

# 콘크리트 압축강도와 웨브길이 변화에 따른 T형 벽체의 거동에 관한 실험적 연구

Experimental Studies on Behaviors of T-Shaped Structural Walls  
with Different Concrete Compressive Strengths and Aspect Ratios

양 지 수\*

Yang, Ji-Soo

이 리 형\*\*

Lee, Li-Hyung

## Abstract

In domestic, bearing wall apartment building have not rectangular walls but irregular walls which are designed at walls of various cross-sectional shapes such as H-shaped, T-shaped, Box-shaped and L-shaped. In these irregular walls connected with rigid joint each other, one side walls of irregular walls is expected to show effective behavior for rigid-jointed the other side walls. Moreover, previous studies have focused on simplifying irregular walls into rectangular walls because of the complication in structural design and analysis. So studies for variables affecting behaviors of irregular walls, such as aspect ratios and compressive strength of concrete, are insufficient.

The objective of this study is to evaluate the behaviors of T-shaped structural walls with different concrete compressive strengths and aspect ratios by experimental works. Results of this experimental study show that flange wall is contributed to increase the flexural strengths by the variation of concrete strengths and aspect ratios, and that it is needed to evaluate the effect width of flange wall for rational wall design.

**Keywords :** Irregular wall, T-Shaped wall, Concrete compressive strength, Aspect ratio

## 1. 서 론

### 1.1 연구배경 및 목적

벽식구조 아파트에 있어 횡하중 및 횡변위 제어하기 위한 전단벽은 하나의 단일벽체(장방형)로 가정하여 단부를 보강하거나, 단부의 면적을 증가시킨 바벨형을 중심으로 연구가 진행되어져 왔다.

\* 정회원, 대한주택공사 부장

\*\* 정회원, 한양대 건축공학부 교수, 공학박사

E-mail : spark@jugong.co.kr

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

그러나 실질적으로 아파트 평면상 나타나는 전단벽은 직사각형 단일벽체보다는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 대부분 T형, H형, L형, Box형 등 다양한 형태를 갖는 벽체(본 논문에서는 이와 같이 단일벽체 이외의 벽체를 “이형벽체”라 칭함.)의 형상을 가지게 된다.

실제 구조물에서의 이형벽체는 직사각형 단일벽체의 조합으로 서로 강접합되어 있기 때문에 횡하중 작용시 일체 거동을 하게 된다. Fig. 2에 나타난 바와 같이 T형 벽체에 횡하중이 작용할 시 하중 방향과 평행한 W2의 직사각형 단일벽체(웹브 벽체) 뿐만 아니라 하중 방향과 수직인 W1 벽체(플랜지 벽체)도 하중에 대해 저항하게 된다.

그러나 현행 벽체 설계방식은 이러한 플랜지 벽체의 효과를 고려하지 못하고 있어, 결과적으로 웹브벽체의 철근량이 과다설계 됨에 따라 부재의 최적설계가 이루어지지 않고 있는 실정이다. 따라서 이러한 플랜지 벽체가 벽체의 휨 거동에 미치는 영향을 평가할 필요가 있다.

본 연구에서는 여러 이형벽체 중 가장 기본적인 형태라 할 수 있는 T형 벽체를 선정하여 T형 벽체의 거동에 영향을 미치는 여러 요소들 중 벽체 웹브길이와 콘크리트의 압축강도를 변수로 한 실험을 통하여 이들이 T형 벽체의 거동에 미치는 영향을 파악하고자 한다. 이를 통하여 합리적인 이형벽체 설계를 위한 기초자료를 제공하고자 한다.



Fig. 1 여러 형태의 이형벽체

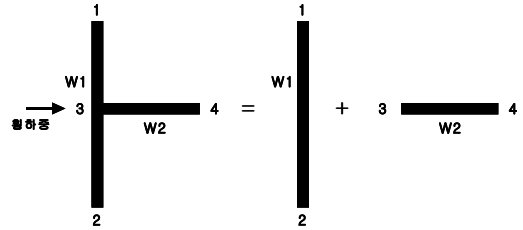


Fig. 2 이형벽체를 단일벽체로 치환·설계

## 2. 실험

### 2.1 실험체 선정 및 계획

실험체는 Fig. 3과 같은 국내의 대표적인 아파트 평면에서 나타나는 이형벽체 중 T형 벽체를 대상으로 선정하여 “콘크리트 구조설계기준<sup>1)</sup>에 따라 플랜지 벽체를 고려하지 않고 설계하였다.

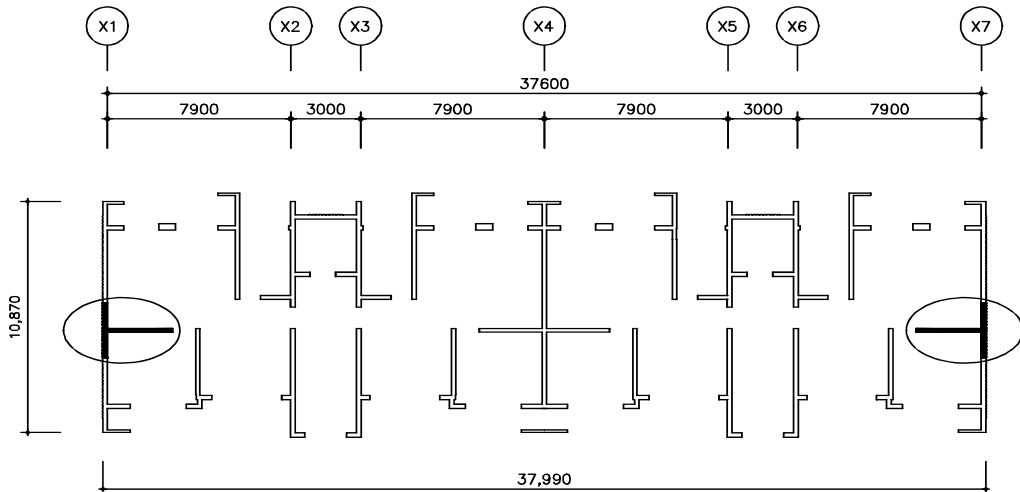


Fig. 3 대상 건물 및 실험대상 벽체

실험은 Table 1과 같이 콘크리트 설계압축강도 240kgf/cm<sup>2</sup>, 웨브벽체 길이 50cm를 가지는 기준 실험체(TW)와 이에 비해 콘크리트 설계압축강도가 600kgf/cm<sup>2</sup>으로 변화하는 실험체(HCTW), 웨브길이가 75cm로 변화하는 실험체(TW-w) 등 총 3개의 실험체를 대상으로 진행하였다.

모든 실험체의 플랜지 벽체길이는 100 cm 이며, 벽체에 적용된 축력비는 0.1이다. 플랜지 벽체와 웨브 벽체는 수직철근으로 D6의 이형 철근을 사용하여 각각 150과 115 mm 간격으로 배근하였다. Fig. 4는 기준 실험체인 TW 실험체의 형상 및 배근상황을 나타낸 것이다.

## 2.2 재료시험

실험체 제작에 사용된 콘크리트의 압축강도와 철근의 인장강도에 관한 재료시험결과를 각각 Table 2와 Table 3에 정리하여 나타내었다.

Table 1 실험체 일람표

실험체명	$f_{ck}$ kgf/cm <sup>2</sup>	웨브 cm	수직 철근비
HCTW	600	50	0.0085
TW	240	50	0.0085
TW-w	240	75	0.0067

1) HCTW -w

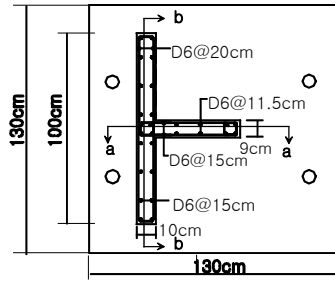
┌─── w : 웨브 벽체 길이 변화  
└─── HC : 고강도 콘크리트  
TW : T형 벽체

Table 2 콘크리트의 재령별 압축강도 시험결과

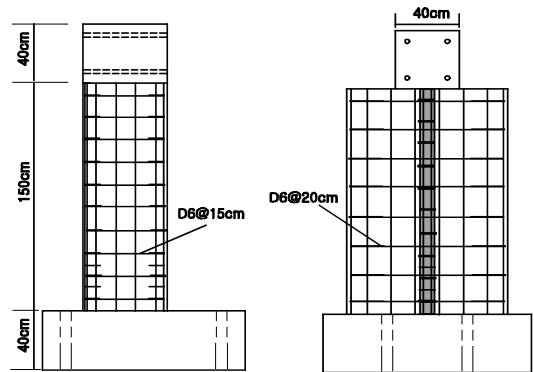
재령14일 압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	재령28일 강도시험		
	보정압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	탄성계수 (kgf/cm <sup>2</sup> )	포아송비
247	309	2.77×10 <sup>5</sup>	0.157
525	600	3.79×10 <sup>5</sup>	0.197

Table 3 철근의 인장강도 시험결과

구분 종류	탄성계수 (kgf/cm <sup>2</sup> )	항복강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	인장강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	신율 (%)
D6	1.75×10 <sup>6</sup>	4,600	7,714	15.43



(a) 평면



(b) a-a 단면

(c) b-b 단면

Fig. 4 TW 실험체 형상 및 배근상황

## 2.3 실험체 제작 및 실험방법

실험체 제작은 철근배근, 콘크리트 타설, 실험체 운반, 실험체 설치 등을 고려하여 세운 상태로 제작하였다. 실험체의 하부 기초판과 상부 가력판에 사용된 철근은 D19이며, 실험시 전단력 및 모멘트에 대하여 충분한 강도 및 강성을 갖도록 설계하였다. 실험체의 수직철근과 수평철근은 모두 D6을 사용하였으며, 실험체가 휨 강도를 상회하는 전단강도를 보유하도록 설계하여 전단파괴의 가능성을 배제하고, 휨 파괴가 선행되도록 철근을 배근하였다.

실험체 설치상황은 Fig. 5에 나타난 바와 같으며, 실험체 가력은 실험체 상부에 설치된 가력 프레임 양단을 100 tonf 액츄에이터(Actuator)로 일정 축하중(0.1Agfck)을 가력한 상태에서, 반력벽에 설치된 50 tonf 액츄에이터를 이용하여 횡력을 주었다.

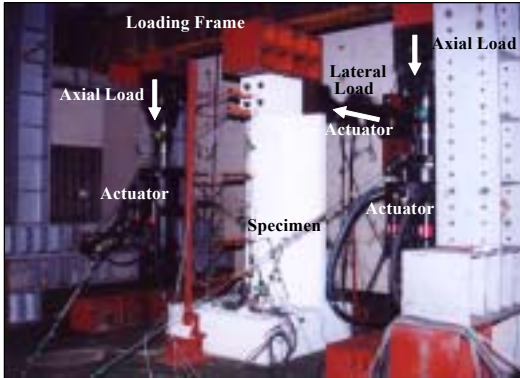


Fig. 5 실험체 설치상황

횡력의 가력 방식은 실험체의 횡변위를 가력점의 높이로 나누어 준 부재각(1/1000, 1/600, 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/35, 1/25)으로 제어하였으며, 각 단계에 적용된 변위 이력은 반복하중에 따른 강도 및 강성 저하를 평가하기 위하여 각 사이클(Cycle)별 3회씩(=1 set) 점중 가력 하였다. 이때, 정가력은 플랜지 부분에 인장력이 작용하고, 부가력은 웨브 부분에 인장력이 작용하게 된다.

실험체의 휨 및 전단변위, 곡률 등을 측정하기 위하여 설치된 변위계(LVDT)의 위치를 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에 나타난 바와 같이 벽체 높이를 3등분하여 높이에 따라 게이지를 설치하여 변위 분포를 파악하고자 하였다. 실험체의 부재각은 횡하중 작용선상에 위치한 L1에 의해 제어되었다.

실험체 내부 철근의 변형상태와 실험체의 항복 등을 결정하기 위하여 변형 게이지(Wire Strain Gauge)를 플랜지와 웨브의 수직철근에 부착하였다. 변형게이지는 Fig. 7에 나타난 바와 같이 휨파괴가 예상되는 실험체 하부에 집중시켜 부착하였으며, 플랜지와 웨브 수직철근에 부착한 변형 게이지는 같은 선상에 위치하도록 하였다.

### 3. 실험 결과

#### 3.1 실험체 균열 및 파괴상황

모든 실험체의 초기 휨균열은 부재각이 1/600에 도

달되었을 때 웨브의 하단부분(하부 기초판에서 20cm~38cm 높이)에서 발생하였으며, 플랜지 부분에서의 초기 균열은 부재각 1/400에서 발생되었다. 또한, 부재각이 증가함에 따라 휨균열은 휨-전단균열로 진행되었으며, 실험체 높이방향으로 새로운 휨균열이 추가적으로 발생하였다. 웨브와 플랜지 끝부분에서 발생한 균열이 진전되면서 웨브 중앙부분에서 균열이 서로 교차하여 나타났다. 콘크리트 압괴는 일반 콘크리트를 사용한 TW 실험체인 경우 부재각 1/200에서 발생되었으며, 고강도 콘크리트를 사용한 HCTW의 실험체는 부재각 1/75에서 발생되었다.

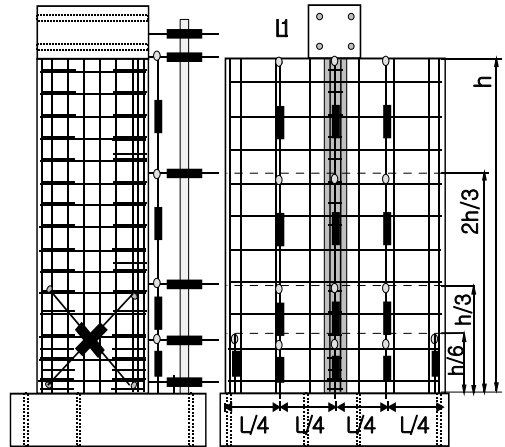


Fig. 6 LVDT 설치위치

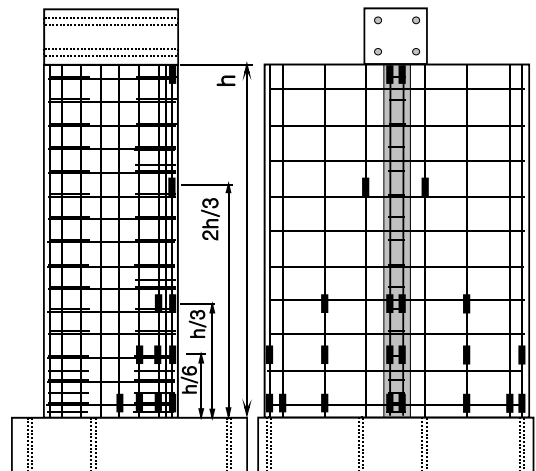


Fig. 7 Wire Strain Gauge 부착위치

그리고 웨브 길이를 증가시킨 TW-w 실험체는 부재 각 1/100에서 발생되었다. 플랜지에서의 콘크리트 압괴 및 수직균열은 실험 종료시까지 발생되지 않았다. 모든 실험체의 최종파괴 상황은 웨브 하단부에서의 콘크리트 압괴로 인해 최종파괴 되었다.

### 3.2 하중-변위 곡선

실험체에 적용된 횡하중과 수평변위 관계를 Fig. 8에 보여주고 있다. 그림에서 T형 벽체의 하중 변위-곡선은 횡하중 방향에 따라 벽체의 웨브 부분과 플랜지 부분의 응력 상황이 다르게 나타나므로 비대칭인 곡선의 양상을 보이고 있다.

### 3.3 강도, 강성 및 변위연성비의 비교

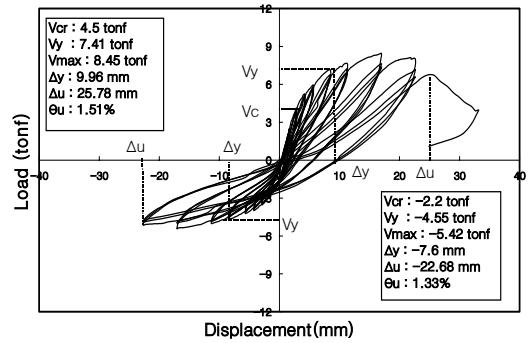
각 실험체의 강도, 강성 그리고 변위연성비 등을 비교하기 위해 반복 이력 곡선을 단순화하여 Fig. 9에 나타내었다. 고강도 콘크리트를 사용한 HCTW 실험체의 최대내력( $V_{max}$ )은 12.49 tonf으로 기준실험체인 TW 실험체의 최대 내력(8.45 tonf)에 비해 47% 높게 나타났으며, 웨브 길이를 변화시킨 TW-w 실험체의 최대내력은 15.4 tonf로 TW 실험체와 비교하여 82.2%의 높은 증가를 보였다.

부가력시에도 정가력과 마찬가지로 기준실험체인 TW 실험체의 최대내력이 -5.41 tonf로 가장 작게 나타났으며, 웨브 길이를 변화시킨 TW-w 실험체(-11.73 tonf)와 HCTW 실험체(-7.71 tonf)는 TW 실험체에 비교하여 각각 117%, 42.5% 현저하게 높게 나타났다. 초기강성은 HCTW 실험체, TW-w 실험체, TW 실험체의 순으로 크게 나타났다.

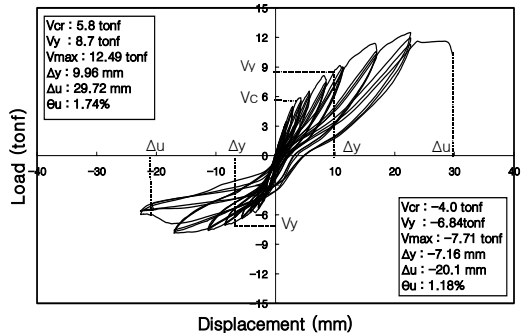
변위연성비는 최대변위에 대한 항복변위( $\Delta_u/\Delta_y$ ) 비로 정의하였다. 최대변위( $\Delta_u$ )는 최대강도( $P_{max}$ )의 80%일 때의 변위이며, 항복변위( $\Delta_y$ )는 항복강도( $V_y$ )에 대응하는 변위이다. 실험체의 항복강도는 오프셋법(Offset Method)을 이용하였다.

정가력시 변위연성비는 2.69~2.98 사이의 값을 보여주고 있으며, 부가력시의 변위연성비는 TW-w 실험

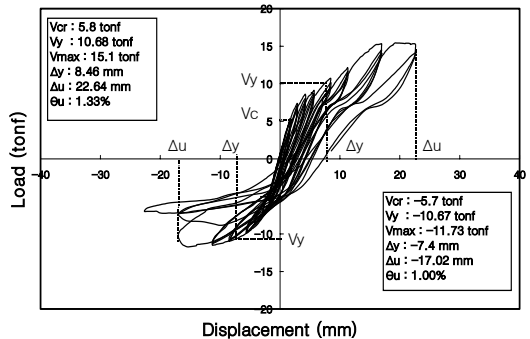
체와 HCTW 실험체가 TW 실험체에 비해 감소하는 것으로 나타났다. 각 실험체의 강도 및 강성, 변위연성비 등의 실험결과를 Table 4에 나타내었다.



(a) TW 실험체



(b) HCTW 실험체



(c) TW-w 실험체

Fig. 8 실험체별 하중-변위 곡선

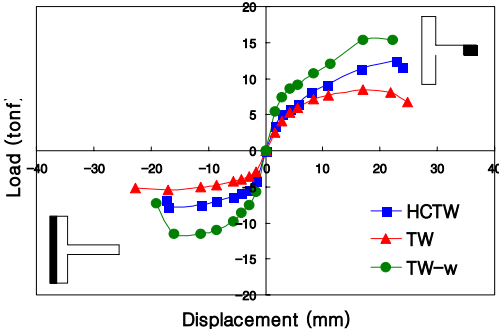


Fig. 9 각 실험체별 단조화 곡선 비교

## 4. 휨내력

### 4.1 기존식

기존 실험체의 휨내력식은 ACI 318-99에서 제안하고 있는 식 (1)과 AIJ6에서 제안하고 있는 식 (2)를 이용하였다.

#### 1) ACI 318-99에 의한 최대 휨내력식

$$\phi M_n = \phi \left[ 0.5 A_{sf} l_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{sf} f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \quad (1)$$

여기서,  $\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}$

$$\omega = \left( \frac{A_{st}}{l_w h} \right) \frac{f_y}{f_{ck}}, \quad \alpha = \frac{P_u}{l_w h f_{ck}}$$

$sA$  = 수직 철근 총 단면적 ( $\text{cm}^2$ )

$h$  = 벽체의 콘크리트 단면을 사각형 단면으로 치환한 두께 (cm)

$l_w$  = 벽의 수평길이 (cm)  $P_u$  = 축하중 (tonf)

$f$  = 콘크리트 설계기준강도 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

#### 2) AIJ 최대 휨내력식

$$M_u = a_f \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (2)$$

$a_f$  = 인장축 주근 전단면적 ( $\text{cm}^2$ )

$a_w$  = 압축축 주근의 단면적 ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma_y$  = 인장주근의 항복강도 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$\sigma_{wy}$  = 압축주근의 항복강도 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$N$  = 전축방향력 (tonf)

$l_w$  = 양측 기둥 중심간의 벽체 전체길이 (cm)

### 4.2 기존 휨내력식에 의한 평가

T형 벽체에 대한 실험값과 내력값을 비교하기 위하여 Table 5와 같이 본 실험체를 포함한 국내의 18개 T형 벽체 실험체의 실험결과를 수집하였다. 여기서  $Q_u$ 는 최대 휨내력시의 수평하중을 나타낸다.

Table 5 비교 대상 실험체

실험체명	$f_{ck}$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	$h_w$ $l_w$	web		flange		$Q_u$	
			$l_w$ (cm)	t (cm)	$l_w$ (cm)	t (cm)	정(+) (tonf)	부(-) (tonf)
HCTW-h	339	4	50	9	100	10.0	8.21	3.33
HCTW-75	600	2.67	75	9	100	10.0	16.20	11.10
HCTW-100	600	2	100	9	100	10.0	25.80	18.10
TW	339	3	50	9	100	10.0	8.45	5.42
TW-h	339	4	50	9	100	10.0	8.21	3.33
TW-w	339	2	75	9	100	10.0	15.40	10.90
HCTW	600	3	50	18	100	10.0	12.49	7.85
TWC	339	2.8	100	18	200	20.0	30.44	28.32
TWO-a	339	2.8	100	18	200	20.0	24.16	25.68
TWO-b	339	2.8	100	18	200	20.0	27.95	22.46
TWO-c	339	2.8	100	18	200	20.0	32.75	18.26
FS 6	389	2.32	50	3	60	3.0	3.56	1.17
FM 6	348	2.32	50	3	100	3.0	4.43	1.21
FL 6	385	2.32	50	3	150	3.0	5.03	1.28
FS 10	347	2.32	50	3	60	3.0	6.78	3.50
FM 10	341	2.8	50	3	100	3.0	6.17	3.48
FL 10	369	2.8	50	3	150	3.0	6.42	3.45
FM 10-1	319	2.8	50	3	100	3.0	5.06	1.28

Table 4 실험 결과

실험체명		항복하중 (tonf)	최대하중 (tonf)	항복변위 (mm)	최대변위 (mm)	변위 연성비	강성 (tonf/mm)	에너지 소산면적 (tonf·mm)
HCTW	정	8.87	12.49	9.96	29.72	2.98	0.890	566
	부	6.84	7.85	7.16	20.1	2.81	0.955	259
TW	정	7.41	8.45	9.6	25.78	2.69	0.730	583
	부	4.55	5.42	7.6	22.68	2.98	0.598	186
TW-w	정	10.68	15.40	8.46	22.64	2.68	1.262	867
	부	10.67	11.57	7.4	17.02	2.30	1.441	304

Fig. 10 (a)~(b)는 현행 국내설계법에서와 같이 플랜지 벽체를 고려하지 않고 장방향 단일벽체로 가정하여 식 (1)과 (2)에 의해 산출된 휨내력과 실험값을 비교한 그래프이다. 그래프에서 가로축은 4.1절에 기술한 기존식에 의한 계산값이고, 세로축은 실험내력으로 최대 휨내력시의 수평하중을 나타낸다.

Table 6은 실험내력과 기존식에 의한 평가내력의 비에 대한 평균과 표준편차를 나타낸다. 표와 그림에서 비교결과 ACI 규준식 보다는 AIJ 약산식의 예측값이 실험값에 더 근접한 것으로 나타났다. 그리고 부가력시에 비해 플랜지가 인장을 받는 정가력시의 내력을 기존식이 과소평가하고 있음을 알 수 있다.

Table 6 실험내력과 기존식에 의한 평가내력의 비에 대한 평균과 표준편차

기존식	정가력		부가력	
	평균	표준편차	평균	표준편차
ACI	2.75	1.07	1.39	0.25
AIJ	2.35	1.24	1.16	0.24

이는 플랜지 벽체가 인장을 받을 시에 플랜지 벽체에 배근된 철근의 응력 부담 기여도가 크지만 기존 내력식이 이를 고려하지 못하기 때문인 것으로 나타났다.

## 5. 결론

이상과 같은 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 초기 휨균열은 웨브 하단부에서 발생하여 하중이 증가함에 따라 휨균열은 휨-전단균열로 진전되었다. 콘크리트 압괴 및 최종파괴 역시 웨브 하단부에서 발생되었다. 그러나 플랜지에서의 균열은 전단균열은 발생되지 않고, 휨균열만 발생되었으며, 수직균열이나 압괴는 발생되지 않았다.
- 2) T형 벽체의 하중 변위-곡선은 가력방향에 따른 벽체 웨브 부분과 플랜지 부분의 응력 상황이 변화되어 비대칭인 곡선의 양상을 보였으며, 변위연성비는 콘크리트 압축강도와 웨브길이에 따른 변위연성비는 큰 차이를 나타내지 않았다.
- 3) 콘크리트 압축강도비가 2배인 HCTW 실험체의 최대내력이 기준실험체보다 47% 높게 나타났으며, 웨브 길이가 1.5배인 TW-w 실험체의 최대내력은 기준실험체에 비해 82.2%의 높은 증가를 보여 이들 요소가 휨내력의 기여도가 큼을 알 수 있었다.
- 4) 기존 단일벽체 내력식으로 플랜지 벽체가 인장을 받는 경우에 T형 벽체의 휨내력 평가를 제대로 평가하지 못하고 있는 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 2000년도 대한주택공사 연구비 지원하에 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터와 공동으로 수행한 것으로, 이에 감사드립니다.

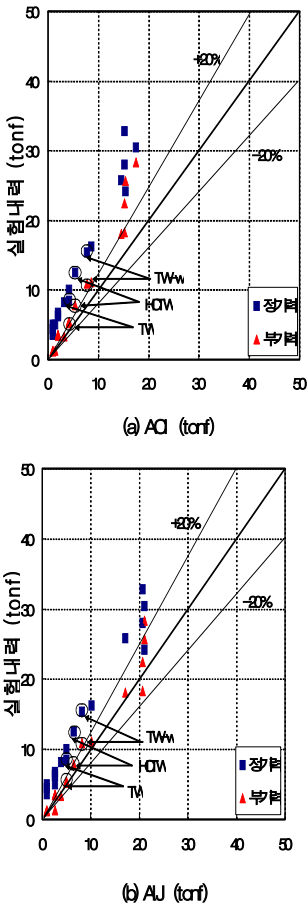


Fig. 10 실험값과 계산값 비교

---

### 참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, “콘크리트 구조설계기준”, 기문당, 1999.6.
2. “PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete”, Third Edition, Prestressed Concrete Institute, 1985.
3. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)”, 1999.
4. T. Paulay and M.J.N. Priestley, “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons, Inc., 1992.
5. Canadian Portland Cement Association, “Concrete Design Handbook”, 1995.
6. Chukwuma G, Ekwueme Mukund Srinivasan and Gary C. Hart, “Effect of Flanged Walls on The Seismic Performance of Tall Buildings”, The Structural Design of Tall Buildings. Vol.6, 1997, p.p.263~277.
7. 日本建築學會, “壁構造關係設計規準・同解説”, 1989.
8. 溝口光南, 佐藤敏之, 川口剛平, 荒井康辛, 荒川卓, “鐵筋コンクリートT型開斷面耐震壁の彈塑性性狀,” 日本建築學會學術講演梗概集, 昭和58年 9月, p.p.2013~2016.

(접수일자 : 2002년 9월 16일)