

20층 가새 철골구조물의 반강접 접합부에 관한 해석적 연구

An Analytical Study on Semi-Rigid Connections of 20-Story Braced Steel Structures

강 석 봉¹⁾ · 김 진 형²⁾

Kang, Suk-Bong Kim, Jin-Hyoung

요 약 : 본 연구에서는 보-기둥 접합부 비선형 거동과 부재 기하비선형을 고려할 수 있는 2차 탄성해석 프로그램을 이용하여 20층 가새 철골구조물에서 반강접 접합부가 구조물의 거동에 미치는 영향을 파악하였다. 구조물 전체에 미치는 영향으로 P-delta 효과와 최상층 수평변위를 확인하였고 국부적인 영향으로 부재력 분배 및 부재에 발생하는 조합응력을 조사하였다. 수평하중과 수직하중을 받는 구조물에 가새와 같이 횡력에 저항하는 구조시스템이 있는 경우 전단접합부를 반강접 접합부로 대체하여도 P-delta 효과 및 최상층 수평변위에 문제가 없었으며 부재력 분배에 의하여 보 부재치수를 줄일 수 있어 경제적인 구조설계가 가능하였다.

ABSTRACT : In this study, the effect of semi-rigid connections on the structural behavior of 20-story braced steel structure has been investigated utilizing the second-order elastic structural analysis program in which nonlinear behavior of beam-column connections and geometric nonlinearity have been considered. Global effects such as P-delta effect and sway at the top have been studied, as well as distribution of member force and combined stress in structural members as local effects. When the structure subjected to horizontal load and vertical load is equipped with lateral-load resisting system such as braces, replacement of shear connection with semi-rigid connection has not caused any problem in P-delta effect and top lateral displacement. Distribution of member forces resulted in reduction in member size for economic structural design.

핵심용어 : 반강접 접합부, 직선변환점, 단순 해석모델, 구조해석, 기하 비선형

KEYWORDS : Semi-rigid Connection, Turning Point, Simplified Analytical Model, Structural Analysis, Geometric Nonlinear, Overshooting

1) 정회원, 울산대학교 건축학부 부교수, 공학박사

2) 울산대학교 대학원 건축학과 석사

본 논문에 대한 토의를 2000년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

최근 고강도 강재의 발달과 더불어 널리 사용되고 있는 볼트에 의한 보-기둥 접합방법은 핀접합으로 모멘트에 대한 구속력이 없다고 가정하지만, 실제로는 어느 정도 회전강성을 가진다. 이처럼 어느 정도의 회전강성을 가진 접합부를 반강접 접합부로 정의하고 있다. 최근 전산기 및 구조해석 프로그램의 발전에 의해 비선형 구조해석이 용이해짐에 따라 반강접 접합부에 관한 연구가 활발히 진행되고 있다.

본 연구에서는 2차 탄성해석 프로그램⁽⁴⁾을 이용하여 20층 철골구조물에서 접합부의 비선형 휨모멘트-회전각 관계 및 부재 기하비선형이 구조해석 및 구조설계에 미치는 영향을 파악하고자 한다. 이를 위하여 모멘트접합부와 전단접합부를 가진 가로 세로 3 격간의 20층 철골구조물을 강구조계산규준에 맞추어 구조설계 하였다. 전단접합부를 보의 소성모멘트를 고려한 반강접 접합부로 대체하여 구조해석을 실시하였고 그 해석결과를 활용하여 보의 부재크기를 재조정하고 보에 맞는 접합부를 선정하여 반강접 접합부의 영향을 조사하였다. 구조물 전체에 미치는 영향을 파악하기 위하여 수평변위 및 P-delta 효과를 확인하였고 부재력 분배 및 보에 발생하는 조합응력 등의 국부적인 영향도 조사하였다. 이러한 과정에서 비선형 보-기둥 접합부의 거동은 멱급수함수식⁽²⁾⁽⁶⁾으로 표현하였고 본 연구에서 사용되는 반강접 접합부에 대한 주요 매개변수는 기존의 실험결과를 활용하여 선정하였다.⁽⁵⁾ 이렇게 선정된 비선형관계를 구조해석 과정에서 직접 사용하는 경우 Over shooting 문제나 부재의 기하 비선형을 고려하기 위하여 반복법을 사용해야 되므로 반강접 접합부의 거동을 위하여 제안된 단순 해석모델⁽¹⁾을 활용하였다.

2. 구조물 설계

본 연구에서는 반강접 접합부가 구조해석 및

구조설계에 미치는 영향을 파악하기 위하여 모멘트접합부와 전단접합부를 가진 그림 1, 2 및 3과 같은 가로 세로 3 격간의 20층 철골구조물을 강구조계산규준에 맞추어 구조설계 하였다. 이 구조물에 사용된 강재는 항복응력이 $f_y = 3,300 \text{ kg/cm}^2$ 인 강재이다. 중앙의 코아부분은 가새로 설계되어 횡변위를 제어할 수 있는 구조로 계획되었다. 코아부분과 외부 골조를 연결하는 보의 접합부는 전단접합부로 설계하였고 나머지 접합부는 강접성능을 가지는 모멘트 접합부(그림 1의 ◀ 표시 부분)로 설계하였다. 설계하중으로서 고정하중은 0.40 t/m^2 , 적재하중은 0.25 t/m^2 , 횡하중인 풍하중은 1층의 3.2ton부터 20층의 13.09 ton 까지 선형으로 재하 하였다. 지진하중은 등가 정적 하중법을 사용하여 1층의 0.1ton부터 20층의 11.27 ton 까지 선형으로 재하 되도록 하였다.

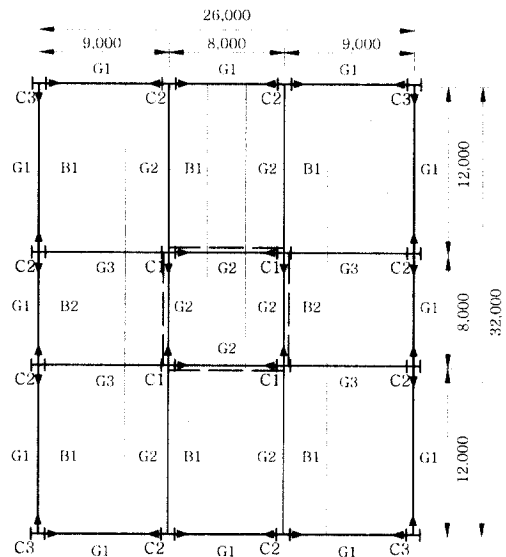


그림 1. 20층 가새 철골구조물 평면도

보, 가새 및 기둥의 치수가 표 1과 2에 나타나 있으며, 기둥은 3개 층을 한 단위로 하여 설계하였다. 구조해석 결과 수직하중 보다는 횡하중인 지진하중 및 풍하중에 의하여 부재크기가 결정되었다. 전단가새는 H-형강으로 압축력을 분담할

수 있도록 설계하였다. 이렇게 설계된 구조물에서 전단접합부를 반강접 접합부로 대체하여 구조해석을 실시하였다. 이때 반강접 접합부의 극한강도가 보 소성모멘트의 70%가 되도록 하였다. 이러한 구조해석 결과를 활용하여 보 부재크기를 재조정하고 이에 맞는 접합부를 선정하여 반강접 접합부의 영향을 파악하였다.

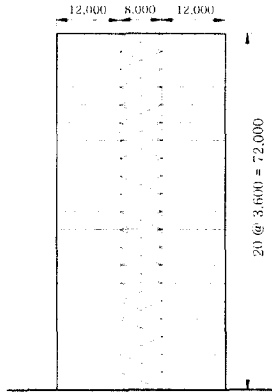


그림 2. 입면 골조도(황축)

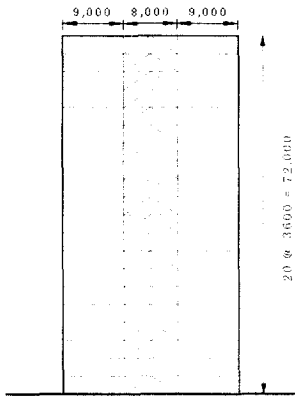


그림 3. 입면 골조도(중축)

표 1. 보 및 가새

부재	단면치수
G1, G2	H-582×300×12×17
G3	H-700×300×15×28
G2'	H-390×300×10×16
G3'	H-500×300×11×18
B1, B2	H-390×300×10×16
Brace	H-200×200×8×12

표 1에서 G2 및 G3은 양단에 전단접합부를 갖는 보로서 H-582×300×12×17(이하 H-582) 및 H-700×300×15×28(이하 H-700)이다. 반강접합 효과를 고려하여 G2 및 G3의 부재치수를 재조정된 부재가 G2' 및 G3'로 H-390×300×10×16(이하 H-390)과 H-500×300×11×18(이하 H-500)이다.

표 2. 기둥

기둥 층	C1	C2	C3
1~3	H-500×500×55×55	H-500×500×36×36	H-500×500×28×28
4~6	H-500×500×50×50	H-500×500×32×32	H-500×500×25×25
7~9	H-500×500×45×45	H-500×500×28×28	H-500×500×22×22
10~12	H-500×500×36×36	H-500×500×25×25	H-500×500×19×19
13~15	H-500×500×32×32	H-500×500×19×19	H-500×500×19×19
16~18	H-500×500×28×28	H-500×500×19×19	H-500×500×19×19
19~20	H-500×500×28×28	H-500×500×16×16	H-500×500×16×16

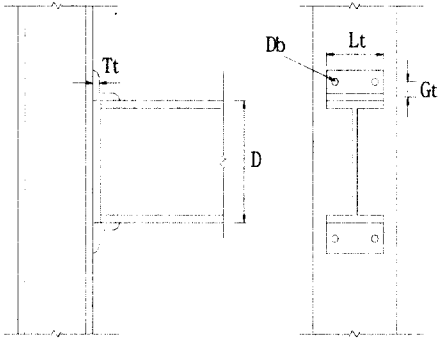
표 2에는 압축력과 휨모멘트에 의해 결정된 초기 구조설계의 기둥 단면치수가 나타나 있으며 보에서 전단접합부 대신 반강접 접합부를 사용하는 경우에도 그대로 사용하였다.

3. 반강접 접합부

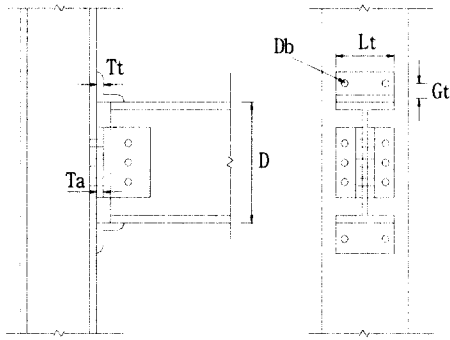
3.1 반강접 접합부 선정

본 연구에서는 여러 가지 접합 형태에 따른 접합부의 거동을 분석한 결과 기존의 접합부 형태에서 Top and Seat Angle Without Double Web Angle(이하 T&S)과 Top and Seat Angle With Double Web Angle(이하 TSD)가 접합부의 강성도 및 강도에서 20층 철골구조물에 가장 적합하다고 판단하여 선정하였다.

T&S 접합부는 그림 4.(a)와 같이 보 플랜지 위, 아래에 앵글을 고력볼트로 접합하고 기둥 플



(a) T&S 접합부



(b) TSD 접합부

그림 4. T&S, TSD 접합부 매개변수

랜지에도 고력볼트를 접합한 접합부이다. T&S 접합부의 주요 설계 매개변수는 상부 앵글 두께 (T_t), 보의 춤(D), 긴결재의 지름 (D_b), 상부 앵글의 폭(L_t)이다. TSD 접합부는 그림 4.(b)와 같이 보의 플랜지에 Top and Seat Angle을 사용하고 웨브에 Double Web Angle로 보강한 접합부이다. 접합부 별 주요 설계 매개변수는 T_t , D , T_a , L_t , G_t 이다.

3.2 반강접 접합부 해석모델

본 연구의 목적이 반강접 접합부의 비선형 거동에 대한 해석모델을 제시하는 것이 아니므로 지금까지 제안된 비선형 해석모델에서 식 (1)⁽⁶⁾과

같은 형태인 역급수 함수식을 선정하여 반강접 접합부 비선형 거동을 나타내었다.

$$M = \frac{1}{k} \left\{ a \cdot \theta + \frac{\beta \cdot \theta}{\left[1 + \left\{ \frac{\theta}{r_1} \right\}^{r_2} \right]^{r_3}} \right\} \quad (1)$$

곡선 추적법인 역급수 함수식에서 k 는 접합부 형태 별 표준화 상수이며 설계 매개변수의 지수값은 표 3⁽¹¹⁾과 같다. 본 연구에서 선정한 T&S 접합부와 TSD접합부에 대한 식 (1)의 매개변수는 다양한 실험결과를 활용하여 확인하였고 그 결과가 표 4⁽⁵⁾에 나타나 있다.

표 3. 접합부 표준화 상수 k

접합부	K
T&S	$T_t^{-0.5} \cdot D^{-1.5} \cdot D_b^{-1.1} \cdot L_t^{-0.7}$
TSD	$T_t^{-1.184} \cdot D^{-1.379} \cdot T_a^{-0.434} \cdot L_t^{-0.955} \cdot G_t^{-1.078}$

표 4. 예측모형식의 매개변수

접합부	a	β	r_1	r_2	r_3
T&S	0.031	0.412	0.260	1.290	0.780
TSD	0.150	9.069	0.320	1.750	0.572

반강접 접합부의 비선형 거동을 고려하는 경우 구조해석 과정에서 Overshooting 문제가 발생하게 되고 부재 기하비선형을 고려하기 위하여 반복법을 사용해야 되므로 반강접 접합부 비선형 거동을 위하여 제안된 단순 해석모델을 활용하였다. 본 연구에서 적용한 Bi - Linear B1 해석모델⁽¹⁾의 경우에는, 초기강성 K_0 의 1/3 기울기를 가지고 곡선에 접하는 직선과 초기직선이 만나는 점이 직선변환점이 되도록 하였다.

3.3 반강접 접합부 설계

본 연구를 위한 20층 철골구조물의 접합부는 T&S접합부와 TSD접합부로 설계하였으며 접합부에 대한 매개변수는 표 5와 같다. 접합부의 극

한모멘트는 보 소성모멘트의 70%가 되도록 설계한 결과 T&S 접합부는 보선(Beam - Line)의 80%정도와 TSD 접합부는 88%의 강성을 나타내었다. 경제적인 보 설계를 위한 접합부 강성도 $6EI/L^{(3)}$ 를 기준으로 살펴보면 T&S 접합부는 200%, TSD 접합부는 230% 정도의 강성을 가진 것으로 분석되었다.

표 5. 접합부 매개변수 (단위 : mm)

접합부	보 단면치수(H형강)	T_f	D	Db	Ta	Gt	Lt
T & S	700×300×15×28	35	700	25.5	-	-	300
	582×300×12×17	25	582	23.5	-	-	300
	390×300×10×16	25	390	23.5	-	-	300
TSD	700×300×15×28	14	700	-	7	42	300
	582×300×12×17	13	582	-	7	54	300
	390×300×10×16	9	390	-	5	34	300

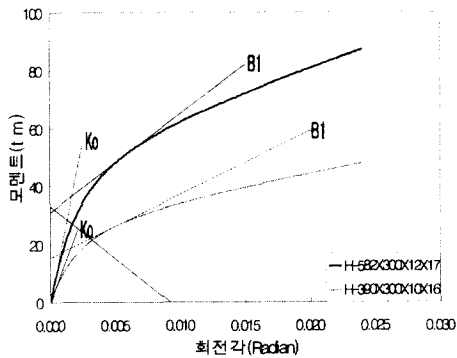


그림 5. T&S 접합부 모멘트-회전각 곡선

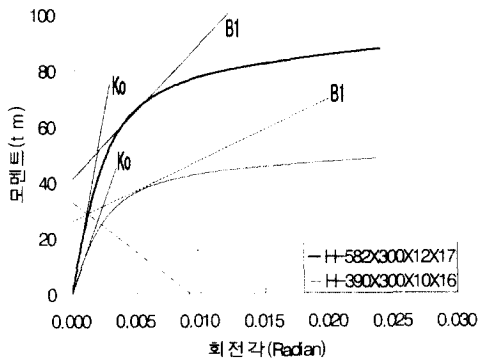


그림 6. TSD 접합부 모멘트-회전각 곡선

4. 구조해석 결과

본 연구에서는 반강접 접합부의 비선형거동과 부재의 기하 비선형을 고려할 수 있도록 개발된 2차 탄성해석 프로그램⁽⁴⁾을 활용하여 구조해석을 실시하였다. 개발된 2차 탄성해석 프로그램은 캔티레버 보와 1층 1격간의 골조구조물에 대하여 MIDAS-GEN과 DRAIN-2DX를 이용하여 구조해석 결과의 신뢰성을 확인하였다.⁽³⁾ 반강접 접합부의 구조물 전체 거동에 대한 영향을 파악하기 위하여 P-delta 효과 및 최상층의 수평변위 그리고 국부적인 영향을 파악하기 위하여 부재력 분배 및 보 부재에 발생하는 조합응력 등을 검토하였다.

4.1 P-delta 효과

UBC-97에는 건물 각층의 2차 모멘트 M_{xs} 와 1차 모멘트 M_{xp} 의 비가 0.10보다 작으면 P-delta효과를 고려하지 않아도 된다고 명시되어 있다. 그림 7에서 모멘트 비는 M_{xs}/M_{xp} 를 의미하며 M_{xs} 는 상부중량(P_x)과 층간변위(Δ_x)의 곱이고 M_{xp} 는 전단력(V_x)과 층고(H_x)의 곱이다.

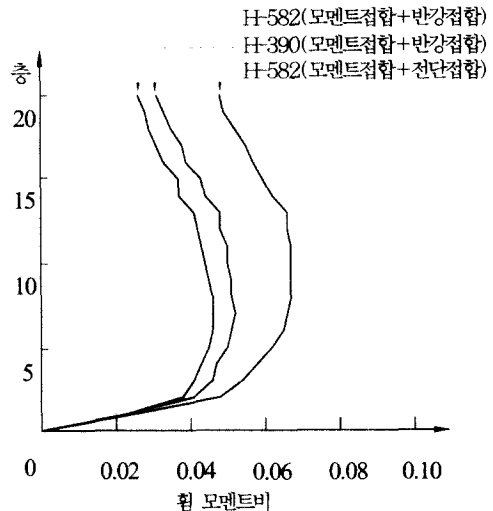


그림 7. 휨 모멘트비 (M_{xs}/M_{xp})

강접합인 모멘트접합과 활접합인 전단접합부를 적용한 20층 철골구조물의 1차 모멘트에 대한 2차 모멘트의 비(H-582(모멘트접합+전단접합))에서 가장 큰 모멘트 비는 0.067이었다. 이 경우 보의 휨모멘트는 P-delta 효과를 고려하는 경우 최대 9%까지 증가하였다. 전단접합부를 반강접합부로 해석하였을 경우 1차 모멘트에 대한 2차 모멘트 비(H-582(모멘트접합+반강접합))에서 가장 큰 모멘트 비는 0.046으로 전단접합부를 적용한 경우에 비하여 모멘트비가 적었다. 보의 휨모멘트는 P-delta 효과를 고려하면 최대 5% 정도까지 증가하였다. 재설계된 보와 이에 맞는 반강접합부의 영향을 고려하는 경우 부재의 단면치수 감소에 따라 모멘트비(H-39-(모멘트접합+반강접합))가 증가하였으나 초기 구조설계에서 전단접합부를 적용한 경우 보다 적게 나타났다.

4.2 부재력 분배

수직하중 및 수평하중에 의해 보에 발생한 최대 휨 모멘트는 표 6과 같다.

표 6. 최대 휨 모멘트
(단위: t·m)

부재	해석	하중조합	휨모멘트
H-582	Hinge	1.0DL+1.0 LL	33.12(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0EL	22.08(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0WL	22.08(중앙)
	T&S	1.0DL+1.0LL	19.21(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0EL	27.11(단부)
		1.0DL+1.0LL+1.0WL	22.94(단부)
	TSD	1.0DL+1.0LL	19.54(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0EL	28.08(단부)
		1.0DL+1.0LL+1.0WL	23.51(단부)
H-390	T&S	1.0DL+1.0LL	19.07(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0EL	21.68(단부)
		1.0DL+1.0LL+1.0WL	19.14(단부)
	TSD	1.0DL+1.0LL	19.45(중앙)
		1.0DL+1.0LL+1.0EL	22.36(단부)
		1.0DL+1.0LL+1.0WL	19.67(단부)

반강접합 접합부로서 T&S 접합부를 적용할 경우 중앙부에서 단부로 휨 모멘트가 최소 59%에서 최대 67%까지 분배되었다. TSD 접합부로 적용하였을 경우도 T&S 접합부의 경우와 비슷하게 중앙에서 단부로 최소 61%에서 최대 69%까지 분배되었다.

4.3 수평변위

수직하중과 수평하중이 작용하는 경우에 대한 최상층의 수평변위가 표 7 및 표 8에 나타나 있다. 표 7과 표 8에서 전단접합부를 적용하였을 경우, H-582와 H-390 접합부의 비선형 거동을 15 구간으로 Multi-linear화하였을 경우, 마지막으로 H-582 접합부의 비선형 모멘트 회전각 관계를 Bi-linear 모델⁽¹⁾로 단순화하였을 경우에 대하여 각각 비교하였다.

표 7. 지진 하중에 의한 수평변위 (T&S 접합부)

층\해석	5층	10층	15층	20층
Hinge	1.95	6.16	11.5	17.9
H-582	1.52	4.45	7.78	11.4
H-390	1.67	4.99	8.92	13.4
B1	1.50	4.40	7.71	11.3

전단접합부를 T&S 접합부로 대체하는 경우 수평변위가 최대 36%까지 감소하였으며 단순 해석모델인 B1 모델을 사용하는 경우에는 비선형 모델에 비하여 1% 내외의 오차를 보였다.

표 8. 지진 하중에 의한 수평변위 (TSD 접합부)

층\해석	5층	10층	15층	20층
Hinge	1.95	6.16	11.5	17.9
H-582	1.51	4.39	7.67	11.2
H-390	1.66	4.95	8.83	13.3
B1	1.49	4.34	7.59	11.1

표 8에서 TSD 접합부 경우도 T&S 접합부와 거의 같은 양상을 보였으며 수평변위가 최대

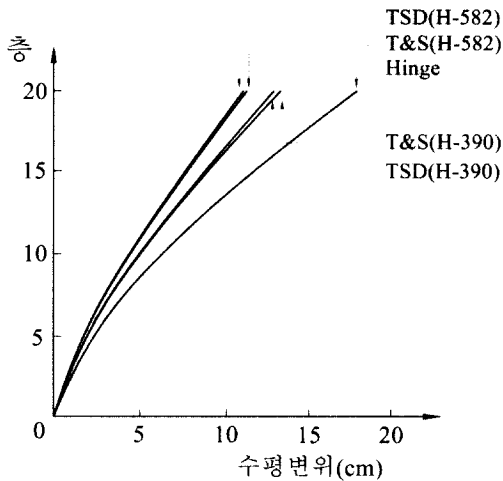


그림 8. 지진하중에 의한 수평변위

37%까지 감소하였다. 이러한 수평변위에 대한 결과가 그림 8에 나타나 있다.

4.4 보 부재 검토

보에 발생하는 조합응력을 강구조계산규준의 허용응력도법으로 검토하여 표 9에 나타내었다. 전단접합과 모멘트 접합을 사용하여 구조설계하는 경우 H-700 및 H-582 부재는 조합응력에 대하여 약 40%정도의 안전율을 확보하여 부재의 단면치수를 줄일 수 있었으나, 보의 중앙부 처짐 문제로 H-700 및 H-582 부재를 사용하였다. 반강접 접합과 모멘트 접합을 고려하여 구조설계하는 경우 H-500 부재에서 11%, H-390 부재에서

30%의 안전율을 확보 할 수 있어 H-700 부재 및 H-582 부재를 H-500 부재 및 H-390 부재로 줄일 수 있었다. 보의 중앙부 처짐은 규준을 만족하였다.

5. 결 론

철골구조물 보-기둥 접합부의 비선형 휨모멘트-회전각 관계와 부재 기하비선형을 고려할 수 있도록 개발된 2차 탄성해석 프로그램⁽⁴⁾을 활용하여 20층 가새 철골구조물에서 반강접 접합부가 구조물의 거동에 미치는 영향을 비교 분석한 결과는 다음과 같다.

- (1) 반강접 접합부의 비선형 휨모멘트-회전각 관계를 위해 제안한 단순 해석모델을 이용하여 수직하중 뿐만 아니라 수평하중을 받는 철골 구조물의 2차 탄성해석을 실행할 수 있었다.
- (2) 본 연구의 20층 가새 철골구조물에서는 1차 모멘트에 대한 2차 모멘트의 비가 UBC-97의 기준보다 적어 P-delta 효과를 고려할 필요가 없다.
- (3) 전단접합을 반강접 접합부인 T&S접합부 또는 TSD접합부로 대체하는 경우 최상층에서 수평변위가 22 ~ 37% 감소하였다.
- (4) 전단접합부를 가진 보에서 전단접합부를반강접 접합부로 구조설계 하는 경우 보의 크기를 H-700 및 H-582에서 H-500 및 H-390으로 줄일 수 있었다.

표 9. 보 부재 응력

구분 기준	보 부재 (H형강)	부재력		허용전단응력도		허용휨응력도		조합응력	
		전단력(t)	모멘트 (t·m)	1.27 (t/cm ²)	안전율	2.2 (t/cm ²)	안전율	1.0	비율(%)
전단 접합	H-700X300X15X28	26.68	73.83	0.25	5.08	1.16	1.90	0.56	56.0
	H-582X300X12X17	11.04	33.12	0.32	3.97	0.98	2.24	0.51	51.0
반강 접합	H-700X300X15X28	26.68	50.79	0.25	5.08	0.80	2.50	0.41	41.0
	H-500X300X11X18	26.68	50.79	0.49	2.59	1.77	1.24	0.89	89.0
	H-582X300X12X17	11.04	22.94	0.32	3.97	0.68	3.24	0.40	40.0
	H-390X300X10X16	11.04	22.94	0.57	2.23	1.19	1.85	0.70	70.0

감사의 말

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구 “건축물 구조설계에서 반강접 접합부의 실용화(과제번호 96-062-03-01-3)”의 지원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

- (1) 강경원, 강석봉, “철골구조물의 반강접 보-기둥 접합부 해석모델의 단순화에 관한 연구”, 대한건축학회 학술발표회 논문집 제17권 2호, 1997.
- (2) 강철구, “반강접 철골 구조물의 구조적 거동에 관한 연구”, 강건재 학술발표회 제4권, 1995.
- (3) 김진형, “재료 비선형을 고려한 반강접 접합 철골 구조물의 거동에 관한 연구”, 울산대학교 건축학과 석사 학위논문, 1999.
- (4) 김진형, 강석봉, “6층 비가새 철골구조물의 반강접 접합부에 관한 해석적 연구”, 한국 강구조학회 논문집 제11권 제4호, 1999.
- (5) 임상민, 강석봉, “철골구조물 반강접 접합부 거동에 대한 해석모델에 관한 연구”, 대한건축학회 학술발표회 논문집 제19권 2호, 1999.
- (6) 한영철, “半剛接 鐵骨 構造物의 構造的 舉動에 관한 研究”, 연세대학교 건축학과 박사학위 논문, 1993.
- (7) B.S. Dhillon, Abdel Majid, “Interactive Analysis and Design of Flexibly Connected Frames”, Computers & Structures, Vol. 36, 1990.
- (8) W.F. Chen, “Joint Flexibility in Steel Frames”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1987.
- (9) W.F. Chen, E.M. Lui, “Stability Design of Steel Frame”, CRC Press, Inc, 1991.
- (10) W.F. Chen, E.M. Lui, “Semi-Rigid Connections in Steel Frames”, McGraw-Hill, 1993.
- (11) W.F. Chen, Y. Goto, J.Y.R. Liew, “Stability Design of Semi-Rigid Frames”, John Wiley & Sons, Inc., 1995.

(접수일자 : 1999년 8월 13일)