

인장력을 받는 H형강 플랜지의 블록전단 파단에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Block Shear Rupture of Flange for H-Beam Tension Members.

김 보 영¹⁾ · 권 찬²⁾ · 최 문 식³⁾
Kim, Bo Young · Kwon, Chan · Choi, Mun Sik

요 약 : 본 연구는 1997년 제정된 강구조 한계상태설계법에 있어서 블록전단 설계기준식의 타당성을 규명하고 외국설계기준과 비교검토하기 위하여 인장력을 받는 H형강 플랜지의 접합부에 대한 블록전단 파단실험을 하였다. 실험결과 접합부는 대부분 인장항복-전단파단과 전단항복-인장파단에 의한 블록전단이 일어났으며 실험에 의한 블록파단하중이 기준식에 의한 내력보다 약 23% 크게 나타나 현재 기준식은 블록전단내력을 과소평가하고 있어 더 많은 연구가 필요하다고 사료된다.

ABSTRACT : In this paper, an experimental study have been many studies on the propriety of block shear design code, according to limited state design criteria of steel structures recently established in Korea, by an experiment on the joint of H-Beam Flange tension members. The objects of this study were to compare with the results of other studies on block shear rupture mode and ultimate capacity, and to evaluate the propriety of the design criteria. The result is that the joint happened, two types, tension yield-shear ruptures and shear yield-tension ruptures, and the experimental rupture load was 23% higher than the capacity entered in the criteria design code. In this criteria, it was found that ultimate strength of block shear of H-Beam Flange was lowly estimated. Therefore, we emphasize the need of estimates on the block shear rupture by carrying out many studies in this field.

핵심용어 : 블록전단, 극한내력, 인장항복-전단파단, 전단항복-인장파단, 전문계수

KEYWORDS : Block Shear, Ultimate Capacity, Tension Yield Shear Rupture, Shear Yield Tension Rupture, Professional Factor

1) 정희원, 단국대 건축공학과 박사과정, 제주산업정보대 교수
2) 정희원, 단국대 석사과정 졸업
3) 정희원, 단국대 건축공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 1999년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

인장재의 집합부에 대한 집합방법과 안전성에 대한 검토는 지속적으로 연구되고 있다. 고력볼트로 집합된 인장재의 집합부는 전단면의 항복, 순단면의 파단, 파스너의 파단, 그리고 블록전단 파단 등에 견딜수 있도록 설계해야 한다. 이 가운데 블록전단(block shear)은 파스너로 연결된 단순보나 인장재의 가셋플레이트의 집합부에서 하중방향에 수직인 인장면의 볼트열과 수평인 전단면의 볼트 열을 따라서 파단되는 현상으로 인장항복-전단파단과 전단항복-인장파단이 있다.

외국에서는 블록전단에 관한 다양한 실험과 해석^(1,2,3,6,12)을 기초로 하여 표 1과 같은 블록전단에 대한 설계식을 제시하여 실제 설계에 사용하고 있으며 이에 대한 연구를 계속하고 있다. 반면 국내에서는 하중 저항계수 설계법[AISC LRFD (1993)⁽⁹⁾]을 근거로 하여 1997년 강구조 한계상태 설계법에서 블록전단에 대한 설계식을 제시하였으나 아직까지 이에 대한 연구 및 실제 활용은 미비한 상태이다.

따라서 본 연구에서는 기존의 연구결과를 기초로 하여 인장력을 받는 H형강 플랜지 집합부의 블록전단에 대한 실험을 통하여 블록전단 파단형상 및 극한내력을 비교 분석하여 블록전단에 대한 기초자료 및 연구방향을 제시 하고자 한다. 그리고 새로 제정된 강구조 한계상태 설계법에 있어서 블록전단 설계기준식의 타당성을 규명하고, 아울러 외국설계기준과 비교 검토하고자 한다.

2. 실험계획

2.1 시험체 계획 및 제작

기존 연구결과^(6,8,10,12,14,15)를 참고로 블록전단의 형상과 내력에 영향을 주는 여러 변수 가운데 집합길이, 피치, 게이지, 연단거리 등을 변수로 표 2와 같이 시험체를 계획하였다.

표 1. 블록전단 산정식

규 준	블록전단 산정식	비 고
AISC LRFD (1986)	$\phi R_n = \phi(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$ $\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$ 두 식 중 큰 값을 사용	A_{nt} : 인장올받는 순단면적 A_{nv} : 전단올받는 순단면적 A_{gv} : 전단올받는 총단면적
AISC ASD (1989)	$R_n = 0.3F_u A_{nt} + 0.5F_u A_{nv}$	A_{gt} : 인장올받는 총단면적
AISC LRFD (1993) 한국 강구조 한계상태 설계법 (1997)	$F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nv}$ 일 때 $\phi R_n = \phi(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$ $F_u A_{nt} < 0.6F_u A_{nv}$ 일 때 $\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$	F_u : 강재의 인장강도 F_y : 강재의 항복강도 R_n : 공칭블록전단 내력 ϕ : 강도저감계수 (0.75)

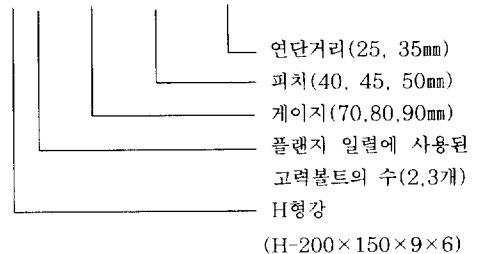
표 2. 시험체 일람표

시험체의 크기	일련 번호	시 험 체 명	시험 체 수	예상파단
				형상
H-200 ×150 ×9×6	A1	H(2) - G90 - P40 - E25	2	TY-SR
	A2	H(2) - G90 - P50 - E25	3	TY-SR
	A3	H(2) - G90 - P40 - E35	3	TY-SR
	A4	H(3) - G90 - P40 - E25	2	TY-SR
	A5	H(3) - G90 - P50 - E25	3	TY-SR
	A6	H(3) - G90 - P45 - E35	2	TY-SR
	A7	H(2) - G80 - P40 - E25	3	SY-TR
	A8	H(2) - G70 - P50 - E25	2	SY-TR
	A9	H(2) - G70 - P40 - E35	3	SY-TR
총 시 험 체 수			23개	

주: TY - SR : 인장항복 전단파단

SY - TR : 전단항복 인장파단

H(2) - G90 - P40 - E25



기존 H형강은 일반적으로 웨브 두께보다 플랜지 두께가 두껍기 때문에 플랜지의 블록전단 파단보다 전단면의 항복 또는 순단면 파단이 먼저 일어난다. 따라서 본 실험에서는 플랜지의 블록전단 파단이 발생하도록 플랜지 두께보다 웨브 두께가 두껍도록 용접 H형강 H-200×150×9×6으로 시험체를 계획하였다. 시험체는 재료적인 특성이 변수로 작용하지 않도록 강재 SS400인 강판 9mm(웨브)와 6mm(플랜지)를 각각 50cm 길이로 절단하여 용접 H형강 23개의 시험체를 제작하였다.

접합을 위한 고력볼트 구멍은 강구조 한계상태 설계법에 따라 볼트 직경보다 2mm크게 드릴로 제작하였으며 천공과정에서 발생한 오차는 예상 블록파단하중 산정시에 반영하였다. 고력볼트 설치는 등급 F10T인 M16을 건축공사표준시방서의 토크관리법으로 하였다.

본 실험에서 사용된 시험체의 형상은 그림 1과 같다.

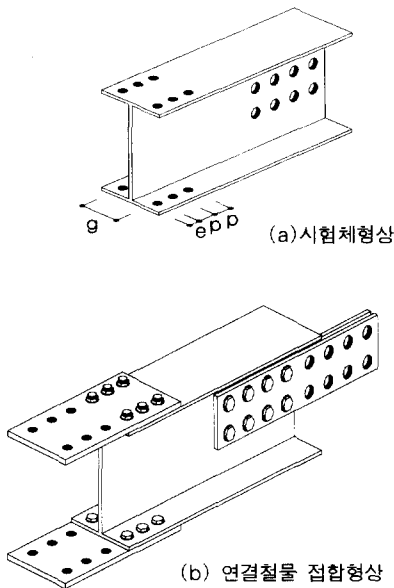


그림 1. 시험체 및 연결철물 접합의 형상

주. e:연단거리 p:피치 g:게이지

2.2 재료시험

강재의 기계적 성질을 파악하기 위하여 시험체로 사용된 용접 H형강의 플랜지와 웨브의 시험편을 KS B 0801에 따른 5호 시험편으로 KS B 0802에 의해 인장강도 시험을 실시하였으며 시험결과는 표 3과 같다.

표 3. 강재의 기계적 성질

시험편	항복강도 σ_y (t/cm ²)	인장강도 σ_u (t/cm ²)	항복비 σ_y/σ_u	연신율 (%)
플랜지	3.36	4.59	0.73	35.50
웨브	3.33	4.58	0.73	35.00

2.3 실험방법

실험은 200ton용량의 만능시험기를 사용하였다. 시험체는 하중 재하시 슬립이 일어나지 않도록 별도의 연결장치를 제작하여 설치하였고 편심의 영향을 최소화하기 위하여 시험체의 중심과 그림의 중심이 일치하도록 시험체를 설치하였다. (그림 2)



그림 2. 시험체 설치

하중 가력속도는 기존 연구결과를 참고하여 초기에는 3.0t/분 정도로 가하였으며 접합부의 변형 발생 후에는 블록전단 파단형상 및 내력을 측정하기 위하여 재하속도를 1/2로 줄였다. 가력하중 변화에 따른 H형강 플랜지 부분의 변형형상과 볼트의 슬립, 전단면의 배부름, 인장면의 넥킹, 블록전단의 파단형상 및 파단경로 등을 조사하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 실험결과

인장력을 받는 용접 H형강 플랜지의 접합부에 대한 각 시험체의 블록전단 실험결과는 표 4와 같다. 그리고 실험에 의한 블록파단하중을 각 설계규준식으로 계산된 예상블록 파단하중으로 나눈 값인 전문계수는 표 5와 같다.

표 4. 시험체 실험결과

시험체	실험파단하중 (ton)	예상파단하중 (ton)			예상블록전단파단형상	실험블록전단파단형상
		ASD	LRFD (1986)	한계상태 설계법		
A1-1	65.95	50.69	57.30	51.83	TY-SR	TY-SR
A1-2	63.35	50.15	56.88	51.33	TY-SR	TY-SR
A2-1	70.45	57.42	62.32	58.47	TY-SR	TY-SR
A2-2	72.65	57.37	62.25	58.45	TY-SR	TY-SR
A2-3	71.05	57.02	61.91	58.20	TY-SR	TY-SR
A3-1	75.45	57.42	62.32	58.47	TY-SR	TY-SR
A3-2	72.45	57.12	62.04	58.23	TY-SR	TY-SR
A3-3	70.75	56.75	61.70	57.92	TY-SR	TY-SR
A4-1	90.45	65.47	77.36	66.52	TY-SR	TY-SR
A4-2	90.50	65.79	77.63	66.81	TY-SR	TY-SR
A5-1	103.85	79.16	87.35	80.24	TY-SR	TY-SR
A5-2	101.65	79.16	87.35	80.24	TY-SR	TY-SR
A5-3	96.65	78.95	87.11	80.13	TY-SR	TY-SR
A6-1	98.75	79.49	87.71	80.44	TY-SR	TY-SR
A6-2	101.25	79.67	87.79	80.69	TY-SR	TY-SR
A7-1	74.80	56.08	62.76	62.76	SY-TR	SY-TR
A7-2	78.05	56.10	62.84	62.84	SY-TR	SY-TR
A7-3	73.35	55.94	62.66	62.66	SY-TR	SY-TR
A8-1	81.96	68.85	73.69	73.69	SY-TR	지압파괴
A8-2	81.50	68.82	73.71	73.71	SY-TR	볼트파단
A9-1	85.45	68.45	73.37	73.37	SY-TR	SY-TR
A9-2	85.25	68.41	73.31	73.31	SY-TR	SY-TR
A9-3	85.60	69.19	73.95	73.95	SY-TR	SY-TR

표 5. 시험체 전문계수

시험체	ASD (1989)		LRFD (1986)		한계상태 설계법		비고
	개별	동종 평균	개별	동종 평균	개별	동종 평균	
A1-1	1.30	1.28	1.15	1.13	1.27	1.25	
A1-2	1.26		1.11		1.23		
A2-1	1.23	1.25	1.13	1.15	1.20	1.22	
A2-2	1.27		1.17		1.24		
A2-3	1.25		1.15		1.22		
A3-1	1.31	1.28	1.21	1.18	1.29	1.25	
A3-2	1.27		1.17		1.24		
A3-3	1.25		1.15		1.22		
A4-1	1.38	1.38	1.17	1.17	1.36	1.36	
A4-2	1.38		1.17		1.35		
A5-1	1.31	1.27	1.19	1.15	1.29	1.26	
A5-2	1.28		1.16		1.27		
A5-3	1.22		1.11		1.21		
A6-1	1.24	1.26	1.13	1.14	1.23	1.24	
A6-2	1.27		1.15		1.25		
A7-1	1.33	1.34	1.19	1.20	1.19	1.20	
A7-2	1.39		1.24		1.24		
A7-3	1.31		1.17		1.17		
A8-1	1.19	1.19	1.11	1.11	1.11	1.11	
A8-2	1.18		1.11		1.11		
A9-1	1.25	1.25	1.16	1.16	1.16	1.16	
A9-2	1.25		1.16		1.16		
A9-3	1.24		1.16		1.16		
평균		1.28		1.15		1.23	

주. 전문계수 = $\frac{\text{실험블록파단하중}}{\text{예상블록파단하중}}$

3.2 실험결과 분석

3.2.1 블록전단 파단형상

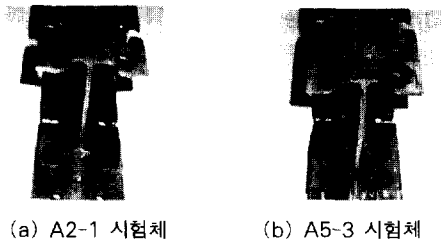
블록전단 파단이 발생하도록 계획한 23개의 시험체를 실험한 결과 파단현상은 인장항복-전단 파단에 의한 블록전단과 전단항복-인장파단에 의한 블록전단 및 지압파괴-볼트파단의 형상으로 나타났다.

1) 인장항복-전단파단 시험체

블록전단 파단이 발생하도록 계획한 15개의 시험체를 실험한 결과 모든 시험체가 인장항복-전단파단의 블록전단이 일어났다. 시험체의 파단 과정은 공통적으로 안쪽볼트에서 초기 미끄러짐이 발생하면서 전단 연단부에서 서서히 배부름 현상이 나타났다. 이어서 인장면 단부에서 넥킹이 발생한 후 인장면이 먼저 항복되어 파단되고 이

후 전단면이 파단되었다. (그림 3, 4)

현행 강구조 한계상태 설계기준의 블록전단 내력산정시 인장면과 전단면에 대한 파단은 볼트구멍의 중심선으로 파단된다고 가정하고 있다. 그러나 본 실험결과 인장파단면은 기준식에서 가정된 것과 동일하게 볼트 구멍의 중심선으로 파단되었으나, 전단파단면은 기준식에서 가정된 볼트구멍의 중심선이 아닌 웹쪽의 볼트 외측선으로 발생하였다. (그림 5)



(a) A2-1 시험체 (b) A5-3 시험체
그림 3. 인장항복-전단파단 시험체의 블록전단 파단형상

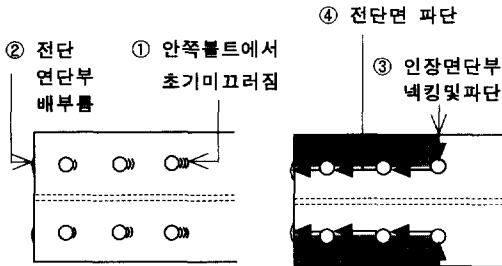
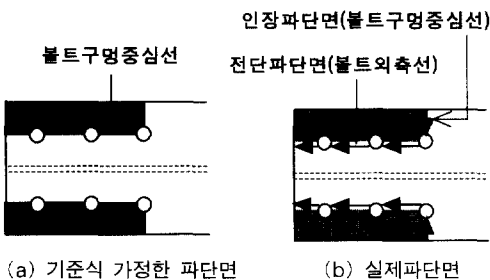


그림 4. 인장항복-전단파단 시험체의 파단순서
주. 숫자는 파단진행 순서



(a) 기준식 가정된 파단면 (b) 실제파단면

그림 5. 시험체의 예상파단선과 실제파단선

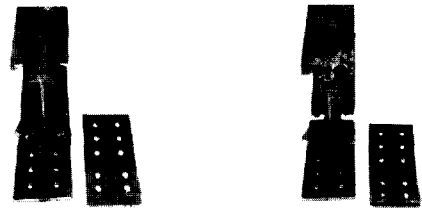
이것은 인장력을 받는 H형강 웨브의 블록전단 실험⁽¹⁵⁾에서도 같은 결과를 보여주고 있다.

따라서 전단면은 볼트구멍의 중심선이 아닌 실제 파단선에 따른 파단면을 블록전단 내력 산정식에 고려해야 할 것으로 사료된다.

2) 전단항복-인장파단 시험체

블록전단 파단이 일어나도록 계획한 8개의 시험체를 실험한 결과 6개의 시험체는 전단항복-인장파단의 블록전단파단이 일어났고 2개(A8 시험체)는 지압파괴-볼트파단이 일어났다.

시험체의 파단과정은 안쪽 볼트에서 초기 미끄러짐이 발생한 후 전단 연단부에서 배부름 현상이 나타나고 이후 인장 연단부에서 넥킹이 발생하였다. 끝이어서 전단 연단부의 배부름이 가속화되면서 전단면이 먼저 항복되어 파단되고 이후 인장면이 파단 되었다.



(a) A7-2 시험체 (b) A9-2 시험체
그림 6. 전단항복-인장파단 시험체의 블록전단 파단형상

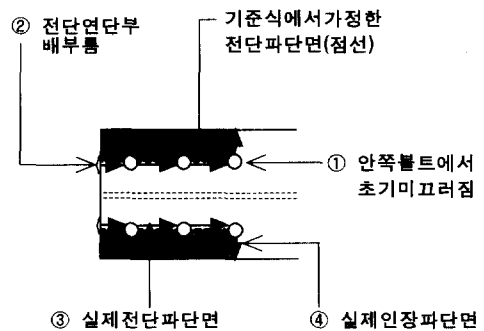


그림 7. 전단항복-인장파단 시험체의 파단순서
주. 숫자는 파단진행 순서

전단항복-인장파단의 블록전단 파단형상은 인장항복-전단파단 시험체와 같이 전단면에 대한 파단은 기준식에서 가정된 볼트구멍의 중심점이 아닌 볼트의 외측선으로 치우쳐서 파단이 발생하였고, 인장면에 대한 파단은 기준식에서 가정된 것과 동일하게 볼트구멍의 중심선으로 파단되었다.(그림 6, 7) 이와 같은 현상은 김보영이 블록전단파단 실험⁽¹⁵⁾에서도 같은 결과를 보여주고 있다.

전단항복-인장파단으로 계획한 A8 시험체는 전단 연단부의 항복에 의해 시험체의 바깥쪽 볼트가 먼저 지압파괴가 일어난 후, 하중을 지지하던 접합부 한면에 4개의 볼트가 2개로 지지하게 되어 볼트의 전단내력의 부족으로 시험체 안쪽볼트가 전단파단이 발생하여 결국 지압파괴-볼트파단이 일어난 것으로 사료된다. 전문계수 평균값이 1.15와 1.23 보다 적은 1.11로 나타나고 있음도 이를 증명하여 주고 있다.

3.2.2 접합길이에 따른 영향

접합길이가 블록전단 내력에 미치는 영향을 조사하기 위하여 동일한 피치 및 게이지에 열당 볼트수가 상이한 A1 시험체와 A4 시험체, A2 시험체와 A5 시험체의 전문계수를 비교하였다. 표 6에서 접합길이가 증가할수록 전단면 길이의 증가로 전단을 받는 순단면적이 증가하여 블록전단 내력이 증가하였다.

표 6. 접합길이 증가에 따른 전문계수

시험체	실험파단 하중 (ton)	전문계수			비 고
		ASD	LRFD (1986)	한계상태 설계법	
A1	64.65	1.28(1.07)	1.13(1.05)	1.25(1.05)	L:40mm
A4	90.48	1.38(1.10)	1.17(1.08)	1.36(1.08)	L:80mm
A2	71.38	1.25(1.06)	1.15(1.04)	1.22(1.04)	L:50mm
A5	100.72	1.27(1.05)	1.15(1.04)	1.26(1.04)	L:100mm

주. ()는 실제 파단면에 대한 전문계수

L : 접합길이

또한 이론 파단면과 실제 파단면에 대한 전문계수도 증가하였는데 이것은 접합길이가 길어질수록 전단지체(Shear lag) 효과에 의한 내력의 감소가 상대적으로 작아져서 전단지체 영향을 받는 범위내에서는 접합길이가 길어질수록 블록전단파단에 대해서는 효율적인 것으로 사료된다.

이것은 Epstein⁽⁸⁾의 블록전단 연구에서도 같은 결과를 보여주고 있다.

3.2.3. 피치 및 연단거리의 영향

접합부의 길이(블록전단길이)는 동일하지만 피치와 연단거리가 각각 다를 때 내력의 변화를 조사하기 위하여 블록의 전단면적과 인장면적이 동일한 A2 시험체와 A3 시험체, A8 시험체와 A9 시험체에 대한 시험을 하였다. 표 7과 같이 인장항복-전단파단의 경우는 H형강 플랜지 접합부에서는 전단면의 길이가 동일할 때 피치와 연단거리의 변화는 블록전단 내력 및 전문계수에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

그러나 전단항복-인장파단의 경우에는 피치 및 연단거리가 블록전단파단 내력에 영향이 있음을 보여주고 있다. 이는 전단항복시에 짧은 연단부부터 파단이 먼저 발생하므로 전문계수가 감소하였을 것으로 사료된다.

표 7. 피치와 연단거리에 따른 내력 및 전문계수

시험체	실험파단 하중 (ton)	전문계수			비 고
		ASD	LRFD (1986)	한계상태 설계법	
A2	71.38	1.25	1.15	1.22	p:50mm e:25mm
A3	72.88	1.28	1.18	1.25	p:40mm e:35mm
A8	81.73	1.19	1.11	1.11	p:50mm e:25mm
A9	85.43	1.25	1.16	1.16	p:40mm e:35mm

3.2.4 게이지 영향

게이지 변화에 대한 영향을 알아보기 위하여 전단길이가 동일한 A1 시험체와 A7 시험체, A2 시험체와 A8 시험체에 대한 시험을 하였다. 표 8과 같이 전단면의 길이가 동일할 때 게이지의 변화는 블록전단 내력 및 전문계수, 파단형상에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 시험체의 게이지 길이가 증가할수록 블록전단 내력은 감소하고 있으며 전단항복-인장파단 시험체가 인장항복-전단 파단 시험체보다 블록전단 내력이 증가한 것으로 나타나 블록전단에 대해 유리하다고 판단된다.

표 8. 게이지 변화에 따른 내력 및 전문계수

시험체	실험파단 하중 (ton)	전문계수			비고
		ASD	LRFD (1986)	한계상태 설계법	
A1	64.65	1.28	1.13	1.25	L:40mm G:90mm
A7	75.40	1.34	1.20	1.20	L:40mm G:80mm
A2	71.38	1.25	1.15	1.22	L:50mm G:90mm
A8	81.73	1.19	1.11	1.11	L:50mm G:70mm

3.2.5 설계기준식의 비교

1997년 제정된 강구조 한계상태설계법에 있어서 블록전단 산정식(AISC LRFD규준(1993)과 동일함)과 AISC ASD 규준 및 LRFD 규준(1986)의 블록전단 산정식을 비교검토하고 현행 설계식의 합당성을 규명하기 위하여 본 실험을 통하여 얻은 파단하중과 기준식으로 계산된 파단하중의 비율인 전문계수를 표5와 같이 구하여 분석하였다.

전문계수는 우리나라 한계상태설계기준에 대한 값은 1.11~1.36 범위로 평균 1.23으로 나타났으며, AISC ASD 규준에 대해서는 1.25~1.38

범위로 평균 1.28, AISC LRFD(1986) 규준에 대해서는 1.11~1.20 범위로 평균 1.15의

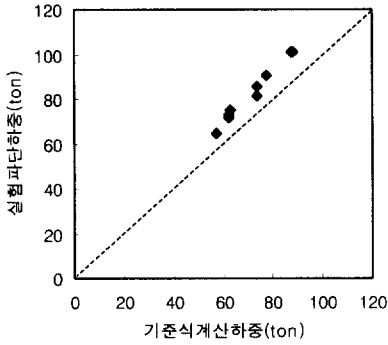
값이 나타났다. 따라서 각 규준식으로 구한 예상 파단하중보다 실제 파단하중이 크게 나타나고 있어 모든 규준식이 안전측으로 되어 있음을 알 수 있다. AISC LRFD(1986) 규준과 강구조 한계상태설계기준의 예상파단하중과 실험파단하중과의 상관관계도인 그림 8에서도 상관관계 분포점이 대각선 윗 부분에 분포하고 있어 이와 같은 관계를 잘 나타내 주고 있다.

그러나 본 실험결과에 의하면 블록전단파단은 규준식이 파단선 가정과는 다르게 전단면의 파단선은 볼트의 외측선으로 치우쳐서 발생하고 있어, 실제파단선을 규준식에 적용했을 경우의 전문계수는 표9와 같이 한계상태설계법, AISC ASD 및 AISC LRFD(1986)에 대해 모두 1.07로 전문계수 1.0에 거의 근접한 값을 보여주고 있다. 그림9에서도 실제 파단선에 의한 예상파단하중과 실험파단하중과의 상관점들의 더욱 대각선 가까이 분포하고 있음을 알 수 있다.

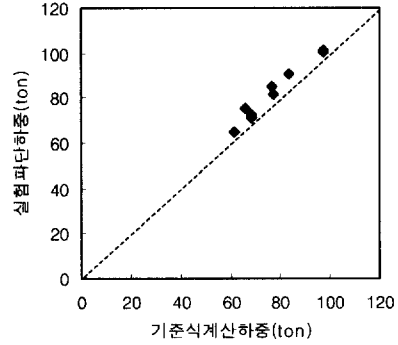
따라서 실제 전단파단선에 따른 블록전단내력을 평가해야 할 것으로 판단되며 앞으로 이에 대한 보다 많은 연구에 의한 설계식의 검증이 필요하다고 사료된다.

표 9. 실제파단선을 규준식에 적용했을 경우의 전문계수

시험체	ASD (1989)	LRFD (1986)	한계상태 설계법	비고
A1	1.07	1.05	1.05	
A2	1.06	1.04	1.04	
A3	1.08	1.07	1.07	
A4	1.10	1.08	1.08	
A5	1.05	1.04	1.04	
A6	1.04	1.03	1.03	
A7	1.14	1.15	1.15	
A8	1.03	1.06	1.06	
A9	1.08	1.11	1.11	
평균	1.07	1.07	1.07	

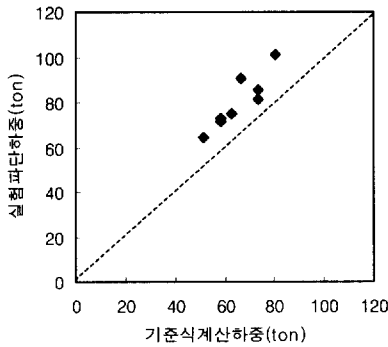


(a) AISC LRFD규준(1986)



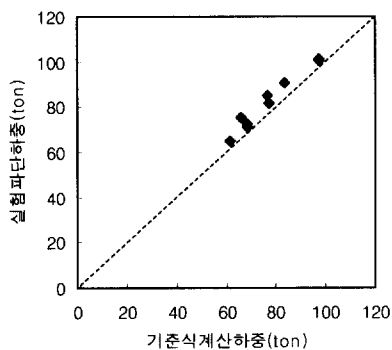
(b) 강구조 한계상태 설계기준

그림 9. 실제파단선을 적용한 예상파단하중과 실험파단하중의 비교



(b) 강구조 한계상태 설계기준

그림 8. 예상파단하중과 실험파단 하중의 비교



(a) AISC LRFD규준(1986)

4. 결 론

강구조 설계법으로 채택된 한계상태설계기준의 블록전단 산정식에 대한 타당성을 규명하고자 인장력을 받는 H형강 플랜지 접합부에 대한 실험결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 블록전단파단은 안쪽볼트에서 초기 미끄러짐, 전단연단부에서 배부름 현상, 인장연단부에서 넥킹발생후 인장항복-전단파단 과 전단항복-인장파단의 형태로 파단이 발생하였다

(2) 블록전단파단 형상의 인장면은 기준식에서 가정한 것과 동일하게 볼트구멍의 중심선으로 파단되었으나, 전단면에 대한 파단은 기준식에서 규정한 볼트구멍의 중심선이 아닌 웨브쪽으로 치우친 볼트의 외측선으로 파단이 발생하였다

(3) 접합길이가 길어질수록 순단면적의 증가로 인하여 블록전단 내력이 증가하고, 전단지체 효과에 의한 내력이 감소가 작아지기 때문에 접합길이를 길게하는 것이 블록전단에 대해 효율적인 것으로 나타났다.

(4) 동일한 전단면 길이에서 피치 및 연단거리의 변화는 인장항복-전단파단의 경우에 블록전단 내력에 영향을 미치지 않으나 전단항복-인장파단의 경우에는 파단의 연단부에서 먼저 발생하여

영향을 주는 것으로 나타났다

(5) 게이지 변화에 따른 영향은 전단면의 길이가 동일할 때 블록전단 내력 및 전문계수, 파단형상에 영향을 미치는 것으로 나타났다.

(6) 강구조 한계상태설계기준의 블록전단내력에 대한 전문계수는 평균 1.23으로 예상블록전단내력보다 약 23%크게 나타나 너무 안전한 것으로 판단된다. 그러나 실제 파단선의 적용시에는 1.07로 전문계수 1.0에 거의 근접한 값을 보여주고 있어 실제 전단파단선에 따른 블록전단내력을 평가함이 합당한 것으로 사료된다

(7) 1997년 제정된 강구조 한계상태설계법의 블록전단 산정식에 의한 파단하중은 실제파단하중보다 적게 나타나 안전한 것으로 판단된다. 그러나 기준식은 블록전단 내력을 과소평가 하는 것으로 나타나 블록전단 발생부분의 구속조건, 편심의 영향, 블록전단 파단면의 길이 등을 고려한 더 많은 연구가 있어야 할 것으로 사료된다

참 고 문 헌

- (1) Birkemoe, P. C., and Gilmor, M. I., "Behavior of Bearing Critical Double Angle Beam Connections," AISC Engineering Journal, Vol. 15, 4th Qtr., 1978, pp. 109-115.
- (2) Ricles, J. M. and Yura, J. A., "Strength of Double Row Bolted Web Connection." Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST1, January 1983, pp. 126-142.
- (3) Hardash, S. G. and Bjorhovde, R., "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension." AISC Engineering Journal, Vol. 22, 2nd Qtr., 1985, pp. 77-94.
- (4) American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, 1st Ed., Chicago, 1986.
- (5) Thacker, B. H., "An Analytical Investigation of Block Shear Failure in Structural Tension Members," M.S. Thesis, University of Connecticut, 1987.
- (6) Adidam, N. S., "Analysis of Block Shear Experiments for Structural Steel Angle in Tension," M.S. Thesis, University of Connecticut, 1990.
- (7) Chamarajanagar, R., "Finite Element Studies for the Correlation of Stresses and Failures of Block Shear Test," M.S. Thesis, University of Connecticut, 1990.
- (8) Haward I. Epstein., "An Experimental Study of Block Shear Failure of Angles in Tension," AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1992, pp. 75-84.
- (9) American Institute of Steel Construction, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", 2nd Ed., Chicago, 1994.
- (10) Jeremy M. G. James G. O. and Ronald D. Z., "Block Shear Tests in High-Strength Steel Angles." AISC Engineering Journal, 3rd Qtr., 1995, pp. 117-122.
- (11) Haward I. Epstein., "Effect of the Latest LRFD Block Shear Code Change," AISC Engineering Journal, 1st Qtr., 1996, pp. 30-33.
- (12) Haward I. Epstein., "Block Shear of Structural Tees in Tension-Alternate Paths," AISC Engineering Journal, 4th Qtr., 1996, pp. 147-152.
- (13) 대한건축학회, "강구조 한계상태 설계기준 및 해설", 1998
- (14) 김보영, 이규광, 최문식, "인장력을 받는 Γ 형강의 블록전단 파단에 관한 실험적 연구", 한국강구조학회논문집, 제10권 제4호 통권37호, 1998.12
- (15) 김보영, 조영률, 최문식, "인장력을 받는 H형강 웨브의 블록전단 파단에 관한 실험적 연구", 대한건축학회논문집, 제15권 2호 통권 124호, 1999.2

(접수일자 : 1999년 4월 20일)