

# 高強度 콘크리트를 사용한 T形 壁體의 構造性能

## Performance of High-Strength Concrete T-Shaped Structural Wall

강병국<sup>1)</sup>, 하상수<sup>2)</sup>, 이용택<sup>3)</sup>, 이리형<sup>4)</sup>, 천영수<sup>5)</sup>, 윤영호<sup>6)</sup>, 양지수<sup>7)</sup>  
 Kang, B. K., Ha, S. S., Lee, Y. T., Lee, L. H., Chun, Y. S., Yoon, Y. H., Yang, J. S.

### Abstract

Four 1/2-scale wall specimens with flange are tested. The purpose of this study is to investigate experimentally structural behavior of flanged walls in wall slab system apartment buildings considering effective width of flange wall. Main variables are the length of web wall and concrete strength. Cyclic lateral loads are applied at the top of the walls. A constant axial load of approximately  $0.1f_{ck} \cdot A_g$  is maintained during the testing.

Test result shows that the capacity of the wall was governed by aspect ratios rather than concrete strengths and that initial stiffness and strength of specimens is increased with increasing the stiffness of web wall.

### 1. 서론

현재 국내의 벽식구조 아파트 건물은 벽체가 모든 수직하중과 수평하중에 저항하도록 설계하는 전단벽을 겸한 내력벽 방식을 채택하고 있는데 이는 한국적 상황에 맞게 경제적 척도에 의해 가장 보편적으로 채택되어온 아파트의 구조형식이다. 그림 1은 본 연구의 대상건물로 국내의 전형적인 아파트 평면이며, 그림 2는 평면 구성상 발생하는 다양한 이형벽체(different sectional wall)의 형상을 나타낸 것이다. 이러한 다양한 이형벽체를 가지는 국내 아파트 시스템에 대한 구조해석시 다양한 단면의 형태를 고려하여 구조해석을 실시하고 있으나, 현행 실무에서는 이를 고려하지 못하고 계산상의 복잡함과 플랜지형 단면(flanged sectional wall)의 구조성능에 대한 검증 미흡으로 인하여 장방형 벽체(isolated rectangular type)로 치환하여 부재설계를 실시하고 있다.

이로 인하여 부재에 대한 최적 설계가 이루어지지 않고 단면의 성능에 비해 과다하게 배근되는 경우가 발생하게 된다. 이는 국내기준에 벽체 단면설계시 플랜지의 유효폭을 고려한 설계지침이 마련되어 있지 않고 이에 대한 이형벽체의 구조성능 평가가 미비하기 때문이다.

특히, 최근 건물의 고층화에 따라 재료의 고강도화가 요구되므로 고강도 콘크리트를 사용한 이형벽체의 구조성능 평가가 필요하다

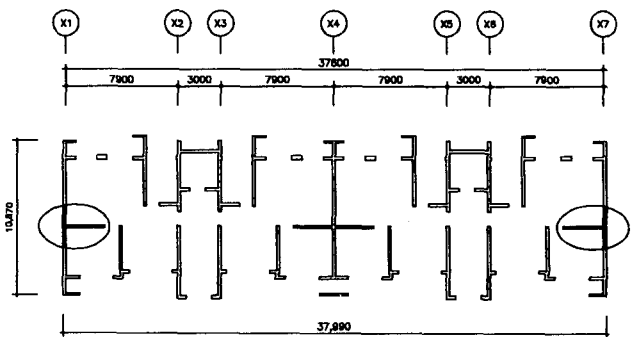


그림 1 대상건물 평면

- |                          |  |
|--------------------------|--|
| 1) 정회원, 한양대 건축공학부 석사과정   | 5) 정회원, 대한주택공사 주택연구소 구조토목토질연구부 연구원, 공박   |
| 2) 정회원, 한양대 건축공학부 박사과정   | 6) 정회원, 대한주택공사 주택연구소 구조토목토질연구부 책임연구원, 공박 |
| 3) 정회원, 청운대 건축공학과 교수, 공박 | 7) 정회원, 대한주택공사 주택연구소 구조토목토질연구부 부장        |
| 4) 정회원, 한양대 건축공학부 교수, 공박 |  |

다고 사료된다.

따라서, 본 연구에서는 벽식구조 아파트 시스템에서 유효폭을 고려한 고강도 콘크리트를 사용한 T형 벽체의 구조성능을 콘크리트 강도와 웨브벽체의 길이변화에 따라 실험으로 규명하여 이형벽체에 대한 합리적인 설계법 제정에 필요한 자료를 제공하고자 한다.



그림 2 일반적인 이형벽체형상

## 2. 실험

### 2.1 대상건물

대상건물은 그림 1과 같이 단면에 비해 장변의 길이가 큰 장방향 평면을 가지며 대부분의 전단벽이 단변방향으로 배치되어 있다. 본 연구에서는 그림 1에서 타원형으로 표시된 T형벽체를 대상모델로 선정하였다. 이때 전단벽은 사각형 후프를 사용하여 양 단부를 구속한 배근상세를 가지는 것으로 한다.

대상 건물에 대한 구조해석은 범용 해석프로그램인 ETABS Ver 5.3을 사용하여 실시하였다.

### 2.2 실험체 계획

실험체는 해석된 결과를 바탕으로 “통합설계법에 의한 콘크리트 구조설계기준”에 따라 설계하였으며, 1/2로 축소하여 제작하였다. 실험체 일람을 표 1에 나타내었으며, 실험체 형상 및 배근상황을 그림 3에 나타내었다. 주요 변수는 웨브 벽체길이와 콘크리트 압축강도이다. 웨브길이를 변수로 한 실험체는 플랜지의 길이(100cm)를 고정하고, 웨브길이를 50cm, 75cm, 100cm로 변화시켜 형상비(H/Lw)에 따른 벽체의 구조성능을 평가하도록 계획하였다.

실험에 사용된 재료는 콘크리트의 설계 압축강도  $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 과  $f_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$ 를 사용하였으며,

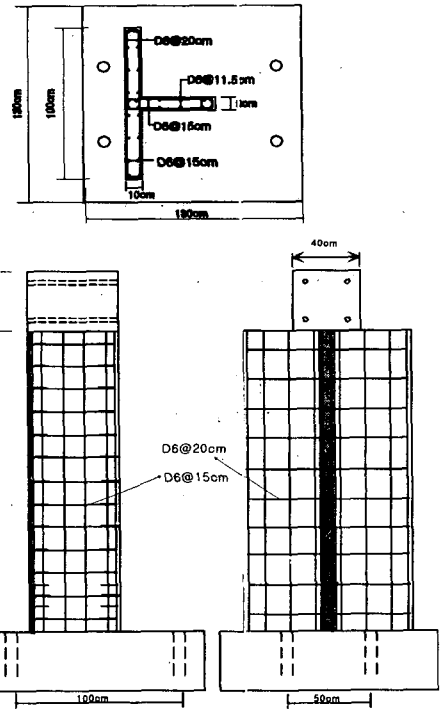


그림 3 실험체 형상 및 배근상황

표 1 실험체 일람

실험체명	$f_{ck}^*$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$f_y^*$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	웨브길이 (cm)	플랜지길이 (cm)	축력 (tonf)	수직철근비(%)		배근상황	
						플랜지	웨브	플랜지	웨브
TW-h	309	6,740	50	100	15.26	0.64	0.71	D6@150	D6@170
HCTW-h	600	6,740	50	100	27	0.64	0.71	D6@150	D6@170
HCTW-75	600	6,740	75	100	40.5	0.64	0.55	D6@150	D6@150
HCTW-100	600	6,740	100	100	54	0.64	0.47	D6@150	D6@115

\* 재료시험결과

철근은 D6( $f_y = 6,400 \text{ kgf/cm}^2$ )을 사용하였다. 실험체의 내력은 PCI규준에 따른 유효폭을 고려하여 계산하였다

일반적으로 전단벽체의 구분은 형상비(H/Lw)가 2이상인 경우는 고행전단벽, 2이하인 경우는 저행전단벽으로 구분한다. 본 연구에서는 형상비가 2이상인 고행전단벽으로 휨파괴가 선행되도록 설계하였다.

### 2.3 실험체 설치상황

실험체의 설치상황은 그림 4와 같다. 그림에서 보는 것과 같이 실험체는 일정축력과 반복횡하중을 받도록 설치하였다.

이를 위하여 실험체의 기초부분은 반력슬래브(reaction slab)에  $\phi 68$ 인 볼트로 고정시키고, 실험체 상부는 축력 및 횡력을 가하기 위한 가력보(loading beam)를 설치하였다.

축력은 실험체 상부에 설치된 가력보의 양쪽에 100tonf 액츄에이터(Actuator)를 이용하여 실험이 종료될 때까지 일정축력( $0.1f_{ck}A_g$ )이 작용하도록 하였다. 횡력은 실험체의 상부에 수평방향으로 설치된 50tonf 액츄에이터로 그림 5와 같이 계획된 변위이력에 따라 최초 부재각 1/1000로부터 시작하여 부재각 1/50까지 각각 3사이클씩 반복가력 하였다. 각종 자료습득을 위한 W.S.G와 LVDT의 설치상황은 그림 6과 같다.

### 3. 실험결과

실험으로부터 얻어진 결과를 계산값과 비교하여 표 2에 나타내었다. 여기서 계산값은 廣川<sup>5)</sup> 식과 ACI 318-99<sup>1)</sup>에 의한 최대 휨내력식을 이용하였고, 그 내용은 다음과 같다.

■ 廣川의 최대 휨내력식

$$M_u = 0.9A_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_m \cdot \sigma_{sy} \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot \sigma_o}\right) \quad (1)$$

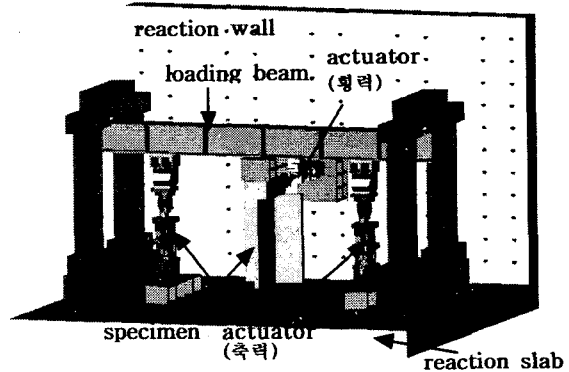


그림 4 실험체 설치상황

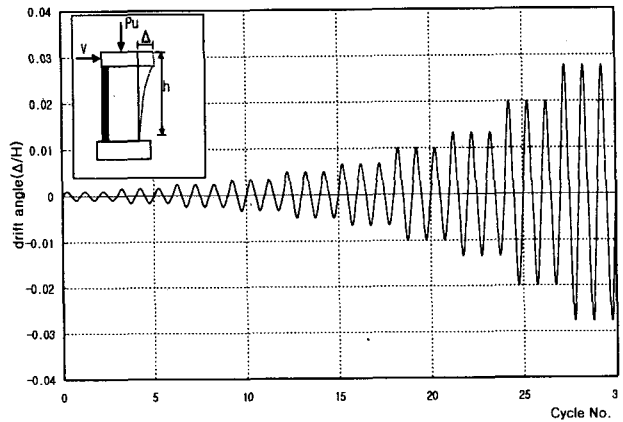
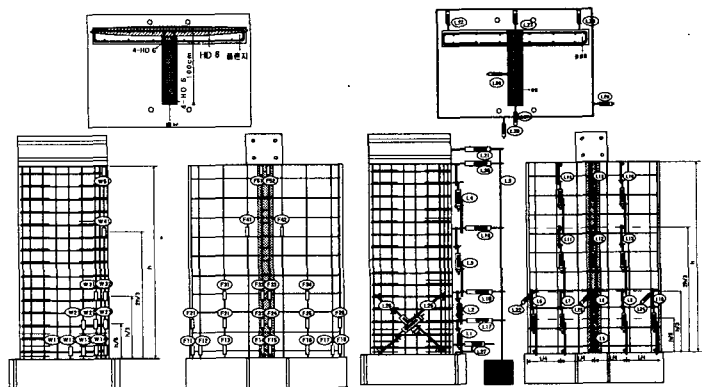


그림 5 실험체에 적용된 변위이력



(a) W.S.G

(b) LVDT

그림 6 측정장치 설치상황

B = 벽의 압축측에 기둥이 있는 경우 기둥의 폭(cm)  
 $\sigma_{wy}$  = 압축주근의 항복강도(kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_o$  = 전단면적에 대한 평균축방향 응력도(kgf/cm<sup>2</sup>)  
 N = 축력(tonf)

$A_t$  = 인장측 주근의 단면적(cm<sup>2</sup>)  
 $a_m$  = 압축측 주근의 단면적(cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$  = 인장주근의 항복강도(kgf/cm<sup>2</sup>)  
 D = 벽의 전체길이(cm)

■ ACI 318-99에 의한 최대 휨내력식

$$\phi M_n = \phi \left[ 0.5 A_s f_y l_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \quad (2)$$

$A_s$  = 수직 철근의 전체 단면적(cm<sup>2</sup>)  
 h = 벽체의 콘크리트 단면을 사각형 단면으로 치환한 두께  
 $l_w$  = 벽의 수평길이(cm)  
 $P_u$  = 축하중(tonf)  
 $f_{ck}$  = 공시체 압축강도(kgf/cm<sup>2</sup>)

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

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

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_{ck}}$$

표 2 실험결과와 제안식의 비교

실험체명	최대내력 ( $V_{in} = M/H$ )						실험값 계산값			
	계산값 (tonf)				실험값(tonf)		廣川式		ACI式	
	廣川式		ACI式							
	정(+)	부(-)	정(+)	부(-)	정(+)	부(-)	정(+)	부(-)	정(+)	부(-)
TW-h	6.27	4.6	3.98	3.61	8.1	3.3	1.29	0.72	2.03	0.91
HCTW-h	7.86	5.61	5.45	3.09	10.0	5.2	1.27	0.93	1.83	1.68
HCTW-75	14.45	10.62	10.79	9.03	16.2	11.1	1.12	1.05	1.5	1.22
HCTW-100	22.81	16.85	17.84	16.44	25.8	18.1	1.13	1.07	1.45	1.1

3.1 균열 및 파괴상황

대표적인 실험체의 균열 발생현황을 그림 7에 나타내었다.

TW-h, HCTW-h와 HCTW-75의 경우 유사한 부재각에 균열이 발생하였으나, HCTW-100은 웨브의 강성증가로 인해 비교적 높은 균열강도를 보였다. 각 실험체는 변위가 증가함에 따라 휨균열이 벽체 하부에서 상부로 확장되는 양상을 보였다.

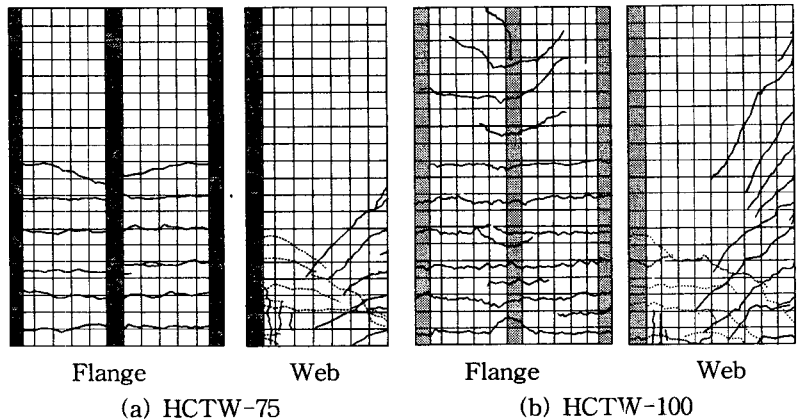


그림 7 균열발생 현황

이후 균열의 폭이 커지고, 웨브 휨압축부에서 수직균열이 발생하였으며, 콘크리트가 박리되고 압축주

근이 좌굴되어 최종파괴 되었다. 플랜지에서의 균열은 일반강도를 사용한 TW-h의 경우 점진적인 균열의 진행양상을 보이는 반면에 고강도를 사용한 실험체에서는 급격하게 균열이 진행되는 양상을 볼 수 있었다. 또한, 그림 7에서 보는 것처럼 각 실험체는 웨브강성이 클수록 플랜지에서의 균열이 보다 상부로 넓게 분포되는 것을 알 수 있다

### 3.2 하중-변위곡선

각 실험체의 하중-변위 곡선을 그림 8에 나타내었다. TW-h와 HCTW-h는 부재각 1/75에서 최대 강도를 나타내었으며, HCTW-75와 HCTW-100은 부재각 1/100에서 최대강도를 나타내었다. 형상비( $H/L_w$ )가 4.4인 TW-h와 HCTW-h의 경우에는 휨거동의 양상이 지배적이던데 반해 HCTW-75( $H/L_w=2.93$ ), HCTW-100( $H/L_w=2$ )은 휨거동에서 전단거동으로 전이하는 양상을 보였다.

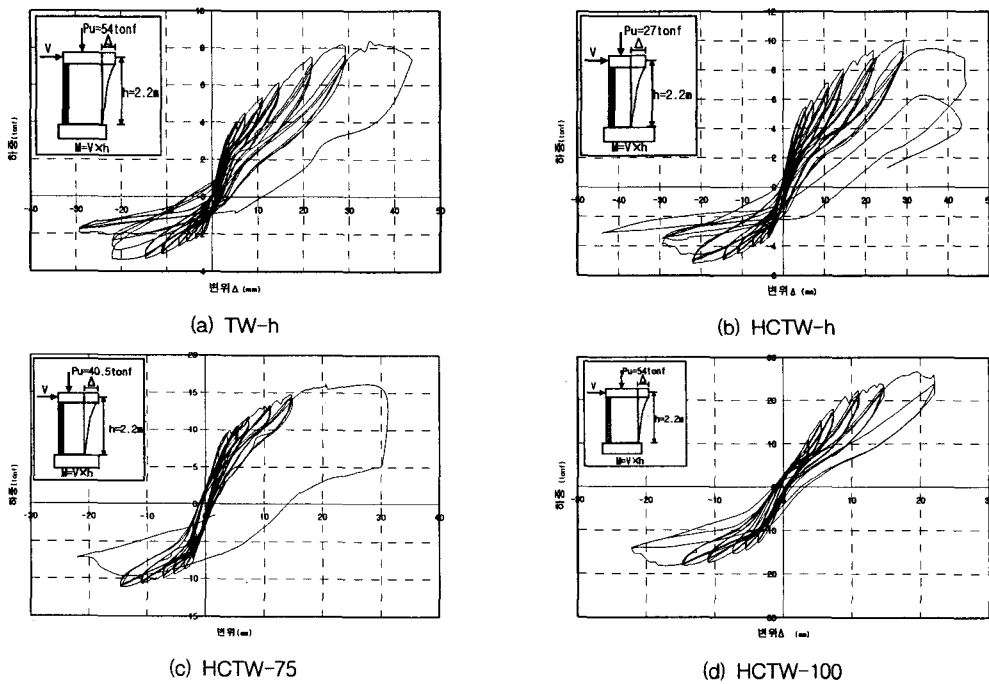
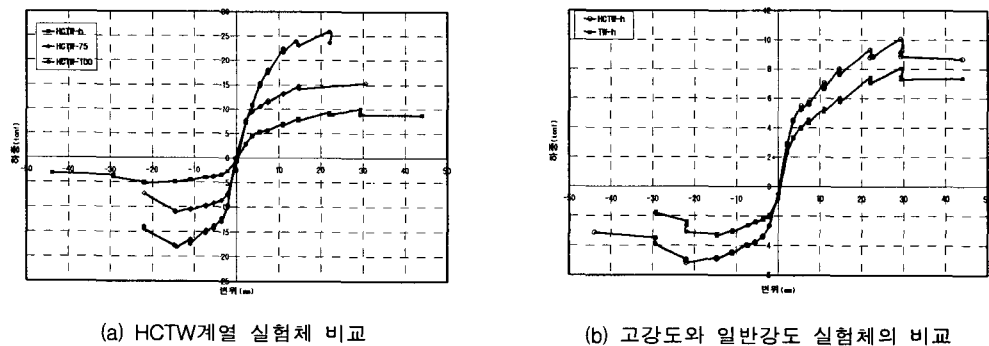


그림 8 하중-변위곡선



(a) HCTW계열 실험체 비교

(b) 고강도와 일반강도 실험체의 비교

그림 9 최대 강도의 변화

각 실험체별 최대강도 변화를 그림 9에 나타내었다. 그림 9(a)에서 보는 것과 같이 웨브 길이의 증가에 의한 강성의 증가에 따라 실험체의 최대내력은 증가하나, 최대내력 이후 변형능력은 저하된다는 것을 알 수 있다. 또한, 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 실험체의 내력도 증가하지만, 동일한 형상비에서는 유사한 변형능력을 나타내고 있음을 알 수 있다(그림 9(b)참조).

#### 4. 결론

이상의 제한된 실험으로부터 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 모든 실험체는 웨브 휨압축부에서 압괴가 발생하였으며, 이로 인한 콘크리트의 박리와 철근의 좌굴로 인해 최종파괴되었다.
- 2) 각 실험체의 초기 강성 및 강도는 웨브길이가 증가함에 따라 증대되는 것으로 나타났다.
- 3) 고강도 콘크리트 실험체인 HCTW-h는 일반강도 콘크리트 실험체인 TW-h에 비해 초기강성 및 강도는 높게 나타났으나, 변형능력에 있어서는 유사한 거동을 보였다. 따라서, 벽체의 거동은 강도보다는 형상비에 따라 영향을 받는 것으로 판단된다.
- 4) 각 실험체의 내력을 비교하여 볼 때 현재 사용되는 廣川式과 ACI式은 모두 다소 안전측으로 평가하는 것으로 나타났다.

#### 감사의 글

본 연구는 대한주택공사, 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터, 청운대학교 건설·환경 연구소의 연구비 지원으로 수행한 연구결과의 일부로서 관계자 여러분께 감사드립니다.

#### 참고문헌

1. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete", ACI JOURNAL/July-August, 1984
2. ACI Committee 318, 'Building Code Requirements for Structural Concrete(318-99) and Commentary(318R-99)', 1999
3. Canadian Portland Cement Association, 'Concrete Design Handbook', 1995
4. T. Paulay and M.J.N. Priestley, 'Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings', John Wiley & Sons, Inc, 1992
5. 丸田 誠, 鈴木紀雄, 別所 佐登志, '鐵筋 콘크리트 造開斷面立体耐震壁의 構造性能에 關 する 研究', 日本建築學會構造系論文集, 第520号, pp.109~116, 1999. 6.
6. John W. Wallace, 'Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls' Earthquake, Volume 12, No. 2, May 1996
7. 'PCI design handbook Precast and Prestressed Concrete', Third Edition, prestressed concrete institute, 1985
8. 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, 263~277, 1997
9. 윤현도, 고강도 철근콘크리트 내력벽의 내진성능, 박사학위논문, 한양대, 1994.
10. 최근도, 전단보강비에 따른 고강도 철근콘크리트 내력벽의 이력거동, 석사학위논문, 한양대, 1994