

## 장방형 철근 콘크리트 전단벽의 연성 보강

강수민<sup>1)\*</sup> · 박홍근<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과

(2002년 1월 9일 원고접수, 2002년 6월 7일 심사완료)

## Ductility Confinement of RC Rectangular Shear Wall

Su-Min Kang<sup>1)\*</sup> and Hong-Gun Park<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received January 9, 2002, Accepted June 7, 2002)

### ABSTRACT

In designing the boundary confinement of shear walls, the current design provisions and recommendations are empirical and prescriptive; they specify a certain confinement length and details, regardless of the actual requirement of ductility. Therefore, they are inappropriate to the performance based-design. The purpose of the present study is to develop a ductility design method that is applicable to the performance based-design of shear wall. For the purpose, experimental studies were performed to investigate variations in the ductility of shear walls with the length of the boundary confinement. Five specimens modeling the compressive zone of cross sections with different confinement area were tested against eccentric vertical load. Through the experimental studies, strength, ductility, and failure mode of the compression zone were investigated. In addition, nonlinear numerical analyses for the overall cross-sections of shear wall were performed to investigate variations of the stress and strain profiles with the length of compression zone. On the basis of the experimental and numerical studies, a ductility design method for shear wall was developed. By using the proposed design method, for a given ductility demand, the area of lateral confinement and corresponding reinforcement ratio can be precisely determined so that the ductile behavior and economical design are assured.

**Keywords :** confinement, ductility, reinforced concrete, seismic design, shear wall

### 1. 서 론

근래 들어와 지진에 대한 구조물의 안전성을 구체적으로 확보하고 경제적인 내진설계를 수행하기 위하여 연성도 요구량을 부재설계에 반영하는 내진역량스펙트럼<sup>1)</sup>(capacity spectrum method), 변위기초설계법<sup>2,3)</sup>(displacement-based design) 등이 개발되고 있다. 이러한 성능기초설계법을 사용하기 위해서는 연성도 요구량에 대하여 벽체 단면의 횡보강영역 및 보강상세를 결정할 수 있는 방법이 필요하다. 현재, 국내의 콘크리트 계산기준과 내진설계기준에는<sup>4,5)</sup> 벽체의 내진설계를 위한 단부횡보강영역 및 보강방법에 대한 기준이 마련되어 있지 않아서 연성설계를 적용할 수 없다<sup>6)</sup>. ACI 318-99<sup>7)</sup>에서는 연성전단벽 구조에 대하여 최소한 단부에서 압축대의 절반( $c/2$ )을 횡보강하도록 하고 있으며, Wallace<sup>3)</sup>, Paulay<sup>8)</sup> 등은 압축변형률이 0.004이상인 구간에 대하여 단부횡보강을 하도록 제안하고 있다.

그러나 이러한 기준 및 제안들은 주로 경험식에 기초하고 있으며 또한 보강상세에서도 기둥의 횡보강방법을 그대로 사용하도록 규정하고 있어서 벽체의 거동특성을 반영하지 못하고 있으며 내진성능요구량에 따른 유연한 설계방식을 요구하는 성능기초설계의 취지에도 맞지 않는다.

따라서, 벽체의 안전성을 확보하는 동시에 경제적인 설계를 위하여, 벽체거동특성을 반영할 수 있고, 벽체의 연성도 요구량에 대한 횡보강영역 및 횡보강량을 결정할 수 있는 구체적인 설계방법의 개발이 필요하다.

### 2. 압축대 실험

일반적으로 전단벽은 지진에 의한 극한 거동시에 벽체 하부에서 소성힌지가 발생하며 이 부분의 휨거동이 전단벽 전체 거동에 지배적인 영향을 미친다. 또한 전단벽의 강도는 철근에 의하여 큰 영향을 받으나 연성도는 이 소성힌지영역에서 압축콘크리트의 파괴여부에 의해 좌우된다<sup>9)</sup>.

Fig. 1과 같이 단부 횡보강이 없는 전단벽에서는 콘크

\* Corresponding author  
Tel : 02-880-7053 Fax : 02-871-5518  
E-mail : ksm@snu.ac.kr

리트 압축과괴가 압축단부에서 먼저 일어나므로 압축단부 콘크리트의 변형률, 즉 최대변형률  $\epsilon_{max}^c$ 에 의하여 전단벽의 연성도가 결정된다. 현재 횡보강이 없는 전단벽에 대해서는 콘크리트의 최대압축변형률로 0.003~0.005가 제안되고 있다<sup>1-3,7,8)</sup>.

그러나 횡구속철근으로 단부횡보강이 되어 있는 벽체는 벽체의 압축단부에 서로 다른 거동형태를 보이는 횡구속된 영역과 횡구속되지 않은 영역이 공존한다.(Fig. 6) 뿐만 아니라 횡구속된 영역의 거동은 횡구속 철근의 양과 상세에 의해서 영향을 받기 때문에 횡보강된 벽체의 압축단부에서의 거동 양상은 상대적으로 매우 복잡하여 파괴가 언제, 어디서 비롯되는 지가 명확하지 않다. 따라서 본 연구에서는 고층전단벽 하부 소성힌지 영역에 대한 실험을 실시하여, 단부횡보강된 벽체의 파괴시점, 파괴양상 등을 밝혀내어 벽체의 연성설계를 위한 기초자료를 제공하는 것을 주요 목적으로 한다.

전단벽의 연성도에는 크기효과, 휨모멘트의 분포 등이 매우 큰 영향을 미치며<sup>6)</sup>, 따라서 고층전단벽의 연성도를 파악하기 위해서는 전체 길이의 단면에 대하여 실험을 실시해야 하지만 실험여건상 이는 불가능하다. 따라서 본 실험에서는 소성힌지가 일어나는 단면의 압축대를 실험대상으로 하였다. 압축대의 거동은 전체 단면의 거동과 차이를 나타낼 수 있지만, 파괴형태와 응력-변형률 분포 등의 압축대에 대한 실험결과는 전체 단면의 설계를 위한 기초자료로 활용될 수 있다.

Fig. 2와 같이 벽체에 편심 축하중을 가하여 벽체 단면에 선형의 변형률 분포가 나타나도록 실험장치를 계획하여 벽체의 압축단부를 모델링하였다. 소성힌지 구간에서 고층 전단벽은 거의 일정한 휨 모멘트를 받으므로 벽체의 높이에 따른 응력 및 변형률의 변화는 실험변수에서 제외하였다. 축하중 가력을 위하여 RIST(포항산업과학연구원)의 1000 tonf 용량의 UTM을 사용하였으며 하중가력속도는 0.001(strain/min)으로 하였다. 횡방향지주를 사용하여 면외방향으로의 변형을 방지하였다. 벽체의 곡률연성도를 구하기 위하여 Fig. 2와 같이 LVDT 1, 2를 벽체의 양단부에 설치하였으며 벽체의 극한 상태에서의 파괴양상을 파악하기 위해서 벽체 길이에 따라서 각 부분의 수직 압축변형률을 측정할 수 있도록 LVDT 3~7을 설치하였다.

시험체의 구성은 상부가력보, 벽체 그리고 기초로 이루어져 있다. 압축대 크기에 대한 횡구속영역 크기의 비에 따른 횡보강 효과를 구명하고자 횡구속 영역과 변형률분포를 실험변수로 하였다. Fig. 3에 시험체에 대한 상세가 나타나 있다. 시험체에 사용된 재료성질은 Table 1과 같다.

W2~W5의 횡구속철근의 수직간격은 50 mm이다. 각 시험체 벽체부분의 상하양단에는 많은 양의 횡구속철근을 사용하여 LVDT가 설치된 벽체의 중앙부에서 파괴가 일어나도록 유도하였다.

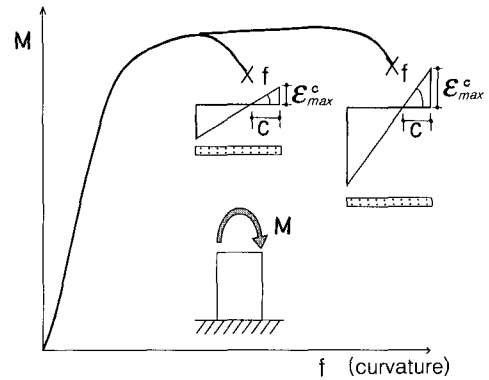


Fig. 1 Variation of curvature ductility with ultimate compressive strain

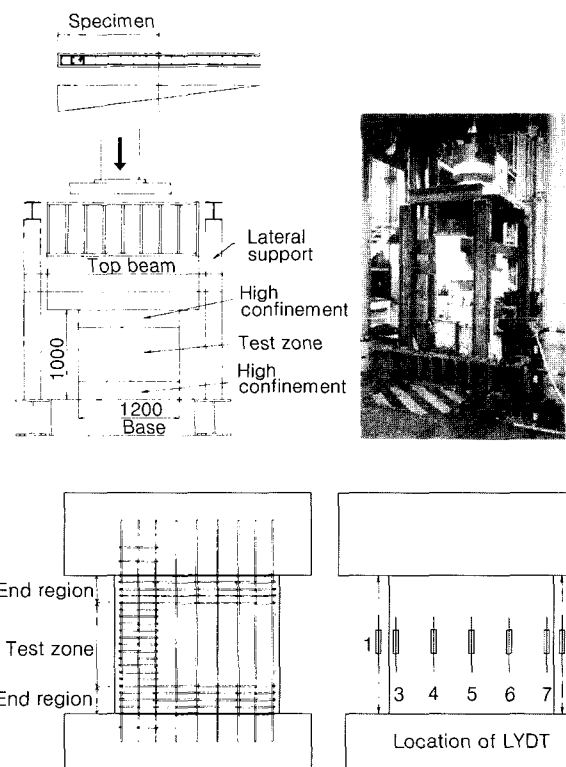


Fig. 2 Test set-up

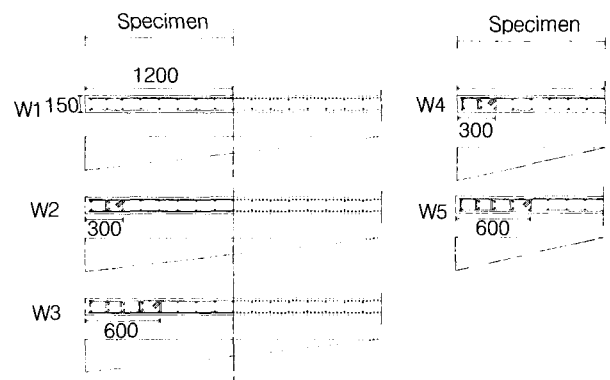


Fig. 3 Specimen and strain gradient

Table 1 Properties of specimens

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)	Vertical reinforcement		Horizontal reinforcement		Reinforcement for confinement (at the boundary of specimen)			
		$\rho_v$	$f_y$ (MPa)	$\rho_h$	$f_y$ (MPa)	$\rho_x$	$\rho_y$	$\rho_s = \rho_x + \rho_y$	$f_y$ (MPa)
W1	34	0.007	334	0.0025	334	-	-	-	-
W2	34	0.007	334	0.0025	334	0.0284	0.0170	0.0454	321
W3	29	0.007	334	0.0025	334	0.0284	0.0136	0.0420	321
W4	29	0.007	334	0.0025	334	0.0284	0.0170	0.0454	321
W5	27	0.007	334	0.0025	334	0.0284	0.0136	0.0420	321

$\rho_x$  ( $\rho_y$ ): Ratio of area of transverse confining steel running in the x-direction (y-direction) to area of corresponding perpendicular section

### 3. 실험결과 및 분석

Fig. 4는 시험체의 양단에서 측정된 수직변형률과 하중의 관계를 나타낸 곡선들이다. 횡보강이 없는 시험체 W1은 압축단부에서의 최대변형률이 콘크리트 실린더 강도에 해당하는 변형률인 0.0019인 지점에서 취성파괴되었다. 또한 300 mm 횡보강된 W2도 단부횡보강이 없는 W1과 거의 같은 연성도와 강도를 나타내며 취성파괴되었다. 횡보강 길이가 600 mm인 W3는 W1에 비하여 연성도와 강도가 각각 79%, 38% 증가하였으나 압축단부에서의 최대변형률이 0.0034로서 일반적으로 단부횡보강이 없는 벽체의 최대변형률로 인식되는 0.004에 못 미치는 값이다.

압축대의 길이가 1200 mm인 벽체의 경우에도, 단부횡보강영역이 300 mm인 W4는 압축단부의 최대변형률이 0.002 부근에서 취성파괴를 일으켰다. 그러나 단부횡보강영역이 600 mm인 W5는 변형률이 0.0103에 이르는 매우 우수한 연성능력을 나타내고 있다.

Fig. 5는 W1~W5에 대하여 벽체길이방향 각 위치에서 변형률의 변화를 나타내고 있다. 횡보강영역이 충분하지 못하여 취성파괴를 일으킨 W1~W4의 경우 변형률과 하중의 관계는 다음 두가지 형태로 대별된다. 극한하중 이후에 하중이 감소하는 동안, 변형률이 줄어드는 경우(unloading curve)와 변형률이 늘어나는 경우(softening curve)로 분류할 수 있다. 벽체의 압축파괴는 변형률이 늘어나는 부분(softening curve)에서 비롯된다고 볼 수 있으며 이러한 거동을 보이는 영역은 횡보강 영역에 인접한 횡보강되지 않은 부분임을 Fig. 3와 Fig. 5를 통하여 확인할 수 있다.(W1의 경우는 LVDT 3, W2~4의 경우는 LVDT 5) 따라서 압축단부의 파괴는 횡보강영역에 인접한 비횡보강 영역의 압축파괴에 의하여 유발된다고 할 수 있다.

또한 연성도설계를 위해서는 파괴유발지점과 함께 파괴시점을 파악해야 한다. 이를 위하여 비선형 해석연구를 수행하였으며, 해석수행방법은 다음과 같다.

횡보강된 벽체의 단부에서의 변형률과 하중과의 관계를 분석하기 위해서는 횡보강된 영역에서의 응력-변형률 관계를 정의하여야 한다. 철근으로 횡보강된 벽체에 중심축 압력이 가해질 때의 응력-변형률 관계는 Mander<sup>10~12)</sup>에

의해서 제안되었는데, 단면형태, 횡보강 철근의 배근형식과 횡보강 철근의 배근간격, 재료성질 등을 변수로 하고 있으며 그에 해당하는 응력-변형률( $f_c - \epsilon_c$ ) 관계는 다음과 같이 정의된다.

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

여기서,  $x = \epsilon_c / \epsilon_{cc}$ ,  $r = E_c / (E_c - E_{sec})$ ,  $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(f_{cc} / f_{co} - 1)]$ ,  $E_c$  = 콘크리트의 탄성계수,  $E_{sec} = f_{cc} / \epsilon_{cc}$ ,  $f_{cc}, \epsilon_{cc}$  = 비횡보강콘크리트의 강도 및 그에 해당하는 변형률,  $f_{co}, \epsilon_{co}$  = 횡보강콘크리트의 강도 및 그에 해당하는 변형률.  $f_{cc}$ 는 횡구속 철근량과 횡구속철근상세의 함수로 참고문헌 [10]에 자세히 기술되어 있다.

Fig. 6은 비횡보강 콘크리트의 응력-변형률 곡선<sup>13)</sup>과 횡보강된 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 보여주고 있다. 압축대의 하중-변형률 관계를 정의하기 위하여 Fig. 7과 같이 압축대를 횡보강되지 않은 영역과 횡보강된 영역으로 분리하고, 압축연단에서의 변형률이 정의되면 각각의 영역에서의 변형률 분포가 결정된다. 이 변형률 분포에 따라서 Fig. 6과 같이 정의된 응력-변형률 관계에서 각각의 응력을 찾아내어 각각의 영역에 대해 적분하면 시험체에 가해지는 하중을 찾을 수 있다.

위와 같은 방식으로 구한 하중과 압축연단에서의 변형률 관계를 실험결과와 비교해 보면 다음 Fig. 8와 같다. Fig. 8에 나타난 바와 같이 최대하중 이전까지는 해석결과와 실험결과가 거의 일치한다. 그러나 최대하중 이후에는 해석결과와는 달리 실험결과는 취성거동을 나타내고 있는데 이러한 거동을 보이는 이유는 다음과 같다.

Fig. 6에 나타난 바와 같이 횡보강은 콘크리트의 연성능력 뿐만 아니라 강도도 증가시킨다. 최대하중 이전에도 비횡보강영역의 콘크리트의 응력은 응력감소 영역에 있으나, 횡보강영역에서 증가된 응력이 이 응력감소를 보충할 수 있으므로 벽체의 하중재하능력은 증가할 수 있다. (Fig. 9의 A점) 그러나 최대하중에 도달한 이후에는 횡보강영역의 응력이 비횡보강영역의 응력감소를 더 이상 보충할 수 없으므로, 응력감소상태의 비횡보강영역은 불안정상태가 되어 급격히 강도를 잃어버리며, 벽체 전체의 취성

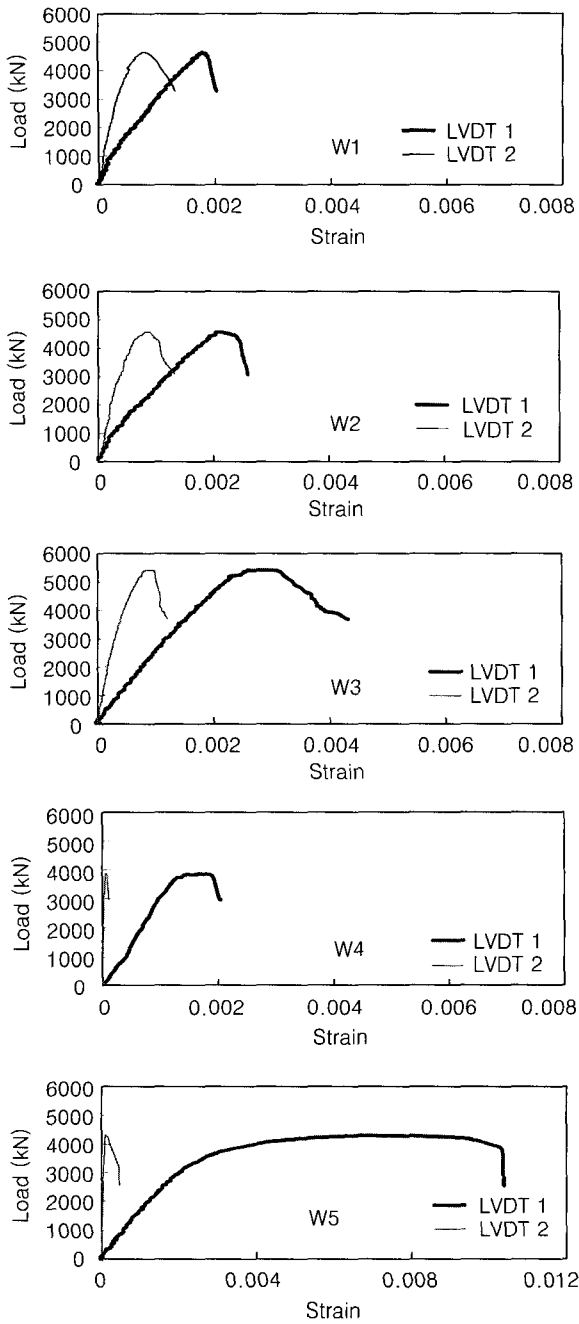


Fig. 4 Load vs. vertical strain (LVDT 1, 2)

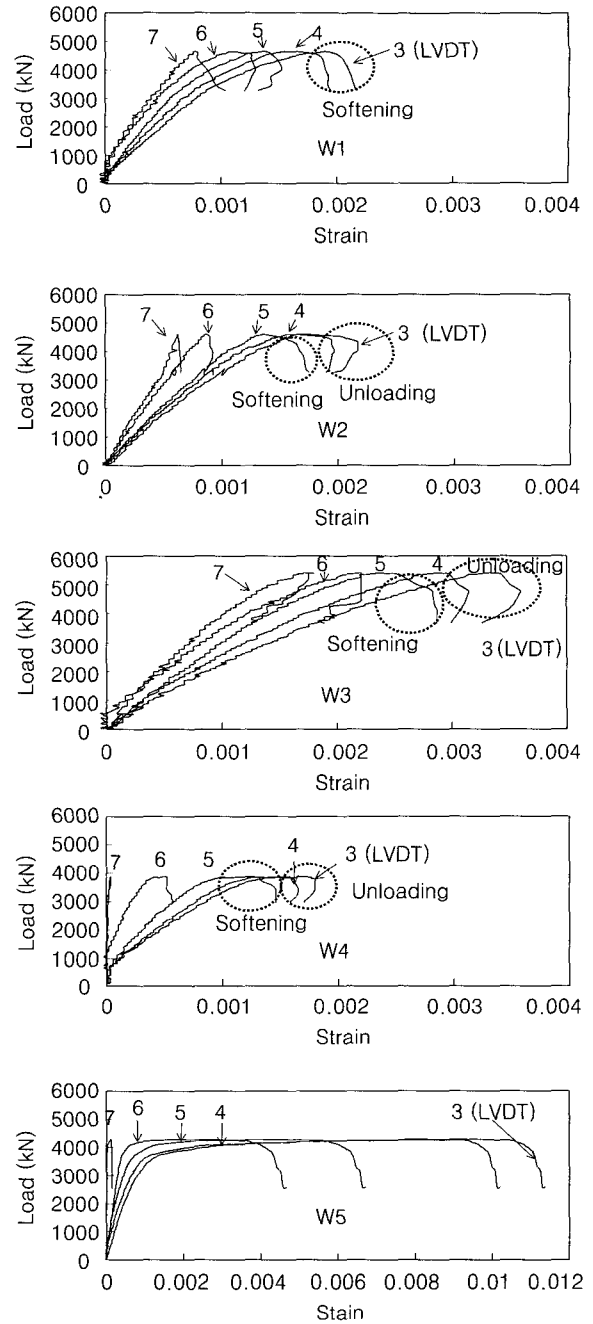


Fig. 5 Load vs. vertical strain (LVDT 3, 4, 5, 6, 7)

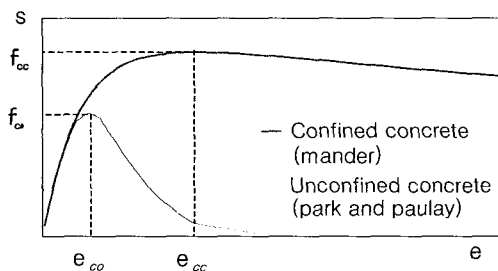


Fig. 6 Stress-strain relationship of confined concrete

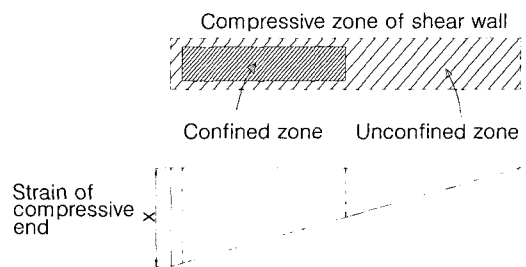


Fig. 7 Zoning of compression zone

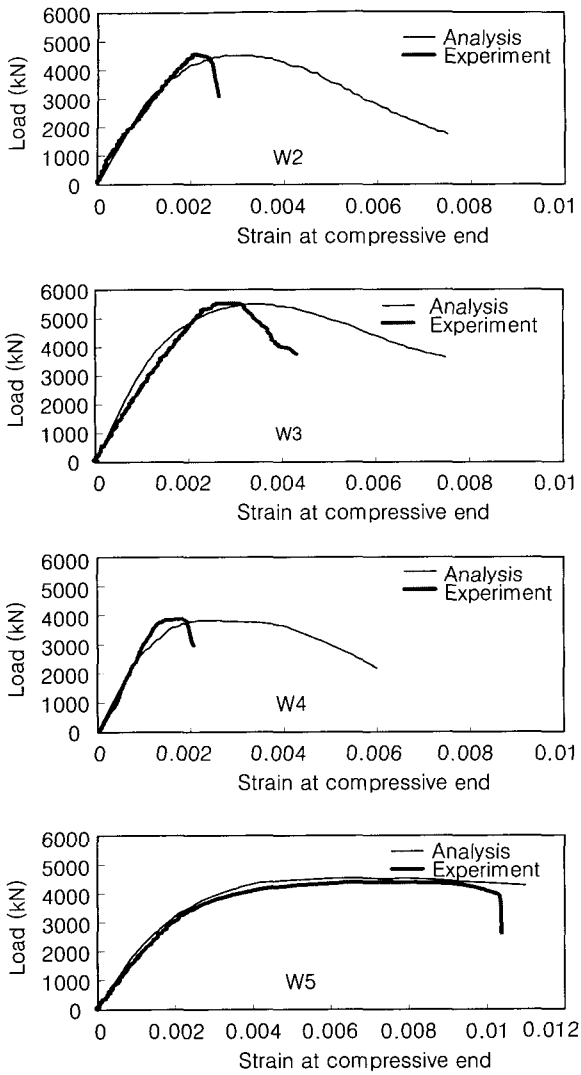


Fig. 8 Comparison of experiment and numerical analysis

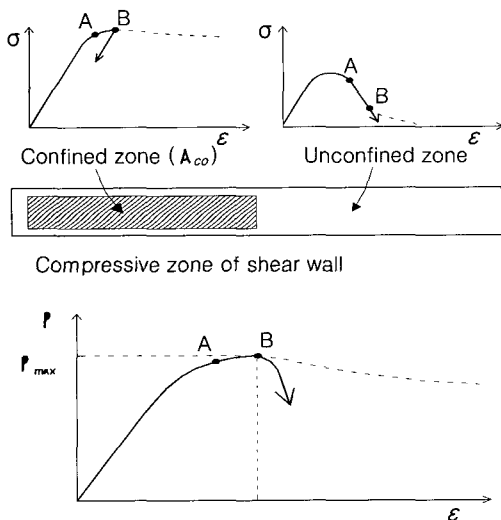


Fig. 9 Behavior of compressive zone with limited confinement

파괴를 일으키게 된다.(Fig. 9의 B점) 이러한 비횡보강영역의 불안정성을 고려하지 못하는 해석결과는 최대하중 이후의 취성파괴를 적절히 나타내지 못한다. 이 실험과 해석결과의 비교에 따라서 단부일부에만 횡보강된 압축대는 횡보강영역에 인접한 비횡보강영역의 취성파괴로 말미암아 압축대의 최대하중까지만 연성이 유지된다고 볼 수 있으며 이를 벽체의 연성도 설계에 반영해야 한다.

#### 4. 해석연구

앞서 기술된 실험결과는 압축대에 국한된 것으로서 실제 전체 단면의 응력 및 변형을 변화를 연구하기 위하여 비선형 해석연구를 수행하였다. 이 수치해석을 위하여 단면 비선형해석프로그램중의 하나인 UcFiber<sup>14)</sup>를 이용하였다. 압축대 실험결과의 해석에 이용된 방식과 같이 벽체 단면은 횡보강된 영역과 비횡보강된 영역으로 분리되고 각각의 영역은 Fig. 6과 같은 서로 다른 응력-변형률 관계가 적용되었다. 변형률은 선형으로 가정되며 휨모멘트를 구하는 방식은 앞서 압축대에 대한 해석방법과 같다. 비선형 수치해석의 예로 폭이 10 m, 두께가 0.2 m인 벽체 ( $\rho_v = 0.003927$ ,  $\rho_s = 0.042$ ,  $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 320 \text{ MPa}$ ,  $P = 0.2 A_g f_{ck}$ )에 횡보강영역의 길이를 변수로 하여 모멘트-곡률 곡선을 구한 결과가 Fig. 10에 나타나 있다.

Fig. 10에 나타난 바에 의하면, 일반적인 예상과 같이 단부횡보강은 벽체의 강도를 증가시키기보다는 연성도 증가에 많은 기여를 하는 것으로 나타났다. 또한 횡보강영역이 증가함에 따라 곡률의 증가가 현저하였다. 그 이유는 Fig. 6에 나타난 바와 같이 횡보강은 콘크리트의 연성도 뿐만 아니라 강도를 크게 증가시키며, 이 강도의 증가는 비횡보강 전단벽에 비하여 압축대의 크기를 감소시키기 때문이다. 따라서 Fig. 11에 나타난 바와 같이 벽체 단면 곡률의 증가는 압축대의 감소로 인한 곡률증가  $\Delta\phi_1$ 와 변형률의 증가에 의한 곡률증가  $\Delta\phi_2$ 의 합으로 이루어진다. 기존 문헌<sup>8)</sup>이나 기준<sup>7)</sup>에서는 횡보강으로 인한 연성도 증가 효과를  $\Delta\phi_2$ 에 국한하여 고려하지만 실제적으로  $\Delta\phi_1$ 에 의한 연성도 증가도 현저한 것으로 나타났으며 경제적인 설계를 위해서는 횡구속 콘크리트 강도의 증가로 인한 곡률 연성도의 증가도 고려해야 한다.

단부횡보강이 없는 벽체의 경우, 압축단에서 콘크리트의 최대변형률이 벽체의 연성도를 결정하지만, 압축대의 실험결과에서 밝혀진 바와 같이 단부횡보강된 벽체의 경우, 횡보강 영역에서 인접한 비횡보강영역에서 파괴가 유발된다. 따라서, 본 연구에서는 단부횡보강된 벽체의 연성도를 이 비횡보강영역에서의 최대변형률을 근거로 산정한다.

벽체의 파괴시 비횡보강영역의 최대변형률을 평가하기 위하여 UcFiber를 이용하여 비선형 수치해석을 수행하였

다. 이 최대변형률을 구하기 위해서는 벽체의 파괴시점을 정의해야 한다. 압축대 실험에서 압축대의 연성도는 강도가 최대에 도달할 때까지 유지된다는 것이 밝혀졌다. 이 실험결과를 근거로 하여 전체 벽체에서도 모멘트 강도가 최대에 이를 때까지 연성도가 유지된다고 가정한다. 전체 벽체의 거동은 압축대의 거동과 다를 수 있으나 다음과 같은 이유에서 동일한 파괴기준을 적용하였다.

벽체 단면이 발휘할 수 있는 최대모멘트에 도달하게 되면 횡보강된 영역에서의 증가된 응력이 비횡보강 영역에서의 연화된 응력을 더 이상 보충할 수 없게 되고 이에 따라 비횡보강 영역은 불안정 상태가 되며 강도저하가 현격해 진다. 결과적으로, 축력과 휨모멘트에 의한 압축력과 평형관계를 맞추기 위하여 벽체 단면의 압축대 길이가 증가하게 된다. 이때 현재 곡률을 유지하기 위해서는 횡보강 변형률 역시 증가하여야 한다. Fig. 12에 나타나 있듯이 최대모멘트 이후에는 횡보강영역의 변형률이 증가하여도 압축대의 길이가 동시에 증가함으로 더 이상 곡률은

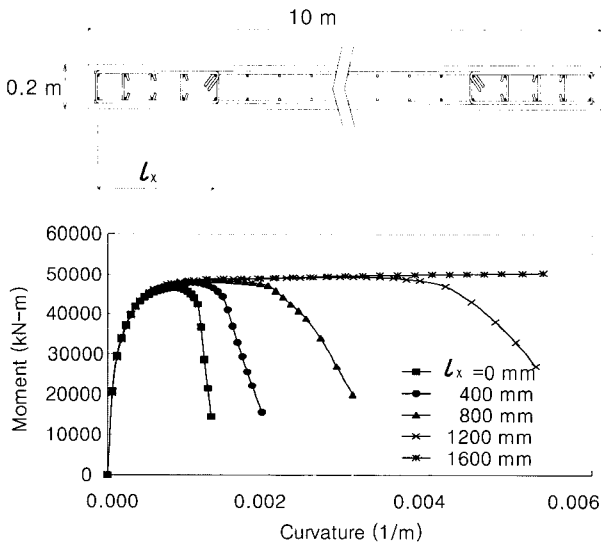


Fig. 10 Variations of moment-curvature relations with confinement area

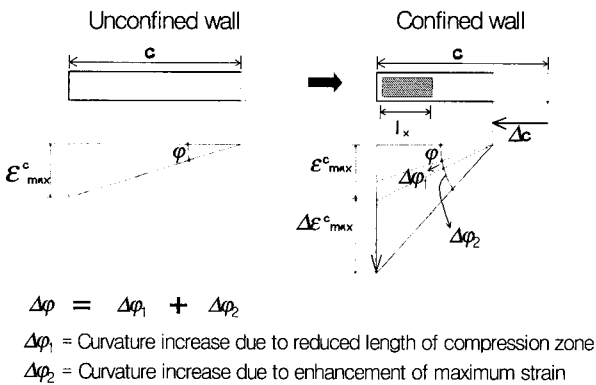


Fig. 11 Curvature enhancement due to confinement effect

크게 증가하지 못하며 모멘트 재하능력은 현저히 감소한다. 따라서 본 연구에서는 횡보강된 벽체의 연성도는 최대모멘트까지 유지된다고 가정한다.

Fig. 10에서 수치해석에서는 최대모멘트 이후의 비횡보강영역의 불안정성을 고려할 수 없기 때문에 해석결과와 실제 벽체의 하중재하능력은 해석결과보다 급격히 감소될 수 있다.

전체 벽체의 폭(5~10 m), 수직철근량(0.0025~0.008), 횡보강영역, 횡보강철근량(0.03~0.07), 수직하중( $0 \sim 0.2 A_g f_{ck}$ ) 등의 실제 사용가능한 범위내의 변수에 대하여 광범위한 수치해석을 수행한 결과, 벽체가 최대모멘트를 발휘하는 순간에 비횡보강영역에서의 최대압축변형률은 0.0025~0.0048에 해당하며, 이 변형률은 횡보강영역의 크기에 의해서 가장 큰 영향을 받는다. Fig. 13은 해석결과와 함께 최대변형률에 대한 설계제안식을 나타내고 있다.

수치해석결과, ACI 318-99에 규정되어 있는 바와 같이 벽체 압축연단에서 압축대 길이의 절반을 횡보강하고 기둥

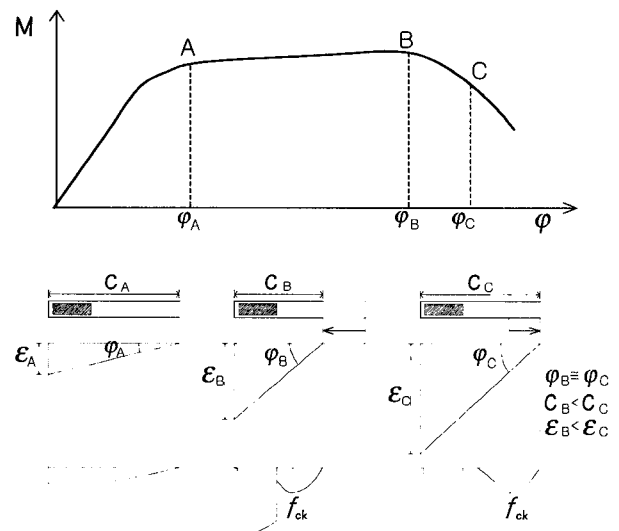


Fig. 12 Variations of length of compression zone and stress-strain profiles with curvatures

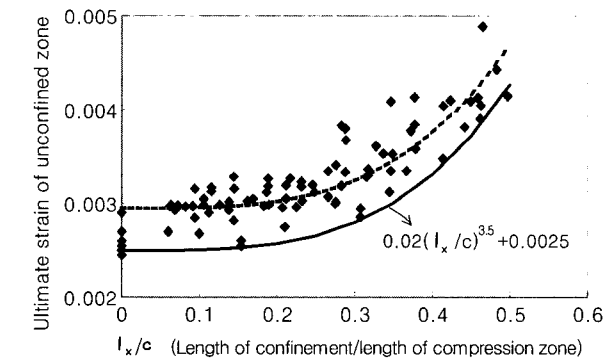


Fig. 13 Variations of maximum compressive strain of the unconfined zone with confinement length

에서 사용하는 횡보강상세와 동일하게 횡보강한 경우, 횡구속 콘크리트의 강도증가로 인한 압축대의 감소효과로 인하여 거의 압축대 전체에 횡보강하는 것과 동일한 결과를 가져온다. 따라서 ACI 기준에 의한 연성도 설계는 지나치게 안전측이며 경제적인 설계를 위해서 횡보강 영역과 횡보강량을 곡률 요구량에 맞게 산정할 필요가 있다.

### 5. 연성도 설계법

전단벽의 연성도 설계에서는 주어진 곡률요구량  $\phi_{req}$ 에 대해 횡보강영역과 횡보강을 위한 철근량을 결정해야 한다. 단부횡보강된 전단벽의 경우, 벽체 단면에 걸쳐 변형률에 대한 응력상태가 상당히 복잡하기 때문에 효과적인 설계방법을 제시하는 것이 쉽지 않다. 본 연구에서는 사용하기 간편하고 비교적 정확한 설계방법을 제시하기 위하여 다음과 같은 가정을 사용하였다.

1) 최대모멘트에서 비횡보강영역의 최대압축변형률,  $\epsilon_{uc}$ 는 다음과 같이 정의된다. (Fig. 13의 실선)

$$\epsilon_{uc} = 0.02(l_x/c)^{3.5} + 0.0025 \quad (2)$$

2) 횡보강영역의 응력은 직사각형 응력 블록으로 근사적으로 나타낼 수 있으며 이때 대표응력  $f_{cc}$ 는 횡보강영역 중간지점의 변형률인  $\epsilon_{cl}$ 에 해당하는 응력이다. (Fig. 14)

3) 모든 수직철근은 최대 모멘트 하중하에서 항복상태이다.

위와 같은 가정을 이용한 연성도 설계과정을 요약하면 다음과 같다. (Fig. 14 참조)

1) 우선 연성도 설계를 하고자 하는 벽체에 대하여 횡보강이 되어 있지 않은 경우의 압축대 길이를 구한다. 압축대의 길이  $c$ 는 평형조건에 의하여 구할 수 있다. Fig. 15에서 평형방정식은 다음과 같다<sup>15)</sup>.

$$P + C_s + \Delta T_s = C_s + C_c \quad (3-a)$$

$$P + \Delta T_s = C_c \quad (3-b)$$

$$P + (l - 2c)t \rho_v f_y = \alpha f_{ck} \beta c t \quad (3-c)$$

여기서,  $P$  = 압축력,  $\rho_v$  = 벽체의 수직철근비,  $\alpha$  = 콘크리트 강도에 대한 사각응력블록계수,  $\beta$  = 압축대 길이에 대한 사각응력블록의 폭에 대한 계수. 식 (3-c)로부터 다음 식을 얻을 수 있다.

$$c = \left[ \frac{P / (f_{ck} A_g) + (\rho_v f_y) / f_{ck}}{\alpha \beta + 2(\rho_v f_y) / f_{ck}} \right] l \quad (4)$$

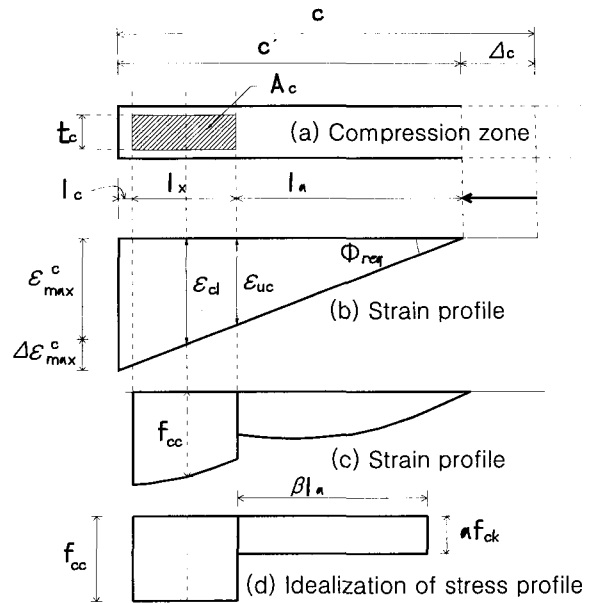


Fig. 14 Idealization of stress and strain at failure

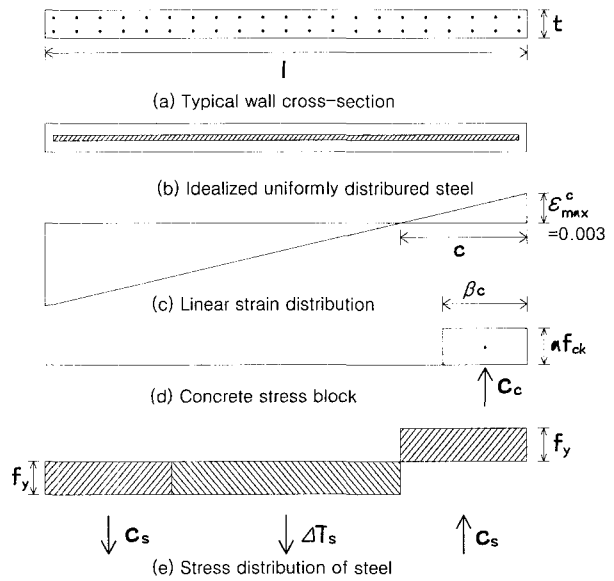


Fig. 15 Stress profile of unconfined cross section

여기서,  $\epsilon_{max}^c = 0.003$ 일때,  $\alpha\beta$ 의 값은 ACI 318-99나 국내 콘크리트설계기준에서 구할 수 있다.

2) 횡보강영역의 크기  $A_c$ 나 횡보강영역의 길이  $l_x$ 를 가정한다. 또한 식(2)를 이용하여 비횡보강영역에서의 최대 압축변형률  $\epsilon_{uc}$ 를 산정한다.

3) 주어진 곡률 요구량  $\phi_{req}$ 에 대해, 변형률 분포와 횡보강으로 인하여 줄어든 압축대의 길이  $c'$ 을 비횡보강영역 최대 압축변형률  $\epsilon_{uc}$ 를 근거로 하여 구한다. (Fig. 14) 또한 이 변형률 분포에서 횡보강 영역의 평균변형률  $\epsilon_{cl}$ 을 구한다.

4) 횡보강영역에서 요구되는 평균응력  $f_{cc}$ 는 모멘트와 축력의 평형관계에 의해서 구한다. 횡보강된 벽체의 응력상태는 Fig. 16에 나타나 있으며 여기서 평형관계는 다음과 같다.

$$P + \Delta T_s = C_c + f_{cc} A_c \quad (5-a)$$

$$P + (l - 2c')t \rho_v f_y = \alpha f_{ck} \beta l_a t + l_x t f_{cc} \quad (5-b)$$

식 (5-b)로 부터,

$$f_{cc}(\epsilon_{cl}) = \frac{\phi_{req} [P + (l - 2c')t \rho_v f_y]}{2(\epsilon_{cl} - \epsilon_{uc}) t_c} - \frac{\alpha \beta f_{ck} t \epsilon_{uc}}{2(\epsilon_{cl} - \epsilon_{uc}) t_c} \quad (6)$$

여기서,  $l_a = \epsilon_{uc} / \phi_{req}$ ,  $l_x = 2(\epsilon_{cl} - \epsilon_{uc}) / \phi_{req}$

식 (6)에서 콘크리트 강도가 24 MPa일 때,  $\epsilon_{uc}$ 에 따른  $\alpha\beta$ 의 값은 Table 2에 나타나 있으며, 다른 콘크리트 강도에 대한  $\alpha\beta$ 의 값은 참고문헌[16]을 참조하여 구할 수 있다.

Table 2  $\alpha\beta$  Values with  $\epsilon_{uc}$

$\epsilon_{uc}$	$\alpha\beta$
0.003	0.655
0.0035	0.577
0.004	0.5
0.0045	0.468

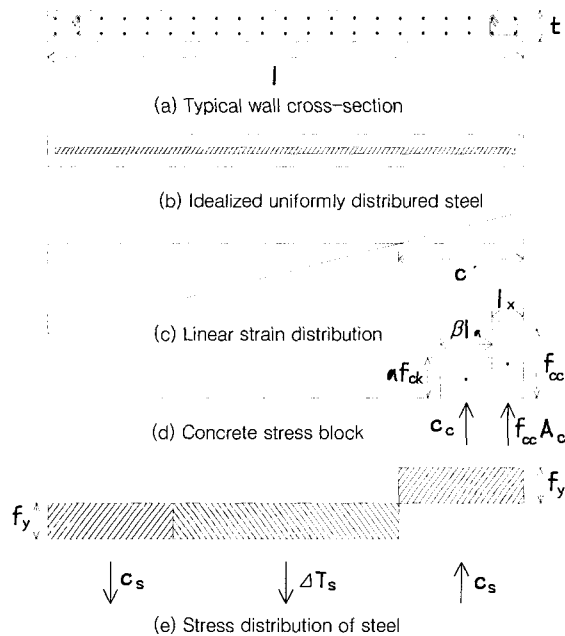


Fig. 16 Stress profile of confined cross section

5) 다양한 횡구속 철근비에 따라 주어진 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선에서 식 (6)에서 구한 응력  $f_{cc}$ 와 변형률  $\epsilon_{cl}$ 좌표에 대응하는 횡구속 철근비  $\rho_s$ 를 구한다. (Fig. 17)

6) 만약 횡구속 철근비가 지나치게 크면 횡구속 영역의 크기  $A_c$ 나 횡보강영역의 길이  $l_x$ 를 크게 하여 3)에서 5)의 과정을 반복하고 그 반대의 경우에는,  $A_c$ 나  $l_x$ 를 작게 하여 3)에서 5)의 과정을 반복하여 적당한 횡구속 철근량을 찾아낸다. 횡구속 철근비는 시공성과 구속효과를 감안하면 0.03~0.06사이 존재하는 것이 합리적이다.

식(6)에 나타난 바와 같이, 횡보강영역에서 요구되는 평균응력  $f_{cc}$ 는 횡보강영역의 중간지점 변형률  $\epsilon_{cl}$ 의 함수로 표현이 가능하기 때문에 Fig. 18에 나타나는 바와 같이  $f_{cc}$ 는  $\epsilon_{cl}$ 에 대한 요구곡선(demand curve)으로 그려질 수 있다. 따라서 다양한 횡보강 철근비에 의한 횡구속 콘크리트의 응력-변형률의 성능곡선(capacity curve)들과 위에서 언급된 요구곡선의 교점들을 성능점(performance point)이라 할 수 있으며, 이러한 교점들에 의해 다양한 형태의 횡보강 설계결과를 한번에 얻을 수 있다.

위 설계방법을 적용한 예로서, 폭 = 6 m, 두께 = 0.2 m,  $\rho_v = 0.00392$ ,  $f_{ck} = 24$  MPa,  $f_y = 320$  MPa 그리고  $P = 0.24g f_{ck}$ 인 벽체에 대하여 곡률요구량이 0.006(1/m)인 경우에 요구곡선과 성능곡선이 Fig. 18에 주어져 있다. 제안된 설계방법에 의해, 횡보강영역의 길이  $l_x$ 를 0.6 m로 가정한 경우,  $\epsilon_{cl} = 0.00482$ 이고  $f_{cc} = 50.7$  MPa이다. Fig. 17에 나타난 바와 같이 이 경우, 횡보강 철근비가 지나치게 크을 알 수 있다.  $l_x$ 를 0.8m로 좀 더 크게 가정한 경우,  $\epsilon_{cl} = 0.00601$ ,  $f_{cc} = 38.1$  MPa이고 이 경우 Fig. 17에 나타난 바와 같이 횡구속 철근비  $\rho_s$ 는 0.037로 결정된다.

위의 결과를 검증하기 위하여  $\phi_{req} = 0.006(1/m)$ 에 대하여 본 연구에서 제안된 설계방법을 사용하여  $l_x = 0.8$  m,  $\rho_s = 0.037$ 로 설계된 벽체에 대한 수치해석을 Ucfyber를 이용하여 실시하였다. Fig. 19에서 나타난 바와 같이 파괴가 예상되는 시점에서의 벽체의 곡률은 0.0064(1/m)로서 곡률요구량 0.006(1/m)를 비교적 정확하게 만족하고 있는 것을 볼 수 있다. ACI 318-99에서는 벽체단부로부터 압축대 길이 절반을 기둥의 보강방법으로 횡보강하도록 하고 있다. Fig. 19에서는 이 ACI 기준에 의하여 설계된 벽체의 결과도 비교되어 있는데 이러한 경우에, 벽체에 요구되는 곡률량보다 훨씬 큰 곡률을 나타내는 것을 볼 수 있다. 따라서 ACI 기준에 의한 단부횡보강 설계방법은 과도한 안전측 설계로서 비경제적이다.

## 6. 결 론

횡구속철근으로 단부 횡보강된 전단벽의 거동특성 및



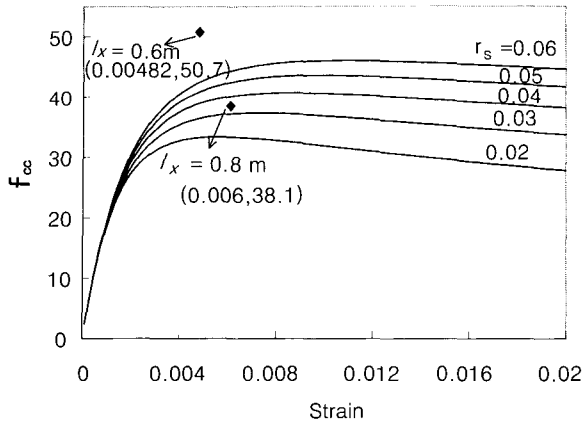


Fig.17 Determination of reinforcement ratio

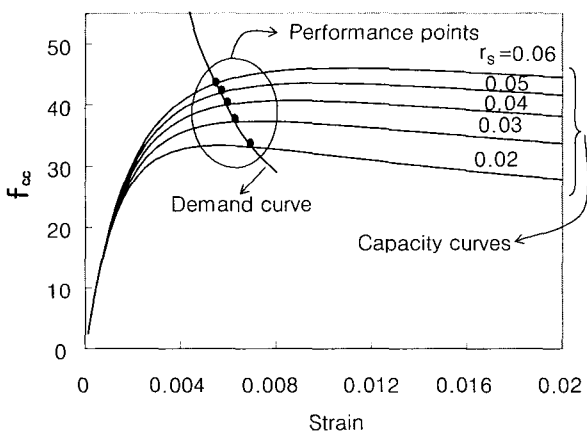


Fig.18 Demand and capacity curves of confined stress-strain

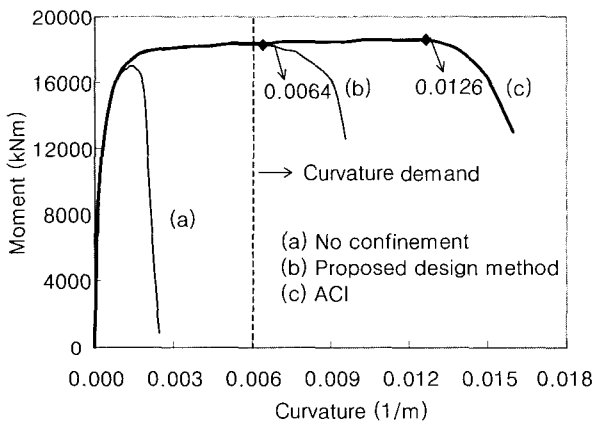


Fig. 19 Verification of proposed design method

연성도를 평가하기 위하여 실험 및 해석연구를 실시하였다. 주요한 연구결과는 다음과 같다.

1) 일부에 단부횡보강된 압축대는 최대강도 이후에 취성파괴를 일으킨다. 이러한 실험결과는 전체 벽체에서도 최대휨모멘트 이후에 취성파괴가 일어날 수 있음을 나타

내고 있으며, 따라서 안전한 설계를 위해서 단부횡보강된 벽체의 연성도는 최대휨모멘트까지만 유효하다고 가정하는 것이 바람직하다.

2) 단부횡보강된 압축대의 파괴는 최대하중이후 횡보강 영역과 인접한 비횡보강영역에서 취성적으로 발생하였다. 이 비횡보강영역의 최대변형률이 연성도 설계의 기준이 되는데, 이는 횡보강영역과 횡보강량에 의해 영향을 받는다.

3) 횡보강 영역의 길이가 증가될수록, 벽체 단면의 곡률 연성도의 증가가 현저한데, 이는 단부 횡보강이 횡구속 콘크리트의 변형능력을 증가시킬 뿐만 아니라 횡구속 콘크리트의 강도를 증가시켜서 압축대의 길이를 감소시키기 때문이다.

해석과 실험연구를 통하여 밝혀진 단부횡보강 벽체의 파괴기준을 근거로 하여, 곡률요구량에 대해서 횡보강영역과 횡보강량을 결정할 수 있는 연성도 설계방법을 제시하였다. 또한 단순화된 설계를 위하여 성능곡선과 요구곡선을 이용하는 방법도 제안되었다.

### 감사의 글

본 연구는 두뇌한국21 핵심분야사업 및 한국과학재단 특장기초연구사업 (과제번호:1999-1-310-002-3)의 재정적 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며, 지원에 감사드립니다.

### 참고문헌

1. Building Seismic Safety Council, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures," 1997.
2. Wallace, J. W., "Seismic Design of RC Structural Walls. Part I: New Code Format," *J. Struct. Engrg*, ASCE, 121(1), 1995, pp.75~87.
3. Wallace, J. W. and Thomsen J. H., "Seismic Design of RC Structural Walls. Part II: Application," *J. Struct. Engrg*, ASCE, 121(1), 1995, pp.88~101.
4. 건축물 하중기준, 대한건축학회, 2000.
5. 콘크리트 구조설계기준, 한국콘크리트학회 · 대한건축학회, 1999.
6. 박홍근, 강수민, 조봉호, 홍성걸, "단부 횡보강이 없는 세장한 전단벽의 내진성능," 콘크리트학회논문집, 제12권 5호, 2000, pp.47~57.
7. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)," Special Provision for Seismic Design 21.6, 1999.
8. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry

- Buildings*," Wiley Interscience Publication, 1992.
9. Fiorato, A. F., Freeman, S. A., and Bruce, R. A., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Shear Walls and Frame Joins," Applied Technology Council (ATC-11), 1983, pp.25~30.
  10. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 114(8), 1988, pp.1804~1826.
  11. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 114(8), 1988, pp. 1827~1847.
  12. Sakai, K. and Sheikh, S. A., "What Do We Know about Reinforced Concrete Columns? : A Critical Review of Previous Work and Code Provisions," *ACI Structural Journal*, 86(2), 1989, pp.192~205.
  13. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structure," Wiley Interscience Publication, 1975.
  14. Charles, C., "UcFyber - Cross Section Analysis Software," University of California, Berkeley, 1999, <http://nisee.berkeley.ed>.
  15. 김장훈, 김지현, 박홍근, 홍성걸, "철근콘크리트 벽체의 극한상태 면내 휨에 대한 고려," 2001년도 봄 한국콘크리트학회 학술발표회 논문집, Vol. 13 No. 1, 2001, pp.891~896.
  16. Chang, G. A. and Mander, J. B., "Seismic Energy Base Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns, Part I : Evaluation of Seismic Capacity," Technical Report NCEER-94-006, Buffalo, New York, 1994.

## 요 약

전단벽의 연성도 확보를 위한 단부횡보강 설계에 있어서, 현재 설계기준들은 경험적이며 강제적이다. 즉, 현재 설계기준은 연성도 요구량에 관계없이 단부횡보강영역과 상세를 정해 놓고 있으며, 따라서 성능기초설계에 부적합하다. 본 연구의 목적은 성능기초설계에 적합한 전단벽의 연성도 설계방법을 개발하는 것이다. 단부횡보강영역에 따른 전단벽의 연성도변화를 조사하기 위하여 실험연구를 수행하였으며 압축대를 모델링하기 위하여 각기 다른 횡보강영역을 갖는 시험체에 편심축하중을 가력하였다. 실험연구를 통하여 횡보강된 벽체 압축대의 강도, 연성도, 파괴모드 등을 연구하였으며, 벽체 단면 전체에서 단부 횡보강으로 인하여 발생하는 연성도 및 파괴시점을 조사하기 위하여 비선형 수치해석을 수행하였다. 실험과 해석연구 결과를 기반으로 하여 전단벽의 연성도 설계방법을 개발하였다. 제안된 설계방법을 이용하여, 주어진 연성도 요구량에 맞게 단부횡보강영역과 횡보강량을 정확히 결정할 수 있으며, 따라서 벽체의 연성거동을 보장하는 동시에 경제적인 벽체설계가 가능하게 되었다.

**핵심용어** : 횡보강, 연성도, 철근콘크리트, 내진설계, 전단벽