

단부 횡보강된 구조벽의 모멘트-곡률 관계

강수민^{1)*} · 박홍근¹⁾

¹⁾서울대학교 건축학과

(2002년 12월 20일 원고접수, 2003년 2월 25일 심사완료)

Moment-Curvature Relationship of Structural Walls with Confined Boundary Element

Su-Min Kang¹⁾ and Hong-Gun Park¹⁾

¹⁾ Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received December 20, 2002, Accepted February 25, 2003)

ABSTRACT

For performance-based design using nonlinear static analysis, it is required to predict the inelastic behavior of structural members accurately. In the present study, a 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. According to the analysis, the maximum moment-carrying capacity of structural walls with adequately confined boundary elements is developed at the moment the unconfined concrete reaches the ultimate compressive strain. Walls with flexural re-bars concentrated on the boundaries fails in a brittle manner. As vertical re-bars in the web increases, the brittle failure is prevented and a ductile failure occurs. Based on the findings, moment-curvature curves for walls with a variety of re-bar arrangement were developed. According to the proposed relationships, deformability of the structural walls with boundary confinement increases as the compressive strength of the confined concrete increases compared to the applied compressive force.

Keyword : confinement, ductility, reinforced concrete, seismic design, structural wall

1. 서 론

근래 들어와 구조물에 대한 내진 안전성을 확보하고 경제적인 설계를 위하여 역량스펙트럼법¹⁾, 변위기초설계법²⁾ 등의 발전된 내진해석 및 설계방법이 개발되어 사용되고 있다. 이러한 비선형 해석 및 설계법을 사용하기 위해서는 부재의 최대재하능력 뿐만 아니라 변형능력, 최대재하능력 이후의 파괴모드를 파악해야 하며 따라서 Fig. 1에 나타난 바와 같이 이러한 정보들을 포함하는 기준곡선(back-bone curve)을 정확히 산정할 수 있어야 한다.

일반적으로 횡력에 의한 고층구조벽체의 손상은 휨작용에 의하여 벽체하부에서 발생하며 따라서 구조벽의 변형능력은 벽체하부의 소성힌지 구간의 변형능력에 의하여 결정된다. Fig. 2는 소성힌지 구간에서 모멘트와 곡률의 관계를 나타내고 있다. 단부횡보강 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. Fig. 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 ACI 318-99⁷⁾ 이후에는 압축대 일부분만 횡보강할 수 있도록 허용하고 있다. Fig. 3에 나타난 바와 같이 일부 단부횡보강된 구조벽은 단부횡보강된 부분과 횡보강되지 않은 부분으로 구성되어 있어서, 단부횡보강이 없는 구조벽보다 복잡한 거동을 나타내며 따라서 변형능력을 포함하는 전체적인 거동을 정의하는 것이 쉽지 않다. ACI 318-99는 벽체의 단면이 횡보강되지 않은 것으로 가정하여 계산된 압축대 길이의 절반 이상을 횡보강하도록 규정하고 있으며, Priestly 등은 압축변형률이 0.004 이상인 부분을 횡보

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

강하도록 제안하고 있다. 이러한 방법들은 구조벽의 연성도를 확보하기 위하여 보강길이를 제안하고 있으나, 단부 횡보강된 구조벽의 변형능력을 평가하는 방법으로 사용될 수 없다.

단부 횡보강된 구조벽의 모멘트-곡률 관계를 평가하는 방법으로 FEMA 273³⁾에서는 단부 횡보강된 벽체의 기준곡선을 제시하고 있다. 여기서는 벽체에 가해지는 압축력과 전단력 및 횡보강 여부를 변수로 하여 Fig. 1의 a, b, c값

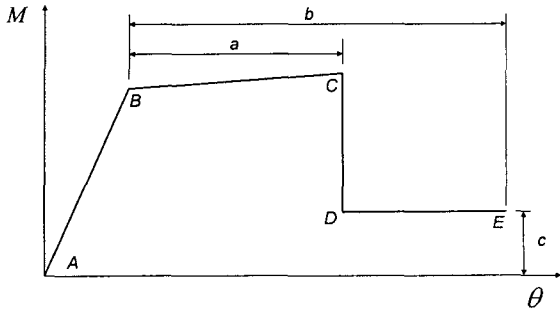


Fig. 1 Generalized load-deformation relation (FEMA-273)³⁾

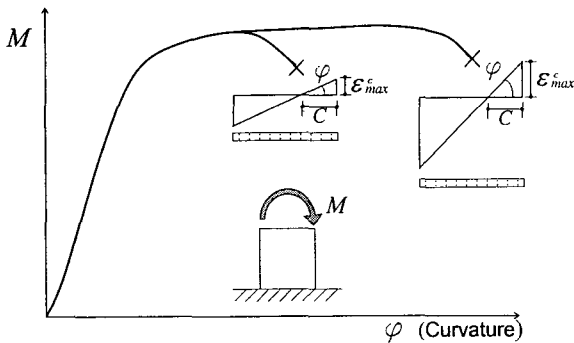


Fig. 2 Variations of curvature ductility with ultimate compressive strain

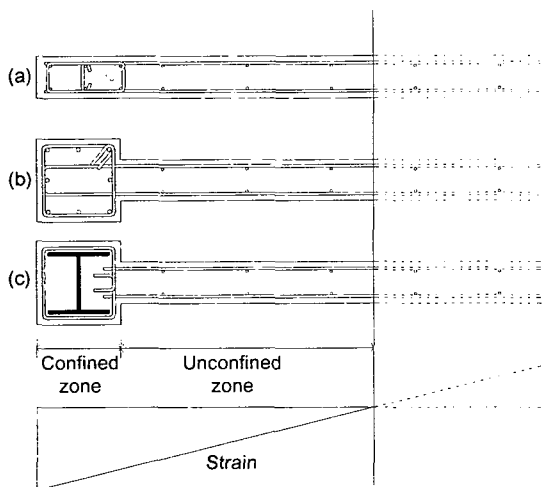


Fig. 3 Types of boundary element

을 근사적으로 규정하고 있다. 횡보강이 있는 경우 $a = 0.009 \sim 0.015$, $b = 0.012 \sim 0.020$, $c = 0.60 \sim 0.75$ 를 사용하고 있다. 이전 연구인 참고문헌[8]에서는 단부가 횡보강되고 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 수치해석을 사용하여 휨의 지배를 받는 단부 횡보강된 구조벽의 거동특성과 파괴메카니즘을 연구하고 그 결과에 근거하여 모멘트-변형률 곡선을 정의할 수 있는 방법을 개발하고자 한다.

2. 기본가정

휨 지배를 받는 구조벽체의 비선형거동은 콘크리트의 인장균열, 철근의 항복, 콘크리트의 압축파괴에 의하여 일어나며 따라서 파괴형태는 횡보강영역에서 철근 좌굴을 동반하는 콘크리트의 압축파괴나 비횡보강 콘크리트의 압축파괴, 인장철근의 파단 등이다. ACI 318-99⁷⁾에서는 연성도 확보를 위하여 구조벽의 단부를 횡보강하는 경우에 보강상세를 기둥의 횡보강상세로 따르도록 하고 있다. 또한 횡보강근의 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 횡보강상세를 따르는 경우, 횡보강영역은 횡구속효과로 인하여 비횡보강 콘크리트보다 콘크리트의 강도와 연성도가 크게 증가한다 (Fig. 4 참조). 따라서 ACI 318-99의 기준상세에 따라 설계된 벽체는 횡보강영역보다는 비횡보강영역 콘크리트의 압축파괴에 의하여 부재파괴가 일어날 것으로 예상된다. 본 연구에서는 이러한 파괴형태를 갖는 구조벽체를 연구 대상으로 하였으며 횡보강영역의 압축파괴 및 철근의 좌굴, 인장철근의 파단, 전단력의 영향은 고려하지 않는다. 이러한 파괴형태가 지배적인 경우, 본 연구에서 제시한 모멘트-곡률곡선은 이를 고려하여 수정되어야 한다. 따라서 본 연구의 대상이 되는 벽체는 벽체 높이 대 폭의 비율 (h/l)이 3이상인 고층벽체에 적절한 단부 횡보강이 있는 경우이다.

3. 수치해석

단부 횡보강된 벽체의 모멘트-곡률 관계를 연구하기 위하여 비선형수치해석을 수행하였으며 이를 위하여 비선형 수치해석 프로그램 UcFyber¹¹⁾를 사용하였다. UcFyber는 부재단면 해석프로그램으로 부재의 모멘트-곡률관계, 압축력-모멘트관계 등을 계산할 수 있다. 비선형수치해석을 위해서 벽체단면을 다음 Fig. 4와 같이 비횡보강된 콘크

리트, 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-변형률 관계로서, 단면형태, 횡보강 철근의 배근형식과 횡보강 철근의 배근간격 등을 변수로 하고 있으며 단부횡보강된 벽체의 횡보강된 영역에서 구속효과를 적절히 나타내는 것으로 알려져 있다.⁸⁾ Fig. 4는 해석에 사용된 재료모델로서, 비횡보강 콘크리트와 횡보강된 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 비교하고 있다. Fig. 5는 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 웹에는 최소철근량을 배치하는 것이 일반적이며 이는 (a)유형과 가깝다고 할 수 있다. Fig. 5에 나타난 두가지 유형의 벽체에 대하여 벽체폭, 두께, 횡보강영

역, 횡보강량, 철근비 및 압축력 등을 변수로 하여 수치해석을 수행하였다.

Fig. 6은 대표적인 해석의 예로서, 벽체의 길이는 6000 mm, 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 $0.24gf_{ck}$ 이다. 균등배근 경우에는 수직철근비 $\rho_v = 0.004$ 이고 단부집중배근을 사용하는 경우, 단부에서 0.1l의 구간에 단부배근을 하였으며 이 구간의 수직철근비는 $\rho'_v = 0.012$ 이다. 단부집중배근구간과 횡보강영역이 일치하는 것이 일반적이나, 본 연구에서는 횡보강영역 길이의 영향을 연구하기 위하여 두 영역이 일치하지 않도록 하였다. 또한 배근방법의 영향을 연구하기 위하여 단부집중배근의 벽체에는 일반적으로 웹에 배근되는 최소철근을 고려하지 않았다. Fig. 6 (a), (b)는 벽체의 수직철근 배근방법과 횡보강길이에 따른 거동 특성의 변화를 나타내고 있다. 일반적으로 횡보강영역의 면적이 증가함에 따라서 벽체의 변형능력이 증가하지만 배근형태에 따라 거동특성이 큰 차이를 나타내고 있다. 단부집중배근인 경우, 항복강도 이후에 일정한 강도를 유지하다가 특정지점에서 강도가 급격하게 감소하는 취성 파괴 형태를 보여주고 있다. 반면 균등배근인 경우에는 강도의 감소가 비교적 완만하게 일어나는 것을 알 수 있다. 또한 단부횡

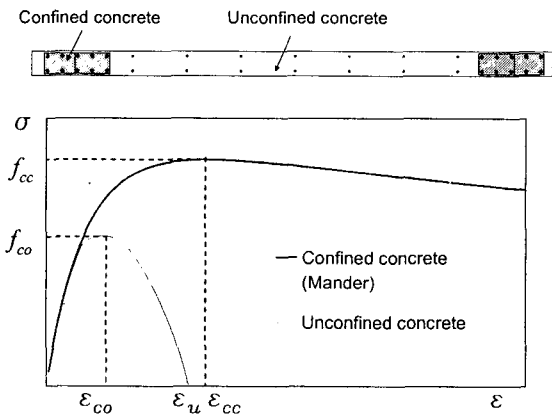


Fig. 4 Stress-strain relationship of confined concrete

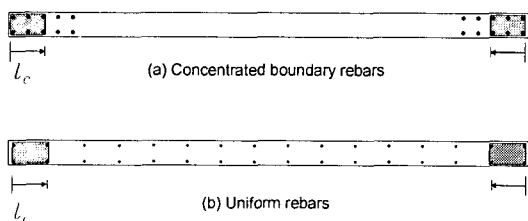
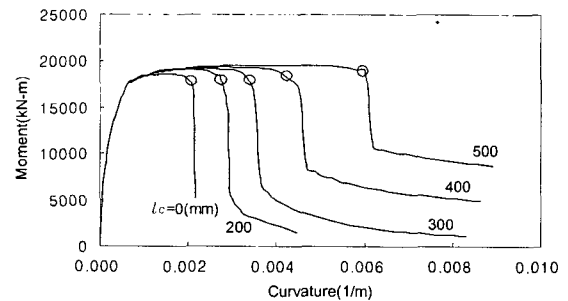
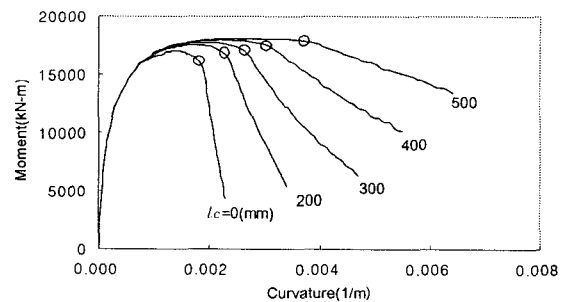


Fig. 5 Prototype walls for numerical analysis



(a) Concentrated boundary re-bars



(b) Uniform re-bars

Fig. 6 Variation of behavior with re-bar arrangements and length of boundary confinement

보강영역의 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 취성파괴를 나타낸다. 반면, 균등배근의 벽체의 경우

횡보강영역이 증가하면서 최대강도에 해당하는 변형능력이 크게 증가하지는 않으나 최대강도 이후 강도저하가 완만하게 일어나는 것을 알 수 있다.

4. 파괴메카니즘의 분석

단부집중배근인 경우에 모멘트-곡선관계를 Fig. 6(a)에 근거하여 Fig. 7(a)에 나타난 곡선으로 단순화할 수 있다. Fig. 7에서는 벽체단면에 대한 단순화된 모멘트-곡률관

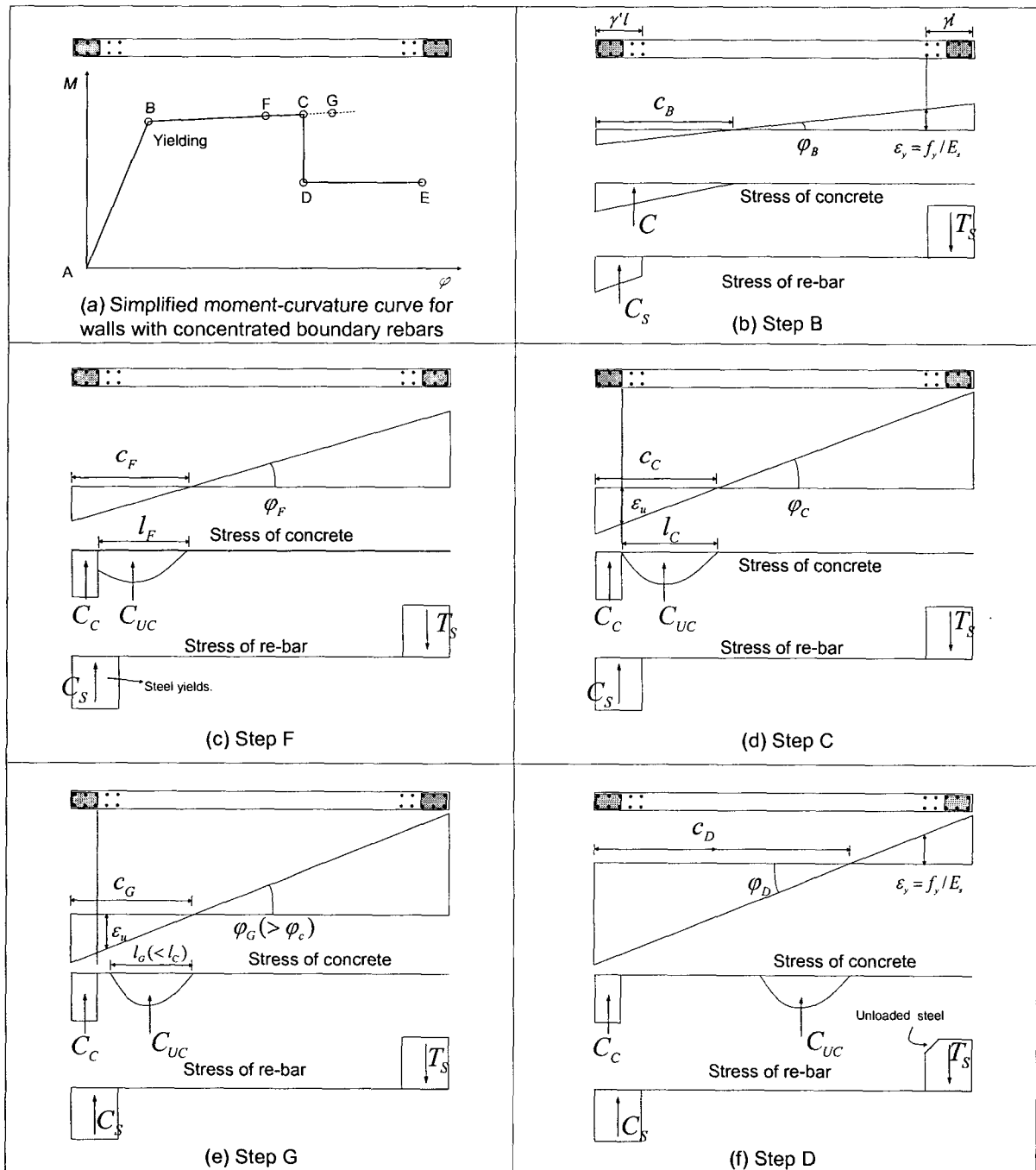


Fig.7 Variations of stress-strain profile of shear wall with concentrated boundary re-bars

계와 이 곡선에서 벽체 거동을 특징적으로 나타내는 각 지점 B, F, C, G, D에서 응력상태의 변화를 보여주고 있다. Fig. 7(c)는 항복이후 강도가 유지되는 F점에서의 응력상태와 변형상태를 나타내고 있다. 이때 벽체에 가해지는 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(Fig. 4) 거의 일정한 강도를 나타낸다. 따라서 P , T_s , C_s , C_c 가 일정하다고 볼 수 있다. 따라서 식 (1)의 평형조건을 만족하기 위해서는 C_{uc} 도 일정한 크기를 유지해야 한다. 중립축의 위치가 고정되어있다면 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. (Fig. 7(d))

Fig. 7(e)는 강도가 유지되면서 곡률이 C점보다 큰 가상의 G점($c_G > c_C$, $\phi_G > \phi_C$)에서 응력분포를 나타낸다. 이 경우에는 비횡보강 콘크리트의 변형률이 콘크리트의 종국 변형률 ϵ_u 보다 큰 영역이 발생하여 압축대 중 압축응력이 발생하지 않는 구간, 즉 압축에 의해 완전 파괴된 구간이 발생한다. 따라서 비횡보강 콘크리트의 응력을 발생시키는 영역의 길이 l_G 는 C점에서의 콘크리트 응력을 발생시키는 영역의 길이 l_C 보다 작게 된다.(Fig. 7(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 Fig. 7(f)에 나타나 있다. T_s 가 감소하기 위해서는 급격히 중립축이 인장축으로 이동하여 인장축 철근의 제하가 일어나야 하는데 이로 인하여 Fig. 6(a)와 같이 모멘트 재하능력

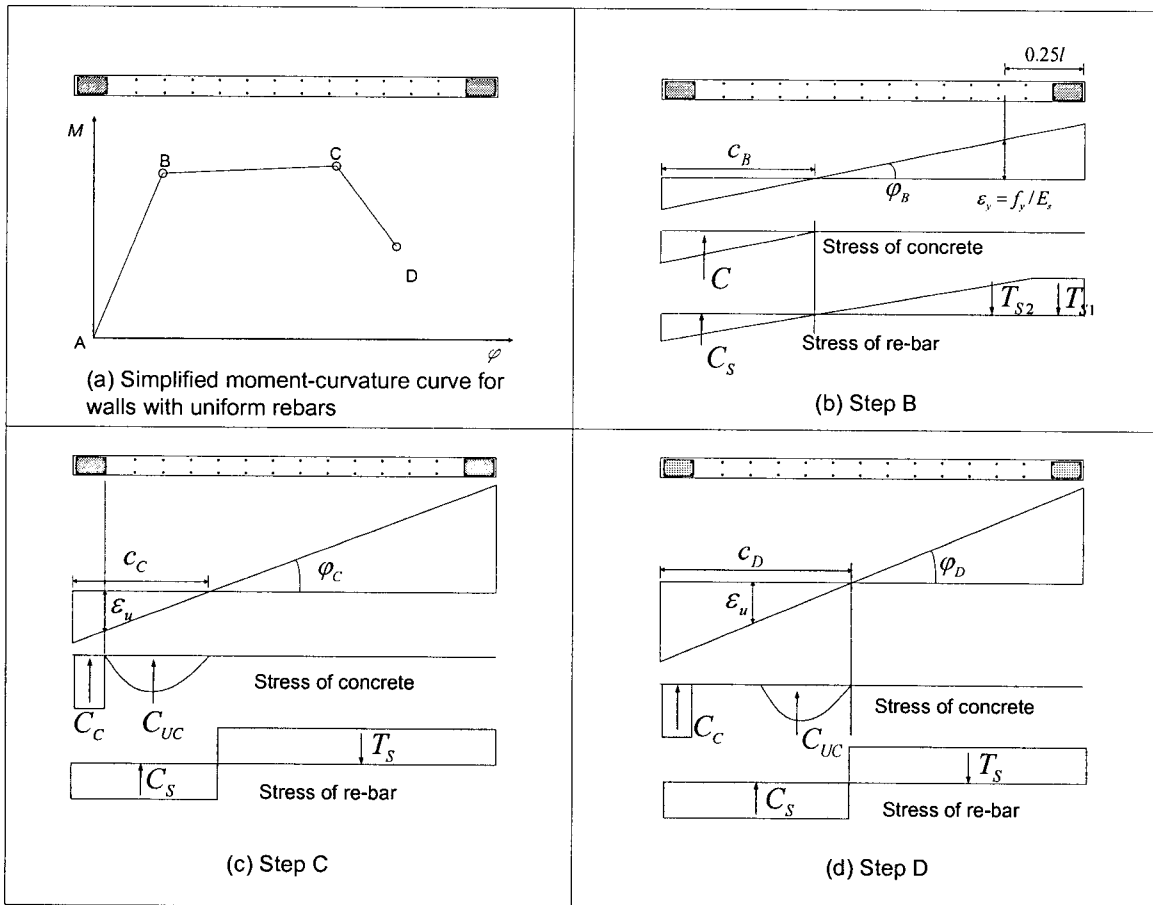


Fig. 8 Variations of stress-strain profile of shear wall with uniform re-bars

이 급격히 감소한다. 이 분석을 통하여 단부집중배근을 갖는 구조벽의 최대변형능력은 비횡보강 콘크리트의 최대 압축변형률이 ϵ_u 에 도달할 때이며, 이후에는 취성파괴가 일어난다는 것을 알 수 있다. Fig. 7(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 관계는 Fig. 6(b)에 근거하여 Fig. 8과 같이 이상화 할 수 있다. 수직철근이 균등하게 배근되어 있는 벽체의 경우에도 강도가 떨어지기 시작하는 지점(Fig. 8 C지점)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(Fig. 8(d)) 따라서 강도의 감소가 완만하게 일어난다. 하지만 실제로는 압축파괴가 일어난 부분의 철근은 좌굴로 인하여 더 이상 압축력을 지지할 수 없으므로 C점 이후의 강도감소는 Fig 6(b)에 나타난 것보다 더 급격히 일어날 것으로 판단된다.

5. 모멘트-곡률 관계

5.1 단부집중 철근을 갖는 벽체

수직철근이 단부에 집중되어 있는 벽체의 경우, 모멘트-곡률 곡선은 Fig. 6(a)에 근거하여 Fig. 7(a)과 같이 항복 지점(B), 극한상태(C) 그리고 극한상태 이후(D)로 정의되는 단순화된 곡선으로 표현할 수 있다. 또한 Fig. 7(b), (d), (f)에 나타난 벽체의 변형률-응력 분포를 통하여 단순화된 모멘트-곡률 곡선을 구할 수 있다.

Fig. 7(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 다음과 같은 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(Fig. 7(d)). 이 때, Fig. 9와 같이 비횡보강 콘크리트의 응력분포를 직사각형 등가응력블록으로 나타내면 $C_{ux} = \alpha f_{ck}(c_c - l_c - t_c)$ 이다. 또한 횡보강 콘크리트는 변형능력이 크게 증가하므로 강도가 f_{cx} 로 일정하게 유지된다고 가정하면 $C_c = f_{cx} A_{cx}$ 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, $A_{cx} =$ 횡보강된 콘크리트의 면적, $f_{cx} =$

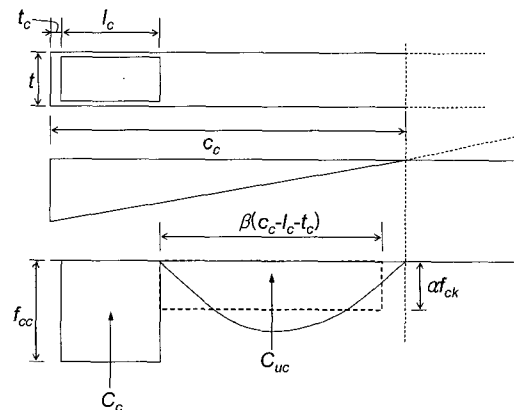


Fig. 9 Stress profile of concrete at step C

회보강된 콘크리트의 응력, $\alpha\beta^{12}) =$ 콘크리트응력계수. 따라서 식 (1)로부터 압축대의 길이는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_c = \frac{P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc} + \alpha\beta f_{ckt} (l_c + t_c)}{\alpha\beta f_{ckt}} \quad (6)$$

Mander^{9,10)}의 식을 이용하여 검토한 결과, ACI 기준⁶⁾에 의한 단부회보강 상재에 따라서 회보강 수직간격 s 를 벽체두께의 1/4로 하고 회보강량 $\rho_s = 0.03 \sim 0.05$ 을 사용하면 $f_{ct} \approx 1.7f_{ct}$ 이다.

Fig. 7(d)와 같이 정의된 변형률 관계로부터 극한상태일 때의 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

$$\phi_c = \frac{\alpha\beta f_{ckt} \epsilon_u}{P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc}} \quad (7b)$$

회보강이 없는 벽체에서는 $A_{cc} = 0$ 이므로 곡률은 $\phi_{c0} = (\alpha\beta f_{ckt} \epsilon_u) / [P + (A_s - A_s') f_y]$ 이다. 이를 이용하여 회보강이 있는 벽체와 없는 벽체의 곡률 비를 나타내면 다음과 같다.

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

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 회보강영역의 강도 $f_{cc} A_{cc}$ 가 중력하중 P 에 근접할수록 ϕ_c 는 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 이것은 구조벽의 연성능력을 향상시키기 위하여, 회보강된 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 회보강 콘크리트 강도가 $f_{cc} \approx$

$1.7f_{ct}$ 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 $C_{uc} = \alpha\beta f_{ckt}(c_c - l_c - t_c)$, $T_s = f_y A_s$, $C_c = f_{cc} A_{cc}$ Fig. 7의 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(Fig. 7(a)의 D점)는 Fig. 7(f)에서와 같은 변형률관계를 통해서 구할 수 있다. 이를 위해 곡률은 C점에서의 곡률과 동일하다고 가정하고 변형률관계와 평형관계를 이용하여 모멘트를 구하면 다음 식 (10)과 같다.

$$\begin{aligned} M_D &= 0.5T_s(1 - \gamma)l + 0.5C_s(1 - \gamma')l + 0.5C_c(l - l_c) \\ &\quad - C_{uc} \left[(0.5 - \gamma)l - \frac{f_y}{E_s \phi_c} - \frac{\epsilon_u}{\phi_c} (1 - 0.5\beta) \right] \end{aligned} \quad (10)$$

5.2 수직 철근이 균등배근된 벽체

수직철근이 벽체단면 전체에 균등하게 배근되어 있고 회보강을 실시한 벽체의 경우, Fig. 6(b)에 근거하여 모멘트-곡률곡선을 Fig. 8(a)와 같이 단순화할 수 있다. 또한 Fig. 8(b)~(d)와 같이 분석된 변형률-응력 분포를 이용하여 단순화된 모멘트-곡률 곡선을 구할 수 있다.

균등배근된 벽체의 항복상태는 Fig. 8(b)와 같이 인장축에 배근된 철근이 인장축 연단에서 벽체 길이의 25% 까지 항복했을 때로 정의한다.³⁾ 이러한 변형관계를 통하여 인장철근의 항복변형률 ϵ_y 와 압축대길이 c_B 의 관계를 이용하여 곡률 ϕ_B 를 나타낼 수 있다.

$$\phi_B = \frac{f_y}{E_s(0.75l - c_B)} \quad (11)$$

수직 방향 힘의 평형관계는 (3)과 같고 다만, $T_s = T_{s1} + T_{s2}$ 이다. 여기서 T_{s1} 는 항복상태에 있는 철근의 인장력을 나타내며 T_{s2} 는 항복하지 않은 철근의 인장력을 나타낸다. $T_{s1} = 0.25\rho_v l f_y$, $T_{s2} = 0.5\rho_v(0.75l - c_B) f_y$, $C_s = 0.5E_s \rho_v c_B^2 t \phi_B$, $C = 0.5 E_{cB}^2 \phi_B t$, $\rho_v =$ 수직철근비. 평형방정식 (3)을 이용하여 곡률 ϕ_B 식을 유도할 수 있다.

$$\phi_B = \frac{2[P + \rho_v t f_y (0.625l - 0.5c_B)]}{c_B^2 k(\rho_v E_s + E_c)} \quad (12)$$

식 (11)과 (12)로부터 항복상태의 압축대 길이와 곡률값을 구할 수 있다. 이때 콘크리트는 선형탄성거동을 가정하였다. 또한 항복상태에서 벽체의 모멘트는 벽체중심을 기준으로 하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_B = 0.375 T_s l + \frac{T_s c_B}{3} + (C_s + C)(0.5l - \frac{c_B}{3}) \quad (13)$$

균등배근의 경우도 단부횡보강된 벽체의 경우와 마찬가지로, Fig. 8 (c)와 같이 극한상태는 비횡보강된 압축대의 콘크리트의 변형률이 극한 상태에 도달했을 때이다. 단면의 응력상태를 고려한 식 (1)의 평형관계에서 $C_{uc} = \alpha \beta f_{ck} t (c_c - l_c - t_c)$, $C_c = f_{cc} A_{cc}$, $C_s = \rho_v c t f_y$, $T_s = \rho_v (l - c) t f_y$. 여기서 계산의 편의를 위하여 압축과 인장철근은 모두 항복한 것으로 가정하였다. 따라서 식 (1)을 이용하여 압축대의 길이는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_c = \frac{P - f_{cc} A_{cc} + \alpha \beta f_{ck} t (l_c + t_c) + \rho_v t f_y}{\alpha \beta f_{ck} t + 2\rho_v t f_y} \quad (14)$$

또한 Fig. 8(c)와 같은 변형률관계로부터 곡률은 식 (7a)와 같이 구할 수 있으며 식 (14)를 이용하면 곡률 ϕ_C 는 다음과 같다.

$$\phi_C = \frac{t \epsilon_u (\alpha \beta f_{ck} + 2\rho_v f_y)}{P - f_{cc} A_{cc} + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)]} \quad (15)$$

횡보강이 없는 구조벽에서는 $A_{cc} = 0$ 이므로 곡률은 $\phi_{C0} = t \epsilon_u (\alpha \beta f_{ck} + 2\rho_v f_y) / \{P + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)]\}$ 이다. 이를 이용하여 횡보강이 있는 구조벽의 곡률 ϕ_C 를 ϕ_{C0} 의 비로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \phi_C / \phi_{C0} &= \frac{P + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)]}{P + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)] - f_{cc} A_{cc}} \\ &= \frac{1}{1 - \frac{f_{cc} A_{cc}}{P + \rho_v t f_y [l - 2(l_c + t_c)]}} \end{aligned} \quad (16)$$

앞서 단부집중배근인 경우에는 횡보강영역의 강도 ($f_{cc} A_{cc}$)가 P 에 근접할수록 ϕ_C 는 크게 증가한다. 하지만

균등배근의 구조벽에서는 균등하게 배근된 철근의 영향으로 횡보강영역의 강도($f_{cc} A_{cc}$)가 P 에 근접하더라도 연성도 증가가 단부집중배근의 경우보다 급격히 일어나지 않는 것을 식 (16)을 통하여 확인할 수 있다.

C점에서의 휨모멘트는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_C = C_{uc} [0.5l - l_c - 0.5\beta(c_c - l_c)] + C_s (l - c_c) + 0.5C_c (l - l_c) \quad (17)$$

여기서 $C_{uc} = \alpha \beta f_{ck} t (c_c - l_c - t_c)$, $C_c = f_{cc} A_{cc}$, $C_s = \rho_v c t f_y$.

수직철근이 균등하게 배근되어 있는 벽체의 경우, 단부에 집중적으로 배근된 벽체와는 달리 극한상태 이후 벽체 중립축의 이동이 점진적으로 일어난다. 이는 Fig. 8(d)에 나타난 바와 같이 철근이 균등하게 배근되어 있어 중립축이 웨브쪽으로 조금만 이동하여도 증가하는 C_s 와 감소하는 T_s 에 의하여 평형관계가 만족되기 때문이다. 따라서 모멘트 감소 역시 점진적으로 발생한다. 극한상태 이후 곡률값 ϕ_D 를 가정하면 정해진 곡률값으로부터 비횡보강 콘크리트의 압축하중의 크기 $C_{uc} = \alpha \beta f_{ck} t \epsilon_u / \phi_D$ 를 구할 수 있고 이로부터 평형관계를 이용하여 압축대의 길이와 모멘트를 다음 식 (18), (19)와 같이 구할 수 있다.

$$c_D = \frac{P - f_{cc} A_{cc} - \alpha \beta f_{ck} t \frac{\epsilon_u t}{\phi_D} + \rho_v t f_y}{2\rho_v t f_y} \quad (18)$$

$$M_D = C_{uc} [0.5l - l_c - 0.5\beta(c_D - l_c)] + C_s (l - c_D) + 0.5C_c (l - l_c) \quad (19)$$

일반적인 구조벽체의 설계방법은 휨모멘트에 대하여 효과적으로 저항할 수 있도록 양단부에 집중철근을 배치하고 단면의 웨브에는 최소철근량을 배치한다. 웨브철근의 기여도가 크지 않은 경우에는 단부집중철근을 갖는 벽체의 모멘트-곡률곡선을 이용할 수 있으며 웨브철근의 영향을 무시할수 없는 경우에는 부록에 나타난 모멘트-곡률관계를 이용할 수 있다.

식 (1)~(19)와 (A1)~(A8)을 이용하여 벽체 하부 소성영역에서 모멘트-곡률관계를 구할 수 있고, 이를 이용하여 횡보강된 벽체의 변형능력을 평가할 수 있다. 식 (7b), (15), (A5)는 각각 단부집중배근 벽체, 균등배근 벽체 그리고 단부철근과 웨브철근을 갖는 벽체의 최대하중재하능력에 해당하는 변형능력을 나타내고 있는데, 벽체두께, 유효콘크리트의 강도 ($\alpha \beta f_{ck}$), 극한변형률, 횡보강량, 횡보강영역이 증가할수록 변형능력이 증가하며 압축력이 증가할수록 변형능력이 감소한다. 또한 웨브철근은 최대하중재하 이후 취성파괴를 방지하여 연성과파괴를 유도하는 역할을 하고 있음을 알 수 있다.

6. 예제 및 검증

제안된 모멘트-곡률 기준곡선의 평가방법을 검증하기 위하여 Fig. 10과 같은 벽체에 대하여 UcFyber¹¹⁾를 이용하여 비선형 수치해석을 수행하였다. $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, 단부횡구속 철근비 $\rho_s = 0.04$, 횡구속근의 수직간격 $s = 50\text{mm}$, 압축력 $P = 0.24f_{ck}$. 균등배근의 수직철근비 $\rho_v = 0.004$ 이고 단부집중배근을 사용하는 경우, 단부집중배근을 단부에서 0.1의 구간에 배근하였으며 이 구간의 수직철근비는 $\rho'_v = 0.012$ 이다. Fig. 11은 단부집중배근벽체에 대하여, Fig. 12는 균등배근벽체에 대하여 비선형 해석과 제안된 방법을 비교한 결과이다. 두 경우 모두 제안된 방법이 비선형해석의 곡선을 비교적 근사적으로 나타낼 수 있음을 알 수 있다.

ACI 318-99에서는 구조벽의 압축대 일부만 횡보강할 수 있도록 허용하고 있으며 ACI 318-99의 21.4.4.1~3과 기둥의 보강상세를 따르도록 규정하고 있다. 그러나 실제 이러한 설계방법과 상세를 사용한 실험은 거의 없는 실정이다. 그 이유는 ACI 318-99이전의 ACI 기준이 중력하중 전부를 부담할 수 있는 단부요소를 설치하도록 규정하였는데 이러한 경우 압축대 전 영역이 횡보강되는 효과를 가져온다. 또한 압축대 일부가 횡보강되고 ACI 상세를 사용하면 벽체의 휨파괴를 유도하기 위해서는 실험체의 크기와 가력 하중이 매우 커야 하므로 실질적으로 이러한 구조벽에 대한 실험은 매우 어려우며 따라서 이러한 실험의 사례는 거의 찾아보기 어렵다.

본 연구에서는 제안된 방법의 검증을 위하여 Wallace¹³⁾가 실시한 T형 벽체의 실험결과와 비교하였다(Fig. 13, 14). T형 벽체는 휨모멘트성능에 비하여 웨브의 길이가 길어서 비횡보강영역에서의 압축파괴가 유도될 수 있는데, 시험체 TW2는 웨브의 비횡보강 콘크리트의 압축파괴에 의하여 벽체의 파괴가 발생하였다. T형 벽체에 제안된 방법을 적용하기 위하여 인장축인 플랜지의 수직철근을 A_s 로 가정하였으며 압축축인 웨브 단부에 배근된 철근은 A_s' 로 가정하였다. Fig. 13은 시험체의 크기와 상세를 나타내고 있으며, 제안된 방법에서 파괴가 예상되는 시점, 즉 비횡보강 콘크리트의 압축응력이 극한 변형률 $\epsilon_u = 0.004$ 에 도달했을 때의 단면의 변형률 분포를 보여주고 있다. 이 변형률 분포에 따르면 횡보강길이가 압축대의 길이보다 작아서 비횡보강 콘크리트의 압축파괴가 일어나고 있음을 알 수 있다. Fig. 14는 실험결과와 제안된 방법에 의하여 계산된 소성힌지영역에서의 모멘트-곡률관계를 비교하고 있다. 이 그림에 나타난 바와 같이 제안된 방법에 의하여 파괴가 예상되는 지점 즉, $\epsilon_u = 0.004$ 일 때, 변형각은 0.01632로서 실제 실험에서의 최대변형각 0.014를 비교적 정확하게 예측하고 있다. 비횡보강 콘크리트의 극한변형률 $\epsilon_u = 0.003$ 을 사용하는 경우에는 최대 변형각 = 0.01224

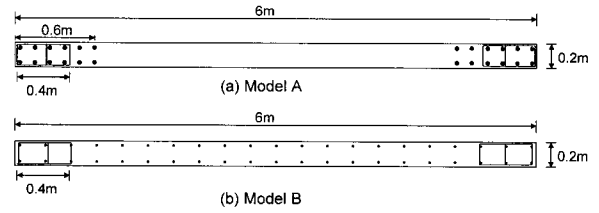


Fig. 10 Example for verification of the proposed method

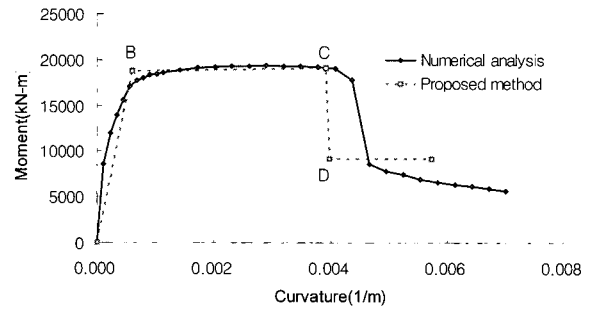


Fig. 11 Comparison of numerical analysis and proposed method for model A

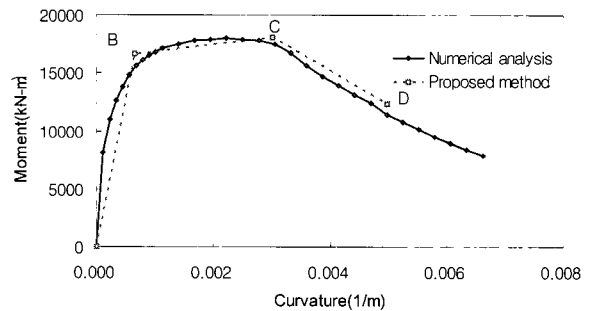


Fig. 12 Comparison of numerical analysis and proposed method for model B

이다. FEMA 273³⁾에서 제안한 변형각은 0.00175로서 제안된 방법보다 큰 오차를 가지는 것을 알 수 있다. 참고적으로 횡보강철근의 파단은 횡보강 콘크리트의 최대변형율이 0.02일 때 발생하며³⁾, 이때의 변형각은 0.0249이다. 또한 인장철근의 파단은 인장철근 변형율이 0.05이상인 경우에 발생한다.³⁾

Fig. 15와 16은 Wallace¹³⁾에 의해서 실시된 단부횡보강된 일자형 벽체의 실험결과와 제안된 방법을 비교하고 있다. Fig. 15는 시험체의 크기와 상세를 나타내고 있으며 제안된 방법에서 파괴가 예상되는 시점, 즉 비횡보강 콘크리트의 압축응력이 극한 변형률 $\epsilon_u = 0.004$ 에 도달했을 때의 단면의 변형률 분포를 보여주고 있다. 그러나 Fig. 16에서 나타나듯이 실제 실험에서는 제안된 방법에 의하여

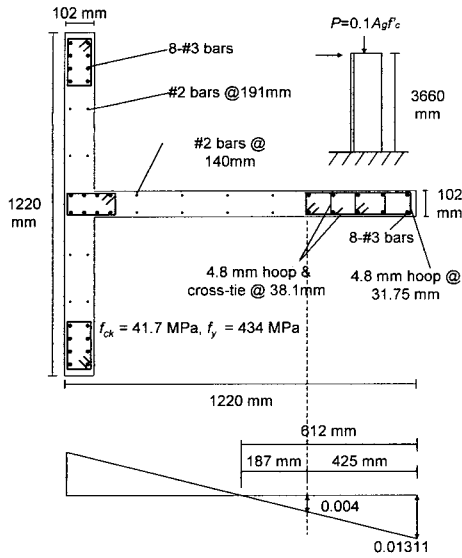


Fig. 13 Experiment for T-shaped shear wall -TW2 (wallace, 1995)

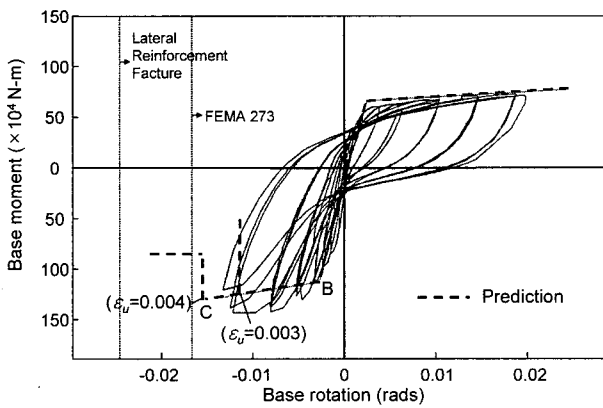


Fig. 14 Comparison of proposed method and experiment for TW2

예측된 변형의 약 64% 정도의 값에서 시험체가 파괴되었다. 이는 시험체의 횡보강철근의 수직간격이 76mm로서 ACI에서 제안한 횡보강철근의 간격, $s = t/4$ (102/4=25.4 mm)보다 지나치게 커서 적절한 횡보강효과를 발휘하지 못했기 때문이다. 따라서 시험체의 최종파괴가 비횡보강영역에서 발생하지 않고 횡보강영역에서 발생하였으며 횡보강영역에서의 최대 변형률도 0.006정도로 일반적으로 횡보강된 콘크리트가 발휘하는 변형률 0.02이상 크게 못 미치는 값이다.

7. 결 론

본 연구는 단부횡보강된 벽체의 모멘트-곡률관계를 정

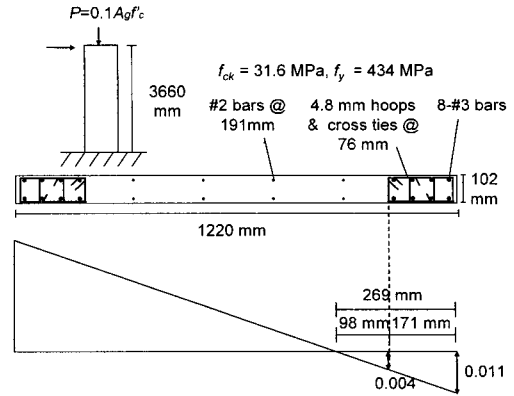


Fig. 15 Experiment for rectangular shear wall -RW1 (wallace, 1995)

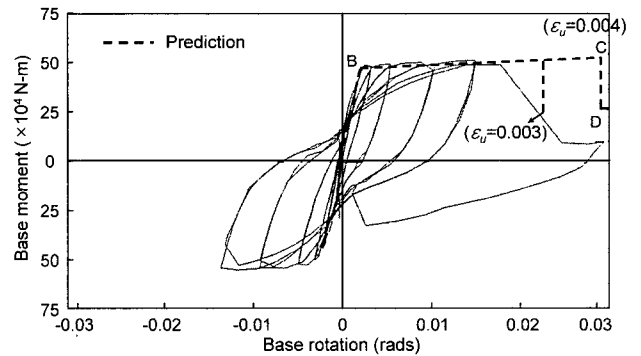


Fig. 16 Comparison of proposed method and experiment for RW1

의할 수 있는 방법을 개발하기 위하여 비선형수치해석을 실시하였으며 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 ($\epsilon_u = 0.004$)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) 실험과의 비교결과, 제안된 방법이 FEMA 273보다 벽체의 연성능력을 정확하게 예측할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 두뇌한국21 핵심분야사업 및 한국과학재단 특정기초연구사업 (과제번호:1999-1-310-002-3)의 재정적 지원에 의하여 이루어졌음.

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.
3. *Building Seismic Safety Council, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings(FEMA 273)*, 1997.
4. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," Wiley Interscience, 1992.
5. *International Conference of Building Officials, Uniform Building Code(UBC)*, 1997.
6. *American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)*, Special Provision for Seismic Design 21.6, 1995.
7. *American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)*, Special Provision for Seismic Design 21.6, 1999.
8. 강수민, 박홍근, "장방형 철근 콘크리트 전단벽의 연성 보강", 콘크리트학회논문집, vol.14, no. 4, 2002, pp.530-539.
9. 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.
10. 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.
11. Charles, Chadwell, Ucfyber-Cross Section Analysis Software, University of California, Berkeley, 1999.
12. 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, Nework, 1994.

13. Thomsen IV, J. H. and Wallace, J. W., "Displacement Based Design of RC Structural Wall : An Experimental Investigation of Walls With Rectangular And T-Shaped Cross Sections," Technical Report NSF-BCS-9112962, Clarkson University, 1995.

부 록

단부철근과 웨브철근을 가지는 벽체의 항복상태는 인장축 단부에 집중배근된 철근이 모두 항복했을 때로 정의한다. 인장철근의 항복변형률 ϵ_y 와 압축대길이 c_B 의 관계를 이용하여 곡률 ϕ_B 는 식 (2)와 같다.

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

$$P + T_{s1} + T_{\varnothing} = C_{s1} + C_{\varnothing} + C \quad (A1)$$

단부집중철근의 인장력 $T_{s1} = A_s f_y$, 웨브철근의 인장력 $T_{\varnothing} = 0.5 f_y \rho_v \bar{A} (1 - \gamma) l - c_B$ 단부철근의 압축력 $C_{s1} = A_s' E_s (c_B - 0.5 \gamma' l) \phi_B$ 웨브 철근의 압축력 $C_{\varnothing} = 0.5 E_s (c_B - \gamma' l)^2 \rho_v t \phi_B$ 콘크리트에 의한 압축력 $C = 0.5 E_c c_B^2 t \phi_B$

식 (A1)로부터 압축대와 곡률에 관한 다음 식을 유도할 수 있다.

$$\phi_B = \{P + A_s f_y + 0.5 f_y \rho_v \bar{A} (1 - \gamma) l - c_B\} / [A_s' E_s (c_B - 0.5 \gamma' l) + 0.5 E_c c_B^2 t + 0.5 E_s (c_B - \gamma' l)^2 \rho_v t] \quad (A2)$$

식 (2)와 (A2)을 연립하여 구한 압축대 길이와 곡률을 근거로 하여 항복상태에서의 벽체 중심에 대한 모멘트를 구하면 식 (A3)과 같다.

$$M_B = C(0.5l - c_B/3) + 0.5C_{s1}(1 - \gamma')l + C_{\varnothing}[(0.5 - 2/3\gamma')l - c_B/3] + 0.5T_{s1}(1 - \gamma)l + T_{\varnothing}(l/6 + c_B/3 - 2/3\gamma l) \quad (A3)$$

극한상태인 C점은 비횡보강된 콘크리트의 변형률이 극한 상태에 도달했을 때이다. 이때, $C_{uc} = \alpha B_{fat}(c_c - l_c - t_c)$, $C_c = f_{cc} A_{cc}$ 이며 압축과 인장철근이 항복한 것으로 가정

하면 $C_{s1} = A_s f_y$, $C_{s2} = \rho_v t (c_c - \gamma' l) f_y$, $T_{s1} = A_s f_y$, $T_{s2} = \rho_v t (l - c_c - \gamma' l) f_y$ 이다. 식 (1)에서 $C_s = C_{s1} + C_{s2}$ 이고 $T_s = T_{s1} + T_{s2}$ 이므로 이로부터 압축대의 길이는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_c = [P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc} + \alpha \beta f_{ck} t (l_c + t_c) + (1 - \gamma + \gamma') \rho_v t f_y] / (\alpha \beta f_{ck} t + 2 \rho_v t f_y) \quad (A4)$$

극한상태일때의 곡률은 식 (7a)와 같고 (A4)를 이용하면

$$\phi_c = \varepsilon_u (\alpha \beta f_{ck} t + 2 \rho_v t f_y) / [P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc} + [(1 - \gamma + \gamma') l - 2(l_c + t_c)] \rho_v t f_y] \quad (A5)$$

C점에서의 휨모멘트는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_C = C_{uc} [0.5l - l_c - 0.5\beta(c_c - l_c)] + 0.5C_c(l - l_c) + 0.5T_{s1}(1 - \gamma)l + 0.5T_{s2}(c_c - \gamma l) + 0.5C_{s1}(1 - \gamma')l + 0.5C_{s2}[(1 - \gamma')l - c_c] \quad (A6)$$

이후 곡률값 ϕ_D 를 가정하면 정해진 곡률값으로부터 비횡보강 콘크리트의 압축하중의 크기 $C_{uc} = \alpha \beta f_{ck} t \varepsilon_u / \phi_D$ 를 구할 수 있고 이로부터 평형관계를 이용하여 압축대의 길이와 모멘트를 다음 식 (A7), (A8)과 같이 구할 수 있다.

$$C_D = [P + (A_s - A_s') f_y - f_{cc} A_{cc} - \alpha \beta f_{ck} t \frac{\varepsilon_{ult}}{\phi_D} + (1 - \gamma + \gamma') \rho_v t f_y] / 2 \rho_v t f_y \quad (A7)$$

$$M_D = 0.5C_c(l - l_c) + C_{uc} [0.5l - l_c - 0.5\beta(c_D - l_c)] + 0.5T_{s1}(1 - \gamma)l + 0.5T_{s2}(c_D - \gamma l) + 0.5C_{s1}(1 - \gamma')l + 0.5C_{s2}[(1 - \gamma')l - c_D] \quad (A8)$$

요 약

비선형정적해석과 같은 성능기초설계를 위해서는 부재의 비선형거동을 정확하게 예측하여야 한다. 본 연구에서는 단부횡보강된 구조벽의 휨모멘트-곡률관계를 구하는 방법을 개발하기 위하여 해석연구를 실시하였다. 비선형해석을 수행하여 수직방향 철근의 배치형태와 단부횡보강 길이의 변화에 따른 구조벽체의 거동특성과 파괴 메카니즘의 변화를 연구하였다. 분석결과, 적절하게 횡보강된 벽체의 최대강도는 비횡보강 콘크리트가 극한 압축변형율에 도달하는 경우에 발생한다. 단부집중배근을 갖는 벽체에서는 취성파괴가 일어나며, 웨브의 수직철근은 연성파괴를 유도하는 역할을 한다. 이러한 연구결과에 근거하여 다양한 배근형태를 갖는 벽체에 대한 모멘트-곡률관계를 정의하였다. 이 제안된 관계에 따르면 단부횡보강된 구조벽체의 변형능력은 재하된 압축력에 비하여 횡보강 콘크리트의 압축재하능력이 증가할수록 증가한다.

핵심용어 : 횡보강, 연성도, 철근콘크리트, 내진설계, 구조벽