

# 강재 상자형보-원형기둥 접합부의 응력평가식에 관한 연구

## A Study on the Stress Evaluation Equations for Steel Circular Column-to- Box Beam Connections

박 용 명<sup>1)</sup> · 장 원 제<sup>2)</sup> · 황 원 섭<sup>3)</sup>  
*Park, Yong Myung · Chang, Won Je · Hwang, Won Sup*

요 약 : 상자형보와 원형기둥으로 구성된 강재교각 접합부의 응력평가식 제안에 대한 연구이다. 원형기둥을 각형으로 치환하여 사용하고 있는 기존의 응력평가식은 접합각도가 감소함에 따라 전단지연응력은 과소평가되고, 전단응력은 접합각도가 증가함에 따라 과대하게 평가되는 문제점이 있다. 따라서 이러한 문제점을 보완하기 위해 다양한 매개변수, 즉 접합각도( $\alpha$ ), 전단지면/보의 폭비( $L/B$ ), 기둥의 휨강성/보의 휨강성비( $k$ )를 사용하여 유한요소해석을 수행하고, 해석결과를 이용하여 기존 응력평가식의 문제점을 보완할 수 있는 응력평가식을 제안하였다. 한편, 허용응력 대비 극한내하력의 안전율을 검토하기 위해 재료 및 기하 비선형해석을 수행하여 제안식의 타당성을 확인하였다.

ABSTRACT : This paper presented equations on the stress evaluation of steel frame pier connections that were composed of a box beam and a circular column. The existing equations, which transformed the circular column into an equivalent box column had some problems: they underestimated a shear lag stress as the joint angle decreased, and overestimated a shear stress as the joint angle increased. Therefore, FE analyses were performed with various parameters, such as joint angle( $\alpha$ ), span length-width ratio( $L/B$ ), and circular column-to-box beam stiffness ratio( $\alpha$ ), and new equations on stress evaluation were proposed based on FE analyses. Furthermore, material and geometric nonlinear analyses were performed to estimate ultimate strength and to confirm the validity of the proposed equations.

핵 심 용 어 : 원형기둥-상자형보 접합부, 응력평가식, 전단지면응력, 전단응력, 극한 내하력

KEYWORDS : Circular column-to-box beam connections, Equations for stress evaluation, Shear lag stress, Shear stress, Ultimate strength

### 1. 서 론

도시 고가도로의 교각구조로 많이 사용되고 있는 강재원형 교각은 콘크리트 교각에 비해 내진성이 우수하고 기초규모의 최소화 가능한 장점이 있으며, 또한 미관의 수려함과 재료의 재활용이 가능한 장점이 있어 최근 원형단면 기둥을 이용한 강재교각의 설계방법 검토가 활발히 진행되고 있다. 이러한 강재교각의 상자형 단면 보-기둥 접합부에서는 전단지면(shear lag)현상으로 인한 부가응력이 발생하게 되어, 보 이론에 의한 값과 큰 차이를 나타내게 된다.

기존의 연구방법에는 I형 및 상자형 단면 접합부의 기초이

론을 확립한 Beedle의 연구(L.S. Beedle and Jonhson, 1951)와 접합부의 응력평가에 있어 전단지면현상을 고려한 Okumura(奥村)의 연구(河井章好, 1979)가 있다. 여기서 Okumura(奥村)는 상자형 단면 보-기둥 접합부를 집중하중을 받는 단순보로 이상화하여 전단지면 응력을 평가하였으며, 보의 전단지면응력과 전단응력을 접합각도를 변수로 하여 유효 환산 길이를 구하도록 하고 있다. 하지만 접합각도가 감소함에 따라 전단지면응력은 과소평가되고, 전단응력은 접합각도가 증가함에 따라 과대하게 평가되는 문제점이 있다. 또한 기존 설계식은 기둥강성과 상자형보의 강성비에 따른 응력의 변동을 고려할 수 없다.

기존의 Okumura(奥村)설계식은 현재까지 국내에서 적용

1) 정회원, 부산대학교 토목공학과 조교수, 공학박사  
(Tel. 051-510-2350 Fax. 051-513-9596, E-mail: ympk@pusan.ac.kr)  
2) 부산대학교 토목공학과 석사과정(wonje34@hanmail.net)  
3) 정회원, 인하대학교 토목공학과 부교수, 공학박사(hws@inha.ac.kr)

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

되고 있다(건설교통부, 1997). 그러나 최근 일본의 강재교각에서 피로균열이 다수 발견되었는데(三木 등, 2002), 그 원인은 용접결합과 더불어 기존의 응력식이 접합부응력을 과소평가한 것에 따른 것으로 밝혀지고 있다.

따라서 본 연구의 목적은 기존의 응력식을 보완하기 위하여 적절한 매개변수를 결정하고, 결정된 여러 주요매개변수를 이용하여 원형기둥과 상자형보에서의 수직응력과 패널부 전단응력의 분포특성을 분석하여, 기존의 Okumura(奥村)식을 보완할 수 있는 적절한 응력평가식을 제안하고자 한다.

## 2. 배경 이론

### 2.1 플랜지 수직응력

기존의 응력평가식에서 플랜지의 수직응력은 원형기둥을 각형단면으로 치환하고 보이론에 의한 응력에 전단지연 응력을 더하여 결정하고 있다.

#### 2.1.1 접합부 단면력

현행 설계법에서 전단지연응력의 평가를 위해서는 보와 원형기둥의 접합부에 작용하는 축력 및 휨모멘트를 그림 1에 보인 바와 같이 플랜지 집중력으로 변환하고, 이것이 접합부 단면에서 전단력으로 작용하는 것으로 간주한다. 여기서  $\alpha$ 는 원형기둥에 상자형보가 접합되는 각도의 1/2, B는 상자형보의 폭,  $d_1$ 는 상자형보의 높이,  $d_2 (= 2R\cos\alpha)$ 는 원형기둥을 각형기둥으로 치환한 유효폭이다.

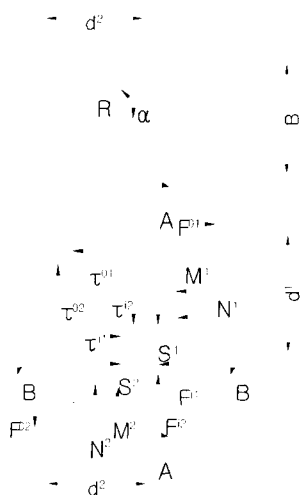


그림 1. 원형기둥 접합부

이 때 보 및 기둥 내·외측 플랜지에 작용하는 집중력은 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} F_{o1} &= \pm \frac{M_1}{d_1} - \frac{N_1}{2} \\ F_{i1} &= \pm \frac{M_2}{d_2} - \frac{N_2}{2} \end{aligned} \quad (1)$$

#### 2.1.2 휨모멘트와 축방향력에 의한 응력

플랜지에서 휨모멘트와 축방향력에 의한 응력은 식 (2)와 같이 구한다.

$$\begin{aligned} \sigma_{o1} &= \pm \frac{M_1}{W_b} - \frac{N_1}{A_b} \\ \sigma_{i1} &= \pm \frac{M_2}{W_c} - \frac{N_2}{A_c} \end{aligned} \quad (2)$$

여기서,  $M_1, M_2$  : 보 및 기둥에 작용하는 휨모멘트 (kgf · cm)

$N_1, N_2$  : 보 및 기둥에 작용하는 축방향력 (kgf)

$W_b, W_c$  : 보 및 기둥의 단면계수 (cm<sup>3</sup>)

$A_b, A_c$  : 보 및 기둥의 단면적 (cm<sup>2</sup>)

식(2)에서  $W_b$ 와  $A_b$ 는 보의 플랜지가 대부분의 응력을 부담하는 것으로 간주하여 플랜지 부분만 고려한다.

#### 2.1.3 전단지연 응력

플랜지에 작용하는 전단지연 응력은 식 (3)과 같이 구한다. A-A단면에 대해,

$$\begin{aligned} \sigma_{S1} &= \frac{B}{d_1} \times \frac{F_{i2}}{A_{w1}} S_1 \\ R_1 &= \frac{6A_{f1}}{A_{w1}} \end{aligned} \quad (3a)$$

B-B단면에 대해,

$$\begin{aligned} \sigma_{S2} &= \frac{B}{d_2} \times \frac{F_{i1}}{A_{w2}} S_2 \\ R_2 &= \frac{6A_{f2}}{A_{w2}} \end{aligned} \quad (3b)$$

여기서,  $F_{o1}, F_{i1}$  : 기둥에 관계된 보의 플랜지로부터의 집중력 (kgf)

$F_{o2}, F_{i2}$  : 보에 관계된 플랜지로부터의 집중력 (kgf)

$d_1$  : 보의 플랜지 중심간격 (cm)

$d_2$  : 기둥의 플랜지 중심간격 (cm)

- $A_{f1}, A_{f2}$  : 보 및 기둥의 플랜지 단면적이 동일 한 경우 한편의 플랜지 단면적 ( $\text{cm}^2$ )
- $A_{w1}, A_{w2}$  : 보 및 기둥의 복부판 단면적 ( $\text{cm}^2$ )
- $B$  : 복부판 중심간격 (cm)
- $S_1, S_2$  : 그림 2에서 구한 값

Okumura(奥村)는  $S_1, S_2$ 의 값을 그림 2와 같은 도표를 이용하여 구하는 방법을 제안하였다.

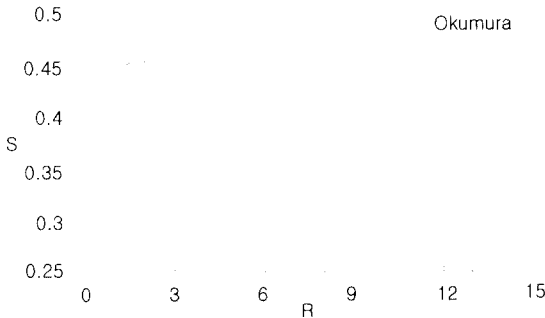


그림 2. 전단지연계수 ( $S_1, S_2$ )의 추정도

### 2.1.4 플랜지 최대 수직응력

플랜지의 수직응력은 축력 및 휨모멘트에 대해 플랜지만으로 부담하는 응력식 (2)에다 전단지연에 의한 응력식 (3)을 추가로 더하여 식 (4)와 같이 최종 결정한다.

A-A 단면에 대하여,

$$\begin{aligned} \sigma_{m o 1} &= \sigma_{o 1} + \sigma_{s 1} \\ \sigma_{m i 1} &= \sigma_{i 1} + \sigma_{s 1} \end{aligned} \quad (4a)$$

B-B 단면에 대하여,

$$\begin{aligned} \sigma_{m o 2} &= \sigma_{o 2} + \sigma_{s 2} \\ \sigma_{m i 2} &= \sigma_{i 2} + \sigma_{s 2} \end{aligned} \quad (4b)$$

여기서,  $\sigma_{m o 1}, \sigma_{m i 1}$  : 보의 플랜지 최대응력 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $\sigma_{m o 2}, \sigma_{m i 2}$  : 기둥의 플랜지 최대응력 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

### 2.2 패널부 전단응력

그림 1에서 접합부 패널 전단응력은 식 (1)의 플랜지에 작용하는 집중력을 이용하여 아래 식(5)와 같이 구한다.

$$\tau_{o 1} = \frac{F_{o 1}}{2 \times d_2 \times t} < \overline{\tau}_a = 0.45 \sigma_a$$

$$\begin{aligned} \tau_{i 1} &= \frac{F_{i 1} - S_2}{2 \times d_2 \times t} < \overline{\tau}_a = 0.45 \sigma_a \\ \tau_{o 2} &= \frac{F_{o 2}}{2 \times d_1 \times t} < \overline{\tau}_a = 0.45 \sigma_a \\ \tau_{i 2} &= \frac{F_{i 2} - S_1}{2 \times d_1 \times t} < \overline{\tau}_a = 0.45 \sigma_a \end{aligned} \quad (5)$$

여기서,  $t$  : 접합부의 복부판 두께 (cm)

$S_1, S_2$  : 보 및 기둥에 작용하는 전단력 (kgf)

### 2.3 원형기둥의 축방향 응력

축력과 휨을 함께 받는 원형기둥의 수직응력은 보의 플랜지와 접하는 단면에 다이어프램을 설치하는 경우에는 관용적인 보이론을 고려한 식 (6)과 같이 구한다.

$$\sigma = \frac{M_2}{W_c} + \frac{N_2}{A_c} \quad (6)$$

그리고 보 플랜지로부터 기둥에 가해지는 플랜지 집중력에 대응하기 위해 원형기둥 내부에 설치되는 다이어프램은 충분한 강성을 가져야 한다. 다이어프램의 재원이 일정한 조건을 만족하는 경우에는 다이어프램에 발생하는 응력검토를 생략할 수 있다(河井章好, 1979 ; 건설교통부, 1997).

## 3. 매개변수 해석

### 3.1 유한요소해석 모델

본 연구에서는 4절점 쉘요소를 사용하여 유한요소해석을 실시하였으며, 적정 쉘의 크기는 수렴도 테스트를 실시하여 원형기둥에서의 접합각도 매개변수를 5°씩 변화시켜, 상자형보의 쉘 크기와 기둥 쉘의 크기를 정하였다. 쉘 모델의 수렴도는 쉘 요소 수를 4배씩 증가시켜가면서 하중작용점 변위가 이전 요소망에 비해 거의 수렴한 것을 기준으로 하였다. 그리고 모델을 45°평면 회전하여, 유한요소 해석 시 축력을 도입하였고, 하중과 지점 경계조건은 아래 그림 3과 같이 하였다.

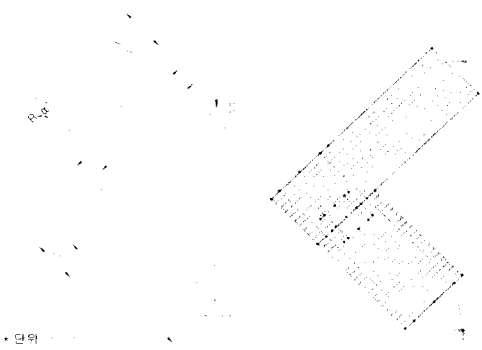


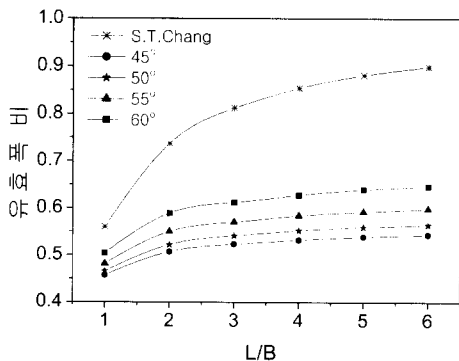
그림 3. 대상 모델의 모델링 상세

### 3.2 매개변수 해석

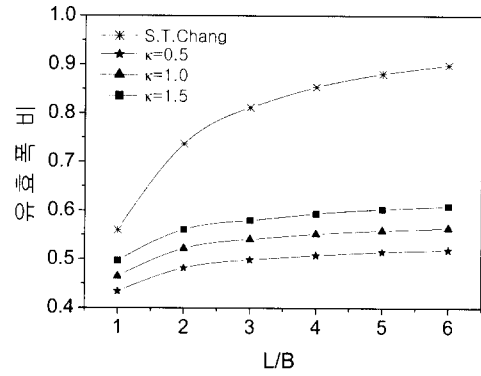
상자형보-원형기둥으로 된 강재교각 접합부의 응력평가는 응력 분포특성과 강도특성을 적절히 반영하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 접합각도( $\alpha$ ), 전단지간/보의 폭( $L/B$ ), 기둥의 휨강성/보의 휨강성비( $k$ ), 복부판면적/플랜지면적비( $S$ )를 매개변수로 하여 상자형보 플랜지의 유효폭에 미치는 영향을 분석하였다. 분석결과 면적비 매개변수( $S$ )는 다른 매개변수와 비교하여 유효폭에 미치는 영향이 작아, 면적비 매개변수( $S$ )는 1.0으로 하고, 그 외 매개변수를 아래 ①~③까지로 결정하였다. 해석프로그램은 LUSAS를 사용하였다.

- ① 전단지간/보의 폭 :  $L/B = 1, 2, 3, 4, 5, 6$
- ② 접합각도 :  $\alpha = 45^\circ, 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ$
- ③ 기둥의 휨강성/보의 휨강성 비 :  
 $k = I_c/I_b = 0.5, 1.0, 1.5$

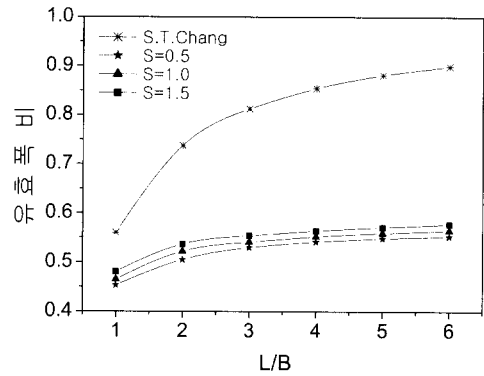
아래 그림 4는 매개변수에 따른 상자형보 하부플랜지의 유효폭에 대한 결과이다. 각각의 매개변수 값은 S.T.Chang이 제안한 이차응력함수의 값보다 작게 평가 되는 것을 알 수 있다.(Shin Toh Chang등, 1987) 그리고 하부플랜지의 유효폭은 상부플랜지와 비교하여 응력집중이 크게 발생하고 유효폭이 작다. 따라서 플랜지 수직응력 제안식에 사용하는 유효단면은 안전을 고려하여 하부플랜지 유효폭을 사용하였다.



(a)  $L/B$ 와 접합각도( $\alpha$ )에 따른 유효폭( $k=1.0$ )



(b)  $L/B$ 와 강성비( $k$ )에 따른 유효폭( $\alpha=50^\circ$ )



(c)  $L/B$ 와 면적비( $S$ )에 따른 유효폭( $k=1.0, \alpha=50^\circ$ )

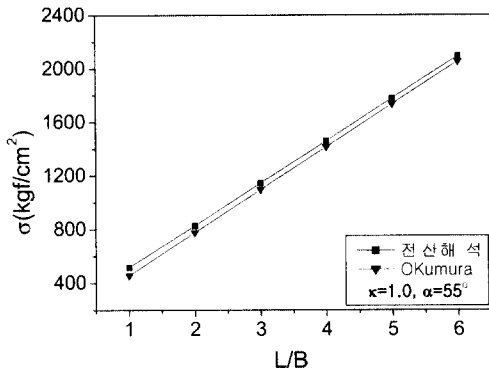
그림 4. 매개변수에 따른 플랜지 유효폭비

### 3.3 기존설계식과 유한요소해석 비교

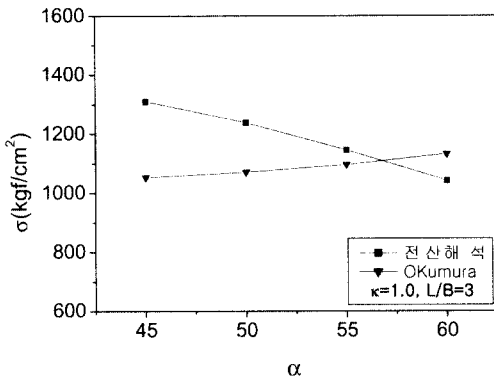
기둥-상자형보의 설계에 일반적으로 사용되고 있는 Okumura(奥村)등의 설계식의 타당성을 검토하기 위하여 기존의 식 등을 통해 구한 결과와 전산해석의 결과를 비교하였다. 그 결과 값은 그림 5~7과 같다.

#### 3.3.1 플랜지 수직응력 비교

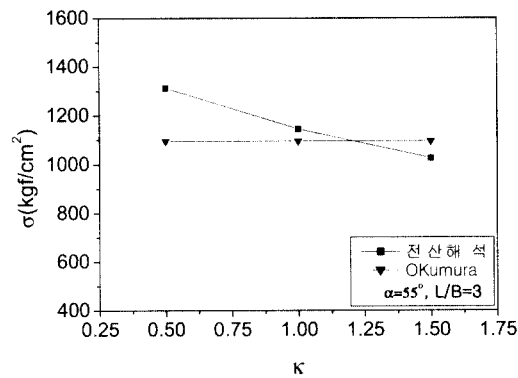
기존의 Okumura(奥村)의 플랜지 수직응력식 (4)와 유한요소해석 치를 비교분석하였다. 그 결과 아래 그림 5(a)는 접합각도( $\alpha = 55^\circ$ , 강성비( $k$ )=1.0, 상자형보의 폭에 대한 전단지간길이( $L/B$ )가 1에서부터 6까지 변화할 때 플랜지 수직응력의 분포이고, 그림 5(b)는 접합각도( $\alpha$ )에 따른 수직응력 분포로서 기존의 설계식은 접합각도가 감소함에 따라 수직응력은 과소평가, 증가함에 따라 과대평가됨을 알 수 있다. 그리고 그림 5(c)는 기둥의 강성이 약해질수록 플랜지 수직응력은 증가하나, 기존 설계식은 이를 고려하지 못함을 알 수 있다.



(a)  $L/B$ 에 따른 플랜지 수직응력

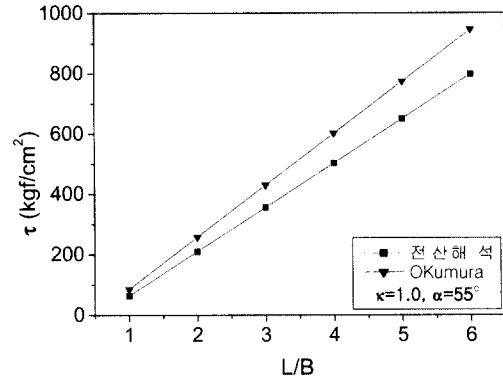


(b) 접합각도(α)에 따른 플랜지 수직응력

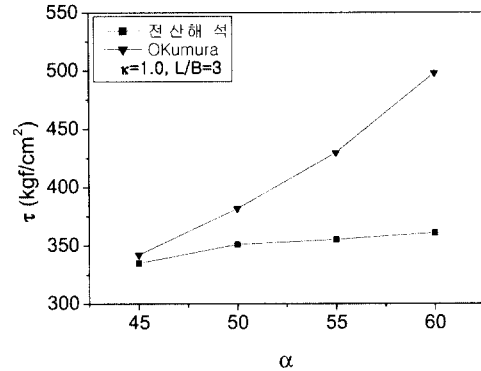


(c) 강성비( $k$ )에 따른 플랜지 수직응력

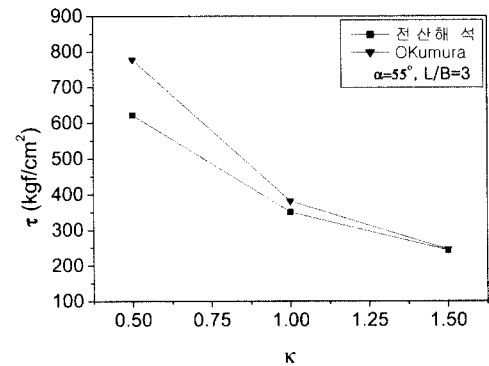
그림 5. 플랜지 수직응력 결과비교



(a)  $L/B$ 에 따른 패널 전단응력



(b) 접합각도(α)에 따른 패널 전단응력



(c) 강성비( $k$ )에 따른 패널 전단응력

그림 6. 패널 전단응력 결과비교

### 3.3.2 패널 전단응력 비교

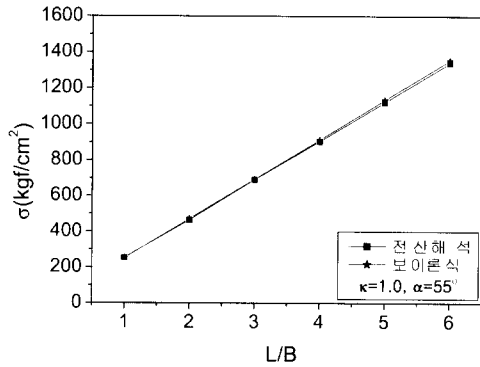
기준에 사용하고 있는 패널 전단응력식 (5)와 유한요소를 이용한 전산해석 치를 비교분석하였다. 그 결과 아래 그림 6(a)는 접합각도( $\alpha$ ) = 55°, 강성비( $k$ ) = 1.0일때, 상자형보의 폭에 대한 전단지간길이( $L/B$ )가 1~6에 대한 패널 전단응력의 분포이다.

그림 6(b)를 보면 패널 전단응력은 접합각도( $\alpha$ )가 증가함에 따라 패널 전단응력은 과대평가되는 경향이 있고, 그림 6(c)에서 기둥강성비가 감소함에 따라 패널 전단응력은 과대평가되는 경향이 있음을 알 수 있다.

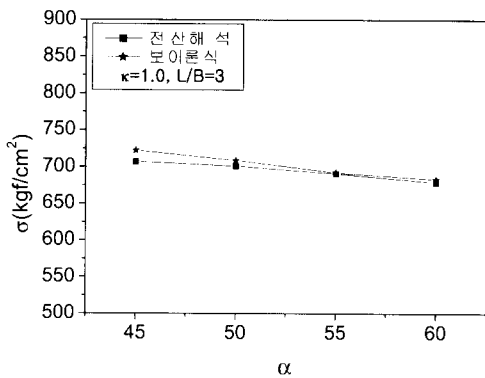
### 3.3.3 기둥 연직응력 비교

기준에 사용하고 있는 보이론식 (6)과 유한요소를 이용한 전산해석 치를 비교·분석하였다. 그 결과 아래 그림 7(a)는 접합각도( $\alpha$ ) = 55°, 강성비( $k$ ) = 1.0일때, 상자형보의 폭

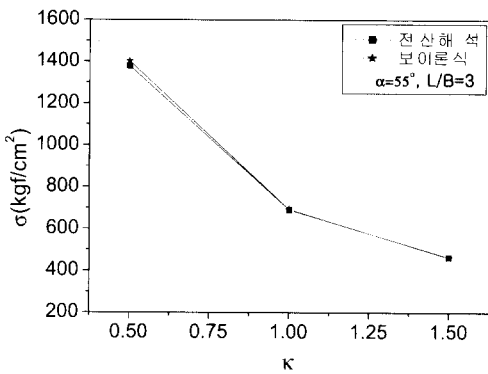
에 대한 전단지간길이( $L/B$ )가 1~6에 대한 기동 연직응력의 분포이다.



(a)  $L/B$ 에 따른 기동 연직응력



(b) 접합각도( $\alpha$ )에 따른 기동 연직응력



(c) 강성비( $k$ )에 따른 기동 연직응력

그림 7. 기동 연직응력 결과비교

그림 7(a)에서  $L/B$ 변화에 따른 응력분포는 거의 일치함을 알 수 있고, 그림 7(b)의 응력분포는 접합각도( $\alpha$ )가 45°일때, 약 3%정도의 차이를 나타내지만 그의 접합각도( $\alpha$ )에서는 대체로 일치한다. 그림 7(c)의 강성비( $k$ ) 매개변수에서 응력분포는 거의 일치함을 알 수 있다. 따라서 기동연직응력은 일반 보응력 산정식(6)으로 적절히 평가 할 수 있음

을 알 수 있다.

#### 4. 응력평가식 제안 및 검토

3.3절에서 기존의 Okumura(奥村)등의 설계식이 전산해석의 결과와 큰 차이를 나타냄을 알 수 있었다. 따라서 기존의 설계식을 대신할 수 있는 플랜지 수직응력식과 패널 전단응력 산정식을 제안하고 타당성을 검토하였다.

##### 4.1 플랜지 수직응력 산정식

상자형보의 플랜지 수직응력식의 평가에 적용하기 위한 그림 8과 같이 상자형보의 하부플랜지 유효폭과 복부판 유효높이를 산정하기로 한다.

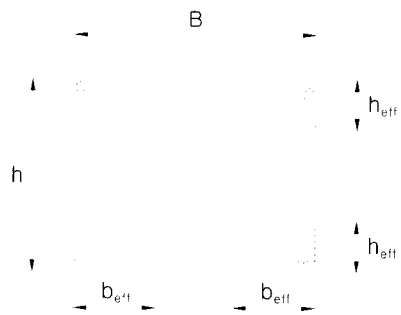
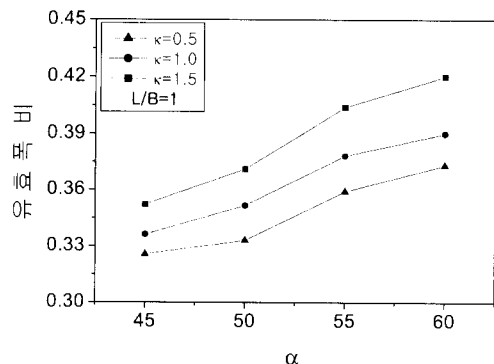


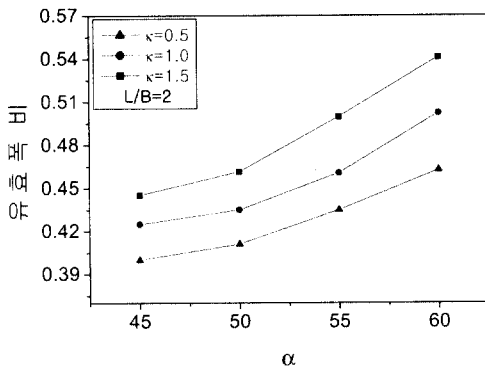
그림 8. 상자형보의 플랜지 유효폭 및 Web유효높이

##### 4.1.1 플랜지 유효폭비 산정

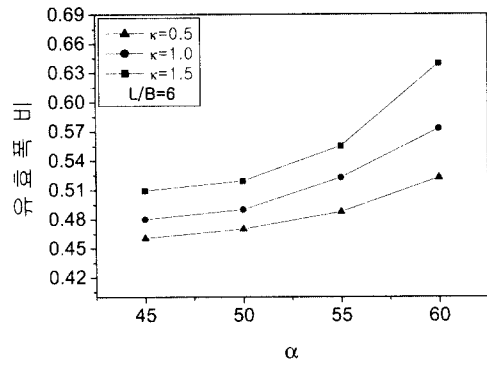
앞서 기술한 매개변수를 이용하여 전단지연에 영향을 미치는 수직하중에 의한 휨만을 고려하여 전산해석을 하였고, 그 결과를 응력 집중이 큰 상자형보 하부플랜지의 응력값으로 유효폭비를 산정하였다. 아래 그림 9는 접합각도( $\alpha$ )와 강성비( $k$ )에 따른 유효폭비의 변화이다.



(a) 플랜지 유효폭비( $L/B=1$ )

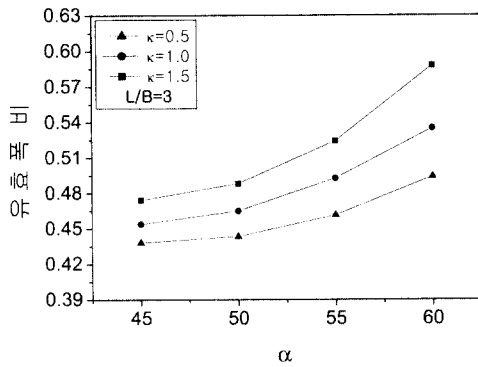


(b) 플랜지 유효폭비(  $L/B=2$  )

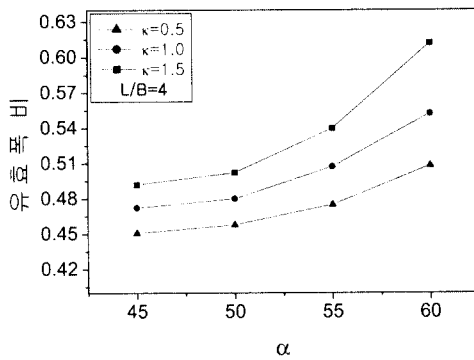


(f) 플랜지 유효폭비(  $L/B=6$  )

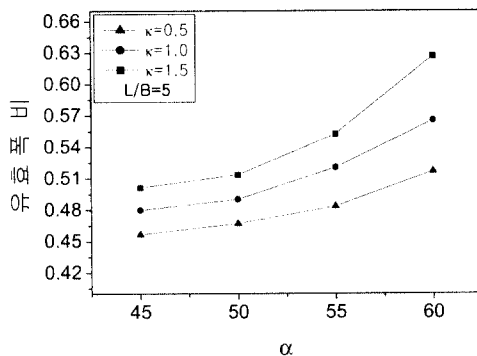
그림 9. 플랜지 유효폭비



(c) 플랜지 유효폭비(  $L/B=3$  )



(d) 플랜지 유효폭비(  $L/B=4$  )



(e) 플랜지 유효폭비(  $L/B=5$  )

그림 9의 결과값을 이용한 회귀분석에 의해 플랜지 유효폭비 산정식을 결정하였다. 아래 식 (7)은 접합각도( $\alpha$ ), 강성비( $k$ )의 매개변수를 고려하기 위하여 황원섭등(2004)이 사각기둥 강재교각 접합부에 대해 제안한 유효폭비 산정식에  $c_1, c_2$ 계수를 추가로 고려하는 것으로 제안하였다.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{c_1 \times \left(\frac{L}{B/2}\right) - 0.83\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} + 2.409\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} \left(\frac{1}{S+3}\right)}{c_2 \times \left(\frac{L}{B/2}\right) + 2.409\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} \left(\frac{1}{S+3}\right)} \quad (7)$$

$$\text{여기서, } c_1 = 0.4874 + 0.0116\alpha - 0.05k$$

$$c_2 = 2.6278 - 0.0085\alpha - 0.3375k$$

#### 4.1.2 복부판의 유효높이비 산정

상자형보의 플랜지 수직응력 제안식에 고려되는 복부판의 유효높이비 산정은 전단지연에 영향을 미치는 수직하중에 의한 휨만을 고려하여 전산해석을 수행하였다. 복부판 높이방향으로 수직응력분포는 그림 10에 보인바와 같이 일반적인 상자형보와는 달리 전단지연의 영향에 의해 플랜지 인접부에서 집중적으로 응력을 부담하는 것을 알 수 있다.

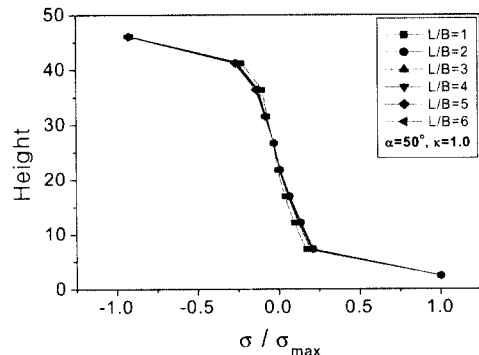
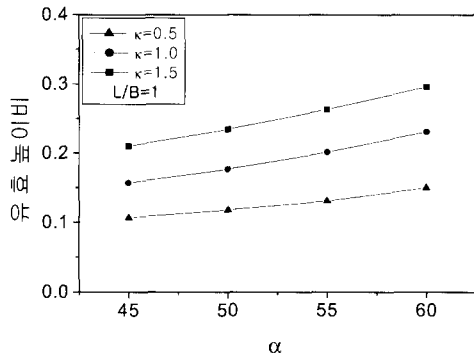
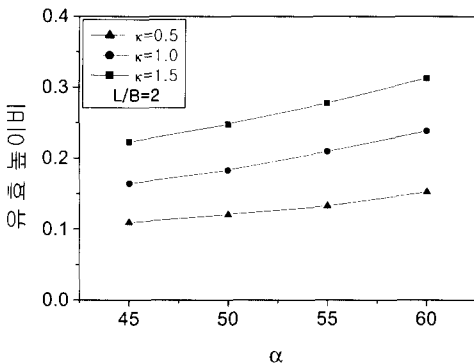


그림 10. 휨에 의한 복부판 응력 분포

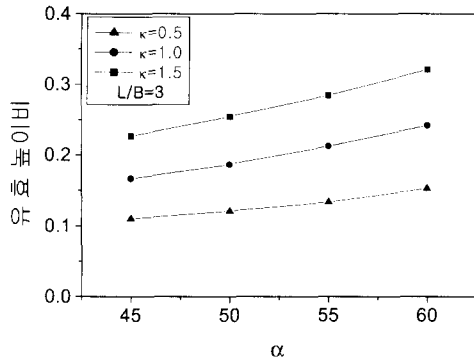
아래 그림 11은 복부판 유효높이비 ( $h_{eff}/h$ )의 변화를 정리한 것이다.



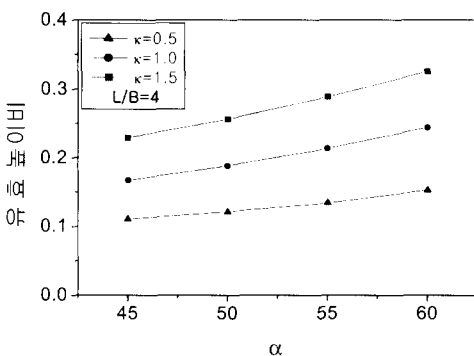
(a) 복부판 유효높이( $L/B=1$ )



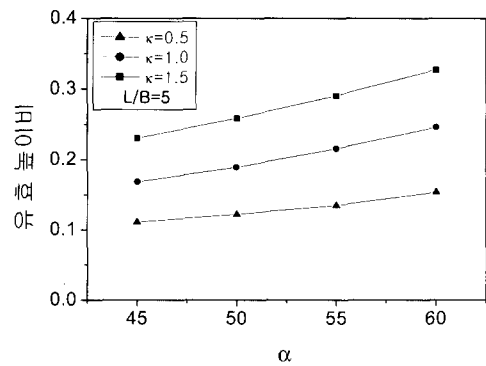
(b) 복부판 유효높이( $L/B=2$ )



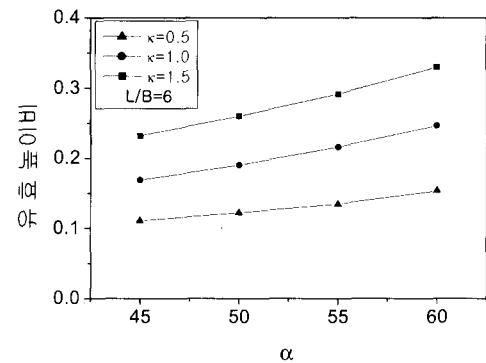
(c) 복부판 유효높이( $L/B=3$ )



(d) 복부판 유효높이( $L/B=4$ )



(e) 복부판 유효높이( $L/B=5$ )



(f) 복부판 유효높이( $L/B=6$ )

그림 11. 복부판 유효높이

그림 11의 결과값을 이용한 회귀분석에 의해 복부판 유효높이 산정식을 아래 식 (8)과 같이 제안한다.

$$h_{eff} = (1.0568 + 2.7975k + 0.0546 \frac{L}{B}) \times (0.026 \times \alpha - 0.17) \quad (8)$$

여기서,  $\alpha$  : 집합각도(degree)

#### 4.1.3 플랜지 수직응력 제안식

4.1.1절 플랜지 유효폭비와 4.1.2절 복부판의 유효높이를 고려하여 플랜지의 축방향 수직응력 평가식을 아래 식 (9)와 같이 제안한다.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_{eff}} \cdot y \quad (9)$$

여기서,  $\sigma$  : 플랜지 수직 응력 ( $\text{cm}^2$ )

$y$  :  $h/2$  (cm)

$A$  : 상자형보의 면적 ( $\text{cm}^2$ )

$I_{eff} = I_{eff}^{flg} + I_{eff}^{web}$  ( $\text{cm}^4$ )



### 4.2 패널부 전단응력 산정식

패널부의 전단응력 검토식은 기존 설계식인 2.2절 식 (5)를 적용하기로 한다. 그러나 그림 6에 보인 바와 같이 기존식은 접합각도가 증가함에 따라 패널부의 전단응력을 과도하게 평가하는 것을 감안하여 원형기둥의 등가 사각형 패널폭  $d_2$ 를 대신해서 원형기둥의 직경을 사용하는 다음 식 (10)으로 계산하는 것을 제안한다.

$$d_e = (c_3 - \frac{\alpha}{300}) \times d \quad (10)$$

여기서,  $d$  : 기둥직경

$\alpha$  : 접합각도(degree)

$$c_3 = 0.04k^2 - 0.18k + 1$$

### 4.3 기둥 연직응력 산정식

기둥 연직응력은 기존 설계식인 2.3절 원형기둥의 축방향 응력의 일반 보응력 산정식인 식 (6)으로 적절히 평가 할 수 있다. 따라서 기존의 설계식인 식 (6)을 사용하기로 한다.

### 4.4 응력평가 제안식 적용예

접합각도( $\alpha$ )=52.5°, 전단지간/보의 폭비( $L/B$ )=3, 기둥의 휨강성/보의 휨강성비( $k$ )=0.7의 매개변수를 이용하여 제안식으로부터 적용 및 계산하였다. 사용매개변수에 대한 모델의 재원을 아래 표 1과 같다.

표 1. 모델 재원( $\alpha=52.5^\circ$ ,  $L/B=3$ ,  $k=0.7$ )

$t_f$ (cm)	$t_w$ (cm)	$t_c$ (cm)	B(cm)	L(cm)
1.2	1.15	0.8	46.65	139.95

#### 4.4.1 플랜지 수직응력 계산

(1) 플랜지 유효폭 계산

$$\begin{aligned} c_1 &= 0.4874 + 0.0116\alpha - 0.05k \\ &= 0.4874 + 0.0116 \times 52.5 - 0.05 \times 0.7 \\ &= 1.061 \\ c_2 &= 2.6278 - 0.0085\alpha - 0.3375k \\ &= 2.6278 - 0.0085 \times 52.5 - 0.3375 \times 0.7 \\ &= 1.945 \end{aligned}$$

$$b_{eff} =$$

$$\begin{aligned} & \frac{c_1 \times (\frac{L}{B/2}) - 0.83\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} + 2.409\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} (\frac{1}{S+3})}{c_2 \times (\frac{L}{B/2}) + 2.409\sqrt{\frac{6S+18}{6S+3}} (\frac{1}{S+3})} \times \frac{B}{2} \\ &= \frac{1.061 \times (\frac{139.95}{23.325}) - 0.83\sqrt{\frac{6+18}{6+3}} + 2.409\sqrt{\frac{6+18}{6+3}} \times \frac{1}{4}}{1.945 \times (\frac{139.95}{23.325}) + 2.409\sqrt{\frac{6+18}{6+3}} \times \frac{1}{4}} \times 23.325 \\ &= 11.052 \text{ cm} \end{aligned}$$

(2) Web의 유효높이 계산

$$\begin{aligned} h_{eff} &= (1.0568 + 2.7975k + 0.0546 \frac{L}{B}) \\ & \quad \times (0.026\alpha - 0.17) \\ &= (1.0568 + 2.7975 \times 0.7 + 0.0546 \times 3) \\ & \quad \times (0.026 \times 52.5 - 0.17) \\ &= 3.799 \text{ cm} \end{aligned}$$

(3) 단면치 및 강성 계산

$$\begin{aligned} A_{flg} &= 46.65 \times 1.2 \times 2EA = 111.96 \text{ cm}^2 \\ A_{web} &= 48.5 \times 1.15 \times 2EA = 111.55 \text{ cm}^2 \\ A &= A_{flg} + A_{web} = 223.51 \text{ cm}^2 \\ I_{eff}^{flg} &= \frac{b_{eff} \cdot h^3}{12} + A_{flg}^{flg} \cdot y^2 \\ &= \left\{ \frac{11.052 \times 1.2^3}{12} + 13.263 \times 24.25^2 \right\} \times 4EA \\ &= 31203.29 \text{ cm}^4 \\ I_{eff}^{web} &= \frac{t_w \cdot h_{eff}^3}{12} + A_{web}^{web} \cdot y^2 \\ &= \left\{ \frac{1.15 \times 3.799^3}{12} + (3.799 \times 1.15) \right. \\ & \quad \left. \times (24.25 - \frac{3.799}{2})^2 \right\} \times 4EA \\ &= 8750.24 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_{eff} = I_{eff}^{flg} + I_{eff}^{web} = 39953.52 \text{ cm}^4$$

(4) 플랜지 수직응력

$$\begin{aligned} N &= 20 \times 1000 \times \cos 45^\circ = 14142.14 \text{ kgf} \\ M_1 &= 20 \times 1000 \times \sin 45^\circ \times 139.95 \\ &= 1979191.88 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \\ \sigma &= \frac{N}{A} + \frac{M_1}{I_{eff}} \cdot y \\ &= \frac{14142.14}{223.51} + \frac{1979191.88}{39953.52} \times 24.25 \end{aligned}$$

$$= 1264.55 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\approx 1285.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (전산해석치)}$$

#### 4.4.2 패널부 전단응력 계산

(1) 보 및 기둥에 작용하는 집중력

$$M_2 = 14142.14 \times (L + R \cos 52.5^\circ) - 14142.14 \times \frac{h}{2}$$

$$= 1889389.32 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$c_3 = 0.04k^2 - 0.18k + 1$$

$$= 0.04 \times 0.7^2 - 0.18 \times 0.7 + 1 = 0.894$$

$$d_e = (c_3 - \frac{a}{300}) \times d$$

$$= (0.894 - \frac{52.5}{300}) \times (29.4 \times 2) = 42.25 \text{ cm}$$

$$F_{i1} = \frac{M_1}{d_1} + \frac{N_1}{2}$$

$$= \frac{1979191.88}{48.5} + \frac{14142.14}{2}$$

$$= 47879.15 \text{ kgf}$$

$$F_{i2} = \frac{M_2}{d_e} + \frac{N_2}{2}$$

$$= \frac{1889389.32}{42.25} + \frac{14142.14}{2}$$

$$= 51786.45 \text{ kgf}$$

(2) 패널부 전단응력

$$\tau_{i1} = \frac{F_{i1} - S_2}{2 \times d_e \times t} = \frac{47879.15 - 14142.14}{2 \times 42.25 \times 0.8}$$

$$= 499.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (적용치)}$$

$$\tau_{i2} = \frac{F_{i2} - S_1}{2 \times d_1 \times t} = \frac{51786.45 - 14142.14}{2 \times 48.5 \times 0.8}$$

$$= 485.10 \text{ kgf/cm}^2$$

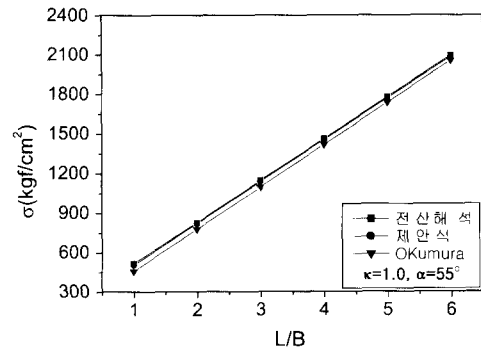
$$\therefore \tau_{i1} \approx \tau_{i2} \approx 518.8 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (전산해석치)}$$

### 4.5 제안한 응력평가식의 타당성 검토

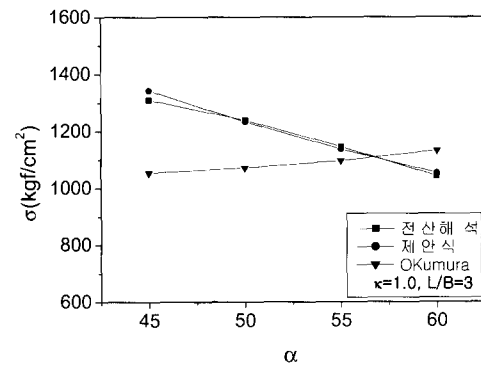
본 연구에서 제안하는 응력평가식의 타당성을 알아보기 위하여, 4.4절의 방법으로 구한 제안식의 결과를 유한요소해석과 기존의 설계식인 Okumura(奥村)등의 식으로 구한 결과와 비교·검토하였다. 그 결과 아래 그림 12~13에서 제안식의 타당성을 확인 할 수 있다.

#### 4.5.1 플랜지 수직응력 제안식 검토

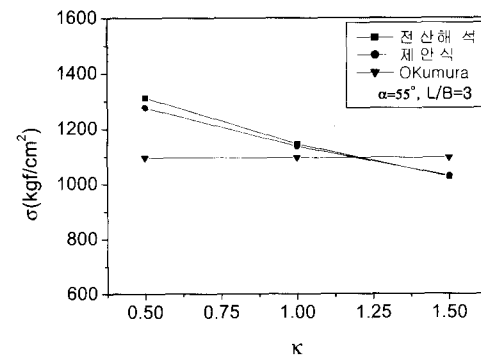
식 (9)의 타당성을 아래 그림 12와 같이 검토하였다.



(a) L/B에 따른 플랜지 수직응력



(b) 접합각도(α)에 따른 플랜지 수직응력

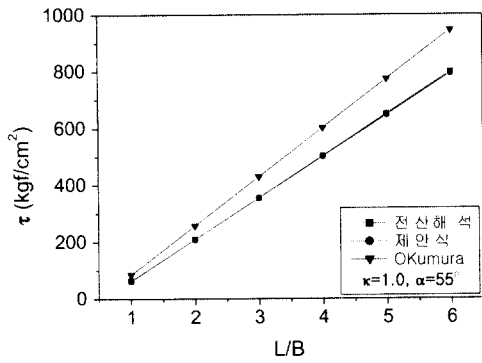


(c) 강성비(k)에 따른 플랜지 수직응력

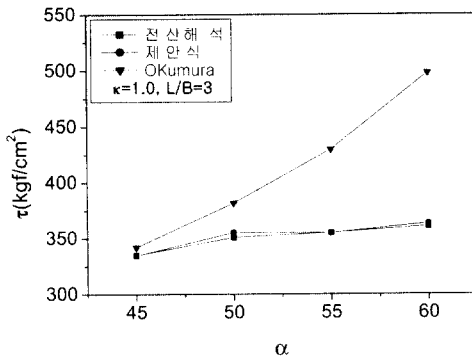
그림 12. 플랜지 수직응력 제안식 검토

#### 4.5.2 패널부 전단응력 제안식 검토

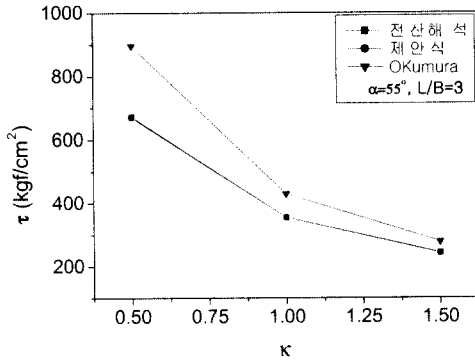
식 (10)의 타당성을 아래 그림 13과 같이 검토하였다.



(a)  $L/B$ 에 따른 패널 전단응력



(b) 접합각도 ( $\alpha$ )에 따른 패널 전단응력



(c) 강성비 ( $k$ )에 따른 패널 전단응력

그림 13. 패널 전단응력 제안식 검토

### 5. 극한 내하력 해석

허용응력 대비 극한 내하력의 안전성을 검토하기 위해 재료 및 기하 비선형 해석을 수행하였다. 안전율을 결정하기 위해 항복하중은 아래 그림 14와 같이 결정하였다.

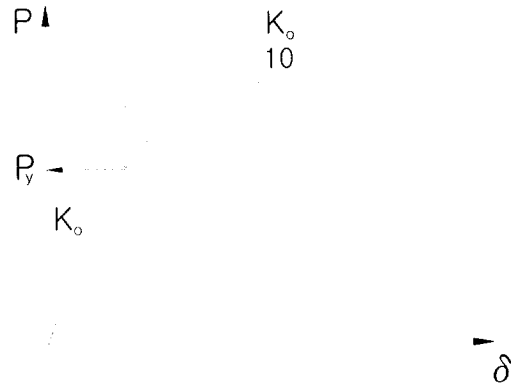
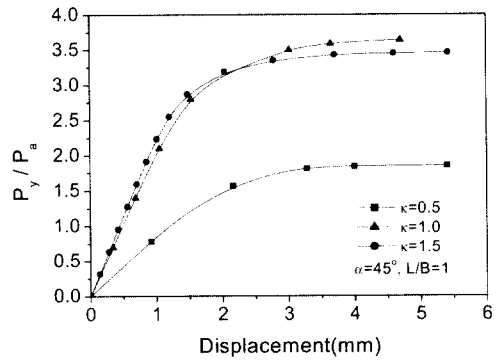
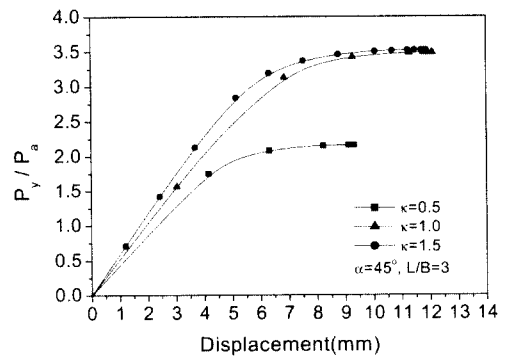


그림 14. 항복하중 결정

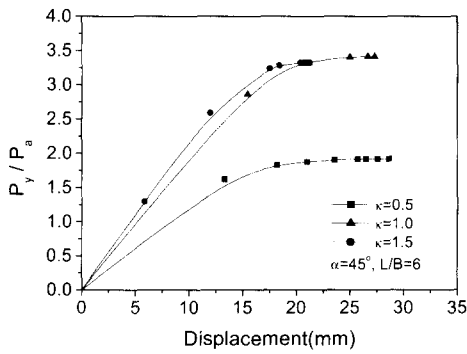
그림 14에서 결정된 항복하중( $P_y$ )과 제안식으로 구한 허용하중( $P_a$ )을 이용하여 아래 그림 15와 같이 안전율 선도를 나타내었다. 허용하중( $P_a$ )이란 접합부의 보 플랜지 또는 기둥부의 연직응력 중 큰 값이 허용응력에 도달하였을 때의 하중을 뜻한다.



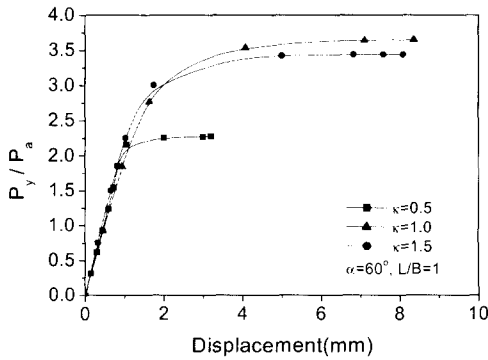
(a)  $\alpha = 45^\circ, L/B = 1$



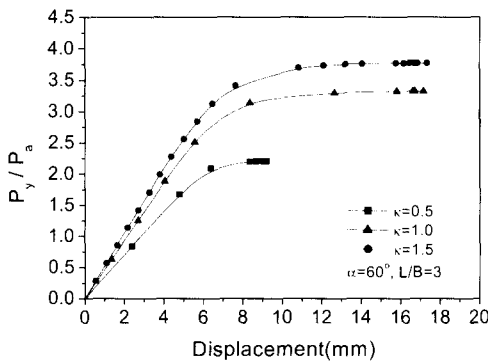
(b)  $\alpha = 45^\circ, L/B = 3$



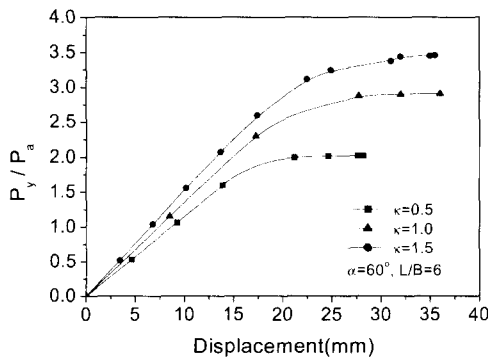
(c)  $\alpha = 45^\circ, L/B = 6$



(d)  $\alpha = 60^\circ, L/B = 1$



(e)  $\alpha = 60^\circ, L/B = 3$



(f)  $\alpha = 60^\circ, L/B = 6$

그림 15. 변위에 대한 안전율

허용응력에 대한 극한내하력의 안전율은 보통 1.7을 사용하고 있다. 그림 15에 보인 것과 같이 모든 매개변수의 전산 해석을 확인·검토한 결과가 1.7이상임을 알 수 있었다. 따라서 본 연구에서 제안한 응력평가식이 안전율과 극한 내하성능을 만족함을 확인할 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 원형기둥-상자형보로 된 강재교각 접합부의 응력평가에 대한 연구를 수행하였다. 먼저 합리적인 응력평가식을 제안하기 위해 적정 매개변수, 즉 접합각도( $\alpha$ ), 전단지간/보의 폭비( $L/B$ ), 기둥의 휨강성/보의 휨강성비( $k$ )를 설정하고, 쉘 수렴도 테스트를 통해 적정 쉘모델을 사용하여 전산해석을 수행하였다. 해석결과 값들을 기존의 설계식인 Okumura식 등의 값과 비교·검토 후 회귀분석을 통하여 새로운 응력평가식을 제안하였다. 본 논문의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 기존의 설계식에서 플랜지 수직응력은 강성이 약해질수록, 접합각도가 감소할수록 과소평가되었다. 이에 제안식(9)로 상자형보 플랜지의 수직응력을 보다 적절하게 계산할 수 있다.
- (2) 기존의 설계식에서 패널부의 전단응력은 기둥강성비가 감소할수록, 접합각도가 증가할수록 과대평가 되었다. 이에 식(5)와 제안식(10)를 이용하여 적절히 계산할 수 있다.
- (3) 기둥 응력은 식(6)의 일반보응력 산정식으로 적절히 평가됨을 알 수 있다.
- (4) 재료 및 기하 비선형 해석을 통해 허용응력에 대한 안전율을 평가한 결과 본 연구에서 제안한 응력평가식이 적절한 내하성능을 만족함을 알 수 있다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부 지원과제 “승용차 전용 조립식 고가도로 건설기술 개발”(과제번호 02산학연F02-01)의 일부로서 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

- 건설교통부(1997) 강도로교 상세부 설계지침.  
 건설교통부(2000) 도로교설계기준, 한국도로교통협회.  
 김영필, 황원섭(2002) 상자형단면 접합부의 전단지연 파라메타 산정식, 대한토목학회논문집, pp. 38~41

- 김영필, 황원섭, 황민오(2003) 원형기둥 접합부 강도에 관한 접합각도와 다이아프램의 영향, 한국강구조학회 학술발표 논문집, pp. 263~270
- 방명석(1999) 鋼橋설계의 기초, 도서출판 건설도서, pp. 117~157
- 황원섭, 김영필(1998) 강재라멘교각 접합부의 응력 평가법, 한국 강구조학회 제10권 3호, pp. 327~338
- 황원섭, 박용명, 최원경, 김영필(2002) 비충진 및 충진 원형기둥-상자형보 접합부의 응력 분포특성, 한국강구조학회 논문집 제14권 3호, pp. 432~441
- 포항산업과학기술원(1998) 강재교각 설계요령, BR-D-98-007.
- 河井章好, 吉川紀, 林秀侃(1979) 鋼製ラーメン橋脚の設計と解説, 理工叢書, pp. 81~103, 218~227
- 三木千壽, 市千篤司, 坂本拓也, 田辺篤史, 時田英未, 下里哲弘(2002) 鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲勞特性, 토목학회논문집, pp. 361~371
- 西村宜男, 황원섭, 경갑수(1996) 隅角部の設計, 한국강구조학회지, 제8권 2호, pp. 59~70
- Hwang, W. S., Kim, Y. P., and Park, Y. M.(2004) Evaluation of shear lag parameters for beam-to-column connections in steel piers, *Structural Engineering and Mechanics An International Journal*, pp. 691~706
- L.S. Beedle and Jonhson(1951.6) Connection for Welded Continuous Portal Frames, *Welding J*, Vol 30.
- Shin Toh Chang, Fang Zhen Zheng(1987) Negative Shear Lag in Cantilever Box Girder with Constant Depth, *Journal of Structural Engineering*, Vol.113, No.1, pp. 20~35
- (접수일자 : 2004. 6. 22/ 심사일 2004. 7. 23 / 심사완료일 2004. 8. 27)