

내진성능평가 세부지침 해설서

- 건축물 -

1. 총칙

1.1 목적

내진성능평가 세부지침 건축물편은 「법」 제21조 및 같은 법 시행령 제17조에 따라 「지침」에서 정하는 내진성능평가의 실시방법·절차 등에 관한 필요사항 중 건축물 경우에 대해 보다 상세히 규정하고 그 실시기준을 제시하여 기존 건축물의 내진성능을 정확하게 조사·평가하고 신뢰할 수 있는 내진정보를 취득 하는데 그 목적이 있으며, 이 세부지침에서는 내진설계와 다르게 적용되어야 하는 내진성능평가의 최소 필요사항을 기술하고 규정한다.

이 세부지침에서 제시하고 있지 않은 자세한 사항은 관련 기준 또는 관련 문헌을 따른다.

【해설】

기존시설물의 내진성능평가를 위해 참조할 수 있는 관련문헌으로 대표적인 외국기준은 다음과 같다.

- (1) ASCE 41 (2023), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, ASCE 41-23, DOI: 10.1061/9780784416112
- (2) 일본건축방재협회 (2001), “기존 철근콘크리트조 건축물 내진진단기준 및 동해설”
- (3) 일본건축방재협회 (2001), “기존 철골조 건축물의 내진진단 및 내진개수지침 동해설”
- (4) EN (Eurocode 8), “Design of structures for earthquake resistance”

1.2 적용범위

이 세부지침은 「법」 제2조(정의) 및 제7조(시설물의 종류)에서 정하고 있는 시설물 중 같은 법 시행령 제4조 및 별표 1에서 규정하는 건축물에 적용한다.

【해설】

1. 시설물의 범위는 「법」 시행령 ‘[별표 1] 제1종시설물 및 제2종시설물의 범위 (제4조 관련)’에서 ‘5. 건축물’ 및 ‘[별표 1의2] 제3종시설물의 범위’에서 ‘2. 건축분야’를 말한다.
 - (1) [별표 1]의 건축물에는 그 부대시설인 옹벽과 절토사면을 포함하며, 건축설비, 소방설비, 승강기설비 및 전기설비를 포함하지 아니한다.
 - (2) 건축물의 연면적은 지하층을 포함한 동별로 계산한다. 다만, 2동 이상의 건축물이 하나의 구조로 연결된 경우와 둘 이상의 지하도상가가 연속되어 있는 경우에는 연면적의 합계를 말한다.
 - (3) 공동주택 외의 건축물은 「건축법」 시행령 [별표 1]에서 정한 용도별 분류를 따른다.
 - (4) 건축물 중 주상복합건축물은 공동주택 외의 건축물로 본다.
 - (5) “철도 역사설”이란 「철도의 건설 및 철도시설 유지관리에 관한 법률」 제2조 제6호 가목에 따른 역 시설(물류시설은 제외한다)을 말한다. 다만, 선하역사(시설이 선로 아래 설치되는 역사를 말한다)의 선로구간은 연속되는 교량시설물에 포함하고, 지하역사의 선로구간은 연속되는 터널시설물에 포함한다.
2. 건축물의 연면적은 부대시설 및 지하층을 포함한 동별로 계산하고, 2동 이상의 건축물이 하나의 구조로 연결된 경우에는 연면적의 합계로 계산하며, 「법」 시행령 ‘[별표 1] 5. 건축물’ - ‘나. 공동주택외의 건축물’ - 2)부터 4)까지의 규정에서 연면적을 계산할 때 2개 이상의 용도가 하나의 건축물에 같이 있는 경우 각 용도별 시설의 합계로 계산한다. 여기서 각 용도의 정의는 「건축법」 시행령 [별표 1]에 따른다.

1.3 적용방침

- 건축물의 내진성능평가는 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」의 기본개념에 부합하여야 한다.
- 관련 문헌 인용시 그 근거를 명확히 하여야 하며, 기술적 판단이 필요한 경우 관련 전문가의 의견을 수렴하여야 한다.
- 내진성능평가와 관련한 모든 자료는 객관성을 확보하여야 하며, 적정하게 관리하여야 한다.

【해설】

1. 기존 건축물의 내진성능평가와 신축 건축물을 대상으로 하는 내진설계기준은 동일한 내진성능수준을 목표로 하나 그 절차는 매우 상이하다. 탄성해석과 강도기반 설계에 기초한 신축 구조설계는 아직 실재하지 않는 구조물을 대상으로 하기 때문에 주요 구조 부재만을 대상으로 구조 해석 및 설계를 하게 된다. 이 때 기본적으로 내재되어 있는 불확실성을 극복하고 구조적 안정성을 확보하기 위해 하중은 하중계수를 통해 증가시키고 부재의 능력은 강도감소계수를 통해 감소시키는 보수적인 접근 방법을 사용하게 된다. 반면, 기존 건축물의 내진성능평가는 실재하고 있는 구조물을 대상으로 하기 때문에 주요 구조 부재뿐만 아니라 원칙적으로 하중 저항에 관여하는 모든 부재를 해석 모델에 포함시켜 해석 및 평가를 수행한다. 또한 현장조사를 통해 구조부재의 강도 등을 확인하므로 강도감소계수를 사용하지 않는다.
2. 성능기반 내진성능평가와 내진설계기준에 따른 사양기반 신축내진설계의 기본적인 차이점은 비선형거동과 이에 따른 에너지소산능력을 어떻게 고려하는가에 있다. 즉, 사양기반 내진설계에서는 구조형식별로 에너지소산능력을 미리 가정하여 지진하중을 감소시킨 다음 탄성해석을 통해 설계하는데 반해 성능기반 내진성능평가에서는 감소되지 않은 실제 지진력을 사용하되 구조해석 또는 허용기준에서 에너지소산능력을 직접적으로 반영하게 된다. 따라서 비선형해석이 사용되는 것이 일반적이다. 선형해석도 적용될 수 있으나 하중재분배 효과를 고려할 수 없는 단점이 있다.
3. 신축 내진설계에서는 설계자가 선택한 지진력저항시스템의 변형능력을 바탕으로 설계지진하중을 산정한다. 즉, 어떤 구조시스템을 선택하느냐에 따라 설계에 사용하는 지진하중의 크기는 달라진다. 하지만 성능기반 내진성능평가에서는 적용하는 지진하중은 동일하다. 즉, 신축 설계에서 선택한 지진력저항시스템의 종류에 관계없이 해당 구조물이 저항해야 할 지진하중은 동일하다. 하지만 해석을 통해 구해진 부재력 및 변형량을 부담할 수 있는지 판정하기 위해 부재의 상태에 따라 허용기준이 다르며 혹은 파괴모드에 따라 변형지배와 힘지배로 구분한 다음 재료강도를 기대강도와 공칭강도로 구분하여 적용한다. 따라서, 기존 건축물 내진성능평가를 일반적인 신축 내진설계와 동일한 절차 및 방법으로 수행하는 것은 개념적으로 전혀 맞지 않다.

1.4 용어의 정의

이 세부지침에 사용되는 용어의 정의는 아래와 같으며 그 밖의 용어는 「KDS 17 10 00 내진설계일반」, 「KDS 41 00 00 건축구조기준」, 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」, 건축구조용어사전(대한건축학회, 2008) 등에 따른다.

- 1차부재(primary component)
 - 지진력(연직하중포함)을 저항하도록 요구되는 부재로서 주로 지진력저항 시스템 내의 부재.
- 2차부재(secondary component)
 - 연직하중만을 저항하도록 요구되는 부재. 횡하중을 저항능력이 요구되지는 않으나 지진에 의한 횡변위가 발생하여도 연직하중 지지능력을 유지하여야 한다.
- m 계수(m-factor)
 - 선형절차에서 선형탄성해석을 통해 산정된 부재력과 기대항복강도의 비율로 표시되는 부재의 변형능력.
- 목표변위(target displacement)
 - 주어진 규모의 지진에 대하여 변위계수법을 통해 산정되는 구조물 최대요구변위의 예측치. 목표변위는 역량스펙트럼법에 의해 구해지는 성능점과 같은 의미이다.
- 변위계수법(displacement coefficient method)
 - 주어진 규모의 지진력 작용시 구조물의 최대요구변위를 예측하는 방법. 탄성단자유도시스템의 최대예상요구변위에 구조물의 항복 및 다자유도 효과 등을 고려하는 여러 계수를 곱하여 구한다.
- 변형지배거동(deformation-controlled action)
 - 지진력 저항시 항복이 수반되고 항복후 저항력을 기대할 수 있는 부재의 거동. 휨거동이 대표적이며 부재의 종류에 따라 휨 이외에 전단거동이 포함될 수 있다. 선형해석을 통한 평가에서 변위지배거동의 적합성, 즉 적절한 비선형 거동의 한계는 m 계수를 통해 판단하며, 비선형해석시에는 예측된 소성변형의 크기를 허용기준과 비교하여 평가한다.
- 건축비구조요소(architectural nonstructural components)
 - 차양·장식탑·비내력벽 기타 이와 유사한 것으로서 횡력저항에 영향을 미치지 않는 건축물의 구성부재를 말한다. 조적채움벽의 경우 비구조부재로 설계되나 구조물의 횡력저항능력에 미치는 영향이 크므로 구조물의 내진성능평가지 해석모델에 포함하여 고려하여야 한다.

- 성능수준(performance level)
 - 지진력에 의해 발생한 구조물의 변형 혹은 손상에 따른 구조물의 상태를 규정하기 위해 설정된 단계. 구조체의 성능수준은 거주가능, 인명안전, 붕괴방지의 세 단계로 나뉜다.
- 성능점(performance point)
 - 역량스펙트럼법에 의해 산정된 최대요구가속도 및 변위를 나타내는 지점. 지진에 의한 요구곡선 및 구조물의 역량곡선의 교차점. 요구곡선에 의해 규정되는 규모와 특성을 가진 지진 작용시 역량곡선에 의해 규정되는 강도와 비선형능력을 가진 구조물에서 발생하는 지진가속도 및 변위를 나타낸다.
- 소성기구(plastic mechanism)
 - 부재가 소성한지 및 실제의 힌지로 결합되어 불안정한 상태에 이른 골조계. 붕괴기구(collapse mechanism)라고도 한다.
- 역량스펙트럼(capacity spectrum)
 - 능력곡선을 스펙트럼가속도와 스펙트럼변위의 관계로 표현한 곡선. 능력스펙트럼이라고도 한다.
- 역량곡선(capacity curve)
 - 횡하중을 증가시킬 때 구조물의 선형 혹은 비선형거동을 밀면전단력과 최상층변위로 표현한 곡선. 역량곡선 혹은 푸시오버(pushover) 곡선이라고도 한다.
- 역량스펙트럼법(capacity spectrum method)
 - 지진에 의해 예상되는 구조물의 거동을 구하기 위해 구조물의 보유성능과 소요성능을 역량스펙트럼과 요구스펙트럼의 형태로 한 평면에 표현하여 최대요구변위를 구하는 방법.
- 기대강도(expected strength)
 - 구조재료, 혹은 구조요소의 실제로 기대되는 예상강도의 평균값. 공칭강도보다 높다.
- 힘지배거동(force-controlled action)
 - 취성적 특성을 가지는 부재의 거동으로 지진력 저항시 항복이 수반되지 않거나 항복 후 저항력을 기대할 수 없는 부재의 거동.
- 내력비(DCR demand capacity ratio)
 - 소요성능(demand)을 보유성능(capacity)으로 나눈 값.

2. 내진성능평가 절차사항

2.1 일반사항

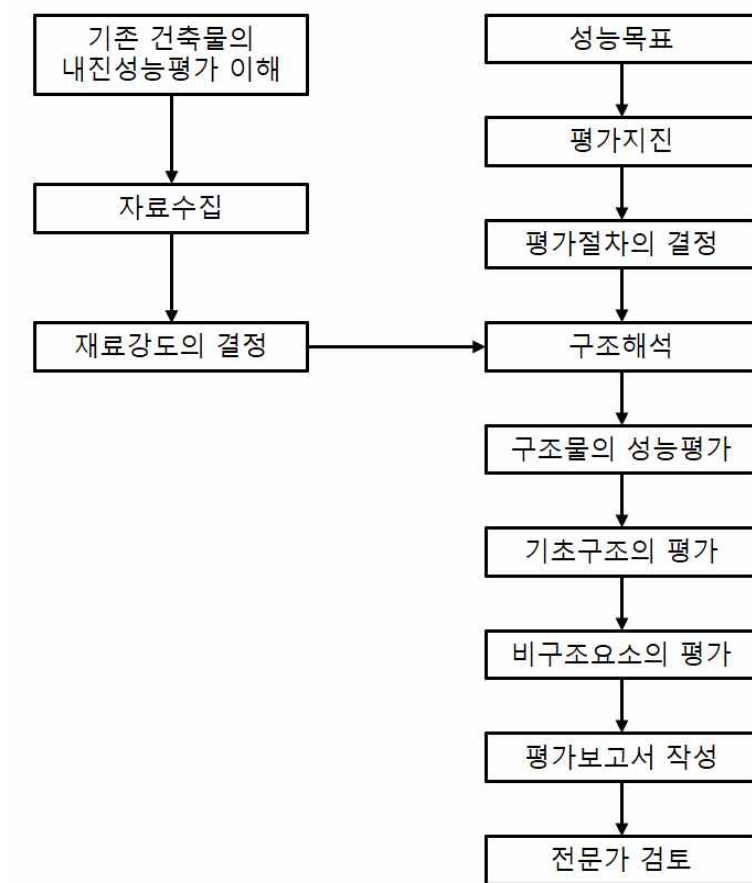
내진성능평가는 지진위험도 및 목표성능의 설정, 평가절차의 결정, 해석모델 제작, 성능수준 판정, 보고서 작성 등의 순서로 진행된다.

각 단계에서 내진성능평가의 세부적 사항은 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」 15. 성능기반설계 내용 및 관련문헌을 참조한다.

상세평가지 구조유형 및 구조재료별 허용기준은 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」 15. 성능기반설계 내용 및 관련문헌을 참조한다.

【해설】

[해설 그림 2.1.1]은 상세평가의 개략적인 흐름도를 보여준다. 예비평가는 배근상태에 관한 정보가 없을 경우에도 수행할 수 있으나 현장조사를 통해 하중에 저항하는 수직부재의 치수를 조사하여야 한다. 상세평가를 위해서는 단면치수와 배근상태 등의 단면특성에 대한 정보가 반드시 필요하다. 재료강도는 2.3에 규정된 절차를 통해 결정한다. 모든 평가단계에서 조적끼움벽체(채움벽, 허리벽, 날개벽)의 효과를 고려하여야 한다. 조적끼움벽체(채움벽, 허리벽, 날개벽)는 지진시 골조와의 상호작용을 고려한 면내방향의 거동 뿐 아니라 면외방향의 전도 및 동적안정성을 검토하여야 하며, 이 결과를 반영하여 성능목표의 만족여부를 판정하여야 한다.



[해설 그림 2.1.1] 내진성능평가절차 흐름도

2.2 기본 정보조사

설계도서 및 현장조사를 통해 평가대상 건축물의 기본 정보를 조사한다.

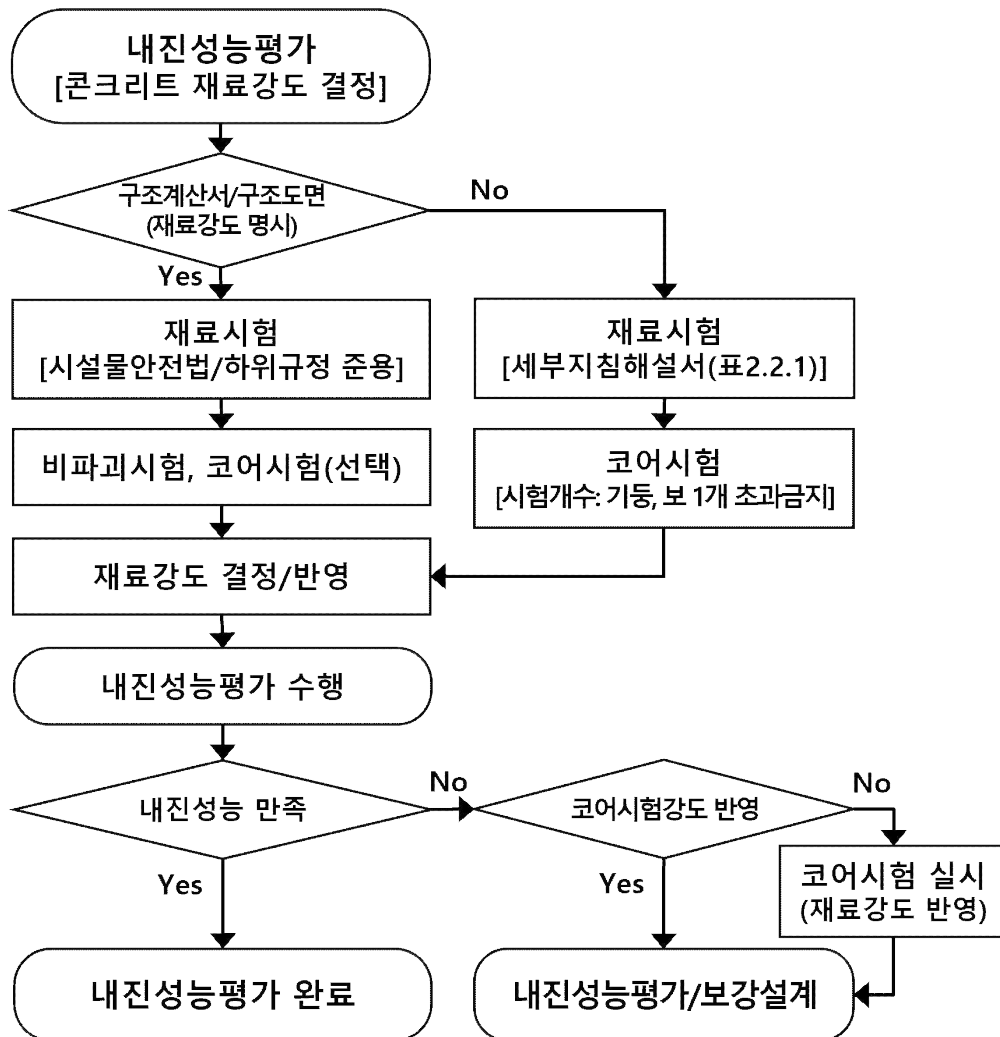
설계도서 조사는 건축물대장, 완공도면, 구조계산서 및 지반조사보고서 수집 및 검토를 포함한다.

현장조사는 구조부재 시공상태, 지진발생 시 시설물에 영향을 줄 수 있는 중량물 및 비구조요소(조적 채움벽과 허리벽 등), 지반조사, 재료강도 조사, 평가 대상 비구조요소(마감재) 현황을 포함하여야 한다.

【해설】

1. 기존 건축물을 평가하기 위해서는 대상 구조물에 대한 상세한 정보가 요구된다. 우선 건축물 대장, 설계도서, 구조계산서, 지반조사보고서 등 관련 서류 및 보고서를 통해 위치 및 지반조건, 시공년도, 내진설계 여부, 적용 설계기준 등을 확인한다. 수집된 서류 및 보고서를 바탕으로 현장조사를 통해 부재치수 및 배근상태 확인, 강구조 접합부 상세, 평면의 용도변경 및 조적벽체의 설치 등 [해설 표 2.2.1]에 제시된 각 항목에 대한 조사를 수행하여 설계도서를 검증하고 평가에 필요한 정보를 취득한다. 설계도서가 없을 경우 체계적인 현장조사를 통해 구조도면을 작성하고 [해설 표 2.2.1]에 제시된 항목에 대한 정보를 취득하여야 한다. 설계도서가 있을 경우에도 현장조사를 통해 용도변경 및 사용현황, 증축부, 신축줄눈, 슬래브 마감증설, 무거운 비구조재의 위치 및 접합상태, 조적 끼움벽체(채움벽, 허리벽, 날개벽)의 위치, 치수, 마감재의 종류 및 두께, 수직 및 수평줄눈의 상태, 경계부의 접합상태 정보를 취득하여야 하며 이를 평가에 반영하여야 한다.
2. 기본 정보조사, 상태조사 및 재료강도의 조사방법은 이 지침에서 규정되지 않은 경우에 시설물안전법 및 하위규정을 따라 수행할 수 있다. 재료강도 및 특성에 대한 시험방법은 KS표준, 콘크리트설계기준 및 강구조설계기준에 따르며 조적조의 경우 부록 B에 제시한 방법을 따른다.
3. 현장조사 항목 및 세부기준은 [해설 표 2.2.1]과 같다.
 - (1) 조사단위 별로 규정된 개소 수와 수량 이상의 조사를 실시한다. 각 층을 하나의 조사 단위로 하되, 신축줄눈으로 분리되어 있는 부분과 증축된 부분은 별개의 조사단위로 본다.
 - (2) 재료강도는 현장조사 및 시험결과를 통해, 콘크리트와 철근은 부록 A.1, 강재는 부록 C.2를 참고하여 결정하고 조적끼움벽 및 비보강 조적조는 부록 B.2.1.2~3을 참고한다. 내진성능평가 및 내진보강설계시 콘크리트 재료강도 결정 절차는 [해설 그림 2.2.1]과 같다. 즉, 내진성능평가시 콘크리트 설계기준압축강도가 명시된 구조계산서 혹은 구조도면이 있는 경우 시설물안전법의 하위규정에 따라 비파괴시험과 코어시험중 선택하여 재료시험을 수행한다. 콘크리트 설계기준압축강도가 명시된 구조계산서와 구조도면이 모두 없는 경우 코어시험을 통해 콘크리트

강도를 구한다(단, 구조부재인 기둥과 보의 시험개소는 부재별로 1개를 초과하지 않음). 이렇게 구한 재료강도를 사용하여 내진성능평가를 수행한 후 내진성능을 만족하지 못할 경우 코어시험강도를 통해 내진보강설계를 수행한다. 건물의 규모가 작아 코어채취가 어려운 경우 비파괴시험을 통해 압축강도를 평가할 수 있으나 코어시험과 관련한 관리주체와의 협의내용을 내진성능평가 보고서에서 수록하여야 한다.



[해설 그림 2.2.1] 내진성능평가 및 내진보강설계시 콘크리트 재료강도 결정 절차

- (3) 설계도서가 없거나 설계도서에 설계기준강도가 명기되어 있지 않은 철근 및 강구조는 표본을 채취하여 인장시험을 통해 강재의 강도를 결정할 수 있다. 현장조사를 통해 재료강도를 결정할 경우 계측된 재료강도의 편차를 고려할 수 있도록 충분한 수의 표본을 사용한다.
- (4) 코어시험에 따라 콘크리트 압축강도를 결정하는 경우, 직경 50mm 이상의 코어를 채취한다. 코어시험 최소수량은 조사단위 수량(층당 1개, 단, 익스팬션조인트로 분리되어 있는 부분과 증축된 부분은 별개의 조사단위로 본다)과 6개소 중 큰 값

을 원칙으로 한다. 코어시험 최소수량이 6개소를 초과하나 이를 모두 시험하기 어려운 경우에 비파괴시험을 병용할 수 있다. 이 경우에도 최소 6개소는 코어시험을 하여야 한다.

- (5) 비파괴시험은 각 조사단위별로 두 종류 이상의 부재에서 실시하며 각 부재별로는 2개소 이상 수행한다. 다만, 코어시험과 병용하는 경우 코어시험을 수행한 위치에서 비파괴 시험을 실시하고 코어시험결과와 비파괴시험결과를 비교하여 보정계수를 산출하며, 이 보정계수를 비파괴시험 결과에 반영한다. 강도 산정에는 보정된 비파괴시험 결과만 이용한다.

4. 조적채움벽의 모르타르마감 두께와 시공상태를 확인하여 상태 판정에 반영한다. 조적채움벽의 수직줄눈 사춤상태는 마감이 없는 곳에서 확인하거나 마감을 제거하고 확인한다. 조적채움벽 상단의 사춤 상태는 조적채움벽이 천장 마감 내부로 연장된 경우에 해당 부분을 직접 육안으로 확인하여야 한다. 기둥 간 조적벽체의 두께를 확인하고 공간쌓기가 있는지 검토해야 한다.
5. 설계도서가 있더라도 최종도면이 아닌 허가도면인 경우가 많으며 완공후 용도변경에 따라 작용하중의 분포가 달라진 경우가 많으므로 현장조사를 통해 검증하여야 한다. 또한 내진성능에 큰 영향을 미치는 구조부재와 조적채움벽은 반드시 현장조사를 통해 노후도와 상태를 확인하고 내진성능평가에 반영하여야 한다. 현장조사를 통해 파악하기 힘든 정보, 예를 들어 주근의 이음 및 횡보강근의 정착 상세 등은 건설연도 당시의 시공관행 등을 참고하여 평가자가 판단하여야 한다.

[해설 표 2.2.1] 현장조사 항목 및 세부기준

	조사항목	요구사항	비고
공통	부재 규격	- 도면이 있는 경우: 모든 조사단위에서¹⁾ 부재 종별로 각각 3개소 이상 조사 - 도면이 없는 경우: 모든 조사단위에서¹⁾ 부재 종별로 각각 9개소 이상 조사하여 구조도면 작성	
	구조성능 저하 및 손상	모든 부재 종별로 육안조사	철근 노출, 콘크리트 및 조적조 균열, 침하 등 조사 및 내진성능평가 반영²⁾
	중량물	지진하중에 영향을 줄 수 있는 비구조요소 또는 건물외 구조의 중량	
	마감재	- 조적채움벽 마감재의 종류, 평균두께, 상태 - 슬래브 마감재 종류 및 평균두께 - 치장벽돌의 재료 및 접합상태	슬래브 마감재: 지진하중 산정 시 건물중량에 반영
지반	시추조사	- 내진특등급 건물: 2개소 (이중 1개소는 주변 지반DB자료³⁾로 대체가능) - 기타 내진등급 건물: 1개소 (주변 지반DB자료³⁾로 대체가능) 단, 지반DB자료³⁾는 대상건물과 시추공사와의 최소거리가 300m 이내의 자료이어야 함	- 에너지 보정된 표준관입시험 - 탄성파 탐사 시험
기초	기초의 규격	도면이 없고, 특등급 건물에서 기초의 침하로 인해 기능수행에 지장을 초래할 것으로 예상되는 경우에 한하여 조사	부록 D.2 참조

	조사항목	요구사항	비고
철근 콘크리트	콘크리트 압축강도	- 내진성능평가시 • 재료강도가 명시된 구조계산서 혹은 구조도면이 있을 경우 비파괴시험과 코어시험 중 선택하여 수행 • 재료강도가 명시된 구조계산서와 구조도면이 모두 없는 경우 반드시 코어시험 수행. - 내진보강시 • 코어시험 필수. • 비파괴시험: 코어시험 수량이 6개소 초과 시 병용 가능. 코어시험에 의한 보정계수 적용 필수 - 시험 최소수량 • 코어시험 최소수량 = $\max(\text{조사단위}^{1)} \text{ 수}, 6)$ • 비파괴시험 수량: 조사단위별로 2종 부재 × 각 부재별 2개소(단부, 중앙부) 이상	• 코어채취 위치: 보, 기둥, 벽체, 슬래브에서 내력에 영향을 최소화 할 수 있는 위치⁴⁾ • 기둥과 보의 코어시험 수량은 부재별로 1개를 초과하지 않음. • 시험 후 복구 실시 • 마감의 영향을 받는 비파괴시험은 마감을 제거하고 구조체에 대하여 실시
	철근배근 상태조사	• 도면이 있는 경우: 모든 조사단위에서¹⁾ 부재 종별로 각각 3개소 이상 조사 • 도면이 없는 경우: 모든 조사단위에서¹⁾ 구조도면 작성에 충분한 수량으로서 부재 종별로 각각 3개소 이상	• 부재 종별: 보, 기둥, 벽체 • 피복두께를 포함
조적조	기본정보	• 모든 채움벽과 허리벽 위치, 높이, 두께 • 비보강조적조 벽체 두께, 개구부 위치 및 치수	
	채움벽과 허리벽의 상태	• 조사단위¹⁾별 2개소 이상	• 상단부 및 수직줄눈 사출 상태
강구조	부식	• 모든 조사단위에서¹⁾ 부재 종별로 각각 3개소 이상 조사	
	접합부	• 총별 3개소 이상	• 용접 및 볼트 • 베이스플레이트 포함

실측이 어려운 조사대상은 결정의 근거를 반드시 보고서에 명기한다.

1) 조사 단위: 2.2 해설 3(1)의 규정에 따른다.

2) 현장시험에 의하지 않고 통계적 기본값 또는 설계도서의 기준강도 적용 시 현장조사 결과를 근거로 [해설 표 2.3.1]의 재료상태 계수를 반영한다. 조적조는 부록 B.1.1.3, 강구조는 부록 C.2.2의 규정을 따른다.

3) 국토교통부 국토지반정보 통합DB센터 <https://www.geoinfo.or.kr> 등 참조

4) 슬래브에서 채취할 수 있으나 전체에서 차지하는 비중을 최소화한다. 지반에 인접한 부재를 피한다.

2.3 재료강도의 결정

내진성능평가를 위한 재료강도 결정은 현장시험 결과 적용을 원칙으로 하되 그렇지 못하는 경우 책임기술자의 합리적인 판단근거를 기재한다.

현장시험을 실시하지 못한 구조재료는 설계도서상 설계기준강도에 경과연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 적용하여 사용할 수 있다.

성능기반 해석을 위하여 공칭강도와 기대강도를 산정하여 평가에 적용하며, 이때 기대강도는 현장시험 결과 등에 따라 예상되는 구조재료의 평균강도이다.

【해설】

1. 내진성능평가를 위한 재료강도는 현장시험을 실시한 경우 그 결과값을 적용한다. 현장시험을 실시하지 못한 재료의 공칭강도는 설계도서상의 설계기준강도에 사용연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값을 적용한다. 설계도서에 명시된 설계기준강도의 정보가 없는 경우 연도별 기본재료강도에 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값을 적용한다.
2. 현장시험을 실시하여 재료강도를 결정하는 경우, 2.2 해설 3(5)에 따라 코어테스트와 비파괴검사를 병용 시 보정계수를 적용한 비파괴검사 결과값 만을 사용하여 강도를 결정한다.
3. 현장시험 결과에 근거하여 재료강도를 결정할 경우, 기대강도는 시험결과의 평균으로 하며 공칭강도는 기대강도에서 표준편차를 뺀 값으로 한다. 시험결과의 변동계수가 0.2를 초과하는 경우, 기대강도는 표본 평균의 75%로 하며 공칭강도는 평균에서 표준편차를 뺀 값의 75%로 한다. 이 경우 변동계수를 축소하기 위해 추가적인 시험을 실시할 수 있다.
4. 설계도서상의 설계기준강도를 사용하여 재료강도를 결정하는 경우 다음과 같은 내용을 고려해야 한다. 설계도서에 명기된 설계기준강도는 재료의 공칭강도로서 재료강도의 변동을 고려한 안전측의 값이다. 따라서 기대강도(재료가 실제로 발현할 수 있을 것으로 기대되는 강도의 평균값)는 부록에서 각 재료별로 제시된 보정계수를 설계기준강도에 곱하여 구할 수 있다. 콘크리트의 설계기준강도는 [해설 표 2.3.1]에서 제시된 경과연수에 따른 감소계수와 재료상태에 따른 감소계수를 곱하여 사용한다. 단, 이와 같이 보정된 설계기준강도가 2.3 해설 5에 따라 결정된 공칭강도보다 낮을 경우 후자의 강도를 사용할 수 있다. 재료의 상태는 구조요소에 발생한 균열발생, 변형, 화재이력, 마무리정도에 따라 엔지니어의 판단에 의해 결정하며 재료상태를 보통 혹은 양호로 판정할 경우 그 판단근거를 제시하여야 한다. 조적조의 재료강도는 부록 표 B.1.1을 따른다.
5. 예비평가지 현장시험을 실시하지 않는 경우 또는 상세평가지 설계도서가 없고 현장시험이 어려운 재료(철근 등)의 경우 재료강도는 [해설 표 2.3.2]의 연도별 기본값을 사용할 수 있다. 기본값에는 경과연수에 따른 재료강도의 감소가 이미 고려되어 있으므로

로 이에 대해 추가적으로 고려하지 않아도 되나, 재료상태에 따른 재료강도 감소계수는 현장조사에 근거하여 적용해야한다. 강재의 연도별 기본값은 부록 C.2.1(6)을 따른다.

6. 재료강도가 명시된 구조계산서 혹은 구조도면이 확보되어 비파괴시험만 수행한 경우 설계기준강도는 2.3 해설 3과 4에 따른 값 중 불리한 값을 적용한다. 기대강도는 2.3 해설 3에 따른 값을 적용한다.

[해설 표 2.3.1] 경과연수 및 재료상태에 따른 콘크리트 강도의 감소계수

구분		콘크리트 압축강도
경과 연수	30년 이상	0.8
	20년 이상	0.9
	20년 미만-10년 이상	1.0
	10년 미만	1.0
재료 상태	양호	1.0
	보통	0.9
	불량	0.8

[해설 표 2.3.2] 건설연도별 재료의 기본값

구분	1970년 이전		1971-1987년		1988-2000년		2001년 이후	
	공칭 강도	기대 강도	공칭 강도	기대 강도	공칭 강도	기대 강도	공칭 강도	기대 강도
콘크리트 강도 (f_{ck} , MPa)	13	15	15	18	18	21	21	25
철근의 항복강도 (f_y , MPa)	240	300	240	300	240 ¹⁾	300 ¹⁾	300	360

¹⁾ 책임구조기술자의 판단 하에 2001년 이후와 동일한 기본값을 사용할 수 있다.

《참고사항》

1. [해설 표 2.3.1]의 경과연수 및 재료상태에 따른 콘크리트 강도의 감소계수는 일본 내진진단 기준의 경년지표를 참고하여 설정하였다.
2. [해설 표 2.3.2]의 건설연도별 재료의 기본값 중 1971년~2000년까지의 자료는 "국내실정에 맞는 취성파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법개발(한국시설안전공단, 2008)"에 수록되어 있는 국내 중·저층 철근콘크리트조 건물을 대상으로 한 조사자료를 근거로 하고 있으며, 2001년 이후의 값은 현재 사용되는 가장 낮은 콘크리트 및 철근의 강도를, 1971년 이전의 값은 1970년~1988년 자료로부터 노후도를 감안하여 저감시켜 결정하였다. 참고로 일본의 경우 재료강도의 최소치 조사결과를 보면 1957년에는 13.5MPa, 1962년 15MPa, 1972년 18MPa로 보고되고 있다.

2.4 내진보강방안

내진성능평가 결과 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에서 규정하는 최소 내진성능목표를 만족하지 못하는 경우 내진보강공법(안)을 수립하여야 한다.

내진보강공법(안)은 적용 가능한 다수 공법을 제안하고 공법별 장단점 및 경제성을 분석하여 합리적인 공법이 선정되도록 한다.

2.5 내진성능평가 보고서

내진성능평가 결과는 대상시설물에 대한 자료수집에 기초하여 구조해석 방법 및 개념을 이해할 수 있도록 기술하여야 하며 해석조건과 결과에 대한 분석 등 계산서를 포함한 보고서로 작성되어야 한다. 이때 보고서 상 문장은 간결하여야 하며 앞뒤 연결관계가 명확하여야 한다.

내진성능평가보고서에 포함되어야 하는 항목은 다음과 같다.

가. 기본 정보조사

- 1) 시설물 일반사항: 시설물명, 위치, 허가일, 준공일, 설계기준, 내진설계여부, 건축물 용도
- 2) 시설물 규모: 층수, 건물높이, 연면적
- 3) 구조변경(해당시): 수직·수평중축 정보, E.J. 정보

나. 지진위험도 및 성능목표

- 1) 성능목표: 건축물 중요도, 내진등급, 최소 내진성능목표
- 2) 지진위험도: 지진구역, 유효지반가속도, 지반종류, 평가용 응답스펙트럼, 평가용 지진파(해당시)

다. 해석모델 및 가정 사항

- 1) 하중정보: 건물 층별 면적 및 중량, 총 중량
- 2) 구조형식: 지진력저항시스템, 재료상태 및 공칭강도, 기대강도, 기초형식 및 지점조건
- 3) 모델링 공통사항: 수직·평면 비정형검토, 우발편심, 철근콘크리트 유효강성, 구조부재 강도(기둥 전단강도, 패널존 전단강도, 전단벽 강도 등), 조적벽 모델링, 고유치해석 결과(모드별 주기, 질량참여율 등)

라. 예비평가

- 1) 예비평가 계산과정 및 결과

마. 상세평가

- 1) 선형절차: 해석주기, 모드조합법, 층전단력, 밑면전단력, 전도모멘트, 하중조합, m 계수 적용사항, 부재별 부재력, 층별 층간변위
- 2) 비선형정적절차: 고차모드 영향검토, 비선형 모델링 파라미터 및 허용기준 적용사항, 횡하중 수직분포, 성능점 산정법, 수렴조건 및 변위증분 크기, 성능곡선, 성능점에서 부재별 부재력 및 변형량, 층별 층간변위, 다축가진효과 반영

- 3) 비선형동적절차: 지진과 조정방법 및 결과, 비선형 모델링 파라미터 및 허용기준 적용사항, 다축가진효과 반영, 비선형시간이력해석 알고리즘, 감쇠비, 수렴조건 및 시간증분 크기, 지진파별 최대밀면전단력 및 평균값, 지진파별 층간변위 및 평균값, 부재별 부재력 및 변형량, 층별 층간변위

바. 기초 및 지하구조 평가

- 1) 기초안전성: 기대지지력, 요구지지력
- 2) 지하구조 성능수준: 해석방법, 지하구조 모델링 가정사항, 하중조합, 지진도입 적용사항, 해석결과, 부재별 부재력, 층별 층간변위

사. 비구조요소 평가

- 1) 평가대상 범위 및 분류, 요구 성능목표, 평가방법, 평가결과

아. 성능수준 판정

- 1) 구조요소: 해석절차 선정 근거, 중력하중저항능력에 따른 성능수준, 허용층간변형 각 만족여부에 따른 성능수준, 붕괴위험 부재 발생여부, 기초 및 지하구조 평가결과
- 2) 구조요소 최종성능수준 및 목표성능 만족여부
- 3) 비구조요소: 비구조요소별 성능수준, 평가결과

자. 내진성능 향상방안(해당시)

- 1) 내진보강 방안(개략 공사비, 공사기간 포함)
- 2) 내진보강 전·후 내진성능 향상 비교(필요시)
- 3) 특수공법을 적용하는 경우 평가절차 선정 근거와 해석모델 내 구조요소의 허용기준(m 계수 혹은 비선형모델링 파라미터) 산정근거(필요시)

【해설】

내진성능을 평가한 후 평가결과를 보고서의 형태로 제출한다. 보고서 작성 시 세부지침 혹은 세부지침 해설서에서 보고서에 포함하도록 요구한 모든 항목의 수행 내용을 상세히 수록해야 한다. 특히 참고문헌의 내용을 그대로 복사하여 수행과업과 혼동을 유발하지 않도록 한다.

2.6 내진성능평가의 검증

내진성능평가의 과정 및 결과는 제3자의 공학적 지식과 경험을 통해 적정성을 검증한다.

검증은 내진성능평가와 관련한 전문지식 및 경험을 갖춘자로 하며, 관련 법령 및 기준 등에 자격사항이 규정된 경우 그에 따른다.

「법」 제18조 및 「지침」 제26조 (평가의 실시)에 따라 정밀안전점검 또는 정밀안전진단 실시결과에 대한 평가를 받는 경우 위 검증을 생략할 수 있다.

【해설】

내진성능 평가보고서에는 2.5에 따라 내진성능평가의 절차와 근거를 명확히 제시하여야 하며, 적절한 검증 및 전문가 검토를 받아야 한다.

- (1) 시설물안전법에 따른 정밀안전진단에 포함하여 내진성능평가를 실시하는 경우 시설물안전법 및 하위규정에 따른 전문가 자문으로 실시할 수 있다.
- (2) 시설물안전법의 적용을 받지 않는 내진성능평가 및 내진보강의 경우, 건축물 내진설계기준에 따라 2인 이상의 내진공학 전문가로부터 내진성능 평가과정과 내진성능 평가결과를 검증받아야 한다. 동 기준은 제3자검토자의 자격을 해당분야 실무실적을 보유한 국가기술자격법에 의한 건축구조기술사와 관련분야의 연구실적이 있는 박사학위 취득자로 규정하고 있다.
- (3) 행정안전부의 공공시설물(건축물) 내진보강 업무처리 가이드라인에서는 내진성능평가 및 내진보강설계의 각 단계별로 검증위원회를 통한 검증을 수행하도록 하고 있다.

《참고사항》

1. 시설물안전법 18조

제18조(정밀안전점검 또는 정밀안전진단 실시결과에 대한 평가)

- (1) 국토교통부장관은 제17조제4항에 따라 정밀안전점검이나 정밀안전진단의 결과보고서를 받은 때에는 정밀안전점검 또는 정밀안전진단의 기술수준을 향상시키고 부실 점검 및 진단을 방지하기 위하여 정밀안전점검이나 정밀안전진단의 실시결과를 평가할 수 있다.
- (2) 국토교통부장관은 관리주체, 시장·군수·구청장, 국토안전관리원, 안전진단전문기관 또는 유지관리업자에게 제1항에 따른 평가에 필요한 자료를 제출하도록 요구할 수 있다. 이 경우 자료의 제출을 요구받은 자는 특별한 사유가 없으면 이에 따라야 한다.<개정 2020. 6. 9.>
- (3) 국토교통부장관은 제1항에 따라 정밀안전점검이나 정밀안전진단의 실시결과를 평가한 결과 부실 등 부적정한 것으로 밝혀진 경우 관리주체 또는 시장·군수·

구청장에게 이를 통보하고, 관리주체 또는 시장·군수·구청장은 대통령령으로 정하는 바에 따라 해당 결과보고서를 수정 또는 보완하여 국토교통부장관에게 제출하여야 한다. 다만, 제26조제1항 및 제2항에 따라 정밀안전점검이나 정밀안전진단을 대행한 경우에는 대행한 자가 수정 또는 보완하여 국토교통부장관에게 제출하여야 한다.<신설 2019. 8. 20.>

- (4) 국토교통부장관은 관리주체, 시장·군수·구청장 또는 정밀안전점검이나 정밀안전진단을 대행한 자가 제3항에 따라 결과보고서를 수정 또는 보완하여 제출하지 아니하는 경우에는 기한을 정하여 제출을 명할 수 있다.<신설 2019. 8. 20.>
- (5) 국토교통부장관은 제1항에 따라 정밀안전점검이나 정밀안전진단의 실시결과를 평가한 결과 필요하다고 인정(제3항에 따라 부실 등 부적정한 것으로 밝혀진 경우는 제외한다)하면 관리주체 또는 시장·군수·구청장에게 해당 결과보고서의 수정이나 보완을 요구할 수 있다.<개정 2019. 8. 20.>
- (6) 제1항에 따른 평가의 대상·방법·절차 등에 필요한 사항은 대통령령으로 정한다.<개정 2019. 8. 20.>

3. 내진성능평가 기술사항

3.1 지진위험도 및 성능목표

3.1.1 최소성능목표

최소성능목표는 재현주기별 지진 및 그에 대하여 요구되는 성능수준으로서 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00) '15.3.1 성능목표'를 따르며, 평가대상 건축물은 해당되는 내진등급에 따라 2400년 재현주기 성능수준을 포함한 2가지 이상의 성능수준을 만족하여야 한다.

【해설】

1. 구조물은 기본적으로 낮은 지진위험도의 지진에 대하여 기능을 유지하고, 높은 지진위험도의 지진에 대해서는 붕괴를 방지함으로써 인명의 안전을 확보하여야 한다. 건축물의 성능수준은 [해설 표 3.1.1]과 같이 기능수행, 즉시복구, 인명보호, 붕괴방지 수준으로 구분할 수 있으며, 이를 만족하기 위하여 구조요소와 비구조요소 각각의 성능을 만족해야 한다. [해설 표 3.1.1]에 제시된 구조요소 및 비구조요소의 성능수준의 정의는 각각 [해설 표 3.1.2]와 [해설 표 3.1.3]과 같다.

[해설 표 3.1.1] 건축물의 성능수준과 구조요소 및 비구조요소의 성능수준의 관계

건축물의 성능수준	구조요소의 성능수준	비구조요소의 성능수준
기능수행	거주가능	기능수행
즉시복구	거주가능	위치유지
인명보호	인명안전	인명안전
붕괴방지	붕괴방지	미고려

[해설 표 3.1.2] 구조요소의 성능수준별 손상 정도

성능수준	손상 정도
거주가능	구조물의 피해는 경미하며 수직하중저항시스템과 지진력저항시스템은 대체로 지진 전의 강성과 강도를 보유하고 있다. 구조부재의 손상으로 인명에 피해를 입을 가능성은 매우 낮으며 손상부재에 대한 보수가 필요하지만 시급하지는 않다.
인명안전	구조부재에 상당한 손상이 발생하여 횡강성과 강도의 손실이 있으나 붕괴에 대해서는 여전히 여력을 보유하고 있다. 구조부재에 영구변형이 있으며 지진력저항시스템의 일부 요소에서 균열, 파단, 항복, 혹은 좌굴이 발생할 수 있으나 구조부재의 손상으로 인한 인명손실의 위험은 낮다. 구조부재의 보수는 가능하지만 경제적이지 않을 수도 있다. 당장 무너지지는 않으나 거주를 위해서는 보수와 보강이 요구된다.
붕괴방지	구조물이 심각한 피해를 입은 상태로 국부적 혹은 전체적인 붕괴가 임박한 상태이다. 지진력저항시스템에 상당한 강도 및 강성의 저하가 있으며 횡방향 영구변형이 있다. 그러나 중력하중저항시스템은 여전히 하중을 지지할 수 있다. 구조부재의 박락 등으로 인명피해가 생길 수 있으며 일반적인 보수 보강 후에도 거주에 안전하지 않을 수 있다. 여진으로 인해 붕괴가 발생할 수 있다.

[해설 표 3.1.3] 비구조요소 성능수준의 정의 및 일반적 피해 수준

성능수준	정의 및 일반적 피해 수준
기능수행	지진 이후에도 정상적으로 기능할 수 있다.
위치유지	지진 이후 정상적으로 기능하지 못할 수 있으나 지진 이전 위치에 고정되어 있어 탈락과 전복 등의 위험은 피할 수 있다.
인명안전	지진 이후 심각한 피해가 발생할 수 있지만, 인명피해를 유발하지 않는다.

- 성능목표는 특정 지진위험도에서 요구되는 성능수준의 조합으로 정의된다. 건축물이 만족하여야 할 내진등급별 최소성능목표는 [해설 표 3.1.4]에 제시된 바와 같으며 제시된 최소성능목표 중 2가지 이상을 만족해야한다. 이는 건축물 내진설계기준 ‘15. 성능기반설계’에서 요구되는 최소성능목표와 동일하다. 다만, 3.4.4에 따라 분류되는 힘 지배 거동의 경우에 적용하는 재현주기에 따라 안전성의 평가결과에 차이가 크게 발생할 수 있다. 따라서 최대고려지진인 2400년 재현주기에 해당되는 성능목표는 평가 대상 건축물에 무관하게 공통적으로 포함하여 평가한다.
- 평가자는 성능목표에 대하여 건축주 또는 발주처와 협의하여야 하며, 건축주 또는 발주처가 요구하는 경우 전술한 최소성능목표를 만족시키는 동시에 추가적으로 설정된 성능목표에 대해 평가하여야 한다.

[해설 표 3.1.4] 건축물의 내진등급별 최소성능목표

내진등급	성능목표	
	재현주기	성능수준
특	2400년	인명보호
	1000년	기능수행
I	2400년	붕괴방지 ¹⁾
	1400년	인명보호
	100년	기능수행
II	2400년	붕괴방지
	1000년	인명보호
	50년	기능수행

1) 내진등급 건축물의 붕괴방지 검토시에는 붕괴방지 허용기준을 1.2로 나눈 값(혹은 인명안전과 붕괴방지의 중간수준의 허용기준)을 적용한다. 이때, 허용기준은 부재의 성능수준 결정 시 변형량과 관계된 허용기준을 의미한다. 단, 허용충간변형각은 1.2로 나누지 않고 [표 2]의 값을 그대로 사용한다.

4. 건축물의 내진설계기준에서 암묵적으로 예상하는 지진위험도와 성능수준의 관계는 [해설 그림 3.1.1]과 같다.



[해설 그림 3.1.1] 건축물의 내진등급별 성능목표

최대고려지진은 시설물의 내진설계시 고려할 필요가 있는 최대크기의 지진을 가리키며, 건축물 내진설계기준에서는 2400년 재현주기의 지진으로 정의된다. 이는 IBC에서 50년간 초과확률 2%에 상응하도록 규정하고 있는 최대고려지진의 재현주기와 유사하다. 2400년 재현주기 지진을 고려하는 이유는 우리나라와 같은 중약진 지역에서도 발생가능성은 작지만, 통계적으로 매우 큰 지진이 발생할 수 있는 가능성이 있으므로, 이를 고려해야 할 필요가 있기 때문이다.

설계기준에서 정하는 설계방법을 따라 인명안전 수준을 만족하도록 설계할 경우, 확률적으로 그보다 1.5배 큰 유효지반가속도 수준의 붕괴방지구준도 만족할 수 있는 것으로 알려져 있다. 따라서 기본설계지진은 최대고려지진의 2/3 수준의 유효지반가속도로 정의된다. 건축물 내진설계기준에서 사용하는 지진하중은 기본설계지진에 건축물의 중요도계수를 곱한 값이다. 건축물 내진설계기준의 최소성능목표는 [해설 그림

3.1.1]을 고려하여 설정되었으며 이 지침에서도 동일한 성능목표를 설정하였다.

《참고사항》

「내진설계기준연구 II」(건설교통부, 1997)에서는 구조물의 내진성능목표를 기능수행과 붕괴방지의 두가지 성능수준을 사용하여 [해설 표 3.1.5]와 같이 제시한 바가 있다.

[해설 표 3.1.5] 내진설계기준연구 II의 성능목표(건설교통부, 1997)

	성능수준	기능수행	붕괴방지
	재현주기		
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특등급

2017년 국민안전처(현 행정안전부)는 「내진설계기준연구 II」에서 제시된 성능수준을 좀 더 세분화하여 31개 시설물에서 공통적으로 만족하여야 할 최소성능목표를 제시하였으며, 이는 KDS 17 10 00의 ‘표 4.1-1 최소 내진성능목표’에 반영되었다. 그 내용은 [해설 표 3.1.6]과 같다.

[해설 표 3.1.6] 최소 내진성능목표(KDS 17 10 00 표 4.1-1)

	내진성능수준	기능수행	즉시복구	장기복구/ 인명보호	붕괴방지
	평균재현주기				
설계지진	50년	내진II등급			
	100년	내진I등급	내진II등급		
	200년	내진특등급	내진I등급	내진II등급	
	500년		내진특등급	내진I등급	내진II등급
	1,000년			내진특등급	내진I등급
	2,400년				내진특등급
	4,800년				내진특등급

그러나 국내에서 건축물 내진설계기준은 「내진설계기준연구 II」 이후 미국에서 수행된 연구(NEHRP Recommended Seismic Provisions) 및 내진설계기준(ASCE 7)의 개념을 사용하고 있다.

3.1.2 평가지진의 크기 산정

대상 건축물의 평가지진 크기 산정을 위한 지진구역 및 이에 따른 지진구역계수 (Z), 평균재현주기별 위험도계수(I)는 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」 및 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」을 준용한다.

【해설】

1. 건축물 내진설계기준에서는 확률론적으로 2400년의 재현주기를 갖는 최대고려지진의 지반운동을 유효지반가속도 및 그에 상응하는 지반증폭계수를 이용하여 스펙트럼가속도의 형태로 정의하고 있다. 그러나 실제 설계에 적용되는 지진하중은 최대고려지진의 스펙트럼가속도에 2/3 계수를 곱한 기본설계지진과 여기에 다시 중요도 계수를 추가적으로 곱하여 정의되는 설계지진의 지반운동으로 정의된다. 이는 설계기준의 설계방법에 따라 설계할 경우 1.5배 큰 지진하중 작용시 붕괴방지를 만족할 수 있다는 공학적 판단에 근거한 것이다.
2. 내진설계 일반(KDS 17 10 00)은 500년 재현주기 지진을 기준으로 위험도계수를 사용하여 재현주기별 가속도응답스펙트럼을 먼저 결정한 후 그에 상응하는 증폭계수를 곱하여 지표에서의 가속도를 산정하는 보다 엄밀한 절차를 따른다. 하지만, 이렇게 산정된 지진하중의 크기는 위험도계수와 지반증폭계수의 차이에 의해 건축물 내진설계기준에 따라 산정한 지진하중보다 크다. 기존 건축물이 신축 건축물보다 높은 내진성능을 보유할 필요는 없으므로 세부지침의 평가지반운동은 건축물 내진설계기준의 성능기반설계와 동일하게 정의하였다. 이를 위해 [해설 표 3.1.7]의 재현주기별 스펙트럼가속도 조정계수 I_X 를 도입하여 평가지진을 정의하였다.
3. 따라서, 평가지진의 가속도 응답스펙트럼은 다음과 같이 산정하고 [해설 그림 3.1.2]와 같이 작성한다.
 - (1) $T \leq T_0$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 식 (해설 식 3.1.1)에 의한다.
 - (2) $T_0 < T \leq T_s$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 S_{XS} 와 같다.
 - (3) $T_s < T \leq T_L$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 식 (해설 식 3.1.2)에 의한다.
 - (4) $T > T_L$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 식 (해설 식 3.1.3)에 의한다.

$$S_a = 0.6 \frac{S_{XS}}{T_0} T + 0.4 S_{XS} \quad (\text{해설 식 3.1.1})$$

$$S_a = \frac{S_{X1}}{T} \quad (\text{해설 식 3.1.2})$$

$$S_a = \frac{S_{X1} T_L}{T^2} \quad (\text{해설 식 3.1.3})$$

여기서, T : 구조물의 고유주기(초)

S_{XS} : 단주기 스펙트럼가속도($= S_{DS} \times I_X$)

S_{X1} : 1초주기 스펙트럼가속도($= S_{D1} \times I_X$)

S_{DS} : 건축물 내진설계기준 식 (4.2-4)의 단주기 설계스펙트럼가속도

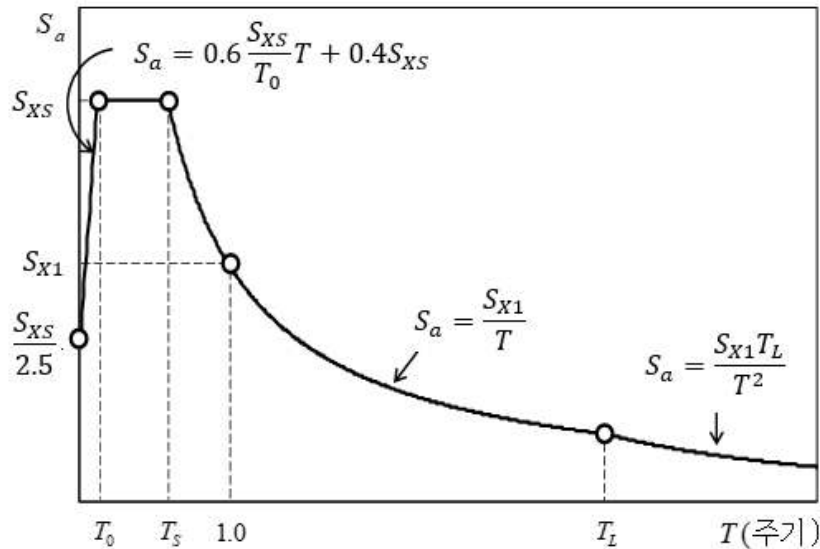
S_{D1} : 건축물 내진설계기준 식 (4.2-5)의 1초주기 설계스펙트럼가속도

I_X : 평가지진의 재현주기별로 [해설 표 3.1.7]에 의해 결정되는 계수

$$T_o = 0.2 S_{X1} / S_{XS}$$

$$T_s = S_{X1} / S_{XS}$$

$$T_L = 5 \text{ 초}$$



[해설 그림 3.1.2] 설계응답가속도스펙트럼

[해설 표 3.1.7] 평가지진의 재현주기별 스펙트럼가속도 조정계수

재현주기(년)	50	100	1000	1400	2400
I_X	0.30	0.43	1.0	1.2	1.5

《참고사항》

KDS 41 17 00 에 정의된 단주기와 주기 1초의 설계스펙트럼가속도 S_{DS} , S_{D1} 은 다음과 같다.

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3 \quad (4.2-4)$$

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3 \quad (4.2-5)$$

여기서, F_a 와 F_v 는 각각 단주기와 1초주기 지반증폭계수이다.

3.2 예비평가

간략하게 내진성능을 평가하여 상세평가 결과의 적정성을 검증하고자 하는 경우 예비평가를 수행할 수 있다.

예비평가는 철근콘크리트조와 조적조 건물을 대상으로 수행할 수 있으며 예비평가 시트를 작성한다.

【해설】

1. 자료조사 및 정리

(1) 해당건물의 내진성능 예비평가를 위해 평가대상 건축물에 대해 다음과 같은 자료를 확보해야 한다.

- ① 해당지역의 지반정보
- ② 건물의 중요부분의 치수
- ③ 구조계산서
- ④ 구조평면도 및 입면도

(2) 단, 구조평면도 및 구조계산서가 없는 경우에는 충분한 현장조사를 통해 건물의 중요부분의 치수에 관한 자료를 확보하여야 한다. 설계도서가 없을 경우 예비평가를 위해서는 현장조사를 통해 수직부재의 단면치수에 대한 조사가 필요하다. 재료특성의 경우 건설연도에 따른 기본값에 [해설 표 2.3.1]의 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값을 사용할 수 있다.

(3) 설계도서가 있을 경우 설계도서에 근거한 단면치수 및 재료특성을 사용할 수 있다. 이 때 재료특성은 [해설 표 2.3.1]의 경과연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 곱하여 사용한다.

(4) 현장시험을 실시하여 재료강도를 결정하는 경우, 그 절차는 2.3에 따른다.

(5) 대상지역의 지반을 분류할 수 있는 자료가 충분하지 않으나, 지반의 종류가 s_5 일 가능성이 없는 경우에는 지반종류 s_4 를 적용할 수 있다.

2. 지진하중

안전측의 평가를 위해 예비평가단계에서는 재현주기별 단주기스펙트럼가속도를 사용하여 평가지진하중을 산정한다.

3. 철근콘크리트조의 예비평가

(1) 철근콘크리트조의 예비평가는 기본적으로 총별로 수직부재의 수평력저항능력의 합과 지진에 의해 발생하는 수평력의 비교를 통해 수행한다. 수직부재의 수평저항력은 전단저항능력으로 나타낸다.

(2) 설계도서가 있을 경우의 재료 및 부재강도

- ① 단면치수와 배근, 재료강도로부터 수직부재의 휨, 전단강도를 구하여 결정할 수 있다. 부재 강도는 연직하중과 지진하중 작용시 구조역학의 원리 및 설계기준에 근거하여 산정한다.

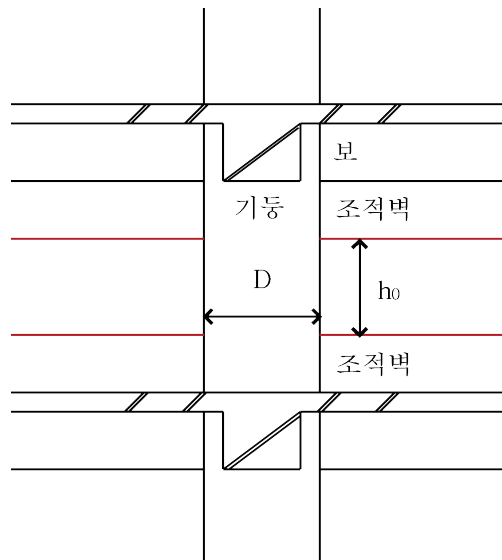
- ② 이때 변형지배거동의 강도는 기대강도를 사용하고 힘지배거동의 경우는 하한치인 공칭강도를 사용한다. 부재의 기대강도는 재료의 공칭강도에 표 A.1.1의 계수를 적용한 재료의 기대강도를 사용하여 계산한다. 이때 재료의 공칭강도는 설계도서의 재료강도에 [해설 표 2.3.1]의 경과년수 및 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값을 사용한다.
- ③ 철근콘크리트조 구조물에서 기둥은 휨지배형 기둥과 전단지배형 기둥으로 분류한다. 휨지배형 기둥은 휨파괴시 전단력(V_p)이 전단강도(V_n)보다 작은 경우이고, 그렇지 않은 경우에는 전단지배형 기둥으로 분류한다. 전단벽은 전단지배형 부재로 본다.
- ④ 수직부재의 평균전단저항응력 산정시에는 부재의 파괴모드를 고려하여 기둥의 휨파괴시 전단력(V_p)과 전단강도(V_n) 중 작은 값을 사용하여야 한다. 부재별 휨파괴강도 및 전단강도는 [부록 A]의 부재강도 산정절차에 따라 구할 수 있다. 기둥의 휨파괴시 전단력 V_p 는 식 (해설 식 3.2.1)에 의해 산정한다.

$$V_p = \frac{M_{e1} + M_{e2}}{h_o} \quad (\text{해설 식 3.2.1})$$

여기서, M_{e1} =기둥 상부단면의 기대휨강도

M_{e2} =기둥 하부단면의 기대휨강도

h_o =기둥 순 높이 ([해설 그림 3.2.1] 참조)



[해설 그림 3.2.1] 기둥의 순높이

기둥단면의 기대휨강도는 부록 A의 부재강도 산정절차에 제시된 방법에 따라 구한다.

(3) 설계도서가 없을 경우의 재료 및 부재강도

- ① 예비평가시 재료의 설계강도를 알 수 없을 경우 건설연도에 따라 [해설 표

2.3.2]의 기본값에 재료상태에 따른 감소계수를 곱하여 사용한다.

- ② 혹은 [해설 표 3.2.1]과 같이 부재의 길이/폭비를 근거로 파괴모드를 예상한 후 연도별 재료강도의 기본값에 근거한 평균전단저항응력을 사용할 수 있다.

[해설 표 3.2.1] 철근콘크리트 기둥의 평균전단저항응력

기둥분류		건설연도		단위: MPa	
		1970년 이전	1971년 -1987년	1988년 -2000년	2001년 이후
전단파괴 v_{sc}	단주 $h_o/D < 2.0$	1.17	1.23	1.30	1.41
	일반기둥 $2.0 \leq h_o/D < 6.0$	0.71	0.74	0.79	0.86
휨파괴 v_{fc}	장주 $h_o/D \geq 6.0$	0.46	0.47	0.48	0.53

여기서, h_o : 기둥의 순높이, D : 하중방향 부재단면의 폭

- ③ 전단벽은 건설연도 및 형상비와 무관하게 전단파괴형 부재로 가정하여 내력을 산정하며, 이때 전단벽의 단면적 A_{sw} 및 전단저항응력 v_{sw} 의 산정은 [해설 표 3.2.2]를 따른다.

[해설 표 3.2.2] 철근콘크리트 전단벽의 종류에 따른 단면적 및 전단저항응력 산정

종류 \ 단면	단면 상세	단면적 및 전단응력
양쪽에 기둥이 있는 전단벽		$A_{sw} = t \cdot l_{w1}$ $v_{sw} = 3.0 \text{ MPa}$
한쪽에 기둥이 있는 전단벽		$A_{sw} = t \cdot l_{w2}$ $v_{sw} = 2.0 \text{ MPa}$
기둥이 없는 전단벽		$A_{sw} = t \cdot l_{w3}$ $v_{sw} = 1.0 \text{ MPa}$

- (4) 면외방향으로 배치된 전단벽의 전단능력은 무시한다. 또한 기둥에 길이가 짧은 벽이 같이 붙어 있을 경우 벽을 무시하고 [해설 표 3.2.1]에 의해 산정된 기둥의 전

단응력과 [해설 표 3.2.2]에 의한 벽의 전단응력 중 큰 값을 사용한다.

(5) 조적채움벽이 있을 경우

- ① 조적채움벽(infilled wall)의 효과는 일반적으로 강도와 강성을 증가시키나 연성도는 크게 감소시키는 효과를 가지는 것으로 알려져 있다. 따라서 예비평가에서는 조적채움벽의 역할을 보수적으로 평가하여 0.035 MPa의 전단지배형 휨하중 저항능력을 가지는 것으로 가정한다.
- ② ①에도 불구하고 바닥에서부터 천정까지 채움벽의 양측면이 모르타르로 마감되어 있으며 보하단부가 밀실하게 채워져 있을 경우는 0.09 MPa를 사용할 수 있다.
- ③ 창호가 존재할 경우 창호의 면적은 공제한다.
- ④ 조적허리벽에 의해 기둥의 일부가 구속을 받을 경우 기둥의 파괴모드가 달라질 수 있으므로 구속을 받는 부분을 제외하고 기둥의 순높이를 산정한다.

(6) 평가방법 및 성능수준의 판정

철근콘크리트조의 예비평가지 보유저항능력은 전단지배형 부재의 저항능력의 합 C_s 과 휨지배형 부재의 저항능력의 합 C_f 으로부터 식 (해설 식 3.2.2)와 같이 산정한다.

$$C = \max[(C_s + 0.7C_f), D_\mu C_f] \quad (\text{해설 식 3.2.2})$$

여기서,

$$C_f = \sum v_{fc} \cdot A_{cf}$$

$$C_s = \sum v_{sc} \cdot A_{cs} + \sum v_{sw} \cdot A_{sw}$$

단, 재료강도는 전단지배형부재의 저항능력산정시 공칭강도를 사용하고, 휨지배형부재의 저항능력산정시 재료강도는 기대강도를 사용하여 계산한다. 휨지배형부재의 연성능력 D_μ 는 2.0으로 본다.

성능수준의 판정은 기본적으로 요구저항능력(demand)/보유저항능력(capacity)의 비(DCR)에 의한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하므로 요구저항능력은 평가기준 지진하중에 의한 총전단력, 보유저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다.

$$DCR_i = \frac{S_{XS} \cdot W \cdot \gamma_i}{C_i \cdot \lambda_s} \quad (\text{해설 식 3.2.3})$$

여기서,

DCR_i : i 층의 DCR

S_{XS} : 재현주기 및 지반조건에 따른 단주기스펙트럼가속도

$W = \sum_{i=1}^n w_i \cdot A_i$: 구조물의 총 중량

w_i : i 층 유효중량, 정밀하게 산정하지 않을 경우 10 kN/m^2 을 사용

A_i : i 층 바닥면적의 합

$$\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}^k}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}^k} : \text{층전단력 분포계수}$$

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

k : 건물주기에 따른 횡력분포계수, 예비평가에서는 1.0을 사용하여 횡력분포를 역 삼각형으로 가정한다.

C_i : i 층의 저항능력

λ_s : 비정형성에 의한 구조물의 저항능력의 감소를 고려하기 위한 비정형계수

철근콘크리트조의 성능수준 판정은 [해설 표 3.2.3]에 의한다.

(7) 비정형계수 λ_s 는 식 (해설 식 3.2.4)로 산정한다.

$$\lambda_s = 0.9^n \quad (\text{해설 식 3.2.4})$$

여기서, n 은 아래의 6가지 사항 중 해당하는 항목의 수량을 나타낸다. 단, 5번 항목에 해당할 경우 추가적으로 1만큼 증가시킨다.

- ① L, T, U, H형 평면에서 돌출부의 면적이 전체평면면적의 20%를 초과할 경우, 단 돌출부는 튀어나온 길이가 폭의 0.5배 이상인 경우만 고려한다.
- ② 평면치수의 장변 대 단변의 비가 8을 초과하는 경우.
- ③ 층고가 가장 낮은 층의 층고가 가장 높은 층의 층고의 70%이하일 경우. 단, 최상층은 가장 층고가 낮은 층에 해당하지 않음.
- ④ 가장 면적이 작은 층의 면적이 가장 큰 층의 면적의 70%이하일 경우. 단, 최상층은 가장 면적이 작은 층에 해당하지 않음.
- ⑤ 상층부 수직부재의 단면적 합이 하층부 수직부재의 단면적 합에 비해 30%를 초과하는 경우(필로티 등). 단, 기둥사이의 조적벽체가 밀실하게 채워진 경우, 조적벽체도 수직부재로 본다.
- ⑥ 벽체의 강성 중심이 평면의 중심에서 벽체에 직교하는 방향으로 전체 평면길이의 1/6을 초과하는 곳에 위치한 경우. 단, 기둥만 존재하는 경우에는 해당되지 않는다. 벽체의 강성중심 e 는 식 (해설 식 3.2.5)로 산정할 수 있다.

$$e = \frac{\sum_{i=1}^n l_{wi}^3 x_i}{\sum_{i=1}^n l_{wi}^3} \quad (\text{해설 식 3.2.5})$$

여기서, l_{wi} 는 i 번째 벽체의 길이, x_i 는 평면중심에서 i 번째 벽체중심까지의 거리를 나타낸다.

[해설 표 3.2.3] 철근콘크리트조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

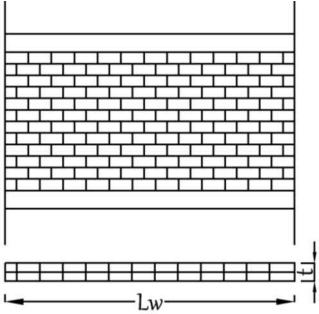
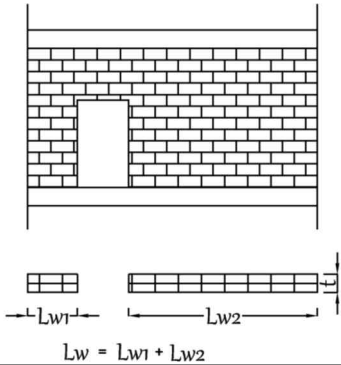
DCR의 범위	성능수준
$DCR \leq 0.5$	거주가능
$0.5 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 < DCR$	붕괴위험

4. 조적조의 예비평가

(1) 재료강도 및 부재강도 평가

조적벽체의 평균전단응력은 [해설 표 3.2.4]에 의한 평균전단응력 기본값을 사용하거나 재료시험을 통해 얻어진 평균전단응력을 사용할 수 있다.

[해설 표 3.2.4] 조적조 평균전단응력

조적벽체의 종류	단면도	전단응력 및 단면적
개구부가 없는 경우		$v_n = 0.2 \text{ MPa}$ $A_n = t \cdot L_w$
개구부가 있는 경우		$v_o = 0.1 \text{ MPa}$ $A_o = t \cdot L_w$

(2) 평가방법 및 성능수준의 판정

예비평가는 요구저항능력(demand)/보유저항능력(capacity)의 비(DCR)를 사용한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하며 요구저항능력은 평가기준 지진하중에 의한 총전단력, 보유저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다.

$$DCR_i = \frac{S_{XS} \cdot W \cdot \gamma_i}{\lambda_s (0.8) \sum V_i} \quad (\text{해설 식 3.3.6})$$

여기서

$\sum V_i = v_{oi} \cdot A_{woi} + v_{ni} \cdot A_{wni}$: 전단저항력의 합

A_{woi} : i 층, 개구부가 있는 조적벽체의 전체 면적

A_{wni} : i 층, 개구부가 없는 조적벽체의 전체 면적

$v_{oi} = v_o \cdot \frac{1}{W} \sum_{x=i}^n w_x A_x$: i 층, 개구부가 있는 조적벽체의 평균전단응력

$v_{ni} = v_n \cdot \frac{1}{W} \sum_{x=i}^n w_x A_x$: i 층, 개구부가 없는 조적벽체의 평균전단응력

$W = \sum_{i=1}^n w_i \cdot A_i$: 구조물의 총 중량

w_i : i 층 유효중량, 정밀하게 산정하지 않을 경우 13 kN/m^2 을 사용

A_i : i 층 바닥면적의 합

S_{XS} : 3.1.2 해설 3에 따라 결정되는 평가지진 단주기스펙트럼가속도

$$\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}^k}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}^k} : \text{층전단력 분포계수}$$

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

k : 건물주기에 따른 횡력분포계수, 예비평가에서는 1.0을 사용하여 횡력분포를 역삼각형으로 가정한다.

λ_s : 식 (해설 식 3.2.4)에 의해 산정되는 비정형계수

조적조의 성능수준 판정은 [해설 표 3.2.5]에 의한다.

[해설 표 3.2.5] 조적조 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.25$	거주가능
$0.25 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 < DCR$	붕괴위험

《참고사항》

1. 국내 철근콘크리트 전단벽의 건설연도별 전단저항능력

[해설 표 3.2.2]에 제시된 전단벽의 기본 전단응력은 일본의 규정을 원용한 것이나 기둥의 경우와 같이 국내의 기본재료강도 및 일반적인 배근에 근거하여 [참고 표 3.2.1]과 같이 산정된 값을 기본 전단응력으로 사용할 수도 있다.

[참고 표 3.2.1] 국내 철근콘크리트 전단벽의 건설연도별 전단저항능력 기본값

벽체분류	건설연도			
	1970년 이전	1971년-1987년	1988년-2000년	2001년 이후
기둥이 없는 경우	0.71	0.74	0.79	0.86
한쪽에 기둥이 있는 경우	1.42	1.48	1.58	1.72
양쪽에 기둥이 있는 경우	2.13	2.22	2.37	2.58

단위: MPa

2. 조적채움벽의 전단저항능력

3.2 해설 3(5)에서 조적채움벽의 저항능력 0.09 MPa와 0.035 MPa는 표 B.1.1 조적채움벽의 설계기준강도 기본값에서 상태가 불량일 경우 수평 및 수직 줄눈이 밀실하게 채워진 경우와 수직 줄눈이 밀실하게 채워지지 않은 경우에 각각 해당한다.

3. 철근콘크리트조 예비평가의 보유저항능력

일반적으로 전단파괴 지배 부재가 최대 내력을 발휘하는 변형의 크기는 휨파괴 지배 부재가 최대내력을 발휘하는 변형의 크기보다 매우 작다. 이는 전단파괴 지배 부재가 최대 내력을 보이는 변형에서 휨파괴 지배 부재는 최대내력을 보이지 않는 것을 의미한다. 또한, 휨파괴 지배 부재의 경우 연성거동을 보이기 때문에 단순히 부재의 최대 내력 만으로 지진저항 능력을 평가하면 구조물의 내진성능을 과소평가 할 수 있다. 본 해설서에서는 이러한 점을 고려하여 전단파괴 부재와 휨파괴 부재가 혼재되어 있는 경우, 식 (해설 식 3.2.2)와 같이 전단파괴 부재의 내력과 휨파괴부재 내력의 70%를 합한 값과 휨파괴 부재의 연성능력을 고려하여 휨파괴 부재 내력에 D_{μ} 만큼 곱한 값 중 큰 값을 전체 내력으로 산정하였다. 또한, 기존 내진설계되지 않은 건축물의 경우 내진설계된 건축물보다 연성능력이 크지 않음을 고려하여, 본 해설서의 예비평가 단계에서 휨지배형부재의 연성능력 D_{μ} 는 2.0으로 비교적 작은 값으로 산정하였다. 이는 내진설계되지 않은 일반적인 철근콘크리트 구조물도 대부분의 부재가 휨파괴 거동을 보이는 경우 항복변형 이후 최대변형이 항복변형의 2배 정도는 될 수 있음을 고려한 값이다.

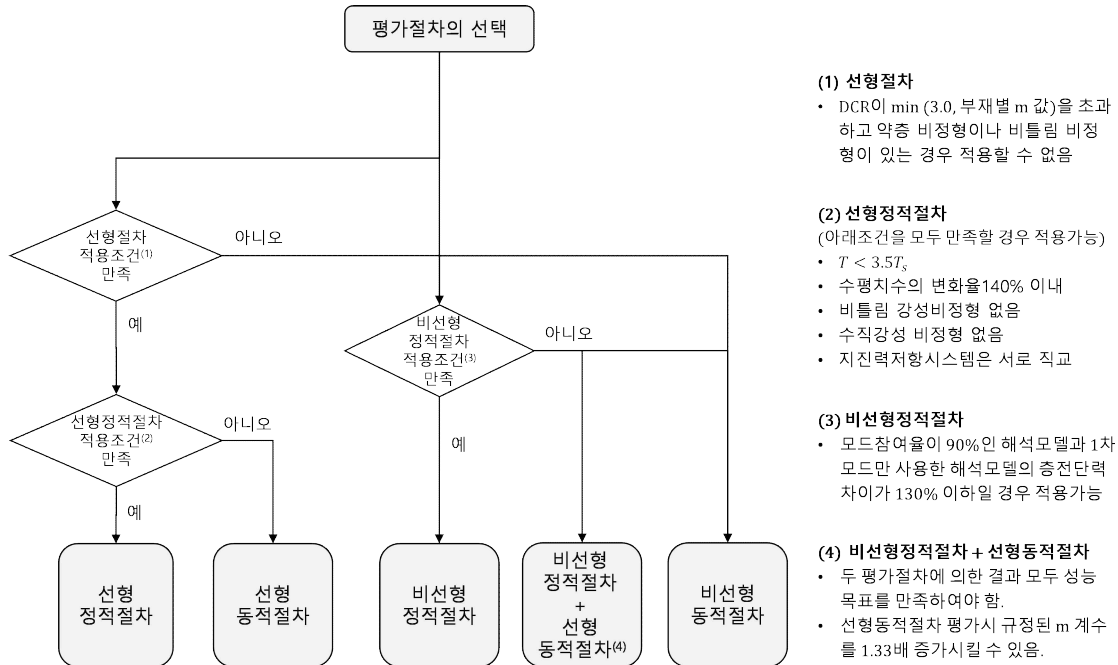
4. 조적조 예비평가의 보유저항능력

조적조는 연성능력이 타 구조시스템에 비해 낮으며 크기가 다른 조적벽체의 혼재에 따라 응력집중이 발생할 수 있으므로 보수적으로 평가하기 위해 보유저항능력에 0.8을 곱한다.

3.3 상세평가절차의 선택

상세평가는 선형정적절차, 선형동적절차, 비선형정적절차, 비선형동적절차로 나뉘며 각 절차는 비선형거동의 분포, 비정형성, 주기, 고차모드의 영향 등의 각 절차별로 규정된 제한 조건을 만족할 경우에만 적용한다.

상세평가절차의 선택 시 고려되는 제한 조건의 만족 여부는 [그림 1]을 따르며, 필요시 관련문헌을 참조하여 상세평가절차를 결정한다.



[그림 1] 선형절차, 비선형정적절차, 비선형동적절차 선택을 위한 조건

【해설】

- 이 장은 기존 건축물의 상세평가에 사용되는 여러 절차의 기본개념을 제시한다. 3.2의 예비평가는 많은 수의 건물을 빠른 시간내에 개략적으로 평가하거나 대상건물에 대한 정보가 불충분할 경우 보수적으로 평가하는 방법이다. 이에 반해 3.5~3.7의 상세평가절차는 대상구조물에 대한 충분한 정보를 가지고 본격적으로 내진성능수준을 판단하기 위한 절차이다.
- 건축구조기준의 사양기반 설계규정과 이 세부지침 해설서의 성능기반 평가절차의 기본적인 차이는 구조물이 지진하중을 견디기 위해 필요한 연성능력을 구조물 전체적으로 고려하는가 아니면 부재별로 고려하는가이다. 예를 들어 건축구조기준에 의한 구조해석과 3.5의 선형절차는 동일하게 선형해석에 기반하고 있으나 전자는 구조물 전체의 비선형능력을 나타내는 반응수정계수를 고려하여 지진하중 자체를 저감하고 후자는 저감되지 않은 지진하중을 사용하는 대신 부재별 비탄성변형능력을 나타내는 m 계수를 사용하여 부재별로 성능수준을 판정한다. 3.6 또는 3.7의 비선형절차에서는

부재의 항복 혹은 파괴를 해석을 통해 직접적으로 모사하며, 부재별로 부재력(힘지배의 경우) 또는 비탄성변형량(변형지배의 경우)을 근거로 성능수준을 판정한다. 비선형절차를 적용할 경우, 보다 정확한 내진성능의 파악이 가능하나 부재별 모델링 및 내진성능평가에 더 많은 작업이 필요하다.

3. 해석모델

- (1) 해석모델은 구조물의 질량과 강성의 공간적 분포를 표현할 수 있어야 한다.
- (2) 서로 독립적이고 직각으로 배치된 횡력 저항시스템을 갖는 정형구조물에 있어서는 독립적인 2차원 모델을 사용할 수 있다. 반면에 서로 독립적이 아닌 횡력저항시스템을 갖는 비정형구조물의 경우에는 각 층별로 평면상의 2직각 방향에 대한 변위와 수직축에 대한 회전을 포함하는 최소한 3개의 자유도를 갖는 3차원 모델을 사용하여야 한다.
- (3) 격막이 횡하중 저항시스템의 수직부재에 비하여 유연한 경우, 해석모델은 격막의 유연성과 그로부터 동적응답에 미치는 영향을 고려할 수 있는 추가적인 자유도를 포함하여야 한다.
- (4) 철근콘크리트조는 균열단면의 영향을 고려하여야 하고, 가새 또는 전단벽이 없는 순수 철골모멘트골조는 변위 산정 시 패널존의 영향을 고려하여야 한다. 이와 관련해서는 각각 부록 A 및 C의 관련 규정에 따른다. 또한 조적채움벽과 같이 건물주 기 및 횡력저항에 영향을 미치는 주요 비구조요소의 영향을 고려하여야 한다.
- (5) $P-\Delta$ 효과가 큰 경우에는 반드시 이를 고려할 수 있는 모델을 사용하거나 해석 결과에 $P-\Delta$ 효과를 반영하여야 한다.
- (6) 선형절차의 경우 우발편심 및 비틀림 모멘트의 동적증폭을 고려하여야 한다. 우발편심모멘트 및 비틀림의 동적증폭은 구조부재의 강도와 강성의 불규칙성을 고려하기 위한 것이다. 구조부재의 항복에 의한 강성변화를 고려할 수 있는 비선형해석의 경우 해석모델에 고려하지 않아도 된다.

4. 감쇠비

- (1) 선형절차와 비선형정적절차에서는 다음에 해당하지 않을 경우 5% 감쇠비를 가정한 응답스펙트럼을 사용한다.
 - ① 외장재가 없는 구조물의 경우, 감쇠비는 2%로 가정한다.
 - ② 충분한 해석이나 실험에 의해 5%가 아닌 감쇠비 특성이 규명된 경우, 그 값을 사용할 수 있다.
- (2) 비선형 동적절차의 감쇠비는 세부지침 3.7.4에 따른다.

5. 건물 사이의 간격

- (1) 대상건축물과 인접건물은 충돌을 방지하기 위해 최소간격 이상의 간격을 확보해야 한다. 식 (해설 식 3.3.1)은 i 층이 확보하여야 할 최소 간격을 나타낸다.

$$s_i = \sqrt{\Delta_{i1}^2 + \Delta_{i2}^2} \quad (\text{해설 식 3.3.1})$$

여기서,

Δ_{i1} : 대상 건축물의 i 층에서 고려하는 평가지진에 의해 발생하는 횡변위

Δ_{i2} : 인접 건축물의 해당층에서 고려하는 평가지진에 의해 발생하는 횡변위, 혹은 인접 건물 해당층의 층높이의 0.03배로 볼 수 있다.

s_i 는 대상 건축물의 해당층(i 층) 층높이의 0.04배 보다 클 필요는 없다.

(2) 단, 인명안전 혹은 붕괴방지의 성능수준 검토 시 두 건물이 동일한 구조형식을 가지고, 각층 바닥판의 높이가 동일하며, 건물 높이의 차이가 낮은 건물의 높이를 기준으로 50% 이하일 경우 (1)의 규정은 적용하지 않아도 된다.

(3) 기능수행 혹은 거주가능의 성능목표를 가질 경우 식 (해설 식 3.3.1)의 만족여부를 검토하여야 한다. 식 (해설 식 3.3.1)을 만족하지 못할 경우 더 엄격한 내진보강을 통해 횡변위를 감소시키거나, 신축줄눈 좌우의 구조체를 연결시켜 하나의 구조물이 되도록 하는 방법을 고려할 수 있다.

6. 구조물의 주기는 건축물 내진설계기준 7.2.3~4와 동일한 절차로 산정한다.

《참고사항》

6. 건축물 내진설계기준 7.2.3~4는 고유주기 경험식과 주기상한계수 규정이다. 내진설계기준에서는 수치해석적 방법에 의하여 산정한 고유주기가 지나치게 길어지는 것을 방지하기 위해 주기상한계수를 적용하고 있다. 내진설계기준에서 주기상한계수는 등가정적하중산정시 적용하고 응답스펙트럼법의 경우 주기상한계수가 적용된 주기를 사용하여 구한 등가정적하중의 85% 이상이 되도록 하여 간접적으로 적용하고 있다.

내진성능평가 세부지침에서는 선형정적절차의 경우 고유치해석에 의한 주기를 사용할 경우 내진설계기준과 동일하게 주기상한계수를 적용하도록 하고 있으나, 3.5.3 해설 2(4)와 같이 선형동적절차의 경우 밀면전단력의 보정을 수행하지 않는다. 내진성능평가를 위한 해석모델은 설계를 위한 해석모델과 달리 조적채움벽과 같이 주기에 영향을 미치는 모든 요소를 모델링하도록 하고 있으므로 경험식과 고유치해석 결과를 사용한 지진력의 차이가 크지 않기 때문이다.

3.4 상세평가를 위한 해석모델

3.4.1 질량

상세평가를 위한 해석모델에서 질량은 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에 정의된 유효건물중량을 중력가속도로 나눈 값을 사용한다.

【해설】

1. 건축물 내진설계기준에 정의된 유효건물중량은 고정하중과 아래에 기술한 하중을 포함한다.
 - (1) 창고로 쓰이는 공간에서는 활하중의 최소 25%(공용차고와 개방된 주차장 건물의 경우에 활하중은 포함시킬 필요가 없음.)
 - (2) 바닥하중에 칸막이벽 하중이 포함될 경우에 칸막이의 실제중량과 0.5 kN/m^2 중 큰 값
 - (3) 영구설비의 총 하중
 - (4) 적설하중이 1.5 kN/m^2 을 넘는 평지붕의 경우에는 평지붕 적설하중의 20%.
 - (5) 옥상정원이나 이와 유사한 곳에서 조경과 이에 관련된 재료의 무게

《참고사항》

1. 실무에서는 종종 유효건물중량을 중력하중과 동일한 값 또는 고정하중만을 사용하는 오류를 범한다. 하지만 고정하중은 하중과 질량 모두 동일하게 적용되나 그 외 하중은 동일하지 않다. 중력하중의 경우 3.4.2 해설 2 및 3과 같이 고정하중에 건축구조기준에서 규정한 용도별 활하중의 25%와 적설하중의 20%가 추가되나 유효건물중량의 경우에는 고정하중에 3.4.1 해설 1에서 기술한 (1)~(5)까지의 하중이 추가된다.

3.4.2 중력하중

내진성능평가를 위한 중력하중은 고정하중, 활하중, 및 적설하중의 조합으로 구성한다.

【해설】

1. 선형절차는 식 (3.5.3) 및 식 (3.5.4), 비선형절차는 식 (3.6.1)에 따라 중력하중을 조합하여 적용한다.
2. 이때 활하중은 건축구조기준에서 규정한 용도별 활하중의 25퍼센트를 사용하되 활하중의 저감은 적용하지 않는다.
3. 적설하중은 건축구조기준에서 규정한 적설하중의 20퍼센트를 사용한다.

3.4.3 유효강성

균열의 발생 등 지진시 구조부재의 상태를 고려하기 위하여 휨, 전단, 축하중에 대한 강성은 적절한 유효강성을 적용한다.

【해설】

1. 유효강성

- (1) 철근콘크리트 부재의 휨, 전단, 축하중에 대한 강성은 작용하는 응력의 크기, 온도 변화, 건조수축 등에 의하여 발생하는 균열손상의 영향이 고려된 유효강성을 사용한다.
- (2) [해설 표 3.4.1]에 구조부재의 유형별 유효강성 값이 제시되어 있다.
- (3) 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.
- (4) (2) 및 (3)의 규정 이외에 기존 건축물에 적용 가능한 공인 지침서에 따라 유효강성을 결정할 수 있으며, 이 경우에 유효강성의 적용 근거를 평가보고서에 명시하여야 한다.

[해설 표 3.4.1] 철근콘크리트 구조부재별 유효강성

부재	휨강성	전단강성	축강성
보	$0.35E_cI_g^{1)}$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
기둥	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g $E_sA_s^{2)}$
비균열 벽체	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
균열 벽체 ³⁾	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_w^{4)}$	$E_sA_s^{2)}$

- 1) T 형보의 경우 I_g 는 웨브부분의 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
- 4) [해설 그림 3.6.3](c)와 같이 균열 현상을 구체적으로 모델링하는 경우 초기강성에는 비균열벽체의 전단강성을 적용한다.

2. 탄성계수

탄성계수는 콘크리트구조 설계기준(KDS 14 20 00)에 따라 식 (해설 식 3.4.1)을 적용하여 계산한다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{ce}} \quad (\text{해설 식 3.4.1})$$

여기서, f_{ce} 은 콘크리트의 기대압축강도(MPa)로서 다음과 같이 결정한다.

- (1) 재료시험을 수행한 경우 시험결과에 기초한 기대강도를 적용한다.
- (2) [해설 표 2.3.2]의 건설연도별 기본강도를 사용하는 경우 2.3 해설 5에 따라 결정된 기대강도를 적용한다.
- (3) 설계도서의 설계기준강도를 사용하는 경우 $f_{ce} = f_{ck} + \Delta f$ 으로 계산할 수 있으며 여기서 f_{ck} 는 2.3 해설 4에 따라 결정된 값이다. f_{ck} 가 40MPa 이하이면 $\Delta f = 4\text{MPa}$, 60MPa 이상이면 $\Delta f = 6\text{MPa}$ 이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다. 다만 f_{ck} 가 20MPa 미만인 경우에는 표 A.1.1의 보정계수를 f_{ck} 에 곱하여 f_{ce} 을 계산한다.

《참고사항》

1. [해설 표 3.4.1]은 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.
2. 설계기준강도가 20MPa 미만으로 기준의 보정치가 적용될 수 있는 범위를 벗어나는 낮은 설계기준강도의 탄성계수는 기대강도계수를 적용하여 변환하도록 하였다.

3.4.4 변형지배거동과 힘지배거동

상세평가 시 해석모델 내 모든 부재의 거동은 변형지배거동과 힘지배거동으로 분류한다.

변형지배거동과 힘지배거동으로 분류는 [표 1]에 따른다.

[표 1] 변형지배거동과 힘지배거동의 구분

	변형지배거동	힘지배거동
모멘트 골조의 - 보 - 기둥 - 접합부	휨모멘트 휨모멘트 -	전단력 축력, 전단력 ¹⁾ 전단력 ²⁾
전단벽	휨모멘트, 전단지배형 벽체의 전단력 ³⁾	축력, 전단력
가새골조의 - 가새 - 보 - 기둥 - 링크	축력 - - 전단력	- 축력 축력 축력, 휨모멘트
접합부	축력, 전단력, 휨모멘트 ²⁾	축력, 전단력, 휨모멘트

1) 철골조 모멘트골조에서 전단력은 변형지배거동으로 보는 경우도 있다.

2) 철골조에서 접합부의 축력, 전단력, 휨은 변형지배거동으로 보는 경우도 있다.

3) 압축력이 $0.15f_{ck}A_g$ 이하인 경우에 한하여 적용한다.

【해설】

1. 힘지배거동은 탄성에 가까운 상태에서 저항력이 최대값에 도달하며 이후 급격히 감소하여 변형능력이 현저히 작은 취성적인 거동이다. 따라서 힘지배거동이 지배적인 구조물인 경우 급격한 붕괴가 발생할 수 있다.
2. 모델링 변수가 제시되어 있는 경우 변형지배거동으로 분류된다. 하지만 철근콘크리트 기둥의 경우 휨모멘트는 P-M1-M2 상관작용에 의해 힘지배인 P에 연동되며, 축력비가 높은 비내진기둥의 경우 사실상 비탄성변형능력을 가지지 못할 경우도 있다. 즉, 기둥의 경우 높은 축력비의 기준값이 0.6이며, 이 경우 연성능력이 없거나 매우 작은 값이므로 축력비가 0.6 이상이면 힘지배, 그 이하이면 변형지배로 분류할 수도 있다.
3. 부록에 제시된 m 계수 및 골격곡선의 a, b, c 계수에서 $m = 1$ 이거나 $a = 0.0$ 으로, 연성능력이 없는 경우도 허용기준을 제시하고 있는데, 이러한 경우는 기본적으로 힘지배로 분류하여야 한다. 다만 비선형평가절차에서는 다음과 같은 조건을 모두 만

족하는 경우에 예외적으로 변형지배거동으로 분류하여 평가할 수 있다.

- (1) 붕괴방지 허용기준의 변형량이 탄성한계의 2배 이상.
- (2) 해당 부재의 붕괴에도 불구하고 중력하중의 전달경로가 확보됨.
- (3) 해당 부재가 분담하는 중력하중이 같은 층이 지지하는 중력하중 전체의 5% 이하.
- (4) 모든 변형지배거동이 목표성능을 만족하고, 해당 부재를 제외한 모든 힘지배거동의 부재력이 강도를 초과하지 않음.

4. 세부지침 [표 1] 이외에 기존 건축물에 적용 가능한 공인 지침서에 따라 거동의 종류를 결정할 수 있으며, 이 경우에 거동의 분류 근거를 평가보고서에 명시하여야 한다.

3.4.5 부재강도

변형지배거동에서 부재강도는 재료의 기대강도를 사용하며, 힘지배거동에서 부재강도는 재료의 공칭강도를 사용한다.

부재강도는 특별히 규정하지 않는 한 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에 따라 산정된 값을 사용한다.

허용응력을 사용할 경우, 공칭강도는 강재의 경우 허용강도의 1.7배, 조적의 경우 2.5배로 볼 수 있다.

이 지침에 따른 성능기반 내진성능평가에서 강도감소계수 ϕ 는 1.0으로 적용한다.

【해설】

1. 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)에는 구조별 부재강도 산정식이 직접적으로 제시되어 있지 않다. 구체적인 부재강도 식은 해당 구조의 설계기준을 참고한다.
2. 강도감소계수는 1.0보다 작은 값으로서 기준에 의해 산정된 부재의 공칭강도를 감소시키는 역할을 하며, 등가정적 선형해석을 기반으로 한 사양기반 내진설계에서 사용하는 변수다. 이때 부재의 공칭강도 산정을 위한 재료강도에는 불확실성을 고려하여 예상되는 평균값보다 낮은 설계기준강도를 적용한다. 소요하중은 1.0보다 큰 하중계수를 곱한 하중들의 조합으로 구성된다. 이와 같은 설계법에서 하중은 증가시키고 강도는 이중으로 감소시키는 이유는 재료 강도 및 하중의 불확실성과 탄성해석의 한계를 반영한 것이다.
3. 반면 성능기반 내진성능평가에서는 공칭재료강도가 아닌 기대재료강도를, 하중은 사용하중을 사용한다. 사양기반 설계에 비해 하중이 감소하고 강도가 증가한 이유는 첫째, 재료강도를 포함하여 건축물의 실제 상태를 현장조사를 통해 반영하고, 둘째, 해석법도 비선형거동을 반영한 선형해석 또는 비선형정적 및 동적해석을 사용하여 불확실성과 한계를 완화하였기 때문이다. 따라서 성능기반 설계 및 평가에서는 강도감소계수를 사용하지 않는다. 이를 반영하기 위해 강도감소계수를 1.0으로 규정하였다.

3.4.6 1차부재 및 2차부재

상세평가지 모든 부재는 1차부재와 2차부재로 구분한다. 1차부재는 주어진 성능 수준을 달성하기 위해 지진에 의한 변형을 수용하면서 지진력에 저항하는 부재이고 2차부재는 지진에 의한 변형의 수용만 요구되고 지진력에 대한 저항이 요구되지 않는 부재이다.

선형절차를 위한 해석모델에는 1차부재만을 포함시킨다. 2차부재의 횡강성의 합이 1차부재의 강성의 합의 25%를 넘는 경우, 2차부재의 일부를 1차부재로 변경하여 2차부재 횡강성의 합이 1차부재 횡강성합의 25%를 초과하지 않도록 조정한다. 또한 특정 2차부재가 인접한 1차부재의 하중이나 변위요구량을 증가시킬 경우 그 2차부재를 1차부재로 보고 해석모델에 포함시킨다. 단, 1차 또는 2차부재를 선택적으로 분류하여 건축물을 비정형에서 정형으로 바꾸지 않는다.

선형절차를 위한 해석모델에는 1차부재만을 포함시키며, 비선형절차에서는 1차부재와 2차부재를 구분하지 않고 모두 모델링한다.

비구조요소의 초기강성이 전체강성의 10%를 초과하거나 총 강도 합의 10%를 초과할 경우, 구조요소로 분류하고 해석모델에 포함시킨다.

【해설】

1. 2차부재는 지진력에 대해 저항하도록 설계된 부재가 아니므로 지진하중 작용시 1차부재에 비해 강도와 강성의 열화가 심하게 발생할 수 있다. 선형해석을 기반으로 하는 선형절차에서는 부재들 사이에 비탄성거동이 균일하게 발생하지 않는 경우 평가결과의 신뢰성이 낮아지므로 보수적인 평가를 위해서는 2차부재를 무시하고 1차부재만을 모델링한다. 2차부재의 기여도가 높아서 해석모델에 2차부재를 포함하더라도 선형해석에서는 2차부재들의 조기파괴 후 하중의 재분배효과를 기대할 수 없다. 따라서 선형절차에서는 2차부재의 횡강성의 합이 1차부재의 강성의 합의 25%를 넘지 않아야 한다는 제한 조건을 설정하였다. 2차부재의 기여도는 해석모델에 2차부재를 포함시키고 동일한 하중에 대한 횡변위의 변동을 분석하여 확인할 수 있다.
2. 비선형해석의 경우 부재별 강도와 강성의 열화에 의한 효과를 고려할 수 있으므로 1차부재와 2차부재의 구별이 없이 모든 부재를 해석모델에 포함시켜 보다 정확히 평가한다.

3.4.7 지하층의 모델링

지하층은 지상구조와 함께 모델링한다. 다만, 지하구조의 강성이 지상구조의 강성보다 매우 큰 경우, 지상구조를 분리하여 해석할 수 있다.

【해설】

지하구조의 강성이 지상구조의 강성보다 매우 큰 경우, 지상구조를 분리하여 해석할 수 있다. 그렇지 않은 경우에는 지하구조를 지상구조와 함께 모델링하여야 한다. 지하구조물이 있는 경우의 모델링 및 평가는 부록 D에 따른다.

3.5 선형절차

3.5.1 선형절차의 적용조건

식 (3.5.1)에 따라 산정된 값이 3.0, 혹은 관련문헌에 따른 허용기준(m계수)를 초과하는 경우, 아래의 비정형성 중 하나라도 해당된다면 선형절차는 사용할 수 없다.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3.5.1)$$

여기서,

Q_{UD} : 2.8.3에 따른 하중조합에 대하여 결정된 부재력

Q_{CE} : 각 부재의 기대강도

DCR : 각 부재의 기대강도 대비 지진에 의한 부재력 값

- 약층 비정형: 각 방향별로 해당층과 인접층에서 층전단력에 대한 평균값의 비율이 125%를 초과하는 경우 약층 비정형에 해당한다. 층전단력에 대한 평균값, 즉 $\overline{DCR}$ 은 식 (3.5.2)로 산정한다.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_1^n DCR_i V_i}{\sum_1^n V_i} \quad (3.5.2)$$

여기서,

DCR_i : i 번째 부재에서 작용하는 모든 작용력에 대해 산정된 DCR 중 가장 큰 값

V_i : i 번째 부재의 전단내력

n : 해당층 부재의 수

- 비틀림 강도 비정형: 각 층의 부재를 강도의 중심점을 기준으로 상하 혹은 좌우로 나눌 때 한쪽 방향에 위치한 부재들의 (3.5.1)에 의한 값 중 최댓값과 다른 쪽에 위치한 부재들의 값 중 최댓값의 비율이 1.5를 초과할 경우, 비틀림 강도 비정형에 해당한다. 단, 해당층이 유연한 격막일 경우는 고려하지 않는다.

【해설】

1. 약층 비정형과 비틀림강도 비정형은 세부지침의 수식 대신 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)의 산정절차를 참고하여 산정할 수 있다. 건축물 내진설계기준의 정의를 참고한 약층 비정형과 비틀림강도 비정형 검토절차는 다음과 같다.
 - (1) 약층 비정형 : 임의 층의 횡강도가 직상층 횡강도의 80% 미만인 약층이 존재하는 경우에는 강도의 불연속에 의한 비정형이 존재하는 것으로 간주한다. 각층의 횡강도는 층전단력을 부담하는 내진요소들의 저항방향 강도의 합을 말한다. 횡 지배 부재는 기대강도에 기초한 휨항복시 전단력을 사용한다.
 - (2) 비틀림 비정형 : 어떤 축에 직교하는 구조물의 한 단부에서 우발편심을 고려한 최대 층변위가 그 구조물 양단부 층변위 평균값의 1.2배보다 클 때 비틀림 비정형인 것으로 간주한다.
2. 세부지침 식 (3.5.1)에서 Q_{UD} 는 세부지침 식 (3.5.6)의 하중조합에 대하여 결정할 수 있다.

《참고사항》

1. 내진설계는 설계지진 수준에서 건물의 비선형응답을 허용하는 철학을 근거로 하고 있다. 비선형거동을 하는 경우, 선형거동의 경우보다 작은 크기의 부재력이 발생한다. 따라서 신축건물의 내진설계기준에서는 실제 예상되는 지진하중을 반응수정계수 R로 나누어 감소시킨 밀면전단력을 사용한 탄성해석을 통해 구한 부재력으로 설계한다. 하지만 감소된 밀면전단력으로 구한 탄성변위는 실제 비선형거동에서 예상되는 변위보다 매우 작게 산정된다. 따라서 변위를 검토하는 경우에는 감소된 밀면전단력으로 부터 계산된 변위를 변위증폭계수를 사용하여 증가시킬 필요가 있다.
2. 이에 반해 내진성능평가를 위한 선형절차에서는 비선형 거동을 고려하기 위해 다른 접근 방법을 사용한다. 선형정적절차에서는 의사지진력을 사용한다. 의사지진력은 비선형거동을 통해 발생하는 최대 비탄성변위와 같은 크기의 탄성변위를 나타내는 지진하중을 의미한다. 따라서 건축구조기준에 규정된 등가정적해석법의 밀면전단력 산정식에서 건물의 비탄성변형을 고려하여 부재력을 감소시키는 계수인 반응수정계수와 건물의 중요도에 따라 설정된 중요도계수가 사용되지 않은 것이다.
3. 만약 건물이 설계지진 작용 시 선형탄성적인 거동을 하는 경우 의사지진력과 선형절차에 의해 산정된 부재력은 실제 발생하는 부재력과 동일할 것이다. 그러나 일반적으로 건물은 강진시 비탄성적인 거동을 하도록 설계되므로, 이 경우 의사지진력 및 선형절차에 의해 산정된 부재력은 실제 부재력 즉, 부재 항복시의 부재력을 초과할 것이다. 선형절차는 실제 건물의 비선형 거동을 대략적으로 나타내며, 하중 재분배나 다른 비선형 효과를 무시한 것이다. 따라서 비선형 효과가 건물전체에 균등히 나타나지 않고 집중되는 경우 큰 오차를 나타낼 것이다. 세부지침 3.5.1에 제시된 규정중 하나라도 해당될 경우 비선형 거동이 구조물의 일부에 집중될 가능성이 크다.
4. KDS 41 17 00의 평면비정형성 및 수직비정형성의 정의는 [참고 표 3.5.1] 및 [참고

표 3.5.2]와 같다.

[참고 표 3.5.1] 평면비정형성의 유형과 정의(KDS 41 17 00 표 5.3-1)

유형번호	유형	정 의
H-1	비틀림 비정형	격막이 유연하지 않을 때 고려함. 어떤 축에 직교하는 구조물의 한 단부에서 우발편심을 고려한 최대 층변위가 그 구조물 양단부 층변위 평균값의 1.2배보다 클 때 비틀림 비정형인 것으로 간주한다.

[참고 표 3.5.2] 수직비정형성의 유형과 정의(KDS 41 17 00 표 5.3-2)

유형번호	유형	정 의
V-5	강도의 불연속 - 약층	임의 층의 횡강도가 직상층 횡강도의 80% 미만인 약층이 존재하는 경우에는 강도의 불연속에 의한 비정형이 존재하는 것으로 간주한다. 각층의 횡강도는 층전단력을 부담하는 내진요소들의 저항방향 강도의 합을 말한다.

3.5.2 선형정적절차의 적용조건

선형정적절차의 경우 3.5.1의 적용조건 이외에도 기본진동주기, 수평치수의 불규칙성, 비틀림 강성 비정형, 수직 강성비정형, 지진력 저항시스템의 직교성 등 적용조건을 추가 확인한다.

선형정적절차를 적용하기 위해서는 3.5.1의 규정 이외에 아래의 추가적인 제한사항을 만족하여야 한다. 즉, 선형정적절차는 아래 규정 중 하나라도 해당될 경우 적용할 수 없으나, 선형동적절차는 적용할 수 있다.

- 건물의 기본진동주기 T 가 $3.5T_s$ 보다 큰 경우, ($T_s = S_{X1}/S_{XS}$)
- 한 층의 수평치수가 인접층의 해당 방향 치수의 1.4배를 초과할 경우 (옥탑층은 제외)
- 비틀림 강성 비정형 (임의 층 평면내 임의점에서 최대 변위가 평균변위의 150%를 초과)이 있는 경우
- 수직 강성 비정형 (옥탑층을 제외한 임의 층의 평균 변위각이 인접한 상부층 혹은 하부층의 평균변위각의 150%를 초과)이 있는 경우
- 직교하지 않는 지진력 저항시스템을 가진 경우

【해설】

선형정적 절차는 단일 진동주기에 기초하여 지진하중을 계산하므로 동적응답이 기본진동주기에 의해 지배되는 구조물에 적용할 수 있다. 일반적으로 장주기 구조물과 비정형성을 갖는 구조물에서 고차모드의 영향이 증가한다.

3.5.3 하중조합 및 다축가진효과

선형절차 적용시 변형지배거동 및 힘지배거동을 구분하여 하중을 조합하여야 하며 다축가진효과를 고려한다.

선형절차 사용 시 중력하중조합에 의한 부재력 Q_G 는 식 (3.5.3)과 (3.5.4)로 산정한다.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3.5.3)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3.5.4)$$

여기서,

Q_D : 고정하중에 의한 부재력

Q_L : 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에서 규정된 용도별 활하중의 25%에 의한 부재력

Q_S : 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에서 규정된 적설하중의 20%에 의한 부재력. 단, 1.5 kN/m² 이하일 경우 무시한다.

지진하중에 의한 부재력 Q_E 는 다축가진효과를 고려하여 한 방향 지진하중과 직각방향 지진하중의 30%에 의한 부재력을 조합하여 식 (3.5.5)로 산정한다.

$$\begin{aligned} Q_E &= \pm 1.0E_X \pm 0.3E_Y \\ Q_E &= \pm 1.0E_Y \pm 0.3E_X \end{aligned} \quad (3.5.5)$$

여기서, E_X 와 E_Y 는 각각 x축과 y축 방향의 지진하중이다.

변형지배거동에 해당하는 부재력 (Q_{UD})은 식 (3.5.6)으로 산정한다.

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (3.5.6)$$

여기서,

Q_{UD} : 중력하중과 지진하중의 조합하중에 의한 부재력

Q_G : 중력하중에 의한 부재력

Q_E : 지진하중에 의한 부재력

힘지배거동에 해당하는 부재력(Q_{UF})은 식 (3.5.7) 또는 (3.5.8)에 의해 산정한다.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{\chi Q_E}{CJ} \quad (3.5.7)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{\chi Q_E}{C} \quad (3.5.8)$$

여기서,

Q_{UF} : 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 부재력

C : 표 4.2.1에서 정의된 수정계수

J : 하중전달 감소계수

χ : 인명안전 혹은 거주가능 성능수준의 평가시 적용되는 보정계수로서 1.3을 적용한다. 다만 2400년 재현주기 지진에 대한 평가 또는 J 의 값으로 DCR의 최소치를 택한 경우에는 적용하지 않는다.

J 는 고려하는 부재의 하중이 횡하중 저항시스템 내의 부재로부터 전달될 때 그 횡하중 저항시스템 부재의 항복에 의해 전달되는 하중이 감소되는 효과를 나타낸다. J 의 값은 하중전달경로상 부재의 DCR중 최솟값으로 하거나 지진구역 1일 경우 2.0, 지진구역 2일 경우 1.5로 하며, 거주가능 수준의 검토를 위해서는 1.0로 본다. 하중을 전달하는 횡하중 저항시스템 내의 부재가 항복하지 않을 경우 1.0으로 본다.

【해설】

1. 선형정적절차의 지진하중 산정절차

(1) 건축물에 작용하는 수평방향의 의사지진력 V 는 식 (해설 식 3.5.1)로 계산한다.

$$V = CS_a W \quad (\text{해설 식 3.5.1})$$

여기서,

C : 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수로 [해설 표 3.5.1]의 값을 사용한다.

S_a : 고려하는 방향의 건물 기본주기에 해당하는 응답스펙트럼가속도로
 3.1.2 해설 3에서 규정한 평가지진 응답스펙트럼으로부터 구한다.
 W : 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00) 7.2.1에 정의된 유효건물중량

[해설 표 3.5.1] 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수, C

건물의 형식	층수			
	1	2	3	4층 이상
모멘트 골조	1.3	1.1	1.0	1.0
전단벽 구조, 가새골조	1.4	1.2	1.1	1.0
조적조	1.0	1.0	1.0	1.0

(2) 식 (해설 식 3.5.1)에 의해 구한 의사지진력은 식 (해설 식 3.5.2) 및 식 (해설 식 3.5.3)에 따라 수직으로 분포된다.

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{해설 식 3.5.2})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{해설 식 3.5.3})$$

여기서,

V : 의사지진력

k : 고유주기에 따른 횡력분포계수로 주기가 2.5초 이상일 경우 2.0, 0.5초 이하일 경우 1.0, 그 사이는 선형보간한다.

w_i, w_x : i 층, x 층의 유효중량

h_i, h_x : 밑면으로부터 i 층, x 층까지의 높이

2. 선형동적절차에서 지진하중의 산정절차

(1) 선형동적절차의 수행 순서는 다음과 같다.

- ① 해석모델의 작성 및 고유치해석
- ② 평가지진의 가속도응답스펙트럼에 대한 모드별 응답 산정
- ③ 응답스펙트럼해석을 통한 모드응답의 조합

(2) 응답스펙트럼 해석에 사용되는 구조물의 주기는 구조해석모델의 고유치해석을 통해 구한다. 이 때 구조요소의 강성은 균열의 영향을 고려한 유효강성이 적용되어야 한다.

(3) 조적채움벽과 같은 주요 비구조요소도 건물주기에 영향을 미치므로 그 영향을 고려하여야 한다.

(4) 선형동적절차는 건축물 내진설계기준의 응답스펙트럼해석법과 유사하지만 신축건물의 내진설계와 달리 등가정적법으로 구한 밑면전단력과 응답스펙트럼법의 결

과를 비교하여 밀면전단력을 등가정적법의 일정 비율로 증가시키는 절차는 적용하지 않는다. 건축물 내진설계기준에서 밀면전단력을 보정하는 이유는 신축건물의 경우 실제 시공시 설계시의 가정사항과 다르게 건축될 가능성 즉 불확실성을 고려하기 위함이나, 기존 건축물의 경우 충분한 조사를 통해 주기에 영향을 줄 수 있는 요소(조적채움벽 등)의 영향을 비교적 정확히 고려할 수 있기 때문이다.

- (5) 응답스펙트럼해석에 의해 구한 해석결과에도 [해설 표 3.5.1]의 수정계수 C 를 반영하여야 하며, 하중조합 및 허용기준도 선형정적절차와 동일하게 적용한다.
- (6) 모드 응답은 제곱합제곱근(SRSS)이나 완전2차조합(CQC)을 사용하여 조합한다. 각 모드의 주기 차이가 25% 이내일 때에는 CQC를 사용하여야 한다.
- (7) 응답스펙트럼 해석에서 사용되는 모드의 수는 각 방향별로 참여질량이 최소 90% 이상이 되도록 하여야 한다.
- (8) 다축가진효과는 3.5.3에 따라서 고려한다. 혹은 다축효과를 고려하기 위해 SRSS를 사용하여 두 직각 방향의 응답을 조합할 수 있다.

3. 세부지침 식 (3.5.7) 및 (3.5.8)에서 수정계수 C 는 [해설 표 3.5.1]를 따른다.

《참고사항》

1. 힘지배거동인 부재력은 한계상태해석(limit state analysis)의 개념을 사용하여 직접적으로 구할 수도 있다. 즉 인접부재의 항복강도를 통해 그 부재에 전달될 수 있는 최대힘을 직접 계산하는 것이다. 예를 들어, 가새접합부에 작용하는 부재력은 가새의 축방향 강도를 넘을 수 없으며, 보의 전단력은 종력에 의한 전단력에 지진하중에 의해 보단부가 휨항복할 때 발생하는 전단력을 더한 값을 넘을 수 없다. 모멘트 골조에서 최상층 기둥의 축력은 그 기둥이 지지하고 있는 보들의 최대전단력을 합한 값이다. 만약 힘지배거동이 강도에 도달하기 전에 변형지배거동이 발생한다면 파괴는 발생하지 않는다. 그 이유는 변형지배 부재의 항복이 힘지배 부재에 전달될 수 있는 부재력의 크기를 제한하기 때문이다.
2. 힘지배거동인 부재력과 변형은 식 (3.5.7) 및 (3.5.8)과 같이 식 (해설 식 3.5.1)의 의사지진력에 의한 부재력을 CJ 혹은 C 로 나누어 평가한다. 식에서 의사지진력에 의한 부재력을 C 로 나누는 것은 비탄성변위를 계산하기 위해 증폭시켰던 의사지진력을 부재력 계산을 위해 다시 저감시키기 위함이다. 식 (3.5.7)은 인접부재의 항복이 선행하는 경우 힘지배 부재에 전달되는 하중의 최대크기가 제한되는 것을 고려하기 위해 J 를 사용하여 의사지진력을 저감시키는 것이다.
3. ASCE 41-17에서는 인명안전 혹은 거주가능의 성능수준평가지 힘지배거동이 붕괴에 대해 충분한 안전율을 가지도록 하기 위해 보정계수 χ 를 추가하였다.

3.5.4 부재별 허용기준

선형절차 적용시 변형지배거동 및 힘지배거동을 구분하여 목표성능 만족여부를 확인한다. 선형절차에서는 두 지배거동 모두 강도에 기초하여 평가하나, 변형지배거동의 경우 예상 연성능력을 추가적으로 고려한다.

변형지배거동의 만족여부는 식 (3.5.9)에 따라서 판정한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (3.5.9)$$

여기서,

- Q_{UD} : 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 부재력
- m : 부재의 예상 연성능력을 고려한 계수 (m 계수)
- Q_{CE} : 기대재료강도에 근거한 부재의 기대강도

부재의 예상 연성능력을 고려한 m 계수는 구조시스템에 따라 관련문헌의 값을 사용한다.

힘지배거동의 만족여부는 식 (3.5.10)에 따라 판정한다.

$$Q_{CN} \geq Q_{UF} \quad (3.5.10)$$

여기서,

- Q_{UF} : 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 부재력
- Q_{CN} : 공칭재료강도에 근거한 부재의 공칭강도

【해설】

철근콘크리트조, 조적조, 강구조의 모델링시 고려사항 및 부재별 허용기준은 각각 부록 A~C를 참고한다.

3.6 비선형정적절차

3.6.1 비선형정적절차의 적용조건

비선형정적절차는 구조물의 거동에서 1차모드가 지배적이라는 가정으로부터 구한 밀면전단력의 수직분포를 사용한다. 따라서 고차모드의 영향이 크지 않은 건물에 사용할 수 있다.

고차모드의 영향은 응답스펙트럼법을 사용하여 판정한다. 즉, 각 모드의 참여계수의 합이 전체 질량의 90%인 해석모델과 가진방향별 기본진동모드만을 사용한 해석모델의 해석 결과를 비교하여 각 층의 층전단력이 130% 이상 차이가 날 경우 고차모드의 영향이 큰 구조물로 판정한다.

다만, 추가로 선형동적절차에 따른 해석을 수행한 경우, 고차모드의 영향이 크더라도 비선형정적절차를 적용하여 내진성능을 판정할 수 있다. 이때 선형동적절차는 규정된 m 계수를 1.33배 증가시킨 값을 사용할 수 있으며 두 절차의 평가결과 중 불리한 쪽으로 내진성능을 판정한다.

【해설】

1. 비선형정적절차에서는 일반적으로 푸시오버(pushover)해석이라고 알려진 기법, 즉 개별 부재의 재료 비선형 거동특성을 고려하여 시스템의 횡변위를 점차적으로 증가시키면서 구조물의 수평저항능력과 비탄성변형의 관계를 구하는 기법을 사용하여 구조물의 해석을 수행한다.
2. 비선형정적해석(푸시오버해석) 결과는 일반적으로 밀면전단력과 최상층 횡변위 또는 유효높이에 대한 횡변위의 비로 나타낸다. 푸시오버 곡선에서 사용되는 횡변위의 기준점(control node)은 최상층의 질량중심점으로 한다.
3. 고차모드의 영향에 대한 판정은 직교하는 두 수평 방향 중 불리한 쪽의 평가결과를 기준으로 한다. 기본진동모드는 직교하는 각각의 가진 방향으로 식별하며, 가장 긴 주기를 갖는 모드가 아니고 가장 큰 질량참여율을 갖는 모드임에 유의한다.
4. 비선형정적해석 후 역량스펙트럼법에 의한 성능점, 혹은 변위계수법에 의한 목표변위에서 구조물의 횡변위, 각 구조부재의 작용력 및 변형량의 허용기준 등을 검토하여 성능수준을 판단한다. 성능점 또는 목표변위가 결정되지 않는 것으로 판정하기 위해서는 두 가지 방법을 모두 적용하여 그 결과를 함께 제시하여야 한다.

5. 역량스펙트럼법

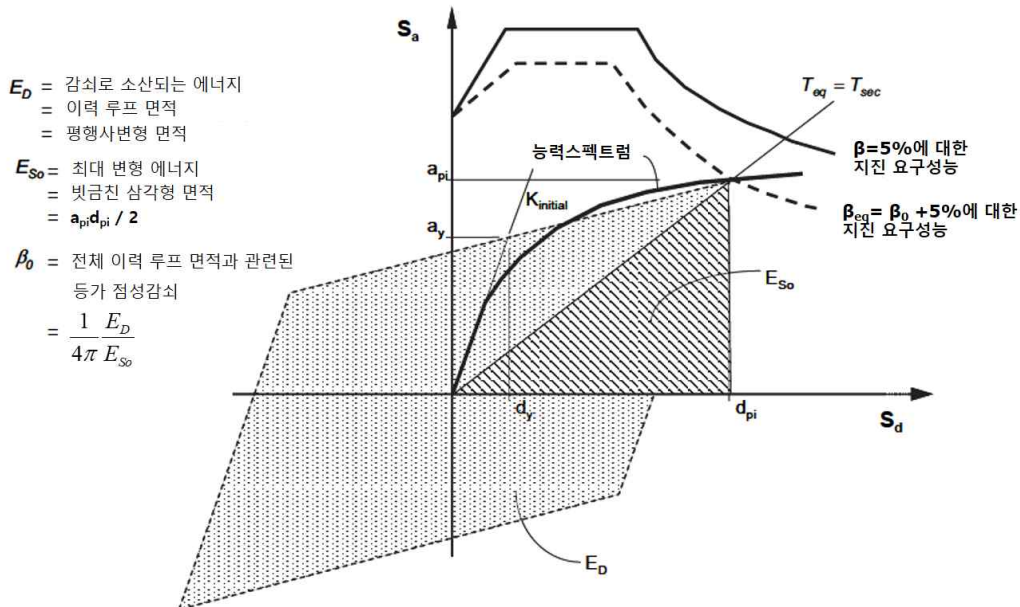
역량스펙트럼법(capacity spectrum method, 이하 CSM)은 건축물의 횡하중에 대한 저항능력을 비선형정적해석을 통해 구조물에서의 밀면전단력과 최상층 횡변위(또는 횡변위/유효높이)의 관계로 나타내고 이를 스펙트럼 가속도와 스펙트럼 변위의 좌표를 갖는 역량스펙트럼으로 변환한다. 그리고 지진의 요구내력을 나타내는 요구스펙트럼도 역시 스펙트럼 가속도와 스펙트럼 변위의 좌표로 나타낸다. 이 두 곡선을 하나

의 좌표계에 도시함으로써 요구내력과 구조물의 저항능력을 효과적으로 비교할 수 있다. 역량스펙트럼과 요구스펙트럼의 교차점은 주어진 지반운동에 대한 구조물의 응답을 의미하나, 요구스펙트럼이 탄성응답스펙트럼에 기초한 값이므로 구조물이 비선형 거동을 할 경우 주기 증가 및 에너지소산효과에 따른 요구스펙트럼의 감소를 고려하여야 한다. 즉, 역량스펙트럼법은 실제 건물의 비선형거동(최대변위)을 유효주기 T_{eq} 와 등가감쇠비 β_{eq} 를 가진 등가의 단자유도계 선형구조물의 응답으로부터 구하는 것이다([해설 그림 3.6.1]).

역량스펙트럼법의 수행 절차는 다음과 같다.

- ① 역량스펙트럼의 산정
- ② 요구스펙트럼의 산정
- ③ 성능점의 결정

초기에 사용되는 요구스펙트럼은 5%의 감쇠비를 가지는 평가지진의 선형탄성 응답스펙트럼이므로 성능점에서 구조물의 비선형거동의 정도에 따라 유효감쇠비를 구하여 이를 적절히 수정하여야 한다. 따라서 ②와 ③에서 여러 번의 반복계산을 통해 성능점을 구한다. 성능점의 예측 및 반복과정은 ATC-40의 방법 혹은 이 방법의 문제점을 개선한 FEMA 440의 방법을 사용할 수 있다.



[해설 그림 3.6.1] 역량스펙트럼법

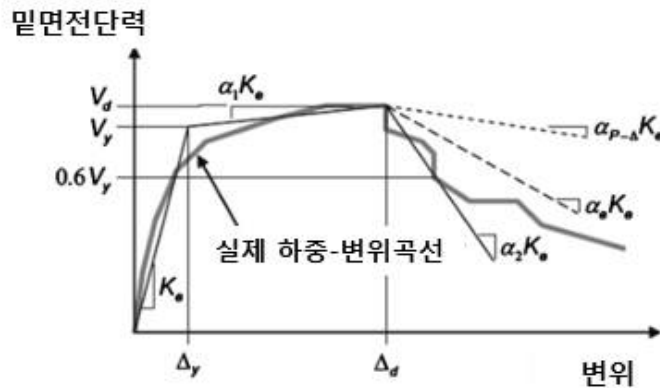
6. 변위계수법

변위계수법은 비선형정적 절차를 사용하여 건축물의 밀면전단력-지붕층 변위관계를 구한 후, 유효주기에 해당하는 탄성변위에 적절한 계수를 곱하여 성능점을 계산하는 방법이다. 집중소성힌지, 분산소성힌지 모델, 실험을 통해 구한 하중-이력 특성, 그리

고 섬유요소모델을 사용하여 비선형모델링을 수행할 수 있다. 변위제어를 위한 절점은 건물의 지붕층의 질량중심으로 설정한다. 횡하중은 각 층 다이어프램 평면에서 질량분포와 고려하는 방향으로의 모드형상에 비례하도록 설정한다.

① 힘-변위 곡선

밀면전단력과 지붕층변위 사이의 비선형 힘-변위 관계는 건물의 유효횡강성(K_e), 항복강도(V_y), 최대강도(V_d), 최대강도 이후 강도가 저하되는 [해설 그림 3.6.2]와 같은 삼선형 관계로 표현한다. 다만, 보수적으로 최대강도 도달 이후 강도가 저하되는 부분에서 생성되는 성능점은 고려하지 않을 수 있으며, 최대강도까지의 변형 Δ_d 이내로 목표변위를 제한할 수 있다.



[해설 그림 3.6.2] 유효강성의 결정

힘-변위 곡선의 첫 번째 선분은 원점에서 시작하며, 유효횡강성과 동일한 기울기를 가진다. 유효횡강성은 구조물의 항복강도의 60%에 해당하는 밀면전단력에서 계산된 할선 강성으로 설정한다. 항복강도는 힘-변위 곡선의 최대강도보다 크지 않게 설정한다. 두 번째 선분은 양의 항복 후 기울기($\alpha_1 K_e$)를 가지며, 실제 힘-변위 곡선과 면적이 동일해 지도록 첫 번째 선분과 교차하는 지점과 (V_d , Δ_d)점을 통해 결정한다. (V_d , Δ_d)는 목표변위에서의 실제 힘-변위 곡선상의 점이거나, 최대강도 해당하는 변위에서의 점 중 작은 값으로 설정한다. 세 번째 선분은 음의 경사($\alpha_2 K_e$)를 가지며, 양의 항복 이후 기울기의 끝점 (V_d , Δ_d)과 밀면전단력이 유효항복강도의 60%로 저하되는 지점을 연결하여 설정한다.

② 목표변위 산정

유효주기(T_e)는 이상화된 힘-변위 곡선을 기반으로 다음 식 (해설 식 3.6.1)에 따라 계산한다.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{해설 식 3.6.1})$$

여기서,

T_i : 고려 중인 방향의 탄성 기본 주기로, 모드해석을 통해 계산.

K_i : 탄성횡강성.

K_e : 고려하는 방향으로의 유효횡강성.

목표변위 δ_t 는 식 (해설 식 3.6.2)으로 계산한다.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{해설 식 3.6.2})$$

여기서,

S_a : 건물의 유효기본주기 및 감쇠비를 사용하여 구한 응답스펙트럼 가속도

g : 중력 가속도.

C_0 : 단자유도(SDOF) 시스템의 최대변위를 건물의 다자유도(MDOF) 시스템의 지붕층 변위로 치환하기 위한 계수로 제어절점에서 첫 번째 모드 형상의 좌표에 곱해진 첫 번째 모드의 질량참여계수를 사용하거나 해설 표 [3.6.1]을 사용하여 구할 수 있다.

[해설 표 3.6.1] 계수 C_0 값

층수	전단거동 건물*		그 외
	삼각형 하중	등분포 하중	모든 하중 형상
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10층 이상	1.3	1.2	1.5

*모든 층에서 층간변위가 높이에 따라 감소하는 건물.

사잇값은 선형 보간법을 사용하여 구함

C_1 은 선형 탄성응답으로 계산된 최대변위를 최대 비탄성변위로 치환하기 계수로, 다음 식 (해설 식 3.6.3)에 따라 계산된다. 주기가 0.2초 미만인 경우, C_1 은 $T = 0.2$ 초에서의 값보다 클 필요 없으며, 주기가 1.0초를 초과하는 경우, C_1 은 1.0이다.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{a T_e^2} \quad (\text{해설 식 3.6.3})$$

a 는 지반 계수로서 지반이 S1 또는 S2의 경우 130, S3인 경우 90, S4 또는 S5의 경우 60이다. $\mu_{strength}$ 는 탄성시스템에 요구되는 강도와 항복강도의 비이다.

C_2 는 다음 식 (해설 식 3.6.4)에 따라 계산된 이력곡선의 핀칭 형상, 반복거동에 따른 강성 및 강도 저하 효과를 고려하기 위한 계수이다. 주기가 0.7초를 초과하는 경우, C_2 는 1.0이다.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (\text{해설 식 3.6.4})$$

$\mu_{strength}$ 는 다음 식 (해설 식 3.6.5)를 사용하여 계산한다.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (\text{해설 식 3.6.5})$$

여기서, W 는 구조물의 질량이며, C_m 은 전체 질량에 대한 모드참여질량의 비이다. 유효주기가 1.0초를 초과하는 경우, C_m 은 1.0으로 설정한다.

3.6.2 횡하중의 수직분포

비선형정적절차에 사용되는 횡하중은 평면 및 수직적으로 질량의 분포 및 1차모드의 형상과 비례하도록 분포시킨다.

【해설】

지진력은 관성력의 일종으로서 가속도와 질량에 비례하므로 횡하중의 분포는 각 자유도별로 대표 모드의 형상과 질량의 곱에 비례하는 분포를 가져야 한다.

《참고사항》

지진하중의 수직분포는 구조물내 부재의 강성분포 및 항복여부에 따라 달라지므로 하나의 지진 작용중에도 계속적으로 변화할 수 있다. 이러한 불확실성을 감안하여 여러 개의 횡하중 수직분포를 사용하도록 하였으나 이후의 연구결과 (FEMA 440, 2005)에 따르면 다중 횡하중 패턴 적용이 비선형 정적절차의 정확성 향상에 큰 영향을 미치지 않으므로 1차모드에 비례하는 횡하중 패턴 하나만 사용하더라도 충분한 것으로 보고되고 있다.

3.6.3 하중조합 및 다축가진효과

비선형정적절차 적용시 중력하중과 지진하중을 조합하여야 하며 다축가진효과를 고려하여야 한다.

비선형정적 절차에서 중력하중 조합에 의한 변형과 부재력 Q_G 은 식 (3.6.1)으로 산정한다.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (3.6.1)$$

여기서,

Q_D : 고정하중에 의한 부재력

Q_L : 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)에서 규정된 용도별 활하중의 25%에 의한 부재력

Q_S : 건축물 내진설계기준(KDS 41 17 00)에서 규정된 적설하중의 20%에 의한 부재력. 단, 1.5 kN/m² 이하일 경우 무시한다.

다축가진효과는 각각의 방향에 대하여 독립적으로 해석한 뒤 하중효과에 한하여 주방향의 성능점에서의 하중효과에 직교방향 성능점 변위의 30% 변위에서 발생하는 하중 효과를 조합하여 평가함으로써 고려한다. 단, 어떠한 한 방향의 하중이 최대 변형과 부재력을 발생시킬 경우 직교방향의 하중은 고려하지 않아도 된다.

평면 비정형이 있는 경우 정방향과 부방향으로 가력하는 경우 모두를 고려한다.

【해설】

1. 완전한 대칭구조물이 아닐 경우 최대효과를 발생시키는 하중의 방향은 일반적으로 파악하기 힘들다. 다축효과는 불규칙성을 갖는 서로 다른 지반운동이 직교하는 두 방향으로 동시에 작용할 때 발생하는 효과를 고려하기 위한 것으로 비정형 평면일 경우 혹은 직교하는 지진력저항시스템이 공유하는 부재에서 부재력이 현저히 증가하는 경우를 고려하여야 하며 100:30의 규칙이 적용된다.
2. 실무적으로 다축가진효과를 고려하기 위해 대상건물의 +X, -X, +Y, -Y 방향의 푸시 오버를 각각 수행한 후 각방향 성능점의 100%와 30%에 해당하는 각 조합에 대해 힘 지배거동을 조합하고 그 결과를 (해설 식 3.6.6)에 따라 평가할 수 있다. 예를 들어 비틀림비정형성을 갖는 건물에서 강성 중심에서 멀리 위치한 기둥의 전단력(예를 들어 X방향으로 가력시 성능점에서의 X방향 전단력과 Y방향으로 가력시 성능점의 30% 수준에서 X방향 전단력의 조합)이 검토대상이 될 수 있다.

3. m 계수를 1.33배 증가시킨 선형동적절차를 통해서 다축가진효과를 고려하는 평가를 병행하는 경우 비선형정적절차에서는 다축가진효과를 제외하고 평가할 수 있다. 두 가지 평가 결과 중 불리한 쪽으로 내진성능을 판정한다.

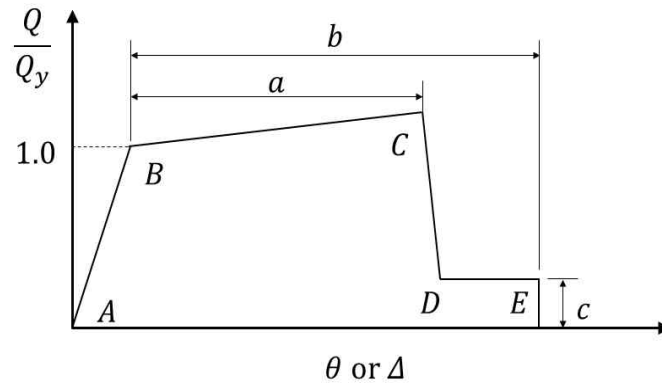
3.6.4 부재별 허용기준

비선형정적절차 적용시 변형지배거동 및 힘지배거동을 구분하여 목표성능만족여부를 확인한다. 변형지배거동은 예상 변형능력을 고려하여 변형으로 평가하며 힘지배거동은 강도에 기초하여 평가한다. 힘지배거동 중 수직부재, 전이보 등과 같이 파괴시 여러 경간 혹은 층의 붕괴를 유발하는 부재일 경우 적절한 하중계수를 적용하여 안전측의 평가가 이루어지도록 관련문헌을 참조하여 평가한다.

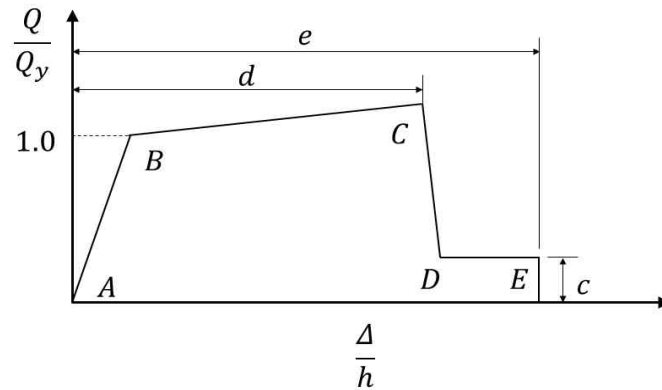
【해설】

1. 구조요소의 모델링

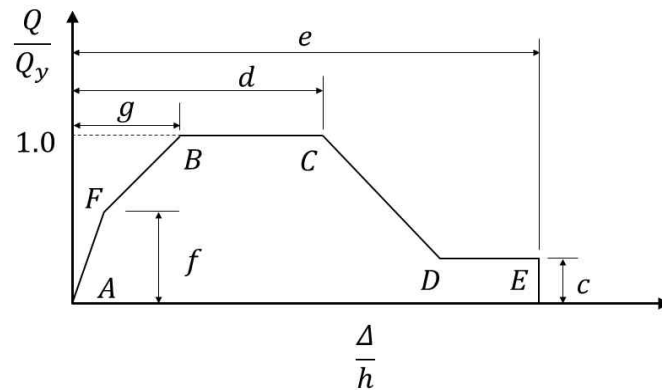
- (1) 부재의 비선형 힘-변형 관계는 [해설 그림 3.6.3]과 같이 일반적으로 4개의 직선으로 이루어진 다선형으로 모델링하며, [해설 그림 3.6.3](a)와 같이 부재에 따라 항복후 변형량의 절대치가 규정된 경우와 [해설 그림 3.6.3](b), (c)와 같이 각 지점의 위치를 탄성변형을 포함한 총변형량으로 나타내는 경우가 있다.
- (2) 철근콘크리트조, 조적조, 강구조의 부재별 비선형 힘-변형 관계의 정의, 즉 소성힌지의 특성과 부재별 허용기준은 각각 부록 A~C를 참고한다.



(a) 변형량 기반 다선형



(b) 변형각 기반 다선형-1



(c) 변형각 기반 다선형-2

[해설 그림 3.6.3] 소성한지특성모델

2. 부재별 허용기준

- (1) 변형지배거동의 만족여부는 성능점 또는 목표변위에서 부재의 비탄성변형량과 부록 A~C에 표로 제시된 허용기준과의 비교를 통해 판정한다.
- (2) 힘지배거동의 만족여부는 식 (해설 식 3.6.6)에 따라 판정한다.

$$Q_{CN} \geq \gamma \chi (Q_{UF} - Q_G) + Q_G \quad (\text{해설 식 3.6.6})$$

여기서,

Q_{UF} : 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 성능점 또는 목표변위에서의 힘지

배거동의 부재력

Q_G : 중력하중조합에 의한 힘지배거동의 부재력

Q_{CN} : 공칭재료강도를 사용하여 산정한 부재의 공칭강도

χ : 성능수준에 따른 보정계수, 붕괴방지의 성능수준에 대해서는 1.0, 인명안전 혹은 거주가능성에 대해서는 1.3을 사용

γ : 하중계수. 수직부재, 전이보 등과 같이 파괴시 여러 경간 혹은 여러 층의 붕괴를 유발하는 부재일 경우 1.3, 단일 경간 또는 단일 층의 붕괴를 유발하는 부재이거나 타 부재의 붕괴를 유발하지 않는 부재일 경우 1.0을 사용

단, χ 와 γ 의 곱은 1.3을 초과할 필요는 없다. 또한 전단벽의 전단력을 제외하고, 기대강도가 적용된 소성기구(plastic mechanism)에 기초한 한계상태해석(limit state analysis)에 의해 결정된 부재력과 중력하중에 의한 부재력의 조합을 통해 산정된 상한치 부재력이 부재의 공칭강도보다 낮을 경우 보정계수 및 하중계수를 적용한 요구량의 할증은 적용하지 않아도 된다.

《참고사항》

ASCE 41에서 χ 와 γ 의 곱의 상한치는 1.5를 사용한다. 하지만 이 해설서에는 국내의 지진하중의 크기를 고려하여 상한치를 1.3로 완화하였다.

구조내력 혹은 비선형변형능력이 알려지지 않은 새로운 형식의 부재는 구조실험을 통해 선형절차 및 비선형절차에 사용될 모델링 변수 및 허용기준을 결정할 수 있다. 이를 위한 구조실험계획, 데이터의 정리, 변형지배 및 힘지배거동의 판정, 그리고 모델링 주요 변수의 선정과 성능수준의 판정절차는 다음과 같다.

1. 구조실험계획

- (1) 실험체는 평가대상 건물 내 해당 부재와 동일한 단면상세, 지지조건, 및 하중조건을 모사하여야 한다. 가능한 동일한 조건에서 제작한 다수의 실험체는 통계학적인 불확실성으로 실험 결과의 신뢰성을 확보하기 위해 동일한 조건에 대한 최소한 3개 실험체를 확보하여야 한다.
- (2) 가력하중은 평가지진력으로 작용하는 응력으로 실험체에 예상되는 최대 변위까지 단계적으로 변위를 증가시키며, 반복하중을 통해 실험체가 횡하중과 중력하중에 의해 완전한 파괴상태에 이를 때까지 수행한다.
- (3) 하중프로토콜은 예상 평가지진파의 특성 및 구조시스템의 대상 부재의 파괴모드에 적합하게 선정하여야 한다.
- (4) 하중변위 관계를 파악할 수 있는 충분한 하중단계를 설정하여야 하며, 실험체의 파괴로 발생하는 에너지 소산량은 지진하중으로 발생하는 실제 부재의 예상하는 에너지 소산량과 비교하여 모델링 주요 변수를 선정하여야 한다.

2. 데이터 정리 및 보고

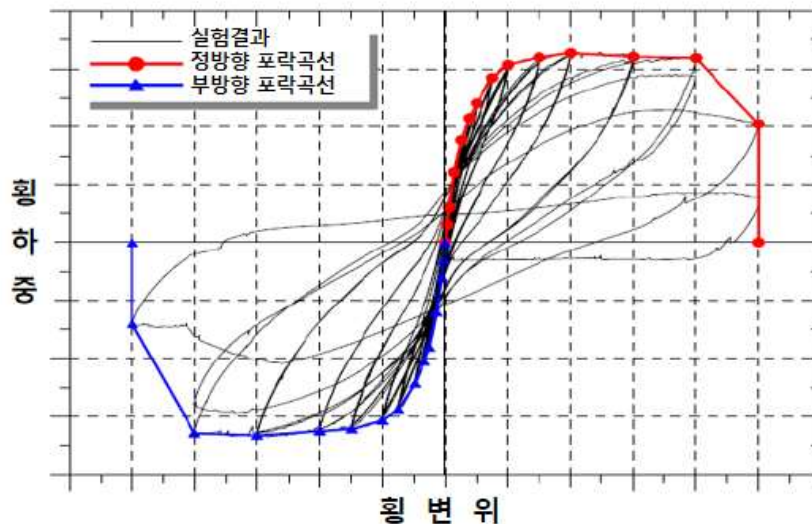
실험보고서의 데이터는 다음 사항을 포함하여야 한다.

- (1) 실험체 재료 및 기하학적인 특성
- (2) 실험체 세팅 : 지지조건 및 가력장비의 배치, 실험장소 및 시간, 계측장비, 실험수행자의 인적사항, 실험실시 전 실험체 사진 등
- (3) 하중프로토콜 : 하중증분, 하중재하속도, 각 하중단계별 재하시간 등
- (4) 실험상황에 대한 주요 현상 및 실험 단계별 사진 : 탄성구간의 유효강성, 소성구간, 육안으로 확인 가능한 손상 및 발생시점, 횡하중 저항능력의 상실시점, 수직하중 저항능력의 상실시점, 하중-변위 그래프, 특정한 손상단계 시(균열발생이나 항복발생 시점) 실험체 상황, 강성의 변화, 파괴모드의 변화 등에 대한 기술

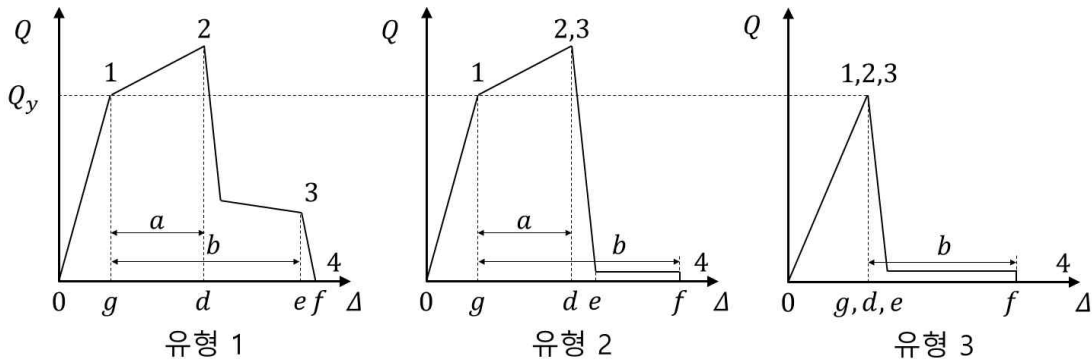
3. 모델링 주요 변수와 허용기준의 산정

실험 결과로부터 모델링 주요 변수의 선정과 성능수준의 판정절차는 다음과 같다.

- (1) 하중-변위 관계의 이상화
 - ① 반복하중에 따른 하중-변위 곡선의 작성
 - ② 하중-변위 곡선에서 [참고 그림 3.6.1]과 같이 각 변위단계의 첫 번째 가력시 최대점을 연결한 포락곡선을 작성
 - ③ 포락곡선으로부터 [참고 그림 3.6.2]와 같이 탄성, 소성, 잔류강도를 나타내는 몇 개의 직선으로 이상화한 다중선형 그래프를 작성



[참고 그림 3.6.1] 반복하중에 의한 하중-변위곡선으로부터 포락곡선 작성



[참고 그림 3.6.2] 다중선형그래프의 유형

- (2) 각 실험체의 결과로부터 구한 다중선형 그래프로부터 평균 다중선형 그래프를 작성한다. 이 때, 평균 다중선형 그래프의 강성은 각 실험체의 다중선형 그래프 강성의 평균으로 하고, 평균 다중선형 그래프의 각 구간의 시작과 끝점은 값은 개별 다중선형 그래프의 각 구간의 시작과 끝점의 평균값으로 한다.
- (3) 비선형절차에서는 구해진 평균 다중선형 그래프를 그대로 사용하며, 선형절차에 사용될 강성값은 평균 다중선형 그래프의 첫 구간의 강성값을 사용한다.
- (4) 구해진 평균 다중선형 그래프의 형태로부터 실험체의 거동을 변형지배 혹은 힘지배로 판정한다. 다중선형화곡선의 형태는 [참고 그림 3.6.2]의 유형 1, 유형 2, 혹은 유형 3 중의 하나로 분류할 수 있으며 판정절차는 다음과 같다.

① 유형 1은 탄성영역(점 0과 점 1까지), 소성영역(점 1에서 점 3사이), 횡하중 저항능력 상실지점(점 3), 중력하중 저항능력 상실지점(점 4)로 구성되는 연성거동을 나타낸다. 소성영역은 양의 값 혹은 음의 값을 가지는 항복 후 강성(점 1과 2의 기울기) 구간과 최대강도 이후의 잔류강도를 나타내는 강도저하 구간(점 2에서 3까지)으로 구성된다. 1차부재의 경우 $d \geq 2g$ 일 경우 변형지배거동으로 판정하며, 이를 만족하지 못하면 힘지배거동으로 판정한다. 2차부재의 경우 d/g 의 비율과 상관없이 모두 변형지배거동으로 판정한다.

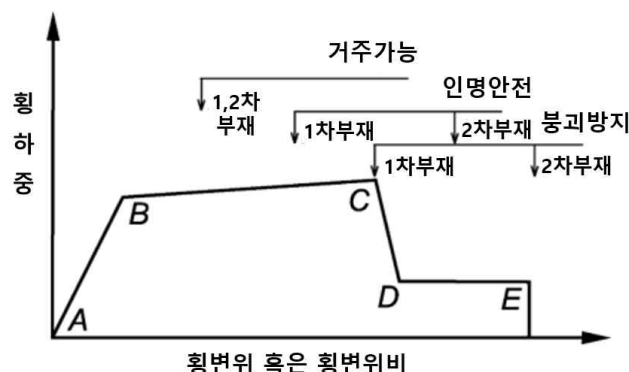
② 유형 2는 탄성영역(점 0과 점 1까지)과 소성영역(점 1에서 점 3사이)으로 구성되는 연성거동을 나타낸다. 소성영역은 양의 값 혹은 음의 값을 가지는 항복 후 강성(점 1과 3의 기울기) 구간으로 점 3에서 대부분의 횡하중 저항능력의 잔류강도가 손실되는 경우이다. 중력하중 저항능력의 손실은 점 4에서 발생한다.

1차부재의 경우 소성영역에서 $e \geq 2g$ 를 만족할 경우 변형지배거동으로 판정하며, 이를 만족하지 못하는 경우 힘지배거동으로 판정한다. 2차부재의 경우 $f \geq 2g$ 일 경우 변형지배거동으로 판정하며, 이를 만족하지 못하는 경우 힘지배거동으로 판정한다.

③ 유형 3은 취성적인 거동을 나타낸다. 이 경우, 탄성구간(점 0에서 점 1까지) 이후 횡하중 저항능력이 소실되는 점 3이 바로 나타나며, 이후 중력하중 저항능력이 소실되는 점 4가 나타난다. 이러한 거동을 보이는 1차부재는 힘지배거동으로 간주한다. 2차부재의 경우, $f \geq 2g$ 를 만족할 경우 변형지배거동

으로 이를 만족하지 못하는 경우 힘지배거동으로 판정한다.

- (5) 힘지배거동일 경우의 강도 Q_{CI} 은 일련의 실험체의 강도값의 평균에서 표준편차를 뺀 값으로 한다.
- (6) 비선형절차에 사용되는 변형지배거동의 각 성능수준별 허용기준은 [참고 그림 3.6.3]의 각 지점에 해당하는 변형값으로부터 다음과 같이 구한다.
- ① 거주가능 : 실험체에서 잔류변형이 발생하는 지점에 해당하는 변형, 그러나 인명안전에 해당하는 변형값에 0.67을 곱한 값을 초과할 수 없다.
 - ② 인명안전 : 점 E의 변형값에 0.75를 곱한 값
 - ③ 붕괴방지 : 점 E의 변형값



[참고 그림 3.6.3] 성능수준별 허용기준과 m 계수의 결정

- (7) 선형절차에 사용되는 변형지배거동의 각 성능수준별 m 계수는 다음의 절차를 통해 결정한다.
- ① 각 성능수준별 변형값을 다음과 같이 산정한다.
 - 거주가능 : 실험체에서 잔류변형이 발생하는 지점에 해당하는 변형, 그러나 인명안전에 해당하는 변형값에 0.67을 곱한 값을 초과할 수 없다.
 - 1차부재의 인명안전 : 점 C의 변형값에 0.75를 곱한 값
 - 1차부재의 붕괴방지 : 점 C의 변형값. 단, 점 E의 변형값에 0.75를 곱한 값을 초과할 수 없다.
 - 2차부재의 인명안전 : 점 E의 변형값에 0.75를 곱한 값
 - 2차부재의 붕괴방지 : 점 E의 변형값
 - ② ①에서 구한 변형값을 항복변위(점 B의 변위)에 대한 비율로 나타낸다.
 - ③ 각 성능수준의 m 계수는 (7)-②에서 구한 비율에 0.75를 곱한 값으로 한다.
- (8) 비선형동적절차를 사용하는 경우, 부재거동을 모사하기 위해서는 위의 주요 변수 이외에도 재가력 시 거동, 강성과 강도의 저하, 핀칭효과를 고려한 변수가 추가적으로 필요하다. 해석에 사용될 부재의 수학적 모델은 예상되는 변형한계 내의 실험 결과와 유사한 이력곡선과 에너지 소산능력을 가져야 한다. 이 때, 낮은 변형한계와 높은 변형한계에 대한 거동을 구분하여 해석하며 안전측의 결과를 도출하여야 한다.

3.7 비선형동적절차

3.7.1 일반사항

비선형동적절차에 사용되는 해석모델은 평가대상구조물의 질량과 강성의 공간적 분포 및 부재별 강도 및 변형능력을 표현할 수 있어야 한다.

【해설】

비선형 모델링 변수와 성능수준의 해당 값은 비선형정적절차와 동일한 값을 사용할 수 있다.

《참고사항》

비선형 모델링 주요 변수와 성능수준의 판정을 위해 비선형정적절차의 값을 사용할 수 있으나, 하중의 재하 시와 제거 시, 재가력 시 강도 및 강성의 변화를 고려하는 부재의 이력거동특성을 사용하여야 한다. 비선형 시간이력해석 시 이력특성을 모델링하는 방법은 크게 1) 부재모델에 반복하중 작용횟수, 비선형거동의 크기 등에 따른 주기적 성능저하(cyclic deterioration)를 직접적으로 고려하는 방법, 2) 주기적 성능저하를 직접적으로 고려하지 않으나 적절한 하중프로토콜을 사용한 반복하중 가력실험을 통해 구한 포락선을 사용하여 간접적으로 모델링하는 방법, 3) 단조가력을 통해 구한 포락곡선에 변형단계별로 적절한 계수를 곱해 수정된 곡선을 사용하여 모델링하는 방법, 4) 이력모델에서 강도저하를 고려하지 않고 해석하는 방법의 4가지가 있다.

제시된 방법 중, 방법 1)이 실제 거동을 보다 정확히 해석할 수 있으나 해석모형 및 절차가 복잡하다. 방법 2)와 3)은 유사한 방법으로 반복가력에 따른 성능저하가 발생한 포락선을 사용하므로 주기적 성능저하가 간접적으로 고려되는 방법이다. 방법 4)의 경우, 주기적 성능저하는 고려되지 않으며, 강도저하 등을 모사하지 못하여 모델의 유효성이 상실되는 변형의 한계를 넘어설 경우 해석 결과를 신뢰할 수 없다. 따라서 이 경우에는 목표성능을 만족하지 못하는 것으로 간주한다.

3.7.2 평가용 지진파

비선형 시간이력해석에 사용되는 지진파는 직교하는 두 방향의 수평성분으로 구성되며 평가용지진의 가속도스펙트럼에 부합하도록 한다. 지진파의 선정절차는 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」에 따른다.

【해설】

1. 건축물 내진설계기준에서는 실지진파를 수집하여 설계응답스펙트럼에 맞게 조정하는 방법으로서 진폭조정, 주파수성분조정 또는 부지응답해석을 허용하고 있다.
2. 진폭조정과 주파수성분조정이 적용되는 원시 지진파는 적용대상 부지와 유사한 지반 조건에서 계측된 것이어야 함에 유의한다. 해외의 경우 관측소의 지반조건의 분류기준이 국내 기준과 상이할 수 있음을 감안한다.
3. 주파수성분 조정은 응답스펙트럼의 불규칙성이 현저히 낮아지기 때문에 목표 스펙트럼의 크기가 상대적으로 상향 규정된다. 또한 과도한 파형 변화로 인해 계측된 원시 지진파의 특성이 크게 왜곡되지 않도록 유의하여야 한다.
4. 부지응답해석은 지반조사에 의한 부지특성의 정확한 파악이 요구된다.
5. 조정된 지반운동기록의 개별 응답스펙트럼과 그 평균을 목표 응답스펙트럼과 비교하여 제시한다. 건축물 내진설계기준의 요구조건에 따라 직교하는 두 방향의 제곱합제곱근(SRSS) 스펙트럼의 형태로 비교한다.

《참고사항》

지반운동기록은 지진의 규모, 진원거리, 단층 메커니즘, 지반조건 등의 영향을 받고, 같은 지진에서 측정된 지진기록일지라도 관측소에 따라서 크기와 진동수 성분, 지속 시간에 차이가 있다. 국내 지진재해도의 근간이 된 내진기준연구(II)를 참조 시 규모 5.0~7.0 사이의 판내부 지진기록 중 진원까지의 거리가 5 km와 60 km 사이의 원거리 지반운동기록 가운데 관측소의 지반조건이 부합하는 자유장(free-field) 기록을 선택할 것을 권장한다. 또한 동일한 지진에서 계측된 (서로 다른 관측소의) 지반운동기록은 2개 데이터를 초과하여 선택하지 않도록 한다. 그러나 최종적으로 계측파의 선정은 관련전문가와의 협의를 통해 결정하는 것이 바람직하다.

3.7.3 하중조합 및 다축가진효과

비선형 동적해석시 중력하중은 비선형 정적절차와 동일하게 고려되어야 하며 비틀림 비정형에 따른 다축가진 효과를 고려하기 위하여 3차원 해석 및 각 지반운동 기록 세트를 직교하는 두방향의 수평성분으로 구성하여 대상 구조물의 두 직교축에 대하여 상호 교대하여 2회 해석한다.

【해설】

1. 비선형동적절차를 사용하는 경우, 중력하중은 3.6.3과 동일한 방법으로 결정한다.
2. 구조물에 비틀림 비정형성이 있을 경우 반드시 다축가진효과를 고려하여 3차원 해석을 수행하여야 한다.
3. 3차원 비선형동적해석은 직교하는 두 방향의 지반운동기록을 동시에 구조물에 작용시켜서 수행하며, 각 방향별로 독립적으로 해석하여 조합하지 않는다.

《참고사항》

1. ASCE 7-16, ASCE 41-13에서는 활성단층이 가까운 지역에서는 단층에 대한 계측지반운동의 방향성을 고려하도록 하고 있으나, 아직 국내에서는 지반운동기록을 선정하기에 충분한 정도로 일반화된 활성단층 자료가 제시되어 있지 않은 실정이므로 도입하지 않는다.
2. 지진파에 따른 응답의 변동성을 고려하기 위하여 ASCE 41-17에서는 지진파의 최소수량을 11쌍으로 규정하였다. 그러나 이 해설서에서는 건축구조기준과의 일관성을 유지하기 위해 7쌍 이상 지진파의 직교 2성분을 교대하여 적용하므로 총 14회의 해석결과를 이용하게 된다.

3.7.4 감쇠비

탄성해석이나 정적해석 시와 달리 이력감쇠의 효과가 직접적으로 고려되므로 비선형동적해석시 감쇠비는 탄성상태의 감쇠비만 고려한다.

【해설】

1. 탄성해석이나 정적해석 시와 달리 이력감쇠의 효과가 직접적으로 나타나므로 해석모델의 감쇠비는 선형점성감쇠만을 사용한다. 비선형동적절차에서 사용되는 선형점성감쇠비는 별도의 해석과 실험을 통해 입증되지 않는 경우 3%를 초과하지 않아야 하며, 외장재가 없는 경우에는 1%를 초과할 수 없다. 비선형동적절차에서 구조물의 감쇠는 레일리 감쇠(Rayleigh damping) 혹은 다른 적절한 방법을 사용하여 모델링할 수 있다. 레일리 감쇠 등은 불가피하게 모드별 감쇠비 간에 차이가 발생하므로 각 모드별 감쇠비는 다음의 규정을 만족하여야 한다.
 - (1) 각 방향 병진모드의 1차모드의 경우, 비선형거동에 의해 예상되는 장주기화($1.5T_1 \sim 2.0T_1$)가 있을 경우에도 규정된 선형점성감쇠비를 초과할 수 없다.
 - (2) 90% 이상의 질량참여율을 얻기 위해 고려되어야 하는 모드의 선형점성감쇠비는 질량참여율에 기초한 가중평균이 규정된 선형점성감쇠비를 초과할 수 없다.
 - (3) 질량참여율의 합이 90%가 되기 위해 사용되는 모드 중 가장 고차모드의 감쇠비는 해석이나 실험에 의해 입증되지 않는 한 1차 병진모드 감쇠비의 8배를 초과하지 않아야 한다.

3.7.5 부재력과 변형량의 산정

3쌍의 지반운동기록이 사용된 경우 부재력과 변형량은 각 해석결과와 최대응답 중 가장 큰 값을 사용하여 평가한다. 지반운동기록을 7쌍 이상 사용하는 경우, 부재력과 변형량은 각 부재력과 변형량은 각 지진파별 해석결과 최대응답의 평균값으로 한다.

【해설】

1. 비선형동적절차는 직접적분법에 의한 비선형 시간이력해석 결과로부터 내진성능을 판정한다. 비선형 시간이력해석의 결과는 지진파 종류에 따라 큰 차이를 보이므로 3쌍 또는 7쌍 이상의 지진파에 대한 해석이 필요하다.
2. 지반운동기록은 설계스펙트럼에 부합되는 3쌍 이상 사용하고, 부재력과 변형량은 각 해석결과와 최대응답 중 가장 큰 값을 사용하여 평가한다.
3. 지반운동기록을 7쌍 이상 사용하는 경우, 부재력과 변형량은 각 해석결과 최대응답의 평균값을 사용하여 평가한다.

《참고사항》

1. 방향에 영향을 받는 응답은 정방향과 부방향의 허용기준이 다른 경우이다. 그 예로는 기둥에 작용하는 축압축력과 축인장력, 비대칭으로 배근된 보의 모멘트강도와 소성변형각, 이형전단벽체의 소성변형각, 파운데이션 검토시 건물의 횡변위 등을 들 수 있다. 이러한 응답은 지반운동기록별로 산정되는 최대응답 중 가장 큰 값 또는 그 평균값을 정부방향 각각에 대하여 산정한다.
2. 이에 반해 보의 전단력, 기둥의 각 방향별 전단력, 대칭단면인 기둥과 전단벽의 소성변형각, 비구조요소 검토용 층간변위 등은 방향에 영향을 받지 않는 응답으로 볼 수 있다. 이러한 응답은 지반운동기록별로 절대값의 최대값을 결정하여 이들 중 가장 큰 값 또는 그 평균값을 산정한다.

3.7.6 부재별 허용기준

비선형동적절차 적용시 부재별 허용기준은 비선형정적절차의 경우와 동일하게 적용한다.

【해설】

철근콘크리트조, 조적조, 강구조의 모델링시 고려사항 및 부재별 허용기준은 각각 부록 A~C를 참고한다.

3.8 기초 및 지하구조의 평가

기초의 안전성은 지반의 지지능력과 기초 구조체를 대상으로 평가한다.

건축물의 기초는 고정된 밑면 혹은 유한한 강성을 가지는 경계조건으로 모델링할 수 있다.

고정된 밑면으로 모델링한 경우 기초 지반의 안전성은 상부구조에서 전달되는 하중과 기초의 기대지지력을 비교하여 평가한다.

유한한 강성을 가지는 경계조건으로 모델링한 경우 기초 지반의 안전성은 지반의 변형에 기초하여 평가한다.

지하구조물의 안전성은 구조물에 작용하는 관성력, 정적토압 및 지진토압에 대하여 「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」 14장 및 관련 기준에 따라 평가한다.

【해설】

기초 및 지하구조의 평가를 위한 지반조사, 지지력의 결정, 얕은기초 및 깊은기초의 평가 절차 및 허용기준, 지하구조의 안전성평가는 부록 D를 따른다.

3.9 비구조요소의 평가

「KDS 41 17 00 건축물 내진설계기준」(18.1.1)에 따라 내진설계가 수행되어야 하는 비구조요소에 대하여 내진성능을 평가하여야 한다. 그 밖의 비구조요소는 발주처와 협의를 통해 내진성능평가를 수행여부를 결정한다.

【해설】

1. 평가범위

건축구조기준에서 내진설계가 필수적으로 요구되는 비구조요소는 평가에 포함한다. 다만 건축구조기준에서 내진설계를 필수적으로 요구하지 않은 비구조요소의 경우에도 건축물의 내진성능에 크게 영향을 미치는 것으로 판단되는 경우 발주처와 협의하여 내진성능평가를 수행할 수 있다.

2. 평가방법

비구조요소의 내진성능평가는 다음 중 하나의 절차에 의해 수행될 수 있다.

- (1) 해석적 평가 : 평가자가 3.9 해설 6의 규정에 따라 해당 건물 내 비구조요소의 하중 및 변형요구량을 산정하여 평가를 수행한다.
- (2) 실험적 평가 : 3.9 해설 7의 규정에 의한 실험을 통해 요구되는 내진성능을 보유하고 있음을 입증한다.
- (3) 사양적 절차 : 해당 비구조요소의 공급자가 정밀해석 혹은 3.9 해설 7의 규정에 의한 실험을 통해 내진성능을 보유하고 있음을 입증하는 문서, 관련 시방서 및 유지관리 지침을 제출하고, 그에 적합하게 시공 및 유지관리 되고 있음을 확인한다.
- (4) 이 해설서에서 규정하지 않은 경우 개별 비구조요소의 공인된 설계기준 또는 평가 지침에 따라 내진성능평가를 수행할 수 있다.

3. 평가절차

비구조요소의 내진성능은 아래의 절차에 따라 평가한다.

- (1) 대상 구조물에 설치된 비구조요소에 대한 자료를 수집한다. 관련 자료가 미흡할 경우 현장조사를 통하여 내진성능평가에 충분한 정보를 취득하여야 한다. 기존의 관련 도서가 있더라도 현장조사를 통해 비구조요소의 위치, 구조체와의 접합 상세 등을 파악하여 평가 시 이를 반영하여야 한다.
- (2) 3.9 해설 1을 참고하여 평가대상 비구조요소를 결정한다.
- (3) 비구조요소의 목표성능을 3.1.1 해설 1의 전체건축물 성능목표에 부합하도록 3.9 해설 4에 따라 정의한다.
- (4) 비구조요소의 성능 취약부를 3.9 해설 5의 절차에 따라서 판정한다.
- (5) 비구조요소의 성능목표 및 지진위험도에 따른 해석 및 내진성능평가 방법을 각각 3.9 해설 6~8에 따라 결정한다.

4. 비구조요소의 성능목표

비구조요소의 성능수준은 [해설 표 3.1.3]과 같이 기능수행, 위치유지, 인명안전의 3

가지로 분류된다. 기능수행 수준은 비구조요소가 손상없이 기능을 발휘하는 것으로 지진시 화재나 위험물질 유출등의 2차피해를 유발할 수 있는 비구조요소와 특등급 건물내의 비구조요소에 요구된다. 전체건축물의 성능목표와 구조체 및 비구조요소에 요구되는 성능수준의 관계는 [해설 표 3.1.1]과 같다. .

5. 정보수집 및 성능취약부 육안평가

평가를 위하여 우선 대상 구조물의 비구조요소와 관련된 설계도면, 장치의 설치도면 및 현재 설치된 상태에 대한 정보를 수집한다. 비구조요소 및 장치의 설치시기는 구조물의 건설 시기와 다를 수 있으며, 주요 비구조요소 및 장치에 대해서 설치시기, 구조검토 및 내진설계 적용 여부 등에 대한 정보를 수집한다.

(1) 비구조요소에 대한 정보수집에서는 다음과 같은 정보들을 포함하도록 한다.

- ① 기준에서 다루고 있는 비구조요소의 설치 유무 및 구조체와의 접합 방식
- ② 설치된 비구조요소 및 접합부의 내구성 저하 여부
- ③ 비구조요소가 전반적인 건축물 성능에 영향을 미치는지 여부
- ④ 특정 비구조요소의 손상 또는 붕괴가 다른 비구조요소의 성능에 영향을 미치는지 여부
- ⑤ 특정 비구조요소의 손상 또는 붕괴로 인해 해당 구조물의 중요한 기능(지진 발생 후 피난시설로 활용되거나 재난 복구를 위해 중요한 기능이 요구되는 경우 등)에 영향을 미치는지 여부

(2) 직접적인 육안 평가는 다음과 같은 기준을 적용하여 실행 여부를 결정한다.

- ① 비구조요소 및 정착부에 대한 상세 도면이 있는 경우, 각 비구조요소 유형 별로 5%의 샘플에 대해 육안 평가를 실시한다. 육안 평가 결과 도면과의 차이가 크지 않으면 샘플이 전체 비구조요소를 대표한다고 판단할 수 있다. 만일 육안 평가 결과와 도면과의 차이가 크면, 최소한 10%의 샘플을 선정하여 내진성능평가를 실행한다.
- ② 비구조요소 및 정착부에 대한 상세 도면이 없는 경우, 각 비구조요소별로 최소한 10% 이상이 되도록 3개 이상의 샘플을 선정하고, 각 샘플별 상태에 큰 차이가 없으면, 이를 대상으로 내진성능평가를 수행한다. 만일 각 샘플 별로 큰 차이가 발생하면, 각 비구조요소별로 최소 20% 이상의 샘플을 선택하여 내진성능평가를 실행한다.

6. 해석적 평가절차

(1) 주요 비구조요소는 3.9 해설 4의 성능 목표를 충족하는지 여부를 평가하여야 한다. 건축물 내진설계기준 18장의 요구사항을 만족하는 경우 성능목표를 확보한 것으로 간주한다.

(2) 비구조요소의 내진성능평가를 위한 지진하중은 (4)에 따라 산정하며, 변형은 (5)에 따라 계산한다.

(3) 주요 비구조요소에 대한 허용기준은 관련 기준 또는 평가지침을 참고하여 결정한다.

(4) 평가지진력 산정

① 수평지진하중

비구조요소에 작용하는 수평방향 평가지진력 F_p 는 식 (해설 식 3.9.1)에 의한 등가정적하중 또는 식 (해설 식 3.9.4)에 의한 총지진하중에 의하여 산정한다.

F_p 는 비구조요소에 작용하는 가동중량과 함께 고려하되 축방향 및 축직교방향에 대하여 각각 독립적으로 적용하도록 한다. 비구조 외벽에 작용하는 풍하중이 F_p 를 초과하는 경우에는 풍하중에 대하여 저항할 수 있어야 한다.

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{XS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad (\text{해설 식 3.9.1})$$

F_p 는 식 (해설 식 3.9.2)에 의해 산정된 값을 초과할 필요가 없으며 식 (해설 식 3.9.3)에 의해 산정된 값보다 커야 한다.

$$F_{pmax} = 1.6 S_{XS} I_p W_p \quad (\text{해설 식 3.9.2})$$

$$F_{pmin} = 0.3 S_{XS} I_p W_p \quad (\text{해설 식 3.9.3})$$

여기서,

- F_p : 비구조요소 질량 중심에 작용하는 평가지진력
- I_p : 목표 성능수준별 비구조요소의 중요도계수
- R_p : 비구조요소의 반응수정계수
- a_p : 비구조요소의 증폭 계수
- S_{XS} : 성능목표의 지진위험도에 해당되는 단주기 설계스펙트럼가속도.
- W_p : 비구조요소의 가동중량. 가동중량은 비구조요소 자중과 함께 가동시에 부하되는 추가 중력하중을 포함한다.
- h : 구조물의 밑면으로부터 지붕층까지의 평균높이
- z : 구조물의 밑면으로부터 비구조요소가 부착된 높이
- $z=0$: 구조물의 밑면 이하에 비구조요소가 부착된 경우
- $z=h$: 구조물의 지붕층 이상에 비구조요소가 부착된 경우

비구조요소에 작용하는 평가지진력 F_p 는 식 (해설 식 3.9.1)을 대신해서 동적해석법에 의해 산정된 첨가속도로부터 식 (해설 식 3.9.4)에 의해 산정 가능하다. 이 경우에도 식 (해설 식 3.9.2) 및 (해설 식 3.9.3)의 상한치 및 하한치 규정은 적용되어야 한다. 첨가속도 산정 시 구조물의 반응수정계수는 1.0을 적용한다.

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{R_p / I_p} A_x \quad (\text{해설 식 3.9.4})$$

여기서,

- F_p : 비구조요소 질량 중심에 작용하는 평가지진력
- a_i : 건물 i 층의 층응답가속도. 응답스펙트럼해석 결과를 사용할 경우 a_i 는 해석결과에 의한 i 층의 최대응답가속도이다. 시간이력해석 결과를 사용할 경우 a_i 는

해석결과에 의한 i 층의 층응답가속도로서 지반운동의 수량을 고려하여 3.7.5에 따라 결정한다. 시간이력해석을 위한 설계지진파는 3.7.2에 따라 선정하고 조정한다.

A_x : 건축물 내진설계기준에 따른 비틀림 증폭계수

비구조요소의 진동주기와 응답특성을 정밀하게 반영하기 위하여 KDS 41 17 00의 18.2.2에 규정한 방법 또는 그보다 정밀한 방법에 따라 층응답스펙트럼을 작성하여 평가할 수 있다.

비구조요소의 축방향 및 축 직교방향에 대한 기본주기 T_p 는 비구조요소의 요소와 지지점, 스프링과 질량으로 이루어진 단자유도시스템으로써 해석적으로 나타낼 수 있는 경우 다음 식 (해설 식 3.9.5)에 의해 계산할 수 있다. 또 다른 방법으로, 기본주기 T_p 는 실험데이터 또는 적절히 입증된 해석에 의하여 결정할 수 있다.

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \quad (\text{해설 식 3.9.5})$$

여기서,

T_p : 비구조요소의 기본주기

W_p : 비구조요소의 운전하중

g : 중력가속도

K_p : 요소의 무게중심에서 단위변위 당 하중으로 결정되는 요소, 지지점과 연결장치의 조합 강성

② 수직 지진하중

수직 지진하중이 특별히 요구되는 경우 비구조요소의 수직방향 평가지진력은 식 (해설 식 3.9.6)에 따라 산정할 수 있다.

$$F_{pv} = 0.2 S_{XS} W_p \quad (\text{해설 식 3.9.6})$$

③ 하중 조합

비구조요소의 하중은 식 (해설 식 3.9.7)의 하중조합을 기반으로 결정한다.

$$Q_{uf} = 1.2 W_p + F_{pv} \pm F_p \quad (\text{해설 식 3.9.7a})$$

$$Q_{uf} = 0.9 W_p - F_{pv} \pm F_p \quad (\text{해설 식 3.9.7b})$$

(5) 변위 산정

비구조요소가 수용하여야 할 지진에 의한 상대변위 D_p 는 다음과 같이 산정한다.

$$D_p I = D_p I_E \quad (\text{해설 식 3.9.8})$$

여기서,

D_p : 식 (해설 식 3.9.9) 및 (해설 식 3.9.10)에 의해 산정하는 구조물의 상대변위

I_E : 건축구조기준에 따른 건축물의 내진등급별 중요도계수

D_p 는 다음과 같이 변형 발생 시 비구조요소와 구조체의 관계에 따라서 달리 산정하여야 하며, 지진에 의한 횡변위는 다른 하중에 의한 변위와 함께 고려하여야 한다.

동일 구조물 또는 구조시스템상의 수직 위치가 x 와 y 인 2연결점에 대하여 D_p 는 식 (해설 식 3.9.9)에 따라 계산한다.

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (\text{해설 식 3.9.9})$$

독립된 2개의 구조물 또는 분리된 구조시스템상의 수직 위치가 각각 x 와 y 인 두 연결점에 대하여 D_p 는 식 (해설 식 3.9.10)에 따라 계산한다.

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{xB}| \quad (\text{해설 식 3.9.10})$$

여기서,

D_p : 비구조요소가 수용하여야 할 지진에 의한 상대변위

h_{sx} : 허용층간변위를 정의하기 위해 사용된 층고

δ_{xA} , δ_{yA} , δ_{yB} : 건축물 내진설계기준의 7.2 및 7.3에 규정된 방법에 따라 선형탄성해석을 수행하여 동 기준의 식 (7.2-13)으로 구한 구조물 A 또는 B상의 수직 위치 x 또는 y 에서의 변위. 내진설계되지 않은 구조물은 3.5.3 [해설] 1(1) 또는 3.5.3 [해설] 2(5)와 같이 반응수정계수를 적용하지 않은 선형탄성변위에 비탄성변형을 고려하기 위한 수정계수 C를 적용하여 결정한다.

7. 실험적 평가절차

비구조요소와 부속품들의 내진성능을 평가하는 방법으로 6의 해석적 절차를 대신하여 실험적 절차를 적용할 수 있다. 실험 방법은 동적실험 또는 정적실험을 적용할 수 있으며, 지진에 의한 비구조요소의 강성, 강도, 변형능력 등 동적거동 특성을 직접 평가할 수 있도록 실험이 계획, 수행되어야 한다.

8. 기능수행의 확인

[해설 표 3.1.1]에 따라 기능수행이 요구되는 비구조요소 중 기계 및 전기 비구조요소는 다음 규정을 통해 내진성능을 입증하여야 한다.

- (1) 설계지진에 대해 기능유지가 요구되는 기계 및 전기 비구조요소의 구동부분(active parts) 혹은 동력부분(energized components)은 진동대 실험을 통해 설계지진 후에도 정상작동함을 입증하여야 한다.
- (2) 중요도계수(I_p)가 1.5인 위험물질과 관련된 비구조요소의 경우 제조자는 정밀해석 또는 실험을 통해 설계지진시에도 위험물질이 유출되지 않음을 증명하여야 한다.
- (3) 해석을 통한 증명은 움직이지 않는 비구조요소에만 허용하고 $R_p/I_p = 1.0$ 을 적용한 지진력에 대하여 수행한다.

《참고사항》

1. 건축구조기준에서 지진시 낙하에 의해 인명안전에 위협을 줄 수 있는 중량 비구조요소, 지진시 화재나 유출에 의해 2차피해를 유발할 수 있는 비구조요소, 또한 기능수행이 요구되는 건축물 내에 중요 비구조요소는 필수 내진설계대상으로 규정되어 있다.
2. 통신장비, 전원설비 등 기계와 전기설비의 기능수행은 일반적으로 실험을 통해 증명되며 이때 사용되는 실험규약으로는 방송통신설비의 내진시험기준 기준(전파연구소 공고 2009-3호), AC156(Acceptance Criteria for Seismic Certification by Shake-Table Testing of Non structural Components, 2010), FEMA 461(Interim Protocols For Determining Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components Through Laboratory Testing, 2007) 등을 참조하여 적용할 수 있다.

3.10 성능수준의 판정

구조물의 성능수준은 성능수준별 허용충간변위각 및 지진후 중력하중저항능력을 평가하여 판정한다. 비구조요소는 평가대상 비구조요소별로 성능수준을 판정하여 보고서에 병기한다.

대상 시설물이 성능목표에 해당하는 허용충간변형각[표 2] 및 중력하중저항능력 [표 3] 모두를 만족할 경우 그 성능목표를 만족하는 것으로 본다.

내진설계된 구조물의 성능수준별 허용 충간변형각은 [표 2]과 같으며 대상건물의 방향별, 층별로 만족여부를 검토한다. 다만, 내진설계되지 않은 건물의 경우 성능수준별 허용 충간변형각은 [표 2]에 규정된 값들의 70%로 제한한다.

중력하중저항능력에 따른 성능수준별 만족기준은 [표 3]과 같다. 표에 제시된 해당 성능수준별 중력하중저항능력을 만족할 경우 그 성능수준을 만족하는 것으로 본다.

이때, 해당 성능수준별 중력하중저항능력의 만족여부는 각 방향별 층별로 수행하며, 각 층의 부재는 수직부재와 수평부재로 나누어 평가한다. 부재별 중력하중저항능력은 수직부재의 경우 축하중, 수평부재의 경우 양단 전단력의 크기를 기준으로 한다. 부재별 연직하중 분담능력 산정시 하중조합은 식 (3.6.1)을 사용한다.

[표 2] 내진설계된 구조물의 성능수준별 허용 충간변형각(%)

구조시스템	내진설계 된 건물		
	거주가능	인명안전	붕괴방지
RC 모멘트골조	0.7	2	3
조적채움벽이 있는 RC 모멘트골조	0.5	1	1.5
전단지배형 RC 전단벽 시스템	0.25	0.5	1
휨지배형 RC 전단벽 시스템	0.5	1	2
무보강 조적 전단벽 시스템	0.3	0.6	1
철골골조	0.7	2.5	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2

[표 3] 성능수준별 중력하중저항능력

성능수준	판정기준
거주가능	모든 부재가 붕괴방지를 만족하며, 거주가능을 만족하는 부재가 부담하는 중력하중의 합이 전체중력하중의 80 % 이상. 혹은 건물의 내진성능목표가 기능수행인 경우 모든 부재가 붕괴방지를 만족하며 거주가능을 만족하지 못하는 부재의 손상이 전체건물의 기능수행을 방해하지 않음을 확인하는 경우
인명안전	모든 부재가 붕괴방지를 만족하며, 인명안전과 거주가능을 만족하는 부재가 부담하는 중력하중의 합이 전체중력하중의 80 % 이상
붕괴방지	모든 부재가 붕괴방지를 만족

【해설】

1. 구조요소 외에 3.9에 따라 평가대상에 속하는 비구조요소가 모두 내진성능이 입증되어야 성능목표를 만족하는 것으로 판정한다.
2. [표 2]에서 전단벽시스템 중 휨지배형은 전체높이/길이비(형상비)가 3.0을 초과하는 세장한 벽체, 전단지배형은 형상비가 1.5 미만인 낮은 벽체에 해당하며, 세장한 벽체와 짧은 벽체 사이의 형상비를 가지는 경우 선형보간한다. 조적채움벽이 있는 RC 모멘트골조에는 조적허리벽이 있는 RC 모멘트골조를 포함한다.
3. 대상건축물의 주요 방향별로 구조시스템이 중복되어 있는 경우 허용층간변형각은 그 중 불리한 값을 사용한다. 또는 구조시스템 별로 각각의 위치와 저항 방향에 대하여 층간변형각을 산정하고 그에 해당하는 허용층간변형각을 적용하여 평가할 수 있다. 예를 들어 모멘트골조 내부에 부분적으로 벽체가 존재하는 경우에 벽체는 해당 위치에서 면내 방향으로 발생한 층간변위를 적용하여 평가하고, 주변의 모멘트골조는 각 골조열에서 발생한 층간변위 또는 안전측으로 건물 모서리에서 발생한 층간변위를 적용하여 평가할 수 있다.
4. 부재별 성능수준 판정을 위한 선형절차, 비선형정적절차, 비선형동적절차의 부재별 허용기준은 각각 3.5.4, 3.6.4, 3.7.6의 규정에 따르며, 각 부재에 작용하는 복수의 부재력 성분 가운데 가장 불리한 성능수준을 채택한다.
5. 조적채움벽을 가진 모멘트골조에서 조적채움벽이 면내로 파괴되거나 혹은 면외로 전도될 경우 전체 구조물은 거주가능과 인명안전의 성능수준을 만족하지 못하는 것으로 판정한다. 그러나 목표성능수준이 붕괴방지일 경우, 조적채움벽의 파괴는 전체 건물의 성능수준 판정에 고려하지 않는다.
6. 비선형정적해석에서 단일 변위증분에 의해 최대 밀면전단력의 20 퍼센트 이상의 급격한 강도저하가 발생한 이후의 해석결과는 유효하지 않은 것으로 판정한다. 성능점 또는 목표변위가 유효한 변위를 초과하여 형성되는 경우에 붕괴한 것으로 판정한다.
7. 선형절차와 비선형절차에 의한 내진성능수준의 차이가 2단계 이상 나타날 때는 이에 대한 적절한 근거를 제시해야한다.

《참고사항》

1. [해설 표 3.1.1]에 나타난 바와 같이 건축물 전체의 기능수행은 구조요소의 거주가능, 비구조요소의 기능수행의 조합으로 이루어져 있다. 구조요소의 거주가능을 확인하는 주된 이유는 전체건축물의 기능수행의 확인으로 구조요소의 변형에 의해 비구조요소의 기능손상 가능성을 우려한 것이다. 따라서 관련된 비구조요소의 검토를 통해 해당 지진시 비구조요소의 기능유지에 문제가 없음을 직접적으로 확인할 경우 전체건축물은 기능수행으로 판정할 수 있다.
2. 성능목표별로 지진의 재현주기가 다르므로 [표 2] 및 [표 3]은 재현주기에 대응하는 성능수준의 만족여부만을 판정하기 위해 사용된다. 즉, 거주가능에 해당하는 지진하중에 대한 해석결과를 통해 인명안전이나 붕괴방지의 성능수준을 판정할 수 없다.
3. 역량곡선에서 급격한 강도저하가 발생한 경우, 해석 알고리즘에 따라서 차이가 있을 수 있으나 구조물의 취성파괴로 인하여 반복해석 과정의 수렴에 문제가 발생했을 가능성이 크며, 따라서 그 이후의 성능곡선은 신뢰하기 어렵다. FEMA 440, ASCE 41 등에서는 최대강도 도달 후 급격하게 강도가 저하되는 영역에서는 비선형 정적해석에 의한 성능점 산정이 동적 불안정성을 고려할 수 없기 때문에 비선형 동적해석을 수행할 필요가 있음을 지적하고 있다.

[부록 A] 철근콘크리트 구조

A.1 재료강도

재료강도의 결정방법은 세부지침 2.2 및 2.3에 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 공칭강도에 표 A.1.1에 따른 보정계수를 곱하여 구할 수 있다.

표 A.1.1 공칭강도로부터 기대강도를 구하기 위한 재료별 보정계수

재료 특성	공칭강도	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 “[부록 B] 조적채움벽구조와 비보강 조적조”의 규정을 따른다.

A.2 해석 모델의 고려사항

A.2.1 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 비선형 거동을 반영하는 분산비선형모델을 사용할 수 있다.
- (2) 철근콘크리트 구조부재를 집중소성힌지모델을 사용하여 비선형거동특성을 반영할 경우, 소성힌지의 특성은 [해설 그림 3.6.3]과 같은 힘-변형 관계 또는 A.2.3의 섬유요소모델로 나타낼 수 있다. 힘-변형 관계로 나타낼 경우 재료의 응력-변형을 관계 및 축력-휨모멘트 상관관계를 고려하는 데는 한계가 있다 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.

- (3) 철근콘크리트 구조부재를 집중소성힌지의 힘-변형 관계로 나타낼 때, 포락선은 해당 부재의 특성 및 조건에 따라 표 A.3.6, 표 A.3.7, 표 A.3.8, 표 A.4.4, 표 A.4.5의 모델링 변수를 사용하여 작성한다.
- (4) 철근콘크리트 모멘트골조 부재의 비선형 힘-변형 관계는 [해설 그림 3.6.3](a)를 적용한다.
- (5) 일체형 철근콘크리트 벽체의 비선형 힘-변형 관계는 [해설 그림 3.6.3](a), [해설 그림 3.6.3](b), [해설 그림 3.6.3](c)를 적용한다.
- (6) 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비선형 힘-변형 관계는 [해설 그림 3.6.3](a)를 적용한다.

A.2.2 부재강도

- (1) 철근콘크리트 부재의 강도는 별도로 규정하지 않은 경우 건축물 콘크리트구조설계기준(KDS 41 20 00) 규정에 따라 구하여야 한다. 단, 강도감소계수는 적용하지 않는다. 변형지배거동을 평가할 경우 재료의 기대강도를 적용하여 강도를 구하여야 한다.
- (2) 철근의 정착, 이음 등의 강도가 부족한 경우, 이를 강도평가와 해석모델에 고려해야 한다.

A.2.3 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, 압축파괴 시 종국변형률과 잔류응력은 각각 0.0033과 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 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 삼선형 곡선으로 정의할 수 있다. 또한 철근의 압축변형률은 0.02, 인장변형률은 0.05를 초과할 수 없고, 강재 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 0.0033에서 좌굴이 발생하여 항복응

력의 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.

A.3 철근콘크리트 모멘트 골조

A.3.1 일반사항

- (1) 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.
- (2) 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.
- (3) 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 A.3.2에 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 A.3.6, 표 A.3.7, 표 A.3.8에 제시된 모델링 파라미터에 의한 거동으로 제한한다.

A.3.2 해석모델 및 강성

- (1) 철근콘크리트 모멘트 골조의 보와 기둥은 휨, 전단, 그리고 축방향 유효강성을 고려하여 평가되어야 한다. 건축물내진설계기준(KDS 41 17 00)의 기본설계지진 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 3.4.3의 규정에 따라 구한다.
- (2) 보-기둥 접합부는 접합부내 패널존을 직접 모델링하거나 접합부와 인접한 보와 기둥

의 강도비율에 따라 보와 기둥의 강역을 다음과 같이 모델링한다. 보-기둥 접합부의 모델링 예시는 그림 A.3.1에 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.

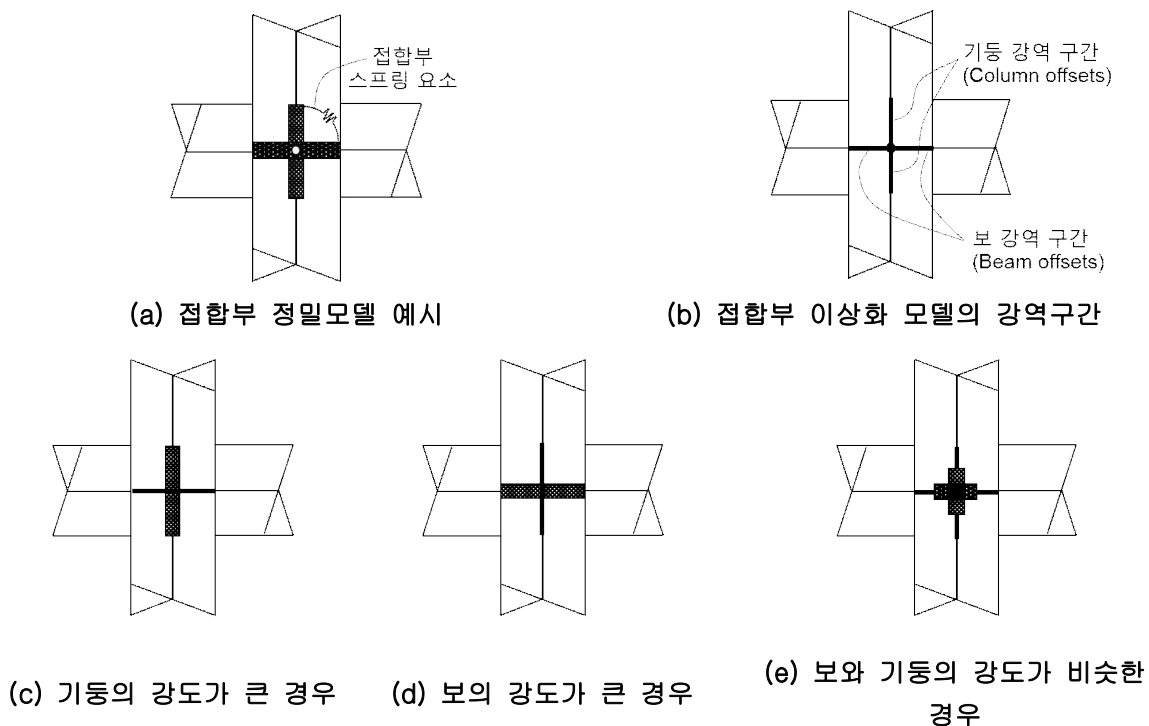


그림 A.3.1 보-기둥 접합부 강역의 모델링

(3) 기둥의 파괴모드는 기둥의 전단강도 V_o (식 (A.3.5)에 의한 V_n 과 동일), 소성힌지 구간에서 휨 항복이 발생했을 때의 전단력 V_p , 그리고 휨보강 철근의 상세를 기반으로 표 A.3.1과 같이 분류한다. 또한, RC기둥이 허리벽에 의하여 일부 구속된 경우, 단주 효과를 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 A.3.1 횡보강근 상세에 따른 RC기둥의 파괴모드 분류

전단 강도비(V_p/V_o)	135°갈고리가 사용되고 KDS 41 20 00에서 규정하는 내진상세로 횡보강근이 배근된 경우	90°갈고리를 가진 폐쇄형 띠철근이 사용된 경우	그 외(검침이음된 띠철근 포함)
0.6 이하인 경우	i1)	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 이력 거동을 모델링하여야 한다.
- (5) 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.
- (6) 부재의 힘-변형 관계는 [해설 그림 3.6.3]과 같이 일반화된 힘-변형 곡선에 따라 정의할 수 있다. 단, 실험 결과에 기반하여 힘-변형 관계를 정의할 경우 [해설 그림 3.6.3]의 힘-변형 곡선을 따를 필요가 없다. 실제 힘-변형 곡선은 A.3.2절의 강성과 A.3.3절의 강도 값을 이용하여 정의한다.
- (7) RC보, 기둥, 보-기둥 접합부의 경우, [해설 그림 3.6.3]에서 변형값은 소성회전각 또는 전단변형률로 정의할 수 있다. [해설 그림 3.6.3]의 B, C, D점에서의 변형값은 실험이나 적절한 해석을 통하여 도출할 수 있으며, 이는 휨모멘트와 축력, 그리고 전단력 간의 상호작용을 고려한 결과이어야 한다.
- (8) 섬유 요소를 사용하여 해석하는 경우 허용기준은 A.2.3(3)에 따른다.
- (9) 철근콘크리트 부재별 힘-변형 곡선을 사용하여 비선형 동적 해석 모델에 적용할 수 있는데, 이때 힘-변형 곡선은 A.3.2(1)절을 참고하여 A.3.4에 제시된 모델링 주요 변

수를 사용하여 정의할 수 있다. 이때 제하 또는 재하에 따른 강성 및 강도의 증감 효과를 고려한다.

A.3.3 강도

- (1) 부재별 강도는 여기서 별도로 정의하지 않은 경우에 KDS 41 20 00에 따라 산정할 수 있다. 이때 사용되는 재료강도는 A.1에 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.

A.3.3.1 보의 강도

- (1) 보의 기대휨강도는 기대재료강도를 사용한 식 (A.3.1)에 의하여 구할 수 있다. 변형 지배거동의 경우 공칭강도와 기대강도의 차이를 고려하여 철근의 항복강도 f_y 대신 f_{ye} 를 콘크리트 압축강도 f_{ck} 대신 f_{ce} 를 사용하여 강도를 산정한다.

$$M_e = A_s f_{ye} (d - a/2) \quad (\text{A.3.1})$$

여기서,

- M_e : 보의 기대휨강도
- A_s : 철근의 단면적
- f_{ye} : 철근의 기대항복강도
- d : 보의 유효깊이
- a : $\frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b}$
- b : 보의 폭
- f_{ce} : 콘크리트의 기대압축강도

- (2) 보의 전단강도는 공칭재료강도를 사용한 식 (A.3.2)에 의하여 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{A.3.2})$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d \quad (\text{A.3.3})$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{A.3.4})$$

여기서,

- A_v : 전단보강근의 단면적

f_{ck} : 콘크리트의 공칭강도

f_{yt} : 전단보강근의 공칭항복강도

s : 전단보강근의 간격

단, 식 (A.3.3)에서 f_{ck} 와 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 단위는 MPa로 한다.

A.3.3.2 기둥의 강도

(1) 기둥의 전단강도는 V_n 은 식 (A.3.5)를 사용하여 평가한다. 식 (A.3.5)는 후프 간격이 넓은 기둥이 휨항복 이후 비선형거동구간에서 전단강도가 급격히 감소하는 현상을 고려하기 위한 경험식이다.

$$V_n = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (\text{A.3.5})$$

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 0.0033에 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 공칭강도를 사용하여 구한다.

A.3.3.3 보-기둥 접합부의 강도

(1) 보-기둥 접합부의 검토시 요구전단력은 평가지진 작용시 유효 슬래브폭을 포함한 보-기둥 접합부의 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 (A.3.6)을 이용하여 구할 수 있다.

$$V_n = 0.083\lambda\gamma\sqrt{f_{ck}}A_j \quad (\text{A.3.6})$$

여기서,

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

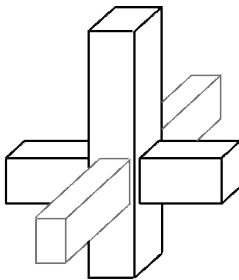
A_j : 접합부의 유효 횡단면적

γ : 표 A.3.2에 따른 계수

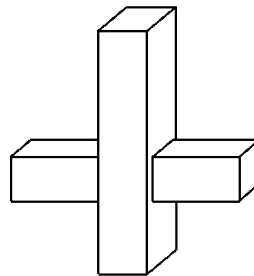
표 A.3.2 접합부 강도산정 계수, γ

접합부 횡보강근 간격	직교보가 있는 내부접합부	직교보가 없는 내부접합부	직교보가 있는 외부접합부	직교보가 없는 외부접합부	최상층 외부접합부
$h_c/2$ 이하인 경우1)	20	15	15	12	8
$h_c/2$ 초과하는 경우1)	12	10	8	6	4

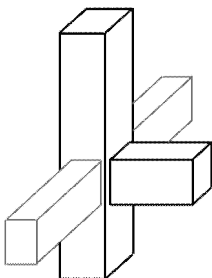
1) h_c 구속보강철근 중심 간의 거리로 측정한 기둥 내부의 단면 치수



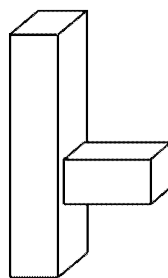
(a) 직교보를 갖는 내부접합부



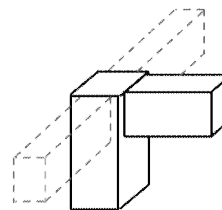
(b) 직교보가 없는 내부접합부



(c) 직교보를 갖는 외부접합부



(d) 직교보가 없는 외부접합부



(e) 최상층 외부접합부

그림 A.3.2 보-기둥 접합부 분류

(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 사용해야 한다.

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

A.3.4 모델링 변수 및 허용기준

선형절차 또는 비선형절차를 적용하는 경우에는 각각 A.3.4.1과 A.3.4.2의 모델링 변수와 허용기준을 적용한다.

A.3.4.1 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 DCR은 세부지침의 식(3.5.2)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 수평부재의 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 A.3.3, 표 A.3.4, 표 A.3.5과 같다.
- (4) 기둥은 일반적으로 2축방향으로 모두 모멘트가 작용한다. 따라서 기둥의 검토에는 다음 식과 같이 2축 모멘트를 고려하여야 한다.

$$DCR = \left(\frac{M_x}{m_x M_{ex}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{m_y M_{ey}} \right)^\alpha \quad (A.3.7)$$

여기서,

m_x, m_y : 각각 기둥의 x축 및 y축에 대한 횡의 m 값

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

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

- (5) 부재의 DCR 값이 1을 넘는 경우, 세부지침 3.5.4에 따라 다음 항목에 해당하는 부재력을 산정하고 성능수준별 허용기준 만족여부를 검토한다.

- ① 보와 기둥 부재의 강도발현 시에 해당하는 부재력(모멘트, 전단력, 비틀림 등). 이때 A.5에 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

표 A.3.3 철근콘크리트 보의 m 계수

부재 조건			m 계수 ¹⁾				
			성능 수준				
				부재 중요도			
				1차부재		2차부재	
				거주가능	인명안전	붕괴방지	인명안전
휨에 의해 지배되는 경우 ²⁾							
$(\rho - \rho')/\rho_{bal}$	횡보강근 ³⁾	$V/b_w d \sqrt{f_{ck}}$ ⁴⁾					
≤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'로 판단하며, 그 외에는 'NC'로 판단함

4) V 는 한계상태해석을 통해 산정된 전단력

표 A.3.4 철근콘크리트 기둥의 m 계수

부재 조건			m 계수 ¹⁾				
			성능 수준				
			부재 중요도				
			1차부재		2차부재		
			거주가능	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) A.3.2(3)에 따라 기둥의 파괴모드별 그룹 i, ii, iii 결정

3) $P > 0.7 f_{ck} A_g$ 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 P 는 부재의 작용축력 혹은 한계상태해석을 통해 구한 축력이다.

4) V 는 한계상태해석을 통해 산정된 전단력

표 A.3.5 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 m 계수

부재 조건			m 계수 ¹⁾				
			성능 수준				
				부재 중요도			
				1차부재		2차부재	
				거주가능	인명안전	붕괴방지	인명안전
내부접합부(그림 A.3.2에 따라 분류됨)							
$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾					
≤0.1	≤ $h_c/2$	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	≤ $h_c/2$	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	≤ $h_c/2$	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	≤ $h_c/2$	≥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 A.3.2에 따라 분류됨)							
$P/A_g f_{ck}$ ²⁾	접합부 횡보강근 간격	V/V_n ³⁾					
≤0.1	≤ $h_c/2$	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	≤ $h_c/2$	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	≤ $h_c/2$	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	≤ $h_c/2$	≥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 한계상태해석을 통해 산정된 접합부 상부 기둥의 축력, A_g 는 접합부 전체 단면적

3) V 는 작용전단력, V_n 은 접합부의 전단강도

A.3.4.2 비선형절차

비선형절차를 위한 해석모델에서 철근콘크리트 부재별 비선형 거동은 표 A.3.6. ~ 표 A.3.8의 모델링 변수에 따라 모델링한다.

- (1) 보와 기둥 부재의 변형은 소성힌지부의 회전각으로 표현할 수 있으며, 이때 소성회전각은 표 A.3.6과 표 A.3.7을 이용하여 정의한다.
- (2) 보-기둥 접합부의 변형은 접합부의 전단변형(각)으로 표현할 수 있으며, 이때 전단변형각은 표 A.3.8를 이용하여 정의한다.
- (3) 표 A.3.6, 표 A.3.7, 표 A.3.8에서 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 “[부록 B] 조적채움벽구조와 비보강 조적조”에 정의된 모델링 변수를 사용하여 정의한다.

비선형해석 후 변형지배거동의 만족여부는 성능점에서 부재의 비선형변형량과 표 A.3.6 ~ 표 A.3.8에 제시된 허용기준과의 비교를 통해 판정한다. 힘지배거동의 만족여부는 세부지침 3.6.4의 해설에 따라 판정한다.

표 A.3.6 철근콘크리트 보의 모델링 주요 변수 및 성능수준별 허용기준

부재 조건			모델링 주요 변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾		
			소성회전각		잔류 강도비	성능수준		
			a	b	c	거주가능	인명안전	붕괴방지
휨에 의해 지배되는 경우 ²⁾								
$(\rho - \rho')/\rho$ <i>bal</i>	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'로 판단하며, 그 외에는 'NC'로 판단함

4) V 는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석으로부터 산정된 전단력

표 A.3.7 철근콘크리트 기둥의 모델링 주요 변수 및 성능수준별 허용기준

부재 조건			모델링 주요 변수 ¹⁾			허용기준 ¹⁾		
			소성회전각		잔류강도비	성능수준		
			a	b	c	거주가능	인명안전	붕괴방지
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: 부착 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) A.3.2(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

표 A.3.8 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 A.3.2에 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 A.3.2에 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

A.4. 철근콘크리트 전단벽 구조

A.4.1 일반사항

- (1) 직사각형 전단벽 및 분절벽체는 등가의 보-기둥요소나 벽요소를 이용하여 모델링할 수 있으며, 이형벽체는 등가의 보-기둥요소로 모델링하거나 A.2.3에 따라 섬유요소로 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-변형을 관계를 이용하는 섬유요소로 나타낼 수 있다. 섬유요소를 사용할 경우 콘크리트 섬유는 벽체 하나당 10개 이상 권장된다.
- (5) 전단거동은 선형 또는 비선형으로 모델링할 수 있다. 선형으로 모델링할 경우 [해설 표 3.4.1]의 유효강성을 사용하여야 한다. 비선형으로 모델링할 경우 적절한 전단 응력-변형을 관계를 사용하여야 한다. 또한 이력거동을 정의할 때 에너지소산면적을 최소로 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 휨에 대한 중립축 방향으로 최소한 2개 이상의 벽요소를 연결하여 모델링하여야 한다.
- (7) 병렬전단벽의 연결보는 일반 보가 아닌 이 절의 규정에 따른다.
- (8) 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 휨에 대한 중립축 방향으로 두 개 이상의 요소를 연결하여 구성한다.
- (9) KDS 41 20 00에서 요구조건을 충족하는 대각보강근이 있는 연결보는 비선형 휨 거동만으로 모델링할 수 있다.

A.4.2 강성

- (1) 벽체의 유효강성은 3.4.3에 제시된 값을 사용하거나, 재료특성, 부재치수, 배근량, 경계조건, 균열 및 응력 상태의 영향을 합리적으로 고려한 값을 적용할 수 있다.
- (2) 박스형, T, L, I 및 C형 등의 단면을 갖는 이형벽체의 유효플랜지폭은 별도의 상세 해석을 수행하지 않는 경우 웹의 측면에서부터 인접 웹까지 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 웹의 폭 안쪽에 해당되는 부분만 유효하다.

A.4.3 강도

- (1) 전단벽의 강도는 KDS 41 20 00을 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 (A.4.1)과 같은 약산 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$M_e = 0.5A_s f_{ye} (0.8l_w) + 0.5P_u (0.8l_w) \quad (A.4.1)$$

여기서,

l_w : 벽체단면의 길이

- (4) 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) 직사각형 단면을 갖는 전단벽의 전단강도는 KDS 41 20 00에 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).

$$V_n = v_n d t_w \quad (A.4.2)$$

$$v_n = 0.69 \sqrt{f_{ck}} - 0.28 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{P}{4l_w t_w} + \rho_{se} f_y \leq 1.66 \sqrt{f_{ck}} \quad (A.4.3)$$

$$\rho_{se} = A\rho_v + B\rho_h \quad (A.4.4)$$

여기서,

d : 압축연단에서 중립축까지의 거리

ρ_v, ρ_h : 각각 벽체의 수직 및 수평 철근비

A, B : 표 A.4.1에 따른다.

표 A.4.1 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 20 00에 따라 산정한다.

A.4.4 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 부합 여부를 검토하는 방식으로 결정할 수 있다. 다만 높이-길이비 h_w/l_w 에 따라서 다음과 같이 분류할 수 있다.

② 높이-길이비 $h_{we}/l_w > 3.0$ 인 벽체는 휨지배 거동으로 분류할 수 있다.

③ 높이-길이비 $h_{we}/l_w < 1.5$ 인 벽체는 전단지배 거동으로 분류할 수 있다.

단, ②와 ③에서 벽체의 높이는 벽체의 총고 혹은 전체 높이가 아닌 다음과 같은 전단경간을 의미한다.

$$h_{we} = M_y / V_y$$

④ 분절벽체의 경우에 양단부에서 휨 항복 이전에 전단파괴 선행여부를 확인하여 결정할 수 있다

(2) 선형절차 또는 비선형절차를 적용하는 경우 각각 A.4.4.1과 A.4.4.2의 모델링 변수와 허용기준을 적용한다. 이때 철근콘크리트 전단벽 또는 분절벽체는 세부지침 3.4.4의 [표 1]에 따라 변형지배와 휨지배거동으로 분류하여 모델링 주요 변수 및 허용기준을 적용한다. 단, 벽체의 횡방향 철근비가 0.0015 미만인 경우 휨지배 부재로 간주한다.

A.4.4.1 선형절차

(1) 변형지배거동을 하는 부재의 만족 여부는 세부지침 3.5.4절의 식 (3.5.9)에 따라서 판정한다. 휨지배거동을 하는 부재의 만족여부는 세부지침 3.5.4절의 식 (3.5.10)에 따라 판정한다. 부재의 m 계수는 표 A.4.2 및 표 A.4.3과 같다. 이들 표는 변형지배 거동에 대한 허용기준이다. 벽체의 지배거동은 A.4.4 (1)에 따라 분류할 수 있다.

(2) 전단벽과 분절벽체에 작용하는 최대 전단력은 해석법에 따라 세부지침 3.5.3의 해설에 제시된 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 가정에 산정되는 전단력보다 크거나 같아야 한다.

(4) 분절벽체의 요구전단력은 양 단부에서 각각 정, 부 휨모멘트 강도 발현 시 발생하는 전단력을 초과할 수 없다.

표 A.4.2 횡 지배 철근콘크리트 전단벽 및 관련 요소의 m 계수

조건			m 계수 ¹⁾				
			거주가능	부재 중요도			
				1차부재		2차부재	
				인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지
1. 횡에 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. 횡에 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 20 00의 “4.18 내진설계 시 특별 고려 사항”의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

표 A.4.3 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 $0.15A_gf_{ck}$ 이하이어야 하며, 그렇지 않은 경우에는 힘지배 거동으로 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 20 00의 “4.18 내진설계시 특별고려사항”의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

A.4.4.2 비선형절차

- (1) 전단벽, 분절벽체, 연결보의 해석을 위한 소성힌지의 힘-변위 관계는 [해설 그림 3.6.3]에 따른다. 철근콘크리트 전단벽 및 관련 부재의 모델링 주요변수 및 허용기준은 표 A.4.4, 표 A.4.5와 같다. 이들 표는 변형지배거동에 대한 허용기준이다. 섬유요소로 모델링한 부재는 A.2.3의 규정에 따라서 평가한다.
- (2) 힘에 의해 지배되는 전단벽과 분절벽체의 힘-변형 관계를 나타내는 [해설 그림 3.6.3](a)에서 변형을 나타내는 횡축은 그림 A.4.1에 정의된 소성힌지 영역에서의 회전각으로 한다. [해설 그림 3.6.3](a)에서 항복점에 해당되는 B점의 소성힌지 회전각은 다음 식에 의해 계산하고, C, D, E점을 정의하는 데 필요한 a, b, c는 표 A.4.4에 따른다.

$$\theta_y = \left(\frac{M_{yE}}{(EI)_{eff}} \right) l_p \quad (A.4.5)$$

여기서,

M_{yE} : 전단벽 또는 분절벽체의 기대재료강도를 사용해 산정한 항복모멘트
강도

$(EI)_{eff}$: 벽체의 유효휨강성

l_p : 가정된 소성힌지 길이

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

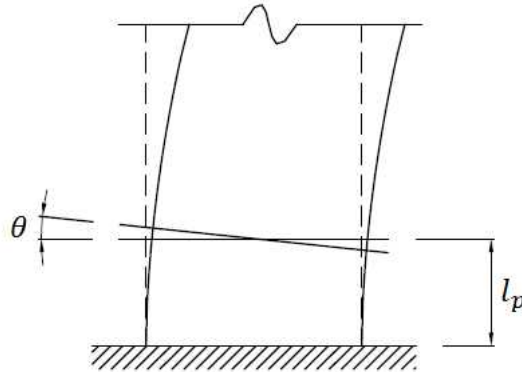


그림 A.4.1 횡 지배 벽체의 소성힌지 회전각

- (3) 전단에 의해 지배되는 전단벽과 분절벽체에는 [해설 그림 3.6.3](c)의 하중-변형 관계가 적용되어야 하며, 여기서 횡축은 횡변형비(lateral drift ratio)로 한다. 대안으로서 [해설 그림 3.6.3](b)의 하중-변형 관계가 허용되며, 여기서 횡축은 마찬가지로 횡변형비로 한다. 벽체의 횡변형비는 전단벽의 경우에는 층간변위비, 분절벽체의 경우에는 부재의 상대변위비로 한다. [해설 그림 3.6.3](b), (c)의 B, C, D, E, F 점을 결정하기 위해 필요한 d, e, f, g, c의 값은 표 A.4.5에 따른다.
- (4) 연결보의 경우에는 [해설 그림 3.6.3](b)의 하중-변형 관계를 사용하며, 여기서 횡축은 그림 A.4.2에 정의된 현회전각(chord rotation angle)으로 한다. [해설 그림 3.6.3](b)의 C, D, E 점을 결정하기 위해 필요한 d, e, c의 값은 표 A.4.4 및 표 A.4.5에 따른다.

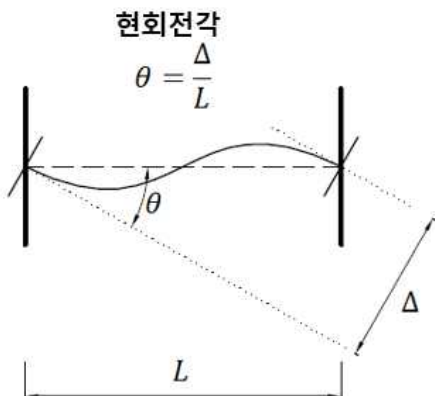


그림 A.4.2 전단벽 연결보의 현회전각

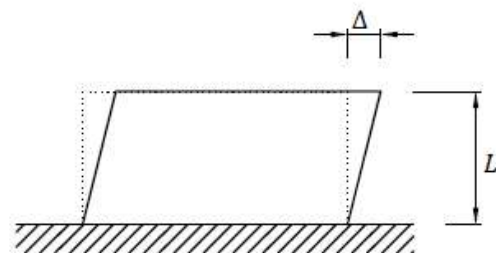


그림 A.4.3 전단 지배 벽체의 층간변위

- (5) 비선형동적절차 적용시 전단벽과 분절벽체의 전체 이력거동은 실험에 근거하여 입증

된 속성을 사용하여 모델링 되어야 하며, [해설 그림 3.6.3]의 일반화된 포락선을 사용할 수 있다. 제하 및 재하 강성, 강도 및 핀칭 현상에 대해 모델링 대상의 벽 요소와 유사한 벽체에 대한 실험으로부터 관찰된 결과를 반영하여야 한다.

표 A.4.4 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								
특수경계 요소의 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. 연결보			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 20 00의 “4.18 내진설계 시 특별고려 사항”의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

표 A.4.5 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⁾	전체횡변형각(%) 혹은 전체회전각(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. 연결보									
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
비내진상세단면인 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 힘지배 거동으로 간주한다.

5) 내진상세 단면과 비내진상세 단면의 판단은 KDS 41 20 00의 “4.18 내진설계 시 특별고려 사항”의 규정에 따른 횡보강근의 만족 여부에 따른다.

A.5 철근의 정착 및 이음

(1) 이형 직선철근, 갈고리 철근, 겹침이음은 KDS 41 20 00의 “4.6 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 (A.5.1), 힘지배거동일 경우 식 (A.5.2)를 이용하여 구할 수 있다.

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_y \leq f_{ye} \quad (\text{A.5.1})$$

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_y \leq f_y \quad (\text{A.5.2})$$

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 층의 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 묻힘길이가 순피복두께를 포함하여 $3d_b$ 이상인 절단된 이형 직선철근의 저항성능은 식 (A.5.3)을 이용하여 구할 수 있다.

$$f_s = \frac{17}{d_b} l_e \leq f_y \quad (\text{A.5.3})$$

여기서,

l_e : 철근의 묻힘길이

f_s 가 f_y 이하이며 평가하중으로부터 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 묻힘길이가 짧은 보 부재의 휨강도는 식 (A.5.3)의 철근 응력 제한치를 고려하여 구한다.

- (2) 내진보강에 의해 추가된 다우얼철근의 강도는 KDS 41 20 00의 규정에 따라서 산정한다.

[부록 B] 조적채움벽구조와 비보강 조적조

B.1 조적채움벽 골조

B.1.1 일반사항

부록 B에서는 조적채움벽이 사용된 철근콘크리트골조의 내진성능평가 절차를 규정한다. 조사 항목, 검토사항, 성능수준의 판정, 재료강도에 대한 사항은 다음과 같다.

- (1) 조적채움벽이 사용된 골조의 내진성능평가를 위해서는 반드시 현장조사를 통해 조적채움벽의 위치, 치수, 상태를 조사하고 평가시 반영하여야 한다. 일반적으로 조적채움벽은 구조설계 시 비구조재로 분류되어 설계도서에 자세히 나타나 있지 않거나 설계도서와 다르게 시공되는 경우가 많으며 골조와의 상호작용에 의해 내진성능에 큰 영향을 미칠 수 있으므로 현장조사를 실시한다.
- (2) 조적채움벽의 효과를 고려할 경우 조적채움벽의 지압파괴, 면내 파괴 및 면외전도 뿐 아니라 조적채움벽의 효과에 의한 인접골조 기둥의 인장파괴, 압축 파괴, 전단파괴 및 보-기둥 접합부의 전단파괴를 검토하여야 한다.
- (3) 조적채움벽의 파괴는 건물 내의 거주자의 인명안전에 큰 영향을 미치므로 조적채움벽이 파괴될 경우 인명안전을 만족시키지 못하는 것으로 본다. 그러나 조적채움벽의 파괴가 전체 건물의 붕괴로 발전하지 않으므로 붕괴방지의 성능수준 판단에는 영향을 주지 않는다.
- (4) 조적채움벽의 면내 강성과 강도를 고려하기 위해서는 B.1.5에 따라 면외전도 여부를 확인하여야 한다.

B.1.1.1 모델링 개념

- (1) 조적채움벽의 면내거동은 트러스 요소를 사용한 등가스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 등가스트럿은 강성, 강도, 변형능력, 기존골조와의 상호작용 등의 측면에서 실제 채움벽의 거동을 적절히 모사할 수 있어야 하며 이를 위하여 그림 B.1.1과 같은 단일 중심가새의 형태 이외에 다양한 등가압축가새가 사용될 수 있다.
- (3) 조적허리벽이 사용된 경우 조적허리벽을 강체로 가정하여 모델링할 수 있다. 그러나 조적조의 기대 줄눈 전단강도가 0.14 MPa 이하이거나 두께가 0.5B일 경우 허리벽의 조기 파괴가 예상되므로 이 규정은 적용하지 않는다.
- (4) 조적채움벽의 면외방향의 거동은 면내방향의 거동과 독립적으로 평가한다.

B.1.1.2 재료 시험

채움벽을 구성하는 조적조 재료의 역학적 특성은 재료시험에 의해 결정하는 것을 원칙으로 한다. 조적조 프리즘에 대해서 압축강도, 탄성계수, 횡인장강도 및 전단강도 등의 재료시험을 실시하며, 현장에서 수평줄눈에 대한 전단강도 시험을 실시할 수 있다.

B.1.1.3 재료 특성 기본값

- (1) 재료시험을 실시하지 않은 경우 조적채움벽의 재료강도(공칭강도)로 표 B.1.1에 제시된 기본값을 사용할 수 있다.
- (2) 기대 재료강도는 공칭강도의 1.3배이다.
- (3) 현장조사에 의한 근거가 제시되지 않는다면 표 B.1.1에서 조적의 상태는 채움벽과 허리벽에 대하여 각각 ‘불량’과 ‘양호’를 적용한다.
- (4) 표 B.1.1에 제시된 조적의 상태에 관한 판정 기준을 대신하여, 현장조사에서 확인된 양호한 모르타르 마감을 다음에 따라 조적의 상태평가에서 고려할 수 있다.
 - ① 벽면 전체의 양쪽 면에 양호한 모르타르 마감이 있는 경우 조적의 상태를 ‘양호’로 간주할 수 있다.
 - ② 벽면 전체의 한쪽 면에만 양호한 모르타르 마감이 있는 경우 조적의 상태를 ‘보통’으로 간주할 수 있다.
 - ③ 조적채움벽과 골조 사이에 틈새가 없고 벽면 전체에 시공되어 있는 경우에만 양호한 모르타르 마감으로 간주할 수 있다.
 - ④ 별도의 실험을 통하여 검증되지 않은 경우에는 모르타르 마감을 조적 채움벽의 강성 및 강도 산정에 산입할 수 없다.
- (5) 조적조의 압축강도와 탄성계수의 관계는 표 B.1.2와 같다. 탄성계수는 표 B.1.2의 수식에서 기대압축강도를 사용하여 산정한다.

표 B.1.1 조적채움벽의 공칭강도 기본값 (MPa)

조적의 상태		양호 ¹⁾	보통 ²⁾	불량 ³⁾
공칭 압축강도		6.2	4.1	2.1
공칭 인장강도		0.14	0.07	0
공칭 전단강도	수평 및 수직 줄눈이 밀실하게 채워진 경우	0.19	0.14	0.09
	수평 및 수직 줄눈이 밀실하게 채워지지 않은 경우	0.076	0.055	0.035

1) 조적개체와 줄눈에 열화가 나타나지 않고 육안으로 확인되는 균열이 없는 경우

2) 조적개체와 줄눈에 열화가 나타나지 않고 육안으로 확인되는 미세한 균열이 있는 경우

3) 조적개체 또는 줄눈에 열화가 나타나거나 또는 심각한 균열이 있는 경우

표 B.1.2 조적채움벽의 탄성계수

종류	탄성계수
탄성계수	$E_m = 200f'_{me}$ (MPa)
전단탄성계수	$G_m = 0.4E_m$ (MPa)

B.1.2 강성

- (1) 채움벽을 대각선 방향의 등가스트럿으로 모델링하는 경우에 등가스트럿은 축방향 강

성만을 갖는 요소로 모델링하며, 채움벽의 횡변형, 횡하중, 횡강성과 등가스트럿의 축변형, 축하중, 축강성 사이의 관계는 식 (B.1.1)~(B.1.3)과 같다.

$$\delta = \Delta \cdot \cos\theta_m \quad (\text{B.1.1})$$

$$P = \frac{Q}{\cos\theta_m} \quad (\text{B.1.2})$$

$$k_m = \frac{K_m}{\cos^2\theta_m} \quad (\text{B.1.3})$$

여기서,

δ : 등가스트럿의 축변형

Δ : 조적채움벽의 횡강성

P : 등가스트럿의 축하중

Q : 조적채움벽의 횡하중

k_m : 등가스트럿의 축강성

K_m : 조적채움벽의 횡강성

θ_m : 등가스트럿의 경사각으로서 그림 B.1.1에 따라 다음 식에 의해 결정

$$\tan\theta_m = \frac{h_m}{L_m} \quad (\text{B.1.4})$$

여기서,

h_m : 조적채움벽의 순높이

L_m : 조적채움벽의 순너비

(2) 채움벽과 골조가 분리되기 이전의 상태에서 채움벽의 탄성 횡강성은 채움벽을 수직 캔틸레버로 치환 시 횡변형과 전단변형을 모두 고려한 강성으로 가정하며, 식 (B.1.5)에 의해 산정하고, 식 (B.1.3)에 의해 등가스트럿 강성으로 변환할 수 있다.

$$K_{mi} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fm}} + \frac{1}{K_{vm}}} \quad (\text{B.1.5})$$

여기서,

$$K_{fm} = \frac{3E_m I_m}{h_m^3} \quad (\text{B.1.6})$$

$$K_{vm} = \frac{A_w G_m}{h_m} \quad (\text{B.1.7})$$

여기서,

- K_{fm} : 등가 캔틸레버거동에 의한 기둥의 조적채움벽의 휨강성
- K_{vm} : 등가 캔틸레버거동에 의한 기둥의 조적채움벽의 전단강성
- h_m : 조적채움벽의 순높이
- A_w : 채움벽의 비균열 단면적
- I_m : 조적채움벽의 비균열 단면이차모멘트
- E_m : 조적채움벽의 탄성계수. 실험에 의하지 않으면 표 B.1.2에 따라 산정
- G_m : 조적조의 전단탄성계수. 실험에 의하지 않으면 표 B.1.2에 따라 산정

(3) 횡변형이 증가함에 따라 채움벽과 골조가 분리된 이후 채움벽이 최대강도에 도달하는 시점에서 등가스트럿의 활선강성 k_{ms} 는 다음 식 (B.1.8)에 의해 산정한다.

$$k_{ms} = \frac{E_m b_m t_m}{d_m} \quad (\text{B.1.8})$$

여기서,

$$b_m = [0.175(\lambda_m h_c)^{-0.4}] d_m \quad (\text{B.1.9})$$

$$\lambda_m = \left[\frac{E_m t_m \sin 2\theta_m}{4E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (\text{B.1.10})$$

- E_m : 조적채움벽의 탄성계수
- I_c : 기둥의 단면이차모멘트
- b_m : 등가스트럿의 폭
- t_m : 조적채움벽의 두께
- d_m : 조적채움벽의 대각선 길이

(4) 개구부가 있는 채움벽의 강성은 채움벽을 분할하여 각각의 강성을 고려하여 결정하거나 식 (B.1.11)로 계산되는 감소율을 곱하여 저감한다.

$$r_{op} = 1 - 2 \frac{A_{op}}{A_{Wtot}} \quad (\text{B.1.11})$$

여기서,

A_{op} : 개구부 면적

A_{Wtot} : 개구부를 포함한 전체 채움벽의 면적

(5) 강성의 계산에는 재료속성의 기대값을 적용한다.

(6) 조적채움벽의 하중-변형관계는 가력 초기 단계에서 골조와 일체화된 거동을 하다가 분리된 이후에는 압축 스트럿이 형성되는 거동을 나타내기 위해 최대강도 도달 시까지는 이선형으로 모델링하고, 최대강도 도달 이후에는 잔류강도를 나타내기 위해 ASCE 41-13의 모델링 방식을 채택하였다. 결과적으로 채움벽의 포락선은 횡하중과 횡변형을 기준으로 그림 B.1.2(a)와 같이 나타낼 수 있으며 식 (B.1.1)~(B.1.3)을 통해서 그림 B.1.2(b)에 나타난 등가스트럿의 축방향 하중-변형 관계로 변환할 수 있다.

(7) 모르타르 마감 두께는 B.1.1.3(4)에 따라 조적채움벽의 면내 강성 산정(즉, 조적채움벽의 단면적 A_w , 단면이차모멘트 I_m , 두께 t_m 등)에 포함하지 않는다. 실험을 통하여 검증한 경우에는 실험결과에 따를 수 있다.

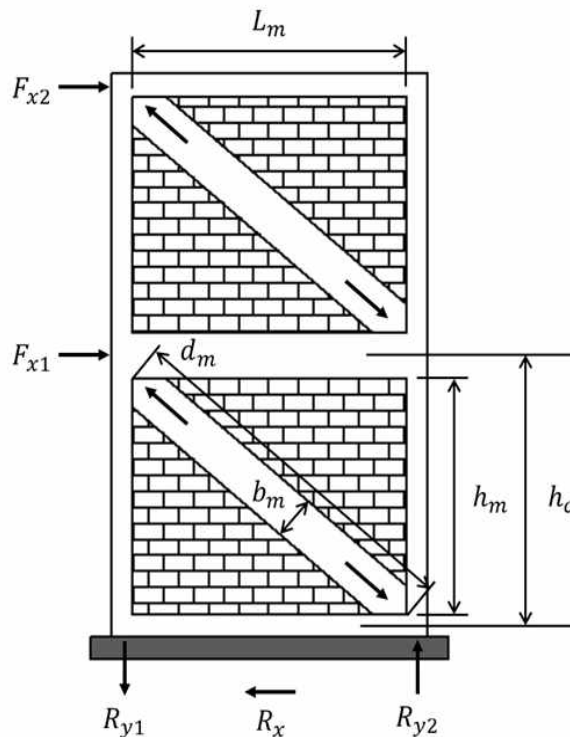
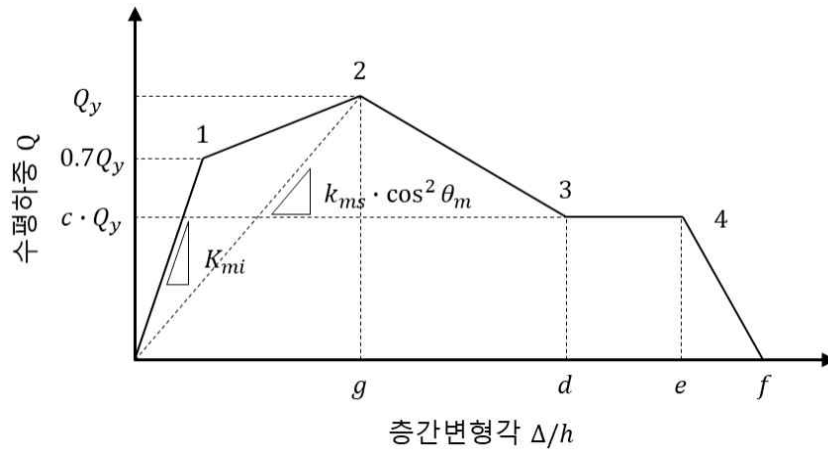
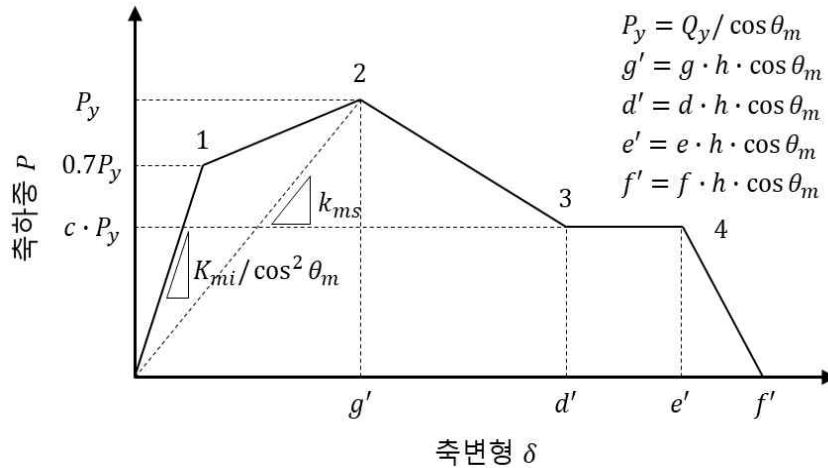


그림 B.1.1 등가스트럿 모델



(a) 조적채움벽의 횡하중-횡변형 관계



(b) 등가스트럿의 축하중-축변형 관계

그림 B.1.2 조적채움벽의 하중-변형 관계 포락선

B.1.3 강도

- (1) 철근콘크리트 골조 혹은 철골모멘트 골조 내부의 조적채움벽은 그림 B.1.2에서 $d \geq 2g$ 인 경우에 한하여 변형지배거동으로 간주할 수 있다. 변형지배 거동에 해당되면 조적채움벽의 강도산정에 재료의 기대강도를 적용하고, 힘지배 거동에 해당되면 공칭강도를 적용한다.
- (2) 강도감소계수의 적용은 세부지침 3.4.5의 일반 원칙에 따른다.
- (3) 조적채움벽의 전단강도는 다음 식 (B.1.12)에 의한 가로줄눈파괴 강도로 산정한다.

$$V_{bjs} = A_n f_{vi} \quad (\text{B.1.12})$$

여기서,

A_n : 채움벽 수평방향의 모르타르 접합 혹은 그라우트 접합면의 순단면적

f_{vi} : 조적채움벽의 전단응력으로서 변형지배 거동의 경우에 기대 줄눈전단강도 v_{me} 를 초과할 수 없고, 힘지배 거동의 경우에 공칭 줄눈전단강도

v_{mL} 을 초과할 수 없다.

f_{vi} 는 재료시험을 실시한 경우에 v_{me} 는 식 (B.2.4) 또는 (B.2.5)에 따라 결정하며, v_{mL} 은 같은 식에서 기대강도인 v_{te} 또는 f_{spe} 를 세부지침 2.3 해설 3에 따라 결정되는 공칭강도 값으로 대체하여 결정한다. 재료시험을 실시하지 않은 경우에 v_{mL} 은 표 B.1.1의 공칭 전단강도를 사용하며, v_{me} 는 B.1.1.3(2)에 따라 결정한다.

- (4) 조적채움벽의 전단강도는 다음 식 (B.1.13)에 의해 산정되는 대각균열강도를 초과할 수 없다.

$$V_{dc} = 0.818 \frac{L_m t_m f_{dt}}{C_I} (1 + \sqrt{C_I^2 + 1})$$

$$C_I = 1.925 \frac{L_m}{H_m}$$
(B.1.13)

여기서, f_{dt} 는 사인장 전단실험으로부터 구한 채움벽의 사인장전단강도이다. 실험치가 없을 경우 f_{dt} 는 조적식구조강도설계법(KDS 41 60 30)에 따라 식 (B.1.14)와 같이 산정한다.

$$f_{dt} = 0.125 \sqrt{f_m}$$
(B.1.14)

- (5) 조적채움벽의 전단강도는 식 (B.1.15)로 산정할 수 있는 채움벽의 지압강도를 초과할 수 없으며 채움벽과 접촉하는 기둥과 보의 지압면적은 전체 길이의 1/3로 가정한다.

$$V_{bm} = f_m' \left(\frac{h_m}{3} \right) t_m$$
(B.1.15)

여기서,

f_m' : 조적채움벽의 공칭압축강도

h_m : 조적채움벽의 높이

t_m : 조적채움벽의 두께

- (6) 식 (B.1.12), 식 (B.1.13) 및 식 (B.1.15)의 강도는 모두 횡하중에 대한 전단강도로서 조적채움벽을 등가스트럿으로 모델링하는 경우 식 (B.1.2)에 따라 축방향 압축강도로 환산하여 적용한다.

- (7) 표 B.1.1의 공칭강도 기본값을 사용하면서 다음 조건을 모두 충족하는 경우, 식 (B.1.12)에 의한 가로줄눈파괴 강도 V_{bjs} 를 제외하고 식 (B.1.13)의 대각균열강도 V_{dc}

와 식 (B.1.15)의 지압강도 V_{bm} 만을 사용하여 조적채움벽의 전단강도 및 등가스트럿의 축압축강도를 산정할 수 있다.

- 조적채움벽의 내부에 개구부가 없을 것
- 조적의 상태 평가가 ‘양호’일 것
- 인접 골조와 조적채움벽 사이에 틈새가 없을 것
- 면외방향 전도에 대하여 안전할 것 (B.1.5에 따라 검토)

B.1.4 모델링 주요 변수 및 허용기준

B.1.4.1 선형절차

- (1) 조적채움벽을 등가의 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 조적채움벽의 횡강성은 등가스트럿으로 모델링할 경우에 식 (B.1.3)에 따라 축강성으로 변환하여 적용한다. 채움벽은 식 (B.1.8)에 따른 등가스트럿의 활선강성을 적용하고, 허리벽은 식 (B.1.5)에 따른 초기강성을 축강성으로 변환하여 모델링한다.
- (3) 벽체의 스트럿 작용은 실제로는 압축방향으로만 발생함을 고려하여 각 하중조합별로 압축력이 작용하는 스트럿의 방향이 명확한 경우에 한하여 해당 방향의 단일 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (4) 압축력이 작용하는 스트럿의 방향을 특정하기 어려운 경우에 벽체의 두 대각선 방향 각각에 대하여 등가의 가새 요소를 적용한다. 이 경우 개별 가새의 횡방향 강성 및 강도는 각각 해당 벽체 횡방향 강성과 강도의 1/2로 가정한다.
- (5) 허리벽에 의한 단주효과로 인접기둥의 파괴가 선행되는 경우에 허리벽의 면내방향 평가를 생략할 수 있다. 허리벽과 기둥에서 허리벽에 의해 구속되는 부분의 평가를 생략할 수 있다.
- (6) (1)의 규정에 따라 등가스트럿으로 모델링된 조적채움벽의 m 계수는 표 B.1.3에 따른다.
- (7) 채움벽에 인접한 철근콘크리트 기둥의 m 계수는 표 B.1.4에 따른다.

표 B.1.3 조적채움벽의 m 계수

조건		목표성능수준별 m 계수 ¹⁾		
골조와 채움벽의 강도비 $\beta^2)$	채움벽의 길이/높이비 ³⁾	거주가능	인명안전	붕괴방지
0.7 미만	0.5	1.0	4.0	n.a.
	1.0	1.0	3.5	n.a.
	2.0	1.0	3.0	n.a.
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1.5	6.0	n.a.
	1.0	1.2	5.2	n.a.
	2.0	1.0	4.5	n.a.
1.3 이상	0.5	1.5	8.0	n.a.
	1.0	1.2	7.0	n.a.
	2.0	1.0	6.0	n.a.

- 1) 사이값은 선형보간한다.
- 2) 골조와 채움벽의 강도비 β 는 V_{frame}/V_m 로 산정한다.
- 3) 채움벽의 길이-높이비는 L_m/h_m 로 산정한다.

표 B.1.4 조적채움벽에 인접한 철근콘크리트기둥의 m 계수¹⁾

조건	거주 가능	1차부재		2차부재	
		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
(1) 기둥이 압축부재로 작용할 때 ²⁾					
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우 ³⁾	1	3	4	4	5
그 밖의 경우	1	1	1	1	1
(2) 기둥이 인장부재로 작용할 때 ²⁾					
주근 이음부가 충분히 구속된 경우 와 이음부가 없는 경우	3	4	5	5	6
그 밖의 경우	1	2	2	3	4

- 1) 선형보간하지 않는다.
- 2) 하중의 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 각각에 대해 검토한다.
- 3) 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KDS 41 20 00의 “4.18 내진설계시 특별고려사항” 중 전단벽의 특수경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.

B.1.4.2 비선형정적절차

- (1) 조적채움벽을 등가의 비탄성 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 철근콘크리트 골조 혹은 철골모멘트 골조 내부의 조적채움벽은 변형지배거동으로 본다.

- (3) 조적채움벽의 모델링 주요변수 및 허용기준은 층간변형각을 사용하여 그림 B.1.2(a) 및 표 B.1.5와 같이 정의된다. 등가스트럿으로 모델링 시에는 식 (B.1.1) 및 (B.1.2)에 따라 그림 B.1.2(b)와 같이 축방향의 하중-변형 관계로 변환하여 적용한다.
- (4) 그림 B.1.2에서 Q_y 는 B.1.3에서 정의하고 있는 V_{bjs} , V_{dc} 및 V_{bm} 중 가장 작은 값을 적용한다. 다만, 다음을 모두 만족하는 경우 V_{dc} 및 V_{bm} 중 작은 값을 Q_y 로 적용한다.
 - 조적채움벽의 내부에 개구부가 없을 것
 - 조적의 상태 평가가 ‘양호’일 것
 - 인접 골조와 조적채움벽 사이에 틈새가 없을 것
 - 면외방향 전도에 대하여 안전할 것 (B.1.5에 따라 검토)
- (5) 각각의 스트럿은 압축에만 저항하고 인장에는 저항할 수 없는 것으로 모델링한다.
- (6) 벽체의 두 대각선 방향 각각에 대하여 등가의 스트럿 요소를 적용한다.
- (7) 그림 B.1.2에서 잔류강도비 c 는 채움벽의 경우에 0으로, 허리벽의 경우에 1로 본다. 별도의 실험이나 상세 구조해석에 의한 근거자료가 있으면 다른 값을 사용할 수 있다.
- (8) 골조와 채움벽의 강도비 β 산정 시 골조의 강도로는 인접한 기둥의 전단강도를 사용한다.
- (9) 조적채움벽에 인접한 기둥의 축압축 및 축인장 거동에 대한 모델링 파라미터는 표 B.1.6과 같이 산정한다.
- (10) 표 B.1.5의 모델링 변수는 ASCE 41-13을 참조한 것으로서 각각 잔류강도와 변형능력을 나타내는 c 및 e 의 값이 명확히 주어져 있지 않다. 이는 개별 실험의 편차가 클 뿐만 아니라 면외 하중에 의해 균열이 발생하여 면내 하중저항 성능에 영향을 미치기 때문에 발생하는 불확실성을 고려한 것이기도 하다. 조적채움벽의 경우에 $c=0$, 허리벽의 경우에 $c=1$ 을 적용하고 표 B.1.5의 각주 4)에서와 같이 $e=d$ 로 가정하며, 결과적으로 각각의 횡하중-횡변형 관계는 그림 B.1.3과 같아진다. 조적채움벽의 경우에 전체구조물의 강성 및 강도 증진에 상당한 역할을 하므로 보수적으로 내진성능평가를 위하여 최대강도 이후 강도가 저하되는 것으로 모델링 한다. 반면에 허리벽은 단주효과로 기둥의 전단파괴를 유발하며, 인접 기둥에 작용하는 전단력이 해당 기둥의 전단강도에 도달하는 시점은 허리벽의 큰 초기강성으로 인해 층간변형각 g 와 d 사이의 강도저감 구간에서 발생하므로 이 구간의 강도를 가급적 크게 모델링하는 것이 단주효과의 측면에서 보수적 해석 결과를 도출하게 된다. 또한 채움벽은 허리벽에 비해 상대적으로 높이가 높기 때문에 면외 작용력이 면내 전단강도의 저하에 기여할 수 있는 정도가 크므로 상대적으로 더 큰 강도저감을 적용한다.

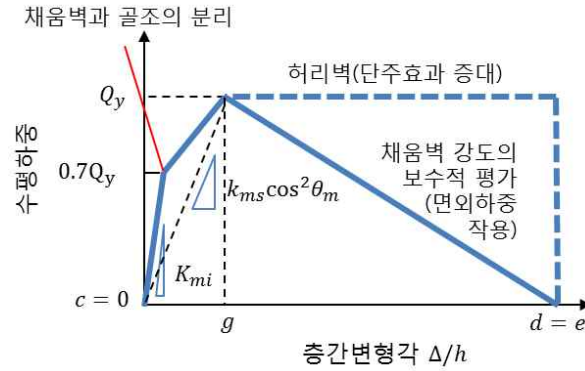


그림 B.1.3 조적채움벽과 허리벽의 비선형정적절차 적용 모델

표 B.1.5 조적채움벽의 등가압축가새의 모델링 주요변수 및 허용기준¹⁾

조건		모델링 주요변수			허용기준 (층간변형각, %)	
골조와 채움벽의 강도비 $\beta^2)$	채움벽의 길이/높이비 ³⁾	층간변형각 (%)		잔류 강도비 c	인명안전	붕괴방지
		d	e ⁴⁾			
0.7 미만	0.5	0.5	n.a.	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	0.4	n.a.	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	0.3	n.a.	n.a.	0.2	n.a.
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1	n.a.	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	0.8	n.a.	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	0.6	n.a.	n.a.	0.4	n.a.
1.3 이상	0.5	1.5	n.a.	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	1.2	n.a.	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	0.9	n.a.	n.a.	0.7	n.a.

- 1) 사이값은 선형보간한다.
- 2) 골조와 채움벽의 강도비 β 는 V_{frame}/V_m 로 산정한다.
- 3) 채움벽의 길이-높이비는 L_m/h_m 로 산정한다.
- 4) e는 d와 같다고 볼 수 있다.

표 B.1.6 조적채움벽에 인접한 철근콘크리트기둥의 모델링 주요변수 및 허용기준

조건	모델링 주요변수 ¹⁾			허용기준 (전체 변형률)		
	전체 변형률		잔류 강도비	거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
	d	e				
(1) 기둥이 압축부재로 작용할 때 ²⁾						
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우 ³⁾	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.02
그 밖의 경우	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
(2) 기둥이 인장부재로 작용할 때 ²⁾						
주근 이음부가 충분히 구속된 경우와 이음부가 없는 경우	0.05	0.05	0	0.01	0.03	0.04
그 밖의 경우	각주 4)	0.03	0.2	각주 4)		

- 1) 선형보간하지 않는다.
- 2) 하중의 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 각각에 대해 검토한다.
- 3) 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KDS 41 20 00의 “4.18 내진설계시 특별고려사항” 중 전단벽의 특수경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
- 4) 기둥이 인장부재로 작용하고 주근 이음부가 있을 경우 기둥의 모델링 주요 변수와 허용기준은 이음부 파괴를 고려하여 설정한다. 일반적으로 붕괴방지 수준은 강도 저하가 시작되는 지점으로, 또한 인명안전수준은 붕괴방지 수준의 3/4로 설정한다.

B.1.4.3 비선형동적절차

- (1) 조적채움벽을 등가의 비탄성 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) B.1.4.2(2)~(10)의 규정을 따른다.
- (3) 강성 및 강도저하를 포함하는 이력모델의 특성은 반복 가력 실험 결과를 토대로 검증된 것을 적용한다.

B.1.4.4 인접골조의 검토

- (1) 채움벽에 인접한 기둥의 축력 검토
채움벽에 인접한 기둥의 축방향 m계수는 표 B.1.4와 같고, 축방향 비선형 모델링 변수 및 허용기준은 전체변형률을 사용하여 표 B.1.6과 같이 정의한다.
- (2) 허리벽에 인접한 기둥의 검토
 - ① 이 조항은 양쪽에서 허리벽에 의해 구속되는 기둥의 구속되는 부분에 한하여 적용한다.
 - ② 비선형해석절차에서는 ①에서 규정한 부분의 휨 및 전단 변형성분을 탄성으로 모델링할 수 있다.
 - ③ 선형해석절차와 비선형해석절차에서 ①에서 규정한 부분의 휨 및 전단 변형성분은

비균열강성을 적용할 수 있다.

- ④ 선형해석절차와 비선형해석절차에서 ①에서 규정한 부분의 휨모멘트 및 전단력은 내진성능 검토 시 제외할 수 있다.

B.1.5 면외방향의 검토

- (1) 조적채움벽은 면내방향 거동 이외에도 면외방향의 전도에 대해 검토되어야 한다. 벽체의 면외방향 관성력에 대한 거동은 힘지배 거동으로 고려한다.
- (2) 조적채움벽의 면외방향의 강성은 전체 구조물의 해석모델에 포함하지 않는다.
- (3) 조적채움벽의 높이-두께비가 표 B.1.7에 규정된 상한치보다 작고 B.1.5(5)에서 규정한 아치 작용의 요건을 만족하는 경우 면외방향의 전도에 대해 안전한 것으로 볼 수 있다. 표 B.1.7에서 S_{DS} 와 S_{D1} 에 의해 각각 결정되는 상한치 가운데 작은 값을 적용한다.
- (4) 조적채움벽이 표 B.1.7의 성능수준별 높이-두께비를 초과하는 경우 B.1.5(5)와 (6)의 규정에 따라 면외강도에 대한 검토를 수행하여야 한다.
- (5) 면외 강도

- ① 휨균열 발생에 따른 전도가 조적벽체에 면외방향 하중 작용 시 파괴모드이다.
- ② 아치 작용(arching action)을 기대할 수 있는 경우
아치 작용을 기대하기 위해서는 채움벽이 주위의 골조와 완전히 접촉하고 있어야 하며 채움벽의 높이/두께비 (h_m/t_m)가 25 이하이어야 한다. 해당 조건 만족 시 채움벽의 면외강도 Q_{CL} 는 식 (B.1.16)으로 산정한다.

$$Q_{CL} = q_{in} A_{in} = \frac{0.7 f'_m \lambda_2}{(h_m/t_m)} A_{in} \quad (B.1.16)$$

여기서,

Q_{CL} : 조적채움벽의 면외강도(N)

q_{in} : 조적채움벽의 단위면적당 면외강도(MPa)

A_{in} : 조적채움벽 입면의 면적(mm²)

f'_m : 조적채움벽의 공칭압축강도

λ_2 : 표 B.1.8의 값을 사용한다.

- ③ 아치 작용을 기대할 수 없는 경우

조적채움벽을 수직 캔틸레버로 간주하고 휨균열이 발생하는 수평하중을 면외방향 하중작용 시의 강도로 결정한다. B.1.1.2 또는 B.1.1.3에 따른 채움벽의 공칭 인장강도를 적용한다. 4면 고정접합을 가정하기 위해서는 현장조사를 통해 조적벽체와 골조의 경계면에 이격(gap)이 존재하지 않는 것을 확인하여야 하며, 확인하지 않는 경우 하부면만 접합된 것으로 가정하여야 한다.

- (6) 허용기준

B.1.5(5)에 따라 산정된 벽체의 강도는 식 (B.1.17)로 계산된 관성력보다 커야 한다.

$$F_P = 0.4\chi S_{XS} W_p \geq 0.1\chi W_p \quad (\text{B.1.17})$$

여기서,

F_P : 면외방향의 관성력

S_{XS} : 중요도계수가 고려된 평가 대상 지진의 단주기 스펙트럼가속도

W : 벽체의 무게 혹은 단위중량

χ : 목표성능수준에 따른 계수. 붕괴방지의 경우 1.0, 인명안전의 경우 1.3, 거주가능의 경우 2.0을 사용한다.

표 B.1.7 아치작용의 요건을 만족하는 조적채움벽의 면외방향 검토를 생략하기 위한

높이-두께비(h_m/t_m) 상한치

성능수준	$S_{DS} < 0.33g$ 또는 $S_{D1} < 0.133g$	$0.33g \leq S_{DS} < 0.50g$ 또는 $0.133g \leq S_{D1} < 0.20g$	$0.50g \leq S_{DS}$ 또는 $0.20g \leq S_{D1}$
거주가능	14	13	8
인명안전	15	14	9
붕괴방지	16	15	10

S_{DS} , S_{D1} : KDS 41 17 00에 규정된 단주기 및 1초 주기 설계스펙트럼가속도

표 B.1.8 벽체의 높이-두께 비(h_m/t_m)에 대한 계수 λ_2

h_m/t_m	5	10	15	25
λ_2	0.129	0.060	0.034	0.013

선형 보간하여 적용한다.

B.2 비보강조적조

B.2.1 일반사항

- (1) 비보강조적벽체의 주요 파괴모드는 강체회전, 가로줄눈 파괴, 양단부 압괴파괴, 대각 인장파괴로 분류되며, 이중 강체회전과 가로줄눈 파괴는 연성거동이며 양단부 압괴파괴와 대각인장파괴는 취성거동이다. 강체회전 혹은 가로줄눈 파괴에 의해 지배되는 경우 비보강조적조의 거동은 변형지배거동으로 보고, 그렇지 않을 경우 힘지배거동으로 본다.
- (2) 비보강조적조는 대표적인 비내진건물로 연성거동이 매우 한정적이므로 이 해설서에서는 비선형절차는 제시하지 않는다. 다만 선형절차의 적용조건을 만족하지 않는 구조물은 평가결과 성능목표의 만족 여부에 무관하게 약층 비정형성 및 비틀림 강도 비정형성을 완화할 수 있도록 보강하여야 한다.
- (3) 벽돌과 모르타르로 이루어진 비보강조적조의 재료속성은 B.1.1.2 및 B.1.1.3에 따라 결정한다.

B.2.2 강성

비보강조적벽체의 면내강성은 재료의 역학적 특성 및 시공상태를 고려하여 산정한다. 다만, 조적조의 탄성계수는 표 B.1.2를 따른다.

B.2.3 강도

각 파괴모드별 공칭 전단강도식은 다음과 같고, 강도감소계수의 적용은 세부지침 3.4.5의 일반 원칙에 따른다.

(1) 강제회전(Rocking) 시의 기대전단강도

$$Q_{CE} = V_r = 0.9(\alpha P_D + 0.5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \quad (B.2.1)$$

여기서,

α : 캔틸레버의 경우 0.5, 양단고정인 경우 1.0

P_D : 자중을 제외한 고정하중

P_w : 벽체의 자중

h_{eff} : 벽체 하단에서부터 지진하중의 합력까지의 거리

L : 벽의 길이

(2) 가로줄눈 파괴 시의 기대전단강도

가로줄눈파괴 시 초기 기대전단강도는 식 (B.2.2)로 산정하며, 최종강도 도달 후 즉, 미끄러짐 발생 이후의 강도는 식 (B.2.3)으로 산정한다.

$$Q_{CE} = V_{bjs1} = v_{me} A_n \quad (B.2.2)$$

$$Q_{CE} = V_{bjs2} = 0.5P_D \quad (B.2.3)$$

여기서,

v_{me} : 모르타르 접착면의 기대 줄눈전단강도

기대 줄눈전단강도는 ASTM C1531에 따라 수평줄눈 전단강도시험을 실시한 경우 식 (B.2.4)로 산정한다. 사인장 전단강도 또는 쏘갠인장강도 시험을 실시한 경우에는 식 (B.2.5)로 산정한다. 현장시험에 의하지 않는 경우에 v_{me} 는 B.1.1.3에 따라 재료강도의 기본값을 사용하여 결정한다.

$$v_{me} = \frac{0.75 \left(0.75v_{te} + \frac{P_D}{A_n} \right)}{1.5} \quad (B.2.4)$$

$$v_{me} = \frac{0.75 \left(f_{spe} + \frac{P_D}{A_n} \right)}{1.5} \quad (B.2.5)$$

여기서,

f_{spe} : 사인장 전단강도 혹은 쏘갠인장강도의 기대값

v_{te} : $v_{to} = V_{test}/A_b - P_{D+L}$ 로 계산되는 현장시험 줄눈 전단강도의 기대값으로
서 V_{test} 는 조적개체에 가해지는 전단력, A_b 는 전단력이 전달되는 모든
모르타르 사춤의 면적, P_{D+L} 는 시험 당시에 조적개체에 작용하는 연직
사용하중

식 (B.2.4)에서 v_{te} 에 곱해지는 계수 0.75는 현장시험 시 조적 개체의 상하면 이외에
뒤쪽 측면까지 모르타르 사춤이 시공된 경우에만 적용한다.

(3) 양단부 압괴파괴 시의 공칭전단강도

$$Q_{CL} = V_{tc} = (\alpha P_D + 0.5 P_W) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m} \right) \quad (B.2.6)$$

여기서,

f_a : 세부지침 식(3.5.3)의 하중조합에 의한 축응력

f'_m : 조적조의 공칭 압축강도

(4) 대각인장파괴 시의 공칭전단강도

$$Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (B.2.7)$$

여기서,

f'_{dt} : 조적벽체의 공칭사인장 강도, 이 값을 모를 경우 B.1.3(3)에 따라 결정
되는 공칭 줄눈전단강도 v_{mL} 을 사용할 수 있음.

β : L/h_{eff} , 다만, 0.67 이상, 1.0 이하.

f_a : 연직하중에 의한 축응력

B.2.4 모델링 주요 변수 및 허용기준

B.2.4.1 선형절차

비보강 조적조의 m계수는 표 B.2.1과 같으며 만족여부 판정절차는 세부지침 3.5.4에 따른다.

표 B.2.1 비보강 조적조의 m계수⁵⁾

파괴모드	1차부재			2차부재	
	거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강체회전 ^{2),3)}	$1 \leq 1.5\beta^{1)} \leq 1.5$	$1.5 \leq 3\beta^{1)} \leq 3.75$	$2 \leq 4\beta^{1)} \leq 5$	$2 \leq 4\beta^{1)} \leq 5$	$3 \leq 6\beta^{1)} \leq 8$
가로줄눈파괴 ⁴⁾	1	3	4	6	8

1) $\beta = h_{eff}/L$

2) 강체회전 파괴모드가 지배거동이 되기 위해서는 조적의 두께가 150 mm 이상이며 1.0B 쌓기 이상이어야 한다.

3) 강체회전모드의 m계수는, 모멘트-곡률 혹은 기타 적절한 해석적인 방법에 의해 양단부 압괴파괴가 발생하지 않는다는 것을 증명하지 않는 한, 연직하중에 의한 축력과 조적조의 공칭압축강도의 비, f_a/f'_m 이 4% 이하인 경우에만 적용한다. 4%를 초과할 경우는 힘지배거동으로 본다.

4) 가로줄눈 파괴강도는 식(B.2.2)의 V_{bjs1} 을 적용한다.

5) $v_{mL} < 0.19MPa$ 이면서 어느 한쪽 면에도 양호한 모르타르 마감에 없는 경우에는 힘지배거동으로 간주한다.

B.2.5 면외방향의 검토

면외방향 작용력은 하중지배 작용으로 간주한다. 비보강조적조의 면외방향의 강성은 전체 구조물의 해석모델에 포함하지 않는다. 조적개체가 가로지르지 않고 완전히 구분되도록 쌓은 두 면 사이에 모르타르 사춤이 부족하거나 단열재 등으로 인해 일체화되지 않은 경우 하나의 벽체로 보고 검토할 수 없다.

(1) 면외 강도

- ① 아치 작용을 고려하여 면외 강도를 산정할 수 있다. 단, 아치 작용을 기대하기 위해서는 해당 벽체를 둘러싸고 있는 구조요소들이 충분한 강성을 갖고 있어야 하며, 벽체와 주변 구조요소는 완전히 접촉하고 있어야 한다.
- ② 아치작용을 고려할 수 없는 경우에는 경계조건을 고려하여 휨균열이 발생하는 수평 하중을 면외방향 하중작용 시의 강도로 결정한다. B.1.1.2 또는 B.1.1.3에 따른 채움벽의 공칭 인장강도를 적용한다. 축력과 편심하중의 영향을 고려한다.

(2) 허용기준

- ① 휨균열 강도는 식 (B.1.17)의 면외 관성력보다 커야 한다.
- ② 별도의 상세해석을 통해서 전도에 대한 벽체의 안정성을 입증할 수 있다면 인명안전 또는 붕괴방지 성능수준에 대해서 벽체의 휨균열을 허용할 수 있다.
- ③ 벽체의 성능은 면내방향과 면외방향 검토 결과를 종합하여 결정한다.

[부록 C] 강구조

C.1 일반사항

- (1) 이 부록 C는 강재를 이용한 지진력 저항시스템을 갖고 있는 기존 건축물의 내진성능 평가에 적용한다. 이 장의 요구사항은 구조시스템에 설치된 강재, 보강된 강재, 기존 건축물의 구조시스템에 추가된 신설 강재에 적용한다.
- (2) 이 장에서 다루는 강재를 이용한 지진력저항시스템에는 합성구조시스템을 포함하지 않는다. 이는 합성부재의 선형절차 및 비선형절차를 위한 해석모델 및 허용기준이 명확하게 규정되어 있지 않기 때문이다. 합성부재의 내진성능평가를 위해서는 실험적 절차를 사용할 경우 세부지침 3.6.4의 참고사항(“구조실험을 통해 모델링변수 및 허용 기준의 산정절차”)을 참고할 수 있다.

C.2 재료강도 및 상태평가

C.2.1 재료강도

- (1) 모재와 접합재의 재료 항복강도와 인장강도의 정보를 확보해야 한다.
- (2) 강재의 재료강도는 대상 건축물의 시공상태를 고려하고 설계도서에 따라야 한다.
- (3) 설계도서에 강종만 명기되어 있는 경우, 표 C.2.1을 공칭강도로 본다. 기대강도는 공칭강도에 표 C.2.2의 계수를 곱하여 결정한다. 즉, 기대항복강도는 공칭 항복강도에 R_y 를 곱한 값을 사용하고, 기대인장강도는 공칭 인장강도에 R_t 를 곱한 값을 사용한다.
- (4) 표 C.2.1과 표 C.2.2의 강재는 2017년 이전에 사용되던 KS 구조용 강재이다. 2018년 1월 1일 이후 사용되는 신 규격의 KS 강재는 건축물 강구조설계기준(KDS 41 30 10)을 참고한다.
- (5) 설계도서가 없거나 설계도서에 재료강도 및 강종이 명기되어 있지 않은 경우, 현장조건의 표본을 채취하여 재료강도시험을 통해 결정하여야 한다. 표본의 채취 및 시험 방법은 다음 요구사항에 따른다.
 - ① 지진력 저항시스템의 부재와 연결재 종별로 1개 이상의 표본을 채취한다. 연결재는 리벳이나 볼트를 의미한다.
 - ② 표본을 채취할 경우, 표본에 의한 단면 손실 부분을 보수해야 한다.
 - ③ 리벳이나 볼트와 같은 연결재를 표본으로 제거한 경우, 동등한 연결재를 바로 재설치해야 한다.
 - ④ 재료 강도시험 방법은 한국산업규격(KS)에 따른다.
 재료시험을 실시한 경우, 공칭강도는 세부지침 2.2 및 2.3에 따라 결정한다.
- (6) 설계도서가 없거나 설계도서에 재료강도 및 강종이 명기되어 있지 않은 경우, 보와 기둥의 강종을 표 C.2.1의 SS400으로 간주하여 공칭강도를 산정할 수 있다. 다만, 기대재료강도는 공칭강도에 1.1을 곱한 값으로 한다.
- (7) 다만 책임기술자 또는 구조기술사가 판단하여 해당연도에 많이 쓰였던 보수적인 강종을 선택할 수 있으며 이 경우 선정 근거를 보고서에 명시하여야 한다.

표 C.2.1 주요 구조용 강재의 공칭강도, MPa

강재종별	F_y			F_u	F_y	F_u
	40mm 이하	40mm 초과 75mm 이하	75mm 초과 100mm 이하	100mm 이하	80mm 이하	80mm 이하
SS400 SM400 SN400 SMA400	235	215	215	400	—	—
SHN400	235	235	—	400	—	—
SS490	275	255	—	490	—	—
SM490 SMA490	315	295	295	490	—	—
SN490	325	295	295	490	—	—
SHN490	325	325	—	490	—	—
SM520 (SM490Y)	355	335	325	520 (490)	—	—
SS540	390	—	—	540	—	—
SM570 SMA570	450	430	420	570	—	—
SM490TMC	—	—	—	—	315	490
SM520TMC	—	—	—	—	355	520
SM570TMC	—	—	—	—	450	570
HSA800	—	—	—	—	650	800

표 C.2.2 공칭강도에서 기대강도로 변환하는 계수

적용		R_y	R_t
구조용 압연형강 및 냉간가공재	KS D 3503 SS400 KS D 3530 SSC400 KS D 3558 SWH400 KS D 3566 STK400, STK490 KS D 3568 SPSR400, SPSR490 KS D 3632 STKN400, STKN490	1.3	1.2
	KS D 3515 SM400, SM490, SM520 KS D 3864 SPAR295, SPAP235, SPAP325 KS D 4108 SCW 490-CF	1.2	1.2
	KS D 3861 SN400, SN490 KS D 3866 SHN400, SHN490	1.1	1.1
	KS D 3503 SS400	1.3	1.2
플레이트	KS D 3515 SM490, SM490TMC, SM520 SM520TMC, SM570, SM570TMC, SMA400, SMA490, SMA570	1.2	1.2
	KS D 3861 SN400, SN490	1.1	1.1
	KS D 5994 HSA800	1.1	1.1

C.2.2 상태평가

- (1) 녹, 부식, 화재에 의한 손상 등의 환경적 효과 또는 과적, 피로 등의 하중 효과로 인해 부재 및 접합부의 결함 또는 변질 여부를 평가해야 한다. 여기서 용접 접합부의 용접 결함을 포함한다.
- (2) 구조 부재 및 접합부의 상태 및 부재와 접합부 사이의 하중 경로 연속성을 검증해야

한다.

- (3) 상태평가 결과 손상 또는 결함이 없는 경우, 설계도면에 있는 부재 단면을 사용한다.
- (4) 손상 또는 결함이 있는 경우, 단면 손실을 정량적으로 측정해야 하며, 구조역학 원리에 따라 단면성능을 저감해야 한다.

C.3 평가 요구사항

C.3.1 부재

- (1) 시스템별 부재의 강성 및 강도는 원칙적으로 KDS 41 30 10에 따라 산정한다.
- (2) 선형절차 및 비선형절차의 경우, 부재 강도는 다음을 고려하여 산정한다.
 - ① 변형지배거동 부재의 강도를 산정할 경우, 재료의 기대강도를 적용한다.
 - ② 힘지배거동 부재의 강도를 산정할 경우, 재료의 공칭강도를 적용한다.
 - ③ 강도감소계수의 적용은 세부지침 3.4.5의 일반 원칙에 따른다.
- (3) 선형절차 및 비선형절차의 경우, 변형지배거동을 하는 부재의 변형 능력을 위한 허용 기준은 C.4.4와 C.5.4에 따라 산정한다.

C.3.2 기초 연결

- (1) 강재와 콘크리트의 접합부는 [부록 A]와 [부록 C]의 규정에 따라, 변형지배거동 또는 힘지배거동으로 분류하고 강도를 결정한다.
- (2) 강재와 콘크리트의 접합부 강도는 강재 부재 강도, 접합플레이트 강도, 앵커볼트 강도 한계상태에 대하여 산정된 최솟값이어야 한다.
- (3) 기둥 베이스 플레이트 강도는 다음 한계상태에 기반하여 산정된 최소 강도로 한다.
 - ① 용접 또는 볼트의 기대강도
 - ② 콘크리트 기대지지력
 - ③ 베이스 플레이트 기대항복강도
- (4) 기둥 베이스 플레이트와 콘크리트의 앵커볼트 접합부 강도는 다음 한계상태에 대하여 산정된 강도 중 최솟값으로 한다.
 - ① 앵커볼트의 전단항복강도 또는 인장항복강도
 - ② 앵커볼트와 콘크리트 사이의 부착 손실
 - ③ 콘크리트 파괴

각 한계상태에 대한 앵커볼트 강도는 건축물콘크리트구조설계기준(KDS 41 20 00)에 따라 산정하며, 강도감소계수의 적용은 세부지침 3.4.5의 일반 원칙에 따른다.
- (5) 기둥 베이스 접합부의 한계상태가 콘크리트에 의한 앵커볼트 파괴모드에 좌우될 때, 힘지배거동으로 간주하여야 한다.

C.3.3 철골 지붕 또는 철골 증축부

- (1) 콘크리트가 아닌 경량마감재로 마감되는 철골 지붕의 경우, 강체 다이아프램(diaphragm)으로 모델링하여서는 안 된다. 다이아프램 역할을 하는 경량패널, 데크플레이트 또는 가새를 직접 모델링하거나 다이아프램의 적절한 강성을 포함하여 평가해야 한다.

- (2) 철골 지붕의 보와 철골 증축부의 기동을 모델링하여 평가해야 한다.
- (3) 강재 보와 경량패널 또는 데크 플레이트 사이의 접합부 내진성능을 평가해야 한다.
- (4) 철골 증축부의 경우, 강재 기둥과 기존 구조물 사이의 접합부 내진성능을 평가해야 한다.

C.4 철골모멘트골조

C.4.1 일반사항

- (1) 이 장은 완전강접합 형태의 접합부를 가진 철골모멘트골조에 적용하며, 이 장에 규정되지 않은 사항은 KDS 41 30 10의 철골모멘트골조 조항에 따른다.
- (2) 완전강접합 형태의 모멘트접합은 대표적으로 다음의 접합부 형식을 갖는다: 용접비보강플랜지(welded unreinforced flange, WUF); 보플랜지절취형(reduced beam section, RBS); 용접하부현지(welded bottom haunch).
- (3) (2)항에 포함되지 않는 접합부를 가진 모멘트골조의 경우, 패널존 변형을 제외한 접합부 변형이 골조의 전체 횡변형에 10% 이상 기여하지 않고, 접합부가 연결된 부재 중 약한 부재 이상으로 강하면 완전강접합으로 분류할 수 있다.
- (4) 국내 현장에서 적용하는 대표적인 완전강접합 형태의 모멘트접합은 표준접합상세를 참조한다. 국내에서 가장 많이 사용하는 컬럼트리(브라킷)형식 용접비보강플랜지 접합부 상세는 그림 C.4.1과 같다.

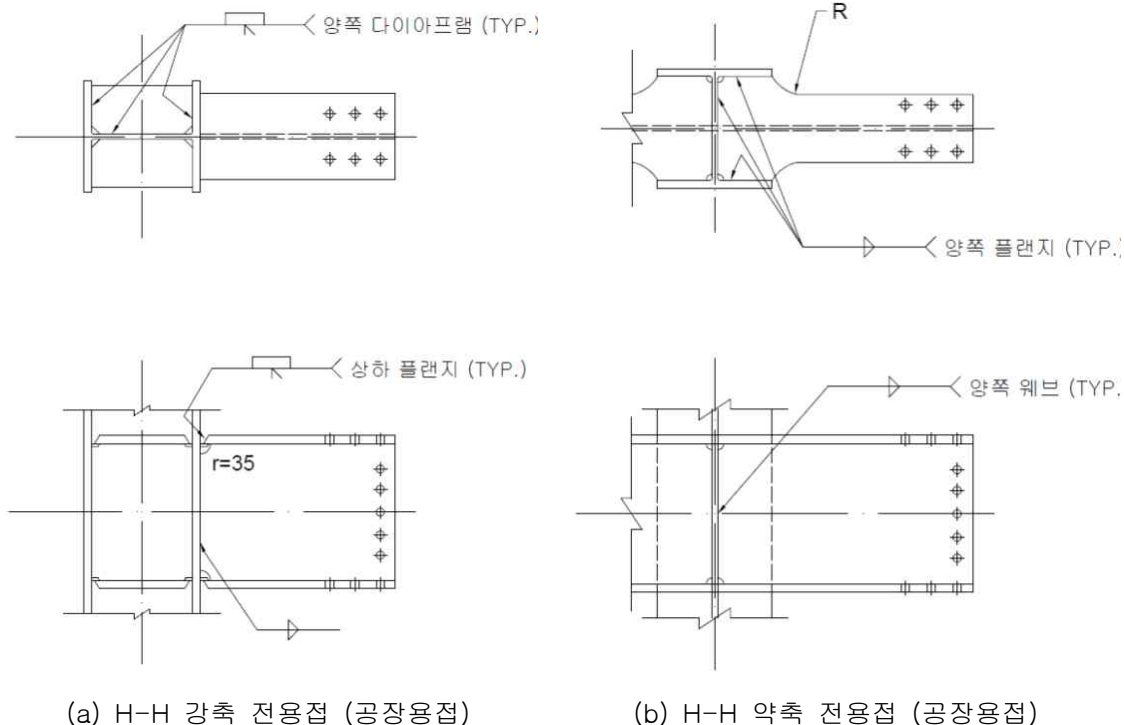


그림 C.4.1 용접비보강플랜지 완전강접합 형태의 모멘트접합 상세 예

C.4.2 해석모델

C.4.2.1 선형절차

(1) 부재(보, 기둥), 패널존 및 접합부의 강성은 구조역학 원칙에 기반하고 KDS 41 30 10의 규정에 따른다.

(2) 축 및 전단에 대한 합성단면

- ① 강재단면이 콘크리트에 완전 매입된 부재의 경우, 지진시에도 콘크리트가 박락되지 않게 횡보강철근으로 충분히 구속되어 있는 경우 합성단면으로 볼 수 있다.
- ② 콘크리트부분이 최소한 3면 이상, 혹은 외곽둘레의 75 %이상 강재 부재요소로 구속된 경우에도 합성효과를 인정할 수 있다.

(3) 합성단면의 휨강성

- ① 강재 단면이 콘크리트에 완전 매입된 부재의 경우, 휨강성 산정시 합성단면으로 볼 수 있다.
- ② 그러나 콘크리트와 강재 사이에 성능수준별 허용기준에 적합한 전단전달기구가 확보되지 않은 경우, 고려하는 합성단면의 폭은 강재 단면 플랜지의 폭보다 크지 않아야 하며 슬래브 부분을 포함할 수 없다.

(4) 패널존

- ① 패널존의 강성을 고려해야 할 경우, 해석모델에 패널존 요소를 추가하여 해석하거나 또는 패널존의 강성을 고려하여 보 부재의 휨강성을 조정하여 해석할 수 있다.
- ② 패널존의 기대전단강도가 기둥-보 접합면에서 보의 휨강도 이상이며, 패널존의 강성이 보 휨강성의 10배 이상일 경우 패널존 모델링을 하지 않아도 된다. 이 경우 보 유효길이의 감소를 고려하기 위해 기둥 중심선에서 기둥-보 접합면까지 강체오프셋(rigid offset)을 사용하여 강체로 모델링할 수 있다.
- ③ 패널존의 면내 방향으로 철골가새나 철근콘크리트 전단벽이 있고 층간변위각이 철골가새나 철근콘크리트 전단벽의 허용층간변위각 미만이면 패널존의 모델링을 생략할 수 있다.

(5) 접합부

- ① 접합부의 소성한지가 기둥면에서 이격하여 보 부재에서 발생하도록 접합부를 의도적으로 보강한 경우가 아닌 한, 접합부의 강성을 해석모델에 포함할 필요는 없다.
- ② 접합부를 보강한 경우, 기둥면에서부터 소성한지 발생 위치까지 구간의 보는 강체로 모델링하여야 한다.

C.4.2.2 비선형절차

(1) 비선형절차를 적용할 경우, 다음의 기준을 적용한다.

- ① 보-기둥 부재가 $P > 0.5P_y$ 인 경우, 탄성부재의 휨강성 EI_g 에 KDS 41 30 10에 따른 τ_b 를 적용하여 수정해야 한다.
- ② 보와 보-기둥의 비선형 모멘트-곡률 관계 및 상호작용 관계로 소성화를 나타내야 한다.
- ③ C.4.2.1 (4) ③인 경우를 제외하고, 패널존의 비선형 거동을 수치모델에 포함해야 한다.

- (2) 완전강접합모멘트골조의 부재들에 그림 C.4.2와 같은 힘-변형 곡선을 사용한다. 그림 C.4.2에서 Q 는 부재 하중이고 Q_y 는 부재 기대강도이다. 보와 기둥의 경우, θ 는 보/기둥의 총 (탄성+소성) 회전각, θ_y 는 항복 회전각, Δ 는 총 변위, Δ_y 는 항복변위이다. 패널존의 경우, θ , θ_y 는 전단변형각(radian)이다.

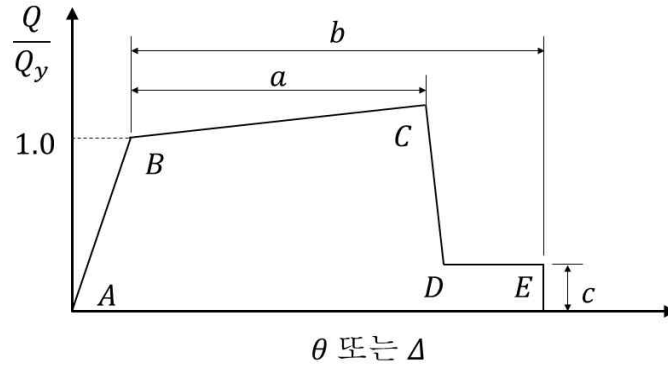


그림 C.4.2 강재 부재의 힘과 변형 관계

- ① 여기서 변수 a , b , c 는 표 C.4.2에 정의되어 있다.
 - ② 또한, 다음과 같이 부재의 변형률경화를 고려할 수 있다.
 - 1) 보 및 기둥의 변형률경화 구간 기울기는 탄성구간 기울기의 3%로 적용하며, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다.
 - 2) 패널존 항복이 발생하는 경우, 패널존의 변형률경화 구간 기울기는 탄성구간 기울기의 6%로 적용하며, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다.
- (3) 보의 총 회전각 θ 은 그림 C.4.3과 같이 현회전각(chord rotation)으로 정의된다. 현회전각은 항복회전각 θ_y 에 소성회전각을 더하여 산정하거나, 총간변위각과 동일하게 간주할 수 있다.

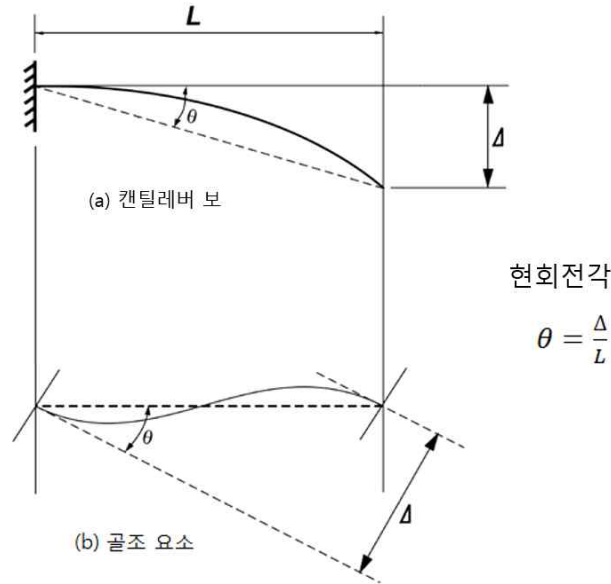


그림 C.4.3 현회전각의 정의

(4) 변곡점이 보/기둥 중간에 발생하는 경우, 항복회전각(θ_y)은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보} : \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (\text{C.4.1})$$

$$\text{기둥} : \theta_y = \frac{Zf_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (\text{C.4.2})$$

(5) 부재별 기대강도(Q_{CE})는 재료의 기대강도를 사용하여 구한 값으로 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보} : Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (\text{C.4.3})$$

$$\text{기둥} : Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (\text{C.4.4})$$

$$\text{패널존} : Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (\text{C.4.5})$$

여기서,

d_c : 기둥 깊이

E : 탄성계수

F_{ye} : 재료의 기대항복강도

I_b : 보의 단면 2차 모멘트

- I_c : 기둥의 단면 2차 모멘트
 l_b : 보 길이
 l_c : 기둥 길이
 M_{CE} : 기대휨강도
 P : 비선형 정적해석의 경우, 성능점(혹은 목표변위)에서 부재에 작용하는 축력, 선형해석의 경우, 힘지배거동 하중조합(Q_{UF})에 의한 축력
 P_{ye} : 부재의 기대축항복강도 = $A_g F_{ye}$
 t_p : 보강판을 포함한 패널존 총 두께
 V_{CE} : 기대전단강도
 Z : 소성단면계수

C.4.3 강도

선형절차 및 비선형절차의 경우, 부재 강도는 각각 C.4.3.1과 C.4.3.2의 요구조건에 따른다.

C.4.3.1 선형절차

(1) 보

축하중이 축강도의 10 %이하인 경우, 휨을 받는 부재의 강도는 다음에 따라 산정한다.

- ① 휨부재의 기대휨강도 Q_{CE} 는 KDS 41 30 10의 설계강도 식을 이용하여 결정한다. 다만, 저항계수를 1.0으로 하고, 재료항복강도에 F_y 대신 F_{ye} 를 적용한다.
- ② 보 및 기타 휨지배 부재의 기대강도 Q_{CE} 는 항복, 횡비틀림좌굴, 플랜지 국부좌굴, 웹 전단항복의 한계상태에 대하여 산정한 강도 중 최솟값이어야 한다.
- ③ 조밀단면의 2축대칭 강재보의 경우, $L_b < L_p$ 이면 강축에 대한 기대휨강도 Q_{CE} 는 다음 식에 따라 산정한다.

$$Q_{CE} = M_{CE} = Z F_{ye} \quad (C.4.6)$$

- ④ 지진시에도 콘크리트가 박락되지 않을 정도로 구속철근이 충분한 콘크리트 완전매입형 합성보인 경우, 압축플랜지 폭 $b_f = 0$ 과 비지지길이 $L_b = 0$ 을 사용한다. 약축에 대해 휨을 받거나 콘크리트 완전매입형 부재의 경우, 지진시에도 콘크리트가 박락되지 않을 정도로 구속철근이 충분하면, 국부좌굴과 횡비틀림좌굴 한계상태를 고려할 필요가 없다.
- ⑤ 비보강 웹의 전단강도가 보의 강도를 지배하고 $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ 인 경우, V_{CE} 는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6 F_{ye} A_w \quad (C.4.7)$$

$h/t_w > 418/\sqrt{F_y}$ 인 경우, KDS 41 30 10에 따라 V_{CE} 를 산정한다.

(2) 기둥

축하중이 축강도의 10 %를 초과하는 경우, 휨과 축력을 받는 부재의 강도는 다음에 따라 산정한다.

- ① 압축력을 받는 기둥의 공칭강도 Q_{CL} 는 기둥좌굴, 플랜지 국부좌굴, 웨브 국부좌굴 한계상태에 대하여 산정한 강도 중 최솟값으로 한다. 공칭압축강도 P_{CL} 은 KDS 41 30 10에 따라 산정한다. 이때, 저항계수를 1.0으로 하고, 재료강도로 공칭항복강도를 사용한다.
- ② 기둥에 인장력이 작용할 경우, 기둥의 기대인장강도 T_{CE} 는 다음과 따라 산정한다.

$$Q_{CE} = T_{CE} = A_c F_{ye} \quad (C.4.8)$$

여기서,

A_c : 기둥 단면적

(3) 패널존

패널존의 강도는 식 (C.4.5)를 사용하여 산정한다.

C.4.3.2 비선형절차

- (1) 비선형정적절차의 경우, 그림 C.4.2와 같은 완전한 부재별 하중-변위 관계를 결정해야 한다. 부재별 기대강도 Q_{CE} 는 선형절차와 동일한 값을 사용한다.
- (2) 비선형동적절차의 경우, 실험 또는 KDS 41 30 10에서 인정하는 기타 방법을 통해 완전한 부재별 이력거동을 결정해야 한다.

C.4.4 허용기준

선형절차 및 비선형절차의 경우, 허용기준은 각각 C.4.4.1 및 C.4.4.2의 요구조건에 따른다.

C.4.4.1 선형절차

선형절차의 부재별 허용기준은 표 C.4.1과 같다.

(1) 보

- ① 작용하는 축력이 축강도의 10% 이하인 경우, 보의 휨과 전단거동은 변형지배거동으로 본다.
- ② 용접조립(built-up)형강인 경우, 인장가새에 대한 규정을 사용하여 레이싱(lacing)

플레이트의 적절성을 평가하여야 한다.

- ③ 강재가 콘크리트에 완전히 매립되어 있으며 지진시에도 박리되지 않을 정도로 적절한 횡보강근에 의해 콘크리트가 구속되어 있을 경우, $b_f=0$ 및 $L_p=0$ 으로 보고 m 계수를 산정한다.
- ④ 횡비틀림좌굴로 인해 기대강도가 ZF_{ye} 보다 작은 경우, 부재별 허용기준은 표 C.4.1에 의한 m 대신에 다음의 m_e 를 사용하여 판정한다.

$$m_e = m - (m-1) \frac{M_p - M_n}{M_p - M_r} \geq 1.0 \quad (C.4.9)$$

- ⑤ 전단을 전달하는 레이싱 플레이트의 강도가 지배하는 용접조립형강의 경우, 표 C.4.1에 있는 m 값에 0.5를 곱하여 적용한다. 그러나 $0.5 \times m$ 이 1.0 미만이면 1.0을 적용한다.

(2) 기둥

압축과 휨 조합력을 받는 기둥은 비틀림좌굴이 발생하지 않도록 KDS 41 30 10에 따라 횡지지가 존재해야 한다.

- ① 압축력과 휨을 동시에 받는 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50 % 이하인 경우, 휨은 변형지배거동으로, 압축은 힘지배거동으로 보고, 다음 식에 따라 조합강도를 평가한다.

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (C.4.10)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{2P_{CL}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (C.4.11)$$

- ② 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50 %를 초과한 경우, 휨과 압축 모두를 힘지배거동으로 보고, 다음 식에 따라 조합강도를 평가한다.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (C.4.12)$$

- ③ 기둥에 작용하는 인장은 변형지배거동으로 본다. 인장과 휨이 동시에 작용하는 경우, 인장과 휨 모두 변형지배거동으로 본다. 다음 식에 의해 기둥을 평가한다.

$$\frac{T}{m_t T_{CE}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (C.4.13)$$

여기서,

P_{UF} : 힘지배 거동시의 하중조합에 의한 압축하중

P_{CL} : 공칭압축강도

M_x : 변형지배 거동시의 하중조합에 의한 x방향 휨모멘트

M_y : 변형지배 거동시의 하중조합에 의한 y방향 휨모멘트

M_{CEx} : 기둥의 x축방향 기대휨강도

M_{CEy} : 기둥의 y축방향 기대휨강도

m_x : 표 C.4.1에 의한 m 계수(x방향)

m_y : 표 C.4.1에 의한 m 계수(y방향)

m_t : 표 C.4.1에 의한 m 계수(순수인장력)

M_{UFx} : 힘지배 거동시의 하중조합에 의한 x방향 휨모멘트

M_{UFy} : 힘지배 거동시의 하중조합에 의한 y방향 휨모멘트

M_{CLx} : 기둥의 x축방향 공칭 휨강도

M_{CLy} : 기둥의 y축방향 공칭 휨강도

T : 인장하중

T_{CE} : 기둥의 기대인장강도

(3) 패널존

패널존 전단은 변형지배거동으로 간주하여, 패널존 기대전단강도를 산정하고 표 C.4.1에서 구한 m 계수를 사용하여 평가한다.

(4) 완전강접 보-기둥 접합부

- 1) 완전강접 보-기둥 접합부, 즉 강접합된 보와 기둥이 만나는 면의 거동은 변형지배 거동으로 본다.
- 2) 보-기둥 접합부의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이-깊이 비, 보의 웨브와 플랜지의 폭-두께비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 C.4.1에 의한 m 계수를 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정하나 m 계수가 1.0 이하일 필요는 없다.

① 연속판 상세

다음 중 하나 이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 C.4.1에 의한 m계수의 값에 0.8을 곱한다.

$$a) t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

$$b) \frac{b_{bf}}{7} < t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2} \text{ 및 } t \geq \frac{t_{bf}}{2} \text{ 인 연속판}$$

$$c) t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ 그리고 } t \geq \frac{t_{bf}}{2} \text{ 인 연속판}$$

② 패널존 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 C.4.1에 의한 m계수의 값에 0.8을 곱한다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9 \quad (C.4.14)$$

여기서, $V_y = 0.55 F_{yec} d_c t_{cw}$ 이고 V_{PZ} = 접합부에서 위험 단면에 힌지가 발생했을 때 패널존에 작용하는 전단력의 크기이다. 패널존 기둥면에서의 보의 기대항복강도 M_{ye} 에 대해 V_{PZ} 는 다음과 같다.

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_{ye}^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \quad (C.4.15)$$

③ 보 순경간 길이-깊이 비

보의 순경간길이-깊이 비, L_c/d 가 10보다 클 경우, 표 C.4.1에 의한 m계수의 값에 $1.4 - 0.04(L_c/d)$ 을 곱한다.

④ 보 플랜지 및 웨브의 폭-두께비

보 플랜지 및 웨브의 폭-두께비가 다음 조건을 모두 만족할 경우, 표 C.4.1에 의한 m 계수의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (C.4.16)$$

그러나, 보 플랜지 혹은 웨브의 폭-두께비가 다음 식에 해당할 경우 표 C.4.1에 의한 m계수의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \quad \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (C.4.17)$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 직선보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 폭-두께비에 의한 수정계수값 중 작은 값을 사용한다. 보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 이격되도록 설계된 강접합 보-기둥 접합부는 힘지배거동으로 보고 다음 식에 따라 검토한다.

$$Q_{CLc} \geq Q_{CEb} \quad (C.4.18)$$

여기서,

Q_{CLc} : 접합부의 최소 강도

Q_{CEb} : 보의 기대휨강도

표 C.4.1 철골완전강점모멘트골조의 m 계수

부재 및 조건	거주가능	1차부재		2차부재	
		인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지
보-휨					
$b_f/2t_f \leq 0.3\sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 2.45\sqrt{E/F_{ye}}$	2	6	8	10	12
$b_f/2t_f > 0.38\sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_{ye}}$	1.25	2	3	3	4
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.				
기둥-휨 ^{1),2)}					
$P < 0.2P_{CL}$ 인 경우 ⁵⁾					
$b_f/2t_f \leq 0.3\sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 1.76\sqrt{E/F_{ye}}$	2	6	8	10	12
$b_f/2t_f > 0.38\sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 2.7\sqrt{E/F_{ye}}$	1.25	1.25	2	2	3
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.				
$0.2P_{CL} \leq P \leq 0.5P_{CL}$ 인 경우					
$b_f/2t_f \leq 0.3\sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 1.53\sqrt{E/F_{ye}}$	1.25	$9 k_p^{3)}$	$12 k_p$	$15 k_p$	$18 k_p$
$b_f/2t_f > 0.38\sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 2.35\sqrt{E/F_{ye}}$	1.25	1.25	1.5	2	2
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.				
기둥 패널존					
전단	1.5	8	11	12	12
철골완전강점모멘트접합부					
전용접 접합부 또는 웨브볼트 플랜지현장용접 접합부 ⁴⁾	1	4.3 - 0.0033d	3.9 - 0.0017d	4.3 - 0.0019d	5.5 - 0.0025d
보플랜지절취형(RBS) 접합부 ⁴⁾	3.5 - 0.0003d	4.9 - 0.00098d	6.2 - 0.0013d	6.5 - 0.00098d	8.4 - 0.0013d
용접하부현치 접합부	2.3	3.1	3.8	4.6	5.9
용접상하부현치 접합부	2.4	3.1	3.9	4.7	6.0

1) 각형강관 기둥의 경우, $b_f/2t_f \leq 0.3\sqrt{E/F_{ye}}$ 대신 $b/t \leq 0.64\sqrt{E/F_{ye}}$ 를 사용하고,

$b_f/2t_f > 0.38\sqrt{E/F_{ye}}$ 대신 $b/t \leq 1.12\sqrt{E/F_{ye}}$ 를 사용한다.

2) $P > 0.5P_{CL}$ 인 기둥은 힘지배거동으로 간주한다.

3) 휨면내에서 $k_p = 1 - (5/3)(P/P_{CL})$

4) d : 보 깊이, mm

5) 기둥에 인장력 발생 시 “ $P < 0.2P_{CL}$ ”로 m계수 적용

C.4.4.2 비선형절차

부재별 소성회전변형의 허용기준은 표 C.4.2와 같다.

(1) 보

- ① 보의 휨 거동은 변형지배거동으로 간주한다. 표 C.4.2의 θ_y 는 C.4.2.2에 제시된 방법을 따라 산정한다.
- ② 보 단부의 소성힌지는 표 C.4.2에서 제시하는 보를 위한 모델링 변수와 접합부를 위한 모델링 변수 중 보다 작은 변형 능력을 나타내는 값에 따른다. 보 단부의 소성힌지 허용기준도 상응하는 값을 따른다.

(2) 기둥

- ① 기둥의 압축 거동은 힘지배거동으로 보며, 공칭압축강도 P_{CL} 은 C.4.3.1절에 따라 산정한다.
- ② 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50 % 미만인 경우, 기둥의 휨은 변형지배거동으로 간주하고, 최대 허용소성회전각은 표 C.4.2에 따른다.
- ③ 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50 % 이상인 경우, 기둥의 휨은 힘지배거동으로 간주하고, 식 (C.4.12)에 따라 평가한다.

(3) 패널존

패널존의 소성회전각은 표 C.4.2의 허용기준을 적용하여 평가한다.

(4) 접합부

완전강접 보-기둥 접합부, 즉 강접합된 보와 기둥이 만나는 면의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이-깊이 비, 보의 웨브와 플랜지의 폭-두께비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 C.4.2에 의한 허용기준을 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정한다.

① 연속판 상세

다음 중 하나 이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 C.4.2에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$a) t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

$$b) \frac{b_{bf}}{7} < t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2} \text{ 및 } t \geq \frac{t_{bf}}{2} \text{ 인 연속판}$$

$$c) t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ 그리고 } t \geq t_{bf} \text{ 인 연속판}$$

② 패널존 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 C.4.2에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9 \quad (C.4.19)$$

여기서 $V_y = 0.55 F_{yec} d_c t_{cw}$ 이고 V_{PZ} = 접합부에서 위험 단면에 힌지가 발생했을 때 패널존에 작용하는 전단력의 크기이다. 패널존 기둥면에서의 보의 기대항복강도 M_{ye} 에 대해 V_{PZ} 는 다음과 같다.

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_{ye}^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \quad (C.4.20)$$

③ 보 순경간 길이-깊이 비

보의 순경간 길이-깊이 비, L_c/d 가 8 미만일 경우 표 C.4.2에 의한 허용소성회전각의 값에 $0.5^{[(8-L_c/d)/3]}$ 을 곱한다.

④ 보 플랜지 및 웨브의 폭-두께비

보 플랜지 및 웨브의 폭-두께비가 다음 조건을 모두 만족할 경우 표 C.4.2에 의한 허용소성회전각의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (C.4.21)$$

그러나 보 플랜지 혹은 웨브의 폭-두께비가 다음 수식 중 하나라도 아래 식에 해당하면, 표 C.4.2에 의한 허용소성회전각의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (C.4.22)$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 직선보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 폭-두께비에 의한 수정계수 값 중 작은 값을 사용한다.

보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 이격되도록 설계된 강접합 보-기둥 접합부는 힘지배거동으로 간주하고, 보-기둥 접합부 최소 강도가 보의 기대항복강도보다 큼을 평가해야 한다.

표 C.4.2 철골 완전강점모멘트 골조 및 접합부의 비선형 모델링 주요 변수 및 허용기준

	모델링 변수			허용기준 (소성회전각, rad)		
	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주가능	인명안전	붕괴방지
	a	b				
보 - 휨						
$b_f/2t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{ye}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	θ_y	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$b_f/2t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.					
기둥-휨 ^{1),2)}						
$P < 0.2P_{CL}$ 인 경우						
$b_f/2t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	θ_y	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$b_f/2t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 2.7 \sqrt{E/F_{ye}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.					
$0.2P_{CL} \leq P \leq 0.5P_{CL}$ 인 경우						
$b_f/2t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ 및 $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$	$11 k_p^3 \theta_y$	$17 k_p \theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$8 k_p \theta_y$	$11 k_p \theta_y$
$b_f/2t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ 또는 $h/t_w > 2.35 \sqrt{E/F_{ye}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
기타	플랜지와 웨브 폭두께비에 대하여 사이값은 각각 직선보간 후, 작은 값을 사용한다.					
기둥 패널존						
	$12\theta_y$	$12\theta_y$	1.0	θ_y	$12\theta_y$	$12\theta_y$
철골완전강점모멘트접합부						
전용접 접합부 또는 웨브볼트 플랜지 현장용접 접합부 ⁴⁾	0.051 $-5.1 \times 10^{-5}d$	0.043 $-2.4 \times 10^{-5}d$	0.2	0.026 $-2.6 \times 10^{-5}d$	0.0323 $-1.8 \times 10^{-5}d$	0.043 $-2.4 \times 10^{-5}d$
보플랜지절취형(RBS) 접합부 ⁴⁾	0.050 $-1.2 \times 10^{-5}d$	0.070 $-1.2 \times 10^{-5}d$	0.2	0.025 $-0.6 \times 10^{-5}d$	0.0525 $-0.9 \times 10^{-5}d$	0.07 $-1.2 \times 10^{-5}d$
용접하부현치 접합부	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0353	0.047
용접상하부현치 접합부	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0360	0.048

1) 각형관과 기둥의 경우, $b_f/2t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ 대신 $b/t \leq 0.64 \sqrt{E/F_{ye}}$ 를 사용하고,

$b_f/2t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ 대신 $b/t \leq 1.12 \sqrt{E/F_{ye}}$ 를 사용한다.

2) $P > 0.5P_{CL}$ 인 기둥은 힘지배거동으로 간주한다.

3) 휨면내에서 $k_p = 1 - (5/3)(P/P_{CL})$, P : 성능점에서의 축력

4) d : 보 깊이, mm

C.5 철골 중심가새골조

C.5.1 일반사항

- (1) 이 절에서는 중심가새골조의 모델링 절차와 허용기준을 다룬다.
- (2) 철골 중심가새골조는 보, 기둥, 가새 및 접합부를 포함한다.

C.5.2 해석모델

C.5.2.1 선형절차

- (1) 축면적, 전단면적 및 단면2차모멘트는 완전강점모멘트골조에 대해 규정된 C.4.2.1에 따라 산정한다.
- (2) 완전강점모멘트접합부는 C.4.2.1에 따라 모델링한다.
- (3) 가새는 C.4.2.1에 규정된 기둥으로 모델링한다.
- (4) 상세 모델이 가능하지 않으면, 거셋플레이트는 강체로 모델링한다.
- (5) 기초가 고정단임을 역학적으로 증명할 수 없으면, 기초는 휨강성이 없는 힌지로 모델링한다.

C.5.2.2 비선형절차

(1) 비선형정적절차

- ① 탄성부재의 물성치는 C.5.2.1에 따라 모델링한다.
- ② 완전강점모멘트접합부를 가진 보와 기둥의 비선형 모멘트-회전 변형 거동은 C.4.2.2에 따라 모델링한다.
- ③ 가새는 주된 축방향 효과와 부차적인 휨효과를 고려하여, 가새 중앙에 소성한지를 가진 기둥으로 모델링한다. 실험 또는 고급해석으로부터 유도된 관계 대신, 그림 C.4.2와 같이 가새의 비선형 축하중-축변형 거동을 소성한지에 모델링한다. 이 때, 모델링 변수는 표 C.5.2에 정의되어 있다.

(2) 비선형동적절차

각 부재의 전체 이력 거동은 실험 또는 기타 승인된 방법에 기반하여야 한다. 실험자료가 없으면, C.5.2.2 (1)에서 묘사된 힘-변위 포락곡선을 모델링하고 이력 법칙을 적용할 수 있다. 이력하중 및 변위 경로는 힘-변위 포락곡선을 벗어나서는 안 된다. 부재별로 제하 및 재하시 강성 및 강도 저감이 발생하는 특성을 이력곡선 모델링에 실질적으로 반영하여야 한다.

C.5.3 강도

선형절차 및 비선형절차의 경우, 각각 C.5.3.1 및 C.5.3.2의 요구조건에 따른다.

C.5.3.1 선형절차

- (1) 압축력을 받는 가새의 기대강도 Q_{CE} 는 부재좌굴 또는 국부좌굴 한계상태에 대하여 산정된 강도 중 최솟값으로 한다. 기대압축강도 P_{CE} 는 KDS 41 30 10에 따라 산정한다. 이 때, 저항계수 $\phi=1.0$ 를 사용하고, 재료항복강도로 기대항복강도 F_{ye} 를 사용한다.

- (2) X-형 가새골조인 경우, 일반적으로 두 가새 중앙에서 거셋플레이트로 연결되므로, 가새 유효길이는 거셋플레이트를 제외한 가새 전체 길이의 0.5배로 한다. 기타 가새골조(쉐브론, V형, 단일가새 등)인 경우, 가새 길이는 가새 단부에서 단부까지의 길이로 한다.
- (3) 인장력을 받는 가새의 기대강도 Q_{CE} 는 C.4.3.1의 기둥과 같이 산정한다.
- (4) 보와 기둥의 기대강도 Q_{CE} 및 공칭강도 Q_{CL} 는 C.4.3.1에 따라 완전강접모멘트골조의 보와 기둥과 같이 산정한다. 축강도의 10 %를 초과하는 축하중을 받는 보의 강도는 완전강접모멘트골조 기둥과 같이 산정한다.
- (5) 접합부의 공칭강도는 KDS 41 30 10에 따라 산정한다. 이때, 저항계수 $\phi=1.0$ 를 사용하고, 재료 항복강도로 공칭항복강도 F_y 를 사용한다.

C.5.3.2 비선형절차

- (1) 비선형정적절차의 경우, 부재별 힘-변위 관계는 C.5.2.2에 따라 결정한다. 접합부 기대강도 Q_{CE} 는 선형절차와 동일한 값을 사용한다.
- (2) 비선형동적절차의 경우, 실험 또는 KDS 41 30 10에서 인정하는 기타 방법을 통해 완전한 부재별 이력거동을 결정해야 한다.

C.5.4 허용기준

선형절차 및 비선형절차의 경우, 허용기준은 다음 사항과 각각 C.5.4.1 및 C.5.4.2의 요구조건에 따른다.

- (1) 가새의 축방향 압축과 인장은 변형지배거동으로 간주한다.
- (2) 축강도의 10 %를 초과하는 축하중을 받는 보와 기둥의 거동은 C.4.4의 완전강접모멘트골조의 기둥과 동일한 기준으로 힘지배거동 또는 변형지배거동으로 판단한다.
- (3) 명시적으로 접합부 모델링이 없거나 접합부가 안정적인 연성을 확보하고 있다는 실험적 증거가 없는 경우, 거셋플레이트, 볼트, 용접, 기타 연결부를 포함한 가새 접합부에 작용하는 압축, 인장, 전단, 휨은 힘지배거동으로 간주한다.

C.5.4.1 선형절차

- (1) 선형절차를 위한 부재별 허용기준은 표 C.5.1과 같다.
- (2) V형 또는 역V형 가새골조의 보, 접합부, 지지부재는 중력하중과 조합된 불균형력 효과에 저항하기 위해 힘지배거동으로 평가한다. 불균형력 효과는 인장가새의 기대항복강도와 압축가새 기대압축강도의 30%를 사용하여 산정한다.

C.5.4.2 비선형절차

비선형절차를 위한 접합부별 모델링변수와 허용기준은 표 C.5.2와 같다.

표 C.5.1 철골 중심가새골조의 m 계수

부재 및 조건			거주 가능	1차부재		2차부재	
				인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
압 축 가 새	$\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H형강, 쌍ㄱ형강 면내좌굴 ²⁾ , 쌍ㄷ형강 면내좌굴 ²⁾	1.25	6	8	7	9
		쌍ㄱ형강 면외좌굴 ²⁾ , 쌍ㄷ형강 면외좌굴 ²⁾	1.25	5	7	6	8
		강관(HSS 구조용강재) 파이프(그 밖의 강관)	1.25	5	7	6	8
		ㄱ형강					
	$\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H형강, 쌍ㄱ형강 면내좌굴 ²⁾ , 쌍ㄷ형강 면내좌굴 ²⁾	1.25	5	7	6	8
		쌍ㄱ형강 면외좌굴 ²⁾ , 쌍ㄷ형강 면외좌굴 ²⁾	1.25	4	6	5	7
		강관(HSS 구조용강재) 파이프(그 밖의 강관)	1.25	4	6	5	7
	중간		세장과 콤팩트 보정후 값들을 직선보간한다.				
	인장 가새 ⁴⁾		1.25	5 ^{1),5)}	7 ^{1),5)}	8 ^{1),6)}	10 ^{1),6)}
	인장을 받는 보, 기둥		1.25	3	5	6	7

- 1) KDS 41 30 10의 철골특수중심가새골조를 위한 접합부 요구조건을 만족하지 않는 경우, 허용기준에 0.8을 곱한다.
- 2) KDS 41 30 10의 철골특수중심가새골조를 위한 조립가새부재의 단속긴결재 요구조건을 만족하지 않는 경우, 허용기준에 0.5를 곱한다.
- 3) 가새 단면이 KDS 41 30 10의 “4.13 강구조의 내진설계”에 있는 내진조밀단면이나 콘크리트충전 단면인 경우에 이 허용기준을 적용한다. 가새단면이 비조밀단면인 경우 허용기준에 0.5를 곱한다. 내진조밀단면과 비조밀단면 사이의 단면을 가진 가새의 경우, 직선보간을 통해 결정한 값을 허용기준에 곱한다.
- 4) 인장만 받는 가새의 경우, m 계수를 2.0으로 나눈다. 그러나 1.25보다 작을 필요는 없다.
- 5) 쌍ㄱ형강, 강관, 파이프, 단일ㄱ형강의 경우, m 계수에 0.8을 곱한다.
- 6) 쌍ㄱ형강, 강관, 파이프, 단일ㄱ형강의 경우, m 계수에 0.7을 곱한다.

표 C.5.2 철골 중심가새골조의 비선형 모델링 변수 및 허용기준

부재 및 조건			모델링 주요변수			허용기준 (소성회전각, rad.)		
			소성변형		잔류 강도비	거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
압축 가새 ^{1),2)}	$\frac{KL}{r} \geq 4.2\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H형강, 쌍ㄱ형강 면내좌굴 ³⁾ , 쌍ㄷ형강 면내좌굴 ³⁾	$0.5\Delta_c$	$10\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	$10\Delta_c$
		쌍ㄱ형강 면외좌굴 ³⁾ , 쌍ㄷ형강 면외좌굴 ³⁾	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
		강관(HSS 구조용강재) 파이프(그 밖의 강관)	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
		단일ㄱ형강	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	$12\Delta_c$
		중간	직선보간					
	$\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H형강, 쌍ㄱ형강 면내좌굴 ³⁾ , 쌍ㄷ형강 면내좌굴 ³⁾	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
		쌍ㄱ형강 면외좌굴 ³⁾ , 쌍ㄷ형강 면외좌굴 ³⁾	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
		강관, 파이프	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
		중간	직선보간					
	인장 가새 ^{5),6),7)}	H형강	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$
쌍ㄱ형강		$9\Delta_T$	$12\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$	
강관(HSS 구조용강재)		$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$	
파이프(그 밖의 강관)		$8\Delta_T$	$9\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$	
단일ㄱ형강		$10\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$10\Delta_T$	
인장을 받는 보, 기둥 ⁵⁾			$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	1.0	$0.5\Delta_T$	$6\Delta_T$	$7\Delta_T$

- 1) Δ_c 는 기대좌굴하중에서의 축방향 변형이다.
- 2) KDS 41 30 10의 철골특수중심가새골조를 위한 접합부 요구조건을 만족하지 않는 경우, 허용기준에 0.8을 곱한다. 다만, 접합부와 그 거동이 모델에 명시적으로 포함되어 있으면 허용기준을 그대로 사용할 수 있다.
- 3) KDS 41 30 10의 철골특수중심가새골조를 위한 조립가새부재의 단속간결재 요구조건을 만족하지 않는 경우, 모델링 변수 a, b와 허용기준에 0.5를 곱한다.
- 4) 가새 단면이 KDS 41 30 10의 “4.13 강구조의 내진설계”에 있는 내진조밀단면이나 콘크리트충진 단면인 경우에 이 모델링 변수와 허용기준을 적용한다. 가새단면이 비조밀단면인 경우 허용기준에 0.5를 곱한다. 내진조밀단면과 비조밀단면 사이의 단면을 가진 가새의 경우, 직선보간을 통해 결정한 값을 허용기준에 곱한다..
- 5) Δ_T 는 기대인장항복하중에서의 축방향 변형이다.
- 6) 인장만 받는 가새의 경우, 허용기준을 2.0으로 나눈다. 로드가새인 경우, 인장을 받는 파이프에 해당하는 모델링 변수와 허용기준을 사용하나, 허용기준을 2.0으로 나눈다.
- 7) KDS 41 30 10의 철골특수중심가새골조를 위한 접합부 요구조건을 만족하지 않는 경우, “거주가능”을 제외한 허용기준에 0.8을 곱한다. 다만, 접합부와 그 거동이 모델에 명시적으로 포함되어 있으면 허용기준을 그대로 사용할 수 있다.

C.6 경량지붕다이아프램

- (1) 콘크리트가 아닌 경량마감재로 마감되는 지붕의 경우 다이아프램 역할을 하는 경량패널, 데크플레이트, 또는 가새와 지진력저항시스템간의 접합부는 내진성능을 확보해야 한다.
- (2) 수직의 지진력 저항시스템이 비탄성 연성거동을 발현할 때 다이아프램과 접합부는 탄성상태를 유지해야 한다.
- (3) 지진력 저항시스템과의 접합부는 용접이나 파스너로 접합되어야 하며, 다이아프램의 전단력을 수직의 지진력 저항시스템으로 전달할 수 있는 성능을 확보하여야 한다.
- (4) 경량패널 또는 데크의 유닛이 다이아프램역할을 하는 것으로 설계된 경우, 길이방향 조인트(연결부)는 다이아프램 전단력 전달성능을 확보하여야 한다.
- (5) 지붕 아래 수평가새골조 또는 인장 로드(rod) 가새가 설치된 경우, 데크플레이트와 수평가새가 다이아프램의 전단력을 적절히 분배하는지 확인하고, 이를 고려하여 평가하여야 한다. 단, 수평가새가 다이아프램역할을 100% 수행하는 것으로 설계된 경우는 다이아프램의 전단력을 적절히 분배하는지 확인하지 않아도 된다.
 - ① 수평가새의 경사는 지붕 경사와 동일해야 한다.
 - ② 수평가새는 기존 골조에 용접 또는 볼트 접합되어야 한다. 거셋플레이트의 유무는 선택적이다.
 - ③ 지붕에 설치된 인장 로드(rod) 가새는 턴버클들이 클레비스(clevis) 핀으로 연결된 로드들로 구성된다. 클레비스 핀은 양쪽 단부에 설치되어야 하고 거셋플레이트에 볼트접합되어야 한다. 거셋플레이트는 강재보나 기둥, 벽체에 접합되어야 하며, 접합부의 강도는 로드 강도를 발현할 수 있어야 한다.

[부록 D] 기초 및 지하구조

D.1. 일반사항

이 장은 기존건축물 기초의 내진성능평가를 위하여 지반조사, 구조해석을 위한 기초의 모델링 및 허용기준을 규정한다. 여기서 언급되지 않는 사항은 건축구조기준과 건축물기초구조설계기준(KDS 41 19 00)을 따른다.

D.2. 지반조사

(1) 시추조사

- ① 필요 개소 : 내진 특등급 건축물은 부지 내 2개소 이상, 내진 1등급 및 2등급 건축물은 1개소 이상 시추조사를 실시하며, 불리한 값을 내진성능평가에 적용한다. 시추조사는 가급적 대상 건물에 최대한 인접한 위치에서 실시한다. 기초의 지지력이 명기된 설계도서가 있다면 생략할 수 있다.
- ② 표준관입시험 : 시추조사로 얻어지는 표준관입 시험값은 반드시 표준관입 시험기의 에너지효율을 고려하여 N60의 값으로 보정되어야 한다. 또한, 기타 표준관입 시험값에 영향을 줄 수 있는 사항들에 대한 보정이 가능하도록 지반조사보고서에 시추 당시 조건을 상세히 명기할 수 있도록 한다.
- ③ 시추조사의 대체 : 특등급 건물에 요구되는 시추조사 2개소 중 1개소 및 내진 1등급과 2등급 구조물에 요구되는 1개소의 시추조사는 300m 이내의 기존 시추조사 자료나 국토지반정보 포털시스템(www.geoinfo.or.kr)의 자료로 대체할 수 있다. 단, 암반까지 시추기록이 존재하여야 하며, 지층별 입도분포곡선과 에너지 보정된 표준관입시험치가 확보될 수 있어야 한다.

(2) 탄성파 탐사

- ① 지반의 최대 전단탄성계수 결정에 필요한 전단파 속도 주상도를 획득하기 위해서는 현장탄성파 시험을 수행하여야 한다. 탐사 개소 요건은 (1)의 시추조사와 동일하다. 전단파속도가 명기된 설계도서가 있다면 생략할 수 있다.
- ② 탄성파 탐사 깊이는 건축물내진설계기준(KDS 41 17 00)의 지반분류 요건을 충족하여야 한다.
- ③ 탄성파 탐사의 대체 : 특등급 건물에 요구되는 탄성파탐사 2개소 중 1개소 및 내진 1등급과 2등급 구조물에 요구되는 1개소의 탄성파탐사는, 300m 이내의 기존 탐사자료로 대체할 수 있다. 내진 1등급과 2등급 구조물에 한하여 관입 저항값과 전단파 속도의 경험적 상관관계를 통하여 전단파 속도를 획득할 수 있으며, 다음식 (D.2.1)과 같이 국내 지반에 대해 제안된 상관관계식¹⁾(Sun et al., 2013, Pure and Applied Geophysics)을 활용할 수 있다.

$$V_s = 65.64N^{0.407} \quad (D.2.1)$$

1) Sun, Chang-Guk, Cho, Chang-Soo, Son, Minkyung, Shin, Jin Soo, "Correlations Between Shear Wave Velocity and In-Situ Penetration Test Results for Korean Soil Deposits", Pure and Applied Geophysics, Volume 170, Issue 3, pp.271-281, 2013

(3) 기초형식의 확인

- ① 신뢰할 수 있는 기초의 도면이 미확보된 내진특등급 건물은 지진 시 침하가 발생하여 기능수행에 장애를 유발할 수 있다고 판단되는 경우에 시험굴 조사 등을 실시하여 기초의 형태와 크기를 확인하여야 한다.
- ② 세부적인 기초의 평면배치는 가능한 범위 내에서 추정할 수 있다.
- ③ 미확인 기초의 추정은 건축 당시 가장 일반적인 설계방식에 근거하여 추정되어야 하며, 그로 인한 결과는 보수적인 내진성능평가 결과로 반영되어야 한다.

(4) 부지특성 평가 방법

실내시험, 평판재하시험 등을 포함하여 대상 지반의 부지특성 평가를 위하여 실시하는 현장 및 실내 반복시험방법은 각 시험의 특성에 따라 매우 다양한 종류의 지반 물성치를 획득하게 하고, 각 시험에서 결정 가능한 지반 물성치는 서로 다르다. 대상 구조물의 중요도, 시험장비의 가용성 지반조사 비용 등을 고려하여 지반조사기법의 조합이 결정되므로, 현장 여건에 따라 각 시험에서 결정된 지반 물성치를 효과적으로 결합하여 대상 지반의 부지특성을 평가하여야 한다.

표 D.2.1 지반조사 필요개소

내진등급	시추조사 최소개소	탄성파 탐사 최소개소	비고
특등급	2 개소	2 개소	1개소는 300m 이내의 기존 지반조사 자료 또는 국토지반정보 포털시스템 자료로 대체 가능
1등급	1 개소	1 개소	300m 이내의 기존 지반조사 자료 또는 국토지반정보 포털시스템 자료로 대체 가능
2등급	1 개소	1 개소	300m 이내의 기존 지반조사 자료 또는 국토지반정보 포털시스템 자료로 대체 가능

D.3. 기초의 지지력

- (1) 기초의 안전성은 기초의 기대지지력에 기초하여 평가한다. 기초의 기대지지력은 지반 조사에 의한 극한지지력으로 결정하거나 설계도서에 명시된 허용지지력과 그에 포함된 안전율을 고려하여 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$q_e = \phi(3.0 q_{all}) \quad (D.3.1)$$

$$Q_e = \phi(3.0 Q_{all}) \quad (D.3.2)$$

여기서,

q_e : 얕은기초의 기대지지력 (MPa)

q_{all} : 설계도서에 명시된 얕은기초의 종력하중 설계용 허용지지력 (MPa)

Q_e : 말뚝기초의 기대지지력 (kN)

Q_{all} : 설계도서에 명시된 말뚝기초의 종력하중 설계용 허용지지력 (kN)

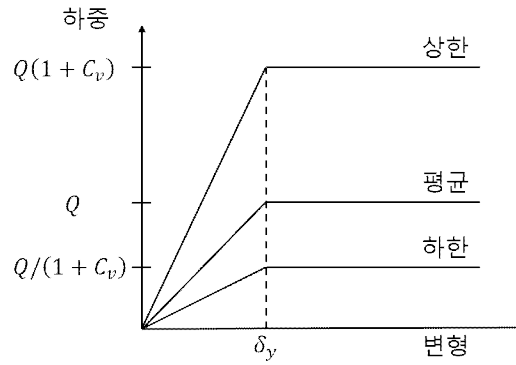
ϕ : 강도감소계수로서 성능기반의 선형절차 및 비선형절차에 모두 1.0을 적용

- (2) 허용지지력이 명시된 설계도서가 없는 경우에 「건축구조기준」에 따른 고정하중의 1.0배와 활하중의 0.25배를 적용한 경우의 기초반력을 허용지지력으로 간주할 수 있다.
- (3) 설계 도서에 고정하중, 활하중 및 기초의 규격이 명시된 경우, 설계에 적용된 고정하중의 1.0배와 활하중의 1.0배를 적용한 경우의 기초반력을 허용지지력으로 간주할 수 있다. 증축된 건물의 설계 당시 활하중은 증축설계에 적용된 활하중으로 본다.
- (4) (2)와 (3)을 적용하기 위해서 현재 사용하중 하에서 침하 등의 문제가 없음을 확인하여야 한다.

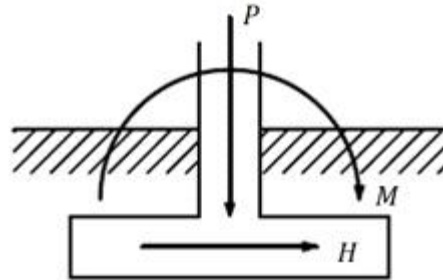
D.4. 구조물의 해석을 위한 기초지반의 모델링

(1) 일반사항

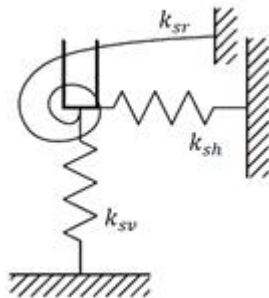
- ① 얕은기초와 말뚝기초는 고정 지지점 또는 유한한 강성을 갖는 경계조건으로 모델링할 수 있다.
- ② 유한한 강성을 갖는 경계조건으로 모델링하는 경우에 강성과 강도의 불확실성을 고려하여 상한치와 하한치에 대한 검토를 모두 수행한다. 상한치와 하한치 산정을 위해서 그림 D.4.1(a)와 같이 변동계수 C_v 를 적용하며, 별도의 입증자료에 의하지 않는다면 독립기초에는 1.0을 적용하고, 말뚝기초에는 0.5 이상의 값을 적용하여야 한다.



(a) 지반의 이상화된 완전탄소성 하중-변형 관계



(b) 기초의 하중



(c) 강체로 가정한 기초의 독립적 스프링 모델

그림 D.4.1 유한한 강성을 갖는 기초의 모델링

(2) 얇은기초

- ① 얇은기초를 유한한 강성을 갖는 경계조건으로 모델링하는 경우 치수, 물힘깊이 및 지반의 물성 등을 고려하여 강성을 산정한다.

얇은기초의 강성은 6자유도에 대하여 독립적으로 모델링하거나, 복수의 연직방향 스프링을 이용하는 Winkler 모델을 이용하여 축력과 전도의 커플링을 고려할 수도 있다. 기초가 지반에 비해 유연한 경우 기초 구조체를 별도로 모델링한다. 얇은기초를 6자유도의 스프링으로 모델링하는 경우 각 자유도의 탄성강성은 다음 식 (D.4.1)로 산정할 수 있다.

$$K = K_{sur} \beta \quad (D.4.1)$$

여기서

K : 지반에 접하는 얇은기초의 스프링 강성

K_{sur} : 바닥이 지표면에 놓인 얇은기초의 스프링 강성으로서 표 D.4.1에 따름

β : 얇은기초의 매입깊이를 고려한 보정계수로서 표 D.4.2에 따름

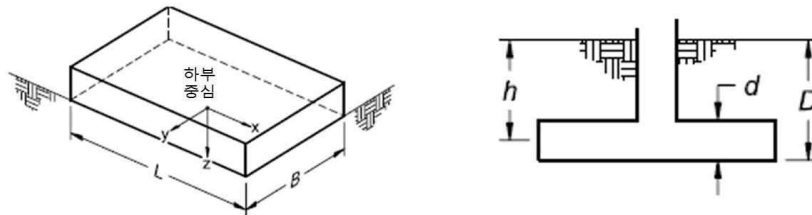


그림 D.4.2 얇은 기초의 치수 및 물침깊이

표 D.4.1 얇은기초의 스프링 강성 산정을 위한 지표면 강성

자유도1)	지표면 강성, K_{sur} 2)
X방향 병진운동	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} [3.4(\frac{L}{B})^{0.65} + 1.2]$
y방향 병진운동	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} [3.4(\frac{L}{B})^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8]$
z방향 병진운동	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} [1.55(\frac{L}{B})^{0.75} + 0.8]$
X방향 회전운동	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} [0.4(\frac{L}{B}) + 0.1]$
y방향 회전운동	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} [0.47(\frac{L}{B})^{2.4} + 0.034]$
z방향 회전운동	$K_{zz,sur} = GB^3 [0.53(\frac{L}{B})^{2.45} + 0.51]$

1) 그림 D.4.2 참조

2) L , B : 기초의 치수로서 그림 D.4.2 참조

G : 기초의 유효전단탄성계수

ν : 지반의 포아송(Poisson) 비

표 D.4.2 얇은기초의 스프링 강성 산정을 위한 매입깊이에 대한 보정계수

자유도1)	매입깊이에 대한 보정계수, β_2)
X방향 병진운동	$\beta_x = (1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \cdot [1 + 1.6 (\frac{hd(B+L)}{BL^2})^{0.4}]$
y방향 병진운동	$\beta_y = \beta_x$
z방향 병진운동	$\beta_z = [1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (2 + 2.6 \frac{B}{L})] \cdot [1 + 0.32 (\frac{d(B+L)}{BL})^{2/3}]$
X방향 회전운동	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} [1 + \frac{2d}{B} (\frac{d}{D})^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}}]$
y방향 회전운동	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 (\frac{d}{L})^{0.6} [1.5 + 3.7 (\frac{d}{L})^{1.9} (\frac{d}{D})^{-0.6}]$
z방향 회전운동	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 (1 + \frac{B}{L}) (\frac{d}{B})^{0.9}$

1) 그림 D.4.2 참조

2) L, B, d, D, h : 기초의 치수 및 묻힘깊이로서 그림 D.4.2 참조

- ② 기초를 상호 연결하는 지중보가 있고, 지중보와 주각을 모델링하는 경우에 한하여 기초를 회전단 경계조건으로 해석할 수 있다.
- ③ 기대 압축저항능력은 D.3에 따른 기대지지력을 적용하여 산정한다.
- ④ 기대 들림저항능력은 해당 기초의 고정하중에 의한 복원력으로 간주한다. 복원력 산정을 위한 고정하중은 기대값으로서 하중계수를 적용하지 않는다.
- ⑤ 기대 모멘트저항능력은 기초저면의 접지압 분포를 고려한 소성한계상태의 모멘트 내력을 적용한다. 접지압의 분포에는 D.3에 따른 기대지지력을 적용한다. 기초에 작용하는 수직하중을 고려하며, 여기에는 중력하중과 지진하중을 모두 포함한다.
- ⑥ 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 얇은기초에는 휨모멘트의 크기에 따라 그림 D.4.3과 같이 기초저면의 접지압 분포가 달라진다. 회전작용(rocking)이 지배적인 직사각형 얇은기초의 기대 모멘트저항능력은 그림 D.4.3(c)의 소성한계상태를 가정한 식 (D.4.2)의 극한모멘트내력을 적용할 수 있다.

$$M_C = \frac{PL_f}{2} \left(1 - \frac{P}{A_f} \frac{1}{q_e} \right) \quad (D.4.2)$$

여기서,

P : 수직력

L_f : 기초판의 길이(회전축에 직교하는 방향)

A_f : 기초판의 저면적

q_e : 기대지지력

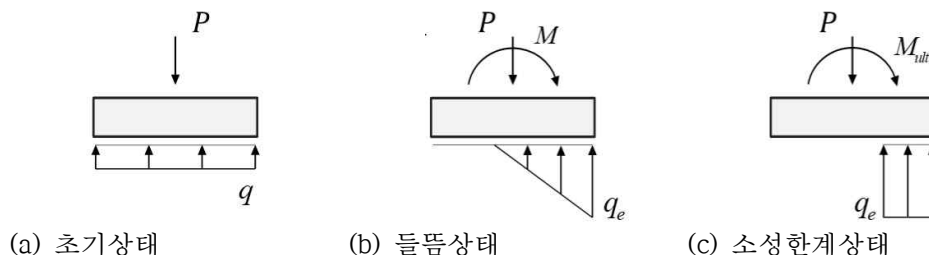


그림 D.4.3 얽은기초에서 축력과 모멘트 조합에 따른 기초저면의 접지압 분포

(3) 말뚝기초

- ① 설계도서에 의해 말뚝기초여부를 확인할 수 없다면 얽은기초로 간주하여 평가를 수행한다.
- ② 인장을 받는 말뚝의 강성과 강도는 말뚝머리와 말뚝의 연결 상세를 반영하여 모델링한다.
- ③ 말뚝기초를 유한한 강성을 갖는 경계조건으로 모델링하는 경우 말뚝의 제원, 지반의 물성 등을 고려하여 강성을 산정한다.
무리말뚝의 축방향 강성과 강체회전 스프링 강성은 개별 말뚝의 축방향 강성에 기초하여 산정한다. 축방향 강성은 다음과 같이 산정한다.

$$k_{sv} = \sum_{n=1}^N k_{vn} \quad (\text{D.4.3})$$

여기서,

k_{vn} = 개별 말뚝의 축방향 강성

N = 포함된 말뚝의 수량

말뚝머리의 수평 축에 대한 강체회전 스프링의 강성은 개별 말뚝의 축방향 스프링을 이산 Winkler 스프링으로 보고 계산한다. 회전스프링상수 k_{sr} 은 식 (D.4.4)를 이용하여 계산한다.

$$k_{sr} = \sum_n^N k_{vn} S_n^2 \quad (\text{D.4.4})$$

여기서,

k_{vn} = n번째 말뚝의 축강성

S_n = n번째 말뚝과 회전축 간 거리

무리말뚝의 횡강성은 무리말뚝 효과가 적절히 반영된 말뚝의 횡강성과 말뚝머리의 수동저항을 합하여 산정한다.

- ④ 압축 및 인장이 작용하는 말뚝기초의 기대 수직저항능력은 D.3에 따라 결정된 개별 말뚝의 기대지지력을 적용하여 산정한다. 단, 개별 말뚝의 기대지지력은 구조요소의 공칭강도를 초과할 수 없다.
- ⑤ 무리말뚝의 기대 모멘트저항능력은 말뚝머리를 강체로 가정하여 개별 말뚝의 기대

지지력에 기초하여 결정한다. KDS 41 19 00에 따른다.

- ⑥ 말뚝의 강성, 강도 및 지반의 영향은 KDS 41 19 00또는 지반설계기준(KDS 11 00 00)에 따른다.

D.5. 얇은기초의 안전성평가

(1) 일반사항

- ① 경계조건을 고려한 해석결과로부터 산정된 수직 및 회전자유도에 대한 검토를 수행한다.
- ② 기초 구조체의 검토는 [부록 A]에 따르며, [부록 A]에서 정의되지 않은 사항은 KDS 41 19 00에 따른다.

(2) 선형절차

- ① 고정된 밑면으로 모델링된 얇은기초
 - ⓐ 작용력중 수직압축력은 함지배요소, 그 외에는 변형지배요소로 분류하고 세부 지침 3.5의 규정에 따라 평가한다. 단 모두 기대지지력을 적용한다.
 - ⓑ 기대저항능력은 D.4(2)에 따라 산정한다.
 - ⓒ 모멘트 및 들림에 대한 기초의 m 계수는 거주가능은 2.0, 인명안전은 3.0, 붕괴방지는 4.0을 적용한다.
 - ⓓ 거주가능 이상의 성능을 평가 시 성능이 기초의 변위에 민감한 구조물에 적용할 수 없다.
- ② 유한한 강성을 갖는 것으로 모델링된 얇은기초
 - ⓐ 변형지배요소로 분류하고 세부지침 3.5의 규정에 따라 평가한다.
 - ⓑ 기대저항능력과 기대강성은 D.4(2)에 따라 산정한다. 단, 들림에 대한 기대강성은 D.4(1)에 따른 하한치를 적용한다.
 - ⓒ m 계수는 기초의 형상과 작용하중을 고려하여 결정한다.
- ③ 들림이 발생하는 얇은기초는 연관된 구속조건을 해제하고 해석할 수 있다. 단 이 경우 해당 기초의 수직자유도에서 들림에 해당되는 변위가 발생함을 해석결과로부터 확인하여야 한다.
- ④ 들림에 대한 저항력은 해당 자유도에서의 연직하중으로서 들림 발생 이후에도 중력은 계속 작용하여 저항력을 상실하지 않으므로 변형지배 작용으로 본다.
 밑면이 고정된 기초의 모멘트에 대한 m 계수는 ASCE 41-17의 수치를 도입하였다. 같은 기준에서 들림의 경우에는 모멘트의 2배 값을 제시하고 있으나 ASCE 41-13을 참조하여 안전측으로 모멘트에 대한 m 계수와 동일한 값을 적용하였다. 다만 ASCE 41-17에서는 수직압축력에 대해서 별도로 m 계수를 제시하고 있지 않다. 그러나 밑면이 유한한 강성으로 모델링된 경우에 수직반력이 수직저항능력에 도달한 상태에서는 모멘트에 $m = 1.0$ 을 적용하고 있다. 즉 모든 접지압이 지지능력에 도달한 상태에서는 추가적인 응력을 허용하지 않는다. 이 해설서에서는 수직압축력에 대해서 이를 준용한다.
 밑면이 유한한 강성을 갖는 얇은기초의 m 계수는 ASCE 41-17의 수치를 참고할 수 있다. ASCE 41-17에서는 직사각형 및 I-형 기초에 대하여 모멘트에 대한 m

계수 표를 제시하고 있으며, 기초의 형상과 크기 및 축하중에 의해 결정된다. 또한 들림에 대한 m 계수를 별도로 제시하고 있다.

들림이 발생하는 기초는 지면과 유리되어 수평변위와 회전에 대한 저항력을 상실한다. 다만 하중조건에 따라 들림 발생 여부 및 해당 기초가 달라질 수 있으므로 구속조건 변경 시 주의를 요한다.

(3) 비선형절차

① 고정된 밑면으로 모델링된 얇은기초

- ㉠ 힘지배요소로 분류하고 세부지침 3.6 또는 3.7의 규정에 따라 평가한다. 단, 기대지지력을 적용한다.
- ㉡ 저항능력은 D.4(2)에 따라 산정한다.
- ㉢ 거주가능 이상의 성능을 평가 시 성능이 기초의 변위에 민감한 구조물에 적용할 수 없다.

② 유한한 강성을 갖는 것으로 모델링된 얇은기초

밑면이 유한한 강성을 갖는 기초의 수직 및 회전성분은 ASCE 41-17에 따라 각각 이선형 및 삼선형 하중-변형 관계로 모델링할 수 있다. ASCE 41-17에서는 모델링 변수는 두 성분에 대해서 각각 제시하고 있으나 허용기준은 회전에 대해서만 제공하고 있고 성능수준은 회전량을 기준으로 판정한다.

- ㉠ 변형지배 요소로 분류하고 토질역학 원리에 따라 비탄성 요소로 모델링하여 평가한다.
- ㉡ 기대저항능력과 강성은 D.4(2)에 따라 산정한다. D.4(1)에 따른 상한치와 하한치를 각각 적용하여 해석한다.
- ㉢ 들림이 발생하는 기초는 연관된 구속조건의 상실을 모델에 반영하여 해석한다. 들림이 발생하는 기초는 지면과의 유리되어 수평변위와 회전에 대한 저항력을 상실한다. 따라서 자유도간 상호작용을 고려하여야 한다.

D.6. 말뚝기초의 안전성평가

(1) 일반사항

- ① 말뚝기초에 작용하는 축력과 모멘트에 대하여 지반에 매입된 개별 말뚝이 안전하게 저항하는지 검토하여야 한다.
- ② 기초 구조체의 검토는 [부록 A]에 따르며, [부록 A]에서 정의되지 않은 사항은 KDS 41 19 00에 따른다.

(2) 선형절차

① 고정된 밑면으로 모델링된 말뚝기초

- ㉠ 작용력 중 수직압축력은 힘지배요소, 그 외에는 변형지배요소로 분류하고 세부지침 3.5의 규정에 따라 평가한다. 단 모두 기대지지력을 적용한다.
- ㉡ 구성요소의 강도는 D.4(3)에 따라 산정한다.
- ㉢ 모멘트 및 들림에 대한 기초의 m 계수는 거주가능은 1.5, 인명안전은 3.0, 붕

과방지는 4.0을 적용한다.

- ㉔ 거주가능 이상의 성능을 평가 시 성능이 기초의 변위에 민감한 구조물에 적용할 수 없다.

② 유한한 강성을 갖는 것으로 모델링된 말뚝기초

- ㉑ 변형지배요소로 분류하고 세부지침 3.5의 규정에 따라 평가한다.
- ㉒ 구성요소의 강도와 강성은 D.4(3)에 따라 산정한다.
- ㉓ 구성요소의 m 계수는 기초의 형상과 작용하중 등을 고려하여 결정한다.
- ㉔ 지반의 횡방향 강도를 평가할 필요는 없으며, 상부 구조물과 기초가 지반의 변위를 성능수준별 요구한도 안에서 수용 가능한지 검토한다.

(3) 비선형절차

① 고정된 밑면으로 모델링된 말뚝기초

- ㉑ 힘지배요소로 분류하고 세부지침 3.6 또는 3.7의 규정에 따라 평가한다. 단, 기대지지력을 적용한다.
- ㉒ 구성요소의 강도는 D.4(3)에 따라 산정한다.
- ㉓ 거주가능 이상의 성능을 평가 시 성능이 기초의 변위에 민감한 구조물에 적용할 수 없다.

② 유한한 강성을 갖는 것으로 모델링된 말뚝기초

- ㉑ 변형지배요소로 분류하고 비탄성 하중-변형 관계를 직접적으로 모델링한다.
- ㉒ 구성요소의 강도와 강성은 D.4(3)에 따라 산정한다. D.4(1)에 따른 상한치를 적용한 경우와 하한치를 적용한 경우로 나누어서 각각 내진성능평가를 수행한다.
- ㉓ 구조물과 기초가 해당 성능수준의 허용기준을 만족하면서 지반변위를 수용할 수 있는지의 여부를 검토하여 평가한다.

D.7. 지하구조의 안전성평가

단독 지하주차장, 지하역사, 지하도 상가 등의 독립된 지하구조물과 공동주택의 지하주차장 등 건축물의 지상층과 연결되어 있는 지하구조물의 안전성평가는 KDS 41 17 00의 “14. 지하구조물의 내진설계”에 따라 수행할 수 있다.

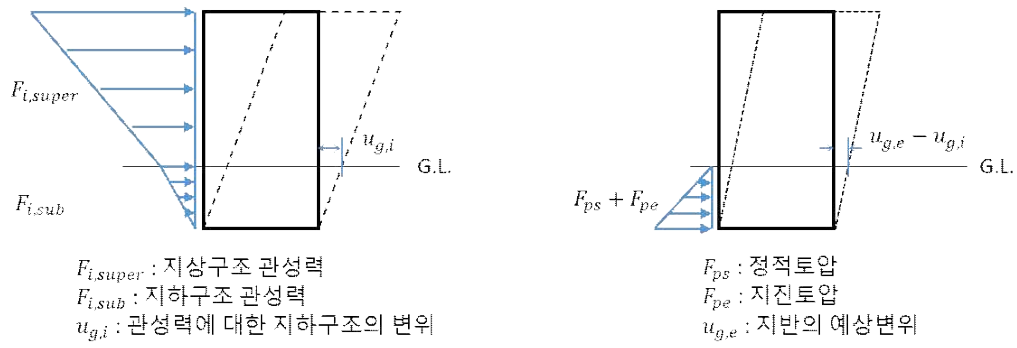
- (1) KDS 41 17 00에 따라 지진토압 산정시 유효지반가속도 s 의 2/3 대신에 세부지침에서 정의하는 성능목표별 지진위험도를 적용한다.
- (2) 지하구조의 안전성은 KDS 41 17 00에 따라 기초면 하부만 고정된 모델을 사용하여 평가한다. 상부구조의 평가는 추가적으로 지하구조가 고정된 모델 또는 지반의 강성을 고려한 모델을 사용하여 평가되어야 한다.
 - ① 토압을 하중으로 작용시켜 평가하기 위해서는 기초면 하부만 고정된 모델을 사용하여 평가하게되나 이 경우 구조물의 주기가 길어져서 관성력에 의한 지진하중이 과소평가될 수 있다. 따라서 상부구조는 별도로 지하구조가 고정되거나 지반의 강성을 반영한 모델을 사용하여 추가적으로 평가되어야 한다.
- (3) 선형해석절차의 경우에 식 (3.5.5)에서 E_x 와 E_y 각각에 KDS 41 17 00의 “14. 지

하구조물의 내진설계”에 따라 산정된 정적토압과 지진토압을 하중으로 포함하여 평가한다.

지진시 지반의 관성력에 의하여 지하구조물에 작용하는 설계지진토압은 지반구조물의 내진설계((사)한국지반공학회, 2006), 구조물기초설계기준해설((사)한국지반공학회, 2015), 건축물의 지하구조 내진설계 지침((사) 대한건축학회, 2018) 등에 따라 산정할 수 있다.

- (4) 비선형정적절차의 경우에 우선 관성력에 의한 지진하중에 대한 비선형 정적해석을 수행하여 성능점을 산정한다. 성능점에서 지하구조물의 변위가 응답변위법 또는 다른 유효한 방법에 따라 산정되는 지반의 예상변위보다 작은 경우에 한하여 추가적인 토압을 가하여 해석한다(그림 D.7.1 참고). 여기서 추가적인 토압은 KDS 41 17 00의 “14. 지하구조물의 내진설계”에 따라 산정되는 정적토압과 성능점에서의 지하구조물의 변위와 지반의 예상변위의 상대변위에 의한 지진토압을 고려하되 그 크기는 지하구조물의 변위가 지반의 예상변위를 초과하게 되는 수준보다 더 클 필요는 없다. 상부 및 하부구조에 작용하는 관성력은 구조물의 비탄성 변형에 따라 변동할 수 있다. 따라서 관성력은 성능점을 산정하여 최종 결정된다. 반면에 토압은 지반의 변위에 상응하는 것이므로 성능점에서의 지하구조물 변위가 지반의 예상변위 수준에 도달하면 내진성능평가에 반영된 것으로 간주한다. 지반의 예상변위는 (3)에서 제시한 문헌을 참고하여 결정할 수 있다.
- (5) 비선형동적절차의 경우에 원칙적으로 지하구조물 측면의 토사와 기반암 상부에서 기초하부까지의 토사를 해석모델에 포함하여 평가를 수행한다. 다만, KDS 41 17 00의 “14. 지하구조물의 내진설계”에 따라 지상구조로부터 지하구조로 전달되는 지상구조의 관성력과 지하구조에서 유발된 관성력, 정적토압 및 지진토압 등의 조합력 대하여 지하구조물의 안전성이 확보되면, 지하구조물을 고려하지 않고 지상구조물만 모델링하여 비선형동적해석을 수행할 수 있다. 이때, 평가용 지진파는 세부지침 3.7.2를 따른다.
- (6) KDS 41 17 00에서 요구되는 정적토압과 지진토압의 조합 모두에 대해서 각각 평가를 수행한다.

건축물 내진설계기준에서는 지하구조와 토사지반 사이에 유격이 발생하여 편토압 형태로 하중이 작용할 수 있음을 고려하도록 규정하고 있다.



(a) 관성력에 대한 비선형정적해석

(b) 토압에 대한 추가 해석

그림 D.7.1 비선형정적해석에 의한 지하구조의 내진성능평가(관성력에 의한 지하구조 변위가 지반의 예상변위보다 작은 경우)