
단면형상에 따른 벽식구조 전단벽의 구조성능 평가

Structural Performance of Shearwall with Sectional Shape in Wall-type Apartment Buildings



한상환**

Han, Sang-Whan



오영훈*

Oh, Young-Hun



오창학***

Oh, Chang-Hak



이리형**

Lee, Li-Hyung

ABSTRACT

Structural performance of the walls subjected to lateral load reversals depends on various parameters such as loading history, sectional shape, reinforcement, lateral confinement, aspect ratio, axial compression, etc. Thus, the performance of the shearwall for wall-type apartment should be evaluated properly considering above parameters. This study investigates the effect of sectional shape on the structural performance of the wall. Sectional shape of the specimen is rectangular, barbell and T.

Based on this experimental results, all specimens behaved as ductile fashion and failed by concrete crushing of the compression zone. Deformation index of those specimens evaluated better than 3 of ductility ratio, and 1.5% of deformability specified by seismic provision. Moreover, the performance of the rectangular shaped specimen, whose compression zone was confined with U-bar and cross tie, was as good as the barbell shaped specimen. Therefore, if we considered construction practice such as workmanship and detailing, shearwall with rectangular section may be more economical lateral load resisting system.

Keywords : shearwall, sectional shape, lateral confinement, structural performance

* 정회원, Univ. of Illinois, Visiting Post-Doc

** 정회원, 한양대 공과대학 건축공학부 교수, 공박

*** 정회원, 한양대 공과대학 건축공학부 박사과정

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 2000년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

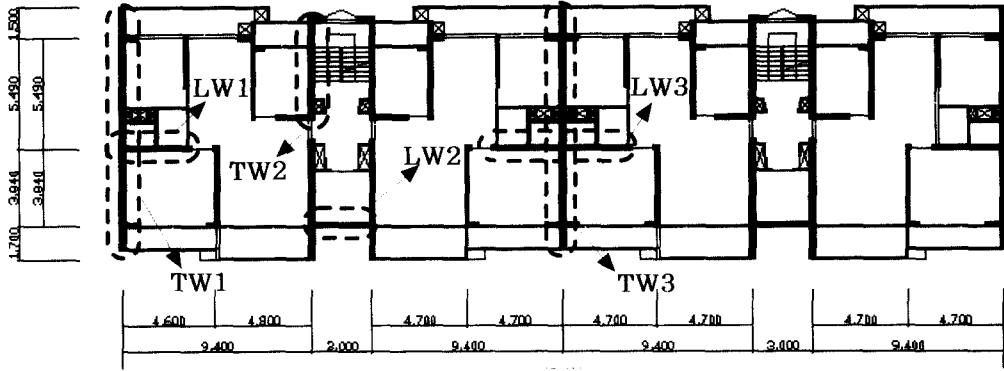
건물이 고층화됨에 따라 세장비(H/B)가 증가하기 때문에 강도뿐만 아니라 강성 및 안정성(stability)이 보다 중요한 설계요건이 된다. 이 경우 전단벽 시스템은 면외 불안정성에 의한 파괴방지에 주의한다면 매우 효과적으로 강도와 강성의 요구조건을 충족시킬 수 있는 구조방식이다. 특히, 철근콘크리트 전단벽은 그 자체의 구조역학적 특성과 더불어 수직연결구로서 활용할 수 있는 공간적 기능을 갖추고 있으므로 그 역할과 기능이 중대하다고 볼 수 있다. 이와 같은 전단벽 구조의 장점을 활용한 대표적인 구조방식으로는 골조-전단벽 구조와 국내의 아파트건물에 많이 채택되고 있는 벽식구조를 들 수 있다.

벽식구조 아파트 건물의 주요 벽체들은 연직하중과 수평하중을 모두 부담하는 내력벽과 전단벽의 역할을 동시에 수행하도록 설계하는 경우가 일반적이며, ACI 318-95에서는 벽체의 설계와 관련된 사항을 11장(shear strength for shear wall), 14장(walls with compression and flexure) 및 21장(seismic provision)에서 규정하고 있다. 이때 연직하중의 작용에 대한 설계는 압축재의 설계방법 또는 경험식에 의한 설계법을 적용하여 설계하면 될 것이다. 하지만, 전단벽의 설계는 현행 내진설계의 개념과 마찬가지로 비탄성 변형을 허용하면서 적절한 연성능력을 갖도록 설계되어야 할 것이다. 따라서, 전단벽의 내진설계와 관련한 기본원칙과 구조성능을 충족할 수 있도록 벽식구조 건물의 벽체들을 설계하기 위해서는 벽체들이 보유하고 있는 수평강도, 강성 및 변형능력 등을 파악할 수 있는 충분한 연구자료가 축적되어야 할 것이다. 특히, 수평하중을 받는 전단벽의 이력거동은 하중이력/loading history), 단면형상(sectional shape), 수직 및 수평철근, 횡보강근, 전단스팬비(shear span ratio), 압축응력 및 콘크리트의 압축강도와 같은 요인들에 의해서 크게 달라지므로 각각의 변수들에 의한 영향들을 평가하는 작업이 선행되어야 할 것이다. 아울러 벽식구조 아파트 건물은 평면상의 공간배치에 따라 벽체의 단면형상을 몇가지 형태로 구분할 수 있다.

이에 본 연구에서는 벽체의 단면형상에 따른 이력거동의 특성을 파악하고자 실험연구를 수행하였으며, 주요 변수인 단면형상은 장방형, 바렐형 및 T형 단면을 선택하였다.

2. 대상건물과 벽체 단면의 설계

본 연구를 수행하기 위해 선정된 대상 아파트는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 장방형의 평면형상을 하고 있으며, 단위세대 전용면적이 84m²인 4세대와 2개의 계단실로 이루어진 20층 초고층 아파트이다. 대상건물의 구조형식은 내력벽방식으로 서 기준층 층고는 2.6m, 고정하중은 540kgf/m²을 적용하였다. 횡력에 대한 설계를 위하여 대상건물은 지진구역 2에 위치하는 것으로 가정한다. 국내 내진설계규준에 따라 설계되었으며, 풍하중은 기준풍속 35m/sec 노풍도B를 적용하였다. 대상건물의 구조시스템 설계의 적합성을 검토하고, 구조부재의 응력을 산정하기 위하여 상용해석 프로그램인 ETABS 6.0 을 사용하였다. 해석결과를 바탕으로 부재단면의 설계를 수행하였으며, 그 결과 대부분의 벽체들의 수직 및 수평철근은 최소철근비로 결정되었다. Table 1에서는 대상건물의 1층 주요 벽체에 대한 설계결과와 파괴시 예상되는 최대전단응력도를 보여주고 있다. 벽체의 설계단면에 대한 예상 최대전단응력도는 휨강도에 상응하는 전단강도(V_m)와 공칭전단강도(V_m)의 최소값으로 예상전단강도(V_n)를 결정한 다음 벽체의 유효폭과 콘크리트의 압축강도로 무차원화함으로써 산정되었으며, 그 값은 0.56에서 1.41까지의 분포를 보여주고 있다. 한편, ETABS 해석으로부터 개개의 벽체에 작용하는 모멘트와 전단력을 조사하므로써 벽체들의 유효전단스팬비(M/VD)를 결정하였다. 이때 벽체의 유효전단스팬비는 등가정적 해석에 의해서 1.51에서 3.02까지의 분포를 보였으며, El Centro 지진을 사용한 선형 시간이력해석에서는 1.17~2.16으로 등가정적 해석보다 4~36% 정도 작은 값을 보여주었다. 이러한 결과들을 바탕으로 본 연구에서는 벽체의 단면형상에 따른 이력거동의 특성을 규명하는 것을 목적으로 하였으므로 실험



- ① total area of each unit : 84 m² ② typical story height : 2.6 m ③ planing dimension : 43.6 m × 12.53 m
 ④ reinforcement : $f_y = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ ⑤ concrete : $f_c = 270(240) \text{ kgf/cm}^2$ ⑥ dead load (typical) : 540 kgf/m²

Fig. 1 Typical floor framing plan of wall-type apartment building

체의 유효 전단스팬비를 중간 정도의 수준인 2.0으로 결정하였다.

3. 실험체의 구성 및 예상내력

본 연구의 전단벽 실험체는 벽두께 20cm의 장방형 단면으로 계획한 기준형 실험체(HRI-W1 및 HRI-W2)와 벽체의 양단부에 있는 24cm×24cm 단면의 경계부재를 D10의 폐쇄형 횡보강근으로 보강하고 벽체두께 12.5cm인 바렬형 실험체(HRI-W7), 그리고 단변방향의 벽체에 맞물리는 장변방향의 벽

체를 모델링한 실험체로서 단변방향 벽체의 유효폭을 Paulay에 의해서 제시된 치수를 적용하여 플랜지 폭이 80cm이고 벽체두께가 20cm인 T형 단면의 실험체(HRI-W8)로 구성되었다. 기준형 실험체와 T형 단면의 실험체는 벽체의 양단부를 4-D13의 단부 횡보강근으로 보강하고, 20 d_b (d_b 는 철근직경) 이상의 정착길이를 갖는 D10의 U형 횡보강근과 6 d_b 이상의 135° 구부림각과 90° 구부림각을 갖는 타이철근을 사용하여 기둥의 횡보강근 배근조건을 만족하도록 벽체길이 10%에 해당하는 양단부의 콘

Table 1 Design results and expected maximum shear stress for walls of prototype building at first story

Specimen	Dimension (m)	Maximum Load	M/VD Equilibrium Static Analysis	M/VD Time History Analysis	Transverse Reinforcement	ρ_v (%)	ρ_h (%)	V_{vm} (ton)	V_{fn} (ton)	V_n (ton)	$\frac{V_n}{0.8l_w t \sqrt{f_c}}$
TW1	length:10.92 thickness:0.2 height:2.6	P_u :1492.54t M_u :1906.6tm V_u :75.55t	2.31	2.02	4-D13	0.25	0.25	428.6	265.2	265.2	0.92
LW1	length:2.6 thickness:0.15 height:2.6	P_u :218.4t M_u :135.8tm V_u :33.6t	1.55	1.49	6-D16	0.2	0.2	91.2	69.4	69.4	1.35
LW2	length:2.5 thickness:0.2 height:2.6	P_u :268.9t M_u :124.5tm V_u :56.8t	1.51	1.17	4-D13	0.25	0.25	157.1	92.4	92.4	1.41
TW2	length:5.45 thickness:0.2 height:2.6	P_u :493.5t M_u :266.7tm V_u :22.7t	3.02	1.94	4-D13	0.14	0.2	169.9	79.8	79.8	0.56
TW3	length:9.72 thickness:0.18 height:2.6	P_u :1037.4t M_u :1100.7tm	2.56	1.85	4-D13	0.24	0.24	403.1	172.7	172.7	0.75
LW3	length:5.6 thickness:0.15 height:2.6	P_u :530.3t M_u :938.1tm V_u :67.2t	2.51	2.16	6-D19	0.2	0.2	151.2	110.8	110.8	1.00

크리트를 구속하였다(Fig. 2 참조). 각각의 실험체 치수와 단면형상 및 배근상황은 Table 2에 나타나 있으며, 배근상세는 Fig. 2에서 보여주고 있다. 설계에 적용된 철근의 항복강도는 4000kgf/cm^2 , 콘크리트의 설계기준강도는 270kgf/cm^2 이다.

실험체의 공칭설계강도 (V_n)는 ACI 318-95에 준하여 공칭휨강도 (M_n)에 상응하는 전단강도 (V_{fn})와 공칭전단강도 (V_{vn})를 구하여 둘 중 작은 값으로 구하였다. 공칭휨강도 (M_n)는 실험체의 벽체 길이방향에 걸쳐 변형률이 선형으로 분포하며 콘크리트의 최대 압축변형률을 0.003으로 가정하여 구하였으며 철근의 변형경화 효과는 무시하였다. 실험체의 가해진 횡력의 크기와 분포를 알기 때문에 공칭휨강도에 대응하는 전단강도 (V_{fn})를 구할 수가 있다. 공칭전단강도 (V_{vn})는 ACI 318-95에 준하여 아래의 식 (1)과 (2) 중 작은 값으로 구하였다.

$$V_{vn} = (0.88\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}) + \frac{A_w f_y d}{s_2} \quad (1)$$

$$V_{vn} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2N_u/l_w h)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] hd + \frac{A_w f_y d}{s_2} \quad (2)$$

이 식들에서, 단위는 kgf/cm^2 이며 h 는 전단벽의 두께, d 는 전단벽의 유효높이($0.8l_w$), l_w 는 벽체의 길이, N_u 는 계수를 적용한 축하중이며 인장력의 경우 (-)로 하며, $(M_u/V_u - l_w/2)$ 가 (-)이면 식

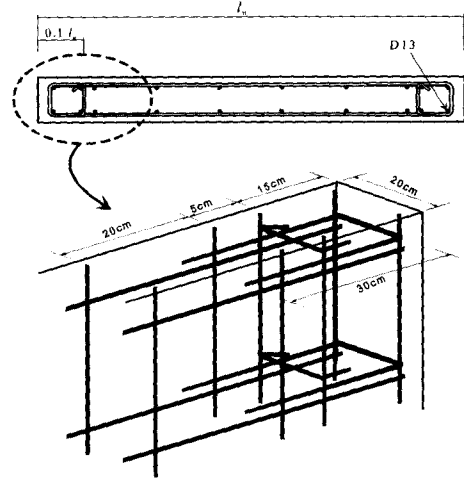


Fig. 2 Confinement detail using u-bar and cross tie

(2)는 적용되지 않으며, A_v 는 수평전단보강근의 단면적, s_2 는 수평전단 보강근의 수직간격이다. 예상 최대강도 (V_{max})는 콘크리트의 인장강도를 고려하고 철근의 최대인장강도로 구한 최대휨강도 (M_{max})에 상응하는 전단강도와 공칭전단강도 중 작은 값으로 결정되었다. 그러나 이 값들은 단부 보강효과를 고려하지 않고 있다. Table 3에서는 이상과 같은 방법으로 얻어진 결과를 보여주고 있다. Fig. 3에서는 실험체 HRI-W1, HRI-W7 및 HRI-W8에 대하여 철근의 응력-변형률을 삼선형(trilinear)으로 가정하고 콘크리트의 압축응력을 포물선으로 가정하고 콘크리트의 인장강도를 고려한 경우 $0.1f'_c A_g$ 의 일정한 압축응력이 작용하는 벽체 단면의 모멘트-곡률관계를 보여주고 있다.

Table 2 Dimension and reinforcement of specimens

Specimen	Section Shape and Dimension $l_w = 150\text{cm}$, $h_w = 200\text{cm}$ $h = 20\text{cm}$	Shear span Ratio (M/Vd)	Axial Load ($N/A_u f'_c$)	Flexural Reinforcement	Horizontal Reinforcement ρ_h (%)	Vertical Reinforcement ρ_v (%)	Transverse Reinforcement
HRI-W1		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	D10@200
HRI-W2		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	D10@200
HRI-W7		2.0	0.10	8-D10	0.28	0.3	D10@150
HRI-W8		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	D10@200

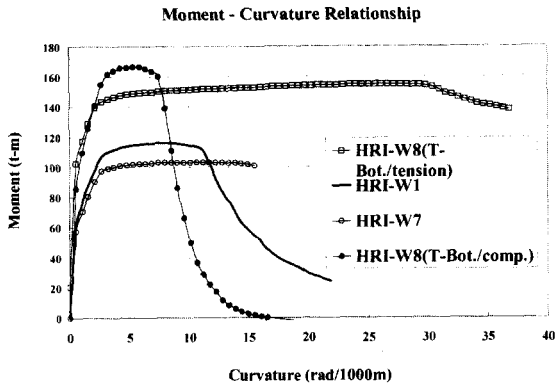


Fig. 3 Moment-Curvature curve derived from sectional analysis

4. 실험체의 제작과 실험방법

실험체 제작에 사용된 철근은 D25, D16, D13 및 D10이며, 실험체 상부의 가력보 및 하부의 기초는 실험시의 전단력 및 모멘트에 대하여 충분한 강도 및 강성을 갖도록 설계되었다. 상하부 보의 철근 중 주근은 D25, 스트립은 D13을 사용하였다. 기준형 및 T형단면의 실험체에서 벽체 단부의 횡보강근은 $20 d_b$ (d_b 는 철근직경) 이상의 정착길이를 갖는 U형 철근과 $6 d_b$ 이상의 135° 및 90° 의 구부림각을 둔 타이철근을 사용하여 기둥의 최소 횡보강근 간격을 만족하도록 배근하였다. 벽체의 수직철근은 부착상실로 인한 파괴를 방지하기 위하여 충분한 정착길이를 확보하였으며, 동시에 철근 단부에는 90° 의 구부림각을 설치하였다. 실험체 제작에 사용된 철근의 기계적 특성은 KSB 0801(금속재료 인장시험편 규정) 라호 규정에 따라 철근의 인장 시험편을 제작하고, KSB 0802의 금속재료 인장시험 방법에 따라 시험을 실시하였다. 철근의 인장강도 시험결과는 Table 4에 나타나 있으며, 철근의 탄성계수

(E_s)는 응력-변형도 곡선에서 탄성한계점과 원점에 대한 할선강성(Secant Modulus)으로 산정하였다.

Table 4 Tensile strength of reinforcement

Type	Yield Strength (kg/cm ²)	Yield Strain ($\times 10^{-6}$)	Elastic Modulus (t/cm ²)	Stretch Ratio (%)
D10	3352	2004	1.83×10^6	17.6
D13	3614	2206	1.82×10^6	14.36
D25	4046	2035	2.17×10^6	15.04

콘크리트의 배합설계는 굵은골재의 최대치수 19 mm, 슬럼프값 9cm, 설계기준강도 270kgf/cm²에 의해서 이루어졌다. 콘크리트의 압축강도 시험용 공시체는 각 실험체의 콘크리트 타설과 동시에 $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 몰드를 사용하여 KSF 2404에 따라 총 12개를 제작하여 실험체와 동일한 상태에서 양생하여 부재시험과 동시에 공시체에 대한 압축강도 시험을 실시하였다. 측정된 콘크리트의 강도는 최소 3개의 공시체로부터 구한 값의 평균으로 하며, 표준 공시체에 대한 보정값은 측정된 압축강도의 97%를 적용하였다. 콘크리트의 탄성계수(E_c)는 응력-변형률 곡선에서 최대응력의 약 1/4에 해당하는 응력에 대한 할선강성으로서 산정되었다. 콘크리트의 압축강도 시험결과는 Table 5에서 보여주고 있다.

Table 5 Mechanical properties of concrete

Specimen	Nominal Strength (kg/cm ²)	Compressive Strength(kg/cm ²)				Elastic Modulus (t/cm ²)	Slump (cm)
		3	7	28	Test		
HRI-W1	270	191	215	301	366.7	265.4	9.0
HRI-W2	270	180	224	288	335.3	278.5	9.5
HRI-W5	270	168	219	297	355.0	374.9	9.5
HRI-W6	270	180	223	293	322.9	352.1	9.5

Table 3 Expected maximum shear stresses of specimens

Specimen	$\frac{M}{VD}$	V_n (tf)	M_{max} (tf · m)	V_{max} (t)	$\frac{V_n}{0.8l_w \sqrt{f'_c}}$ (kgf/cm ²)	$\frac{V_{max}}{0.8l_w \sqrt{f'_c}}$ (kgf/cm ²)	$\min(v_n, v_m)$	$\frac{V_{max}}{V_n}$
HRI-W1	2	50.9	115.9	38.6	1.29	0.98	0.98	0.76
HRI-W2	2	50.9	115.9	38.6	1.29	0.98	0.98	0.76
HRI-W7	2	33.4	103.1	33.4	1.36	1.39	1.36	1.03
HRI-W8	2	54.4	155.0	51.7	1.38	1.31	1.31	0.95

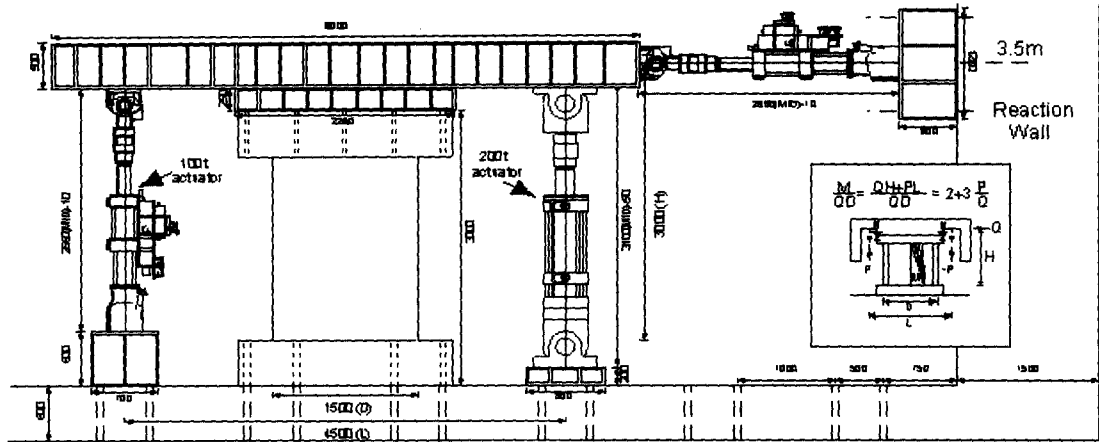


Fig. 4 Setup for testing the wall specimen

본 실험은 한양대학교 안산캠퍼스의 초대형 구조 실험동에 있는 기기들을 사용하여 진행하였다.

실험체는 벽체의 기초부가 완전고정 상태가 되도록 $\phi 65\text{mm}$ 의 강봉으로 반력슬래브에 설치하였으며, 횡력이 가력되는 동안 축하중에 의한 면외 좌굴이 발생하지 않도록 횡력 가력선상에 Guide Frame과 Ball Jig를 추가적으로 설치하였다. 횡력은 반력벽에 설치된 100t actuator를 이용하여 변위제어방식으로 가력되었으며, 축력은 20층 아파트의 1층 벽체에 작용하는 축하중을 재현하기 위하여 반력슬래브에 위치한 100t 및 200t actuator를 이용하여 $0.1A_g f_c'$ 의 하중을 일정하게 유지하였다. Fig. 4에서는 실험체의 설치상황을 보여주고 있다.

횡력의 가력방식은 실험체의 횡변위를 가력점의 높이로 나누어준 부재각(1/600, 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33)으로 제어되었으며, 각각의 부재각별로 3회의 변위 cycle

이 진행되도록 제어되었다. 초기 3cycle은 가력 및 계측장치의 점검을 위하여 탄성범위내에서 가력되도록 계획하였으며, Fig. 5에서는 실험체에 적용된 변위위력을 보여주고 있다. 실험이 진행되는 동안 발생하는 균열은 가력방향에 따라 구분하여 표시하였고, 각각의 가력 cycle 단계마다 사진 및 VTR로 기록함으로써 실험체의 피해상황을 규명하는 자료로 이용하였다.

실험체의 외부면에 설치된 총 15개의 변위계(LVDT)는 각 실험체의 층변위, 벽체의 곡률, 휨 및 전단변위를 측정하기 위하여 설치되었다. 또한, 실험체 내부의 응력분포, 철근의 변형상태와 실험체의 항복을 결정하기 위하여 변형계이지(Wire Strain Gage)를 주요 수직, 수평철근에 부착하였다. 실험체의 항복은 벽체 양단부(0.11w)에 위치한 모든 휨철근의 변형도가 항복변형도에 도달한 시점으로 평가되었다.

5. 실험결과

5.1 균열 및 파괴상황

실험체의 초기 휨균열은 17.1~27.4ton의 수평 하중이 적용되었을 때 벽체의 인장측 하단부에서 발생하였다. 부재각이 1/300에 이르러서는 벽체의 인장측 하부에 다수의 휨균열을 발견할 수 있었으며, 이후 부재각 1/200의 변형상태에서는 휨-전단균열로 진행되었다. 이러한 휨-전단균열은 점차 균열의 길이가 증가하면서 부재각 1/150에서는 서로 교차

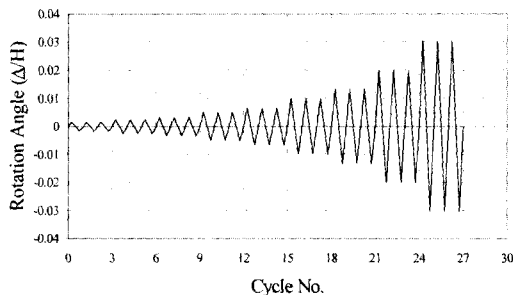
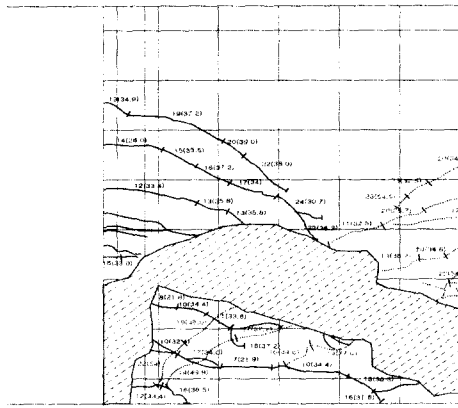
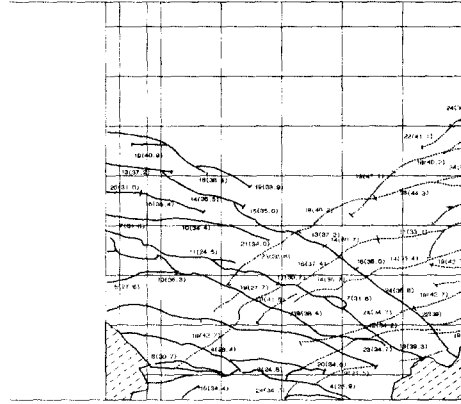


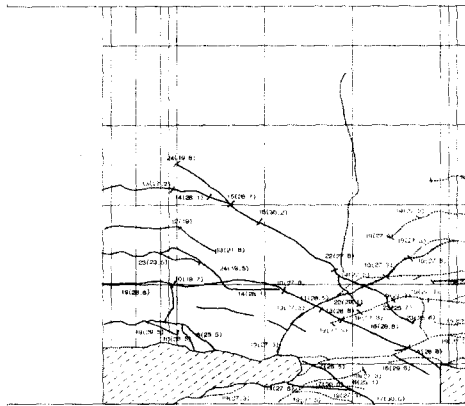
Fig. 5 Applied displacement history



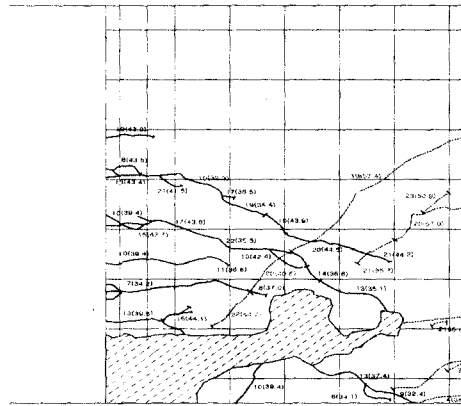
(a) for HRI-W1 Specimen



(b) HRI-W2



(c) HRI-W7 Specimen



(d) HRI-W8

Fig. 6 Crack patterns and final failures

되어 나타났다. 또한, 부재의 변형각이 증가함에 따라 벽체의 높이방향으로 새로운 휨균열이 추가적으로 발생되므로써 실험체의 특정부위에 피해가 집중되지 않고 전반적으로 확산되는 균열패턴을 보여주었다. 그러나, 이들 실험체들은 최종단계에서는 압축부 콘크리트의 박리에 따른 단부 압축철근의 좌굴현상과 콘크리트의 압괴에 의해서 최종 파괴되었다. 한편, 기준형 실험체의 하나인 HRI-W1 실험체는 면의 변형을 구속하기 위하여 설치한 Ball Jig의 설치상태가 적절하지 못하였기 때문에 부재각 1/50의 변형상태에서 면의 불안정성에 의하여 급격한 내력저하와 함께 최종 파괴되었다. 따라서, 부재각 1/50 이상의 변형단계에 대한 실험결과는 다른 기준형 실험체인 HRI-W2 실험체의 결과를 대상으로 평가하였다.

Fig. 6에서는 각각의 실험체들의 균열발생 상황과 콘크리트의 박리부위를 자세히 보여주고 있다. 모든 실험체에서 균열이 골고루 분포되어 최종 파괴에 이르는 것으로 나타났다. 특히 중저 지진지역인 우리나라에서 일반적으로 사용하는 상세를 가진 HRI-W1, HRI-W2 실험체의 균열양상은 단부에 경계 기둥을 가지고 있는 HRI-W7 실험체와 비교하여 나쁘지 않은 것으로 나타났다. 따라서 이러한 상세가 전체 벽체의 거동에 영향을 미치고 있는 것으로 볼 수 있다.

5.2 하중-변위 곡선

Fig. 7에서는 실험체에 작용된 하중과 변위의 관계를 보여주고 있다. 우선, 기준으로 삼은 HRI-W2

실험체는 부재각 1/75 (40mm)에서 최대내력을 나타내며, 부재각 1/50 (60mm)까지도 큰 내력저하를 보이지 않고 연성적인 거동을 보이고 있다.

한편, 실험체의 예상 최대강도를 산정하기 위한 단면해석 결과는 실험결과에 대해서 15% 정도의 범위로 양호하게 예측되고 있으며, 그 결과는 Table 7에 나타나 있다. 아울러, Table 7에서는 최대강도의 80%에 해당하는 강도에서의 변위로 평가한 최대변위와 단부 휨보강근이 모두 항복에 도달했을 때의 변위로 평가한 항복변위를 사용하여 산정한 변위연성비와 변위각으로 표시한 변형능력을 보여주고 있다.

기둥의 최소 휨보강근 간격조건을 만족하는 기준형 실험체(HRI-W2)는 정가력시 변위연성비 6.52, 변형능력 2.7%, 부가력시 변위연성비 5.8, 변형능력 1.78%의 연성적인 거동을 보여주고 있다. 한편, 단면형상이 바벨형인 HRI-W7 실험체는 변위연성비 5.39~7.7, 변형능력 1.81~2.82%로서 장

방형 단면의 기준형 실험체(HRI-W2)와 유사한 수준의 연성능력을 보여주고 있다. 단면형상이 T형인 HRI-W8 실험체는 5.18~9.98의 변위연성비와 1.66~1.86%의 변형능력을 보여주고 있다.

따라서, 본 연구의 모든 실험체들은 설계기준의 요구 변형능력 1.5%를 충족하고 있으며, 5~6의 변위연성비를 갖는 것으로 평가되었다.

5.3 최대내력 및 강성의 평가

Fig. 7에 제시된 실험체의 하중-변위 곡선으로부터 각 변위사이클별로 평가한 최대강도를 해당하는 변위와 관계지어 포락선(envelope)의 형태로 나타낸 결과를 Fig. 8에서 보여주고 있다. 그 결과 모든 실험체가 부재각 1/75까지는 점차 상승하면서 안정된 양상을 보여주고 있으며, 정가력시 부재각 1/50까지의 비탄성 변형에 대해서도 큰 내력저하를 나타내지 않고 있음을 확인할 수 있다.

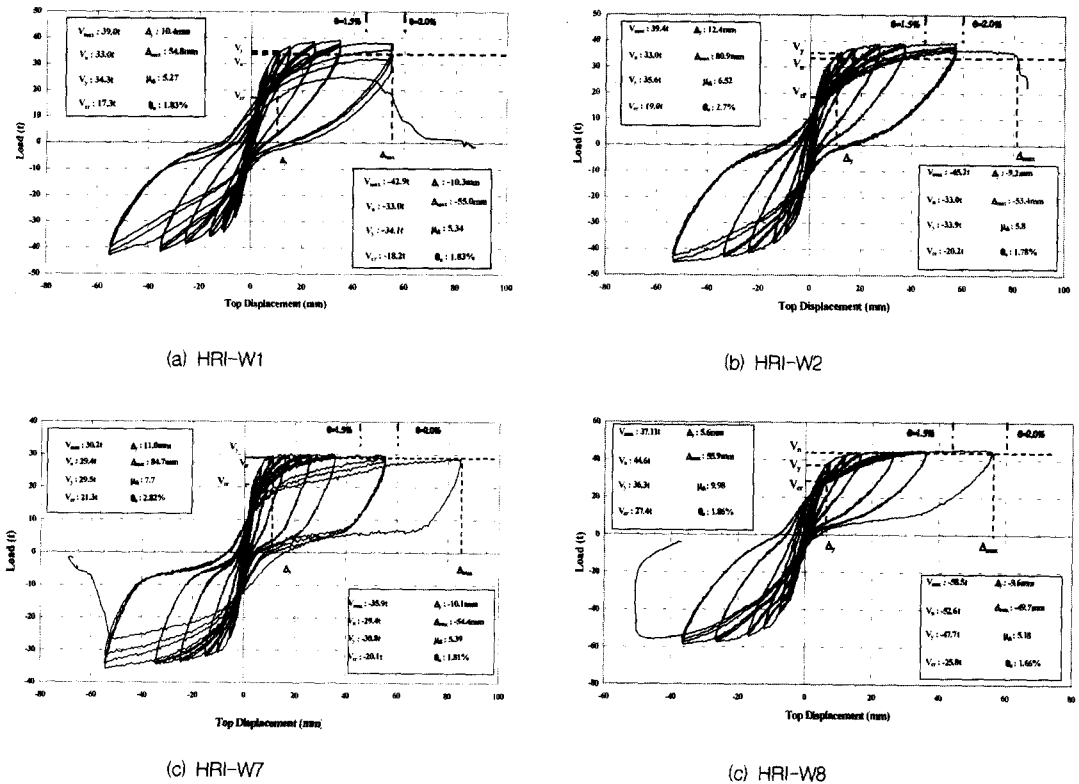


Fig. 7 Load vs. displacement relationship

Table 7 Reserved strength and deformation index obtained from testing results

Specimen		V_{cr} (t)	V_y (t)	V_{max} (t) ⁽¹⁾	V_{max} (t) ⁽²⁾	(1)/(2)	Δ_y (cm)	Δ_{max} (cm)	μ_{Δ}	θ_u (%)
HRI-W1	+	17.3	34.3	39.0	38.6	1.00	1.04	5.48	5.27	1.83
	-	18.2	34.1	42.9	38.6	1.11	1.03	5.50	5.34	1.83
HRI-W2	+	19.0	35.6	39.4	38.6	1.02	1.24	8.09	6.52	2.70
	-	20.2	33.9	45.2	38.6	1.18	0.92	5.34	5.80	1.78
HRI-W7	+	21.3	29.5	30.2	34.4	0.88	1.1	8.47	7.70	2.82
	-	20.1	30.8	35.9	34.4	1.04	1.01	5.44	5.39	1.81
HRI-W8	+	27.4	36.3	45.4	51.2	0.89	0.56	5.59	9.98	1.86
	-	25.8	47.7	58.5	55.6	1.05	0.96	4.97	5.18	1.66

V_{cr} : Cracking Load, V_y : Yield Load, $V_{max}^{(1)}$: Maximum Load(Test), $V_{max}^{(2)}$: Maximum Load(Expected)
 Δ_y : Yield Displacement, Δ_{max} : Maximum Displacement, μ_{Δ} : Displacement Ductility Ratio, θ_u : Drift Ratio

아울러, Fig. 8으로부터 단면형상에 따른 최대강도의 비교는 T형 단면의 HRI-W8 실험체가 가장 큰 내력을 보여주고 있지만 변형능력에 있어서는 다소 취약(정가력 1.86%, 부가력 1.66%)하다고 평가할 수 있다. 이러한 현상은 벽체의 플랜지 부분이 인장력을 받는 경우 플랜지의 벽체 수직철근들이 휨철근으로 역할을 함으로써 내력증가에 기여하게 되며, 반대로 압축력을 받는 경우에는 플랜지 부분의 콘크리트가 유효하게 저항하기 때문이라고 판단된다. 그러나, 플랜지 부분이 인장력을 받는 경우에는 반대쪽 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 변형능력이 제한을 받게 되므로 변형능력을 향상시키기 위해서는 플랜지의 반대쪽 벽체 단부의 횡보강근을 좀 더 보강하는 조치가 필요할 것으로 판단된다.

바벨형 단면을 갖는 HRI-W7 실험체의 최대내력은 가장 적게 나타나고 있지만 상대적으로 우수한 변형능력(정가력 2.82%, 부가력 1.81%)을 보여주고 있다. 따라서, 강진지역의 전단벽 설계조건에서 규정하고 있는 경계부재의 유효성을 미루어 짐작할 수 있다. 그러나, 벽체 단부의 콘크리트를 기둥의 최소 횡보강근양에 의해 보강한 기준형 실험체(HRI-W2)는 경계기둥을 설치하지 않았지만 바벨형 단면의 HRI-W7 실험체와 거의 동등한 변형능력(정가력 2.70%, 부가력 1.78%)을 보여주고 있으므로 시공성과 배근상세의 경제성을 감안한다면 더 효과적인 횡력저항시스템이라고 평가할 수 있다. 한편, 실험체 강성의 비교는 각 사이클 별로 정·부가력시의 최대변위점을 있는 이력루프의 강성으로 평가하였다. 비탄성 변위구간에서의 강성저하 특성

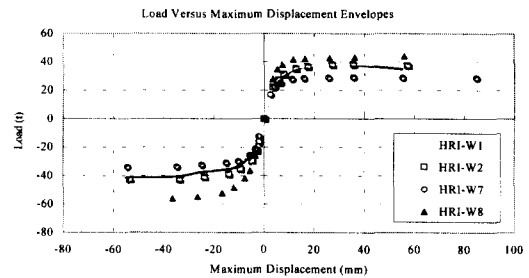


Fig. 8 Comparison of maximum strength and deformability

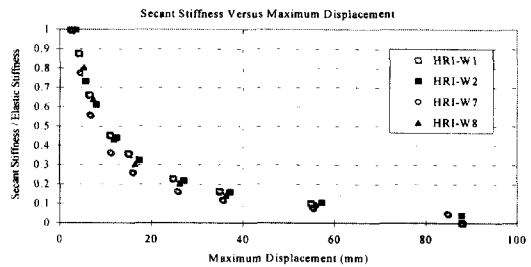


Fig. 9 Comparison of secant stiffness (positive loading)

을 평가하기 위하여 이력루프의 강성을 초기 항복 강성에 대한 비율로서 평가하였으며, Fig. 9에서는 그 결과를 보여주고 있다. 기준형인 HRI-W2 실험체는 1/100 부재각(30mm)까지 상대적으로 가장 큰 강성을 나타내고 있으며, 1/200 및 1/100 부재각에서의 강성은 초기 이력루프 강성의 50% 및 20% 정도의 수준으로 평가되었다. 그러나, 1/100 부재각을 넘는 비탄성 변형구간에서의 이력루프 강성은 모든 실험체가 유사한 수준으로 나타났다.

5.4 에너지소산능력의 비교

실험체의 에너지소산능력은 하중-변위 곡선상의 면적으로부터 평가되었다. Fig. 10에서는 가력 사이클 단계별로 평가한 에너지를 누적한 결과를 항복강도와 항복변위로 무차원화시켜서 보여주고 있다. Fig. 10에 의하면 단면형상에 따라 에너지소산능력이 다르게 평가되고 있음을 알 수 있다. 즉, T형 단면의 HRI-W8 실험체는 항복강도와 항복변위로 무차원화시킨 단위에너지의 80배에 해당하는 에너지소산능력을 보여주고 있으며, 장방형 단면의 기준형 실험체(HRI-W2)와 바벨형 단면의 HRI-W7 실험체는 항복강도와 항복변위로 표현한 단위에너지의 40배에 해당하는 에너지소산능력을 보여주고 있다. 따라서, T형 단면의 HRI-W8 실험체는 기준형 실험체 또는 바벨형 실험체 보다 변형능력은 다소 떨어지는 결과를 보여주고 있지만 에너지소산능력에 있어서는 뛰어난 성능을 보유하고 있다고 판단된다.

Comparison of the Normalized Cumulative Energy Dissipation

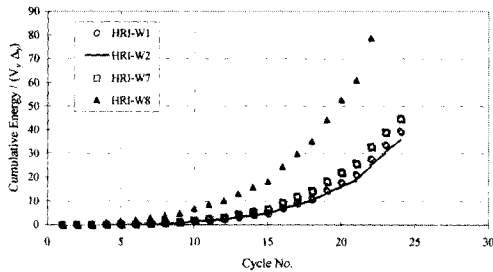


Fig. 10 Normalization of the cumulative energy dissipation

6. 단면형상에 따른 이력거동의 평가

단면형상에 따른 최대강도와 최대전단응력도는 각각 Fig. 11과 Fig. 12에서 실험체별로 비교하여 보여주고 있다. 실험체의 최대강도는 바벨형 단면의 HRI-W7 실험체가 가장 작게 나타났으며, T형 단면의 HRI-W8 실험체가 가장 큰 값의 최대강도를 보여주고 있다. 아울러, 최대강도를 유효 전단면적과 콘크리트의 압축강도로 무차원화시킨 최대전단응력도 역시 T형 단면의 HRI-W8 실험체가 가장 크게 평가되고 있으며, 바벨형 단면은 최대강도가 가장 적게 나타났지만 유효 전단면적이 적기 때문에 HRI-W8 실험체와 유사한 수준의 최대전단응력도

Section Shape - Maximum Shear Strength

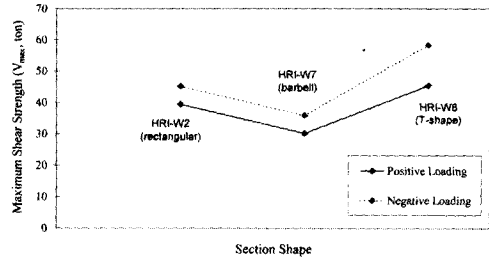


Fig. 11 Comparison of maximum strength

Section Shape - Normalized Shear Stress

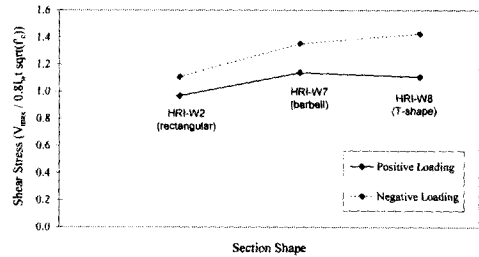


Fig. 12 Comparison of maximum shear stress

를 보여주고 있다.

단면형상에 따른 변형지수(변위연성비, 변형능력)의 평가결과는 Fig. 13 및 Fig. 14에서 보여주고 있다. 먼저 정가력시의 변위연성비는 6 이상의 높은 연성능력을 보여주고 있으며, 부가력시에는 5~6 정도의 연성능력을 갖는 것으로 평가되었다. 아울러 변형능력에 있어서는 설계규준의 요구 변형능력(1.5%)을 상회하는 결과를 보여주고 있지만 T형 단면의 HRI-W8 실험체가 상대적으로 가장 작은 변형능력을 갖는 것으로 나타났다.

한편, Fig. 15에서는 단면형상에 따른 에너지소산능력을 가력방향에 따라 구분하여 비교한 결과를 보여주고 있다. T형 단면의 HRI-W8 실험체가 정가력방향의 에너지소산능력은 가장 크고 부가력방향의 에너지소산능력은 가장 작게 평가되었다. 이는 플랜지가 압축력을 받게 될 경우 넓은 압축면적으로 인해 압피가 지연되며, 플랜지가 인장력을 받게 될 때는 반대편 벽체 단부에서 압축부 콘크리트가 압피를 일으키면서 변형능력의 제약을 받기 때문에 에너지소산능력이 저하되는 결과를 보여주었다고 판단된다.

다. 바벨형 단면인 HRI-W7 실험체의 에너지소산능력은 기준형 실험체(HRI-W2)와 유사한 수준으로 나타났으며, 바벨형 단면의 유효 전단면적을 동일하게 할 경우는 에너지소산능력이 다소 향상되는 결과를 가져올 것으로 예상된다.

결론적으로, 벽체의 단면형상에 따른 구조성능을 파악하고자 계획한 HRI-W2(장방형), HRI-W7(바벨형), 및 HRI-W8(T형) 실험체는 모두 설계규준에서 요구하는 변형지수(연성비 3 이상, 변형능력 1.5%)를 충족하는 결과를 보여주었으며,

특히 장방형 단면의 기준형 실험체와 경계부재의 설계요건을 구현한 바벨형 단면의 실험체는 유사한 수준의 구조성능을 갖는 것으로 평가되었다

7. 결론

- 1) 본 연구에서는 벽체단면의 형상에 따른 구조성능을 파악하고자 계획된 것으로서 모든 실험체들은 벽체 단부의 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 최종적으로 파괴되었으며, 설계규준에서 요구하는 전단벽시스템의 변형지수(변위연성비 3이상, 변형능력 1.5%)를 상회하는 결과를 보여주었다.
- 2) 기둥의 최소 횡보강근 요건을 만족하는 벽체 단부의 횡보강근은 국내 벽식구조 아파트 건물의 주요 전단벽과 같이 연직하중에 의한 압축력과 횡력에 의한 전도모멘트에 저항해야 하는 벽체의 양단부에 시공함으로써 콘크리트를 구속시키는 효과를 기대할 수 있으며, 횡력저항요소로서 요구되는 전단벽의 구조성능을 충족시킬 수 있다고 판단된다.
- 3) 장방형의 기준형 실험체(HRI-W2)와 경계부재의 설계요건을 구현한 바벨형 단면의 실험체(HRI-W7)는 변위연성비, 최대내력, 변형능력 및 에너지소산능력 등으로 비교해 본 결과 유사한 수준의 구조성능을 갖는 것으로 평가되었다.
- 4) 국내 시공실정을 감안하여 U형 횡보강근과 타이철근을 사용하여 벽체의 양단부를 기둥의 횡보강근 간격에 준하여 배근할 경우 만족할 정도의 연성적인 변형능력을 보여주었으며, 압축부의 구속효과는 대체적으로 적정 수준이라고 판단된다. 다만, T형 단면의 벽체에 있어서는 플랜지 부분이 인장력을 받는 경우에는 반대쪽 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 변형능력이 제한을 받게 되므로 플랜지의 반대쪽 벽체 단부의 횡보강근을 좀 더 보강하는 조치가 필요할 것으로 판단된다.
- 5) 벽체 단부의 콘크리트를 기둥의 최소 횡보강근간격에 따라 U자형 철근과 타이철근으로 횡보강한 기준형 실험체(HRI-W2)는 경계기둥을 설치하지 않았지만 바벨형 단면의 HRI-W7 실험체와 거의 동등한 구조성능을 보여주고 있으므로 시공성과 배근상세의 경제성을 감안한다면 좀 더 효과적인 횡력저항시스템이라고 사료된다.

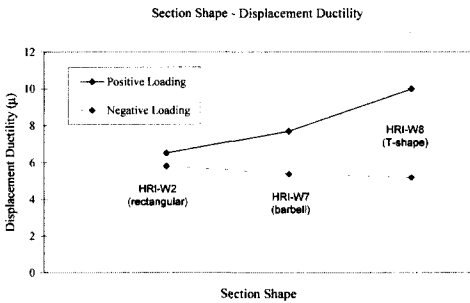


Fig. 13 Comparison of ductility ratio with sectional shape

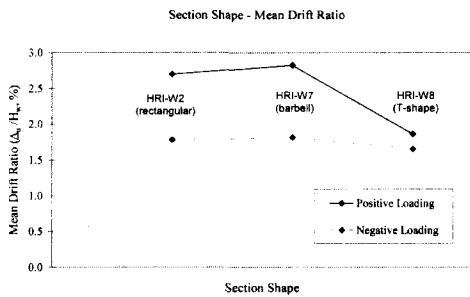


Fig. 14 Comparison of drift ratio with sectional shape

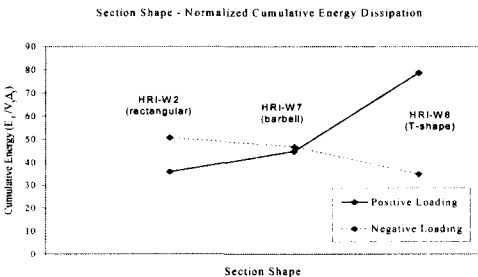


Fig. 15 Comparison of normalized cumulative energy

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 한양대학교 초대형구조시스템연구센터와 대한주택공사의 연구비 지원에 의하여 수행되었음.

참고문헌

1. Korean Ministry of Construction, Seismic Design Provisions, 1987.12.
2. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1995.
3. A.E. Cardenas, J.M. Hanson, W.G. Corley, and E. Hognesad, "Design Provision for Shear Walls," Journal of ACI, Vol.2, No.5, 1973, pp. 221-230.
4. W.G. Corley, A.E. Fiorato, and R.G. Oesterle, "Structural Walls, ACI SP 72-4," ACI, pp.77-131.
5. T. Pauley and M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, New York, 1992.
6. R.G. Oesterle, A.E. Fiorato and W.G. Corley, "Reinforcement Detail for Earthquake-Resistant Structural Walls," Concrete International, Vol.2, No.12, 1980, pp.55-66.
7. T. Paulay and S.M. Uzumeri, "A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls of the Canadian Code and Commentary," Canadian Journal of Civil Engineering, August 1975.
8. W.G. Corley, "Ductility of Columns, Wall, and Beams - How Much is Enough?," ACI SP 157-15, Proceedings of the Tom Paulay Symposium, La Jolla, Sept. 1993, pp.331-349.
9. R.G. Oesterle et. al., Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls, NSF Report, CTL, PCA, 1976, 315pp.
10. R.G. Oesterle et. al., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," ACI Structural Journal, March-April 1984.
11. A.E. Cardenas and D.D. Magura, "Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Section," PCA Bulletin, 1972, pp.1-25.
12. I.D. Lefas et. al., "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls," ACI Structural Journal, January-February 1990.
13. I.D. Lefas and M.D. Kotsovos, "Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals," ACI Structural Journal, November-December 1990.
14. V.V. Bertero, J.C. Anderson, H. Krawinkler, E. Miranda, Design Guidelines for Ductility and Drift Limits, EERC Report, Report No. UCB/EERC-91/15, UC Berkeley, CA., 1991.

요 약

수평하중을 받는 전단벽의 이력거동은 하중이력, 단면형상, 수직 및 수평철근, 횡보강근, 전단스팬비, 압축 응력 및 콘크리트의 압축강도와 같은 요인들에 의해서 크게 달라진다. 따라서, 전단벽의 내진설계와 관련한 기본원칙과 구조성능을 충족할 수 있도록 벽식구조 건물의 벽체들을 설계하기 위해서는 벽체들이 보유하고 있는 수평강도, 강성 및 변형능력 등을 파악할 수 있는 충분한 연구자료가 축적되어야 할 것이다. 이에 본 연구에서는 벽체의 단면형상에 따른 이력거동의 특성을 파악하고자 실험연구를 수행하였으며, 단면형상은 장방형, 바벨형 및 T형 단면을 선택하였다.

실험결과에 의하면 모든 실험체들은 벽체 단부의 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 최종적으로 파괴되었으며, 설계기준에서 요구하는 전단벽시스템의 변형지수(변위연성비 3이상, 변형능력 1.5%)를 상회하는 결과를 보여주었다. 특히, 벽체 단부의 콘크리트를 기둥의 최소 횡보강간격에 따라 U자형 철근과 타이철근으로 횡보강한 기준형 실험체(HRI-W2)는 경계기둥을 설치하지 않았지만 바벨형 단면의 HRI-W7 실험체와 거의 동등한 구조성능을 보여주고 있으므로 시공성과 배근상세의 경제성을 감안한다면 좀 더 효과적인 횡력저항시스템이라고 사료된다.

(접수일자 : 1999. 10. 9)