휨 항복형 철근콘크리트 전단벽의 등가소성힌지길이 모델

Equivalent Plastic Hinge Length Model for Flexure-Governed RC Shear Walls

문 주 현^{1)*} 양 근 혁²⁾
Ju-Hyun Mun Keun-Hyeok Yang

Abstract

The present study proposes a simple equation to straightforwardly determine the potential plastic hinge length in boundary element of reinforced concrete shear walls. From the idealized curvature distribution along the shear wall length, a basic formula was derived as a function of yielding moment, maximum moment, and additional moment owing to diagonal tensile crack. Yielding moment and maximum moment capacities of shear wall were calculated on the basis of compatibility of strain and equilibrium equation of internal forces. The development of a diagonal tensile crack at web was examined from the shear transfer capacity of concrete specified in ACI 318-11 provision and then the additional moment was calculated using the truss mechanism along the crack proposed by Park and Paulay. The moment capacities were simplified from an extensive parametric study; as a result, the equivalent plastic hinge length of shear walls could be formulated using indices of longitudinal tensile reinforcement at the boundary element, vertical reinforcement at web, and applied axial load. The proposed equation predicted accurately the measured plastic hinge length, providing that the mean and standard deviation of ratios between predictions and experiments are 1.019 and 0.102, respectively.

Keywords : Equivalent plastic hinge length, Shear wall, Moment capacity, Curvature

1. 서 론

철근콘크리트 전단벽은 일반적으로 풍하중 및 지진하중에 대하여 내력과 함께 휨 연성의 확보를 필요로 한다 (Park and Paulay, 1975). 전단벽의 휨 연성을 확보하기 위해서 ACI 318-11 (2011)과 EC 8 (2004) 설계기준은 소요변위 및 연성에 따른 단부의 경계요소영역과 경계요소영역의 잠재소성힌지길이 구간에서 횡보강근 배근상세를 규정하고 있다. 설계기준에 따른 소요연성설계를 위해서는 우선 연성에 대한 정확한 평가가 필요하지만 외부에서 작용되는 하중상태와 설계된 단면 상세에 따라서 비탄성 영역의 분포가 달라지기 때문에 그 성능을 정확히 평가하기 어렵다 (Kang and Park, 2002; Yang, 2013). 특히 철근콘크리트 전단벽에서 연성평가를 위한 잠재소성힌지길이의 관련기초자료들은 매우 부족

하기 때문에 아직도 그 적합성에 대해 논란의 여지가 많다.

소성힌지길이에 대한 기존연구는 대부분 보 및 기둥의 실험 결과에 기반하여 제시되고 있다 (Mattock, 1967; Panagiotakos and Fardis, 2001; Paulay and Priestley, 1992; Sawyer, 1964). 일반적으로 전단벽은 축력비가 0.2 이하이며 경계요소에서의 휨철근 및 횡보강근과 함께 웨브에서 전단철근이 동시에 배근된다. 작용축력 및 경계요소와 웨브에서의 철근량은 부재의 연성감소에 중요한 영향을 미친다 (Bohl and Adebar, 2011; Yang, 2013). 뿐만 아니라 웨브에서의 사인장균열에 의한 모멘트와 곡률의 증가는 부재의 연성에 심각한 영향을 미치는데, 이 증가 값은 보에 비해 전단벽에서 더 크다 (Park and Paulay, 1975; Yang, 2013). 따라서 철근콘크리트 전단벽의 연성설계를 위한 소성힌지길이는 작용축력, 철근량 및 사인장 균열의 영향을 고려하여 안전측에서 평가되어야만

1) 정회원, 경기대학교 일반대학원 건축공학과, 박사과정, 교신저자
2) 정회원, 경기대학교 플랜트·건축공학과, 교수

* Corresponding author : munjh@kgu.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2014년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 2014년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

한다.

본 연구의 목적은 경계요소를 갖는 철근콘크리트 전단벽의 연성평가와 횡보강근 설계를 위한 잠재소성힌지영역을 합리적으로 평가할 수 있는 단순모델을 제시하는데 있다. 등가소성힌지길이에 대한 기본식은 이상화된 곡률 분포로부터 항복모멘트, 최대모멘트 및 사인장균열에 의한 부가모멘트의 함수로 유도되었다. 항복모멘트와 최대모멘트는 이상화된 전단벽 단면에서 변형을 적합조건 및 힘의 평형조건으로부터 산정되었다. 웨브에서의 사인장균열에 의한 부가모멘트는 Park and Paulay (1975)에 의해 제시된 트러스 기구를 이용하여 산정하였다. 이들 모멘트식들은 다양한 변수연구를 통하여 단순화하였다. 변수연구에서는 기존 연구자들의 실험결과 (Panagiotakos and Fardis, 2001; Paulay and Priestley, 1993) 및 비선형유한요소해석결과 (Bohl and Adebar, 2011; Yang, 2013)를 기반으로 등가소성힌지길이에 주요하게 영향을 미칠 수 있는 변수들을 고려하였다. 단순화된 모멘트식들로부터 전단벽의 등가소성힌지 길이는 경계요소에서의 주철근 지수와 웨브에서의 수직철근지수 및 축력지수의 함수로 제시되었다.

2. 등가소성힌지길이 모델

2.1 기본 방정식의 유도

일반적으로 횡하중을 받는 철근콘크리트 전단벽은 힘에 의해 지배될 경우 위험단면 근처에서 소성힌지가 형성되며 그 소성힌지에 비탄성 변형이 집중된다. 이로부터 철근 콘크

리트 전단벽의 최대내력에서의 곡률분포는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 항복곡률 시점에서 급격히 변화되는 이선형분포로 이상화될 수 있다 (Bohl and Adebar, 2011; Chan, 1955; Park and Paulay, 1975; Sawyer, 1964). 비탄성 영역에서의 면적은 등가소성힌지길이 구간의 면적과 같다는 가정하에 등가소성힌지길이 (l_p)를 다음과 같이 나타낼 수 있다 (Fig. 1(a)).

$$l_p = 0.5l_p^* \quad (1)$$

여기서, l_p^* 는 비탄성곡률의 시작점에서 위험단면까지의 거리, 즉 소성힌지길이이다. 복부내에서 사인장균열 발생 후, 형성된 내부 힘들에 의한 트러스 기구는 모멘트를 증가시키며, 이는 최대내력 시 비탄성 곡률분포에 영향을 미친다 (Fig. 1(b)). 따라서 등가소성힌지길이는 힘에 의한 소성힌지길이 ($l_{p(flexure)}^*$)와 사인장균열에 의한 소성힌지길이 ($l_{p(shear)}^*$)의 합으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$l_p = 0.5l_{p(flexure)}^* + l_{p(shear)}^* \quad (2)$$

힘에 의한 항복곡률 시점은 주철근의 항복시점과 동일하므로 $l_{p(flexure)}^*$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$l_{p(flexure)}^* = z \left(1 - \left(\frac{M_y}{M_u} \right) \right) \quad (3)$$

Fig. 1 Distribution of moment and curvature along the shear wall length at ultimate capacity

여기서, z 는 기초에서 하중점이 작용되는 점까지의 거리를, M_y 와 M_u 는 각각 전단벽의 항복모멘트와 최대모멘트를 나타낸다. 사인장균열에 의한 소성힌지길이 ($l_{p(shear)}^*$)는 Fig. 1(b)에 나타낸바와 같이 선형적으로 분포된 모멘트로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$l_{p(shear)}^* = z \left(\frac{\Delta M_{shear}}{M_u} \right) \quad (4)$$

여기서, ΔM_{shear} 는 사인장균열에 의한 부가모멘트를 나타낸다. 이에 따라 식 (2)~(4)로부터 등가소성힌지길이는 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$l_p = 0.5 \left[z \left(1 - \frac{M_y}{M_u} + 2 \frac{\Delta M_{shear}}{M_u} \right) \right] \quad (5)$$

식 (5)로부터 등가소성힌지길이는 항복모멘트와 최대모멘트 비에 의해 중요한 영향과 함께, 사인장균열이 발생할 경우 부가모멘트와 최대모멘트 비만큼 증가할 수 있다. 경계요소 및 웹내에 배근되는 주철근 및 수직철근과 횡보강근에 의한 콘크리트의 구속효과로 인해서 전단벽의 M_y 와 M_u 에 대한 계산은 일반적으로 매우 어렵고 복잡하다 (Yang, 2013). 따라서 전단벽의 M_y 와 M_u 는 이상화된 단면으로부터 유도된 Yang (2013)의 모멘트 모델식을 이용하였다. 중립축깊이가 전단벽 웹내에 존재할 때의 항복 및 최대모멘트 모델식은 다음과 같다.

$$\frac{M_y}{f_{ck} b_w d_w} = \left(\omega_s (d_w - c_y) + \omega_p (0.5 l_w - c_y) + \frac{1}{(d_w - c_y)} \left[\omega_s' (c_y - d') + \omega_v \left\{ \frac{1/3 ((c_y - l_c)^3 + (l_w - c_y - l_c)^3)}{l_w - 2l_c} \right\} + \left(\frac{f_y}{n d_w f_{ck}} \right) \left\{ 1/3 c_y^2 + \frac{b_w l_c (2c_y - l_c) (c_y - X_2)}{b_w} \right\} \right] \right) \quad (6. a)$$

$$\frac{M_u}{f_{ck} b_w d_w} = f_{cc}' l_c (b_w + 2b_o) (c_n - 0.5 l_c) + \left[\frac{0.85 \beta_1}{d_w} (c_n - l_c) (c_n - 0.5 \beta_1 (c_n - l_c)) + \omega_s' (c_n - d') + \omega_v (d_w - c_n) + 0.5 \omega_v \left\{ \frac{(c_n - l_c)^2 + (l_w - c_n - l_c)^2}{(l_w - 2l_c)^2} \right\} + \omega_p (0.5 l_w - c_n) \right] \quad (6. b)$$

여기서, $\omega_s = \frac{A_s f_y}{f_{ck} b_w d_w}$, $\omega_s' = \frac{A_s' f_y}{f_{ck} b_w d_w}$, $\omega_v = \frac{A_v f_y}{f_{ck} b_w d_w}$ 와

$\omega_p = \frac{N_u}{f_{ck} b_w d_w}$ 는 각각 주철근지수, 압축철근지수, 수직철근지수 및 축력지수를, A_s , A_s' 및 A_v 는 각각 인장측 경계요소내 주철근, 압축측 압축철근 및 복부내 수직철근의 단면적을, f_{cc}' 는 구속된 콘크리트의 최대응력을, β_1 은 ACI 318-11에서 제시하고 있는 등가응력블록계수를, d' 와 d_w 는 각각 압축측과 인장측 철근의 깊이를, b_w 와 b_o 는 각각 전단벽의 두께와 두께를 초과하는 폭의 길이를, c_y 와 c_n 은 각각 항복모멘트와 최대모멘트에서의 중립축깊이를, l_c 는 경계요소구간의 길이를, $n (= E_s / E_c)$ 는 탄성계수비를, $E_c (= 4700 \sqrt{f_{ck}})$ (ACI 318-11, 2011)와 $E_s (= 200000 \text{ MPa})$ 는 각각 콘크리트와 철근의 탄성계수를 나타낸다. X_2 는 압축측 연단에서 경계요소내 b_o 에 대한 콘크리트 응력 중심까지의 거리로서 다음과 같다.

$$X_2 = \frac{(2/3) l_c (-2d_w + 3c_y)}{-2d_w + 4c_y - l_c} \quad (7)$$

한편, 중립축깊이가 전단벽 경계요소내에 존재할 때의 모멘트 모델식은 다음과 같다.

$$\frac{M_y}{f_{ck} b_w d_w} = \left(\omega_s (l_w - c_y - l_c) + \omega_p (0.5 l_w - c_y) + \omega_v \left\{ (0.5 n E_c (l_w - 2c_y) (X_2 + l_c - c_y) / f_y \right\} + \frac{1}{(d_w - c_y)} \left[\omega_s' (c_y - d')^2 + \omega_v \left\{ \frac{1/3 c_y^2 (b_w + 2b_o) f_y}{n f_{ck} b_w d_w} \right\} \right] \right) \quad (8. a)$$

$$\frac{M_u}{f_{ck} b_w d_w} = 0.5 f_{cc}' c_n^2 (b_w + 2b_o) + \left[\omega_s' (c_n - d') + \omega_s (d_w - c_n) + \omega_v (l_w - l_c - c_n) + \omega_p (0.5 l_w - c_n) \right] \quad (8. b)$$

이와 같이 l_p 를 산정하기 위한 M_y 와 M_u 는 Yang (2013)에 의해 제시된 식 (6)~(8)을 이용하여 횡보강근에 의한 경계요소내 단부콘크리트 구속효과를 고려할 수 있다.

ΔM_{shear} 는 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 Park and Paulay (1975)의 트러스 기구에 의해 산정하였다. 전달철근에 의해 전달되는 수직 전단력 (V_s)과 간격 (s)은 다음과 같이 산정할 수 있다 (Fig. 2(a)).

$$V_s = C_c \sin \alpha = T_s \sin \beta \quad (9. a)$$

$$s = jd (\cot \alpha + \cot \beta) \quad (9. b)$$

(a) With web reinforcing bar (b) Without web reinforcing bar

Fig. 2 Shear failure mechanism in a shear wall

여기서, C_c 는 경사스트럿에 의한 콘크리트 압축력을, T_s 는 전단철근에 의한 인장력을, α 와 β 는 각각 경사 스트럿과 전단철근의 각도를, jd ($\approx 0.9(0.8l_w)$)는 단면 내부의 압축력과 인장력 사이의 거리를 나타낸다. 압축력 (C)에 대한 모멘트는 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$M_A = M_B + V_s(0.72l_w)\cot\alpha = T(0.72l_w) + T_s\sin\beta(0.5s) \quad (10)$$

여기서, M_A 와 M_B 는 각각 단면 $A-A'$ 와 $B-B'$ 에서의 모멘트를 나타낸다. 식 (9)와 (10)으로부터 인장력 (T)은 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$T = \frac{M_B}{0.72l_w} + 0.5 V_s(\cot\alpha + \cot\beta) \quad (11)$$

전단철근이 없는 전단벽의 모멘트는 Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 콘크리트가 분담하는 전단력 (V_c)과 인장력 (T')으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M'_A = M'_B + V_c(0.72l_w)\cot\alpha = T'(0.72l_w) \quad (12)$$

여기서, M'_A 와 M'_B 는 전단철근이 없는 전단벽에서 각각 $A-A'$ 와 $B-B'$ 의 단면에서의 모멘트를 나타낸다. 식 (11)은 식 (12)와의 조합으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_u = V_c + V_s \quad (13. a)$$

$$M_u = M_B + M'_B \quad (13. b)$$

$$T_u = T + T' \quad (13. c)$$

여기서, V_u 와 T_u 는 각각 단면에서 분담할 수 있는 총 전단력 및 인장력을 나타낸다. 식 (10)~(13)으로부터 인장철근에 의해 분담되는 총 인장력은 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$T_u = (M_u + \Delta M_{shear}) / (0.72l_w) \quad (14. a)$$

$$\Delta M_{shear} = V_u \left(\cot\alpha - 0.5 \left(\frac{V_u - V_c}{V_u} \right) (\cot\alpha + \cot\beta) \right) jd \geq 0 \quad (14. b)$$

여기서, V_u ($= M_u/z$)는 각각 식 (6. b) 또는 식 (8. b)에 나타난 최대모멘트로부터 환산되며, 전단벽의 복부에서 사인장균열 발생여부를 판단하기 위한 V_c 는 ACI 318-11 (2011)의 모델을 이용하였다.

$$V_c = \min \left(0.28 \sqrt{f_{ck}} b_w d + \frac{N_u d}{4l_w}, \left[0.05 \sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w (0.1 \sqrt{f_{ck}} + 0.2 (N_u / (l_w b_w)))}{M_u / V_u - 0.5 l_w} \right] b_w d \right) \quad (15)$$

여기서, d ($= 0.8l_w$)는 유효깊이를, A_{cv} ($= b_w l_w$)는 유효단면적을, α_c 는 형상비 (h_w/l_w)계수를 나타내는데, $h_w/l_w \leq 1.5$ 와 $h_w/l_w > 2.0$ 일 때 각각 0.25와 0.17이다. 전단벽의 전단철근이 수평으로 배근되고 ($\alpha = 45^\circ$, $\beta = 0^\circ$), 하중점이 자유단에서 작용한다고 가정하면 ($z = h_w$), 식 (14. b)는 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\Delta M_{shear} = 0.36 (V_u + V_c) l_w \quad (16)$$

따라서 일반적인 전단철근 상세를 갖는 전단벽에서 복부 내 사인장균열이 발생하면, 식 (16)로부터 부가모멘트를 산정할 수 있다.

2.2 모델의 단순화

등가소성힌지길이는 식 (6)~(8), (15) 및 (16)으로부터 산정할 수 있다. 하지만, 이들 내력식들은 다양한 변수들을 포

함하고 있을 뿐만 아니라 단면내의 중립축 깊이 위치에 따라서 적용되는 내력식이 달라지기 때문에 계산이 매우 복잡하다. 이에 따라 소성힌지길이 평가를 쉽게 하기 위해서 철근 콘크리트 전단벽의 M_y , M_u 및 ΔM_{shear} 식들을 단순화하는 변수연구를 수행하였다. 변수연구에서는 기존 연구자들의 실험결과 (Panagiotakos and Fardis, 2001; Paulay and Priestley, 1993) 및 비선형유한요소해석결과 (Bohl and Adebar, 2011; Yang, 2013)를 기반으로 등가소성힌지길이에 주요하게 영향을 미칠 수 있는 변수들을 고려하였다. 고려된 변수들의 범위는 다음과 같다. 압축강도 (f_{ck})는 20~100 MPa, 철근의 항복강도 (f_y)는 400~600 MPa, 경계요소내 주철근지수 (ω_s)는 0.006~0.668, 웨브내의 수직철근지수 (ω_v)는 0.01~0.21, 벽체길이 대비 경계요소길이비 (l_c/l_w)는 0.1~0.3, 벽체길이 (l_w)는 1,000~6,000 mm, 형상비 (h_w/l_w)는 2.5~7, 축력비수 (ω_p)는 0~0.21이다. 식 (6), (8) 및 (14. b)에 의해서 M_y , M_u 및 ΔM_{shear} 식들은 대부분 ω_s , ω_v 및 ω_p 의 함수에 의해 결정된다. 이들 변수들의 영향을 조합하여 회귀분석하면, Fig. 3(a)와 (b)에 나타난 바와 같이 M_y 와 M_u 는 다음과 같이 일반화할 수 있었다.

$$M_y/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.87\lambda^{1.1}] \quad (17)$$

$$M_u/f_{ck}b_w d_w^2 = [0.96\lambda] \quad (18)$$

$$\lambda = \omega_s + \omega_v^{1.3} + \omega_p^{1.4} \quad (19)$$

부가모멘트 (ΔM_{shear})는 ω_s , ω_v 및 ω_p 와 함께 전단벽 높이 대비 길이비 (l_w/h_w)로 다음과 같이 일반화 할 수 있었다 (Fig. 3(c)).

$$\Delta M_{shear}/f_{ck}b_w d_w^2 = \left[0.183\lambda^{0.85} \left(\frac{l_w}{h_w} \right) \right] \quad (20)$$

식 (17)~(20)과 하중점이 자유단에 작용한다는 가정으로부터 식 (5)는 최종적으로 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$l_p = 0.5h_w(1 - 0.91\lambda^{0.1} + \eta_{shear}) \quad (21. a)$$

$$\eta_{shear} = 0 \text{ for } V_u \leq V_c \quad (21. b)$$

(a) Yielding moment

(b) Maximum moment

(c) Additional moment due to diagonal tensile crack

Fig. 3 Simplification of moment equations using parametric study

$$\eta_{shear} = 0.388\lambda^{-0.15} \left(\frac{l_w}{h_w} \right) \text{ for } V_u > V_c \quad (21. c)$$

여기서, η_{shear} 는 $\Delta M_{shear}/M_u$ 를, V_u 은 식 (18)에 의해 환산된 위험단면 ($d = 0.8l_w$)에서의 외부전단력을 나타낸다.

3. 제안모델과 실험결과와의 비교

등가소성힌지의 단순모델은 기존 연구자들의 모델 (Bohl and Adebar, 2011; Panagiotakos and Fardis, 2001; Paulay and Priestley, 1993)과 함께 전단벽의 실험결과 (Adebar et al., 2007; Oesterle et al., 1976, 1979; Shiu et al., 1981)와 비교하였다 (Fig. 4). 비교된 실험결과 (Adebar et al., 2007; Oesterle et al., 1976, 1979; Shiu et al., 1981)는 형상비 (h_w/l_w)가 2.5 이상인 전단벽으로 단면이 직사각형, 바벨형 및 플랜지형, 경계요소길이비 (l_c/l_w)가 0.053~0.16, 압축강도 (f_{ck})가 23.3~53 MPa, 경계요소내 압축철근지수 (ω_s') 및 주철근지수 (ω_s)가 0.023~0.358, 수직철근지수 (ω_v)가 0.018~0.040, 축력지수 (ω_p)가 0~0.15, 수평철근비 (ρ_h)가 0.0031~0.014, 횡보강체적비 (ρ_{hv})가 0.03~0.058이다. Table 1에는 등가소성힌지길이의 실험결과에 대한 제안모델값의

비 ($l_{p(Exp)}/l_{p(Pre)}$)들의 평균 (γ_m), 표준편차 (γ_s) 및 변동계수 (γ_c)를 나타내었다. Paulay and Priestley (1993)와 Panagiotakos and Fardis (2001)의 제안모델은 γ_m 이 각각 1.875와 1.674로서 실험결과를 과소평가하는 경향을 보였는데, ω_p 가 0에서 0.15로 증가할 때, $l_{p(Exp)}/l_{p(Pre)}$ 은 각각 약 2.3에서 1.5로, 2.0에서 1.0으로 급격히 감소하였다 (Fig. 4(a), (b)). 이는 이들 모델이 사인장균열에 의한 부가모멘트와 축력의 영향을 고려하지 않기 때문이다 (Table 1). Bohl and Adebar (2011)의 제안모델도 γ_m 이 1.907로서 실험결과를 과소평가하는 경향을 보였으며, $l_{p(Exp)}/l_{p(Pre)}$ 는 ω_s 와 ω_v 가 증가함에 따라 다소 감소하였다 (Fig. 4(c)). 이는 Bohl and Adebar (2011) 제안모델이 축력비의 함수를 고려하고 있지만, 등가소성힌지길이에 대해서 사인장균열에 의한 부가모멘트와 주철근 및 수직철근의 영향을 반영하지 않기 때문이다 (Table 1). 반면, 본 연구에서 제시된 모델은 γ_m , γ_s

(a) Paulay and Priestley (1993)

(b) Panagiotakos and Fardis (2001)

(c) Bohl and Adebar (2011)

(d) This study

Fig. 4 Comparisons of predicted equivalent plastic hinge length with experimental results

Table 1 Comparison of test results and predictions

Researcher	Specimen	f_{ck} (MPa)	ω_s	ω_v	ω_p	$l_p(Exp)/l_p(Prc)$			
						Paulay and Priestley (1993)	Panagiotakos and Fardis (2001)	Bohl and Adebar (2011)	This study
Oesterie et al. (1976)	R2	46.5	0.034	0.017	0	2.358	2.181	2.244	0.995
	B3	47.3	0.051	0.018	0	2.261	2.091	2.151	1.019
	B4	45.0	0.054	0.020	0	2.352	2.175	2.238	1.071
	B5	45.3	0.174	0.020	0	2.005	1.858	1.908	1.154
Oesterie et al. (1979)	B6	21.8	0.358	0.040	0.136	1.464	1.357	1.758	1.077
	B7	49.3	0.164	0.019	0.076	1.612	1.487	1.732	0.949
	B8	42.0	0.189	0.022	0.090	1.526	1.413	1.680	0.935
	B9	44.1	0.181	0.021	0.086	1.545	1.429	1.689	0.935
	B10	45.6	0.094	0.020	0.083	1.881	1.740	2.046	1.005
	F2	45.6	0.198	0.026	0.081	1.698	1.580	1.619	1.048
Shiu et al. (1981)	CI-1	23.3	0.153	0.034	0.010	2.204	1.858	2.125	1.203
Adebar et al. (2007)	—	49.0	0.023	0.018	0.150	1.594	0.923	1.692	0.833
Mean (γ_m)						1.875	1.674	1.907	1.019
Standard deviation (γ_s)						0.346	0.380	0.239	0.102
Coefficient of variation (γ_c)						0.184	0.227	0.126	0.100

및 γ_c 가 각각 1.019, 0.102 및 0.100으로 사인장균열의 발생 여부와 ω_s , ω_v 및 ω_p 에 관계없이 다른 기존 모델들에 비해 실험결과를 잘 예측하였다 (Fig. 4(d)).

4. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 전단벽의 경계요소에서 합리적인 횡보강근 배근구간의 결정을 위해 등가소성힌지길이 모델을 제시하였다. 이상화된 곡률분포와 단면의 모멘트식으로부터 유도된 등가소성힌지길이 모델로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 등가소성힌지길이 산정을 위한 기본방정식은 최대모멘트에 대한 항복모멘트 비의 함수로 유도될 수 있었으며, 특히 사인장균열이 발생할 경우 최대모멘트에 대한 부가모멘트 비의 함수가 추가적으로 고려되었다.
- (2) 사인장균열에 의한 부가모멘트는 Park and Paulay의 트러스 기구에 의해서 최대모멘트에 의해 환산된 전단력과 콘크리트가 분담하는 전단력의 함수로 유도될 수 있었다.
- (3) 단면의 항복 및 최대모멘트와 부가모멘트는 콘크리트 압축강도, 경계요소에서 주철근의 항복강도와 양, 웹에서 수직철근의 항복강도와 양, 그리고 작용축력에

의해 영향을 받았다. 이에 따라 전단벽의 등가소성힌지 길이는 사인장균열 발생 여부에 따라 전단벽의 길이 및 높이, 주철근지수, 수직철근지수 및 축력지수로 단순하게 제시될 수 있었다.

- (4) Paulay and Priestley와 Panagiotakos and Fardis의 등가소성힌지 모델은 실험결과를 과소평가하였는데, 그 과소평가의 정도는 축력지수가 증가함에 따라 급격하게 감소하였다. Bohl and Adebar의 모델도 실험결과를 과소평가하였으며, 주철근 및 수직철근지수가 감소함에 따른 과소평가의 정도는 현저히 증가하였다. 반면 본 제안모델은 실험결과 대비 평균, 표준편차와 변동계수가 각각 1.019, 0.102 및 0.100로서 축력과 철근양 그리고 사인장균열 발생여부와 관계없이 실험결과와 잘 일치하였다.

감사의 글

본 연구는 2011년도 지식경제부 및 정부 (교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원과 2012학년도 경기대학교 대학원 연구원장학생 장학금 지원에 의해 수행한 연구임 (No. 2011-0028983).

References

1. ACI Committee 318 (2011), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 503.
2. Adebar, P., Ibrahim, A. M. M., and Bryson, M. (2007), Test of a High-Rise Core Wall: Effective Stiffness for Seismic Analysis, *ACI Structural Journal*, 104(5), 549-559.
3. Bohl, A., and Adebar, P. (2011), Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls, *ACI Structural Journal*, 108(2), 148-157.
4. Chan, W. W. L. (1955), The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, *Magazine of Concrete Research*, 7(21), 121-132.
5. Kang, S. M., and Park, H. G. (2002), Ductility Confinement of RC Rectangular Shear Wall, *Journal of Korea Concrete Institute*, 14(4), 530-539 (in Korean).
6. Mattock, A. H. (1967), Discussion of 'Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams' by W.G. Corley, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 93(ST2), 519-522.
7. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., Russell, H. G., and Corley, W. G. (1979), Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls-Phase II, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, III., 325.
8. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., and Corley, W. G. (1976), Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, III., 315.
9. Panagiotakos, T. B., and Fardis, M. N. (2001), Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148.
10. Park, R., and Paulay, T. (1975), Reinforced Concrete Structures, Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 769.
11. Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., New York, 768.
12. Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1993), Stability of Ductile Structural Walls, *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392.
13. Paulay, T., and Uzumeri, S. M. (1975), A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls for the Canadian Code, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(4), 592-601.
14. Sawyer, H. A. (1964), Design of Concrete Frames for Two Failure Stages, Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, MI, 408-431.
15. Shiu, K. N., Daniel, J. I., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., and Corley, W. G. (1981), Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Walls With and Without Openings, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, III., 120.
16. Yang, K. H. (2013), Development of Performance-Based Design Guideline for High-Density Concrete Walls, Technical Report (2nd year), Kyonggi University, 115 (in Korean).

Received : 12/17/2013

Revised : 01/14/2014

Accepted : 01/18/2014

요 지

본 연구의 목적은 경계요소를 갖는 철근콘크리트 전단벽의 잠재소성힌지길이를 합리적으로 평가할 수 있는 단순모델의 제시이다. 전단벽의 높이에 따른 이상화된 곡률분포로부터, 기본방정식은 항복모멘트와 최대모멘트 그리고 사인장균열에 의한 부가모멘트의 함수로 일반화되었다. 전단벽의 항복모멘트와 최대모멘트는 변형률 적합조건과 힘의 평형조건을 기반으로 산정하였다. 사인장균열 발생의 여부는 ACI 318-11에서 제시된 콘크리트의 전단력으로부터 검토되었으며, 부가모멘트는 Park and Paulay에 의해 제시된 트러스기구를 이용하여 산정하였다. 이들 모멘트식들은 다양한 변수범위에서 변수연구를 수행하였다. 결과적으로 등가소성힌지길이는 주철근 및 수직철근지수와 축력지수의 함수로 제시될 수 있었다. 제시된 등가소성힌지길이의 모델은 실험결과와의 비교에서 평균 및 표준편차가 각각 1.019와 0.102로 실험결과를 정확하게 예측하였다.

핵심 용어 : 등가소성힌지길이, 전단벽, 모멘트 내력, 곡률