

단부횡보강된 구조벽의 변형능력 및 보강방법 Deformability and Confinement of Structural Wall with Boundary Element

강수민* 박홍근**
Kang, Su Min Park, Hong Gun

ABSTRACT

For performance-base design using nonlinear static analysis, it is required to predict the inelastic behavior of structural members accurately. In the present study, nonlinear numerical analysis was performed to develop the method describing the moment-curvature relationship of structural wall with boundary confinement. Through the numerical analysis, variations of behavioral characteristics and failure mechanism with the arrangement of vertical reinforcement and the length of boundary confinement were studied. Based on the findings, moment-curvature curves and curvature capacity for walls with a variety of re-bar arrangement was developed. By equalizing curvature capacity to demand, a design method which can determine the length of boundary confinement, was developed and for the effectiveness of boundary confinement and constructability, boundary confinement detail was proposed.

1. 서 론

근래 들어와 구조물에 대한 내진 안전성을 확보하고 경제적인 설계를 위하여 역량스펙트럼법¹⁾, 변위기초 설계법²⁾ 등의 발전된 내진해석 및 설계방법이 개발되어 사용되고 있다. 이러한 비선형해석 및 설계법을 사용하기 위해서는 부재의 최대재하능력 뿐만 아니라 변형능력, 최대재하능력 이후의 파괴모드를 파악해야 하며 따라서 그림 1에 나타난 바와 같이 이러한 정보들을 포함하는 기준곡선(back-bone curve)을 정확히 산정할 수 있어야 한다.

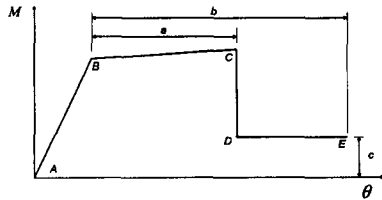


그림 1 Generalized Load-Deformation Relation (FEMA-273)³⁾

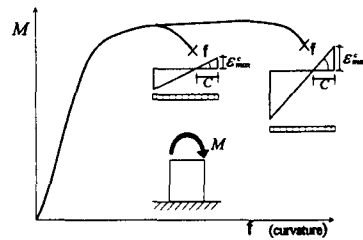


그림 2 Variations of Curvature Ductility by Ultimate Concrete Strain

* 서울대학교 건축학과 박사과정

** 서울대학교 건축학과 조교수

일반적으로 휩력에 의한 고층구조벽체의 손상은 휩작용에 의하여 벽체하부에서 발생하며 따라서 구조벽의 변형능력은 벽체하부의 소성힌지 구간의 변형능력에 의하여 결정된다. 그림 2는 소성힌지 구간에서 모멘트와 곡률의 관계를 나타내고 있다. 단부휩보강 되지 않은 구조벽의 변형능력은 일반적으로 압축단부의 최대변형률에 의하여 정의되는데 Wallace²⁾, Priestly⁴⁾ 등은 최대변형률을 0.004로 정의하고 있으며, UBC⁵⁾는 0.003으로 FEMA 273³⁾는 0.005로 정의하고 있다. 그림 2에 나타난 바와 같이 최대 곡률은 최대 허용압축변형률에 비례하므로 NEHRP는 UBC보다 연성도를 60% 이상 크게 평가한다는 것을 의미하며, 이는 아직 구조벽체의 변형능력의 평가에 이론적인 접근이나 공통된 합의가 이루어지지 않고 있음을 나타내고 있다.

ACI 318-95⁶⁾ 내진기준에서는 전 중력하중을 지지할 수 있는 횡구속된 단부요소를 설치하도록 하였으나 이 규정은 지나친 과설계를 초래하여 ACI 318-99⁷⁾ 이후에는 압축대 일부분만 휩보강할 수 있도록 허용하고 있다. 일부 단부휩보강된 구조벽은 단부휩보강된 부분과 휩보강되지 않은 부분으로 구성되어 있어서, 단부휩보강이 없는 구조벽보다 복잡한 거동을 나타내며 따라서 변형능력을 포함하는 전체적인 거동을 정의하는 것이 쉽지 않다. ACI 318-99는 벽체의 단면이 휩보강되지 않은 것으로 가정하여 계산된 압축대 길이의 절반 이상을 휩보강하도록 규정하고 있으며, Priestly 등은 압축변형률이 0.004 이상인 부분을 휩보강하도록 제안하고 있다. 이러한 방법들은 구조벽의 연성도를 확보하기 위하여 보강길이를 제안하고 있으나, 단부휩보강된 구조벽의 변형능력을 평가하는 방법으로 사용될 수 없다.

단부휩보강된 구조벽의 모멘트-곡률관계를 평가하는 방법으로 FEMA 273³⁾에서는 실험을 통한 경험적인 연구로써 단부휩보강된 벽체의 기준곡선을 제시하고 있다. 이전 연구인 참고문헌[8]에서는 단부가 휩보강되고 수직철근이 단면에 균등하게 배근된 벽체에 대하여 최대변형능력을 평가하기 위한 방법이 개발되었다. 그러나 실무에 적용하기 위해서는 수직철근의 배치형태, 단부의 보강형태 등 다양한 설계변수의 영향을 고려할 수 있는 방법의 개발이 필요하다.

본 연구에서는 비선형 수치해석을 사용하여 휩의 지배를 받는 단부휩보강된 구조벽의 거동특성과 파괴메카니즘을 연구하고 그 결과에 근거하여 모멘트-변형률 곡선과 변형성능을 정의하고자 한다. 또한 단부휩보강된 구조벽의 변형성능을 기반으로 하여 변형요구량을 만족할 수 있는 단부보강 설계법을 개발하고자 한다.

2. 수치해석

휩 지배를 받는 구조벽체의 비선형거동은 콘크리트의 인장균열, 철근의 항복, 콘크리트의 압축파괴에 의하여 일어나며 따라서 파괴형태는 휩보강영역에서 철근 좌굴을 동반하는 콘크리트의 압축파괴나 비휩보강 콘크리트의 압축파괴, 인장철근의 파단 등이다. ACI 318-99⁷⁾에서는 연성도 확보를 위하여 구조벽의 단부를 휩보강하는 경우에 보강상세를 기둥의 휩보강상세로 따르도록 하고 있다. 또한 휩보강근의 수직 간격 s 는 부재에서 제일 작은 변 길이, 즉 벽체 두께의 1/4 이하가 되도록 규정하고 있다. Mander^{9,10)}의 연구결과에 의하면 이와 같은 휩보강상세를 따르는 경우, 휩보강영역은 횡구속효과로 인하여 비휩보강 콘크리트보다 콘크리트의 강도와 연성도가 크게 증가한다. (그림 3 참조) 따라서 ACI 318-99의 기준상세에 따라 설계된 벽체는 휩보강영역보다는 비휩보강영역 콘크리트의 압축파괴에 의하여 부재파괴가 일어날 것으로 예상된다. 본 연구에서는 이러한 파괴형태를 갖는 구조벽체를 연구대상으로 하였으며 휩보강영역의 압축파괴 및 철근의 좌굴, 인장철근의 파단, 전단력의 영향은 고려하지 않는다.

위와 같은 가정하에 단부휩보강된 벽체의 모멘트-곡률 관계를 연구하기 위하여 비선형수치해석을 수행하였으며 이를 위하여 비선형수치해석 프로그램 Ucyber¹¹⁾를 사용하였다. 비선형수치해석을 위해서 벽체단면

을 비횡보강된 콘크리트, 횡보강된 콘크리트, 철근으로 구분하여 각기 다른 재료모델을 적용하였다.

단부횡보강된 구조벽의 연성도를 정확히 평가하기 위해서는 횡보강으로 인한 콘크리트의 강도와 연성도 증가를 적절히 나타낼 수 있어야 하며⁸⁾ 이를 위해서 Mander⁹⁾가 제안한 횡보강된 콘크리트의 재료모델을 수치해석에 사용하였다. Mander에 의해서 제안된 재료모델은 철근으로 횡보강된 벽체에 중심축압력이 가해질 때의 응력-변형을 관계로서, 단면형태, 횡보강 철근의 배근형식과 횡보강 철근의 배근간격 등을 변수로 하고 있으며 단부횡보강된 벽체의 횡보강된 영역에서 구속효과를 적절히 나타내는 것으로 알려져 있다.⁸⁾ 그림 3은 해석에 사용된 재료모델로서, 비횡보강 콘크리트와 횡보강된 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 비교하고 있다. 그림 4는 수치해석을 위한 벽체모델을 보여주고 있다. 일반적으로 벽체를 설계하는 방식은 단부에 수직철근을 집중적으로 배근하는 방식((a) type)과 수직철근을 단면 전체에 균일하게 배근하는 방식((b) type)으로 나뉜다. 보통 실무에서는 휨모멘트에 대하여 효과적으로 저항할 수 있도록 양단부에 집중철근을 배치하고 단면의 웨브에는 최소철근량을 배치하는 것이 일반적이며 이는 (a)유형과 가깝다고 할 수 있다. 그림 4에 나타난 두가지 유형의 벽체에 대하여 벽체폭, 두께, 횡보강영역, 횡보강량, 철근비 및 압축력 등을 변수로 하여 수치해석을 수행하였다. 그림 5는 대표적인 해석의 예로서, 벽체의 길이는 6000mm, 두께는 200mm이며 $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, 단부횡구속 철근비 $\rho_s = 0.04$ 이고 횡구속근의 수직간격 $s = 50\text{mm}$ 이다. 압축력은 $0.24f_{ck}$ 이다. 균등배근 경우에는 수직철근비 $\rho_v = 0.004$ 이고 단부집중배근을 사용하는 경우, 단부에서 0.11의 구간에 단부배근을 하였으며 이 구간의 수직철근비는 $\rho'_v = 0.012$ 이다.

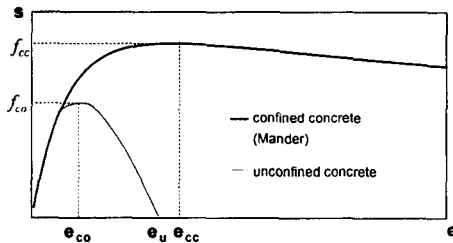


그림 3 Stress-Strain Relationship of Confined concrete

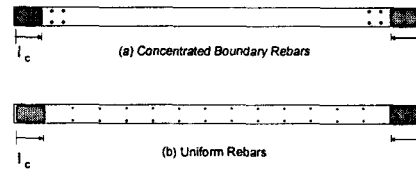
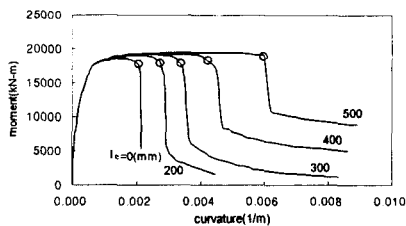
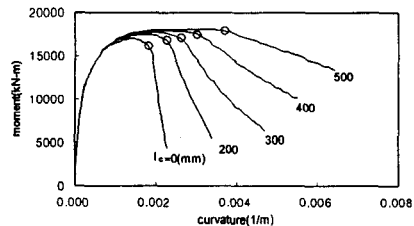


그림 4 Prototype Walls for Numerical Analysis



(a) Concentrated Boundary Re-bars



(b) Uniform Re-bars

그림 5 Variation of Behavior with Re-bar arrangements and length of boundary confinement

단부집중배근구간과 횡보강영역이 일치하는 것이 일반적이나, 본 연구에서는 횡보강영역의 길이의 영향을 연구하기 위하여 두 영역이 일치하지 않도록 하였다. 또한 배근방법의 영향을 연구하기 위하여 단부집중배근의 벽체에는 일반적으로 웨브에 배근되는 최소철근을 고려하지 않았다. 그림 5 (a), (b)는 벽체의 수직철근 배근방법과 횡보강길이에 따른 거동 특성의 변화를 나타내고 있다. 일반적으로 횡보강영역의 면적이 증가함

에 따라서 벽체의 변형능력이 증가하지만 배근형태에 따라 거동특성이 큰 차이를 나타내고 있다. 단부집중배근인 경우, 항복강도 이후에 일정한 강도를 유지하다가 특정지점에서 강도가 급격하게 감소하는 취성과괴 형태를 보여주고 있다. 반면 균등배근인 경우에는 강도의 감소가 비교적 완만하게 일어나는 것을 알 수 있다. 또한 단부횡보강영역의 변화에 대한 벽체의 변형능력도 차이를 보이고 있다. 단부집중배근의 경우, 단부횡보강영역이 증가함에 따라서 최대강도에 해당하는 변형능력이 크게 증가함을 나타내고 있다. 이는 이전연구⁸⁾에서도 밝혀진 바와 같이 횡보강으로 인하여 콘크리트의 연성능력이 증가하고 이와 더불어 횡구속된 콘크리트의 강도증가로 인하여 압축대의 길이가 줄어들어 변형능력이 크게 증가하기 때문이다. 그러나 횡구속영역의 길이와 관계없이 단부집중벽체는 취성과괴를 나타낸다. 반면, 균등배근의 벽체의 경우 횡보강영역이 증가하면서 최대강도에 해당하는 변형능력이 크게 증가하지는 않으나 최대강도 이후 강도저하가 완만하게 일어나는 것을 알 수 있다.

단부집중배근인 경우에 모멘트-곡선관계를 그림 5(a)에 근거하여 그림 6(a)에 나타난 곡선으로 단순화할 수 있다. 그림 6에서는 벽체단면에 대한 단순화된 모멘트-곡률관계와 이 곡선에서 벽체 거동을 특징적으로 나타내는 각 지점 B, F, C, G, D에서 응력상태의 변화를 보여주고 있다.

그림 6 (c)는 항복이후 강도가 유지되는 F점에서의 응력상태와 변형상태를 나타내고 있다. 이때 벽체에 가

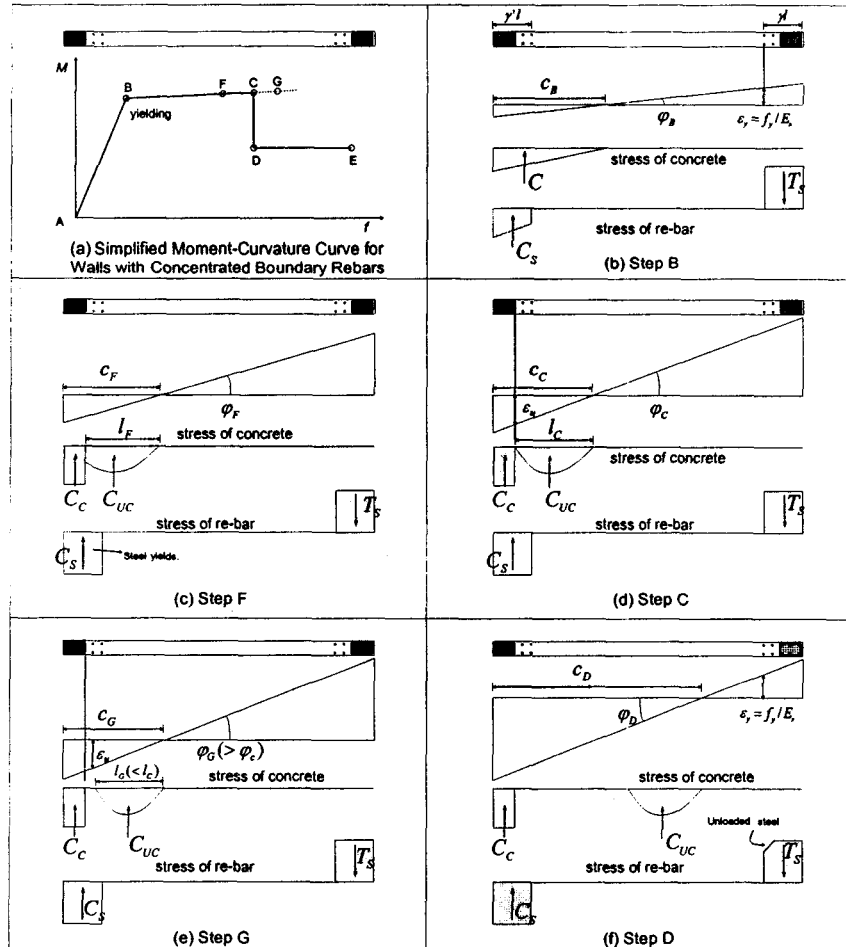


그림 6 Variations of Stress-Strain Profile of Shear Wall with Concentrated Boundary Re-bars

해지는 압축력을 고려한 평형관계는 다음과 같다.

$$P + T_s = C_s + C_c + C_{uc} \quad (1)$$

P = 압축력, T_s = 철근에 의한 인장력, C_s = 철근에 의한 압축력, C_c = 횡보강 콘크리트에 의한 압축력, C_{uc} = 비횡보강 콘크리트에 의한 압축력.

벽체가 항복강도를 지나서 충분한 변형능력을 나타낸다면 벽체단부에 위치한 철근은 거의 대부분 항복상태에 있으며 횡보강된 콘크리트도 횡구속효과에 의하여 연성거동을 나타내므로(그림 3) 거의 일정한 강도를 나타낸다. 따라서 P , T_s , C_s , C_c 이 일정하다고 볼 수 있다. 따라서 식 (1)의 평형조건을 만족하기 위해서는 C_{uc} 도 일정한 크기를 유지해야 한다. 중립축의 위치가 고정되어 있다면 곡률이 증가할수록 비횡보강 콘크리트의 응력연화영역이 증가하여 C_{uc} 가 감소하므로 평형관계 식 (1)을 만족시킬 수 없다. 따라서 평형관계를 만족하기 위하여 중립축이 웨브로 이동하면서 압축대의 길이가 증가하여 $C_{uc} = P + T_s - C_s - C_c$ 를 일정하게 유지할 수 있다. 이러한 관계는 비횡보강영역의 콘크리트의 변형률이 극한변형률 ϵ_u 에 도달하는 C점까지 유지된다. (그림 6(d))

그림 6(e)는 강도가 유지되면서 곡률이 C점보다 큰 가상의 G점($c_G > c_C$, $\rho_G > \rho_C$)에서 응력분포를 나타낸다. 이 경우에는 비횡보강 콘크리트의 변형률이 콘크리트의 종국변형률 ϵ_u 보다 큰 영역이 발생하여 압축대 중 압축응력이 발생하지 않는 구간, 즉 압축에 의해 완전파괴된 구간이 발생한다. 따라서 비횡보강 콘크리트의 응력을 발생시키는 영역의 길이 l_G 는 C점에서의 콘크리트 응력을 발생시키는 영역의 길이 l_C 보다 작게 된다.(그림 6(e)) 이와 같이 비횡보강 콘크리트의 유효압축영역이 감소함에 따라서 비횡보강 콘크리트의 압축력 C_{uc} 는 감소하게 되며 따라서 평형관계식 (1)을 더 이상 만족시킬 수 없다.

C점 이후에는 C_{uc} 가 감소되므로 P , C_s , C_c 가 일정한 상태에서 평형식을 만족시킬 수 있는 유일한 조건은 T_s 가 감소하는 경우이다. 이 경우의 변형률과 응력상태가 그림 6(f)에 나타나 있다. T_s 가 감소하기 위해서는 급격히 중립축이 인장축으로 이동하여 인장축 철근의 제하가 일어나야 하는데 이로 인하여 그림 5(a)와 같이 모멘트 재하능력이 급격히 감소한다. 이 분석을 통하여 단부집중배근을 갖는 구조벽의 최대변형능력은 비횡보강 콘크리트의 최대압축변형률이 ϵ_u 에 도달할 때이며, 이후에는 취성파괴가 일어난다는 것을 알 수 있다. 그림 6(a)에서는 취성파괴가 일어난 후 휨모멘트가 일정하게 유지되는 상태를 보여주고 있다. 그러나 실제로 취성파괴 이후에는 중립축의 급격한 이동으로 인하여 횡보강영역의 압축변형률이 크게 증가하며, 따라서 횡보강철근의 변형률도 크게 증가하여 철근의 파단을 동반한 횡보강영역의 압축파괴가 일어날 가능성이 크다.

수직철근이 균등하게 배근된 벽체의 모멘트-곡률 관계 또한 위와 동일한 분석방법으로 구할 수 있다. 수직철근이 균등하게 배근되어 있는 벽체의 경우에도 강도가 떨어지기 시작하는 지점(그림 5 (b)의 원형표시지점)에서의 응력과 변형률상태는 단부집중벽체와 마찬가지로 횡보강되지 않은 콘크리트의 최대변형률이 극한의 변형률 ϵ_u 에 도달하는 순간이다. 하지만 이후의 거동은 모멘트의 감소가 단부집중된 벽체에 비하여 완만한 것을 볼 수 있는데, 이는 철근이 단면 전체에 균등하게 분포되어 있어서 압축대가 웨브쪽으로 조금만 이동하여도 C_s 가 증가하고 T_s 가 감소하면서 평형관계가 만족되며 따라서 강도의 감소가 완만하게 일어난다. 하지만 실제로는 압축파괴가 일어난 부분의 철근은 좌굴로 인하여 더 이상 압축력을 지지할 수 없으므로 C점 이후의 강도감소는 그림 5에 나타난 것보다 더 급격히 일어날 것으로 판단된다.

3. 단부횡보강된 벽체의 모멘트-곡률 관계와 변형능력

수직철근이 단부에 집중되어 있는 벽체의 경우, 모멘트-곡률 곡선은 그림 5 (a)에 근거하여 그림 6 (a)과 같이 항복지점(B), 극한상태(C) 그리고 극한상태 이후(D)로 정의되는 단순화된 곡선으로 표현할 수 있다. 또한 그림 6 (b), (d), (f)에 나타난 벽체의 변형률-응력 분포를 통하여 단순화된 모멘트-곡률 곡선을 구할 수 있다.

그림 6 (b)와 같이 단부집중배근된 벽체의 항복상태는 인장측에 배근된 철근이 모두 항복했을 때로 정의한다. 인장철근의 항복변형률 ϵ_y 와 압축대길이 c_B 의 관계를 이용하여 곡률 ϕ_B 를 나타낼 수 있다.

$$\phi_B = \frac{f_y}{E_s[(1-\gamma)l - c_B]} \quad (2)$$

여기서 l = 벽체단면의 길이, γl = 인장측 단부철근이 배근된 길이, E_s = 철근의 탄성계수, c_B = 압축대의 길이.

이때, 콘크리트의 변형률이 크지 않기 때문에 콘크리트의 압축응력은 선형거동으로 가정하고 횡구속된 영역도 비횡구속된 영역과 동일한 강성을 갖는다는 가정하에 다음과같은 평형관계를 설정하였다.

$$P + T_s = C_s + C \quad (3)$$

인장철근의 인장력 $T_s = A_s f_y$, 압축철근의 압축력 $C_s = A_s' E_s (c_B - 0.5\gamma' l) \phi_B$ 콘크리트에 의한 압축력 $C = 0.5 E_c c_B^2 t \phi_B A_s =$ 인장측의 수직철근량, $A_s' =$ 압축측의 수직철근량, $E_c =$ 콘크리트의 초기탄성계수, $t =$ 벽체의 두께, $\gamma' l =$ 압축측 단부철근이 배근된 길이. 식 (3)으로부터 압축대와 곡률에 관한 다음 식을 유도할 수 있다.

$$\phi_B = \frac{P + A_s f_y}{A_s' E_s (c_B - 0.5\gamma' l) + 0.5 E_c c_B^2 t} \quad (4)$$

식 (2)와 (4)를 연립하여 구한 압축대 길이와 곡률을 근거로 하여 항복상태에서의 벽체 중심에 대한 모멘트를 구하면 식 (5)와 같다.

$$M_B = C(0.5l - c_B/3) + 0.5C_s(1-\gamma')l + 0.5T_s(1-\gamma)l \quad (5)$$

단부횡보강된 벽체의 극한상태인 C점은 비횡보강된 콘크리트의 변형률이 극한 상태에 도달했을 때이다. (그림 6(d)) 이 때, 비횡보강 콘크리트의 응력분포를 직사각형 등가응력블록으로 나타내면 $C_{ac} = \alpha \beta f_{\alpha} t (c_c - l_c - t_c)$ 이다. 또한 횡보강 콘크리트는 변형능력이 크게 증가하므로 강도가 f_{α} 로 일정하게 유지된다고 가정하면 $C_c = f_{\alpha} A_{\alpha}$ 이며 압축과 인장철근이 항복한 것으로 가정하면 $C_s = A_s f_y$, $T_s = A_s f_y$ 이다. 여기서 $t_c =$ 피복두께, $l_c =$ 횡보강영역의 길이, $A_{\alpha} =$ 횡보강된 콘크리트의 면적, $f_{\alpha} =$ 횡보강된 콘크리트의 응력, $\alpha \beta^{12)} =$ 콘크리트응력계수. 따라서 식 (1)로부터 압축대의 길이는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_c = \frac{P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc} + \alpha \beta f_{ck} t (l_c + t_c)}{\alpha \beta f_{ck} t} \quad (6)$$

Mander^{9,10)}의 식을 이용하여 검토한 결과, ACI 기준⁶⁾에 의한 단부횡보강 상세에 따라서 횡보강 수직간격 s 를 벽체두께의 1/4로 하고 횡보강량 $\rho_s = 0.03 \sim 0.05$ 을 사용하면 $f_{cc} > 1.5f_{ck}$ 이다.

그림 6(d)와 같이 정의된 변형률 관계로부터 극한상태일때의 곡률을 식 (7a)와 같이 구할 수 있다.

$$\phi_c = \frac{\epsilon_u}{c_c - (l_c + t_c)} \quad (7a)$$

식 (6)을 이용하면

$$\phi_c = \frac{\alpha \beta f_{ck} t \epsilon_u}{P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc}} \quad (7b)$$

횡보강이 없는 벽체에서는 $A_{cc} = 0$ 이므로 곡률은 $\phi_{c0} = (\alpha \beta f_{ck} t \epsilon_u) / [P + (A_s - A_s') f_y]$ 이다. 이를 이용하여 횡보강이 있는 벽체와 없는 벽체의 곡률 비를 나타내면 다음과 같다.

$$\phi_c / \phi_{c0} = \frac{P + (A_s - A_s') f_y}{P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc}} = \frac{1}{1 - \frac{f_{cc} A_{cc}}{P + (A_s - A_s') f_y}} \quad (8-a)$$

이때 인장축 철근량과 압축축 철근량이 같다면 (8-a)식은 다음과 같다.

$$\phi_c / \phi_{c0} = \frac{1}{1 - \frac{f_{cc} A_{cc}}{P}} \quad (8-b)$$

여기서 횡보강영역의 강도 $f_{cc} A_{cc}$ 가 중력하중 P 에 근접할수록 ϕ_c 는 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 이것은 구조벽의 연성능력을 향상시키기 위하여, 횡보강된 양단의 단부요소(Boundary Element)가 중력하중을 전부 부담하도록 규정한 ACI 318-95⁶⁾의 유효성을 입증하고 있다. 그러나 $f_{cc} A_{cc} = 0.5P$ 이고 실제 횡보강 콘크리트 강도가 $f_{cc} > 1.5f_{ck}$ 임을 감안한다면 이 규정은 매우 안전측이라는 것을 알 수 있다.

C점에서의 휨모멘트는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_c = C_{uc} [0.5l - l_c - 0.5\beta(c_c - l_c)] + 0.5T_s(1 - \gamma)l + 0.5C_s(1 - \gamma)l + 0.5C_c(l - l_c) \quad (9)$$

여기서 $C_{uc} = \alpha \beta f_{ck} t (c_c - l_c - t_c)$, $T_s = f_y A_s$, $C_c = f_{cc} A_{cc}$ 그림 6의 C점 이후에는 중립축이 평형조건을 만족시키기 위하여 인장축으로 급격하게 이동하며 하중재하능력이 급격하게 떨어진다. 중립축이 이동된 후에는 철근이 단부에 집중되어 있기 때문에 더 이상 중립축의 급격한 변화는 일어나지 않는다. 따라서 비교적 모멘트재하능력은 일정한 값을 유지한다. 극한상태 직후의 모멘트(그림 6 (a)의 D점)는 그림 6 (f)에서와 같은 변형관계를 통해서 구할 수 있다. 이를 위해 곡률은 C점에서의 곡률과 동일하다고 가정하고 변형률관계와 평형관계를 이용하여 모멘트를 구하면 다음 식 (10)과 같다.

$$M_D = 0.5T_s(1-\gamma)l + 0.5C_s(1-\gamma')l + 0.5C_c(l-l_c) - C_w[(0.5-\gamma)l - \frac{f_y}{E_s\phi_c} - \frac{\epsilon_u}{\phi_c}(1-0.5\beta)] \quad (10)$$

따라서 이와 같은 분석을 통하여 단부에 수직철근이 집중배근되고 단부횡보강된 벽체의 모멘트-곡률 관계를 정의할 수 있으며 수직철근이 균등배근된 벽체 그리고 단부집중배근되고 중앙부에 균일하게 배근된 벽체에 관해서도 동일한 분석방법을 통하여 모멘트-곡률관계를 정의할 수 있다. 그림 6에서 최대 휨강도 C 점 이후, 벽체는 비횡보강된 콘크리트의 압축파괴와 그로 인한 강도저하로 연성도, 즉 변형능력을 유지할 수 없는 것을 밝혀내었으며 따라서 단부횡보강된 벽체의 변형능력은 C점에서의 곡률 ϕ_c 라 할 수 있다. 그러므로 단부집중배근된 벽체의 변형능력은 식 7 (b)와 같고 마찬가지로 분석을 통하여 수직철근이 균등배근된 벽체의 경우 변형능력에 해당하는 곡률값은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\phi_c = \frac{t\epsilon_u(\alpha\beta f_{ck} + 2\rho_v f_y)}{P - f_{cc}A_{cc} + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)]} \quad (11)$$

또한 수직철근이 단부집중배근되고 중앙부에 균일한 철근이 배근된 경우의 변형능력은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\phi_c = t\epsilon_u(\alpha\beta f_{ck} + 2\rho_v f_y) / \{P + (A_s - A_s')f_y - f_{cc}A_{cc} + [(1-\gamma + \gamma')l - 2(l_c + t_c)]\rho_v t f_y\} \quad (12)$$

4. 횡보강길이의 산정

단부횡보강된 벽체의 최대곡률 성능은 식 (7 (b)), (11), (12)를 이용하여 구할 수 있다. 반면의 벽체하부의 소성현지역에서의 곡률 요구량은 다음과 같이 산정할 수 있다.⁴⁾

$$\phi_{max} = \frac{40\Delta - 11\phi_y h^2}{40l_p(h - 0.5l_p)} + \phi_y \quad (13)$$

Δ = 설계변위, h = 벽체길이, ϕ_y = 항복곡률, l_p = 소성영역의 길이

식 (13)은 곡률 요구량을 나타내고 식 (7 (b)), (11), (12)는 횡보강상세에 따른 벽체단면의 곡률성능을 나타내므로 단면의 곡률요구량과 곡률성능을 등가로 하여 횡보강영역에서의 콘크리트 강도($f_{cc}A_{cc}$)를 구할 수 있다. 식 (14)는 일반적으로 배근된 벽체의 횡보강 콘크리트의 영역에서의 강도로서 식 (12)와 (13)으로부터 구한 것이다.

$$f_{cc}A_{cc} = P + (A_s - A_s')f_y + [(1-\gamma - \gamma')l - 2l_c - 2t_c]\rho_v t f_y - \frac{(\alpha\beta f_{ck} + 2\rho_v f_y)t\epsilon_u l_p (h - 0.5l_p)}{\Delta - (11/40)\phi_y h^2 + \phi_y l_p (h - 0.5l_p)} \quad (14)$$

(단, $4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008 > 0$, $4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008 \leq 0$ 이면 벽체의 항복변위가 변형도 요구량보다 크므로 단부횡보강이 불필요하다.)

식 (14)를 이용하면 벽체의 내진설계에 있어서 가정된 설계변위 Δ 를 만족하기 위한 소성힌지 영역에서 벽체단부의 강도요구량을 구할 수 있으며, 이를 만족하도록 횡보강영역의 길이와 보강상세를 결정하여야 한다. 식 (14)가 음의 값을 갖는 경우는 횡보강이 필요치 않으며 양인 경우는 횡보강이 필요하다.

횡보강상세를 결정하기 위해서는 식 (14)를 적용해야 하는데, 실제 사용에 있어서 변수가 다양하여 계산이 복잡하다. 따라서 실용적인 사용을 위하여 식 (14)를 단순화하였다. 단부횡보강이 요구되는 고층건물의 경우 $h \gg l_p$ 이므로 $(h-0.5l_p)$ 대신 h 를 사용할 수 있다.¹³⁾ Priestley¹⁴⁾는 벽체의 항복곡률 ϕ_y 를 대략 $2\varepsilon_y/l_w$ 로 정의하였다. 실제 항복곡률은 축력과 철근비가 클수록 커지는 경향을 보이거나 실제 건물에서 주로 사용되는 철근비에서는 오차가 크지 않으므로 Priestley가 제안한 벽체의 항복곡률 계산식을 적용하였다. 또한 $l_p = 0.5l_w$ ⁷⁾, $\varepsilon_y = 0.002$, $\alpha\beta = 0.5$ ¹²⁾와 같이 대략적으로 정의할 수 있다. 이와 같은 단순화를 통하여 식 (14)를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{cc}A_{cc} = P + (A_s - A_s')f_y + [(1 - \gamma - \gamma')l - 2l_c - 2t_c]\rho_v f_y - \frac{(f_{ck} + 4\rho_v f_y)t\varepsilon_u l_w}{4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008} \quad (15)$$

(단, $4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008 > 0$)

이때 횡보강콘크리트의 강도를 $f_{cc} = kf_{ck}$ (k = 횡보강효과를 나타내는 계수)라고 가정하고 $A_{cc} = l_c \times t$ 를 이용하면 식 (15)는 다음과 같다.

$$l_c = \frac{1}{kf_{ck} + 2\rho_v f_y} \left\{ [P + (A_s - A_s')f_y]/t + [(1 - \gamma - \gamma')l - 2t_c]\rho_v f_y - \frac{(f_{ck} + 4\rho_v f_y)\varepsilon_u l_w}{4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008} \right\} \quad (16)$$

(단, $4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008 > 0$)

마찬가지의 계산과정을 통하여 수직철근이 단부배근된 벽체와 균등배근된 벽체의 횡보강 길이를 다음 식 (17), (18)과 같이 구할 수 있다.

$$l_c = \frac{1}{k} \left[\frac{P + (A_s - A_s')f_y}{f_{ck}t} - \frac{l_w \varepsilon_u}{4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008} \right] \quad (17)$$

$$l_c = \frac{1}{kf_{ck} + 2\rho_v f_y} \left\{ P/t + (l - 2t_c)\rho_v f_y - \frac{(f_{ck} + 4\rho_v f_y)\varepsilon_u l_w}{4(\Delta/h) - 0.0044(h/l_w) + 0.008} \right\} \quad (18)$$

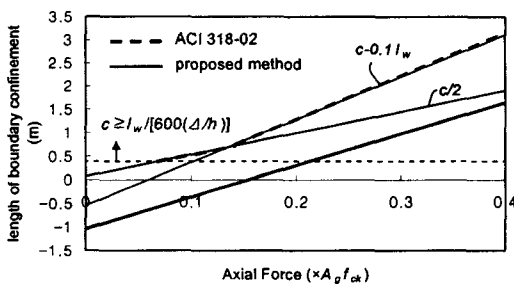


그림 7 Boundary Confinement Length according to Axial Force

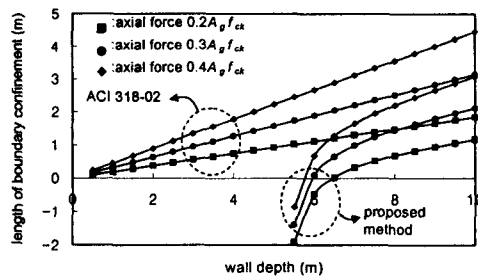


그림 8 Boundary Confinement Length according to Wall Width

따라서 벽체에 요구되는 설계변위 Δ 와 벽체에 가해지는 축하중 P , 벽체크기(h, l_w), 단면의 철근배근형태를 파악한다면 소성힌지 구간에서의 횡보강길이 l_c 를 식 (16)~(18)을 통하여 구할 수 있다. 위 식들을 살펴보면 벽체의 횡보강길이는 압축력과 설계변위가 증가하면 늘어나고 콘크리트 강도, 벽체두께, 횡보강효과, 형상비가 커지면 줄어든다.

그림 7과 8은 제안식 (16)과 ACI 318-02 기준에서의 횡보강길이를 비교한 그림이다. 그림 7은 30층의 건물에 층고가 2.6m, 폭이 7m, 두께가 0.2m, 벽체 단부 0.7m에 집중배근된 단부철근비는 0.03, 중앙부 철근비는 0.0015, 콘크리트강도 28Mpa, $\Delta/h=0.015$ 일 때, 벽체에 가해지는 압축력이 $0.4A_g f_{ck}$ 까지 증가할 때까지의 제안식과 ACI 기준식에 의해서 산정된 횡보강길이를 나타내고 있다. ACI 기준에서는 축하중을 고려하여 구한 압축대의 길이 c 가 $l_w/600(\Delta/h)$ 보다 큰 경우, $c/2$ 와 $c-0.1l_w$ 중에서 큰 값을 횡보강하도록 하고 있다. $c/2$ 는 최소한의 횡보강 영역을 산정하기 위한 값이고 $c-0.1l_w$ 는 압축축 콘크리트의 변형률이 0.003이상되는 부분을 횡보강하기 위하여 제안된 값이다.¹³⁾ 제안식 (16)의 횡보강영역 산정에서 안전축의 설계를 위하여 횡보강효과를 나타내는 계수 k 는 1로 하였으며 콘크리트의 극한변형률 $\epsilon_u = 0.003$ 으로 하였다. 그림 7에서 ACI 기준에 의해 횡보강을 필요로 하는 영역은 점선으로 표시되어 있는데 제안식에 의한 값보다 상당히 큰 값을 나타내고 있다. 이는 ACI 기준에서 사용하는 압축대 길이 c 의 산정에 횡보강 효과를 고려하지 않기 때문이다. 선행연구¹⁸⁾에 의하면 횡구속 효과로 인하여 콘크리트의 강도와 변형능력이 증가하며 이로 인하여 압축대의 길이 c 가 줄어들며, 이는 연성능력을 크게 향상시킨다. 실제 ACI 318-02 기준에서 제시된 횡보강상세를 사용할 경우 횡구속 효과에 의하여 콘크리트 강도가 1.5~1.7배 가량 증가하는 것으로 나타났으며 따라서 식 (16)에서 $k = 1.5 \sim 1.7$ 을 사용할 경우, 횡보강 길이는 더욱 줄어들 수 있다. 그림 7에서 압축력이 $0.3 A_g f_{ck}$ 인 일 때, ACI 기준에 의하면 횡보강영역이 2.2m가 요구되는데 반하여 제안식을 사용하는 경우에는 0.9m로서, 제안식을 사용할 경우에 성능에 기반한 경제적인 설계가 가능하다. 그림 8은 벽체폭을 변수로 하였을 경우에 횡보강영역에 대한 ACI 기준과 제안식을 비교하고 있다. 그림 7에서 보여진 결과와 마찬가지로 본 연구에서 제안된 횡보강영역이 ACI 기준에 비해서 작은 것을 알 수 있으며 특히 벽체폭이 5m 이하인 경우에는 횡보강이 필요없음을 알 수 있다. 일반적으로 벽식구조의 아파트 설계에 횡보강 여부는 시공성에 큰 영향을 줄 수 있으므로 가능한 횡보강을 설치하지 않는 것이 바람직하다. 식 (16)~(18)에 의하면 콘크리트 강도를 증가시키거나 벽량을 증가시켜 변형요구량 $\Delta(=R\Delta_s)$ 를 감소시킴으로서 쉽게 횡보강상세의 필요성을 없앨 수 있다. 만약 제안된 설계방법에 의하여 적절한 단부횡보강을 실시하여 구조벽의 연성능력을 확보한다면 건축물하중기준에서 제시하는 $R = 3.0$ 이상의 값으로 R 을 사용할 수 있으며, 보다 설계의 유연성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 횡보강상세

구조벽체의 횡보강 길이의 산정과 함께 효과적인 상세에 관한 고찰이 필요하다. 국내에선 벽체의 횡보강에 대한 규정이 마련되어 있지 못하며 ACI 318-02의 내진기준에서는 벽체단부 횡보강상세는 기둥의 횡보강상세를 따르도록 되어 있다. 이러한 횡보강 상세를 벽체에 적용할 때, 가장 핵심적인 조항은 다음과 같다.

ACI 318-02, 21.4.4.1(b) : 횡보강근의 단면 철근량은 아래 식보다 커야 한다.

$$A_{sh} = 0.3(s h_c f_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$$

ACI 318-02, 21.4.4.2(a) : 보강근의 수직 간격은 부재에서 제일 작은 변길이의 1/4 이하여야 한다.

ACI, 21.4.4.1(b)는 피복콘크리트의 박리로 인한 강도감소를 코어콘크리트의 강도증가로 만회하기 위한 규정이다. 하지만 이 규정에서는 횡보강근의 간격이나 횡보강의 상세에 의한 유효구속효과를 고려하지 못한다.

표 1 Confinement Effect according to Details ($l_c = 500 \sim 600$ mm)

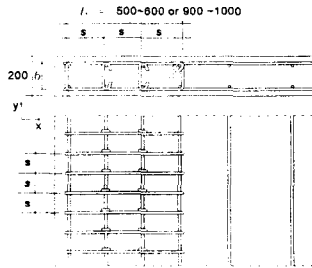


그림 9 Lateral Confinement Details

$\rho_s (= \rho_x + \rho_y)$: ratio of volume of transverse confining steel to volume of confined concrete core
 ρ_{xy} : ratio of area of transverse confining steel running in the x-direction(y-direction) to area of corresponding perpendicular section

ρ_x	ρ_y	$s' = 40$ (mm)		50		75		100		125		150	
		$k(=f_{cd}/f_{ck})$	(ρ_s)										
$s = 40$ (mm)		0.022	0.047	0.022	0.039	0.022	0.027	0.022	0.021	0.022	0.018	0.022	0.015
		2.23 (0.069)		2.23 (0.061)		2.18 (0.049)		1.97 (0.043)		1.91 (0.004)		1.81 (0.037)	
50		0.018	0.038	0.018	0.031	0.018	0.021	0.018	0.017	0.018	0.014	0.018	0.012
		2.1 (0.056)		2.07 (0.049)		1.97 (0.039)		1.76 (0.035)		1.72 (0.032)		1.67 (0.03)	
75		0.012	0.025	0.012	0.021	0.012	0.014	0.012	0.011	0.012	0.0095	0.012	0.0079
		1.85 (0.037)		1.77 (0.033)		1.66 (0.026)		1.56 (0.023)		1.47 (0.021)		1.43 (0.02)	
100		0.0089	0.019	0.0089	0.016	0.0089	0.011	0.0089	0.00852	0.0089	0.0071	0.0089	0.0059
		1.62 (0.028)		1.54 (0.024)		1.47 (0.02)		1.39 (0.017)		1.35 (0.016)		1.3 (0.015)	
125		0.0071	0.015	0.0071	0.012	0.0071	0.00852	0.0071	0.0068	0.0071	0.0057	0.0071	0.047
		1.43 (0.022)		1.4 (0.02)		1.33 (0.016)		1.3 (0.014)		1.25 (0.013)		1.23 (0.012)	
150		0.0059	0.013	0.0059	0.01	0.0059	0.0071	0.0059	0.0057	0.0059	0.0047	0.0059	0.00394
		1.34 (0.019)		1.32 (0.016)		1.26 (0.013)		1.2 (0.012)		1.17 (0.011)		1.15 (0.0099)	

따라서 ACI, 21.4.4.2(a)와 같은 수직간격에 제한을 두어 효과적인 횡보강효과를 나타낼 수 있도록 하고 있다. 벽체의 경우, 벽체 두께가 일반적으로 200 mm 내외여서 위 규정을 따른다면 벽체의 수직간격은 50 mm보다 작아야 한다는 것을 의미하고 이러한 수직간격을 충족시키려면 상당히 많은 횡보강량을 필요로 하며 실제 50 mm미만의 간격으로 횡보강근을 설치하는 것은 시공상의 어려움이 따른다. 실제로 이러한 횡보강 상세가 유효한지를 밝혀내기 위하여 그림 9와 같은 일반적인 벽체의 배근 형식에 대하여 Mander^{8,9)}의 제안식을 이용하여 횡구속효과를 검토하였다.

표 1은 그림 9와 같은 일반적인 상세의 횡보강단부인 경우, 횡보강근의 수직간격(s)과 띠철근 사이의 간격(s')을 변수로 했을 때의 횡구속 효과를 나타내고 있다. 횡보강근은 일반적으로 D10을 사용하므로 이 분석에서도 횡보강근으로 D10을 사용하였다. x 방향의 횡보강철근비($\rho_x = A_{sx}/(b \cdot s)$)은 스티럽에 의해서 결정되고 횡보강근의 수직간격 s 에 반비례한다. 주로 띠철근량에 의하여 결정되는 y 방향 횡보강철근비($\rho_y = A_{sy}/(l_c \cdot s)$)는 횡보강 수직간격 s 와 띠철근사이의 간격 s' 에 반비례한다. 전체 횡보강 철근비 ρ_s 는 ρ_x 와 ρ_y 의 합과 같다. 횡보강 영역의 길이를 500~600(mm)와 같이 영역으로 가정한 이유는 띠철근사이의 간격 s' 에 대한 정수배에 해당하는 횡보강길이에 대하여 조사를 실시하기 위해서이다.

표 1을 살펴보면 횡보강철근의 수직간격 s 가 125mm 이상인 경우에는 횡보강효과를 의미하는 계수 k 가 1.5이하로 떨어지는 것을 볼 수 있다. k 가 1.5 이하로 떨어지면 피복박리로 인한 강도저하와 횡보강된 콘크리트의 유효 변형률 감소 등을 고려할 때, 적절한 횡보강효과를 나타내지 못한다고 볼 수 있다. 따라서 표 1에 따르면 s 가 100mm ($= t/2$)를 초과하는 경우에는 적절한 횡보강 효과를 기대하기 힘들다고 할 수 있다. 표 1

에서 k 가 1.5 이상인 경우, 즉 적절한 횡보강 효과를 발휘한다고 판단되는 경우는 회색으로 표시되어 있다. $s = 100$ (mm) 일 때, $s' \leq 50$ (mm), $s = 75$ 일 때, $s' \leq 100$ 그리고 $s = 50$ 또는 40 일 때, $s' \leq 150$ 이면 적절한 횡보강 효과를 발휘한다고 볼 수 있다. 이 경우 ρ_x 와 ρ_y 각각 대략적으로 0.01보다 큰 값을 가지는 것을 볼 수 있다. 그런데 s 와 s' 가 50 mm 미만인 경우에는 시공성을 보장할 수 없다. 따라서 적합한 시공성과 횡보강 효과를 발휘하는 s 와 s' 의 범위는 Table 1에서 짙은 회색으로 표시되어 있다. 이 경우의 전체 횡보강철근비 ρ_s 는 대략적으로 0.025 ~ 0.05 사이에 존재함을 알 수 있다. 또한 이러한 연구결과를 살펴보면 횡보강철근의 간격이 ACI 내진기준에서 제안된 바와 같이 반드시 50 mm (=벽체두께의 1/4) 이하일 필요는 없다.

6. 결론

본 연구는 단부횡보강된 벽체의 모멘트-곡률관계와 변형능력을 정의할 수 있는 방법을 개발하기 위하여 비선형수치해석을 실시하였으며 이를 통하여 단부상세설계방법을 개발하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결과는 다음과 같다.

- (1) 단부 횡보강된 벽체의 응력-변형률의 변화추이를 조사하여 벽체 단면의 모멘트-곡률 기준곡선을 구할 수 있는 방법을 제시하였으며 이 방법은 비선형정적해석에 사용될 수 있다.
- (2) 수직철근의 배근방식에 따라 단부횡보강된 벽체의 거동이 상이하다. 단부집중배근의 경우, 단부횡보강영역이 증가함에 따라서 최대강도에 해당하는 변형능력이 크게 증가하나 최대강도이후 강도가 급격하게 줄어드는 취성파괴를 일으킨다. 반면, 균등배근 벽체의 경우, 횡보강영역이 증가하면서 최대강도에 해당하는 변형능력이 크게 증가하지는 않으나 최대강도 이후 강도저하가 완만하여 연성파괴가 일어난다. 벽체의 웨브부분에 배근되는 수직철근은 벽체의 연성거동을 유도한다.
- (3) 벽체강도의 급격한 감소는 압축대의 비횡보강 콘크리트의 압축파괴에 의하여 일어나며 따라서 비횡보강 콘크리트 극한압축변형률(ϵ_u)에 도달할 때까지 단부횡보강된 벽체가 변형능력을 유지한다고 볼 수 있다.
- (4) 단부횡보강된 벽체에서 벽체두께, 콘크리트의 강도, 콘크리트 극한 변형률, 횡보강량, 횡보강영역이 증가할수록 벽체의 변형능력이 증가하고 벽체에 가해지는 압축력이 증가할수록 감소한다.
- (5) 벽체의 곡률요구량과 곡률성능을 이용하여 벽체 단부의 횡보강길이를 산정할 수 있는 방법을 제안하였다. 단부횡보강길이는 압축력과 설계변위가 증가하면 늘어나고 콘크리트 강도, 벽체두께, 횡보강효과, 형상비가 커지면 줄어든다.
- (6) ACI 318-02 내진기준에 의한 횡보강 길이는 적절하게 횡보강효과를 고려하지 않으므로 비경제적인 설계가 될 수 있다. 반면에 제안된 방법은 횡보강효과를 적절하게 반영하고 있으며 다양한 설계변수를 고려할 수 있어서 성능에 기초한 벽체의 단부설계가 가능하다.
- (7) 횡보강상세에 대한 연구결과, 효율적인 횡보강 효과와 시공성을 확보하기 위해서는 $\rho_s = 0.025 \sim 0.05$, $\rho_x, \rho_y \geq 0.01$ 그리고 $s = 50 \sim 100$ (mm)으로 $s = 100$ (mm) 일 때, $s' \leq 50$ (mm), $s = 75$ 일 때, $s' \leq 100$ 그리고 $s = 50$ 일 때, $s' \leq 150$ 이어야 한다.

감사의 글

본 연구는 지진공학센터의 재정적 지원을 받아 연구를 수행하였고, 이에 감사 드립니다.

참고문헌

1. Building Seismic Safety Council, (1997), NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Building And Other Structures
2. Wallace, J. W.(1995), "Seismic Design of RC structural Walls. Part I: New Code Format", J. Struct. Engrg, ASCE, 121(1)
3. Building Seismic Safety Council, (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings(FEMA 273)
4. Paulay, T. and Priestley, M. J. N. , (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," Wiley Interscience
5. International Conference of Building Officials, (1997), Uniform Building Code(UBC)
6. American Concrete Institute, (1995), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95), Special Provision for Seismic Design 21.6
7. American Concrete Institute, (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99), Special Provision for Seismic Design 21.6
8. 강수민, 박홍근, (2002) "장방향 철근 콘크리트 전단벽의 연성 보강", 콘크리트학회논문집, vol.14, no. 4, 530 - 539
9. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.(1988) "Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete" *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 114(8), 1804-1826
10. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.(1988) "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete" *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 114(8), 1827-1847
11. Charles, Chadwell (1999), Ucfyber - Cross Section Analysis Software, University of California, Berkeley
12. Chang, G. A. and Mander, J. B. (1994), Seismic Energy Base Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns, Part I : Evaluation of Seismic Capacity , Technical Report NCEER-94-006, Buffalo, Nework
13. Wallace, J. W. and Orakcal, K. (2002) "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls" *ACI Structural Journal* , ACI, 99(4), 499-508
14. M.J.N Priestley, "Performance Based Seismic Design", Paper No. 2831, 12th World Conference on Earthquake Engineering(WCEE), 2000