

제 5 장 철근콘크리트구조

5.1 일반사항

이 장은 철근콘크리트 구조물의 내진성능평가절차를 제시한다.

5.2 재료강도

재료강도의 결정방법은 1장에 따라 크게 현장시험에 의해 구하는 경우, 설계도서상의 재료강도에 감소계수를 적용하여 구하는 경우, 건설연도별 재료강도의 기본값을 사용하는 경우의 세 종류가 있다. 설계도서에 명기된 설계기준강도는 재료의 공칭강도로서 재료강도의 변동을 고려한 안전측의 값이다. 콘크리트와 철근의 경우 실제 재료가 발현할 수 있을 것으로 기대되는 기대강도는 설계도서에 명기된 **설계기준강도(공칭강도)**에 표 5.2.1에 따른 보정계수를 곱하여 구할 수 있다.

표 5.2.1 설계기준강도로부터 기대강도를 구하기 위한 재료별 보정계수

재료 특성	설계기준강도	보정계수
콘크리트 압축강도 (MPa)	21 이하	1.20
	21 초과 ~ 40 이하	1.10
	40 초과	1.0
철근의 인장 및 항복강도 (MPa)	300 미만	1.25
	300 이상 ~ 400 미만	1.2
	400 이상 ~ 500 미만	1.1
	500 이상 ~ 600 미만	1.05
	600 이상	1.0

조적채움벽의 재료강도는 “6장 조적채움벽구조와 조적조”의 규정을 따른다.

5.3 해석 모델의 고려사항

5.3.1 해석 모델의 적용

콘크리트 구조 시스템의 해석 모델 선정 시 주요 고려사항은 다음과 같다.

- (1) 철근콘크리트 구조부재의 비선형모델링 방법은 부재 단부에 비선형거동을 집중해서 고려하는 집중소성힌지모델 또는 부재 길이 전체에 걸쳐 곡률의 크기에 따라 비선형거동을 반영하는 분산비선형모델을 사용할 수 있다.
- (2) 철근콘크리트 구조부재를 집중소성힌지모델을 사용하여 비선형거동특성을 반영할 경우, 소성힌지

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

의 특성은 그림 4.3.1과 같은 힘-변형 관계 또는 5.3.4의 섬유요소모델로 나타낼 수 있다.

- (3) 철근콘크리트 구조부재를 집중소성힌지의 힘-변형 관계로 나타낼 때, 포락선은 해당 부재의 특성 및 조건에 따라 표 5.4.6, 표 5.4.7, 표 5.4.8, 표 5.5.4, 표 5.5.5의 모델링 변수를 사용하여 작성한다.
- (4) 철근콘크리트 모멘트골조 부재의 비선형 힘-변형 관계는 그림 4.3.1(a)를 적용한다.
- (5) 일체형 철근콘크리트 벽체의 비선형 힘-변형 관계는 그림 4.3.1(a), 그림 4.3.1(b), 그림 4.3.1(c)를 적용한다.
- (6) 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비선형 힘-변형 관계는 그림 4.3.1(a)를 적용한다.

[해설]

(1) 주로 집중소성힌지모델을 사용한다.

(2) 일반적으로 부재의 비선형거동을 힘-변형 관계로 나타내는 것이 가장 편리하다. ‘힘’ 부분은 설계기준에서 제공하는 수식으로 계산할 수 있으며, ‘변형’은 본 요령이나 ASCE41과 같은 문헌에서 제공하고 있기 때문이다. 또한 부재의 전반적인 힘-변형 관계를 현상학적인 설명으로 정의할 수 있고, 부재 실험 결과에 근거해 포락선이나 강성/강도 저감과 같은 이력모델을 효과적으로 나타낼 수 있으며, 기준에서 제시하는 힘 및 변형 한계 상태를 검토하기 용이하다. 하지만 재료의 응력-변형률 관계 및 축력-휨모멘트 상관관계를 고려하는 데는 한계가 분명히 존재한다. 섬유요소는 부재 단면에서 콘크리트와 철근의 해당 위치에서의 개별 거동을 분명히 반영할 수 있어 콘크리트 균열 및 철근 항복을 더 정확히 나타낼 수 있으며, 특히 축력-휨모멘트 상관관계를 자동적으로 반영할 수 있다. 하지만 철근콘크리트 부재에 기본적으로 내재되어 있는 철근 좌굴, 부착 미끄러짐, 전단파괴 등으로 인한 강도 저감을 나타내는 능력은 제한적이다.

5.3.2 유효강성

철근콘크리트 부재의 휨, 전단, 축하중에 대한 강성은 작용하는 응력의 크기, 온도 변화, 건조수축 등에 의하여 발생하는 균열손상의 영향이 고려된 유효강성을 사용한다. 표 5.3.1에 구조부재의 유형별 유효강성 값이 제시되어 있다. 기둥부재의 휨강성은 축력비가 0.5이상일 경우 $0.7E_cI_g$, 축력비가 0.1이하이거나 인장력이 작용할 경우 $0.3E_cI_g$, 그 사이의 축력비일 경우 선형보간하여 사용할 수 있다.

표 5.3.1 철근콘크리트 구조부재별 유효강성

부재	휨강성	전단강성	축강성
보	$0.35E_cI_g^{1)}$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
기둥	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$\frac{E_cA_g}{E_sA_s^{2)}$
비균열 벽체	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
균열 벽체 ³⁾	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_w$	E_cA_g

1) T 형보의 경우 I_g 는 웹부분의 I_g 값의 2배의 해당하는 값, 또는 건축구조기준에 규정된 유효폭의 규정에 따라 산정

2) 인장력이 작용하는 경우

3) 지진하중을 포함하는 작용하중에 의해 균열이 발생하는 벽체

건축구조기준에서 콘크리트의 탄성계수는 식 (5.3.1)로 정의하고 있다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (5.3.1)$$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ 이다. Δf 는 f_{ck} 가 40MPa이하면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다. 이 값은 공칭강도와 기대강도(배합강도)의 차이를 고려한 값이므로 설계도서의 설계기준강도를 사용하는 경우 이 식을 그대로 사용하나 재료실험을 수행한 경우에는 f_{cu} 에 평균강도를 바로 적용하여야 한다.

[해설]

표 5.3.1은 콘크리트기준에 정의된 유효강성으로 기둥부재의 축력비에 따른 휨강성의 변동을 고려하지 않고 있다. 따라서 축력비에 따른 휨강성의 변화를 보다 정밀하게 모사할 필요가 있을 경우 본문에 제시된 휨강성을 적용하여 평가할 수 있다.

한편, 대한건축학회의 ‘공동주택 성능기반 내진설계지침 2019’에서는 균열벽체의 전단강성으로 표에 규정된 값의 50%를 제시하고 있으며 지진공학회 “철근콘크리트 건축물 성능기반내진설계 지침”에서는 사용성평가일 때 1.0, 붕괴방지 평가일 때 0.5로 차등하여 사용하도록 하고 있다. 표 5.3.1의 전단강성은 일반적인 건물에서 벽체의 전단강성이 전체 거동에 큰 영향을 미치지 않는 경우를 의도한 것으로 이보다 완화된 값을 사용할 경우 1.1.3의 절차를 통해 검증될 필요가 있다. 또한 이와 같은 전단강성의 감소는 그림 4.3.1(c)와 같이 균열 현상을 구체적으로 모델링하는 경우의 초기강성에는 적용하지 않는다.

5.3.3 부재강도

- (1) 철근콘크리트 부재의 강도는 별도로 규정하지 않은 경우에 건축구조기준의 5장 콘크리트구조의 규정에 따라 구하여야 한다. 단, 강도감소계수는 적용하지 않는다. 변형지배거동을 평가할 경우 재료의 기대강도를 적용하여 강도를 구하여야 한다.
- (2) 철근의 정착, 이음등의 강도가 부족한 경우, 이를 강도평가와 해석모델에 고려해야 한다.

5.3.4 섬유요소모델

재료의 비선형 응력-변형률 관계 및 축력과 휨모멘트의 상호작용을 모두 고려하여 비선형해석을 수행하고자 할 경우, 단면상에 분포된 비탄성 일축응력 전달요소로 비탄성 거동을 나타내는 섬유(fiber)요소를 사용할 수 있다. 이 섬유요소모델은 부재의 비선형 휨거동을 모델링할 때만 사용한다. 섬유요소의 재료별 응력-변형률 관계는 다음과 같이 모델링한다.

- (1) 비선형 해석을 위한 콘크리트의 응력-변형률 관계는 포물선 및 직선 관계를 포함하여 실험을 통하여 검증된 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다. 단, 콘크리트의 인장능력은 무시한다. 별도의 실험으로 검증하지 않는 한, 횡구속되지 않은 콘크리트의 최대 응력에 상응하는 압축변형률은 0.002를 사용하며, 압축과괴 시 종국변형률과 잔류응력은 각각 0.003과 최대 응력의 10%를 넘을 수 없다. 횡철근 등에 의하여 횡구속된 콘크리트는 횡구속효과를 고려하여 콘크리트의 압축 응력-변형률 관계를 정의할 수 있다. 구속된 콘크리트 압축변형률의 한계는 실험적 근거에 기반하여

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

정의하여야 하며, 횡구속 철근의 파단, 주근의 좌굴, 대변형에서의 저항력 손실 등을 고려하여야 한다. 반복하중을 받는 콘크리트의 이력모델은 하중 제하(unloading) 또는 재재하(reloading)에 의한 에너지 소산이 없고 잔류변형에 의한 압축응력 발현의 지연을 고려하여 정의한다.

- (2) 철근의 응력-변형률 관계는 이선형 혹은 3선형 곡선으로 정의할 수 있다. 또한 철근의 압축변형률은 0.02, 인장변형률은 0.05를 초과할 수 없고, 강제 시편의 단조가력 시험에서 구한 최대 변형률을 한계치로 사용해서는 안 된다. 별도의 실험적 근거가 없는 경우, 철근의 탄성계수는 200 GPa을 사용한다. 철근이 독립적인 섬유요소로 모델링된 벽체의 경우, 압축을 받는 철근은 좌굴거동에 의한 응력 저하를 고려하여야 한다. 단조하중을 받는 철근의 경우, 압축변형률 0.003에서 좌굴이 발생하여 항복응력의 10%로 응력이 저하되는 다중선형 관계를 사용할 수 있다.
- (3) 비선형해석시 부재 유형별 소성회전각을 허용기준으로 사용한다. 또한 압축연단 콘크리트의 변형률과 철근의 인장 또는 압축 변형률이 (1)과 (2)에서 제시된 재료의 변형률 한계에 도달한 것으로 확인되면 소성회전각의 크기에 관계없이 해당 부재는 붕괴로 판정한다.
- (4) 섬유요소를 이용하여 모델링된 구조요소의 이력거동은 실제 실험에서 나타나는 거동과 잘 부합하지 않을 수 있으며, 상세 모델링 변수의 조절이 필요할 수 있다. 따라서 이와 같은 구조요소의 수치모델은 실제 실험결과 또는 이 장에서 제시하는 힘-변위 관계의 포락선 모델과의 비교를 통해 검증하여야 한다. 이를 위한 모의 해석에서는 회전각 또는 전단변형각 등 부재 수준에서의 거동을 나타내는 지표를 내진성능평가의 변형요구량 범위에서 산출하여 실험 등과 비교한다.

5.4 철근콘크리트 모멘트 골조

5.4.1 일반사항

철근콘크리트 모멘트 골조의 구조해석모델은 보, 기둥, 보-기둥 접합부 등 골조를 구성하는 각 부재간의 연결을 고려하여 부재의 강도, 강성, 변형 능력을 모사할 수 있도록 구축되어야 한다. 또한 잠재적인 휨파괴, 전단파괴, 그리고 보강근의 정착이 고려되어야 하며, 구조요소와 콘크리트 허리벽 및 조적채움벽, 비구조재와의 상호작용 역시 고려되어야 한다.

[해설]

모멘트 골조의 해석모델은 부재단면 특성을 길이방향 중심축에 집중시킨 선요소를 이용하여 구성할 수 있다. 이때 보와 기둥의 중심축이 교차하지 않는 경우, 골조 부재 중심축 간에 발생할 수 있는 편심효과를 고려하여야 한다. 비교적 큰 편심이 발생할 경우에는 유효강성, 강도, 변형 능력을 저감시키거나 편심효과를 고려한 접합부를 모델링하여 편심에 의한 영향을 나타낼 수 있어야 한다.

보-기둥 접합부는 기둥의 단면과 동일한 수평단면과 보의 깊이와 동일한 수직단면을 갖는 하나의 패널존으로 간주한다. 따라서 보가 기둥보다 단면이 더 크면 접합부의 단면이 증가한다. 이러한 보-기둥 접합부는 5.4.2절에 따르거나 실험적 근거를 기반으로 모델링할 수 있다. 선정된 성능수준에 적합한 비선형 거동이 실험적 근거나 해석에 의하여 검증되지 않는 한, 철근콘크리트 모멘트골조를 이루는 부재별 비선형 거동은 위에서 정의한 구조요소 및 표 5.4.6, 표 5.4.7, 표 5.4.8에 제시된 모델링 파라미터에 의한 거동으로 제한한다.

5.4.2 해석모델 및 강성

- (1) 철근콘크리트 모멘트 골조의 보와 기둥은 휨, 전단, 그리고 축방향 유효강성을 고려하여 평가되어야 한다. 설계지진 규모 이상의 지진 시 구조물은 균열 발생 이후 항복 혹은 그 이상의 비선형거동이 발생하며 그때의 비선형 강성과 전체 단면의 강성에 대한 비율을 유효강성비로 정의한다. 부재별 유효강성은 표 5.3.1의 값을 사용한다.
- (2) 보-기둥 접합부는 접합부내 패널존을 직접 모델링하거나 접합부와 인접한 보와 기둥의 강도비율에 따라 보와 기둥의 강역을 다음과 같이 모델링한다. 보-기둥 접합부의 모델링 예시는 그림 5.4.1에 제시되어 있다.
 - ① 기둥의 강도가 큰 경우($\sum M_{nc} / \sum M_{nb} > 1.2$) 접합부내 기둥은 강역으로 모델링하며 보는 강역으로 모델링하지 않음
 - ② 보의 강도가 큰 경우($\sum M_{nc} / \sum M_{nb} < 0.8$) 접합부내 보는 강역으로 모델링하며 기둥은 강역으로 모델링하지 않음
 - ③ 보와 기둥의 강도가 비슷한 경우($0.8 \leq \sum M_{nc} / \sum M_{nb} \leq 1.2$) 기둥과 보 모두 접합부내 부재 길이의 절반을 강역으로 모델링함.

여기서, $\sum M_{nc}$ 는 축하중의 영향을 고려한 접합되는 상부와 하부 기둥의 모멘트강도의 합이며, $\sum M_{nb}$ 는 접합되는 보의 모멘트강도의 합이다. 별도의 검토를 수행하지 않는 경우에 모든 보-기둥 접합부에 ③을 적용할 수 있다.

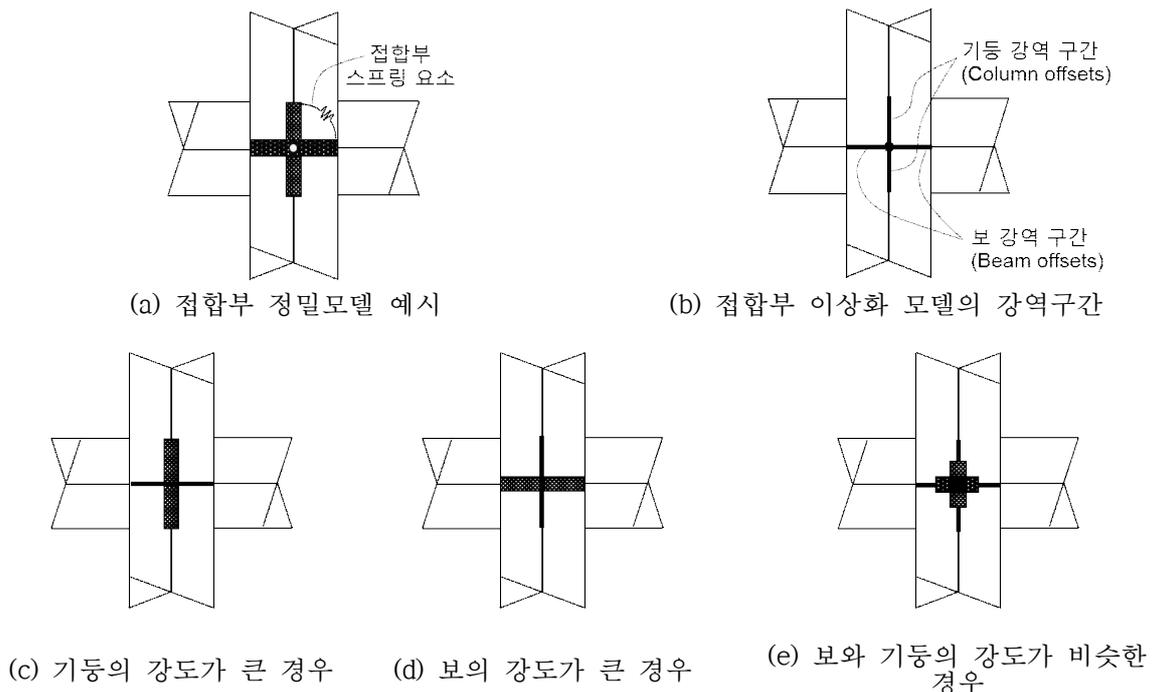


그림 5.4.1 보-기둥 접합부 강역의 모델링

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

(3) 기둥의 파괴모드는 기둥의 전단강도 V_o (식 (5.4.5)에 의한 V_n 과 동일), 소성힌지 구간에서 휨 항복이 발생했을 때의 전단력 V_p , 그리고 횡보강 철근의 상세를 기반으로 표 5.4.1과 같이 분류한다. 또한, RC기둥이 허리벽에 의하여 일부 구속된 경우, 단주효과를 고려하여 소성힌지 구간 및 V_p 를 구하여야 한다.

- ① 그룹 i: 휨 파괴(전단 파괴 발생 없이 휨 파괴가 발생하는 경우)
- ② 그룹 ii: 휨전단 파괴(휨 항복 이후 전단 파괴가 발생하는 경우)
- ③ 그룹 iii: 전단 파괴(휨 항복에 선행하여 전단 파괴가 발생하는 경우)

표 5.4.1 횡보강근 상세에 따른 RC기둥의 파괴모드 분류

전단 강도비(V_p/V_o)	135° 갈고리가 사용되고 건축구조기준에서 규정하는 내진상세로 횡보강근이 배근된 경우	90° 갈고리를 가진 폐쇄형 띠철근이 사용된 경우	그 외(겹침이음된 띠철근 포함)
0.6 이하인 경우	i) ¹⁾	ii	ii
0.6 이상 1 이하인 경우	ii	ii	iii
1 이상인 경우	iii	iii	iii

1) 소성힌지구간에서 횡보강근이 $A_v/b_w s \geq 0.002$ 이고 $s/d \leq 0.5$ 인 경우에만 파괴모드 i로 분류할 수 있다. 그 외의 경우 파괴모드 ii로 분류함

(4) 비선형 동적절차에서는 실험적으로 검증된 특성을 이용하여 각 부재의 완전한 이력거동을 모델링하여야 한다.

[해설]

(3) 지진하중에 저항하는 보와 기둥의 거동을 모사할 수 있는 다른 적절한 모델도 적용할 수 있다. 부재 단부에서 집중적으로 항복이 발생하는 경우를 제외하고, 부재 전체가 비선형 거동하는 모델을 적용할 수 있다. 휨 이외의 비선형 거동이 예상되는 경우, 해석 모델은 이러한 영향을 모사할 수 있는 모형화가 되어야 한다. 철근콘크리트 모멘트 골조와 철근콘크리트 또는 조적 채움벽 또는 허리벽이 함께 사용될 경우, 채움벽에 의해 전달되는 전단력의 영향을 고려할 수 있도록 모델링하여야 한다. 특히 허리벽에 의하여 기둥의 일부가 구속될 경우, 기둥에서 항복이 발생할 것으로 예상되는 부위에 휨 및 전단 소성힌지모델을 반드시 배치하여 적절한 비선형거동을 모사할 수 있도록 하여야 한다. 또한 허리벽이 기둥보다 먼저 항복하여 기둥의 단주효과를 나타내지 못하고 오히려 에너지소산에 기여하지 않도록 적절히 모델링해야 한다. 부재의 힘-변형 관계는 그림 4.3.1과 같이 일반화된 힘-변형 곡선에 따라 정의할 수 있다. 단, 실험 결과에 기반하여 힘-변형 관계를 정의할 경우 그림 4.3.1의 힘-변형 곡선을 따를 필요가 없다. 실제 힘-변형 곡선은 5.4.2절의 강성과 5.4.3절의 강도 값을 이용하여 정의한다.

RC보, 기둥, 보-기둥 접합부의 경우, 그림 4.3.1에서 변형값은 소성회전각 또는 전단변형률로 정의할 수 있다. 그림 4.3.1의 B, C, D점에서의 변형값은 실험이나 적절한 해석을 통하여 도출할 수 있으며, 이는 휨모멘트와 축력, 그리고 전단력 간의 상호작용을 고려한 결과이어야 한다.

섬유 요소를 사용하여 해석하는 경우 허용기준은 5.3.4 (3)에 따른다.

(4) 철근콘크리트 부재별 힘-변형 곡선을 사용하여 비선형 동적 해석 모델에 적용할 수 있는데, 이때 힘-변형 곡선은 5.4.2.(1)절을 참고하여 5.4.4에 제시된 RC기둥의 모델링 주요 변수를 사용하여 정의할 수 있다. 이때 재하 또는 재하에 따른 강성 및 강도의 증감 효과를 고려한다.

5.4.3 강도

- (1) 부재별 강도는 이 기준에서 별도로 정의하지 않은 경우에 건축구조기준에 따라 산정할 수 있다. 이때 사용되는 재료강도는 5.2에 따라 산정한다.
- (2) 철근콘크리트 허리벽에 의해 모멘트골조 기둥의 변형이 구속될 경우 이에 따른 기둥의 단주효과를 고려하여 기둥의 강도를 평가하여야 한다.
- (3) 조적채움벽이 모멘트골조와 밀착되어 있는 경우, 모멘트골조의 기둥은 조적채움벽으로부터 전달되는 전단력에 의한 효과를 고려하여 강도를 평가하여야 한다.

5.4.3.1 보의 강도

- (1) 보의 평균 휨강도는 평균재료강도를 사용한 식 (5.4.1)에 의하여 구할 수 있다. 변형지배거동의 경우 설계기준강도와 기대강도의 차이를 고려하여 철근의 항복강도 f_y 대신 f_{ye} 를 콘크리트 압축강도 f_{ck} 대신 f_{ce} 를 사용하여 강도를 산정한다.

$$M_e = A_s f_{ye} (d - a/2) \tag{5.4.1}$$

여기서,

- M_e : 보의 평균휨강도
- A_s : 철근의 단면적
- f_{ye} : 철근의 평균항복강도
- d : 보의 유효깊이
- a : $\frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b}$
- b : 보의 폭
- f_{ce} : 콘크리트의 평균압축강도

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

(2) 보의 전단강도는 공칭재료강도를 사용한 식 (5.4.2)에 의하여 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.4.2)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (5.4.3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (5.4.4)$$

여기서,

A_v : 전단보강근의 단면적

f_{ck} : 콘트리트의 공칭강도

f_{yt} : 전단보강근의 공칭항복강도

s : 전단보강근의 간격

단, 식 (5.4.3)에서 f_{ck} 와 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 단위는 MPa로 한다.

5.4.3.2 기둥의 강도

(1) 기둥의 전단강도는 V_n 은 식 (5.4.5)를 사용하여 평가한다. 식 (5.4.5)는 후프 간격이 넓은 기둥이 휨항복 이후 비선형거동구간에서 전단강도가 급격히 감소하는 현상을 고려하기 위한 경험식이다.

$$V_n = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (5.4.5)$$

여기서,

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \leq 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \leq d \\ 0 & s > d \end{cases}$$

단, s 를 모르는 경우, $k_1=0$ 을 사용.

λ : 경량콘크리트의 경우 0.75, 일반 콘크리트의 경우 1을 사용

N_u : 축방향 압축력. 인장력이 작용할 경우 강도 산정의 간편성을 위하여 $N_u=0$ 을 사용할 수 있음.

M/Vd : 평가하중 작용시 작용 모멘트를 전단력과 유효깊이로 나눈 값의 최댓값으로 2와 4 사이의 값을 사용함. 강도 산정의 간편성을 위하여 $M/Vd=3$ 을 사용할 수 있음

d : 유효깊이로 $d=0.8h$ 로 가정하여 사용할 수 있음

h : 전단력 작용방향의 기둥 단면 치수

A_g : 기둥의 총 단면적

(2) 기둥의 휨, 압축, 및 인장강도는 철근콘크리트 압축연단의 변형률이 종국변형률 0.003에 도달할 때의 축력과 모멘트 상관관계를 고려하여 구하여야 한다. 휨 부재에 적용되는 단면의 평면유지 가정과 철근의 탄소성거동 및 힘의 평형조건을 사용한다. 단, 휨강도는 재료의 기대강도를 사용하여 구하고, 압축강도는 재료의 설계기준강도를 사용하여 구한다.

5.4.3.3 보-기둥 접합부의 강도

(1) 보-기둥 접합부의 검토시 요구전단력은 평가지진작용시 유효 슬래브폭을 포함한 보-기둥접합부의 자유물체도로부터 산정할 수 있다. 단, 이 값은 접합부에 접한 보 혹은 기둥의 항복 시 발생하는 전단력보다 클 필요는 없다.

(2) 보-기둥 접합부의 공칭전단강도 V_n 은 식 (5.4.6)을 이용하여 구할 수 있다.

$$V_n = 0.083\lambda\gamma\sqrt{f_{ck}}A_j \tag{5.4.6}$$

여기서,

- λ : 경량콘크리트의 경우 0.75, 일반 콘크리트의 경우 1을 사용
- A_j : 접합부의 유효 횡단면적
- γ : 표 5.4.2에 따른 계수

표 5.4.2 접합부 강도산정 계수, γ

접합부 횡보강근 간격	직교보가 있는 내부접합부	직교보가 없는 내부접합부	직교보가 있는 외부접합부	직교보가 없는 외부접합부	최상층 외부접합부
$h_c/2$ 이하인 경우 ¹⁾	20	15	15	12	8
$h_c/2$ 초과하는 경우 ¹⁾	12	10	8	6	4

1) h_c 구속보강철근 중심 간의 거리로 측정된 기둥 내부의 단면 치수

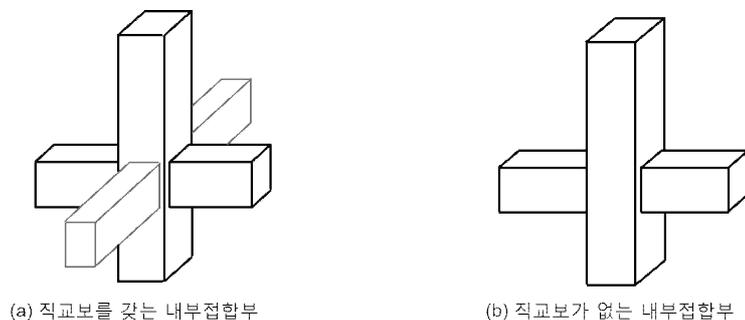


그림 5.4.2 보-기둥 접합부 분류

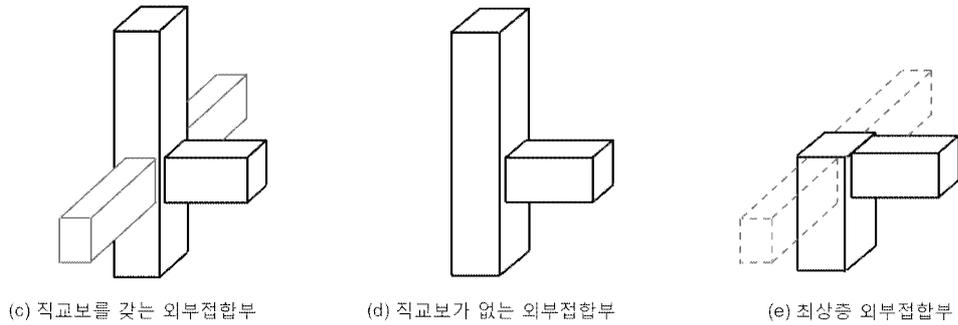


그림 5.4.2 보-기둥 접합부 분류(계속)

(3) 보-기둥 접합부의 공칭단면적 A_j 는 접합부 깊이인 골조 방향의 기둥 단면 치수와 접합부 너비의 곱으로 구할 수 있다. 접합부 너비는 아래 세 가지 중 최솟값을 사용하여야 한다.

- ① 골조 직각방향의 기둥 단면 치수
- ② 보폭과 접합부 깊이의 합
- ③ 기둥 측면에서 보의 부재방향 축까지 수직거리 중 작은 값의 두 배

[해설]

기존 실험연구 보고에 따르면 외부 및 모서리 보-기둥 접합부의 강도 및 비선형 변형성능이 내부 보-기둥 접합부에 비하여 현저히 떨어지는 것으로 알려져 있다. 이 요령에서는 식 (5.4.6)을 이용하여 보-기둥 접합부의 전단강도 산정 시, 외부 및 모서리 보-기둥 접합부의 경우 내부 접합부보다 작은 강도산정계수를 사용하도록 표 5.4.2 및 그림 5.4.2와 같이 제시하고 있다. 또한 외부 및 모서리 접합부의 모델링 주요 변수 및 허용기준도 표 5.4.8과 같이 내부접합부보다 작은 값으로 규정하고 있다. 한편 외부 및 모서리 보-기둥 접합부에서는 인접한 보의 주철근의 정착길이를 확보하기 어려운 경우가 많다. 접합부 내에 주철근 정착길이가 부족한 경우 보 부재는 접합부 내 주철근 부착과괴 등을 동반한 취성과괴가 발생할 수 있으므로 이 요령에서는 표 5.4.6와 같이 보 부재의 비선형 거동을 감소시켜 정의하고 있다.

5.4.4 모델링 변수 및 허용기준

선형절차 또는 비선형절차를 적용하는 경우에는 각각 5.4.4.1과 5.4.4.2의 모델링 변수와 허용기준을 적용한다.

5.4.4.1 선형절차

- (1) 콘크리트 모멘트골조의 부재별 성능은 변형지배거동과 힘지배거동으로 분류하며 각각에 대한 절차를 따라 내진성능평가를 수행하여야 한다.
- (2) 어떤 층 기둥의 평균 DCR값이 동일 층에 위치한 보의 평균 DCR값을 초과하거나, 1 또는 건물 전체 기둥의 m 계수의 절반 중 큰 값을 초과하면 해당 층은 약층으로 구분된다. 이때 평균 DCR

은 식 (4.2.2)를 사용하여 산정한다. 약층에 해당할 경우 해당 층의 2차부재까지 포함하여 평균 DCR 값을 반복하여 검토한다. 만약 해당 층 수직재의 평균 DCR 값이 2를 초과하며 해당층 수평 부재의 평균 DCR 값보다 클 경우, 해당 구조물은 비선형절차를 따라 재해석을 수행하거나 약층을 제거하기 위한 보강이 수행되어야 한다.

(3) 철근콘크리트 모멘트 골조의 보, 기둥, 보-기둥 접합부의 성능수준별 1, 2차 부재의 m 계수는 각각 표 5.4.3, 표 5.4.4, 표 5.4.5과 같다.

[해설]

(1) 부재별 연성능력은 부재의 상세, 작용 부재력의 크기, 그리고 성능수준에 따라 달라진다. 표의 m 계수의 값은 이러한 부재별 조건에 따른 연성능력을 고려하여 제시된 값이다. m 계수는 ASCE 41-13의 값을 따랐다.

기둥은 일반적으로 2축방향으로 모두 모멘트가 작용한다. 따라서 기둥의 검토에는 다음 식과 같이 2축 모멘트를 고려하여야 한다.

$$DCR = \left(\frac{M_x}{m_x M_{ex}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{m_y M_{ey}} \right)^\alpha \quad (\text{해 5.4.1})$$

여기서,

m_x, m_y : 각각 기둥의 x축 및 y축에 대한 휨의 m 값

M_{ex}, M_{ey} : 각각 x축 및 y축에 대한 기대휨모멘트강도로서 축력과 모멘트의 상관작용을 고려하여 결정한 값

α : 지수, 원형 및 정사각형 단면일 경우 α 는 1.75, 직사각형 단면일 경우 1.5

부재의 DCR 값이 1을 넘는 경우, 4.2.7의 (3)과 (4)에 제시된 절차에 따라 다음 항목에 해당하는 부재력을 산정하고 성능수준별 허용기준 만족여부를 검토한다.

- ① 보와 기둥 부재의 강도발현 시에 해당하는 부재력(모멘트, 전단력, 비틀림 등). 이때 5.6에 따라 철근의 정착 및 이음길이의 영향을 반영하여야 한다.
- ② 접합부에 인접한 보 및 기둥 부재의 강도 발현 시 발생하는 접합부 전단력
- ③ 검토부재 상부층의 부재가 소성거동할 때 발생하는 기둥과 접합부에 발생하는 축력

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.4.3 철근콘크리트 보의 m 계수

부재 조건			m 계수 ¹⁾				
			성능 수준				
			거주가능	부재 중요도			
				1차부재		2차부재	
	인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지			
휨에 의해 지배되는 경우 ²⁾							
$(\rho - \rho')/\rho_{bal}$	횡보강근 ³⁾	$V^4/b_w d \sqrt{f_{ck}}$					
≤0.0	C	≤0.25	3	6	7	6	10
≤0.0	C	≥0.5	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≤0.25	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≥0.5	2	2	3	2	4
≤0.0	NC	≤0.25	2	3	4	3	5
≤0.0	NC	≥0.5	1.25	2	3	2	4
≥0.5	NC	≤0.25	2	3	3	3	4
≥0.5	NC	≥0.5	1.25	2	2	2	3
전단에 의해 지배되는 경우 ²⁾							
횡보강근 간격이 d/2 이하인 경우			1.25	1.5	1.75	3	4
횡보강근 간격이 d/2 초과인 경우			1.25	1.5	1.75	2	3
정착 혹은 철근 이음의 파괴가 예상되는 경우 ²⁾							
횡보강근 간격이 d/2 이하인 경우			1.25	1.5	1.75	3	4
횡보강근 간격이 d/2 초과인 경우			1.25	1.5	1.75	2	3
보-기둥 접합부의 정착파괴가 예상되는 경우 ²⁾							
			2	2	3	3	4

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) 철근콘크리트보의 파괴모드를 고려하였을 때 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용

3) 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 후프 철근의 간격이 d/3 이하이고 후프 철근에 의한 강도 (V_s)가 전체전단강도의 3/4 이상이면 'C' 으로 판단하며, 그 외에는 'NC' 로 판단함

4) V 는 한계상태해석을 통해 산정된 전단력

표 5.4.4 철근콘크리트 기둥의 m 계수

부재 조건		m 계수 ¹⁾					
		성능 수준					
		거주가능	부재 중요도				
			1차부재		2차부재		
	인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지			
그룹 i: 휨 파괴 ²⁾							
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$						
≤ 0.1	≥ 0.006		2	2.5	3	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006		1.25	1.8	1.9	1.9	2
≤ 0.1	≤ 0.002		2	2	2.6	2.6	3
≥ 0.6	≤ 0.002		1.1	1.1	1.2	1.2	1.4
그룹 ii: 휨 항복 후 전단 파괴 ²⁾							
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$	$V/b_w d \sqrt{f_{ck}}$ ⁴⁾					
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	2	2.5	3	4	5
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	2	2	2.5	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	1.25	1.8	1.9	1.9	2
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	1.25	1.5	1.6	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	1	1	1.1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	1	1	1.1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	1	1	1	1	1
그룹 iii: 전단 파괴 ²⁾							
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$						
≤ 0.1	≥ 0.006		1	1	1	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.002		1	1	1	1	1
그룹 iv: 부착 파괴 혹은 이음부 파괴 ²⁾							
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$						
≤ 0.1	≥ 0.006		1	1	1	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.002		1	1	1	1	1

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) 5.4.2(3)에 따라 기둥의 파괴모드별 그룹 i, ii, iii 결정

3) $P > 0.7f_{ck}A_g$ 인 기둥부재의 경우, $d/3$ 보다 작은 간격으로 135도 갈고리 후프 철근이 배근되어 있고 전단철근에 의한 전단강도가 전체전단강도의 3/4 이상인 기둥이 아닌 경우 m 계수는 모든 성능수준에서 동일하게 1로 본다. 여기서 P는 부재의 작용축력 혹은 한계상태해석을 통해 구한 축력이다.

4) V는 한계상태해석을 통해 산정된 전단력

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.4.5 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 m 계수

부재 조건	m 계수 ¹⁾				
	성능 수준				
	거주가능	부재 중요도			
		1차부재		2차부재	
	인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지	

내부접합부(그림 5.4.2에 따라 분류됨)

$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾					
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	3	4
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	3	4
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≤ 0.1	$> h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	2	3
≤ 0.1	$> h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≥ 0.4	$> h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	2	3
≥ 0.4	$> h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3

그 외 접합부(그림 5.4.2에 따라 분류됨)

$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾					
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	3	4
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	3	4
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≤ 0.1	$> h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	2	3
≤ 0.1	$> h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	2	3
≥ 0.4	$> h_c/2$	≤ 1.2	1	1	1	1.5	2
≥ 0.4	$> h_c/2$	≥ 1.5	1	1	1	1.5	2

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) P 는 한계상대해석을 통해 산정된 접합부 상부 기둥의 축력, A_g 는 접합부 전체 단면적

3) V 는 작용전단력, V_n 은 접합부의 전단강도

5.4.4.2 비선형절차

비선형절차를 위한 해석모델에서 철근콘크리트 부재별 비선형 거동은 표 5.4.6. ~ 표 5.4.8의 모델링 변수에 따라 모델링한다.

- (1) 보와 기둥 부재의 변형은 소성힌지부의 회전각으로 표현할 수 있으며, 이때 소성회전각은 표 5.4.6와 표 5.4.7을 이용하여 정의한다.
- (2) 보-기둥 접합부의 변형은 접합부의 전단변형(각)으로 표현할 수 있으며, 이때 전단변형각은 표 5.4.8를 이용하여 정의한다.
- (3) 표 5.4.6, 표 5.4.7, 표 5.4.8에서 제시하지 않는 부재 혹은 비선형 능력은 실험 또는 검증된 해석절차를 통해 산정된 값을 사용할 수 있다.
- (4) 콘크리트 허리벽 및 조적채움벽이 함께 사용된 철근콘크리트 모멘트골조의 기둥 부재의 능력은 이 요령의 “제6장 조적조 및 조적채움벽”에 정의된 모델링 변수를 사용하여 정의한다.

비선형해석후 변형지배거동의 만족여부는 성능점에서 부재의 비선형변형량과 표 5.4.6. ~ 표 5.4.8에 제시된 허용기준과과의 비교를 통해 판정한다. 힘지배거동의 만족여부는 4.3.6의 (2)에 따라 판정한다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.4.6 철근콘크리트 보의 모델링 주요 변수 및 성능수준별 허용기준

부재 조건		모델링 주요 변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾			
		소성회전각		잔류강도비	성능수준			
		a	b		c	거주가능	인명안전	붕괴방지
휨에 의해 지배되는 경우 ²⁾								
$(\rho - \rho')/\rho_{bal}$	횡보강근 ³⁾	$V/b_w d \sqrt{f_{ck}}$ ⁴⁾						
≤0.0	C	≤0.25	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥0.5	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥0.5	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥0.5	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤0.25	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥0.5	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
전단에 의해 지배되는 경우 ²⁾								
횡보강근 간격이 d/2 이하인 경우			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
횡보강근 간격이 d/2 초과인 경우			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
정착 혹은 철근 이음의 파괴가 예상되는 경우 ²⁾								
횡보강근 간격이 d/2 이하인 경우			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
횡보강근 간격이 d/2 초과인 경우			0.003	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
보-기둥 접합부의 정착파괴가 예상되는 경우 ²⁾								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) 철근콘크리트보의 파괴모드를 고려하였을 때 다수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용

3) 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 후프 철근의 간격이 d/3 이하이고 후프 철근에 의한 강도 (V_s)가 전체전단강도의 3/4 이상이면 'C' 으로 판단하며, 그 외에는 'NC' 로 판단함

4) V는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석으로부터 산정된 전단력

표 5.4.7 철근콘크리트 기둥의 모델링 주요 변수 및 성능수준별 허용기준

부재 조건			모델링 주요 변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾		
			소성회전각		잔류강도비	성능수준		
			a	b		c	거주가능	인명안전
그룹 i: 휨 파괴 ²⁾								
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
그룹 ii: 휨 항복 후 전단 파괴 ²⁾								
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$	$V/b_w d \sqrt{f_{ck}}$ ⁴⁾						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
그룹 iii: 전단 파괴 ²⁾								
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
그룹 iv: 부차 파괴 혹은 이음부 파괴 ²⁾								
$P/A_g f_{ck}$ ³⁾	$\rho = A_v/b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) 5.4.2(3)에 따라 기둥의 파괴모드별 그룹 i, ii, iii 결정

3) $P > 0.7f_{ck}A_g$ 인 기둥부재의 경우, $d/3$ 보다 작은 간격으로 135도 갈고리 후프 철근이 배근되어 있고 전단철근에 의한 전단강도가 전체전단강도의 3/4 이상인 기둥이 아닌 경우 소성회전능력은 모든 성능수준에서 동일하게 0로 본다. 여기서 P 는 지진력과 수직하중에 의해 부재에 발생할 수 있는 최대축력이다.

4) V 는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석으로부터 산정된 전단력

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.4.8 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 모델링 주요 변수 및 성능수준별 허용기준

부재 조건			모델링 주요 변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾		
			소성회전각		잔류강도비	성능수준		
			a	b	c	거주가능	인명안전	붕괴방지
내부접합부(그림 5.4.2에 따라 분류됨)								
$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾						
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	$> h_c/2$	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	$> h_c/2$	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	$> h_c/2$	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	$> h_c/2$	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015

그 외 접합부(그림 5.4.2에 따라 분류됨)

$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾						
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	$\leq h_c/2$	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	$> h_c/2$	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	$> h_c/2$	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	$> h_c/2$	≤ 1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	$> h_c/2$	≥ 1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075

1) 사이 값은 선형보간하여 산정

2) P 는 한계상태해석을 통해 산정된 접합부 상부 기둥의 축력, A_g 는 접합부 전체단면적

3) V 는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석으로부터 산정된 전단력, V_n 은 접합부의 전단강도

5.5 철근콘크리트 전단벽 구조

5.5.1 일반사항

- (1) 직사각형 전단벽 및 분절벽체는 등가의 보-기둥요소나 벽요소를 이용하여 모델링할 수 있으며, 이형벽체는 등가의 보-기둥요소로 모델링하거나 5.3.4에 따라 모델링할 수 있다.
- (2) 등가의 보-기둥요소와 인접 벽체 또는 인접 골조 부재 사이의 접합부는 각각 패널존 또는 벽체 중심선과 인접부재 사이의 거리를 고려하여 모델링하여야 한다.
- (3) 벽요소를 사용할 경우 자유도의 적합성을 위해 가상의 보를 사용할 필요가 있다.
- (4) 비선형 휨거동은 벽체 단면의 힘-변형 관계 또는 재료의 응력-변형률 관계를 이용하는 섬유요소로 나타낼 수 있다. 섬유요소를 사용할 경우 콘크리트 섬유는 벽체 하나 당 10개 이상이어야 한다.
- (5) 전단거동은 선형 또는 비선형으로 모델링할 수 있다. 선형으로 모델링할 경우 표 5.3.1의 유효강성을 사용하여야 한다. 비선형으로 모델링할 경우 적절한 전단 응력-변형률 관계를 사용하여야 한다. 또한 이력거동을 정의할 때 에너지소산면적을 최소화 할 수 있는 원점지향(origin-oriented) 모델 또는 그보다 에너지소산 면적이 더 작은 모델을 사용해야 한다.
- (6) 휨 거동을 섬유요소로 나타낼 경우 층간의 곡률변화가 크지 않은 전단벽은 층당 하나의 벽요소로 모델링할 수 있다. 일반적으로 곡률변화가 큰 1층 벽체의 경우 수직으로 최소한 2개 이상의 벽요소로 모델링하여야 한다.
- (7) 병렬전단벽의 연결보는 일반 보가 아닌 이 절의 규정에 따른다.

[해설]

(1)-(3) 개구부가 있는 벽체는 일련의 벽기둥(pier)과 수평부분벽(수직으로 나란히 배열된 개구부 사이의 벽체)으로 구성된 분절벽체들의 조합으로 모델링 한다. 다만 개구부가 벽체의 강성 및 강도에 미치는 영향이 크지 않은 경우에만 단일 벽체로 간주할 수 있다. 분절벽체를 섬유요소로 모델링할 경우에는 길이 방향으로 두 개 이상의 요소를 연결하여 구성한다.

(4) 콘크리트구조기준(2012)에서 요구조건을 충족하는 대각보강근이 있는 연결보는 비선형 휨 거동만으로 모델링할 수 있다.

5.5.2 강성

벽체의 유효강성은 표 5.3.1에 제시된 값을 사용하거나, 재료특성, 부재치수, 배근량, 경계조건, 균열 및 응력 상태의 영향을 합리적으로 고려한 값을 적용할 수 있다.

[해설]

박스형, T, L, I 및 C형 등의 단면을 갖는 이형벽체의 유효플랜지폭은 별도의 상세해석을 수행하지 않는 경우 웨브의 측면에서부터 인접 웨브까지 거리의 1/2과 벽체 전체 높이의 25% 중 작은 거리까지 확장된 것으로 본다. 유효플랜지폭 내의 플랜지 영역 전체는 휨 및 축 하중에 대해서 유효하나, 전단에 대해서는 웨브의 폭 안쪽에 해당되는 부분만 유효하다.

5.5.3 강도

- (1) 전단벽의 강도는 KDS 41 30 00(KBC 2016의 5장 콘크리트 구조)를 따른다.
- (2) 대부분의 경우 전단벽에 작용하는 압축응력은 낮으므로 압축력의 평가는 생략하고 휨모멘트 강도와 전단강도만을 검토할 수 있다.
- (3) 전단벽의 휨모멘트 강도는 기둥과 동일하게 축력-모멘트 상관관계를 이용하여 구한다. 직사각형 단면의 벽체의 휨강도는 식 (5.5.1)과 같은 약산 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$M_e = 0.5A_s f_{ye} (0.8l_w) + 0.5P_u (0.8l_w) \quad (5.5.1)$$

여기서,

l_w : 벽체단면의 길이

- (4) 직사각형 단면을 갖는 전단벽의 전단강도는 건축구조기준에 따라 콘크리트 및 전단보강근의 기여분의 합으로 산정한다. 다만 높이-길이비 h_w/l_w 가 2.0 이하이고 벽체 단부에 기둥이 있는 바벨형 단면, 또는 플랜지가 있는 단면을 갖는 전단벽의 전단강도는 다음 식에 의해 계산할 수 있다 (ASCE/SEI 43-05, 2005).

$$V_n = v_n d t_w \quad (5.5.2)$$

$$v_n = 0.69 \sqrt{f_{ck}} - 0.28 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{P}{4l_w t_w} + \rho_{se} f_y \leq 1.66 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.5.3)$$

$$\rho_{se} = A\rho_v + B\rho_h \quad (5.5.4)$$

여기서,

d : 압축연단에서 중립축까지의 거리

ρ_v, ρ_h : 각각 벽체의 수직 및 수평 철근비

A, B : 표 5.5.1에 따른다.

표 5.5.1 철근비 ρ_{se} 의 A와 B

형상비	A	B
$h_w/l_w \leq 0.5$	1	0
$0.5 \leq h_w/l_w \leq 1.5$	$-h_w/l_w + 1.5$	$h_w/l_w - 0.5$
$h_w/l_w \geq 1.5$	0	1

- (6) 연결보의 공칭 휨강도 및 전단강도는 KDS 41 30 00(KBC 2016의 5장 콘크리트 구조)에 따라 산정한다.

[해설]

(3) 단면이 플랜지를 갖는 경우 강도 산정에 유효한 플랜지는 웨브의 측면에서부터 인접 웨브까지 거리의 1/2과 벽체 높이의 1/4 중 작은 값만큼 연장된 것으로 보며, 평가 벽체의 플랜지보다 더 연장될 필요는 없다. 수직방향 철근에 대한 이음 길이를 고려하여 휨강도를 계산한다. 이 때 휨강도는 이음이 철근의 응력을 지배하는 위치를 기준으로 계산한다.

5.5.4 모델링 변수 및 허용기준

- (1) 벽체는 휨이 지배하는 벽체 또는 전단이 지배하는 벽체로 분류하여 모델링한다.
- ① 지배적 작용은 특정한 지배적 작용을 가정하여 내진성능평가를 수행하고 가정의 부합여부를 검토하는 방식으로 결정할 수 있다. 다만 높이-길이비 h_w/l_w 에 따라서 다음과 같이 분류할 수 있다.
 - ② 높이-길이비 $h_w/l_w > 3.0$ 인 벽체는 휨지배 거동으로 분류할 수 있다.
 - ③ 높이-길이비 $h_w/l_w < 1.5$ 인 벽체는 전단지배 거동으로 분류할 수 있다.
 - ④ 분절벽체의 경우에 양단부에서 휨 항복 이전에 전단과괴 선행여부를 확인하여 결정할 수 있다
- (2) 선형절차 또는 비선형절차를 적용하는 경우 각각 5.5.4.1과 5.5.4.2의 모델링 변수와 허용기준을 적용한다. 이 때 철근콘크리트 전단벽 또는 분절벽체는 표 4.3.1에 따라 변형지배와 휨지배 부재로 분류하여 모델링 주요 변수 및 허용기준을 적용한다. 단, 벽체의 횡방향 철근비가 0.0015 미만인 경우 휨지배 부재로 간주한다.

5.5.4.1 선형절차

- (1) 변형지배거동을 하는 부재의 만족 여부는 4.2.8의 식 (4.2.14)에 따라서 판정한다. 휨지배거동을 하는 부재의 만족여부는 4.2.8의 식 (4.2.15)에 따라 판정한다. 부재의 m 계수는 표 5.5.2 및 표 5.5.3과 같다. 이들 표는 변형지배거동에 대한 허용기준이다. 벽체의 지배거동은 5.5.4 (1)에 따라 분류할 수 있다.
- (2) 전단벽과 분절벽체에 작용하는 최대 전단력은 해석법에 따라 4.2.4 또는 4.2.5에 의해 요구되는 횡력분포에 의한 전단력으로 평가한다.
- (3) 단 캔틸레버처럼 거동하는 전단벽의 요구 전단력은 벽체 하단의 휨모멘트 강도 발현 시 요구되는 횡하중이 벽체 전체 높이에 걸쳐 등분포로 작용한다는 가정하에 산정되는 전단력보다 크거나 같아야 한다.
- (4) 분절벽체의 요구전단력은 양 단부에서 각각 정, 부 휨모멘트 강도 발현 시 발생하는 전단력을 초과할 수 없다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.5.2 휨 지배 철근콘크리트 전단벽 및 관련 요소의 m 계수

조건	m 계수 ¹⁾				
	거주가능	부재 중요도			
		1차부재		2차부재	
		인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지

1. 휨에 의해 지배되는 경우 : 전단벽 요소

특수경계 요소의 유무	배근상태와 축력비 ²⁾	작용 전단력의 비율 ³⁾					
있음	0.1 이하	0.33 이하	2	4	6	6	8
		0.5 이상	2	3	4	4	6
	0.25 이상	0.33 이하	1.5	3	4	4	6
		0.5 이상	1.25	2	2.5	2.5	4
없음	0.1 이하	0.33 이하	2	2.5	4	4	6
		0.5 이상	1.5	2	2.5	2.5	4
	0.25 이상	0.33 이하	1.25	1.5	2	2	3
		0.5 이상	1.25	1.5	1.75	1.75	2

2. 휨에 의해 지배되는 경우 : 연결보

내진상세단면인 경우 ⁴⁾	0.25 이하	2	4	6	6	9
	0.5 이상	1.5	3	4	4	7
비내진상세단면인 경우 ⁴⁾	0.25 이하	1.5	3.5	5	5	8
	0.5 이상	1.2	1.8	2.5	2.5	4
대각선배근	N.A.	2	5	7	7	10

1) 사이값은 선형보간한다.

2) 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다.

3) 작용 전단력의 비율은 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한다.

4) 내진상세 단면과 비내진상세 단면의 판단은 KDS 41 30 00의 4.18 내진설계 시 특별 고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

표 5.5.3 전단 지배 철근콘크리트 전단벽 및 관련 요소의 m 계수

조건	m 계수 ¹⁾					
	거주가능	부재 중요도				
		1차부재		2차부재		
		인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지	
1. 전단에 의해 지배되는 경우 ²⁾ : 전단벽 요소						
배근상태와 축력비 ³⁾	작용 전단력의 비율 ⁴⁾					
0.05 이하		2	2.5	3	4.5	6
0.05 초과		1.5	2	3	3	4
2. 전단에 의해 지배되는 경우 : 연결보						
내진상세단면인 경우 ⁵⁾	0.25 이하	1.5	3	4	4	6
	0.5 이상	1.2	2	2.5	2.5	3.5
비내진상세단면인 경우 ⁵⁾	0.25 이하	1.5	2.5	3	3	4
	0.5 이상	1.2	1.2	1.5	1.5	2.5

- 1) 사이값은 선형보간한다.
- 2) 축력은 $0.15A_g f_{ck}$ 이하이어야 하며, 그렇지 않은 경우에는 하중지배 부재로 간주한다.
- 3) 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다.
- 4) 작용 전단력의 비율은 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한다.
- 5) 내진상세 단면과 비내진상세 단면의 판단은 KDS 41 30 00의 4.18 내진설계시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

5.5.4.2 비선형절차

- (1) 전단벽, 분절벽체, 연결보의 해석을 위한 소성힌지의 힘-변위 관계는 그림 4.3.1에 따른다. 철근콘크리트 전단벽 및 관련 부재의 모델링 주요변수 및 허용기준은 표 5.5.4, 표 5.5.5와 같다. 이들 표는 변형지배거동에 대한 허용기준이다. 섬유요소로 모델링한 부재는 5.3.4의 규정에 따라서 평가한다.
- (2) 휨에 의해 지배되는 전단벽과 분절벽체의 힘-변형 관계를 나타내는 그림 4.3.1(a)에서 변형을 나타내는 횡축은 그림 5.5.1에 정의된 소성힌지 영역에서의 회전각으로 한다. 그림 4.3.1(a)에서 항복점에 해당되는 B점의 소성힌지 회전각은 다음 식에 의해 계산하고, C, D, E점을 정의하는 데 필요한 a, b, c는 표 5.5.4에 따른다.

$$\theta_y = \left(\frac{M_{yE}}{(EI)_{eff}} \right) l_p \tag{5.5.5}$$

여기서,

M_{yE} : 전단벽 또는 분절벽체의 평균재료강도를 사용해 산정한 항복모멘트강도

$(EI)_{eff}$: 벽체의 유효휨강성

l_p : 가정된 소성힌지 길이

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

소성힌지 길이는 휨변형에 상응하는 부재 축의 1/2로 하되 전단벽은 한 층의 층고, 분절벽체는 요소 길이의 50% 보다 작아야 한다.

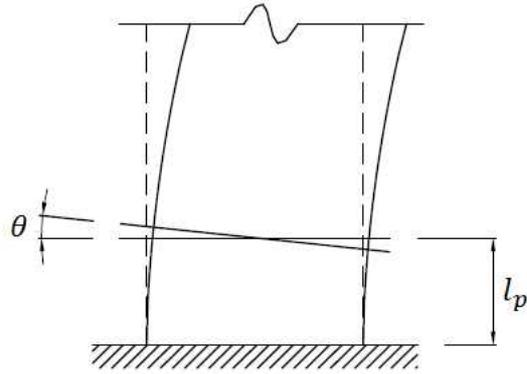


그림 5.5.1 휨 지배 벽체의 소성힌지 회전각

- (3) 전단에 의해 지배되는 전단벽과 분절벽체에는 그림 4.3.1(c)의 하중-변형 관계가 적용되어야 하며, 여기서 횡축은 횡변형비(lateral drift ratio)로 한다. 대안으로서 그림 4.3.1(b)의 하중-변형 관계가 허용되며, 여기서 횡축은 마찬가지로 횡변형비로 한다. 벽체의 횡변형비는 전단벽의 경우에는 층간변위비, 분절벽체의 경우에는 부재의 상대변위비로 한다. 그림 4.3.1(b), (c)의 B, C, D, E, F 점을 결정하기 위해 필요한 d, e, f, g, c의 값은 표 5.5.5에 따른다.
- (4) 연결보의 경우에는 그림 4.3.1(b)의 하중-변형 관계를 사용하며, 여기서 횡축은 그림 5.5.2에 정의된 현회전각(chord rotation angle)으로 한다. 그림 4.3.1(b)의 C, D, E 점을 결정하기 위해 필요한 d, e, c의 값은 표 5.5.4 및 표 5.5.5에 따른다.

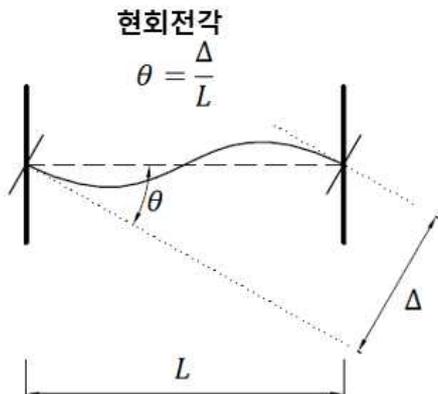


그림 5.5.2 전단벽 연결보의 현회전각

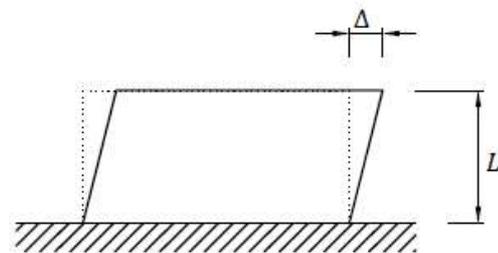


그림 5.5.3 전단 지배 벽체의 층간변위

- (5) 비선형동적절차 적용시 전단벽과 분절벽체의 전체 이력거동은 실험에 근거하여 입증된 속성을 사용하여 모델링 되어야 하며, 그림 4.3.1의 일반화된 포락선을 사용할 수 있다. 제하 및 재하 강성, 강도 및 펀칭 현상에 대해 모델링 대상의 벽 요소와 유사한 벽체에 대한 실험으로부터 관찰된 결과를 반영하여야 한다.

표 5.5.4 휨 지배 철근콘크리트 전단벽 및 관련 요소의 비선형 모델링 변수 및 허용기준

조건	모델링 주요변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾ (소성회전각, rad)		
	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주가능	인명안전	붕괴방지
	a	b	c			

1. 전단벽

특수경 계요소 의 유무	배근상태와 축력비 ²⁾	작용 전단력의 비율 ³⁾						
있음	0.1 이하	0.33 이하	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
		0.5 이상	0.010	0.015	0.40	0.004	0.01	0.015
	0.25 이상	0.33 이하	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
		0.5 이상	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.01
없음	0.1 이하	0.33 이하	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
		0.5 이상	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.01
	0.25 이상	0.33 이하	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
		0.5 이상	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

2. 연결부

		d	e	c			
내진상세단면인 경우 ⁴⁾	0.25 이하	0.025	0.05	0.75	0.01	0.025	0.05
	0.5 이상	0.02	0.04	0.5	0.005	0.02	0.04
비내진상세단면인 경우 ⁴⁾	0.25 이하	0.02	0.035	0.5	0.006	0.02	0.035
	0.5 이상	0.01	0.025	0.25	0.005	0.01	0.025
대각선배근	n.a.	0.03	0.05	0.8	0.006	0.03	0.05

1) 사이값은 선형보간한다.

2) 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다.

3) 작용 전단력의 비율은 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한다.

4) 내진상세 단면과 비내진상세 단면의 판단은 KDS 41 30 00의 4.18 내진설계 시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 5.5.5 전단 지배 철근콘크리트 전단벽 및 관련 요소의 비선형 모델링 변수 및 허용기준

조건		모델링 주요변수 ¹⁾					허용 전체횡변형각 ¹⁾ (%) 또는 현회전각 ¹⁾ (rad)		
배근상태와 축력비 ²⁾	작용 전단력의 비율 ³⁾	전체 횡변형각(%) 혹은 전체 회전각(rad.)			잔류 강도비		거주가능	인명안전	붕괴방지
		d	e	g	c	f			
1. 전단벽 ⁴⁾									
0.05 이하	-	1.0	2.0	0.4	0.2	0.6	0.40	1.5	2.0
0.05 초과	-	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
2. 연결부									
내진상세단면인 경우 ⁵⁾	0.25 이하	0.02	0.03	-	0.6	-	0.006	0.02	0.03
	0.5 이상	0.016	0.024	-	0.3	-	0.005	0.016	0.024
비내진상세단면 인 경우 ⁵⁾	0.25 이하	0.012	0.025	-	0.4	-	0.006	0.01	0.02
	0.5 이상	0.008	0.014	-	0.2	-	0.004	0.007	0.012

1) 사이값은 선형보간한다.

2) 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다.

3) 작용 전단력의 비율은 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한다.

4) 축력은 $0.15 A_g f_{ck}$ 이하이어야 하며, 그렇지 않은 경우에는 하중지배 부재로 간주한다.

5) 내진상세 단면과 비내진상세 단면의 판단은 KDS 41 30 00의 4.18 내진설계 시 특별고려사항의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

5.6 철근의 정착 및 이음

(1) 이형 직선철근, 갈고리 철근, 겹침이음은 건축구조기준(KBC 2016)의 “0508 정착 및 이음”에 제시되어 있는 요구사항을 만족하여야 한다. 이 요구사항을 만족하지 않는 경우, 철근의 저항성능은 아래에 제시된 방법을 따라서 산정한다.

① 이형 직선철근, 갈고리 철근, 겹침이음 시 철근의 저항능력은 변형지배거동일 경우 식 (5.6.1), 힘지배거동일 경우 식 (5.6.2)를 이용하여 구할 수 있다.

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_y \leq f_{ye} \quad (5.6.1)$$

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_y \leq f_y \quad (5.6.2)$$

여기서,

l_b : 실제 정착길이

l_d : 소요 정착길이

f_{ye} : 철근의 기대강도

f_y : 철근의 공칭강도

단, 철근의 재료 기대강도나 공칭강도를 초과하지 않도록 한다. 횡보강근이 유효 춤의 1/3 이하의 간격으로 배근되어 있지 아니하면, 요구연성도 또는 DCR이 1.0에서 2.0으로 증가함에 따라 철근의 항복강도가 $1.0f_s$ 에서 $0.2f_s$ 로 저하된다고 가정하여 사용한다.

- ② 철근의 문힘길이가 순피복두께를 포함하여 $3d_b$ 이상인 절단된 이형 직선철근의 저항성능은 식 (5.6.3)을 이용하여 구할 수 있다.

$$f_s = \frac{17}{d_b} l_e \leq f_y \quad (5.6.3)$$

여기서,

l_e : 철근의 문힘길이

f_s 가 f_y 이하이며 설계하중으로부터 계산된 철근의 응력이 f_s 를 초과하는 경우, 요구연성도 또는 DCR이 2.0에 도달하였을 때 철근의 최대 응력이 $1.0f_s$ 에서 $0.2f_s$ 로 저하된 것으로 가정할 수 있다. 보-기둥 접합부 내부에서 하단근 문힘길이가 짧은 보부재의 휨강도는 식 (5.6.3)의 철근 응력 제한치를 고려하여 구한다.

- (2) 내진보강에 의해 추가된 다우얼철근의 강도는 KDS 41 30 00의 규정에 따라서 산정한다.