

콘크리트充塡 角形鋼管 기둥과 H형강 보 接合部の 비선형 유한요소해석

A Nonlinear FEM Analysis of Connections Between Concrete Filled Steel Tube Columns and H-Beams

윤 현 도* 김 용 철** 김 옥 룡 *** 이 훈 희****
Yun, Hyun-Do Kim, Ok-Ryong Kim, Ok-Ryong Lee, Hun-Hee

Abstract

The analytical studies included nonlinear finite element analysis of split-tee connection details subjected to axial load and lateral load. A three-dimensional model of the connections between CFT columns and H-beams has been developed. Both initial geometrical imperfections and residual stresses are taken into consideration. A geometrically nonlinear load-displacement analysis of the structure containing the imperfection is then performed, using the Riks method. Analytical results are compared with existing experimental results. Extensive parametric analyses are carried out to investigate the relation of the connections between CFT columns and H-beam to various parameters such as the axial load, column width-thickness ratio, and split-tee thickness.

Keywords : CFT Columns, Beam-Column Joints, FEM analysis, ABAQUS

1. 서 론

CFT기둥은 기존 철근콘크리트 구조 및 강구조에 비하여 콘크리트와 강관의 상호보완에 의한 강성, 강도 및 변형성능이 우수한 구조부재로써 국내외 초고층 및 대형구조물에서의 압축재로 널리 이용되고 있으며 이러한 경향은 지속적으로 증가하고 있는 추세이다.

현재까지 CFT기둥에 관한 연구^{(1),(2)}는 실험적 연구 뿐만 아니라 해석적으로도 여러 하중조건에 대하여 수행 되어온 반면, CFT기둥-보 접합부에 관한 연구는 시험체 설치 및 실험시설 등의 한계로 인하여 다소 제한적으로 진행되어 왔다. 그러므로, CFT 구조시스템을 구조물에 적용하기 위해서는 CFT기둥-보 접합부의 거동에 대한 보다 폭넓은 이해와 해석기법에 관한 수립이 요구된다.

* 정희원, 충남대 교수, 공학박사

** 정희원, (주)동양구조기술사사무소 소장

*** 정희원, (주)동양구조설계사무소 공학석사

**** 정희원, 충남대학교 대학원 석사과정

E-mail : 71008563@dreamwiz.com 042-821-5622

• 본 논문에 대한 토의를 2003년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 2003년 10월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

따라서 본 연구에서는 비선형 해석 구조해석 프로그램인 ABAQUS-Standard Version 5.8⁽³⁾을 이용하여, 기존 실험결과를 근거로 해석기법을 개발하고, 검증된 해석기법을 바탕으로 CFT 기둥-H형강 보 접합부 거동에 영향을 미치는 여러 변수에 대한 변수해석 (Parameter Analysis)을 실시하여, 이러한 변수분석 결과를 토대로 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 거동을 규명하고 합리적인 CFT 구조시스템 설계자료로 활용하는데 그 목적이 있다.

2. 모델의 재질과 특성

2.1 강재의 재료모델

ABAQUS에서는 연성적인 재료의 구성방정식에 응력과 변형률로써 진응력과 로그변형률을 이용하고 있다. 그러므로 강재의 일축 인장 실험결과를 근거로 다음과 같은 변환식을 이용하여 Fig. 1, 식(1) 및 (2)와 같이 강재의 응력-변형률 관계를 이상화하였다.

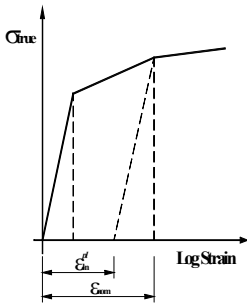


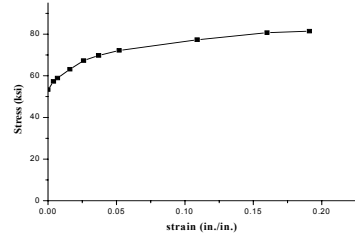
Fig. 1 진응력과 로그변형률 관계

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom}) \quad (1)$$

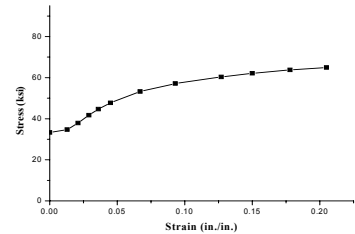
$$\epsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (2)$$

여기서, σ_{nom} 과 ϵ_{nom} 은 각각 공칭응력과 변형률이 고, E는 탄성계수이며, σ_{true} 와 ϵ_{ln}^{pl} 은 각각 진응력과 로그변형률을 나타낸다.

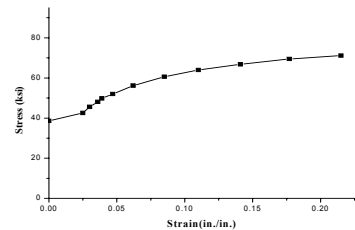
이와 같이 이상화한 강관, H형강 플랜지와 웨브, 그리고 T-Stiffener에 대한 응력도-변형률 선도들 각각 Fig. 2(a), (b), (c), (d)에 나타내었다.



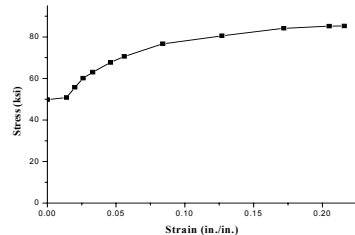
(a) 강관의 진응력-소성변형률 관계



(b) H형강 플랜지의 진응력-소성변형률 관계



(c) H형강 웨브의 진응력-소성변형률 관계



(d) T-Stiffener의 진응력-소성변형률 관계

Fig. 2 재료의 응력도-변형률 선도

강관, H형강 플랜지와 웨브, 그리고 T-Stiffener 플랜지와 웨브의 항복응력은 각각 51.0, 55.5, 33.3, 38.6, 49.8, 49.6 ksi 이며, 극한응력은 각각 68.3, 71.9, 61.0, 65.2, 75.3, 75.0 ksi 이다.

2.2 고력볼트의 재료모델

CFT 기둥-H형강 보를 접합하기 위해 기둥을 관통 시킨 A490의 직경 9/8"의 고력볼트가 사용되었다. 재료의 인장실험 결과를 Table 1에 나타내었으며, Fig. 3은 하중-변형률 관계곡선을 나타낸 것이다. 평균 항복강도와 최대 인장강도는 각각 115 kips와 130 kips이며, 실험에 의해 측정된 인장강도는 LRFD 규준에서 제안하고 있는 강도보다 1.55배정도 더 높게 나타났다. 이와같이 측정된 재료의 하중-변형률 관계는 해석시 응력-변형률 관계를 완전 탄소성 재료로 가정하여 고려하였다.

2.3 콘크리트의 재료모델

Schneider⁽⁴⁾의 연구에 의하면 강관이 항복하기 이전에 CFT기둥 내부의 충전콘크리트 코어에 대한 구속효과는 크지 않은 것으로 규명되었다.

Table 1 볼트의 재료실험 결과

	P_y (kips)	P_{max} (kips)	P_{max}/P_{LRFD}	E (ksi)
Bolt1	120	134	1.59	29,980
Bolt2	110	126	1.50	29,155
평균	115	130	1.55	29,568

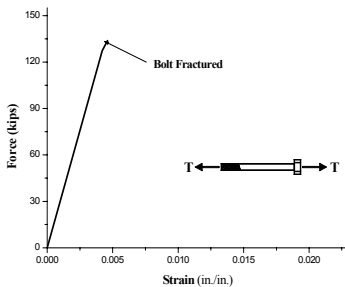


Fig. 3 Bolt의 하중-변형률 관계

이러한 연구결과를 토대로 Schneider는 강관에 의한 콘크리트의 구속효과가 특별히 고려되지 않은 Fig. 4와 같이 강관내부 코어콘크리트의 1축응력-변형률 관계를 제안하였으며, 본 연구의 유한요소 해석시 사용되었다. 여기서 콘크리트의 탄성계수(E_c)는 ACI 규준식과 같이 식 (3)에 의해 정의되며, 콘크리트의 압축강도는 원주형 공시체의 일축 압축강도 실험결과로부터 얻은 값을 적용하였다.

$$E_c = 57000\sqrt{f_{ck}} \text{ psi} \quad (3)$$

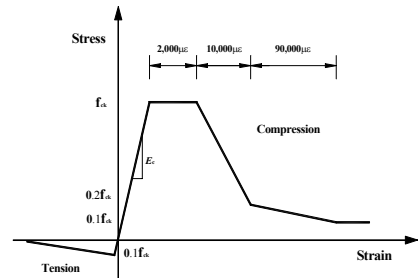


Fig. 4 콘크리트의 응력-변형률 관계

3. 유한요소 해석

3.1 검증용 선정 시험체

해석결과와의 검증을 위한 실험결과와 초기 기하학적 부정과 초기강성 및 잔류응력 영향에 의한 비선형성 및 국부좌굴에 의한 좌굴후 거동을 명확히 제시되어야 하므로 기존 논문을 분석한 후 Shih-Wei Peng의 실험결과⁽⁵⁾를 선정하였다.

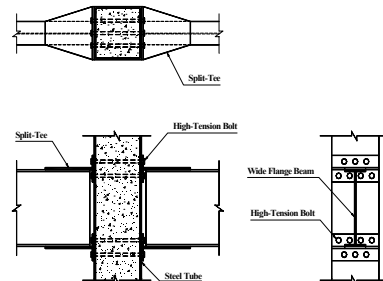


Fig. 5 시험체 상세

Table 2 H형강 단면치수 및 단면성능

	d (in.)	t _w (in.)	t _f (in.)	b _f (in.)	A (in.2)	I _x (in.4)	Z _x (in.3)	M _p (kips in.)
보(우) 측정치수	23.69	0.43	0.57	6.94	17.67	1,468	146	5,100
보(좌) 측정치수	23.66	0.43	0.57	6.92	17.65	1,463	146	5,100
공칭치수 (W24×62)	23.74	0.43	0.59	7.04	18.20	1,550	153	5,508

Note, A = 단면적

I_x = x축에 대한 단면2차 모멘트

Z_x = x축에 대한 소성단면계수

M_p = 보의 휨성능

Table 3 각형강관의 단면치수 및 단면성능

	B (in.)	t (in.)	A (in.2)	I (in.4)	Z (in.3)
측정 치수	16.09	0.46	29.00	1,181	170
공칭 치수	16.00	0.50	30.40	1,200	175

Note, A = 단면적

I_x = x축에 대한 단면2차 모멘트

Z_x = x축에 대한 소성단면계수

Table 4 사용강재의 재료시험 결과

부재	각부명칭	F _y (ksi)	F _u (ksi)	E(ksi)
H형강	플랜지	33.3	61.0	29,867
	웹	38.6	65.2	29,985
강관	플랜지	51.0	68.3	29,163
	웹	55.5	71.9	29,257
T-Stiffener	플랜지	49.8	75.3	29,030
	웹	49.6	75.0	30,458

Table 5 시험체 제원

변 수	시험체명	B _c in.	D _c in.	B _s in.	D _s in.	t in.	P/P _y	μ in.	D/t	λ _r
축력비	AL-0.13	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.625	32	38.27
	AL-0.20	16	16	17.00	17.00	0.50	0.20	0.625	32	38.27
	AL-0.30	16	16	17.00	17.00	0.50	0.30	0.625	32	38.27
	AL-0.50	16	16	17.00	17.00	0.50	0.50	0.625	32	38.27
T형 스티프너 두께	T-0.25	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.250	32	38.27
	T-0.50	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.500	32	38.27
	T-0.625	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.625	32	38.27
	T-0.75	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.750	32	38.27
CFT 기둥 폭두께비	DT-128	16	16	16.25	16.25	0.125	0.13	0.625	128	38.27
	DT-80	16	16	16.40	16.40	0.20	0.13	0.625	80	38.27
	DT-64	16	16	16.50	16.50	0.25	0.13	0.625	64	38.27
	DT-32	16	16	17.00	17.00	0.50	0.13	0.625	32	38.27

Note,

B 콘크리트 단면 폭
D 콘크리트 단면 깊이
P 채하하중/항복하중

B 강관 단면 폭
D 강관 단면 깊이
t 강관 두께

B 강관 폭두께비
μ T형 스티프너 두께
λ_r 얇은 판요소 단면에 대한 한계 폭두께비(63/√σ_y)

선정된 시험체 6과 7은 모든 조건은 동일하며 접합부에 사용된 고력볼트의 초기인장강도를 다르게 한 것이다. 본 검증에 사용된 시험체의 상세 및 제원은 각각 Fig. 5와 Table 2~5에 나타난 바와 같다.

3.2 해석 모델

본 연구 대상인 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 비선형 유한요소 해석을 위한 이상화 모델은 Fig. 6에 나타난 바와 같다.

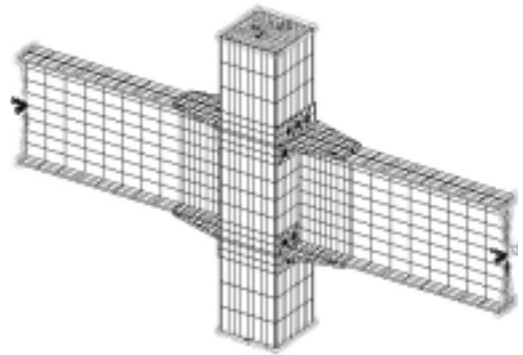


Fig. 6 연구대상 접합부의 이상화

3.3 요소 이상화

콘크리트와 H형강, 그리고 각형강관을 유한요소 모델링으로 이상화하기 위하여 세종류의 요소가 고려되었다. 콘크리트와 고력볼트에 대해서는 8절점의 솔리드 요소(Solid Element)를 사용하였으며, 얇은 판 요소에 대해서는 국부좌굴과 소성흐름에 대한 영향을 정확히 모델링하기 위해 충분한 자유도를 갖을 필요가 있지만 요소의 길이에 대하여 두께가 상대적으로 얇기 (1/15 이하) 때문에 두께방향 전단변형의 영향은 매우 작을 것으로 판단되었다. 따라서 강관 및 H형강에 대해서는 얇은 셸요소(Thin Shell Element)인 S4R5 요소를 선택하였다. 이 요소는 4절점의 얇은 셸요소로써 각 절점마다 5개의 자유도(Degree Of Freedom)를 갖는다.

마지막으로, 충전 콘크리트와 강관의 접합면의 거동을 묘사하기 위하여 두 가지 요소를 사용하였다. 먼저 충전콘크리트와 강관의 부착강도를 고려하기 위하여 스프링 요소(Spring Element)를 사용하였으며, 강관이 H형강에 의하여 압축을 받을 때는 응력이 콘크리트로 전달되고, 강관에 일정하중 이상의 인장이 작용할 때에는 강관만이 인장에 저항하는 거동을 모델링하기 위하여 GAP요소를 사용하였다.

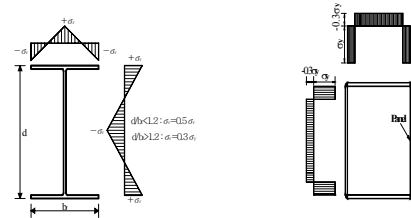
3.4 재하 및 경계조건

하중은 기둥 상부에 축하중 및 횡하중을 집중하중으로 도입하였고 모든 하중은 편심이 없다고 가정하였다. T형 스틱프너와 H형강 플랜지가 접합된 용접부는 특별히 모델링 하지 않았으며, 강관벽과 스틱프너, 볼트와 스틱프너 사이의 마찰면에 대해서는 각 요소가 절점을 공유하여 동일 부재처럼 거동하도록 모델링하였다.

보의 양 단부는 이동단으로 하였으며, 기력부와 기둥 단부의 힌지를 강점으로 가정하였고 기둥의 양 단부에 국부적인 응력집중이 발생되지 않도록 하기 위해 Rigid MPC(Multiple Point Constraint) Option 을 사용하여 각 절점을 연결하였다.

3.5 강재의 잔류응력

열간 H형 단면과 용접 각형강관 단면에서 지배적인 잔류응력은 수직방향(두께에 대해 일정한) 면내분포를 갖는다. 열간 H형 단면에 대한 잔류응력은 ECCS에서 제안한 잔류응력 분포를 적용하여 Fig. 7과 같이 이상화하였다. 일반적으로 용접 각형강관 단면에 대한 잔류응력은 판요소 모서리 부분에 인장 잔류응력이 존재하며, 판 중앙부에서 압축 잔류응력이 존재한다. 판 요소의 압축잔류응력과 인장잔류응력의 분포성상을 비교하면, 압축잔류응력은 판폭 중앙부에서 약 1/2~2/3 범위에 분포하고, 인장잔류응력은 단면의 모서리에서 요소의 중앙쪽으로 판폭의 약 1/6~1/4의 범위에 분포한다. 본 연구에서는 이러한 용접 각형강관 단면의 잔류응력 분포를 Fig. 7과 같이 직사각형 형태로 이상화하여 4면의 판 요소에 적용하였으며, 압축 잔류응력의 크기는 $0.3\sigma_y$ 로 가정하였다.



(a) 열간 H형강 단면 (b) 용접 각형강관 단면

Fig. 7 강재의 잔류응력 분포

3.6 강재의 초기 기하학적 부정

얇은 판 요소 단면을 갖는 강관부재에 있어 초기 기하학적 부정은 크게 부재결함과 국부결함으로 나눌 수 있다. 부재결함은 다시 비수직 불완전과 비직선 불완전으로 세분할 수 있다. 비콤팩트 단면 및 얇은 판 요소 단면 골조에서는 부재결함과 국부결함이 동시에 고려되어야 하므로, 본 연구에서는 부재결함 중 비직선 불완전과 국부적인 불완전이 해석시 고려되었다. 부재에 발생된 초기 기하학적 결함인 국부적인 결함은 탄성좌굴 해석으로부터 얻어진 좌굴 고유벡터를 적절하게 축소 조정하여 적용하였으며, 이를 근거로 비선형 유한요소 해석을 수행하였다.

3.7 해석 방법

본 연구에서는 2가지 해석방법이 적용되었다. 먼저, 압축하중을 받는 CFT 기둥-H형강 보에 대한 탄성좌굴해석(Eigenvalue Buckling Analysis)을 수행하여 예상되는 파괴모드를 예측하고, 초기 기하학적 처짐의 형태와 그에 대한 고유벡터를 구하였다. 다음으로 일정 축력을 가한 후 횡하중을 가한 복합 하중하에서 CFT 기둥-H형강 보의 거동을 파악하기 위해 다단계 해석(Multiple Step Analysis)을 수행하였다.

다단계 해석시 일정축력을 도입하는 단계에서는 하중증분에 의한 수렴치를 찾는 Newton-Raphson 방법을 이용하였으며, 수평하중을 가하는 단계에서는 일정 변위에 도달하게 되면 해석이 중단되도록 변위증분에 의한 수렴치를 찾는 Riks 해석방법을 적용한 좌굴 후 해석(Post Buckling Analysis)을 수행하여 시험체의 최대내력 이후의 거동을 파악하였다. 이 단계에서는 탄성좌굴해석에서 구한 고유벡터를 규준에서 제안하고 있는 허용값 이내로 조절하여 초기 기하학적 처짐을 고려하였다.

4. 해석결과와 실험결과의 비교

Fig. 8과 9는 시험체의 탄성좌굴 해석결과와 비선형 해석결과에 의한 시험체의 응력분포 및 변형형상을 각각 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 부재의 최대내력은 H형강 보 웹 부분의 국부좌굴에 의해 결정되었다. 각 시험체에 대한 횡하중-변위 관계곡선을 해석 및 실험결과를 비교하여 나타내면 Fig. 10 및 11과 같다. 시험체의 최대강도는 보의 좌굴이 발생되기 이전에 나타났으며, 보의 국부좌굴이 발생된 이후에는 강도가 현저히 저하되는 특성을 보였다.

Fig. 10 및 11에 나타난 바와 같이 탄성영역에서의 거동은 비교적 잘 일치하고 있지만, 비탄성 구간이 시작되는 시점부터의 하중-변위 관계는 다소 오차를 보이고 있다. 해석결과가 실험결과에 비해 약 5.5% 정도 높은 초기강성을 보였으며, 최대내력은 해석결과가 10% 정도 높게 평가되었다.

실험결과가 해석결과에 비해 낮은 강성특성을 보인

이유는, 실험에 사용한 CFT 기둥 내부에 채워진 충전 콘크리트가 다른 실험에 사용된 것으로, 실험전에 이미 미세균열이 발생되었기 때문이다.

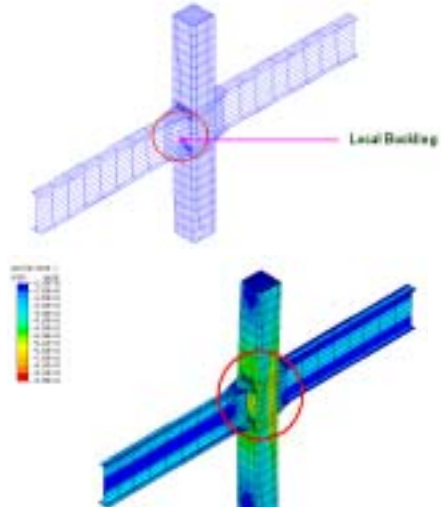


Fig. 9 비선형 해석결과(시험체 6)

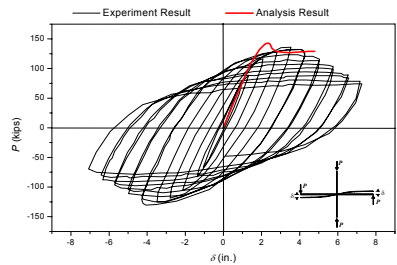


Fig. 10 접합부의 횡하중-변위 관계곡선(Specimen 6)

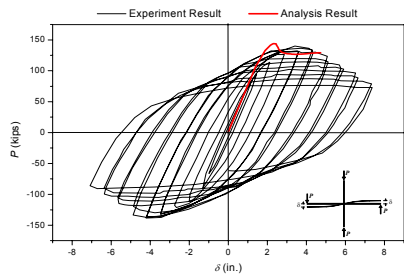


Fig. 11 접합부의 횡하중-변위 관계곡선(Specimen 7)

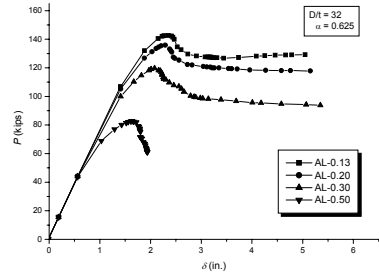
5. 변수 해석

실험결과와 비교함으로써 검증된 본 유한요소 해석 모델을 이용하여 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 거동에 영향을 미치는 여러 변수들 중 CFT기둥의 축력비, 폭두께비, 그리고 CFT 기둥과 H형강 보를 접합하기 위해 사용된 T형 스티프너의 두께를 변수로 선정하여 변수해석을 수행하였다. 각 변수가 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 내력에 미치는 내력에 미치는 영향을 해석적인 방법으로 분석 평가하였으며, 변수분석 결과를 Table 6에 나타내었다. 해석시 모든 시험체의 초기 기하학적 부정과 잔류응력은 동일하게 고려하였다.

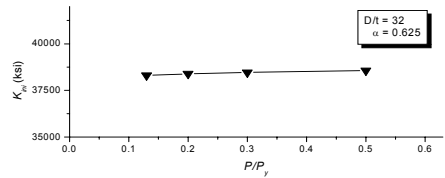
5.1 축력비

Fig. 12는 축력비에 의한 영향을 규명하기 위하여 CFT 기둥의 폭두께비와 CFT 기둥과 H형강 보를 접합하기 위해 사용된 T형 스티프너의 두께는 일정하게 하고, CFT 기둥의 항복하중에 대한 재하하중의 비 (P/P_y)를 각각 0.13, 0.2, 0.3, 0.5로 하였을 경우의 횡하중-변위 관계와 초기강성을 나타낸 것이다. Fig. 12(a)로부터 축력비가 0.13에서 0.5로 증가됨에 따라 접합부의 국부적인 내력저하가 증가되어 최대

내력은 각각 142.6, 135.9, 119.7, 82.8 kips로 급격히 감소되는 경향을 보였다. 또한 Fig. 12(b)에 나타난 바와 같이 축력비가 접합부의 초기강성에는 큰 영향을 끼치지 않는 것으로 나타났다.



(a) 횡하중-변위관계 곡선



(b) 초기강성

Fig. 12 축력비에 따른 영향

Table 6 변수분석 결과

변 수	시험체명	P/P_y	α	D/t	H_y (kips)	K_{ini} (ksi)	δ_y (in.)	δ_{90} (in.)	δ_{90}/δ_y
축 력 비	AL-0.13	0.13	0.625	32	142.6	38,311	2.35	2.90	1.23
	AL-0.20	0.20	0.625	32	135.9	38,388	2.30	2.73	1.19
	AL-0.30	0.30	0.625	32	119.7	38,462	2.08	2.46	1.18
	AL-0.50	0.52	0.625	32	82.8	38,565	1.64	1.80	1.10
T형 스티프너 두께	T-0.25	0.13	0.250	32	127.6	36,606	2.37	2.88	1.27
	T-0.50	0.13	0.500	32	128.4	37,836	2.43	2.96	1.22
	T-0.625	0.13	0.625	32	128.4	38,311	2.35	2.90	1.23
	T-0.75	0.13	0.750	32	128.7	38,746	2.32	2.88	1.24
CFT 기둥 폭두께비	DT-128	0.13	0.625	128	91.6	22,532	2.69	2.72	1.01
	DT-80	0.13	0.625	80	112.6	26,056	2.89	2.95	1.02
	DT-64	0.13	0.625	64	127.0	28,894	3.40	3.84	1.13
	DT-32	0.13	0.625	32	142.6	38,311	2.35	2.90	1.23

Note, H_y, H_y : 수평 항복하중 K_{ini} : 초기 강성 δ_y : 항복 변위

δ_{90} : 최대내력후 강도 10% 감소시 변위

최대내력 이후의 변형능력을 평가하기 위하여 Fig. 13은 최대내력 이후 강도가 10% 감소했을 때의 변위(δ_{90})에 대한 항복시 변위비 즉, 연성비(δ_{90}/δ_y)를 축력비의 변화에 따라 비교하여 나타낸 것이다. 그림에 나타낸바와 같이 축력비(P/P_y)가 증가됨에 따라 연성비는 각각 1.23, 1.19, 1.18, 1.09로 다소 감소되는 특성을 보였다. 이상과 같은 결과로부터 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 초기강성 및 연성은 축력비의 영향을 크게 받지 않는 것으로 판단된다.

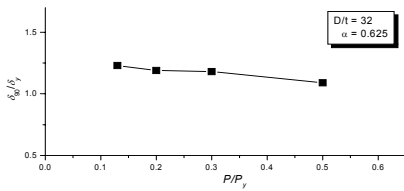
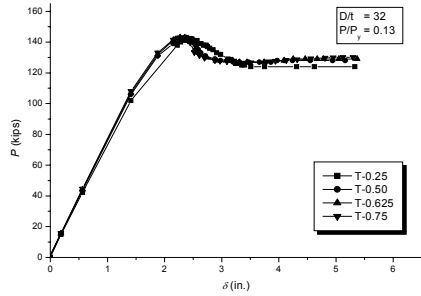


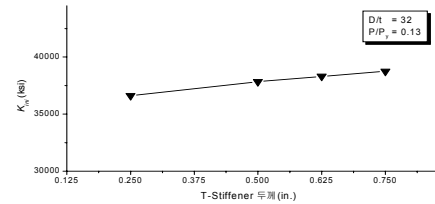
Fig. 13 축력비에 따른 연성비 변화

5.2 T형 스티프너 두께

Fig. 14는 T형 스티프너 두께의 영향을 규명하기 위하여 T형 스티프너의 두께가 0.25in.에서 0.75in.로 증가됨에 따른 횡하중-변위 관계곡선과 초기강성을 비교하여 나타낸 것이다. Fig. 14(a)로부터 T형 스티프너의 두께가 0.25in.에서 0.75in.로 증가됨에 따라 접합부의 강도는 각각 127.6, 128.4, 128.4, 128.7 kips로 나타났으며, 이러한 결과로 볼 때 스티프너 두께는 접합부 내력에 큰 영향이 없는 것으로 판단된다. 또한 초기강성도 36606, 37836, 38311, 38746 ksi로 큰 변화를 보이지 않았다. 따라서 접합부의 T형 스티프너는 CFT 기둥-H형강 보 접합부 거동에 큰 영향이 없는 것으로 판단된다. 또한 최대내력 이후의 변형능력에 있어서도 Fig. 15와 같이 T형 스티프너의 두께가 증가되더라도 접합부의 연성에 큰 영향을 끼치지 않는 것으로 나타났다. 이러한 해석결과로부터 CFT 기둥-H형강 보 접합부에 사용되는 접합부재인 T형 스티프너의 두께가 두꺼워질수록 접합부 부분에 발생하는 응력은 감소시킬 수 있지만 최대내력이나 변형능력 등 부재의 전체적인 거동에는 큰 영향을 끼치지 않는 것으로 판단된다.



(a) 횡하중-변위 관계곡선



(b) 초기강성

Fig. 14 T형 스티프너 두께에 따른 영향

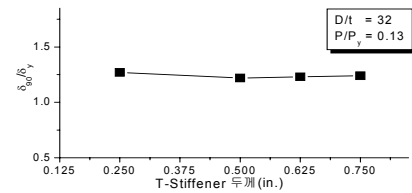


Fig. 15 T형 스티프너 두께에 따른 연성비 변화

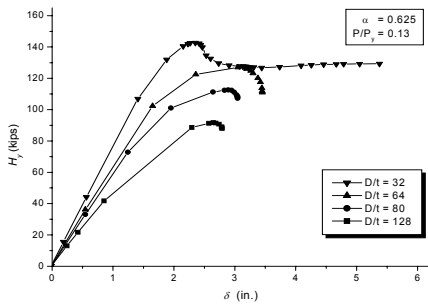
5.3 CFT 기둥의 강관 폭두께비

CFT 기둥의 강관 폭두께비(D/t)에 따른 영향을 규명하기 위하여 강관 폭두께비가 각각 32, 64, 80, 128인 네 개의 시험체에 대한 비선형 유한요소 해석을 수행하였다.

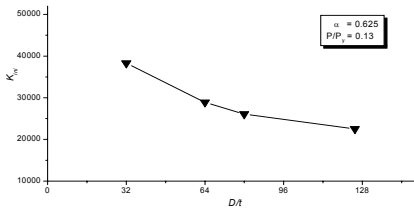
Fig. 16은 강관의 폭두께비에 따른 횡하중-변위 관계곡선과 초기강성을 비교하여 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 CFT 기둥의 강관 폭두께비가 32에서 128로 증가됨에 따라 접합부의 강도는 각각 142.6,

127.0, 112.6, 91.6 kips로 급격히 감소되는 경향을 보였으며, 초기강성 또한 38311, 28894, 26056, 22532 ksi로 현저히 감소되는 특성을 보였다. 이는 Fig. 18에 나타난 바와 같이 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 부재의 내력이 강관의 국부좌굴에 의해 결정되기 때문인 것으로 판단된다.

최대내력 이후의 변형능력에 있어서는 Fig. 17과 같이 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 연성비는 각각 1.23, 1.13, 1.02, 1.01로 최대내력이나 초기강성에 비해 큰 폭으로 감소되는 특성은 나타나지 않았지만,



(a) 횡하중-변위 관계곡선



(b) 초기강성

Fig. 16 CFT 기둥의 폭두께비에 따른 영향

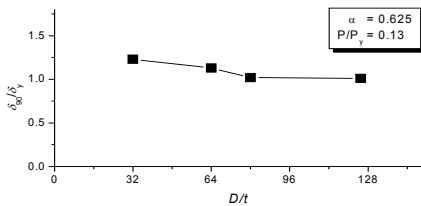


Fig. 17 CFT 기둥의 폭두께비에 따른 연성비 변화

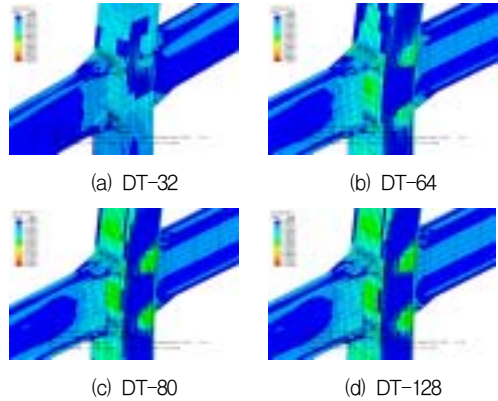


Fig. 18 CFT 기둥의 폭두께비에 따른 시험체의 응력분포 및 변형형상

그림에 나타난 바와 같이 강관의 폭두께비가 얇은 판 요소의 한계 폭두께비(k_r) 범위 내에 있는 DT-32 시험체를 제외한 나머지 세 시험체 모두 최대내력 이후 매우 취성적인 거동을 보였다. 이러한 결과로부터 CFT 기둥 강관의 폭두께비는 CFT 기둥-H형강 보 접합부 거동에 큰 영향을 끼치며 접합부의 연성적인 거동을 확보하기 위해서는 한계 폭두께비 이상으로 하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

Fig. 18은 유한요소 해석결과로부터 시험체의 파괴양상을 비교하여 나타난 것이다. 그림에 나타난바와 같이 CFT 기둥의 강관 폭두께비가 얇은 판 요소 단면에 대한 한계 폭두께비 범위내에 있는 시험체에 있어서는 H형강 보의 국부좌굴에 의해 부재가 파괴되었지만, 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 부재의 파괴는 H형강 보의 국부좌굴에 의해 부재가 파괴되었지만, 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 부재의 파괴는 H형강 보의 국부좌굴에 선행하여 강관의 국부좌굴에 의해 접합부가 파괴되는 것으로 나타났다.

6. 결론

본 연구에서는 기존 실험을 통해 획득된 자료를 바탕으로 실험결과와 해석결과의 비교·분석을 통해 CFT 기둥과 H형강 보 접합부의 거동을 해석적으로 규명하고 그에 대한 해석방법을 정립하고자 하였다.

또한 실험결과와의 비교를 통해 검증된 해석모델을 바탕으로 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 거동에 영향을 미치는 CFT 기둥에 작용하는 축력비, CFT 기둥의 폭두께비, T형 스티프너의 두께 등과 같은 변수에 대한 변수해석을 함으로써 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 설계자료를 제시하고자 하였다.

- 1) 본 연구에서 개발된 비선형 유한요소 해석모델에 의해 일정축하중하에서 횡력을 받는 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 이력특성을 예측 가능할 것으로 판단된다.
- 2) CFT 기둥에 작용된 축력이 증가됨에 따라 접합부의 초기강성은 다소 증가되는 경향을 보이고 있으나 그 특성은 현저하게 나타나지 않았다. 접합부의 최대내력은 축력비가 증가할수록 급격하게 감소하는 경향을 보였으며, 변형능력 또한 축력비가 증가할수록 감소하는 경향을 보였다. 또한 축력비가 0.5인 시험체는 최대내력 이후 다른 시험체에 비해 취성적인 거동을 보였다. 이는 축력이 증가됨에 따라 기둥과 보의 패널존 부분의 국부좌굴이 초기에 발생되기 때문인 것으로 판단된다.
- 3) 접합부의 접합을 위해 사용된 T형 스티프너의 두께를 변수로 해석을 수행한 결과 부재의 최대내력과 초기강성 및 변형능력에 T형 스티프너의 두께가 큰 영향을 미치지지는 않았지만, 두께가 증가될수록 T형 스티프너에 발생하는 응력은 감소되었다.
- 4) CFT 기둥 강관의 폭두께비에 따른 부재의 최대내력과 초기강성은 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 매우 급격하게 감소되는 특성을 보였으며, 변형능력 또한 강관의 폭두께비가 증가할수록 감소하는 경향을 보였다. 특히 얇은 판요소 단면에 대한 한계 폭두께비를 초과한 시험체는 최대내력 이후 매우 취성적인 거동을 보였다.

이는 강관의 폭두께비가 증가됨에 따라 부재의 파괴는 H형강 보의 국부좌굴에 선행하여 강관의 국부좌굴이 발생되기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 결과로부터 CFT 기둥-H형강 보 접합부의 급격한 취성파괴를 억제하기 위하여 기둥의 폭두께비는 한계폭두께비 이하로 할 것을 제안한다.

감사의 글

본 연구는 산학협력재단 및 (주)동양구조기술사사무소의 연구비 지원에 의한 연구의 일부임

참고문헌

1. Azizinamini, A., "Development of Detail and Design Criteria for Steel Beams to CFT," Progress Report at the Joint USJTCC Meeting, Monterey, CA, October, 1997.
2. 강창훈, "콘크리트충진 각형강관 기둥 및 접합부의 이력 거동", 한양대 박사학위논문, 2000.
3. ABAQUS/Standard user's manual; version 5.8, Hibbit, Karlsson and Sorenson, Inc., Pawtucket, R.I.
4. Schneider, S.P., and Alostaz, Y.M. "Experimental Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 45, No. 3, pp.321-352. 1998.
5. Shih-Wei Peng, "Seismic Resistant Connections for Concrete Filled Tube Column-to-WF Beam Moment Resisting Frames", PhD dissertation, Lehigh University, March 2001.

(접수일자 : 2003년 2월 18일)