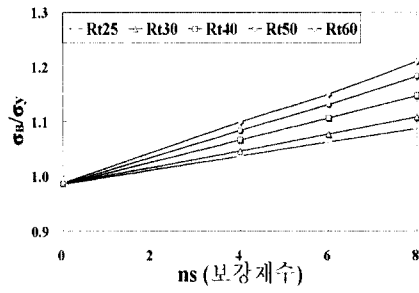
교각의 초기처짐(Ge, 1987)은 식(10)과 같이 적용하였다.

$$\omega = \omega_{\max} \sin\left(\frac{m\pi z}{h}\right) \sin\left(\frac{n\pi x}{R}\right) \quad (10)$$

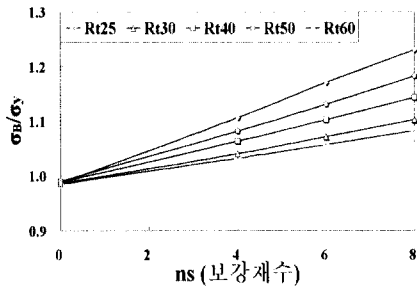
여기서, ω_{\max} 는 최대처짐으로 교각두께와 상관하여 $\omega_{\max} = t/10$ 으로 하였으며 m,n은 정현파를 가정하여 각각 1로 하였다.

4. 해석결과 및 고찰

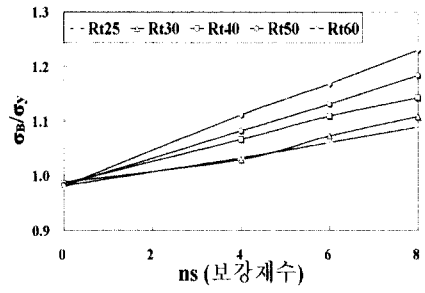
해석모델에 따른 기하학적 재료학적 비선형성을 고려한 좌굴해석을 수행하였으며 해석결과인 무차원 좌굴내하력 (σ_B/σ_y) 값을 비교하였다. 해석 파라메타에 따른 해석결과는 다음과 같다.



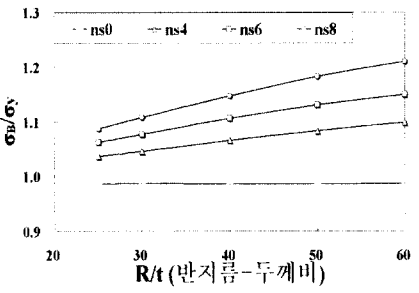
(a) 보강재 수에 따른 좌굴내하력(단주)



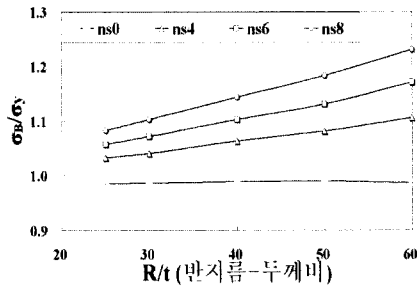
(b) 보강재 수에 따른 좌굴내하력(중간주)



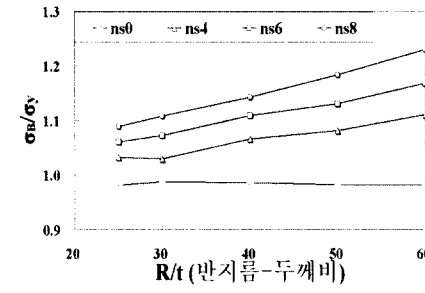
(c) 보강재 수에 따른 좌굴내하력(장주)



(e) 반지름-두께비에 따른 좌굴내하력(단주)

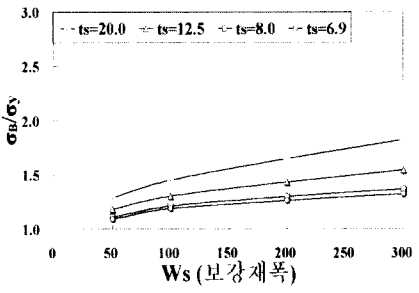


(f) 반지름-두께비에 따른 좌굴내하력(중간주)

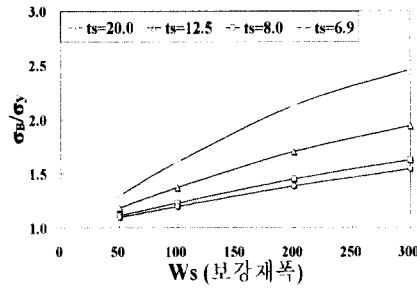


(g) 반지름-두께비에 따른 좌굴내하력(장주)

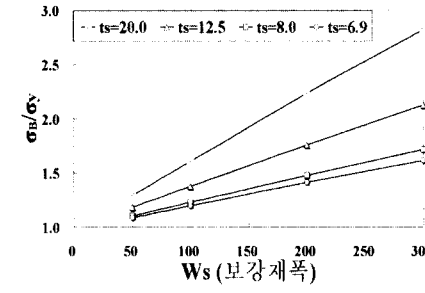
그림 3. 수직보강재 수에 따른 좌굴내하력



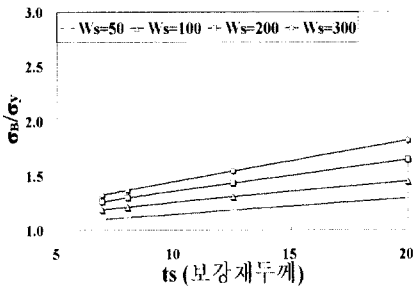
(a) 보강재 폭에 따른 좌굴내하력(단주)



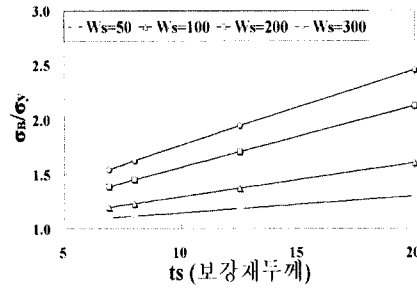
(b) 보강재 폭에 따른 좌굴내하력(중간주)



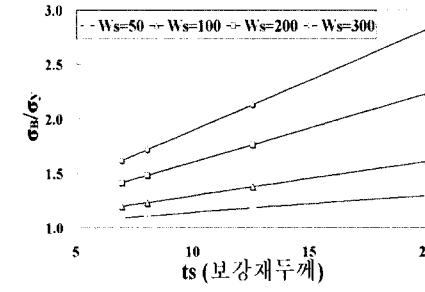
(c) 보강재 폭에 따른 좌굴내하력(장주)



(d) 보강재 두께에 따른 좌굴내하력(단주)



(e) 보강재 두께에 따른 좌굴내하력(중간주)



(f) 보강재 두께에 따른 좌굴내하력(장주)

그림 4. 수직보강재 폭(Ws)과 두께(ts)에 따른 좌굴내하력

4.1 수직보강재 수(ns)의 영향

단주, 중간주, 장주인 원형강교각의 반지름-두께비(R/t)

에 따른 보강재 수(ns)가 좌굴내하력을 미치는 영향을 명확히 하기 위해 좌굴해석을 수행하였으며 그 결과는 그림 3과 같다.

그림 3(a),(b),(c)는 동일한 크기의 수직보강재가 적용될 경우 수직보강재 수(n_s)에 따른 좌굴해석결과이다. 보강재 수(n_s)가 증가할수록 단주, 중간주, 장주에서 좌굴내하력은 선형적으로 증가하며 무보강($n_s=0$)인 경우에 비해 8개의 보강재($n_s=8$)가 적용된 경우 최대 25%까지 좌굴내하력이 증가하였다.

그림 3(d),(e),(f)는 원형강교각 단면의 반지름-두께비 (R/t)에 따른 해석결과를 보이고 있다. 무보강($n_s=0$)인 경우 단주, 중간주, 장주에서 좌굴내하력의 차이는 미소하며 1.0에 가까운 값을 보이고 있다. 무보강인 경우를 제외한 수직보강재가 적용된 모델의 경우 보강재 수(n_s)가 증가할수록 좌굴내하력도 점차 증가하고 있다. 또한, 교각단면의 반지름-두께비(R/t)가 증가할수록 즉, 교각단면의 두께(t)가 감소할

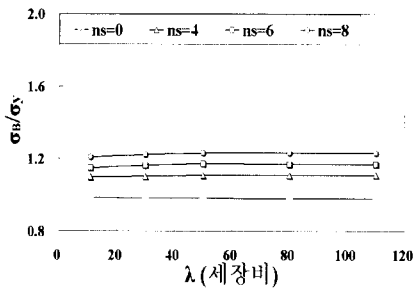
수록 보강재 수(n_s)의 증가에 따른 좌굴내하력이 증가효과가 커지며 최대 14%까지 향상되었다.

원형강교각의 보강재 수(n_s)와 단면의 반지름-두께비 (R/t)가 증가할수록 좌굴내하력 증가효과가 커짐을 알 수 있다.

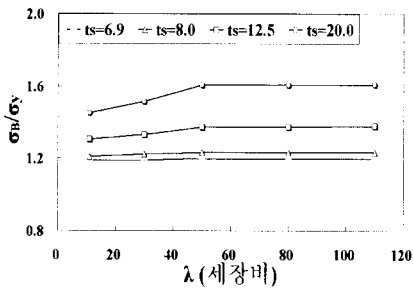
4.2 수직보강재의 폭(W_s)과 두께(t_s)의 영향

그림 4는 단주, 중간주, 장주인 원형강교각에 적용된 수직보강재의 폭(W_s)과 두께(t_s)를 파라미터로한 좌굴해석 결과를 나타내고 있다.

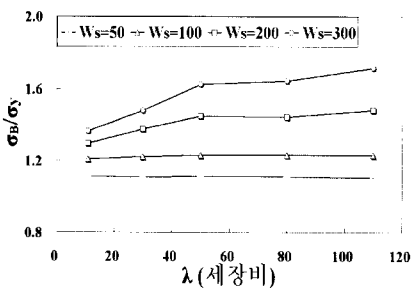
수직보강재 폭(W_s)에 따른 좌굴내하력의 변화는 그림 4(a),(b),(c)에 보이고 있다. 보강재 폭(W_s)이 점차 증가함



(a) 보강재 수(n_s)에 따른 좌굴내하력

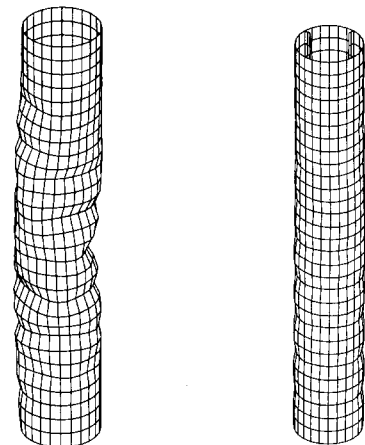


(b) 보강재 두께(t_s)에 따른 좌굴내하력

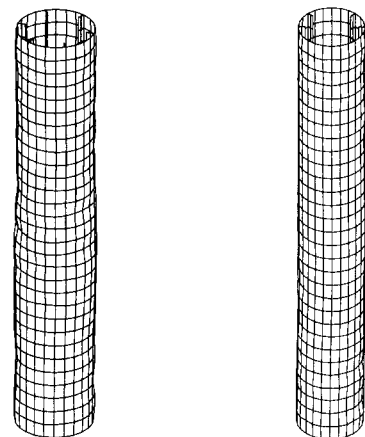


(c) 보강재 폭(W_s)에 따른 좌굴내하력

그림 5. 세장비(λ)에 따른 좌굴내하력



(a) 보강재 수(n_s) = 0 (b) 보강재 수(n_s) = 4



(c) 보강재 수(n_s) = 6 (d) 보강재 수(n_s) = 8

그림 6. 보강재 수(n_s)에 따른 Rt60 해석모델의 변형형상

에 따라 좌굴내하력도 증가하며 장주의 경우 최대 118%까지 증가하였다. 단주보다는 장주에서 보강재 폭(W_s)의 증가에 따른 좌굴내하력의 증가효과가 크며 보강재의 두께(t_s)가 증가할수록 그 좌굴내하력 증가효과가 커짐을 알 수 있다.

그림 4(d),(e),(f)는 보강재의 두께(t_s)가 원형강교각의 좌굴내하력에 미치는 영향에 대해 보여주고 있다. 보강재의 두께(t_s)가 증가함에 따라 단주, 중간주, 장주에서 좌굴내하력이 선형적으로 증가하고 있다. 또한, 단주보다는 장주에서 보강재 폭(t_s)이 증가함에 따라 좌굴내하력의 증가정도가 커지며 최대 74%까지 향상되었다.

수직보강재 폭(W_s)과 두께(t_s)가 증가함에 따라 좌굴내하력도 증가효과가 커지며 단주보다는 장주에서 좌굴내하력이 더욱더 향상됨을 알 수 있다.

4.3 원형강교각 세장비(λ)의 영향

그림 5는 원형강교각 세장비(λ)에 따른 보강재수(n_s), 두께(t_s)와 폭(W_s)이 좌굴내하력에 미치는 영향을 보이고 있다.

그림 5(a)는 세장비(λ)와 보강재 수(n_s)에 따른 좌굴내하력의 변화를 보이고 있다. 무보강($n_s=0$)인 경우를 제외한 해석모델($n_s=4, 6, 8$)에서 세장비(λ)가 증가할수록 좌굴내하력도 미소하게 증가하였으나 그 차이가 크지 않다. 즉, 세장비(λ)가 보강재 수(n_s)의 변화에 따른 좌굴내하력에 미치는 영향이 미소함을 알 수 있다.

그림 5(b)는 세장비(λ)와 보강재 두께(t_s)에 따른 좌굴내하력의 변화를 보이고 있다. 보강재 두께가 6.7, 8.0($t_s=6.9, 8.0$)인 경우 세장비(λ)와 무관하게 일정한 값을 보이고 있다. 보강재 두께(t_s)가 12.5, 20.0($t_s=12.5, 20.0$)인 경우 세장비가 50이하($\lambda \leq 50$)일 경우 세장비(λ)가 증가함에 따라 좌굴내하력도 선형적으로 증가하였다. 그러나 세장비가 50이상인 경우($\lambda \geq 50$)에는 세장비(λ)에 따른 좌굴내하력의 변화가 없음을 알 수 있다.

그림 5(c)는 세장비(λ)와 보강재 폭(W_s)에 따른 좌굴내하력의 변화를 보이고 있다. 보강재 폭(W_s)이 50, 100($W_s = 50, 100$)인 경우 세장비(λ)와 무관하게 일정한 좌굴내하력 값을 보이고 있다. 보강재 폭(W_s)이 200, 300($W_s = 200, 300$)인 경우 세장비가 50이하($\lambda \leq 50$)일 경우 세장비(λ)가 증가함에 따라 좌굴내하력도 선형적으로 증가하였으며 세장비가 50이상인 경우($\lambda \geq 50$)에도 미소하게 좌굴내하력이 증가하였으나 거의 변화가 없음을 알 수 있다.

그림 6은 단주인 원형강교각의 반지름-두께비가 60($R/t=60$)인 경우 보강재 수(n_s)에 따른 극한하중에서의 변형형상을 보이고 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 유한변위이론을 적용한 탄소성 유한요소해석을 이용하여 수직보강재가 적용된 원형강교각의 좌굴해석을 수행하였다. 좌굴해석을 통하여 수직보강재 수(n_s), 폭(W_s) 및 두께(t_s)가 좌굴내하력(σ_B/σ_y)에 미치는 영향에 대해 명확히 하였으며 그 결과는 다음과 같다.

- (1) 무보강($n_s=0$)인 경우 단주, 중간주, 장주에서 반지름-두께비(R/t)에 따른 좌굴내하력의 차이는 미소하며 1.0에 가까운 값을 보이고 있다.
- (2) 원형강교각의 수직보강재 수(n_s)가 증가할수록 최대 25%의 좌굴내하력이 증가하였다. 단주, 중간주, 장주인 원형강교각의 경우 수직보강재 수(n_s)와 단면의 반지름-두께비(R/t)이 증가할수록 좌굴내하력 증가효과가 커짐을 알 수 있다.
- (3) 수직보강재 폭(W_s)과 두께(t_s)가 증가함에 따라 좌굴내하력도 최대 118%까지 증가하였으며 단주보다는 장주에서 좌굴내하력 증가효과가 커짐을 알 수 있다.
- (4) 세장비(λ)에 따른 수직보강재 수(n_s)가 원형강교각의 좌굴내하력에 미치는 영향은 미소하다.
- (5) 세장비(λ)가 50이상인 경우($\lambda \geq 50$) 수직보강재의 두께(t_s)와 폭(W_s)에 따른 좌굴내하력의 변화는 미소하다. 세장비가 50이하의 경우($50 \leq \lambda$) 수직보강재의 두께(t_s)와 폭(W_s)이 증가함에 따라 좌굴내하력도 선형적으로 증가하였다.

참 고 문 헌

건설교통부 (2000) 도로교 설계기준
 박정민, 김화중(1994) 고축압을 받는 각형 및 원형 강관 기둥의 변형능력과 좌굴 강도에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 논문집, 대한건축학회 10권 11호, pp.267-277
 이명수(1999) 수평보강재가 있는 판형복판의 극한전단거동에 관한 실험연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회 11권 2호, pp.167-179
 장경호, 장갑철, 박원준(2001) 원형 강교각에 적용된 수직 보강재의 효과, 2001년도 한국강구조학회 학술발표대회논문집, 한국강구조학회, pp. 62-67

정재호, 윤순중, 조선규(1998) 면내 선형분포하중을 받는 수평 보강재가 설치된 직교이방성판의 좌굴강도, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회 10권 3호, pp.393-406

황원섭, 박완배, 조은상(2001) 고강도강 보강판의 극한강도에 관한 실험, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회 13권 5호, pp.457-466

日本塑性加工學會(1994) 非線型有限要素法, コロナ社

Ge, H. B., and Usami, T. (1987) Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol.124(2), pp.176-183

J. R. Vinson, (1999) The Behavior of Sandwich Structures of Isotropic and Composite Materials, Lancaster-Basel, USA

S. Ahmad, B. M. Irons, o. C. Zienkiewicz, (1970)

Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Finite Elements, *Int. J. Num. Meth. Engng.*, Vol. 2, pp 419-451.

T. Usami, H. B. Ge, (1998) Cyclic Behavior of Thin-Walled Steel Structures-numerical analysis, *Thin-Walled Structures* Vol.32, pp.41-80

Toi Y., Yuge K., Kawai T. (1986) Basic Studies on the Crash-worthiness of Structural Elements : Part 1. Crush analysis by the finite elements method. 日本造船工學會論文集 第159号, 日本造船工學會 Vol. 5., pp.248-257

(접수일자 : 2004. 8. 14 / 심사일 2004. 9. 5 /
심사완료일 2004. 9. 16)