

반복하중을 받는 철근콘크리트 전단벽의 비선형 유한요소 해석

Nonlinear Finite Element Analysis of RC Shear Walls under Cyclic Loadings

곽 효 경†

Kwak, Hyo-Gyoung

김 도 연*

Kim, Do-Yeon

(논문접수일 : 2002년 12월 23일 ; 심사종료일 : 2003년 11월 4일)

요 지

이 논문에서는 단조증가하중 하에서 철근콘크리트 전단벽의 수치해석을 위해 개발된 재료모델을 반복하중을 포함한 일반적인 하중 하에서의 구조 거동을 효과적으로 모사하기 위한 해석모델로 확장하여 제안하고 있다. 먼저 재료모델을 구성함에 있어 하중이력에 따라 인장과 압축이 교대로 작용하는 콘크리트는 기본적으로 회전균열모델을 따르는 직교이방성 재료로써 가정하였고, 직교하는 축에 대해 인장과 압축을 오가는 이력곡선을 중심으로 등가의 일축응력-변형률 관계를 정의하였다. 나아가 철근은 평균응력-변형률 개념을 통해 단조증가 상태의 응력-변형률 관계를 구성하였고, 역전된 반복하중으로 인해 발생하는 Bauschinger 효과를 고려하여 이력곡선을 정의하였으며, 전단 효과를 고려하기 위해 전단시간 비에 따라 기존에 제안된 이력곡선을 수정하였다. 특히 해석과정의 효율성을 도모하고 변형연화 거동특성 등 일반적인 하중-변위 평형경로를 갖는 철근콘크리트 구조물의 비선형 해석을 위해 arc-length 기법을 도입하였다. 또한 제안된 수치해석모델에 대한 효율성을 검증하기 위해 요소단위의 철근콘크리트 판넬 시험체와 대표적인 전단벽 시험체의 반복하중 이력에 따른 하중-변위 관계 등 전단에 의해 지배를 받는 구조체에 대한 해석 결과와의 비교가 이루어졌다.

핵심용어 : 반복하중, 이력곡선, 전단벽, 핀칭효과, 비선형 해석

Abstract

This paper describes the extension of the numerical model, which was developed to simulate the nonlinear behavior of reinforced concrete (RC) structures subjected to monotonic in plane shear and introduced in the companion paper, to simulate effectively the behavior of RC structures under cyclic loadings. While maintaining all the basic assumptions adopted in defining the constitutive relations of concrete under monotonic loadings, a hysteretic stress-strain relation of concrete, which across the tension-compression region, is defined. In addition, unlike previous simplified stress-strain relations, curved unloading and reloading branches inferred from the stress-strain relation of steel considering the Bauschinger effect are used. The modifications of the stress-strain relation of steel are also introduced to reflect pinching effect depending on the shear span ratio and an average stress distribution in a cracked RC element. Finally, correlation studies between analytical results and experimental studies are conducted to establish the validity of the proposed model.

Keywords : cyclic loadings, hysteretic stress-strain, shear walls, pinching effect, arc-length method

1. 서 론

철근콘크리트(RC) 구조물은 강 구조물에 비해 취성이 강하고 인장에 약한 콘크리트의 재료성질 때문에 극한하중은 물론 사용하중 하에서도 콘크리트의 균열로 인한 비선형 거동을 나타낸다.²⁾ 그럼에도 불구하고 상대적으로 강한

강성을 갖는 이점으로 인해 전단벽과 같이 지진하중이나 풍하중과 같은 수평하중에 저항하기 위한 구조부재에 널리 사용되고 있다. 그러나 지진하중 등 과도한 하중이 구조물에 작용할 경우 상대적으로 큰 변위를 동반하게 되는 관계로 구조부재의 설계를 위해서는 구조물이 저항할 수 있는 극한하중의 예측은 물론 하중-변위 관계에 의해 정의되는

† 책임저자, 정회원 · 한국과학기술원 건설및환경공학과 부교수

전화: 042-869-3661; Fax: 042-869-3610

E-mail: khg@kaist.ac.kr

* 한국과학기술원 건설및환경공학과 박사과정

· 이 논문에 대한 토론을 2004년 3월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2004년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

에너지 소산능력의 산정 등 구조물의 거동특성을 나타내는 여러 요인들에 대한 정확한 평가가 선행되어야 한다. 특히, 전단벽과 같은 부재는 지진하중 등에 대해 충분한 강도, 에너지 흡수 및 소산능력이 요구되므로 잠재적인 취성파괴를 방지하기 위해서는 지진입력에 따른 구조계의 변형, 강성저하, 에너지 흡수 및 소산능력에 대한 평가와 이해가 필요하다.²³⁾

그럼에도 불구하고 현재 시방서 규준^{1),6)}에 따라 철근콘크리트 전단벽의 극한하중을 계산하게 되면 실제 저항력에 비해 상당히 과대평가된 값을 주는 경우가 종종 발생하게 되므로¹⁶⁾ 구조계의 저항력과 변형능력을 보다 정확히 산정하고, 나아가 구조거동에 대한 광범위한 이해를 위해서는 구조부재에 대한 충분한 연구가 요구된다. 이러한 관점에서 전단벽의 실험을 통한 극한하중의 산정과 거동 분석이 이루어지고 있는데,^{22),25)} 실험에 의한 접근방법의 경우 시험체의 형상, 재료 특성 및 철근비 등 여러 영향인자들의 변화에 따른 구조거동을 효과적으로 파악하기에는 한계가 있는 것 또한 사실이다. 따라서 이러한 한계점을 보완하기 위해 수치해석에 의한 구조부재의 거동분석이 활발하게 이루어지고 있다.^{12),26)}

특히, 부재의 축 방향 연직응력에 지배를 받는 트러스 부재나 보 부재와는 달리 전단벽은 2축응력의 조합에 따른 평면응력상태의 하중이 작용하게 되고, 구조물의 특성상 전단응력이 지배적으로 작용하는 관계로 콘크리트의 균열과 이에 따른 부착슬립(bond-slip)의 영향이 구조물의 거동을 지배하게 된다.^{2),7)} 따라서 수치해석을 위한 구성모델을 정의함에 있어 2축응력상태에 따른 강도포락선, 균열에 따른 재료성질의 변화 및 부착슬립의 영향과 인장강화효과 등 재료의 비선형 거동 특성을 효과적으로 모사할 필요가 있다. 특히 대변형을 동반한 반복하중이 구조계에 작용하게 되면 부착슬립에 의한 강성저하(stiffness degradation)와 더불어 하중이력에 따른 재료성질의 변화가 지배적으로 나타나는 관계로 구조거동을 정확히 모사하기 위해서는 하중이력에 따른 재료성질의 변화를 효과적으로 모사할 필요가 있다.

그러나 지금까지 전단벽에 대한 대부분의 수치해석 연구는 여러 연구자들에 의해 단조증가하중에 대한 전단벽의 구조거동 특성을 파악하는데 집중되어 온 반면,^{10),18)} 반복하중 하에서의 비선형 이력해석에 대한 연구는 모델링 상의 복잡성 등으로 인해 몇몇 연구자들에 의해 제한적으로 이루어져 오고 있다.^{12),26),30)} Sittipunt 등²⁶⁾은 고정균열 모델을 바탕으로 철근을 별도의 트러스 요소로 모델링하여 직교배근 및 경사배근된 전단벽을 해석하였으며, Elmorsi 등¹²⁾은 균열에 따른 콘크리트의 전단응력 이력곡선을 정의

하고 고정균열모델을 사용하여 비선형 해석을 수행하였다. 나아가 Vecchio 등³⁰⁾은 회전균열모델에 근거하여 활선(secant) 강성행렬을 구성함으로써 반복하중 하에서의 수치해석을 위한 유한요소 정식화를 수행하였다. 특히 Sittipunt 등의 수치해석 모델은 철근을 독립된 요소로 모델링해야 하므로 해석 대상 구조물을 모델링하기가 복잡하고 해석시간이 길어지는 단점이 있다. 뿐만 아니라, Sittipunt나 Elmorsi 등이 채택한 고정균열모델의 경우 주축에서의 응력-변형률 이력곡선 뿐만 아니라 전단응력-변형률 이력곡선을 추가로 정의해야 하는 번거로움이 있는데, 이 또한 구성방정식을 모델링하는데 있어서 보편적인 탄성론적 접근방법에서 벗어난다. 따라서 해석시간을 줄이고 전단성분에 대한 불필요한 이력곡선의 정의를 피하기 위해서는 회전균열모델에 기반을 두어 분포(distributed) 철근모델로써 철근콘크리트 요소를 모델링할 필요가 있다.

이 논문은 단조증가하중 하에서 철근콘크리트 전단벽의 거동을 해석하기 위해 회전균열모델을 토대로 제안된 바 있는 수치해석 모델¹⁸⁾을 반복하중 하에서 구조거동 해석을 위한 해석모델로의 확장에 그 목적을 두고 있다. 특히 반복하중을 받는 전단벽 구조물의 거동을 효과적으로 모사함에 있어 Stevens 등²⁷⁾이 실험한 전단 판넬 시험체의 응력-변형률 관계를 토대로 반복하중에 따른 콘크리트의 응력-변형률 이력곡선을 정의하였고, 분산균열모델에 따라 평균응력-변형률 관계로 가정되는 콘크리트와 동일한 변위장을 갖는 철근을 모델링하기 위해 단조증가하중 하에서의 철근의 응력-변형률 포락선을 수정하였으며, 구조물의 전단지간비에 따른 전단변형의 영향을 철근의 응력-변형률 이력곡선의 수정을 통해 반영할 수 있도록 하였다.

나아가 강한 비선형성을 나타내는 철근콘크리트 구조물의 정확한 평형경로를 찾고 극한하중 이후 대변위 발생 시 종종 나타나는 구조물의 사실적인 파괴형태를 효과적으로 예측하기 위해 arc-length 기법을 도입하였다. 또한 제안된 해석모델은 단조증가 및 반복하중 하에서 철근콘크리트 판넬과 전단이 지배하는 깊은 보 및 지간 비에 따른 전단벽 등 다양한 시험체의 극한하중 및 하중-변위 이력곡선에 대해 실험 결과를 수치해석 결과와 비교함으로써 그 타당성을 검증하였다.

2. 콘크리트 재료모델

작용하중이 평면응력상태로 전달되는 전단벽 구조물의 내부에서는 다양한 크기의 2축응력이 발생하게 되는데, 이들 응력상태에 따른 구조물의 거동특성이 재료모델에서 표현되어야 하고, 하중증가에 따라 일어나는 콘크리트의 균

열 및 균열의 진전에 따른 구조물의 비선형 거동 또한 콘크리트의 재료모델을 통해 표현되어야 한다. 따라서 응력상태에 따른 콘크리트의 재료성질을 모사하기 위해 균열전단의 국부적인 거동보다는 구조물 전체 거동을 표현하는데 효과적인 분산균열모델을 사용하였고, 이 중에서도 특히 회전균열모델(rotating crack model)로써 균열각의 변화를 고려하였다.¹⁰⁾ 균열 발생 초기의 주응력 방향을 따라 균열이 진전되는 고정균열모델(fixed crack model)과 달리 하중이 가해지는 동안 변화하는 주축(principal axes) 방향에 따라 균열각이 회전하는 회전균열모델의 경우 균열면을 따라 전단응력이 발생하지 않기 때문에 추가적인 전단응력-변형률 곡선에 대한 정의가 필요하지 않은 이점이 있다⁷⁾. 단조증가하중에 대한 전단벽의 해석을 위한 콘크리트의 재료모델과 관련한 보다 구체적인 내용은 참고문헌^{18,28)}에서 살펴볼 수 있으며, 이 논문에서는 반복하중에 대한 전단벽 해석 시 요구되는 응력-변형률 이력곡선을 중심으로 콘크리트의 재료성질을 언급하고자 한다.

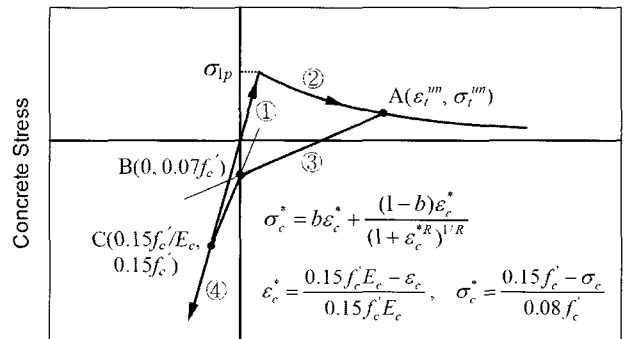
반복하중에 따른 콘크리트의 재료성질을 모사하기 위해 응력 변형률 관계를 정의하게 되는데 단조증가(monotonic) 하중과 달리 인장과 압축응력을 반복해서 받는 반복하중의 경우 콘크리트 자체만으로 실험하기가 불가능한 관계로 해석 모델의 개발 또한 극히 제한적으로 이루어지고 있는 실정이다. Stevens 등²⁷⁾은 철근콘크리트 판넬에 순수전단응력을 반복적으로 작용시키는 실험을 수행하여 얻어진 전단응력과 전단변형률 사이의 관계로부터 간접적으로 콘크리트의 응력-변형률 관계를 제안하였으며, 이를 토대로 반복하중 하에서 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 정의하였다. 반면 Mansour 등²⁰⁾은 철근의 방향이 주응력 방향과 직각을 이루는 판넬 및 45°를 이루는 판넬의 반복하중 실험을 통해 주축에 대한 철근의 방향이 항복 이후의 전단응력-변형률 곡선에 영향을 미친다고 보았으며, 실험 결과를 토대로 콘크리트의 응력-변형률 이력곡선을 정의하였다. 이 가운데 Mansour 등이 제안한 이력곡선의 경우 제하(unloading) 및 재제하(reloading)를 정의하기 위한 이력곡선의 구간이 불필요하게 세분화되어 있어서 응력-변형률 관계를 구성함에 있어 다소 복잡한 문제점이 있다. 따라서 이 논문에서는 제안된 모델들 가운데 회전균열모델의 개념에 따른 Stevens 등이 수행한 실험 결과로부터 얻어진 응력-변형률 곡선을 토대로 단순하면서도 이력현상을 효과적으로 모사할 수 있는 하중의 제하(unloading)와 재제하(reloading) 등 반복하중에 따른 이력 곡선을 정의하였다.

콘크리트의 응력-변형률 이력곡선을 정의함에 있어 먼저 단조증가 상태의 거동을 나타내는 포락선(envelop)을 정의할 필요가 있으며, 이와 관련한 구체적인 내용은 참고문

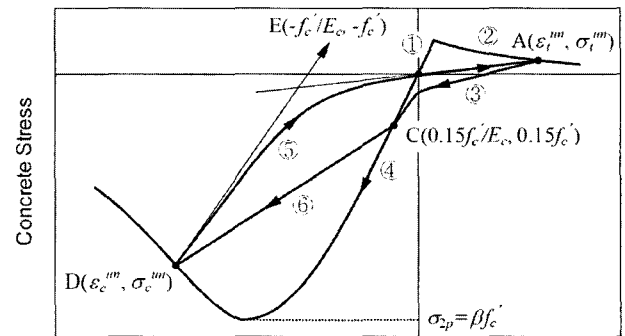
헌¹⁷⁾에서 살펴볼 수 있다. 정의된 재료성질을 토대로 산정된 변위에 의해 계산된 변형률을 중심으로 하중이력에 따른 응력상태와 재료성질을 새로이 결정하게 된다. 그림 1에서 균열이 발생하기 전의 응력-변형률 관계를 나타내는 구간 ①의 경우 Kupfer 등¹⁷⁾이 제안한 관계식으로부터 인장 압축응력 하의 인장강도 σ_{tp} 를 사용하여 선형의 응력-변형률 관계를 정의하였으며, 균열 발생 후 인장강화효과를 고려하기 위해 앞의 연구에서 제안한 인장강화모델¹⁸⁾을 토대로 구간 ②의 응력-변형률 곡선을 정의하였다. 또한 압축 응력-변형률 곡선의 경우 기본적으로 Collins 등⁵⁾이 제안한 모델식을 사용하여 단조증가 상태의 응력-변형률 관계를 정의하여 이력곡선의 포락선을 규정하였다(구간 ④ 참조). 특히 콘크리트의 응력상태가 인장-압축영역에 놓이게 되면 주인장변형률에 따라 압축강도가 감소하게 되는데, 이 논문에서는 Vecchio 등³¹⁾이 제안한 다음 식을 사용하여 압축강도 감소효과를 고려하였다.

$$\beta = \frac{1}{1 + K_c}, \quad K_c = 0.27 \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_c} - 0.37 \right) \quad (1)$$

여기서 β 는 압축강도 감소계수이고, ϵ_1 은 주인장 변형



(a) 인장에서 압축으로의 전이 경로



(b) 압축에서 인장으로의 전이 경로

그림 1 콘크리트의 응력 변형률 이력곡선

를, ϵ_c 는 1축압축강도에 대응하는 콘크리트의 변형률을 각각 의미한다.

한편, 반복하중의 작용에 따라 제하(unloading)가 발생하고 나아가 하중이 역전될 경우 열렸던 균열이 닫히거나 압축파쇄 상태에서 응력상태가 바뀌어 인장 균열이 다시 유발될 수 있다. 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 초기에 인장이 가해져 균열이 발생하여 변형연화영역 상태에 있는 콘크리트에 제하(unloading)가 일어나면 인장변형이 감소함에 따라 인장응력 또한 감소하게 된다. 대부분 이력모델^{21,30)}의 경우 인장상태에서 제하되면 원점을 통과하도록 제하곡선이 정의되지만, 실제 실험 결과^{20),27)}에서는 잔류인장변형의 영향으로 어느 정도 인장변형이 감소한 후 인장변형 상태에서 응력이 압축상태로 바뀌게 됨을 볼 수 있다. 특히 Steven 등²⁷⁾의 실험 결과를 살펴보면 잔류인장변형이 0에 도달할 때 $0.07f_c'$ 정도의 압축응력에 수렴하고, $0.15f_c'$ 정도에서 압축응력-변형률 곡선과 교차함을 볼 수 있는데 이를 토대로 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 점 $A(\epsilon_t^{un}, \sigma_t^{un})$, $B(0, 0.07f_c')$ 와 $C(0.15f_c'/E_c, 0.15f_c')$ 를 각각 연결하는 직선으로 제하(unloading)에 따른 거동을 간략화시킬 수 있다. 그러나 직선으로 모사할 경우 변형이 작은 경우에는 응력-변형률 관계를 정의함에 있어 무리가 없으나 변형이 상대적으로 큰 경우 변형에 따른 변형에너지 흡수능력을 과소평가하는 경향을 보이게 된다. 따라서 이 논문에서는 그림 1(a)의 콘크리트 인장축에서 나타난 바와 같이 제하가 유발되는 점 $A(\epsilon_t^{un}, \sigma_t^{un})$ 와 $B(0, 0.07f_c')$ 를 연결하는 직선과 점 $B(0, 0.07f_c')$ 와 $C(0.15f_c'/E_c, 0.15f_c')$ 를 연결하는 직선의 두 직선을 점근선으로 하여 정의되는 곡선을 따라 제하가 발생하는 것으로 가정하였다 (그림 1(a)의 ①→②→③→④ 참조).

나아가 인장에서 압축으로의 응력 천이를 나타내는 그림 1(a)의 ③ 영역은 제하가 유발되는 점 A에 도달되어 부재 내에 균열이 발생한 이후 발생한 균열이 다시 닫힘으로써 외력에 저항할 수 있는 잠재력을 회복하는 점인 점 C ($0.15f_c'/E_c, 0.15f_c'$)까지의 균열영역을 나타내고 있다. 따라서 이 영역에서의 구조거동은 일반적으로 철근의 제하(unloading)에 의해 지배적인 영향을 받게 된다. 나아가 앞에서 언급한 바와 같이 무근콘크리트(plain concrete)의 경우 반복하중에 따른 응력-변형률의 이력곡선을 구하기 어려운 관계로 철근콘크리트(RC) 판넬 등의 실험 결과를 토대로 콘크리트의 응력-변형률 이력곡선을 유추하게 되므로 콘크리트의 응력-변형률 이력곡선은 철근의 거동특성에 따라 크게 지배를 받게 된다. 따라서 이를 모사하기 위해 철근의 응력-변형률 이력곡선인 Pinto 모델²¹⁾을 토대로 하여 응력 제하(unloading)와 재제하(reloading)

곡선을 정의하였으며, 실험 결과와의 직접적인 비교를 토대로 곡선의 회전반경을 나타내는 계수인 R 값을 5로 가정하여 사용하였다.

나아가 압축변형이 증가하게 되면 응력-변형률 이력곡선은 구간 ④의 포락선을 따르게 되는데, 그림 1(b)는 인장에서 압축으로 천이된 후 압축변형이 지속적으로 유발됨에 따라 콘크리트의 압축강도를 초과하여 압축축의 변형연화영역에 이르기까지 변형이 증가한 상태를 나타내고 있다. 콘크리트의 압축응력-변형률 거동을 나타내기 위해 여러 가지 모델 식들이 제안되어 왔으며, 이 중에서 Thorenfeldt 등²⁹⁾이 제안한 모델식은 지금까지 제안된 모델 식들을 일반화한 형태로서 기존의 모델식에 비해 콘크리트의 강도에 상관없이 고른 수치해석 결과를 나타내었다. 따라서 이 논문에서는 Thorenfeldt 등에 의해 제안된 기본 곡선 공식(1)에 따라 압축강도의 변화를 반영하는 등 Collins 등⁵⁾이 보정한 모델식을 사용하여 압축응력-변형률 곡선을 정의하였다(그림 1(b) 참조).

그림 1(b)는 이와 같이 변형이 상대적으로 큰 경우 콘크리트의 최대강도를 넘어 점 $D(\epsilon_c^{un}, \sigma_c^{un})$ 에 도달한 후 압축축에서 제하가 일어나는 이력을 나타내고 있다. Karsan 등¹⁵⁾의 실험 결과에서 살펴보면 제하가 일어나는 시점에서 경험한 최대 압축변형률 값이 클수록 콘크리트 내부에 손상이 많이 발생하여 제하 초기 기울기가 감소함을 알 수 있다. 따라서 이 논문에서는 Karsan 등의 실험 결과를 바탕으로 제하가 되는 점 $D(\epsilon_c^{un}, \sigma_c^{un})$ 와 인장축에 위치하는 가상 점인 점 $E(f_c'/E_c, f_c')$ 를 잇는 직선 및 인장축에서 이전에 최대로 경험한 점 $A(\epsilon_t^{un}, \sigma_t^{un})$ 와 원점을 잇는 직선을 각각 점근선으로 사용하여 인장축에서 응력 제하가 발생할 경우 응력-변형률 관계를 정의한 방법과 동일하게 Pinto 모델로부터 압축에서 인장으로 천이하는 영역인 구간 ⑤를 곡선으로 정의하였다. 한편 압축축 변형이 계속 감소하여 인장변형이 커지게 되면 이력곡선이 점 $A(\epsilon_t^{un}, \sigma_t^{un})$ 를 지나 새로운 인장변형을 경험하게 된다. 이 상태에서 다시 제하가 일어날 경우 추가적인 손상에 따라 새로이 결정되는 점 $A(\epsilon_t^{un}, \sigma_t^{un})$ 로부터 새롭게 정의된 구간 ③을 따라 앞에서 언급한 인장에서 압축으로의 천이영역을 따르게 된다.

계속하여 추가적인 압축변형이 발생할 경우 압축축에서 압축강도를 초과한 손상을 경험한 관계로 초기의 압축축 단조증가 포락선을 그대로 따르지 않고 앞에서 경험한 최대변형률에 의해 영향을 받게 된다. 대부분 이력모델의 경우 일축응력상태의 거동에 토대를 둔 관계로 압축연화영역에서 직선으로 제하되며 그 결과 발생하는 소성변형률을 기점으로 응력이 0인 상태에서 변형률 축을 따라 제하가 진행되며 재제하의 경우 제하된 곡선과 동일한 경로를 따

르는 것으로 가정되는데²⁾, 철근이 배근된 2축상태의 콘크리트의 경우 압축연화를 경험한 콘크리트가 인장축에서 압축축으로의 하중이력을 받게 되면 철근과 콘크리트 사이의 부착과 kinking 등으로 인해 압축축 소성변형률에 도달하기 전 어느 정도의 압축응력에 저항할 수 있게 되므로 소성 변형률에 기점을 두어 재하곡선과 동일한 경로의 재재하 곡선을 갖는 것으로 정의되는 기존의 모델과는 상이한 거동을 나타내게 된다. 따라서 이 이 논문에서는 이를 고려하기 위해 균열이 닫히는 점 $C(0.15f_c/E_c, 0.15f_c)$ 와 점 $D(\epsilon_c^{lm}, \sigma_c^{lm})$ 를 직선으로 연결하는 그림 1(b)에 나타난 구간 ⑥에 따라 인장축에서 압축축으로의 재재하 곡선을 정의하였으며, 점 $D(\epsilon_c^{lm}, \sigma_c^{lm})$ 를 지나 추가적인 압축 변형이 있을 경우 앞에서와 마찬가지로 압축축 포락선에 따라 이력곡선이 정의된다.

3. 철근모델

3.1 철근의 단조증가(monotonic) 응력-변형률 곡선

철근의 응력-변형률 곡선은 그림 2에 점선으로 나타낸 바와 같이 일반적으로 탄성, 변형경화(strain hardening)의 형태를 갖는 탄·소성재료로 가정되지만, 철근콘크리트 패널이나 벽체에서와 같이 콘크리트 내에 묻혀있는 철근의 응력-변형률 관계는 그림 2에 실선으로 나타낸 바와 같이 순수하게 철근만 있을 경우와는 다른 응력-변형률 관계를 나타낸다. 즉 콘크리트 내에 묻힌 철근이 균열 위치에서 항복하게 되면 균열 사이의 영역에서는 콘크리트가 인장력의 일부분에 대해 여전히 저항하고 있는 관계로 철근의 응력이 균열 부위의 항복응력보다 작게 된다. 따라서 영역 내의 한 점에서 철근이 항복(f_y)하는 것을 기준으로 하여 임의의 영역에 분포하는 철근의 모든 점에서 철근이 항복한다고 가정하는 것은 구조물의 강성을 상대적으로 과소평가하는

경향을 보이게 된다.

이와 같이 부착으로 인해 발생하는 메커니즘을 보다 사실적으로 표현하기 위해서는 철근의 항복강도가 역학적인 평형관계로부터 산정되어야 한다. 이를 위해서는 철근과 콘크리트 사이 계면에서의 부착특성을 별도로 모델링하여 보다 미세한(Micro) 단계에서의 해석이 요구되므로 전체 구조계의 해석 시에는 일반적으로 철근콘크리트 부재 내의 응력분포를 가정하여 평균응력-변형률 개념에서 유도된 모델식³⁾을 주로 사용하여 비선형 해석 시 적용하고 있다.

따라서 균열 면에서 최대이고 균열 사이로 갈수록 감소하며 변화하는 철근의 응력분포에 대해 분산균열모델의 개념을 적용하기 위해서는 평균응력-평균변형률 관계를 도입할 필요가 있는데^{3),28)} 이 논문에서는 Belarbi 등³⁾이 제안한 다음의 두 직선 식을 사용하여 철근의 평균응력-변형률 곡선을 정의하였으며, 이를 통해 철근의 항복에 따른 구조물의 거동을 보다 효과적으로 고려하고자 하였다.

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s, \quad \epsilon_s \leq \epsilon_n \tag{2}$$

$$\sigma_s = f_y \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \right) \right], \quad \epsilon_s \geq \epsilon_n \tag{3}$$

여기서 σ_s 와 ϵ_s 는 각각 철근의 평균응력, 평균변형률을 나타내고, f_y 와 ϵ_y 는 각각 순수 철근의 항복응력과 항복변형률, E_s 는 철근의 탄성계수를 나타내며, $\epsilon_n = \epsilon_y(0.93 - 2B)$ 의 관계식에 의해 정의된다. 특히 재료상수 $B = (f_t/f_y)^{1.5}/\rho$ 로 정의되는데 ρ 는 철근비로서 0.5%보다 커야 한다. 그림 5에서 볼 수 있듯이 항복 시 철근의 평균응력 f_n 은 균열 면에서 철근의 국부적인 항복응력 f_y 보다 작아지게 되는데, f_n 과 f_y 의 차이는 철근비 ρ 와 f_t/f_y 의 함수인 변수 B 에 의해 결정됨을 알 수 있다.

3.2 철근의 응력-변형률 이력곡선

단조증가하중에 따른 철근의 응력-변형률 관계의 포락선이 결정되고 나면 철근의 하중 이력에 따라 나타나는 비선형 거동의 대표적인 특징인 항복과 응력의 제하(unloading), 재재하(reloading), 나아가 변형경화(strain hardening) 영역, Bauschinger 효과 등을 모사하게 되는데, 이 논문에서는 반복하중에 대한 철근콘크리트 구조물의 해석에 가장 널리 사용되고 있는 Pinto 등²¹⁾이 제안한 다음의 해석모델을 사용하여 철근의 거동 특성을 정의하였다.

$$\sigma^* = b\epsilon^* + \frac{(1-b)\epsilon^*}{(1+\epsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \tag{4}$$

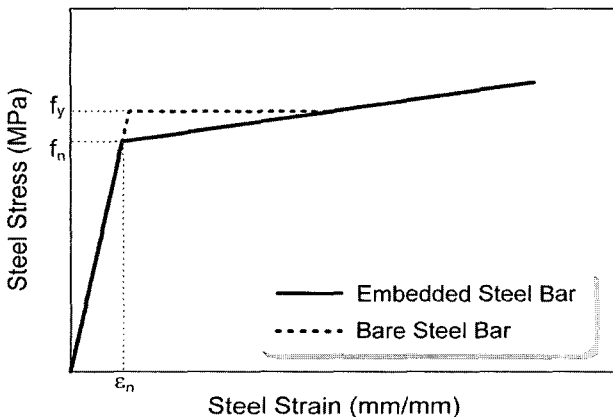


그림 2 철근의 인장응력-변형률 곡선

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}, \quad \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (5)$$

식(4)는 E_0 의 기울기를 갖는 점근선으로부터 기울기가 E_1 인 또 다른 점근선으로의 천이곡선을 나타낸다(그림 3 참조). 또한 식(5)에 있는 σ_0 와 ε_0 는 두 점근선이 교차하는 점이고(그림 3의 점 A), 마찬가지로 σ_r 과 ε_r 은 응력과 변형률이 동일한 부호를 유지하면서 변형률의 역전이 최종적으로 발생한 점에서의 응력과 변형률을 각각 나타낸다(그림 3의 점 B). 다시 말해, 그림 3에 나타난 바와 같이 $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ 와 $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ 은 변형률이 역전될 때마다 새로이 구성되어진다. b 는 변형 경화 비율로서 E_0 과 E_1 의 비를 나타내며, R 은 천이곡선의 형태를 결정짓는 계수로서 이를 통해 Bauschinger 효과를 반영하게 된다. R 은 현재 점근선의 교점(점 A)과 이전에 역전된 점(점 B) 변형률 차이에 따라 고려되며 식(6)으로 표현되어진다.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (6)$$

여기서, ξ 는 변형률이 역전됨에 따라 계산되어진다(그림 3(b) 참조). R_0 는 초기 하중동안의 R 값을 나타내고, a_1 과 a_2 는 R_0 와 함께 실험으로부터 결정되는 상수들로서 이 논문에서는 $R_0=20$, $a_1=18.5$, $a_2=0.15$ 로 가정하여 사용하였다.⁷⁾

Giuffré Menegotto-Pinto(G-M-P) 모델의 경우, 단순한 정식화 과정으로 철근의 일반적인 변형 이력에 대한 실험 결과를 잘 모사할 수 있지만, 등방향 변형경화(isotropic strain hardening)에 대한 효과를 적절히 반영하지 못하는 문제점이 있는데, 이는 철근콘크리트 부재에서 철의 반복거동을 모델링 함에 있어서 중요한 문제가 될 수

있으므로 이 논문에서는 이와 같은 현상을 반영하기 위해 Filippou 등¹³⁾이 제안한 모델을 적용하였다. 이 모델은 기존의 Giuffré Menegotto-Pinto 모델에서 변형률이 역전됨에 따른 새로운 점근선의 교점을 계산하기 전에 단순히 항복을 나타내는 점근선의 위치를 σ_{sr} 만큼 평행 이동시킴으로써 등방향 변형경화 효과를 고려하게 되는데, 항복 점근선의 이동 정도는 최대 소성변형률을 주된 변수로 하여 다음 식과 같이 계산된다.

$$\frac{\sigma_{sr}}{f_y} = a_3 \left(\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - a_4 \right) \quad (7)$$

여기서 ε_{max} 는 변형이 역전될 때의 절대 최대 변형률이고, ε_y 와 f_y 는 각각 항복 시 변형률과 응력이며, a_3 과 a_4 는 실험으로부터 결정되는 상수로서 0.01과 7.0으로 각각 가정하였다¹³⁾.

3.3 전단효과를 고려한 이력곡선의 수정

시간의 길이가 짧은 보와 같이 전단변형에 의한 영향이 상대적으로 크게 나타나는 구조물의 경우 변형의 증가에 따라 전단강성의 저하가 유발된다. 나아가 동반되는 부차슬립의 영향으로 인해 편칭현상이 발생하여 응력-변형률 관계에 의해 결정되는 변형률 에너지 흡수 능력이 감소하고, 이는 적은 반복횟수를 동반하는 반복하중에 대해서도 구조물의 파괴가 발생하는 결과를 초래하게 된다.¹⁹⁾ 이와 같은 편칭효과를 고려하기 위해 다양한 해석모델이 개발되어 왔는데⁸⁾, 한 예로 보 구조물의 경우 부차슬립과 전단변형에 따른 구조물 전체의 편칭현상을 국부적인 부재의 단면성질을 나타내는 모멘트-곡률 관계에 간접적으로 반영하고자 하는 노력이 병행되어 왔다.²⁴⁾ 특히 모멘트-곡률

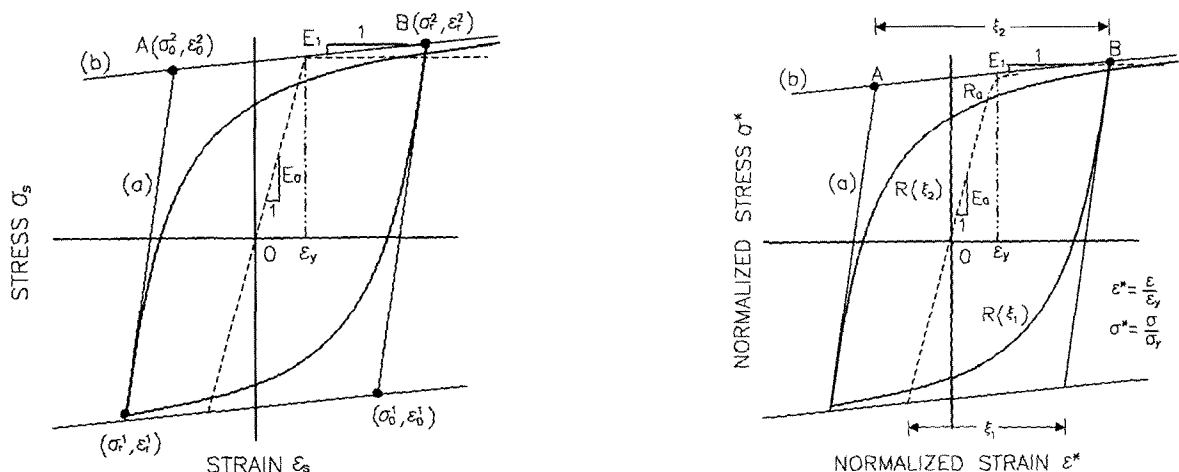


그림 3 철근의 응력-변형률 이력곡선 및 R값의 정의

관계는 구조물의 휨 거동을 대표적으로 나타나는 반면 힘-변위 관계의 편칭현상은 구조물의 전단변형을 대표적으로 나타내게 된다. 따라서 축방향 휨 변형을 소성 변형의 기본 변형으로 설정하여 지배방정식을 구성하는 보 구조물의 경우 전단변형에 의한 영향을 효과적으로 반영하는데 한계가 있는 것 또한 사실이다. 따라서 이러한 문제점을 극복하고 나아가 전단변형에 의한 영향을 간접적으로 고려함으로써 구조계의 전체 거동에 있어 전단에 의한 편칭현상이 고려 되도록 하기 위한 많은 노력이 경주되어 왔으며, 전단시간 비에 따른 모멘트-곡률 관계의 수정 또한 그 노력의 일환으로 진행되어 왔다. 이 가운데 항복 후 모멘트-곡률 이력 곡선의 재재하(reloading) 영역에서 전단시간 비에 따라 점근선의 기울기를 조정하여 휨강성을 정의하는 Roufaiel 등²⁴⁾이 제안한 모델의 경우 단순하고 계산이 쉬운 이점으로 인해 널리 사용되고 있다.

한편 철근콘크리트의 거동 특성이 단면의 모멘트-곡률 관계로부터 직접 정의되어 이를 통해 편칭효과를 반영할 수 있는 보 요소와는 달리 평면응력요소의 경우 철근과 콘크리트 각각의 응력-변형을 관계가 주축에 대해 정의되기 때문에 철근의 다우얼(dowel) 거동, 골재의 맞물림(aggregate interlocking) 등으로 인한 전단거동의 영향과 나아가 부착슬립에 의한 거동특성을 모사하기 위해 추가적인 전단이력 곡선이 도입되지 않는 한 요소 단계에서 정의되는 응력-변형을 관계만을 토대로 구조물 단계에서 발생하는 편칭현상을 모사하는데 한계가 있는 것 또한 사실이다.

이러한 문제점을 극복하고 나아가 전단에 의한 편칭현상을 고려하기 위해 이 논문에서는 Roufaiel 등이 모멘트-곡률 곡선에 적용한 모델식을 토대로 철근의 응력-변형을 관계에서 이력곡선의 재재하 시 항복 점근선을 전단시간 비에 따라 보정함으로써 편칭효과를 반영하고자 하였다. 왜냐하면 그림 4에 나타난 바와 같이 재하가 발생하는 점 B(ϵ_2, σ_2)에서 요소 내에 분산되어 있는 균열의 닫힘에 의해 강성을 회복하게 되는 점인 단조증가 식과 만나는 점(그림 4의 F 참조)까지는 골재의 맞물림과 더불어 철근의 부착슬립에 의한 강성저하가 발생하는 구간을 나타내고 있다. 나아가 이 구간에서 전단변형에 따른 편칭현상이 지배적으로 나타나게 되는데, 이 구간에서는 앞에서 언급한 바와 같이 평면요소의 경우 균열이 벌어진 상태로 존재하는 관계로 철근과 콘크리트 사이의 부착슬립이 지배적인 영향을 미치는 반면 콘크리트 골재의 맞물림에 의한 전단거동에 따른 영향은 극히 작게 나타나게 된다.

따라서 이 논문에서는 골재의 맞물림에 의한 영향은 추가적으로 고려하지 않음으로써 콘크리트의 응력-변형을 관계를 보정하지 않는 반면 발생하는 전단거동 특성이 철근

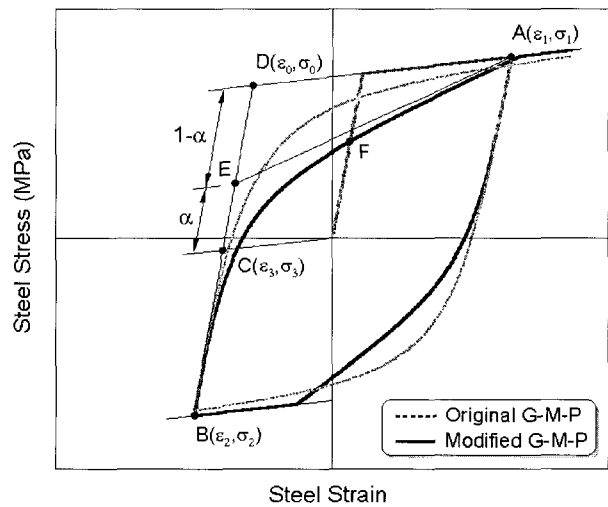


그림 4 전단효과 고려를 위한 수정된 철근의 응력-변형을 이력 곡선

에 의해 지배를 받는 것으로 가정하여 철근의 응력-변형률 사이의 관계를 보정하여 사용하였다. 또한 휨거동에 기본을 둔 보 구조물과 마찬가지로 평면응력이 지배하는 구조물의 경우에 있어서도 주응력에 따른 거동을 해석의 근간으로 설정하는 관계로 휨거동과 직접적인 관계를 갖는 철근의 응력-변형을 관계에 전단에 의한 영향을 반영하고자 하였다.

따라서 그림 4에 나타난 바와 같이 기존의 G-M-P 모델에서 초기 탄성기울기 E_0 를 갖는 점근선(선분 BD)과 소성영역의 기울기 E_1 를 갖는 또 다른 점근선(선분 DA)의 교점 $D(\epsilon_0, \sigma_0)$ 를 전단시간 비인 단면의 높이(h)와 길이(l)의 비(h/l)에 따라 수정하게 된다. 즉, Roufaiel 등이 다양한 규격의 보 기둥 접합부 실험 결과를 통해 제시한 다음 식에 따라 전단시간 비에 따른 새로운 교차점 $E(\epsilon_0', \sigma_0')$ 를 계산하게 된다.

$$\sigma_0' = \sigma_3 + \alpha \cdot f_n, \quad \epsilon_0' = \epsilon_3 + \alpha \cdot \epsilon_n \quad (8)$$

여기서 $h/l < 1.5$ 일 때 $\alpha=0$, $1.5 < h/l < 4.0$ 일 때 $\alpha = 0.4(h/l) - 0.6$, 그리고 $h/l > 4.0$ 일 때 $\alpha=1$ 이며, h 는 전단벽의 높이이고, l 은 전단벽의 폭을, (ϵ_n, f_n) 은 철근의 평균항복점(그림 2 참조)을 각각 나타낸다.

이와 같은 방법을 통해 새로운 점근선(점 E~점 A)을 구성하여 전단효과를 반영한 전이영역을 정의할 수 있는데, 전이곡선의 형태를 결정짓는데 쓰이는 계수 R (식(6) 참조)은 G-M-P 모델에서 사용된 값과 동일하게 가정하였다.

4. 유한요소 정식화 및 비선형 해석기법

4.1 유한요소 정식화

앞에서 정의한 콘크리트와 철근의 재료모델을 토대로 평면응력요소에 의한 철근콘크리트 벽체 구조물의 정식화 과정이 전개되는데, 콘크리트의 경우 식(10)과 같이 주변형률 축을 기준으로 국부재료행렬 $[D]_{LO}$ 가 구성되므로⁷⁾ 구조물의 강성행렬로 조합하기 전에 좌표변환행렬 $[T]$ 을 사용하여 전체좌표계에 대한 재료행렬 $[D]_G$ 로 변환하게 된다.

$$[D]_G = [T]^T [D]_{LO} [T] \quad (9)$$

여기서,

$$[D]_{LO} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} \frac{E_1}{\nu\sqrt{E_1E_2}} & \frac{\nu\sqrt{E_1E_2}}{E_2} & 0 \\ \frac{\nu\sqrt{E_1E_2}}{E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2) \cdot G \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2\theta & \sin^2\theta & \sin\theta\cos\theta \\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & -\sin\theta\cos\theta \\ -2\sin\theta\cos\theta & 2\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta - \sin^2\theta \end{bmatrix} \quad (11)$$

$G = 0.5 \cdot (\alpha_1 - \sigma_0) / (\epsilon_1 - \epsilon_2)$ 이고¹⁰⁾, $\theta = 0.5 \cdot \tan^{-1}(\nu_{xy} / (\epsilon_x - \epsilon_y))$ 로서 x 축과 균열의 수직방향이 이루는 각을 나타낸다.

한편, 철근이 콘크리트 내에 균일하게 분포하는 벽체의 경우 분포(distributed) 철근모델을 사용하는 것이 효과적이며, 이때 콘크리트와 철근의 복합체로 형성된 철근콘크리트 유한요소를 구성하기 위해서는 두 재료가 동일한 변위장을 가져야 하므로 이를 위해 이 논문에서는 수치해석상 콘크리트와 철근 사이의 완전부착을 가정하였다.

4.2 비선형 해석기법

비선형 유한요소 해석 시 비선형 평형 경로를 찾기 위해 다양한 해석 기법이 개발되어 왔으며 대부분의 경우 Newton Raphson(NR) 기법에 기초를 두고 있다. 대상 재료가 철근과 같이 선형 또는 선형경화 거동을 나타내는 경우 NR 알고리즘이 효과적으로 사용되는 반면, 변형연화 영역을 갖는 콘크리트의 압축파괴 등으로 인해 철근콘크리트 구조물의 강도 감소(strength degradation) 또는 변위의 증가에 따른 하중의 감소(softening behavior)가 나타나게 되면 NR 방법과 같이 보편적인 하중제어 기법으로는 구조계의 잘못된 평형경로를 찾게 되어 정확한 파괴형태를 정의하는데 어려움이 따르게 된다.^{10),14)} 따라서 이 논문에서

는 이와 같은 수치해석상의 문제점을 해결하고 효율적인 비선형 해석을 위해 Crisfield 등⁹⁾이 제안한 arc-length 기법을 도입하여 각각의 하중이력(load history)에 따른 구조계의 평형상태를 결정하였다.

즉, 유한요소로 구분된 구조물의 평형상태는 평형경로상에 주어진 점의 변위와 하중벡터로부터 지배방정식을 구성하여 얻을 수 있는데, 이로부터 i 번째 반복에서의 잔류력(residual force) \mathbf{r} 을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\mathbf{r}(\mathbf{u}) = \lambda \mathbf{p} - \mathbf{f}(\mathbf{u}) \quad (12)$$

여기서, λ 는 하중확대계수, \mathbf{p} 는 고정된 외부하중벡터이고, \mathbf{f} 는 변위 \mathbf{u} 로 표현되는 내력벡터이다. Arc-length 방법에서는 λ 와 \mathbf{u} 가 모두 미지수로 취급되기 때문에 식(12)를 풀기 위해서는 여분의 방정식이 필요한데, 구형 제약조건(spherical constraint)으로부터 다음과 같은 식을 얻을 수 있으며, $i-1$ 번째 반복후의 변위 증분 $\Delta \mathbf{u}_i$ 를 규정하기 위해 정해진 길이의 증분 Δl 이 제약조건으로 사용됨을 알 수 있다.⁹⁾

$$\Delta \mathbf{u}_{i+1}^T \Delta \mathbf{u}_{i+1} = \Delta \mathbf{u}_i^T \Delta \mathbf{u}_i = \Delta l^2 \quad (13)$$

해석과정은 하중계수를 증가시키고 강성행렬을 구성함으로써 시작되며, 초기 변위벡터의 변화량을 계산하여 제약조건식에 적용함으로써 arc-length, Δl 을 결정할 수 있다. 나아가 식(12)로부터 잔류력 \mathbf{r}_i 가 계산되면 NR 방법과 마찬가지로 반복해석으로 인한 변위의 변화 $\delta \mathbf{u}_i$ 는 다음의 관계식에 의해 계산될 수 있다.

$$\delta \mathbf{u}_i = -\mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{r}_i + \delta \lambda_i \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{p} = \overline{\delta}_i + \delta \lambda_i \delta_T \quad (14)$$

여기서 \mathbf{K} 는 접선 또는 할선강성행렬을 나타낸다. 위 식에서 우변의 첫 번째 항은 잔류력으로부터 계산되는 일반적인 반복 변화량을 나타내는데 반해, 두 번째 항은 고정된 외부하중과 하중단계의 변화 $\delta \lambda_i$ 를 포함하고 있다.

$$\Delta \mathbf{u}_{i+1} = \Delta \mathbf{u}_i + \delta \mathbf{u}_i \quad (15)$$

식(14)를 새로운 변위증분을 나타내는 식(15)에 대입하여 식(13)에 적용하면 $\delta \lambda_i$ 에 대한 2차 방정식을 얻을 수 있으며 이때 결정되는 두 해는 평형경로와 제약 구형(constraining sphere) 사이의 두 교점을 나타내며,⁹⁾ 이 중 타당한 해는 다음 식으로부터 $\Delta \mathbf{u}_i$ 와 $\Delta \mathbf{u}_{i+1}$ 사이에 위치하

는 예각을 확인함으로써 규정할 수 있다.

$$\cos \theta = 1 + \frac{1}{\Delta l^2} [\delta_i^T \Delta \mathbf{u}_i + \delta_l \delta_l^T \Delta \mathbf{u}_i] \quad (16)$$

또한 정해진 $\delta \lambda_i$ 를 식(14)에 대입하여 $\delta \mathbf{u}_i$ 가 계산되고, 식(15)로부터 i 번째 반복 후의 변위 $\Delta \mathbf{u}_{i+1}$ 을 순차적으로 구하게 되는데, 이와 같은 반복해석을 함에 있어서 최대 반복회수를 설정하여 반복회수가 최대 반복회수보다 커지게 되면 하중단계를 이전과 같은 절차에 따라 다시 시작하도록 하였다.

반복계산을 하는 동안 구해진 변위의 수렴 여부를 판정하기 위해 이 논문에서는 변위 증분에 대한 다음의 Euclidean 절댓값을 계산하여 $Tol = 5 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$ 으로 두어 반복해석을 수행하였다.

$$\|n\| = \sqrt{\frac{\delta \mathbf{u}_i \cdot \delta \mathbf{u}_i}{\Delta \mathbf{u}_{i+1} \cdot \Delta \mathbf{u}_{i+1}}} \leq Tol \quad (17)$$

여기서 $\Delta \mathbf{u}_{i+1}$ 은 현재 하중단계에서 i 번째 반복해석까지의 변위증분을 나타내고 $\delta \mathbf{u}_i$ 는 i 번째 반복해석에서 변위증분의 변화량을 나타낸다.

5. 수치해석

이 장에서는 앞서 개발된 철근콘크리트 재료모델의 타당성을 평가하고 나아가 전단벽의 비선형 거동특성을 살펴보기 위해 판넬, 판넬 보, 그리고 전단벽 등의 시험체에 대한 수치해석을 수행하여 실험 결과와 비교 검토하였다. 단조 증가하중에 따른 전단판넬과 전단벽 등에 대한 수치해석 검증은 앞의 논문에서 이루어졌으며, 보다 자세한 내용은 참고문헌¹⁸⁾에서 살펴볼 수 있다. 이 논문에서는 반복하중에 초점을 두어 순수전단을 받는 철근콘크리트 판넬, 깊이가 깊은 판넬 보 및 2종류의 전단-지간 비를 갖는 전단벽에 대해 수치해석을 수행하여 실험 결과와의 비교 연구를 통해 전단응력-변형률 관계를 비롯하여 극한하중 및 하중-변위 이력곡선의 특성을 파악하고자 하였다.

5.1 전단판넬 (SE Series)

평면응력이 작용하는 구조물의 기본적인 거동 특성을 파악하기 위해 일반적으로 하중조건과 경계조건을 이상화한 판넬에 대한 많은 실험 및 수치해석 연구가 이루어지고 있다.^{27),31)} 그 가운데 역전된(reversed) 반복 전단하중에 취약한 특성을 나타내는 철근콘크리트 구조물에 지진하중이 작용할 경우 발생할 수 있는 문제점을 파악하기 위해 Stevens 등²⁷⁾은 3개의 철근콘크리트 판넬 시험체에 반복 전단하중을 가하여 이에 따른 압축강도의 저하, 균열발생 후 인장응력, 주응력과 주변형률 방향 변화 등을 살펴보았다. 이 논문에서는 반복하중을 받는 경우에 대해 개발된 구성 모델을 검증하고 하중 및 경계조건을 이상화하여 순수전단 상태에 놓인 철근콘크리트 평면요소의 전단이력을 알아보고자 Stevens 등이 실험한 시험체 중 순수전단하중이 가해진 SE8 및 SE9 시험체에 대한 수치해석을 수행하여 실험 결과와 비교하였다. 판넬 시험체의 제원과 하중작용 방법은 그림 5에 나타난 바와 같고, x, y방향의 철근비, 철근의 항복강도 및 콘크리트의 압축강도는 표 1에 나타내었다.

그림 5에서 보는 바와 같이 콘크리트 판넬은 2x2 가우스 적분점을 갖는 4절점 등매개변수요소로써 모델링하였으며, 수치해석에서 사용한 콘크리트의 포아송비 ν 는 0.2로, 인장강도는 $f_t' = 0.33 \cdot (f_c')^{0.5}$ (MPa)에 따라 각각 산정하였으며, 철근의 탄성계수 E_s 는 200,000MPa를 사용하였다. 시험체의 모든 영역이 동일한 응력상태에 놓여있는 관계로 1개의 유한요소로써 모델링할 수 있으며, 전단응력-변형률 곡선을 실험 결과와 비교하여 그림 6에 나타내었다.

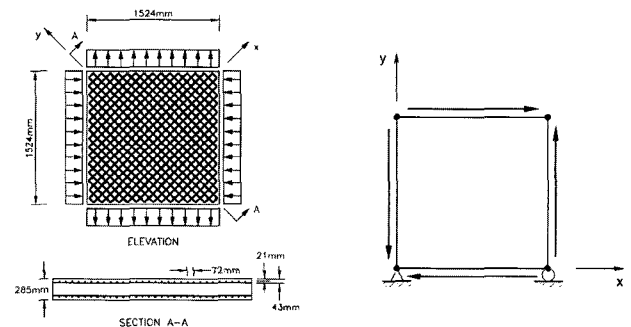
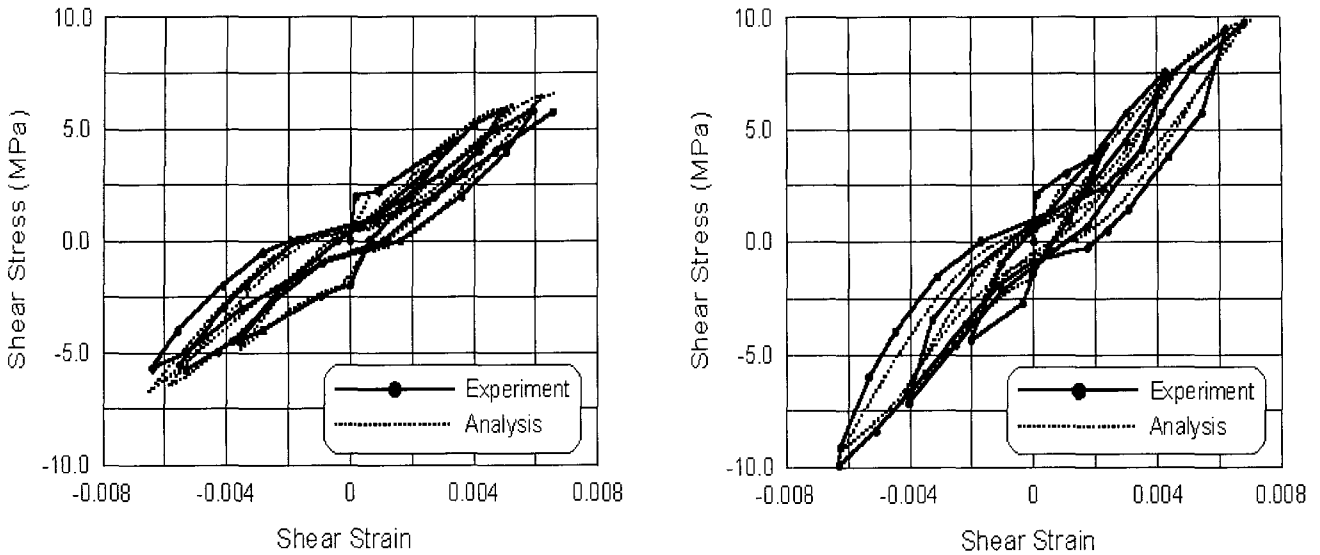


그림 5 판넬(SE Series)의 제원과 유한요소 이상화

표 1. 철근콘크리트 판넬의 제원

단위 : MPa

Specimen	Loading		Longitudinal (x direction)		Transverse (y direction)		Concrete	
	τ_{xy}	$\sigma_x = \sigma_y$	ρ_x	f_{yx}	ρ_y	f_{yy}	ϵ_c	f_c'
SE8	Cyclic	0	0.0293	492	0.0098	479	-0.00260	-37.0
SE9	Cyclic	0	0.0293	422	0.0293	422	-0.00265	-44.2



(a) SE8 (b) SE9

그림 6 판넬(SE series)의 전단응력곡선

상대적으로 과소 배근된 y방향 철근이 항복한 후 콘크리트의 전단파괴로 파괴되는 SE8 시험체와 달리 SE9 시험체의 경우 철근이 항복되기 전 콘크리트의 전단파괴로 인한 취성파괴가 예측됨을 볼 수 있다. 해석에 사용된 Vecchio 등³¹⁾이 제안한 압축강도 감소계수의 경우 단조증가하중 하의 실험결과로부터 제안되었기 때문에 변형이력이 누적됨에 따라 압축강도의 저하가 현저하게 나타나는 반복하중 하의 경우보다 강도의 저하가 과소 평가되어 극한 전단응력이 실험 결과에 비해 다소 크게 평가됨을 볼 수 있다. 그림 6에 나타난 바와 같이 제안된 해석모델은 실험 결과와 비교하여 전단이 지배하여 전단강성이 저하됨에 따라 발생하는 핀칭된(pinched) 전단이력곡선 등을 효과적으로 모사함을 볼 수 있다.

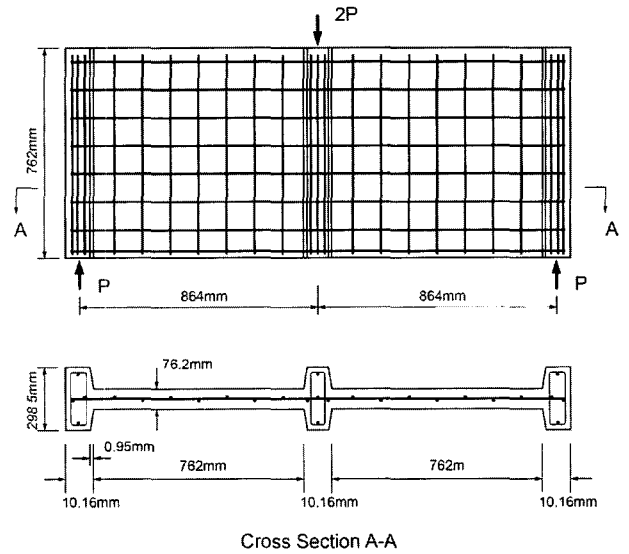


그림 7 전단 판넬 보 시험체(W-4)의 제원

5.2 전단 판넬 보(W Series)

하중 전달부분인 3개의 두꺼운 리브(rib)에 의해 나누어진 2개의 판넬로 구성된 Cervenka 등⁴⁾이 실험한 전단 판넬 시험체 W-4는 그림 7에서 보는 바와 같이 폭과 높이가 762mm이고, 76.2mm의 두께를 가지며 직교방향으로 철근이 배근되어 단순지지 된 시험체로서 철근콘크리트 평면 구조물의 유한요소해석 시 수치이체로 널리 인용되고 있다. 298.5mm의 두께를 갖는 리브 부분은 띠철근으로 보강되어 있으며, 판넬 부분은 76.2mm 간격의 철근망으로 배근되어 있다. 하중은 가운데 리브에 집중하중 P가 단조증가 상태로 작용하고 있으며, 시험체의 세부 형상 및 철근이 배근된 형태는 그림 7에 나타내었다.

기하학적 형상과 하중조건의 대칭성으로 시험체의 절반을 유한요소로 모델링하였으며 재료특성은 콘크리트의 경우 압축강도는 26.8MPa이며, 인장강도는 Vecchio 등³¹⁾이 제안한 식으로부터 계산하였고, 탄성계수는 2×10^4 MPa를 사용하였다. x, y방향의 철근은 지름이 9.53mm인 철근으로 항복강도가 353MPa이고, 1.9×10^5 MPa의 탄성계수를 갖는 탄소강재료로써 모델링하였다. 그림 8에 판넬 보의 1/2부분을 4절점요소를 사용하여 14×12 요소망으로 유한요소 모델링하여 나타내었고, 판넬 부분의 철근비는 $\rho_x = \rho_y = 0.917\%$ 이고, 리브 부분의 경우 $\rho_x = 0.528\%$, $\rho_y = 0.468\%$ 를 각각 사용하였다. 하중 작용점과 경계조건의

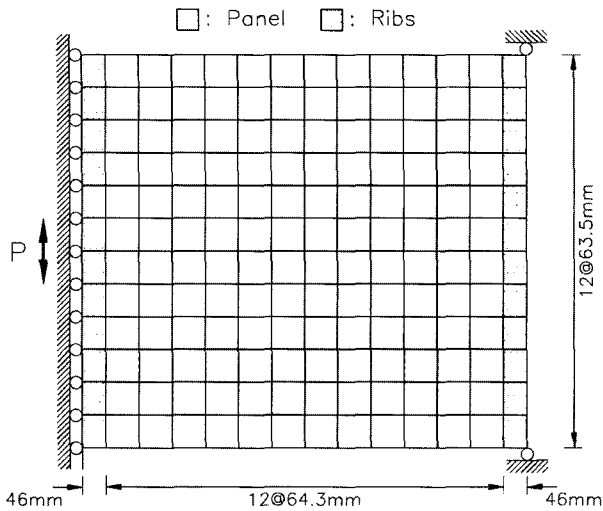


그림 8 판넬 보 W 4의 유한요소 모델링

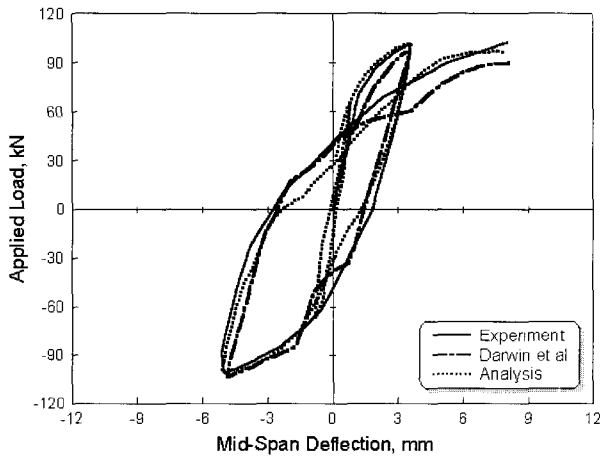


그림 9 판넬 보 시험체 W 4의 하중 변위 곡선

경우 실제 실험에서는 하중의 방향에 따라 구속지점을 양 단 상하로 변화시켜 실험하였으나, 수치해석상의 편의와 안정된 해석결과를 얻기 위해 그림 8에 나타난 바와 같이 끝단 상하지점의 y방향 자유도를 구속하고 지간 중앙의 가운데 깊이에 하중을 재하하였다.

시험체는 낮은 응력 하에서 4차례 반복하중이 가해진 후 극한하중의 90% 정도에 해당하는 하중에서 역전된 반복하중을 가하여 파괴에 도달하도록 하였으며, 2와 1/2 사이클 동안 지간 중앙에서의 하중 변위 이력곡선에 대한 수치해석 결과를 실험 결과 및 Darwin 등¹¹⁾이 수행한 수치해석 결과와 비교하여 그림 9에 나타내었다. 수치해석 결과 재재하가 일어나는 영역, 즉 하중이 0에 가까운 구간에서 실험 결과에 비해 강성이 다소 작게 평가되고 있으나, 최초의 압축파괴 구간과 마지막 사이클에서 Darwin 등의 해석 결과에 비해 보다 정확한 극한하중 값을 모사함을 볼 수 있다.

5.3 전단벽(h/l=2.5)

반복하중 하에서 해석모델을 검증하고 하중 변형 관계를 살펴보기 위해 PCA²²⁾에서 실험한 전단벽 시험체 중 B1 시험체의 수치해석을 수행하였다. 지지점 역할을 하는 저면 기초와 하중전달이 목적인 강성이 큰 상부 슬래브와 함께 구성된 전단벽 B1은 102mm의 두께를 갖는 웨브와 스테럽으로 보강된 305mm의 두께를 갖는 경계요소로 이루어져 바벨형태(barbell shaped)의 단면을 갖고, 기초 블록으로부터 높이가 4570mm이며, 1910mm의 폭을 갖는 높이 대 폭의 비가 2.5:1인 벽체이며, 구체적인 치수, 철근 배근형태 등은 그림 10에 나타난 바와 같고, 모델링에 필요한 재료 특성은 표 2에 나타내었다. 시험체는 그림 11에 나타난 바와 같이 저면 기초를 제외하고, 96개의 유한요소를 사용하여 모델링하였으며, 전단벽의 하부를 고정 단으로 두어 해석을 수행하였다. 하중 이력은 상부 슬래브의 중앙점에서의 횡방향 변위를 규정하여 가하였는데, 부과된 하중은 25mm의 변위 단계에서 시작하여 파괴에 도달할 때까지 25mm씩 증가시켰으며, 각 단계마다 3차례 사이클의 하중을 가하였다.

표 2 전단벽 B1의 재료 특성

Properties		Wall B1
Cross section shape		Barbell
f'_c (MPa)		53.0
Yield strength, f_y (MPa)	Boundary element	449.5
	Vertical web	520.6
	Horizontal web	520.6
Reinforcement ratio, ρ , (%)	Boundary element	1.11
	Vertical web	0.29
	Horizontal web	0.31

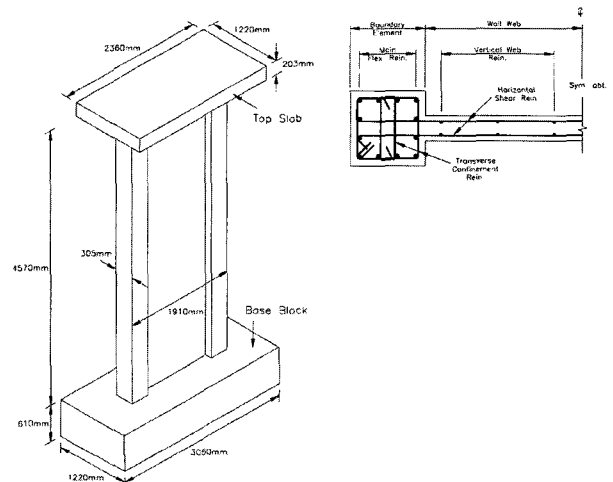
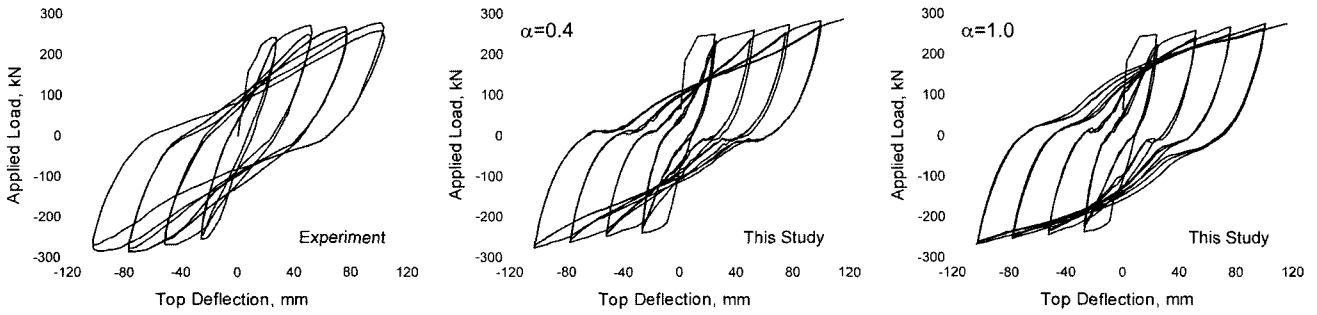


그림 10. 전단벽 B1 시험체의 제원 및 단면의 철근상세



(a) 실험 결과 (b) 수치해석 결과 (전단효과 고려) (c) 수치해석 결과 (전단효과 미고려)

그림 12 전단벽 B1의 하중 변위 이력곡선

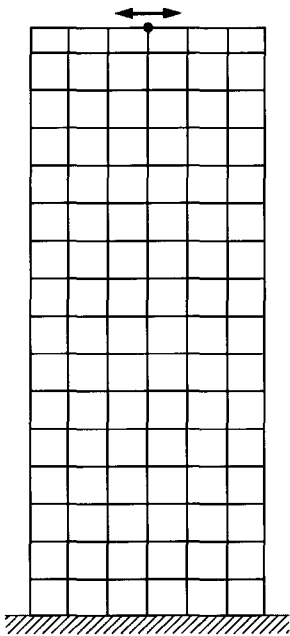


그림 11 전단벽 B1 시험체의 유한요소 모델링

그림 12는 해석된 하중 변위 이력곡선을 실험 결과와 비교하여 나타내고 있다. 전단벽 B1 시험체의 경우 높이 대 폭의 비가 2.5:1로서 다소 큰 전단지간 비를 가지므로 콘크리트의 압축파쇄와 더불어 철근의 항복이 전체 거동을 지배하는 관계로 철근의 이력곡선에서 전단효과를 고려 유무에 따른 해석 결과를 살펴보기 위해 기존의 G_M_P 모델($\alpha=1.0$)과 전단효과를 고려한 철근모델($\alpha=0.4$)에 대한 수치해석을 수행하여 그림 12에 해석 결과를 비교하였다. 그림 12에서 볼 수 있듯이 전단효과를 고려하지 않은 철근모델을 사용하여 해석한 경우 변형이 작은 상태에서의 이력곡선은 전단효과를 고려한 경우와 차이가 거의 없으나, 변형이 커짐에 따라 철근의 항복으로 인해 휨 거동이 전체 거동을 지배하게 되므로 실험 결과에 비교하여 편칭효과가 일어나지 않음을 볼 수 있다. 이는 콘크리트와 철근이 동일한 변위장을 갖는 것으로 가정할 경우 부착슬립 및 다우얼 효과 등에 의한 전단손상 효과를 직접적으로 고

려할 수 없기 때문에 지점 접합부 부근의 인장축에 실제로 다 변형이 과다하게 집중됨으로 인해 전단파괴모드가 왜곡되고 철근의 항복에 의한 휨거동이 전체 거동을 지배하여 일어나는 결과로 설명될 수 있다. 따라서 동일한 변위장을 갖는 철근과 콘크리트 모델에서 전단파괴모드를 유도하여 편칭효과를 포함한 실제적인 이력거동을 효과적으로 모사하기 위해서는 철근의 이력곡선에 전단손상으로 인한 영향을 간접적으로 반영한 수정된 철근모델을 사용할 필요가 있다.

5.4 전단벽 ($h/l=1.0$)

짧은 전단지간 비를 갖는 전단벽의 이력 거동을 살펴보기 위해 Salonikios 등²⁵⁾이 실험한 시험체 중 전단지간 비가 1인 시험체 LSW1을 채택하여 수치해석을 수행하였다. 기존의 벽체와 마찬가지로 상단에는 하중 전달을 목적으로 강성이 큰 슬래브를, 하단은 지지점 역할을 하도록 하기 위해 상대적으로 두께와 철근비가 큰 기초블럭을 설치하였다. 시험체의 형상 및 철근배근은 그림 13에 나타낸 바와 같고, 재료 특성은 표 3과 같다. 시험체는 그림 14와 같이 124개의 4절점 요소를 사용하여 모델링하였고, 벽체 하단 부분을 고정시킨 상태에서 상부 슬래브의 중앙 부분에 수평하중을 반복적으로 가하였으며, 이에 따른 벽체상단 부

표 3 전단벽 LSW1의 재료 특성

Properties		Wall LSW1
Section (bw×lw)		10cm × 120cm
fc' (MPa)		22.2
Yield strength, fy (MPa)	Boundary element	585
	Vertical web	610
	Horizontal web	610
Reinforcement ratio, ρ (%)	Boundary element	1.7
	Vertical web	0.567
	Horizontal web	0.567

분의 변위를 구하여 하중 변위 이력곡선에 대한 해석 결과를 실험 결과와 비교하여 그림 15에 나타내었다.

이 시험체의 경우 그림 15에서 볼 수 있듯이 전단지간 비가 짧은 관계로 변위의 크기가 반복적으로 증가함에 따라 제하 및 재제하 강성이 감소함을 볼 수 있으며, 이력곡선의 편칭현상 또한 두드러지게 나타나고 있으며, 이 논문에서 제안한 전단효과와 구속효과를 고려한 수치해석 결과가 편칭현상을 효과적으로 모사함을 볼 수 있다(그림 15(b) 참조). 한편 제안된 모델의 경우 콘크리트의 이력곡선을 정의함에 있어 최대강도 이후 압축연화영역에서의 반복이력에 따른 손상을 모사하는 강도감소효과(strength degradation effect)를 고려하지 않은 관계로 콘크리트의 압축변형이 실제보다 적게 발생하고 대신 인장 측 철근에 변형이 재분배되면서 철근의 항복거동이 상대적으로 과다하게 발생하여 최대하중 이후의 이력에서 실제 결과에 비해 다소 과대평가 되는 결과를 보이고 있다.

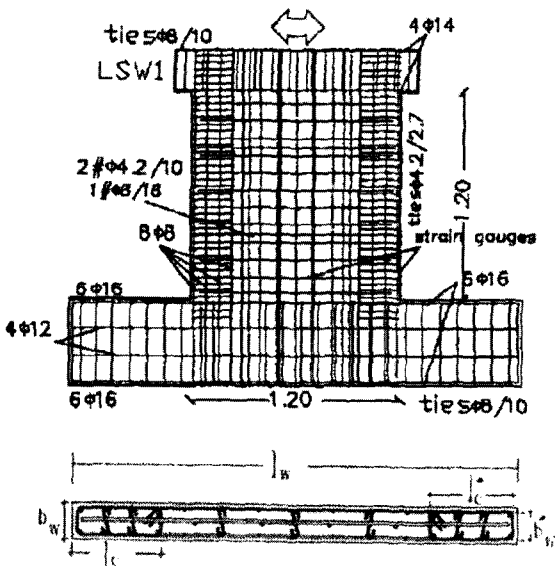


그림 13 시험체의 제원 및 단면형상

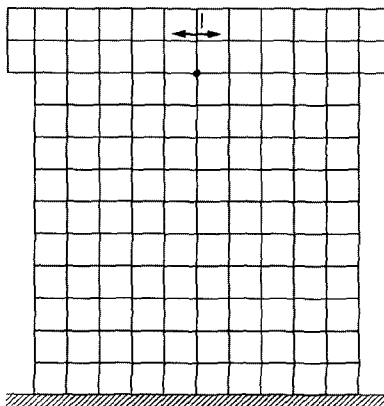
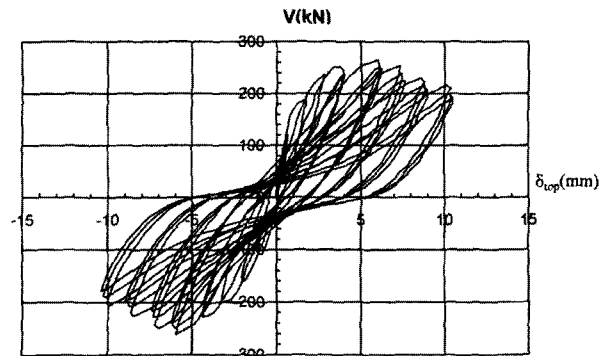
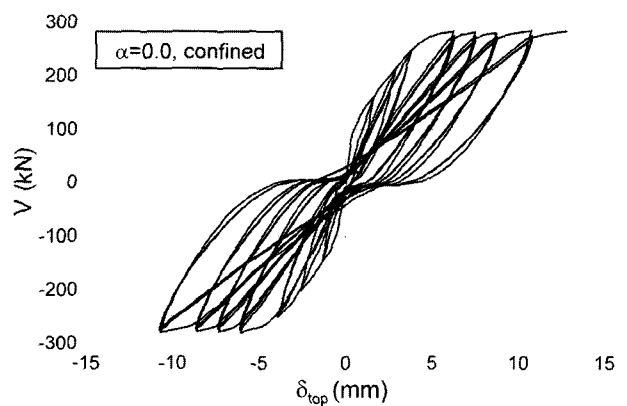


그림 14 시험체 LSW1의 유한요소 모델링



(a) 실험 결과



(b) 수치해석 결과

그림 15 전단벽 시험체 LSW1의 하중 변위 이력곡선

6. 결 론

철근콘크리트 판넬 및 전단벽과 같이 평면응력 상태에 놓인 구조물의 비선형 해석을 위한 해석모델을 제안하였다. 등가의 1축변형률 개념을 토대로 하중이력에 따라 회전하는 주변형률 축에 대해 구성 관계가 수립되는 직교이방성모델을 사용하여 균열발생 및 항복 후의 거동을 중심으로 일반적인 응력 이력을 포함한 서로 다른 응력 상태에 따른 콘크리트와 철근의 재료모델을 정의하였다. 콘크리트의 경우 단순하면서도 인장과 압축이 교번하는 이력특성을 효과적으로 모사할 수 있는 이력곡선을 정의하였으며, 철근의 경우 기존의 이력곡선에 전단 지간비에 따른 전단효과를 반영하여 전단이 지배적으로 작용하는 구조물의 해석을 위해 효과적으로 사용할 수 있도록 하였다. 실험 결과와의 비교 연구에서는 하중조건과 경계조건을 이상화 한 판넬실험으로부터 요소단계에서의 전단응력-변형률 관계를 파악할 수 있었고, 단순지지된 판넬 보 시험체의 수치해석을 통해 반복하중에 따른 구조물 각 영역에서의 응력상태를 검토할 수 있었으며, 나아가 전단벽 시험체의 하중 변위 이력곡선으로부터 전단지간 비에 따른 이력 거동의 변화 등을 살펴볼 수 있었다. 또한 실험결과와의 비교를 통해

제안된 해석모델의 타당성을 검증하였다. 이 연구에서는 최대강도 이후 압축연화영역에서의 반복이력에 따른 손상을 모사하는 강도감소효과를 고려하지 못하였으므로 이에 대한 연구는 추후의 연구과제에서 다루고자 한다.

감사의 글

이 논문은 과학기술부 지정 국가지정연구실 사업(과제번호: 99-J00-00-059-00) 및 한국과학재단 지정 스마트사회기반시설 연구센터의 연구비 지원으로 수행되었으며, 지원에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-99, American Concrete Institute, Detroit, 1999
2. ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, *State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, ASCE, New York, 1982
3. Belarbi, A., and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, Jul.-Aug. 1994, pp.465~474
4. Cervenka, V., and Gerstle, K. H., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels. Part II: Experimental Verification and Application", *Proceedings of International Association for Bridge and Structural Engineering*, Vol.32-II, 1972, pp.25~39
5. Collins, M. P., and Porasz, A., "Shear Strength for High Strength Concrete", *Bulletin No.193-Design Aspects of High Strength Concrete*, Comité Euro International du Béton (CEB), pp. 75~83
6. Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Service Ltd., London, 1993
7. Comité Euro International du Béton, *RC Elements under Cyclic Loading, State of the Art Report*, Thomas Telford Services Ltd., London, 1996, p.190
8. Comité Euro International du Béton, *RC Frames under Earthquake Loading, State of the Art Report*, Thomas Telford Services Ltd., London, 1996, p.303
9. Crisfield, M. A., *Non linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Volume 1: Essentials*, John Wiley & Sons, Chichester, 1991, p.345
10. Crisfield, M. A., and Wills, J., "Analysis of R/C Panels Using Different Concrete Models", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 115, No.3, Mar. 1989, pp.578~597
11. Darwin, D., and Pecknold, D. A., "Analysis of RC Shear Panels under Cyclic Loading", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, No. ST2, Feb. 1976, pp.355~369
12. Elmorsi, M., Kianoush, M. R., and Tso, W. K., "Nonlinear Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Structures", *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.6, Nov.-Dec. 1998, pp.725~739
13. Filippou, F. C., Popov, E. P., and Bertero, V. V., "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints", *Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 83-19*, University of California, Berkeley.
14. Foster, S., "An Application of the Arc Length Method Involving Concrete Cracking", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.33, No.2, 1992, pp.269~285
15. Karsan, I. D., and Jirsa, J. O., "Behavior of Concrete under Compressive Loading", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.95, No. ST12, Dec. 1969, pp.2543~2563
16. Kosovos, M. D., and Pavlovic, M. N., *Structural Concrete*, Thomas Telford Service Ltd., London, 1995
17. Kupfer, H. B., and Gerstle, K. H., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.99, No. EM4, Aug. 1973, pp.852~866
18. Kwak, H. G., and Kim, D. Y., "Nonlinear Analysis of RC Shear Walls Considering Tension

- Stiffening Effect", *Computers & Structures*, Vol.79, Issue. 5, 2001, pp.499~517
19. Ma, S. M., Bertero, V. V., and Popov, E. P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T Beams", Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 76-2, Univ. of California, Berkeley, 1976
 20. Mansour, M., Lee, J. Y., and Hsu, T. T. C., "Cyclic Stress Strain Curves of Concrete and Steel Bars in Membrane Elements", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127, No.12, Dec. 2001, pp.1402~1411
 21. Menegotto, M., and Pinto P. E., "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending", *Proceedings, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon, Spain, 1973.
 22. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., and Corley, W. G., "Earthquake Resistance Structural Walls -Tests of Isolated Walls", Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, Ill., Oct. 1976, p.315
 23. Penelis, G. G., and Kappos, A. J., *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E & FN SPON, London, 1997
 24. Roufaiel, M. S. L., and Meyer, C., "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No.3, Mar. 1987, pp.429~444
 25. Salonikios, T. N., Kappos, A. J., Tegos, I. A., and Penelis, G. G., "Cyclic Load Behavior of Low Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results", *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.4, Jul.-Aug. 1999, pp.649~660
 26. Sittipunt, C., and Wood, S. L., "Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls", *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.6, Nov.-Dec. 1995, pp.745~756
 27. Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., and Collins, M. P., "Reinforced Concrete Subjected to Reversed Cyclic Shear Experiments and Constitutive Model", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No.2, Mar.-Apr. 1991, pp.135~146
 28. Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., Collins, M. P., and Will G. T., "Constitutive Model for Reinforced Concrete Finite Element Analysis", *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.1, Jan.-Feb. 1991, pp.49~59
 29. Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J., "Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design", *Proceedings of Symposium on Utilization of High-Strength Concrete*, Stavanger, Norway, Jun. 1987, pp.149~159
 30. Vecchio, F. J., "Towards Cyclic Load Modeling of Reinforced Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.2, Mar.-Apr. 1999, pp.193~202
 31. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.119, No.12, Dec. 1993, pp.3590~3610