



얇은 두께의 웨브를 갖는 세장한 벽체의 변형 능력 평가

엄태성¹⁾ · 박흥근²⁾ · 김재요^{3)*}

¹⁾대구가톨릭대학교 건축학과 ²⁾서울대학교 건축학과 ³⁾광운대학교 건축공학과

Evaluation of Deformation Capacity of Slender Reinforced Concrete Walls with Thin Web

Tae-Sung Eom,¹⁾ Hong-Gun Park,²⁾ and Jae-Yo Kim^{3)*}

¹⁾Dept. of Architecture, Catholic University of Daegu, Kyeongsan 712-702, Korea

²⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Kwangwoon University, Seoul 139-701, Korea

ABSTRACT In the present study, the deformation capacity of slender shear walls with thin web subject to inelastic deformation after flexural yielding was studied. Web-crushing and rebar-fracture were considered as the governing failure mechanisms of walls. To address the effect of the longitudinal elongation on web-crushing and rebar-fracture, the longitudinal elongation was predicted by using truss model analysis. The failure criteria by web-crushing and rebar-fracture were defined as a function of the longitudinal elongation. The proposed method was applied to 17 shear wall specimens with boundary columns, and the prediction results were compared with the test results. The results showed that proposed method predicted the maximum deformations and failure modes of the wall specimens with reasonable precision.

Keywords : deformability, web crushing, reinforcement fracture, shear wall, reinforced concrete

1. 서 론

지진에 대한 주요한 횡력 저항 구조로서 철근콘크리트 벽체가 널리 사용되고 있다. 지진 발생시 큰 강도와 비탄성변형이 요구되므로, 벽체의 내진 설계시 강도뿐만 아니라 일정한 변형 능력을 확보하여야 한다. 현재 KBC 2005,¹⁾ ACI 318-05²⁾ 등, 현 구조설계기준을 사용하여 휨, 전단 등 강도를 평가할 수 있다. 반면에, 벽체의 변형 능력은 FEMA³⁾ 등의 지침에 의하여 경험적인 방법으로 평가할 수 있으나, 보다 정확한 평가를 위해서는 하중조건, 단면형상, 배근상세 등 다양한 설계변수의 영향을 고려할 수 있는 정량적인 변형 능력 평가 방법이 필요하다.

벽체의 파괴 유형 및 변형 능력을 파악하기 위하여 여러 실험 및 분석 연구가 수행되었다.⁴⁻⁶⁾ 연구 결과에 따르면, 주기하중을 받는 세장한 벽체(전단경간비 2.32)는 압축단부에 발생하는 철근의 좌굴 및 콘크리트 압괴, 휨 철근의 인장 파단, 복부 콘크리트 압축파괴(web crushing, 이하 복부압괴), 면외방향 좌굴(wall instability), 관통 균열

열면을 따라 발생하는 미끄러짐 전단(sliding shear) 등에 의하여 파괴된다. 이러한 여러 파괴 모드 중에서도 단부 기둥 요소가 확보되어 있고 압축력이 크지 않은 전단벽의 경우, 주로 휨 철근의 인장 파단과 복부 압괴에 의하여 파괴된다(Wood의 연구⁶⁾에 의하면, 분석된 37개의 벽체 중 21개의 벽체가 복부 압괴에 의한 전단파괴를 보였고, 휨 파괴를 보인 나머지 16개의 벽체 중 10개가 철근 인장 파단으로 파괴되었다).

휨 철근의 인장 파단은 주근에 과도한 인장변형률이 발생된 경우에 나타나는 휨 파괴 모드로서, 단면에 주근이 적게 배치되어 전단력이 크지 않은 벽체에서 주로 관찰된다.⁶⁾ 반면 복부 압괴는 큰 전단력을 받는 얇은 웨브를 가진 벽체에서 흔히 관찰되는 전단파괴 모드로서, KBC 2005,¹⁾ ACI 318-05²⁾ 등 구조설계기준에서는 복부 압괴를 방지 또는 지연시키기 위하여 벽체에 작용하는 전단응력 v_u 를 $2\sqrt{f_{ck}}/3$ (MPa) 이하로 설계하도록 제한하고 있다(f_{ck} = 콘크리트 압축강도). 그러나 Wood⁶⁾의 연구에 의하면 벽체에 작용하는 전단응력이 $\sqrt{f_{ck}}/3 \leq v_u \leq 2\sqrt{f_{ck}}/3$ (MPa)의 범위에 있는 경우에도 휨 항복 이후 비탄성변형이 증가하면서 결국 복부 압괴에 의한 파괴가 발생한다.

이러한 벽체의 파괴는 단조하중을 받는 경우보다 주기

*Corresponding author E-mail : kimjyo@kw.ac.kr
 Received July 10, 2009, Revised September 29, 2009,
 Accepted October 21, 2009
 ©2010 by Korea Concrete Institute

하중을 받는 벽체에서 더욱 조기에 발생된다. Fenwick and Megget,⁷⁾ Fenwick and Davidson,⁸⁾ Lee and Watanabe,⁹⁾ 엄태성, 박홍근¹⁰⁾ 등에 의하면, 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재의 경우 소성힌지에서 길이 방향 인장변형 e (longitudinal elongation, Fig. 1)이 발생된다. 이러한 길이 방향 인장변형은 주근의 인장변형률을 증가시켜 철근 인장 파단을 조기에 발생시킨다. 또한 벽체 복부의 콘크리트 스트럿의 유효압축강도^{11,12)}를 급속히 저하시키므로 조기에 복부 압괴가 발생한다.

이처럼 벽체의 파괴 모드 및 변형 능력은 전단력의 크기뿐만 아니라 주기거동에 의하여 발생하는 길이 방향 인장변형에 의하여 크게 영향을 받는다. 이 연구에서는 주로 복부 압괴와 철근의 인장 파단에 의하여 파괴가 발생하는 얇은 웨브를 갖는 벽체의 변형 능력 평가 방법을 개발하였다. 이를 위하여 주기하중을 받는 벽체에 발생하는 길이 방향 인장변형을 평가하고, 예측된 길이 방향 인장변형을 고려하여 복부 콘크리트의 압괴와 주근의 인장 파단에 의한 벽체의 변형 능력을 평가하였다.

2. 길이 방향 인장변형

엄태성·박홍근¹⁰⁾은 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재에서 흔히 관찰되는 길이 방향 인장변형률 $\varepsilon_r (= e_l / l_p)$,

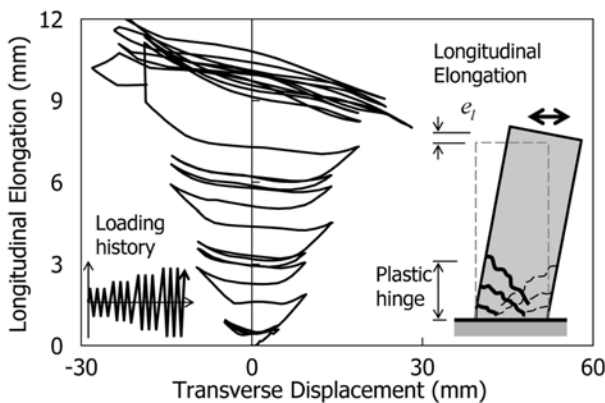


Fig. 1 Longitudinal elongation of reinforced concrete members subjected to cyclic loading

Fig. 1)이 철근의 잔류 소성 변형(residual plastic strain)으로 인하여 발생되며, 부재의 전단력 전달 메커니즘과 관련되어 있음을 밝혔다. 이들의 연구에 의하면 철근콘크리트 부재의 길이 방향 인장변형은 다음과 같은 이유로 발생된다.

Fig. 2는 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재에 발생하는 길이 방향 인장변형의 메커니즘을 보여준다. 전단력 없이 순수휨(pure bending)을 받는 부재 단면의 경우, 길이 방향 인장변형이 발생하면 콘크리트의 도움없이 휨 모멘트에 의한 단면 인장력 및 압축력이 평형을 만족하여야 한다. 따라서 제하(unloading)거동시에 단면의 압축 및 인장 철근이 동시에 항복하여야 하며, 그 결과 압축 철근의 인장 소성 변형이 대부분 회복되어 잔류 변형이 크지 않다(Fig. 2(a)의 O-A-A'). 반면, Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 휨과 전단을 동시에 받는 캔틸레버 부재의 경우 휨 인장균열이 발생한 후에는 대각 방향 콘크리트 스트럿의 압축력(F_D)에 의하여 전단력(V)이 전달된다. 이때 대각 콘크리트 스트럿은 전단력(V)뿐만 아니라 부재 길이 방향 압축력($F_D \cos \alpha$)을 함께 전달한다. 따라서 힘의 평형에 의하여 길이 방향 철근의 압축력(F_C)의 크기가 인장력(F_T)보다 작다. 따라서 제하 거동시에 압축철근은 압축항복강도에 도달하지 못하고 인장 소성 변형이 완전히 회복되지 않고 잔류 변형으로 남는다(Fig. 2(a)의 O-B). 후속되는 반대 방향 재하(reloading)에서는 미회복된 잔류 소성 변형의 영향으로 인하여 길이 방향 인장변형이 발생된다(Fig. 2(a)의 O-B-B').

엄태성·박홍근¹⁰⁾은 이러한 메커니즘을 기반으로 철근콘크리트 부재의 길이 방향 인장변형률을 정량적으로 구할 수 있는 평가식을 개발하였다. 이 연구에서는 이를 활용하여, 복부철근이 배치되고 압축력이 작용하는 벽체의 길이 방향 인장변형 평가식을 개발하였다.

Fig. 3에 나타난 바와 같이 단면의 양단부에 동일한 철근이 배치되고($A_s = A_s'$) 동일한 크기의 정·부방향 비탄성변형 Δ 에서 주기거동을 반복하는 경우에는 길이 방향 인장변형률이 특정 값으로 수렴한다. 이 길이 방향 인장변형률 ε_r 은 다음과 같이 계산된다.¹⁰⁾

$$\sigma_{lc} \geq -f_y \text{ 인 경우}$$

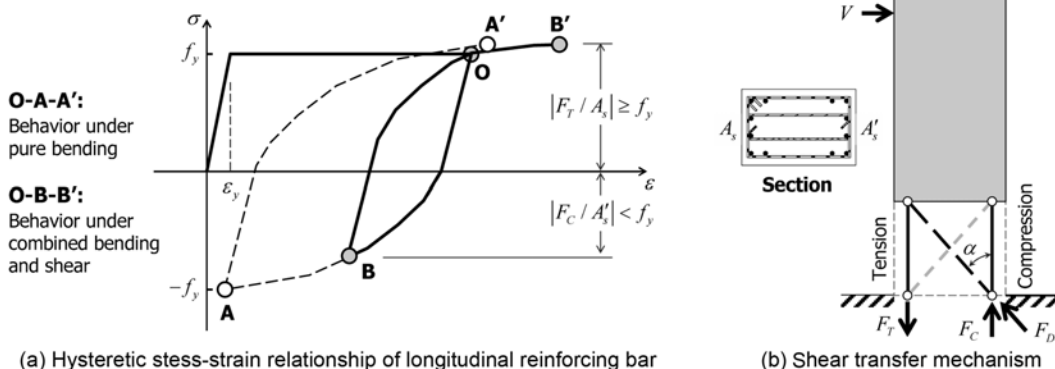


Fig. 2 Mechanism of longitudinal elongation of reinforced concrete members subjected to cyclic loading (reprinted from reference 9)

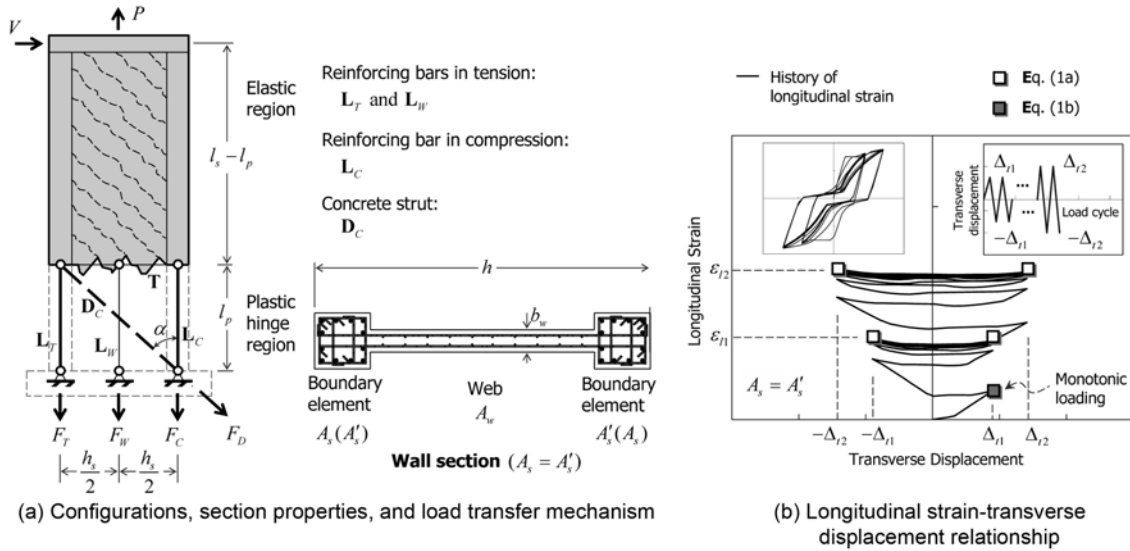


Fig. 3 Evaluation of longitudinal elongation of slender reinforced concrete walls

$$\epsilon_l = \frac{\frac{(\Delta_t - \Delta_{ef})h_s}{l_p l_s} \left(1 + \frac{\eta \sigma_{lc}}{2 f_y}\right) - \left(1 - \frac{l_p}{2l_s}\right) \epsilon_y}{1 - \left(1 + \eta \frac{\sigma_{lc}}{f_y}\right) \left(1 - \frac{l_p}{l_s}\right)} \quad (1a)$$

$\sigma_{lc} < -f_y$ or $\epsilon_{lc} = 0$ 인 경우

$$\epsilon_l = \frac{(\Delta_t - \Delta_{ef})h_s}{2l_p l_s} \quad (1b)$$

여기서 Δ_t = 벽체의 횡변형, Δ_{ef} = 벽체 탄성영역(Fig. 3(a))의 횡변형(= $\phi_y(l_s - l_p)^2/3$), ϕ_y = 벽체의 항복곡률(= $2\epsilon_y/h$), h = 단면 깊이, l_p = 소성힌지의 길이(= d), d = 벽체 단면의 유효 깊이(effective depth), l_s = 벽체의 전단경간 길이, h_s = 길이 방향 인장요소 L_T 와 압축요소 L_C 사이의 거리, η = 철근의 바우싱거 효과(Bauschinger effect)를 나타내는 계수(=0.6),¹⁰⁾ σ_{lc} , ϵ_{lc} = 길이 방향 압축 요소 L_C 의 응력과 변형률, f_y = 길이 방향 철근의 항복강도, ϵ_y = 길이 방향 철근의 항복 변형률이다. 벽체의 횡 변형이 작은 경우에는 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 이 발생되지 않으므로, 식 (1)에서 벽체의 횡변형은 $\Delta_t - \Delta_{ef} \geq 0$ 을 만족하여야 한다.

식(1a) 및 (1b)에 나타난 바와 같이 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 은 압축 요소 L_C 의 응력 σ_{lc} 의 영향을 크게 받는다. σ_{lc} 는 벽체의 하중 전달 메커니즘을 고려하여 다음과 같이 구할 수 있다.

Fig. 3(a)에 나타난 바와 같이 벽체는 다음의 평형조건을 만족하여야 한다.

$$\text{길이 방향 } F_D \cos \alpha + F_C + F_T + F_W - P = 0 \quad (2a)$$

$$\text{직각 방향 } F_D \sin \alpha + V = 0 \quad (2b)$$

$$\text{휨 모멘트 } Vl_s + P\left(\frac{h_s}{2}\right) = F_T h_s + F_W\left(\frac{h_s}{2}\right) \quad (2c)$$

여기서 F_T, F_C, F_W = 각각 길이 방향 인장 요소 L_T , 압축 요소 L_C , 웹 요소 L_W 의 내력, F_D = 대각 스트럿 D_C 의 내력, V = 벽체의 전단력, P = 벽체에 작용하는 압축력(< 0) 또는 인장력(> 0), α = 대각방향 스트럿의 각도이다(Fig. 3(a)). 식 (2b)와 (2c)를 사용하여 식 (2a)로부터 F_D 를 소거하여 정리하면 다음과 같다.

$$F_C = -F_T \left(1 - \frac{l_p}{l_s}\right) - (F_W - P) \left(1 - \frac{l_p}{2l_s}\right) \quad (3)$$

벽체에 길이 방향 인장변형이 크게 발생하는 경우 단면 전체에 인장변형률이 발생되므로, 길이 방향 요소 L_T 및 L_W 가 발휘하는 인장 내력(F_T, F_W)과 L_C 가 발휘하는 압축 내력(F_C)은 모두 철근이 부담한다. 따라서 식 (3)의 양변을 L_C 의 철근 단면적 A'_s 으로 나누어 길이 방향으로 배치된 철근의 응력 관계식으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_{lc} &= -\sigma_{lt} \left(\frac{A_s}{A'_s}\right) \left(1 - \frac{l_p}{l_s}\right) - \left(\sigma_{lw} \frac{A_w}{A'_s} - \frac{P}{A'_s}\right) \left(1 - \frac{l_p}{2l_s}\right) \\ &\approx -f_y \left(\frac{A_s}{A'_s}\right) \left(1 - \frac{l_p}{l_s}\right) - \left(f_{yw} \frac{A_w}{A'_s} - \frac{P}{A'_s}\right) \left(1 - \frac{l_p}{2l_s}\right) \end{aligned} \quad (4)$$

여기서 $\sigma_{lt} (= F_T/A_s)$, $\sigma_{lc} (= F_C/A'_s)$, $\sigma_{lw} (= F_W/A_w)$ = 길이 방향 인장, 압축, 복부 철근의 응력, f_y, f_{yw} = 주근 및 복부 철근의 항복강도이다. 바벨형태의 단면(Fig. 3)을 갖는 벽체는 대부분 중립축이 압축 축의 단부 요소 내부 및 그 근처에 존재한다. 따라서 식 (4)에서 인장력을 받는 길이 방향 철근 요소 L_T 및 L_W 가 인장 항복한 것으로 가정하였다($\sigma_{lt} = f_y, \sigma_{lw} = f_{yw}$).

본래 식 (1)은 단일의 최대 정·부 방향의 횡변형 Δ_t 및 $-\Delta_t$ 에서 주기거동이 무한히 반복되는 경우에 대하여 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 을 구하는 방법이다. 그러나 Fig. 3(b)에 나타난 바와 같이 여러 변형 단계에서 주기거동

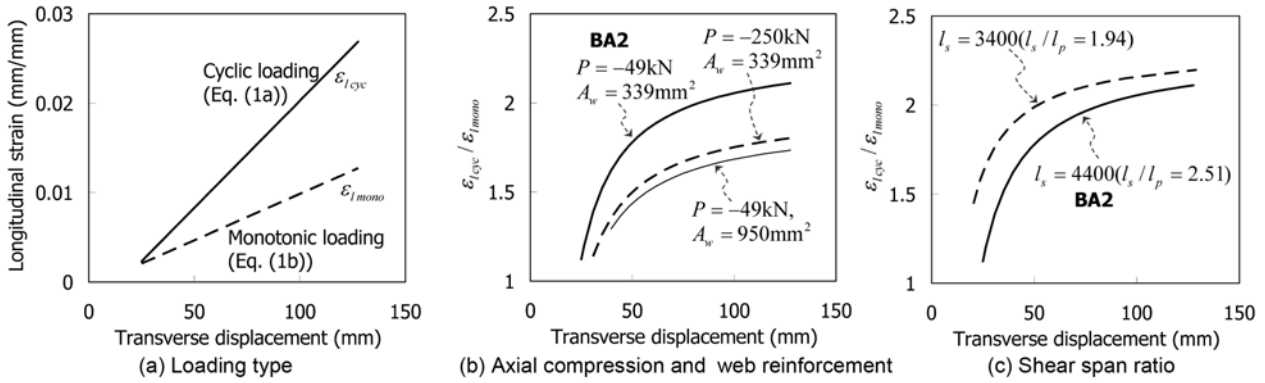


Fig. 4 Variation of longitudinal elongation according to design parameters

이 단계적으로 반복되는 경우에도 식 (1)을 적용할 수 있다. 즉 각 변형단계 Δ_1 및 Δ_2 에서 길이 방향 인장변형률이 수렴될 때까지 충분한 횟수(최소 3회 이상)의 주기 거동이 반복되는 경우, 각 변형 단계의 최종적인 길이 방향 인장변형률 ϵ_1 및 ϵ_2 는 이전 변형 단계의 재하 이력과 관계없이 현 단계의 횡변형 Δ_i 를 사용하여 식 (1)로부터 계산된다.¹⁰⁾

단조하중을 받는 벽체의 경우 길이 방향 압축 요소 L_C 의 변형률을 근사적으로 $\epsilon_c=0$ 으로 가정할 수 있으므로, 식 (1b)를 사용하여 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 을 계산한다.¹⁰⁾

식 (1)과 (4)에 나타난 바와 같이 주기하중을 받는 철근 콘크리트 벽체의 소성힌지에 발생하는 길이 방향 인장변형은 다양한 설계변수의 영향을 받는다. 이 연구에서는 비탄성 변형 Δ , 압축력 P , 배근상세 A_s 및 A_w , 전단경간 l_s , 재하조건 등의 설계변수가 길이 방향 인장변형에 미치는 영향을 분석하였다. 변수연구 대상 벽체는 Oesterle et al.⁴⁾이 실험한 B2로서, 벽체의 형상 및 단면형태는 Fig. 3과 같다($l_s=4,400$ mm, $h=1,900$ mm, $l_p=1,750$ mm, $h_s=1,600$ mm, $b_w=100$ mm, $A_s=A_s'=2,375$ mm², $A_w=339$ mm², $f_y=f_{yw}=410$ MPa, $P=49$ kN, $\Delta_{ef}=5.05$ mm)

Fig. 4(a)는 비탄성 변형 Δ 에 따른 소성힌지에서의 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 의 변화를 보여준다. 그림에서 $\epsilon_{l,cyc}$ 과 $\epsilon_{l,mono}$ 는 각각 주기하중 및 단조하중에 의하여 발생하는 길이 방향 인장변형률로서, 각각 식 (1a) 및 (1b)로부터 구한다. 그림에 나타난 바와 같이 길이 방향 인장변형률은 벽체의 비탄성 변형이 증가함에 따라 거의 비례적으로 증가하였다. 단조하중보다 주기하중을 받는 경우에 길이 방향 인장변형률이 2배 이상 크게 증폭되는데, 이러한 경향은 기존 연구 결과와 일치한다.⁷⁻⁹⁾

Fig. 4(b)와 (c)는 압축력, 복부 철근량, 전단경간비 등이 길이 방향 인장변형률에 미치는 영향을 보여준다. 주기거동에 의한 인장변형률의 증가를 명확히 나타내기 위하여, Fig. 4(b)와 (c)의 세로축은 단조하중 인장변형률에 대한 주기하중 인장변형률의 비율인 $\epsilon_{l,cyc}/\epsilon_{l,mono}$ 로 나타냈다. Fig. 4(b)는 $P=-49$ kN(굵은 실선) 및 -250 kN(점선)의 압축력이 작용하는 벽체의 길이 방향 인장변형률을 보여주는데, 압축력 P 가 증가하면 L_C 의 압축응력이 증

가하여 σ_{lc} 가 f_y 에 가까워지므로 식 (1a)에 의한 길이 방향 인장변형률이 약 20% 감소되는 것으로 나타났다(Fig. 2). 또한 Fig. 4(b)는 벽체 복부에 단면적이 $A_w=339$ mm² ($\rho_w=0.26\%$ 굵은 실선) 및 950 mm² ($\rho_w=0.73\%$, 가는 실선)인 길이 방향 복부철근이 배치된 벽체에 대한 $\epsilon_{l,cyc}/\epsilon_{l,mono}$ 의 변화를 보여주는데, 복부철근이 증가하는 경우에도 L_C 의 압축응력이 증가하여 σ_{lc} 가 f_y 에 가까워지므로(식 (4)) 길이 방향 인장변형률이 20% 이상 크게 감소된다(Fig. 2). 벽체에 작용하는 압축력 P 와 복부에 배치된 길이 방향 철근 A_w 에 의한 길이 방향 인장변형의 감소는 각각 Maeda et al.¹³⁾과 Paulay and Priestley¹⁴⁾의 연구에서 이미 보고되었다. 반면 Fig. 4(c)는 전단경간을 $l_s=3,400$ mm로 줄인 벽체의 길이 방향 인장변형률을 보여준다. 전단경간비가 짧아질 경우 l_p/l_s 가 증가하여 L_C 의 압축응력 σ_{lc} 가 0에 가까워지므로 식 (1a)에 의한 길이 방향 인장변형률이 증가한다(Fig. 2).

3. 복부 압괴

Fig. 5(a)는 이 연구에서 대상으로 하는 바벨형상의 단면 형태를 갖는 벽체의 트러스모델을 보여준다. 복부 압괴에 의한 전단강도 및 변형 능력 예측을 위한 단순모델을 개발하기 위하여, 모든 소성 변형은 벽체하부의 소성힌지에서만 발생되고 소성힌지 이외의 영역은 탄성변형만 발생하는 것으로 가정하였다. 벽체 소성힌지의 길이 l_p 는 다양한 변수의 영향을 받지만,¹⁴⁾ 이 연구에서는 근사적으로 벽체 단면의 유효폭(effective depth) d 를 l_p 로 사용한다.^{9,10)}

트러스 모델은 길이 방향 요소(L_T , L_C , L_w), 대각 방향 요소(D_C), 직각 방향 요소(T) 등으로 구성된다. 벽체 소성힌지에 길이 방향 인장변형에 의한 인장균열이 발생되므로, 길이 방향 요소는 모두 철근으로 이상화될 수 있다. Fig. 5(a)는 복부에 형성되는 사인장균열에 의한 대각 콘크리트 스트럿 D_C 의 형상을 보여주는데, 스트럿의 단면적 A_{Dc} 는 단면해석으로부터 구한 콘크리트 압축대의 길이 c 와 소성힌지 길이 l_p 로부터 결정되는 평균단면적으로 정의한다.¹⁵⁾

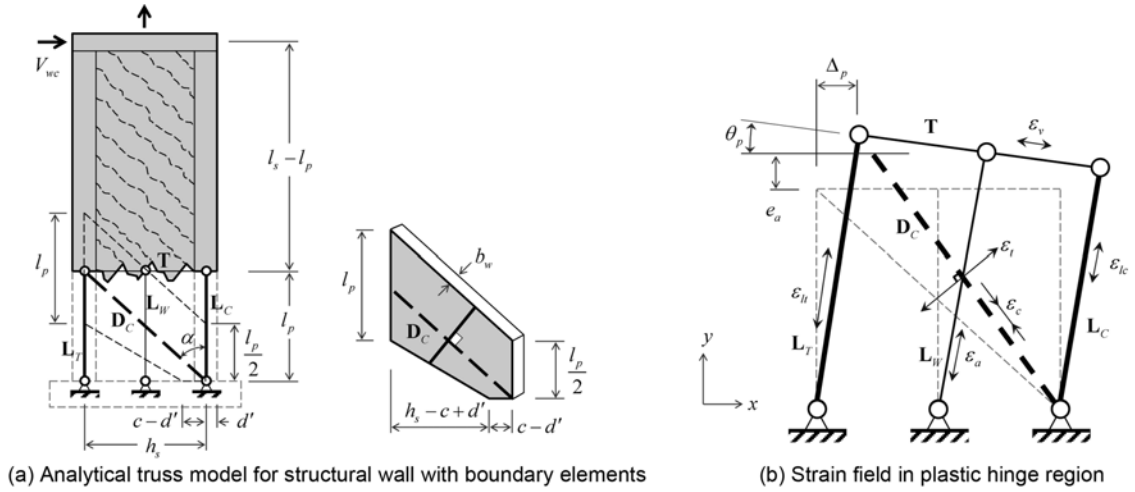


Fig. 5 Evaluation of shear strength for walls with thin web degraded by longitudinal elongation

$$A_{Dc} = h_d b_w = \frac{(3l_p + 2l_c) b_w \sin \alpha}{4} \quad (5)$$

$$l_c = \frac{(c - d') l_p}{2(h_s - c + d')} \geq 0 \quad (6)$$

여기서 b_w = 벽체 복부의 두께, c = 단면해석으로 구한 극한 상태에서의 콘크리트 압축대 길이, d' = 단면의 압축 단부로부터 길이 방향 압축 요소 L_C (단부 휨 철근의 중심)까지의 거리이다(Fig. 5(a)).

Fig. 5(b)는 벽체 소성힌지를 구성하는 각 요소와 그들의 변형률을 보여준다. Vecchio and Collins¹¹⁾의 연구에 의하면 균열이 발생된 콘크리트 스트럿 D_C 의 유효압축 강도 f_{ce} 는 스트럿 직각 방향의 인장변형률 ε_t 가 커질수록 감소한다(Fig. 6(a)). 따라서 복부압괴 발생시 콘크리트 스트럿 D_C 가 전달할 수 있는 압축강도 F_D 는 다음과 같이 스트럿 직각 방향의 인장변형률 ε_t 의 함수로 나타낼 수 있다.¹¹⁾

$$F_D = -f_{ce} A_{Dc} = -\frac{f_{ck} A_{Dc}}{0.8 + 0.34(\varepsilon_t / \varepsilon_{co})} \geq -f_{ck} A_{Dc} \quad (7)$$

여기서 f_{ce} = 직각방향 인장균열에 의하여 감소된 콘크리트 스트럿의 유효압축강도, f_{ck} = 콘크리트의 압축강도 (> 0), ε_{co} = 압축강도에 대응하는 콘크리트 압축변형률(= $0.002 + 0.001 \times (f_{ck} - 20 / 80(\text{in MPa}))^{1.6}$), ε_t = 스트럿 직각 방향의 인장변형률이다.

벽체의 전단력은 콘크리트 스트럿 D_C 가 전달하는 압축력의 수평 방향 성분이므로(Fig. 3), 복부압괴에 의한 벽체의 최대 전단강도 V_{wc} 는 다음과 같다.

$$V_{wc} = \frac{f_{ce} A_{Dc} \sin \alpha}{0.8 + 0.34(\varepsilon_t / \varepsilon_{co})} \leq f_{ck} A_{Dc} \sin \alpha \quad (8)$$

식 (8)은 스트럿 직각 방향의 인장변형률 ε_t 가 커지면 감소되는 전단벽의 전단강도를 나타낸다. 스트럿 직각방향의 인장변형률 ε_t 는 벽체의 길이 방향 인장변형률 ε_x 를 사용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

Fig. 5(b)에 나타난 바와 같이 D 영역(disturbed region)인 벽체의 소성힌지에서 발생하는 변형률 분포는 일정하지 않지만, 근사적으로 다음과 같은 평균적인 변형률 분포를 가정할 수 있다.

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_v}{2}, \varepsilon_y = \frac{\varepsilon_{lt} + \varepsilon_{lc}}{2} \quad (9a)$$

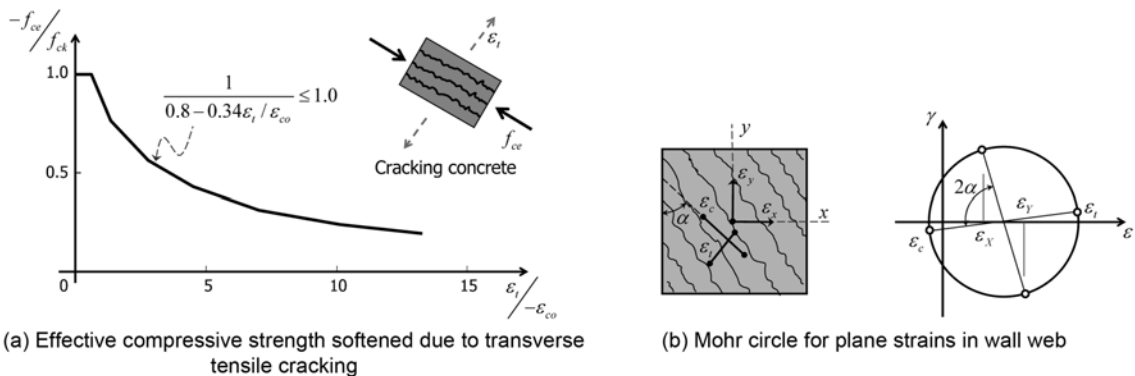


Fig. 6 Effective compressive strength of concrete strut softened by transverse tensile strain

여기서 $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ = 벽체 소성힌지에서 x, y 방향의 연직변형률(normal strain), ε_v = 주축에 대한 직각 방향 철근 요소 \mathbf{T} 의 인장변형률, $\varepsilon_{lt}, \varepsilon_{lc}$ = 길이 방향 요소 $\mathbf{L_T}$ 및 $\mathbf{L_C}$ 의 변형률이다(Fig. 5(b)).

Oosterle et al.⁴⁾과 Wood⁶⁾의 연구에 의하면 전단철근이 충분히 배근되더라도 비탄성 변형이 커지는 경우 복부 압괴가 발생되므로, 안전측의 전단강도 및 변형 능력의 평가가 이루어질 수 있도록 전단철근이 항복한다고 가정한다. 즉, $\varepsilon_v \approx \varepsilon_{vy}$. ε_{vy} 는 전단철근의 항복 변형률이다. 또한 길이 방향의 평균 변형률 $(\varepsilon_{lt} + \varepsilon_{lc})/2$ 는 소성힌지에 발생하는 부재 길이 방향의 인장변형률 ε_l 과 같다(Fig. 5(b)). 따라서 식 (9a)는 다음과 같이 다시 정리할 수 있다.

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{vy}}{2}, \varepsilon_y = \varepsilon_l \quad (9b)$$

변형률을 축변환하더라도 직교하는 두 방향 연직변형률의 합은 항상 일정한 값을 가지므로(Fig. 6(b)), 다음과 같은 변형률 적합조건을 만족해야 한다.

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_l + \varepsilon_c \quad (10)$$

여기서 $\varepsilon_c, \varepsilon_l$ = 콘크리트 스트럿 $\mathbf{D_C}$ 의 압축변형률과 스트럿 직각 방향의 인장변형률이다(Fig. 5(b)). 식 (9b)를 식 (10)에 대입하여 ε_l 에 관하여 정리하면 다음과 같다.

$$\varepsilon_l = \varepsilon_l + \frac{\varepsilon_{vy}}{2} - \varepsilon_c \quad (11a)$$

벽체에 복부압괴가 발생하는 경우 콘크리트 스트럿의 압축변형률은 $\varepsilon_c = -\varepsilon_{co}$ 이다. 또한 전단철근의 항복변형률 ε_{vy} (철근 항복강도가 400 MPa인 경우 $\varepsilon_{vy} = 0.002$)은 콘크리트 압축강도에 대응하는 변형률 ε_{co} ($0.002 \leq \varepsilon_{co} \leq 0.003$)과 근사적으로 같다고 가정할 수 있다. 따라서 식 (11a)를 다음과 같이 간략화 할 수 있다.

$$\varepsilon_l \approx \varepsilon_l + \frac{3}{2}\varepsilon_{co} \quad (11b)$$

식 (11b)를 식 (8)에 대입하여 정리하면, 복부압괴에 의한 벽체의 전단성능 V_{wc} 를 다음과 같이 간략하게 정리된다.

$$V_{wc} = \frac{f_{ck} A_{Dc} \sin \alpha}{1.31 + 0.34(\varepsilon_l / \varepsilon_{co})} \leq f_{ck} A_{Dc} \sin \alpha \quad (12)$$

식 (12)는 벽체 소성힌지에 발생하는 길이 방향 인장 변형률 ε_l 이 증가할수록 복부압괴에 의한 벽체의 전단 강도가 저하된다는 사실을 나타낸다.⁹⁾ 만약 주어진 벽체의 비탄성변형에서 식 (12)로부터 계산된 전단강도가 실

제 벽체에 작용하는 전단력보다 작다면, 벽체의 복부압괴가 발생된 것으로 판단할 수 있다.

식 (7)~(12)로 전개되는 벽체의 전단강도와 인장변형률은 Vecchio and Collins¹⁰⁾의 수정압축장이론(modified compression field theory)에 근거하고 있으나, 이 연구에서 제안된 방법은 간단한 계산을 위하여 복부 콘크리트 스트럿의 각도를 α 로 일정하게 고정시켰기 때문에 주응력축과 주변형률축이 다소간 일치하지 않을 수 있다(Figs. 5와 6). 하지만 세장한 벽체의 경우 이러한 주응력 및 주변형률 축의 불일치는 변형 능력 평가에 큰 영향을 미치지 않는다.

4. 인장 파단

횡변형 Δ_l 에서 주기거동이 반복되는 경우 소성힌지영역에서 길이 방향 인장변형률 ε_l 이 누적되므로, 단조하중을 받는 경우보다 길이 방향 휨 철근 $\mathbf{L_T}$ 의 변형률 ε_{lc} 과 $\mathbf{L_C}$ 의 변형률 ε_{lt} 가 커진다(Fig. 5). 엄태성·박홍근¹⁰⁾의 연구에 의하면 $\mathbf{L_C}$ 의 변형률 ε_{lc} 와 길이 방향 인장변형률 ε_l 은 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$\varepsilon_{lt} = \frac{(\Delta_l - \Delta_{ef})h_s}{2l_s l_p} + \varepsilon_{lc} \left(1 - \frac{l_p}{2l_s}\right) \quad (13)$$

길이 방향 인장변형률은 휨 철근 $\mathbf{L_T}$ 및 $\mathbf{L_C}$ 변형률의 산술평균이므로, $\mathbf{L_T}$ 의 변형률 ε_{lt} 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{lt} = 2\varepsilon_l - \varepsilon_{lc} \quad (14)$$

따라서 식 (13)을 이용하여 식 (14)에서 ε_{lc} 를 소거하면 다음과 같다.

$$\varepsilon_{lt} = \varepsilon_l \left[\frac{2(l_s - l_p)}{2l_s - l_p} \right] + \frac{(\Delta_l - \Delta_{ef})h_s}{(2l_s - l_p)l_p} \quad (15a)$$

소성힌지 영역의 휨 철근이 주기거동 동안 경험하는 최대인장변형률 ε_{\max} 는 길이 방향 철근요소 $\mathbf{L_T}$ 의 인장변형률 ε_{lt} 와 같다(Fig. 5(b)).

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_l \left[\frac{2(l_s - l_p)}{2l_s - l_p} \right] + \frac{(\Delta_l - \Delta_{ef})h_s}{(2l_s - l_p)l_p} \quad (15b)$$

Wood⁶⁾의 연구에 따르면, 철근인장파단에 의한 벽체 파괴는 휨응력지수(flexural stress index) $FSI = (\rho_l f_y - P/A_g) / f_{ck}$, ρ_l = 벽체 단면적에 대한 길이 방향 철근 총 면적의 비율)가 0.15 이하이고 주어진 비탄성 변형에 대하여 식 (15)로부터 계산된 휨 철근의 최대 인장변형률 ε_{\max} 이 인장 파단 변형률 $\varepsilon_{ff} = 0.04$ 를 초과한 경우에 발생된다.

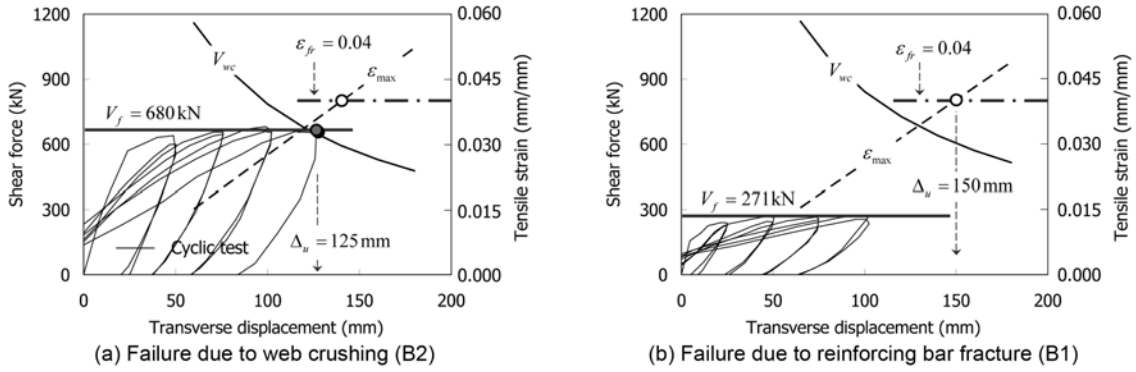


Fig. 7 Evaluation of deformation capacity of walls failed due to web crushing and reinforcement fracture

5. 변형 능력 평가 및 검증

Fig. 7(a)와 (b)는 각각 주기하중을 받는 벽체에 대하여 복부 압괴와 인장철근 파단으로 인한 최대 변형을 평가하는 방법을 개념적으로 보여준다. 그림에서 가로축은 벽체의 변형을 나타내고, 좌측 및 우측의 세로축은 각각 벽체에 작용하는 전단력과 주근에 발생한 최대 인장변형률을 나타낸다.

3장에 언급된 바와 같이 벽체의 비탄성 변형이 증가함에 따라서 복부 압괴에 의한 전단성능 V_{wc} (식 (12))가 감소한다. 반면에 벽체의 전단요구 V_f 는 벽체 단면의 휨항복에 의하여 결정된다. 즉, $V_f = M_u / l_s$, M_u = 단면의 극한 휨모멘트, l_s = 전단경간 길이이다. 만약 벽체에 작용하는 전단응력의 크기가 큰 경우에는 Fig. 7(a)에 나타난 바와 같이 점차 감소하는 전단성능곡선이 전단요구곡선과 교차하는 점($V_{wc} = V_f$)에서 벽체의 파괴가 발생되며, 이때의 변형을 복부 압괴에 의한 벽체의 변형능력 Δ_u 로 결정할 수 있다.

한편, 4장에 언급된 바와 같이 벽체 단면 주근의 최대 인장변형률 ϵ_{max} 는 벽체의 비탄성변형의 크기에 비례적으로 증가한다(식 (15)). 벽체에 작용하는 전단력과 압축력이 크지 않은 경우에는, Fig. 7(b)에 나타난 바와 같이

벽체 복부 압괴가 발생되기 이전에 주근의 최대 인장변형률 ϵ_{max} 가 인장파단변형률 $\epsilon_{fr} = 0.04$ 에 도달하여 휨철근의 인장파단에 의하여 벽체가 파괴될 수 있다.

따라서 벽체의 변형 능력은 복부 압괴에 의한 변형 능력과 철근의 인장 파단에 의한 변형능력 중 작은 값으로 결정되어야 한다. 예를 들어, 주근의 인장변형률이 인장 파단 변형률 ϵ_{fr} 에 도달하기 이전에 복부 압괴 전단강도 V_{wc} 가 벽체의 전단력 V_f 이하로 저하되는 경우에는 (Fig. 7(a)), 복부 압괴에 의하여 벽체의 변형 능력 Δ_u 가 결정된다. 반면 복부 압괴 이전에 주근의 최대 인장변형률이 인장 파단 변형률에 도달하는 경우에는(Fig. 7(b)), 주근의 인장 파단에 의한 벽체의 파괴 변형이 벽체의 변형 능력 Δ_u 로 결정된다. 만약, 단부 요소의 횡보강이 적절하지 않은 경우에는 단부 요소의 콘크리트 압괴, 철근의 좌굴 등도 검토되어야 한다.

검증을 위하여 제안된 방법을 Oesterle et al.⁴⁾과 Sittipunt and Wood¹⁷⁾의 실험 벽체에 적용하였다. Fig. 8은 변형 능력 평가에 이용된 벽체의 형상 및 단면치수를 보여준다. Table 1에 벽체의 재료 특성을 정리하여 나타냈다. Oesterle et al.⁴⁾이 실험한 바벨 형상의 단면을 갖는 B1-B12와 양단부에 플랜지 벽체를 갖는 F1-F3 실험 벽체들은 모두 $l_s = 4,400$ mm(전단경간비 $l_s/h = 2.32$)이고, 단부

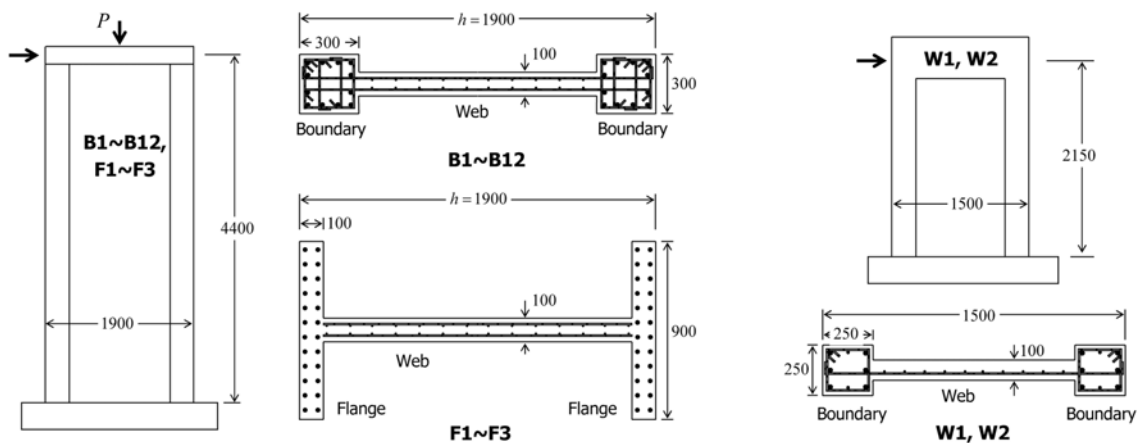


Fig. 8 Configurations and section properties of existing wall specimens (mm)

Table 1 Evaluation of maximum deformations for existing wall specimens

Specimen	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	A_s (= A_s') (mm ²)	A_w (mm ²)	P (kN)	l_p (mm)	h_s (mm)	A_{Dc} (mm ²)	Load- ing ^b	Experiment			Prediction						
										Δ_u (mm)	V_f (kN)	Fail- ure mode ^c	Δ_u (mm)	ϵ_l	V_{wc} (kN)	ϵ_{lt} (ϵ_{max})	FSI ^d	Failure mode ^c	
Oesterle et al. 1976	B1	53.0	449.6	1013	339	-49	1750	1600	864	C	152	271	BF ^e	150	0.029	617	0.040	0.10	BF
	B2	53.6	410.3	2375	339	-49	1750	1600	908	C	126	680	WC	120	0.025	680	0.034	0.18	WC
	B3	47.3	437.8	1013	339	-49	1750	1600	855	C	203	276	BF ^e	150	0.029	541	0.040	0.10	BF
	B4	45.0	450.2	1013	339	-49	1750	1600	865	M	330	335	BF ^e	200	0.020	647	0.040	0.11	BF
	B5	45.3	444.0	2375	339	-49	1750	1600	933	C	126	762	WC	82	0.016	762	0.022	0.23	WC
	B6	21.8	440.6	2375	339	-979	1750	1600	931	C	75	825	WC	21	0.002	825	0.003	0.67	WC
	B7	49.4	457.8	2375	339	-1241	1750	1600	943	C	126	980	WC	124	0.012	980	0.025	0.33	WC
	B8	42.0	447.5	2375	339	-1241	1750	1600	936	C	126	978	WC	90	0.009	978	0.018	0.38	WC
	B9	44.1	429.6	2375	339	-1241	1750	1600	923	C	126	977	WC	100	0.010	977	0.020	0.35	WC
	B10	45.6	447.5	1805	339	-1241	1750	1600	936	C	126	707	WC	177	0.018	707	0.036	0.30	WC
	B11	53.8	435.8	2375	339	-49	1750	1600	927	C	126	726	WC	112	0.023	726	0.031	0.19	WC
	B12	41.7	435.8	2375	339	-49	1750	1600	927	C	100	792	WC	69	0.013	792	0.018	0.25	WC
	F1	38.5	444.7	3547	452	-49	1850	1800	910	C	100	836	WC	62	0.012	836	0.017	0.40	WC
F2	45.6	430.2	2873	339	-1241	1850	1800	897	C	126	887	WC	143	0.015	887	0.031	0.38	WC	
F3	27.9	542.6	1081	339	-596	1850	1800	875	C	126	421	WC	188	0.020	421	0.040	0.32	WC	
Sittipunt and Wood 2000	W1	36.6	473.0	1433	390 ^a	0	1375	1250	775	Cyclic	34	491	WC	36	0.014	491	0.019	0.19	WC
	W2	35.8	473.0	1433	520 ^a	0	1375	1250	775	Cyclic	32	608	WC	26	0.009	608	0.013	0.20	WC

a) Yield strength was 450 MPa, b) C: Cyclic, M: Monotonic, c) BF: Bar Fracture, WC: Web Crushing, d) FSI: Flexural Stress Index, e) First bar fracture in B1, B3, B4 was observed at $\Delta = 110$ mm

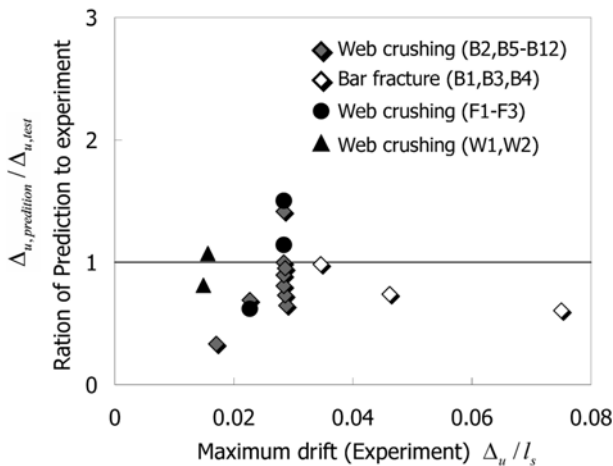


Fig. 9 Comparisons of predicted deformation capacity with test results

요소의 휨 철근량, 복부의 수평철근비, 재하 압축력, 재하 이력, 콘크리트 압축강도 등이 주요 실험변수로 사용되었다.⁴⁾ Sittipunt and Wood¹⁷⁾가 실험한 **W1**과 **W2** 벽체는 $l_s = 2,150$ mm(전단경간비 $l_s/h = 1.43$)이고, 벽체 실험의 주요 변수로 복부의 수평 방향 전단철근비가 사용되었다.

제안된 방법과 실험으로부터 구한 벽체의 파괴 모드와 최대변형을 Table 1에 정리하여 나타냈다. Table 1에서 실험 결과는 실제 벽체파괴시 예측된 횡변형 Δ_u , 전단강도 V_f , 파괴 모드를 나타냈다. 해석 결과의 파괴 변형 Δ_u 는 복부 압괴와 철근 인장 파단에 의한 파괴 변형 중 작은 값을 나타내고, 이때의 길이 방향 인장변형률 ϵ_l , 복

부 콘크리트 스트럿의 전단강도 V_{wc} , 주근의 최대 인장 변형률 ϵ_{max} , 파괴 모드 등을 Table 1에 나타냈다. Fig. 9는 실험 및 제안된 방법으로 평가한 벽체의 최대 변형을 비교하고 있다. Oesterle et al.⁴⁾의 실험 결과에 따르면 휨 항복에 의한 벽체 전단력 V_f 가 작은 **B1**, **B3**, **B4**는 복부압괴가 발생되기 이전에 철근 인장 파단이 발생되었고($\epsilon_{max} = 0.04$), 반면 단부 요소에 휨 철근이 많이 배치된 나머지 벽체들에서는 복부 압괴로 파괴되었다($V_f = V_{wc}$). Table 1에 나타난 바와 같이 제안된 방법은 이러한 벽체의 파괴 모드를 정확히 예측하였다. 하지만 파괴 변형의 크기는 실험값과 제안된 방법에 의한 예측값이 비교적 큰 오차를 나타냈다. 일례로 실험체 B2, B5, B7, B8-11은 실험시 모두 $\Delta_u = 26$ mm에서 복부 압괴로 파괴되었지만, 제안된 방법으로 예측한 파괴 변형은 82~177 mm의 범위의 변화를 보였다. 이러한 차이는 실제 실험시 웹 압괴 이외에도 경계기둥의 콘크리트 압괴와 철근 좌굴 등이 함께 발생되었고, 실험이 불연속적인 변형 단계($\Delta = 25, 50, 75, 100, 126$ mm)에서 수행되었으므로 실험변수에 대하여 민감한 변화를 보이지 않았기 때문으로 판단된다(Table 1의 실험 및 제안된 방법으로 예측된 Δ_u 비교).

실험과 제안된 방법으로 예측된 파괴 변형의 오차에도 불구하고, 제안된 방법은 압축력, 하중조건, 재료강도, 부재치수 등의 설계변수에 따른 벽체 변형 능력의 변화를 합리적으로 예측할 수 있다. 벽체 단면 양단부의 단부기둥 요소에 휨 철근량(A_s 및 A_s')을 증가시키거나 주근의 항복강도 f_y 가 커질 경우, 벽체의 휨 항복에 의한 전단력

V_f 가 증가하므로 복부 압괴가 조기에 발생될 수 있다(B1 및 B2의 파괴변형 비교, Fig. 7 참조). 반면 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 가 커질수록 복부압괴 전단강도 V_{wc} 가 커지므로 복부 압괴에 의한 파괴가 지연된다(B6과 B7의 파괴변형 비교).

압축력 P 가 작용하거나 또는 벽체 복부에 길이 방향 철근 A_w 를 배치할 경우, 길이 방향 철근의 압축응력 σ_c 가 f_y 에 가까워지므로 주기거동시 소성힌지에 발생하는 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 이 작아진다(Fig. 4(b)).^{11,12)} 복부 압괴에 의한 전단강도 V_{wc} 는 인장변형률 ϵ_l 의 크기에 반비례하므로(식 (12)), 복부 압괴에 의한 벽체의 변형 능력이 증가된다. 그러나 압축력과 복부 철근은 단면의 휨 강도를 증가시켜 벽체에 작용하는 전단력 V 를 증가시키므로, 벽체의 변형 능력 증가폭이 다소 감소될 수 있다. Table 1의 실험벽체 B8은 B5보다 압축력이 커서 길이 방향 인장변형 ϵ_l 이 44% 감소되었음에도 불구하고 실험 및 제안된 방법으로 예측된 파괴 변형은 큰 차이를 보이지 않았다.

주기하중을 받는 벽체에서는 철근의 소성 변형으로 인하여 길이 방향 인장변형률이 누적되므로 단조하중을 받는 벽체보다 ϵ_l 이 훨씬 크다(Fig. 4(a)). 따라서 동일한 비탄성 변형에서 주기하중을 받는 벽체보다 단조하중을 받는 벽체에서 복부 압괴에 의한 전단강도 V_{wc} 가 훨씬 크다(식 (12)). 그 결과 단조하중을 받는 벽체는 주기하중을 받는 벽체보다 파괴가 지연되고, 주로 복부압괴 이전에 길이 방향 휨 철근의 인장파단으로 파괴될 수 있다(B3, B4의 파괴 모드 및 변형 능력 비교).

6. 결 론

이 연구에서는 얇은 두께의 복부를 갖는 세장한 벽체(바벨형상의 벽체단면, 전단경간비 1.43, 2.32)를 대상으로, 휨항복 이후 비탄성 거동으로 발생하는 복부 압괴와 철근인장파단에 의한 벽체의 변형 능력을 평가하였다. 이를 위하여 트러스모델을 기반으로 단조하중 및 주기하중을 받는 벽체에 발생하는 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 을 예측하였다. 나아가 예측된 길이 방향 인장변형의 함수로 복부 압괴 및 철근 인장 파단에 의한 벽체의 파괴기준을 정의하였다. 단면 양단부에 단부 요소를 갖는 17개의 벽체에 대하여 변형 능력을 평가한 결과, 제안된 방법은 복부 압괴와 철근 인장 파단에 의한 벽체의 변형 능력을 합리적으로 예측하는 것으로 나타났다. 이 연구의 주요한 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 주기하중을 받는 벽체에서는 철근의 소성 변형으로 인하여 단조하중을 받는 벽체에서보다 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 이 2.0배 이상 크게 증가할 수 있다. 벽체의 길이 방향 인장변형률은 부재에 작용하는 압축력이 작을수록, 복부 수직철근비가 작을수록, 그리고 전단경간비가 작을수록 커진다.
- 2) 길이 방향 인장변형률은 벽체 복부에 형성되는 대

각콘크리트 스트럿의 인장균열폭을 확대시키므로 콘크리트의 유효압축강도를 저하시키므로, 반복적인 인장-압축 거동을 보이는 복부 콘크리트 스트럿의 압축파괴에 의한 벽체파괴가 조기에 발생된다. 또한 길이 방향 인장변형률은 주근의 최대인장변형률을 증가시키므로, 주근의 인장파단에 의한 벽체파괴가 발생할 수 있다.

- 3) 압축력 P 및 복부 수직철근 A_w 는 길이 방향 인장변형률 ϵ_l 을 감소시키므로 복부압괴 및 철근인장파단에 의한 벽체의 파괴를 지연시킨다. 또한 전단경간비가 증가할 경우 길이 방향 인장변형률이 다소 감소하고 벽체에 작용하는 전단력 V_f 가 작아지므로, 벽체파괴가 지연된다.
- 4) 복부 수직철근비가 증가하고 또한 철근의 항복강도가 커질수록 벽체에 작용하는 전단력 V_f 가 커져서 복부압괴에 의한 벽체파괴가 조기에 발생된다. 반면 콘크리트 압축강도가 커질수록 복부압괴에 의한 벽체 전단강도 V_{wc} 가 증가하여 복부압괴에 의한 벽체파괴가 지연된다.

이 연구는 벽체의 변형 능력 평가를 위한 기초적인 연구로서, 개발된 방법은 벽체의 성능기반 내진 평가 및 설계에 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 다만, 이를 위해서는 추후에 압축대 콘크리트 압괴, 주근의 좌굴, 벽체의 면외 방향 좌굴, 벽체의 미끄러짐 파괴 등 다양한 파괴 모드에 대한 추가 연구가 요구된다.

참고문헌

1. 대한건축학회, “건축구조설계기준 2005,” KBC 2005, 대한건축학회, 2005, 597 pp.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements and Commentary for Reinforced Concrete (ACI 318-05)*, American Concrete Institute, Detroit, 2005, 430 pp.
3. American Society of Civil Engineers, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356, Reston, Va., 2000.
4. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. E., and Corley, W. G., “Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls,” *Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories*, Portland Cement Association, Skokie, 1976, 315 pp.
5. Sittipunt, C. and Wood, L. S., “Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92 No. 6, 1995, pp. 745~756.
6. Wood, S. L., “Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, 1989, pp. 582~591.
7. Fenwick, R. C. and Megget, L. M., “Elongation and Load Deflection Characteristics of Reinforced Concrete Members Containing Plastic Hinges,” *Bulletin of NZNSEE*, Vol. 26, No. 1, pp. 28~41.
8. Fenwick, R. C. and Davidson, B. J., “Elongation in Ductile

- Seismic-Resistant Reinforced Concrete Frames,” *Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings*, Thomas Paulay Symposium, ACI, 1995, pp. 143~170.
9. Lee, J. and Watanabe, F., “Shear Deterioration of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading,” *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, 2003, pp. 480~489.
 10. 임태성, 박홍근, “주기하중을 받는 세장한 철근콘크리트 보의 길이 방향 인장변형,” 콘크리트학회 논문집, 20권, 6호, 2008, pp. 785~796.
 11. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Compression Elements Subjected to Shear,” *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219~231.
 12. Hsu, T. T. C., “Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion,” *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, 1988, pp. 624~635.
 13. Maeda, M., Kabeyasawa, T., and Sanada, Y., “Test and Analysis of Reinforced Concrete Beams under Axial Restraint,” *Proceedings of US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*, Hawaii, 1999, pp. 203~215.
 14. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, New York: J. Wiley and Sons, 1992, 744 pp.
 15. Park, H. and Eom, T., “Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subject to Cyclic Loading,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 138, No. 10, 2007, pp. 1351~1363.
 16. Foster, S. J. and Gilbert, R. I., “The Design of Non-flexural Members with Normal and High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, 1996, pp. 3~10.
 17. Sittipunt, C. and Wood, S. L., “Development of Reinforcement Details to Improve the Cyclic Response of Slender Structural Walls,” *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1770, Auckland, New Zealand, 2000.

요 약 이 연구에서는 얇은 두께의 복부를 갖는 세장한 벽체의 변형능력을 평가하였다. 벽체의 주요한 파괴 모드로서 휨항복 이후 비탄성거동을 보이는 벽체에서 주로 관찰되는 복부압괴와 철근인장파단을 고려하였다. 길이 방향 인장 변형은 벽체의 파괴변형에 중요한 영향을 미치므로, 트러스모델을 기반으로 단조하중 및 주기하중을 받는 벽체에 발생하는 길이 방향 인장변형률을 예측하였다. 예측된 길이 방향 인장변형을 고려하여 복부압괴 및 철근인장파단에 의한 벽체의 파괴기준을 정립하였다. 제안된 방법을 사용하여 단면 양단부에 단부요소를 갖는 17개 실험벽체의 변형능력을 평가하고 그 결과를 실험값과 비교하였다. 제안된 방법은 실험벽체의 파괴 모드와 변형능력을 합리적이면서 보수적으로 예측하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 변형 능력, 복부 압괴, 철근 파단, 전단벽, 철근콘크리트