

각형강관 기둥 - H형강 보의 접합부 내력 평가 - 외측형 다이아프램 접합부를 중심으로 -

The Strength of Square Steel Tubular Column to H-beam Connections - Focused on the connections with outside-type diaphragm -

이 성 도¹⁾ · 김 필 중²⁾ · 김 규 석³⁾
Lee, Seong Do Kim, Pil Jung Kim, Kyu Suk

요 약 : 본 논문은 C.F.T구조에서 폐단면인 각형강관기둥과 H형강보의 접합방법중의 하나인 외측형 다이아프램을 대상으로 한다. 본 연구에서의 내력평가는 기존의 단순인장형 접합부 실험결과를 기초로 항복선이론을 이용한 내력평가, 범용 유한요소해석 프로그램을 이용한 비선형 해석, 규준식 등을 통하여 수행되었다. 항복선이론은 수정된 K. Morita 역확모델을 이용하였고, 범용 유한요소해석프로그램은 Abaqus/Standard를 사용하였으며 비탄성 정역학적 유한요소해석을 하였다. 규준식에서의 최대내력 예측식은 장기하중에 대한 계수와 재질을 고려한 항복비를 적용하였으며, 규준식에서의 항복내력은 비충전형의 경우 2.6의 안전율을 갖는 값으로 하였고, 충전형의 경우 2.2의 안전율을 갖는 값으로 하였다. 연구결과, 본 연구에 사용된 기존의 단순인장형 접합부 내력평가는 항복선이론, 유한요소해석, 규준식을 통하여 모두 가능한 것으로 판단되며, 이들 중 규준식이 기존의 실험결과를 가장 과소평가하였다. 유한요소 해석결과에서의 내력과 변형모들은 기존의 단순인장형 접합부 실험결과와 잘 일치하였다.

ABSTRACT : This paper focused on square steel tubular column to H-beam connections(concrete filled tubular) with an outside-type diaphragm. Based on the yield line theory and the nonlinear static FEM analysis, the specification equations were evaluated by comparing them with the previous result of the simplified tensile experiment[please check]. The yield line theory applied to the mechanical model theory revised by K. Morita, the nonlinear static FEM analysis using abaqus/standard, the ultimate strength equation in the specification equations using the factor for long-time loading, and the yield ratio according to material. The allowable strength in the specification equations applied the safety factors of 2.2 and 2.6 in the cases with and without filled concrete, respectively. Therefore, the evaluation of strength(for the previous result of the simplified tensile experiment in this study) was considered possible through the yield line theory, the nonlinear static FEM. analysis, and the specification equations. Likewise, the specification equations were seen to be an underestimate of the previous result of the simplified tensile experiment. The strength and displaced mesh in the FEM analysis approximated the previous result of the simplified tensile experiment.

핵심어 : C.F.T., 다이아프램, 항복선이론, 비탄성 정역학적 유한요소해석, 안전율

KEYWORDS : Concrete filled tubular, Diaphragm, yield line theory, Nonlinear static F.E.M. analysis, Safety factor

1. 서론

건축물의 구조체는 초고층화, 대형화되면서 자중에 의한 수직하중과 지진 및 풍하중 등의 수평하중에 더욱 많은 영향을 받게 된다. 이러한 구조체는 구조부재가 항복이후 최대 내력에 이르기까지 국부좌굴에 의한 내력의 저하없이 충분한 소

성변형능력과 내력을 갖추어야 한다.

이와 같은 목적에서 RC조, S조, SRC조에 이어 제4의 구조형식으로 불리우는 콘크리트충전 강관구조(Concrete-filled tubular, C.F.T.)는 이종소재인 강관과 콘크리트가 가지는 각각의 특성을 충분히 발휘하는 구조시스템으로, 대규모 건축물 구조체로써 주목되고 있다.

1) 정회원, 대주중공업(주) 철구조사업부, 공학석사
(Tel. 051-510-2350, Fax. 051-513-9596, E-mail : lsd0421@hananet.net)
2) 정회원, 인천전문대학 건축과 교수, 공학박사(pjkim@icc.ac.kr)
3) 정회원, 동국대학교 건축공학과 교수, 공학박사(kimks@dongguk.edu)

본 논문에 대한 토의를 2004년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

그러나 본 연구에서는 C.F.T.구조에서 가장 문제가 되는 것이 폐단면인 강관기둥과 보와의 접합방법으로 이러한 점을 감안하여, 기존의 외측형 다이아프램 단순인장 실험결과를 기초로하여 항복선이론과 유한요소해석 프로그램인 Abaqus, 그리고 규준식을 이용하여 접합부의 내력을 평가하였다.

본 연구는 C.F.T.구조의 접합부 형식에 따른 향후 국내의 콘크리트충전 강관구조 설계에 필요한 기초자료를 제시하는데 그 목적이 있다.

2. 내력평가방법

2.1 항복선이론

접합부에 관하여 이론적, 해석적 방법으로 고찰하는 데에는 수치해석적인 방법의 하나로써 유한요소법 등을 이용할 수 있지만, 강구조 접합부의 경우에는 강구조에서만 나타나는 국부좌굴현상 등을 고려하여 유한요소법에 적용시키기란 쉽지 않다. 강구조 접합부의 내력을 해석적으로 고찰하는데는 일반적인 플레이트의 소성해석으로 출발한 항복선 이론(Yield line theory)을 적용시킬 수 있다.

따라서 이 이론을 외측형 접합부에 적용시켜서 실험결과를 해석적으로 추정해 본다.

본 논문에서 단순인장형 모델의 접합부 항복내력은 기둥플랜지의 부담내력과 다이아프램의 부담내력을 누가한 것으로 평가하는 방법을 택하였으며, 이용될 역학모델은 그 적용 방법에 있어서 실험체를 적당히 평가할 수 있으리라 가정되는 수정된 K. Morita 역학 모델을 사용한다.

〈가정〉

- (1) 기둥 항복 메카니즘 및 보플랜지 양단의 항복역은 그림 1과 같다.
- (2) 접합부의 항복내력 sP_y 는 무보강 접합부로서 $b_c = B_b$ 의 경우 항복내력과 외다이아프램 부분의 인장 항복내력의 누가로 식 (1)로 평가된다.

$$sP_y = nP_y + (b_a + c t_f) t_d \cdot a \sigma_y \quad (1)$$

단, b_a : 외측형 다이아프램 보강길이의 2배

- (3) 항복선 AA, A'A'는 직선으로 가정한다.
- (4) 기둥 모서리부 곡률(r)의 영향은 고려하지 않는다.

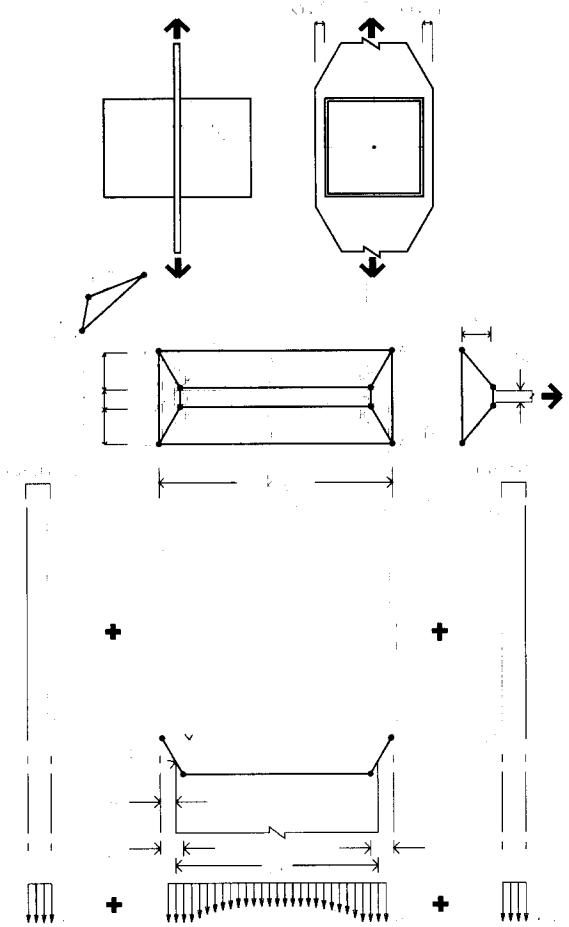


그림 1. 기둥 플랜지의 항복선 메카니즘

그림 1과 같이 외부다이아프램의 개구부의 너비가 강관기둥의 너비 보다 큰 경우, 외부다이아프램 접합부의 항복내력 sP_y 는 외부다이아프램의 부담내력과 강관기둥의 부담내력 nP_y 를 누가한 것에 의해 구한다.

항복선의 이론해석에서 강관기둥의 코너부 곡률의 취급에 대해서는 K. Morita에 의하면, 강관기둥 코너부의 강관표면 측에 발생한 변형도 분포를 측정된 결과, 강관 코너부의 웹 측 또는 플랜지 측 휨항복이 중앙위치보다 조기에 발생하는 것으로 측정되었다. 따라서 해석의 간략화를 위하여 강관 코너부의 곡률(r)의 영향을 무시하여, 항복선은 그림 1에 표시한 강관 플랜지 중심선과 강관 웹 중심선의 교점에 형성되는 것으로 가정한다.

항복선AA'의 항복모멘트는 식 (2)의 M_a 로 하고 기타 항복선에 대해서는 M_b 로 한다.

$$M_o = M_a = MIN \{ c t_f^2 \cdot \sigma_y / 4, a^2 \cdot \sigma_y / 4 \} \quad (2)$$

여기서, $MIN \{ \}$: 괄호안의 식 중 작은값,

a : 용접목두께, ${}_u\sigma_y$: 용접금속의 항복점

접합부의 항복내력시 보플랜지 단부는 응력집중에 의해 항복영역이 양단의 구간($y-m$)에만 발생한다. 보플랜지 양단의 항복역에는 기둥플랜지의 면외변형이 허용되고, 기둥플랜지에는 굽은 선으로 표시한 항복선이 형성된다. 또한, 항복선 AA'는 기둥 모서리 용접부의 중심선으로 한다. 여기서, x, y 는 미지수이다.

외부다이하프램의 부담내력은 다음과 같이 산정한다. 즉, 보플랜지에 작용하는 하중 P 가 한 일은 보플랜지가 접합된 외부다이하프램 부분에 면외변형 δ 가 발생한다고 가정하면 식 (3)이 된다.

$$W = E_i \quad (3)$$

$$- \text{외력이 한일 } W = P \cdot \delta \quad (4)$$

$$- \text{내력이 한일 } E_i = \sum M_i \theta_i \quad (5)$$

따라서, 보플랜지에서의 전체 외력이 한 일 ${}_bW_x$ 는 보플랜지 양단부 항복역의 하중이 한 일 ${}_bW_1$ 과 보플랜지 중앙부 탄성역의 하중이 한 일 ${}_bW_2$ 로 구분하여 식 (6)과 같이 정리할 수 있다.

$$\begin{aligned} W &= {}_bW_1 + {}_bW_2 \\ &= (y^2 - m^2) \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y \cdot \theta_1 \\ &\quad + \{ P - 2(y - m) \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y \} \cdot \delta \end{aligned} \quad (6)$$

여기서, t_b : 보플랜지의 두께이며, θ_1 : δ/y ,
 ${}_b\delta_y$: 보플랜지의 항복점

기둥플랜지에서의 내력이 한 일 ${}_cE_i$ 는 식 (13)과 같이 정리할 수 있으며, 여기서 기둥플랜지에서의 회전각 $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ 는 항복선의 기하학적인 관계에 의해서 결정되며, θ_1 은 항복선 AA', BB'에 대하여 δ/y , θ_2 는 항복선 AA, A'A, BB, B'B'에 대하여 δ/x , θ_3 는 항복선 AB, A'B'에 대하여 $\delta\sqrt{x^2+y^2}/(x \cdot y)$ 이다.

$${}_cE_{1,2} = 2M_a \cdot (2x + t_r) \cdot \theta_1 \quad (7)$$

$${}_cE_{3,4} = 2M_p \cdot b_c \cdot \theta_2 \quad (8)$$

$${}_cE_{5,6} = 2M_p \cdot t_r \cdot \theta_1 \quad (9)$$

$${}_cE_{7,8} = 2M_p \cdot (b_c - 2y) \cdot \theta_2 \quad (10)$$

$${}_cE_{9,10,11,12} = 4M_p \cdot \sqrt{x^2 + y^2} \cdot \theta_3 \quad (11)$$

$${}_cE_i = {}_cE_{1,2} + {}_cE_{3,4} + {}_cE_{5,6} + {}_cE_{7,8} + {}_cE_{9,10,11,12} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} {}_cE_i &= 2M_a(2x + t_r) \cdot \theta_1 \\ &\quad + 2M_p \{ t_r \cdot \theta_1 + 2(b_c - y) \cdot \theta_2 + 2\sqrt{x^2 + y^2} \cdot \theta_3 \} \\ &= 2\{ (M_a + M_p)(2x + t_r)/y + 2M_p \cdot b_c/x \} \cdot \delta \end{aligned} \quad (13)$$

따라서, 항복내력 ${}_uP_y$ 는 다음과 같이 결정된다.

$$\begin{aligned} P &= 2\{ (M_a + M_p)(2x + t_r)/y + 2M_p \cdot b_c/x \\ &\quad + (y - m)^2 \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y/y \} \end{aligned} \quad (14)$$

여기서, 미지수 x, y 는 P 가 최소로 되는 조건으로부터 식 (15), (16)을 만족해야 한다.

$$\frac{\partial P}{\partial x} = 4\{ (M_a + M_p)/y - M_p \cdot b_c/x^2 \} = 0 \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial P}{\partial y} &= t_b \cdot {}_b\sigma_y - \{ 2(M_a + M_p)(2x + t_r) \\ &\quad - m^2 \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y \} / y^2 = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

식 (14), (15), (16)에 의해 무보강 접합부의 항복내력 ${}_uP_y$ 는 식 (17)로 된다.

$$\begin{aligned} {}_uP_y &= 2M_p \cdot b_c \cdot \frac{(4x + t_r)}{x^2} \\ &\quad + (M_a + M_p) \cdot \left\{ x - \frac{M_p}{M_a + M_p} \cdot \frac{m \cdot b_c}{x} \right\}^2 \cdot \frac{t_b \cdot {}_b\sigma_y}{M_p \cdot b_c} \end{aligned} \quad (17)$$

단, 식 (17)의 x 는 식 (18)의 해이다.

$$\begin{aligned} (M_a + M_p)^2 \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y \cdot x^4 - 4(M_a + M_p) \cdot M_p^2 \cdot b_c^2 \cdot x \\ - M_p^2 \cdot b_c^2 \cdot \{ 2(M_a + M_p) \cdot t_r + m^2 \cdot t_b \cdot {}_b\sigma_y \} = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

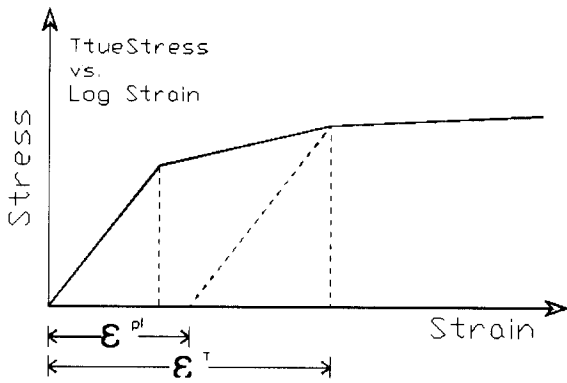
2.2 Abaqus를 이용한 해석

골조의 기둥-보 접합부는 지진 또는 폭풍시에 최대응력이 발생되는 곳을 접속되는 부위로서, 설계 내력상 가장 중요한 구조부이다. 그러나 콘크리트 충전 강관구조에서의 응력전달 기구는 아직 충분히 해석되어 있지 않은 형편이다.

본 연구에서는 단순인장형 접합부 모델 실험체 중 외측형만을 유한요소 해석 프로그램인 Abaqus ver.5.5를 이용하여 해석을 실시하였다.

2.2.1 해석모델

모델링은 고성능 유한요소 전/후처리 시스템 Hyper mesh 2.1을 사용하였으며, Finite element는 강관과 다이아프램에 두께를 가지는 2차원 Shell element인 Shell S3R과 S4R



$$\epsilon^{pl} = \epsilon^{Total} - \epsilon^{Elastic} = \epsilon^{Total} - \frac{\sigma}{E}$$

그림 2. 응력도-변형도 관계

그리고 콘크리트는 Solid type의 Beam element인 Three-dimension C3D8을 각각 사용하였다.

강관벽과 콘크리트의 접합면 거동에 대한 모델링은 콘크리트의 충전효과를 고려하기 위해서 그림 4에서와 같이 강관과 콘크리트의 경계면에 Small sliding contact element인 3D interface(inter4)를 사용하여 강관이 다이아프램에 의하여 압축을 받을 때는 응력이 콘크리트로 전달되고, 반대의 경우는 단지 강관만이 인장저항 하도록 하였다. 또한, 보플랜지 양단부에는 단면의 일부에 국부적으로 집중하중이 걸리지 않도록 하기 위하여 Multiple point constraint를 사용해서 단부의 절점들과 변위 제어점의 절점을 연결하였다.

각 재료의 특성은 실제 실험에 의한 강관 및 강판 그리고 콘크리트의 재료시험 결과를 사용하였다.

각 재료의 특성을 입력하기 위해서 항복응력도와 항복변형도를 이용하여 구한 탄성계수와 강재의 포아송비(0.33)를 사용하였으며, 비탄성영역의 응력도와 변형도 관계는 그림 2에서와 같이 비탄성 영역의 첫 변형도를 0으로 하여 각각의 응력도와 변형도를 최대강도까지 입력하였다. 그리고, 강관과 강판의 재료특성은 압축과 인장에서 동일하게 거동하는 응력도-변형도관계로 가정하였으며, 콘크리트의 인장 거동은 무시한다.

강관과 강판의 용접부는 같은 절점을 공유하여 하나의 부재처럼 거동하도록 모델링 하였다.

2.2.2 해석방법

해석에는 Abaqus/standard ver.5.5를 사용하여 비탄성 정역학적 해석(Nonlinear static analysis)을 하였다.

그림 3은 모델링된 단순인장형 접합부 모델 실험체의 형상을 나타낸 것이다.

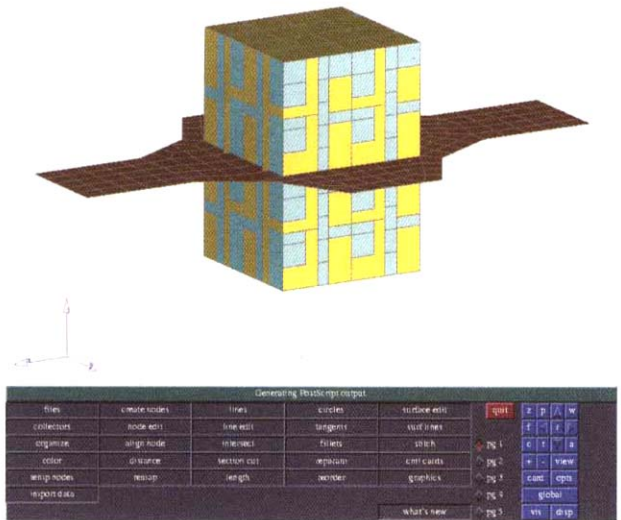


그림 3. 접합부 모델 실험체의 모델링 형상

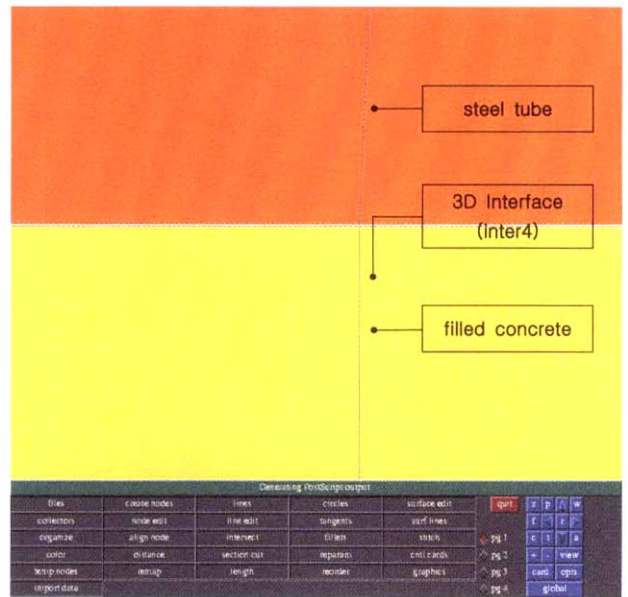


그림 4. 3D Interface(inter4)를 사용한 강관과 콘크리트의 경계면 형상

하중 및 변위 제어에 있어서 변위는 단순인장형 접합부 모델 실험체와 동일한 측정거리로 하였다.

제어조건(Stopping condition)은 하중을 계속 증가시키되 40tonf 이하로 제한하여 40tonf 이상이 될 때 해석을 중지하거나, 하중점의 변위가 40mm를 초과시 해석이 중단되는 방법인 R.I.K.S. method를 채택하였다.

2.3 각국 표준식

우리나라 및 일본의 강관구조 접합부의 설계기준에 의하면 충전 각형강관을 이용한 기둥-보 접합부로 2가지 형태의 외측형 다이아프램 형식과 1가지 형태의 관통형 다이아프램 형식의 3종류를 그림 5와 같이 선정하여 내력식을 규정하고 있다.

비충전의 경우, 장기하중에 대한 계수와 항복비를 적용하여 실험식에 2.6의 안전율을 갖는 값을 허용내력으로 정하고 있으며, 충전의 경우는 비충전 내력에 대하여 2.2의 안전율을 갖는 값으로 정하고 있다. 기준에서의 각형강관기둥 접합부의 국부변형에 대한 허용내력은 식 (19), (20)과 같다.

$$P_{max} = 3.85 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \cdot \sigma_{uf} \quad (19)$$

$$P_y = 0.58 P_{max} \quad (20)$$

P_{max} : 최대내력(kgf)

P_y : 항복하중(kgf)

σ_{uf} : 다이아프램의 인장강도(kgf/cm²)

2.3.1 콘크리트 비충전 접합부(외측형)

1) 대한건축학회, 강관구조설계기준및 해설(1997)

$$\theta \leq 30^\circ, P_a = 1.48 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \frac{F_1}{Y} \quad (21a)$$

$$\theta < 30^\circ \leq 45^\circ, P_a = \{(L+1.17R+0.41)t_s+A\} \frac{F_2}{1.5} \quad (21b)$$

[적용범위] $\frac{h_s}{D} \leq 0.4, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0$

$$\text{식 (21a)} \quad 17 \leq \frac{D}{t} \leq 67, \frac{D/2+h_s}{t_s} \leq \frac{24}{F_2}$$

$$\text{식 (21b)} \quad 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.5 \leq \frac{B_f}{D} \leq 1.0, L = 2h_s$$

2) 일본건축학회, 강관구조설계시공지침·동해설(1990)

$$\theta \leq 30^\circ, P_a = 1.48 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \frac{F_1}{Y} \quad (22)$$

[적용범위]

$$17 \leq \frac{D}{t} \leq 67, \frac{h_s}{D} \leq 0.4, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, \frac{D/2+h_s}{t_s} \leq \frac{24}{F_2}$$

2.3.2 콘크리트 충전 접합부(외측형)

1) 일본건축학회, 강관구조설계시공지침·동해설(1990)

$$\theta \leq 30^\circ, P_a = 1.75 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \frac{F_1}{Y} \quad (23a)$$

$$\theta \leq 30^\circ \leq 45^\circ, P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot \frac{F_1}{1.5} + 2(4t+t_s)t \cdot \frac{F_2}{1.5} \quad (23b)$$

식 (23a), (23b) 중 큰 값으로 한다.

$$\text{식 (23a)} \quad \frac{h_s}{D} \leq 0.1 t_f/t_s$$

$$\text{식 (23b)} \quad \frac{h_s}{D} \leq 0.15 t_f/t_s,$$

F_2 가 F_1 보다 클 경우, F_2 를 F_1 으로 한다.

[적용범위] $20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, t_s \geq t_f$

2) 일본건축학회, 강관콘크리트구조 계산기준·동해설(1980)

$$\theta \leq 30^\circ, P_a = 2.62 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \cdot \frac{f_t}{Y} \quad (24a)$$

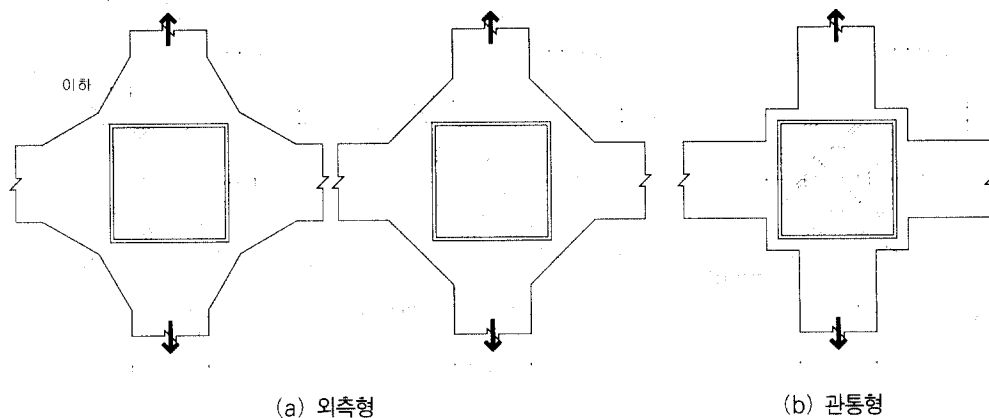


그림 5. 다이아프램 형식의 보강

$$\theta \leq 45^\circ, P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot f_s + 2(4t + t_s) t \cdot f_t \quad (24b)$$

식 (24a), (24b) 중 큰 값으로 한다.

[적용범위] $20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0$

3) 일본건축학회, 철골철근콘크리트구조 계산규준 · 동해설 (1987)

$$\theta \leq 30^\circ, P_a = 2.62 \left(\frac{t}{D} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{D} \right) \cdot D^2 \cdot \frac{f_t}{Y} \quad (25a)$$

$$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ, P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot f_s + 2(4t + t_s) t \cdot f_t \quad (25b)$$

식 (25a), (25b) 중 큰 값으로 한다.

[적용범위] $20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, t_s > t_f$

식 (25a) $\frac{h_s}{D} \leq 0.1 t_f/t_s$

식 (25b) $\frac{h_s}{D} \leq 0.15 t_f/t_s$

3. 기존실험결과

3.1 실험체 계획

본 연구에서의 접합부 보강형식은 외측형 다이아프램 보강 접합부로 계획하였다. 외측형은 보에서 전달되는 응력이 외부 다이아프램을 따라 전달되는 접합방법이다.

실험체의 기둥부재는 □-150×150×4.5 단면의 냉간성형 각형강관을 사용하였고, H형강보 플랜지의 두께는 9mm이다.

실험체의 사용재료는 콘크리트를 제외하고 모두 기성제품을 사용하였는데, 각형강관은 SPSR400, 다이아프램에 사용된 강관은 SS400, 충전용 콘크리트의 설계기준강도는 300 kgf/cm²이다.

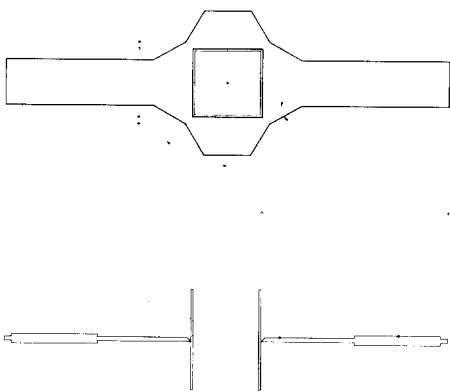


그림 6. 실험체 형상 및 치수

다이아프램의 보강길이(h_s)는 강관벽의 두께와 폭·폭두께비, 다이아프램 관두께와 항복비 등의 관계를 고려하여 정하고 있는 우리나라의 강관구조설계 시공지침·동해설(1997) 및 일본의 강관콘크리트구조 계산규준·동해설(1980), 일본 철골 철근콘크리트계산규준·동해설(1987)에서 $(D/2 + h_s)/t_s \leq 2A/F_2, 17 \leq D/t \leq 67, h_s/D \leq 0.4$ 의 적용범위를 역추적하여 15mm로 정하였다. 실험체의 형상 및 치수는 그림 6과 같다. 외측형 다이아프램을 적용한 단순인장형 접합부 모델실험에서의 실험체명은 강관기둥의 콘크리트 충전 유·무에 따라 각각 O-F와 O-H로 한다.

3.2 실험결과

3.2.1 재료시험결과

본 실험에 사용된 강재의 기계적 성질을 파악하기 위하여 KS B 0801, KS B 0802 금속재료 인장시험 방법에 준하여 각 부위마다 3개씩 인장시험편을 절취하여 제작·시험하였으며, 그 결과는 표 1과 같다. 콘크리트공시체는 $\Phi 15 \times 30$ (cm) 크기의 표준 공시체로 28일 압축강도시험 결과는 표 2와 같다.

표 1. 강재 시험편의 역학적 성질

시험편	σ_y (tonf/cm ²)	σ_u (tonf/cm ²)	σ_y/σ_u (%)	$E(\times 10^6)$ (tonf/cm ²)	Elo (%)
각형강관					
플랜지	3.27	4.08	80.1	2.179	34.04
□-150×150×4.5					
웹	3.32	4.13	80.4	2.210	32.26
PL-6t	2.66	4.56	58.0	2.195	23.18
PL-9t	3.23	4.44	72.7	2.008	27.80

표 2. 콘크리트 압축강도시험 결과

설계강도 (kgf/cm ²)	ϵ_c (%)	f_{ck} (kgf/cm ²)	E_c (kgf/cm ²)	Slump(cm)
300	0.2	307	262821	5

주) f_{ck} : 압축강도 (28일), ϵ_c : f_{ck} 일 때의 변형도

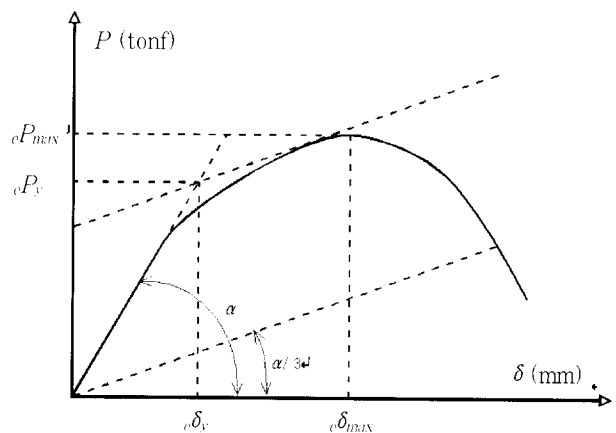


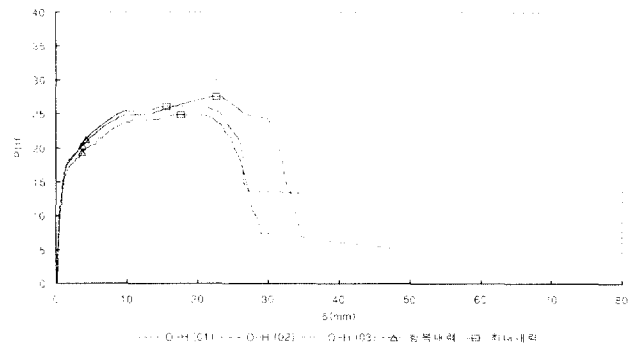
그림 7. 항복내력의 정의

3.2.2 모델실험결과

표 3과 그림 8은 축방향 단순 인장력을 받는 접합부 모델의 실험결과를 나타내었다.

단순인장형 접합부 모델 실험에서의 항복내력 eP_y 는 그림 7과 같은 방법으로 하중-변위관계 곡선에서 초기강성 구배를 갖는 직선이 초기강성 구배의 1/3되는 직선을 평행이동하여 하중-변위관계 곡선과 만날 때, 두 직선의 교점으로 정하였으며, $e\delta_y$ 는 항복내력시의 변위량이다.

또한, eP_{max} 와 $e\delta_{max}$ 는 최대내력과 최대내력시의 변위량이며, eK_i 는 초기강성을 나타낸다. F.M.은 종곡시의 파괴모드를 나타낸다.

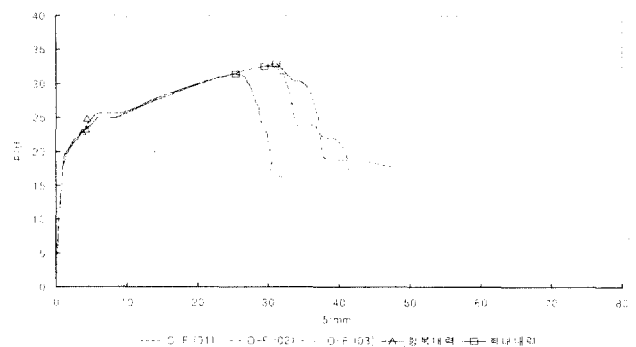


(a) O-H 접합부모델 실험체

3.2.2.1 초기강성

본 연구의 대상인 접합부 보강 형식과 콘크리트의 충전 유·무에 따른 각 실험체의 초기강성을 각각의 비교 대상에 대하여 표 3에 초기강성을 정리하여 나타내었다.

비충전 실험체에 대하여 충전 실험체의 초기강성을 비교한 초기강성 증가비(FKi/HKi)는 1.278로 나타났다.



(b) O-F 접합부모델 실험체

3.2.2.2 항복내력 및 최대내력

표 3은 각형강관기둥-H형강보 접합부를 단순 모델화한 단순인장형 접합부모델 실험체의 항복내력과 최대내력을 정리하여 나타낸 것이다. 비충전 실험체에 대하여 충전 실험체의 항복내력 및 최대내력을 비교한 내력증가비(FPy/HPy, FPmax/HPmax)는 1.132와 1.234로 나타났다.

단순 인장형 접합부 모델의 실험결과 강관기둥의 콘크리트의 충전은 항복내력에 있어서는 13%, 최대내력은 23%상승시켰으며, 특히, 최대내력을 크게 증대시켰다.

콘크리트 충전강관구조 접합부에서의 강관기둥에 충전된 콘크리트는 인장재하시 충전된 콘크리트가 강관기둥의 거동을 구속하여 다이아프램의 인장변형 및 기둥웨브의 휨변형을 방지함으로써 접합부의 항복내력(eP_y) 및 최대내력(eP_{max})을 증대시켰다.

4. 비교분석

4.1 내력평가결과 및 비교

단순인장형 접합부 모델 실험체의 항복내력(eP_y)과 그 예측식은 K. Morita가 제안한 역학 모델을 이용한 식 (17)을 적용하였다.

표 3. 단순인장형 접합부 모델실험 결과

실험체명	eP_y (tonf)		eP_{max} (tonf)		$e\delta_y$ (mm)	$e\delta_{max}$ (mm)	eP_y/HPy	eP_{max}/HP_{max}	eK_i (tonf/mm)		eK_i/HK_i	F.M
O - H	19.30	20.26	24.90	26.18	1.840	17.705	1.132	1.234	10.49	11.31	1.278	CT
	21.20		26.10		1.790	20.435			11.84			CT
	20.30		27.55		1.750	23.370			11.60			CT
O - F	23.20	22.96	32.50	32.30	1.620	31.870	1.132	1.234	14.32	14.45	1.278	CT
	22.85		33.00		1.550	25.415			14.74			CT
	22.80		31.40		1.540	30.325			14.29			CT

주) CT: 강관벽의 찢김

표 4. 내력평가결과 및 비교

실험 체명	eP_y (tonf)	eP_{max} (tonf)	sP_y (tonf)	P_a (tonf)	$abaP_y$ (tonf)	$abaP_{max}$ (tonf)	eP_y/sP_y	eP_{max}/sP_y	eP_y/P_a	eP_{max}/P_a	$eP_y/abaP_y$	$eP_{max}/abaP_{max}$
O-H	20.26	26.18	18.02	15.49	25.41	28.22	1.12	1.45	1.30	1.69	0.80	0.92
O-F	22.95	32.30		18.29	25.63	32.56	1.27	1.79	1.25	1.77	0.90	0.99

주) : eP_y, eP_{max} : 실험값에 의한 항복내력과 최대내력, sP_y, P_a : 항복선이론에 의한 허용내력과 규준식에 의한 허용내력
 $abaP_y, abaP_{max}$: 해석값에 의한 항복내력과 최대내력

표 4는 단순인장형 접합부 모델 실험체의 실험결과와 내력 평가결과를 비교하여 나타낸 것이다.

외측형의 경우, 일본의 철골철근콘크리트계산규준·동해설(1987)에 따르면 규준에서 정하고 있는 허용내력은 문형 골조를 대상으로 한 오랜 실험에서 얻어진 실험값들을 근거로 통째처리된 값들을 이용하여 예측된 값들이며, 비충전형의 경우, 장기하중에 대한 계수 1.5와 항복비(0.58)를 적용하여 최대내력 예측식에 2.6의 안전율을 갖는 값으로 정하고 있으며, 충전형의 경우는 2.2의 안전율을 갖는 값으로 정하고 있다. 비충전형의 경우, 본 실험값은 규준식에서 정하는 허용내력과 비교 할 때 적절히 평가하고 있는 것으로 판단되나, 충전형의 경우, 다소 과대평가하고 있는 것으로 나타났다.

표 4는 단순인장형 접합부 모델 실험체의 내력평가값 및 규준식을 비교한 것이며, 일본의 철골철근콘크리트계산 규준·동해설(1987)에서 정하는 예측식은 실험결과와 잘 일치하였다.

외측형 보강 접합부인 단순인장형 접합부 모델 실험체를 대상으로 한 해석 결과 하중-변위관계는 그림 9, 10과 같다.

각 실험체의 항복내력과 최대내력의 경우는 해석값에 대한 실험값의 비가 O-H실험체는 $eP_y/abaP_y=0.80$ 과 $eP_{max}/$

$abaP_{max}=0.90$, O-F실험체는 $eP_y/abaP_y=0.92$ 와 $eP_{max}/abaP_{max} =0.99$ 로 나타나 해석결과와 실험결과가 근접한 결과를 보였다.

4.2 실험값과 해석값의 초기강성 비교

표 5는 초기접선 강성의 1/3에 해당하는 기울기로 구한 항복하중과 0.5 P_y 에 해당하는 초기강성을 정량적으로 나타내어 정리한 것이다.

해석값에 대한 실험값의 초기강성 비교에 있어서 O-H 실험체는 $eK_i/abaK_i=0.81$, O-F실험체는 $eK_i/abaK_i=0.96$ 으로 나타나 해석결과와 실험결과가 근접한 결과를 보였다.

표 5. 실험값과 해석값의 초기강성 비교

실험체명	eK_i (tonf/mm)	$abaK_i$ (tonf/mm)	$eK_i / abaK_i$
O-H	12.81	13.90	0.92
O-F	14.45	15.07	0.96

주) eK_i : 실험값의 초기강성, $abaK_i$: 해석값의 초기강성

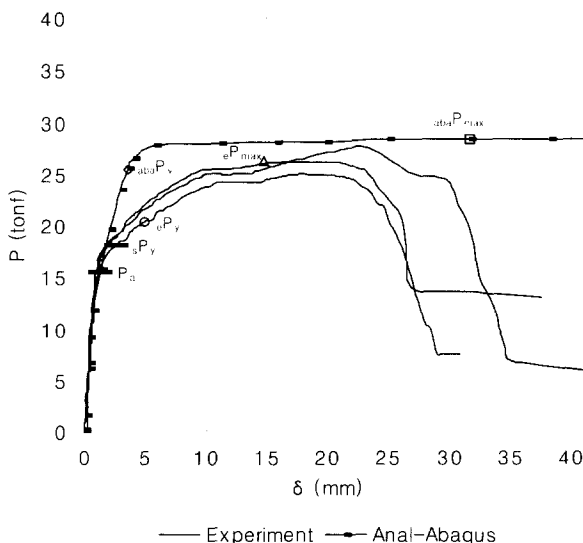


그림 9. 접합부 모델 실험체(O-H) 해석결과 하중-변위관계

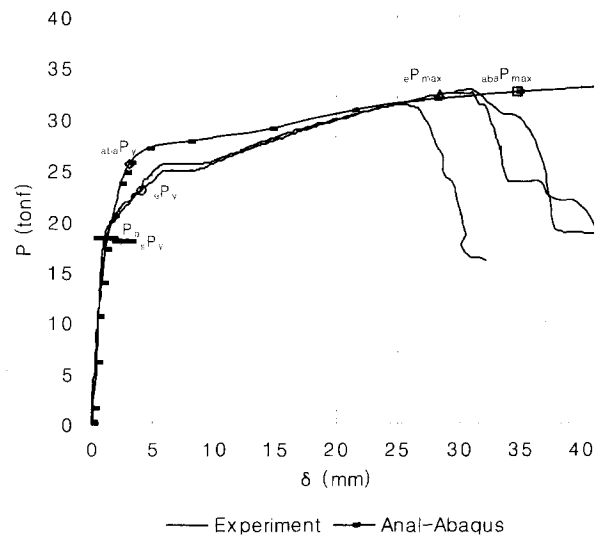


그림 10. 접합부 모델 실험체(O-F) 해석결과 하중-변위관계

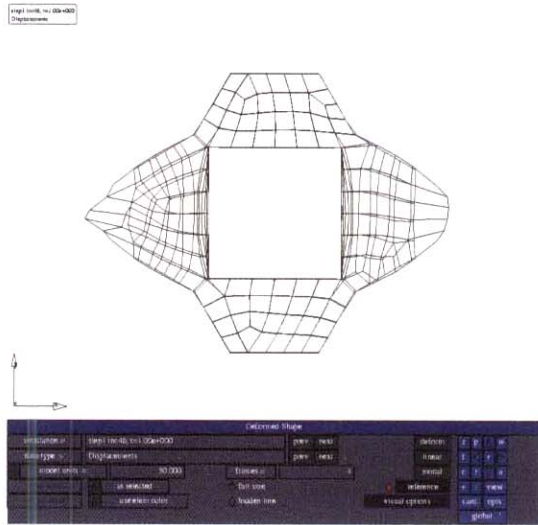


그림 11. 접합부 모델 실험체(O-H)의 Displaced mesh

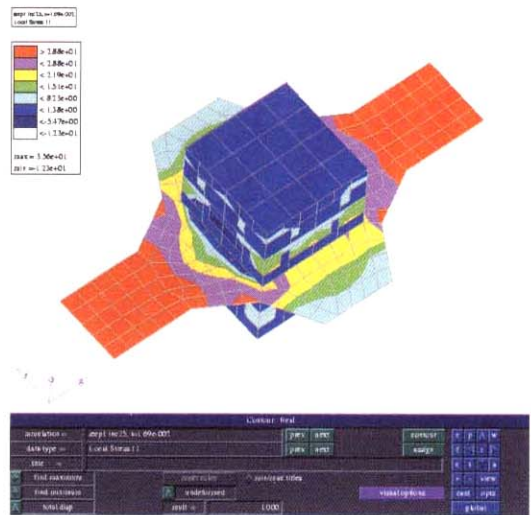


그림 14. 접합부 모델 실험체(O-F)의 Stress contour

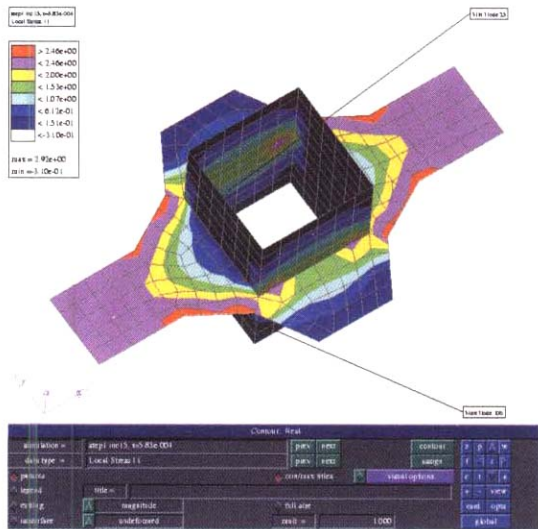


그림 12. 접합부 모델 실험체(O-H)의 Stress contour

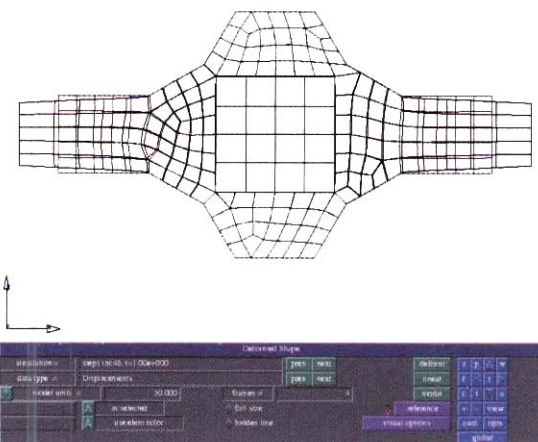


그림 13. 접합부 모델 실험체(O-F)의 Displaced mesh

4.3 소성변형능력 비교

구조부재가 변형능력이 크다는 것은 외력에 대한 에너지 흡수(소산)능력이 크다는 것을 뜻한다. 부재의 변형능력을 하중-변위 곡선에서 변위변형능력과 면적변형능력으로 구분하면 이 면적변형능력이 곧 에너지 흡수능력에 해당한다. 항복 이후의 변형능력은 소성변형능력으로서 아래의 식과 같이 정의할 수 있다.

$$\eta = \frac{e\delta_{max} - e\delta_y}{e\delta_y}$$

여기서, $e\delta_y$: 항복하중시의 변위, $e\delta_{max}$: 최대하중시의 변위

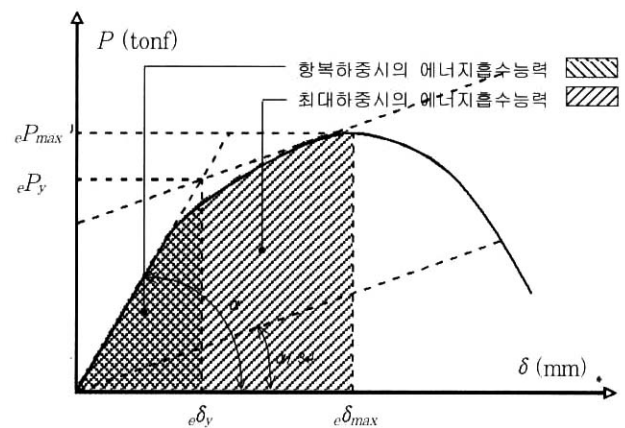


그림 15. 소성변형능력의 정의

단순인장형 접합부 모델 실험체를 대상으로 한 해석 결과 하중-변위관계는 그림 9, 10과 같으며, 항복내력과 최대내력

에서의 하중과 변위의 관계를 각 시험체의 주요변수인 콘크리트의 충전유·무에 따른 시험체의 소성변형능력을 표 6과 같이 정리하였다.

표 6. 소성변형능력(η) 비교

시험체명	$e-\eta$		$e-F\eta_{II}$	$aba-\eta$	$aba-F\eta_{II}$
O-H	8.622	10.464	1.681	7.567	1.351
	10.416				
	12.354				
O-F	18.673	17.587		10.226	
	15.397				
	18.692				

- 주) $e-\eta$: 시험값에 의한 소성변형능력
 $aba-\eta$: 해석값에 의한 소성변형능력
 $e-F\eta_{II}$: 시험값에 의한 O-H시험체에 대한 O-F시험체의 소성변형능력 비
 $aba-F\eta_{II}$: 해석값에 의한 O-H시험체에 대한 O-F시험체의 소성변형능력 비

콘크리트비충전 시험체에 대한 충전 시험체의 시험값에 의한 소성변형능력 비교에 있어서, 소성변형능력 비($e-F\eta_{II}$)는 1.681, 해석값에 의한 소성변형능력($aba-F\eta_{II}$)는 1.351로 나타났으며, 강관내부의 충전콘크리트가 소성변형능력의 증가에 있어서 매우 큰 영향을 미치는 것을 확인하였다.

위에서와 같은 실험결과를 통한 소성변형능력의 비교에서는 콘크리트 충전으로 인한 소성변형능력의 증가비는 외측형이 우수한 것으로 나타났다.

접합부 모델 시험체의 Displaced mesh는 그림 11, 13와 같으며, 그림 12, 14는 탄성영역에서의 Stress contour를 나타낸 것이다.

5. 결 론

- (1) 항복선이론, 기준값, 유한요소 해석에 의한 내력평가 결과는 기준값이 실험값을 가장 과소평가 하고 있는 것으로 나타났다.
- (2) 유한요소 해석에 의한 단순인장형 접합부모델 시험체의 초기강성은 실험결과에 따른 초기강성과 근접한 결과를 나타내었다
- (3) 유한요소 해석에 의한 항복내력과 최대내력은 기존의 단순인장형 접합부 실험결과와 잘 일치하였다.
- (4) 소성변형능력은 강관 내부의 충전된 콘크리트에 의하여 상당히 상승되어짐을 확인하였으며, 변형모들 또한 실험 결과와 잘 일치 하였다.

참 고 문 헌

李性道, 金弼中, 金圭石 : “단순인장형 콘크리트충전 각형강관 기둥-보 접합부의 내역에관한 실험적 연구”, 大韓建築學會 學術發表大會 論文集, 第18卷, 第1號, 通卷89號, 1998.4.25

李性道, 金弼中 : “반복하중을 받는 콘크리트 충전강관기둥-H형강보 골조의 강도에 관한 연구, 韓國鋼構造學會 論文集, 第10卷, 4號, 1998.12

李性道, 金弼中, 金圭石 : “반복수평력을 받는 충전각형강관기둥-H형강보의 내력에 관한 실험적 연구, 韓國鋼構造學會 學術發表大會 論文集, 第4號, 1998.6.13

金弼中, 반복수평력을 받는 충전 각형강관기둥-H형강보의 내력에 관한 실험적 연구, 韓國鋼構造學會學術發表 論文集, 1986. 5. 金谷 弘, 上場輝康, 角型鋼官柱・H形はり接合部の局部破壊, 日本建築學會構造界論文 報告集 第349號, 昭和 60年 3月

(접수일자 : 2003. 11. 12 / 심사일 2003. 11. 21 / 심사완료일 2004. 1. 15)