

내진철골모멘트접합부 패널존의 전단좌굴 방지를 위한 패널존 상대강도

Relative Panel Zone Strength in Seismic Steel Moment Connections for Prevention of Panel Zone Shear Buckling

김 소 연* · 이 철 호**

Kim, So-Yeon · Lee, Cheol Ho

ABSTRACT

The empirical AISC panel zone thickness provision($t_z \geq (d_z + w_z)/90$) to prevent the cyclic shear buckling of the panel zone was proposed based on the test data of Krawinkler et al. (1971) and Bertero et al. (1973). However, no published records of the equation development or any other background information appear to be available. The calibrated finite element analysis results of this study indicated that the AISC provision was not reasonable. In this study, through including the effects of the column axial force and the aspect ratio of the panel zone, a new equation for the relative strength between the beam and the panel zone was proposed such that the proposed equation can prevent the panel zone shear buckling and reduce the potential fracture associated with the kinking of the column flanges.

Keywords: cyclic shear buckling, panel zone, seismic steel moment connections, rupture index

1. 서 론

패널존의 두께에 관한 식은 1988년 SEAOC Blue Book에서 처음으로 규정되었다 (SEAOC, 1988). 그 후, 1988년과 뒤이은 UBC Code (UBC, 1988: 1997) 뿐만 아니라 AISC 내진규정 1992, 1997, 2002에 이르기까지 변화 없이 적용되었다 (AISC, 1992: 1997: 2002). 1988년 SEAOC Blue Book에서 패널존의 두께에 관한 식을 최초로 규정할 때 Krawinkler의 논문 (Krawinkler, 1978)을 참고했다는 언급이 있으나, 이것은 패널존의 두께에 관한 연구내용이기보다 그 이전 1970년대에 Bertero, Krawinkler, Popov등이 접합부 전반에 대해 실험한 내용 (Bertero 등, 1972, 1973; Krawinkler 등, 1971, 1975)을 언급한 것에 불과하며 이전의 어떤 논문에서도 패널존 두께식에 대한 구체적인 근거를 찾을 수 없다. 즉, 1988년에 SEAOC 위원회에서 이론적 근거없이 단순히 엔지니어적 판단에 기초하여 규정한 패널존 두께식이 오늘날까지 사용되고 있다.

본 연구에서는 먼저 검증된 유한요소 모델링 기법을 사용하여 현재 통용되는 패널존 두께식의 문제점을 지적하였다. 이를 바탕으로 패널존의 형상비 및 기둥의 축력효과를 주요변수로 고려하여, 내진철골모멘트접합부 패널존의 전단좌굴을 방지하고 접합부의 국부적 취성파단 가능성을 감소시킬 수 있는 패널존 적정강도

* 학생회원 · 서울대학교 건축학과 석사과정 Email: icda1019@snu.ac.kr

** 정회원 · 서울대학교 건축학과 부교수 Email: ceholee@snu.ac.kr

를 제시하고자 하였다.

2. 유한요소모델링 및 검증

2.1 해석 시험체 개요

국내의 논문 (이철호 등, 2002; Uang 등, 2002)을 참고하여 보 춤 600, 700, 900mm인 실물대 시험체를 대상으로 수치해석을 수행하였다 (아래 표1 참조). 보 플랜지 절취형 (RBS) 철골모멘트접합부의 소성힌지의 변형경화계수는 실제 실험데이터에 기초하여 각각 1.25 (이철호 등, 2002), 1.15 (Uang 등, 2002)를 사용하였고, 재료물성치 또한 실험종료 후 실물대 시험체에서 인장시험편을 채취하여 소재인장시험을 수행한 결과를 적용하였다.

표 1 해석 시험체 일람표 (그림7, 그림8 참조)

Specimen	Beam	Column	a (mm)	b (mm)	c (mm)	Flange Reduction (%)
D140T ¹⁾	H-582x300x12x17 (SS400)	H-588x300x12x20 (SM490)	150	450	60	40
DB600 ¹⁾	H-600x200x11x17 (SS400)	H-400x400x13x21 (SM490)	150	390	40	40
DB700 ¹⁾	H-700x300x13x24 (SS400)	H-428x407x20x35 (SM490)	175	525	55	37
DC1 ²⁾	W36x150 (A992)	W27x146 (A992)	229	762	76	50
DC3 ²⁾	W27x194 (A992)	W27x194 (A992)	241	610	76	43

1) 이철호 등 (2002), 2) Uang 등 (2002)

2.2 시험체 테스트 셋업과 가력

보의 면의 변위를 방지하기 위한 횡지지 브레이스는 기둥 플랜지로부터 2500mm 떨어진 지점에 위치한다. 단부 조건으로 상단은 이동지점, 하단은 회전지점을 적용하였으며, 보의 단부에는 횡력을 보 전단력으로 모사한 반복하중을 가하였다. 접합부의 내진성능평가를 위한 반복재하실험은 가장 최근의 가력프로그램으로 볼 수 있는 SAC (2000)의 단단계 지진하중프로토콜에 따라 의사정적으로 실행되었다 (Krawinkler 등, 2000). 본 연구에서는 4%의 층간변위수준을 적어도 1사이클 저항할 수 있어야하고 동시에 강도저하가 RBS 도입 이전 원단면 소성모멘트의 80%이하로 발생하지 않는 고성능 내진접합부를 목표로 하였다.

2.3 유한요소모델

ABAQUS (2001) 모델링 방법을 사용하여, 보-기둥 부분골조 접합부를 4절점 쉘요소로 3차원 모델링하였다. 비선형 등방적/운동학적 변형경화모델의 초기변형경화계수 및 변형경화감소율은 Kaufmann 등 (2001)의 자료를 이용하여 도출하였다. 앞서 언급한 SAC (2000) 철골접합부 내진실험용 반복재하 변위제어 프로그램에 따라, 폰 미세스 항복조건 및 Riks 알고리즘에 의해 탄소성해석을 수행하였다. 반복하중을 받는 접합부에 발생하는 국부좌굴 및 횡 비틀림 좌굴을 모사하기 위해 고유치해석을 수행한 다음 1차 좌굴모드를 기하학적 초기불완전으로 도입하여 실제와 가까운 유한요소해석이 되도록 고려하였다. 그림 3은 실험 (이철호 등, 2002)에서 얻어진 보 단부변위대 보 단부하중간의 이력곡선과 본 연구의 해석결과 얻어진 이력곡선을 비교한 것으로 4% 층간변위각에 이르기까지 실험결과와 해석결과가 잘 부합함을 보여주고 있다. 또한 반복재하의 진행에 따른 항복면 확장 및 바우싱거 효과까지 실제상황에 가깝게 반영할 수 있음을 확인하여, 본 연구에서 구성한 유한요소모델이 철골접합부의 실제적 거동을 합리적인 범위 내에서 예측할 수 있음을 검증하였다. 그림 3의 시험체 기호에서 M=중간강도 패널존, S=강한강도 패널존, W=보 웨브 용접접합을 나타낸다.

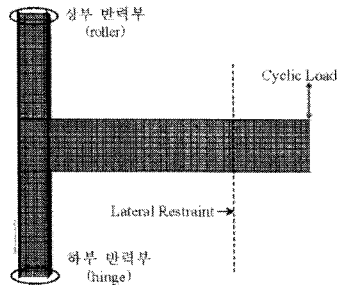


그림 1 시험체 테스트 셋업

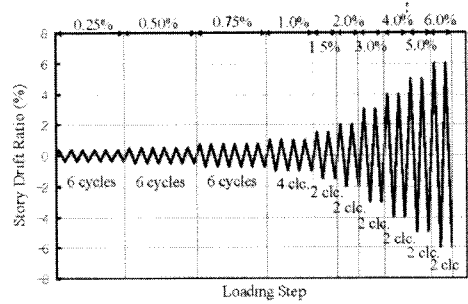


그림 2 SAC (2000) 가력프로그램

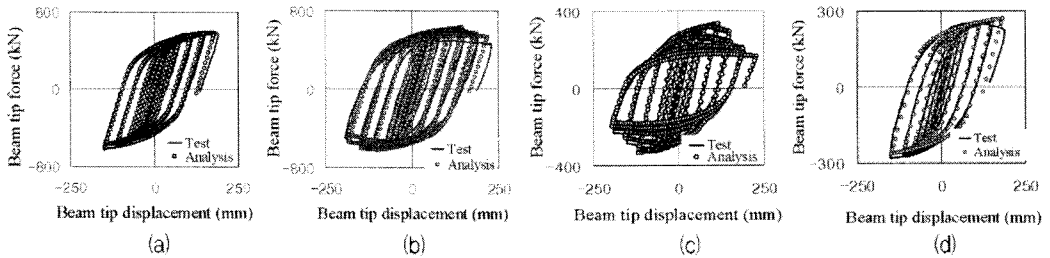


그림 3 실험 및 해석에 의한 이력곡선 비교 : (a) DB700MW; (b) DB700SW; (c) D140T; (d) DB600

3. 패널존 두께식에 대한 타당성 검토

3.1 패널존 두께식

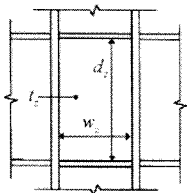


그림 4 패널존

AISC 내진규정 (AISC, 1992; 1997; 2002)에 패널존 두께식 (1)이 제시되어 있다.

$$t_z \geq (d_z + w_z)/90 \quad (1)$$

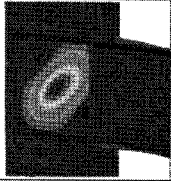
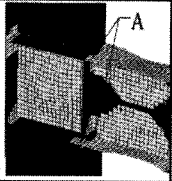
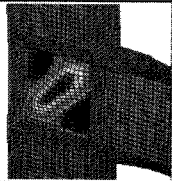
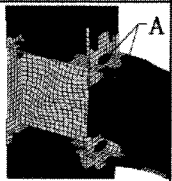
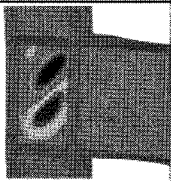
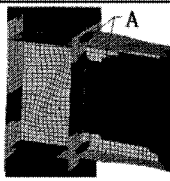
패널존의 최소두께 t_z 는 스티프너 사이의 거리에 해당하는 패널존 깊이 d_z 와 기둥 플랜지 사이의 거리에 해당하는 패널존 너비 w_z 의 합을 단순히 90으로 나눈 것이다. 이때, 보강판이 기둥 웹에 풀러그 용접된 경우에는 기둥 웹의 두께와 보강판의 두께를 합한 두께가 패널존의 두께이다.

3.2 패널존 두께식의 타당성 검토 결과

식 (1)에서 요구하는 최소두께 패널존을 가지는 시험체를 대상으로 유한요소해석을 수행하여, 패널존에서의 전단좌굴 발생이 집합부 기둥에 미치는 영향을 파악함과 동시에 패널존 전단강도 저하의 발생여부를 확인함으로써 패널존 두께식의 타당성을 검토하였다. 해석결과, 5개 시험체 중 3개 시험체 (D140T, DC3, DB700)의 경우, 패널존 좌굴과 과다항복으로 인해 기둥 플랜지에서 킹크가 발생되었다. 이는 식 (1)의 최소 요구치로 패널존을 설계하면, 약한 패널존이 되어 대부분의 비탄성기둥이 패널존에 국한되기 때문이다. 표 2는 패널존의 좌굴형상과 소성화패턴을 각 시험체별로 정리한 것이다. 소성화패턴에서 회색 부분은 비탄성

상태, 그 외 부분은 탄성상태를 의미한다.

표 2 패널존 좌굴형상 및 소성화패턴

D140T		DC3		DB700	
좌굴형상	소성화 패턴	좌굴형상	소성화 패턴	좌굴형상	소성화 패턴
					

특히 DC3 시험체에서는 오른쪽 그림 5의 패널존 이력곡선 그래프에서 확인할 수 있듯이, 패널존 전단강도가 현저히 저하되어 접합부 소성회전능력에 불리한 영향을 미치는 것이 파악되었다.

그림 6은 4% 중간변위수준의 가력이 종료된 후, 패널존 전단좌굴의 진폭과 접합부의 파단지수 (Rupture Index) (표 2의 A지점)의 상관관계를 나타낸 그래프이다. 패널존의 전단좌굴이 증가함에 따라 보와 접하는 부분의 기둥 플랜지에서 파단지수가 상승함을 알 수 있다. 파단지수는 식 (2) 및 (3)에 의해 다음과 같이 정의된다.

$$PEEQ\ Index = PEEQ/\epsilon_y \quad (2)$$

$$Rupture\ Index = \alpha \cdot PEEQ\ Index/\epsilon_f = (PEEQ/\epsilon_y) / \exp(-1.5 \cdot \sigma_{hydrostatic}/\sigma_{eff}) \quad (3)$$

여기서, $PEEQ$ = 등가소성변형률, σ_i = 적분점에서의 i 번째 주응력 ($i = 1, 2, 3$), $\sigma_{hydrostatic}/\sigma_{eff}$ = 응력 삼축도, $\sigma_{hydrostatic}$ = 정수압 응력도, σ_{eff} = 폰 미세스 응력, ϵ_y = 항복변형률, ϵ_f = 파단변형률, α = 재료적 특성을 반영하는 상수이다.

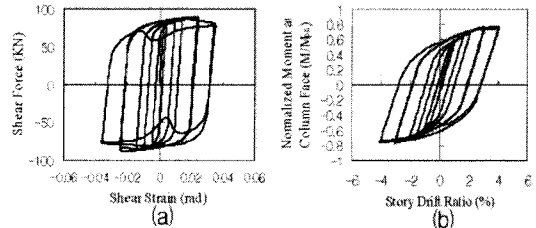


그림 5 (a) 패널존 이력곡선; (b) 접합부 소성회전능력

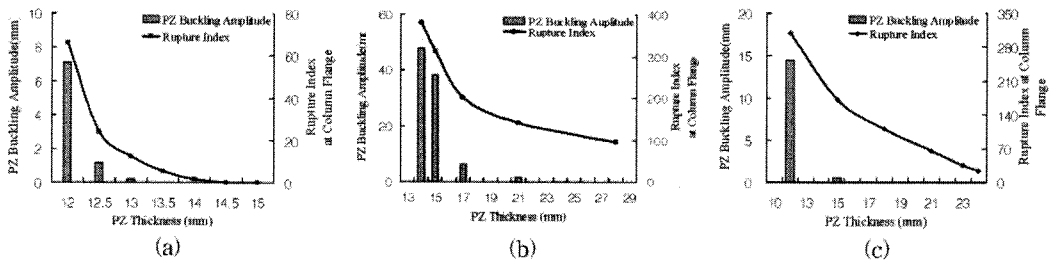


그림 6 패널존 전단좌굴과 접합부파괴의 상관관계 : (a) D140T; (b) DC3; (c) DB700

4. 패널존 형상비 및 기둥축력을 고려한 보와 패널존의 상대강도비 연구

이철호 등 (2002)의 T자형 시험체 3개 (D140T, DB600, DB700)를 사용하여, 패널존 형상비와 기둥축력을

고려했을 시 패널존의 진단좌굴 및 기둥 플랜지의 킹크가 발생하지 않기 위한 패널존 최소두께를 파악하였다. 패널존 기둥은 보와 기둥간 상호작용의 영향을 받을 뿐 아니라, 패널존의 두께는 강도로 발현된다. 또한 접합부를 구성하는 강재의 특성과 치수의 영향을 배제한 채, 패널존 두께식을 제안하는 것은 무리가 있으므로 보와 패널존의 상대강도비 ($V_{RBS,P}/V_p$) 개념을 이용하였다. 즉, 파악한 패널존 두께로 패널존 강도 (V_p)를 산정하고 RBS부가 실제 소성모멘트에 도달할 때 패널존에 작용하는 전단력을 보 강도의 척도 ($V_{RBS,P}$)로 사용하여, 내진철골모멘트집합부 패널존의 적정두께를 구할 수 있는 보와 패널존의 상대강도비 식을 제안하였다 (아래 4·7식 참조).

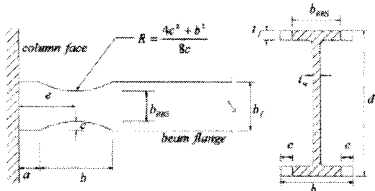


그림 7 RBS 접합부 주요치수

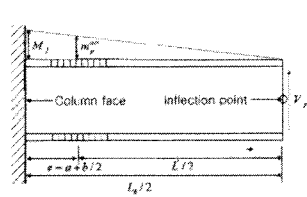


그림 8 보스팬의 휨모멘트 프로파일

$$m_p^{act} = \alpha Z_{RBS} F_{ye} \quad (4)$$

$$V_{pd} = 2m_p^{act} / L + V_G \quad (5)$$

$$V_p = (0.6 F_{yc} d_c t_2) \cdot (1 + 3b_{cf} t_{cf}^2 / d_b d_c t_p) \quad (6)$$

$$V_{RBS,P} = (m_p^{act} / d_b) \cdot ((L_b/2 + d_c/2) / (L_b/2 - e)) \cdot (1 - d_b/H_c) \quad (7)$$

단 여기서, F_{yc} = 기둥 항복강도, d_c = 기둥축, d_b = 보축, t_2 = 패널존 두께, b_{cf} = 기둥 플랜지 폭, t_{cf} = 기둥 플랜지 두께, H_c = 기둥 높이, m_p^{act} = 계측된 항복응력도에 기초하여 산정된 RBS부 소성모멘트, V_{pd} = 설계용 보 전단력, α = 변형경화계수, Z_{RBS} = RBS부의 소성단면계수, F_{ye} = 강재의 예상항복강도이다.

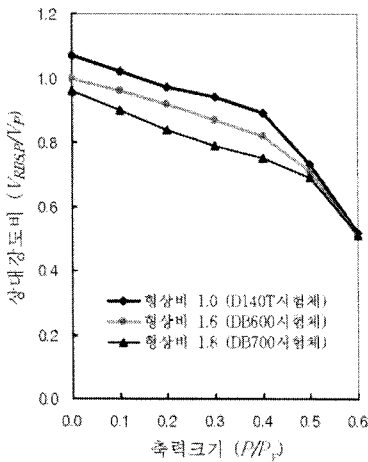


그림 9 패널존 형상비와 속력크기에 따른 한계 상대강도비

본 연구에서는 패널존 형상비 (d_2/w_2)와 기둥 축력크기 ($0.1P_y \sim 0.6P_y$)를 해석의 주요변수로 하였다. 이러한 설정은 패널존의 폭과 너비만으로 패널존 최소두께를 규정하는 것은 모순이며, 실제 기둥에는 휨력 뿐만 아니라 축력이 작용함에도 불구하고 기존의 실험이나 연구에서는 이를 고려하지 않았음을 고려한 것이다. 기둥상부에 작용시킨 축력크기 범위는 기둥공칭강도의 0~60%수준이고 패널존 형상비는 1.0, 1.6, 1.8을 대상으로 하였다. 해석결과 얻어진, D140T (형상비 : 1.0), DB600 (형상비 : 1.6), DB700 (형상비 : 1.8) 시험체에 대한 보와 패널존의 상대강도비 상한선 값을 그림 9에 중첩시켰다. 수치해석적으로 밝혀진 패널존 형상비 및 기둥 축력의 접합부 거동에 대한 영향을 요약하면 다음과 같다:

(i) 패널존 형상비의 영향: 동일한 크기의 축력작용 시, 장방형 패널존일수록 상대강도비의 상한선 값이 작다. 이는 패널존 진단좌굴 및 기둥 플랜지의 킹크를 방지하기 위해서 보의 강도에 비해 패널존의 강도가 상대적으로 커져야함을 의미한다. 즉, 동일한 축력크기

하에서는 패널존의 형상비가 클수록 강한 패널존으로 설계함이 바람직하다.

(ii) 기동축력의 영향: 축력의 크기가 클수록 패널존의 전단좌굴을 방지하기 위해서는 당연히 두꺼운 패널존이 요구된다. 이 때, 작용하는 축력크기가 기동공칭강도의 40%이하이면, 한계 상대강도비는 패널존 형상비와 축력크기의 영향을 동시에 받는다. 그리고 축력이 기동공칭강도의 50%이상에 해당하는 크기로 작용하면, 패널존의 형상비에 관계없이 축력크기의 영향만을 받는다.

이상의 관계를 회귀분석하여 수식으로 요약하면 다음과 같다:

$$\text{I. } 0 \leq P/P_y \leq 0.40 \text{인 경우: } V_{RBS, P}/V_P \leq -0.55(P/P_y) + 1.1(w_z/d_z)^{0.2} \quad (8)$$

$$\text{II. } 0.40 \leq P/P_y \leq 0.50 \text{인 경우: 직선보간} \quad (9)$$

$$\text{III. } 0.50 \leq P/P_y \leq 0.60 \text{인 경우: } V_{RBS, P}/V_P \leq -2(P/P_y) + 1.7 \quad (10)$$

5. 요약 및 결론

(1) 본 연구에서는 실험대 실험결과와 비교하여 검증된 유한요소해석 결과를 토대로, 현재 통용되는 패널존 두께식의 문제점을 지적하였다. 아울러 패널존의 형상비 및 기동의 축력효과를 주요변수로 고려하여, 내진철골모멘트접합부 패널존의 전단좌굴을 방지하고 접합부의 국부적 취성파단 가능성을 감소시킬 수 있는 보와 패널존의 상대강도비를 제안하였다.

(2) 본 연구에서 제안한 보와 패널존의 상대강도비식은 RBS 철골모멘트접합부는 물론, 그 외의 철골모멘트 접합부에서도 적용이 가능하다. RBS 보 강도를 산정하는데 사용되었던 RBS 소성단면계수 (Z_{RBS}) 대신, 보의 전단면 소성단면계수 (Z)를 사용하여 보 강도를 계산함으로써 일반화할 수 있다.

참고문헌

- 이철호, 포항산업과학연구원, 현대건설(주)기술연구소 (2002) 고성능 내진용접 철골모멘트접합부 개발, 포항산업과학연구원보고서, 현대건설(주)기술연구소보고서.
- Chi, B., and Uang, C. M. (2002) Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Column, *J. Struct., Engrg., ASCE*, 128(4), pp.464~473.
- Krawinkler, H., Bertero, V. V., and Popov, E. P. (1971) Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages, Report No. EERC-71/7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.
- Lee, C. H., and Kim, J. H. (2006) Experimental and Numerical Study of Effects of PZ Strength on Cyclic Performance of RBS Steel Moment Connections, *Earthquake Engineering Society of Korea*, September, Seoul, Korea, pp.203~216.
- Lee, D. Y., Cotton, S. C., Dexter, R. J., Hajjar, J. F., Ye, Y., and Ojard, S. D. (2002) Column Stiffener Detailing and Panel Zone Behavior of Steel Moment Frame Connections, Report No. ST-01-3.2, Structural Engineering, University of Minnesota of Minnesota, Minneapolis.
- SAC (2000) Seismic Design Criteria for New Moment-Resisting Steel Frame Construction, Report No. FEMA350, SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.