특수 프리캐스트 콘크리트 구조벽의 성능 검증 실험에 대한 허용기준

Acceptance Criteria for Special Precast Concrete Structural Walls Based on Validation Testing

서수연*
Soo-Yeon Seo

1. 머리말

2000년 미국의 FEMA(Federal Emergency Management Agency)에서는 강진지역의 철근 콘크리트 골조와 같은 구조시스템에 대한 최소한의 구조 성능을 규정하고, 이와 같은 구조성능을 평가하기 위한 구조 실험방법과 그 결과의 평가방법을 규정하였다.

그 내용은 ACI Innovation Task Group에서 작성한 내용(1999년)을 근거로 한 것으로서 ACI 기준에서 규정되고 있는 철근 콘크리트 골조가 아닌 다른 형식(철골 콘크리트의 복합재료, PC 구조 등)의 구조에 대한 성능평가를 위한 목적이 크다. 특히, 강진지역에 이와 같은 PC구조를 적용하기 위해서는 반드시 일체식에 준하는 구조성능의 확보여부를 입증해야 하며 그 평가방법은 객관적이 되어야 하기 때문에 실험체의 계획과 평가방법에 관련된 일체의 프로세스가 정해지게 된 것이다. 그리고 2003년에는 그 범위가 확장되어 프리캐스트 구조벽에 대하여 이와 같은 성능평가를 위한 실험 가이드라인이 NEHRP 기준에 추가되어 현재에 이르고 있다.

이들 허용지침은 강진지역을 대상으로, PC구조와 같은 복합구조가 철근 콘크리트 구조와 같은 구조성능을 보유하고 있는지를 평가하기 위한 가이드라인으로서, 새로운 시스템의 구조성능평가를 위한 지표로 적절히 이용될 수 있을 것으로 기대되어 그 내용을 번역하여 소개하고자 한다.

골조구조의 실험에 대한 허용기준은 2001년 이미 한국콘크리트학회 학회지에 소개되었으며, 여기에서는 2003년 NEHRP 기준의 9.6에 해당하는 구조벽에 관련된 규정 부분을 번역하여 소개하고자 한다.

* 정회원, 충주대학교 건축공학과 교수
syseo@cjnu.ac.kr

2. 기 준(provision)

2.1 9.6.1 기호

여기에 나타내는 기호는 ACI 318 21장의 기호에 이어서 정한다.

E_{max} = 실험결과 나타난 실험 모듈의 최대 횡강성

E_n = 실험 모듈의 공칭 횡강성으로서, 부재의 기하학적 성질, 보강근의 항복강도, 콘크리트 압축강도, 휨강도에 대한 변형도(변형) 적합해석에 의해 계산한다. 이때 강도저감계수 ϕ는 1.0을 사용한다.

E_{nl} = 계산된 실험 모듈의 횡강성으로서, 실험부재의 실제 기하학적인 성질, 본 기준 9.6.7.7 및 9.6.7.8과 9.6.7.9에 따라 구한 보강근, 콘크리트, 커플링장치의 실제 강도를 이용하여 계산한다. 강도 저감계수 ϕ는 1.0을 이용하여 계산한다.

θ = 변위각 비.

β = 상대 에너지 소산율.

2.2 9.6.2 정의

본 기준에서의 정의는 ACI 318 21장에 이어서 다음과 같이 정의한다.

9.6.2.1 커플링 요소 : 인접한 구조 벽의 수직 경계부위를 연결해 주는 장치 또는 보로서, 각 벽체가 독립벽으로 거동할 때에 비하여, 강성과 에너지 소산을 증대시키는데 이용된다.

9.6.2.2 변위각 비 : 실험 모듈의 전체 횡 변위를 실험 모듈의 높이로 나눈 값.

9.6.2.3 전체적인 인성 : 최대 고려 지진동시 발생하는 최대 횡

변위에서 구조적 성질을 유지하고 요구되는 중력하중을 지지할 수 있는 능력.

9.6.2.4 대상 구조 : 허용값의 설정이 필요한 콘크리트 벽구조.

9.6.2.5 상대 에너지 소산율 : 주어진 한계 변위각사이에서의 사이클 응답동안 실험모듈에 의해 소산된 실제와 이상적인 에너지의 비를 말함. 첫 번째 사이클에서의 초기강성에 의해 정해지는 평형사변형 면적에 대한 해당 사이클 이력루프면적비로 표현됨. 상대에너지 소산율은 본 기준의 9.6.9.1.3에 따라 계산한다.

9.6.2.5 실험 모듈 : 원 구조물의 주요 벽을 대표하는 실험체 (9.6.5 참조).

2.3 9.6.3 범위 및 일반적인 요구사항.

9.6.3.1 이 기준은 강진지역에 대해 설계되거나 높은 지진 성능 또는 설계 카테고리가 요구되는 병렬 PC구조벽을 포함한 새로운 PC구조벽에 대한 최소한의 허용기준을 정하며 허용값은 실험결과와 수치해석을 근간으로 한다.

9.6.3.2 이 기준은 높이와 길이의 비율, $h_w/l_w \geq 0.5$인 PC 구조벽에 적용한다.

9.6.3.3 PC구조벽은 ACI 318의 21.2와 21.7에 따라 설계된 일체식 구조 벽의 응답과 최소한 동일해야 한다. 그리고 구조벽은 본 기준 9.6.3.3.1에서 9.6.3.3.5까지의 모든 조건을 만족할 때 비로소 원 구조체에 대응되는 성능을 보유한 것으로 간주한다.

9.6.3.3.1 원 구조체는 21.7을 제외한 ACI 318의 모든 필요조건의 규준을 만족시켜야 한다.

9.6.3.3.2 벽 모듈에 대한 실험은 본 기준 9.6.4와 9.6.9의 조건을 만족시켜야 한다.

9.6.3.3.3 실험 프로그램에 의해 입증된 설계 절차에 따라 원 구조체를 설계하여야 한다.

9.6.3.3.4 본 기준의 9.6.7.11로부터 결정된 유효 초기 물성을 이용하여 원 구조체를 설계하고 해석한다. 그리고 원형 구조체는 이 기준의 변위각 한계를 만족시켜야 한다.

9.6.3.3.5 본 기준의 9.6.3.3.2의 실험결과와 해석을 근거로 하여, 9.6.7.4, 9.6.7.5 또는 9.6.7.6에 정의된 층-변위각 비 이상이 되는 변위에 대하여, 구조물이 적절한 인성(설정된 중력하중을 지지하고 구조성능을 유지하는 능력)을 보유하고 있는지를 확인하여야 한다.

2.4 9.6.4 설계 절차

9.6.4.1 실험을 실시하기 전에, 원형 구조물과 벽체에 대한 설계과정이 있어야 한다. 설계과정에는 균열, 부재 및 접합부의 변형, 사이클 하중을 포함한 재료의 비선형 효과가 반영되어야 한다. 설계과정에는 본 기준의 9.6.4.1.1부터 9.6.4.1.4에 규정된 과정이 포함되어야 하며 병렬 구조벽 또는 독립 구조벽과 같은 모든 PC구조벽에 적용될 수 있어야 한다.

9.6.4.1.1 설계과정에는 PC구조벽과 병렬 구조벽의 실제 초기강성의 계산에 대한 내용이 정의되어야 하며, 이는 원 구조체의 모든 벽체에 적용할 수 있어야 한다.

9.6.4.1.2 설계과정에는 PC구조벽과 병렬 구조벽에 대한 횡강도 계산과정이 정의되어야 하며 이는 원 구조체의 모든 PC구조벽에 적용할 수 있어야 한다.

9.6.4.1.3 설계과정에는 PC구조벽의 설계와 상세를 정하여 구조벽이 충분한 연성능력을 가지도록 하여야 한다. 또한 벽의 전단 강도, 미끄러짐 전단강도, 주근의 좌굴을 방지하기 위한 보조근 간격, 콘크리트의 구속력, 보강근의 변형률, 연성능력에 영향을 줄 수 있는 벽 시스템의 요소나 다른 거동을 포함하여야 한다.

9.6.4.1.4 설계과정에는 보강근의 국부좌굴 또는 이음파괴, 벽의 전체적인 불안정 등에 의해 발생되는 층 기구와 같이 바람직하지 않은 비선형응답이 발생하지 않도록 정하여야 한다.

9.6.4.2 설계과정은 실험 모듈의 설계에 이용하고 시험 보고서에 문서화하여야 한다.

9.6.4.3 설계과정에서는 중력과 지진에 저항하는 시스템의 저항기구를 정할 수 있어야 하며 이와 같은 기구를 지지하기 위한 허용값을 정하여야 한다. 기준에서 정하는 값과 차이가 있는 부분에 대해서는 시험체에 반영하여야 하며, 실험을 통하여 허용값을 정하여야 한다.

2.5 9.6.5 실험 모듈

9.6.5.1 적어도 두개의 실험 모듈에 대하여 실험을 하여야 한다. 교차되는 구조벽 또는 병렬구조벽을 포함한 PC구조벽의 각 형태에 대하여 한계상태별(전단, 축 하중, 휨)로 적어도 한 개의 모듈을 실험하여야 한다. 모든 PC구조벽의 형태가 같고 지배적인 한계상태가 같다면 두 모듈을 실험하면 된다. 교차되는 PC벽 시스템을 사용할 경우에는 두 직각 방향의 응답에 대한 실험을 실시해야 한다.

9.6.5.2 설계에서 연결부재를 사용할 경우에는 이들 요소도 실험 모듈의 일부분에 포함시켜야 한다.

9.6.5.3 모듈의 크기는 원 벽체 및 연결부재에서의 하중 전달 메커니즘과 실제 재료의 거동 및 복잡한 특성을 나타낼 수 있도록 충분한 크기로 하여야 한다. 모듈의 크기는 원 벽체의 1/2 이상이 되어야 하며, 해석과 실험에 의하여 적절한

검토가 힘들 경우에는 원 벽체의 크기로 하여야 한다.

9.6.5.4 기하학적 사항, 보강근 상세, 벽체의 재료적 특성, 접합부, 연결 요소들은 원 구조체에서의 부재상태를 나타낼 수 있어야 한다.

9.6.5.5 원 구조체에서 벽 전체 높이에 대하여 단일벽이 사용되지 않았다면, 벽체는 적어도 두 장의 패널 높이가 되어야한다.

9.6.5.6 SEI/ASCE 7-02에서 정의된 바와 같이 PC벽이 내력벽 구조로 사용될 경우, 횡력이 작용하는 동안 실험 모듈은 원 구조체에서 벽 기초에 작용되는 축응력을 받도록 하여야 한다.

9.6.5.7 PC벽과 기초의 연결을 위해 사용되는 상세, 보강방법, 기하학 등은 원 구조체에서의 상황을 나타낼 수 있어야 한다.

9.6.5.8 실험 모듈을 지지하는 기초는 기하학적 특성을 가지도록 하고, 충분히 강하게 보강함으로써 기초의 변형과 균열이 원형 구조체와 다르게 모듈의 성능에 영향을 주면 안된다.

2.6 9.6.6 시험 기관

실험은 Authority Having Jurisdiction에 의한 독립적인 시험기관에서 실행되어야 한다. 실험기관은 내진구조설계에서 전문적인 경험이 있는 전문가의 관리 감독에서 실험을 실시하여야 한다.

2.7 9.6.7 실험 방법

9.6.7.1 실험 모듈은 지진 시 원 구조체에서 예상되는 변위각을 나타낼 수 있도록 일련의 변위-제어 사이클로 실시한다. 만약 모듈이 병렬벽일 경우에는 근사적으로 등가 변위각(각각 5% 이내)을 각 벽의 상단과 바닥레벨에 작용시켜야 한다. 본 기준의 9.6.7.2에서부터 9.6.7.6에 정의된 기설정된 변위각 비에 따라 사이클을 정하여야 한다.

9.6.7.2 각 변위각 비마다 3번의 완전한 사이클을 작용시켜야 한다.

9.6.7.3 초기 변위각 비는 모듈의 선형 탄성 응답 범위에 있게 된다(본 기준의 9.6.7.11 참조). 이어지는 변위각 비는 이전 변위각 비의 5/4배 이상이 되고 3/2배 이하가 되어야 한다.

9.6.7.4 독립벽에 대하여, 다음 값과 동일 변위가 되거나 그 값을 초과할 때까지 변위각 비를 점점 증가시켜 계속 실험해야 한다 : (a) 설계 변위에 상응하는 변위각 비의 1.5배 또는 (b) 식(1)로 계산된 값.

$$0.8 \le 0.67(h_w/l_w) + 0.5 \le 2.5 \qquad (9.6.1) \quad (1)$$

여기서, h_w=원 구조물 벽 전체높이, l_w= 전단력 작용방향의 벽 전체길이.

9.6.7.5 병렬벽에서, 식(9.6.1)의 h_w/l_w비는 원 구조체의 독립벽 중에서 가장 작은 h_w/l_w를 취한다.

9.6.7.6 실험에 의한 한계변위각 비가 식(9.6.1)에서 계산된 값에 비하여 작을 경우, 실험을 이 기준에 따라 적합하게 실시하고 그 값이 SEI/ASCE 7-02의 9.5.8에 따라 실시한 비선형 시간이력 해석결과로부터 얻어진 변위각 이상일 경우에는 적합한 것으로 간주한다.

9.6.7.7 보강근의 실제 항복강도는 실험 모듈에서 사용되는 것과 같은 동일한 보강근 샘플에 대한 시험결과로 한다. ACI 318의 3.5에 정의된 ASTM 시방에 따라, 각 보강근의 형태와 규격에 대하여 두 가지 시험을 실시한다.

9.6.7.8 콘크리트의 실제 압축강도는 실험 모듈과 같은 조건에서 양생된 콘크리트의 시험으로 결정한다. 시험은 ACI 318의 5.6.1에서 5.6.4까지의 조건에 따라 실시한다.

9.6.7.9 연결 장치의 강도와 변형 능력이 본 기준 9.6.7.7에서의 보강근에 대한 시험결과와 관련이 없을 경우에는 별도의 모듈 시험을 통하여 연결 장치의 유효강도와 변형 능력을 확보하여야 한다.

9.6.7.10 모듈의 성능에 대한 정량적인 자료와 같은 모든 실험 자료를 기록하여야 한다. 작용 횡력과 실험 모듈 변위각 비의 관계, 최대변위 시와 각 사이클 단계에서 실험 모듈의 상태를 나타내는 사진 등을 연속적으로 기록하여야 한다.

9.6.7.11 실험 모듈의 유효 초기강성은 하중이 $0.6E_{nt}$와 $0.9E_{nt}$사이에 있을 때의 사이클에서 계산하고, $0.75E_{nt}$의 강도에서의 변형을 이용하여 강성을 구한다.

2.8 9.6.8 실험 보고서

9.6.8.1 실험 보고서는 모든 실험과정, 설계상의 가정 그리고 실험 모듈의 성능에 대하여 독립적인 평가를 위한 충분한 자료가 포함되어야 한다. 최소한 본 기준 9.6.8.1.1부터 9.6.8.1.11에서 요구하는 모든 정보가 수록되어야 한다.

9.6.8.1.1 설계과정과 실험 모듈의 강도를 예상하는데 이용한 이론을 제시하고, 특히 실험 모듈의 공칭 횡저항 E_n과 실험 모듈의 실제 횡저항 E_{nt}를 기술하여야 한다.

9.6.8.1.2 실험 모듈의 설계와 제작 과정을 제시하여야 하며, 실험체의 모든 구성요소 치수를 나타내는 설계도를 포함하여야 한다.

9.6.8.1.3 설계에 사용된 재료 특성과 본 기준 9.6.7.7의 실험에 의해 확보한 실제 재료 특성을 기술하여야 한다.

9.6.8.1.4 실험체의 설치상황을 기술하여야 하며, 내용에는 이와 관련된 그림과 사진을 포함하여야 한다.

9.6.8.1.5 장비, 장비의 설치위치 그리고 사용 목적을 기술하여야 한다.

9.6.8.1.6 작용시킨 변위각 이력에 대해서는 그림과 서술로서 설명하여야 한다.

9.6.8.1.7 초기 휨 균열 또는 접합부 벌어짐 발생시, 초기 전단균열 발생시, 정·부방향 하중에 대해서 콘크리트의 초기파괴 발생 시 그리고 다른 중요한 손상이 있을 때와 같은 중요한 변위각에서 각 실험 모듈의 상태에 대하여 관찰된 성능을 기술하여야 하며 여기에는 사진을 포함하여야 한다. 최고 변위각일 때와 하중을 제거한 후에는 사진 촬영을 하여야 한다.

9.6.8.1.8 변위각 비와 횡력의 관계를 그래프로 나타내어야 한다.

9.6.8.1.9 변위각 비와 상대 에너지 소산율의 관계를 그래프로 나타내어야 한다.

9.6.8.1.10 실험에서 관찰된 것과 같이 그리고 9.6.7.11에 따라 결정된 바와 같이 각 실험 모듈에 대하여 유효초기강성의 계산결과가 수록되어야 하며 또한 측정된 강성을 얼마나 정확하게 예측할 수 있는지에 대한 비교가 있어야 한다. 설계과정을 활용하여 전체적인 구조 응답을 예측하고, 측정된 응답을 얼마나 정확하게 예측할 수 있는지에 대한 비교를 실시한다.

9.6.8.1.11 실험 날짜, 보고 날짜, 시험기관의 이름, 보고서 작성자, 감독자인 설계 전문가, 시험 의뢰기관 등이 표기되어야 한다.

2.9 9.6.9 실험 모듈의 허용기준

9.6.9.1 실험 모듈은 9.6.9.1.1에서 9.6.9.1.3의 모든 내용들이 양방향의 면내응답 조건에 대해서 만족스런 성능을 보여주어야 한다. 어떤 실험 모듈이 임의 실험 방향에 대하여 이 규준에서 정하는 적합한 실험을 통과하지 못한다면, 그 벽 시스템은 적합한 시험통과에 실패한 것이 된다.

9.6.9.1.1 최대 횡강도는 적어도 $0.9E_{nt}$가 되고 $1.2E_{nt}$ 이하가 되어야 한다.

9.6.9.1.2 본 기준의 9.6.7.4 부터 9.6.7.6에서 정한 변위각 수준까지의 사이클에서, 보강근 또는 연결부재의 파괴, 또는 다른 중요한 강도저하는 발생하지 않아야 한다. 주어진 방향에 대하여, 변위가 증가하는 동안 최대 횡강도는 그 방향에 대하여 $0.8E_{max}$ 이상이 되어야 한다.

9.6.9.1.3 본 기준의 9.6.7.4, 9.6.7.5, 9.6.7.6의 허용값에 부합되는 변위수준에서의 사이클에 대하여, 허용이라는 판정을 받기 위해서는 세 번째 사이클에 해당되는 변수들이 다음을 만족하여야 한다.

1) 상대에너지 소산율은 1/8 이상이 되어야 하며,
2) 최대 변위각의 -1/10에서 + 1/10 사이에서의 할선 강성은 본 기준 9.6.7.3에 정의된 초기 변위각 비에 대한 강성의 0.10배 이상이 되어야 한다.

3. 해 설(Commentary)

3.1 9.6.1 기호

여기에 나타내는 기호는 ACI 318 21장의 기호에 이어서 정한다.

A_h = 이력루프의 면적

E_1, E_2 = 각 가력단계별 세 번째 사이클에 있어서 정방향과 부방향 가력에 대한 최대 횡저항

f_1 = 해설 9.6.2.6에 정의된 활하중 계수

h_w = 실험 모듈의 기둥 높이

K, K' = 첫 번째 사이클에서 정방향과 부방향 가력에 대한 초기강성

θ_1, θ_2 = 각 가력단계별 세 번째 사이클에 있어서, 정방향과 부방향 가력에 대한 최대 횡강성에서의 변위각 비

θ_1', θ_2' = 각 가력단계별 세 번째 사이클에 있어서, 강성 K, K'의 제하 시 횡력이 '0'일 때의 변위각 비 〈그림 4〉

Δ = 횡변위, in 또는 mm〈그림 1 ~ 3〉.

Δ_a = 허용 층간변위, in 또는 mm. 참조 SEI/ASCE 7-02의 Table 9.5.2.8

3.2 9.6.2 정의

9.6.2.1 연결부재 : 인접한 구조벽의 수직 경계부를 따라 소정의 간격이 있는 경우, 연결부재는 접합부가 된다. 병렬 구조벽은 독립적으로 거동하는 동일 벽에 비하여 강성이 높으며, 강하다. 현장시공에서 연결부재는 통상 전단스팬비가 작은 연결보가 사용되며, 이와 같은 보의 비선형 거동은 전단강도에 보통 지배되게 된다. PC구조의 경우, 효과적인 연결부재로서는, 포스트텐셔닝, 연성적 기계장치, 또는 보강근과 그라우팅과 같은 방법으로 인접한 구조벽을 연결한 PC 보

가 있다. 이와 같은 시공의 경우, 일체식에 준하거나 또는 일체식에 준하지 않는 시공(접합된)이 가능하다. 반면에 연결보를 생략하고, 기계 장치를 이용하여 인접한 구조벽의 경계부에 직접 연결 할 수도 있다.

9.6.2.2 변위각 비 : 변위각 비, θ의 정의는 세개 벽패널로 구성된 모듈에 대해서 〈그림 1〉에 나타내져 있다. 실험 시작 시 모듈의 위치는 단지 자중에 의한 거동으로서, 점선으로 표시되어 있다. 모듈은 수평 기초위에 설치되며, 모듈의 중심은 A가 되고, 벽체의 최상부에 작용하는 횡력 H에 의해 움직이게 된다. 벽체의 자중은 기초지지부에 균등하게 분포된다. 그러나 횡력작용 시, 벽체의 상부에 작용하는 자중과 축방향 중력하중은 벽체에 전도모멘트를 발생시켜 횡력에 의한 전도모멘트 Hh_w에 추가로 작용하게 됨으로 전체 변형에 영향을 미칠 수 있다. 〈그림 3〉에서 벽체의 중앙축인 AB는 변위 측정을 위한 수직 가이드라인이다.

적합한 실험을 위하여, 횡력 H는 B점에서의 핀접합을 통하여 벽체에 작용시킨다. 모듈의 기하학특성 및 보강근의 특성에 따라, 작용하중에 의해 〈그림 1 ~ 3〉에 실선으로 나타낸 변형형태 중 임의형태 또는 조합된 형태의 변형이 발생하게 된다. 〈그림 3〉은 두 가지의 바람직하지 않은 벽체의 변위, Δ를 나타내는 반면에, 〈그림 2〉는 효과적인 일체거동을 보이는 벽체 변위, Δ의 몇 가지 가능한 경우를 나타낸다. 벽체의 변형모드와 상관없이, 횡력은 변위량, Δ만큼 B점을 수평방향으로 이동시키게 된다. 변위각 비는 수직에 대한 벽의 각도회전을 말하며 그림의 Δ/h_w와 같다. 여기서, h_w는 벽높이로서 기초 지지부 A와 하중작용점 B 사이의 거리와 같다.

프리스트레싱 강재가 벽에 이용될 경우, 공칭 횡저항과 예상 횡저항에서의 보강근 응력 f_{ps}는 ACI 318의 18.7에 따라 계산할 수 있다.

9.6.2.3 전체적인 인성 : 이 기준은 적합한 실험을 기준으로 한 특수 구조벽에 대한 허용가이드라인을 나타낸다. ACI 318의 21.2.1.5항의 요구 사항은 일체식 시공에 대하여, 국부적인 소성힌지 거동에 의해 일차적으로 영향을 받는 벽 시스템의 에너지 소산과 전체적인 원 구조체의 인성을 언급하고 있다. 후자를 "전체적인 인성"이라고 하며, 이는 단지 벽체에만 적용하는 것은 아니다. 전체적인 인성 요구는 벽체들이 이 기준에서 정하는 바를 전반적으로 만족할 경우, 원 구조체의 성능에 대한 해석을 통해서만 만족되어 질 수 있다. 전체적인 인성평가를 위하여 요구되는 중력하중은 이 기준에서 정하는 값에 따른다. ACI 318의 9.2.1, UBC 1997, IBC 2003 그리고 NFPA 5000에 따를 경우, 요구되는 중력하중은 지진하중이 중력하중에 더해질 때 $1.2D+f_1L$이며 지진하중이 중력하중과 반대일 때에는 $0.9D$이다. 여기서, D는 고정하중, L은 활하중, 그리고 f_1은 계수로서 차고, 공공장소, 그리고 활하중이 100psf(4.79kN/m^2)인 경우(f_1은 1.0임)를 제

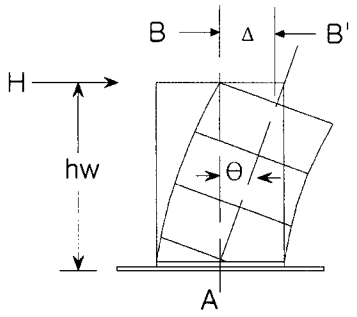


그림 1. C9.6.2.2.1 변위각 비 θ

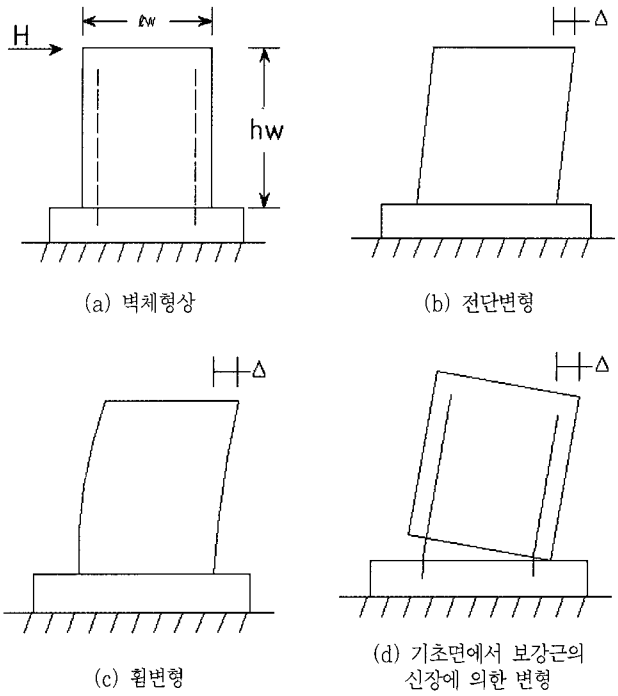


그림 2. C9.6.2.2.2 벽체의 변형

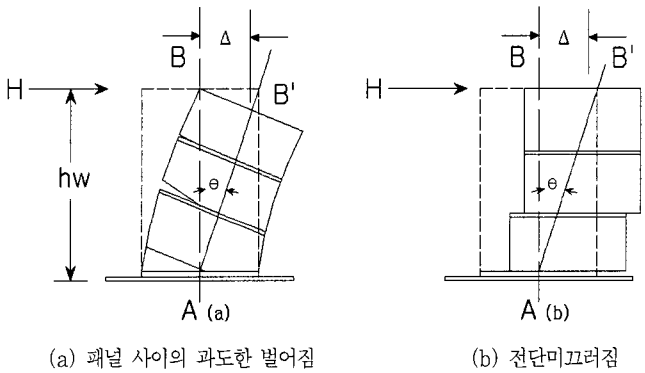


그림 3. C9.6.2.2.3 수평접합부에서의 바람직하지 않은 변형

외하고 모두 0.5이다.

9.6.2.5 상대 에너지 소산율 : 이 개념은 본 기준의 9.6.7.4, 9.6.7.5 또는 9.6.7.6에 의해 요구되는 한계 변위각에서의 세 번째 사이클에 대한 것으로서, 〈그림 4〉에 나타내져 있다. 〈그림 4〉에 대해서, 실험 모듈은 정방향과 부방향 횡력에 대하여 다른 초기강성을 보여주며, 횡방향과 부방향에 대하여 세 번째 사이클에서 서로 다른 최대 횡저항 강성 E_1과 E_2를 보여준다. 세 번째 사이클에 대한 이력루프의 면적 A_h는 음영으로 처리된 부분이다. 경사 AB와 DC는 정방향 가력에 대한 초기강성 K와 같고, 경사 DF와 GA는 부방향 하중에 대한 초기강성 K'와 같다. 상대 에너지 소산율 개념은 2000 NEHRP 기준 및 해설의 면진구조시스템의 실험에 대한 항인 13.9.3에 이용된 등가 점성 감쇠개념과 같다. 주어진 사이클에 대하여 상대에너지 소산율, β는 모듈에 대한 횡력-변위각 루프 내부인 면적 A_h를 유효 평행사변형 ABCD와 DFGA의 면적으로 나눈 값이다. 평행사변형의 면적은 변위각 θ_1, θ_2에서 강도, E_1과 E_2의 절대값의 합과 변위각 θ_1', θ_2'에 대한 절대값의 합을 곱한 값과 같다.

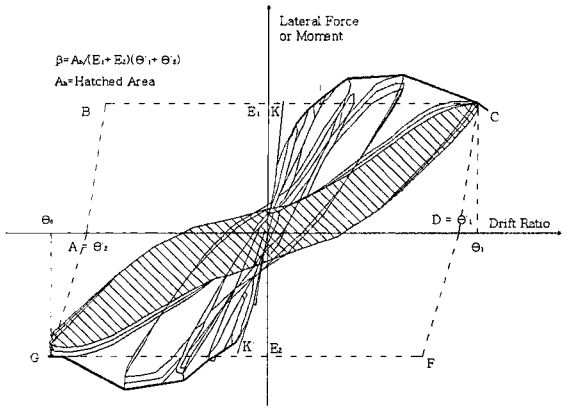


그림 4. C9.6.2.5 상대 에너지 소산율

3.3 9.6.3 범위와 일반적인 요구사항

ACI 위원회 318에서는 단지 PC벽체가 ACI 318의 21.2.1.5 규정을 만족하는데 필요한 요구사항만을 결정할 수 있지만, ACI 318의 1.4는 적정한 실험, 하중계수, 처짐제한, 시공과정, 그리고 시스템의 평가를 위한 기타 적절한 요구사항이 구축된다면, 반드시 ACI 318 21장이 만족되지 않더라도, 벽 시스템을 수용하도록 이미 허용하고 있다. 이들 기준의 목적은 PC벽체 시스템(병렬 벽을 포함하며, ACI 318의 21장을 만족하지 않는 벽체)에서, 강진지역 또는 높은 지진성능이나 설계 카테고리가 요구되는 구조물에 대하여 실험, 하중계수, 처짐 한계와 다른 적정 요구사항을 설정하기 위한 가이드를 제공하는데 있다. 중지진 위험지역이나 중간 정도의 지진성능 또는 설계 카테고리가 요구되는 구조물에 대해서는, 여기에서 정한 수준보다 다소 완화된 성능이 적절하다.

이들 기준은 실험대상인 PC벽체가 ACI 318의 21.7항에 규정된 일체식 철근 콘크리트 시공과 다른 상세를 가진 것으로 가정하고 있다. 예를 들면, 프리캐스트 부재, 프리캐스트 프리스트레스트 부재, 포스트텐션 보강근, 또는 이와 같은 부재와 보강근의 조합이 여기에 해당된다.

일체식 철근 콘크리트 벽체에 대하여, ACI 318 21장의 기본적인 설계요구사항은 h_w/l_w가 1.0을 초과하는 벽에 관한 것이다. 그래서 벽체의 기초 부근에 위치한 위험단면에서 휨거동에 의해 비탄성응답이 지배되게 된다. 이에 대한 기본적인 요구사항은 본 기준에 반영되어 있다. 그 이유는 〈그림 3〉과 같은 전단력-슬립 패턴 또는 〈그림 2〉와 같은 전단변형 응답이 모듈에 대한 실험결과를 지배한다면, 이 실험은 패널화된 벽의 성능으로 볼 수 없기 때문이다. ACI 318 21장의 두 가지 다른 요구사항은 많은 변형을 보이는 경계부재 보강근 주변의 타이근에 대한 것과 벽체 웨브에 등간격으로 분포된 수평근과 수직근의 최소량에 대한 규정이다. 압축연단에서의 변형도가 어떤 한계값을 초과할 때 경계부재 보강근의 압축에 의한 좌굴을 방지하기 위하여 주변에 타이가 요구된다. 벽체의 높이와 길이방향으로 균등하게 배근된 수평 및 수직보강근의 최소량은 경사균열의 벌어짐을 제어하고 9.6.7.4, 9.6.7.5 및 9.6.7.6에 규정된 변위각을 확보하기 위한 것이다. 이들 타이와 분포된 보강근의 요구에 대해서 차이를 둘 경우에는, 그 차이에 대한 이유를 설명할 수 있는 이론을 개발하고, 그 이론을 적절한 시험의 한 부분으로서 고려할 때 가능하다.

9.6.3.1 본 기준은 기존에 시공된 구조와 함께 사용하기 위한 것이 아니며 또는 ACI 318 21.7의 모든 요구사항에 따라 설계된 벽체와 함께 사용하기 위한 것도 아니다. 이 규정의 기준들은 ACI 318 21.7항의 벽 설계 기준에 비하여 보다 엄격하다. 21.7에 따라 설계된 일부 벽, 그리고 낮은 높이와 길이 비를 가진 벽들은 식(1)의 변위한계를 만족하지 못할 수 있다. 왜냐하면 이 벽들의 거동은 전단변형에 지배되기 때문이다. 식(1)을 적용할 수 있는 최소한의 한계는 길이에 대한 높이의 비가 0.5일 때이다.

9.6.3.3 각 모듈에 대한 실험결과는 9.6.9의 허용 기준을 반드시 만족하여야 한다. 특히, 정해진 한계변위각 비에서 세 번째 싸이클에 대한 측정결과로부터 계산된 상대 에너지 소산율은 1/8보다 작으면 안된다. 연결부재가 없는 벽의 경우, 변위각 비가 증가함에 따라 상대에너지 소산율은 증가하게 된

다. 세장한 일체벽에 대한 실험으로부터 벽의 기초부에서 회전으로부터 구한 상대 에너지 소산율은 높은 변위각에서 약 40 ~ 45%이다. 압축응력을 받는 벽체의 웨브에서 심각한 벌어짐 현상이 심지어 관찰된 경우에도 동일한 결과가 보고되었다. 0.02의 변위각 비와 길이에 대한 높이비가 4인 벽체에서, 일체식 철근 콘크리트, 프리스트레스트와 이형철근으로 동일한 휨강도를 갖는 하이브리드 보강근/포스텐션 프리스트레스 콘크리트, 하이브리드 보강근/포스트텐션 프리스트레스트 콘크리트로서 이형철근에 의해 25% 휨강도를 갖는 경우, 그리고 프리스트레스트 보강근에 의해 75% 휨강도를 갖는 경우, 포스트텐션 프리스트레스트 콘크리트 특수 구조벽인 경우 등에 대한 상대 에너지 소산율은 각각 30, 18, 12와 6%로 계산되었다. 따라서 일체식에 준하거나 또는 그렇지 않는 경우의 세장한 프리캐스트 벽체(커플링이 없는 경우)에 대해서, 1/8이라는 상대 에너지 소산율이 확보된다면, 벽체 기초부분에서의 이형철근에 의하여 적어도 35%의 휨성능이 확보되어야 할 필요가 있다. 그러나 벽 하부에서 이형철근에 의하여 휨성능이 40% 이상 확보된다면, 벽의 자립능력(self centering) 능력은 상실되며 이것이 포스트텐셔닝에 의하여 얻어질 수 있는 잇점 중의 하나가 된다. 높이와 길이비가 0.35에서 0.69사이인 짧은 전단벽에서, 첫 번째 경사균열과 최대성능의 80%로 성능이 저하되었을 때의 범위 내에서 상대 에너지 소산율은 23%를 유지하는 것으로 보고되었다. 따라서 벽체의 거동이 전단 또는 휨 변형에 지배되는지에 상관없이, 최소 상대 에너지 소산율은 1/8이 되는 것이 합리적이다. 연결벽 시스템에서, 이론적인 연구와 실험연구를 통하여, 1/8 이라는 상대 에너지 소산율은 벽에서 중앙부 포스트텐셔닝과 인접한 수직벽 경계부재들을 연결하는 적정 에너지 소산용 연결장 치를 이용함으로써 확보될 수 있는 것으로 나타났다.

9.6.3.3.4 SEI/ASCE 7-02의 허용 층간 변위각 한계는 IBC 2003과 NFPA 5000의 변위각 한계를 기본으로 하고 있다. 허용층간 변위각 Δ_a는 IBC 2003의 Table 1617.3에 규정되어 있고 해설 9.6.7.4에 그 값들에 대한 설명이 있다. Δ_a가 포함된 한계 초기 변위각 비는 $\Delta_a/\phi C_d h_w$와 같고, 여기서 ϕ는 강도감소계수로서 전단, 또는 휨 상태에 대한 실험 모듈의 설계를 조절한다. 예를 들면, 〈그림 1〉에서 Δ_a/h_w가 0.015일 때, 처짐 증가계수 C_d가 5이고 ϕ가 0.9이면 초기 한계 변위각 비 B값은 0.0033이 된다. ϕ값의 사용은 꼭 필요한데, 왜냐하면 IBC의 허용층간 변위각은 설계진동하중효과 E이고, 반면에 한계초기 변위각 비는 공칭응력 E_n을 사용하는데 그것은 E/ϕ보다 반드시 커야 한다. 벽의 하중-변위 관계는 적용된 하중이 E_{nt}에 이르기 전에는 비선형을 나타내게 된다. 비선형관계에서의 하중은 벽의 구조적 특성에 의존하는 반면에, 대부분의 벽들의 응답은 E_{nt}의 약 75% 정도까지는 선형적이 된다.

9.6.3.3.5 본 기준의 9.6.9은 실험모델을 나타내고 있다. 대조적으로, 9.6.3.3.5는 전체 구조시스템에 대한 내용으로서, 전체적인 건물설계와 분석에 이용된 원리를 이용하여 해결할 수 있다. 여기서 선택된 기준은 ACI 318의 R21.2.1의 마지막 참조표에서 묘사한 것과 유사하고, 그리고 기준에서 의도하는 바는 9.6.7.4, 9.6.7.5, 9.6.7.6에 열거된 한계 변위각 비에서 정방향과 부방향 양쪽을 통해 3번의 사이클 후의 지진발생 동안에도 중력하중에 여전히 견딜 수 있는 능력을 가져야 한다는 것이다.

3.4 9.6.4 - 설계 절차

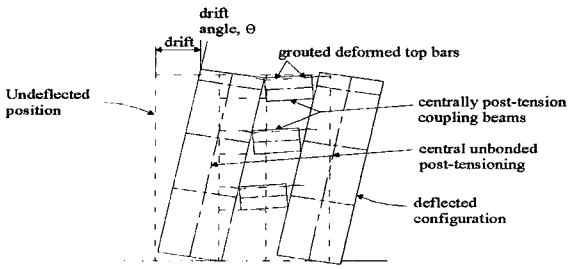
9.6.4.1 이 기준에서 의도하는 실험 프로그램은 특수구조를 위한 PC구조벽의 설계프로세스 또는 일반적인 형태의 특수 PC구조벽에 대한 사전검증을 위한 설계프로세스를 규명하고자 하는 것으로서 단순히 설계목적으로 시스템의 응력과 변형에 관한 기초 정보를 확보하기 위한 목적이 아니다. 따라서 실험 모듈은 실험동안 실패하면 안 된다. 또한 새로운 기준이나 혹은 수정된 기준을 위한 개발 단계의 실험에서 통상적으로 필요한 결과의 반대 결과가 제시될 수 있다. 이 기준을 기반으로 하여 성능을 평가하는 일반적인 PC벽 시스템에 대하여, 성능확인 실험에 앞서서 설계 프로세스를 개발하여야 한다. 설계 프로세스는 재료의 특성과 응력 전달 메커니즘의 합리적인 고찰에 근거를 두고 있고, 그리고 이는 항상 예비 실험을 필요로 하거나 어쩌면 성능확인실험이 아닌 광범위한 물리적 실험을 요구할 수도 있다. 왜냐하면 특수벽 시스템은 설계수준의 지반진동동안 비탄성적 응답을 보이기 쉽기 때문이고, 그리고 설계절차는 벽의 형태, 힘의 평형, 변형의 적합성, 횡 변위의 크기, 반복 사이클의 변위, 공학적인 설계 한계와 관련된 값(전단, 휨과 축력)들을 고려해야 하고, 그리고 균열, 역하중과 비탄성효과를 포함한 적정 재료의 구성 법칙을 이용해야 한다. 구조벽의 실질적인 초기 강성은 원 구조물의 기본 주기 계산에 있어 중요하다. 벽의 실질적인 초기 강성을 결정하기 위해 사용되는 절차는 9.6.7.11에 서술된 것처럼 성능확인실험 결과로부터 알 수 있다.

9.6.4.1.1에서 9.6.4.1.3까지의 기준은 실험 시작 전의 설계절차에서 나타내어야 할 최소한의 절차를 나열한 것이다. 성능의 확인을 위하여 설계 절차에서 실험 시작 전에 필요

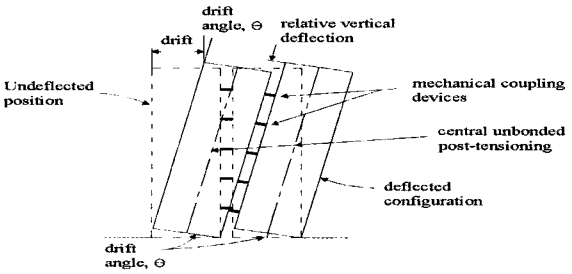
한 9.6.4.1.1에서 9.6.4.1.3의 절차보다 더 자세한 세부사항이 요구될 수도 있다. 9.6.4.2, 9.6.5.1에 정의되어 있는 바와 같이 실험 모듈의 숫자가 작은 것은 기존에 제시된 합리적인 설계 프로세스를 실험결과에 의하여 확인할 수 있기 때문이다. 이에 따라 실험 모듈은 원 벽체 시스템에 대한 프로세스를 사용하여 설계하여야하고, 그리고 성능확인실험 실시 전에 강도를 예측하여야 한다.

3.5 9.6.5 실험 모듈

9.6.5.1 각 벽체의 구성 특성을 고려하고, 전단 또는 축력, 휨과 같은 각 공학적인 설계상의 한계기준을 고려하여 하나의 모듈에 대한 실험을 실시하여야 한다. 이에 따라 9.6.4.3에 의하면 모듈의 실험결과가 최대전단응력인 $3\sqrt{f'_c}$일 경우, 원 구조물에서 사용될 수 있는 최대전단응력과 같다는 것이다. 원 구조물에서 벽의 형태나 연결 벽의 평면 구성에 대한 각각의 특성들이 실험에서 고려되어야 한다. 따라서 한 방향 구조벽에 대한 최소값으로서 〈그림 1〉과 같은 구성을 가진 두 모듈, 일방향 연결벽에 대해서는 〈그림 5-(a)〉나 〈그림 5-(b)〉와 같은 형태인 두 모듈 모두에 대한 실험을 실시하여야 한다. 또한 교차 벽 시스템이 사용될 경우에는 두 직교 방향에 대한 벽 시스템의 응답에 대한 실험을 실시하여야 한다. 2 방향 벽 시스템과 연결벽 골조 시스템에 대해서는, 직교방향의 실험만으로 지배적인 지진변형을 실제적으로 모델링하기 힘들 때 〈그림 1〉과 〈그림 5〉와는 다른 구성의 실험이 적합할 수 있다. 이 기준에서 일반적인 시스템을 검증하기 위하여 단지 두개만의 실험이 필요하다는 것은 아니다. 시스템의 개발동안, 몇 개의 추가 실험이 필요할 수도 있으며, 그 결과 일반적인 구조벽의 성능과 시공상세를 묘사하는데 이용되는 수학적 모델을 점진적으로 개선할 수 있게 된다. 결론적으로 정해진 최소 스케일과 임의의 하중수준에서, 공학적 한계설계 상태에 대한 각 모듈형태 중 단지 하나의 실험만이 시스템의 성능확인을 위해 필요할 수도 있다는 것이다. 더 나아가서, 9.6.9.1에서 언급한 바와 같이 일반적인 벽체 시스템에 대하여 이들 모듈 중 어떤 하나가 이 기준에서 요구하는 실험을 만족하지 못했다면 그 벽은 성능확인 실험을 통과하지 못하게 되는 것이다. 대부분의 원 구조물에서, 슬래브는 통상 벽에 연결되는데, 이 경우에는, PRESSS의 건물실험 결과에서 확인된 바와 같이 주의가 요구된다. 이와 같은 연결부는 이 기준에서 요구하는 층간 변위각을 확보할 수 있어야 한다. 그러나 부분구조체 실험에 있어서, ACI 318의 21장의 기준을 만족시키



(a) 연결벽에서의 벌어짐 발생



(b) 수직 기계 연결장치를 이용한 연결

그림 5. C9.6.5.1 병렬 벽 실험모듈

기 위해 실험 모듈의 벽체에 슬래브가 반드시 연결되어야 한다는 요구조건은 없다. 슬래브 효과는 성능확인 실험에 우선하여 프로그램에서 검토되어야 한다.

9.6.5.3 실험 모듈은 원 구조물의 벽만큼 클 필요는 없다. 그러나 실험 모듈의 스케일은 원 벽체의 재료, 형태와 보강상세, 하중전달 기구, 조인트의 위치와 관련된 복잡한 특성을 표현할 수 있을 만큼 충분히 커야 한다. 예를 들면, PC 부재를 이용한 모듈에서, 기계적 연결을 통한 하중전달시의 스케일 효과에 대해서는 특별한 주의가 요망된다. 원 구조물의 거동에 대한 여러 가지 효과를 반영하기 위하여 필요한 스케일의 문제는 성능확인 실험에 앞서 프로그램에서 검토되어야 한다.

9.6.5.4 여러 개의 PC 또는 PC 프리텐션 콘크리트 벽패널로 시공된 비부착 프리텐션벽과 같은 구조벽에 대해서, 성능확인실험 프로그램은 초기에 벽체의 콘크리트와 철근 강도, 패널 사이 접합의 배치, 포스트텐셔닝의 위치, 패널 조인트의 위치, 벽체에서의 설계응력들에 대하여 특정 값을 이용할 것이다. 이와 같은 벽들의 설계를 위한 산업표준의 개발과 관련하여, 특수 하이브리드 모멘트 골조와 유사하게, 벽체에 사용된 지정 콘크리트 강도, 접합부 배치, 포스트텐셔닝의 양과 위치 등은 성능확인 실험 프로그램에서 이용되는 값과 배치로 제한될 필요가 있다.

9.6.5.5 프리캐스트나 프리캐스트/프리스트레스트 패널로 시공되고 일체식에 대응되지 않는 방법으로 설계된 벽에 대해

서, 횡하중에 대한 응답은 조인트가 벌어지면서 크게 바뀔 수 있다(그림 2-(d), 그림 3-(a)). 구조벽 시공 시 사용한 패널의 수는 벽의 높이, 설계원리와 상관관계가 있다. 원 구조물에 있어서, 벽의 기초이외 다른 위치에 횡 하중이 작용한 상태에서 수평조인트가 벌어질 가능성이 있다면, 그 가능성을 개발이나 성능확인 실험 프로그램에서 고려하여야 한다. 기초이외의 다른 위치에서 조인트의 벌어짐은 적합한 설계 절차를 이용함으로써 방지할 수 있다.

9.6.5.6 개발 프로그램을 통하여 효과의 중요성을 제시하고자 한다면, 횡 하중과 동시에 작용하는 연직하중의 크기에 대한 중요성을 성능확인 실험동안 언급할 필요가 있다.

9.6.5.7 기초-벽의 연결 상세는 특히 일체식에 대응되지 않는 벽의 설계에 매우 중요하다. 소성 힌지나 보강근 또는 벽에서 기초로 연결되는 포스트텐션 강재의 신장에 의해 벽의 기초에 발생하는 변형(그림 2-(d))은 정착상세와 경계면에서 이들 보강근의 부착에 의해 부분적으로 결정되어진다. 그라우트는 일반적으로 기초에 패널을 설치하는데 사용되며, 재료적인 측면에서 그라우트의 특성, 강도와 두께는 벽체의 성능에 큰 영향을 미칠 수 있다. 1인치(25 mm)나 조금 적은 두께의 일반적인 그라우트 패드는 역 하중 작용 시 약 0.6의 마찰계수를 갖는다. 두꺼우며 섬유 보강이 없는 패드는 다소 작은 마찰계수를 나타낸다. 적절한 마찰저항은 〈그림 3-(b)〉에서와 같이 바람직하지 않은 전단슬립변형을 방지하는데 필수적이다.

9.6.5.8 기초의 형상은 원 구조물과 동일할 필요는 없다. 그러나 기초의 기하학적 특성(너비, 깊이, 길이)은 실험 모듈의 거동에 영향을 미치지 않을 만큼 충분히 클 필요가 있다.

3.6 9.6.6 실험 기관

ACI 318의 Sec.1.3.5와 1.4에서 요구하는 실험은 승인된 독립 실험기관에 의해 수행되어야 하며, 그 실험과 보고서 작성은 구조 설계와 실험에서 경험이 있으며 제안된 설계 절차에 익숙한 등록된 전문가에 의해 관리되어야 한다.

3.7 9.6.7 실험 방법

실험이력은 변위각 비의 형태로 표현되고 초기 비율은 모듈의 선형탄성응답 범위와 관련된다. 이와 같은 접근은 프리스트레스 콘크리트를 포함한 모듈에 대해서는 탄성거동의 범위가 프리스트레스 수준에 따라 변하기 때문이다.

본 기준의 9.6.7.2에서부터 9.6.7.6에 정해진 실험이력의 예를 〈그림 6〉에 나타내었다. 그 이력은 지나치게 크거나 작지 않은 단계로서 점진적으로 변위가 증가하도록 하여야 한다. 이력단계가 너무 크면, 시스템의 변위각 성능이 충분한 정확성 없이 결정될 수 있다. 만약 이력단계가 너무 작다면, 이 시스템은 반복하중에 의해 비현실적으로 연화될 수 있으며, 이에 의해 인위적으로 낮은 최대 횡 저항과 높은 최대 변위각을 초래하게 된다. 또한, 이력단계가 너무 작을 경우에는, 시스템에 저장된 에너지의 변화비가 주요 이벤트 동안 발생하는 변화와 비교하여 지나치게 작아 질 수 있다. 이와 같이 이력단계를 작게 할 경우, 결과는 비탄성 응답범위에서 바람직하지 않은 취성파괴 모드를 야기할 수 있다. 왜냐하면 벽 웨브의 비탄성범위에서 중요한 사인장 균열이 발생될 수 있고, 특히 짧은 벽체에서는 실험이력에서의 점증하는 변위각 패턴이 최대내력 도달이후의 거동에서 사인장 균열 응답에 현저한 영향을 줄 수 있기 때문이다. 주요 이벤트에서 건물의 변위각 성능은 하나의 양이 아니라, 건물을 어떻게 진동시키는지와 관련이 있다. 바로 이어지는 다음 스텝에서, 하나의 신호가 최대 변위각 수요를 결정 할 수도 있으며, 그래서 실험 모듈에 대하여 큰 변위각 수요에 해당되는 사이클은 변위각 성능의 최적평가 결과를 제공하게 된다. 그러나 종종 많은 작은 사이클이 주된 충격에 앞서서 작용하고 이것이 설정된 하중에 의해서 표현되어 지는 것이다.

횡변위와 동시에 벽체에 작용시키는 축력에 대한 요구사항은 없다. 많은 경우, 축력을 작용시키지 않는 경우가 안전측이 될 것이다. 왜냐하면, 일반적으로 벽체에 대한 축력이 증가함에 따라 벽체의 전단성능과 벽체 기초에서의 미끄러짐 저항이 증가하기 때문이다. 그러나 벽의 높이가 증가하고 벽 설계에서 이용한 한계 변위각이 증가함에 따라, 최대 변위각에서 압축측 연단의 파괴 가능성이 높아지고 축력의 중요도가 높아진다. 축하중의 크기에 대한 중요성은 개발의 측면에서 반드시 검토되어야 한다.

9.6.7.4 설계지진 전단력에 대한 구조물의 응답에 있어서 현재 건축 기준인 UBC-97, IBC2003, NFPA5000, 권장기준인

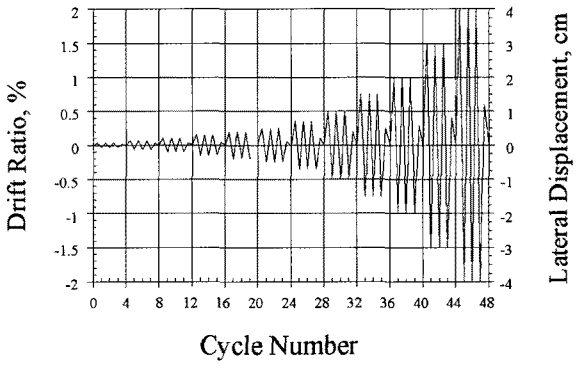


그림 6. C9.6.7 실험을 위한 변위이력 사례

2000 Provisions, SEI/ASCE7-20, FEMA273에서는 최대 허용 변위를 규정하고 있다. 그러나 한계변위각에 대하여 설계된 구조물들은 설계기본 지진과 같은 지진이 발생하는 동안 더 큰 변위를 경험할 가능성이 있으며, 그리고 최대 지진이 작용하는 경우에는 더 큰 변위각을 경험하게 된다. 지반 운동 특성에 따라, 실제 변위는 주어진 구조물이 응력, 초기탄성강성, 그리고 주어진 횡하중 저항시스템에서 예상되는 연성에 의존할 것이다. 실험 모듈에 대하여 적절한 한계 변위각의 세부사항은 가정된 지반운동과 구조물의 특성에 대한 불확실성 때문에 해설과 허용값이 요구된다.

IBC 2003에서 건물의 기초에 적용된 설계 지진 전단력은 무게와 설계탄성응답가속도와 관련이 있고, 응답수정계수 R과는 반비례의 관계이다. 계수 R은 건물의 횡력 저항시스템의 예상 연성이 증가할 경우 값이 증가한다. ACI 318의 Sec.21.1과 21.7의 요구조건을 만족시키는 특수 구조벽이 건물 골조시스템에서 사용될 때 R값은 6이며 내력벽 시스템에서 사용될 때에는 5이다. 또한 건물이 노출된 위험에 따라 허용 층간변위각 비가 정해진다. 설계 지진전단력이 건물에 작용시 건물은 비탄성응답을 보이고, 계산된 변위각(설계층간변위각)은 정해진 허용변위각보다 반드시 작아야 한다. FEMA 356 부속지침에 따르면, 높이 대 길이의 비가 2.5보다 큰 직사각형 벽과 높이 대 길이의 비가 3.5보다 큰 플랜지모양의 벽에 대한 변형은 휨 거동에 의해 지배되는 것으로 가정하고 있다. 구조벽이 파괴에 의하여 인간의 생활에 해가 발생되는 경우, 전단거동이 지배적인 벽에 대한 한계층간변위각 비는 0.0075이고 휨 거동이 지배적인 벽에 대해서는 벽의 기초에서 소성힌지의 회전각에 대한 함수로 표현된다. 휨에 의해 지배되는 벽에 대해서 경계부재가 구속되고 보강근비가 낮으며 $3\sqrt{fc}$ 보다 전단응력이 작을 경우, 그 값은 최대 0.02까지 이르게 된다.

R값의 사용을 보완하기 위하여, IBC Sec.1617.4.6은 설계층간 변위각의 결정시, 탄성 해석에 의해 결정된 변위각에 처짐확대계수 C_d를 곱하도록 요구하고 있으며 그리고 설계층간 변위각은 허용 층간 변위각 보다 작도록 요구하고 있다. 건물 골조시스템에서 ACI 318의 Sec. 21.7의 요구사항을 만족하는 구조 벽에 대한 C_d값은 5이다. 이와 같은 방법으로 결정된 설계 층간 변위각 비는 너무 낮은 것으로 연구결과 나타났다. IBC에 의해 계산된 값의 6배의 값이 예상되는 변위각 비의 상한값에 더 근접한다. 여기서 6이라는 값은 비탄성 구조물의 변위각 비가 동일한 초기 주기를 갖는 탄성 구조체와 근사적으로 같다는 개념에 일치하는 값이다. 휨에 의해 거동이 지배되는 벽에 대해서, IBC에 의해 계산된 변위각 비의 6/5배에 해당되는 값은 실제 변위각 비에 대한 한계값으로 0.024가 제시될 수 있다.

Duffy 등은 최대내력 이후의 거동과 한계변위각 비를 규명하기 위하여 길이에 대한 높이의 비가 0.25에서 3.5사이인 전단벽 실험결과를 검토하였다. Seo 등은 Dufffy의 실험결과와 추가 실험결과를 재분석하였다. Duffy는 ACI 318-02 요구조건을 만족시키는 웨브 보강근이 있고 길이에 대한 높이의 비가 0.25에서 1.1사이에 있는 짧은 전단벽에 대하여 최대내력 이후의 응답지역에서 변위각이 신뢰성을 보이는 거동상의 중요한 지역이 있다고 가정을 하였다. 반복하중상태에서, 통상 최대내력 이후 20%의 성능저하에 대하여 변위각은 0.005까지 증가하며 이 보다 큰 값의 저하에 대해서는 변그 신뢰성은 떨어지는 것으로 보았다. 이와 같은 내용은 길이에 대한 유효높이의 비가 0.35에서 1.0사이인 짧은 전단벽에 대한 Hidalgo 등의 실험연구에서도 확인되었다. 경사균열 발생시와 최대내력시에 있어서 벽의 변위각 비는 웨브 보강근에 영향을 거의 받지 않는다. 반대로, 최대내력 이후의 구간에서 변위각은 최대내력의 80%에 해당되는 성능까지는 어떤 경향을 보이며, 그 값은 0.005이다. 이 값은 0.25%에 해당되는 수평과 수직 웨브보강근이 있는 벽의 최대 내력에서의 변위각 보다 큰 값이다. 실험 데이터의 분석과 벽 하부에서의 휨회전에 대한 이론적인 연구를 통하여, Seo등은 최대 내력에서의 한계변위각은 벽의 길이에 대한 높이 비에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 결론을 내렸다. 적절한 웨브 보강근이 배근된 벽체에 대하여 최대 내력 이후 증가된 변위각을 최대 내력시의 변위각에 더하여 나타내면, 전체 변위각 성능은 다음식과 같은 퍼센트로 나타낼 수 있다.

$$1.0 \le 0.67(h_w/l_w) + 0.5 \le 3.0$$

여기서, h_w는 벽의 높이이고, l_w는 벽의 길이이다. Hidalgo 등의 실험결과로부터 이 식은 짧은 전단벽에는 정확하지만, 변위각에 대한 하한값은 0.8로 감소될 수 있다. 그리고 이 식은 길이에 대한 높이의 비가 같거나 0.5보다 큰 경우에만 제한되어야 한다. 길이에 대한 높이의 비가 0.5보다 작은 벽의 거동은 원칙적으로 전단변형에 의해 지배되며〈그림 2(c)〉, 이 경우 식(1)은 사용하면 안된다.

상한 값인 변위각 비 0.03은 어느 정도 안정적인 값이다. 왜냐하면, 길이에 대한 높이의 비가 3.5이하인 벽에 대한 자료를 근거로 하였기 때문이며, 그리고 일련의 실험으로부터, 식(1)에 나타낸 바와 같이 2.5의 상한 값이 보다 합리적인 한계값으로 나타났다.

9.6.7.5 병렬 전단벽 시스템에 대한 설계 성능은 h_w/l_w가 가장 작은 벽의 성능에 대응되는 변위각 비를 고려한다. 그러나 병렬 전단벽의 보유성능을 평가하기 위해서는 가장 큰 h_w/l_w벽에 대하여 식(1)에 의해 정해지는 변위각까지 실험을 진행하는 것이 바람직하다.

9.6.7.6 식(1)의 한계 변위각은 ACI 318에 따라 설계된 벽에서 얻을 수 있는 최대값을 나타낸다. 설계자가 ACI 318에서 허용된 최대값보다 적은 성능을 원한다면, 더 작은 변위각 한계를 사용하는 것이 바람직하다.

예를 들면 감소된 전단응력을 사용하여 벽에 생기는 사인장 균열 가능성을 최소화하거나, 벽의 경계요소에 저감된 압축응력을 사용하여 파쇄의 위험을 저감시킬 수 있다. 최대값의 응답에 대한 비선형 시간이력해석에서는 설계 기본지진(DBE) 지반운동에 대응되는 값의 1.5배 보다는 지진지반운동을 고려한 해석이 필요하다. 왜냐하면, MCE 거동 응답에 대한 변위각은 DBE 거동 응답에 대한 변위각 보다 1.5배 확연히 크기 때문이다.

9.6.7.10 대부분의 경우, 9.6.7.7에서 정한 최소값 이외의 데이터를 설계가정과 만족스런 응답을 확인하는데 사용될 수 있다. 이와 같은 데이터는 상대변위, 회전, 곡률, 변형률 등이다.

3.8 9.6.8 실험 보고서

실험보고서는 이 기준에 따라 충실히 설계되고 실행되어야 하고, 실험결과가 이 기준이 의도하는 바를 만족시킬 수 있는지에 대하여 완성도가 높아야 되고 자격을 갖춘 전문가에 의해 검증이 되어야 한다.

9.6.8.1.1에서 9.6.8.1.11까지의 내용들은 실험보고서 안에 최소한의 증거자료가 포함되어야 한다. 실험을 관리하는 Authority Having Jurisdiction이나 등록된 설계전문가는 추가적인 실험정보에 대한 보고를 요청할 수도 있다.

3.9 9.6.9 실험 모듈 허용 기준

이 항목의 요구사항은 프로그램 결과의 평균에 대한 것이 아니라, 실험 프로그램 각각의 모듈에 적용시키는 것이며 〈그림 7〉은 그 내용을 설명한다.

9.6.9.1.1 C, L, T형상의 벽에서와 같이, 반대방향 하중에 대한 공칭강도가 다른 경우에는, 각 방향에 대하여 독자적으로 9.6.9.1.1의 기준을 적용한다.

9.6.9.1.2 높은 변위각 비에서 반복하중이 작용할 경우, 강도저감은 피할 수 없다. 이와 같은 저감의 수준을 제한하여 변위각 비 수요가 적용 수준을 초과하지 않도록 하기 위해서, 최대 강도감소는 $0.20E_{max}$로 정하였다. 여기서 반대방향 하중에 대하여 강도가 다를 경우에는, 각 방향에 대하여 독립적으로 적용한다.

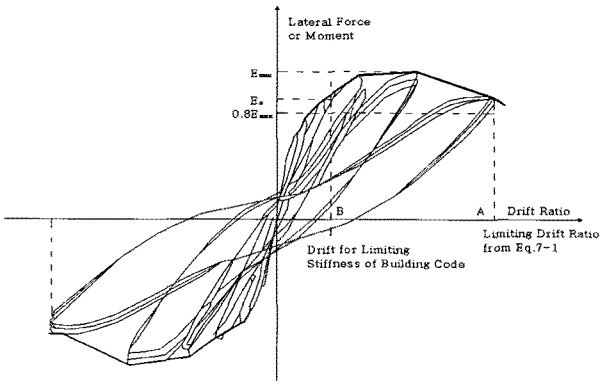


그림 7. C9.6.9.1 성능평가를 위한 기준

9.6.9.1.3 만약 상대 에너지 소산율이 1/8보다 작다면 전체적으로 건물에 부적절한 감쇠가 발생할 수 있다. 지진 후에 잠시 진동이 계속될 수 있으며, 낮은 반복피로효과가 발생하고, 변위가 과대하게 될 수 있다.

만약 "0"의 변위각 비 근처에서의 강성이 너무 작으면, 그 구조물은 큰 지진이 발생한 후 횡력의 변화가 작더라도 큰 변위를 일으킬 수 있다. 〈그림 7〉에서 보여주는 바와 같이 식(1)에 의한 한계 변위각 비의 1/10배에 해당되는 최대 변위각 비 사이에서 세번째 싸이클에 대한 이력 루프가 적합하다. "0"의 변위각에서, 정방향과 부방향 하중에 대한 강성은 초기 강성의 약 11%이다. 이 값들은 9.6.9.1.3을 만족한다. 부적합한 이력루프는 〈그림 8〉에 나타나 있는데, 여기서 "0" 변위각 비 근처의 강성이 정방향과 부방향 하중 모두에 대하여 부적합할 정도로 작다.

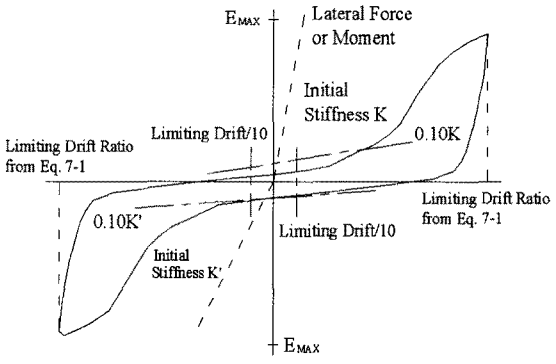


그림 8. C9.6.9.1.3 바람직하지 않은 이력거동