



## 철근콘크리트 전단벽의 횡하중-횡변위 관계의 일반화

문주현 <sup>1)\*</sup> · 양근혁 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>경기대학교 건축공학과 <sup>2)</sup>경기대학교 플랜트·건축공학과

### Generalized Lateral Load-Displacement Relationship of Reinforced Concrete Shear Walls

Ju-Hyun Mun<sup>1)\*</sup> and Keun-Hyeok Yang<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Kyonggi University Graduate School, Seoul 120-702, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Plant-Architectural Engineering, Kyonggi University, Suwon 443-760, Korea

**ABSTRACT** This study generalizes the lateral load-displacement relationship of reinforced concrete shear walls from the section analysis for moment-curvature response to straightforwardly evaluate the flexural capacity and ductility of such members. Moment and curvature at different selected points including the first flexural crack, yielding of tensile reinforcing bar, maximum strength, 80% of the maximum strength at descending branch, and fracture of tensile reinforcing bar are calculated based on the strain compatibility and equilibrium of internal forces. The strain at extreme compressive fiber to determine the curvature at the descending branch is formulated as a function of reduction factor of maximum stress of concrete and volumetric index of lateral reinforcement using the stress-strain model of confined concrete proposed by Razvi and Saatcioglu. The moment prediction models are simply formulated as a function of tensile reinforcement index, vertical reinforcement index, and axial load index from an extensive parametric study. Lateral displacement is calculated by using the moment area method of idealized curvature distribution along the wall height. The generalized lateral load-displacement relationship is in good agreement with test result, even at the descending branch after ultimate strength of shear walls.

**Keywords** : shear wall, lateral load-displacement relationship, flexural capacity, ductility

### 1. 서 론

전단벽은 고층건물에서 일반적으로 적용되고 있는 구조시스템의 요소로서 지진에 의해 발생하는 횡력을 저항하고 에너지를 흡수하는 역할을 한다.<sup>1)</sup> 횡력에 의해 발생하는 휨 및 전단력은 주로 경계요소의 인장철근과 웨브의 수직철근에 의해 각각 전달되고, 최대내력 이후의 연성은 횡 보강근에 의해 구속된 단부 콘크리트의 역학적 성능에 의해 중요한 영향을 받는다.<sup>1)</sup> 이에 따라 ACI 318-11<sup>2)</sup>과 EC2<sup>3)</sup>의 내진설계는 내력 및 연성을 확보하기 위해서 단면내 휨내력 산정과 함께 벽체 단부의 경계요소 길이와 횡보강근의 상세를 규정하고 있다. 또한 기존 연구자들<sup>4,5)</sup>은 압축변형률이 0.004 이상인 압축측 콘크리트 영역의 횡보강의 필요성을 제안하고 있다. 하지만, 기

존 연구자 및 설계기준들은 단순히 경계요소길이나 횡보강근의 간격만을 제한하고 있어 소요 연성에 대한 횡보강근 양의 결정방법은 아직 미흡하다.

부재의 연성은 일반적으로 탄성 및 비탄성 영역에서의 모멘트-곡률 또는 횡하중-횡변위 관계를 통해서 평가될 수 있다. 하지만, 전단벽의 횡하중 거동을 모사하는 이들 관계는 단부 콘크리트의 횡보강근, 인장철근 및 수직철근의 배근상세, 축력비, 형상비 및 콘크리트 강도 등 다양한 변수에 의해 영향을 받기 때문에 예측이 어렵다.<sup>1)</sup> 특히 철근콘크리트 전단벽은 경계요소 및 웨브의 복잡한 철근 배근상세와 구속된 콘크리트 및 구속되지 않은 콘크리트의 영역으로 인해 모멘트의 산정이 매우 복잡하다.<sup>6)</sup> 더구나 전단벽 단면에서 콘크리트 압축측 변형률에 대한 연구는 매우 미미하여 곡률 산정을 위해 이용될 수 있는 모델 및 실험 결과가 부족한 편이다.

이 연구의 목적은 전단벽의 구조적 거동을 합리적으로 평가하기 위한 단순화된 횡하중-횡변위 관계의 제시이다. 부재의 횡하중-횡변위관계는 단면의 모멘트 및 곡률관계와 이상화된 소성힌지로부터 산정되었다. 단면의 모멘트-

\*Corresponding author E-mail : mjh352002@nate.com  
 Received September 24, 2013, Revised December 11, 2013,  
 Accepted December 20, 2013  
 ©2014 by Korea Concrete Institute

곡률관계는 최초 휨 균열 발생, 경계요소의 인장철근 항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 경계요소의 인장철근 파단시점에서 힘의 평형조건과 변형적합조건을 이용하여 유도되었다. 최대내력 이후의 거동은 콘크리트의 구속효과 및 압축연단 변형률을 고려하기 위해서 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용하였다. 특히, 연성평가에 기준이 되는 최대내력의 80%에서 모멘트는 콘크리트 응력의 감소계수( $\psi_1$ )를, 곡률산정을 위한 압축측 콘크리트 변형률은 횡보강근 체적비의 개념을 도입하였다. 유도된 모멘트-곡률 관계는 변수연구를 통하여 단순한 설계식으로 일반화하였다. 제시된 전단벽의 횡하중-횡변위 관계 모델은 기존 실험 결과<sup>8-10)</sup> 및 Yang<sup>11)</sup>에 의해 제시된 비선형 유한요소 해석 결과와 비교하였다.

## 2. 기본 가정

### 2.1 단면의 이상화

휨에 의해 지배받는 철근콘크리트 전단벽의 단면은 Bernoulli의 정리에 의해 Fig. 1에 나타난 바와 같이 이상화할 수 있다.<sup>1)</sup> 경계요소의 압축철근 및 인장철근은 전단벽 단면에서 일반적으로 단부에 집중 배근되므로 선형철근으로 단순화하였다. 또한 수직철근은 웹내에 등간격으로 배근되므로 Cardenas and Magura<sup>12)</sup>에 의해 제시된 일정단면의 보강근으로 단순화하였다. 경계요소에서의 콘크리트는 피복두께를 무시하여 횡보강근에 의한 구속효과를 고려하였으며, 철근은 완전탄소성재료로 가정하였다.

### 2.2 내력상태에 따른 구성 재료들의 응력

전단벽의 휨 내력은 구성재료들의 응력상태에 의해 결정된다. 휨 거동은 일반적으로 최초 휨 균열 발생, 인장철근 항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 인장철근의 파단 시점으로 일반화될 수 있다(Fig. 1). 첫 휨 균열 발생은 인장측의 콘크리트 응력이 파괴계수( $f_r$ )에, 부재의 항복은 인장철근이 항복변형률( $\epsilon_y$ )에 도달할 때의 시점으로 정의될 수 있는데, 이때 재료들의 응력은 탄성상태이다. 최대내력에서는 구속된 콘크리트가 최대응력( $f_{cc}'$ )에, 비구속된 콘크리트는 ACI 318-11 기준<sup>2)</sup>에서 제시하고 있는  $0.85f_{ck}$ 에 도달할 때로 가정<sup>9)</sup>하는데,  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 압축강도를 나타낸다. 이때의 철근의 응력은 항복상태이며, 경계요소의 콘크리트는 구속효과를 고려하였다. 최대내력의 80%에서는 상대적으로 작은 압축응력을 분담하는 구속되지 않은 콘크리트의 응력을 무시하였으며, 구속된 콘크리트의 응력은  $\psi_1 f_{cc}'$ 으로 가정하여 최대내력 이후 압축응력이 저하되는 효과를 반영하였는데, 여기서,  $\psi_1 (= f_{cc}/f_{cc}')$ 은 최대내력 이후 구속된 콘크리트 응력의 감소

계수를 나타낸다. 인장철근 파단 시점에서는 일반적인 연신율을 적용하여 인장철근의 변형률( $\epsilon_{su}$ )을 0.2로 가정하였다. 이때의 압축측 연단 변형률은 대략 0.01~0.19 범위에 있게 되는데, 이 변형률에서 구속된 콘크리트의 응력은 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 모델을 따르면  $0.2f_{cc}'$ 로 가정될 수 있다. 각 내력상태에 따른 콘크리트는 인장응력을 무시하였다.

## 3. 모멘트-곡률 관계

### 3.1 최초 휨 균열

전단벽의 첫 균열은 Fig. 1(a)에 나타난 바와 같이 인장측 콘크리트 응력이 파괴계수( $f_r (= \epsilon_{cr} E_c)$ )에 도달했을 때로 가정될 수 있는데, 여기서,  $\epsilon_{cr}$ 는 콘크리트 응력이 파괴계수에 도달했을때의 변형률을,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수를 나타낸다. 전단벽은 일반적으로 상호대칭적인 단면형상과 인장 및 압축철근의 배근형상 그리고 균열 발생시 미미한 압축측 콘크리트 응력의 발위로 중립축 깊이가 단면의 도심과 비슷한 위치에 존재하게 된다. 따라서 중립축 깊이( $c_{cr}$ )는 웹에 존재하는 것으로 가정할 수 있다. 이때 각 구성재료들의 응력은 탄성범위에 있으므로 내부 힘들은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_{cc} = 0.5f_{cc} b_w + 0.5(f_c + f_{cl}) l_c 2b_o \quad (1)$$

$$C_s = f_s' A_s' \quad (2)$$

$$C_v = 0.5f_{sv}' A_{v(c)} \quad (3)$$

$$T_v = 0.5f_{sv} A_{v(t)} \quad (4)$$

$$T_s = f_s A_s \quad (5)$$

여기서,  $C_{cc}$ ,  $C_s$  및  $C_v$ 는 각각 콘크리트, 압축철근 및 수직철근의 압축력을,  $T_v$ 와  $T_s$ 는 각각 수직철근과 인장철근의 인장력을,  $f_c (= \epsilon_c E_c)$ 와  $f_{cl} (= \epsilon_{sv}' E_c)$ 는 각각 콘크리트의 응력과 경계요소구간( $l_c$ ) 깊이에서 콘크리트의 응력을,  $b_w$ 와  $b_o$ 는 각각 전단벽의 두께와 두께를 초과하는 폭의 길이를,  $f_s' (= \epsilon_s' E_s)$ 와  $f_s (= \epsilon_s E_s)$ 는 각각 압축철근 및 인장철근의 응력을,  $f_{sv}' (= \epsilon_{sv}' E_s)$ 와  $f_{sv} (= \epsilon_{sv} E_s)$ 는 각각 압축측 및 인장측의 수직철근의 응력을,  $E_s (= 200000 \text{ MPa})$ 는 철근의 탄성계수를,  $A_s$ ,  $A_s'$ 와  $A_v$ 는 각각 인장철근, 압축철근 및 수직철근의 전체 단면적을,  $A_{v(c)} \left( = \left( \frac{c_{cr} - l_c}{l_w - 2l_c} \right) A_v \right)$ 와  $A_{v(t)} \left( = \left( \frac{l_w - c_{cr} - l_c}{l_w - 2l_c} \right) A_v \right)$ 는 각각 압축측 및 인장측에서의 수직철근의 단면적을,  $l_w$ 는 전단벽의 길이를 나타낸다. 각 구성재료들의 변형률은 적합조건으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

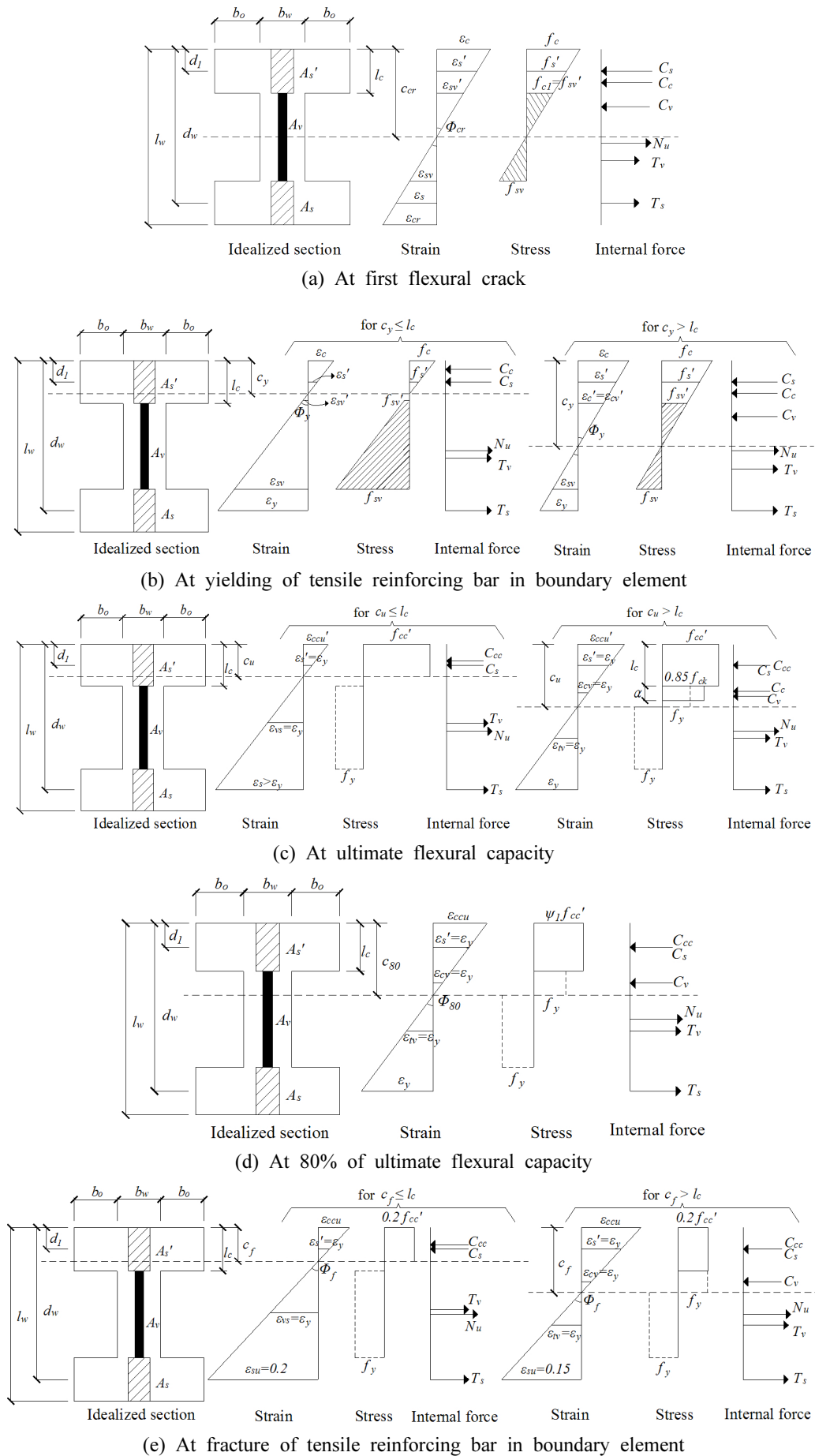


Fig. 1 Distribution of stresses and strains at different flexural states

$$\epsilon_c = c_{cr} \phi_{cr} \quad (6)$$

$$\epsilon_s' = \phi_{cr} (c_{cr} - d') \quad (7)$$

$$\epsilon_{sv}' = \phi_{cr} (c_{cr} - l_c) \quad (8)$$

$$\epsilon_{sv} = \phi_{cr} (l_w - c_{cr} - l_c) \quad (9)$$

$$\epsilon_s = \phi_{cr} (d_w - c_{cr}) \quad (10)$$

$$\epsilon_{cr} = f_r / E_c = \phi_{cr} / (l_w - c_{cr}) \quad (11)$$

여기서,  $\phi_{cr}$ 는 최초 휨 균열 발생 시 곡률을,  $d'$ 과  $d_w$ 는 각각 압축철근 및 인장철근의 깊이를 나타낸다. 또한,  $f_r (= 0.63 \sqrt{f_{ck}})$ 과  $E_c (= 4700 \sqrt{f_{ck}})$ 는 ACI 318-11 기준<sup>2)</sup>을 이용하였다. 식 (6)~(11)과 식 (1)~(5)은 단면내부 힘들의 평형조건( $C_{cc} + C_s + C_v = T_v + T_s + N_u$ )로부터 다음과 같이  $c_{cr}$ 에 관한 2차 방정식으로 유도될 수 있는데, 여기서,  $N_u$ 는 작용 축력이다.

$$c_{cr} = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1} \quad (12a)$$

$$A_1 = 0.5 f_r b_w E_c \quad (12b)$$

$$B_1 = f_r E_c \{ n(A_s + A_s' + A_v) + 2l_c b_o + N_u / f_r \} \quad (12c)$$

$$C_1 = -f_r E_c \left[ n(A_s d_w + 0.5 A_v l_w + A_s' d') + (l_c^2 b_o + (N_u / f_r) l_w) \right] \quad (12d)$$

여기서,  $n (= E_s / E_c)$ 은 탄성계수비를 나타낸다. 중립축 깊이로부터 첫 균열 모멘트( $M_{cr}$ )를 정리하면 다음과 같다.

$$M_{cr} = \left[ n E_c \phi_{cr} \left( \begin{array}{l} 0.33 f_r^3 (b_w / n) \\ + (2c_{cr} - l_c) l_c (b_o / n) (c_{cr} - X_1) \\ + \frac{0.33 A_v ((c_{cr} - l_c)^3 + (l_w - c_{cr} - l_c))}{l_w - 2l_c} \\ + (d_w - c_{cr})^2 A_s + (c_{cr} - d')^2 A_s' \\ + N_u (0.5 l_w - c_{cr}) \end{array} \right) \right] \quad (13)$$

위 식에서  $X_1$ 는 압축축 연단에서 경계요소 내  $b_o$ 에 대한 콘크리트 응력의 중심까지의 거리로서 다음과 같다.

$$X_1 = ((-2l_c^2 + 3c_{cr} l_c) / (6c_{cr} - 3l_c)) \quad (14)$$

휨 균열 발생시 곡률( $\phi_{cr}$ )은  $\epsilon_{cr}$ 과  $c_{cr}$ 로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\phi_{cr} = \epsilon_{cr} / (l_w - c_{cr}) \quad (15)$$

### 3.2 경계요소 인장철근 항복시

전단벽의 항복모멘트( $M_y$ )는 Fig. 1(b)에 나타난 바와 같이 경계요소내의 인장철근의 변형률이  $\epsilon_y (= f_y / E_s)$ 에 도달했을 때이다. 이때 각 구성재료들의 응력은 탄성범위에 있다.<sup>13)</sup> 따라서 인장철근 항복시 중립축 깊이( $c_y$ )는 3.1에 나타난 절차에 따라 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_y = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1} \quad (16)$$

위 식에서  $c_y \leq l_c$ 일때의  $A_1$ ,  $B_1$ 와  $C_1$ 은 다음과 같다.

$$A_1 = -f_y E_c (0.5 b_w + b_o) + n^2 E_c^2 A_v \quad (17a)$$

$$B_1 = -n E_c (b_w d_w f_{ck}) \left[ \frac{(n E_c / f_y) w_v (0.5 l_w + d_w)}{(w_s + w_s' + w_v + w_p)} \right] \quad (17b)$$

$$C_1 = n E_c (b_w d_w^2 f_{ck}) \left[ \frac{w_s + w_s' (d' / d_w)}{(0.5 n E_c / f_y) w_v l_w + w_p} \right] \quad (17c)$$

여기서,  $w_s (= A_s f_y / b_w d_w f_{ck})$ 와  $w_s' (= A_s' f_y / b_w d_w f_{ck})$ 는 인장 및 압축철근 지수,  $w_v (= A_v f_y / b_w d_w f_{ck})$ 는 수직철근지수를,  $w_p (= N_u / b_w d_w f_{ck})$ 는 축력지수를 나타낸다.

한편,  $c_y > l_c$ 일때의 식 (16)의  $A_1$ ,  $B_1$ 와  $C_1$ 은 다음과 같다.

$$A_1 = -0.5 f_y E_c b_w \quad (18a)$$

$$B_1 = \left[ \frac{(-2 f_y l_c b_o / n) - (b_w d_w f_{ck})}{(w_s + w_s' + w_v + w_p)} \right] n E_c \quad (18b)$$

$$C_1 = \left[ \frac{(f_y l_c^2 b_o / n) + (b_w d_w f_{ck})}{(0.5 l_w w_v + w_s d_w + w_s' d' + w_p d_w)} \right] n E_c \quad (18c)$$

식 (16)으로부터  $c_y \leq l_c$ 일때의 항복 모멘트( $M_y$ )를 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{M_y}{b_w d_w f_{ck}} = w_s (l_w - c_y - l_c) + w_p (0.5 l_w - c_y) + \left\{ (0.5 (l_w - 2c_y) n E_c (X_2 + l_c - c_y) / f_y \right\} w_v + \frac{1}{(d_w - c_y)} \left[ (c_y - d_1)^2 w_s' + \left\{ \frac{(1/3) c_y^3 (b_w + 2b_o) f_y}{n (b_w d_w f_{ck})} \right\} \right] \quad (19)$$

한편,  $c_y > l_c$ 일때의  $M_y$ 는 다음과 같다.

$$\frac{M_y}{b_w d_w f_{ck}} = w_s (d_w - c_y) + w_p (0.5 l_w - c_y) + \frac{1}{(d_w - c_y)} \left[ \left\{ \frac{1/3 ((c_y - l_c)^3 + (l_w - c_y - l_c)^3)}{l_w - 2l_c} \right\} w_v + \left\{ (c_y - d_1)^2 w_s' + \left( \frac{f_y}{n d_w f_{ck}} \right) \right\} \left\{ 1/3 c_y^3 + \frac{b_o l_c (2c_y - l_c) (c_y - X_2)}{b_w} \right\} \right] \quad (20)$$

식 (16)에서  $X_2$ 는 압축축 연단에서 경계요소내  $b_o$ 에 대한 콘크리트 응력의 중심까지의 거리로서 다음과 같다.

$$X_2 = \frac{(2/3)l_c(-2d_w + 3c_y)}{-2d_w + 4c_y - l_c} \quad (21)$$

인장철근 항복시 곡률( $\phi_y$ )은  $\epsilon_y$ 와  $c_y$ 로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\phi_y = \epsilon_y / (d_w - c_y) \quad (22)$$

### 3.3 최대내력시

전단벽의 최대모멘트( $M_n$ )는 Fig. 1(c)에 나타난 바와 같이 각 재료들의 응력이 최대에 도달했을 때이다. 경계요소내의 콘크리트는 횡보강근에 의한 구속효과를 고려하여  $f_{cc}'$ 로, 구속되지 않은 콘크리트는  $0.85f_{ck}$ 에 도달하는 것으로 가정하였다. 이에 따라서 콘크리트의 압축력은 다음과 같이 산정될 수 있다.

$$C_{cc} = f_{cc}'c_u(b_w + 2b_o) \quad \text{for } c_u \leq l_c \quad (23a)$$

$$C_{cc} = f_{cc}'c_u(b_w + 2b_o) + 0.85f_{ck}\beta_1(c_u - l_c)b_w \quad \text{for } c_u > l_c \quad (23b)$$

여기서,  $\beta_1$ 는 ACI 318-11<sup>2)</sup>에서 제시하고 있는 등가응력 블록 계수를 나타낸다. 모든 철근의 응력은 항복 상태이다. 단면내의 힘들을 계산하고, 힘의 평형조건( $C_{cc} + C_s = T_v + T_s + N_u$ )으로부터 산정된 중립축 깊이( $c_u$ )는  $c_u \leq l_c$  일때 다음과 같다.

$$c_u = \left( \frac{(b_w d_w f_{ck})(w_v + w_p - w_s' + w_s)}{f_{cc}'(b_w + 2b_o)} \right) \quad (24)$$

한편,  $c_u > l_c$  일때의  $c_u$ 는 다음과 같다.

$$c_u = \left( \frac{((l_w - 2l_c)l_c[f_{cc}'(-b_w - 2b_o) + 0.85f_{ck}\beta_1 b_w] + (b_w d_w f_{ck})[(l_w - 2l_c)(-w_s' + w_s + w_p) + w_v l_w])}{f_{ck} b_w [(l_w - 2l_c)0.85\beta_1 + 2w_v d_w]} \right) \quad (25)$$

결정된 식 (19)로부터  $c_u \leq l_c$  일때의 최대내력 모멘트 ( $M_n$ )를 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{M_n}{b_w d_w f_{ck}} = \left[ \frac{1}{b_w d_w f_{ck}} (0.5f_{cc}'c_u^2(b_w + 2b_o)) + w_s'(c_u - d') + w_v(l_w - l_c - c_u) + w_s(d_w - c_u) + w_p(0.5l_w - c_u) \right] \quad (26)$$

한편,  $c_u > l_c$  일때의  $M_n$ 를 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{M_n}{b_w d_w f_{ck}} = \left[ \frac{1}{b_w d_w f_{ck}} (f_{cc}'l_c(b_w + 2b_o)(c_u - 0.5l_c)) + \frac{1}{d_w} (0.85\beta_1(c_u - l_c)(c_u - 0.5\beta_1(c_u - l_c))) + w_s'(c_u - d') + 0.5w_v \left( \frac{(c_u - l_c)^2 + (l_w - c_u - l_c)^2}{(l_w - 2l_c)^2} \right) + w_s(d_w - c_u) + w_p(0.5l_w - c_u) \right] \quad (27)$$

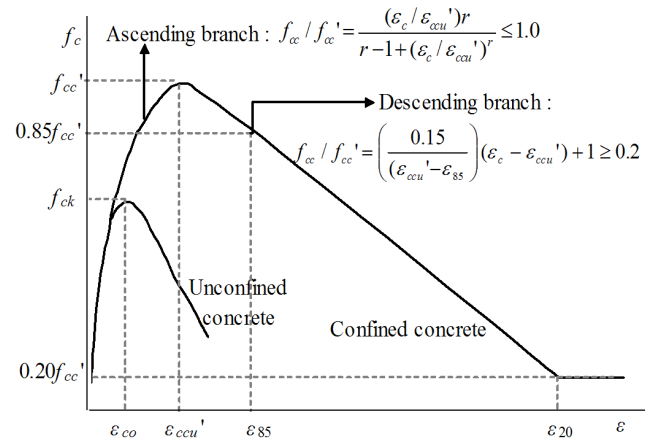


Fig. 2 Stress-strain curve of confined concrete<sup>7)</sup>

최대내력시 곡률( $\phi_u$ )은 압축축 콘크리트 변형률과  $c_u$ 로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\phi_u = \epsilon_{ccu}' / c_u \quad (28)$$

여기서, 압축축 콘크리트 변형률은 Fig. 2에 나타난 바와 같이 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 최대변형률( $\epsilon_{ccu}'$ )로 가정하였으며, 다음과 같다.

$$\epsilon_{ccu}' = \epsilon_{co}(1 + 5k_3K) \quad (29a)$$

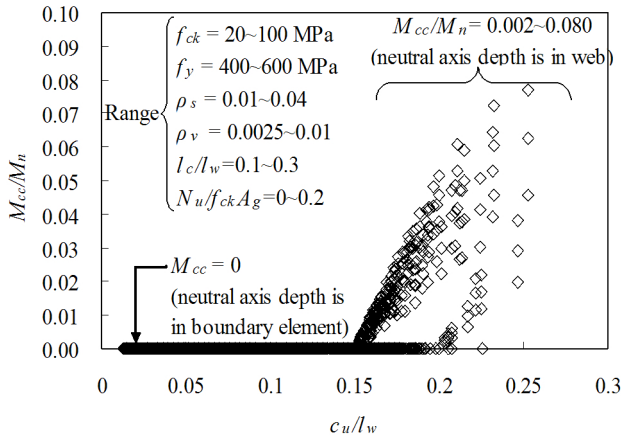
$$k_3 = 40/f_{ck} \leq 1.0 \quad (29b)$$

$$K = k_1 f_{le} / f_{ck} \quad (29c)$$

여기서,  $\epsilon_{co} (= 0.0016 \exp[240(f_{ck}/E_c)])$ 는 구속되지 않은 콘크리트에서 최대응력시 변형률로 Yang et al.의 모델<sup>14)</sup>을 이용하였다.  $k_1$ 는 횡보강근에 의한 구속계수를,  $f_{le}$ 는 횡보강근에 의해 발생된 등가 횡구속압을 나타낸다.

### 3.4 최대내력의 80%

Fig. 3에는 최대내력 모멘트 대비 구속되지 않은 콘크리트에 의해 분담되는 모멘트( $M_{cc}$ )의 비율을 나타내었다. 최대모멘트 산정시 적용된 변수 및 범위는 Fig. 3에 나타내었다. 최대내력 모멘트( $M_n$ )에서 전단벽의 중립축은 대부분 경계요소 내에 또는 경계요소와 웨브의 경계부근에서 존재하기 때문에 구속되지 않은 콘크리트에 의해 분담되는 모멘트는 전체모멘트 대비 0~8% 수준으로 적다. 따라서 최대내력의 80%에서는 구속되지 않은 콘크리트의 응력을 무시하였다. 최대내력 이후 부재의 내력은 압축축 콘크리트의 응력의 감소와 함께 저하되기 시작한다.<sup>1)</sup> 이로 인해 압축축의 구속된 콘크리트 응력은  $\psi_1 f_{cc}'$ 의 비율에 따라서 감소됨으로 가정할 수 있다. 이때 중립



**Fig. 3** Moment contribution fraction of unconfined concrete region

축은 압축존의 구속된 콘크리트 응력이 감소함에 따라 힘의 평형조건을 만족시키기 위해서 웨브내로 이동한다. 위의 가정들을 통하여 콘크리트의 압축력은 다음과 같이 산정될 수 있다(Fig. 1(d)).

$$C_{cc} = \psi_1 f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o) \quad (30)$$

구속된 콘크리트 응력의 감소계수( $\psi_1$ )는 힘의 평형조건( $C_{cc} + C_s + C_v = T_v + T_s + N_u$ )으로부터 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\psi_1 = \frac{-[A_s f_y (l_w - 2c_{80}) + N_u (l_w - 2l_c)]}{(-l_w + 2l_c) f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o)} \quad (31)$$

여기서,  $c_{80}$ 은 최대내력의 80%에서의 중립축 깊이를 나타낸다. 각 구성재료들의 모멘트의 합은 최대내력 모멘트( $M_n$ )의 80% 이므로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{80} = 0.8M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{cv} + M_{tv} + M_{ts} + M_p \quad (32)$$

여기서,  $M_{cc}(= C_{cc}(c_{80} - 0.5l_c))$ 는 구속된 콘크리트의 모멘트를,  $M_{cs}(= C_s(c_{80} - d'))$ 는 압축철근의 모멘트를,  $M_{cv}(= C_v 0.5(c_{80} - l_c))$ 는 압축축 수직철근의 모멘트를,  $M_{tv}(= T_v 0.5(l_w - c_{80} - l_c))$ 는 인장축 수직철근의 모멘트를,  $M_{ts}(= T_s(l_w - c_{80} - 0.5l_c))$ 는 인장철근의 모멘트를,  $M_p(= N_u(0.5l_w - c_{80}))$ 는 축력에 의한 모멘트를 나타낸다. 식 (31)과 (32)에 의해서  $c_{80}$ 는 다음과 같이 유도된다.

$$c_{80} = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1} \quad (33a)$$

$$A_1 = -w_v (b_w d_w f_{ck}) \quad (33b)$$

$$B_1 = w_v (b_w d_w f_{ck}) l_c \quad (33c)$$

$$C_1 = (0.5b_w d_w f_{ck} (w_p + w_v + 2w_s) ((l_w^2 + 2l_c^2) - 3l_w l_c) - (l_w - 2l_c) (M_{80} + w_s' (b_w d_w f_{ck}) (d' - 0.5l_c)) \quad (33d)$$

최대내력 80%에서의 곡률( $\phi_{80}$ )은 압축축 콘크리트 변형률( $\epsilon_{ccu}$ )과 중립축깊이로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\phi_{80} = \epsilon_{ccu} / c_{80} \quad (34)$$

여기서, 최대내력의 80%에서 압축축 콘크리트 변형률은 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 하강기울기를 이용하여 산정하였다. Fig. 2에 나타낸바와 같이 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 하강기울기는 선형으로 제시되고 있으므로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{cc} / f_{cc}' = \left( \frac{0.15}{(\epsilon_{ccu}' - \epsilon_{85})} \right) (\epsilon_c - \epsilon_{ccu}') + 1 \geq 0.2 \quad (35)$$

여기서,  $f_{cc}$ 는 임의의 구속된 콘크리트의 응력을,  $\epsilon_c$ 는 임의의 콘크리트의 변형률을,  $\epsilon_{85}$ 는 최대응력의 85% 시점에서의 콘크리트 변형률을 나타낸다. 식 (35)는  $\epsilon_c = \epsilon_{ccu}$ 와  $f_{cc} / f_{cc}' = \psi_1$ 으로 치환하여 정리하면 다음과 같다.

$$\epsilon_{ccu} = (\psi_1 - 1) \left( \frac{(\epsilon_{ccu}' - \epsilon_{85})}{0.15} \right) + \epsilon_{ccu}' \quad (36)$$

이에 따라 최대내력 80%에서의 곡률( $\phi_{80}$ )은 식 (31), (33)과 (36)을 이용하여 산정할 수 있다.

### 3.5 경계요소 인장철근 파단

힘 거동이 지배된 전단벽의 경계요소의 인장철근( $A_s$ )은 대부분의 힘 내력을 분담하기 때문에 인장철근의 파단이 전단벽의 최종과괴로 간주할 수 있다. 인장철근의 파단시점은 일반적인 연신율을 적용하여 인장철근의 변형률( $\epsilon_{su}$ )이 0.2일때로 가정하였다. 이때의 압축축 연단 변형률은 대략 0.01~0.19 범위에 있으며, 구속된 콘크리트의 응력은 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 모델에 의해  $0.2f_{cc}'$ 로 가정될 수 있다. 이러한 근거에 기반하여 Fig. 1(e)에 나타낸 바와 같이 인장철근 파단시점에서 단면내 콘크리트의 압축력은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$C_{cc} = 0.2f_{cc}' c_f (b_w + 2b_o) \quad \text{for } c_f \leq l_c \quad (37a)$$

$$C_{cc} = 0.2f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o) \quad \text{for } c_f > l_c \quad (37b)$$

여기서,  $c_f$ 는 인장철근 파단시의 중립축 깊이를 나타낸다. 힘의 평형조건( $C_{cc} + C_s = T_v + N_u$ )으로부터 중립축 깊이( $c_f$ )는  $c_f \leq l_c$ 일 때, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_f = \frac{-A_s' f_y + A_v f_y + N_u}{0.2 f_{cc}' (b_w + 2b_o)} \quad (38)$$

한편,  $c_f > l_c$  일 때의  $c_f$ 는 다음과 같다.

$$c_f = \frac{(l_w - 2l_c)(-0.2 f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o) - A_s' f_y + N_u) + A_v f_y l_w}{2 A_v f_y} \quad (39)$$

결정된 중립축깊이로부터  $c_f \leq l_c$  일 때의 인장철근 과 단시점의 모멘트( $M_f$ )는 다음과 같다.

$$\frac{M_f}{b_w d_w f_{ck}} = \left[ \frac{1}{b_w d_w f_{ck}} (0.2 f_{cc}' c_f (b_w + 2b_o) (c_f - 0.5 l_c) + w_s' (c_f - d') + w_v (0.5 l_w - c_f) + w_p (0.5 l_w - c_f) \right] \quad (40)$$

한편,  $c_f > l_c$  일 때의  $M_f$ 는 다음과 같다.

$$\frac{M_f}{b_w d_w f_{ck}} = \left[ \frac{1}{b_w d_w f_{ck}} (0.2 f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o) (c_f - 0.5 l_c) + w_s' (c_f - d') + 0.5 w_v \frac{(c_f - l_c)^2 + (l_w - c_f - l_c)^2}{(l_w - 2l_c)} + w_p (0.5 l_w - c_f) \right] \quad (41)$$

경계요소 인장철근 과 단시의 곡률( $\phi_f$ )은  $\epsilon_{su}$  과  $c_f$ 로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\phi_f = \epsilon_{su} / (d_w - c_f) \quad (42)$$

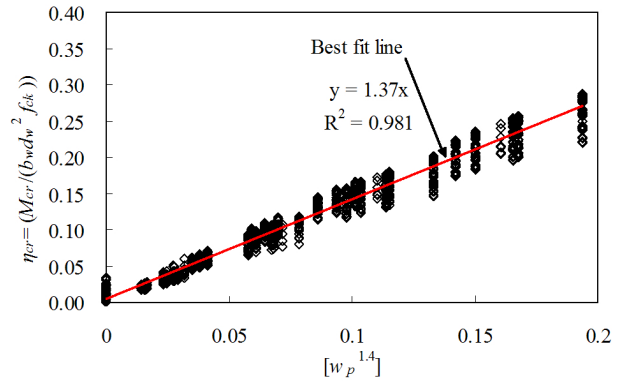
#### 4. 모델의 일반화

식 (13), (19), (20), (26), (27), (32), (40) 및 (41)의 모멘트와 식 (28) 및 (34)의 곡률 모델식은 다양한 변수로 구성되어 있어 계산이 매우 복잡하다. 따라서 이 식들은 실용성을 높이기 위해서 비교적 단순한 모델로 일반화 할 필요가 있다. 단면의 모멘트 및 곡률 모델은 다양한 범위의 변수연구로부터 휨 강도와 압축측 콘크리트 변형률의 설계식으로 제시될 수 있었다. 적용된 변수 및 범위는 압축강도( $f_{ck}$ )가 20~100 MPa, 철근의 항복강도( $f_y$ )가 400~600 MPa, 경계요소내 인장철근 비( $\rho_s$ )가 0.01~0.04, 웨브내의 수직철근비( $\rho_v$ )가 0.0025~0.01, 벽체길이 대비 경계요소길이비( $l_c/l_w$ )가 0.1~0.3, 축력비( $N_u/A_g f_{ck}$ )가 0~0.2이다. 모델은 단순화를 위하여 각 변수들의 영향을 분석하고 영향변수들을 회귀분석하였다. 회귀분석을 위한 기본모델은 각 영향변수들을 반복적으로 조합하면서 상관 계수( $R^2$ )가 비교적 높을 때를 선정하였다.

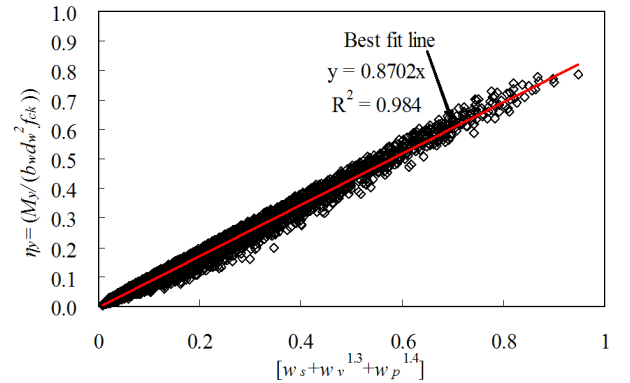
##### 4.1 휨 강도 모델

휨 강도는 콘크리트 압축강도, 철근의 항복강도, 압축 및 인장철근, 수직철근 및 축력에 의해 현저히 영향을 받

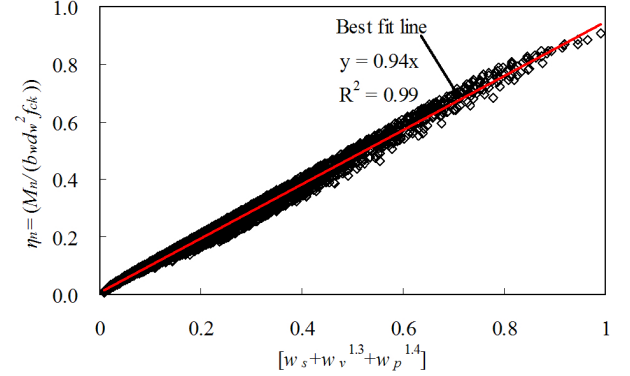
는다. 이러한 영향을 반영하여 모델은 적용된 변수 및 범위에서 Fig. 4에 나타낸 바와 같이 경계요소의 인장철근



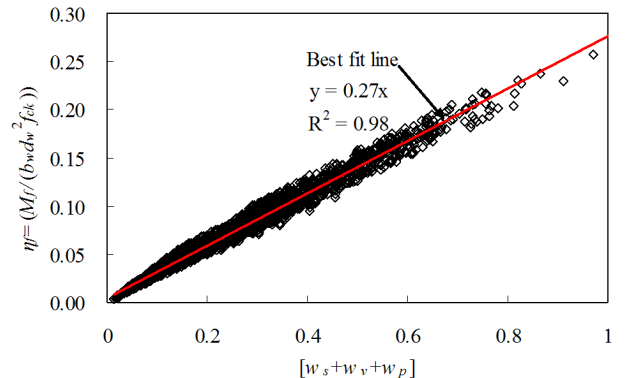
(a) At first flexural crack



(b) At yielding of tensile reinforcing bar



(c) At ultimate flexural capacity



(d) At fracture of tensile reinforcing bar

Fig. 4 Simplification of detailed equations to calculate section moment

지수, 웨브내의 수직철근지수 및 축력지수로 나타낼 수 있었다. 변수연구를 통한 회귀분석으로부터 최초 휨 균열발생, 인장철근 항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 인장철근 파단시점의 휨 강도 모델은 다음과 같이 단순하게 일반화할 수 있었다. 최초 휨 균열발생의 휨강도( $M_{cr}$ )는 인장철근 및 수직철근에의 영향이 5% 이하로 매우 작기 때문에 작용 축력의 함수로 평가할 수 있었다.

$$\eta_{cr} = M_{cr}/f_{ck}b_w d_w^2 = [1.37(\omega_p^{1.4})] \quad (43)$$

$$\eta_y = M_y/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.87(\omega_s + \omega_v^{1.3} + \omega_p^{1.4})] \quad (44)$$

$$\eta_n = M_n/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.94(\omega_s + \omega_v^{1.3} + \omega_p^{1.4})] \quad (45)$$

$$\eta_{80} = M_{80}/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.75(\omega_s + \omega_v^{1.3} + \omega_p^{1.4})] \quad (46)$$

$$\eta_f = M_f/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.27(\omega_s + \omega_v + \omega_p)] \quad (47)$$

여기서,  $\eta_{cr}$ ,  $\eta_y$ ,  $\eta_n$ ,  $\eta_{80}$  및  $\eta_f$ 는 각각 최초 휨 균열, 인장철근항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 인장철근 파단시점의 모멘트 지수를 나타낸다.

## 4.2 곡률산정을 위한 압축측 콘크리트 변형률 모델

곡률 산정을 위한 식 (29)과 (36)의 압축측 콘크리트 변형률은 콘크리트 압축강도, 횡보강근의 항복강도( $f_{yh}$ ), 횡보강근 체적비( $\rho_{hw}$ ) 및 구속된 콘크리트 최대응력의 감소계수에 의해 영향을 받는다. 이러한 영향을 고려하기 위해서 변수연구에서 횡보강근의 항복강도의 변수를 추가하였으며, 범위는 300~500 MPa 이다. 최대내력과 최대내력의 80%의 압축측 콘크리트 변형률은 적용된 변수 및 범위에서 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 구속된 콘크리트 최대응력의 감소계수( $\psi_1$ ), 구속되지 않은 콘크리트의 최대응력의 변형률( $\epsilon_{co}$ ) 및 횡보강근 체적지수( $w_h (= \rho_{hw} f_{yh} / f_{ck})$ )로 일반화할 수 있었다. 최대내력과 최대내력의 80%에서 단순화된 압축측 콘크리트 변형률 모델( $\epsilon_{ccu}'$ ,  $\epsilon_{ccu}$ )은 다음과 같다.

$$\epsilon_{ccu}' = 0.0105 [\epsilon_{co} + (1/\omega_h)]^{-0.45} \geq 0.003 \quad (48)$$

$$\epsilon_{ccu} = 387 [(1 + \psi_1)^2 / \epsilon_{ccu}']^{-1.6} \geq \epsilon_{ccu}' \quad (49)$$

최대내력, 최대내력의 80%에서의 곡률은 식 (28)과

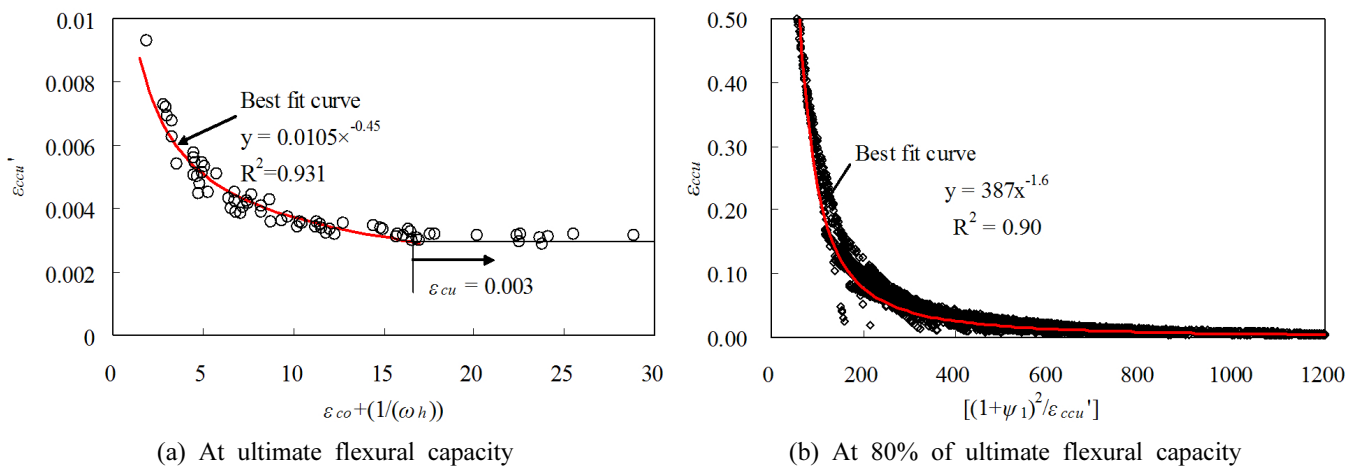


Fig. 5 Formulation of concrete strain at the extreme compression fiber

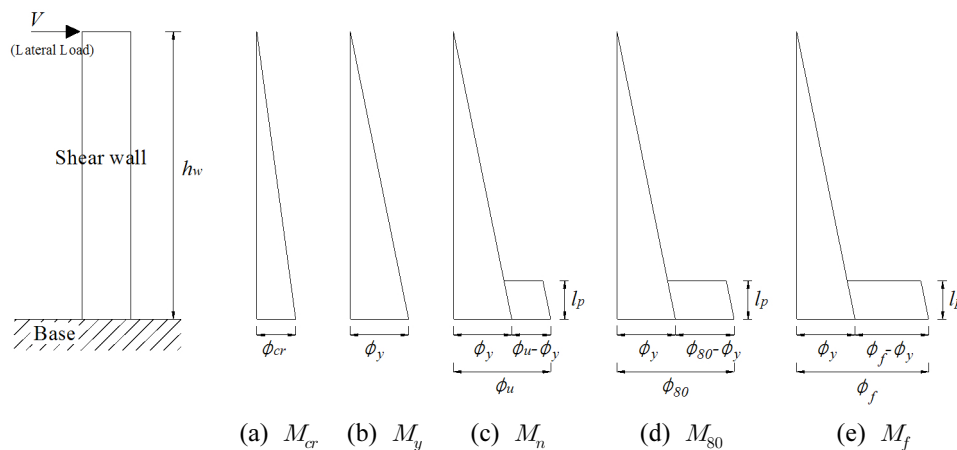


Fig. 6 Idealization for curvature distribution along shear wall height



(34), 그리고 식 (48)와 (49)의 단순화된 변형률 모델을 적용하여 손쉽게 계산할 수 있다. 또한 연성은 최대내력의 80%와 식 (22)의 인장철근 항복시의 곡률을 이용하여 횡보강근체적비수( $w_h$ )에 따른 곡률연성비( $\phi_{80}/\phi_y$ )로 산정할 수 있다.

### 5. 횡하중-횡변위관계

전단벽의 횡하중은 식 (43)~(47)의 휨강도 모델을 하중작용점까지의 높이( $h_w$ )로 나눔으로써 산정할 수 있으며, 변위는 가정된 곡률 분포로부터 계산될 수 있다. 벽체 높이에 따른 곡률의 분포는 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 이상화하였다. 곡률은 인장철근 항복이전까지 선형분포되며, 최대내력, 최대내력 80% 및 인장철근 파단시에 위험단면의 소성힌지구간( $l_p$ )에 집중되는 것으로 가정하였다. 이상화된 곡률 분포로부터 계산된 하중작용점에서의 횡변위( $\Delta$ )는 모멘트 면적법으로부터 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$\Delta_{cr} = \phi_{cr} h_w^2 (1/3) \tag{50}$$

$$\Delta_y = \phi_y h_w^2 (1/3) \tag{51}$$

$$\Delta_u = \phi_y h_w^2 (1/3) + (\phi_u - \phi_y) l_p (h_w - 0.5l_p) \tag{52}$$

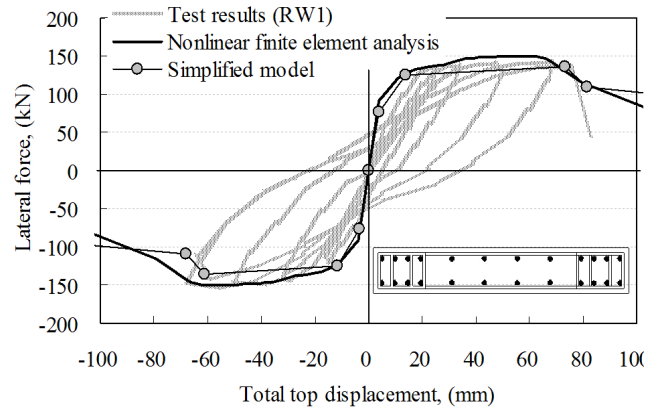
$$\Delta_{80} = \phi_y h_w^2 (1/3) + (\phi_{80} - \phi_y) l_p (h_w - 0.5l_p) \tag{53}$$

$$\Delta_f = \phi_y h_w^2 (1/3) + (\phi_f - \phi_y) l_p (h_w - 0.5l_p) \tag{54}$$

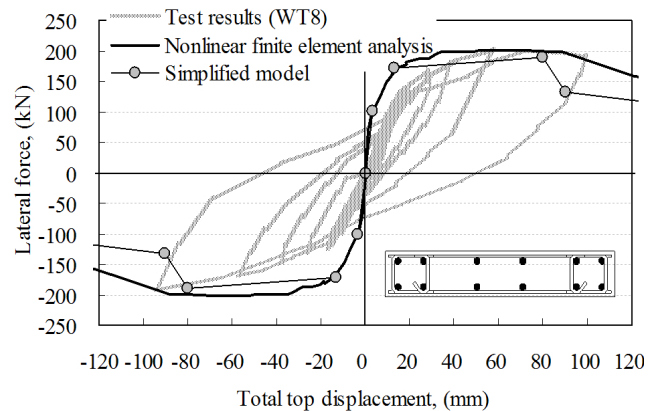
여기서,  $\Delta_{cr}$ ,  $\Delta_y$ ,  $\Delta_u$ ,  $\Delta_{80}$  및  $\Delta_f$ 는 각각 최초 휨 균열발생, 인장철근 항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 인장철근 파단시점의 횡변위를 나타낸다. 소성힌지길이( $l_p$ )는 실험 결과에 근거하여 다양하게 제시되고 있다.<sup>15-17)</sup> Sawyer<sup>15)</sup>는 등가소성힌지 길이의 기본방정식을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$l_p = \alpha d + \beta z \tag{55}$$

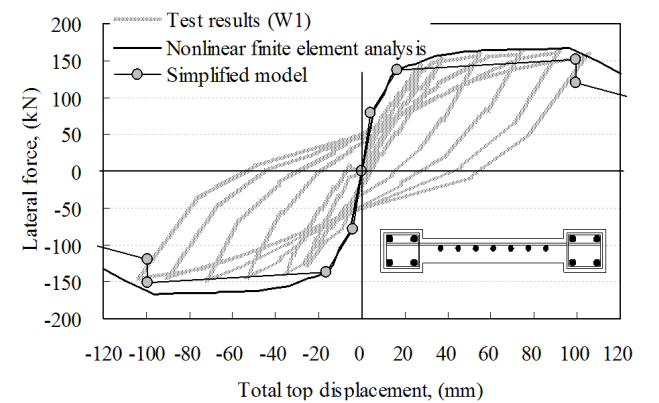
여기서,  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 실험값 상수를,  $d$ 는 유효깊이를,  $z$ 는 위험단면에서 변곡점까지의 거리를 나타낸다. Sawyer<sup>15)</sup>는 보에서의 실험 결과를 기반으로  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 각각 0.25와 0.075로 제시하고 있다. 또한, Mattock<sup>16)</sup>은 일반보 및 깊은보의 다양한 실험 결과들을 기반으로  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 각각 0.5와 0.05로 제시하였다. 하지만, 이들 소성힌지길이 모델은 단면에서 주로 휨만을 받는 보에서의 실험 결과를 기반으로 있기 때문에, 축력과 휨을 동시에 받는 전단벽의 소성힌지길이를 예측하는데에 정확하지 않다.<sup>17)</sup> 이에 따라 전단벽의 등가소성힌지구간( $l_p$ )은 축력비를 고려할 수 있는 다음의 Bohl and Adebbar<sup>17)</sup>의 모델을 이용하였다.



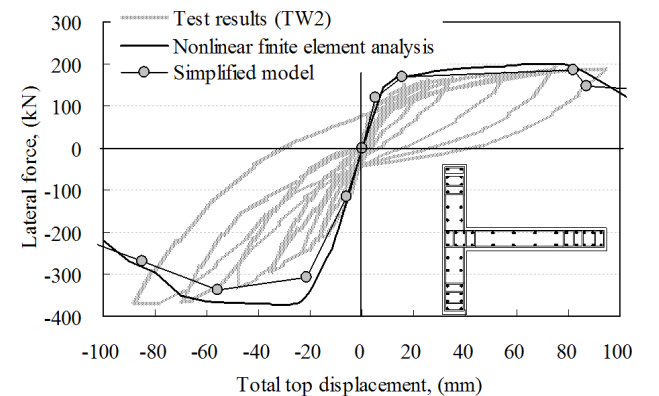
(a) Rectangular section (Thomsen and Wallace<sup>9)</sup>)



(b) Rectangular section (Kim<sup>10)</sup>)



(c) Barbell shaped section (Ali and Wight<sup>8)</sup>)



(d) T-shaped section (Thomsen and Wallace<sup>9)</sup>)

Fig. 7 Comparison of predictions and measured lateral load-displacement relationship of shear walls

$$l_p = (0.2l_w + 0.05z)(1 - 1.5N_u/A_g f_{ck}) \leq 0.8l_w \quad (56)$$

여기서,  $A_g$ 는 전단벽의 전체 단면적을 나타낸다.

## 6. 예측모델과 실험 결과의 비교

제시된 횡하중-횡변위 모델은 Fig. 7에 나타낸바와 같이 형상비가 2.3이상인 휨 지배된 Ali and Wight,<sup>8)</sup> Thomsen and Wallace<sup>9)</sup> 및 김록배<sup>10)</sup> 실험 결과와 비교하였다. 또한 Yang<sup>11)</sup>에 의해 제시된 비선형 유한요소 해석 결과도 함께 비교하여 나타내었다. 비교된 실험 결과는 직사각형, 바벨형 및 T형 단면으로 압축강도( $f_{ck}$ )가 27~41.7 MPa, 축력비( $N_u/f_{ck}A_g$ )가 0.075~0.1, 경계요소 내 압축철근비( $\rho_s'$ ) 및 인장철근비( $\rho_s$ )가 0.015~0.03, 횡보강근체적비( $\rho_{hv}$ )가 0.01~0.017, 수직철근비( $\rho_v$ ) 및 수평철근비( $\rho_h$ )가 0.003~0.0045이다. 비교 결과, 직사각형 및 바벨형 단면에서 제시된 모델은 실험 결과의 최대내력을 약 6% 낮게 예측하고 있지만, 전체적인 휨 거동은 비선형 유한요소 해석과 유사하게 매우 잘 예측하였다. T형 단면에서 제시된 모델은 정방향의 휨 거동을 매우 잘 예측한 반면, 부방향의 내력에 따른 변위를 매우 작게 예측하였다. 이는 부 방향에서 압축존의 경계요소가 세균데이지만, ACI 318-11<sup>2)</sup>에서 규정하고 있는 유효플랜지 폭 내부에 있는 경계요소에서만 구속효과를 고려하였기 때문이다. 이와 같이 제시된 모델은 복잡한 경계요소를 갖는 T형을 제외한 나머지 단면에서, 비선형 유한요소해석과 유사하게 실험 결과의 휨 거동을 잘 예측하고 있으며, 특히, 최대내력과 최대내력 이후에서의 연성을 잘 평가하고 있다. 결과적으로 제시된 모델은 전단벽의 횡하중-횡변위 관계를 단순하게 예측할 수 있어 횡 보강근 배근량에 따른 소요연성을 쉽게 평가할 수 있다.

## 7. 결 론

이 연구에서는 철근콘크리트 전단벽 단면의 모멘트-곡률관계를 정립하고 그로부터 단순화된 횡하중-횡변위 관계를 제시하였다. 연성을 평가하기 위한 최대내력 이후의 거동은 콘크리트의 구속효과 및 압축연단 변형률을 고려하기 위해서 Razvi and Saatcioglu<sup>7)</sup>의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용하였다. 특히, 최대내력의 80%에서 모멘트는 콘크리트 응력의 감소효과를 반영하기 위해서 콘크리트 응력의 감소계수( $\psi_1$ )를, 곡률산정을 위한 압축측 콘크리트 변형률은 횡보강근 체적비의 개념을 도입하였다. 단면에서 힘의 평형조건과 변형적합조건을 이용하여 유도된 모멘트 식은 변수연구를 통하여 인장철근 지수, 수직철근 지수 및 축력지수의 함수로 단순화하였다. 또한 곡률분포는 모멘트 면적법을 이용하여 횡변위로 환산하였다. 제시된 횡하중-횡변위 관계는 휨 거동이 지배된 직사각형, 바벨형 및 T형 단면의 전단벽

실험 결과 및 비선형 유한요소 해석 결과와 비교하였다. 비교결과, 제시된 모델은 실험결과 보다 최대내력을 약 6% 낮게 예측하지만, 비선형 유한요소해석과 유사하게 초기 강성 및 최대내력 이후의 거동을 잘 예측하였다. 이에 따라 제시된 모델은 단면상세에 따른 전단벽의 휨 거동과 횡보강근 방법에 따른 소요연성을 손쉽게 평가할 수 있다.

## 감사의 글

이 연구는 2011년도 지식경제부 및 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국에너지기술평가원(KETEP) 및 한국 연구재단의 지원과 2012학년도 경기대학교 대학원 연구원장 학생 장학금 지원에 의해 수행한 연구이다(No. 2011T1002 00161, No. 2011-0028983).

## References

1. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1933, 769 pp.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2011, 503 pp.
3. European Standard EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2 : Design of Concrete Structures*, British Standard, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
4. Wallace, J. W. and Thomsen IV, J. H., "Seismic Design of RC Structural Walls. Part II: Application," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 1, 1995, pp. 88-101.
5. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1992, 768 pp.
6. Kang, S. M. and Park, H. G., "Ductility Confinement of RC Rectangular Shear Wall," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 14, No. 4, 2002, pp. 530-539.
7. Razvi, S. and Saatcioglu, M., "Confinement Model for High-Strength Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 3, 1999, pp. 281-289.
8. Ali, A. and Wight, J. K., "RC Structural Walls with Staggered Door Openings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 5, 1991, pp. 1514-1531.
9. Thomsen, IV, J. H. and Wallace, J. H., "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 4, 2004, pp. 618-630.
10. Kim, L. B., "Seismic Performance of Free-Edge Wall-Ends with Interlocking Spiral Reinforcement," M. S. Thesis, Department of Architecture, Seoul National University, South Korea, 2001, 88 pp.
11. Yang, K. H., "Development of Performance-Based Design

Guideline for High-Density Concrete Walls,” Technical Report (2nd. year), Kyonggi University, 2013, 115 pp.

12. Cardenas, A. E. and Magura, D. D., “Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Section,” *ACI Special Publication*, Vol. 36, 1972, pp. 119-150.
13. Kang, S. M. and Park, H. G., “Moment-Curvature Relationship of Structural Walls with Confined Boundary Element,” *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 15, No. 2, 2003, pp. 323-334.
14. Yang, K. H., Mun, J. H., and Kim, G. H., “Complete Stress-Strain Model of Unconfined Concrete Generalized by Compressive Strength and Unit Weight,” *ACI Material Journal*, Accepted, 2013.
15. Sawyer, H. A., “Design of Concrete Frames for Two Failure Stages,” *Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, MI, 1964, pp. 405-431.
16. Mattock, A. H., “Discussion of 'Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams' by W. G. Corley,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST2, 1967, pp. 519-522.
17. Bohl, A. and Adebar, P., “Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 2, 2011, pp. 148-157.

---

**요 약** 이 연구에서는 철근콘크리트 전단벽의 횡하중 거동과 연성을 합리적으로 평가하기 위해서 모멘트-곡률관계를 정립하고 이로부터 단순화된 횡하중-횡변위관계를 제시하였다. 최초 휨 균열, 인장철근 항복, 최대내력, 최대내력의 80% 및 인장철근 파단시점에서 모멘트와 곡률은 힘의 평형조건과 변형적합조건으로부터 정립되었다. 최대내력 이후의 곡률평가를 위한 압축축 연단 콘크리트 변형률은 Razvi and Saatcioglu의 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 이용하여 최대응력의 감소계수와 횡보강 근 체적지수의 함수로 제시하였다. 모멘트 평가모델은 변수연구를 통하여 인장철근지수, 수직철근지수 및 축력지수의 함수로 일반화하였다. 횡변위는 전단벽의 높이에 따라 분포된 이상화된 곡률로부터 모멘트 면적법을 이용하여 환산하였다. 제시된 횡하중-횡변위관계는 기존 실험 결과와 잘 일치하였으며, 특히 최대내력 이후의 거동을 잘 평가하였다.

**핵심용어** : 전단벽, 횡하중-횡변위 관계, 휨 내력, 연성