

기존 시설물(건축물) 내진성능

평가요령

(해설집, 예제집)

2013. 12.



국 토 해 양 부
Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs

한국시설안전공단

참 여 연 구 진

참 여 구 분	소 속	직 위	성 명
<한국시설안전공단>			
과업지도	기술본부	본부장	김성영
과업지도	진단본부	본부장	안상로
연구총괄	시설안전연구소	소장	장범수
연구지도	기획조정실	실장	박구병
연구지도	국가녹색건축사업센터	센터장	김승진
연구지도	건축실	실장	송동엽
연구책임자	건축실	차장	안충원
연구원	건축실	직원	윤정환
연구원	시설안전연구소	직원	민찬기
연 구 관 리	시설안전연구소		
<한국지진공학회>			
참 여 구 분	소 속	직 위	성 명
연구책임자	한국지진공학회	책임연구원	유은중
연구원	한국지진공학회	책임연구원	김태완
연구원	한국지진공학회	책임연구원	이상현
연구원	한국지진공학회	책임연구원	유정호
연구원	한국지진공학회	연구보조원	이슬기
연구원	한국지진공학회	연구보조원	김용준
연구원	한국지진공학회	연구보조원	유재욱

<목 차 - 해설집>

제1장 총 칙	1
1.1 일반사항	1
1.1.1 구조물의 분류	1
1.1.2 평가자의 자격	2
1.1.3 내진성능 평가절차	2
1.1.4 재료강도의 결정	4
1.1.5 내진성능 평가결과 보고서	6
1.2 용어 정의	7
 제2장 내진성능 평가기준 지진과 성능목표	11
2.1 일반사항	11
2.2 지진위험도	12
2.2.1 평가기준 지진의 스펙트럼 가속도	12
2.2.2 지진구역 및 지역계수	12
2.2.3 지반의 분류 및 지반증폭계수	13
2.2.3.1 지반종류	13
2.2.3.2 지반분류의 기준면	13
2.2.4 평가기준 지진의 응답가속도스펙트럼	14
2.3 성능수준의 정의	16
 제3장 내진성능 예비평가	19
3.1 일반사항	19
3.1.1 적용대상건물의 범위	19
3.1.2 자료조사 및 정리	28
3.2 지진하중	30
3.3 시스템별 평가절차	31
3.3.1 철근콘크리트조	31
3.3.1.1 재료강도 및 부재강도 평가	31
3.3.1.2 평가방법 및 성능수준의 판정	34

3.3.2 철골조	41
3.3.2.1 재료강도 및 부재강도 평가	41
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정	41
3.3.3 조적조	51
3.3.3.1 재료강도 및 부재강도 평가	51
3.3.3.2 평가방법 및 등급산정	52
3.3.4 철골철근콘크리트조	58
제4장 1단계 내진성능 상세평가	62
4.1 일반사항	62
4.1.1 적용대상건물의 범위	62
4.1.2 자료조사	62
4.2 해석방법	63
4.2.1 선형정적절차	63
4.2.1.1 지진하중의 산정	63
4.2.1.2 주기	65
4.2.1.3 지진력의 수직분포	66
4.2.2 선형동적절차	66
4.2.2.1 모드응답의 조합	67
4.2.3 비틀림의 고려방법	67
4.2.4 1차부재와 2차부재	68
4.2.5 변형지배거동과 하중지배거동	68
4.2.6 다축가진 효과	69
4.2.7 구조요소의 모델링 방법	70
4.2.7.1 RC 부재의 유효강성	70
4.2.7.2 조적채움벽의 유효강성	71
4.2.7.3 조적내력벽체의 유효강성	73
4.2.7.4 철골조 및 철골콘크리트조 부재의 강성	73
4.3 평가방법	75
4.3.1 하중조합	75
4.3.1.1 중력하중	75
4.3.1.2 변형지배거동	75

4.3.1.3 하중지배거동	76
4.3.2 부재강도	77
4.3.2.1 RC부재의 부재강도	77
4.3.2.2 조적채움벽의 부재강도	81
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	82
4.3.2.4 철골부재의 강도	86
4.3.2.5 철골철근콘크리트부재의 강도	87
4.3.3 허용기준	87
4.3.3.1 변형지배거동	87
4.3.3.2 하중지배거동	88
4.3.4 부재별 m 계수 및 성능수준의 판정	88
4.3.4.1 철근콘크리트 부재	88
4.3.4.2 철골 부재	98
4.3.4.3 조적 부재	103
4.3.4.4 철골철근콘크리트 부재	103
4.4 성능수준의 결정	104

제5장 2단계 내진성능 상세평가 108

5.1 일반사항	108
5.1.1 적용대상건물의 범위	108
5.1.2 자료조사	108
5.2 해석방법	109
5.2.1 해석모델	109
5.2.2 횡하중의 수직분포	109
5.2.3 구조요소의 모델링	110
5.3 평가절차	112
5.3.1 성능점의 산정	112
5.3.2 부재별 모델링파라미터, 허용기준 및 성능수준의 판정	114
5.3.2.1 철근콘크리트 부재	114
5.3.2.2 철골 부재	120
5.3.2.3 철골철근콘크리트 부재	123
5.4 성능수준의 결정	123

<표 목차 - 해설집>

표 1.1.1 건축물의 구조시스템별 분류	1
표 1.1.4 설계기준강도로부터 평균강도를 구하기 위한 재료별 보정계수	5
표 1.1.5 경과연수 및 재료상태에 따른 재료강도의 감소계수	5
표 1.1.6 건설연도별 재료의 기본값	6
표 2.1.1 요구성능수준	11
표 2.2.1 지진구역 구분 및 지역계수	13
표 2.2.3 지반증폭계수	14
표 2.2.4 지반증폭계수	14
표 2.3.1 구조부재의 손상상태에 따른 성능수준	16
표 2.3.2 성능수준의 정의	16
표 3.1.1 비정형성 검토 시트	26
표 3.1.2 예비평가 자료정리 양식	29
표 3.2.1 평가기준 지진의 단주기설계스펙트럼가속도	30
표 3.3.1 철근콘크리트구조 건축물의 건설연도별 기본값	32
표 3.3.2 기둥의 평균전단응력	33
표 3.3.3 전단벽의 종류에 따른 단면적 및 전단응력 산정	33
표 3.3.4 철근콘크리트조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준	35
표 3.3.5 철근콘크리트조 예비평가 시트	36
표 3.3.6 철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준	44
표 3.3.7 철골조의 예비평가 시트	45
표 3.3.8 조적조 평균전단응력	51
표 3.3.10 조적조 성능수준 판정을 위한 DCR 기준	53
표 3.3.11 조적조 예비평가 시트	54
표 3.3.12 철골철근콘크리트조의 예비평가 시트	59
표 4.2.1 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수 C	63
표 4.2.2 변형지배거동과 하중지배거동의 구분	69
표 4.2.3 RC 부재의 유효강성	70
표 4.3.1 접합부 강도산정시 계수	80

표 4.3.2 벽체의 면외방향 동적안정성을 확보하기 위한 벽체의 높이-두께 비(h/t)	85
표 4.3.3 철근콘크리트 보의 m 계수	89
표 4.3.4 철근콘크리트 기둥의 m 계수	90
표 4.3.5 철근콘크리트 전단벽의 m 계수	91
표 4.3.6 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 m 계수	92
표 4.3.7 조적채움벽의 등가압축가새의 m 계수	93
표 4.3.8 조적채움벽을 가진 철근콘크리트기둥의 m 계수	93
표 4.3.9 철골부재의 m 계수	102
표 4.3.10 조적조부재의 m 계수	103
표 4.4.1 성능수준의 판정	104
표 4.4.2 구조시스템 및 성능수준별 허용충간 변형각(%)	105
표 5.3.1 철근콘크리트 보의 모델링파라미터 및 허용기준	115
표 5.3.2 철근콘크리트 기둥의 모델링파라미터 및 허용기준	116
표 5.3.3 철근콘크리트 전단벽의 모델링파라미터 및 허용기준	117
표 5.3.4 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 모델링파라미터 및 허용기준	118
표 5.3.5 조적채움벽의 등가대각압축가새의 모델링파라미터 및 허용기준	119
표 5.3.6 조적채움벽을 가진 철근콘크리트기둥의 모델링파라미터 및 허용기준	119
표 5.3.7 철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준	122

<그림 목차 - 해설집>

그림 2.2.1 설계스펙트럼 가속도(KBC2009)	15
그림 3.1.1 횡력 저항요소의 면내 어긋남	21
그림 3.3.1 기둥의 순높이	32
그림 4.2.1 조적채움벽의 모델링	72
그림 5.2.1 소성힌지 특성 모델	110
그림 5.2.2 회전각의 정의	112

<목 차 - 예제집>

제 1장 철근콘크리트조 평가 예제	1-1
1.1 개요	1-1
1.1.1 내진평가의 공통사항	1-1
1.1.2 예비평가법의 주요 사항	1-5
1.1.3 상세평가법의 요약	1-9
1.2 예제건물	1-17
1.3 철근콘크리트조 예비평가	1-19
1.4. 1단계 상세평가	1-24
1.4.1 보부재의 1단계 상세평가	1-26
1.4.2 기둥부재 1단계 상세평가	1-38
1.4.3 전단벽부재 1단계 상세평가	1-51
1.4.4 조적채움벽 부재 1단계 상세평가	1-62
1.4.5 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정	1-68
1.4.6 층간 변형각	1-70
1.5. 철근콘크리트조 2단계 상세평가	1-71
1.5.1 Pushover 해석 절차	1-71
1.5.2 보부재 2단계 상세평가	1-72
1.5.3 기둥부재 2단계 상세평가	1-80
1.5.4 전단벽 부재 2단계 상세평가	1-93
1.5.5 조적채움벽 부재의 2단계 상세평가	1-103
1.5.6 해석결과	1-107
1.5.7 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정	1-108
1.5.8 층간 변형각 검토	1-109
 제2장 철골조 사무실 건물	2-1
2.1 개요	2-1
2.1.1 철골조/철골철근콘크리트조의 예비평가절차	2-1
2.1.2 철골조/철골철근콘크리트조의 상세평가절차	2-4

2.2	예제건물	2-18
2.3	철골조의 예비평가	2-21
2.4	1단계 상세평가	2-30
2.4.1	보부재 1단계 상세평가	2-30
2.4.2	기둥부재 1단계 상세평가	2-33
2.4.3	가새부재 1단계 상세평가	2-39
2.4.4	패널존 1단계 상세평가	2-41
2.4.5	층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정	2-46
2.4.6	층간 변형각 검토	2-48
2.5	철골조의 2단계 상세평가	2-49
2.5.1	보부재 2단계 상세평가	2-49
2.5.2	기둥부재 2단계 상세평가	2-51
2.5.3	가새부재 2단계 상세평가	2-59
2.5.4	해석결과	2-63
2.5.5	층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정	2-64
2.5.6	층간 변형각 검토	2-65
제3장	비보강조적조 주택	3-1
3.1	개요	3-1
3.1.1	조적조 예비평가절차	3-4
3.1.2	조적조 상세평가절차	3-6
3.2	예제건물	3-14
3.3	예비 평가	3-18
3.4	1단계 상세평가	3-24
3.4.1	벽체의 1단계 상세평가	3-24
3.4.2	층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능수준 결정	3-32
3.4.3	층간 변형각 검토	3-33

(하늘색간지)

기존 시설물(건축물) 내진성능

평가요령(해설집)

2013. 12.



국 토 해 양 부
Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs

한 국 시 설 안 전 공 단

『기존 시설물(건축물) 내진성능 평가 및 향상요령』 정오표

목차	원본 내용	수정 사항
<평가요령>		
1.1.2 평가자의 자격		(해설추가)
1.1.3 내진성능 평가 절차		(해설추가)
1.1.4 재료강도의 결정	현장시험을 통해 콘크리트강도 및 조적의 강도를 결정할 경우 그 절차는 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단지침(비파괴 시험법 포함)을 따른다.	현장시험을 통해 콘크리트강도 및 조적의 강도를 결정할 경우 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단지침(비파괴 시험법 포함)에 따라 피복두께, 중성화깊이, 철근 및 철골의 부식정도, 콘크리트의 이어치기의 상태, 결함등을 종합적으로 고려하여야 한다.
1.1.4 재료강도의 결정	조적조의 경우 쌓기 모르타르의 충전상태를 조사하지 않을 경우 재료상태를 불량으로 간주한다.	(삭제)
1.1.5 내진성능 평가 결과 보고서		(해설추가)
1.2 용어 정의	2차부재 (secondary component) : 연직하중을 저항하는 부재. 횡하중에 저항하지는 않으나 휨하중 작용시 변형이 조건에 맞아야 한다.	(수정) 2차부재 (secondary component) : 직하중을 저항하는 부재. 횡하중을 저항하도록 설계되지는 않으나 지진에 의한 횡변위가 발생하여도 연직하중 지지능력을 유지하여야 한다.
1.2 용어 정의		(추가) 프리즘압축강도: 그라우트 또는 모르타르가 포함된 단위조적의 개체로 조적조의 성질을 규정하기 위해 사용하는 시험체로부터구한 조적의 압축강도.
2.2.4 평가기준 지진의 응답가속도스펙트럼		(해설추가)
3.1.1 적용대상건물의 범위		(해설추가)
3.1.2 자료조사 및 정리		(해설추가)
3.2 지진하중		(해설추가)
3.3.1.1 재료강도 및 부재강도 평가		(해설추가)

목차	원본 내용	수정 사항
3.3.1.2 평가방법 및 성능수준의 판정		(해설추가)
표 3.3.5	2. 층별요구량의 산정 아래의 표내의 '층고'	(변경) 층높이
3.3.2 철골조 3.3.2.1 재료강도 및 부재강도 평가		(추가) 설계도서로부터 강재의 공칭강도를 알 수 있는 경우 그 값을 사용할 수 있다.
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정 식 (3.3.4)	$V = \frac{2}{h_n} \min\{M_c, (M_{b,L} + M_{b,R}), M_p\}$ 여기서, V : 기둥 양단에 발생하는 전단력 M_c : 철골기둥의 소성모멘트강도 M_p : 패널존의 소성모멘트강도 ; $M_p = 0.55F_{ye}t_p d_c H_G$ $M_{b,L}$: 기둥 왼쪽 보의 소성모멘트강도 $M_{b,R}$: 기둥 오른쪽보의 소성모멘트강도	(기호변경) $V_{mf} = \frac{2}{h_n} \min\{M_{ce}, (M_{be,L} + M_{be,R}), M_{pze}\}$ 여기서, V_{mf} : 모멘트골조의 기둥 양단에 발생하는 전단력 M_{ce} : 철골기둥의 평균소성모멘트강도 M_{pze} : 패널존의 평균소성모멘트강도 $M_{be,L}$: 기둥 왼쪽 보의 평균소성모멘트강도 $M_{be,R}$: 기둥 오른쪽보의 평균소성모멘트강도
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정	식(3.3.4)에서 보와 패널존의 강도를 조사하지 않는 경우, 해당기둥강도 M_c 를 20%저감하여 적용한다.	(삭제)
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정		(추가) M_{pze} 는 패널존의 평균소성모멘트강도로 다음과 같이 패널존의 평균전단강도 V_{pz} 에 기둥과 결합되는 보의 춤 h_b 를 곱하여 산정한다. $M_{pze} = V_{pz} h_b = (0.55F_{ye}t_p d_c) h_b$ 여기서, d_c : 기둥 단면의 춤(depth) t_p : 이중보강판(doubler plate)을 포함한 패널존부분의 두께 h_b : 보플랜지간 거리, 양측보의 플랜지

목차	원본 내용	수정 사항
		간거리가 다를 경우 둘 중 작은 값 (기호변경)
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정 (식 3.3.6)	$C_{brace} = \sum_{N_{br}} 0.5 F_y A_{br} \frac{s}{L_{br}}$	$V_{br} = \sum_{N_{br}} P_{br} \frac{s}{L_{br}} = \sum_{N_{br}} (0.5 F_y A_{br}) \frac{s}{L_{br}}$
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정 횡하중저항능력의 산 정	어떤 층의 횡하중저항능력은 그 층에 있는 식 (3.3.4)의 철골모멘트골조 기둥의 횡방향 강도의 합으로 다음과 같이 전단내력에 연성도 계수를 곱하여 구한다. $C = \sum V \cdot D_\mu$ 여기서, D_μ는 연성도를 고려한 계수로 접합부의 형태가 브라켓 타입인 경우, 다음과 같이 산정한다. 1) 기둥의 강도가 지배적인 경우 - 내진콤팩트 단면: $D_\mu = 6.0$ (축력비 $P/Af_y = 0.3$으로 가정한 경우의 연성도) - 콤팩트 단면: $D_\mu = 3.5$ - 비콤팩트 단면: $D_\mu = 1.5$ 2) 보의 강도가 지배적인 경우 - 내진콤팩트 단면: $D_\mu = 8.0$ - 콤팩트 단면: $D_\mu = 5.0$ - 비콤팩트단면: $D_\mu = 3.0$ 3) 패널존의 강도가 지배적인 경우 - 연속판이 존재하는 경우: $D_\mu = 11.0$ - 연속판이 존재하지 않는 경우: $D_\mu = 4.0$ 접합부의 형태가 브라켓 타입이 아닌 현장용접일 경우 연성도계수는 50%저감하여 적용한다.	(변경) 어떤 층의 횡하중저항능력은 그 층의 전단내력에 연성도 계수를 곱하여 구한다. $C = \sum (V_{mf} + V_{br}) \cdot D_\mu$ 여기서, D_μ는 연성도를 고려한 계수로 다음과 같이 산정한다. - 모멘트골조의 경우 $D_\mu = 3.0$ - 중심가새골조의 경우 $D_\mu = 2.5$ - 편심가새골조의 경우 $D_\mu = 3.0$
3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정 등급 산정	등급산정은 기본적으로 요구량 (Demand)/저항능력(Capacity)의 비 (DCR)에 의한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하므로 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층 전단력, 저항능력은 <u>연직부재</u>의 전단저	등급산정은 기본적으로 요구량 (Demand)/저항능력(Capacity)의 비 (DCR)에 의한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하므로 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층 전단력, 저항능력은 <u>층별</u> 전단저항능력

목차	원본 내용	수정 사항
	항능력의 합이다.	의 합이다.
표 3.3.7 철골조의 예비평가 시트	첨부 참조	(변경) 첨부 참조
3.3.3 조적조 3.3.3.1 재료강도 및 부재강도 평가	조적벽체의 평균전단응력은 다음 표 3.3.8을 사용하거나 재료의 전단응력을 정밀히 산정하여 사용할 수 있으나 공칭강도이어야 한다. 여기에 경과년수에 따른 강도저감계수를 곱하여 사용한다. 표 3.3.8에 사용된 전단응력은 공칭강도이다.	(변경) 조적벽체의 평균전단응력은 다음 표 3.3.8에 의한 기본 전단응력에 경과년수 및 재료상태에 따른 강도저감계수를 곱한 값을 사용하거나 재료시험을 통해 얻어진 평균전단응력을 사용할 수 있다
3.3.3.2 평가방법 및 등급산정	예비평가는 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)를 사용한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하며 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 충전단력, 저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다. 조적조는 연성능력이 타 구조시스템에 비해 떨어지므로 저항능력을 보수적으로 평가하기 위해 0.8을 곱한다.	예비평가는 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)를 사용한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하며 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 충전단력, 저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다. 조적조는 연성능력이 타 구조시스템에 비해 떨어지며 크기가 다른 조적벽체의 존재에 따라 응력집중이 발생할 수 있으므로 저항능력을 보수적으로 평가하기 위해 0.8을 곱한다.
표 3.3.11 조적조 예비평가 시트	2. 층별요구량의 산정 아래의 표에서 '충고'	(변경) 층높이
표 3.3.12 철골철근콘크리트조의 예비평가 시트	2. 층별요구량의 산정 아래의 표에서 '충고'	(변경) 층높이
4.1.2 자료조사		(해설추가)
4.2.1.1 지진하중의 산정		(해설추가)
4.2.1.2 주기해설	식(4.2.3)과 식(4.2.4)는 현재 건축구조기준(KBC2009)의 규정과 동일하다. 이를 대신하여 최근의 연구결과를 반영한 ACSC 7-10 등 건축물 내진설계용 주기산정식을 사용할 수도 있다.	<u>4.2.1.2의 주기와 4.2.1.3의 지진력의 수직분포의 내용은 건축구조설계기준(국토해양부 고시, 2009)를 따랐다.</u> 이를 대신하여 최근의 연구결과를 반영한 ACSC 7-10 등 건축물 내진설계용 주기산정식을 사용할 수도 있다.
4.2.2.1 모드응답의 조합		(해설추가)

목차	원본 내용	수정 사항
4.2.3 비틀림의 고려 방법		(해설추가)
4.2.4 1차부재와 2차 부재		(해설추가)
4.2.5 변형지배거동과 하중지배거동		(해설추가)
4.2.6 다축가진 효과		(해설추가)
4.2.7.1 RC 부재의 유효강성		(해설추가)
4.2.7.2 조적채움벽의 유효강성		(해설추가)
4.2.7.4 철골조 및 철골철근콘크리트조 부재의 강성		(추가) 철골조 및 철골철근콘크리트조 부재의 강성 검토규정추가
4.3.1.3 하중지배거동		(해설추가)
4.3.2.1 RC부재의 부재강도 (기둥) (전단벽)		(해설추가)
4.3.2.2 조적채움벽의 부재강도		(해설추가)
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	조적조 재료특성으로는 다음의 4가지를 고려하여야 한다.	(수정) 벽돌와 모르타르로 이루어진 조적조의 강도와 강성은 다음과 같이 산정한다.
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 식 (4.3.18)	$f'_{mortar} = 39 - 13M_c$	(수정) $f'_{mortar} = 52 - 13M_c$
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 (1) 모르타르 압축강도	일반적으로 모르타르의 압축강도는 KS 규정의 28일 압축강도 11MPa보다 낮게 나오는 경우가 많기 때문에 배합비를 보통 사용하는 1:3으로 가정하여 모르타르 압축강도는 10.4 MPa를 기본값으로 한다.	(수정) 일반적으로 모르타르의 압축강도는 KS 규정의 28일 압축강도 11 MPa보다 낮게 나오는 경우가 많기 때문에 배합비를 보통 사용하는 1:3으로 가정하여 모르타르 <u>평균</u> 압축강도는 10.4 MPa를 기본값으로 한다.
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 (2) 콘크리트 벽돌 압축강도	KS에서 위와 같이 규정하고 있으나 제조사별로 편차가 매우 크기 때문에 평가시 이를 고려할 필요가 있다. 따라서 조적조 벽체는 내력벽이긴 하나 편차를 고려하여 10 MPa로 가정한다.	(수정) KS에서 규정한 압축강도의 최소치는 위와 같으나 제조사별로 편차가 매우 크기 때문에 주의하여야 한다. 벽돌의 종류를 알수 없는 경우 압축강도의 기본값은 C종 2급의 압축강도에 공칭강도와 평균강도의 편차를 고려한 계수 1.3을

목차	원본 내용	수정 사항
		곱하여 10.4 MPa를 사용한다.
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 (3) 프리즘 압축강도 및 탄성계수	프리즘 압축강도 및 탄성계수는 다음 식을 사용한다.	(수정) 프리즘 압축강도 및 탄성계수는 다음 식을 사용하며 식 1.1.5에 제시한 재료 상태에 따른 감소계수를 적용하여야 한다.
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 (3) 프리즘 압축강도 및 탄성계수	프리즘 탄성계수 $E_m = 550f'_m$ (MPa) (4.3.21)	(수정) 탄성계수 $E_m = 550f'_m$ (MPa) (4.3.21)
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	(4) 사인장 프리즘 전단강도 및 전단탄성계수 사인장 프리즘 전단강도 및 전단탄성계수는 국내의 연구결과(2004년 대한건축학회 논문집에 게재된 “조적개체 재료 특성에 관한 실험적 연구, 이원호 외”) 및 외국 규준을 참조하여 다음과 같이 규정한다.	(삭제)
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	- 사인장 프리즘 전단강도 $f'_{dt} = 0.0085f'_m + 0.535$ (MPa), (4.3.23) 여기서 프리즘 압축강도 f'_m 은 6.1~16.8 MPa의 범위를 가진다.	(삭제)
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도 해설	FEMA356에서는 조적조 요소의 상태를 양호(good), 보통(fair), 불량(poor) 3단계로 나누어 부재강도를 지정하고 있다. 이 요령에서도 이를 준용하여 모르타르 및 벽돌의 압축강도의 기본값으로 제시한 10.4 MPa과 10 MPa을 양호일 때의 값으로 정하고 조적조 상태에 따라 보통일 때는 2/3, 불량일 때는 1/3을 곱하여 감소시킨다. 모르타르 및 벽돌 압축강도를 사용하여 계산하는 프리즘 압	(수정) FEMA356에서는 조적조 요소의 상태를 양호(good), 보통(fair), 불량(poor) 3단계로 나누어 부재강도를 지정하고 있다. 이 요령에서도 이를 준용하여 표 1.1.5와 같이 조적조 압축강도 및 탄성계수는 조적조 상태에 따라 보통일 때는 0.8, 불량일 때는 0.5을 곱하여 감소시키며 경과년수를 고려할 경우 최대 1/3까지 감소되도록 하였다. 전단강도 및 전단탄성계수의 경우 양호일 때의 기본값

목차	원본 내용	수정 사항
	축강도, 프리즘 탄성계수, 전단탄성계수들은 먼저 양호일 때의 기본값으로 계산한 후에 조적조 상태에 따라 2/3, 1/3을 곱하여 산정한다.	으로 계산한 후에 조적조 상태에 따라 보통일 경우 0.85, 불량일 경우 0.7을 곱하여 감소시키며 최대 50%까지 감소되도록 하였다.
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	조적조 개별 벽체의 전단강도는 다음의 3가지 파괴모드별로 강도를 구한 후 그 중 작은 값을 그 벽체의 전단강도로 산정한다. 벽체에 개구부가 있는 경우 다음 강도식에 면내방향 개구부율을 곱하여 최종적으로 강도를 산정한다(시설안전공단, 2008). 그러나 조적채움벽에 개구부가 있는 경우는 그림 4.2.1과 같이 등가대각압축가새를 사용하여 모델링한다. 각 파괴모드 별 전단강도식은 다음과 같다. (1) 강체회전 및 양단부압괴파괴(Rocking and Toe-crushing mode)	(수정) 조적벽체의 전단강도는 다음의 3가지 파괴모드별로 강도를 구한 후 그 중 가장 작은 값으로 한다. 조적채움벽에 개구부가 있는 경우는 그림 4.2.1과 같이 등가대각압축가새를 사용하여 모델링한다. 각 파괴모드별 전단강도식은 다음과 같다. (1) 강체회전 및 양단부압괴파괴(Rocking and Toe-crushing failure)
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	(2) 가로줄눈파괴(bed-joint sliding mode) $v_{me} = 0.375v_t + 0.5 \frac{P_D}{Dt} \text{ (MPa)}$: 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효 전단강도 v_t = 모르타르의 전단강도, 현장시험자료를 사용하거나 판단에 의해 상태가 양호한 경우 0.2MPa, 보통인 경우 0.15 MPa 불량한 경우 0.1 MPa로 한다.	(수정) (2) 가로줄눈파괴(bed-joint sliding failure) v_{me} = 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효전단강도. 현장시험을 수행한 경우 다음 수식으로 평가하며, 그렇지 않을 경우 조적조의 공칭전단강도의 기본값(양호일 경우의 전단강도인 0.2MPa에 표 1.1.5의 감소계수를 적용한 값)를 30%할증시킨 값으로 볼 수 있다. $v_{me} = 0.375v_t + 0.5 \frac{P_D}{Dt} \text{ (MPa)}$
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도	(3) 대각인장파괴(diagonal tension)	(수정) (3) 대각인장파괴(diagonal tension failure)

목차	원본 내용	수정 사항
	$V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (\text{N}) \quad (4.3.26)$ 여기서, $f'_{dt} = \text{조적벽체의 사인장 강도의 하한값} (f'_{dt} = 0.05 f'_m)$ $\beta = \begin{cases} 0.67 & L/h_{eff} < 0.67 \text{ 일 경우} \\ L/h_{eff} & 0.67 \leq L/h_{eff} \leq 1.0 \text{ 일 경우} \\ 1.0 & L/h_{eff} > 1.0 \text{ 일 경우} \end{cases}$	$V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (\text{N})$ (4.3.26) 여기서, f'_{dt} = 조적벽체의 공칭사인장 강도, 사인장 강도가 알려지지 않은 경우 가로출눈과괴 전단강도 v_m를 사용할 수 있다. f_a = 연직하중에 의한 축응력
4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도		(추가) 면외전도 관련 규정
4.3.2.4 철골부재의 강도	철골부재의 강도는 건축구조기준(KBC2009)의 7장 강구조의 내용을 따른다. 단, 강도감소계수 ϕ는 적용하지 아니하며 변형지배거동의 경우 강재의 항복강도 F_y 대신 $F_{ye} = 1.25F_y$와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $1.20f_{ck}$를 사용하여 강도를 산정할 수 있다.	(수정) 철골부재의 강도는 <u>아래에 제시된 사항을 제외하고</u> 건축구조기준(KBC2009)의 7장 강구조의 내용을 따른다. 단, 강도감소계수 ϕ는 적용하지 아니하며 변형지배거동의 경우 강재의 항복강도 F_y 대신 $F_{ye} = 1.25F_y$와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $1.20f_{ck}$를 사용하여 강도를 산정할 수 있다.
수정후 4.3.2.4 철골부재의 강도		(추가) 철골부재 강도 관련규정
표 4.3.2 철근콘크리트 보의 m 계수 (수정후 표 4.3.3)	3. 소성힌지 구간에서 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.	(수정) 3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.
표 4.3.3 철근콘크리트 기둥의 m 계수 (수정후 표 4.3.4)	3. 소성힌지 구간에서 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.	(수정) 3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는

목차	원본 내용	수정 사항
		비내진상세단면으로 판단한다.
표 4.3.4 철근콘크리트 전단벽의 m 계수 (수정후 표 4.3.5)	2. 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다. 3. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$로 평가한다. 4. 기둥의 경우 전체 높이에 걸쳐 후프근의 간격이 d/2이하일 경우, 연결보의 경우는 전체 스패에 걸쳐 전단보강근의 간격이 d/3이하 일 경우 내진상세단면으로 본다. 5. 전단벽요소가 전단에 의해 지배될 경우, 작용하는 축력 및 전단력은 각각 $0.15 A_g f_{ck}$ 및 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 이하이어야 하며 철근의 배근은 대칭이어야 한다. 이를 만족하지 못할 경우는 하중지배거동으로 본다.	(수정) 2. 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로, 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$로 평가한다. 3. 상부의 전단벽을 지지하는 기둥의 경우 전체 길이에 대해 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 d/2 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (Vs)가 요구전단강도 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 4. 전단에 의해 지배되는 전단벽요소에 작용하는 축력이 $0.15 A_g f_{ck}$ 이상이거나 요구전단응력이 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 이상일 경우, 혹은 주근의 배치가 비대칭일 경우 하중지배거동으로 본다. 5. 연결보의 경우 전체 길이에서 폐쇄형 스트럽의 간격이 d/3 이하이고 폐쇄형 스트럽에 의한 강도 (Vs)가 요구 전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.
표 4.3.5 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 m 계수 (수정후 표 4.3.6)	2. 접합부 내부의 횡보강근 간격이 d/3이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다. 4. 작용전단력의 크기는 V/V_n로 평가한다. V는 설계전단력이고 Vn은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 전단강도이다. 5. 기둥-보접합부의 1단계 상세평가에서 1차 부재는 하중지배거동으로 간주하므로 m 계수가 적용되지 않는다.	(수정) 2. 접합부 내부에서 내진갈고리를 가진 횡보강근 간격이 d/3이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다. 4. 작용전단력의 크기는 V/V_n로 평가한다. V는 요구전단력이고 Vn은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 공칭전단강도이다. 5. 1차부재인 기둥-보접합부는 하중지배거동으로 간주하므로 m 계수가 적용되지 않는다.
4.3.4.1 철근콘크리트 부재		(해설추가)
4.3.4.2 철골 부재		(추가) 철골 부재 허용기준 적용 규정
표 4.3.8 철골부재의 m 계수	표 4.3.8 철골부재의 m 계수	(표 변경) 표 4.3.9 철골부재의 m 계수
표 4.3.9 조적조부재의 m 계수	표 4.3.9 조적조부재의 m 계수 거주가능 : 0.25 인명안전 : 0.75 붕괴방지 : 1.0	표 4.3.10 조적조부재의 m 계수 거주가능 : 1.0 인명안전 : 1.25 붕괴방지 : 1.5

목차	원본 내용	수정 사항
4.3.4.3 조적 부재 (해설)	FEMA 356에서는 조적 부재의 가로줄 눈 및 강체회전 파괴모드에 대해 성능 수준별로 m 계수를 제공하고 있다. 이 의미는 두 파괴모드는 연성거동을 하는 것으로 간주한다는 뜻이다. 하지만 국내 조적조 건물의 특성을 고려했을 때 두 파괴모드라 하더라도 연성거동을 실제 로 기대하기는 어렵다. 따라서 1단계 상 세평가에서도 예비평가일 때와 마찬가 지로 조적조의 연성능력은 없는 것으로 간주한다. 즉, 하중지배이므로 강도와 하중이 일치할 때를 붕괴방지 수준의 한계로 정하고, 이를 기준으로 인명안전 은 3/4, 거주가능은 1/4을 곱한 값을 각각 한계로 정한다. 이 값들은 예비평 가에서 각 수준별 DCR 한계와 동일하 다.	FEMA356에서는 비보강조적조의 m계 수를 거주가능, 인명안전, 붕괴방지에 대해 각각 1.0, 3.0, 4.0으로 제시하고 있 다. 하지만 국내 비보강조적조의 비선형 능력을 명확히 규정하기 힘든 점과 서 로 교차하는 조적벽체 사이의 연결 정 도의 불확실성을 고려하여 비선형능력 을 최소한으로 고려하였다.
4.4 성능수준의 결정		(추가) 충간변위각 기반 판정기준 및 해설
(수정후 목차) 5.2.3.1 철근 콘크리트 부재의 항복강도 및 항복회전각 5.2.3.2 철골부재의 항 복강도 및 항복회전 각		(추가) 철근 콘크리트부재의 항복강도 및 항복 회전각 규정 철골부재의 항복강도 및 항복회전각 규 정
표 5.3.1 철근콘크리 트 보의 모델링파라 미터 및 허용기준	3. 소성힌지 구간에서 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.	(수정) 3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡 보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상 이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.
표 5.3.2 철근콘크리 트 기둥의 모델링파 라미터 및 허용기준	3. 소성힌지 구간에서 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.	(수정) 3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡 보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상 이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.

목차	원본 내용	수정 사항
표 5.3.3 철근콘크리트 전단벽의 모델링 파라미터 및 허용기준	2. 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로 평가한다. 3. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$로 평가한다. 4. 기둥의 경우 전체 높이에 걸쳐 후프근의 간격이 d/2이하일 경우, 연결보의 경우는 전체 스패에 걸쳐 전단보강근의 간격이 d/3이하 일 경우 내진상세단면으로 본다. 5. 전단벽요소가 전단에 의해 지배될 경우, 작용하는 축력 및 전단력은 각각 $0.15 A_g f_{ck}$ 및 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 이하이어야 하며 철근의 배근은 대칭이어야 한다. 이를 만족하지 못할 경우는 하중지배거동으로 본다.	(수정) 2. 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로, 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$로 평가한다. 3. 상부의 전단벽을 지지하는 기둥의 경우 전체 길이에 대해 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 d/2 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (Vs)가 요구전단강도 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 4. 전단에 의해 지배되는 전단벽요소에 작용하는 축력이 $0.15 A_g f_{ck}$ 이상일 경우 하중지배거동으로 본다. 5. 연결보의 경우 전체 길이에서 폐쇄형 스트럽의 간격이 d/3 이하이고 폐쇄형 스트럽에 의한 강도 (Vs)가 요구 전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.
표 5.3.4 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 모델링파라미터 및 허용기준	2. 접합부 내부의 횡보강근 간격이 d/3이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다. 4. 작용전단력의 크기는 V/V_n로 평가한다. V는 설계전단력이고 Vn은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 전단강도이다.	(수정) 2. 접합부 내부에서 내진갈고리를 가진 횡보강근 간격이 d/3이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다. 4. 작용전단력의 크기는 V/V_n로 평가한다. V는 요구전단력이고 Vn은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 공칭전단강도이다. 5. 1차부재인 기둥-보접합부는 하중지배거동으로 간주하므로 허용기준이 모두 0이다.
5.3.2.2 철골 부재		(추가) 철골부재 검토방법
표 5.3.7 철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준	반강접합 골조 강접 모멘트골조의 경우와 동일	반강접합 모멘트 골조 강 접합 모멘트골조의 경우와 동일
표 5.3.7 철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준		(추가) '순수인장력을 받는 기둥'
5.3.2.3 조적 부재		(삭제) 조적 부재의 2단계 상세평가규정 삭제

표 3.3.7 원본

표 3.3.7 철골조의 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

강재의 재료강도 : 235 MPa (기본값)

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지역구역 1	지역구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 8 \text{ kN/m}^2$

층 전단력 분포계수 : $\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$, 평가 층의 Demand = $S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층고(h_i), mm	층바닥 면적, m^2	중량 (w_i), kN	$w_i \cdot h_i$	누적 $w_i \cdot h_i$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)

3. 기둥의 평균전단력 산정

- 기둥단면

단면번호	h mm	b mm	tw mm	tf mm	A mm ²	Zx mm ³	Zy mm ³

- 폭두께비의 검토
기준

	b/(2tf)	h/tw
Limit	14.79	99.33

* 웨브와 플랜지의 폭두께비 모두 Limit 보다 작으면 콤팩트단면 둘중 하나라도 기준보다 크면 비콤팩트 단면으로 판정한다.

단면번호	b/(2tf)	h/tw	판정

- 축력의 산정 : 축력을 산정하지 않을 경우 모멘트강도를 50% 저감한다.

- 보단면 및 패널존의 모멘트강도 산정 : 보단면 혹은 패널존의 강도를 산정하지 않을 경우 모멘트강도를 20% 저감한다.

- 기둥단면의 모멘트강도

- 기둥의 평균전단력

4. 연성도계수

5. 층당 저항능력 산정

6. 성능수준의 판정

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				

3층	x 방향				
	y 방향				
4층	x 방향				
	y 방향				

철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 \leq DCR$	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : _____

표 3.3.7 수정본

표 3.3.7 철골조의 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

강재의 공칭강도(F_y) : 235 MPa (기본값)

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지역구역 1	지역구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : W = 바닥면적 * 8 kN/m²

층 전단력 분포계수 : $\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$, 평가 층의 Demand = $S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m ²	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)

3. 평균전단력 산정

- 단면

단면번호	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	Z_x (mm ³)	Z_y (mm ³)

- 폭두께비의 검토
기준

	플랜지 : $b/(2t_f)$	웹브: $(h - 2(t_f + r))/t_w$
Limit	$0.38 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 10$	$3.76 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 99$

* 웹브와 플랜지의 폭두께비 모두 기준보다 작으면 콤팩트단면, 둘 중 하나라도 기준보다 크면 비콤팩트 단면으로 판정한다.

단면번호	$b/(2t_f)$	$(h - 2(t_f + r))/t_w$	판정

- 기둥부재 강도

축력 및 세장비를 계산하지 않는 경우 기둥부재 모멘트강도

- 콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.5M_{cp}$
- 비콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.35M_{cp}$

여기서, $M_{cp} = ZF_{ye}$: 축력이 없는 경우 기둥의 소성모멘트강도

Z : 단면의 소성단면계수

F_{ye} : 강재의 평균항복강도 (= 1.25X235 MPa = 294 MPa)

단면번호	x축 (강축)	y축 (약축)
------	---------	---------

	M_{cp}	감소계수	M_{ce}	M_{cp}	감소계수	M_{ce}

- 패널 존 강도

$$V_{pz} = 0.55 F_{ye} t_p d_c$$

단면번호	h	t_w	V_{pz} (kN)

- 보부재 강도

보의 평균소성모멘트강도

i) 횡방향구속된 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$

ii) 횡방향구속되지 않은 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.5 M_{bp}$

여기서, $M_{bp} = Z F_{ye}$: 철골보의 소성모멘트강도

단면번호	Z_x	M_{bp}	감소계수	M_{be}

- 가새부재의 축방향 강도

$$P_{br} = 0.5 F_y A_{br}$$

A_{br} : 가새부재의 단면적

									Sum	

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

저항능력 : _____ (kN)

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
Sum								

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

저항능력 : _____ (kN)

- Y 방향

모멘트골조

		기동	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pe}	최소모멘트강도	V_{mf}
									Sum	

Sum

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

저항능력 : _____ (kN)

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
Sum								

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

저항능력 : _____ (kN)

5. 성능수준의 판정

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				
3층	x 방향				
	y 방향				
4층	x 방향				
	y 방향				

철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 \leq DCR$	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : _____

제1장 총 칙

1.1 일반사항

이 평가요령은 중저층의 기존 건축구조물의 내진평가에 사용할 수 있다. 이 요령의 내진성능 평가 절차는 예비평가 및 1단계 상세평가, 2단계 상세평가의 3단계로 구성되어 있으며, 적용대상은 각 단계의 평가절차에서 규정한다. 장스팬구조물과 고층건축물의 경우, 이 요령의 규정을 따르지 않더라도 구조공학의 원리에 맞는 정밀한 해석과 합리적인 절차를 사용하여 내진성능평가를 수행할 수 있다.

1.1.1 구조물의 분류

이 평가 요령의 적용대상구조물은 크게 구조재료에 따라 철근콘크리트구조, 철골구조, 조적조, 철골철근콘크리트조로 나뉘며 표 1.1.1과 같이 소분류로 세분할 수 있다.

표 1.1.1 건축물의 구조시스템별 분류

대분류	소분류
철근콘크리트구조 (RC)	RC 모멘트골조
	RC 전단벽+모멘트골조
	RC 전단벽
철골구조 (S)	철골 모멘트골조
	철골 가새골조
	철골 모멘트골조+RC 전단벽
비보강 조적조 (M)	비보강 조적조
철골철근콘크리트조 (SRC)	SRC 모멘트골조
	SRC 모멘트골조 + RC 전단벽

[해설]

표 1.1.1에서 전단벽과 모멘트골조가 복합된 구조물의 경우, KBC2009에 따른 이중골조의 정의에 부합하는지 검토할 필요 없이 엔지니어의 판단에 의하여 결정할 수 있다. 최근에는 모멘트골조와 전단벽 모두를 가지는 건축물이 많으나 대부분 지진력은 전단벽이 부담하고 골조는 연직하중만을 부담하도록 설계되는 경우가 많다. 이러한 구조물을 내진평가할 때, 전단벽이 모든 지진하중을 부담한다고 가정하면 예비평가에서는 전단벽의 면적만을 고려하여야 하고 상세평가의 경우 4.2.4의 규정에 따라 모델링되어야 하며 골조는 2차부재로서 요구되는 성능을 만족시켜야 한다. 반면에 전단벽과 골조 모두가 지진하중에 대해 저항한다고 가정하면, 모든 평가단계에서 전단벽

과 골조 모두를 고려하며 1차부재에 해당하는 허용조건을 사용하여 평가한다.

1.1.2 평가자의 자격

신뢰할 만한 평가를 위해서 구조물의 내진성능 평가자는 지진공학 및 내진설계에 대한 전문적인 지식을 갖는 건축구조기술사 혹은 이와 동등한 자격을 가진 구조전문가로 제한한다. 다만, 이 요령의 3.1.1에서 규정한 정형적인 형태를 가지는 건물의 경우 일반 건축구조전공자도 이 요령에서 제시하는 예비평가시트를 사용하여 예비평가를 수행할 수 있다.

[해설]

기존 구조물의 내진성능 평가는 엔지니어에 의한 공학적인 판단을 요구하는 사항을 포함하고 있어, 평가자에 따라 그 결과에 큰 차이가 발생할 수 있다. 이를 고려하여 평가자의 자격을 지진공학 및 내진설계에 대한 전문적인 지식을 갖추고 있는 건축구조기술사 혹은 이와 동등한 자격을 가진 구조전문가로 제한하였다. 단, 정형적인 형태를 가지는 구조물에 대한 예비평가의 경우, 본 요령에서 주어진 절차에 따라 평가를 수행한다면 그 결과에 큰 차이가 발생하지 않기 때문에 일반 건축구조전공자도 이 요령에서 제시하는 예비평가 시트를 사용하여 수행할 수 있도록 규정하였다.

1.1.3 내진성능 평가절차

이 요령에 따른 기존 건축물의 내진성능 평가는 다음과 같은 3 단계로 이루어진다.

① 내진성능 예비평가 : 대상구조물에 대한 간단한 자료를 토대로 내진성능 상세평가의 필요성을 판단하기 위한 목적으로 실시한다. 예비평가에서는 간단한 자료 및 약산식을 사용하여 산정된 강도를 통해 내진성능을 보수적으로 평가한다. 매우 간략화된 약산식을 사용하므로 정형의 구조물만 적용할 수 있으며, 예비평가에서 평가결과가 만족하지 못할 경우 내진성능에 문제가 있을 가능성이 높음을 의미하므로 상세평가를 통한 정밀한 평가를 권장한다.

② 1단계 내진성능 상세평가 : 대상구조물에 대한 탄성해석의 결과를 토대로 주로 부재의 강도측면에서 내진성능을 평가한다. 1단계 내진성능 상세평가에서 평가결과가 만족하지 못할 경우 2단계 내진성능 상세평가를 권장한다.

③ 2단계 내진성능 상세평가: 대상구조물의 비선형 해석을 원칙으로 하며 부재의 연성도 및 변형 능력을 고려하여 평가한다. 비선형 정적해석을 통해 성능점을 구하고 성능점에서 발생한 부재의 응력 및 변형을 개별 부재의 연성도 및 변형능력과 비교하여 검토한다. 성능점을 산정하기 위한 방법으로는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method)과 변위계수법(Displacement Coefficient Method) 등

을 사용할 수 있다. 또는 구조공학의 원리에 맞는 합리적인 가정을 통해 이 요령에 규정된 방법대신 비선형동적해석이나 다중모드푸시오버해석을 2단계 내진성능 상세평가에 사용할 수도 있다.

내진성능평가절차는 자료정리, 재료강도의 결정, 현장방문을 통한 조적채움벽 조사, 비정형성평가, 예비평가, 1단계 상세평가, 2단계 상세평가의 순서로 수행된다. 예비평가에서부터 1단계 내진성능상세평가, 2단계 내진성능상세평가의 순서로 수행하는 것이 일반적이나 상위단계의 평가를 바로 수행할 경우 하위단계의 평가절차는 생략할 수도 있다.

각 단계 내진성능 성능평가지 재료강도는 1.1.4에 규정된 절차를 통해 결정한다. 상세평가를 위해서는 단면치수와 배근상태 등의 단면특성에 대한 정보가 반드시 필요하다. 설계도서가 없을 경우 현장조사 및 철근탐사기법등을 사용하여 각 단계의 평가에 충분한 정도의 정보를 취득하여야 한다. 설계도서가 있을 경우에도 현장조사를 통해 평면의 용도변경 및 조적벽체의 설치에 대한 조사를 수행하고 상세평가지 이를 반영하여야 한다.

예비평가는 배근상태에 관한 정보가 없을 경우에도 수행할 수 있으나 현장조사를 통해 하중을 저항하는 수직부재의 치수를 조사하여야 한다.

모든 평가단계에서 조적채움벽의 위치 및 치수를 반드시 조사하여야 하며, 상세평가 시 조적채움벽의 효과를 고려하는 경우와 고려하지 않는 경우로 나누어 각각 평가한 후 최종평가결과는 이중 불리한 쪽으로 판정한다. 또한 조적채움벽의 면외방향에 대해서도 지진시 전도 및 동적안정성을 검토하여야 하며, 이 결과를 구조물의 성능등급 판정에 반영하여야 한다.

[해설]

본 요령에 따른 기존 건축물의 내진성능 평가는 예비평가, 1단계 상세평가, 2단계 상세평가의 순으로 진행되는 3 단계로 구성되어 있다. 평가의 단계가 올라감에 따라 기존 건축물에 대한 더 많은 정보를 요구하고, 그 결과는 좀 더 정확해진다. 즉, 하위단계의 평가는 상위단계의 평가보다 사용하는 정보의 내용이 제한되어 있어 좀 더 보수적인 결과를 산정하도록 하였기 때문에, 상위단계의 평가를 바로 수행할 경우 하위단계의 평가절차는 생략할 수도 있다. 또한, 예비평가 단계에서 성능수준을 만족한다면 상위단계의 평가로 진행할 필요가 없다.

조적채움벽은 구조물의 힘의 분배와 거동에 큰 영향을 주는 요소이다. 일반적으로 기존 골조 구조물의 강도와 강성은 증가시키나 연성은 감소시키는 것으로 알려져 있다. 본 요령에서는 이를 고려하여 모든 평가단계에서 조적채움벽의 효과를 고려하도록 하였다. 예비평가단계에서는 기둥의 순높이를 산정하는데 조적채움벽의 효과를 고려하여 단주, 일반기둥, 극단주 등으로 구분하며, 상세평가단계에서는 압축스트럿 대각가새로 모델링하여 그 효과를 고려하였다. 단, 기존 건축물의 조적채움벽의 경우 사면이 모두 밀실하게 기둥 혹은 보와 접착하지 않은 경우가 많아 면외방향으로의 전도 위험이 있고, 조적채움벽의 전체 강도에 큰 영향을 주는 모르타르의 정확한 강도평가가 어렵기 때문에 상세평가지 조적채움벽의 효과를 고려하는 경우와 고려하지 않는 경우로 나누어 각각 평가한 후 최종평가결과는 이중 불리한 쪽으로 판정하도록 규정하였다.

1.1.4 재료강도의 결정

내진성능평가를 위한 재료강도는 현장시험, 연도별 기본재료강도, 혹은 설계도서상의 설계기준강도에 사용연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값 중의 하나를 사용한다. 설계도서의 유무에 따른 각 평가단계별 콘크리트강도 및 조적의 강도 결정방법은 대상건축물의 요구성능수준(표 2.1.1)에 따라 표 1.1.2 및 표 1.1.3과 같이 규정된다.

설계도서의 공칭강도를 사용할 경우 내진성능평가에서는 대상구조물이 설계도서에 따라 시공되었다고 보고 설계도서상의 재료특성에 표 1.1.5에 따른 사용연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 적용한다. 현장시험을 통해 콘크리트강도 및 조적의 강도를 결정할 경우 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단지침(비파괴 시험법 포함)에 따라 피복두께, 중성화깊이, 철근 및 철골의 부식정도, 콘크리트의 이어치기의 상태, 결함등을 종합적으로 고려하여야 한다. 연도별 기본재료강도는 이 요령의 표 1.1.6에 제시되어 있다.

설계도서가 없는 경우 철근 및 강재, 철골부재의 재료강도는 표 1.1.6의 연도별 기본값을 사용할 수 있다.

표 1.1.2 설계도서가 있는 경우 콘크리트강도 및 조적의 강도 결정방법

	거주가능(내진특등급)	인명안전(내진1등급)	붕괴방지(내진2등급)
예비평가	공칭강도×감소계수 혹은 현장시험	공칭강도×감소계수 혹은 현장시험	공칭강도×감소계수 혹은 현장시험
1단계 내진성능상세평가	현장시험	현장시험	공칭강도×감소계수 혹은 현장시험
2단계 내진성능상세평가	현장시험	현장시험	공칭강도×감소계수 혹은 현장시험

표 1.1.3 설계도서가 없는 경우 콘크리트강도 및 조적의 강도 결정방법

	거주가능(내진특등급)	인명안전(내진1등급)	붕괴방지(내진2등급)
예비평가	기본재료강도 혹은 현장시험	기본재료강도 혹은 현장시험	기본재료강도 혹은 현장시험
1단계 내진성능상세평가	현장시험	현장시험	기본재료강도 혹은 현장시험
2단계 내진성능상세평가	현장시험	현장시험	기본재료강도 혹은 현장시험

설계도서에 명기된 설계기준강도는 재료의 하한(Lower-bound)값으로 간주한다. 평균강도는 각 재료별로 설계기준강도에 표 1.1.4에 따른 계수를 곱하여 구할 수 있다.

표 1.1.4 설계기준강도로부터 평균강도를 구하기 위한 재료별 보정계수

재료 특성	계 수
콘크리트 압축강도	1.20
철근의 인장 및 항복강도	1.25
강재 연결재의 항복강도	1.50
철골 부재의 항복강도	1.25

설계도서상의 설계기준강도를 사용할 경우 표 1.1.5와 같이 경과년수에 따른 감소계수와 재료상태에 따른 감소계수를 곱하여 사용한다. 현장조사를 실시하지 않을 경우 재료상태는 불량으로 간주한다. 재료의 상태는 구조요소에 발생한 균열발생, 변형, 화재이력, 마무리정도에 따라 엔지니어의 판단에 의해 결정하며 재료상태를 보통 혹은 양호로 판정할 경우 그 판단근거를 제시하여야 한다.

표 1.1.5 경과년수 및 재료상태에 따른 재료강도의 감소계수

구분		콘크리트 압축강도	조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.8	0.5	0.7
	20년 이상	0.9	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	1.0	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0	1.0
	보통	0.9	0.8	0.85
	불량	0.8	0.5	0.7

건설연도별 재료강도의 기본값은 표 1.1.6과 같다. 기본값을 사용할 경우 콘크리트 압축강도의 경과년수에 따른 재료강도의 감소는 이미 고려되어 있으므로 추가적으로 적용하지 않는다.

표 1.1.6 건설연도별 재료의 기본값

	1970년 이전		1971-1988년 이전		1988-2000		2001년 이후	
	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값
콘크리트 강도 (f_{ck} , MPa)	13	15	15	18	18	21	21	24
주근의 항복강도 (f_y , MPa)	240	300	240	300	240	300	300	375
강재의 항복강도 (F_y , MPa)	235	294	235	294	235	294	235	294

[해설]

FEMA 356에서도 표 1.1.4와 유사한 형태로 공칭강도로부터 평균강도를 얻기 위한 보정계수를 제시하고 있다. 단, FEMA 356에서는 콘크리트 설계기준압축강도로부터 평균강도를 추정하기 위한 계수로 1.50을 제시하고 있으나, 품질관리가 철저하지 못하였던 예전의 국내 기존 콘크리트 건축물 시공실태를 반영하여 보수적인 평가를 위해 1.20을 사용하도록 하였다.

국내 현장조사결과 조적조 건축물의 노후도는 심각한 수준으로 보고되고 있다. 조적조의 강도를 최대 25%까지 저감시킨 것은 이러한 상황을 고려하여 FEMA 356(FEMA356 Table 7.1)에서 상태가 나쁜 조적벽의 압축강도는 상태가 양호한 경우에 비해 1/3수준으로 낮게 보고 있으며 전단 강도는 1/2수준으로 저감시킴을 참고하여 보수적으로 결정하였다.

표 1.1.6 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.

1.1.5 내진성능 평가결과 보고서

내진성능을 평가한 후 평가결과를 보고서의 형태로 제출한다. 보고서의 문장은 간결하고 앞 뒤 연결 관계가 명확하여야 하며, 객관적인 자료수집과 분석 그리고 결론으로 이루어져야 한다. 보고서에 포함되어야 하는 항목은 다음과 같으며 예비평가만 수행된 경우 ③과 ④는 생략할 수 있다.

① 수행된 평가의 단계 : 예비평가, 1단계 상세평가, 2단계 상세평가

② 구조물에 대한 정보

- 층수, 평면치수, 건물높이
- 구조형식 : 지진력저항시스템, 연직하중저항시스템
- 주요 비구조요소(조적채움벽)의 위치 및 치수
- 건물의 용도, 건축법상 내진등급에 의한 요구성능수준
- 지반조건
- 재료강도 및 재료상태

③ 구조해석 모델 및 가정 사항

④ 부재별 평가결과

⑤ 최종 판정결과 및 결론

예비평가 보고서 작성시 구조시스템별로 제시된 예비평가시트를 사용할 수 있다. 1단계 내진성능 상세평가 보고서는 구조해석에 대한 방법 및 개념을 이해할 수 있도록 하여야 하며 해석결과에 대한 명확한 분석이 포함되어야 한다. 2단계 내진성능 상세평가 보고서는 비선형해석시 사용된 부재별 비선형 능력에 대한 가정 및 해석결과를 토대로 부재강도 및 변형을 분석하고 평가한 결과를 포함하여야 한다. 1단계 및 2단계 내진성능 상세평가보고서에는 해석결과를 토대로 판정된 부재별 성능수준 및 이를 근거로 판정한 구조물 전체의 성능수준을 포함하여야 한다.

[해설]

본 절에서는 수행한 평가단계별로 내진성능평가결과 보고서가 담아야할 내용을 규정하였다. 예비평가단계에서는 구조시스템별(철근콘크리트 구조, 강구조, 조적조)로 제시된 예비평가시트에 따라 1. 기본사항(명칭, 위치, 규모, 건설년도, 경과년수, 지반종류, 지진구역, 그리고 지반종류와 지진구역에 따른 단주기 스펙트럴 가속도), 2. 층별 요구량(Demand) 산정, 3. 층별 용량(Capacity) 산정, 4. 성능수준의 판정의 내용으로 보고서가 구성된다. 상세평가단계에서는 1. 구조물에 대한 정보, 2. 구조해석 모델 및 가정사항, 3. 부재별 평가결과, 4. 최종 판정결과 및 결론의 내용으로 보고서가 구성된다. 상세평가에서는 엔지니어의 공학적인 판단에 따라 달라질 수 있는 구조해석 모델과 가정사항을 반드시 보고서에 포함하도록 규정하였으며, 부재별로 성능수준 만족여부를 명기하도록 하였다.

1.2 용어 정의

이 평가요령에 사용되는 주요 용어의 정의는 원칙적으로 '건축구조기준(KBC2009, 국토해양부 제정)' 및 '건축구조용어사전(대한건축학회, 2008)'에 따른다. 그 밖의 용어에 대해서는 아래의 정의를 따른다.

1차부재 (primary component) : 지진력을 저항하는 부재로서 주로 지진력하중저항시스템 내의 부재.

2차부재 (secondary component) : 연직하중을 저항하는 부재. 횡하중을 저항하도록 설계되지는 않음

나 지진에 의한 횡변위가 발생하여도 연직하중 지지능력을 유지하여야 한다.

m 계수 : 변형지배거동 참조

가새골조 : 가새 부재의 축방향력을 통해 횡력을 지지하는 구조 방식을 말한다.

감쇠 : 운동하는 물체에 저항하는 힘으로, 일반적으로 운동속도에 비례하는 저항력을 뜻함

공진 : 어떤 진동계가 고유진동수에 가까이 혹은 일치하는 주기적인 외력을 받게 될 때, 반응량이 급격히 증가하는 현상

관성력 : 운동하는 물체에 작용하는 힘으로, 질량×가속도의 크기를 갖고 방향은 가속도와 반대되는 힘

내진성능 평가기준 지진 : 기존 건축물의 내진성능을 평가할 때 기준으로 정한 지진하중의 크기. 이 요령에서는 50년간 초과확률이 2%인 지진(즉 2400년 재현주기의 지진)의 2/3 수준의 지진으로 하였음.

등가선형화법 (Equivalent linearization method) : 역량스펙트럼법

모멘트골조방식 : 수직하중과 횡력을 보와 기둥으로 구성된 라멘골조가 부담하는 구조방식을 말한다.

목표변위 (Target displacement) : 주어진 규모의 지진에 대하여 변위계수법을 통해 산정되는 구조물의 변위의 예측치. 목표변위는 역량스펙트럼법에 의해 구해지는 성능점과 같은 의미이다.

밀면 : 지진 등이 건축 구조체에 전달되는 위치로서 구조체가 지면과 직접 접하는 지반표면의 부위를 말한다.

밀면전단력 : 구조물의 밀면에 작용하는 설계용 총 전단력을 말한다.

변위계수법 (Displacement coefficient Method) : 주어진 규모의 지진력 작용시 구조물의 횡변위를 예측하는 방법. 탄성단자유도시스템의 최대예상변위에 구조물의 항복 및 다자유도 효과 등을 고려하는 여러 계수를 곱하여 구한다.

변형지배거동 (Deformation-controlled action) : 지진력 저항시 항복이 수반되는 부재의 거동. 휨거동이 대표적이며 부재의 종류에 따라 휨 이외에 전단거동이 포함될 수 있다. 선형해석을 통한 평가에서 변형지배거동의 적합성, 즉 적절한 비선형 거동의 한계는 m 계수를 통해 판단하며, 비선형해석시에는 예측된 소성변형의 크기를 허용기준과 비교하여 평가한다.

비구조 부재 : 차양·장식탑·비내력벽 기타 이와 유사한 것으로서 내력이 없는 건축물의 구성부재를

말한다. 조직채움벽의 경우 비구조부재로 설계되나 구조물의 거동에 미치는 영향이 크므로 내진평가 시 고려되어야 한다.

성능수준 (Performance Level) : 평가기준 지진작용시 지진력에 의해 발생한 구조물의 변형 혹은 손상 등의 따른 구조물의 상태를 규정하기 위해 설정된 단계. 구조물의 성능수준으로는 거주가능, 인명안전, 붕괴방지의 세단계로 나뉜다.

성능점 : 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.

스펙트럼 : 진동현상을 각 주파수 성분으로 분해하여 배열한 것. 구조물이 지니는 지진하중과 변위의 관계로, 등가 1자유도의 가속도-변위 관계로 나타낸 곡선을 말한다.

역량스펙트럼 (Capacity spectrum) : 스펙트럼가속도와 스펙트럼변위의 관계로 표현된 역량곡선.

역량곡선 (Capacity curve) : 횡하중을 증가시킬 때 구조물의 선형 혹은 비선형거동을 밀면전단력과 최상층변위로 표현한 곡선. 푸시오버 곡선이라고도 한다.

역량스펙트럼법 (Capacity spectrum method) : 지진에 의해 예상되는 구조물의 거동을 구하기 위해 구조물의 저항능력과 요구량을 역량스펙트럼과 요구스펙트럼의 형태로 한 곡선에 표현하여 성능점을 구하는 방법.

응답 : 어떤 계가 외부로부터 자극을 받아 반응하는 현상. 일반적으로 지진이나 바람 등의 외부 자극에 의해 건축물이 진동하는 현상 등에 쓰임.

의사지진력 : 평가기준 지진시 기대되는 구조물의 횡변위와 동일한 변위를 선형해석에서 나타나게 하는 지진하중.

재현주기 : 강우, 홍수, 지진 등과 같이 구조물에 영향을 미치는 환경조건의 강도와 발생의 변동을 통계적으로 표시하는 지표의 하나로서, 이미 관측된 값에 대해서는 각 년의 최대치가 정상적으로 독립하여 발생하는 것으로 어떤 크기 이상의 연 최대치가 몇 년에 한번 발생할 확률이 있는지를 정하여 그 연수를 재현주기라 함.

전단벽 : 벽의 면내로 횡력을 저항할 수 있도록 설계된 구조체를 말한다.

전단벽방식 : 수직하중과 횡력을 전단벽이 저항하는 구조방식을 말한다.

전단파속도 : 지반의 동적특성을 나타내는 지표의 하나로, 지반의 주기를 결정하거나 지반의 변형률

을 결정하기 위해 필요한 요소

지진력저항시스템 : 지진하중을 저항하는 구조요소. 골조, 전단벽, 가새 혹은 이들이 복합적으로 사용된다.

지진하중: 구조물의 질량에 설계지진가속도를 곱한 값.

최대유효지반가속도(EPA): 특정지진의 5% 감쇠를 가지는 단자유도 구조물에 대한 가속도 응답스펙트럼 값에서 0.1초-0.4초의 단주기 범위의 값을 평균한 후 이를 2.5로 나누어 구한 값.

층간변위 : 인접 층 사이의 상대 변위를 말한다.

층지진하중 : 건축물의 각 층에 작용하는 지진하중을 말한다.

평가기준 지진 : 내진성능 평가기준 지진.

평균강도 : 실제로 기대되는 구조재료, 혹은 구조요소의 평균예상강도. 공칭강도보다 높다.

프리즘압축강도: 그라우트 또는 모르타르가 포함된 단위조적의 개체로 조적조의 성질을 규정하기 위해 사용하는 시험체로부터구한 조적의 압축강도.

하중지배거동 (Force-controlled action) : 취성적 특성을 가지는 부재의 거동으로 지진력 저항시 항복이 수반되지 않거나 항복 후 저항력을 기대할 수 없는 부재의 거동.

제2장 내진성능 평가기준 지진과 성능목표

2.1 일반사항

내진성능 평가를 위한 지진하중과 지진위험도는 2009년 대한건축학회에서 제정한 ‘건축구조기준 및 해설’(이하 KBC2009)의 내용을 따른다. KBC2009에 따른 지진하중 즉, 2400년 재현주기 지진의 2/3수준의 지진 작용시 KBC2009에 정의된 내진특등급 건물, 내진1등급 건물, 내진2등급 건물은 각각 거주가능, 인명안전, 붕괴방지의 성능을 발휘할 수 있어야 한다. 내진성능 평가는 대상 건축물이 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하여야 한다.

각 내진등급의 건축물에 요구되는 성능수준은 표 2.1.1과 같다.

표 2.1.1 요구성능수준

2400년 지진의 2/3 수준의 지진작용시 성능목표	KBC2009의 내진등급
거주가능	내진특등급
인명안전	내진1등급
붕괴방지	내진2등급
붕괴위험	없음

[해설]

내진설계기준연구 II(건설교통부, 1997)에서는 구조물의 내진성능목표를 기능수행과 붕괴방지의 두가지 성능수준을 사용하여 다음과 같이 제시한 바가 있다.

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

하지만 이후 국내 내진설계기준은 내진설계기준연구 II에서 제시된 설계지진 및 성능수준에 따른 것이라기 보다는 이후 미국에서 수행된 연구 및 내진설계기준의 개념을 사용하고 있다.

미국의 경우 신축건축물의 중요도별로 BSE-1의 지진(최대고려지진의 2/3 혹은 500년 재현주기

지진중 작은 값)과 BSE-2의 지진(최대고려지진, 약 2400년 재현주기 하중에 해당)에 대하여 다음과 같은 성능수준을 만족하는 것을 목표로 하고 있으며 한국의 내진설계기준도 이와 유사하다.

중 요 도	BSE-1	BSE-2
중요도(특)	거주가능(IO)	인명안전(LS)
중요도(1)	중요도(특)과 중요도(2)의 성능수준의 중간수준	중요도(특)과 중요도(2)의 성능수준의 중간수준
중요도(2)	인명안전(LS)	붕괴방지(CP)
중요도(3)	인명안전(LS)	붕괴방지(CP)

또한 ASCE 41-06(FEMA 356)의 경우 기본적으로 요구되는 성능수준은 중요도에 상관없이 BSE-2 지진에 대해 붕괴방지, BSE-1 지진에 대해 인명안전이며 ASCE 31-03(FEMA 310)의 경우 BSE-1 지진에 대해 인명안전이며 중요도가 높은 건축물의 경우 추가적으로 거주가능을 요구하고 있다.

따라서 이 요령의 요구성능수준은 위의 표에서 BSE-1 지진에 대한 요구성능수준과 유사하나 내진2등급 건축물의 경우 요구성능수준을 인명안전에서 붕괴방지로 완화시킨 것이다.

2.2 지진위험도

2.2.1 평가기준 지진의 스펙트럼 가속도

평가기준 지진의 단주기스펙트럼가속도 S_{DS} 와 주기1초스펙트럼가속도 S_{D1} 는 각각 식(2.2.1)과 식(2.2.2)로부터 구한다.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S \times 2.5 \times F_a \quad (2.2.1)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S \times F_v \quad (2.2.2)$$

여기서, S 는 표 2.2.1에 의해 주어지는 재현주기 2400년 지진의 유효지반가속도 즉, KBC2009의 지역계수이고, F_a 와 F_v 는 표 2.2.3과 표 2.2.4에 의해 주어진 지반증폭계수이다.

2.2.2 지진구역 및 지역계수

우리나라의 지진구역 및 이에 따른 지역계수 값은 표 2.2.1와 같이 구분한다.

표 2.2.1 지진구역 구분 및 지역계수

지진구역	행정구역	유효지반가속도 S
1	지진구역 2를 제외한 전지역	0.22
2	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.14

※ 강원도 북부(군,시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
 전라남도 남서부(군,시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

2.2.3 지반의 분류 및 지반증폭계수

2.2.3.1 지반종류

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 표 2.2.2와 같이 5종으로 분류한다. 지반의 분류를 위한 지반조사방법은 KBC2009의 “0402 지반조사”에 따라 수행한다.

표 2.2.2 지반의 분류

지반 종류	지반종류의 호 칭	상부 30m에 대한 평균 지반특성		
		전단파속도 (m/s)	표준관입시험 $\overline{N}$ (타격횟수/300mm)	비배수전단강도 $\overline{s_u}$ ($\times 10^{-3}$ MPa)
S_A	경암 지반	1500 초과	—	—
S_B	보통암 지반	760에서 1500		
S_C	매우 조밀한 토사 지반 또는 연암 지반	360에서 760	> 50	> 100
S_D	단단한 토사 지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
S_E	연약한 토사 지반	180 미만	< 15	< 50

2.2.3.2 지반분류의 기준면¹⁾

일반적으로 지반분류는 지표면을 기준으로 정한다. 다만, 지하층을 가진 구조물로서 직접기초를 사용하고 기초저면의 지반종류가 S_C 이상의 단단한 지반인 경우에는 기초저면을 지반분류의 기준면으로 사용할 수 있다. 이때 지진에 의하여 지하층 구조벽에 작용하는 횡토압에 대하여 상부구조의 안전성을 확보하여야 한다. 말뚝기초를 사용하는 경우에는 지하구조 저면의 지반종류가 S_C 이상이고, 건물 진동의 입력이 지하구조의 저면을 통하여 전달되도록 설계, 시공되는 경우에 한하여 지하구조의 저면

1) 내진설계상 기준면은 상부에는 지진력을 작용시키지만, 하부에는 지진력을 작용시키지 않는 면을 말한다. 단, 건축구조물의 경우 기준면과 작용면은 일치하지 않을 수 있으며 지진하중의 적용은 관련규정(건축구조기준)에 의한다.

을 기준으로 사용할 수 있으며, 그렇지 않은 경우에는 지표면을 기준으로 사용하여야 한다.

지반증폭계수는 지반분류에 따라 표 2.2.3과 표 2.2.4와 같다.

표 2.2.3 지반증폭계수 F_a

지반종류	지진구역		
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$
S_A	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0
S_C	1.2	1.2	1.1
S_D	1.6	1.4	1.2
S_E	2.5	1.9	1.3

* S_s 는 S를 2.5배한 값이다. 위 표에서 S_s 의 중간값에 대하여는 직선 보간한다.

표 2.2.4 지반증폭계수 F_v

지반종류	지진구역		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S_A	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0
S_C	1.7	1.6	1.5
S_D	2.4	2.0	1.8
S_E	3.5	3.2	2.8

* 중간 값에 대하여는 직선 보간한다.

2.2.4 평가기준 지진의 응답가속도스펙트럼

평가기준 지진의 응답가속도스펙트럼은 식 (2.2.1)에 따른 단주기 스펙트럼가속도 S_{DS} 와 식 (2.2.2)에 따른 주기1초스펙트럼가속도 S_{D1} 으로부터 다음 식에 따라 구한 후 그림 2.2.1과 같이 작성한다.

- (1) $T \leq T_0$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 식 (2.2.3)에 따른다.
- (2) $T_0 \leq T \leq T_s$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 S_{DS} 와 같다.
- (3) $T > T_s$ 일 때, 스펙트럼가속도 S_a 는 식 (2.2.4)에 따른다.

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_o} T + 0.4 S_{DS} \quad (2.2.3)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.2.4)$$

여기서, T = 주기(초), $T_o = 0.2 S_{D1} / S_{DS}$, $T_s = S_{D1} / S_{DS}$ 이다.

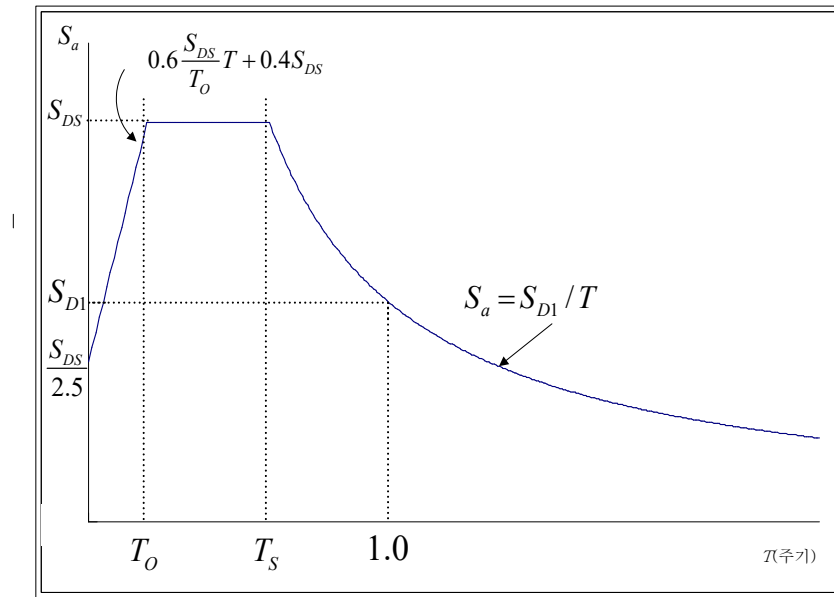


그림 2.2.1 설계스펙트럼 가속도(KBC 2009)

[해설]

지진위험도 및 지진하중은 건축구조설계기준(국토해양부 고시, 2009)의 '0306 지진하중'을 따랐다. 단, 간편한 평가를 위해 상세지진재해도(건축구조설계기준의 그림 0306.1)는 사용하지 않고 식 (2.2.1) 과 (2.2.2)만을 사용하여 평가기준 지진의 응답가속도스펙트럼을 산정하도록 하였다.

2.3 성능수준의 정의

구조물의 성능수준은 지진에 의한 구조체의 손상정도에 따라 표 2.3.1과 같이 거주가능, 인명안전, 붕괴방지의 3가지로 정의된다.

표 2.3.1 구조부재의 손상상태에 따른 성능수준

성 능 수 준	피 해
거주가능 (Immediate Occupancy level, IO)	지진 후 구조물의 피해는 경미하며 수직하중저항시스템과 지진력저항시스템은 지진전의 강성과 강도를 보유하고 있다. 구조부재의 손상으로 인명에 피해를 입을 가능성은 매우 낮으며 손상부재에 대한 보수가 필요하지만 거주가능을 위해 반드시 필요하지는 않다.
인명안전 (Life Safety level, LS)	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 (Collapse Prevention level, CP)	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 보수보강 후에도 거주에 안전하지 않을 수 있다. 여진으로 인해 붕괴가 발생할 수 있다.

이 내진평가 요령에 따른 내진성능평가결과는 건축물 전체의 성능수준으로 각 성능수준에 해당하는 구조물의 상태는 표 2.3.2과 같다.

표 2.3.2 성능수준의 정의

성능수준	상 태
거주가능	문제점이 없는 최상의 상태. 평가기준 지진작용시 구조부재의 피해는 무시할만하며 비구조체에 손상이 있으나 거주에 안전하며 보수와 청소를 통해 기능을 수행할 수 있음.
인명안전	평가기준 지진 작용시 구조물은 원래 횡강성과 강도를 손실하나 붕괴에 대해서는 여전히 여력을 보유하고 있음. 구조물은 영구변형이

	발생. 구조물의 비구조요소에는 심각한 손상이 발생하여 기능을 수행하지 못하며 보수 전 거주는 안전하지 않음. 지진 발생동안 인명안전에 대한 위험은 매우 낮음.
붕괴방지	평가기준 지진 작용시 구조부재에 큰 피해가 예상됨. 대부분의 구조부재에서도 강도와 강성저하가 크게 일어나지만 수직하중저항시스템의 붕괴는 발생하지 않음. 여진에 의해 붕괴가능성이 있으므로 거주에 적합하지 않음. 구조물의 보수에 의한 기능의 복원이 사실상 어려움.
(붕괴)	평가기준 지진작용시 일부 수직하중저항시스템이 연직하중저항능력을 소실하여 부분적인 붕괴 혹은 전면적인 붕괴가 발생함.

제3장 내진성능 예비평가

3.1 일반사항

내진성능 예비평가는 지진하중에 저항하는 수직부재의 재료강도와 단면치수로부터 개략적인 횡하중저항능력을 평가하고 이를 지진하중에 의해 건물에 작용하는 밀면전단력과 비교하여 강도측면에서 내진성능을 안전측으로 평가한다. 수직부재가 전단파괴될 경우는 비선형 거동이 일어나지 않으므로 전단파괴하중을 그 부재의 횡하중저항능력으로 볼 수 있으며, 휨파괴되는 부재의 경우에는 비선형 거동에 의한 에너지 흡수능력을 고려하여 휨파괴강도에 적절한 계수를 곱한 값을 그 부재의 횡하중저항능력으로 본다. 전단파괴 부재와 휨파괴 부재가 공존하는 경우는 두 종류의 부재가 최대하중에 도달하는 시점이 다르므로 구조물의 횡하중저항능력을 두 값의 단순합으로 볼 수는 없으며 휨과 전단 거동의 상호작용을 고려한 간략식을 사용한다.

약산식을 사용하여 강도 측면에서 내진성능을 보수적으로 평가하지만 매우 간략화된 수식을 사용하므로 비틀림이나 응력집중이 예상되는 비정형 구조물에는 적용할 수 없다. 따라서 예비평가 이전에 ‘적용대상건물의 범위’에서 규정된 비정형성의 검토를 통해 비정형성이 있을 경우 예비평가를 수행하지 않고 바로 상세평가를 수행한다. 예비평가에서 평가결과가 성능목표를 만족하지 못할 경우 상세평가를 통한 정밀한 평가를 권장한다.

설계도서가 없을 경우 예비평가를 위해서는 현장조사를 통해 수직부재의 단면치수에 대한 조사가 필요하다. 재료특성의 경우 건설연도에 따른 기본값을 사용할 수 있다. 설계도서가 있을 경우 설계도서에 근거한 단면치수 및 재료특성을 사용할 수 있다.

3.1.1 적용대상건물의 범위

평면과 입면에서 비정형성이 없는 10층 이하의 건물을 예비평가의 대상으로 한다. 비정형성이 있는 건물과 10층 초과건물은 예비평가의 적용대상이 아니며 바로 상세평가를 수행하여야 한다.

비정형성의 검토항목은 다음과 같다.

- 평면비정형성

H-1. 비틀림 비정형 : 층의 강성 중심과 질량 중심 간의 거리가 평면 폭의 20%보다 큰 경우에는 비틀림을 고려하여야 한다.

$$E_{c.s - c.m} > 0.2D \quad (3.1.1)$$

여기서,

$E_{c.s-c.m}$: 강성 중심과 질량 중심과의 편심거리

D : 지진방향과 직각방향의 평면의 폭

강성중심은 해당층 수직부재의 면적의 도심점, 질량중심은 해당층 보와 슬래브의 질량, 수직부재의 경우 상하층 중심까지의 질량을 고려한 질량중심으로 산정한다.

H-2. 요철형 평면 : 돌출한 부분의 치수가 해당하는 방향의 평면치수의 15%를 초과하면 요철형 평면을 갖는 것으로 간주한다.

H-3. 격막의 불연속 : 격막에서 잘려나간 부분이나 뚫린 부분이 전체 격막 면적의 50%를 초과하거나 인접한 층간 격막 강성의 변화가 50%를 초과하는 급격한 불연속이나 강성의 변화가 있는 격막.

H-4. 면외 어긋남 : 수직부재의 면외 어긋남 등과 같이 횡력전달 경로에 있어서의 불연속성.

H-5. 비평행 시스템 : 횡력저항 수직요소가 전체 횡력저항 시스템에 직교하는 주축에 평행하지 않거나 대칭이 아닌 경우.

- 수직비정형성

V-1. 강성비정형-연층 : 어떤 층의 조적채움벽 등의 비구조재를 포함한 강성에 영향을 주는 수직부재단면적의 합이 인접한 상부층 수직부재단면적의 합의 70% 미만이거나 상부 3개 층 평균 수직부재단면적의 합의 80% 미만인 층이 존재하는 경우 강성분포의 비정형이 있는 것으로 간주한다.

V-2. 중량비정형 : 어떤 층의 유효중량이 인접층 유효중량의 150%를 초과할 때 중량 분포의 비정형인 것으로 간주한다. 단, 지붕층이 하부층보다 가벼운 경우는 이를 적용하지 않는다.

V-3. 기하학적 비정형 : 횡력 저항시스템의 수평치수가 인접층 치수의 130%를 초과할 경우 기하학적 비정형이 존재하는 것으로 간주한다.

V-4. 횡력저항 수직 저항요소의 비정형 : 횡력 저항요소의 면내 어긋남이 그 요소의 길이보다 크거나, 인접한 하부층 저항요소에 강성감소가 일어나는 경우 수직 저항요소의 면내 불연속에 의한 비정형이 있는 것으로 간주한다.

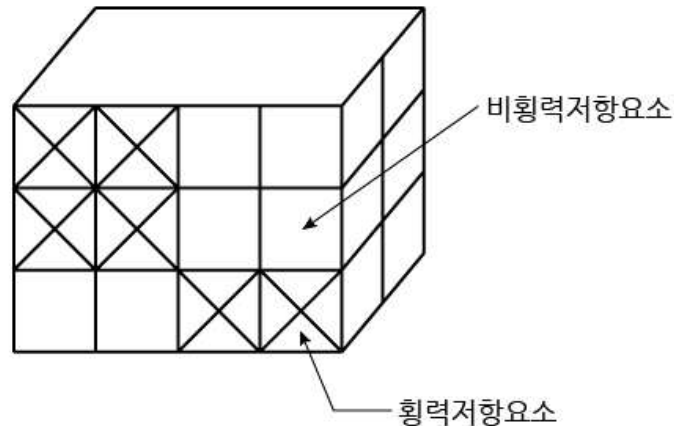


그림 3.1.1 횡력 저항요소의 면내 어긋남

V-5. 강도의 불연속-약층 : 임의 층의 횡강도가 직상층 횡강도의 80% 미만인 약층이 존재하는 경우 강도의 불연속에 의한 비정형이 존재하는 것으로 간주한다. 각층의 횡강도는 층전단력을 부담하는 내진요소들의 저항 방향 강도의 합을 말한다.

[해설]

비정형성의 판단기준은 건축구조기준(국토해양부, 2009) 및 ASCE7-10, ASCE7-05등 외국의 기준을 참조하여 설정하였다. 설계기준에서 비정형성의 판단기준은 수치를 통한 판단보다는 개념적으로 엔지니어의 판단에 의한 부분도 많으나 본 요령에서는 비정형성판단시트에 의해 최대한 정량인 평가가 가능하도록 노력하였으며 구조계산이 필요했던 항목의 경우 구조계산이 필요하지 않도록 평가절차를 간략화하였다. 다음은 각 규정에 관한 보충설명이다.

- 비틀림 비정형(H-1) : 건물의 강성의 중심과 질량중심이 일치하지 않고 그 중심간 거리가 큰 경우 격막의 회전에 의해 평면의 가장자리에 위치한 수직 요소에 횡변위가 크게 발생할 수 있다. 이 경우 기둥이 횡저항시스템의 일부가 아닌 경우에도 격막을 지지하는 기둥은 격막과 함께 회전하여 큰 횡방향 변위가 발생하고, P- Δ 효과가 발생할 수 있다. 설계기준에서 정의된 비틀림 비정형성 판단기준으로 평가하기 위해서는 구조해석이 필요하므로 본 요령에서는 강성의 중심과 질량의 중심의 차이 즉 편심거리를 건물평면의 치수와 비교하여 층의 강성 중심과 질량 중심 간의 거리가 평면 폭의 20%보다 큰 경우를 비틀림 비정형을 가지는 건물로 규정하였다. 단, 전단벽없이 기둥만 사용되는 골조구조물의 경우 강성중심을 해당층 수직부재의 면적의 도심점으로 산정함으로써 그 절차를 간편하게 하였으며, 질량중심은 해당층 보와 슬래브의 질량, 수직부재의 경우 상하층 중심까지의 질량을 고려한 질량중심으로 산정하도록 하였다.

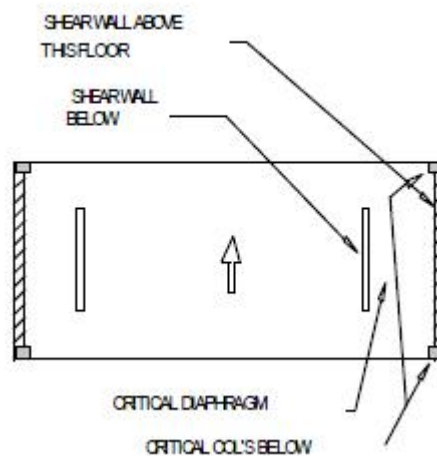
- 비틀림 비정형(H-1) : 건물에 큰 비틀림이 발생하면 격막의 회전에 의해 가장자리의 수직부재에 추가적인 횡방향 변위가 발생하므로 주의가 필요하다.

- 요철형 평면(H-2) : 건축구조기준(국토해양부, 2009)의 규정과 동일하다.

- 격막의 불연속(H-3) : 일반적인 철근콘크리트구조물의 경우 강막의 강성은 매우 크므로 강막강성의 검토없이 뚫린부분의 면적의 비율에 대한 검토만으로 충분하다.

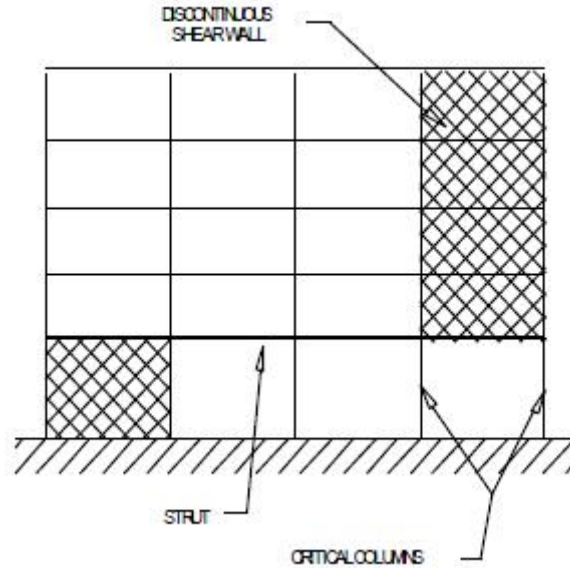
- 면외 어긋남(H-4) 및 횡력저항 수직 저항요소의 비정형성(V-4) : 면외 어긋남의 가장 흔한 경우는 전단벽 또는 가새 골조의 어긋남의 경우로 해설그림 3-1과 같이 위층에서 수직부재의 위치가 아래층에서 이동된 경우이다. 횡력저항 수직 저항요소의 비정형성(V-4)는 '면외 어긋남'과 유사하나 면외방향이 아닌 부재의 면내방향 어긋남을 의미한다 (해설그림 3-2).

이러한 비정형성은 전체 층의 강도 또는 강성보다는 불연속된 요소 하부부재의 국부적인 강도 및 연성요구량에 문제를 일으킨다. 상층부의 전단벽 또는 가새 골조는 설계 단계에서 고려한 전단 능력 이상의 능력(capacity)을 보유할 수 있으므로 아래 층의 기둥에 설계하중이상의 전도력을 가할 수 있다. 따라서 스트럿 혹은 강막이 전단력을 아래층으로 충분히 전달할 수 있더라도 기둥은 수직력에 의해 위험해질 수 있다.



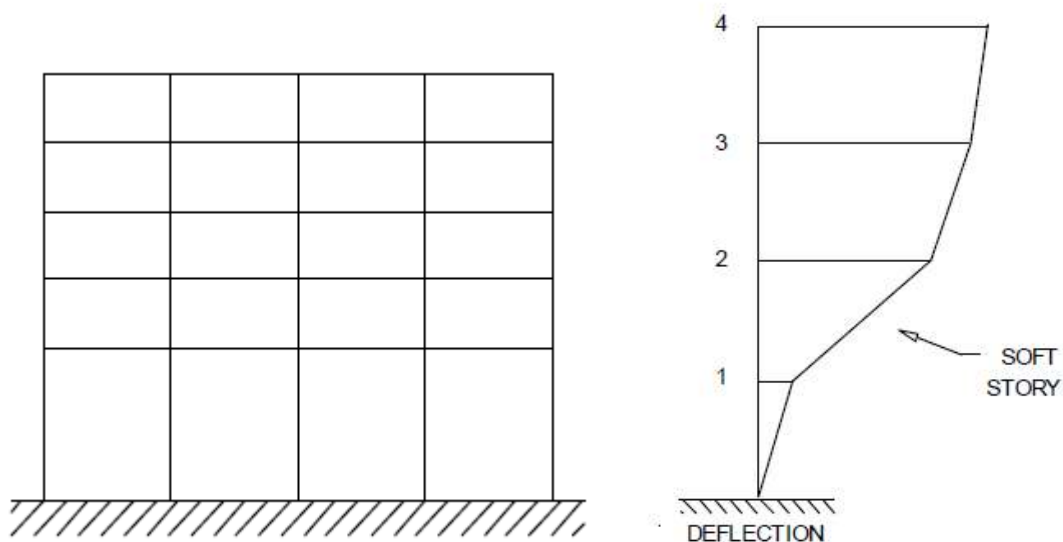
해설그림 3-1 면외 어긋남의 사례

ASCE 7-10에서는 횡력저항 수직 저항요소의 비정형성(V-4)을 '지지하고 있는 보, 기둥, 트러스, 또는 슬래브에 전도하중을 일으킬 수 있는 횡력저항 수직요소의 면내 어긋남이 있는 경우 수직 저항요소의 면내 불연속에 의한 비정형이 있는 것으로 간주한다.'로 정의하고 있다.



해설그림 3-2 횡력저항 수직 저항요소의 비정형성

- 비평행 시스템(H-5) : 건축구조기준(국토해양부, 2009)의 규정과 동일하다.
- 강성비정형-연층(V-1) : 이 경우는 1층을 상가로 사용하면서 개방감을 위해 상부층과 달리 벽부재가 없는 경우, 호텔이나 사무소 건물에서 1층의 층고가 높을 때, 2층 이상은 주거용으로 사용되는 벽식구조이나 1층에 주차공간을 조성하기 위해 기둥을 배치한 경우 주로 발생한다. 해설그림 3-3은 1층 층고가 높은 예를 보여주고 있다. 이 때 1층 기둥이 적절한 강성을 가지도록 설계되었다면 연층이 아니지만 만약 층변위를 고려하지 않고 설계했다면 연층이 될 가능성이 크다.



1층 층고가 높은 예

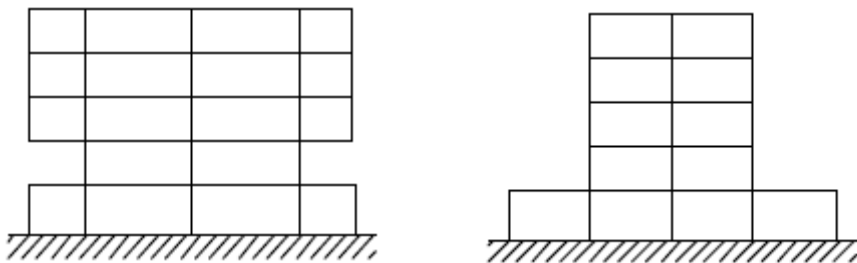
연층이 있을 경우 층변위의 분포

해설그림 3-3 강성비정형-연층

연층이 있을 경우 층변위가 그 층에서 급격히 변화한다. 일반적으로 한 층의 층고가 높거나 횡저항시스템의 종류가 변할 경우 연층이 존재할 가능성이 높다. 횡저항시스템 요소가 위로 갈수록 점차적으로 감소할 때 즉, 부재면적 혹은 부재수의 감소의 경우는 연층으로 간주하지 않는다. 본 요령에서는 건축구조기준과 동일하게 각층의 강성을 산정하고 그 변화비율을 검토하여 연층을 판정한다.

- 중량비정형(V-2) : 중량비정형은 층 중량을 상대적인 비교를 통해 판정한다. 각 층의 유효중량은 구조체의 자중, 간막이 및 영구시설물의 자중으로 보통 고정하중의 100%와 활하중의 25%로 산정한다. 예비평가단계에서는 구조종별 단위 바닥판 면적당 기본값을 사용할 수 있다. 중량비정형성이 있을 경우 고차모드의 영향에 의해 비정형성을 가진 층에서 요구량이 집중될 수 있다. 중량비정형성의 판정시에는 무게가 가벼운 지붕과 옥탑층은 고려할 필요가 없다.

- 기하학적 비정형(V-3) : 횡력 저항시스템의 수평치수가 인접층 치수의 130%를 초과할 경우 기하학적 비정형에 해당한다. 기하학적 비정형은 각층의 횡력저항시스템의 치수를 통해 판정한다. 기하학적인 비선형은 해설그림 3-4와 같이 어떤 층의 횡력저항시스템의 치수(즉 평면의 가장자리에 배치된 횡력저항부재로부터 반대쪽의 횡력저항시스템까지의 거리)가 다른 층보다 작은 경우로 건물의 상층층이 아래층보다 작은 경우도 해당된다. 여기서 주의할 사항은 건물외관치수가 아닌 횡저항시스템의 치수를 사용한다는 점이다. 기하학적비정형이 있을 경우 고차모드의 영향에 의해 일부층에 요구량이 집중될 수 있다. 기하학적 비정형성의 판정시에는 1개층으로 이루어진 옥탑층은 고려하지 않는다.



해설그림 3-4 기하학적 비정형

- 강도의 불연속-약층(V-5) : 약층은 특정층의 강도가 다른 층에 비해 특별히 낮은 경우를 의미한다. 각 층의 층강도는 층전단력을 부담하는 내진요소들의 저항방향 강도의 합을 말한다. 수직부재가 휨지배일 경우 그 부재의 강도는 휨 강도에 해당하는 전단력이다. 예비평가단계에서 층강도는 수직부재의 순높이와 폭 및 건설연도에 따라 주어지는 부재별 유효전단강도를 통해 근사적으로 산정할 수 있다. 약층이 있을 경우 비선형거동이 집중되어 그 층의 붕괴 나아가 전체 붕괴를 일으킬 수 있다. 횡저항시스템의 요소가 위로 갈수록 점차적으로 감소하는 것은 약층으로 간주하지 않는다.

- 연층(Soft story)과 약층(Weak story)의 차이는 강성과 강도의 차이이다. 부재는 유연하지만 강하

고, 딱딱하지만 약할 수 있다. 수직부재의 단면크기 변화는 강도 및 강성에 영향을 줄 수 있으므로 강도 및 강성 두 측면에서 모두 고려되어야 한다.

지진피해사례에서 보면 중간층에서 붕괴가 일어난 경우도 많다. 이러한 경우는 중간층에서 강성 혹은 강도가 현저히 낮을 경우 설계시 고려되지 않는 고차모드의 영향으로 중간층에서 붕괴가 일어날 수 있다.

- 수직비정형성은 고차모드에 의한 영향과 복합되어 그 영향이 나타난다. 즉, 5~15층 사이의 중간 높이인 건물중 한 층에서 강성 및 강도가 상대적으로 낮거나 층중량이 클 경우 설계시 고려되지 못한 고차모드의 영향으로 일부층에 강도 및 연성요구량이 집중되는 경우 중간층의 파괴로 이어질 수 있다. 수직비정형성의 검토시에는 일반적으로 지붕 및 옥탑층은 무시한다.

표 3.1.1 비정형성 검토 시트

* 전체 층 중 층

기둥		치수		높이	단위 부피 당 무게	위치		단면 적	부재 무게	강성(I)		평균전단응력		강도	
부재 ID	x	y	x			y	x			y	x	y	x	y	
				합계											
				중심 의 위치											

벽		치수		높이	단위 부피 당 무게	위치		단면 적	부재 무게	강성(I)		평균전단응력		강도	
부재 ID	x	y	x			y	x			y	x	y	x	y	
				합계											
				중심 의 위치											

바닥판+마감		단위면적당무게			
	치수		위치		면적
	x	y	x	y	
최대치수					
소실면적1					
소실면적2					
합계					
중심의 위치					

구분	무게	무게중심		강성		강성중심		강도	
		x	y	x	y	x	y	x	y
바닥판+마감									
기둥									
벽									
전체									

항목	검토	결과
H-1. 비틀림 비정형		
H-2. 요철형 평면		
H-3. 격막의 불연속		
H-4. 면외 어긋남		
H-5. 비평행 시스템		
V-1. 강성비정형-연층		
V-2. 종량비정형		
V-3. 기하학적 비정형		
V-4. 횡력저항 수직 저항요소의 비정형		
V-5. 강도의 불연속-약층		

비정형성검토 결과 : _____

3.1.2 자료조사 및 정리

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

단, 구조 평면도 및 구조계산서가 없는 경우에는 충분한 현장조사를 통해 건물의 중요부분의 치수에 관한 자료를 확보하여야 한다. 대상지역의 지반을 분류할 수 있는 자료가 충분하지 않으나, 지반의 종류가 S_E 일 가능성이 없는 경우에는 지반종류 S_D 를 적용할 수 있다.

내진성능 예비평가를 위한 자료는 표 3.1.2에 따라 정리한다.

[해설]

예비평가단계에서는 기본적으로 주요부재의 치수 정보만을 이용하여 내진성능평가를 수행한다. 재료강도에 대한 정보는 현장시험을 통해 얻을 수도 있으나, 설계도서가 있는 경우는 도서상의 강도와 표 1.1.5 경과년수 및 재료상태에 따른 재료강도의 감소계수에 따른 저감계수를 곱한 값을 사용할 수 있고, 설계도서가 없는 경우는 표 1.1.6의 건설연도별 재료의 기본값을 사용할 수 있다. 지반조사를 수행하지 않는 경우 KBC2009의 규정에 따라 지반의 종류가 S_E 일 가능성이 없는 경우에는 지반종류 S_D 를 적용할 수 있다.

표 3.1.2 예비평가 자료정리 양식

구분	내용						비고
일반사항	건물 ID	평가자		평가일자	기타		
		(인)					
건물에 대한 일반사항	건물명						
	위치						
	주소						
	완공년월일						
	설계시용도						
	현재 용도						
	규모 (증개축시 증축후)	건물높이	평면크기	지상층수	지하 층수	기준층고	
지진하중	지진구역			지반분류			
구조시스템	구조시스템 분류						
	* 스케치 형식으로 평면 및 수직부재(기둥, 전단벽, 코어, 가새)의 평면상 배치, 단면형상 및 치수를 기록한다.						

3.2 지진하중

중저층 건축물의 경우 대부분 주기가 1.0초 이하이므로 예비성능평가 단계에서는 단주기설계스펙트럼가속도(S_{DS})를 사용한다.

예비평가에서 사용할 평가기준 지진의 단주기설계스펙트럼가속도(S_{DS})는 지반종류 및 지진구역에 따라 표 3.2.1과 같다.

표 3.2.1 평가기준 지진의 단주기설계스펙트럼가속도(S_{DS})

지반종류	지진구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

[해설]

예비평가단계에서는 평가절차를 간략화하고 좀 더 보수적인 평가결과를 산정하기 위해, 스펙트럼가속도를 결정하는 과정에서 주기를 산정하고 그에 해당하는 스펙트럼가속도를 이용하지 않고, 주기와 관계없이 스펙트럼가속도 중 가장 큰 값인 단주기설계스펙트럼가속도를 사용하도록 규정하였다. 이는 또한 예비평가단계에 적용하는 건물이 대부분 저층구조물임을 고려하여 결정하였다.

3.3 시스템별 평가절차

예비평가에서는 각 층을 방향별로 수직부재의 전단저항능력의 합과 가정된 연성능력을 토대로 횡하중 저항능력을 산정하고 요구량인 지진하중의 크기와의 비율을 통해 성능수준을 산정한다. 이러한 절차로 각층 각 방향별로 성능수준을 산정한 후 구조물전체의 성능수준은 이중 가장 불리한 결과로 판정한다.

3.3.1 철근콘크리트조

3.3.1.1 재료강도 및 부재강도 평가

철근콘크리트조의 예비평가는 기본적으로 층별로 수직부재의 수평력저항능력의 합과 지진에 의해 발생하는 수평력의 비교를 통해 수행한다.

(1) 설계도서가 있을 경우

설계도서가 있을 경우 단면치수와 배근, 재료강도로부터 수직부재의 휨, 전단능력을 구하여 사용할 수 있다. 부재의 능력(강도)은 연직하중과 지진하중 작용시 구조역학의 원리 및 설계기준에 근거하여 산정한다. 이때 변형지배인 부재의 강도는 평균강도를 사용하고 하중지배거동의 경우는 하한치인 공칭강도를 사용한다. 부재의 평균강도는 재료의 평균강도에 근거하여 표 1.1.4의 계수를 적용한 재료의 평균강도를 사용하여 계산한다. 수직부재의 평균전단응력산정시에는 부재의 파괴모드를 고려하여 (휨 파괴강도/순높이)와 전단강도 중 작은 값을 사용하여야 한다. 부재별 휨파괴강도 및 전단강도는 4.3.2.1의 부재강도 산정절차에 따라 구할 수 있다. 이때 재료의 공칭강도는 설계도서의 재료강도에 표 1.1.5의 경과연수 및 재료상태에 따른 감소계수를 곱한 값을 사용한다.

철근콘크리트조 구조물에서 기둥은 휨지배형 기둥과 전단지배형 기둥으로 분류한다. 휨지배형 기둥은 휨파괴시 전단력이 전단강도보다 작은 경우이고, 그렇지 않은 경우에는 전단지배형 기둥으로 분류한다. 전단벽은 전단지배형 부재로 본다.

기둥의 휨파괴시 전단력은 다음 식 (3.3.1)에 의해 산정한다.

$$V_n = \frac{M_{e1} + M_{e2}}{h_o} \quad (3.3.1)$$

여기서,

M_{e1} =기둥 상부단면의 휨평균강도

M_{e2} =기둥 하부단면의 휨평균강도

h_o =기둥 순 높이 (그림 3.3.1 참조)

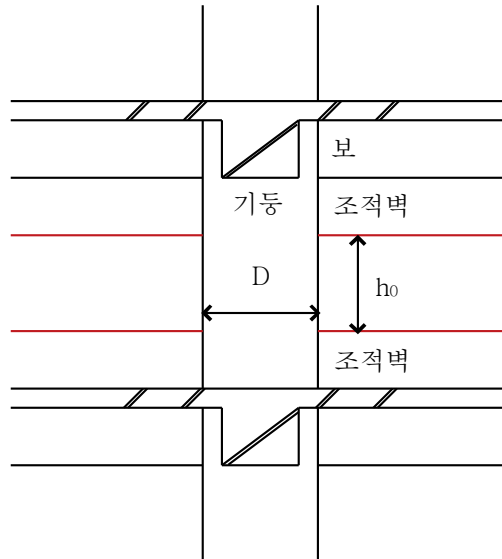


그림 3.3.1 기둥의 순높이

기둥단면의 휨평균강도는 4.3.2.1의 부재강도 산정절차에 제시된 방법에 따라 구한다.

(2) 설계도서가 없을 경우

예비평가시 재료의 설계강도를 알 수 없을 경우 건설연도에 따라 다음의 기본값을 사용한다.

표 3.3.1 철근콘크리트구조 건축물의 건설연도별 기본값

	1970년 이전		1971-1988년 이전		1988-2000		2001년 이후	
	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값
콘크리트 강도 (f_{ck} , MPa)	13	15	15	18	18	21	21	24
주근의 항복강도 (f_y , MPa)	240	300	240	300	240	300	300	375

혹은 다음과 같이 부재의 길이/폭비를 근거로 파괴모드를 예상한 후 연도별 재료강도의 기본값에 근거한 표 3.3.2의 평균전단응력을 사용할 수 있다.

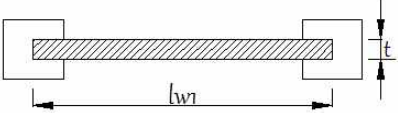
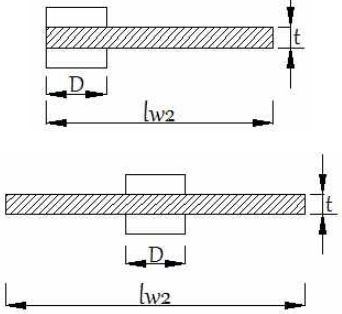
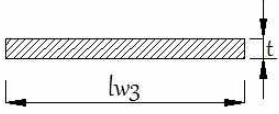
표 3.3.2 기둥의 평균전단응력

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_0 : 기둥의 순높이, D : 하중방향 부재단면의 폭

대상건물의 전단벽은 건설연도에 무관하게 전단파괴형 부재로 가정하여 내력을 산정하며, 이때 전단벽의 단면적 A_{sw} 및 전단응력 v_{sw} 의 산정은 표 3.3.3을 따른다.

표 3.3.3 전단벽의 종류에 따른 단면적 및 전단응력 산정

단면 종류	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		$A_{sw} = t \cdot l_{w3}$ $v_{sw} = 1.0 \text{ MPa}$

면외방향으로 배치된 전단벽의 전단능력은 무시한다. 또한 기둥에 길이가 짧은 벽이 같이 붙어 있을 경우 벽을 무시하고 표 3.3.2에 의해 산정된 기둥의 전단응력과 표 3.3.3에 의한 벽의 전단응력 중 큰 값을 사용한다.

(3) 조적채움벽(Infilled wall)의 효과는 일반적으로 강도와 강성을 증가시키나 연성도는 크게 감소시키는 효과를 가지는 것으로 알려져 있기 때문에, 연성도효과를 무시하고 강도만을 평가하는 예비평가 단계에서는 무시하고 평가한다. 단, 조적채움벽에 의해 기둥의 일부가 구속을 받을 경우 기둥의 파괴 모드가 달라질 수 있으므로 구속을 받는 부분을 제외하고 기둥의 순높이를 산정한다.

[해설]

전단벽의 기본 전단응력은 일본의 규정을 원용한 것이나 기둥의 경우와 같이 국내의 기본재료강도 및 일반적인 배근에 근거하여 다음과 같이 산정된 값을 기본 전단응력으로 사용할 수도 있다.

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

3.3.1.2 평가방법 및 성능수준의 판정

철근콘크리트조의 예비평가지 저항능력은 전단지배형 부재의 저항능력의 합 C_s 과 휨지배형 부재의 저항능력의 합 C_f 으로부터 식 (3.3.2)와 같이 산정한다.

$$C = \max[(C_s + 0.7 C_f), D_\mu C_f] \quad (3.3.2)$$

여기서,

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

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

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

성능수준의 판정은 기본적으로 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)에 의한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하므로 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 충전단력, 저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다.

$$DCR_i = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{C_i} \quad (3.3.3)$$

여기서,

DCR_i : i 층의 DCR

S_{DS} : KBC 2009에 따른 단주기설계스펙트럼가속도

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

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

A_i : i 층 바닥면적의 합

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

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

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

표 3.3.4 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

[해설]

일반적으로 전단파괴 지배가 최대 내력을 발휘하는 변형의 크기는 휨파괴 지배 부재가 최대 내력을 발휘하는 변형의 크기보다 매우 작다. 이는 전단파괴 지배가 최대 내력을 보이는 변형에서 휨파괴 지배 부재는 최대내력을 보이지 않는 것을 의미한다. 또한, 휨파괴 부재의 경우 연성거동을 보이기 때문에 단순히 부재의 최대내력만으로 지진저항 능력을 평가하면 구조물의 내진성능을 과소평가 할 수 있다. 본 요령에서는 이러한 점을 고려하여 전단파괴 부재와 휨파괴 부재가 혼재되어 있는 경우, 식 (3.3.2)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 요령의 예비평가단계에서 휨지배형부재의 연성능력 D_{μ} 는 2.0으로 비교적 작은 값으로 산정하였다. 이는 내진설계되지 않은 일반적인 철근콘크리트 구조물도 대부분의 부재가 휨파괴 거동을 보이는 경우 항복변형이후 최대변형이 항복변형의 2배 정도는 될 수 있음을 고려하여 결정한 값이다.

표 3.3.5 철근콘크리트조 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지진구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 10 \text{ kN/m}^2$

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

평가 층의 $Demand = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)
합계							

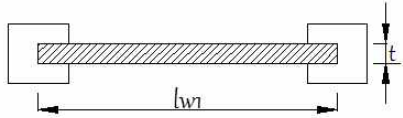
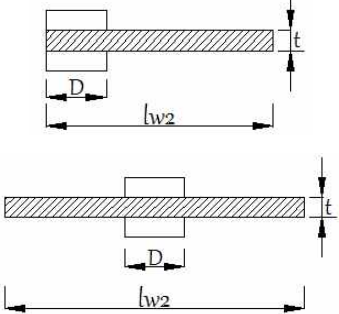
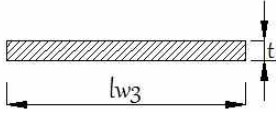
3. 층별 저항능력의 산정

기둥의 평균전단응력

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

전단벽의 종류에 따른 단면적 및 전단응력 산정

단면 종류	단면 상세	단면적 및 전단응력
양쪽에 기둥이 있는 전단벽 (W1)		$A_{sw} = t \cdot l_{w1}$ $v_{sw} = 3.0 \text{ MPa}$
한쪽에 기둥이 있는 전단벽 (W2)		$A_{sw} = t \cdot l_{w2}$ $v_{sw} = 2.0 \text{ MPa}$
기둥이 없는 전단벽 (W3)		$A_{sw} = t \cdot l_{w3}$ $v_{sw} = 1.0 \text{ MPa}$

평가층의 휨파괴 지배부재의 저항능력의 합 : $C_f = v_{fc} \sum A_{fc}$

평가층의 전단파괴 지배부재의 저항능력의 합 :

$$C_s = v_{sc1} \sum A_{sc1} + v_{sc2} \sum A_{sc2} + v_{sw1} \sum A_{sw1} + v_{sw2} \sum A_{sw2} + v_{sw3} \sum A_{sw3}$$

3.1 1층

1) 수직부재 단면적 정보

- 기둥

[illegible]

五、

[illegible]

- 수직부재 단면적 합계

단면적의 합 (mm ²)	x 방향	y 방향
단주 면적의 합		
일반기둥면적의 합		
장주 면적의 합		
양쪽에 기둥이 있는 전단벽, W1		
한쪽에 기둥이 있는 전단벽, W2		
기둥이 없는 전단벽, W3		

2) 전단내력의 합

		평균전단응 력, MPa	x 방향		y 방향	
			단면적의 합, mm ²	내력의 합 kN	단면적의 합, mm ²	내력의 합 kN
힘파괴 부재	장주					
	Cf					
전단파괴 부재	단주					
	일반기둥					
	W1					
	W2					
	W3					
	Cs					

3) 보유내력의 산정

	X 방향	Y 방향
$Cs+0.7Cf$		
$(D=2)*Cf$		
저항능력 (최대값)		

3.2 2층

3.3 3층

4. 성능수준의 판정

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

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				
3층	x 방향				
	y 방향				

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 결정

최종 성능수준 : _____

작성일자 : _____ 평가자 : _____

3.3.2 철골조

3.3.2.1 재료강도 및 부재강도 평가

철골조에서 강재의 공칭항복강도의 기본값은 연도와 상관없이 235MPa로 본다. 설계도서로부터 강재의 공칭강도를 알 수 있는 경우 그 값을 사용할 수 있다.

3.3.2.2 평가방법 및 성능수준의 판정

철골모멘트골조는 철골기둥의 내력을 변형지배형 부재로 가정하여 강도와 연성능력을 고려하여 평가하며, 철골 가새골조와 RC 전단벽-철골 모멘트골조는 각각 가새와 전단벽을 하중지배형 요소로 가정하여, 가새와 전단벽의 내력만을 사용하여 전체 시스템의 내진성능을 평가한다. 전단벽의 내력평가는 RC전단벽 요소의 평가방법을 따른다.

철골모멘트골조 기둥의 휨항복 모멘트 및 그에 따른 전단내력은 다음과 같이 계산한다.

$$V_{mf} = \frac{2}{h_n} \min\{M_{ce}, (M_{be,L} + M_{be,R}), M_{pze}\} \quad (3.3.4)$$

여기서, V_{mf} : 모멘트골조의 기둥 양단에 발생하는 전단력

M_{ce} : 철골기둥의 평균소성모멘트강도

M_{pze} : 패널존의 평균소성모멘트강도

$M_{be,L}$: 기둥 왼쪽 보의 평균소성모멘트강도

$M_{be,R}$: 기둥 오른쪽보의 평균소성모멘트강도

h_n : 기둥의 길이 (층고를 사용할 수 있다.)

상기 기술된 부재강도값은 축력, 세장비, 콤팩트단면여부 등을 고려하여 KBC2009에 따라 계산한다.

축력 및 세장비를 계산하지 않는 경우 M_{ce} 는 다음을 따른다.

- 콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.5M_{cp}$

- 비콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.35M_{cp}$

여기서, $M_{cp} = ZF_{ye}$: 축력이 없는 경우($P=0$)의 철골기둥의 소성모멘트강도

Z : 단면의 소성단면계수

F_{ye} : 강재의 평균항복강도 (= 1.25X235 MPa = 294 MPa)

M_{be} 는 보의 평균소성모멘트강도로 다음을 따른다.

i) 횡방향구속된 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = M_{bp}$
- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.7M_{bp}$

ii) 횡방향구속되지 않은 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = 0.7M_{bp}$
- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.5M_{bp}$

여기서, $M_{bp} = ZF_{ye}$: 철골보의 소성모멘트강도

이다.

M_{pze} 는 패널존의 평균소성모멘트강도로 다음과 같이 패널존의 평균전단강도 V_{pz} 에 기둥과 결합되는 보의 춤 h_b 를 곱하여 산정한다.

$$M_{pze} = V_{pz}h_b = (0.55F_{ye}t_p d_c)h_b$$

여기서,

d_c : 기둥 단면의 춤(depth)

t_p : 이중보강판(doubler plate)을 포함한 패널존부분의 두께

h_b : 보플랜지간 거리, 양측보의 플랜지간거리가 다를 경우 둘 중 작은 값

철골조 가새골조의 경우 가새에 의한 횡방향 강도는 다음 식 (3.3.6)으로 계산한다.

$$V_{br} = \sum_{N_{br}} P_{br} \frac{s}{L_{br}} = \sum_{N_{br}} (0.5F_y A_{br}) \frac{s}{L_{br}} \quad (3.3.6)$$

여기서,

N_{br} : 가새의 수, 가새가 압축에 대해 설계된 경우 전체 부재수, 그렇지 않은 경우는 인장가새의 수만 사용한다.

A_{br} : 가새부재의 단면적

s : 가새가 있는 경간의 길이

L_{br} : 가새부재의 길이

어떤 층의 횡하중저항능력은 그 층의 전단내력에 연성도 계수를 곱하여 구한다.

$$C = \sum (V_{mf} + V_{br}) \cdot D_{\mu} \quad (3.3.5)$$

여기서, D_{μ} 는 연성도를 고려한 계수로 다음과 같이 산정한다.

- 모멘트골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$
- 중심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 2.5$
- 편심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$

등급산정은 기본적으로 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)에 의한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하므로 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층전단력, 저항능력은 층별 전단저항능력의 합이다.

$$DCR_i = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{C_i} \quad (3.3.7)$$

여기서,

DCR_i : i 층의 DCR

S_{DS} : KBC 2009에 따른 단주기설계스펙트럼가속도

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

w_i : i 층 유효중량, 정밀하게 산정하지 않을 경우 8 kN/m^2 을 사용

A_i : i 층 바닥면적의 합

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

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

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

표 3.3.6 철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR의 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 < DCR$	붕괴위험

표 3.3.7 철골조의 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

강재의 공칭강도(F_y) : 235 MPa (기본값)

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지진구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 8 \text{ kN/m}^2$

층 전단력 분포계수 : $\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$, 평가 층의 Demand = $S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)

3. 평균전단력 산정

- 단면

단면번호	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	Z_x (mm ³)	Z_y (mm ³)

- 폭두께비의 검토

기준

	플랜지 : $b/(2t_f)$	웹: $(h - 2(t_f + r))/t_w$
Limit	$0.38 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 10$	$3.76 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 99$

* 웹과 플랜지의 폭두께비 모두 기준보다 작으면 콤팩트단면, 둘 중 하나라도 기준보다 크면 비콤팩트 단면으로 판정한다.

단면번호	$b/(2t_f)$	$(h - 2(t_f + r))/t_w$	판정

- 기둥부재 강도

축력 및 세장비를 계산하지 않는 경우 기둥부재 모멘트강도

- 콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.5M_{cp}$ - 비콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.35M_{cp}$ 여기서, $M_{cp} = ZF_{ye}$: 축력이 없는 경우 기둥의 소성모멘트강도 Z : 단면의 소성단면계수 F_{ye} : 강재의 평균항복강도 (= 1.25X235 MPa = 294 MPa)

단면번호	x축 (강축)			y축 (약축)		
	M_{cp}	감소계수	M_{ce}	M_{cp}	감소계수	M_{ce}

- 패널존 강도

$$V_{pz} = 0.55 F_{ye} t_p d_c$$

단면번호	h	t_w	V_{pz} (kN)

- 보부재 강도

보의 평균소성모멘트강도

i) 횡방향구속된 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = M_{bp}$ - 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$

ii) 횡방향구속되지 않은 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$ - 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.5 M_{bp}$ 여기서, $M_{bp} = Z F_{ye}$: 철골보의 소성모멘트강도

단면번호	Z_x	M_{bp}	감소계수	M_{be}

- 가새부재의 축방향 강도

$$P_{br} = 0.5 F_y A_{br}$$

 A_{br} : 가새부재의 단면적

단면번호	A_{br}	N_{br}	P_{br}

4. 층당 저항능력 산정

층 횡하중저항능력

$$C = \sum (V_{mf} + V_{br}) \cdot D_{\mu}$$

 D_{μ} 는 연성도를 고려한 계수로 다음과 같이 산정한다.

- 모멘트골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$
- 중심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 2.5$
- 편심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$

- 모멘트골조의 층전단내력

$$V_{mf} = \frac{2}{h_n} \min \{ M_{ce}, (M_{be,L} + M_{be,R}), M_{pze} \}$$

$$M_{pze} = V_{pz} h_b$$

 h_b : 보플랜지간 거리, 양측보의 플랜지간거리가 다를 경우 둘 중 작은 값

- 가새의 층전단내력

가새에 의한 횡방향 강도

$$V_{br} = \sum^{N_{br}} P_{br} \frac{s}{L_{br}}$$

 N_{br} : 가새의 수, 가새가 압축에 대해 설계된 경우 전체 부재수, 그렇지 않은 경우는 인장가새의 수만 사용한다.

 s : 가새가 있는 경간의 길이

 L_{br} : 가새부재의 길이
2층

- X 방향

모멘트골조

		기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트 강도	V_{mf}
Sum										

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

저항능력 : _____ (kN)

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
Sum								

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

저항능력 : _____ (kN)

- Y 방향

모멘트골조

		기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트 트강도	V_{mf}
Sum										

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

저항능력 : _____ (kN)

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
Sum								

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

저항능력 : _____ (kN)

5. 성능수준의 판정

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				
3층	x 방향				
	y 방향				
4층	x 방향				
	y 방향				

철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 \leq DCR$	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : _____

3.3.3 조적조

3.3.3.1 재료강도 및 부재강도 평가

조적벽체의 평균전단응력은 다음 표 3.3.8에 의한 기본 전단응력에 경과년수 및 재료상태에 따른 강도저감계수를 곱한 값을 사용하거나 재료시험을 통해 얻어진 평균전단응력을 사용할 수 있다.

표 3.3.8 조적조 평균전단응력

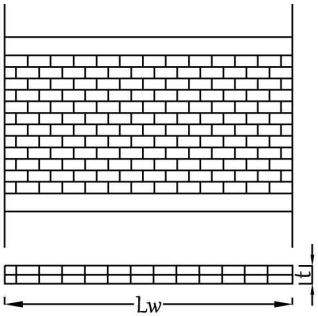
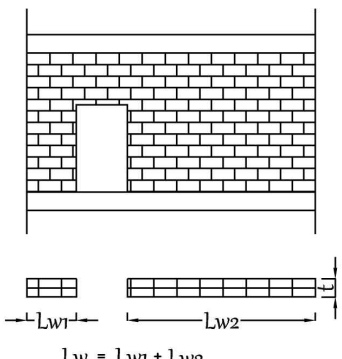
조적벽체의 종류	단면도	전단응력 및 단면적
개구부가 없는 경우		$v_n = 0.2 \text{ MPa}$ $A_n = t \cdot L_w$
개구부가 있는 경우		$v_o = 0.1 \text{ MPa}$ $A_o = t \cdot L_w$

표 3.3.9 경과년수 및 재료상태에 따른 강도 보정계수

구분		조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.5	0.7
	20년 이상	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0
	보통	0.8	0.85
	불량	0.5	0.7

3.3.3.2 평가방법 및 등급산정

예비평가는 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)를 사용한다. 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가하며 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층전단력, 저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이다. 조적조는 연성능력이 타 구조시스템에 비해 떨어지며 크기가 다른 조적벽체의 혼재에 따라 응력집중이 발생할 수 있으므로 저항능력을 보수적으로 평가하기 위해 0.8을 곱한다.

$$DCR_i = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{(0.8) \sum V_i} \quad (3.3.8)$$

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_{DS} : KBC 2009에 따른 단주기설계스펙트럼가속도

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

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

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

조적조의 등급산정은 표 3.3.10에 의한다.

표 3.3.10 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

표 3.3.11 조적조 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지역구역 1	지역구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 13 \text{ kN/m}^2$

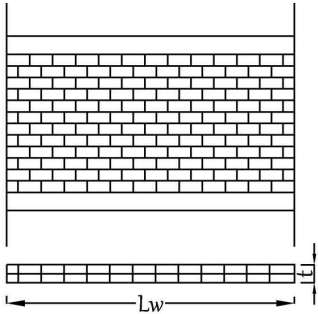
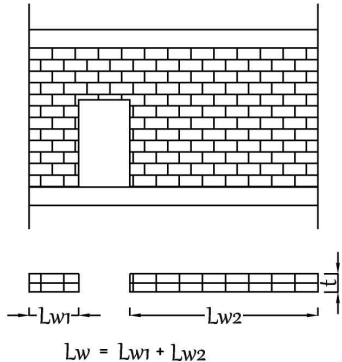
$$\text{층 전단력 분포계수} : \gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$$

평가 층의 $Demand = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)
2층							
1층							
합계							

3. 층별 저항능력의 산정

표 3.3.8 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	 $L_w = L_{w1} + L_{w2}$	$v_o = 0.1 \text{ MPa}$ $A_o = t \cdot L_w$

구분		조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.5	0.7
	20년 이상	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0
	보통	0.8	0.85
	불량	0.5	0.7

경과년수 및 재료상태에 따른 보정계수(t) : 압축강도 : _____ 전단강도 : _____

$$\text{개구부율 } I = \frac{\text{개구부길이}}{\text{벽체길이}}$$

1층 전단강도

Wall ID	L	H	개구부유무	개구부율	전단강도	전단강도 합
X방향						
Y방향						

2층 전단강도

Wall ID	L	H	개구부유무	개구부율	전단강도	전단강도 합
X방향						
Y방향						

3. 성능등급의 결정

조적조 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

$$DCR_i = \frac{Demand_i}{Capacity_i} = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{(0.8) \sum V_i}$$

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

	방향	요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				

최종 성능수준은 각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : _____

작성일자 : _____ 평가자 : _____

3.3.4 철골철근콘크리트조

철골철근콘크리트조의 수직부재는 철골단면을 콘크리트가 감싸고 있는 형태로서 전체적인 구조형식은 철골조와 유사하다. 따라서 철골철근콘크리트조의 예비평가법은 철골조와 동일한 절차로 수행할 수 있다.

순수 철골철근콘크리트 모멘트골조의 경우 수평력에 대한 저항능력은 철골철근콘크리트기둥의 휨파괴를 고려하여 구하고 내부코어에 가새나 전단벽이 있을 경우 이들이 모든 지진력을 저항하는 것으로 보고 철골골조의 수평력 저항능력은 무시한다.

철골철근콘크리트 모멘트골조는 철골철근콘크리트기둥의 내력을 변형지배형 부재로 가정하여 강도와 연성능력을 고려하여 평가하며, 철골철근콘크리트 가새골조와 RC 전단벽-철골철근콘크리트 모멘트골조는 각각 가새와 전단벽을 하중지배형 요소로 가정하여, 가새와 전단벽의 내력만을 사용하여 전체 시스템의 내진성능을 평가한다. 전단벽의 내력평가는 RC전단벽 요소의 평가방법을 따른다.

표 3.3.12 철골철근콘크리트조의 예비평가 시트

1. 기본사항

건물의 명칭 : _____

건물의 위치 : _____

건물의 규모 : 지상 ____층, 지하 ____층

건설년도 : _____ 년 경과년수 : _____ 년

강재의 재료강도 : 235 MPa (기본값)

지반종류 : _____ 지진구역 : _____

지반종류	지진구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : _____

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 8 \text{ kN/m}^2$

층 전단력 분포계수 : $\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$, 평가 층의 Demand = $S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)

3. 기둥의 평균전단력 산정

- 기둥단면

단면번호	h mm	b mm	tw mm	tf mm	A mm^2	Zx mm^3	Zy mm^3

- 폭두께비의 검토
기준

	$b/(2t_f)$	h/t_w
Limit	14.79	99.33

* 웹브와 플랜지의 폭두께비 모두 Limit 보다 작으면 콤팩트단면 둘중 하나라도 기준보다 크면 비콤팩트 단면으로 판정한다.

단면번호	$b/(2t_f)$	h/t_w	판정

- 축력의 산정 : 축력을 산정하지 않을 경우 모멘트강도를 50% 저감한다.
- 보단면 및 패널존의 모멘트강도 산정 : 보단면 혹은 패널존의 강도를 산정하지 않을 경우 모멘트강도를 20% 저감한다.
- 기둥단면의 모멘트강도
- 기둥의 평균전단력

4. 연성도계수

5. 층당 저항능력 산정

6. 성능수준의 판정

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향				
	y 방향				
2층	x 방향				
	y 방향				
3층	x 방향				
	y 방향				
4층	x 방향				
	y 방향				

철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 \leq DCR$	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : _____

제4장 1단계 내진성능 상세평가

4.1 일반사항

1단계 상세평가에서는 선형정적절차(LSP) 혹은 선형동적절차(LDP)의 구조해석절차를 통해 내진평가를 수행한다.

4.1.1 적용대상건물의 범위

3.1.1에 규정된 연층(V-1), 중량비정형(V-2), 혹은 기하학적 비정형(V-3)에 해당하는 비정형성을 가지고 있거나, 높이 20m 이상 또는 6층 이상의 비정형구조물일 경우 선형동적절차를 사용하여야 한다.

4.1.2 자료조사

1단계 상세평가를 수행하기 위해서는 다음과 같은 자료가 반드시 요구된다.

- ① 구조평면도 및 입면도
- ② 해당지역의 지반정보
- ③ 조적채움벽의 위치 및 치수

위의 자료가 없을 경우 적절한 방법을 통해 평가를 위해 요구되는 부재단면에 관한 정보를 확보하여야 한다. 설계도서가 있더라도 재료강도의 정확한 평가를 위해서는 재료시험을 실시할 수 있다.

[해설]

1단계 내진성능 상세평가에서 사용하는 선형정적절차(linear static procedure, LSP) 혹은 선형동적절차(linear dynamic procedure, LDP)는 선형해석의 결과를 사용한다. 선형해석은 전통적인 선형의 응력-변형도 관계를 사용하여 해석하는 것이다. 하지만 실제 지진하중에 대한 거동의 모사라는 측면에서 선형해석의 정확성은 비선형해석보다 정도가 낮다. 일반적으로 비선형거동의 영향의 정도는 부재의 DCR이 2.0을 초과하는지 아닌지를 통해 결정한다. 따라서 3.1.1에 규정된 것과 같은 비정형성을 가지고 있고 선형절차에 의한 해석결과 하나 이상의 부재에서 DCR이 2.0을 초과할 경우 비선형해석을 사용하는 2단계 내진성능 상세평가절차를 통해 평가를 수행할 것을 추천한다. 선형정적절차는 고차 모드의 영향이 크지 않은 경우에 적절한 방법이다. 이 경우는 높이가 낮고 정형인 건물에 해당한다. 선형동적해석은 높이가 상대적으로 높고 비틀림 비정형성이 있는 건물에 필요한 방법이다. 선형절차에서 동적절차를 사용하여야만 하는 대상건물의 범위는 건축구조설계기준(국토해양부 고시, 2009)를 따라 4.1.1과 같이 설정하였다.

재료강도의 평가를 위해 재료시험을 실시할 경우 그 절차는 본 요령의 1.1.4에 규정되어 있다.

4.2 해석방법

4.2.1 선형정적절차

4.2.1.1 지진하중의 산정

건물 수평방향의 의사지진력은 식 (4.2.1)을 사용해 계산한다.

$$V = CS_a W \quad (4.2.1)$$

여기서,

V = 의사지진력

C = 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수로 표 4.2.1의 값을 사용한다.

S_a = 고려하는 방향의 건물 기본주기에 해당하는 설계응답스펙트럼가속도. S_a 의 값은 2장의 절차(지진위험도)에 따라 구한다.

W = 고정하중과 아래에 기술한 하중을 포함한 유효 건물중량

- ① 창고로 쓰이는 공간에서는 적재하중의 최소 25% (공용 차고와 개방된 주차장 건물의 경우 적재하중은 포함시킬 필요가 없음.)
- ② 바닥하중 산정시 칸막이 하중이 포함될 경우, 칸막이의 실제중량과 0.5kN/m^2 중 큰 값
- ③ 영구설비의 총하중
- ④ 적설하중이 1.5kN/m^2 이 넘는 평지붕의 경우, 평지붕 적설하중의 20%.

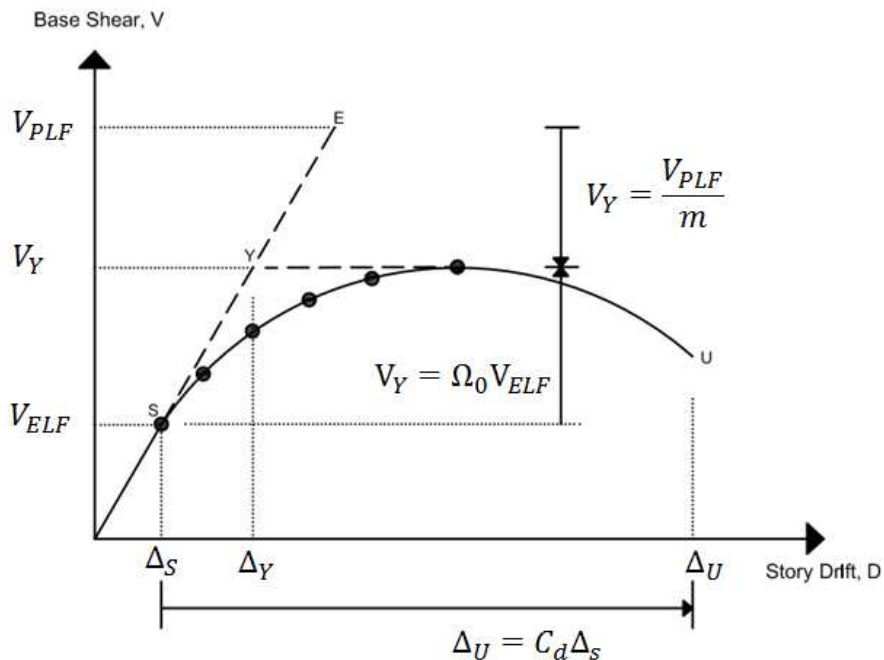
표 4.2.1 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수 C

건물의 형식	층수			
	1	2	3	4층이상
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

[해설]

선형정적절차에서 건물은 선형 탄성 강성을 사용하여 모델링하며 설계 지진력은 식 (4.2.1)에 정의된 의사지진력을 사용한다. 의사지진력은 비선형거동을 통해 발생하는 최대 비탄성변위와 같은 크기의 탄성변위를 나타내는 지진하중을 의미한다. 따라서, 건축구조설계기준(국토해양부 고시, 2009)에 규정된 등가정적해석법에서의 밀면전단력 산정식과 비교하면 건물의 비탄성변형을 고려하여 부재력을 감소시키는 계수인 반응수정계수와 건물의 중요도에 따라 설정된 중요도계수가 사

용되지 않았음을 알 수 있다. 또한 주기가 짧은 저층구조물의 경우 실제 비탄성변위는 반응수정계수와 중요도계수가 사용되지 않은 지진하중작용시의 탄성변위에 비해 크게 나타나는 경향이 있으므로 이를 고려하기 위해 표 4.2.1의 수정계수가 사용되었다. 만약 건물이 설계지진 작용시 선형탄성적으로 거동한다면 의사지진력 및 선형절차에 의해 산정된 부재력은 설계지진에 대한 부재력과 동일할 것이다. 만약 지진발생 시 일반적인 경우와 같이 건물이 비탄성적 거동을 한다면 그림 4.1에서 보듯이 의사지진력 및 선형절차에 의해 산정된 부재력은 선형과 비선형변형모두를 포함하므로 실제 부재력 (즉, 부재 항복시의 부재력)을 초과할 것이다. 따라서 부재별로 의사지진력에 의한 부재력의 적정성은 부재의 연성능력을 고려한 m-계수를 사용하여 검토한다. 선형정적절차는 실제 건물의 비선형 거동을 대략적으로 나타내며, 하중 재분배나 다른 비선형 효과를 무시한 것이다. 그림에서 V_{PLF} 는 의사지진력(pseudo lateral force), V_{ELF} 는 등가지진력(equivalent lateral force)를 나타내며, R , C_D , Ω_0 는 각각 설계기준에서 사용되고 있는 반응수정계수, 변위증폭계수, 시스템 초과강도계수를 나타낸다.



해설 그림 4.2.1 등가지진력과 의사지진력 개념의 비교

내진설계에서는 설계지진 수준에서 건물의 비선형응답을 허용하는 철학을 근거로 하고 있으며, 비선형거동을 하는 경우 선형거동을 하는 경우보다 작은 크기의 부재력이 발생한다. 설계기준에서는 실제 예상되는 지진하중을 반응수정계수 R 로 나누어 감소시킨 밀면전단력을 사용한 탄성해석을 통해 구한 부재력으로 설계한다. 하지만 감소된 밀면전단력으로 구한 변위는 실제 비선형거동에서 예상되는 변위보다 매우 작게 산정된다. 따라서 변위를 검토하는 경우에는 감소된 밀면전단력으로부터 계산된 변위를 다른 계수(C_D 또는 R)를 사용하여 증가시킬 필요가 있는 것이다.

이에 반해 본 요령은 비선형 거동을 고려하기 위해 다른 접근 방법을 사용한다. 즉, 의사지진력을 구조물에 가하여 설계지진 수준에서 실제 변위를 구한다. 식 (4.2.1)의 의사지진력은 선형정적해석에서 설계지진 수준에서 항복한 상태인 구조물의 실제 변위를 구하기 위한 하중이다. 수정계수 C

는 FEMA 356 등에서 사용하고 있는 변위계수법의 계수 C_1 , C_2 , C_3 의 값을 대체한 것이다. 수정 계수 C 는 표 4.2.1과 같이 주기가 짧은 건물, 그리고 연성도가 높은 건물에서 큰 값을 가진다. 따라서 비보강조적조는 철근콘크리트 전단벽이나 모멘트골조에 비해 낮은 값을 가진다.

4.2.1.2 주기

근사 기본 진동주기 T_a (초)는 식 (4.2.2)에 의해 구한다.

$$T_a = C_T h_n^{3/4} \quad (4.2.2)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_T &= 0.085 : \text{철골 모멘트골조} \\ &= 0.073 : \text{철근콘크리트 모멘트골조, 철골 편심가새골조} \\ &= 0.049 : \text{그 외 다른 모든 건물} \\ h_n &= \text{건물의 밑면으로부터 최상층까지의 전체 높이 (m)} \end{aligned}$$

조적채움벽을 가진 골조의 경우 C_T 의 값으로 0.049를 사용한다.

철근콘크리트와 철골 모멘트저항 골조에서 12층을 넘지 않고 층의 최소높이가 3m 이상일 경우 근사 기본진동주기 T_a 는 아래 식에 의하여 구할 수 있다.

$$T_a = 0.1N \quad (4.2.3)$$

여기서, N : 층수

철근콘크리트 전단벽구조일 경우에는 식 (4.2.4)을 사용할 수 있다.

$$\begin{aligned} T_a &= 0.0743(h_n)^{3/4} / \sqrt{A_c} \\ A_c &= \sum A_e [0.2 + (D_e/h_n)^2] \\ D_e/H_n &\leq 0.9 \end{aligned} \quad (4.2.4)$$

여기서, A_e : 1층에서 지진하중 방향에 평행한 전단벽의 전단 단면적(m^2)

D_e : 1층에서 지진하중 방향에 평행한 전단벽의 길이(m)

[해설]

4.2.1.2의 주기와 4.2.1.3의 지진력의 수직분포의 내용은 건축구조설계기준(국토해양부 고시, 2009)를 따랐다. 이를 대신하여 최근의 연구결과를 반영한 ACSC 7-10 등 건축물 내진설계용 주기 산

정식을 사용할 수도 있다.

4.2.1.3 지진력의 수직분포

식 (4.2.1)에 의해 구한 의사횡력은 식(4.2.5), (4.2.6)에 따라 수직으로 분포된다.

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.2.5)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.2.6)$$

여기서,

k = 건물 주기에 따른 횡력분포계수, 주기가 0.5초 이하일 경우는 1.0, 2.5초 이상일 경우는 2.0을 사용한다. 단, 0.5초와 2.5초 사이의 주기를 가진 건물에서는 k 는 1과 2 사이의 값을 직선보간하여 구한다.

C_{vx} = 수직분포계수

V = 의사횡력

w_i = i층 바닥에서의 중량

w_x = x층 바닥에서의 중량

h_i = 밑면으로부터 i층까지의 높이

h_x = 밑면으로부터 x층까지의 높이

4.2.2 선형동적절차

선형동적해석은 다음의 절차로 수행된다:

- 해석모델의 작성
- 구조물의 지진위험도에 따른 평가기준 지진의 응답스펙트럼산정
- 응답스펙트럼해석

응답스펙트럼 해석을 위한 구조물의 주기는 구조해석모델의 고유치해석을 통해 구한다. 이때 부재강성은 이 장에서 제시된 유효강성을 사용해야 한다. 또한 조적채움벽과 같은 주요 비구조요소도 건물주기에 영향을 미치므로 그 영향을 고려해야 한다. 하지만 설계시처럼 등가정적법에 따른 밑면전단력과 비교를 통해 응답스펙트럼법에 의한 밑면전단력을 증가시킬 필요는 없다.

선형동적해석법에 의해 구한 해석결과에는 표 4.2.1의 수정계수 C를 반영하여야 한다.

4.2.2.1 모드응답의 조합

모드 응답은 SRSS (square root of sum of the squares)나 CQC (complete quadratic combination)를 사용하여 조합한다. 해당 방향의 모드의 주기 차이가 25% 이내일 때는 CQC를 사용하여야 한다. 응답스펙트럼 해석에서 사용되는 모드의 수는 각방향별로 참여질량이 최소 90%이상 되도록 해야 한다. 다방향 가진효과는 4.2.6에 따라서 고려한다. 혹은 다방향 효과를 고려하기 위해 SRSS를 사용하여 두 직각 방향의 반응을 조합할 수 있다. 하지만 이때 CQC는 사용할 수 없다.

[해설]

선형동적절차는 건축구조기준(국토해양부, 2009)의 응답스펙트럼해석법과 유사하다. 하지만 설계기준과 달리 선형동적절차를 통해 구한 결과를 선형정적절차의 결과와 비교하여 (밀면전단력 등을) 보정하지는 않는다. 이는 조적체움벽 등 주기에 영향을 줄 수 있는 요소를 고려하여 해석을 수행하기 때문에, 신축구조물 설계하는 경우와 다르게 근사식 및 고유치해석의 주기 산정방법에 따른 지진력의 차이가 크지 않기 때문이다.

4.2.3 비틀림의 고려방법

비틀림 효과가 무시할 만큼 충분히 작은 경우 2차원으로 모델링할 수 있으나 그렇지 않을 경우 3차원 모델을 사용해야 한다.

격막이 유연하지 않은 경우에는 수평 비틀림 모멘트를 고려하여야 한다. 전체 비틀림 모멘트는 다음 두 비틀림 모멘트의 합과 같다.

- ① 해당 층을 포함한 그 위의 모든 층에서의 질량중심과 강성중심의 편심에 의한 실제 비틀림 M_t
- ② 해당 층을 포함한 그 위의 모든 층에서 질량 중심의 수평 오프셋에 의한 우발편심 비틀림 M_{ta}
(해당 층에서 지진력작용 방향과 직각인 평면 치수의 5%와 층전단력의 곱).

우발편심 비틀림의 효과는 부재력과 변형의 크기를 줄이는데 사용할 수 없다.

건물의 격막이 강체이고 전체 비틀림모멘트에 의한 변위의 비 $\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ 가 1.2를 넘으면 비틀림의 불규칙성을 고려해야 한다. 비틀림이 불규칙한 건물의 경우 우발편심 비틀림 효과는 식 (4.2.7)로 주어지는 비틀림 증폭계수 A_x 만큼 증가시켜야 한다.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (4.2.7)$$

여기서,

$\delta_{\max}$ = x층 바닥에서의 최대 변위

δ_{avg} = x층 바닥에서 건물 각 모서리변위의 평균
단, 비틀림 증폭계수 A_x 는 3.0을 초과할 필요는 없다.

임의 층 평면내 임의점에서 최대 변위(비틀림 증폭계수를 고려한)와 평균변위의 비 η 가 1.50을 넘으면 3차원 모델을 사용해야 한다. η 가 1.5보다 작으면 2차원 모델을 사용해 구한 해석결과에 η 를 곱하여 사용할 수 있다.

[해설]

유연한 격막을 가진 건물의 비틀림 응답은 비틀림 증폭계수 A_x 가 적용되지 않지만, 여기서는 유연하지 않는 격막을 가지는 건물의 실제 및 우발 비틀림을 고려하도록 요구하는 것이다.

4.2.4 1차부재와 2차부재

모든 부재는 1차부재와 2차부재로 구분한다. 지진작용시 구조물의 붕괴에 저항하는 능력을 가지도록 설계된 부재는 1차부재로 분류하고 1차부재를 제외한 다른 모든 부재는 2차부재로 본다. 1차부재는 주어진 성능수준을 달성하기 위해 지진력에 저항하는 부재이고 2차부재는 지진력에 대한 저항이 요구되지 않는 부재이다. 설계시 2차부재로 취급되었으나 지진력작용시 해당 부재의 파괴가 다른 1차부재의 파괴를 가져올 경우 그 부재는 1차부재로 보아야 한다.

상세 1단계 성능평가를 위한 해석모델에는 1차부재만 포함시킨다. 만약 2차부재와의 상호작용이 전체적인 내진성능에 불리하게 작용할 경우 그 2차부재를 포함시켜야 한다. 이때 2차부재의 강성의 합이 1차부재의 강성의 합의 25%를 넘지 않아야 한다.

[해설]

1차부재와 2차부재를 분류하는 과정에서 주의할 점은 1차 또는 2차부재를 선택적으로 분류하여 건물을 비정형에서 정형으로 바꾸어서는 안 된다는 것이다. 또한, 2차부재로 분류된 부재의 강성의 합이 1차부재로 분류된 부재의 강성의 합의 25%를 넘는 경우 2차부재의 붕괴가 건물의 비정형 응답을 유발할 수 있기 때문에 2차부재의 강성의 합이 1차부재의 강성의 합의 25%를 넘지 않아야 한다는 제한 조건을 설정하였다. 예를 들어, 특정 층의 조적 채움벽이 붕괴한다면 전체 건물의 심각한 강도 및 강성 비정형성을 발생시킬 수 있다. 두 번째 이유는 기술자가 중요 구조요소 및 부재의 설계하중을 최소화하기 위해 해석 모델을 조작하는 것을 방지하기 위해서이다. 선형해석모델에 2차부재를 포함하여 그들의 강성 기여도를 확인함으로써 25% 조건을 검토할 수 있다.

4.2.5 변형지배거동과 하중지배거동

해석모델에 포함된 모든 부재의 거동은 표 4.2.2에 따라 변형지배거동과 하중지배거동으로 분류한

다.

표 4.2.2 변형지배거동과 하중지배거동의 구분

	변형지배	하중지배
모멘트 골조의		
- 보	휨	전단력
- 기둥	휨	축력, 전단력
- 접합부	-	전단력 ¹
전단벽	휨, 전단력	축력
가새골조의		
- 가새	축력	-
- 보	-	축력
- 기둥	-	축력
- 전단연결재	전단력	축력, 휨
접합부	축력, 전단력, 휨 ²	축력, 전단력, 휨

1. 철골조 모멘트골조에서 전단력은 변형지배거동으로 볼 경우도 있다.
2. 철골조에서 접합부의 축력, 전단력, 휨은 변형지배거동으로 볼 경우도 있다.

[해설]

하중지배거동은 연성을 고려하지 않은 선형의 힘-변형관계를 가지기 때문에 비선형거동을 통한 영향을 미치지 않는다. 하중지배거동의 제한적인 연성능력 때문에 하중지배거동을 하는 경우가 지배적인 경우 건물의 급격한 부분 또는 전체 붕괴가 발생할 수 있다.

4.2.6 다축가진 효과

구조물의 부재력 및 변형은 다음의 2가지 방법 중 1가지 방법을 이용하여 결정한다.

- ① 한방향 지진하중 100%와 직각방향 지진하중의 30%에 대한 하중효과의 절대값을 더하여 구한다.
- ② 직교하는 2 방향 하중효과의 100%를 SRSS방법으로 조합한다.

캔틸레버보와 프리스트레스를 받는 수평요소는 고정하중의 20%에 해당하는 상향 하중을 하중조합에 추가한다.

[해설]

1단계 내진성능 상세평가에 사용되는 하중조합은 다음과 같다.

$$1.1(1.0D + 0.25L) \pm (1.0E_X \pm 0.3E_Y)$$

$$1.1(1.0D + 0.25L) \pm (1.0E_Y \pm 0.3E_X)$$

$$0.9D \pm (1.0E_X \pm 0.3E_Y)$$

$$0.9D \pm (1.0E_Y \pm 0.3E_X)$$

여기서, D 는 고정하중, L 은 적재하중, E 는 지진하중이다. 따라서 1단계 내진성능 상세평가에 사용되는 하중조합의 총 개수는 16이다.

4.2.7 구조요소의 모델링 방법

부재, 접합부, 정착부의 현 상태를 고려하여 다음과 같이 모델링한다.

4.2.7.1 RC 부재의 유효강성

해석모델에서 철근콘크리트 부재는 균열을 고려하여 표 4.2.3과 같은 유효강성을 사용하여 모델링한다.

표 4.2.3 RC 부재의 유효강성

	휨강성	전단강성	축강성
보	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
기둥 (축력비가 0.5이상)	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
기둥(축력비가 0.3이하)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
벽 (균열이 없는 경우)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
벽 (균열이 있는 경우)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

[해설]

기둥, 벽의 유효강성은 구조물의 주기를 결정하고, 부재들의 상대적인 강성비는 힘의 분배를 결정하기 때문에 유효강성을 적절하게 산정하는 것은 해석결과의 신뢰성을 확보하기에 매우 중요하다. 철근콘크리트 부재의 유효강성은 일반적으로 부재의 항복점에서의 활선강성을 사용한다. 설계하중에 대한 해석을 통해 특정부재가 활선강성보다 큰 강성을 사용할 수 있는 것을 보일 수 있다면 즉, 항복점보다 작은 하중을 받는다는 것을 보일 수 있다면 그 때의 강성을 부재의 유효강성으로 사용할 수 있다. ASCE41-06에서는 이러한 방법이 복잡함을 고려하여 표 4.2.3과 같은 RC 부재의 유효강성을 제시하고 있으며, 본 요령에서는 이를 채택하였다.

4.2.7.2 조적채움벽의 유효강성

골조사이에 존재하는 비보강 조적채움벽은 다음과 같이 폭 a 를 가지는 등가 대각압축가새로 모델링될 수 있다. 등가 대각압축가새의 두께와 탄성계수는 '4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도'에 기술된 조적조 벽체의 경우와 동일하다.

$$a = 0.175(\lambda_I h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (4.2.8)$$

여기서,

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

h_{col} = 채움벽 상하보의 중심선까지의 기둥높이

h_{inf} = 채움벽의 높이

E_{fe} = 골조 재료의 탄성계수

E_{me} = 채움벽 재료의 탄성계수

I_{col} = 기둥의 단면이차모멘트

L_{inf} = 채움벽의 길이

r_{inf} = 채움벽의 대각길이

t_{inf} = 채움벽의 두께

$\theta = \tan^{-1}(h_{inf}/L_{inf})$

이다.

등가대각압축가새는 그림 4.2.1과 같이 인접한 골조에 의해 양쪽에서 구속을 받을 경우에만 예상되는 구속력의 방향과 동일하게 모델링한다. 조적벽체의 한쪽에만 골조와 접하는 경우는 등가대각압축가새로 치환할 수 없다.

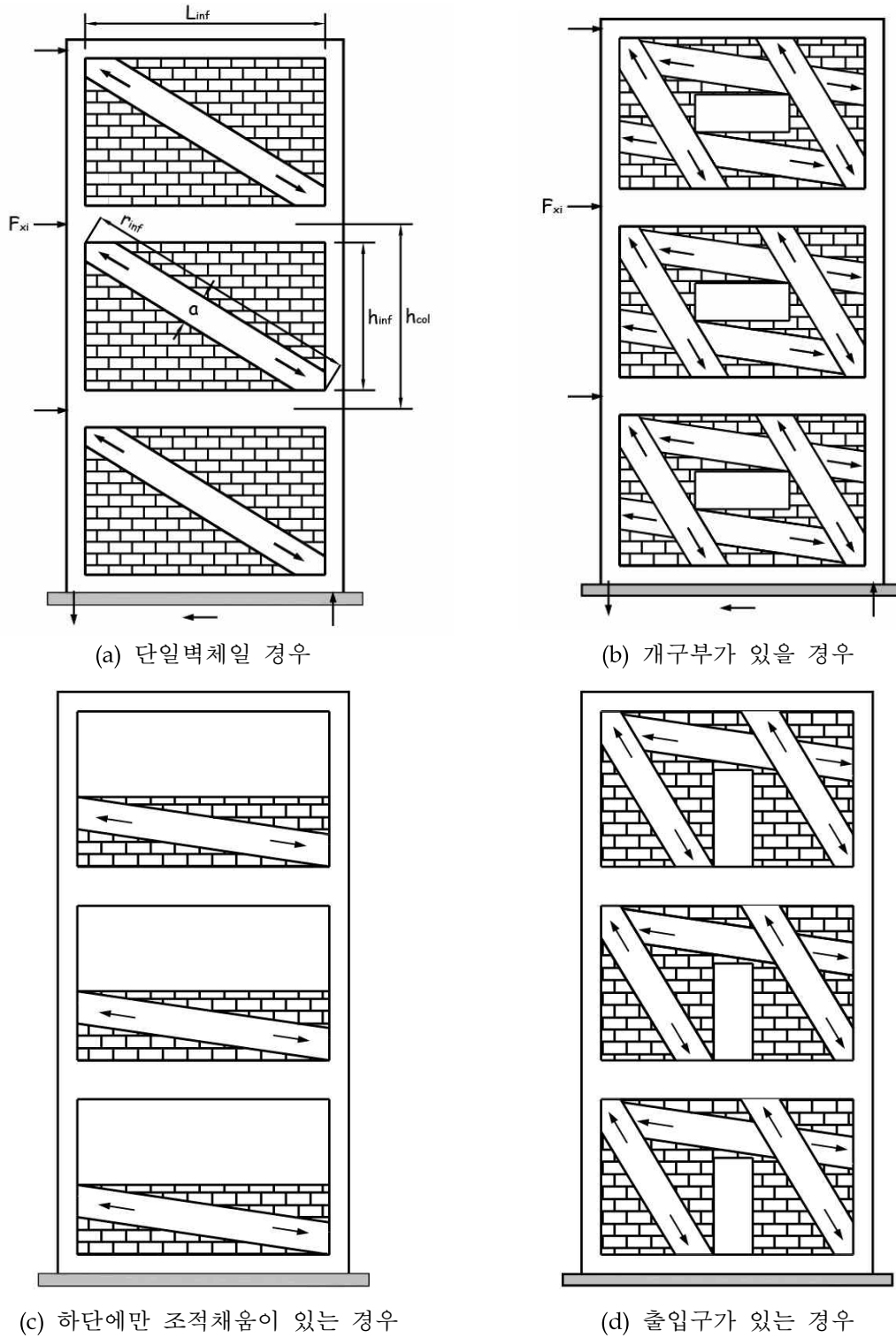


그림 4.2.1 조적채움벽의 모델링

[해설]

채움벽이 있는 골조의 면내 횡강성은 단순히 골조와 채움벽의 강성 합으로 산정할 수 없다. 그 이유는 채움벽과 이를 둘러싸고 있는 골조 사이의 상호작용 때문이다. 실험 결과를 보면 횡하중

이 작용할 때 골조는 일부 모서리에서는 채움벽과 분리(그림 4.2.1(a)에서 스트럿이 없는 모서리) 되고, 일부 모서리에서는 둘 사이에 압축응력(그림 4.2.1(a)에서 스트럿 방향)이 발생한다. 이러한 현상에 기초하여 채움벽의 강성 기여는 등가의 대각 압축 스트럿으로 표현할 수 있다. 채움벽을 등가의 대각가새로 모델링 하는 경우 가새의 축강성을 산정해야 한다. 축강성에서 스트럿의 두께와 탄성계수는 실제 채움벽과 동일한 값을 사용하고, 압축 스트럿의 유효 폭은 ASCE 41-06의 식 (7-7)을 따라 식 (4.2.8)을 사용하여 결정한다.

개구부가 없이 골조를 밀실하게 채우는 채움벽의 경우, 압축 스트럿은 중심 가새 골조와 같이 모델링 할 수 있다. 하지만 이는 실제 압축 스트럿으로부터 기둥에 가해지는 힘을 정확히 묘사하지는 않는다. 실제 압축 스트럿의 힘은 골조의 모서리가 아니라 모서리로부터 일정한 거리의 편심을 가지고 기둥 또는 보에 가해진다. 압축 스트럿을 편심 가새 골조로 건물 해석 모델에 반영한다면 기둥 또는 보에 압축 스트럿으로부터 가해지는 힘을 직접 고려할 수 있다. 다른 방법으로는 압축 스트럿을 중심 가새 골조로 모델링하여 해석한 후 개별 기둥 또는 보 별로 스트럿의 힘을 가하는 것이며, 이 방법은 4.3.2.2에 기술되어 있다.

개구부가 있는 채움벽의 경우도 이와 같이 채움벽을 압축 스트럿으로 치환하는 방법을 동일하게 적용할 수 있다. 그림 4.2.1(b~c)에 보이는 바와 같이 압축 스트럿으로 나타낼 수 있으나 이에 대한 해석이나 실험이 충분하지 않은 실정이다. 따라서 개구부가 있는 채움벽의 경우는 대상에 따라 공학적인 판단이 필요하다.

4.2.7.3 조적내력벽체의 유효강성

조적조 벽체의 유효강성은 '4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도'에서 부재강도와 함께 기술되어 있다.

4.2.7.4 철골조 및 철골철근콘크리트조 부재의 강성

철골조 및 철골철근콘크리트조의 강성의 경우 다음과 같이 부재 및 접합부, 패널존의 강성을 고려하여야 한다.

1. 축강성 및 전단강성

철골단면이 콘크리트로 둘러싸인 철골철근콘크리트 부재의 경우, 지진시에도 콘크리트가 박락되지 않게 횡보강철근으로 충분히 구속되어 있는 경우 합성단면으로 볼 수 있다. 또한 철골부재에 의해 둘러싸인 콘크리트의 경우도 콘크리트부분이 최소한 3면 이상, 혹은 외곽둘레의 75%이상 철골단면으로 둘러싸인 경우 합성효과를 인정할 수 있다. 여기서, 횡보강철근의 수직간격이 철골의 주축 방향 콘크리트 부재 길이의 1/3 이하면 충분히 구속되어 있는 것으로 본다.

2. 휨강성

철골단면이 콘크리트로 둘러싸인 철골철근콘크리트 부재의 경우, 휨강성 산정시 합성단면으로 볼 수 있다. 하지만 콘크리트와 철골 사이에서 성능수준별 허용기준에 적합한 전단력전달기구가 확보되어 있지 않을 경우 고려하는 합성단면의 폭은 철골단면의 플랜지의 폭보다 크지 않아야 하며 슬래브 부분을 포함할 수 없다.

3. 패널존

패널존의 강성을 고려해야 할 경우, 해석모델에 패널존 요소를 추가하여 해석하거나 또는 패널존의 강성을 고려하여 보 부재의 휨강성을 조정하여 해석할 수 있다. 패널존의 예상전단강도가 기둥-보 접합면에서 보의 휨강도 이상이며, 패널존의 강성이 보 휨강성의 10배 이상일 경우 패널존 요소의 모델링은 필요치 않다. 이 경우 보 유효길이의 감소를 고려하기 위해 기둥 중심선에서 기둥-보 접합면까지 rigid offset을 사용하여 강체로 모델링할 수 있다. 그 밖의 경우 rigid offset을 사용하지 않고 중심선을 기준으로 한 해석모델을 사용한다.

4. 보와 기둥 사이의 접합부

모멘트저항골조에서 패널존변형을 제외한 접합부 변형에 의한 횡변위가 전체 횡변위의 10% 이하이고, 접합부의 강도가 접합되는 양측보 강도중 작은쪽 강도보다 클 경우, 강접합 접합부로 분류한다. 이 두 조건중 하나라도 만족하지 못하는 경우 반강접합 접합부로 분류한다.

강접합 접합부의 경우 소성힌지가 기둥 표면에서 멀리 떨어져 보 부재 내에 발생하도록 접합부를 의도적으로 보강한 경우가 아닌 한 접합부의 강성을 해석모델에 포함할 필요는 없다. 접합부 보강 또는 RBS 부재를 사용하여 보 부재 내부에 소성힌지 발생을 유도하는 경우 기둥표면에서부터 소성힌지 발생위치까지 구간의 보는 강체로 모델링 되어야 한다.

반강접합 접합부의 경우 구조해석시 보와 기둥 사이 접합부의 회전이 고려되어야 한다. 이 접합부의 회전강성 K_θ 는 식 4.2.9를 통해 산정한다.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \quad (4.2.9)$$

여기서, M_{CE} 는 반강접합 접합부의 평균모멘트강도로 다음 규정에 따라 산정한다.

1. 콘크리트로 둘러싸인 반강접합 접합부의 경우 M_{CE} 는 콘크리트와의 합성거동을 고려하여 결정되어야 한다.
2. 조적조에 둘러싸인 반강접합 접합부의 경우 M_{CE} 산정시 합성작용을 고려하지 않는다.
3. 철골부재만 있는 반강접합 접합부의 M_{CE}

위에서 규정되지 않은 반강접합 접합부의 회전강성은 식 4.2.10에 따라 산정한다.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.003} \quad (4.2.10)$$

접합부에 위의 회전강성을 가지는 회전스프링을 해석모델에 포함시키는 대신, 접합부를 강접합 접합부로 모델링하되 접합되는 보의 강성을 4.2.11의 수식에 따라 감소시켜 모델링 할 수도 있다.

$$EI_b^{adjusted} = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \quad (4.2.11)$$

여기서,

k_θ = 식 4.2.9와 식 4.2.10에 의해 산정된 등가회전스프링의 강성

M_{CE} = 평균 모멘트 강도

I_b = 보부재의 단면 2차 모멘트

E = 탄성계수

h = 기둥의 평균 높이

L_b = 보 부재의 스패너리

식 4.2.11을 사용할 경우, 보 단부의 회전량을 반강접합 접합부의 회전량으로 볼 수 있다.

4.3 평가방법

4.3.1 하중조합

검토에 사용되는 하중조합은 중력하중과 지진하중이 사용된다. 모든 부재의 거동은 표 4.2.2에 의해 변형지배거동 혹은 하중지배거동으로 구분하고 검토시 다음과 같이 하중조합을 다르게 한다.

4.3.1.1 중력하중

중력하중은 식 (4.3.1)과 (4.3.2)을 사용해 계산한다.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (4.3.1)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (4.3.2)$$

여기서, Q_D = 고정하중

Q_L = 유효활하중 (감소계수를 사용하지 않은 설계활하중의 25% 혹은 계측된 활하중)

Q_S = 유효적설하중

4.3.1.2 변형지배거동

변형지배거동을 하는 부재의 부재력 및 변형(Q_{UD})은 식 (4.3.3)로 계산한다.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (4.3.3)$$

여기서, Q_{UD} = 중력하중과 지진하중의 조합하중에 의한 부재력 및 변형

Q_G = 중력하중에 의한 부재력 및 변형

Q_E = 지진하중에 의한 부재력 및 변형

4.3.1.3 하중지배거동

하중지배거동을 하는 부재의 부재력 및 변형(Q_{UF})은 식 (4.3.4) 혹은 식 (4.3.5)에 의해 산정한다.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{CJ} \quad (4.3.4)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C} \quad (4.3.5)$$

여기서, Q_{UF} = 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 거동

C = 표 4.2.1에서 정의된 수정계수

J = 하중전달 감소계수

J 는 고려하는 부재의 하중이 횡하중저항시스템내의 부재로부터 전달될 때 그 횡하중저항시스템 부재의 항복에 의해 전달되는 하중이 감소되는 효과를 나타낸다. J 의 값은 지진구역1일 경우 2.0, 지진구역 2일 경우 1.5로 하며 거주가능수준의 검토를 위해서는 1.5로 본다. 하중을 전달하는 횡하중저항시스템내의 부재가 항복하지 않을 경우 1.0으로 본다.

[해설]

하중지배거동인 부재력은 극한해석(limit 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 중력에 의한 전단력보다 지진하중에 의해 보단부가 휨항복할 때 발생하는 전단력을 더한 값을 넘을 수 없다. 모멘트 골조에서 기둥의 축력은 그 기둥이 지지하고 있는 보들의 최대전단력을 합한 값이다. 만약 하중지배거동이 발생하기 전에 변형지배거동이 발생한다면 파괴는 발생하지 않는다. 그 이유는 변형지배 부재의 항복이 하중지배 부재에 전달될 수 있는 부재력의 크기를 제한하기 때문이다.

하중지배거동인 부재력과 변형은 식 (4.3.4) 및 (4.3.5)와 같이 식 (4.2.1)의 설계지진력에 의한 부재력과 변형을 CJ 혹은 C 로 나누어 평가한다. 식 (4.3.4) 및 (4.3.5)에서 설계지진력을 C 로 나누는 것은 비탄성변위를 계산하기 위해 증폭시켰던 설계지진력을 부재력 계산을 위해 다시 저감시키는 위함이다. 식 (4.3.4)는 인접부재의 항복이 선행하는 경우 하중지배 부재에 전달되는 하중의 최대크기가 제한되는 것을 고려하기 위해 J 를 사용하여 설계지진력을 저감시키는 것이다. J 는 위에서 설명한 개념에 따라 하중전달 경로에 있는 인접부재의 DCR 중 최솟값으로 볼 수 있으나, 이 방

법이 복잡하기 때문에 ASCE 31-03에서는 단순히 강진지역에서는 2.5, 중진지역에서는 2.0, 약진 지역에서는 1.5을 사용할 수도 있도록 하고 있다. 본 요령에서는 국내 지진구역이 중진지역임을 고려하여 J를 2.0를 사용하도록 하였으며, 거주가능 수준을 평가하는 경우에는 보수적인 평가를 위해 1.5을 사용하도록 하였다.

4.3.2 부재강도

변형지배거동에서 부재강도는 평균강도 Q_{CE} 를 사용하며, 하중지배거동에서 부재강도는 공칭강도 Q_{CN} 을 사용한다.

허용응력을 사용할 경우 공칭강도는 허용강도에 강재의 경우는 1.7, 조적의 경우 2.5를 곱한 값으로 본다.

부재의 각종 공칭강도는 이 요령에서 특별히 규정하지 않는 한 KBC2009에 따라 구한다. 혹은 이 절에서 소개되는 간략식을 통해 공칭강도 혹은 평균강도를 산정할 수 있다. 모든 경우 구조설계기준에서 사용되는 강도감소계수 ϕ 는 기존건물의 평가에서는 적용하지 않는다.

4.3.2.1 RC부재의 부재강도

철근콘크리트부재의 강도는 건축구조기준(KBC2009)의 5장 콘크리트의 내용을 따른다. 단, 강도감소 계수 ϕ 는 적용하지 아니하며 변형지배거동의 경우 공칭강도와 평균강도의 차이를 고려하여 철근의 항복강도 f_y 대신 $f_{ye} = 1.25f_y$ 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $f_{ce} = 1.20f_{ck}$ 를 사용하여 강도를 산정한다.

부재별 강도는 구조설계기준과 같이 구조공학에서 통용되는 역학적인 가정 및 해석방법을 통해 산정하는 것이 일반적이나 간략한 계산을 위해 다음에 제시하는 간략식을 사용할 수 있다.

(1) 보

보의 평균휨강도는 평균재료강도를 사용한 식 (4.3.6)에 의하여 구할 수 있다.

$$M_e = A_s f_{ye} (d - a/2) \quad (4.3.6)$$

여기서,

M_e : 보의 평균휨강도

A_s : 철근의 단면적

f_{ye} : 철근의 평균강도 $= 1.25f_y$

d : 보의 유효 깊이

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b}$$

b : 보의 폭

$$f_{ce} : \text{콘크리트의 평균압축강도} = 1.2f_{ck}$$

보의 공칭전단강도는 공칭재료강도를 사용한 식 (4.3.7)에 의하여 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.3.7)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (4.3.8)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.3.9)$$

여기서,

A_v : 스테럽 단면적

s : 스테럽 간격

(2) 기둥

기둥의 휨강도와 압축강도 및 인장강도는 철근콘크리트의 압축최연단의 변형도가 종국변형도인 0.003에 도달할 때 축력과 모멘트의 상관관계를 고려하여 휨 부재에 적용되는 단면의 평면유지 가정과 철근의 탄소성거동 및 힘의 평형조건을 사용하여 구할 수 있다. 단 휨강도는 평균재료강도를 사용하여 구하여야 하며 압축 또는 인장강도는 공칭재료강도를 사용하여 구하거나 평균재료강도를 사용하여 구한 값을 1.25로 나눈 값으로 한다.

기둥의 전단강도는 KBC2009의 전단강도식 혹은 식 (4.3.10)을 사용하여 평가한다. 식 (4.3.10)은 후프의 간격이 넓은 기둥의 전단강도가 휨항복 이후의 비선형거동구간에서 급격히 감소하는 현상을 고려하기 위한 경험식이다.

$$V_n = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (4.3.10)$$

여기서,

A_v : 후프의 단면적

d : 고려하는 방향의 단면의 유효춤, $0.8h$ 로 본다.

h : 고려하는 방향의 전체단면치

M, V, P : 해당하중조합에 의한 모멘트, 전단력, 축하중. 인장력이 작용할 경우 축하중은 0으로 본다.

$\lambda=1.0$ (일반콘크리트), $\lambda=0.75$ (경량콘크리트)

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \leq 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \leq d \\ 0 & s > d \end{cases} \quad k_2 = \begin{cases} 1 & \mu \leq 2 \\ -0.15\mu + 1.3 & 2 < \mu \leq 4 \\ 0.7 & \mu > 4 \end{cases}$$

μ : 변위연성도

또한 하중조합에 의한 모멘트와 전단력의 비는 $2 \leq M/(Vd) \leq 3$ 이어야 하며, 간략한 평가를 위해

$M/(Vd)=3$, $P=0$ 으로 할 수 있다.

[해설]

기둥 전단강도 식(4.3.10)은 FEMA356 6.4.4절의 내용을 참조한 것이다. 식에서 $A_s f_y d/s$ 는 일반적인 콘크리트 설계 기준(KBC 2009, ACI318)에서 전단철근에 의한 전단강도 기여분에 해당하는 것과 동일하며, 여기에 계수 k_1 을 곱하여 사용한다. 이는 $A_s f_y d/s$ 이 전단철근의 최소간격이 $0.5d$ 이하라는 전제하에 유도된 것이기 때문에 간격이 $0.5d$ 를 초과하는 경우 이를 그대로 사용할 수 없다. 기존 건축물의 경우 전단철근의 간격이 $0.5d$ 이상인 경우가 많으며, 심지어 d 보다 커서 전단철근이 존재함에도 경우에 따라 전단균열내에 전단철근이 하나도 지나가지 않을 수 있음을 고려하여 전단철근에 의한 기여도를 철근간격에 따라 저감시키기 위해 계수 k_1 을 도입하였다.

콘크리트의 기여 부분은 FEMA 356의 식(6-4)를 SI 단위로 변경한 식이며, 압축강도와 함께 축하중 과 전단경간비의 효과를 고려하여 콘크리트에 의한 전단강도 기여분을 산정하고 있다. 여기서, k_2 는 변위연성요구도에 좌우되는데 이는 항복변위에 대한 최대변위의 비로 정의되며 탄성해석에서는 부재에 발생하는 모멘트의 크기를 항복모멘트로 나눈 값 즉 모멘트의 DCR값을 사용할 수 있다.

변위연성도에 따라 전단강도가 감소하는 것과 관련된 내용은 Sezen and Moehle(2004)에 소개되어 있으며, 실험 등을 통해 기둥의 횡변위 및 횡강도 관계를 분석한 결과로 식(4.3.10)과 유사한 형태를 가지고 있다.

(3) 전단벽

대부분의 경우 전단벽의 압축응력은 상당히 낮으므로 압축력의 평가는 생략하고 휨모멘트 강도와 전단강도에 대해서만 검토할 수 있다. 전단벽의 휨모멘트 강도는 기둥과 동일한 방법으로 구하거나 식 (4.3.11)와 같은 약산 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$M_e = 0.5 A_s f_{ye} (0.8 l_w) + 0.5 P_u (0.8 l_w) \quad (4.3.11)$$

전단벽의 전단강도는 식 (4.3.12) 및 식 (4.3.13)의 콘크리트 및 전단보강근의 기여분의 합으로 산정한다.

[해설]

철근콘크리트 벽체의 전단강도는 KBC 2009 (0507.10.1.)의 규정을 준용하였다.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_{c1} = 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_{ck}} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \quad (4.3.12)$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} \quad (4.3.13)$$

여기서, V_c 는 V_{c1}, V_{c2} 중 작은 값으로 한다. 단, $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ 가 음수일 경우 V_{c2} 를 적용하지 않는다.

A_{vh} : s_h 거리 내에 있는 수평전단철근의 단면적

s_h : 전단보강근 간격

(4) 접합부

접합부의 강도는 식 (4.3.14)로 평가한다.

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f_{ck}} A_j \quad (4.3.14)$$

여기서, λ 는 보통 콘크리트일 경우 1.0, 경량콘크리트일 경우 0.75이며, γ 는 접합부의 형식 및 접합부 내부의 횡보강근의 체적비에 따라 정해진 계수로서 표 4.3.1과 같다. A_j 는 접합부의 유효면적으로 건 축구조기준 및 해설의 해그림 0520.5.3에 따라 산정한다.

접합부의 전단강도는 중력하중과 지진하중의 조합에 의해 접합부에 발생하는 전단력보다 커야 한다. 단, 이 값은 접합부에 접한 보 혹은 기둥의 항복시 발생하는 전단력보다 클 필요는 없다.

표 4.3.1 접합부 강도산정시 γ 계수

접합부 횡보강근의 체적비	직교보가 있는 내부접합부	직교보가 없는 내부접합부	직교보가 있는 외부접합부	직교보가 없는 외부접합부	최상층 외부접합부
0.003 미만	1.0	0.83	0.67	0.5	0.33
0.003 이상	1.7	1.25	1.25	1.0	0.67

[해설]

KBC2009 0520 내진설계 특별고려사항 중 기둥-보 접합부 검토방법에서 접합부로 입력되는 전단력의 크기는 Capacity design 개념에 따라 접합부에 인접한 보단면(슬래브를 포함)의 휨항복시 발

생하는 전단력으로부터 구하도록 하고 있다. 하지만 이는 강기둥-약보인 경우 적용될 수 있는 사항이다. 보의 휨모멘트강도가 기둥의 휨모멘트강도보다 클 경우 접합부로 입력되는 전단력은 기둥의 휨항복시 보에서부터 전해지는 전단력의 크기를 사용한다. 또한 이 값은 중력하중과 지진하중의 조합에 의해 실제 발생하는 전단력(즉, 구조해석에 의한 값)보다 클 필요가 없다.

4.3.2.2 조적채움벽의 부재강도

철근콘크리트 골조 혹은 철골모멘트 골조 내부의 조적채움벽은 변형지배거동으로 조적채움벽강도 시 사용되는 재료의 탄성계수 혹은 강도값은 모두 평균값을 사용한다.

조적채움벽의 전단강도는 다음 식 (4.3.15)에 의해 산정한다.

$$V_{\in e} = A_n f_{vie} \quad (\text{N}) \quad (4.3.15)$$

여기서,

A_n = 채움벽 수평방향의 모르타르 접합 혹은 그라우트 접합면의 순면적 (mm^2)

f_{vie} = 조적채움벽의 평균전단응력 (MPa)

단, f_{vie} 는 다음 4.3.2.3절에서 주어지는 가로줄눈파괴(bed-joint sliding mode)시 평균전단응력 v_{me} 를 초과할 수 없다.

조적채움벽과 인접해 있는 기둥은 다음의 두가지 경우에 의한 하중에 의해 발생하는 휨모멘트와 전단력을 지지할 수 있어야 한다.

1) 등가 대각압축가새의 힘의 중심이 채움벽의 상부와 하부에서 수직방향으로 거리 l_{ceff} 만큼 떨어진 위치에 작용할 때 등가 대각압축가새의 힘의 수평성분

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad (4.3.16)$$

여기서,

$$\tan \theta_c = \frac{h_{inf} - a / \cos \theta_c}{L_{inf}}$$

2) 길이가 l_{ceff} 만큼 감소된 기둥의 상부와 하부에서 평균모멘트강도가 발현될 때 발생하는 전단력
단, 조적채움벽에 개구부가 존재하는 경우 식 (4.3.16)에 따라 계산되는 감소된 기둥길이 l_{ceff} 는 개구부의 높이와 같아야 한다.

조적채움벽과 인접해 있는 보는 다음 두 가지 경우에 의한 하중에 의해 발생하는 휨모멘트와 전단력을 지지할 수 있어야 한다.

- 1) 등가 대각압축가새의 힘의 중심이 채움벽의 상부와 하부에서 수평방향으로 거리 l_{beff} 만큼 떨어진 위치에 작용할 때 등가 대각압축가새의 힘의 수직성분

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad (4.3.17)$$

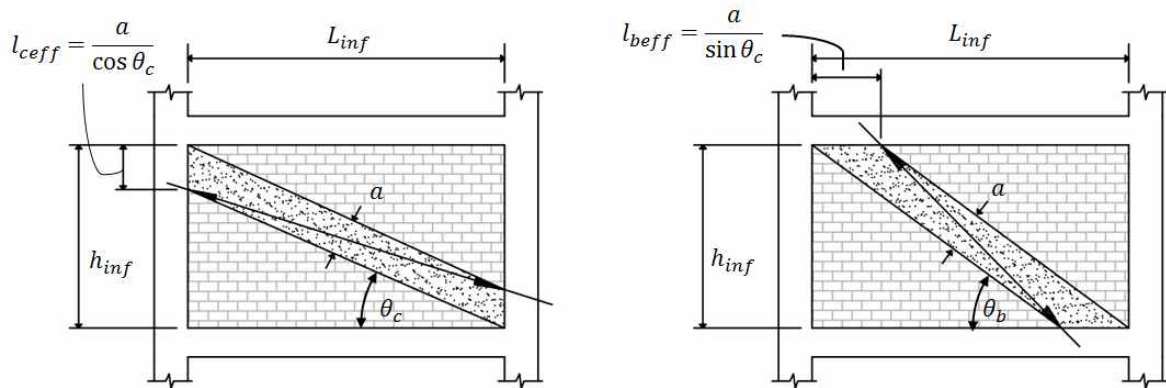
여기서,

$$\tan \theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - a / \sin \theta_b}$$

- 2) 길이가 l_{beff} 만큼 감소된 보의 양단에서 평균모멘트강도가 발현될 때 발생하는 전단력

[해설]

식 (4.3.16)과 식 (4.3.17)은 등가스트럿에 의한 반력이 기둥과 보의 교점을 지나지 않고 편심이 발생할 경우에 대한 검토이다. 즉, 편심가새골조와 같이 등가스트럿이 형성될 경우 인접한 기둥과 보가 등가스트럿 반력을 견딜수 있는지를 검토한다.



해설 그림 4.3.1 등가스트럿 반력에 대한 인접기둥과 보의 검토

4.3.2.3 조적내력벽체의 부재강도

벽돌과 모르타르로 이루어진 조적조의 강도와 강성은 다음과 같이 산정한다.

- (1) 모르타르 압축강도

기건양생일 때 배합비 기준으로 모르타르의 평균압축강도는 다음과 같다.

배합비 1:1~1:2

$$f'_{mortar} = 52 - 13M_c \text{ (MPa)}, \quad M_c = (\text{모래의 부피})/(\text{시멘트의 부피}) \quad (4.3.18)$$

배합비 1:2.5~1:5

$$f'_{mortar} = 20 - 3.2M_c \quad (\text{MPa}) \quad (4.3.19)$$

일반적으로 모르타르의 압축강도는 KS규정의 28일 압축강도 11 MPa보다 낮게 나오는 경우가 많기 때문에 배합비를 보통 사용하는 1:3으로 가정하여 모르타르 평균압축강도는 10.4 MPa를 기본값으로 한다.

(2) 콘크리트 벽돌 압축강도

KS의 제한은 다음과 같다.

A, B종: 경량골재	8.2 MPa, 12.2 MPa
C종 1급: 보통골재, 내력벽	16.3 MPa
C종 2급: 보통골재, 비내력벽	8.2 MPa

KS에서 규정한 압축강도의 최소치는 위와 같으나 제조사별로 편차가 매우 크기 때문에 주의하여야 한다. 벽돌의 종류를 알수 없는 경우 압축강도의 기본값은 C종 2급의 압축강도에 공칭강도와 평균강도의 편차를 고려한 계수 1.3을 곱하여 10.4 MPa를 사용한다.

(3) 프리즘 압축강도 및 탄성계수

프리즘 압축강도 및 탄성계수는 다음 식을 사용하며 식 1.1.5에 제시한 재료상태에 따른 감소계수를 적용하여야 한다.

- 프리즘 압축강도

$$f'_m = 0.46f'_{brick} + 0.16f'_{mortar} - 2.64(\text{MPa}) \quad (4.3.20)$$

- 탄성계수

$$E_m = 550f'_m \quad (\text{MPa}) \quad (4.3.21)$$

- 전단탄성계수

$$G = 0.4E_m \quad (\text{MPa}) \quad (4.3.22)$$

[해설]

본 절의 조적조 재료 특성은 국내에서 수행된 실험에 근거한 연구결과 즉, 한국시설안전공단에서 발간된 “국내 실정에 맞는 취성과파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법 개발 (2008)” 및 관련 논문 또한 관련 외국규정(UBC 97, IBC 2003, EC 6)을 참조하였다.

FEMA356에서는 조적조 요소의 상태를 양호(good), 보통(fair), 불량(poor) 3단계로 나누어 부재강도를 지정하고 있다. 이 요령에서도 이를 준용하여 표 1.1.5와 같이 조적조 압축강도 및 탄성계수

는 조적조 상태에 따라 보통일 때는 0.8, 불량일 때는 0.5을 곱하여 감소시키며 경과년수를 고려할 경우 최대 1/3까지 감소되도록 하였다. 전단강도 및 전단탄성계수의 경우 양호일 때의 기본값으로 계산한 후에 조적조 상태에 따라 보통일 경우 0.85, 불량일 경우 0.7을 곱하여 감소시키며 최대 50%까지 감소되도록 하였다.

조적벽체의 전단강도는 다음의 3가지 파괴모드별로 강도를 구한 후 그 중 가장 작은 값으로 한다. 조적채움벽에 개구부가 있는 경우는 그림 4.2.1과 같이 등가대각압축가새를 사용하여 모델링한다. 각 파괴모드별 전단강도식은 다음과 같다.

(1) 강체회전 및 양단부압괴파괴 (Rocking and Toe-crushing failure)

$$V_{TC,R} = 564\alpha \sqrt{P} \left(\frac{L}{H} \right) \left(1 + \frac{f_a}{0.5f'_m} \right) \quad (N) \quad (4.3.24)$$

여기서,

P : 축하중 (N),

α : 경계조건(0.5 : 고정단-자유단, 1 : 고정단-고정단)

L : 벽체 길이 (mm)

H : 벽체 높이 (mm)

f_a : 축응력 (MPa)

f'_m : 프리즘 압축강도 (MPa)

(2) 가로줄눈파괴(bed-joint sliding failure)

$$V_{bjs} = v_{me} A_n \quad (N) \quad (4.3.25)$$

여기서,

v_{me} = 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효전단강도. 현장시험을 수행한 경우 다음 수식으로 평가하며, 그렇지 않을 경우 조적조의 공칭전단강도의 기본값 (양호일 경우의 전단강도인 0.2MPa에 표 1.1.5의 감소계수를 적용한 값)를 30%할증시킨 값으로 볼 수 있다.

$$v_{me} = 0.375v_t + 0.5 \frac{P_D}{Dt} \quad (MPa)$$

P_D = 벽체상부 고정하중 (N)

A_n = 모르타르 접착 순면적 (mm²)

t = 벽두께 (mm)

D = 벽체의 길이 (mm)

(3) 대각인장파괴(diagonal tension failure)

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (N) \quad (4.3.26)$$

여기서,

f'_{dt} = 조적벽체의 공칭사인장 강도, 사인장 강도가 알려지지 않은 경우 가로줄눈파괴 전단강도 v_m 를 사용할 수 있다.

f_a = 연직하중에 의한 축응력

[해설]

조적조 개별 벽체의 전단강도는 일반적으로 4가지 파괴모드(강체회전, 가로줄눈, 대각인장, 및 양단부압괴 파괴)로 정의된다. 하지만, 한국시설안전공단의 “국내 실정에 맞는 취성파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법 개발 (2008)”에서 국내 조적 벽체의 파괴모드로는 강체회전 및 양단부압괴 파괴의 조합과 가로줄눈파괴의 2가지 파괴모드를 제안하고 있다. 따라서 이 요령에서는 이 두 가지 파괴모드에 대각인장을 포함한 3가지 파괴모드를 대상으로 전단강도를 계산하였다. 단, 한국시설안전공단 보고서에서는 강체회전 및 양단부압괴 파괴 조합에 대한 식만을 제시하고 있어 가로줄눈파괴 및 대각인장에 대한 강도식은 FEMA356을 따랐다.

조적채움벽은 면내방향 거동 이외에도 면외방향의 전도에 대해 검토되어야 한다. 벽체의 면외방향 관성력에 대한 거동은 하중지배 거동으로 고려한다. 조적채움벽이 표 4.3.2의 높이-두께비를 만족하는 경우 면외방향의 전도에 대해 안전한 것으로 볼 수 있다.

표 4.3.2 벽체의 면외방향 동적안정성을 확보하기 위한 벽체의 높이-두께 비(h/t)

벽체종류	$S_{D1} \leq 0.16g$	$0.16g < S_{D1} \leq 0.25g$	$S_{D1} > 0.25g$
1층 건물의 벽체	20 이하	16 이하	13 이하
2층 이상 건물의 1층 벽체	20 이하	18 이하	15 이하
2층 이상 건물의 최상층 벽체	14 이하	14 이하	9 이하
다른 벽체	20 이하	16 이하	13 이하

조적채움벽이 표 4.3.2의 높이-두께비를 초과하는 경우 면외방향의 관성력에 대한 동적안정성에 대해 아래에 규정한 절차에 따라 평가되어야 한다.

(1) 면외 관성력

조적채움벽에 작용하는 면외방향 관성력의 크기는 다음과 같다.

$$F_P = \chi S_{DS} W \quad (4.3.27)$$

여기서,

F_p = 면외방향의 관성력

S_{DS} = 단주기 스펙트럴 가속도

W = 벽체의 무게 혹은 단위중량

χ = 목표성능수준에 따른 계수. 붕괴방지의 경우 0.3, 인명안전의 경우 0.4, 거주기능의 경우 0.6이며 유연한 격막일 경우 이 값을 3배에 해당하는 값을 사용한다.

(2) 강성

조적벽체의 면외방향의 강성은 타 부재의 성능평가가 목적인 전체 구조물의 해석모델에서 고려하지 않는다.

(3) 강도

휨균열발생에 따른 전도가 조적벽체에 면외방향 하중 작용시 파괴모드이다. 따라서 조적벽의 공칭인장강도 및 벽체의 지지조건에 따라 면외방향 강도를 산정한다. 재료가 양호한 경우 조적의 공칭인장강도의 기본값은 0.14 MPa이며 표 1.1.5 혹은 표 3.3.9에 의한 경과년수 및 재료상태에 따른 감소계수를 적용하여야 한다. 4면 고정접합을 가정하기 위해서는 현장조사를 통해 조적벽체와 경계면과 이격(gap)이 존재하지 않는 것을 확인하여야 하며, 확인하지 않는 경우 하부면만 접합된 것으로 가정하여야 한다.

(4) 허용기준

식 4.3.27에 의해 산정된 단위면적당의 하중이 벽체에 작용할 경우, 혹은 벽체의 질량중심에 전체 관성력이 작용할 경우 벽체에는 휨균열이 발생하지 않아야 한다. 목표성능수준이 인명안전인 경우 휨균열의 발생이 허용될 수 있으나, 이 경우 정밀한 해석(시간이력해석 등)에 의해 휨균열발생 이후 동적하중에 대한 벽체의 안정성을 확인하여야 한다.

4.3.2.4 철골부재의 강도

철골부재의 강도는 아래에 제시된 사항을 제외하고 건축구조기준(KBC2009)의 7장 강구조의 내용을 따른다. 단, 강도감소계수 ϕ 는 적용하지 아니하며 변형지배거동의 경우 강재의 항복강도 F_y 대신 $F_{ye} = 1.25F_y$ 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $1.20f_{ck}$ 를 사용하여 강도를 산정할 수 있다.

(1) 보

보는 축력이 무시할 만큼 작게 작용하고 있는 부재를 의미한다. 이 때 휨작용은 변위지배거동으로 본다. 보의 평균휨강도는 횡비틀림 좌굴, 플랜지 국부좌굴, 및 웨브의 전단 항복 파괴모드로부터 구한 휨강도와 아래 식 (4.3.28)에 의한 소성휨강도 중에서 가장 작은 값으로 한다.

$$M_e = ZF_{ye} \quad (4.3.28)$$

지진시에도 콘크리트가 박락되지 않을 정도로 철골부재가 콘크리트에 완전히 매립된 경우 국부 좌굴 및 횡비틀림 좌굴 파괴모드는 고려하지 않는다. 순수 철골 보 부재가 주축에 대해 휨거동을 하고 양 축에 대해 대칭이며 콤팩트단면 조건을 만족하면서 $L_b < L_p$ 이면 평균 휨강도는 윗 식으로 산정할 수 있다.

(2) 기둥

기둥은 축력의 영향을 무시할 수 없는 부재를 의미한다. 기둥의 휨강도는 기둥 좌굴, 플랜지 국부 좌굴, 웹 국부좌굴 파괴모드로부터 구한 강도 중 가장 작은 값으로 한다. 기둥의 공칭압축강도 P_{CL} 은 건축구조기준에 의한 공칭강도를 사용한다. 기둥에 인장력이 작용할 경우는 변형지배거동으로 보며 평균인장강도는 기둥 단면적에 평균항복강도를 곱한 값을 사용한다.

(3) 패널존

패널존의 전단거동 및 강접합 접합부는 변형지배거동으로 보고 강도를 산정한다. 패널존의 평균 전단 강도는 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$V_e = 0.55F_{yc}d_c t_p \quad (4.3.29)$$

여기서,

d_c = 기둥 단면의 춤(depth)

t_p = 이중보강판(doubler plate)을 포함한 패널존부분의 두께

(4) 기둥 주각부

기둥 주각부(베이스 플레이트-기초 혹은 파일캡과의 접합부)의 강도는 기둥의 강도, 베이스 플레이트의 강도, 앵커볼트의 강도 중 가장 작은 값으로 본다. 베이스 플레이트의 강도는 용접부 혹은 볼트의 평균(예상)강도, 콘크리트 부분의 평균지압강도, 베이스 플레이트의 평균항복강도 중 작은 값으로 평가한다. 앵커볼트의 강도는 앵커볼트의 전단 혹은 인장파괴, 콘크리트와 볼트사이의 부착, 콘크리트의 파괴를 고려하여 산정한다. 각 파괴모드에 따른 강도는 건축구조기준의 규정을 사용(단 $\phi=1.0$)하거나 그 밖의 절차를 통해 구한다.

4.3.2.5 철골철근콘크리트부재의 강도

철골철근콘크리트부재의 강도산정은 건축구조기준(KBC2009)의 7장 강구조의 내용 중 합성부재에 대한 규정에 따라 산정한다. 평균강도의 산정방법은 철골부재의 경우와 동일한다.

4.3.3 허용기준

4.3.3.1 변형지배거동

변형지배거동을 하는 1차부재와 2차부재의 만족여부는 식 (4.3.30)에 따라서 판정한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (4.3.30)$$

여기서

Q_{UD} = 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 거동

m = 부재의 예상 연성능력을 고려한 계수 (m 계수)

Q_{CE} = 부재의 평균강도

4.3.3.2 하중지배거동

하중지배거동을 하는 1차부재와 2차부재의 만족여부는 식 (4.3.31)에 따라 판정한다.

$$Q_{CN} \geq Q_{UF} \quad (4.3.31)$$

여기서, Q_{UF} = 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 거동

Q_{CN} = 부재의 공칭강도

4.3.4 부재별 m 계수 및 성능수준의 판정

부재의 m 계수는 표 4.3.3 ~ 표 4.3.10과 같다. 이들 표는 변형지배거동에 대한 허용기준이다. 하중지배 거동의 성능수준은 성능기반평가법에서 일반적으로 사용되는 기준 즉, 붕괴방지의 변형한계는 극한값으로, 거주가능과 인명안전의 변형한계는 극한값의 50%와 75%의 값을 사용하여 평가한다.

4.3.4.1 철근콘크리트 부재

1단계 상세평가를 위한 철근콘크리트부재의 부재별 허용기준은 표 4.3.3 ~ 표 4.3.8과 같다.

표 4.3.3 철근콘크리트 보의 m 계수

조건		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 힘에 의해 지배되는 비내진상세의 단면일 경우						
주근의 배근상태	작용전단력의 크기					
0 이하	0.25 이하	2	3	4	3	5
	0.5 이상	1.25	2	3	2	4
0.5 이상	0.25 이하	2	3	3	3	4
	0.5 이상	1.25	2	2	2	3
2) 힘에 의해 지배되며 내진상세의 단면일 경우						
주근의 배근상태	작용전단력의 크기					
0 이하	0.25 이하	3	6	7	6	10
	0.5 이상	2	3	4	3	5
0.5 이상	0.25 이하	2	3	4	3	5
	0.5 이상	2	2	3	2	4
3) 전단에 의해 지배되는 경우						
스터럽 간격이 $d/2$ 이하인 경우		1.25	1.5	1.75	3	4
스터럽 간격이 $d/2$ 초과인 경우		1.25	1.5	1.75	2	3
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우						
스터럽 간격이 $d/2$ 이하인 경우		1.25	1.5	1.75	3	4
스터럽 간격이 $d/2$ 초과인 경우		1.25	1.5	1.75	2	3
5) 보-기둥접합부의 정착파괴가 예상되는 경우						
		2	2	3	3	4

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.

3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 $3/4$ 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.

4. 주근의 배근상태는 $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ 로 평가한다.

5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}}b_wd)$ 로 평가한다.

표 4.3.4 철근콘크리트 기둥의 m 계수

		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우						
축력비	작용전단력의 크기					
0.1 이하	0.25 이하	2	2	3	2	3
	0.5 이상	2	2	2.4	1.6	2.4
0.4 이상	0.25 이하	1.25	1.5	2	1.5	2
	0.5 이상	1.25	1.5	1.75	1	1.6
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우						
축력비	작용전단력의 크기					
0.1 이하	0.25 이하	2	3	4	4	5
	0.5 이상	2	2.4	3.2	3.2	4
0.4 이상	0.25 이하	1.25	2	3	2	3
	0.5 이상	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
3) 전단에 의해 지배되는 경우						
후프 간격이 $d/2$ 이하이거나 축력비가 0.1이하인 경우		-	-	-	2	3
그 밖의 경우		-	-	-	1.5	2
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우						
후프 간격이 $d/2$ 이하인 경우		1.25	1.5	1.75	3	4
후프 간격이 $d/2$ 초과인 경우		-	-	-	2	3
5) 축력이 $0.7P_0$ 를 초과하는 경우						
		-	-	-	1	1

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.

3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 $3/4$ 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.

4. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다.

5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

표 4.3.5 철근콘크리트 전단벽의 m 계수

조건			거주 가능	1차부재		2차부재	
				인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1-i. 휨에 의해 지배되는 경우 : 전단벽 요소							
특수경계요소 의 유무	배근상태와 축력비	작용전단력의 크기					
있음	0.1 이하	0.25 이하	2	4	6	6	8
		0.5 이상	2	3	4	4	6
	0.25 이상	0.25 이하	1.5	3	4	4	6
		0.5 이상	1.25	2	2.5	2.5	4
없음	0.1 이하	0.25 이하	2	2.5	4	4	6
		0.5 이상	1.5	2	2.5	2.5	4
	0.25 이상	0.25 이하	1.25	1.5	2	2	3
		0.5 이상	1.25	1.5	1.75	1.75	2
1-ii. 휨에 의해 지배되는 경우 : 상부의 전단벽을 지지하는 기둥							
내진상세단면인 경우			1	1.5	2	n.a.	n.a.
비내진상세단면인 경우			1	1	1	n.a.	n.a.
1-iii. 휨에 의해 지배되는 경우 : 연결보(coupling beam)							
내진상세단면인 경우		0.25 이하	2	4	6	6	9
		0.5 이상	1.5	3	4	4	7
비내진상세단면인 경우		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
2-i. 전단에 의해 지배되는 경우 : 전단벽 요소							
작용축력이 $0.15A_gf_{ck}$ 이하인 경우			2	2	3	2	3
2-ii. 전단에 의해 지배되는 경우 : 연결보(coupling beam)							
내진상세단면인 경우		0.25 이하	1.5	3	4	4	6
		0.5 이상	1.2	2	2.5	2.5	3.5
비내진상세단면인 경우		0.25 이하	1.5	2.5	3	3	4
		0.5 이상	1.25	1.2	1.5	1.5	2.5

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 배근상태와 축력비는 $\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_{ck}}$ 로, 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한

다.

3. 상부의 전단벽을 지지하는 기둥의 경우 전체 길이에 대해 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/2$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.

4. 전단에 의해 지배되는 전단벽요소에 작용하는 축력이 $0.15A_gf_{ck}$ 이상이거나 요구전단응력이 $0.5\sqrt{f_{ck}}$ 이상일 경우, 혹은 주근의 배치가 비대칭일 경우 하중지배거동으로 본다.

5. 연결보의 경우 전체 길이에서 폐쇄형 스트럽의 간격이 $d/3$ 이하이고 폐쇄형 스트럽에 의한 강도 (V_s)가 요구 전단강도의 $3/4$ 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.

표 4.3.6 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 m 계수

조건		m 계수				
축력비	작용전단력의 크기	거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하지 않는 내부접합부						
0.1 이하	1.2이하	-	-	-	2	3
	1.5이상	-	-	-	2	3
0.4 이상	1.2이하	-	-	-	2	3
	1.5이상	-	-	-	2	3
2) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하지 않는 기타접합부						
0.1 이하	1.2이하	-	-	-	2	3
	1.5이상	-	-	-	2	3
0.4 이상	1.2이하	-	-	-	1.5	2
	1.5이상	-	-	-	1.5	2
3) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하는 내부접합부						
0.1 이하	1.2이하	-	-	-	3	4
	1.5이상	-	-	-	2	3
0.4 이상	1.2이하	-	-	-	3	4
	1.5이상	-	-	-	2	3
4) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하는 기타접합부						
0.1 이하	1.2이하	-	-	-	3	4
	1.5이상	-	-	-	2	3
0.4 이상	1.2이하	-	-	-	3	4
	1.5이상	-	-	-	2	3

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 접합부 내부에서 내진갈고리를 가진 횡보강근 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.

3. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다. P는 접합부위쪽 기둥의 요구축하중이며, A_g 는 접합부의 단면적이다.

4. 작용전단력의 크기는 V/V_n 로 평가한다. V는 요구전단력이고 V_n 은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 공칭전단강도이다.

5. 1차부재인 기둥-보접합부는 하중지배거동으로 간주하므로 m 계수가 적용되지 않는다.

표 4.3.7 조적채움벽의 등가압축가새의 m 계수

조건		목표성능수준별 m 계수		
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	거주가능	인명안전	붕괴방지
0.7미만	0.5	1.0	4.0	n.a.
	1.0	1.0	3.5	n.a.
	2.0	1.0	3.0	n.a.
0.7이상 1.3미만	0.5	1.5	6.0	n.a.
	1.0	1.2	5.2	n.a.
	2.0	1.0	4.5	n.a.
1.3이상	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 강도비는 V_{frame}/V_{inc} 이다.
3. 채움벽의 길이-높이비는 L_{inf}/h_{inf} 이다.

표 4.3.8 조적채움벽을 가진 철근콘크리트기둥의 m 계수

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

1. 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항 중 전단벽의 특수 경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
2. 하중이 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해 검토한다.
3. 선형보간하지 않는다.

[해설]

선형해석에 기반하는 1단계 내진성능 상세평가에서 사용하는 평가용지진하중은 반응수정계수와 중요도계수가 적용되지 않은 실제 크기의 지진이다. 중요도 계수의 경우 시설물의 중요도에 따라 요구되는 성능수준을 다르게 지정하였기 때문에 하중산정단계에서 중요도계수를 또다시 고려할 필요가 없다. 반응수정계수는 재료 및 구조물의 초과강도와 연성도를 고려하기 위해 도입된 계수이지만 본 요령에서 사용하는 상세평가절차에서 초과강도 효과는 이미 재료강도에 포함시켜 계산하였기 때문에 연성효과만을 고려하여 판정하면 된다. 부재별 연성능력은 부재의 상세, 작용하는 부재력의 크기, 그리고 성능수준에 따라 달라진다. 표의 m 계수의 값은 이러한 부재별 조건에 따른 연성능력을 고려하여 제시된 값이다. m-계수는 ASCE41-06의 값을 따랐다.

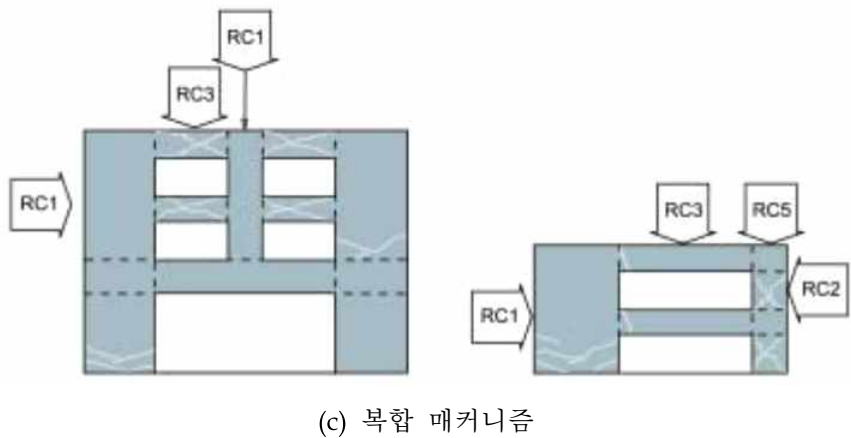
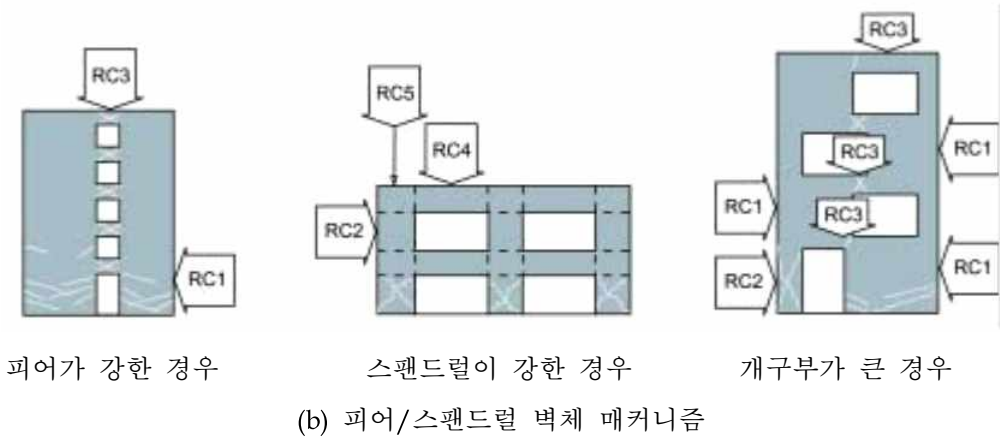
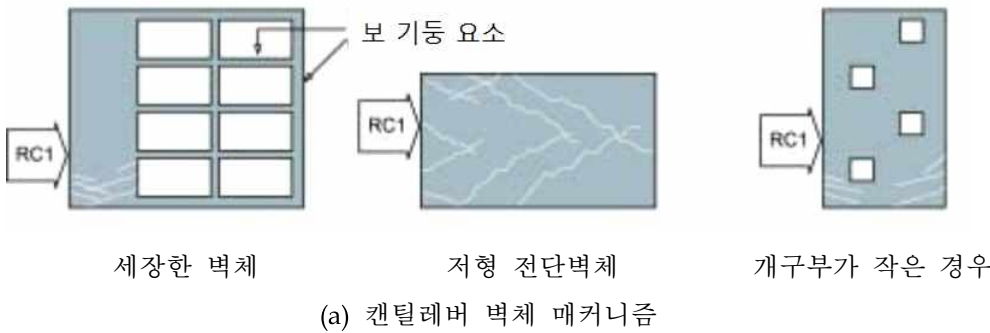
기둥은 일반적으로 2축방향으로 모두 모멘트가 작용한다. 따라서 기둥의 검토에는 다음 식과 같이 양방향에서 작용하는 모멘트를 동시에 고려하여야 한다.

$$DCR = \sqrt{\left(\frac{M_x}{m_x M_{ex}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{m_y M_{ey}}\right)^2}$$

여기서, m_x 와 m_y 는 각각 기둥의 x방향 및 y방향의 m 값이며 기둥의 각방향 평균휨강도인 M_{ex} 와 M_{ey} 를 산정할 때는 축력과 모멘트의 상관관계를 고려하여야 한다.

철근콘크리트 벽체의 m 값은 독립된 전단벽체, 골조-전단벽 시스템내의 전단벽, 불연속 전단벽구조(연결보 및 상부의 전단벽을 지지하는 기둥)등에 적용된다. 전단벽의 개구부가 존재하는 경우에도 개구부가 강도나 비선형거동에 미치는 영향이 크지 않다면 그 전단벽은 개구부가 없는 것으로 간주할 수 있다. 전단벽(또는 벽체 일부)의 형상비(높이/길이)가 3.0 이상이면 세장한 벽체로, 형상비가 1.5 이하이면 짧은 벽체로 간주한다. 세장한 벽체는 일반적으로 휨 지배적인 거동을 하고, 짧은 벽체는 일반적으로 전단 지배적인 거동을 한다. 형상비가 그 사이에 있으면 휨과 전단이 함께 벽체의 거동에 영향을 준다.

벽체에 일정한 패턴으로 개구부가 나 있는 경우, 수직으로 긴 요소를 피어라고 수평으로 긴 요소는 스패드럴이라고 한다. 해설그림 4.3은 여러 형태의 전단벽시스템과 그 지배형태를 나타내며 그림에 나타난 여러 전단벽 요소의 거동에 대한 일반적인 특징은 해석 표 4-1은 각 요소에 정리되어있다.



해설 그림 4.3.2 콘크리트 전단벽 분류

해설 표 4.1 콘크리트 전단벽 요소의 분류 및 특징

분류		특징	명칭
RC1	독립 벽체 또는 상대적으로 강한 벽체 피어	주위의 보나 스패ンド럴 요소보다 강해서 일반적으로 비선형 거동(및 손상)은 휨 소성힌지, 전단파괴 등의 형태로 밑부분에 집중되어 발생됨. 독립된 캔틸레버 벽체도 포함이 분류에 포함됨	일체형 벽체, 또는 수직벽체
RC2	상대적으로 약한 벽체 피어	연결된 스패ンド럴 보다 약함. 상부와 하부에 휨 힌지, 또는 전단파괴 발생	

RC3	상대적으로 약한 스패드럴 또는 연결보	연결된 벽체 피어 보다 약함. 양 단부에 힌지, 전단파괴, 미끄럼 전단파괴 발생	수평 벽체 일부 또는 연결보
RC4	상대적으로 강한 스패드럴	연결된 피어 보다 강하기 때문에 손상을 입어서는 안 됨. 만약 손상을 입는다면 RC3로 재분류해야 함	
RC5	피어-스패드럴 패널존	일반적으로 RC벽체에서 위험하지 않은 구역	벽체 일부

일체형 벽체 및 벽체 일부, 불연속 전단벽을 지지하는 철근콘크리트 기둥, 그리고 연결보에서 고려할 사항은 다음과 같다.

1) 일체형 벽체 및 벽체 일부

전단벽 또는 벽체 일부의 축력이 $0.35P_o$ 보다 크면 지진력을 저항하지 못하는 것으로 간주한다. 수평 및 수직 철근의 간격이 450mm를 초과해서는 안 된다. 수평 및 수직 철근의 비가 0.0025 이하이지만 간격이 450mm 미만인 경우, 작용하는 전단력이 식 (4.3.11)에 의해 계산되는 전단강도를 초과하지 않는다면 벽체를 횡저항 시스템의 일부로 고려할 수 있다.

세장한 벽체는 휨과 전단 변형이 모두 고려된 유효 보-기둥 요소로 모델링할 수 있다. 보-기둥 요소의 휨 강도는 축력-모멘트 상호작용을 고려해 산정되어야 한다. 유효 보-기둥 요소에 보가 연결된 경우 벽체 도심에서부터 벽단부까지의 부분은 강체연결구역(rigid-connection zone)으로 모델링되어야 한다. 비대칭단면인 벽체는 양방향으로 서로 다른 휨강도를 가지는 것으로 모델링한다.

전단벽 및 관련 부재들은 축방향, 휨, 및 전단 강성을 고려하여 모델링해야 한다. 박스, T, L, I, 및 C 자형 단면을 가진 벽체의 인장 또는 압축 플랜지의 유효폭은 정밀한 해석을 수행하지 않는 한 벽체 웹까지의 거리의 $1/2$ 과 벽 전체높이의 25% 중 작은 값으로 한다. 또한 좀 더 보수적인 결과를 얻고자 하는 경우 유효 플랜지 폭을 고려하지 않을 수 있다. 전단벽과 골조요소 사이의 연결부는 강성이 매우 큰 부재 또는 강체로 모델링한다.

2) 불연속 전단벽을 지지하는 철근콘크리트 기둥

불연속 전단벽은 전단벽 건물에서 흔하게 나타난다. 특히 1층이 상업 공간이나 주차장인 경우 많이 사용된다. 불연속 전단벽을 지지하는 철근콘크리트 기둥에는 횡변위가 집중된다. 따라서, 불연속 전단벽을 지지하는 기둥의 해석모델은 축방향 압축, 축방향 인장, 휨, 설계 하중하에서 발생할 수 있는 급격한 저항능력의 손실을 포함하는 전단거동을 고려할 수 있어야 한다. 또한 전단벽과 골조의 기둥을 연결하는 콘크리트 슬래브의 격막 거동도 고려되어야 한다.

3) 철근 콘크리트 연결보

연결보로 연결된 병렬전단벽구조는 서로 떨어져서 독립적으로 거동하는 경우보다 강성과 강도가 크다. 연결보는 일반적으로 경간-깊이비가 작아 큰 전단력이 작용하며 비선형 거동이 집중된다.

과거에는 연결보에 일반적인 보와 동일한 형태로 배근하였으나 최근에는 주철근을 대각선 방향으로 배치한 X형 배근을 사용하여 휨과 전단을 동시에 저항하도록 하고 있다. 실험에 의하면 이러한 연결보의 강도, 강성, 에너지소산 능력이 일반적인 연결보에 비해 매우 좋다. 콘크리트구조설계기준 내진설계특별 고려사항을 만족하는 대각 주철근을 가지는 연결보는 큰 하중이 반복되더라도 안정적인 이력거동을 보인다. 따라서 이러한 연결보는 일반적인 보 요소와 동일한 허용기준을 사용하여 평가할 수 있다.

1단계 상세평가에서 조적채움벽의 효과를 고려하기 위한 등가압축가새는 변형지배부재로 간주한다. 따라서 표 4.3.6과 같이 목표성능수준별 m 계수를 제공하고 있다. 조적채움벽의 경우, 거주가능 성능수준은 조적채움벽에 육안으로 뚜렷이 관찰할 수 있는 균열이 발생했을 때이며, 인명안전 성능수준은 조적채움벽에 심각한 균열이 발생하여 전체 또는 일부가 골조로부터 탈락할 가능성이 높을 때이다. 조적채움벽이 골조로부터 탈락하여 파괴될 경우 건물내의 거주자의 인명안전에 큰 영향을 미치므로 인명 안전을 만족시키지 못하는 것으로 본다. 하지만 조적채움벽의 파괴가 건물의 붕괴로 이어지는 않으므로 붕괴방지의 성능수준판단에는 영향을 주지 않는다. 따라서 다른 구조 부재들과는 다르게 붕괴방지에 대한 m 계수는 제공하지 않고 있다.

4.3.4.2 철골 부재

1단계 상세평가를 위한 철골부재의 부재별 허용기준은 표 4.3.9과 같다.

(1) 보

작용하는 축력이 무시할 수 있을 정도로 작은 경우 보의 휨과 전단거동은 변형지배거동으로 본다.

보 단면의 철골부재가 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 산정할 수 있다. 휨부재의 강도가 횡비틀림강도에 의해 지배되는 경우 부재별 허용기준은 표 4.3.9에 의한 m 계수를 다음 수식을 사용하여 유효 m 계수로 변환하여 판정한다.

$$m_e = C_b \left[m - (m-1) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \quad (4.3.32)$$

L_b = 보의 비지지길이

L_p = 보의 소성한계 비지지길이

L_r = 보의 탄성한계 비지지길이

m = 표 4.3.8에 의한 m 계수

m_e = 유효 m 계수

C_b = 횡좌굴 모멘트 수정계수

(2) 기둥

압축 및 휨 응력을 동시에 받는 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%미만일 경우 휨작용은 변형지배거동으로, 축압축은 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{P_{CM}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (4.3.33)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{2P_{CM}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (4.3.34)$$

기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%이상일 경우 휨작용 및 축압축 모두를 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (4.3.35)$$

기둥에 축인장력만 작용하는 경우는 변형지배거동으로 본다. 축인장력과 휨이 동시에 작용하는 경우 축인장 및 휨작용은 모두 변형지배거동으로 보며 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$\frac{T}{m_t T_{CE}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (4.3.36)$$

여기서,

- P_{UF} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 축압축력부재력
- P_{CL} = 공칭압축강도
- M_x = 변형지배거동시의 하중조합에 의한 x방향 모멘트 부재력
- M_y = 변형지배거동시의 하중조합에 의한 y방향 모멘트 부재력
- M_{CEx} = 기둥의 x축방향 평균모멘트 강도
- M_{CEy} = 기둥의 y축방향 평균모멘트 강도
- m_x = 표 4.3.8에 의한 m 계수(x방향)
- m_y = 표 4.3.8에 의한 m 계수(y방향)
- m_t = 표 4.3.8에 의한 m 계수(순수인장력)
- M_{UFx} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 x방향 모멘트 부재력
- M_{UFy} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 y방향 모멘트 부재력
- M_{CLx} = 기둥의 x축방향 공칭모멘트 강도
- M_{CLy} = 기둥의 y축방향 공칭모멘트 강도
- T = 축 인장 부재력
- T_{CE} = 기둥의 평균축인장 강도 (식 (5-8))

(3) 패널존

패널존은 변형지배거동을 하는 것으로 보고 부재력 및 평균강도를 산정하고 표 4.3.9에서 구한 m 계수를 사용하여 성능수준을 판정한다.

(4) 강접합 보-기둥 접합부

강접합 보-기둥 접합부, 즉 강접합된 보와 기둥이 만나는 면의 거동은 변형지배거동으로 본다. 보-기둥 접합부의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이/폭 비, 보의 웹브와 플랜지의 세장비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 4.3.9에 의한 m 계수를 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정하나 m 계수가 1.0 이하일 필요는 없다.

1) 연속판(continuity plates) 상세

다음 중 하나이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값에 0.8을 곱한다.

$$\textcircled{1} t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

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

$$\textcircled{3} \quad t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ and } t \geq \frac{t_{bf}}{2} \text{인 연속판}$$

2) 패널존(panel zone) 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값에 0.8을 곱한다.다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$$

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

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_y^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right)$$

3) 보 순경간 길이/폭 비

보의 순경간 길이/보의 비율, L/d ,가 10 보다 클 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값에 $1.4 - 0.04(L/d)$ 을 곱한다.

4) 보 플랜지 및 웨브의 세장비

보 플랜지 및 웨브의 세장비가 다음 조건을 모두 만족할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

하지만 보 플랜지 혹은 웨브의 세장비가 다음에 수식의 한계치를 초과할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} , \quad \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 선형보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 세장비에 의한 수정계수값 중 작은 값을 사용한다.

보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 격리되도록 설계한 강접합 보-기둥 접합부는 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 검토한다.

$$Q_{CLc} \geq Q_{CEb}$$

여기서, Q_{CLc} = 접합부의 공칭강도

Q_{CEb} = 보의 평균 휨강도

(5) 기둥 주각부

주각부에서 기둥베이스 플레이트의 항복, 볼트의 항복, 용접부 파괴의 경우 표 4.3.9에서 반강접합 end plate에 대한 예상 한계 상태를 근거로 한 m계수 값을 사용할 수 있다. 콘크리트에 의한 앵커볼트의 파괴모드로 지배되는 기둥 주각부 접합부의 한계상태는 하중지배거동으로 본다.

표 4.3.9 철골부재의 m 계수

부재 및 조건		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강접모멘트골조						
보	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	2	3	3	4
기둥 ① ($P < 0.2P_y$)	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	1.25	2	2	3
기둥 ② ($0.2P_y < P < 0.5 P_y$)	내진콤팩트단면	1.25	$9k_p$	$12k_p$	$15k_p$	$18k_p$
	비콤팩트단면	1.25	1.25	1.5	2	2
기둥 ($P > 0.5P_y$)		하중지배거동				
패널존		1.5	8	11	12	12
전용접 접합부 혹은 웹볼트 플랜지현장용접 접합부		1	4.3-0.0 33d	3.9-0.0 017d	4.3-0.0 019d	5.5-0.0 025d
보플랜지절취형 접합부		2.2-0.0 003d	4.9-0.0 01d	6.2-0.0 012d	6.5-0.0 01d	8.4-0.0 012d
반강접합 모멘트골조						
볼트 혹은 용접부의 인장파괴		1.25	1.5	2	1.5	2
기타		1.5	2	3	2	3
가새골조						
기둥		강접합 모멘트골조의 경우와 동일				
편심가새골조	연결보					
	가새와 기둥	하중지배거동				
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)						
각형 및 원형 강관	내진콤팩트단면	1.25	5	7	5	7
	비콤팩트단면	1.25	2	3	2	3
쌍ㄱ 및 쌍ㄷ 형강	면내좌굴	1.25	6	8	7	9
	면외좌굴	1.25	5	7	6	8
H 및 I형강		1.25	6	8	6	8
콘크리트 충전 강관		1.25	5	7	5	7
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)						
인장-압축가새		1.25	6	8	8	10
인장-비압축 가새		0.6	3	4	4	5
순수인장을 받는 기둥		1.25	3	5	6	7

내진콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우, $d/t \leq 0.53 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t \leq 10345/F_{ye}$

비콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.70 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.35 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우 $d/t > 1.12 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t > 41380/F_{ye}$

사이값은 선형보간한다.

$k_p = 1 - 1.7 P/P_y$ P : 하중지배하중조합에 의한 축력

$b = \frac{b_f}{2}$, b_f : 플랜지 폭, d : 보 깊이

4.3.4.3 조적 부재

1단계 상세평가에서 조적조부재의 허용기준은 표 4.3.10와 같다.

표 4.3.10 조적조부재의 m 계수

거주가능	인명안전	붕괴방지
1.0	1.25	1.5

[해설]

FEMA356에서는 비보강조적조의 m계수를 거주가능, 인명안전, 붕괴방지에 대해 각각 1.0, 3.0, 4.0으로 제시하고 있다. 하지만 국내 비보강조적조의 비선형능력을 명확히 규정하기 힘든 점과 서로 교차하는 조적벽체 사이의 연결 정도의 불확실성을 고려하여 비선형능력을 최소한으로 고려하였다.

4.3.4.4 철골철근콘크리트 부재

철골철근콘크리트 부재의 1단계 상세평가절차는 철골조의 경우와 동일하다.

4.4 성능수준의 결정

전체 구조물의 내진성능판정기준은 지진시 발생하는 층간변위각 및 지진 후 부재의 연직하중저항능력을 기준으로 한다. 연직하중저항능력의 경우, 4.3절의 절차에 따라 개별 부재별로 어떤 성능수준을 만족하는지 검토한 후 어떠한 성능수준 및 그 보다 높은 성능수준을 만족하는 부재가 부담하는 연직하중의 합이 전체 연직하중의 80%이상이면 그 성능수준을 만족하는 것으로 한다. 이때 각 부재의 연직하중 분담비율을 구하기 위한 하중은 지진하중 없이 고정하중과 활하중의 25%를 사용하는 것으로 한다.

표 4.4.1 성능수준의 판정

전체 성능수준	판정기준
거주가능	부재별 성능수준이 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
인명안전	부재별 성능수준이 인명안전, 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
붕괴방지	부재별 성능수준이 붕괴방지, 인명안전, 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
붕괴위험	부재별 성능수준이 붕괴위험인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 붕괴방지 수준을 만족하지 못하는 경우

하지만, 철골가새구조의 경우는 가새의 성능수준을 전체 건물의 성능수준으로 판정하며, 철골골조+철근콘크리트 전단벽구조의 경우 전단벽의 성능수준을 전체 건물의 성능수준으로 판정한다. 또한 목표 성능수준이 붕괴방지일 경우 조적채움벽의 붕괴는 전체 건물의 성능수준판정시 고려하지 않는다.

층간변형각에 따른 성능수준판정기준은 구조시스템별로 표 4.4.2와 같다. 층간변형각의 경우도 각 방향과 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 각 방향에 대하여는 각기 다른 구조시스템을 사용할 수 있다.

표 4.4.2 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC 모멘트골조	1	2	4	0.5	1.0	2
조적채움벽이 있는 RC 모멘트골조	0.7	1.4	2.4	0.35	0.7	1.2
전단지배형 전단벽 시스템	0.25	0.5	1	0.12	0.25	0.5
휨지배형 전단벽 시스템	0.5	1	2	0.25	0.5	1
철골골조	0.7	2.5	5	0.55	2.0	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2	0.4	1.2	1.6
조적조	0.4	0.67	1	0.4	0.67	1

전단벽 시스템중 휨지배형 벽체는 본 요령에서 정의하고 높이/길이비에 따른 세장한 벽체, 전단지배형 벽체는 짧은 벽체에 해당하며, 세장한 벽체와 짧은 벽체사이의 형상비를 가지는 경우 선형보간한다. 또한, 휨지배 부재, 전단지배 부재, 혹은 그 사이의 형상비를 가지는 부재가 혼재되어 있는 경우 가장 작은 층간 변형각 수준을 적용한다.

[해설]

4.1에서 4.3까지의 부재별 성능수준 확인 후 전체적인 구조물의 성능수준은 지진하중을 제외한 연직하중 작용시 붕괴방지이상의 성능수준 즉 거주가능, 인명안전, 혹은 붕괴방지를 만족하는 부재가 부담하는 연직하중이 전체연직하중의 80%이상이면 붕괴방지를 만족하며, 80% 미만이면 붕괴방지의 불만족 즉 붕괴위험으로 판단한다. 거주가능 및 인명안전의 경우에도 이와 유사하게 평가한다. 부재별 연직하중 분담능력은 수직부재의 경우 축하중, 수평부재의 경우 양단 전단력의 크기를 기준으로 한다. 따라서 고정하중과 활하중의 25%에 해당하는 연직하중이 작용할 때 층별로 각 수직부재에 작용하는 축하중과 수평부재의 양단에 작용하는 전단력의 합 중 부재별로 부담하는 비율이 그 부재의 연직하중 분담능력이 된다.

이처럼 전체 성능수준을 모든 부재별 성능수준 중 가장 불리한 수준으로 하지 않고 연직하중 부담비율상 20%까지 초과하는 것을 허용한 것은 중요도가 낮은 부재가 전체 성능수준을 좌우하는 결과를 막기 위해서이다. 하지만 상세평가에서는 전체 구조물의 성능수준의 판정보다는 개별부재의 성능수준 확인이 보다 중요하므로, 평가결과 목표성능수준을 만족하지 못하는 부재, 특히 붕괴위험 수준인 부재는 반드시 보고서에 명기하고 향후 보강대책을 세울 필요가 있다.

연직하중저항능력에 따라 전체 구조물의 성능수준을 판정하는 방법은 지진 후 구조물의 붕괴에 대한 저항능력을 근거로 성능수준을 판정한다는 면에서 합리적이다. 하지만 이 방법은 전단벽 혹은 가새 등과 같이 대부분의 횡하중을 분담하여 지진하중에 대한 저항능력을 결정하는 부재가 연직하중을 분담하지 않는 경우에, 그 부재의 성능수준이 구조시스템의 성능수준에 영향을 주지 않

는 결과를 가져올 수 있다. 따라서 철골가새구조와 철골골조+철근콘크리트 전단벽구조의 경우 대부분의 횡력을 부담하지만 연직하중지지비율은 낮은 가새 및 전단벽의 성능수준을 전체 건물의 성능수준으로 판정하도록 하였다.

조적채움벽의 경우, 거주가능 성능수준은 조적채움벽에 육안으로 뚜렷이 관찰할 수 있는 균열이 발생했을 때이며, 인명안전 성능수준은 조적채움벽에 심각한 균열이 발생하여 전체 또는 일부가 골조로부터 탈락할 가능성이 높을 때이다. 조적채움벽이 골조로부터 탈락하여 파괴될 경우 건물 내의 거주자의 인명안전에 큰 영향을 미치므로 인명안전을 만족시키지 못하는 것으로 본다. 하지만 조적채움벽의 파괴가 건물의 붕괴로 이어지지는 않으므로 붕괴방지의 성능수준판단에는 영향을 주지 않는다.

일반적으로 횡하중의 형태를 갖는 지진하중에 대한 구조적 피해는 수직부재의 변형에 의해 평가하게 되며, 각각에 대응되는 층간변위각을 건축물의 손상도 기준으로 이용할 수 있다. 일반적으로 비슷한 규모의 건물이라도 구조시스템별로 매우 다른 변형 능력을 가지는 것으로 알려져 있다. 예를 들어 저층 전단벽 및 가새 등과 같이 강성이 매우 강한 부재를 가진 경우와 일반적인 골조시스템의 변형능력은 큰 차이를 보이며, 그리고 철골과 콘크리트 등 재료에 따라서도 변형능력에 차이가 있다. 또한 일반적으로 내진설계된 건물은 횡보강등의 요구조건에 따라 부재별 연성능력이 크므로 더 큰 변형능력을 보유하고 있다고 볼 수 있다. 따라서 이상의 요인들을 고려하여 내진설계여부 및 구조시스템별로 성능수준별 변형각을 제시하였다.

본 요령에서는 1)FEMA356, 2)KBC2013, 3)일본의 실험결과에 기반하여 작성된 전단지배 및 휨지배형 철근콘크리트 부재의 변형각에 따른 손상도 수준(시설안전공단 내진성능 평가 및 향상요령 1단계 연구결과보고서중 이강석의 연구결과), 4) 내진설계되지 않은 실물 RC골조구조물의 횡방향 가력실험결과(노후공동주택 리모델링 연구단, 2010) 5) 채움벽을 가지는 RC골조구조물 시험체 실험결과(최호, 2009)의 연구결과, 6)조적조 건축물에 대한 국내외 연구결과를 바탕으로 각 내진성능 수준별 허용 층간변형각의 크기를 결정하였다.

구조시스템별 층간변형각의 기본적인 산정 기준은 다음과 같다.

- (1) 내진설계된 구조물의 경우 기본적으로 FEMA356에서 제시하고 있는 값을 기준으로 하여 설정한다.
- (2) 전단벽시스템은 휨지배형 부재와 전단지배형 부재를 구분하고, 휨지배형 부재는 FEMA356기준을 따르나 전단지배형 전단벽은 휨지배형 전단벽보다 매우 작은 변형도에서 붕괴된다는 연구결과를 참조하여, 휨지배형 전단벽의 허용층간 변형각의 50% 수준으로 설정한다.
- (3) 내진설계되지 않은 RC 구조물의 경우, 본 요령에서 제시하고 있는 기둥의 소성힌지모델에서 허용소성변형도가 0.2%에서 0.6%로 매우 작은 값이라는 점과, 국내 실물크기 3층 RC 골조구조물에 대한 실험결과 약 2%의 변형에서 완전 파괴되는 것을 고려하여, FEMA356의 RC골조의 값의 50% 수준으로 설정한다. 이 경우 붕괴방지를 판단하는 허용층간변형각은 2% 수준이 되며 실물실험결과와 거의 유사하게 된다.
- (4) 채움벽을 가지는 RC 골조의 경우, RC 골조구조물과 비교할 때 강성과 강도가 증가하나, 작은 변형도에서 파괴된다는 연구결과를 반영하여, RC 골조의 70% 수준으로 설정한다.

- (5) 내진설계되지 않은 철골구조물의 경우, HAZUS에서 내진설계된 구조물의 80%수준으로 허용 층간변형각을 설정하는 것을 근거로, 내진설계된 경우의 80%수준으로 설정한다.
- (6) 비보강조적조 건축물의 경우, 한국시설안전공단 “건축물 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침” 내용 중 건축물의 수평 및 수직기술기에 대한 상태평가등급 기준에서 제시하고 있는 층간변형각을 적용한다.

제5장 2단계 내진성능 상세평가

5.1 일반사항

기존건축물에 대한 2단계 내진성능 상세평가는 비선형해석방법을 사용하여 대상 건축물의 내진성능을 정확히 평가하고 평가기준 지진에 의하여 발생할 수 있는 피해의 정도를 최대한 정밀히 예측하는데 그 목적이 있다. 해석방법으로는 일반적으로 푸시오버해석이라고 알려진 기법, 즉 개별 부재의 재료비선형 거동특성을 정의한 후 횡변위를 점차적으로 증가시키면서 부재의 강도와 비선형변형의 관계를 구하는 기법을 사용한다.

비선형정적 푸시오버해석 결과는 일반적으로 밀면전단력과 최상층횡변위로 나타낸다.

Pushover 곡선으로 나타내는 횡변위의 기준점(control node)은 최상층의 질량중심점으로 한다.

비선형정적 푸시오버해석에 사용될 구조해석모델은 이 장에 제시된 방법을 따라서 구축한다.

구조해석모델에 포함되는 구조요소는 1차부재와 2차부재로 분류하여 모델링하고 부재 평가시 이에 따라 제시된 허용기준과의 비교를 통해 성능수준을 판정한다.

5.1.1 적용대상건물의 범위

푸시오버해석시 사용되는 횡하중의 분포는 구조물의 1차모드가 지배적이라는 가정으로부터 구한 밀면전단력의 수직분포를 사용한다. 따라서 비선형정적 푸시오버해석은 기본적으로 고차모드의 영향이 크지 않은 건물에 사용할 수 있다. 고유치해석에 의한 구조물의 기본주기가 1초 이상으로 유연한 구조물인 경우 고차모드의 영향을 고려하여야 한다.

5.1.2 자료조사

2단계 상세평가를 수행하기 위해서는 다음과 같은 자료가 반드시 요구된다.

- ① 구조평면도 및 입면도
- ② 해당지역의 지반정보
- ③ 조적채움벽의 위치 및 치수

위의 자료가 없을 경우 적절한 방법을 통해 평가를 위해 요구되는 부재단면에 관한 정보를 확보하여야 한다. 설계도서가 있더라도 재료강도의 정확한 평가를 위해서는 재료시험을 실시할 수 있다.

5.2 해석방법

5.2.1 해석모델

해석을 위해서는 두 직교하는 축에 해당하는 평면프레임모델을 사용하거나 3차원 모델을 사용할 수 있다. 평면프레임을 사용하기 위해서는 비틀림효과가 없어야 한다. 비틀림효과의 유무는 3.1.1의 H-1 비틀림 비정형의 판단기준을 통해 판정한다.

5.2.2 횡하중의 수직분포

횡하중의 수직분포는 구조물의 층질량분포와 1차모드의 모드형상으로부터 구한다. 해석시 연직하중도 포함한다. 해석시 사용하는 횡하중의 수직분포는 다음에 제시된 3종류의 횡하중 수직분포 중의 최소 하나와 각 층의 질량에 비례하는 등분포 횡하중의 두 개 이상의 횡하중 패턴을 사용하여 각각 평가한다.

(1) 의사지진력의 수직분포식에 횡하중 패턴

식 (5.2.1)에 따른 횡하중분포이다. 이때, 1차모드의 모드참여비율이 75%이상이어야 한다.

$$F_x = C_{vx} V \quad (5.2.1)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (5.2.2)$$

여기서,

V : 의사지진력 (상세 1단계 평가에서 산정된 값)

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

w_i, w_x : i 층, x 층의 유효지진하중(seismic weight)

h_i, h_x : 밑면으로부터 i 층, x 층까지의 높이

(2) 1차모드의 모드형상과 비례하도록 하는 경우

이 때, 1차모드의 모드참여비율은 75%이상이어야 한다.

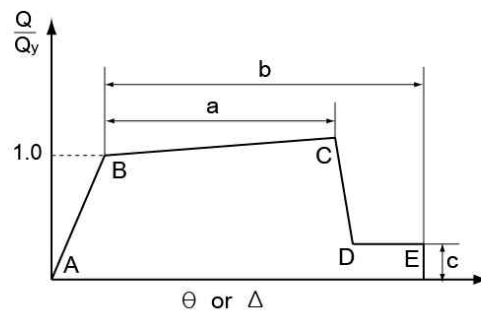
(3) 해당하는 설계지진스펙트럼과 응답스펙트럼법을 사용하여 구한 층전단력분포.

이를 위해 사용된 응답스펙트럼법에서는 고려된 모드질량이 구조물 전체질량의 90%이상 되도록 충분한 수의 모드가 고려되어야 한다. 건물의 기본진동주기가 1초 이상일 경우 이와 같은 방법으로 횡하중패턴을 구하여야 한다.

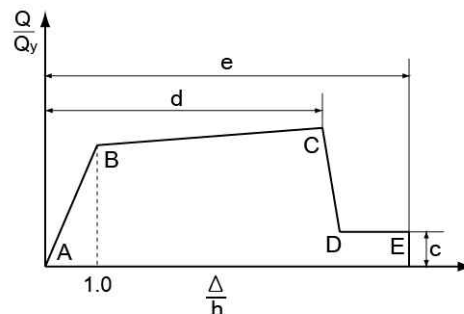
5.2.3 구조요소의 모델링

부재별 비선형 거동 특성의 모델링, 즉 소성힌지의 특성은 각 구조시스템 및 부재의 조건에 따라 제시된 표를 따른다. 부재의 비선형거동특성은 그림 5.2.1과 같이 보통 4개의 직선으로 모델링 되며 부재에 따라 변형량의 절대치가 규정된 경우(그림 5.2.1의 (a))와 각 지점의 위치를 항복하중 혹은 항복변위의 비율로 나타내는 경우(그림 5.2.1의 (b))가 있다.

부재의 종류별 모델링 파라미터는 5.3.2 부재별 모델링 파라미터, 허용기준 및 성능등급의 판정'에 제시되어 있다.



(a) 변형량



(b) 변형비

그림 5.2.1 소성힌지 특성 모델

5.2.3.1 철근 콘크리트부재의 항복강도 및 항복회전각

철근콘크리트부재의 소성힌지 특성은 그림 5.2.1과 같이 정의한다. 여기서 탄성부분의 강성은 4.2.7.1의 부재별 유효강성을 고려하여 산정하여야 하며 C점의 강도는 4.3.2.1 및 4.3.2.2의 강도규정에 의한 강도로 본다. 또한 B점의 강도는 실험이나 해석에 의해 증명되지 않은 경우 C점의 90%이상으로 한다.

5.2.3.2 철골부재의 항복강도 및 항복회전각

철골부재의 소성힌지 특성은 그림 5.2.1과 같이 정의한다. 여기서 탄성부분의 강성은 4.3.2.4절의 선형 해석시 부재강성에 관한 기술에 따른다. 보 및 기둥 부재의 변형경화 구간 강성은 탄성구간의 3%로

하되, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다. 패널존의 경우 변형경화 구간의 강성은 탄성구간의 6%로 하되, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다.

부재별 항복회전각은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보 : } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (5.2.3)$$

$$\text{기둥 : } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5.2.4)$$

부재별 항복강도는 평균재료강도를 사용하여 구한 값으로 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보 : } Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5.2.5)$$

$$\text{기둥 : } Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (5.2.6)$$

$$\text{패널존 : } V_e = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (5.2.7)$$

여기서,

E = 탄성계수

F_{ye} = 재료의 평균항복강도

I_b, I_c = 보 및 기둥의 단면 2차 모멘트

l_b, l_c = 보 및 기둥의 길이

M_{CE} = 평균휨강도

P = 비선형 정적해석의 경우 성능점(혹은 목표변위)에서 부재에 작용하는 축하중, 선형해석의 경우 하중지배거동시 하중조합에 의한 축하중

P_{ye} = 부재의 평균 축하복강도 = $A_g F_{ye}$

Q_{CE} = 부재 평균강도

Z = 소성단면계수

이다.

회전각 θ 및 항복회전각은 그림 5.2.2와 같이 정의된다.

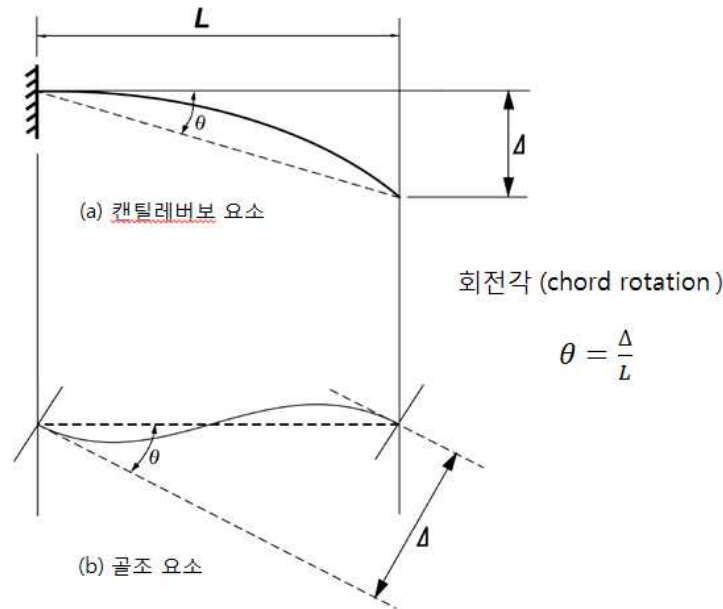


그림 5.2.2 회전각의 정의

5.3 평가절차

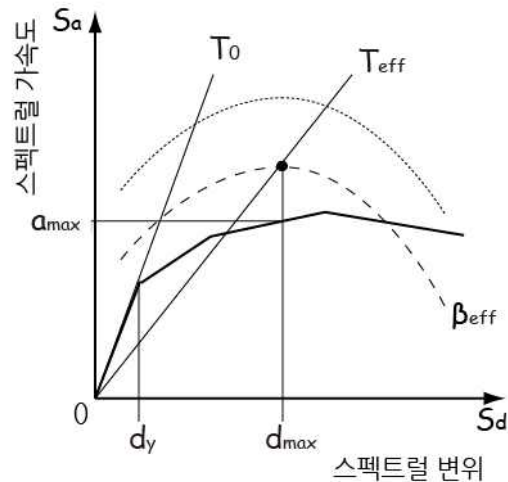
5.3.1 성능점의 산정

성능점의 산정에는 역량스펙트럼법과 변위계수법을 사용할 수 있다.

[해설]

역량스펙트럼법

역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, 이하 CSM)은 건축물의 횡하중에 대한 저항능력을 비선형 정적해석을 통해 구조물에서의 밀면전단력과 최상층 변위 곡선의 관계를 산정하고 이를 스펙트럼 가속도와 스펙트럼 변위 형태의 스펙트럼으로 나타낸다. 그리고 지진의 요구내력을 나타내는 요구스펙트럼도 역시 스펙트럼 가속도와 스펙트럼 변위 형태로 나타낸다. 이 두 곡선을 하나의 좌표계로 표현함으로써 요구내력과 구조물의 저항력을 효과적으로 비교할 수 있는 방법이다. 능력스펙트럼과 요구스펙트럼 곡선의 교차점은 주어진 지진에 대한 구조물의 응답을 의미하나 요구스펙트럼이 탄성응답스펙트럼에 기초한 값이므로 구조물이 비선형 거동을 할 경우 비선형 효과에 따른 요구스펙트럼의 감소를 고려해야 한다. 즉, 역량스펙트럼법은 실제건물의 비선형거동(최대변위)을 유효주기 T_{eff} 와 유효감쇠비 β_{eff} 를 가진 “등가의” 단자유도계 선형구조물의 응답으로부터 구하는 것이다.(그림 5.3.1)



해설 그림 5.3.1 역량스펙트럼법 (FEMA 440)

역량스펙트럼법의 절차는 다음과 같다.

1. 역량스펙트럼의 산정
2. 요구스펙트럼의 산정
3. 성능점의 예측

초기에 사용되는 요구스펙트럼은 5%의 감쇠비를 가지는 선형탄성 설계응답스펙트럼이므로 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 개선제한한 FEMA 440의 방법을 사용할 수 있다.

변위계수법

변위계수법에서는 지진동을 받는 단자유도모델의 응답에 관한 기존 자료들의 통계치에 근거한 경험적인 수식을 사용하여 지진하중을 받는 구조물의 최상층의 최대변위를 예측한다. 따라서 변위계수법에서는 비선형 정적해석 후에 구조물의 밀면전단력과 최상층 변위 관계를 스펙트럼 형식으로 변화시키지 않고 비탄성변위를 반복 계산 없이 직접적으로 구할 수 있다는 것이 역량스펙트럼법과의 차이점이다. 변위계수법에서 산정되는 목표변위(target displacement)는 역량스펙트럼법에서의 성능점(performance point)과 같은 의미를 가진다. 목표변위를 산정하는 순서는 다음과 같다.

1. 역량곡선의 이선형화

비선형 정적해석에 의해서 산정된 밀면 전단력과 최상층 변위 관계를 이선형(bilinear) 형태로 이상화시킨다. 탄성구간 이후의 강성(K_s), 유효강성(K_e), 초기강성(K_i)을 산정한 후에 이상화된 이선형 곡선에서 구조물의 항복변위를 평가한다. K_e 와 K_s 의 교차점이 항복강도(V_y)로 정의되며 항복강도의 60% 지점에서 유효강성(K_e)이 결정된다. 이 과정은 다소의 시행착오(trial and error)를 거쳐야 한다.

2. 유효주기의 산정

유효주기는 탄성해석모델에서 고유치해석으로 구한 기본주기와 역랑곡선의 이선형화를 통해 구한 유효강성으로부터 다음과 같이 산정한다.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5.3.1)$$

여기서

T_e : 유효 기본주기

3. 목표변위의 산정

목표변위는 다음 식으로 계산한다.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5.3.2)$$

식 (5.3.2)에 사용되는 여러 계수들은 단자유도와 다자유도시스템에서 최대변위의 차이, 탄성변위와 비탄성변위의 차이, 강도저하 및 강성저하의 효과 등을 고려한 계수이다. 이러한 계수는 FEMA 273 혹은 FEMA 356에 제시되어 있으며 이 방법의 부정확성을 개선한 FEMA 440의 방법(한국시설안전공단의 기존 건축물 내진성능평가 활성화를 위한 연구 최종보고서 참조)을 사용할 수도 있다.

5.3.2 부재별 모델링파라미터, 허용기준 및 성능수준의 판정

부재의 모델링파라미터 및 허용기준은 표 5.3.1 ~ 표 5.3.7과 같다. 이들 표는 변형지배거동에 대한 허용기준이다. 하중지배 거동의 성능수준은 성능기반평가법에서 일반적으로 사용되는 기준 즉, 붕괴방지의 변형한계는 극한값으로, 거주가능과 인명안전의 변형한계는 극한값의 50%와 75%의 값을 사용하여 평가한다.

5.3.2.1 철근콘크리트 부재

철근콘크리트부재의 모델링파라미터 및 허용기준은 표 5.3.1 ~ 표 5.3.6과 같다.

표 5.3.1 철근콘크리트 보의 모델링파라미터 및 허용기준

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
						인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
a	b	c							
1) 힘에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
0.5 이상	0.25 이하	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
	0.5 이상	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
2) 힘에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
주근의 배근상태	작용전단력의 크기								
0 이하	0.25 이하	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
	0.5 이상	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
0.5 이상	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
	0.5 이상	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
스터럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스터럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
스터럽 간격이 d/2 이하인 경우		0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
스터럽 간격이 d/2 초과인 경우		0.003	0.01	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
5) 보-기둥접합부의 정착파괴가 예상되는 경우									
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.

3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 d/3 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.4. 주근의 배근상태는 $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ 로 평가한다.5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

표 5.3.2 철근콘크리트 기둥의 모델링파라미터 및 허용기준

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
						인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
a	b	c							
1) 힘에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
	0.1 이하	0.25 이하	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01
	0.5 이상	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
0.4 이상	0.25 이하	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
	0.5 이상	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
2) 힘에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우									
축력비	작용전단력의 크기								
	0.1 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02
	0.5 이상	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
0.4 이상	0.25 이하	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
	0.5 이상	0.012	0.02	0.1	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
3) 전단에 의해 지배되는 경우									
모든 경우		-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우									
후프 간격이 d/2 이하인 경우		0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
후프 간격이 d/2 초과인 경우		0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
5) 축력이 0.7P ₀ 를 초과하는 경우									
모든 경우		0	0	0	0	0	0	0	0

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.

3. 소성힌지 영역에서 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 $3/4$ 이상이면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.4. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다.5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

표 5.3.3 철근콘크리트 전단벽의 모델링파라미터 및 허용기준

조건			모델링파라미터			허용기준				
1-i. 횡에 의해 지배되는 경우 : 전단벽 요소										
특수경계 요소의 유무	배근상태 와 축력비	작용 전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재 (rad.)		2차부재 (rad.)	
			a	b			c	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전
있음	0.1 이하	0.25 이하	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
		0.5 이상	0.01	0.015	0.4	0.004	0.008	0.01	0.01	0.015
	0.25 이상	0.25 이하	0.009	0.012	0.6	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
		0.5 이상	0.005	0.01	0.3	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.01
없음	0.1 이하	0.25 이하	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
		0.5 이상	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006	0.006	0.01
	0.25 이상	0.25 이하	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
		0.5 이상	0.002	0.004	0.2	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
1-ii. 횡에 의해 지배되는 경우 : 상부의 전단벽을 지지하는 기둥										
내진상세단면인 경우			0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01	n.a.	n.a.
비내진상세단면인 경우			0	0	0	0	0	0	n.a.	n.a.
1-iii. 횡에 의해 지배되는 경우 : 연결보(coupling beam)										
내진상세단면인 경우		0.25 이하	0.025	0.05	0.75	0.01	0.02	0.025	0.025	0.05
		0.5 이상	0.02	0.04	0.5	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
비내진상세단면인 경우		0.25 이하	0.02	0.035	0.5	0.006	0.012	0.02	0.02	0.035
		0.5 이상	0.01	0.025	0.25	0.005	0.008	0.01	0.01	0.025
대각선배근		N.A.	0.03	0.05	0.8	0.006	0.018	0.03	0.03	0.05
2-i. 전단에 의해 지배되는 경우 : 전단벽 요소										
	작용 전단력의 크기	전체 횡변형각(%) 혹은 전체회전각 (rad.)			잔류 강도비	거주 가능	1차부재 (% 또는 rad.)		2차부재 (% 또는 rad.)	
			d	e			c	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전
작용축력이 $0.15A_gf_{ck}$ 이하인 경우			0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5
2-ii. 전단에 의해 지배되는 경우 : 연결보(coupling beam)										
내진상세단면인 경우		0.25 이하	0.002	0.03	0.6	0.006	0.015	0.02	0.02	0.03
		0.5 이상	0.016	0.024	0.3	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
비내진상세단면인 경우		0.25 이하	0.012	0.025	0.4	0.006	0.008	0.01	0.01	0.02
		0.5 이상	0.008	0.014	0.2	0.004	0.006	0.007	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, 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} t_w l_w)$ 로 평가한다.

3. 상부의 전단벽을 지지하는 기둥의 경우 전체 길이에 대해 내진갈고리를 가진 횡보강근의 간격이 d/2 이하이고 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.

4. 전단에 의해 지배되는 전단벽요소에 작용하는 축력이 $0.15A_g f_{ck}$ 이상일 경우 하중지배거동으로 본다.

5. 연결보의 경우 전체 길이에서 폐쇄형 스트럽의 간격이 d/3 이하이고 폐쇄형 스트럽에 의한 강도 (V_s)가 요구전단강도의 3/4 이상이면 내진상세단면으로 판단한다.

표 5.3.4 철근콘크리트 기둥-보 접합부의 모델링파라미터 및 허용기준

축력비	작용전단력의 크기	모델링 파라미터			허용기준 (소성전단회전각, rad.)				
		소성전단회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
		a	b			c	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전
1) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하지 않는 내부접합부									
0.1 이하	1.2이하	0.005	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
	1.5이상	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
0.4 이상	1.2이하	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
	1.5이상	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
2) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하지 않는 기타접합부									
0.1 이하	1.2이하	0.005	0.01	0.2	0	0	0	0.0075	0.01
	1.5이상	0.005	0.01	0.2	0	0	0	0.0075	0.01
0.4 이상	1.2이하	0	0		0	0	0	0.005	0.0075
	1.5이상	0	0		0	0	0	0.005	0.0075
3) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하는 내부접합부									
0.1 이하	1.2이하	0.015	0.03	0.2	0	0	0	0.02	0.03
	1.5이상	0.015	0.03	0.2	0	0	0	0.015	0.02
0.4 이상	1.2이하	0.015	0.025	0.2	0	0	0	0.015	0.025
	1.5이상	0.015	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
4) 접합부 횡보강근이 내진상세를 만족하는 기타접합부									
0.1 이하	1.2이하	0.01	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
	1.5이상	0.01	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
0.4 이상	1.2이하	0.01	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
	1.5이상	0.01	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015

1. 사이값은 선형보간한다.

2. 접합부 내부에서 내진갈고리를 가진 횡보강근 간격이 $d/3$ 이하일 경우 내진상세단면으로, 그 밖의 경우는 비내진상세단면으로 본다.

3. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다. P는 접합부위쪽 기둥의 요구축하중이며, A_g 는 접합부의 단면적이다.

4. 작용전단력의 크기는 V/V_n 로 평가한다. V는 요구전단력이고 V_n 은 4.3.2.1의 (4)에 따라 계산한 접합부의 공칭전단강도이다.

5. 1차부재인 기둥-보접합부는 하중지배거동으로 간주하므로 허용기준이 모두 0이다.

표 5.3.5 조적채움벽의 등가대각압축가새의 모델링파라미터 및 허용기준

조건		모델링 파라미터			허용기준 (층간변형각, %)	
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	층간변형각 (%)		잔류강도비	인명안전	붕괴방지
		d	e	c		
0.7미만	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.
0.7이상 1.3미만	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.
1.3이상	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 강도비는 V_{frame}/V_{inc} 이다.
3. 채움벽의 길이-높이비는 L_{inf}/h_{inf} 이다.

표 5.3.6 조적채움벽을 가진 철근콘크리트기둥의 모델링파라미터 및 허용기준

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

1. 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 KBC2009 0520 내진설계시 특별고려사항 중 전단벽의 특수 경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
2. 하중이 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해 검토한다.
3. 기둥이 인장부재로 작용하고 주근이음부가 있을 경우 기둥의 모델링 파라미터와 허용기준은 이음부 파괴를 고려하여 설정한다. 일반적으로 붕괴방지수준은 강도저하가 시작되는 지점으로, 또한 인명안전수준은 붕괴방지수준의 3/4로 설정한다.
4. 선형보간하지 않는다.

5.3.2.2 철골 부재

철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준은 표 5.3.7와 같다. 보 부재의 휨 거동은 변위지배거동으로 본다. 표 5.3.7의 θ_y 는 5.3.2.1절에 제시된 방법을 따라 산정한다. 기둥 부재의 압축 거동은 하중지배거동으로 보며 공칭압축강도 P_{CL} 은 4.3.2.4절을 따른다. 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%미만일 경우 휨작용은 변형지배거동으로, 축압축은 하중지배거동으로 보고 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다. 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%이상일 경우 휨작용 및 축압축 모두를 하중지배거동으로 보고 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

강접합 보-기둥 접합부, 즉 강접합된 보와 기둥이 만나는 면의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이/폭 비, 보의 웹과 플랜지의 세장비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 5.3.7에 의한 허용기준을 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정한다.

(1) 연속판(continuity plates) 상세

다음 중 하나이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$\textcircled{1} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

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

$$\textcircled{3} \quad t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ and } t \geq t_{bf} \text{인 연속판}$$

(2) 패널존(panel zone) 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$$

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

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_y^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right)$$

(3) 보 순경간 길이/폭 비

보의 순경간 길이/보의 비율, L/d 가 8 미만일 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 $0.5(8 - L/d)/3$ 을 곱한다.

(4) 보 플랜지 및 웹의 세장비

보 플랜지 및 웨브의 세장비가 다음 조건을 모두 만족할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

하지만 보 플랜지 혹은 웨브의 세장비가 다음 수식 중 하나라도 아래 식에 해당하면 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 선형보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 세장비에 의한 수정계수 값 중 작은 값을 사용한다.

보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 격리되도록 설계한 강접합 보-기둥 접합부는 하중지배거동으로 보고 보-기둥 접합부의 공칭강도가 보의 평균휨강도보다 크를 확인해야한다.

표 5.3.7 철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
						인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강접모멘트골조요소									
보	내진콤팩트단면	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
	비콤팩트단면	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
기둥 ① (P<0.2P _y)	내진콤팩트단면	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
	비콤팩트단면	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
기둥 ② (0.2P _y <P<0.5P _y)	내진콤팩트단면	11k _p 0 _y	17k _p 0 _y	0.2	0.250 _y	8k _p 0 _y	11k _p 0 _y	14k _p 0 _y	17k _p 0 _y
	비콤팩트단면	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	0.50 _y	0.80 _y	1.20 _y	1.20 _y
기둥 (P > 0.5P _y)		하중지배거동							
패널존		120 _y	120 _y	1.0	10 _y	80 _y	110 _y	120 _y	120 _y
전용접 접합부 혹은 웹볼트 플랜지현상용접 접합부		0.051- 0.0000 51d	0.043- 0.0000 24d	0.2	0.0128 -0.000 012d	0.0337 -0.000 036d	0.0284 -0.000 016d	0.0323 -0.000 018d	0.043- 0.0000 24d
보플랜지절취형 접합부		0.050- 0.0000 12d	0.070- 0.0000 12d	0.2	0.0125 -0.000 004d	0.0380 -0.000 008d	0.050- 0.0000 12d	0.0525 -0.000 008d	0.070- 0.0000 12d
반강접합 모멘트골조									
볼트 혹은 용접부의 인장파괴		0.012	0.018	0.8	0.003	0.008	0.010	0.008	0.010
기타		0.018	0.024	0.2	0.008	0.010	0.015	0.010	0.015
가새골조									
기둥		강접합 모멘트골조의 경우와 동일							
편심가새골조	연결보	하중지배거동							
	가새와 기둥								
		소성변형		잔류 강도비	소성변형				
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)									
각형 강관	내진콤팩트단면	0.5Δ _C	7Δ _C	0.4	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
	비콤팩트단면	0.5Δ _C	3Δ _C	0.2	0.25Δ _C	1Δ _C	2Δ _C	2Δ _C	3Δ _C
원형 강관	내진콤팩트단면	0.5Δ _C	9Δ _C	0.4	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	5Δ _C	8Δ _C
	비콤팩트단면	0.5Δ _C	3Δ _C	0.2	0.25Δ _C	1Δ _C	2Δ _C	2Δ _C	3Δ _C
쌍꺾 및 쌍꺾 형강	면내좌굴	0.5Δ _C	9Δ _C	0.2	0.25Δ _C	5Δ _C	7Δ _C	7Δ _C	8Δ _C
	면외좌굴	0.5Δ _C	8Δ _C	0.2	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
H 및 I형강		0.5Δ _C	8Δ _C	0.2	0.25Δ _C	5Δ _C	7Δ _C	7Δ _C	8Δ _C
콘크리트 충전 강관		0.5Δ _C	7Δ _C	0.2	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)									
인장-압축가새		11Δ _T	14Δ _T	0.8	0.25Δ _T	7Δ _T	9Δ _T	11Δ _T	13Δ _T
순수인장력을 받는 기둥		5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.25Δ _T	3Δ _T	5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T

내진콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우, $d/t \leq 0.53 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t \leq 10345/F_{ye}$

비콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.70 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.35 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우 $d/t > 1.12 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t > 41380/F_{ye}$

사이값은 선형보간한다. P : 성능점에서의 축력

$k_p = 1 - 1.7 P/P_y$ Δ_C : 평균좌굴강도에서의 축변형량 Δ_T : 평균인장항복강도에서의 축변형량

$b = b_f/2$, b_f : 플랜지 폭, d : 보 깊이

5.3.2.3 철골철근콘크리트 부재

철골철근콘크리트 부재의 모델링파라미터 및 허용기준은 철골조와 동일하다.

5.4 성능수준의 결정

2단계 상세평가에서 구조물전체의 성능수준 판정은 1단계 상세평가의 구조물전체 성능수준의 판정결과와 동일하다.

(하늘색간지)

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령 (예제집)

2013. 12.



국 토 해 양 부
Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs

한 국 시 설 안 전 공 단

제 1장 철근콘크리트조 평가 예제

1.1 개요

1.1.1 내진평가의 공통사항

- 성능기반의 평가

시설안전공단의 내진성능평가요령은 외국의 내진공학분야에서 활발히 적용이 이루어지고 있는 성능기반평가개념을 도입하였다는 점이 가장 큰 특징이다. 성능기반평가는 평가 기준지진에 의한 요구량(Demand)과 구조물의 역량 (Capacity)의 비교를 통해 성능수준을 판정하는 것으로, 부재별 적합성을 판단할 때 구조물의 비선형능력을 고려하는 방법이 설계기준과 다르다. 설계기준의 경우 구조형식별로 구조물 전체적인 비선형능력을 가정하여 지진하중을 반응수정계수만큼 저감하고 저감된 지진하중을 지지할 수 있도록 부재설계가 이루어진다. 하지만, 실제로는 취성부재는 비선형거동을 할 수 없다는 점을 고려하면 이는 불합리하다고 볼 수 있다. 따라서, 성능기반평가법에서는 저감되지 않은 실제 지진하중에 대해 반응을 구한 후 부재별 비선형능력에 따라 적합성을 판정한다. 즉, 연성거동인 휨거동의 경우 비선형 능력이 있으므로 1단계 상세평가의 경우 반응수정계수로 저감되지 않은 지진력작용시 계산된 휨모멘트를 부재의 조건 및 성능수준에 따른 수정계수(m 계수)로 나누고 이 값이 부재의 평균휨모멘트강도를 넘지 않으면 그 성능수준을 만족하는 것으로 본다. 하지만 취성거동인 전단이나 축력의 경우는 비선형 거동을 기대할 수 없으므로 전단강도 혹은 축강도가 그 부재로 전달되는 전단력 혹은 축력 보다 커야 그 성능수준을 만족하는 것으로 본다. 또한 존재하는 구조물의 재료특성은 현장시험을 통해 비교적 정확한 값을 구할 수 있으므로 부재강도 산정시 설계기준과 달리 재료의 불확실성에 대한 여유도 즉 감도감소계수를 고려하지 않으며, 예상 재료강도의 하한치인 공칭강도(평균값-표준편차)대신 평균강도를 사용하는 것을 기본으로 한다. 하지만 취성거동의 경우는 일부부재의 파괴가 다른 부재의 파괴로 이어질 수 있으므로 재료의 공칭강도를 사용하여 부재의 강도를 산정한다.

또한 구조요소는 아니지만 구조적 거동에 큰 영향을 주는 요소(조적채움벽 등)을 확인하고 평가시 이들 부재가 인접한 구조요소에 미치는 영향을 반드시 고려하도록 하였다. 이는 허리벽이 없을 경우 연성거동인 휨항복이 예상되는 기둥이 인접한 허리벽으로 인해 기둥의 순높이가 짧아져 취성파괴될 수 있기 때문이다.

- 평가기준지진 및 목표성능수준의 설정

요령의 평가기준지진은 KBC2009와 동일하게 2400년 재현주기의 2/3수준에 해당하는 지진으로 설정하고 지진구역별 유효지반가속도와 지반증폭계수에 의해 구한 설계스펙트럼가속도를 사용하여 내진평가를 수행하도록 하였다. 이때, 예비평가용 지진하중은 주기 산정없이 KBC2009의 단주기 설계스펙트럼가속도 S_{DS} 를 사용하고, 상세평가용 지진하중은 주기 산정후 KBC2009의 설계스펙트럼가속도 사용하도록 하였다.

목표성능수준은 평가기준지진작용시 KBC2009에 건축물의 규모 및 용도별로 정의된 내진등급에 따라 설정하였다. 즉, 내진 특등급건물, 내진 1등급건물, 내진 2등급 건물은 평가기준지진 작용시 각각 즉시거주, 인명안전, 붕괴방지를 목표성능수준으로 설정하였다.

<표> 목표성능수준

KBC2009의 내진등급	목표성능수준
내진 특등급	즉시거주(IO)
내진 1등급	인명안전(LS)
내진 2등급	붕괴방지(CP)

미국의 경우 신축건축물의 중요도별로 BSE-1의 지진(최대고려지진의 2/3 혹은 500년 재현주기 지진중 작은 값)과 BSE-2의 지진(최대고려지진, 약 2400년 재현주기 하중에 해당)에 대하여 다음과 같은 성능수준을 만족하는 것을 목표로 하고 있으며 한국의 내진설계기준도 이와 유사하다.

<표> 미국 내진설계규준의 중요도 별 기대성능수준

중요도	BSE-1	BSE-2
중요도(특)	즉시거주(IO)	인명안전(LS)
중요도(1)	중요도(특)과 중요도(2)의 성능수준의 중간수준	중요도(특)과 중요도(2)의 성능수준의 중간수준
중요도(2)	인명안전(LS)	붕괴방지(CP)
중요도(3)	인명안전(LS)	붕괴방지(CP)

또한 ASCE 41-06(FEMA 356)의 경우 기본적으로 요구되는 성능수준은 중요도에 상관 없이 BSE-2 지진에 대해 붕괴방지, BSE-1 지진에 대해 인명안전이며 ASCE 31-03(FEMA 310)의 경우 BSE-1 지진에 대해 인명안전이며 중요도가 높은 건축물의 경우 추가적으로 즉시거주를 요구하고 있다. 따라서 요령의 요구성능수준은 위의 표에서 BSE-1 지진에 대한 요구성능수준과 유사하나 내진 2등급 건축물의 경우 요구성능수준을 인명안전에서 붕괴방지로 완화시킨 것이다.

구조물의 성능수준은 구조물의 역량(Capacity)와 요구량(Demand)의 비교를 통해 판정하게 되는데 구체적인 방법은 예비평가의 경우 DCR, 상세평가의 경우 연직하중지지능력의 기준으로 판정하며 구체적인 방법은 각 단계 평가법 요약에서 소개한다. 내진평가의 결과는 기존 요령에서 사용되었던 A-E 단계의 내진성능등급부호를 삭제하고, 평가기준지진작용시 구조물의 성능수준을 판정결과로 산출하도록 하였다.

- 재료강도의 평가방법

과거에 건설되어진 소규모 건물의 경우 설계도서조차 없는 경우가 많다. 요령에서는 이처럼 설계도서가 없을 경우에도 간편하게 예비평가를 수행할 수 있도록 건설연도별 재료의 기본값을 다음과 같이 제안하였다. 참고로 미국과 일본의 내진평가절차에서도 예비평가에 해당하는 1단계평가 혹은 1차평가지 사용될 수 있는 재료강도의 기본값을 제공하고 있다.

<표> 건설연도별 재료의 기본값

	1970년 이전		1971-1988년 이전		1988-2000		2001년 이후	
	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값	하한값	평균값
콘크리트 강도 (f_{ck} , MPa)	13	15	15	18	18	21	21	24
주근의 항복강도 (f_y , MPa)	240	300	240	300	240	300	300	375
강재의 항복강도 (F_y , MPa)	235	294	235	294	235	294	235	294

위의 건설연도별 재료의 기본값 중 1971년~2000년까지의 자료는 "국내실정에 맞는 취성

파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법개발(한국시설안전공단, 2008)“에 수록되어 있는 국내 중·저층 철근콘크리트를 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.

위에서 언급한 바와 같이 성능기반평가법에서는 연성부재의 강도는 공칭강도가 아닌 평균강도를 사용한다. 설계도서에 명기된 설계기준강도는 재료의 하한(Lower-bound)값이므로 평균강도는 각 재료별로 설계기준강도에 다음 표에 따른 계수를 곱하여 구하도록 하였다.

<표> 설계기준강도로부터 평균강도를 구하기 위한 재료별 보정계수

재료 특성	계 수
콘크리트 압축강도	1.20
철근의 인장 및 항복강도	1.25
강재 연결재의 항복강도	1.50
철골 부재의 항복강도	1.25

FEMA 356에서도 위의 표와 유사한 형태로 공칭강도로부터 평균강도를 얻기 위한 보정계수를 제시하고 있다. 단, FEMA 356에서는 콘크리트 설계기준압축강도로부터 평균강도를 추정하기 위한 계수로 1.50을 제시하고 있으나, 품질관리가 철저하지 못하였던 예전의 국내 기존 콘크리트 건축물 시공실태를 반영하여 보수적인 평가를 위해 1.20을 사용하도록 하였다. 하지만, 실제 부재의 평균강도 산정시(예를 들어 휨강도산정시)에는 표의 값에 따른 재료강도를 사용할 수도 있고, 간편하게 공칭강도를 사용하여 구한 값에 1.25를 곱한 값을 사용할 수 있도록 하였다.

기존 요령의 경우 구조물의 노후도를 독립된 평가항목으로 두고 점수를 구해 다른 항목의 점수와 합산하였으나 개정안의 경우 노후도는 재료강도평가지 고려하도록 하였다. 즉, 설계도서상의 설계기준강도를 사용할 경우 아래 표와 같이 경과년수에 따른 감소계수와 재료상태에 따른 감소계수를 곱하여 사용하도록 하였다. 표에서 재료의 상태는 현장조사를 통해 구조요소에 발생한 균열발생, 변형, 화재이력, 마무리정도에 따라 엔지니어의 판단에 의해 결정하도록 하였다. 예를 들어 30년 경과된 양호상태의 콘크리트의 경우 압축강도는 $0.8(\text{경과년수에 따른 계수}) \times 1.0(\text{재료상태에 따른 계수})$ 이므로 설계기준강도의

80%를 사용한다. 건설연도별 재료의 기본값을 사용할 경우 콘크리트 압축강도의 경과년수에 따른 재료강도의 감소는 이미 고려되어 있으므로 추가적으로 적용하지 않는다.

<표> 경과년수 및 재료상태에 의한 재료강도의 감소계수

구분		콘크리트 압축강도
경과 년수	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

1.1.2 예비평가법의 주요 사항

- 강도 중심의 평가

기존 요령의 예비평가법은 강도, 강성, 형상, 노후도 등의 여러 항목의 평가점수의 합으로 이루어져 있었으나 개선안에서는 그중 가장 중요한 항목인 강도에 예상연성능력을 곱한 값을 사용하여 평가하도록 하였다. 즉, 건물의 역량(Capacity)는 각층의 연직부재가 가지는 전단강도의 합에 예상연성능력을 곱한 값과 평가기준지진에 의해 발생하는 층전단력(Demand)의 비율인 DCR값으로부터 건물의 성능등급을 추정하도록 하였다. 예비평가에서 DCR에 의한 판정기준은 다음과 같이 설정하였는데 다음에 소개되는 방법에 따라 각 층별로 층전단력과 역량을 산정한 후 그 비인 DCR값으로부터 다음 표에 따라 층별 성능수준을 판별하고 그중 가장 불리한 값을 그 건물의 성능수준으로 판정하도록 하였다.

<표> 예비평가의 성능수준 판정기준

성능수준	성능수준의 판정기준
즉시거주(IO)	$DCR < 0.5$
인명안전(LS)	$0.5 < DCR < 0.75$
붕괴방지(CP)	$0.75 < DCR < 1.0$
붕괴	$1.0 < DCR$

- 층전단력의 산정

층전단력은 중저층 건축물의 경우 대부분 주기가 1.0초 이하이므로 예비성능평가 단계에서는 주기산정없이 가장 큰 값인 단주기설계스펙트럴가속도(S_{DS})를 사용하도록 하였다. 따라서 예비평가에서 사용할 지진의 스펙트럴가속도는 지반종류 및 지진구역에 따라 다음 표와 같으며 이 값에 가정된 층질량 (단위바닥면적당 10 kN/m^2)을 곱하여 층지진하중을 산정한다.

<표> 평가기준 지진의 단주기설계스펙트럴가속도(S_{DS})

지반종류	지역구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

즉, 구조형식에 관계없이 층별 Demand는 다음과 같이 산정한다.

$$Demand = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$$

여기서, S_{DS} 는 위의 표에 따른 스펙트럴가속도, W_i : 위쪽 층까지 포함한 i층의 중량, 단위면적당의 중량과 바닥면적의 곱으로 구한다. γ_i 는 층전단력분포계수로써

$$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell} / \sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell} \text{로 구하고 } h_{\ell} \text{는 밑면으로부터 } \ell \text{층까지 높이이다.}$$

- 층역량의 산정

예비평가에서 건물의 역량(Capacity)은 구조종별 전단저항능력에 연성능력을 곱하여 산정하는데 전단저항능력은 다시 연직부재의 단위면적당 전단강도에 부재의 단면적을 곱하여 구한다. 하지만 휨지배형부재와 전단지배형 부재가 동시에 존재하는 건물(주로 철근콘크리트조 건물)의 경우 모든 연직부재의 최대내력이 동일한 변형각에서 발현되지 않는다. 즉, 전단지배인 연직부재의 경우 작은 변형각에서 최대내력에 도달한 후 취성파괴되어 내

이러한 개념을 그림으로 나타내면 위와 같다. 전단벽과 같이 강도는 높지만 낮은 변형각에서 최대강도를 나타내고 이후 취성적인 거동특성을 가지는 부재와 골조와 같이 최대능력을 발휘하는 변형각이 상대적으로 큰 부재가 혼재하고 있을 경우, 수평변위가 증가하면, ①점에서 취성부재가 파괴하고 강도가 저하하고, 수평변위가 더욱 증가하면 수평력은 다시 증가하여 ②점에서 연성부재도 파괴한다. 보통의 건물에서는 ①점에서 취성부재가 파괴해도, 한번에 내력이 저하하는 경우는 적고, 그림에서 점선처럼 서서히 내력이 저하하여 ①점에서 ③점으로 향하여 거동하게 된다. 따라서, 예비평가지 ①의 강도를 전단지배형부재의 내력 C_s 으로 ②점의 강도를 $0.7C_s + C_f$ 으로 ③점의 경우 연성거동을 하므로 $D_\mu C_f$ 으로 저항력을 산정한다.

- 연도별, 부재종류별 평균전단강도

간편하고 효율적인 예비평가를 위해 위에서 언급한 건물의 건설연도에 따른 기본재료 강도의 값을 사용하여 연직부재의 종류별로 단위면적당의 평균전단강도를 제시하였다. 연직부재는 기둥의 경우 순높이/폭에 따라 휨기둥, 일반기둥, 단주로 구분하여 평균전단강도를 건설연도별로 다음 표와 같이 제시하였으며 전단벽의 경우 기둥과의 결합여부에 따라 1.0~3.0MPa의 평균전단강도를 사용하도록 하였다. 조적끼움벽에 의해 기둥의 일부가 구속을 받을 경우 기둥의 파괴모드가 달라질 수 있으므로 구속을 받는 부분을 제외하고 기둥의 순높이를 산정한다.

<표> 기둥의 단면적당 평균전단강도

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 $2.0 < h_o/D < 6.0$	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

위의 평균전단강도는 중저층에 많이 사용되는 단면과 배근을 가정하고 앞에서 제시한 건설연도별 재료의 기본값을 사용하여 기둥의 순높이/폭별로 산정된 휨강도/순높이, 전단강도중 작은 값이다. 이때, 전단지배형부재의 내력은 재료강도의 하한값을 사용하고, 휨지

배형부재의 내력은 재료강도의 평균값을 사용되었다. 하지만, 설계도서가 있을 경우에는 직접 부재의 평균재료강도를 사용한 휨강도, 공칭재료강도를 사용한 전단강도를 산정하여 평균전단강도를 산정할 수도 있다.

예비평가의 경우 그 절차를 평가시트의 형태로 만들어 평가시트를 채워나가면 결과를 얻을 수 있도록 하였다.

- 비정형 건물은 제외

예비평가절차는 건물의 모든 연직부재가 균등이 하중을 지지한다는 가정하에 모든 연직부재의 하중지지능력을 합산하고 있다. 따라서 비틀림과 같은 비정형성이 있을 경우는 적용할 수 없다. 따라서 요령에서는 비정형성이 없는 건물만을 예비평가의 대상으로 하고 비정형성이 있는 건물을 바로 상세평가를 수행하도록 하고 있다. 비정형성의 판단은 KBC2009의 내용을 준용하되 구조해석이 필요한 비틀림, 강성 비정형 등의 항목은 부재면적만으로 계산할 수 있도록 수정하였다.

1.1.3 상세평가법의 요약

- 성능기반평가법

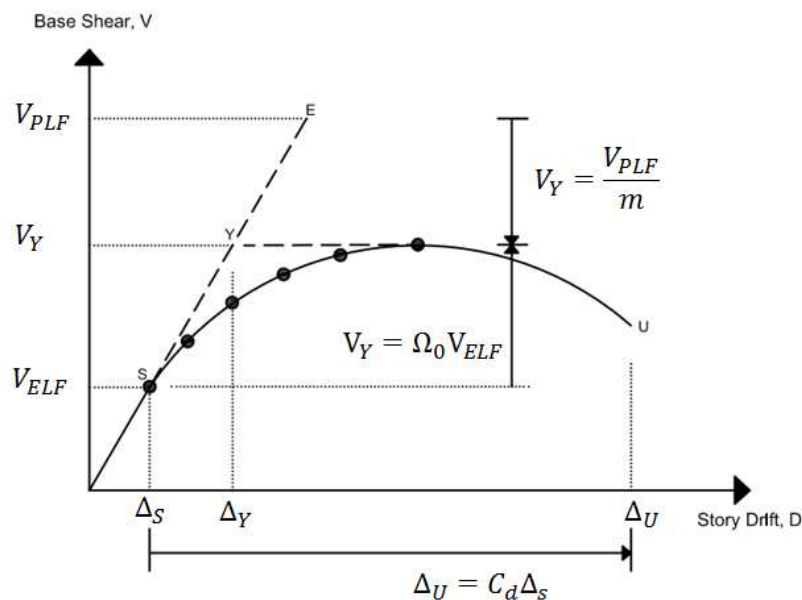
상세 1차 평가법과 상세 2차 평가법에서는 기존 구조물에 실제지진이 작용할 경우를 최대한 근사하게 모델링하여 성능수준을 판정하는 성능기반평가를 바탕으로 하여 이를 위한 구조해석 및 모델링의 가이드라인을 제시하였다. 성능평가를 위한 구조해석이 설계를 위한 구조해석과 다른 점은 Demand 산정시(즉, 지진하중 산정시) 구조물 전체의 비선형능력의 가정치에 기초한 반응수정계수를 사용하지 않고, 하중의 불확실성을 고려하기 위한 하중계수를 사용하지 않으며, Capacity의 산정시에도 부재 및 재료강도의 불확실성을 고려하기 위한 강도저감계수와 공칭강도를 사용하지 않는다는 점이다. 이는 성능평가의 경우 구체적인 대상이 존재하므로 재료시험 및 구조물의 상태조사를 통해 불확실성을 제거할 수 있기 때문이다.

구조물의 비선형능력은 반응수정계수를 사용하여 전체적으로 고려하지 않는 대신 부재별로 검토한다. 즉, 연성거동을 하는 변형지배거동의 경우 평균강도를, 취성거동인 하중지배거동의 경우 공칭강도를 사용하며 검토시 하중조합방법 및 허용치가 다르다. 또한 구조설계시에는 고려되지 않으나 구조물의 전체적인 거동에 큰 영향을 주는 채움벽등의 비구조체를 구조해석시 반드시 고려하도록 하였으며 이와 관련된 모델링 기법과 판정기법을 제시하였다.

- 의사횡력

선형정적절차에서 건물은 선형 탄성 강성을 사용하여 모델링하며 설계 지진력은 의사횡력 혹은 의사지진력의 개념을 통해 산정한다. 의사지진력은 비선형거동을 통해 발생하는 최대 비탄성변위와 같은 크기의 탄성변위를 나타내는 지진하중을 의미한다. 따라서, 건축구조설계기준에 규정된 등가정적해석법에서의 밀면전단력 산정식과 비교하면 건물의 비탄성변형을 고려하여 부재력을 감소시키는 계수인 반응수정계수와 건물의 중요도에 따라 설정된 중요도계수가 사용되지 않았음을 알 수 있다. 또한 주기가 짧은 저층구조물의 경우 실제 비탄성변위는 반응수정계수와 중요도계수가 사용되지 않은 지진하중작용시의 탄성변위에 비해 크게 나타나는 경향이 있으므로 이를 고려하기 위해 수정계수가 사용된다.

만약 건물이 설계지진 작용시 선형탄성적으로 거동한다면 의사지진력 및 선형절차에 의해 산정된 부재력은 설계지진에 대한 부재력과 동일할 것이다. 만약 지진발생 시 일반적인 경우와 같이 건물이 비탄성적 거동을 한다면 그림에서 보듯이 의사지진력 및 선형절차에 의해 산정된 부재력은 선형과 비선형변형모두를 포함하므로 실제 부재력 (즉, 부재 항복시의 부재력)을 초과할 것이다. 따라서 부재별로 의사지진력에 의한 부재력의 적정성은 부재의 연성능력을 고려한 m -계수를 사용하여 검토한다. 선형정적절차는 실제 건물의 비선형 거동을 대략적으로 나타내며, 하중 재분배나 다른 비선형 효과를 무시한 것이다. 그림에서 V_{PLF} 는 의사지진력(pseudo lateral force), V_{ELF} 는 등가지진력(equivalent lateral force)를 나타내며, R , CD , Ω_0 는 각각 설계기준에서 사용되고 있는 반응수정계수, 변위증폭계수, 시스템 초과강도계수를 나타낸다.



<그림> 등가횡력과 의사횡력 개념의 비교

건물 수평방향의 의사횡력은 다음 식에 의해 산정된다.

$$V = CS_a W$$

여기서, C = 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 계수, S_a = 고려하는 방향의 건물 기본주기에 해당하는 설계응답스펙트럼가속도값, W = 고정하중과 활하중의 25%의 합, C 는 비선형 거동을 하는 주기가 짧은 건물에서 최대비탄성변위와 등가의 선형탄성변위의 차이를 보정하기 위한 계수로서 일정 주기이상의 건물과 취성부재의 검토시에 적용하지 않는다.

<표> 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수 C

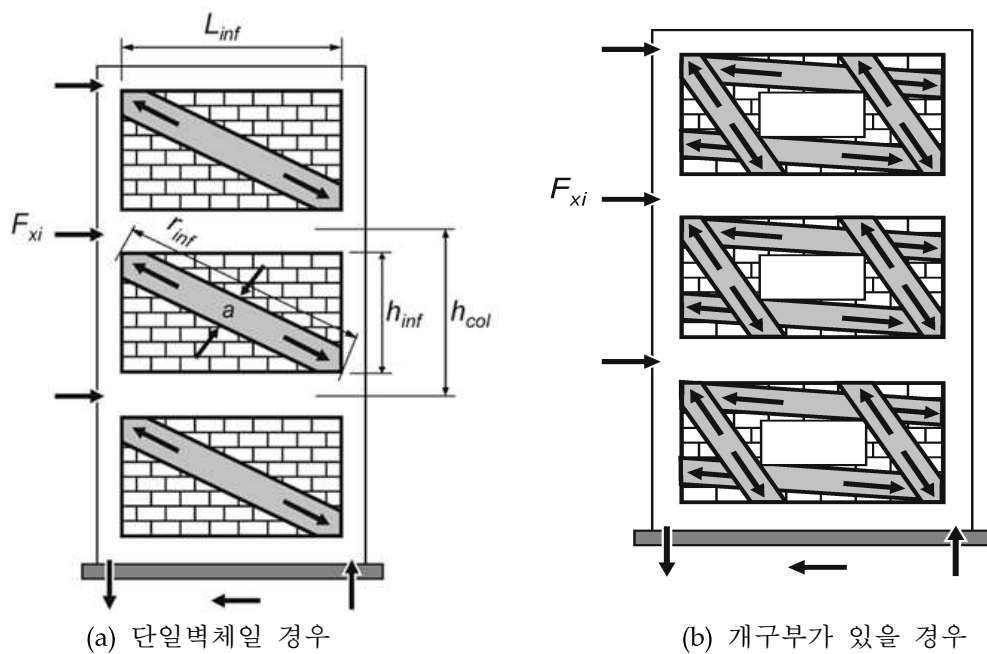
건물의 형식	층수			
	1	2	3	4층이상
모멘트 골조	1.3	1.1	1.0	1.0
전단벽 구조, 가새골조	1.4	1.2	1.1	1.0
조적조	1.0	1.0	1.0	1.0

- 유효강성

모델링시 사용할 유효강성의 기준을 제시하였다. FEMA에서 제시된 철근콘크리트조 부재에서 균열의 영향을 고려한 유효강성을 사용토록 하였으며 조적채움벽의 경우도 등가 대각압축가새로 모델링할때의 유효강성을 제시하였다.

<표> RC 부재의 유효강성

	휨강성	전단강성	축강성
보	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_W$	-
기둥 (축력비가 0.5이상)	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_W$	$E_c A_g$
기둥(축력비가 0.3이하)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_W$	$E_c A_g$
벽 (균열이 없는 경우)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_W$	$E_c A_g$
벽 (균열이 있는 경우)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_W$	$E_c A_g$



<그림> 조적채움벽의 모델링

- 부재 및 거동의 분류

해석모델에 포함된 모든 부재는 횡하중저항의 기여도에 따라 1차부재, 2차부재로 분류하여 요구성능을 달리한다. 1차부재는 횡력저항시스템에 속해 있으며 지진력을 저항할 수 있는 부재이고, 2차부재는 연직하중을 지지하는 부재로서 지진력에 의해 유발되는 연직하중을 지지하지 못하는 부재이다. 당연히 1차부재의 요구성능이 높게 규정되어 있다. 또한 거동의 종류에 따라 작용하변형지배거동과 하중지배거동으로 분류하여 강도의 산정방법 및 하중조합, 허용기준이 서로 다르다.

<표> 변형지배거동과 하중지배거동의 구분

	변형지배	하중지배
모멘트 골조의 - 보 - 기둥 - 접합부	휨 휨 -	전단력 축력, 전단력 전단력
전단벽	휨, 전단력	축력
가새골조의 - 가새 - 보 - 기둥 - 전단연결재	축력 - - 전단력	- 축력 축력 축력, 휨
접합부	축력, 전단력, 휨	축력, 전단력, 휨

- 하중조합 및 허용기준

변형지배거동인지 혹은 하중지배거동에 따라 중력하중과 지진하중의 하중조합방법이 다르다. 중력하중은 다음 식과 같은 두 종류의 하중조합을 사용한다.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

$$Q_G = 0.9Q_D$$

여기서 Q_D = 고정하중, Q_L = 설계활하중의 25% 혹은 계측된 활하중, Q_S = 유효 설하중이다.

변형지배거동의 부재력 혹은 변형(Q_{UD}) 및 만족여부는 다음 식에 따라 판정한다.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E$$

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m}$$

여기서, Q_{UD} = 변형지배거동의 조합하중에 의한 부재력 및 변형, Q_G , Q_E 는 중력하중 및

지진하중에 의한 부재력 혹은 변형, Q_{CE} 는 부재의 평균강도, m 은 부재의 종류 및 조건, 성능수준에 따른 m 계수로서 철근콘크리트조 기둥의 경우의 예를 들면 다음 표와 같다.

<표> 철근콘크리트 기둥의 m 계수

		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
1) 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우						
축력비	작용전단력의 크기					
0.1 이하	0.25 이하	2	2	3	2	3
	0.5 이상	2	2	2.4	1.6	2.4
0.4 이상	0.25 이하	1.25	1.5	2	1.5	2
	0.5 이상	1.25	1.5	1.75	1	1.6
2) 휨에 의해 지배되는 내진상세 단면일 경우						
축력비	작용전단력의 크기					
0.1 이하	0.25 이하	2	3	4	4	5
	0.5 이상	2	2.4	3.2	3.2	4
0.4 이상	0.25 이하	1.25	2	3	2	3
	0.5 이상	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
3) 전단에 의해 지배되는 경우						
후프 간격이 $d/2$ 이하이거나 축력비가 0.1이하인 경우		-	-	-	2	3
그 밖의 경우		-	-	-	1.5	2
4) 정착 혹은 철근이음의 파괴가 예상되는 경우						
후프 간격이 $d/2$ 이하인 경우		1.25	1.5	1.75	3	4
후프 간격이 $d/2$ 초과인 경우		-	-	-	2	3
5) 축력이 $0.7P_0$ 를 초과하는경우						
		-	-	-	1	1

1. 사이값은 선형보간한다.
2. 1) ~ 5)중 복수의 상황에 해당하는 경우 가장 불리한 값을 사용한다.
3. 소성힌지 영역에서 횡보강근의 간격이 $d/3$ 이하이면 내진상세단면으로 판단한다. 부재가 중간 및 높은 수준의 연성 요구량을 가질 때는 횡보강근에 의한 강도 (V_s)가 적어도 설계 전단력의 $3/4$ 이라면 내진상세단면으로 판단한다. 그 외에는 비내진상세단면으로 판단한다.
4. 축력비는 $P/A_g f_{ck}$ 로 평가한다.
5. 작용전단력의 크기는 $V/(\sqrt{f_{ck}} b_w d)$ 로 평가한다.

하중지배거동의 부재력 및 변형(Q_{UF}) 및 만족여부는 다음 식에 따라 판정한다.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C J}$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C}$$

$$Q_{CN} \geq Q_{UF}$$

여기서, Q_{UF} = 하중지배거동의 조합하중에 의한 부재력 및 변형, Q_{CN} = 부재의 공칭강도이고 C는 의사횡력산정시 최대비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 계수, J는 하중전달 감소계수이다. J는 고려하는 부재의 하중이 횡하중저항시스템내의 부재로부터 전달될 때 그 횡하중저항시스템 부재의 항복에 의해 전달되는 하중이 감소되는 효과를 나타낸다. 중진지역은 2.0, 약진지역은 1.5로 하며 IO수준의 검토를 위해서는 1.5로 본다. 하중을 전달하는 횡하중저항시스템내의 부재가 항복하지 않을 경우 1.0으로 본다.

- 성능수준의 결정

전체 구조물의 내진성능판정기준은 지진시 발생하는 층간변위각 및 지진 후 부재의 연직하중저항능력을 기준으로 한다. 연직하중저항능력의 경우 개별 부재별로 어떤 성능수준을 만족하는지 검토한 후 어떠한 성능수준 및 그 보다 높은 성능수준을 만족하는 부재가 부담하는 연직하중의 합이 전체 연직하중의 80%이상이면 그 성능수준을 만족하는 것으로 한다. 이때 각 부재의 연직하중 분담비율을 구하기 위한 하중은 지진하중 없이 고정하중과 활하중의 25%를 사용하는 것으로 한다.

<표> 성능수준의 판정

전체 성능수준	판정기준
거주가능	부재별 성능수준이 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
인명안전	부재별 성능수준이 인명안전, 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
붕괴방지	부재별 성능수준이 붕괴방지, 인명안전, 거주가능인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 80%이상
붕괴위험	부재별 성능수준이 붕괴위험인 부재가 부담하는 연직하중 분담율이 붕괴방지 수준을 만족하지 못하는 경우

층간변형각에 따른 성능수준판정기준은 구조시스템별로 다음 표와 같다. 층간변형각의 경우도 각 방향과 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 각 방향에 대하여는 각기 다른 구조시스템을 사용할 수 있다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC 모멘트골조	1	2	4	0.5	1.0	2
조적채움벽이 있는 RC 모멘트골조	0.7	1.4	2.4	0.35	0.7	1.2
전단지배형 전단벽 시스템	0.25	0.5	1	0.12	0.25	0.5
휨지배형 전단벽 시스템	0.5	1	2	0.25	0.5	1
철골골조	0.7	2.5	5	0.55	2.0	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2	0.4	1.2	1.6
조적조	0.4	0.67	1	0.4	0.67	1

1.2 예제건물

예제 건물은 연면적은 약 $1330m^2$ 인 지상2층 철근 콘크리트조 건물로서 1층의 층고는 4.5m, 2층의 층고는 3.7m이다. 건설연도는 1990년이며 지진구역 2, 지반조건 S_E 에 위치하는 것으로 가정하였다. 건축구조기준상 용도에 따른 중요도 계수는 1.0, 즉 내진 2등급에 해당하는 건물이므로 내진성능평가지 목표성능수준은 붕괴방지이다.

이 건물의 콘크리트 강도는 현장 측정을 통해 24.3 MPa로 나타나 이 값을 평균강도 f_{ce} 로 사용하였다. 따라서, 콘크리트의 공칭강도 f_{ck} 는 f_{ce} 에서 1.2를 나눈 20.25 MPa로 산정하였다. 철근의 경우 재료시험은 수행하지 않았으나 설계도면에 공칭강도 300 MPa로 나타나 있어 이를 근거로 공칭강도에 1.25를 곱한 375MPa를 평균강도로 사용하였다. 공칭강도와 평균강도는 각각 하중지배와 변형지배거동에 적용된다.

예제 건물의 평면도는 그림 1.2.1에서 1.2.2과 같다. 이 건물의 옥탑층에는 물탱크가 위치하고 있다. 하지만, 옥탑층의 면적이 옥상면적에 비해 매우 작으므로 해석모델 및 근사주기 산정시 건물 높이에서는 제외하였다. 단, 옥탑층에 위치한 물탱크의 무게는 고정하중으로 지붕층에 반영하였다. 이 건물의 부재 정보는 표 1.2.1과 같다.

표 1.2.1 부재정보

	Section	단 면 (mm)	배근상태 (mm)		Section	단 면 (mm)	배근상태 (mm)
보	2G1	700x400	10-D22 (D10@200)	보	RG5	700x350	6-D22 (D10@250)
	2G6	700x350	5-D22 (D10@250)		RG5A	700x350	4-D22 (D10@250)
	2G6A	700x350	4-D22 (D10@250)		RG5B	700x400	4-D22 (D10@200)
	2G2	700x350	4-D22 (D10@250)		RG5C	700x400	10-D22 (D10@150)
	2G2A	700x350	4-D22 (D10@350)		RG6	700x350	5-D22 (D10@250)
	2G3	700x350	8-D22 (D10@250)		RG6A	700x350	3-D22 (D10@350)
	2G4	700x350	4-D22 (D10@350)	기둥	1C1	400x400	8-D16 (D10@150)
	2G5	700x350	5-D22 (D10@250)		1C2	400x400	12-D19 (D10@150)
	2G5A	700x350	4-D22 (D10@250)		1C3	400x400	16-D19 (D10@150)
	2G5B	700x350	5-D22 (D10@250)		2C1	400x400	8-D16 (D10@150)
	RG1	700x350	6-D22 (D10@250)		2C2	400x400	8-D16 (D10@150)
	RG2	700x350	4-D22 (D10@350)		2C3	400x400	12-D16 (D10@150)
	RG1A	700x350	8-D22 (D10@200)	전단벽 (Y방향벽)	W1	300x3400	D13@150 (D10@250)
	RG2A	700x350	4-D22 (D10@350)		W2	300x3400	D13@150 (D10@250)
	RG3	700x350	4-D22 (D10@250)		W3	200x1050	D13@150 (D10@250)
	RG4	700x350	4-D22 (D10@250)		(X방향벽)		

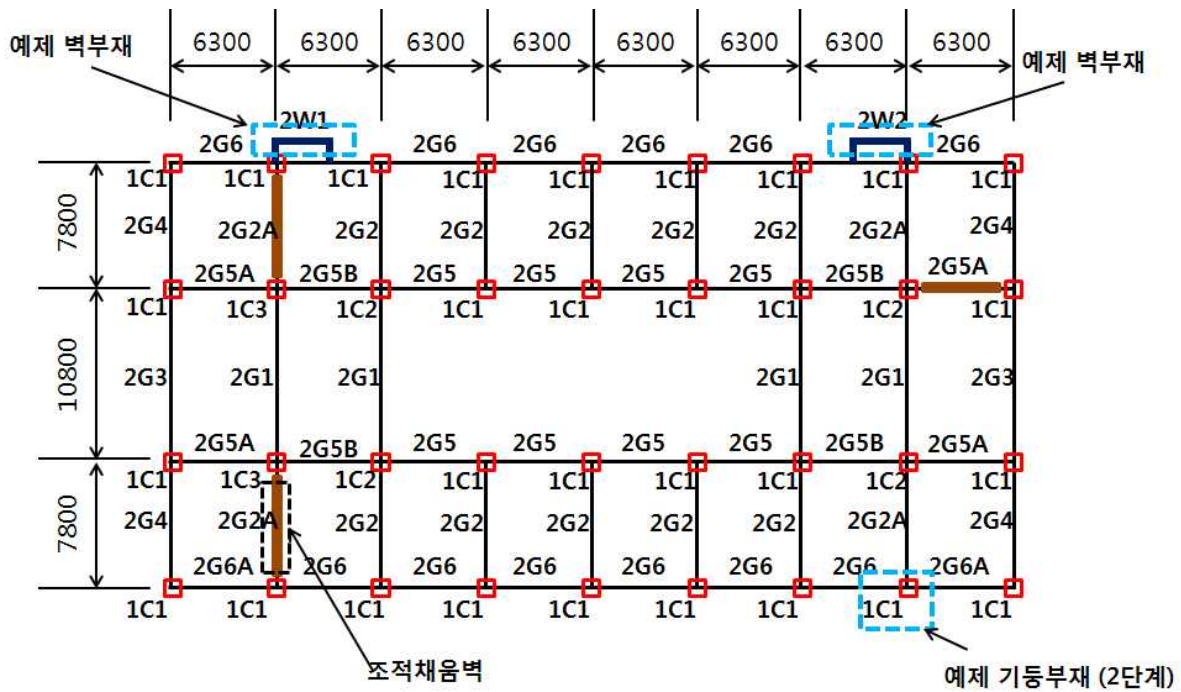


그림 1.2.1 예제 건물 1층 평면도

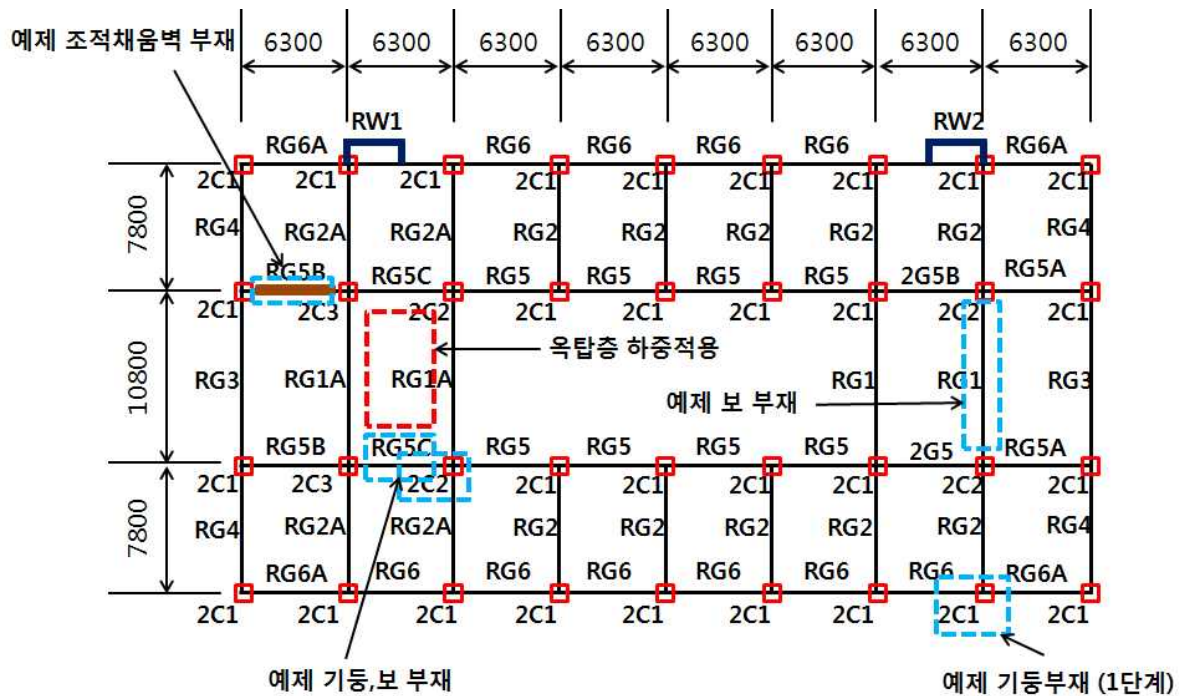


그림 1.2.2 예제 건물 2층 평면도

1.3 철근콘크리트조 예비평가

예비평가시트를 통한 예제건물의 예비평가절차는 다음과 같다.

1. 기본사항

건물의 규모 : 지상 2 층, 지하 0 층

건설년도 : 1990 년 경과년수 : 23 년

지반종류 : S_E 지진구역 : 2

표 2.1.1 지반종류와 지진구역에 따른 설계스펙트럼 가속도

지반종류	지진구역 1	지진구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : 0.53

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 10 \text{ kN/m}^2$

층 전단력 분포계수 : $\gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$, 평가 층의 Demand = $S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

표 2.2.2 예제 건물의 층별 요구량 산정 결과

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)
2층	8.2	1058.4	10584	86788.8	86788.8	0.646	7243.8
1층	4.5	1058.4	10584	47628.0	134416.8	1.000	11219.0
			21168	134416.8			

3. 층별 저항능력의 산정

기둥의 평균전단응력

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 $2.0 < h_o/D < 6.0$	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

전단벽의 종류에 따른 단면적 및 전단응력 산정

단면 종류	단면 상세	단면적 및 전단응력
양쪽에 기둥이 있는 전단벽 (W1)		$A_{sw} = t \cdot l_{w1}$ $v_{sw} = 3.0 \text{ MPa}$
한쪽에 기둥이 있는 전단벽 (W2)		$A_{sw} = t \cdot l_{w2}$ $v_{sw} = 2.0 \text{ MPa}$
기둥이 없는 전단벽 (W3)		$A_{sw} = t \cdot l_{w3}$ $v_{sw} = 1.0 \text{ MPa}$

평가층의 휨파괴 지배부재의 저항능력의 합 : $C_f = v_{fc} \sum A_{fc}$

평가층의 전단파괴 지배부재의 저항능력의 합 :

$$C_s = v_{sc1} \sum A_{sc1} + v_{sc2} \sum A_{sc2} + v_{sw1} \sum A_{sw1} + v_{sw2} \sum A_{sw2} + v_{sw3} \sum A_{sw3}$$

3.1 1층

1) 수직부재 단면적 정보

- 기둥

위치		부재 ID	층고 (h) mm	Dx mm	Dy mm	단면적 mm ²	h/Dx	h/Dy	판정	
x grid	y grid								x방향	y방향
		1C1	4500	400	400	160000	11.25	11.25	장주	장주
		1C2	4500	400	400	160000	11.25	11.25	장주	장주
		1C3	4500	400	400	160000	11.25	11.25	장주	장주

- 벽

위치		부재 ID	층고(h) mm	두께 mm	길이 mm	단면적 mm ²	방향	양단에 연결된 기둥의 수
x grid	y grid							
		2W1	4500	300	3400	1020000	X	0
		2W2	4500	300	3400	1020000	X	0
		2W3	4500	200	1050	210000	Y	0

- 수직부재 단면적 합계

단면적의 합 (mm ²)	x 방향	y 방향
단주 면적의 합	0	0
일반기둥면적의 합	0	0
장주 면적의 합	400*400*36=5760000	5760000
양쪽에 기둥이 있는 전단벽, W1	0	0
한쪽에 기둥이 있는 전단벽, W2	0	420000
기둥이 없는 전단벽, W3	2040000	420000

2) 전단내력의 합

		평균전단응 력, MPa	x 방향		y 방향	
			단면적의 합, mm ²	내력의 합 kN	단면적의 합, mm ²	내력의 합 kN
힘파괴 부재	장주	0.48	5760000	2764.8	5760000	2764.8
	Cf			2764.8		2764.8
전단파괴 부재	단주	103	0	0	0	0
	일반기둥	0.79	0	0	0	0
	W1	3.00	0	0	0	0
	W2	2.00	0	0	420000	840
	W3	1.00	2040000	2040	420000	420
	Cs			2040		1260

3) 보유내력의 산정

	X 방향	Y 방향
Cs+0.7Cf	3975.4	3195.4
(D=2)*Cf	5529.6	5529.6
저항능력 (최대값)	5529.6	5529.6

3.2 2층

2층의 보유내력은 1층과 동일하다.

4. 성능수준의 판정

철근콘크리트조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

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

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향	11219.0	5529.6	2.03	붕괴위험
	y 방향	11219.0	5529.6	2.03	붕괴위험
2층	x 방향	7243.8	5529.6	1.31	붕괴위험
	y 방향	7243.8	5529.6	1.31	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 결정

최종 성능수준 : 붕괴위험

작성일자 : _____ 평가자 : _____

1.4. 1단계 상세평가

1단계 상세평가는 선형정적해석을 사용한다. 이때 횡하중은 아래 식으로 구한 의사횡하중을 각 층으로 배분한 것이다.

$$V = CS_a W \quad (\text{요령집 식 4.2.1})$$

여기서,

C = 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수로 표에 따라 모멘트골조 2층에 해당하므로 C 값을 1.1로 사용한다.

S_a = 고려하는 방향의 건물 기본주기에 해당하는 설계응답스펙트럼가속도로서 아래와 같이 구한다.

(1) $T \leq T_0$ 일 때,

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS}$$

(2) $T_0 \leq T \leq T_s$ 일 때,

$$S_a = S_{DS}$$

(3) $T > T_s$ 일 때,

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

<표> 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수 (요령집 표 4.2.1)

	1층	2층	3층	4층이상
모멘트골조	1.3	1.1	1	1
전단벽구조, 가새골조	1.4	1.2	1.1	1

이 건물의 경우,

$$T_a \text{ (근사고유주기)} : C_T h_n^{3/4} = 0.049 \times 8.2^{3/4} = 0.23(\text{sec}) \quad (\text{요령집 식 4.2.2})$$

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} = 0.2 \times \frac{0.31547}{0.52733} = 0.12(\text{sec})$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} = \frac{0.31547}{0.52733} = 0.6(\text{sec})$$

따라서, 설계응답스펙트럼가속도는

$$T_0 \leq T \leq T_s \text{ 구간에 해당되기 때문에 } S_a = S_{DS} = 0.527 \text{ (g)}$$

이며

$$W = \text{유효 건물중량} = 17553.3 \text{ kN (지붕층바닥: 8639 kN, 2층바닥: 8914 kN)}$$

이다.

따라서 건물 수평방향의 V (의사지진력)은 아래와 같다.

$$V = 1.1 \times 0.52 \times 17553 = 10040 \text{ kN}$$

층지진하중은 아래와 같이 구할 수 있다.

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{요령집 식 4.2.5})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{요령집 식 4.2.6})$$

여기서,

k = 건물주기에 따른 횡력분포계수, 주기가 0.5초 이하일 경우 1.0, 2.5초 이상일 경우는 2.0을 사용한다. 단, 0.5초와 2.5초 사이의 주기를 가진 건물에서는 직선보간하여 구한다.

C_{vx} = 수직분포계수

V = 의사횡력

w_i = i층 바닥에서의 중량

w_x = x층 바닥에서의 중량

h_i = 밑면으로부터 i층까지의 높이

h_x = 밑면으로부터 x층까지의 높이

따라서, 이 건물의 경우 현재 주기가 0.23초이기 때문에 k값을 1로 본다.

각층의 층지진하중은

$$C_{vx}(\text{ROOF}) = \frac{8639 \times (4.5 + 3.7)}{8914 \times 4.5 + 8639 \times (4.5 + 3.7)} = 0.6$$

$$C_{vx}(2F) = \frac{8914 \times 4.5}{8914 \times 4.5 + 8639 \times (4.5 + 3.7)} = 0.4$$

$$F_x(\text{ROOF}) = 0.6 \times 10040 = 6024 \text{ kN}$$

$$F_x(2F) = 0.4 \times 10040 = 4016 \text{ kN}$$

과 같다.

수직하중은 아래 표와 같다.

<표> 수직하중

	고정 하중 (DL) (kN/m^2)	적재하중 (LL) (kN/m^2)	계 (kN/m^2)
Floor	4.4	4	8.8
Roof	4.2	2	8.2
옥탑층 하중	9.2	2	11.2

위에서 구한 의사횡하중과 수직하중을 16개 하중조합으로 조합하여 해석을 통해 개별 부재의 부재력을 구한 후 그 부재의 강도와 m계수를 계산하여 성능을 평가한다.

아래에 제시된 예는 1단계 상세평가 적용 내용을 부재(보, 기둥, 전단벽, 채움벽)별로 두 개씩 (채움벽은 하나) 선택하여 나타내었으며 이들은 16개 하중조합 중 1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY에 대한 결과이다.

1.4.1 보부재의 1단계 상세평가

1) 보부재 1 (ID : RG5C)

보부재 1의 부재번호는 RG5C로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다.

< 부재정보 >

$$h = 700mm, b = 400mm, \text{상부근 } A_s = 3871mm^2$$

$$\text{하부근 } A_s = 1548.4mm^2, \text{늑근} = 2 - D10@150$$

$$span : 6300mm$$

< 부재력 산정 >

(1) I단

모멘트골조의 보 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UD} = -198 + 116 = -81.87kN \cdot m$$

모멘트골조의 보 부재의 전단력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다. J(하중전달 감소계수)는 지진구역 1일 때 2, 지진구역 2일 때 1.5를 사용하므로 예제건물은 1.5에 해당한다.

$$V_{UF} = V_G + \frac{V_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$V_{UF} = -168.34 + \frac{38.74}{1.1 \times 1.5} = -144.86kN$$

(2) J단

마찬가지로 구하면

$$\text{전단력} : V_{UF} = 185.11kN$$

$$\text{휨모멘트} : M_{UD} = -304.81kN \cdot m$$

< 강도 산정 >

1) 평균 휨강도

평균휨강도는 평균재료강도를 사용하여 다음 식으로 산정한다. 혹은 압축철근을 고려한 좀 더 정밀한 수식을 사용할 수도 있다.

$$M_e = A_s f_{ye} (d - a/2) \quad (\text{요령집 식 4.3.6})$$

- 부방향 휨강도 (상부근이 인장인 경우)

$$f_{ye} = 375MPa, \quad f_{ce} = 24.3MPa$$

$$A_s = 3871mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = \frac{3871 \times 375}{0.85 \times 24.3 \times 400} = 176mm$$

$$M_e = 3871 \times 375 \times (560 - \frac{176}{2}) = 685.4kN \cdot m$$

- 정방향 휨강도 (하부근이 인장인 경우)

$$A_s = 1548mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = \frac{1548 \times 375}{0.85 \times 24.3 \times 400} = 70.3mm$$

$$M_e = 1548 \times 375 \times (560 - \frac{70.3}{2}) = 304.7kN \cdot m$$

I단과 J단의 배근은 동일하므로 모멘트 강도도 동일하다.

2) 전단강도

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{요령집 식 4.3.7})$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (\text{요령집 식 4.3.8})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{요령집 식 4.3.9})$$

$$A_v = \text{스트립단면적} = 71.33 \times 2 = 142.66mm^2$$

$$s = \text{스트립간격} = 150mm$$

$$f_{ck} = 24.3/1.2 = 20.25MPa$$

$$f_y = 375/1.25 = 300MPa$$

$$d = 700 \times 0.8 = 560mm$$

따라서,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{20.25} \times 400 \times 560 = 168kN$$

$$V_s = \frac{142.66 \times 300 \times 560}{150} = 160kN$$

$$V_n = 168kN + 160kN = 328kN$$

I단과 J단 모두 전단강도는 동일하다.

< m계수 산정 >

철근콘크리트 보부재의 m계수는 요령의 표에 따라 결정한다. m 계수를 구하기 위해서는 해당부재가 휨지배인지 혹은 전단지배인지와 주근의 배근상태, 작용하는 전단력의 크기에 대한 판단이 필요하다. 정착혹은 이음부의 파괴는 발생하지 않는 것으로 가정한다.

1) 휨·전단지배의 판단

휨지배와 전단지배인지의 판단은 보가 부담할 수 있는 최대모멘트를 받기 이전에 전단파괴가 발생하는지의 검토를 통해 결정한다. 즉, 보양단에 역대칭모멘트가 작용할 때의 전단력을 부재의 전단강도와 비교하여 판단한다.

위의 강도산정에서 양단의 정방향 휨강도와 부방향 휨강도는 각각 $685.4 \text{ kN} \cdot m$ 와 $304.7 \text{ kN} \cdot m$ 였으므로 이러한 모멘트가 작용할 경우 발생하는 전단력은

$$V = \frac{685.4 + 304.7}{6.3} = 157.2kN$$

이고 이 값은 보의 전단강도 328 kN 보다 작다. 따라서 보의 전단파괴보다 휨항복이 선행하므로 이 보는 휨지배로 판단할 수 있다.

2) 내진·비내진 단면 판단

휨보강근의 간격($=150$) $< d/3$ ($560/3 = 186.7$) 이므로 내진 상세단면이다.

3) 주근의 배근상태 판단

주근의 배근상태는 인장철근과 압축철근의 철근비에 따라 다음 식으로 결정한다.

$$\text{주근의 배근상태} = \frac{\text{인장측} \rho - \text{압축측} \rho}{\rho_b} \quad (\text{요령집 표 4.3.3})$$

검토부재의 경우

$$\text{인장철근} : A_s = 3871\text{mm}^2$$

$$\text{압축철근} : A_s = 1548.4\text{mm}^2$$

따라서,

$$\rho = \frac{3871}{400 \times 560} = 0.017$$

$$\rho' = \frac{1548.4}{400 \times 560} = 0.007$$

균형철근비는

$$\rho_b = \frac{0.85f_{ck}}{f_y}(\beta = 0.85) \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 \times 20.25}{300} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 300} = 0.0325$$

이다.

따라서, 주근의 배근상태는

$$\frac{0.017 - 0.007}{0.0325} = 0.319$$

이다.

4) 작용전단력의 크기

(1) I단

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{144.86 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 560} = 0.14 \quad (\text{요령집 표 4.3.3})$$

(2) J단

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{185.11 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 560} = 0.18$$

5) m계수 산정

요령의 표 4.3.2에서 내진상세에 해당하는 부분은 다음과 같으며 주근의 배근상태 및 작용 전단력이 사잇값일 경우 선형보간으로 m 계수를 구한다.

<표> 휨에 의해 지배되며 내진상세 단면 보의 m계수

(요령집 표 4.3.3)

주근의 배근상태	작용전단력의 크기	1차부재			2차부재	
		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
0 이하	0.25 이하	3	6	7	6	10
	0.5 이상	2	3	4	3	5
0.5 이상	0.25 이하	2	3	4	3	5
	0.5 이상	2	2	3	2	4

(1) 보 I단

휨에 지배되는 내진 상세단면이며, 주근의 배근상태가 0.319, 작용전단력의 크기 0.144임을 이용하여 선형보간하여 값을 산정한다.

$$IO : 3 + \frac{2-3}{0.5-0} \times (0.319-0) = 2.36$$

$$LS : 6 + \frac{3-6}{0.5-0} \times (0.319-0) = 4.09$$

$$CP : 7 + \frac{4-7}{0.5-0} \times (0.319-0) = 5.09$$

(2) 보 J단

I단과 동일하다.

$$IO : 2.36, LS : 4.09, CP : 5.09$$

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) 보 I단

보의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 요령집 식 4.3.30을 이용하여 휨에 대하여 평가한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (\text{요령집 식 4.3.30})$$

위 식을 따라 DCR, 즉 Demand-to-Capacity Ratio를 구하는 식은 다음과 같다.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE} \times m}$$

m계수는 IO: 2.36, LS : 4.09, CP : 5.09로 산정되었다. IO에 대해 DCR을 구하면

$$DCR(IO) = \frac{81.87}{685.4 \times 2.11} = 0.05 < 1.0 \text{ (OK)}$$

따라서 거주가능의 성능수준을 만족한다.

(2) 보 J단

J 단의 경우도 IO에 대해 검토하면

$$DCR(IO) = \frac{304.81}{685.4 \times 2.36} = 0.19 \text{ (OK)}$$

마찬가지로 거주가능의 성능수준을 만족한다.

2) 전단에 대한 평가

(1) I단

보의 전단은 하중지배 거동이기 때문에 요령집 식 4.3.30을 이용하여 전단에 대하여 평가한다. 하중지배 거동의 성능수준은 성능기반평가법에서 일반적으로 사용되는 기준을 사용하였다. 성능기반평가법에서는 일반적으로 붕괴방지의 변형한계는 극한값으로, 거주가능과 인명안전의 변형한계는 극한값의 50%와 75%의 값을 적용하고 있다. 이에 근거하여 평가를 수행하면 다음과 같다.

$$Q_{CN} \geq Q_{UF} \quad \text{(요령집 식 4.3.31)}$$

위 식을 따라 DCR, 즉 Demand-to-Capacity Ratio를 구하는 식은 다음과 같다.

$$DCR = \frac{Q_{UF}}{Q_{CN}}$$

하지만 공단 요령에서는 하중지배 거동의 경우 앞서 언급한대로 변형한계를 CP 수준으로 보고 1보다 작은 m계수를 사용하여 전체적인 성능 수준 판정의 일관성을 유지하고자 하였다. 따라서 하중지배 거동의 경우 m계수를 IO=0.5, LS=0.75, CP=1.0으로 정해 사용하였다. DCR 식도 변형지배 거동일 때와 동일한 형식으로 다음과 같이 사용하였다.

$$DCR = \frac{Q_{UF}}{Q_{CN} \times m}$$

$$DCR(IO) = \frac{144.86}{328 \times 0.5} = 0.88 \text{ (OK)}$$

(2) J단

$$DCR(IO) = \frac{185.11}{328 \times 0.5} = 1.13 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{185.11}{328 \times 0.75} = 0.75 \text{ (OK)}$$

위와 같이 I단은 거주가능, J단은 인명안전수준이므로 전단에 대한 성능수준은 인명안전으로 판단된다.

따라서 보 RG5C의 성능수준은 전체 성능수준, 즉 I단과 J단에서 휨과 전단에 대한 성능수준 중 가장 불리한 값인 인명안전으로 판정된다.

2) 보부재 2 (ID : RG1)

보부재 2의 부재번호은 RG1로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다.

< 부재정보 >

$h = 700mm$, $b = 350mm$, 상부근 $A_s = 2322.6mm^2$

하부근 $A_s = 774.2mm^2$, 늑근 = 2 - D10@250

span : 10800mm

< 부재력 산정 >

(1) I단

모멘트골조의 보 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E = -117.43kN \cdot m = -117.43kN \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

모멘트골조의 보 부재의 전단력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$V_{UF} = V_G + \frac{V_E}{CJ} = -111.11 + \frac{12.7}{1.1 \times 1.5} = -13.4 kN \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

(2) J단

$$\text{전단력} : V_{UF} = 115.33 kN$$

$$\text{휨모멘트} : M_{UD} = -235.81 kN \cdot m$$

< 강도 산정 >

1) 평균 휨강도

재료강도

$$f_{ye} = 375 MPa, \quad f_{ce} = 24.3 MPa$$

부방향 휨강도 (상부근이 인장인 경우)

$$A_s = 2322.6 mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = \frac{2322.6 \times 375}{0.85 \times 24.3 \times 350} = 120 mm$$

$$M_e = 2322.6 \times 375 \times \left(560 - \frac{120}{2}\right) = 435.3 kN \cdot m$$

정방향 휨강도 (하부근이 인장인 경우)

$$A_s = 774.2 mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = 40.16 mm$$

$$M_e = 156.75 kN \cdot m$$

I단과 J단의 배근은 동일하므로 모멘트 강도도 동일하다.

2) 전단강도

$$f_{ck} = 24.3 / 1.2 = 20.25 MPa, \quad f_y = 375 / 1.25 = 300 MPa$$

$$A_v = \text{스트립 단면적} = 71.33 \times 2 = 142.66 mm^2$$

$$s = \text{스트립 간격} = 250 mm$$

$$d = 700 \times 0.8 = 560mm$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{20.25} \times 350 \times 560 = 147kN$$

$$V_s = \frac{142.66 \times 300 \times 560}{250} = 96kN$$

$$V_n = 147kN + 96kN = 243kN$$

I단과 J단 모두 전단강도는 동일하다.

< m계수 산정 >

1) 휨·전단지배 판단

앞서와 마찬가지로 판정하면

$$V = \frac{435.3 + 156.7}{10.8} = 54.8kN < V_n = 80.6kN$$

따라서 휨지배단면이다.

2) 내진·비내진 단면 판단

휨보강근의 간격(=250) > d/3 (560/3 = 186.7) 이므로 비내진 상세단면이다.

3) 주근의 배근상태 판단

I단과 J단의 배근은 동일하며

$$\text{인장철근 } A_s = 2322.6mm^2$$

$$\text{압축철근 } A_s = 774.2mm^2$$

따라서,

$$\rho = \frac{2322.6}{350 \times 560} = 0.012$$

$$\rho' = \frac{774.2}{350 \times 560} = 0.004$$

균형철근비

$$\rho_b = \frac{0.85f_{ck}}{f_y} \beta \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 \times 20.25}{300} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 300} = 0.0325$$

이므로

$$\frac{0.012 - 0.004}{0.0325} = 0.25$$

이다.

4) 작용전단력의 크기

(1) I단

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{103 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 350 \times 560} = 0.117$$

(2) J단

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{115 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 350 \times 560} = 0.131$$

5) m계수 산정

요령의 표 4.3.2에서 비내진상세에 해당하는 부분은 다음과 같으며 주근의 배근상태 및 작용전단력에 따라 선형보간으로 m계수를 결정한다.

<표> 휨에 의해 지배되며 비내진상세 단면 보의 m계수

(요령집 표 4.3.3)

주근의 배근상태	작용전단력의 크기	1차부재			2차부재	
		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
0 이하	0.25 이하	2	3	4	3	5
	0.5 이상	1.25	2	3	2	4
0.5 이상	0.25 이하	2	3	3	3	4
	0.5 이상	1.25	2	2	2	3

(1) 보 I단

휨에 지배되는 내진 상세단면이며, 주근의 배근상태가 0.243, 작용전단력의 크기 0.117임을 이용하여 선형보간하여 값을 산정한다.

$$IO : 2 + \frac{2-2}{0.5-0} \times (0.243 - 0) = 2$$

$$LS: 3 + \frac{3-3}{0.5-0} \times (0.243 - 0) = 3$$

$$CP: 4 + \frac{3-4}{0.5-0} \times (0.243 - 0) = 3.514$$

(2) 보 J단

I단과 동일하다.

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) 보 I단

보의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 $Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m}$ 을 이용하여 휨에 대하여 평가한다.

가. m계수는 앞서 IO: 2.51, LS : 4.54, CP : 5.54로 산정되었다. IO에 대해 m값을 포함한 DCR을 구하면

$$DCR(IO) = \frac{117}{435.3 \times 2} = 0.13 \quad (OK)$$

이다.

(2) 보 J단

$$DCR(IO) = \frac{236}{435.3 \times 2} = 0.27 \quad (OK)$$

2) 전단에 대한 평가

(1) 보 I단

앞서와 마찬가지로 IO, LS, CP에 대해 0.5, 0.75, 1.0을 사용하여 평가한다.

$$DCR(IO) = \frac{103}{243 \times 0.5} = 0.91 \quad (OK)$$

(2) 보 J단

$$DCR(IO) = \frac{115}{243 \times 0.5} = 0.89 \quad (OK)$$

따라서, 검토 보 부재는 거주가능(IO)의 성능수준을 만족한다.

1.4.2 기둥부재 1단계 상세평가

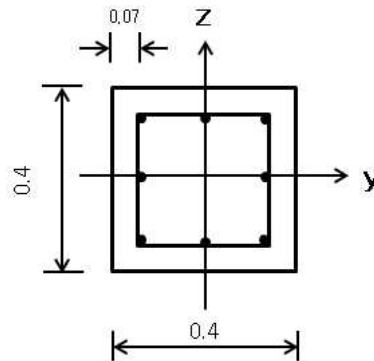
1) 기둥부재 1 (ID : 2C2)

기둥부재 1의 부재번호는 2C2로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다.

< 부재정보 >

$b = 400mm$, $h = 400mm$, 늑근 = 2 - D10@150

주철근단면적 = $1588.8mm^2$, 기둥높이 = $3700mm$



<그림> 기둥부재 단면

< 부재력 산정 >

(1) I단

모멘트골조의 기둥 부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$P_{UF} = -465.12 + \frac{2.6}{1.1 \times 1.5} = -463.54kN$$

모멘트골조의 기둥 부재의 전단력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$V_{UF} = V_G + \frac{V_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$V_{UFz} = 17.66 + \frac{132.47}{1.1 \times 1.5} = 97.95 \text{ kN}$$

$$V_{UFy} = 14.91 + \frac{10.42}{1.1 \times 1.5} = 21.22 \text{ kN}$$

모멘트골조의 기둥 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UDy} = 27.55 + 240.62 = 268.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UDz} = 21.68 + 18.61 = 40.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) J단

$$\text{축력} : P_{UF} = -448.21 \text{ kN}$$

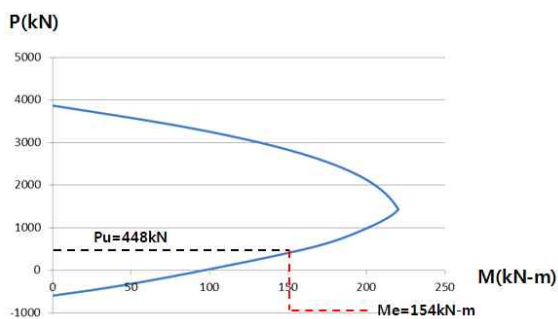
$$\text{전단력} : V_{UFz} = 94.95 \text{ kN} , V_{UFy} = 21.22 \text{ kN}$$

$$\text{휨} : M_{UDy} = -287.35 \text{ kN} \cdot \text{m} , M_{UDz} = -53.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

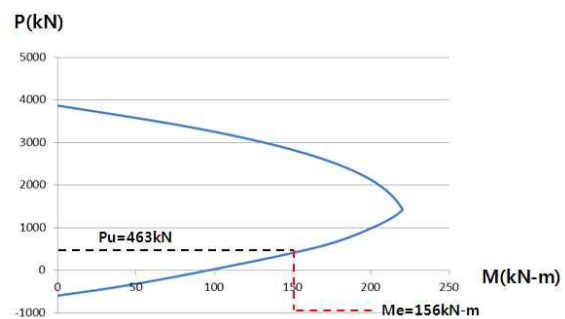
< 강도 산정 >

1) 모멘트 강도

축력(P_{UF})이 작용할 경우 모멘트강도는 P-M 상호작용을 고려하여 그림과 같이 산정된다.



< 기둥상부 >



< 기둥하부 >

<그림> 기둥부재 PM곡선

따라서,

$$\text{I단} : M_E = 154kN \cdot m$$

$$\text{J단} : M_E = 156kN \cdot m$$

예시기둥단면의 철근은 대칭으로 배근되어 있으므로 모멘트의 방향이 역전될 경우에도 모멘트강도는 동일하다.

2) 전단강도

기둥의 전단강도는 휨항복후 전단강도의 감소를 고려하는 다음의 수식을 통해 평가한다.

$$V_n = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (\text{요령집 식 4.3.10})$$

여기서,

A_v : 후프의 단면적

d : 고려하는 방향의 단면의 유효춤, $0.8h$ 로 본다.

h : 고려하는 방향의 전체단면춤

M, V, P : 해당하중조합에 의한 모멘트, 전단력, 축하중. ($2 \leq M/(Vd) \leq 3$)

$\lambda=1.0$ (일반콘크리트), $\lambda=0.75$ (경량콘크리트)

k_1 은 전단보강근의 간격이 너무 넓은 경우 강도감소를 고려하는 계수이며, k_2 는 항복후 변형의 증가에 따른 강도감소를 나타내는 계수이다.

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \leq 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \leq d \\ 0 & s > d \end{cases} \quad k_2 = \begin{cases} 1 & \mu \leq 2 \\ -0.15\mu + 1.3 & 2 < \mu \leq 4 \\ 0.7 & \mu > 4 \end{cases}$$

μ : 변위연성도

(1) I단

z방향 전단강도는

$$A_v = 71.33 \times 2 = 142.66mm^2, d = 400 \times 0.8 = 320mm$$

$$M = 268.17kN \cdot m, V = 97.95kN, P = 463.54kN$$

$0.5d = 160$ 이므로 $s (= 150) < 0.5d$ 따라서 $k_1 = 1$

변위연성도는 근사적으로 작용하는 모멘트를 항복모멘트로 나눈값을 사용한다.

$$M_y = 0.9M_c = 140.74kN \quad \mu = \frac{M_u}{M_y} = \frac{268.17}{140.74} = 1.9 \rightarrow k_2 = 1$$

$$M/Vd = \frac{268.17}{97.95 \times 320 \times 10^{-3}} = 8.55 \rightarrow 3$$

$$V_n = 1 \times \frac{142.66 \times 300 \times 320}{150} + 1 \times 1 \times \left(\frac{0.5 \sqrt{20.25}}{3} \sqrt{1 + \frac{463.54 \times 10^3}{0.5 \sqrt{20.25} \times 400 \times 400}} \right) \times 0.8 \times 400 \times 400 = 236.5kN$$

이며 대칭으로 배근되어 있으므로 Y방향 전단강도도 동일하다.

(2) J단

마찬가지로 산정하면

$$V_{ny} = V_{nz} = 235.14kN$$

3) 축강도

- 압축일 때

$$P_n = 0.85f_{ck}(A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.25 \times (400 \times 400 - 1588.8) + 1588.8 \times 300 = 3203.3kN$$

- 인장일 때

$$P_n = A_s f_y$$

$$P_n = 1588.8 \times 300 \times 10^{-3} = 476.6kN$$

I단과 J단의 축강도는 동일하다.

< m계수 산정 >

기둥부재의 m계수 산정을 위해서는 내진/비내진 상세의 판정, 휨지배/전단지배의 판정, 축력비, 작용전단력의 크기에 대한 판정이 필요하다.

1) 내진·비내진상세단면 판정

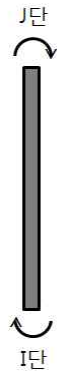
$$s=150\text{mm}$$

$$x\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3$$

$$y\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3$$

$s > d/3$ 이므로 비내진 상세단면이다.

2) 휨지배·전단지배 판정



<그림> 기둥 모멘트 방향

위 그림과 같이 기둥 양단의 모멘트 강도에 해당하는 모멘트가 역대칭으로 작용할 경우 기둥에서 발생하는 전단력의 크기는

$$\frac{M_{ez}(i\text{단}) + M_{ez}(j\text{단})}{h} = \frac{156 + 154}{3.7} = 83.7\text{kN}$$

이고, 이 값은 기둥의 전단강도 $V_n = 236.5\text{kN}$ 보다 작으므로 검토기둥은 휨지배이다.

3) 축력비 산정

(1) I단

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{463.5 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.1$$

(요령집 표 4.3.4)

(2) J단

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{448 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.1$$

4) 작용전단력의 크기

- Y방향 작용전단력

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{97.95 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.037 \quad (\text{요령집 표 4.3.4})$$

- Z방향 작용전단력

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{97.95 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.17$$

5) m계수 산정

요령의 표에서 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면의 m계수는 다음과 같으며 축력비 및 작용전단력의 크기에 따라 선형보간으로 m값을 구한다.

(1) I단

z방향의 경우 축력비 0.1, 작용전단력 0.17으로 축력비 0.1이하, 작용전단력 0.25이하에 해당하므로

IO : m=2, LS : m=2, CP : m=3

이다. 또한 y방향도 축력비 0.1이하, 작용전단력 0.25이하이므로 위와 동일하다.

<표> 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면 기둥의 m계수 (요령집 표 4.3.4)

축력비	작용전단력의 크기	1차부재			2차부재	
		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
0.1 이하	0.25 이하	2	2	3	2	3
	0.5 이상	2	2	2.4	1.6	2.4

(2) J단

마찬가지로 y방향, z방향 모두

$$IO : m=2, \quad LS : m=2, \quad CP : m=3$$

이다.

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

기둥의 경우는 2축휨을 고려하여 다음 수식으로 평가한다.

$$DCR = \left(\frac{M_{UDy}}{m_y M_{CEy}} \right)^2 + \left(\frac{M_{UDz}}{m_z M_{CEz}} \right)^2 \leq 1$$

(1) I단

m계수는 y방향, z방향 모두 IO: 2, LS: 2, CP: 3

$$DCR(IO) = \left(\frac{268.17}{156 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{40.29}{156 \times 2} \right)^2 = 0.85 \quad (OK)$$

(2) J단

m계수는 y방향, z방향 모두 IO: 2, LS: 2, CP: 3

$$DCR(IO) = \left(\frac{287.35}{154 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{53.41}{154 \times 2} \right)^2 = 0.9 \quad (OK)$$

2) 전단에 대한 평가

보의 경우와 마찬가지로 IO, LS, CP에 대해 0.5, 0.75, 1.0을 사용하여 평가한다.

(1) I단 (전단)

- z방향

$$DCR(IO) = \frac{97.95}{236.5 \times 0.5} = 0.82 \quad (OK)$$

- y방향

$$DCR(IO) = \frac{21.22}{236.5 \times 0.5} = 0.18 \quad (OK)$$

(2) J단 (전단)

- z방향

$$DCR(IO) = \frac{97.95}{235 \times 0.5} = 0.82 \text{ (OK)}$$

- y방향

$$DCR(IO) = \frac{21.22}{236.5 \times 0.5} = 0.18 \text{ (OK)}$$

3) 축력에 대한 평가

축력도 하중지배거동이므로 전단의 경우와 동일하게 IO, LS, CP에 대해 0.5, 0.75, 1.0을 사용하여 평가한다.

(1) I단

압축력이 작용하므로 부재력과 압축강도로부터 DCR을 산정한다.

$$DCR(IO) = \frac{463.54}{3203.3 \times 0.5} = 0.29 \text{ (OK)}$$

(2) J단

압축력이 작용하므로 부재력과 압축강도로부터 DCR을 산정한다.

$$DCR(IO) = \frac{448.21}{3203.3 \times 0.5} = 0.28 \text{ (OK)}$$

이상의 평가결과와 같이 검토기둥부재는 휨, 전단, 축하중 모두 거주기능의 성능수준을 만족한다.

2) 기둥부재 2 (ID : 2C1)

기둥부재 2의 부재번호은 2C1으로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다.

< 부재정보 >

$b = 400mm$, $h = 400mm$, 늑근 = 2 - D10@150

주철근단면적 = $1588.8mm^2$, 기둥높이 = $3700mm$

< 부재력 산정 >

(1) I단

모멘트골조의 기둥 부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$P_{UF} = -221.34 + \frac{73.72}{1.1 \times 1.5} = -176.66kN$$

모멘트골조의 기둥 부재의 전단력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$V_{UF} = V_G + \frac{V_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$V_{UFz} = -2.04 + \frac{180.2}{1.1 \times 1.5} = 107.16kN$$

$$V_{UFy} = 25.19 + \frac{-115.6}{1.1 \times 1.5} = -44.87kN$$

모멘트골조의 기둥 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UDy} = -3.44 + 328.6 = 325.17kN \cdot m$$

$$M_{UDz} = 45.12 - 206.37 = -161.24kN \cdot m$$

(2) J단

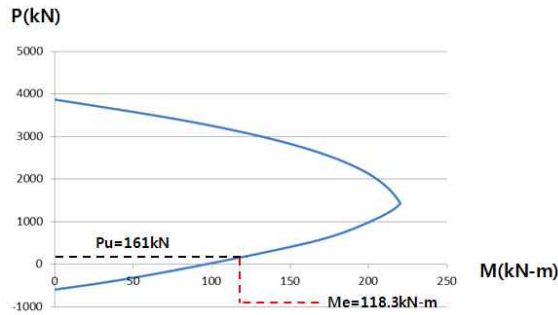
$$\text{축력 : } P_{UF} = -161.33kN$$

$$\text{전단력 : } V_{UFz} = 107.16kN, \quad V_{UFy} = -44.87kN$$

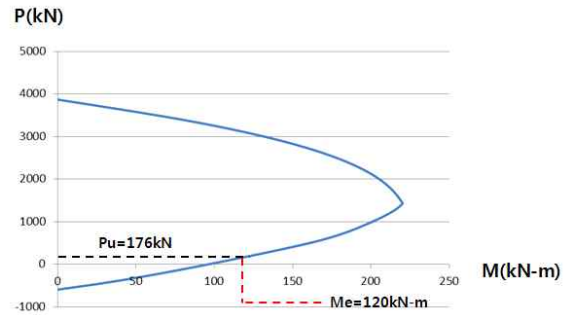
$$\text{휨 : } M_{UDy} = -333.93kN \cdot m, \quad M_{UDz} = 173.25kN \cdot m$$

< 강도 산정 >

1) 모멘트 강도



< 기둥상부 >



< 기둥하부 >

<그림> 기둥부재 PM곡선

예시기둥단면의 철근은 대칭으로 배근되어 있으므로 모멘트의 방향이 역전될 경우에도 모멘트강도는 동일하다.

2) 전단강도

(1) I단

z 방향 전단강도의 경우

$$A_v = 71.33 \times 2 = 142.66 \text{ mm}^2, d = 400 \times 0.8 = 320 \text{ mm}$$

$$M = 325.17 \text{ kN} \cdot \text{m}, V = 107.16 \text{ kN}, P = 176.66 \text{ kN}$$

$$0.5d = 160 \text{ 이므로 } s (= 150) < 0.5d \text{ 따라서 } k_1 = 1$$

$$M_y = 0.9M_e = 108.27 \text{ kN} \quad \mu = \frac{M_u}{M_y} = \frac{318.6}{108.27} = 2.94 \rightarrow k_2 = (-0.15 \times 3) + 1.3 = 0.85$$

$$M/Vd = \frac{318.6}{106.3 \times 320 \times 10^{-3}} = 9.3 \rightarrow 3$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1 \times \frac{142.66 \times 300 \times 320}{150} + 1 \times 0.85 \times \left(\frac{0.5 \sqrt{20.25}}{3} \sqrt{1 + \frac{176.66 \times 10^3}{0.5 \sqrt{20.25} \times 400 \times 400}} \right) \times 0.8 \times 400 \times 400 \\ &= 190.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

y방향의 전단강도는

$$V_{ny} = 208.51kN$$

로 계산된다.

(2) J단

$$z\text{방향} : V_{nz} = 187.14kN$$

$$y\text{방향} : V_{ny} = 206.83kN$$

< m계수 산정 >

1) 내진·비내진상세단면 판정

$$s=150mm$$

$$x\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3$$

$$y\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3$$

$s > d/3$ 이므로 비내진 상세단면이다.

2) 휨지배·전단지배 판정

앞서와 마찬가지로

$$\frac{M_{ez}(i\text{단}) + M_{ez}(j\text{단})}{h} = \frac{120.3 + 118.3}{3.7} = 64.47kN$$

는 전단강도보다 작으므로 휨지배단면이다.

3) 축력비 산정

(1) I단

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{176.66 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.055$$

(2) J단

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{161.33 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.05$$

4) 작용전단력의 크기

- z방향 : I단, J단 동일

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{107.16 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.19$$

- y방향 : I단, J단 동일

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{107.16 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.078$$

5) m계수 산정

I단, J단의 z방향과 y방향 모두 축력비 0.1이하, 작용전단력 0.25이하에 해당하므로

IO : m=2, LS : m=2, CP : m=3

이다.

<표> 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면일 경우 m계수

(요령집 표 4.3.4)

축력비	작용전단력의 크기	1차부재			2차부재	
		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
0.1 이하	0.25 이하	2	2	3	2	3
	0.5 이상	2	2	2.4	1.6	2.4

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) I단

m계수는 IO: 2, LS: 2, CP: 3

$$DCR(IO) = \left(\frac{325.17}{120 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{161.24}{120 \times 2} \right)^2 = 2.27 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \left(\frac{325.17}{120 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{161.24}{120 \times 2} \right)^2 = 2.27 \text{ (NG)}$$

$$DCR(CP) = \left(\frac{325.17}{120 \times 3} \right)^2 + \left(\frac{161.24}{120 \times 3} \right)^2 = 1.01 \text{ (NG)}$$

(2) J단

m계수는 IO: 2, LS: 2, CP: 3

$$DCR(IO) = \left(\frac{333.93}{118.3 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{173.25}{118.3 \times 2} \right)^2 = 2.5 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \left(\frac{333.93}{118.3 \times 2} \right)^2 + \left(\frac{173.25}{118.3 \times 2} \right)^2 = 2.5 \text{ (NG)}$$

$$DCR(CP) = \left(\frac{333.93}{118.3 \times 3} \right)^2 + \left(\frac{173.25}{118.3 \times 3} \right)^2 = 1.12 \text{ (NG)}$$

2) 전단에 대한 평가

(1) I단

- z 방향

$$DCR(IO) = \frac{107.16}{187.14 \times 0.5} = 1.12 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{107.16}{190.87 \times 0.75} = 0.75 \text{ (OK)}$$

- y 방향

$$DCR(IO) = \frac{44.87}{208.51 \times 0.5} = 0.43 \text{ (OK)}$$

(2) J단

- z 방향

$$DCR(IO) = \frac{107.16}{187.14 \times 0.5} = 1.15 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{107.16}{187.14 \times 0.75} = 0.76 \text{ (OK)}$$

- y 방향

$$DCR(IO) = \frac{44.87}{206.83 \times 0.5} = 0.43 \text{ (OK)}$$

3) 축력에 대한 평가

(1) I단

압축력 작용

$$DCR(IO) = \frac{176.66}{3203.3 \times 0.5} = 0.11 \quad (OK)$$

(2) J단

압축력 작용

$$DCR(IO) = \frac{161.33}{3203.3 \times 0.5} = 0.1 \quad (OK)$$

이상과 같이 검토기둥부재는 축력에 대해서는 거주가능, 전단에 대해서는 인명안전이 성능 수준을 만족하나, 휨에 대해서는 붕괴방지의 목표수준을 만족하지 못하므로 성능수준은 붕괴위험으로 판정된다.

1.4.3 전단벽부재 1단계 상세평가

1) 전단벽부재 1 (ID : 2W1)

전단벽부재 1의 부재번호는 2W1로서 위치는 그림 1.2.1에 나타나있다.

< 부재정보 >

벽체길이 $L = 3400mm$, 벽체두께 $t = 300mm$ 벽체높이 $h = 4500mm$

수직철근 $D13@150$, 수평철근 $D10@200$

< 부재력 산정 >

(1) 전단벽 상단

전단벽부재의 경우도 기둥의 경우와 같이 양방향의 전단력과 모멘트에 대해 검토가 필요하다. 하지만 예시 전단벽부재의 경우 세장한 형태를 가지고 있으므로 단축방향으로는 안전할 것으로 판단되어 장축방향의 부재력에 대해서만 검토한다.

전단벽 부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$P_{UF} = -209.8 + \frac{2655.53}{1.2 \times 1.5} = 1265.5kN$$

전단벽 부재의 전단력은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$V_{UD} = V_G + V_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$V_{UF} = -9.58 - 4701.88 = -4711.46kN$$

전단벽 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UD} = -63.32 + 2470.61 = 2533.94kN \cdot m$$

(2)전단벽 하단

$$\text{축력} : P_{UF} = 1146.66kN$$

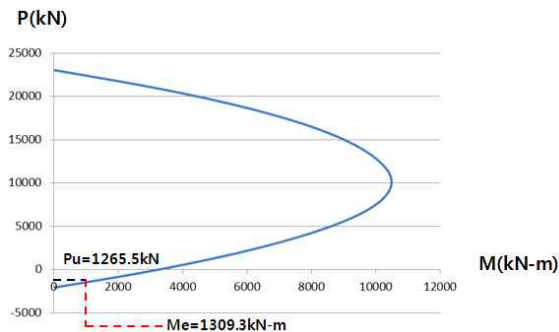
$$\text{전단력} : V_{UD} = -4711.46kN$$

$$\text{휨} : M_{UD} = -18667.65kN \cdot m$$

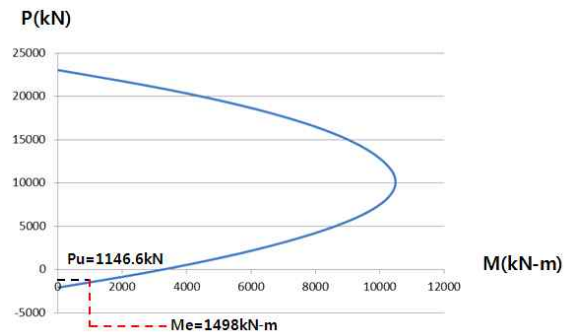
< 강도 산정 >

1) 모멘트 강도

기둥과 마찬가지로 P-M 곡선으로부터 모멘트 강도를 산정한다. 예시 전단벽의 경우는 건물 외부에 위치하여 중력하중을 거의 지지하지 않아 축하중이 낮다.



< 벽체상부 >



< 벽체하부 >

<그림> 전단벽 부재 PM곡선

2) 전단강도

전단벽의 전단강도는 요령에 의해 다음 식으로 평가한다.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_{c1} = 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_{ck}} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \quad (\text{요령집 식 4.3.12})$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} \quad (\text{요령집 식 4.3.13})$$

여기서, V_c 는 V_{c1}, V_{c2} 중 작은 값으로 한다. 단, $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ 가 음수일 경우 V_{c2} 를 적용하지 않는다.

여기서, $A_{vh} : s_h$ 거리 내에 있는 수평전단철근의 단면적

s_h : 전단보강간격

N_u, V_u, M_u : 하중조합에 의한 축력, 전단력, 휨모멘트

이다.

(1) 벽체상부

$$P_u = -1265.5 kN, V_u = 4711.46 kN, M_u = 2533.94 kN \cdot m$$

$$d = 3400 \times 0.8 = 2720 mm$$

$$V_{c1} = 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.28 \times \sqrt{20.25} \times 300 \times 2720 + \frac{-1265.5 \times 10^3 \times 2720}{4 \times 3400}$$

$$= 775.06 kN$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{20.25} + \frac{3400 \left(0.1 \sqrt{20.25} + 0.2 \frac{-1265.5 \times 10^3}{3400 \times 300} \right)}{\frac{2533.94 \times 10^6}{4711.46 \times 10^3} - \frac{3400}{2}} \right) \times 300 \times 2720$$

$$= -298.3 kN$$

여기서, $\frac{2533.94 \times 10^6}{4711.46 \times 10^3} - \frac{3400}{2} = -1162$ 이므로 V_{cl} 값만 적용한다.

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} = \frac{142.66 \times 375 \times 2720}{200} = 727.6 kN$$

따라서,

$$V_n = 775.06 kN + 727.6 kN = 1502.63 kN$$

이다.

(2) 벽체하부

$$V_n = 1187.31 kN$$

< m계수 산정 >

전단벽의 m계수 산정을 위해서는 특수경계요소의 유무, 전단지배/휨지배의 판정, 배근상태와 축력비, 작용전단력의 크기에 대한 판단이 필요하다.

1) 특수경계요소없음

2) 전단지배· 휨지배 판정

기둥의 경우와 마찬가지로 전단벽 양단에 소성모멘트가 작용할 때 발생하는 전단력과 전단내력을 비교하여 휨지배와 전단지배를 판단한다.

$$\frac{\text{상단부 } M_e + \text{하단부 } M_e}{h} = \frac{1309.34 + 1497.93}{4.5} = 623.84 kN$$

이 값은 전단내력 $V_n = 1502.63 kN$ 보다 작으므로 휨지배이다.

3) 배근상태와 축력비

(1) 벽체상부

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{1265.5 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.061$$

(요령집 표 4.3.5)

(2) 벽체하부

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{1146.6 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.056$$

4) 작용 전단력의 크기

(1) 벽체상부, 하부 동일

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck} t_w l_w}} = \frac{4711.5 \times 10^3}{\sqrt{20.25 \times 300 \times 3400}} = 1.026 \quad (\text{요령집 표 4.3.5})$$

5) m계수 산정

요령의 전단벽 m 계수 테이블에서 휨에 의해 지배되는 전단벽의 m 계수는 다음과 같다.

<표> 휨에 의해 지배 되는 전단벽의 경우 m계수 (요령집 표 4.3.5)

특수경계요 소의 유무	배근상태와 축력비	작용전단력의 크기	1차부재			2차부재	
			거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
없음	0.1 이하	0.25 이하	2	2.5	4	4	6
		0.5 이상	1.5	2	2.5	2.5	4

(1) 벽체 상부

배근상태와 축력비가 0.061, 작용전단력의 크기가 1.026으로 배근상태와 축력비가 0.1이하 작용전단력의 크기가 0.5이상이므로

$$IO : m = 1.5, \quad LS : m = 2.0, \quad CP : m = 2.5$$

이다.

(2) 벽체 하부

마찬가지로 IO : 1.5, LS: 2, CP: 2.5 이다.

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) 벽체 상부 (휨)

m계수는 IO : 1.5, LS : 2, CP : 2.5 이다.

$$DCR(IO) = \frac{2533.94}{1309.34 \times 1.5} = 1.29 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{2533.94}{1309.34 \times 2} = 0.97 \text{ (OK)}$$

(2) 벽체 하부 (휨)

m계수는 IO : 1.5, LS : 2, CP : 2.5 이다.

$$DCR(IO) = \frac{18667.65}{1497.9 \times 1.5} = 8.3 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{18667.65}{1497.9 \times 2} = 6.2 \text{ (NG)}$$

$$DCR(CP) = \frac{18667.65}{1497.9 \times 2.5} = 4.9 \text{ (NG)}$$

2) 전단에 대한 평가

전단벽에서 전단력은 변형지배거동이므로 모멘트일 때와 동일한 m계수 값을 사용한다.

(1) 벽체 상부 (전단)

m계수는 IO : 1.5, LS : 2, CP : 2.5

$$DCR(IO) = \frac{4711.5}{1502.63 \times 1.5} = 2.09 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{4711.5}{1502.63 \times 2} = 1.56 \text{ (NG)}$$

$$DCR(CP) = \frac{4711.5}{1502.63 \times 2.5} = 1.25 \text{ (NG)}$$

(2) 벽체 하부 (전단)

m계수는 IO : 1.5, LS : 2, CP : 2.5

$$DCR(IO) = \frac{4711.5}{1187.31 \times 1.5} = 2.6 \text{ (NG)}$$

$$DCR(LS) = \frac{4711.5}{1187.31 \times 2} = 1.98 \quad (NG)$$

$$DCR(CP) = \frac{4711.5}{1187.31 \times 2.5} = 1.58 \quad (NG)$$

3) 축력에 대한 평가

예시전단벽부재의 경우 연직하중을 지지하지 않아 축하중이 매우 낮은 부재이다. 따라서 축하중에 대해 거주가능의 성능수준을 당연히 만족할 것으로 판단되므로 검토는 생략한다.

예시 전단벽 부재의 경우는 휨과 전단 모두 붕괴방지의 성능수준을 만족하지 못한다. 따라서 성능수준은 붕괴위험으로 판정된다.

2) 전단벽부재 2 (ID : 2W2)

전단벽부재 2의 부재번호은 2W2로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다.

< 부재정보 >

벽체길이 $L = 3400mm$, 벽체두께 $t = 300mm$ 벽체높이 $h = 4500mm$

수직철근 $D13@150$, 수평철근 $D10@200$

< 부재력 산정 >

(1) 벽체 상부

전단벽 부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$P_{UF} = -170.84 + \frac{-10255.39}{1.2 \times 1.5} = -5868.28kN$$

전단벽 부재의 전단력은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배 거동거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$V_{UD} = V_G + V_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$V_{UD} = 19.02 - 4370.56 = -4351.54kN$$

전단벽 부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배 거동거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UD} = -29.63 + 1394.02 = 1364.4kN \cdot m$$

(2) 벽체 하부

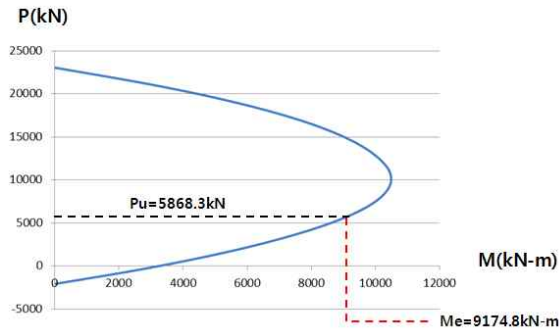
$$\text{축력 : } P_{UF} = -5987.11kN$$

$$\text{전단력 : } V_{UD} = -4351.54kN$$

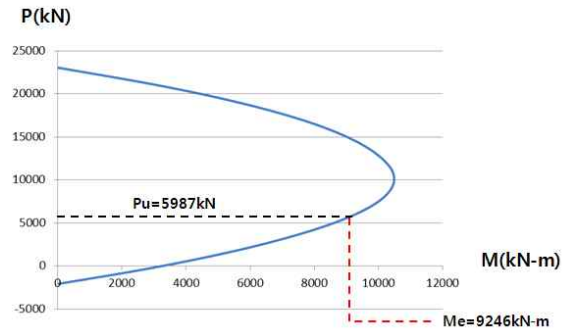
$$\text{휨 : } M_{UD} = -18217.48kN \cdot m$$

< 강도 산정 >

1) 모멘트 강도



< 벽체상부 >



< 벽체하부 >

<그림> 전단벽부재 PM곡선

2) 전단강도

(1) 벽체상부

$$P_u = 5868.28kN, V_u = 4351.54kN, M_u = 1364.4kN \cdot m$$

$$d = 3400 \times 0.8 = 2720mm$$

$$V_{c1} = 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{P_u d}{4l_w} = 0.28 \times \sqrt{20.25} \times 300 \times 2720 + \frac{5868.28 \times 10^3 \times 2720}{4 \times 3400}$$

$$= 2201.8kN$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{20.25} + \frac{3400 \left(0.1 \sqrt{20.25} + 0.2 \frac{5868.28 \times 10^3}{3400 \times 300} \right)}{\frac{1364.4 \times 10^6}{4351.54 \times 10^3} - \frac{3400}{2}} \right) \times 300 \times 2720$$

$$= -3019.4kN$$

여기서,

$$\frac{919.6 \times 10^6}{4063.8 \times 10^3} - \frac{3400}{2} = -1386 \text{ 이므로 } V_{c1} \text{ 값만 적용한다.}$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} = \frac{142.66 \times 375 \times 2720}{200} = 727.6kN$$

따라서,

$$V_n = 2201.8kN + 727.6kN = 2929.4kN$$

이다.

(2) 벽체하부

$$V_n = 2723.18kN$$

< m계수 산정 >

- 1) 특수경계요소는 없음
- 2) 전단지배· 휨지배 판정

앞서와 마찬가지로

$$\frac{\text{상단부 } M_e + \text{하단부 } M_e}{h} = \frac{9174.8 + 9245.7}{4.5} = 4093.4kN$$

이고 이 값은 $V_n = 2929.4kN$ 보다 크므로 전단지배부재이다.

3) 배근상태와 축력비

(1) 벽체상부

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{5868.28 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.284$$

(2) 벽체하부

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{5987.1 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.29$$

4) 작용 전단력의 크기

(1) 벽체상부, 하부 동일

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}t_w t_w}} = \frac{4351.54 \times 10^3}{\sqrt{20.25 \times 300 \times 3400}} = 0.948$$

5) m계수 산정

<표> 전단벽의 m계수

(요령집 표 4.3.5)

조건	거주 가능	1차부재		2차부재	
		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
전단에 의해 지배되는 경우	2	2	3	2	3

벽체 상부 하부 모두 전단에 의해서 지배되는 경우이기 때문에

IO : 2, LS: 2, CP: 3

이다.

< DCR 산정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) 벽체 상부 (휨)

m계수는 IO : 2, LS : 2, CP : 3

$$DCR(IO) = \frac{1364.4}{9174.8 \times 2} = 0.07 \text{ (OK)}$$

(2) 벽체 하부 (휨)

m계수는 IO : 2, LS : 2, CP : 3

$$DCR(IO) = \frac{18217.4}{9245.7 \times 2} = 0.98 \text{ (OK)}$$

2) 전단에 대한 평가

(1) 벽체 상부 (전단)

m계수는 IO : 2, LS : 2, CP : 3

$$DCR(IO) = \frac{4351.5}{2929.4 \times 2} = 0.74 \text{ (OK)}$$

(2) 벽체 하부 (전단)

m계수는 IO : 2, LS : 2, CP : 3

$$DCR(IO) = \frac{4351.5}{2723.2 \times 2} = 0.79 \text{ (OK)}$$

3) 축력에 대한 검토

축하중이 매우 낮은 부재이므로 축하중에 대한 검토는 생략한다.

예시 전단벽의 경우 상부, 하부 모두에서 IO수준을 만족하므로 성능수준은 거주가능으로 판정된다.

1.4.4 조적채움벽 부재 1단계 상세평가

< 부재정보 >

채움벽 : 길이 = 6300mm, 두께 = 200mm

층고 : 3700 mm

기둥치수 : 좌우기둥모두 400mm × 400mm

상단의 보치수: 400mm × 700mm

< 부재력 산정 >

조적채움벽은 등가압축가새로 치환하여 해석하며, 가새의 축력은 구조해석결과로부터 변형 지배거동의 하중조합에 의해 부재력을 구한다.

$$P_{UD} = P_G + P_E$$

(요령집 식 4.3.3)

$$P_{UD} = 0 - 245.16 = -245.16kN$$

< 강도 산정 >

1) 전단강도

조적채움벽의 전단강도는 조적채움벽의 평균전단응력에 채움벽의 단면적을 곱하여 산정한다.

$$V_{me} = A_n f_{vie} \quad (\text{요령집 식 4.3.15})$$

조적채움벽의 경우 평균전단응력은 가로줄눈파괴와 대각인장파괴에 의한 전단강도중 작은 값으로 한다. 즉,

$$\text{가로줄눈파괴 : } V_{bjs} = v_{me} A_n \quad (\text{요령집 식 4.3.25})$$

$$\text{대각인장파괴 : } V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} = v_m A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (\text{요령집 식 4.3.26})$$

현장시험을 수행하지 않은 경우 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효전단강도는 조적조의 공칭전단강도 v_m 의 기본값을 30%할증시킨 값으로 본다. 또한, 대각인장 파괴에서 사인장 강도 f'_{dt} 가 알려지지 않은 경우 가로줄눈파괴 전단강도 v_m 를 사용할 수 있다.

따라서 예제건물의 재료상태를 양호로 볼 경우

$$v_{me} = 0.2MPa \times 1.3 = 0.26MPa$$

이며, 조적채움벽의 경우 축하중은 없으므로 가로줄눈파괴식의 경우

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} = v_m A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right)$$

가 된다. 따라서 채움벽이 세장한 경우 ($L < h_{eff}$) 대각인장파괴강도가 전단강도가 되며 그렇지 않은 일반적인 경우는 가로줄눈파괴에 의해 전단강도를 산정한다.

예제의 경우

$$A_n = L_{inf} \times t$$

$$L_{inf} = (6300 - \frac{400 + 400}{2}) = 5900mm$$

$$A_n = 5900 \times 200 = 1180000mm^2$$

$$V_{ine} = 1180000 \times 0.26 = 306800N = 306.8kN$$

이다.

2) 축강도

대각 스트럿의 축강도는 전단강도로부터

$$h_{inf} = \text{벽체높이} - \text{보춤} = 3700 - 700 = 3000mm$$

$$r_{inf} = \sqrt{5900^2 + 3000^2} = 6618.9mm$$

$$P_n = 306.8 \times \frac{6618.9}{5900} = 344.2kN$$

와 같이 산정된다.

< m계수 산정 >

등가 스트럿으로 모델링한 조적채움벽의 m 계수는 골조와 채움벽의 강도비 및 채움벽의 길이/높이비에 따라 주어진다.

1) 골조와 채움벽의 강도비

골조의 강도는 기둥부재의 휨파괴강도와 전단파괴강도중 작은 값으로부터 산정한다. 산정된 한쪽 기둥단면의 강도가 183.3 kN 일 경우 강도비는

$$\text{채움벽의 강도} : V_{ine} = 306.8kN$$

$$\frac{V_{frame}}{V_{ine}} = \frac{183.3 \times 2}{306.8} = 1.22$$

이다.

2) 채움벽의 길이 / 높이비

$$h_{inf} = 3700 - 700 = 3000mm$$

$$L_{inf} = 6300 - \frac{400 + 400}{2} = 5900mm$$

3) m계수 산정

예제 건물의 조적채움벽의 골조/채움벽 강도비는 1.22로 0.7이상 1.3미만에 속하므로, 채움벽의길이/높이비가 1일때와 2일 때의 m계수값을 선형보간하여 구한다.

$$IO : m = 1.2 + \left(\frac{1 - 1.2}{2 - 1} \right) (1.97 - 1) = 1.006$$

$$LS : m = 5.2 + \left(\frac{4.5 - 5.2}{2 - 1} \right) (1.97 - 1) = 4.521$$

<표> 조적채움벽의 등가압축가새의 m계수

(요령집 표 4.3.7)

조건		목표성능수준별 m 계수		
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	거주가능	인명안전	붕괴방지
0.7이상 1.3미만	0.5	1.5	6.0	n.a.
	1.0	1.2	5.2	n.a.
	2.0	1.0	4.5	n.a.

< DCR 산정 >

위의 m계수를 사용한 DCR은 IO일 때

$$DCR(IO) = \frac{245.16}{344.2 \times 1.006} = 0.7 \text{ (OK)}$$

로 거주가능의 성능목표를 만족한다.

조적채움벽이 골조로부터 탈락하여 파괴될 경우 건물내의 거주자의 인명안전에 큰 영향을 미치므로 인명안전을 만족시키지 못하는 것으로 본다. 하지만 조적채움벽의 파괴가 건물의 붕괴로 이어지는 않으므로 붕괴방지의 성능수준판단에는 영향을 주지 않는다.

조적채움벽이 있을 경우는 이상과 같이 조적채움벽의 면내방향거동에 대해 검토하며, 추가로 면외방향에 대한 검토 및 등가압축가새로 인한 인접골조의 영향에 대한 검토가 필요하다.

다.

< 면외방향 전도의 검토 >

예제 건물은 지진구역 2, 지반조건 S_E 에 위치하므로 S_{D1} 은 0.315g이다. 또한 지상 2층이며 검토되는 조적채움벽의 높이-두께비는 층고가 3700mm, 보의 춤이 700mm, 두께가 200mm 이므로 $(3700 - 700)/200 = 15$ 이다. 이 경우 요령집 표 4.3.2에 의해 1층의 경우 동적안정성을 확보할 수 있는 높이-두께비 15이하를 만족한다. 따라서 1층 벽체는 면외전도에 대해 안전하다. 하지만 2층에 위치한 채움벽의 경우 규정된 높이-두께비인 9를 만족하지 못하므로 면외방향 전도에 대한 검토가 필요하다.

<표> 벽체의 면외방향 동적안정성을 확보하기 위한 벽체의 높이-두께 비(h/t) (요령집 표 4.3.2)

벽체종류	$S_{D1} \leq 0.16g$	$0.16g < S_{D1} \leq 0.25g$	$S_{D1} > 0.25g$
1층 건물의 벽체	20	16	13
2층 이상 건물의 1층 벽체	20	18	15
2층 이상 건물의 최상층 벽체	14	14	9
그 외의 경우	20	16	13

<표> 지진구역에 따른 S_{DS} 와 S_{D1} (요령집 표 3.2.1)

지반종류	지진구역 1		지진구역 2	
	S_{DS}	S_{D1}	S_{DS}	S_{D1}
S_A	0.293	0.117	0.187	0.075
S_B	0.367	0.147	0.233	0.093
S_C	0.433	0.232	0.280	0.155
S_D	0.499	0.287	0.355	0.209
S_E	0.653	0.458	0.527	0.315

1) S_{DS} 산정

예제 건물은 지진구역 2, 지반조건 S_E 에 위치하므로 $S_{DS} = 0.527$, $S_{D1} = 0.315$ 이다.

2) 벽체의 지지조건 및 재료상태에 따른 휨인장 응력

조적벽체와 경계면사이의 이격을 조사하지 않았으므로 하부면만 접촉하는 것으로 가정하며 재료상태는 양호로 가정하면 휨인장응력은 0.15 MPa이다.

3) 조적벽체의 무게 산정

길이 6300mm, 높이 3000mm, 1.0B 쌓기의 경우 조적벽체의 전체무게는 다음과 같다.

$$W = 0.19m \times 6.3m \times 3.0m \times 2000kg/m^3 \times 9.81 = 70455N$$

4) 면외방향 관성력

χ 의 값은 붕괴방지의 경우 0.3, 인명안전의 경우 0.4, 거주가능의 경우 0.6이며 유연한 격막일 경우 3배로 증가시킨다. 예제건물의 경우 일반적인 격막이며 거주가능시의 χ 를 적용하여 산정한 면외방향 관성력은

$$F_p = \chi S_{DS} W = 0.6 \times 0.527 \times 70455N = 22,278N \quad (\text{요령집 식 4.3.27})$$

이다.

하단면만 접촉하므로 캔틸레버와 같다. 벽체의 중심에 관성력이 작용하는 경우 하단부에 발생하는 휨 모멘트와 그에 따른 휨응력은 다음과 같다.

$$M = F_p \times 0.5h = 22278 \times 0.5 \times 3.0 = 33417N \cdot m$$

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} - \frac{P}{A} = \frac{33417 \times 10^3}{\frac{7200 \times 190^2}{6}} - \frac{70455}{7200 \times 190} = -0.058MPa$$

즉, 전단면에서 압축응력이 작용하므로 검토벽체는 거주가능시의 관성력에 대해 휨균열이 발생하지 않아 전도에 대해 안전하다. 따라서 면외방향으로는 거주가능의 성능수준을 만족한다.

1.4.5 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정

구조물의 최종성능수준은 수직하중 분담비율 및 층변위각에 의해 판정한다.

수직하중 분담 비율은 층별로, 수직부재와 수평부재에 대해 각각 구한다. 보 부재의 경우 해당 부재가 분담하는 수직하중은 양단에서 중력하중에 의해 발생하는 전단력의 합이다. 기둥, 가새 부재의 경우에는 중력하중에 의해 발생하는 해당 부재의 축력이다. 분담 비율이 80%를 초과할 때 수준을 해당 층의 성능으로 결정한다. 층별로 성능 수준을 결정한 후 가장 불리한 층의 결과를 전체 건물의 성능 수준으로 판정한다.

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (수직부재)

	LOADCOMB	1층			2층		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY	0.959	0.959	0.959	0.481	0.481	0.922
2	1.1DL+0.275LL+EX-0.3EY	0.941	0.941	0.941	0.708	0.708	0.895
3	1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY	0.941	0.941	0.941	0.621	0.678	0.910
4	1.1DL+0.275LL-EX-0.3EY	0.928	0.928	0.941	0.449	0.449	0.885
5	1.1DL+0.275LL+0.3EX+EY	0.941	0.941	0.941	0.382	0.439	0.830
6	1.1DL+0.275LL+0.3EX-EY	0.941	0.941	0.941	0.319	0.423	0.938
7	1.1DL+0.275LL-0.3EX+EY	0.941	0.955	0.955	0.426	0.473	0.937
8	1.1DL+0.275LL-0.3EX-EY	0.941	0.941	0.941	0.369	0.369	0.667
9	0.9DL+EX+0.3EY	0.927	0.927	0.939	0.489	0.489	0.879
10	0.9DL+EX-0.3EY	0.927	0.927	0.939	0.705	0.719	0.894
11	0.9DL-EX+0.3EY	0.917	0.917	0.939	0.641	0.698	0.887
12	0.9DL-EX-0.3EY	0.927	0.927	0.939	0.472	0.472	0.883
13	0.9DL+0.3EX+EY	0.927	0.927	0.939	0.489	0.489	0.879
14	0.9DL+0.3EX-EY	0.939	0.939	0.939	0.110	0.318	0.923
15	0.9DL-0.3EX+EY	0.939	0.955	0.955	0.370	0.417	0.891
16	0.9DL-0.3EX-EY	0.939	0.939	0.939	0.333	0.333	0.730
층별 성능수준		0.917	0.917	0.939	0.110	0.318	0.667
건물성능수준		거주가능			붕괴위험		
		붕괴위험					

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (수평부재)

	LOADCOMB	1층			2층		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY	0.777	1.000	1.000	0.838	1.000	1.000
2	1.1DL+0.275LL+EX-0.3EY	0.745	0.981	0.985	0.821	1.000	1.000
3	1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY	0.842	1.000	1.000	0.838	1.000	1.000
4	1.1DL+0.275LL-EX-0.3EY	0.810	0.977	1.000	0.821	0.983	1.000
5	1.1DL+0.275LL+0.3EX+EY	0.759	0.977	1.000	0.804	0.983	1.000
6	1.1DL+0.275LL+0.3EX-EY	0.759	0.954	0.977	0.804	0.966	0.983
7	1.1DL+0.275LL-0.3EX+EY	0.782	0.977	1.000	0.804	1.000	1.000
8	1.1DL+0.275LL-0.3EX-EY	0.736	0.954	0.977	0.789	0.966	0.983
9	0.9DL+EX+0.3EY	0.944	1.000	1.000	0.944	1.000	1.000
10	0.9DL+EX-0.3EY	0.944	0.977	1.000	0.944	0.983	1.000
11	0.9DL-EX+0.3EY	0.944	1.000	1.000	0.961	1.000	1.000
12	0.9DL-EX-0.3EY	0.944	0.977	1.000	0.944	0.983	1.000
13	0.9DL+0.3EX+EY	0.944	1.000	1.000	0.944	1.000	1.000
14	0.9DL+0.3EX-EY	0.825	0.954	0.977	0.927	0.966	0.983
15	0.9DL-0.3EX+EY	0.870	0.977	1.000	0.927	1.000	1.000
16	0.9DL-0.3EX-EY	0.824	0.954	0.977	0.895	0.966	0.983
층별 성능수준		0.736	0.954	0.977	0.789	0.966	0.983
건물성능수준		인명안전			인명안전		
		인명안전					

1.4.6 층간 변형각

구조시스템별로 층간변형각의 크기에 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 예제 건물은 내진설계가 되지 않은 RC모멘트 골조이기 때문에 아래 표에 따라 허용층간 변형각을 결정한다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

(요령집 표 4.4.2)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC 모멘트골조	1	2	4	0.5	1.0	2

<표> EX방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	4.5	0.012	0.0027	OK	OK	OK
2층	3.7	0.0148	0.004	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						

<표> EY방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

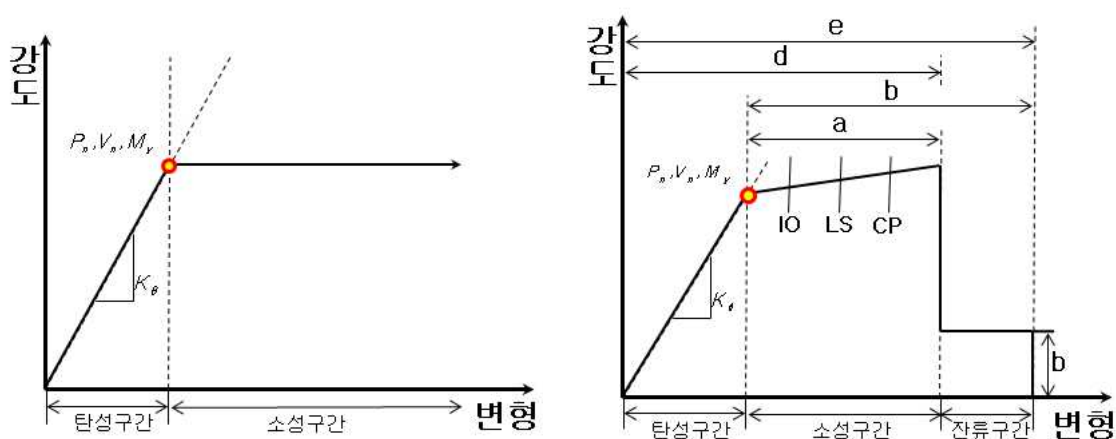
	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	4.5	0.0189	0.0042	OK	OK	OK
2층	3.7	0.0268	0.007	NG	OK	OK
최종 성능수준 : 인명안전						

1.5. 철근콘크리트조 2단계 상세평가

1.5.1 Pushover 해석 절차

2단계 상세평가에서는 비선형정적해석, 즉 푸시오버해석을 통해 성능을 평가한다. 푸시오버해석은 지진하중을 점차 증가시키면서 부재별 항복 및 비선형거동에 따른 하중재분배를 고려하는 방법이므로 부재별 비선형거동특성에 대한 모델링이 필요하다. 하지만 부재의 비선형거동특성은 요령의 표에서 나타나있듯이 부재의 조건 뿐아니라 부재에 작용하는 전단력, 축력에 따라서도 달라진다. 푸시오버해석의 목표는 성능점에서 부재의 상태를 검토하는 것이므로 성능점에서 부재에 작용하는 축력 및 전단력에 맞게 비선형특성이 모델링되어야 한다. 하지만 해석전에는 성능점에서의 부재력을 알 수 없으므로 해석후 부재의 상태 및 설정한 비선형특성 (즉, 힌지파라미터)의 적합성을 검토하고 수정하여 재해석하는 반복과정이 필요하다. 이를 위해 요령이 해설에서는 먼저 예비 푸시오버해석을 수행하고 부재별 성능곡선의 주요 변수 산정 시 필요한 부재력을 산정한 후 다시 실시 푸시오버해석을 수행하는 방법을 제시하였다. 이 절차는 다음과 같다.

- 예비 푸시오버해석: 먼저 중력하중($1.0DL+0.25LL$)만을 적용한 탄성해석을 수행하여 각 부재별 부재력을 산정한다. 이 부재력은 각 부재의 항복강도를 산정하는 데만 이용한다. 각 부재의 변형능력은 우선 매우 큰 값으로 정의한다. 즉, 부재의 성능곡선 정의를 위한 변수 중에서 강도는 비교적 정확히 반영하고 변형능력은 정확히 정의하지 않는다. 이 모델을 사용하여 푸시오버해석을 수행하고 성능점을 산정한다.



(a) 예비 단계의 성능곡선 (b) 실시 단계의 성능곡선

<그림> 예비 및 실시 단계의 성능곡선

- 실시 푸시오버해석 : 예비 푸시오버해석 결과를 이용해 산정한 성능점에서 개별 부재의 부재력을 추출한 후 이들을 사용하여 각 부재의 성능곡선을 재정의한다. 이 때는 개별 부재의 성능곡선이 실제 요구값을 반영하도록 한다. 재정의된 성능곡선을 사용하여 비선형모델을 작성하여 해석을 수행한다.

실시 푸시오버해석 후에도 부재별로 부재력 및 정의된 소성힌지 특성의 적합성을 검사하여 적합하지 않을 경우 힌지특성의 수정후 재수행하는 반복과정이 필요하다. 아래에 예시들은 예비해석수행을 통해 부재력을 구한후 실시해석 수행과정이다.

1.5.2 보부재 2단계 상세평가

1) 보부재 1 (ID : RG5C)

보부재 1의 부재번호는 RG5C로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제구조물을 X방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

$$h = 700mm, b = 400mm, \text{상부근 } A_s = 3871mm^2$$

$$\text{하부근 } A_s = 1548.4mm^2, \text{늑근} = 2 - D10@150$$

$$span : 6300mm$$

< 강성 및 항복회전각 >

- I단, J단 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4kN/m^2$$

$$I_g = \frac{(400 \times 10^{-3}) \times (700 \times 10^{-3})^3}{12} = 0.011m^2$$

$$\text{유효강성 } 0.5E_cI_g = 0.5 \times 27069886.4 \times 0.011 = 154750kN \cdot m^2$$

따라서 탄성구간의 강성은

$$K_\theta = \frac{6(0.5E_cI_g)}{L} = \frac{6 \times 154750}{6.3} = 147380kN \cdot m$$

이다. 한편

$$M_e = 3871 \times 375 \times (560 - \frac{176}{2}) = 658kN \cdot m$$

여기서,

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = \frac{3871 \times 375}{0.85 \times 24.3 \times 400} = 176 \text{ mm}$$

이다.

항복모멘트 및 항복회전각은

$$M_y = 0.9 M_e = 592.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{592.2}{154750} = 0.004$$

로 산정된다.

< 전단강성 및 전단항복변형률 >

(1) I단, J단 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 400 \times 10^{-3} \times 700 \times 10^{-3} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$\text{전단강성 } 0.4 E_c A_w = 0.4 \times 25887597 \times 0.28 = 2899411 \text{ kN}$$

$$\text{전단강도 } V_n = \frac{1}{6} \sqrt{20.25} \times 400 \times 560 + \frac{142.66 \times 300 \times 560}{150} = 327.8 \text{ kN}$$

$$\text{전단변형률} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{327.8}{2899411} = 1.13 \times 10^{-4}$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

- 1) 휨·전단지배 판단
- 2) 내진·비내진 단면 판단
- 3) 주근의 배근상태 판단

휨지배, 전단비배의 판단, 내진·비내진 단면 판단, 주근의 배근상태 판단과정은 1단계 상세 평가와 동일하다. 검토 보부재의 경우 1단계 상세평가지 검토결과 휨지배, 내진 상세단면으로 판정되었으며, 주근의 배근상태의 경우 0.319로 산정되었다.

- 4) 작용전단력의 크기

2단계상세평가 예시에서 사용하는 작용전단력(V_u) 및 축력의 경우 예비 Pushover해석을 수행하고 산정된 성능점에서의 개별 부재력을 사용한다.

(1) I단

작용전단력(V_u)=-142 kN

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{-142}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 560} = -0.141$$

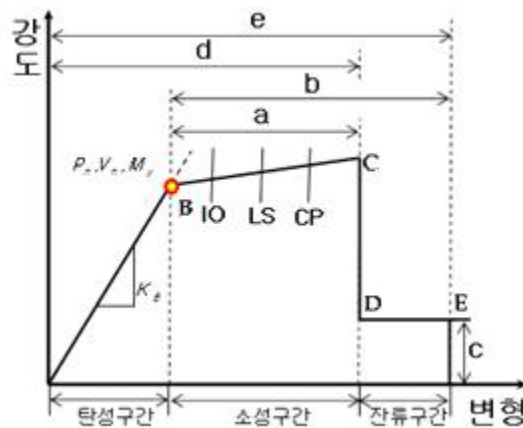
(2) J단

작용전단력(V_u)=158 kN

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{158}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 560} = 0.156$$

5) 모델링파라미터 및 허용기준

모멘트 힌지의 정의를 위해 필요한 입력치는 다음 그림과 같으며 이 값은 검토 부재가 휨에 지배되는 내진 상세단면이며, 주근의 배근상태가 0.319, 작용전단력의 크기 0.141임을 이용하여 선형보간하여 휨모멘트에 대한 힌지특성 및 허용기준을 산정한다.



<그림> 힌지특성 모델링

<표> 휨에 의해 지배되는 내진 상세단면 보의 모델링파라미터 및 허용기준 (요령집 표 5.3.1)

주근의 배근상태	작용전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도 비	허용기준		
		a	b		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
0 이하	0.25 이하	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025
	0.5 이상	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02
0.5 이상	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
	0.5 이상	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015

- 모델링 파라미터(휨)

$$\text{소성회전각 } a : 0.025 + \left(\frac{0.02 - 0.025}{0.5 - 0} \right) (0.319 - 0) = 0.22$$

$$\text{소성회전각 } b : 0.05 + \left(\frac{0.03 - 0.05}{0.5 - 0} \right) (0.319 - 0) = 0.037$$

$$\text{잔류강도비 } c : 0.2$$

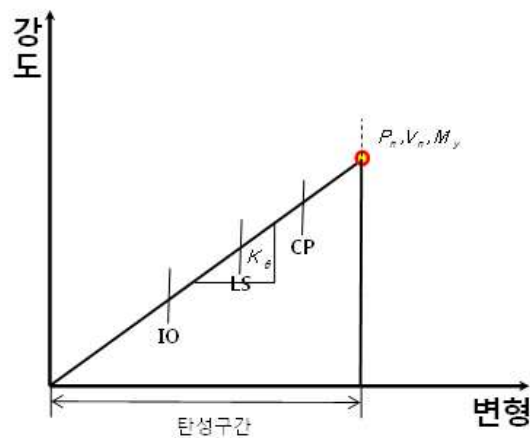
- 허용기준(휨)

$$\text{IO} : 0.01 + \left(\frac{0.005 - 0.01}{0.5 - 0} \right) (0.319 - 0) = 0.007$$

$$\text{LS} : 0.02 + \left(\frac{0.001 - 0.02}{0.5 - 0} \right) (0.319 - 0) = 0.014$$

$$\text{CP} : 0.025 + \left(\frac{0.02 - 0.025}{0.5 - 0} \right) (0.319 - 0) = 0.022$$

전단힌지의 경우 다음과 같이 힌지특성 및 허용기준을 설정한다. 이때 붕괴방지에 해당하는 변형각은 전단항복변형률, 인명안전의 경우는 전단항복변형률의 75%, 거주가능의 경우는 전단항복변형률의 50%로 설정한다.



<그림> 하중지배부재의 한지모델링

< 성능수준 결정 >

실시 푸시오버해석결과 검토 보는 힘에 대해 항복하지 않았다. 따라서 소성회전각이 0이므로 힘의 경우 거주가능이 성능수준을 만족한다.

전단의 경우 성능점에서 전단변형각이 2.34×10^{-4} 로 항복회전각의 약 48% 정도로 거주가능의 성능수준을 만족하였다. 전단에 대한 검토는 탄성이므로 성능점에서의 부재력중 전단력과 전단강도를 사용하여 검토할 수도 있다.

검토보의 성능수준은 거주가능을 만족하는 것으로 판정된다.

2) 보부재 2 (ID : RG1)

보부재 1의 부재번호는 RG1로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제 구조물을 Y방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

$$h = 700mm, b = 350mm, 상부근 A_s = 2322.6mm^2$$

$$하부근 A_s = 774.2mm^2, \text{ 늑근} = 2 - D10@250$$

$$span : 10800mm$$

< 강성 및 항복회전각 산정 >

(1) I단, J단 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{(350 \times 10^{-3}) \times (700 \times 10^{-3})^3}{12} = 0.01 \text{ m}^2$$

$$\text{유효강성 } 0.5E_c I_g = 0.5 \times 27069886.4 \times 0.01 = 135406 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$K_\theta = \frac{6(0.5E_c I_g)}{L} = \frac{6 \times 135406}{10.8} = 75225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_e = 2322.6 \times 375 \times (560 - \frac{120}{2}) = 418 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{여기서, } a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_{ce} b} = \frac{2322.6 \times 375}{0.85 \times 24.3 \times 350} = 120 \text{ mm}$$

$$M_y = 0.9 M_e = 376.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{376.1}{75225} = 0.005$$

< 전단 강성 및 변형률 >

(1) I단, J단 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 350 \times 10^{-3} \times 700 \times 10^{-3} = 0.245 \text{ m}^2$$

$$\text{전단강성 } 0.4E_c A_w = 0.4 \times 25887597 \times 0.245 = 2536985 \text{ kN}$$

$$\text{전단강도 } V_n = \frac{1}{6} \sqrt{20.25} \times 350 \times 560 + \frac{142.66 \times 300 \times 560}{250} = 242.9 \text{ kN}$$

$$\text{변형률} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{242.9}{2536985} = 0.957 \times 10^{-4}$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

- 1) 휨·전단지배 판단
- 2) 내진·비내진 단면 판단
- 3) 주근의 배근상태 판단

휨지배, 전단비배의 판단, 내진·비내진 단면 판단, 주근의 배근상태 판단과정은 1단계 상세 평가와 동일하다. 검토 보부재의 경우 1단계 상세평가지 검토결과 휨지배, 비내진 상세단면으로 판정되었으며, 주근의 배근상태의 경우 0.25로 산정되었다.

3) 작용전단력의 크기

(1) I단

$$V_i = -93.52 kN$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{-93.52 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 350 \times 560} = -0.106$$

(2) J단

$$V_j = 105.33 kN$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{105.33 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 350 \times 560} = 0.119$$

4) 모델링파라메타 및 허용기준

(1) I단

휨에 지배되는 비내진 상세단면이며, 주근의 배근상태가 0.243, 작용전단력의 크기 - 0.106임을 이용하여 선형보간하여 값을 산정한다.

- 힌지특성

$$\text{소성회전각 } a : 0.02 + \left(\frac{0.01 - 0.02}{0.5 - 0} \right) (0.243 - 0) = 0.015$$

$$\text{소성회전각 } b : 0.03 + \left(\frac{0.015 - 0.03}{0.5 - 0} \right) (0.243 - 0) = 0.023$$

$$\text{잔류강도비 } c : 0.2$$

- 허용기준

$$\text{IO} : 0.005 + \left(\frac{0.005 - 0.005}{0.5 - 0} \right) (0.243 - 0) = 0.005$$

$$LS : 0.01 + \left(\frac{0.01 - 0.01}{0.5 - 0} \right) (0.243 - 0) = 0.01$$

$$CP : 0.02 + \left(\frac{0.01 - 0.02}{0.5 - 0} \right) (0.243 - 0) = 0.015$$

<표> 휨에의해 지배되는 비내진 상세단면 보의 모델링파라미터 및 허용기준 (요령집 표 5.3.1)

주근의 배근상태	작용전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비 c	허용기준		
		a	b		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
0 이하	0.25 이하	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
	0.5 이상	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
0.5 이상	0.25 이하	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
	0.5 이상	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

(2) J단

소성회전각 a : 0.015

소성회전각 b : 0.023

잔류강도비 c : 0.2

IO : 0.005

LS : 0.01

CP : 0.015

< 성능수준 결정 >

산정된 힌지특성을 입력하고 실시푸시오버해서를 수행한 결과 검토보부재는 항복하지 않았다. 따라서 휨에 대해서는 거주가능의 성능수준을 만족한다.

전단력의 경우도 전단강도의 50%보다 작은 값이 나타나 거주가능의 성능수준을 만족하는 것으로 판정되었다.

따라서 검토보부재는 휨, 전단모두에 대해 거주가능의 성능수준을 만족한다.

1.5.3 기둥부재 2단계 상세평가

1) 기둥부재 1 (ID : 2C2)

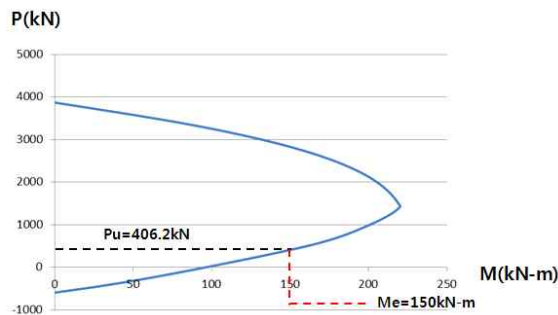
기둥부재 1의 부재번호는 2C2로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제구조물을 X방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

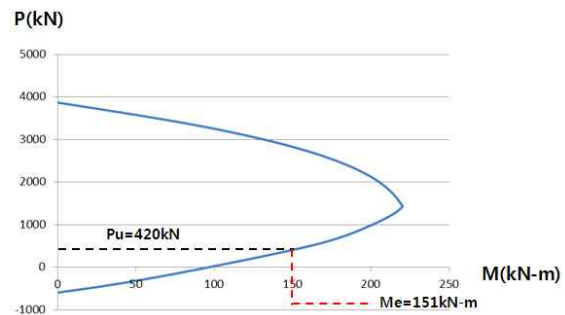
$b = 400mm$, $h = 400mm$, 늑근 = 2 - D10@150

주철근단면적 = $1588.8mm^2$, 기둥높이 = $3700mm$

< 휨강성 및 항복 회전각 >



<기둥 상부>



<기둥 하부>

<그림> 기둥 PM곡선

1) 축력비

(1) I단

$$P_i = 420 kN$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{420 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.13$$

(2) J단

$$P_j = 406.2 kN$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{406.2 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.125$$

2) 강성 및 항복회전각

(1) I단

기둥의 축력비가 0.3이하이므로 요령의 표에 따라 기둥의 휨유효강성으로는 $0.5E_cI_g$, 전단강성으로는 $0.4E_cA_w$ 을 사용한다.

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{(400 \times 10^{-3}) \times (400 \times 10^{-3})^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{유효강성} : 0.5E_cI_g = 0.5 \times 27069886.4 \times 2.1 \times 10^{-3} = 28875 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

기둥의 변형형상을 복곡률로 가정한다. 따라서 탄성강성은

$$K_\theta = \frac{6(0.5E_cI_g)}{L} = \frac{6 \times 28875}{3.7} = 46824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

이고

$$M_y = 0.9M_e = 136.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{136.2}{46824} = 0.0029$$

이다.

(2) J단

$$K_\theta = \frac{6(0.5E_cI_g)}{L} = \frac{6 \times 28875}{3.7} = 46824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{134.7}{46824} = 0.0029$$

< 전단강성 및 항복변위 >

1) 전단강성

(1) I단, J단 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 400 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^{-3} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$0.4E_cA_w = 0.4 \times 25887597 \times 0.16 = 1656806kN$$

2) 항복변위

(1) I단, J단 동일

$$d = 400 \times 0.8 = 320mm$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000mm^2$$

$$\lambda = 1$$

$$k_1 = 1 \quad (s=150 < 0.5d=160)$$

$$d_y = \frac{M_y \times L}{12 \times E \times I} = \frac{136.2 \times 3.7}{12 \times 25887 \times 0.0021} = 0.006$$

$$d_p = \theta_p \times \left(\frac{l}{2} - \frac{h}{4} \right) = 0 \times \left(\frac{3.7}{2} - \frac{0.4}{4} \right) = 0$$

$$\mu = 1 + \frac{d_p}{d_y} = 1 + \frac{0}{0.006} = 1 \rightarrow k_2 = 1$$

$$M/Vd = \frac{84}{50 \times 320 \times 10^{-3}} = 5.25 \rightarrow 3$$

$$A_v = 71.33 \times 2 = 142.66mm^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1 \times \frac{142.66 \times 300 \times 320}{150} + \\ &1 \times 1 \times \left(\frac{0.5 \sqrt{20.25}}{3} \sqrt{1 + \frac{420 \times 10^3}{0.5 \sqrt{20.25} \times 160000}} \right) \times 0.8 \times 160000 \\ &= 232.6kN \end{aligned}$$

$$\text{항복변위} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{232.6}{1656806} = 0.00014$$

< 축강성 및 항복변위 >

축강도, 축강성은 인장과 압축에 대해 각각 구하며, 각각에 대해 항복변위를 계산한다. I단과 J단의 배근이 동일하므로 강도 및 강성은 동일하다.

1) 축강도

- 압축일 때

$$P_n = 0.85f_{ck}(A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.25 \times (400 \times 400 - 1588.8) + 1588.8 \times 300 = 3203.3kN$$

- 인장일 때

$$P_n = A_s f_y$$

$$P_n = 1588.8 \times 300 \times 10^{-3} = 476.6kN$$

2) 축강성

- 압축일 때

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597kN/m^2$$

$$A_g = 400 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^{-3} = 0.16$$

$$\frac{E_c A_g}{L} = \frac{25887597 \times 0.16}{3.7} = 1119464kN/m$$

- 인장일 때

$$E_s = 200000000kN/m^2$$

$$A_s = 1588.8 \times 10^{-6}m^2$$

$$\frac{E_s A_s}{L} = \frac{200000000 \times 1588.8 \times 10^{-6}}{3.7} = 85881kN/m$$

3) 항복변위

- 압축일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{3203.3}{1119464} = 0.0029m$$

- 인장일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{476.6}{85881} = 0.0056m$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

1) 내진·비내진상세단면 판정

$$s=150\text{mm}$$

$$x\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3, \quad y\text{방향 } d/3 = 400/3 = 133.3$$

따라서, $s > d/3$ 이므로 비내진 상세단면이다.

2) 휨지배·전단지배 판정

$$\frac{M_{ez}(i-end) + M_{ez}(j-end)}{h} = \frac{150 + 151}{3.7} = 81.35\text{kN} < V_n = 232.6\text{kN}$$

따라서 휨지배부재이다.

3) 축력비 산정

(1) I단

$$P_i = 420\text{kN}$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{420 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.13$$

(2) J단

$$P_j = 406.2\text{kN}$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{406.2 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.125$$

4) 작용전단력의 크기

$$V = 50\text{kN} \text{ 이므로}$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{50 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.087$$

5) 모델링파라메타 및 허용기준 산정

<표> 휨에 의해 지배되는 비내진상세 단면 기둥의 모델링파라미터 및 허용기준 (요령집 표 5.3.2)

축력비	작용전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비 c	허용기준		
		a	b		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
0.1 이하	0.25 이하	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
	0.5 이상	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005
0.4 이상	0.25 이하	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
	0.5 이상	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

(1) I단

모델링파라미터 및 허용기준은 선형보간으로 값을 구한다.

$$\text{소성회전각 } a : 0.006 + \left(\frac{0.003 - 0.006}{0.4 - 0.1} \right) (0.13 - 0.1) = 0.006$$

$$\text{소성회전각 } b : 0.015 + \left(\frac{0.01 - 0.015}{0.4 - 0.1} \right) (0.13 - 0.1) = 0.015$$

$$\text{잔류강도비 } c : 0.2$$

$$\text{IO} : 0.005 + \left(\frac{0.002 - 0.005}{0.4 - 0.1} \right) (0.13 - 0.1) = 0.005$$

$$\text{LS} : 0.005 + \left(\frac{0.002 - 0.005}{0.4 - 0.1} \right) (0.13 - 0.1) = 0.005$$

$$\text{CP} : 0.006 + \left(\frac{0.003 - 0.006}{0.4 - 0.1} \right) (0.13 - 0.1) = 0.006$$

(2) J단

$$\text{소성회전각 } a : 0.006$$

$$\text{소성회전각 } b : 0.015$$

$$\text{잔류강도비 } c : 0.2$$

$$\text{IO} : 0.005$$

$$\text{LS} : 0.005$$

$$\text{CP} : 0.006$$

전단 및 축력의 경우는 공칭강도 (혹은 최대변형의) 1.0, 0.75, 0.50을 각각 붕괴방지, 인명안전, 거주가능의 기준으로 한다.

< 성능수준 결정 >

실시 푸시오버해석결과 기둥 2C2는 성능점에서 소성휨변형이 발생하지 않았다. 따라서 휨에 대해서는 I단과 J단 모두 거주가능의 성능수준을 만족한다.

전단의 경우 부재력 $V_u = 50kN$ 이고 전단강도 $V_n = 232.6kN$ 이다. 따라서

$$V_u < 0.5 V_n$$

이므로 거주가능의 성능수준을 만족한다.

축력의 경우도 거주가능의 성능수준을 만족하므로 (P-M 곡선참조) 이 부재의 최종성능수준은 거주가능으로 판정된다.

본 예시에서는 단면의 x 방향에 대해서만 검토하였으나 수직부재의 배치가 비대칭이거나 부재의 축이 평면과 평행하지 않는 경우 2축 휨이 발생할 수 있다. 이런 경우는 2축 휨에 대한 평가가 필요하다.

2) 기둥부재 2 (ID : 1C1)

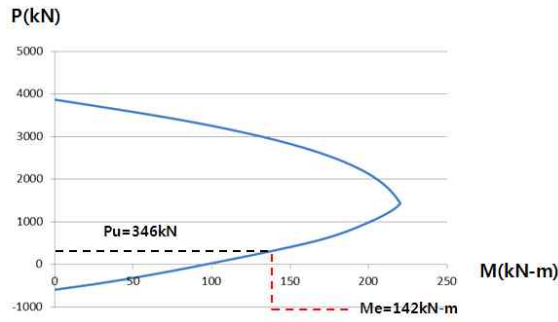
기둥부재 2의 부재번호는 1C1으로서 위치는 그림 1.2.1에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제구조물을 Y방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

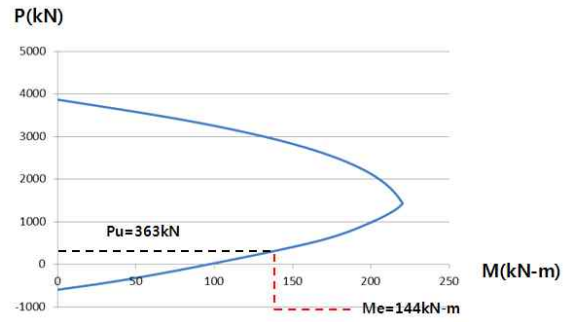
$b = 400mm$, $h = 400mm$, 늑근 = 2 - D10@150

주철근단면적 = $1588.8mm^2$, 기둥높이 = $4500mm$

< 휨강성 및 항복 회전각 >



<기둥 상부>



<기둥 하부>

<그림> 기둥 PM곡선

1) 축력비

(1) I단

$$P_i = 324.7 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{324.7 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.1$$

(2) J단

$$P_j = 307.7 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{307.7 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.09$$

기둥의 축력비가 0.3이하이므로 기둥의 유효휨강성은 I단, J단 모두 $0.5E_c I_g$, 전단강성은 $0.4E_c A_w$ 이다.

2) 강성 및 항복회전각

(1) I단

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{(400 \times 10^{-3}) \times (400 \times 10^{-3})^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{유효강성 } 0.5E_c I_g = 0.5 \times 27069886.4 \times 2.1 \times 10^{-3} = 28875 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$K_{\theta} = \frac{6(0.5E_c I_g)}{L} = \frac{6 \times 28875}{4.5} = 38499 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot (\text{복곡률 가정})$$

$$M_y = 0.9M_e = 0.9 \times 144 = 129.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{K_{\theta}} = \frac{129.6}{38499} = 0.0034$$

(2) J단

$$K_{\theta} = \frac{6(0.5E_c I_g)}{L} = \frac{6 \times 28875}{4.5} = 38499 \text{ kN}$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{K_{\theta}} = \frac{127.6}{38499} = 0.0033$$

< 전단강성 및 항복변위 >

1) 전단강성

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 400 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^{-3} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$0.4E_c A_w = 0.4 \times 25887597 \times 0.16 = 1656806 \text{ kN}$$

2) 항복변위

(1) I단

$$d = 400 \times 0.8 = 320 \text{ mm}$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = 1$$

$$k_1 = 1 \quad (s=150 < 0.5d=160)$$

$$d_y = \frac{129.6 \times L}{12 \times E \times I} = \frac{129.6 \times 4.5}{12 \times 25887 \times 0.0021} = 0.008$$

$$d_p = \theta_p \times \left(\frac{l}{2} - \frac{h}{4} \right) = 0.002 \times \left(\frac{4.5}{2} - \frac{0.4}{4} \right) = 0.004$$

$$\mu = 1 + \frac{d_p}{d_y} = 1 + \frac{0.004}{0.008} = 1.5 \rightarrow k_2 = 1$$

$$M/Vd = \frac{134.5}{59.8 \times 320 \times 10^{-3}} = 7 \rightarrow 3$$

$$A_v = 71.33 \times 2 = 142.66 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1 \times \frac{142.66 \times 300 \times 320}{150} + \\ &\quad 1 \times 1 \times \left(\frac{0.5 \sqrt{20.25}}{3} \sqrt{1 + \frac{363 \times 10^3}{0.5 \sqrt{20.25} \times 160000}} \right) \times 0.8 \times 160000 \\ &= 227 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{항복 변위} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{227}{1656806} = 0.00014$$

(2) J단

$$\begin{aligned} V_n &= 1 \times \frac{142.66 \times 300 \times 320}{150} + \\ &\quad 1 \times 1 \times \left(\frac{0.5 \sqrt{20.25}}{3} \sqrt{1 + \frac{346 \times 10^3}{0.5 \sqrt{20.25} \times 160000}} \right) \times 0.8 \times 160000 \\ &= 225.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{항복 변위} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{225.7}{1656806} = 0.00014$$

< 축강성 및 항복변위 >

축강도, 축강성은 인장과 압축에 대해 각각 구하며, 각각에 대해 항복변위를 계산한다.

1) 축강도

- 압축일 때

$$P_n = 0.85 f_{ck} (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.25 \times (400 \times 400 - 1588.8) + 1588.8 \times 300 = 3203.3 \text{ kN}$$

- 인장일 때

$$P_n = A_s f_y$$

$$P_n = 1588.8 \times 300 \times 10^{-3} = 476.6 kN$$

2) 축강성

- 압축일 때

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 kN/m^2$$

$$A_g = 400 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^{-3} = 0.16$$

$$\frac{E_c A_g}{L} = \frac{25887597 \times 0.16}{4.5} = 920448 kN/m$$

- 인장일 때

$$E_s = 200000000 kN/m^2$$

$$A_s = 1588.8 \times 10^{-6} m^2$$

$$\frac{E_s A_s}{L} = \frac{200000000 \times 1588.8 \times 10^{-6}}{4.5} = 70613 kN/m$$

3) 항복변위

- 압축일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{3203.3}{920448} = 0.0035 m$$

- 인장일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{476.6}{70613} = 0.0068 m$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

1) 내진·비내진상세단면 판정

$$s=150mm$$

x방향 $d/3 = 400/3 = 133.3$, y방향 $d/3 = 400/3 = 133.3$

$s > d/3$ 이므로 비내진 상세단면이다.

2) 휨지배·전단지배 판정

$$\frac{i\text{단}M_{ez} + j\text{단}M_{ez}}{h} = \frac{142 + 144}{4.5} = 63.6kN$$

$$V_n = 227kN > V_{n-m} = 63.6kN$$

따라서 휨지배이다.

3) 축력비 산정

(1) I단

$$P_i = 324.7kN$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{324.7 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.1$$

(2) J단

$$P_j = 307.7kN$$

$$\frac{P}{A_g f_{ck}} = \frac{307.7 \times 10^3}{400 \times 400 \times 20.25} = 0.09$$

4) 작용전단력의 크기

$$V = 59.9kN$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck}} b_w d} = \frac{59.9 \times 10^3}{\sqrt{20.25} \times 400 \times 320} = 0.104$$

5) 모델링파라메타 및 허용기준 산정

<표> 휨에 의해 지배되는 비내진 상세단면 기둥의 모델링파라미터 및 허용기준 (요령집 표 5.3.2)

축력비	작용전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	허용기준		
		a	b		거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
0.1 이하	0.25 이하	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
	0.5 이상	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

위의 표에 의하면 축력비 0.1, 작용전단력 0.104로 축력비 0.1이하, 작용전단력 0.25이하에 해당하므로 모델링파라미터는

소성회전각 a : 0.003

소성회전각 b : 0.01

잔류강도비 c : 0.2

이며, 허용기준은

IO : 0.002

LS : 0.002

CP : 0.003

이다.

J단의 경우도 I단과 동일하다.

< Y방향에 대한 성능수준 결정 >

1) 휨에 대한 평가

(1) I단

푸시오버해석결과 소성회전각은 0.01537 rad로 나타났다.

I단 IO : $0.01537 > 0.002$ (NG)

I단 LS : $0.01537 > 0.002$ (NG)

I단 CP : $0.01537 > 0.003$ (NG)

(2) J단

소성회전각 $= -0.01537$

J단 IO : $0.01537 > 0.002$ (NG)

J단 LS : $0.01537 > 0.002$ (NG)

J단 CP : $0.01537 > 0.003$ (NG)

2) 전단에 대한 평가

I단, J단 동일

$$\frac{V_u}{V_n} = \frac{59.8}{227} = 0.26 < 0.5 \quad : \text{IO에 해당}$$

축력에 대한 검토도 필요하나 휨에서 붕괴방지를 만족하지 못하므로 성능수준은 붕괴위험으로 판정된다.

1.5.4 전단벽 부재 2단계 상세평가

1) 전단벽 부재 1 (ID : 2W1)

전단벽부재 1의 부재번호는 2W1로서 위치는 그림 1.2.1에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제구조물을 X방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

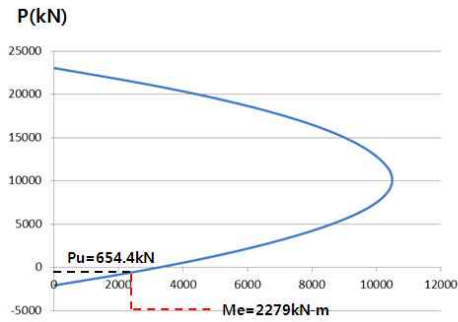
벽체길이 $L = 3400mm$, 벽체두께 $t = 300mm$ 벽체높이 $h = 4500mm$

수직철근 $D13@150$, 수평철근 $D10@200$

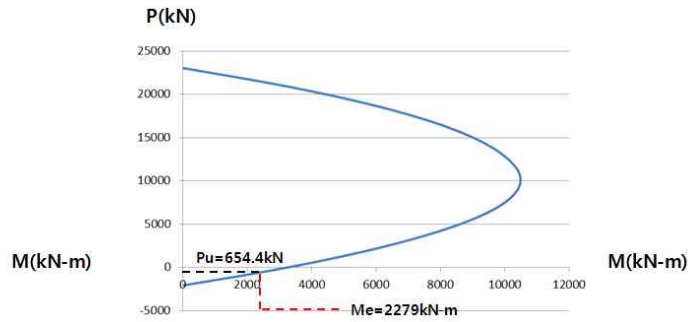
작용하는 연직하중이 작으므로 균열발생이 없다고 가정하여 유효강성은 휨의 경우 $0.8E_cI_g$, 전단은 $0.4E_cA_w$, 축강성은 E_cA_g 로 가정.

< 전단벽의 휨강성 및 항복회전각 >

1) 모멘트강도



< 벽체 상부 >



< 벽체 하부 >

<그림> 전단벽 PM 곡선

2) 강성 및 항복회전각

(1) 상부, 하부 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{(300 \times 10^{-3}) \times (3400 \times 10^{-3})^3}{12} = 0.9826 \text{ m}^4$$

$$\text{유효강성 } 0.8E_cI_g = 0.8 \times 27069886.4 \times 0.9826 = 21279096 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$K_\theta = \frac{3(0.8E_cI_g)}{L} = \frac{3 \times 21279096}{4.5} = 14186064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.9M_e = 2051 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{2051}{14186064} = 0.000145$$

< 전단강성 및 항복변위 >

1) 전단강도

- 상부, 하부 동일

$$d = 3400 \times 0.8 = 2720 \text{ mm}, P_u = -654.43 \text{ kN}, V_u = 730.17 \text{ kN}, M_u = 1642.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{P_u d}{4l_w} = 0.28 \times \sqrt{20.25} \times 300 \times 2720 + \frac{-654.43 \times 10^3 \times 2720}{4 \times 3400} \\ &= 897.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{20.25} + \frac{3400 \left(0.1 \sqrt{20.25} + 0.2 \frac{-654.43 \times 10^3}{3400 \times 300} \right)}{\frac{1642.89 \times 10^6}{730.17 \times 10^3} - \frac{3400}{2}} \right) \times 300 \times 2720$$

$$= 1806.3 \text{ kN}$$

여기서,

$$\frac{1642.89 \times 10^6}{730.17 \times 10^3} - \frac{3400}{2} = 550 \text{ 이므로 작은값인 } V_{c1} \text{ 만 적용한다.}$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} = \frac{142.66 \times 375 \times 2720}{200} = 727.6 \text{ kN}$$

$$V_n = 897.3 + 727.6 \text{ kN} = 1624.8 \text{ kN}$$

2) 전단강성

- 상부, 하부 동일

$$\text{전단강성} = 0.4 E_c A_w$$

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 300 \times 10^{-3} \times 3400 \times 10^{-3} = 1.02 \text{ m}^2$$

$$0.4 E_c A_w = 0.4 \times 25887597 \times 1.02 = 10562139.6 \text{ kN}$$

$$\text{변형률} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{1504.1}{10562139.6} = 0.0001424$$

< 축강성 및 항복변위 >

기둥에서와 마찬가지로 압축,인장에 대해 각각 구해준다.

1) 축강도

- 상부, 하부 동일

— 압축일 때

$$A_s = 5828 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0.85 f_{ck} (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.25 \times (300 \times 3400 - 5828) + 5828 \times 300 = 19204.8 \text{ kN}$$

— 인장일 때

$$P_n = A_s f_y$$

$$P_n = 5828 \times 300 \times 10^{-3} = 1748.4kN$$

2) 축강성

- 상부, 하부 동일

— 압축일 때

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597kN/m^2$$

$$A_g = 300 \times 10^{-3} \times 3400 \times 10^{-3} = 1.02m^2$$

$$\frac{E_c A_g}{L} = \frac{25887597 \times 1.02}{4.5} = 5867855kN/m$$

— 인장일 때

$$E_s = 200000000kN/m^2$$

$$A_s = 5828 \times 10^{-6}m^2$$

$$\frac{E_s A_s}{L} = \frac{200000000 \times 5828 \times 10^{-6}}{4.5} = 259022kN/m$$

3) 항복변위

(1) 상부, 하부 동일

— 압축일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{19204.8}{5867855} = 0.00327$$

— 인장일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{1748.4}{259022} = 0.0068m$$

< 변형능력 및 허용기준 산정 >

1) 특수경계요소는 없음.

2) 전단지배· 휨지배 판정

$$\frac{\text{상단부 } M_e + \text{하단부 } M_e}{h} = \frac{2279.13 + 2279.13}{4.5} = 1013kN$$

$$V_n = 1624.8kN > V_{n-m} = 1013kN \quad \rightarrow \text{휨지배}$$

3) 배근상태와 축력비

- 상부, 하부 동일

$$P = 654.4kN$$

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{645.4 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.032$$

3) 작용 전단력의 크기

- 상부, 하부 동일

$$V = 730.17kN$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck} t_w l_w}} = \frac{730.17 \times 10^3}{\sqrt{20.25 \times 300 \times 3400}} = 0.159$$

4) 모델링파라메타 및 허용기준 산정

<표> 전단벽의 모델링파라메타 및 허용기준

(요령집 표 5.3.3)

특수경계요소의 유무	배근상태와 축력비	작용전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류강도비 c	거주가능	1차부재 (rad.)	
			a	b			인명안전	붕괴방지
없음	0.1 이하	0.25 이하	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008
		0.5 이상	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006

- 상부, 하부 동일하게 배근상태와 축력비가 0.1이하 작용전단력 0.25이하에 해당. 따라서

소성회전각 a : 0.008

소성회전각 b : 0.015

잔류강도비 c : 0.6

IO : 0.002

LS : 0.004

CP : 0.008

< 성능수준 결정 >

(1) 상부

소성회전각 = 0

IO : $0 < 0.002$ (OK)

(2) 하부

소성회전각 = -0.0016

IO : $0.0016 < 0.002$ (OK)

최종적으로 상부 하부 IO를 만족하므로 거주가능의 성능수준으로 판정

2) 전단벽 부재 2 (ID : 2W2)

전단벽부재 2의 부재번호은 2W2로서 위치는 그림 1.2.2에 나타나있다. 아래의 계산과정은 예제구조물을 X방향으로 푸시오버해석할 경우이다.

< 부재정보 >

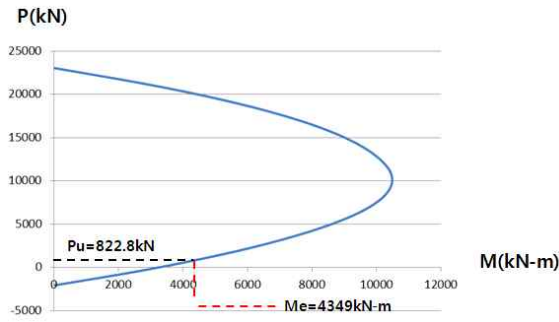
벽체길이 $L = 3400mm$, 벽체두께 $t = 300mm$ 벽체높이 $h = 4500mm$

수직철근 $D13@150$, 수평철근 $D10@200$

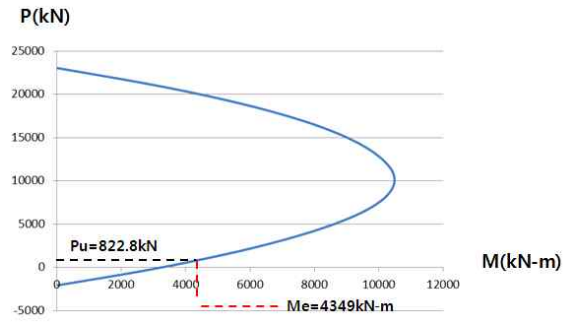
2W1과 마찬가지로 휨강성 $= 0.8E_c I_g$, 전단강성 $= 0.4E_c A_w$, 축강성 $= E_c A_g$ 로 가정

< 휨강성 및 항복회전각 >

1) 모멘트강도



< 벽체 상부 >



< 벽체 하부 >

<그림> 전단벽 PM 곡선

2) 강성 및 항복회전각

(1) 상부, 하부 동일

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{24.3 + 8} = 27069886.4 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{(300 \times 10^{-3}) \times (3400 \times 10^{-3})^3}{12} = 0.9826 \text{ m}^4$$

$$\text{유효강성 } 0.8E_c I_g = 0.8 \times 27069886.4 \times 0.9826 = 21279096 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$K_\theta = \frac{3(0.8E_c I_g)}{L} = \frac{3 \times 21279096}{4.5} = 14186064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.9M_c = 3914.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \frac{M_y}{K_\theta} = \frac{3914.3}{14186064} = 0.000276$$

< 전단강성 및 항복변위 >

1) 전단강도

(1) 상부, 하부 동일

$$d = 3400 \times 0.8 = 2720 \text{ mm}, P_u = 822.83 \text{ kN}, V_u = 707.51 \text{ kN}, M_u = 1591.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{P_u d}{4l_w} = 0.28 \times \sqrt{20.25} \times 300 \times 2720 + \frac{822.83 \times 10^3 \times 2720}{4 \times 3400} \\ &= 1192.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{c2} = \left(0.05 \sqrt{20.25} + \frac{3400 \left(0.1 \sqrt{20.25} + 0.2 \frac{833.83 \times 10^3}{3400 \times 300} \right)}{\frac{1591.9 \times 10^6}{707.5 \times 10^3} - \frac{3400}{2}} \right) \times 300 \times 2720$$

$$= 3267.4 \text{ kN}$$

여기서,

$$\frac{1591.9 \times 10^6}{707.5 \times 10^3} - \frac{3400}{2} = 550 > 0 \text{ 이므로 작은 값인 } V_{c1} \text{ 값만 적용한다.}$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_{ye} d}{s_h} = \frac{142.66 \times 375 \times 2720}{200} = 727.6 \text{ kN}$$

$$V_n = 1192.7 \text{ kN} + 727.6 \text{ kN} = 1920.3 \text{ kN}$$

2) 전단강성

- 상부, 하부 동일

$$\text{전단강성} = 0.4 E_c A_w$$

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597 \text{ kN/m}^2$$

$$A_w = 300 \times 10^{-3} \times 3400 \times 10^{-3} = 1.02 \text{ m}^2$$

$$0.4 E_c A_w = 0.4 \times 25887597 \times 1.02 = 10562139.6 \text{ kN}$$

$$\text{변형률} = \frac{\text{전단강도}}{\text{전단강성}} = \frac{1817.4}{10562139.6} = 0.000172$$

< 축강성 및 항복변위 >

기둥에서와 마찬가지로 압축, 인장에 대해 각각 구해준다. 상부와 하부는 동일하다.

1) 축강도

- 압축일 때

$$A_s = 5828 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0.85 f_{ck} (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.25 \times (300 \times 3400 - 5828) + 5828 \times 300 = 19204.8 \text{ kN}$$

- 인장일 때

$$P_n = A_s f_y$$

$$P_n = 5828 \times 300 \times 10^{-3} = 1748.4kN$$

2) 축강성

- 압축일 때

$$E_c = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887597kN/m^2$$

$$A_g = 300 \times 10^{-3} \times 3400 \times 10^{-3} = 1.02m^2$$

$$\frac{E_c A_g}{L} = \frac{25887597 \times 1.02}{4.5} = 5867855kN/m$$

- 인장일 때

$$E_s = 200000000kN/m^2$$

$$A_s = 5828 \times 10^{-6}m^2$$

$$\frac{E_s A_s}{L} = \frac{200000000 \times 5828 \times 10^{-6}}{4.5} = 259031kN/m$$

3) 항복변위

- 압축일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{19204.8}{5867855} = 0.00327$$

- 인장일 때

$$\text{항복 변위} = \frac{1748.4}{259031} = 0.0068m$$

< 변형능력 및 허용기준 산정 >

1) 특수경계요소는 없음.

2) 전단지배·휨지배 판정

$$\frac{\text{상단부 } M_e + \text{하단부 } M_e}{h} = \frac{3467.5 + 3467.5}{4.5} = 1541kN$$

$$V_n = 1817kN > V_{n-m} = 1541kN \quad \rightarrow \text{힘지배}$$

3) 배근상태와 축력비

- 상부, 하부 동일

$$P = 822.83kN$$

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_{ck}} = \frac{822.83 \times 10^3}{300 \times 3400 \times 20.25} = 0.04$$

4) 작용 전단력의 크기

- 상부, 하부 동일

$$V = 741.7kN$$

$$\frac{V}{\sqrt{f_{ck} t_w l_w}} = \frac{707.51 \times 10^3}{\sqrt{20.25 \times 300 \times 3400}} = 0.154$$

5) 모델링파라메타 및 허용기준 산정

<표> 전단벽의 모델링파라메타 및 허용기준

(요령집 표 5.3.3)

특수경계 요소의 유무	배근상태와 축력비	작용 전단력의 크기	소성회전각 (rad.)		잔류 강도 비	거주 가능	1차부재 (rad.)	
			a	b			인명 안전	붕괴 방지
없음	0.1 이하	0.25 이하	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008
		0.5 이상	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006

상부, 하부 동일하게 배근상태와 축력비가 0.04, 작용전단력의 크기가 0.154으로 배근상태와 축력비가 0.1이하 작용전단력의 크기가 0.25이하에 해당하므로

소성회전각 a : 0.008

소성회전각 b : 0.015

잔류강도비 c : 0.6

IO : 0.002

LS : 0.004

CP : 0.008

< 성능수준 결정 >

(1) 상부

소성회전각 = 0

IO : $0 < 0.002$ (OK)

(2) 하부

소성회전각 = -0.001522

IO : $0.001522 > 0.002$ (OK)

-최종

최종적으로 상부 하부 IO를 만족하므로 거주가능의 성능수준으로 판정

1.5.5 조적채움벽 부재의 2단계 상세평가

< 조적채움벽의 부재정보 >

채움벽길이 : 6300mm, 두께 : 200mm, 높이 : 3700mm

왼쪽기둥 : 400mm × 400mm × 4500mm

오른쪽기둥 : 400mm × 400mm × 4500mm

윗보 : 400mm × 700mm

< 축강성, 축강도, 항복변위 산정 >

1) 가새폭(축강성)의 산정

$$\text{가새 폭 } \alpha = 0.175 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

(요령집 식 4.2.8)

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

예제건물의 경우

$$E_{fe} = 8500 \times \sqrt[3]{20.25 + 8} = 25887.6 N/mm^2$$

$$t_{inf} = 0.2m$$

$$f'_m = 0.46f'_{brick} + 0.16f'_{mortar} - 2.64 \text{ (MPa)} \quad (\text{요령집 식 4.3.20})$$

산정된 조적의 압축강도에 재료상태보정계수와 경과년수보정계수를 곱한다. 재료상태는 양호, 경과년수는 23년으로 보정계수는 각각 1.0과 0.6으로 산정된다. 따라서

$$f'_{me} = (0.46 \times 8.2 + 0.16 \times 10.4 - 2.64) \times 1 \times 0.6 = 1.6776 MPa$$

$$E_{me} = 550f'_{me} = 550 \times 1.6776 = 922.68 MPa$$

$$h_{col} = 3700mm \quad h_{inf} = h_{col} - \text{보춤} = 3700 - 700 = 3000mm$$

$$L_{inf} = 6300 - \frac{400 + 400}{2} = 5900mm$$

$$r_{inf} = \sqrt{h_{inf}^2 + L_{inf}^2} = \sqrt{3000^2 + 5900^2} = 6618.9mm$$

$$I_{col} = \left(\frac{400 \times 400^3}{12} + \frac{400 \times 400^3}{12} \right) = 2.13 \times 10^9 mm^4$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{3000}{5900} \right) = 0.47 (rad)$$

$$\sin 2\theta = 0.81$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{922.68 \times 200 \times 0.81}{4 \times 25887.6 \times 2.13 \times 10^9 \times 3000} \right]^{\frac{1}{4}} = 0.000689$$

따라서,

$$\text{가새 폭 } \alpha = 0.175 \times (0.000689 \times 3700)^{-0.4} \times 6618.9 = 797mm$$

이며

$$\text{축강성 } \frac{EA}{L} = \frac{E_{me} \alpha t_{\infty}}{r_{\infty}} = \frac{922.68 \times 797 \times 200}{6618.9} = 22220.5 N/mm$$

이다.

2) 축강도

채움벽의 강도는 수평줄눈미끄러짐강도로부터 등가가새의 기울기를 고려하여 산정한다.

$$P_n = V_{ine} \times \frac{r_{inf}}{L_{inf}}$$

여기서,

$$V_{in} = v_{me} \times A_n = (0.2 \times 1.3 \times 0.6) \times (6300 \times 200) = 306,800N = 306.8kN$$

이다. 조적의 전단강도는 공칭전단강도의 기본값 $0.2MPa$ 에 평균강도로 변환하기 위한 계수 1.3과 경과년수에 의한 보정계수 0.6을 곱한 값이다.

$$A_n = L_{\infty} \times t = 5900 \times 200 = 1180000mm^2$$

$$r_{inf} = \sqrt{L_{inf}^2 + h_{inf}^2}$$

$$h_{inf} = \text{벽체높이} - \text{보춤} = 3700 - 700 = 3000mm$$

$$r_{inf} = \sqrt{5900^2 + 3000^2} = 6618.9mm$$

따라서,

$$P_n = 306.8 \times \frac{6618.9}{5900} = 344.2kN$$

2) 항복변위

$$\text{항복변위} = \frac{\text{축강도}}{\text{축강성}}$$

$$\text{항복변위} = \frac{344.2 \times 1000}{22220.5} \times 10^{-3} = 0.0155m$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

1) 골조와 채움벽의 강도비

골조와 채움벽의 강도비는 1단계 상세평가에서 이미 산정하였다.

$$\frac{V_{frame}}{V_{ine}} = \frac{374.6}{306.8} = 1.22$$

2) 채움벽의 길이 / 높이비

$$h_{inf} = 3700 - 700 = 3000mm, L_{inf} = 6300 - \frac{400 + 400}{2} = 5900mm$$

$$\frac{L_{inf}}{h_{inf}} = \frac{5900}{3000} = 1.97$$

3) 모델링파라메타 및 허용기준 산정표

모델링파라메타 d는 선형보간에 의해

$$d = 0.8 + \left(\frac{0.6 - 0.8}{2 - 1} \right) (1.97 - 1) = 0.606\%$$

이며, 허용기준은

$$LS = 0.6 + \left(\frac{0.4 - 0.6}{2 - 1} \right) (1.97 - 1) = 0.407\%$$

이다.

<표> 조적채움벽의 등가압축가새의 모델링파라메타 및 허용기준 (요령집 표 5.3.5)

조건		모델링 파라메타			허용기준 (층간변형각, %)	
골조와 채움벽의 강도비 β	채움벽의 길이/높이비	층간변형각 (%)		잔류강도비	인명안전	붕괴방지
		d	e	c		
0.7이상 1.3미만	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.

< 성능수준 결정 >

푸시오버해석에 의한 등가가새의 축변위는 0.00459 m 이다.

$$\text{변위} = 0.00459m$$

LS 단계의 허용수준은 등가가새의 각도를 고려해

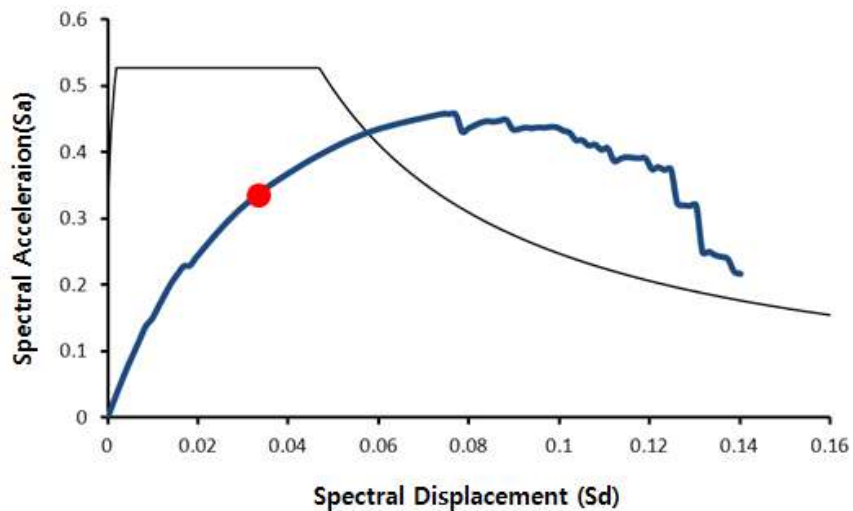
$$\text{허용측변위} = LS \times h_{inf} \times \cos \theta = \frac{0.407}{100} \times 3 \times \frac{5.9}{6.619} = 0.0109m$$

등가가세의 측변위는 LS 단계의 허용측변위보다 작다.

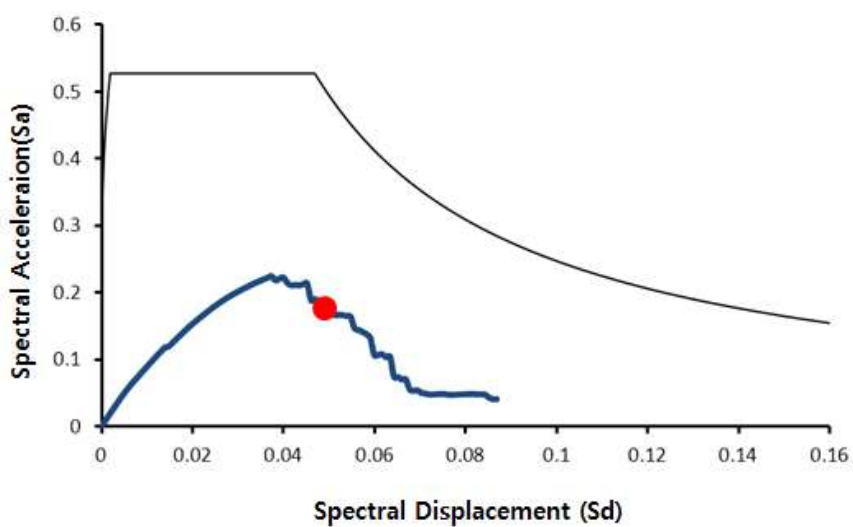
따라서 조적채움벽의 성능수준은 인명안전으로 판정된다.

1.5.6 해석결과

해석 결과 각 방향의 ADRS 그래프는 다음과 같다.



<그림> X방향 Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum



<그림> Y방향 Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum

- 성능곡선으로부터 알 수 있는 사실은 X방향은 강도와 변형능력이 충분하고 성능점이 초기에 형성되어 성능이 충분할 것이라 예상되나 Y방향은 강도와 변형능력 모두 낮게 나타나 붕괴일 가능성이 매우 높을 것으로 예상된다.

1.5.7 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정

층별, 부재별로 구분하여 해당 부재가 부담하는 중력하중(P)과 허용수준 판정결과를 표시한다. 이 때 부재는 수직부재(기둥, 벽)와 수평부재(보)로 분리한다. 개별 성능 수준별로 해당 층 축력의 합에 대한 OK인 부재의 축력합의 비인 축력비를 구한다. 개별 성능 수준별로 축력비가 80% 미만이면 해당 성능 수준을 만족하지 못한 것으로 판정한다. 층별로 성능 수준을 결정한 후 가장 불리한 층의 결과를 전체 건물의 성능 수준으로 판정한다.

아래 표와 같이 Y방향에서 1층 수직부재의 성능이 붕괴위험으로 나타나 전체 건물의 성능 수준은 붕괴위험으로 판정한다. 따라서 목표성능 만족을 위해서는 적절한 보강이 필요한 것으로 판단된다.

<표> 2단계 내진성능 상세평가 결과 (EX)

	층	수직부재			수평부재		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1층	0.955	0.976	0.976	0.963	0.963	0.963
2	2층	0.988	0.988	0.988	0.964	0.964	0.964
최종평가		0.955	0.976	0.976	0.963	0.963	0.963
		거주가능			거주가능		
		거주가능					

<표> 2단계 내진성능 상세평가 결과 (EY)

	층	수직부재			수평부재		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1층	0.397	0.397	0.397	1.000	1.000	1.000
2	2층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
최종평가		0.397	0.397	0.397	1.000	1.000	1.000
		붕괴위험			거주가능		
		붕괴위험					

1.5.8 층간 변형각 검토

구조시스템별로 층간변형각의 크기에 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 예제 건물은 내진설계가 되지 않은 RC모멘트 골조이기 때문에 요령의 표에 따라 허용층간 변형각을 결정한다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

(요령집 표 4.4.2)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC 모멘트골조	1	2	4	0.5	1.0	2

<표> EX방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	4.5	0.0103	0.0028	OK	OK	OK
2층	3.7	0.0148	0.004	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						

<표> EY방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	4.5	0.0562	0.012	NG	NG	OK
2층	3.7	0.008	0.0022	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 붕괴방지						

제2장 철골조 사무실 건물

2.1 개요

2.1.1 철골조/철골철근콘크리트조의 예비평가절차

철골모멘트골조는 철골기둥의 내력을 변형지배형 부재로 가정하여 강도와 연성능력을 고려하여 평가하며, 철골 가새골조와 RC 전단벽-철골 모멘트골조는 각각 가새와 전단벽을 하중지배형 요소로 가정하여, 가새와 전단벽의 내력만을 사용하여 전체 시스템의 내진성능을 평가한다. 전단벽의 내력평가는 RC전단벽 요소의 평가방법을 따른다.

철골모멘트골조의 전단내력은 다음과 같이 기둥의 항복, 보부재 항복, 패널존 항복시의 모멘트의 최소값으로부터 산정한다.

$$V = \frac{2}{h_n} \min \{ M_c, (M_{b,L} + M_{b,R}), M_p \} \quad (3.3.4)$$

여기서, V : 기둥 양단에 발생하는 전단력

M_c : 철골기둥의 소성모멘트강도

M_p : 패널존의 소성모멘트강도 ; $M_p = 0.55 F_{ye} t_p d_c h_b$

$M_{b,L}$: 기둥 왼쪽 보의 소성모멘트강도

$M_{b,R}$: 기둥 오른쪽보의 소성모멘트강도

h_n : 기둥의 길이 (층고를 사용할 수 있다.)

d_c : 기둥 단면의 춤(depth)

t_p : 이중보강판(doubler plate)을 포함한 패널존부분의 두께

h_b : 보플랜지간 거리

위에서 산정하는 부재강도는 부재의 축력, 횡구속여부, 세장비, 콤팩트단면여부 등에 따라 달라지수 있다. 따라서 기둥의 경우 축력 및 세장비를 계산하지 않는 경우 모멘트 강도 M_c 는 다음과 같이 저감시킨다.

콤팩트단면 : $M_c = 0.5M_{cp}$

비콤팩트단면 : $M_c = 0.35M_{cp}$

여기서, $M_{cp} = ZF_{yc}$: 축력이 없는 경우($P=0$)의 철골기둥의 소성모멘트강도로 Z 는 단면의 소성단면계수, F_{yc} 는 강재의 평균항복강도 ($= 1.25 \times 235 \text{ MPa} = 294 \text{ MPa}$)이다. 강재의 공칭항복강도의 기본값은 연도와 상관없이 235MPa로 보며, 설계도서로부터 강재의 공칭강도를 알 수 있는 경우 그 값을 사용할 수 있다.

보의 소성모멘트강도 M_b 의 경우는 마찬가지로 횡구속여부, 콤팩트단면의 여부에 따라

i) 횡방향구속된 경우

- 콤팩트 단면: $M_b = M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_b = 0.7M_{bp}$

ii) 횡방향구속되지 않은 경우

- 콤팩트 단면: $M_b = 0.7M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_b = 0.5M_{bp}$

로 산정하며 여기서, $M_{bp} = ZF_{yc}$ 는 철골보의 소성모멘트강도이다.

가새골조의 경우 가새에 의한 횡방향 강도는 다음 식 (3.3.6)으로 계산한다.

$$V = \sum^{N_{br}} 0.5 F_y A_{br} \frac{s}{L_{br}} \quad (3.3.6)$$

여기서,

s : 가새가 있는 경간의 평균길이

N_{br} : 가새의 수, 가새가 압축에 대해 설계된 경우 전체 부재수, 그렇지 않은 경우는 인장가새의 수만 사용한다.

A_{br} : 가새부재의 단면적

L_{br} : 가새부재의 길이

어떤 층의 횡하중저항능력은 이상과 같이 층에 존재하는 부재별 전단내력을 산정한 후 그 합에 연성도 계수를 곱하여 구한다.

$$C = \sum V \cdot D_{\mu} \quad (3.3.5)$$

연성도를 고려한 계수 D_{μ} 는 구조형식에 따라 모멘트골조와 편심가새골조일 경우 $D_{\mu} = 3.0$ 을 중심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 2.5$ 를 사용하도록 하였다. 연성도계수는 대략 설계시 사용하는 변위증폭계수 C_d 의 75%정도의 값을 가지도록 하였다.

다른 구조물과 마찬가지로 등급산정은 기본적으로 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)에 의한다. 저항능력은 위의 절차에 따라 산정하며 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층전단력의 합이며 요구량 산정시 철골조 건물의 자중은 8 kN/m^2 의 단위면적당 유효중량을 적용하여 산정할 수 있다.

$$DCR_i = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{C_i} \quad (3.3.7)$$

여기서,

DCR_i : i 층의 DCR

S_{DS} : KBC 2009에 따른 단주기설계스펙트럼가속도

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

w_i : i 층 유효중량, 정밀하게 산정하지 않을 경우 8 kN/m^2 을 사용

A_i : i 층 바닥면적의 합

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

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

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

요령표 3.3.6 철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR의 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 < DCR$	붕괴위험

2.1.2 철골조/철골철근콘크리트조의 상세평가절차

상세평가는 탄성해석 및 비선형해석결과에 따라 평가를 수행한다. 따라서 구조해석모델 작성시 부재의 강성 및 강도 비선형특성의 부여가 필요하다.

< 철골조 및 철골철근콘크리트조 부재의 강성 >

철골조 및 철골철근콘크리트조의 강성의 경우 다음과 같이 부재 및 접합부, 패널존의 강성을 고려하여야 한다.

1. 축강성 및 전단강성

철골단면이 콘크리트로 둘러쌓인 철골철근콘크리트 부재의 경우, 지진시에도 콘크리트가 박락되지 않게 횡보강철근으로 충분히 구속되어 있는 경우 합성단면으로 볼 수 있다. 또한 철골부재에 의해 둘러쌓인 콘크리트의 경우도 콘크리트부분이 최소한 3면 이상, 혹은 외곽둘레의 75%이상 철골단면으로 둘러싸인 경우 합성효과를 인정할 수 있다. 여기서, 횡보강철근의 수직간격이 철골의 주축 방향 콘크리트 부재 길이의 1/3 이하면 충분히 구속되어 있는 것으로 본다.

2. 휨강성

철골단면이 콘크리트로 둘러쌓인 철골철근콘크리트 부재의 경우, 휨강성 산정시 합성단면으로 볼 수 있다. 하지만 콘크리트와 철골 사이에서 성능수준별 허용기준에 적합한 전단력전달기구가 확보되어 있지 않을 경우 고려하는 합성단면의 폭은 철골단면의 플랜지의 폭보다 크지 않아야 하며 슬래브 부분을 포함할 수 없다.

3. 패널존

패널존의 강성을 고려해야 할 경우, 해석모델에 패널존 요소를 추가하여 해석하거나 또는 패널존의 강성을 고려하여 보 부재의 휨강성을 조정하여 해석할 수 있다. 패널존의 예상전단강도가 기둥-보 접합면에서 보의 휨강도 이상이며, 패널존의 강성이 보 휨강성의 10배 이상일 경우 패널존 요소의 모델링은 필요치 않다. 이 경우 보 유효길이의 감소를 고려하기 위해 기둥 중심선에서 기둥-보 접합면까지 rigid offset을 사용하여 강체로 모델링할 수 있다. 그 밖의 경우 rigid offset을 사용하지 않고 중심선을 기준으로 한 해석모델을 사용한다.

4. 보와 기둥 사이의 접합부

모멘트저항골조에서 패널존변형을 제외한 접합부 변형에 의한 횡변위가 전체 횡변위의 10% 이하이고, 접합부의 강도가 접합되는 양측보 강도중 작은쪽 강도보다 클 경우, 강접합 접합부로 분류한다. 이 두 조건중 하나라도 만족하지 못하는 경우 반강접합 접합부로 분류한다.

강접합 접합부의 경우 소성힌지가 기둥 표면에서 멀리 떨어져 보 부재 내에 발생하도록 접합부를 의도적으로 보강한 경우가 아닌 한 접합부의 강성을 해석모델에 포함할 필요는 없다. 접합부 보강 또는 RBS 부재를 사용하여 보 부재 내부에 소성힌지 발생을 유도하는 경우 기둥표면에서부터 소성힌지 발생위치까지 구간의 보는 강체로 모델링 되어야 한다.

반강접합 접합부의 경우 구조해석시 보와 기둥 사이 접합부의 회전이 고려되어야 한다. 이 접합부의 회전강성 K_θ 는 식 4.2.9를 통해 산정한다.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \quad (4.2.9)$$

여기서, M_{CE} 는 반강접합 접합부의 평균모멘트강도로 반강접합부의 모멘트강도 M_{ce} 는 관련 기준 혹은 연구결과로부터 산정한다. 단, 콘크리트로 둘러싸인 반강접합 접합부의 경우는 콘크리트와의 합성거동을 고려하여 결정되어야 하며, 조적조에 둘러싸인 반강접합 접합부의 경우 산정시 합성작용을 고려하지 않는다.

위에서 규정되지 않은 반강접합 접합부의 회전강성은 식 4.2.10에 따라 산정한다.

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.003} \quad (4.2.10)$$

접합부에 위의 회전강성을 가지는 회전스프링을 해석모델에 포함시키는 대신, 접합부를 강접합 접합부로 모델링하되 접합되는 보의 강성을 4.2.11의 수식에 따라 감소시켜 모델링 할 수도 있다.

$$EI_b^{adjusted} = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_{\theta}} + \frac{1}{EI_b}} \quad (4.2.11)$$

여기서,

k_{θ} = 식 4.2.9와 식 4.2.10에 의해 산정된 등가회전스프링의 강성

M_{CE} = 평균 모멘트 강도

I_b = 보부재의 단면 2차 모멘트

E = 탄성계수

h = 기둥의 평균 높이

L_b = 보 부재의 스패거리

식 4.2.11을 사용할 경우, 보 단부의 회전량을 반강접합 접합부의 회전량으로 볼 수 있다.

< 철골부재의 강도 >

철골부재의 강도는 아래에 제시된 사항을 제외하고 건축구조기준(KBC2009)의 7장 강구조의 내용을 따른다. 단, 강도감소계수 ϕ 는 적용하지 아니하며 변형지배거동의 경우 강재의 항복강도 F_y 대신 $F_{ye} = 1.25F_y$ 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 대신 $1.20f_{ck}$ 를 사용하여 강도를 산정할 수 있다.

(1) 보

보는 축력이 무시할 만큼 작게 작용하고 있는 부재를 의미한다. 이 때 휨작용은 변위지배거동으로 본다. 보의 평균휨강도는 횡비틀림 좌굴, 플랜지 국부좌굴, 및 웨브의 전단 항복 파괴모드로부터 구한 휨강도와 아래 식 (4.3.28)에 의한 소성휨강도 중에서 가장 작은

값으로 한다.

$$M_e = ZF_{ye} \quad (4.3.28)$$

지진시에도 콘크리트가 박락되지 않을 정도로 철골부재가 콘크리트에 완전히 매립된 경우 국부 좌굴 및 횡비틀림 좌굴 파괴모드는 고려하지 않는다. 순수 철골 보 부재가 주축에 대해 휨거동을 하고 양축에 대해 대칭이며 콤팩트단면 조건을 만족하면서 $L_b < L_p$ 이면 평균 휨강도는 윗 식으로 산정할 수 있다.

(2) 기둥

기둥은 축력의 영향을 무시할 수 없는 부재를 의미한다. 기둥의 휨강도는 기둥 좌굴, 플랜지 국부좌굴, 웹 국부좌굴 파괴모드로부터 구한 강도 중 가장 작은 값으로 한다. 기둥의 공칭압축강도 P_{CL} 은 건축구조기준에 의한 공칭강도를 사용한다. 기둥에 인장력이 작용할 경우는 변형지배거동으로 보며 평균인장강도는 기둥 단면적에 평균항복강도를 곱한 값을 사용한다.

(3) 패널존

패널존의 전단거동 및 강접합 접합부는 변형지배거동으로 보고 강도를 산정한다. 패널존의 평균 전단 강도는 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$V_e = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (4.3.29)$$

여기서,

d_c = 기둥 단면의 춤(depth)

t_p = 이중보강판(doubler plate)을 포함한 패널존부분의 두께

(4) 기둥 주각부

기둥 주각부(베이스 플레이트-기초 혹은 파일캡과의 접합부)의 강도는 기둥의 강도, 베이스 플레이트의 강도, 앵커볼트의 강도 중 가장 작은 값으로 본다. 베이스 플레이트의 강도는 용접부 혹은 볼트의 평균(예상)강도, 콘크리트 부분의 평균지압강도, 베이스 플레이트의 평균항복강도 중 작은 값으로 평가한다. 앵커볼트의 강도는 앵커볼트의 전단 혹은 인장파괴, 콘크리트와 볼트사이의 부착, 콘크리트의 파괴를 고려하여 산정한다. 각 파괴모드에 따른 강도는 건축구조기준의 규정을 사용(단 $\phi=1.0$)하거나 그 밖의 절차를 통해 구한다.

< 철골 부재의 허용기준 : m계수 >

1단계 상세평가를 위한 철골부재의 부재별 허용기준은 표 4.3.8과 같다.

(1) 보

작용하는 축력이 무시할 수 있을 정도로 작은 경우 보의 휨과 전단거동은 변형지배거동으로 본다.

보 단면의 철골부재가 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 산정할 수 있다. 휨부재의 강도가 횡비틀림강도에 의해 지배되는 경우 부재별 허용기준은 표 4.3.9에 의한 m 계수를 다음 수식을 사용하여 유효 m 계수로 변환하여 판정한다.

$$m_e = C_b \left[m - (m-1) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \quad (4.3.32)$$

L_b = 보의 비지지길이

L_p = 보의 소성한계 비지지길이

L_r = 보의 탄성한계 비지지길이

m = 표 4.3.8에 의한 m 계수

m_e = 유효 m 계수

C_b = 횡좌굴 모멘트 수정계수

(2) 기둥

압축 및 휨 응력을 동시에 받는 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50% 미만일 경우 휨작용은 변형지배거동으로, 축압축은 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{P_{CM}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (4.3.33)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 \text{ 일 때} \quad \frac{P_{UF}}{2P_{CM}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (4.3.34)$$

기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%이상일 경우 휨작용 및 축압축 모두를 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (4.3.35)$$

기둥에 축인장력만 작용하는 경우는 변형지배거동으로 본다. 축인장력과 휨이 동시에 작용하는 경우 축인장 및 휨작용은 모두 변형지배거동으로 보며 다음 식에 의해 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

$$\frac{T}{m_t T_{CE}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (4.3.36)$$

여기서,

P_{UF} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 축압축력부재력

P_{CL} = 공칭압축강도

M_x = 변형지배거동시의 하중조합에 의한 x방향 모멘트 부재력

M_y = 변형지배거동시의 하중조합에 의한 y방향 모멘트 부재력

M_{CEx} = 기둥의 x축방향 평균모멘트 강도

M_{CEy} = 기둥의 y축방향 평균모멘트 강도

m_x = 표 4.3.8에 의한 m 계수(x방향)

m_y = 표 4.3.8에 의한 m 계수(y방향)

m_t = 표 4.3.8에 의한 m 계수(순수인장력)

M_{UFx} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 x방향 모멘트 부재력

M_{UFy} = 하중지배거동시의 하중조합에 의한 y방향 모멘트 부재력

M_{CLx} = 기둥의 x축방향 공칭모멘트 강도

M_{CLy} = 기둥의 y축방향 공칭모멘트 강도

T = 축 인장 부재력

T_{CE} = 기둥의 평균축인장 강도 (식 (5-8))

(3) 패널존

패널존은 변형지배거동을 하는 것으로 보고 부재력 및 평균강도를 산정하고 표 4.3.9에서 구한 m 계수를 사용하여 성능수준을 판정한다.

(4) 강접합 보-기둥 접합부

강접합 보-기둥 접합부의 거동은 변형지배거동으로 본다.

보-기둥 접합부의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이/폭 비, 보의 웹과 플랜지의 세장비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 4.3.9에 의한 m 계수를 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정하나 m 계수가 1.0 이하일 필요는 없다.

1) 연속판(continuity plates) 상세

다음 중 하나이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 4.3.9에 의한 m 계수의 값에 0.8을 곱한다.

$$\textcircled{1} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

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

$$\textcircled{3} \quad t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ and } t \geq \frac{t_{bf}}{2} \text{인 연속판}$$

2) 패널존(panel zone) 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 4.3.9에 의한 m 계수의 값에 0.8을 곱한다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$$

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

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_y^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right)$$

3) 보 순경간 길이/폭 비

보의 순경간 길이/보의 비율, L/d ,가 10 보다 클 경우 표 4.3.9에 의한 m 계수의 값에 $1.4 - 0.04(L/d)$ 을 곱한다.

4) 보 플랜지 및 웨브의 세장비

보 플랜지 및 웨브의 세장비가 다음 조건을 모두 만족할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

하지만 보 플랜지 혹은 웨브의 세장비가 다음에 수식의 한계치를 초과할 경우 표 4.3.9에 의한 m계수의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 선형보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 세장비에 의한 수정계수값 중 작은 값을 사용한다.

보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 격리되도록 설계한 강접합 보-기둥 접합부는 하중지배거동으로 보고 다음 식에 의해 검토한다.

$$Q_{CLc} \geq Q_{CEb}$$

Q_{CLc} = 접합부의 공칭강도

Q_{CEb} = 보의 평균 휨강도

(5) 기둥 주각부

주각부에서 기둥베이스 플레이트의 항복, 볼트의 항복, 용접부 파괴의 경우 표 4.3.9에서 반강접합 end plate에 대한 예상 한계 상태를 근거로 한 m계수 값을 사용할 수 있다. 콘크리트에 의한 앵커볼트의 파괴모드로 지배되는 기둥 주각부 접합부의 한계상태는 하중지배거동으로 본다.

요령표 4.3.9 철골부재의 m 계수

부재 및 조건		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강접모멘트골조						
보	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	2	3	3	4
기둥 ① ($P < 0.2P_y$)	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	1.25	2	2	3
기둥 ② ($0.2P_y < P < 0.5 P_y$)	내진콤팩트단면	1.25	$9k_p$	$12k_p$	$15k_p$	$18k_p$
	비콤팩트단면	1.25	1.25	1.5	2	2
기둥 ($P > 0.5P_y$)		하중지배거동				
패널존		1.5	8	11	12	12
전용접 접합부 혹은 웹볼트 플랜지현장용접 접합부		1	4.3-0.0 33d	3.9-0.0 017d	4.3-0.0 019d	5.5-0.0 025d
보플랜지절취형 접합부		2.2-0.0 003d	4.9-0.0 01d	6.2-0.0 012d	6.5-0.0 01d	8.4-0.0 012d
반강접합 모멘트골조						
볼트 혹은 용접부의 인장파괴		1.25	1.5	2	1.5	2
기타		1.5	2	3	2	3
가새골조						
기둥		강접합 모멘트골조의 경우와 동일				
편심가새골조	연결보					
	가새와 기둥	하중지배거동				
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)						
각형 및 원형 강관	내진콤팩트단면	1.25	5	7	5	7
	비콤팩트단면	1.25	2	3	2	3
쌍ㄱ 및 쌍ㄷ 형강	면내좌굴	1.25	6	8	7	9
	면외좌굴	1.25	5	7	6	8
H 및 I형강		1.25	6	8	6	8
콘크리트 충전 강관		1.25	5	7	5	7
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)						
인장-압축가새		1.25	6	8	8	10
인장-비압축 가새		0.6	3	4	4	5
순수인장을 받는 기둥		1.25	3	5	6	7

내진콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우, $d/t \leq 0.53 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t \leq 10345/F_{ye}$

비콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.70 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.35 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우 $d/t > 1.12 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t > 41380/F_{ye}$

사이값은 선형보간한다.

$k_p = 1 - 1.7P/P_y$ P : 하중지배하중조합에 의한 축력

$b = \frac{b_f}{2}$, b_f : 플랜지 폭, d : 보 깊이

< 철골부재의 항복강도 및 항복회전각 >

철골부재의 소성힌지 특성은 <요령집 그림 5.2.1>과 같이 정의한다. 여기서 탄성부분의 강성은 4.3.2.4절의 선형해석시 부재강성에 관한 기술에 따른다. 보 및 기둥 부재의 변형경화 구간 강성은 탄성구간의 3%로 하되, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다. 패널존의 경우 변형경화 구간의 강성은 탄성구간의 6%로 하되, 실험에 의해 증명된 경우 이보다 더 큰 값을 사용할 수 있다.

부재별 항복회전각은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보 : } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (5.2.3)$$

$$\text{기둥 : } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5.2.4)$$

부재별 항복강도는 평균재료강도를 사용하여 구한 값으로 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{보 : } Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5.2.5)$$

$$\text{기둥 : } Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (5.2.6)$$

$$\text{패널존 : } V_e = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (5.2.7)$$

여기서,

E = 탄성계수

F_{ye} = 재료의 평균항복강도

I_b, I_c = 보 및 기둥의 단면 2차 모멘트

l_b, l_c = 보 및 기둥의 길이

M_{CE} = 평균휨강도

P = 비선형 정적해석의 경우 성능점(혹은 목표변위)에서 부재에 작용하는 축하중,
선형해석의 경우 하중지배거동시 하중조합에 의한 축하중

P_{ye} = 부재의 평균 축하항복강도 = $A_g F_{ye}$

Q_{CE} = 부재 평균강도

Z = 소성단면계수
이다.

회전각 θ 및 항복회전각은 그림 5.2.2와 같이 정의된다.

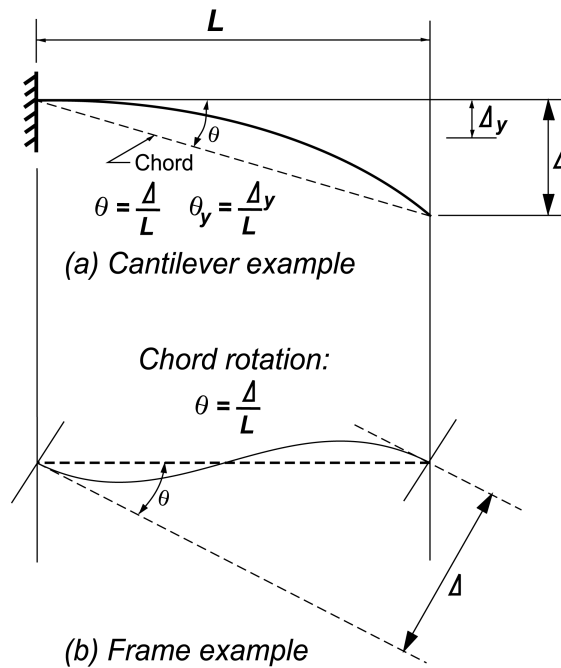


그림 5.2.2 회전각의 정의

< 철골 부재의 힌지특성 및 허용기준 >

철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준은 표 5.3.7와 같다. 보 부재의 휨 거동은 변위지배거동으로 본다. 표 5.3.7의 θ_y 는 5.3.2.1절에 제시된 방법을 따라 산정한다. 기둥 부재의 압축 거동은 하중지배거동으로 보며 공칭압축강도 P_{CL} 은 4.3.2.4절을 따른다. 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%미만일 경우 휨작용은 변형지배거동으로, 축압축은 하중지배거동으로 보고 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다. 성능점(혹은 목표변위)에서 기둥에 작용하는 압축력이 공칭압축강도 P_{CL} 의 50%이상일 경우 휨작용 및 축압축 모두를 하중지배거동으로 보고 각 성능수준에 대한 적합여부를 판정한다.

강접합된 보와 기둥의 접합면의 허용조건은 연속판의 상세, 패널존의 강도, 보 순경간 길이/폭 비, 보의 웨브와 플랜지의 세장비 등 4가지의 조건을 고려하여 표 5.3.7에 의한 허

용기준을 다음과 같이 수정한다. 각 조건에 의한 수정은 모두 누가하여 산정한다.

(1) 연속판(continuity plates) 상세

다음 중 하나이상의 조건을 만족하지 못할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$\textcircled{1} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

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

$$\textcircled{3} \quad t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7} \text{ and } t \geq t_{bf} \text{인 연속판}$$

(2) 패널존(panel zone) 강도

다음 조건을 만족하지 못할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.8을 곱한다.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$$

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

$$V_{PZ} = \sum \frac{M_y^{beam}}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right)$$

(3) 보 순경간 길이/폭 비

보의 순경간 길이/보의 비율, L/d 가 8 미만일 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 $0.5(8 - L/d)/3$ 을 곱한다.

(4) 보 플랜지 및 웨브의 세장비

보 플랜지 및 웨브의 세장비가 다음 조건을 모두 만족할 경우 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값은 수정하지 않고 사용할 수 있다.

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

하지만 보 플랜지 혹은 웨브의 세장비가 다음 수식 중 하나라도 아래 식에 해당하면 표 5.3.7에 의한 허용소성회전각의 값에 0.5를 곱하여 사용한다.

$$\frac{b}{t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

두 수식 사이의 값일 경우 수정계수는 선형보간을 통해 구하고 플랜지 혹은 웨브의 세장비에 의한 수정계수 값 중 작은 값을 사용한다.

보의 항복 위치가 기둥과 면하는 부분으로부터 격리되도록 설계한 강접합 보-기둥 접합부는 하중지배거동으로 보고 보-기둥 접합부의 공칭강도가 보의 평균휨강도보다 큼을 확인해야한다.

요령표 5.3.7 철골부재의 모델링파라미터 및 허용기준

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도비	거주 가능	1차부재		2차부재	
						인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강접모멘트골조요소									
보	내진콤팩트단면	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
	비콤팩트단면	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
기둥 ① (P<0.2P _y)	내진콤팩트단면	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
	비콤팩트단면	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _y
기둥 ② (0.2P _y <P<0.5P _y)	내진콤팩트단면	11k _p θ _y	17k _p θ _y	0.2	0.250 _y	8k _p θ _y	11k _p θ _y	14k _p θ _y	17k _p θ _y
	비콤팩트단면	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	0.50 _y	0.80 _y	1.20 _y	1.20 _y
기둥 (P > 0.5P _y)		하중지배거동							
패널존		120 _y	120 _y	1.0	10 _y	80 _y	110 _y	120 _y	120 _y
전용접 접합부 혹은 웨브볼트 플랜지현장용접 접합부		0.051-0.000051d	0.043-0.000024d	0.2	0.0128-0.000012d	0.0337-0.000036d	0.0284-0.000016d	0.0323-0.000018d	0.043-0.000024d
보플랜지절취형 접합부		0.050-0.000012d	0.070-0.000012d	0.2	0.0125-0.000004d	0.0380-0.000008d	0.050-0.000012d	0.0525-0.000008d	0.070-0.000012d
반강접합 모멘트골조									
볼트 혹은 용접부의 인장파괴		0.012	0.018	0.8	0.003	0.008	0.010	0.008	0.010
기타		0.018	0.024	0.2	0.008	0.010	0.015	0.010	0.015
가새골조									
기둥		강접합 모멘트골조의 경우와 동일							
편심가새골조	연결보								
	가새와 기둥	하중지배거동							
		소성변형		잔류 강도비	소성변형				
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)									
각형 강관	내진콤팩트단면	0.5Δ _C	7Δ _C	0.4	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
	비콤팩트단면	0.5Δ _C	3Δ _C	0.2	0.25Δ _C	1Δ _C	2Δ _C	2Δ _C	3Δ _C
원형 강관	내진콤팩트단면	0.5Δ _C	9Δ _C	0.4	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	5Δ _C	8Δ _C
	비콤팩트단면	0.5Δ _C	3Δ _C	0.2	0.25Δ _C	1Δ _C	2Δ _C	2Δ _C	3Δ _C
쌍Γ 및 쌍C형강	면내좌굴	0.5Δ _C	9Δ _C	0.2	0.25Δ _C	5Δ _C	7Δ _C	7Δ _C	8Δ _C
	면외좌굴	0.5Δ _C	8Δ _C	0.2	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
H 및 I형강		0.5Δ _C	8Δ _C	0.2	0.25Δ _C	5Δ _C	7Δ _C	7Δ _C	8Δ _C
콘크리트 충전 강관		0.5Δ _C	7Δ _C	0.2	0.25Δ _C	4Δ _C	6Δ _C	6Δ _C	7Δ _C
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)									
인장-압축가새		11Δ _T	14Δ _T	0.8	0.25Δ _T	7Δ _T	9Δ _T	11Δ _T	13Δ _T
순수인장력을 받는 기둥		5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.25Δ _T	3Δ _T	5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T

내진콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우, $d/t \leq 0.53 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t \leq 10345/F_{ye}$

비콤팩트단면 : 보의 경우, $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

기둥의 경우, ① $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.70 \sqrt{E/F_{ye}}$

② $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.35 \sqrt{E/F_{ye}}$

각형강관의 경우 $d/t > 1.12 \sqrt{E/F_{ye}}$, 원형강관의 경우 $d/t > 41380/F_{ye}$

사이값은 선형보간한다. P : 성능점에서의 축력

$k_p = 1 - 1.7 P/P_y$ Δ_C : 평균좌굴강도에서의 축변형량 Δ_T : 평균인장항복강도에서의 축변형량

$b = b_f/2$, b_f : 플랜지 폭, d : 보 깊이

2.2 예제건물

예제건물은 지상 6층의 사무용 건물로 평면은 그림 2.2.1과 같다. 건물은 서울에 소재하고 있으며 지반조건은 S_c 로 가정하였다. 건축년도가 2000년이며 지상 6층건물이므로 내진설계가 된 건물로 판단된다. 각 층의 층고는 3.1m로 동일하며 설계도서상 재료강도는 보의 경우 235MPa, 기둥은 323 MPa 이다. 구조형식은 그림에 나타난 바와 같이 x 방향으로 모멘트골조, y 방향으로 부분적으로 가새가 사용된 가새골조이다. 가새가 사용된 X1열과 X4열의 입면도는 그림 2.2.2와 같다.

사용된 부재도 전층에서 동일하며 부재리스트는 표 2.2.1과 같다.

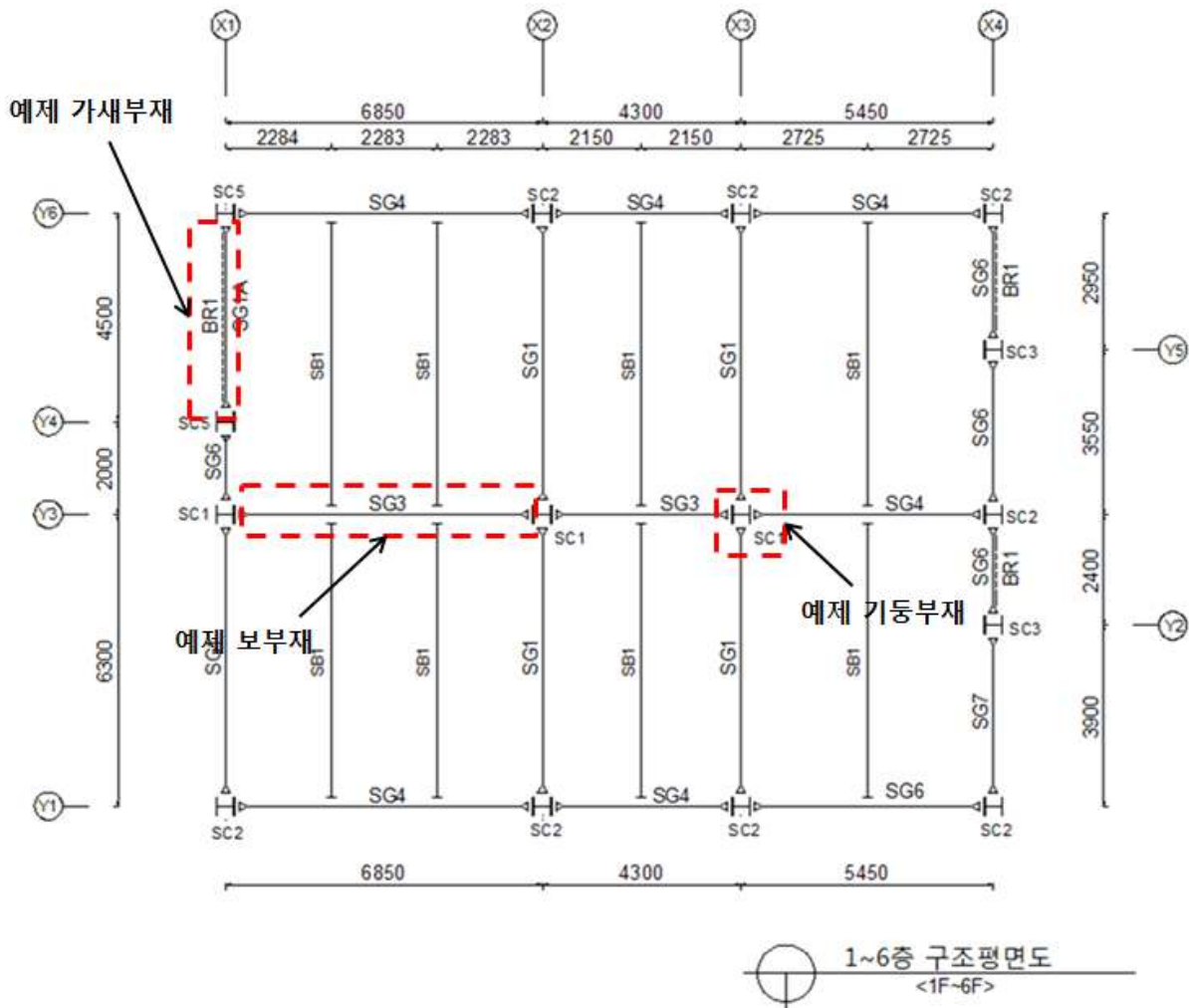


그림 2.2.1 1~6층 평면도

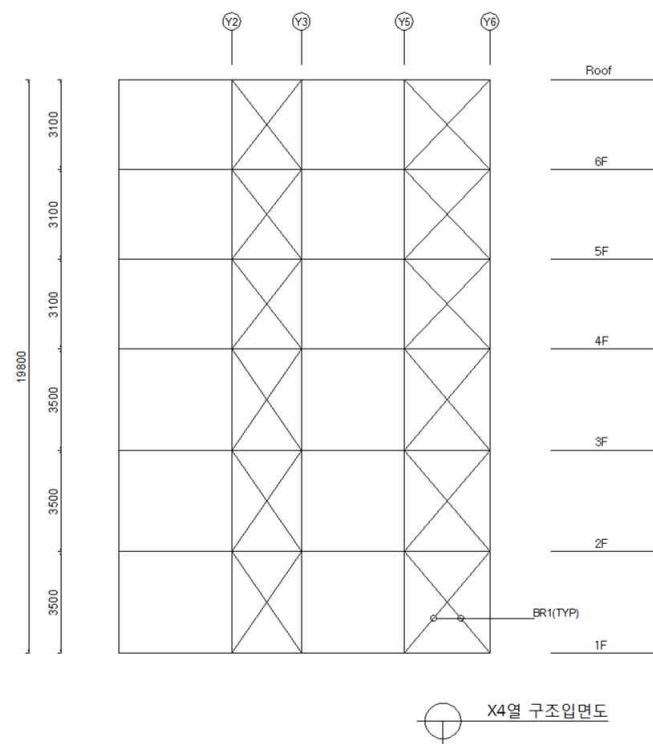
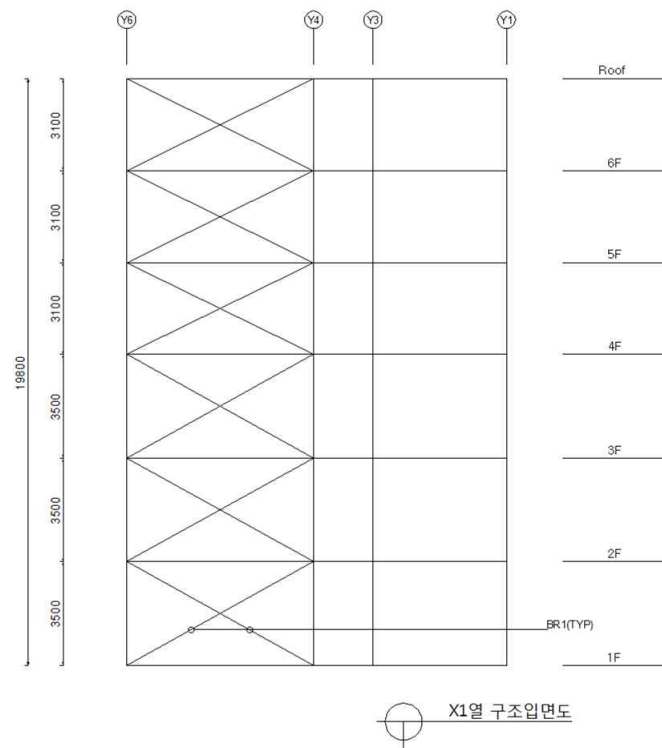


그림 2.2.2 구조입면도

표 2.2.1 부재일람표

부재종류	부재번호	단면
기둥	SC1	H-414x405x18x28
	SC2	H-400x400x13x21
	SC3	H-350x350x12x19
	SC5	H-200x200x8x12
보	SG1, SG4	H-350x175x7x11
	SG3	H-450x200x9x14
	SG6	H-300x150x6.5x9
	SG1A, SG7	H-450x200x9x14
가새	BR1	H-150x150x7x10

2.3 철골조의 예비평가

철골조의 예비평가지 재료강도로는 공칭강도 235MPa를 기본값으로 한다. 예제건물의 경우 설계도면상에 재료강도가 기재되어 있으므로 그 값을 사용하여 수행할 수도 있으나 아래 예제에서는 기본값을 사용하여 평가를 수행하였다.

예비평가의 수행순서는 평가시트와 같이 1. 기본사항 및 단주기설계스펙트럼가속도의 결정, 2. 층별요구량의 산정, 3. 평균전단력 산정, 4. 층당저항능력의 산정, 5. 성능수준의 판정의 순서로 이루어진다.

예제건물의 경우 지진구역 1, Sc 지반이므로 단주기설계스펙트럼가속도는 0.43이다. 2F과 3F의 층고는 3.5m, 4F부터 지붕층까지는 3.1m 이며 단위면적당 8kN/m²의 하중을 가정하여 층당 요구량을 산정할 수 있다.

컴팩트 단면의 판정기준은 $F_y=235\text{MPa}$ 를 사용하여 플랜지의 기준인

$$b/2t_f < 0.38 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 10$$

과 웨브의 폭두께비 기준

$$(h - 2(t_f + r))/t_w < 3.76 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 99$$

모두를 만족할 경우 컴팩트 단면으로 판정한다.

SC1 기둥의 경우

$$b/2t_f = 405/(2 \times 28) = 7.23 < 0.38 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 10$$

$$(h - 2(t_f + r))/t_w = (414 - 2 \times (28 + 22))/18 = 17.44 < 3.76 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 99$$

이므로 컴팩트 단면이다.

SC1 기둥의 모멘트강도는 축력을 산정하지 않았으므로 감소계수 0.5를 적용하여

$$M_{ce,x} = 0.5Z_x(1.25F_y) = 0.5 \times (5.03 \times 10^6 \text{mm}) \times (1.25 \times 235 \text{MPa})/10^6 = 738.78 \text{kN} \cdot \text{m}$$

이며, SC1 기둥이 SG3 보(플랜지간의 거리 =450mm)가 만나는 경우 패널존의 평균소성

모멘트강도 M_{pze} 는

$$M_{pze} = V_{pz} h_b = (0.55 F_{ye} t_p d_c) h_b = 0.55 \times (1.25 \times 235 \text{ MPa}) \times 18 \text{ mm} \times 414 \text{ mm} \times 450 \text{ mm} / 10^6 = 541.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SC3보의 경우 콤팩트단면이며 횡방향으로 구속되어 있으므로

$$M_{be} = M_{bp} = Z_x F_{ye} = 1.69 \times 10^6 \times 1.25 \times 235 \text{ MPa} / 10^6 = 496.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

이다.

따라서, SC1 기둥의 강축과 SG3 보(플랜지간의 거리 =450mm)가 양쪽에서 만나는 경우 X3-Y3 접합부의 전단내력은

$$V_{mf} = \frac{2}{h_n} \min \{ M_{ce}, (M_{be,L} + M_{be,R}), M_{pze} \} = \frac{2}{3.1} \min \{ 738.78, 992.8, 541.8 \} = 349.5 \text{ kN}$$

이다.

가새의 경우 $150 \times 150 \times 7 \times 10 (A = 4.01 \text{ mm}^2)$ 이 사용되었으므로 X1 라인의 Y4-Y6경간의 경우 전단내력은

$$V_{br} = 0.5 F_y A_{br} \frac{s}{L_{br}} = 0.5 \times 235 \text{ MPa} \times 4.01 \text{ mm}^2 \times 4.5 / \sqrt{(4.5^2 + 3.1^2)} = 388.4 \text{ kN}$$

이다.

이상과 같이 각 보-기둥접합부의 전단내력과 가새의 전단내력을 산정한 후 합산하여 각 층의 각 방향별 전단저항능력을 산정하고 연성도 계수를 곱하여 저항능력을 구하고 이 값을 층요구량과 비교하여 성능수준을 판정한다.

1. 기본사항

건물의 명칭 : 철골조 예제건물건물의 위치 : 서울시 송파구건물의 규모 : 지상 6 층, 지하 0 층건설년도 : 2000 년 경과연수 : 13 년강재의 재료강도(F_y) : 235 MPa (기본값)지반종류 : Sc 지진구역 : 1

지반종류	지역구역 1	지역구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : 0.43

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 8 \text{ kN/m}^2$

$$\text{층 전단력 분포계수} : \gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}, \quad \text{평가 층의 요구량} = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$$

	층고 (m)	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)
Roof	3.1	19.4	212.48	1699.84	32976.896	32976.9	0.28	1224.2
6F	3.1	16.3	212.48	1699.84	27707.392	60684.29	0.51	2252.7
5F	3.1	13.2	212.48	1699.84	22437.888	83122.18	0.70	3085.7
4F	3.1	10.1	212.48	1699.84	17168.384	100290.6	0.85	3723.0
3F	3.5	7	212.48	1699.84	11898.88	112189.4	0.95	4164.7
2F	3.5	3.5	212.48	1699.84	5949.44	118138.9	1.00	4385.6

3. 평균전단력 산정

- 단면

단면번호	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	Z_x (mm ³)	Z_y (mm ³)
SC1	414	405	18	28	22	2.95E+04	5.03E+06	2.33E+06
SC2	400	400	13	21	22	2.19E+04	3.67E+06	1.70E+06
SC3	350	350	12	19	20	1.74E+04	2.55E+06	1.18E+06
SC5	200	200	8	12	13	6.35E+04	5.26E+05	2.44E+05
SG1,SG4	350	175	7	11	14	6.31E+03	8.68E+05	
SG3,SG1A, SG7	450	200	9	14	18	9.68E+03	1.69E+06	
SG6	300	150	6.5	9	13	4.68E+03	5.42E+05	
BR1	150	150	7	10	11	4.01E+03	2.46E+05	

- 폭두께비의 검토

기준

	플랜지 : $b/(2t_f)$	웹브: $(h - 2(t_f + r))/t_w$
Limit	$0.38 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 10$	$3.76 \sqrt{E_s/F_{ye}} = 99$

* 웹브와 플랜지의 폭두께비 모두 기준보다 작으면 콤팩트단면, 둘 중 하나라도 기준보다 크면 비콤팩트 단면으로 판정한다.

단면번호	$b/(2t_f)$	$(h - 2(t_f + r))/t_w$	판정
SC1	7.23	17.44	C
SC2	9.52	24.15	C
SC3	9.21	22.67	C
SC5	8.33	18.75	C
SG1,SG4	7.95	42.86	C
SG3,SG1A,SG7	7.14	42.89	C
SG6	8.33	39.38	C
BR1	7.50	15.43	C

- 기둥부재 모멘트강도

축력 및 세장비를 계산하지 않는 경우 기둥부재 모멘트강도

- 콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.5M_{cp}$

- 비콤팩트단면 : $M_{ce} = 0.35M_{cp}$

여기서, $M_{cp} = ZF_{ye}$: 축력이 없는 경우 기둥의 소성모멘트강도

Z : 단면의 소성단면계수

F_{ye} : 강재의 평균항복강도 (= 1.25X235 MPa = 294 MPa)

단면번호	x축 (강축)			y축 (약축)		
	M_{cp}	감소계수	M_{ce}	M_{cp}	감소계수	M_{ce}
SC1	1477.56	0.5	738.78	684.44	0.5	342.22
SC2	1078.06	0.5	539.03	499.38	0.5	249.69
SC3	749.06	0.5	374.53	346.63	0.5	173.31
SC5	154.51	0.5	77.26	71.68	0.5	35.84

- 패널존 강도

$$V_{pz} = 0.55 F_{ye} t_p d_c$$

단면번호	h	t_w	V_{pz} (kN)
SC1	414	18	1203.96
SC2	400	13	840.13
SC3	350	12	678.56
SC5	200	8	258.50

- 보부재 강도

보의 평균소성모멘트강도

i) 횡방향구속된 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$

ii) 횡방향구속되지 않은 경우

- 콤팩트 단면: $M_{be} = 0.7 M_{bp}$

- 비콤팩트단면: $M_{be} = 0.5 M_{bp}$

여기서, $M_{bp} = Z F_{ye}$: 철골보의 소성모멘트강도

단면번호	Z_x	M_{bp}	감소계수	M_{be}
SG1,SG4	8.68E+05	255.0	1.0	255.0
SG3,SG1A,SG7	1.69E+06	496.4	1.0	496.4
SG6	5.42E+05	159.2	1.0	159.2

- 가새부재의 축방향 강도

$$P_{br} = 0.5 F_y A_{br}$$

A_{br} : 가새부재의 단면적

단면번호	A_{br}	N_{br}	P_{br}
BR1	2.46E+05	1	471.6

4. 층당 저항능력 산정

층 횡하중저항능력

$$C = \sum (V_{mf} + V_{br}) \cdot D_{\mu}$$

D_{μ} 는 연성도를 고려한 계수로 다음과 같이 산정한다.

- 모멘트골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$
- 중심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 2.5$
- 편심가새골조의 경우 $D_{\mu} = 3.0$

- 모멘트골조의 층전단내력

$$V_{mf} = \frac{2}{h_n} \min \{ M_{ce}, (M_{be,L} + M_{be,R}), M_{pze} \}$$

$$M_{pze} = V_{pz} h_b$$

h_b : 보플랜지간 거리, 양측보의 플랜지간거리가 다를 경우 둘 중 작은 값

- 가새의 층전단내력

가새에 의한 횡방향 강도

$$V_{br} = \sum^{N_{br}} P_{br} \frac{s}{L_{br}}$$

N_{br} : 가새의 수, 가새가 압축에 대해 설계된 경우 전체 부재수, 그렇지 않은 경우는 인장가새의 수만 사용한다.

s : 가새가 있는 경간의 길이

L_{br} : 가새부재의 길이

4F~Roof 의 저항능력 : 층고 = 3.1 m

- X 방향 모멘트골조

		기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트 트강도	V_{mf}
X1	Y1	SC2		SG4	539.0	496.4	450	378.1	378.1	243.9
X2	Y1	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	243.9
X3	Y1	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	243.9
X4	Y1	SC2	SG4		539.0	496.4	450	378.1	378.1	243.9
X1	Y3	SC1		SG3	738.8	496.4	450	541.8	496.4	320.3
X2	Y3	SC1	SG3	SG3	738.8	992.9	450	541.8	541.8	349.5
X3	Y3	SC1	SG3	SG3	738.8	992.9	450	541.8	541.8	349.5
X4	Y3	SC1	SG3		738.8	496.4	450	541.8	496.4	320.3
X1	Y6	SC5		SG4	77.3	496.4	450	116.3	77.3	49.8
X2	Y6	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	243.9
X3	Y6	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	243.9
X4	Y6	SC2	SG4		539.0	496.4	450	378.1	378.1	243.9
X1	Y4	SC5			77.3				77.3	49.8
X4	Y2	SC3			374.5				374.5	241.6

X4	Y5	SC3			374.5				374.5	241.6
Sum										3629.9

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

X 방향의 저항능력 : $3629.9 \times 3.0 = 10889.8$ (kN)

- Y 방향

모멘트골조

x	y	기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트강도	V_{mf}
X1	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	161.1
X1	Y3	SC1	SG1	SG6	342.2	414.2	450	0.0	342.22	220.8
X1	Y4	SC5	SG6		35.8	159.2	0	0.0	35.84	23.1
X2	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	161.1
X2	Y3	SC1	SG1	SG1	342.2	510.0	350	0.0	342.22	220.8
X2	Y6	SC2	SG1		249.7	255.0		0.0	249.69	161.1
X3	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	161.1
X3	Y3	SC1	SG1	SG1	342.2	510.0	350	0.0	342.22	220.8
X3	Y6	SC2	SG1		249.7	255.0		0.0	249.69	161.1
X4	Y1	SC2		SG7	249.7	159.2	450	0.0	159.21	102.7
X4	Y2	SC3	SG7		173.3	159.2		0.0	159.21	102.7
X4	Y3	SC3		SG6	173.3	159.2	450	0.0	159.21	102.7
X4	Y5	SC2	SG6		249.7	159.2		0.0	159.21	102.7
Sum										1901.8

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
X1	Y4-Y6	BR1	4.5	3.1	5.46	471.6	1	388.40
X4	Y2-Y3	BR1	2.4	3.1	3.92	471.6	1	288.73
X4	Y5-Y6	BR1	2.95	3.1	4.28	471.6	1	325.13
Sum								1002.3

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

X 방향의 저항능력 : $(1901.8 + 1002.3) \times 2.5 = 7260.2$ (kN)

2F~3F의 저항능력 : 층고 = 3.5 m

- X 방향 모멘트골조

		기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트강도	V_{mf}
X1	Y1	SC2		SG4	539.0	496.4	450	378.1	378.1	216.0
X2	Y1	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	216.0
X3	Y1	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	216.0
X4	Y1	SC2	SG4		539.0	496.4	450	378.1	378.1	216.0
X1	Y3	SC1		SG3	738.8	496.4	450	541.8	496.4	283.7
X2	Y3	SC1	SG3	SG3	738.8	992.9	450	541.8	541.8	309.6

X3	Y3	SC1	SG3	SG3	738.8	992.9	450	541.8	541.8	309.6
X4	Y3	SC1	SG3		738.8	496.4	450	541.8	496.4	283.7
X1	Y6	SC5		SG4	77.3	496.4	450	116.3	77.3	44.1
X2	Y6	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	216.0
X3	Y6	SC2	SG4	SG4	539.0	992.9	450	378.1	378.1	216.0
X4	Y6	SC2	SG4		539.0	496.4	450	378.1	378.1	216.0
X1	Y4	SC5			77.3				77.3	44.1
X4	Y2	SC3			374.5				374.5	214.0
X4	Y5	SC3			374.5				374.5	214.0
Sum										3215.1

모멘트 골조 : 연성도계수 = 3.0

X 방향의 저항능력 : $3215.1 \times 3.0 = 9645.3$ (kN)

- Y 방향

모멘트골조

x	y	기둥	보(좌)	보(우)	M_{ce}	$\sum M_{be}$	보춤의 최소값	M_{pze}	최소모멘트 강도	V_{mf}
X1	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	142.7
X1	Y3	SC1	SG1	SG6	342.2	414.2	450	0.0	342.22	195.6
X1	Y4	SC5	SG6		35.8	159.2	0	0.0	35.84	20.5
X2	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	142.7
X2	Y3	SC1	SG1	SG1	342.2	510.0	350	0.0	342.22	195.6
X2	Y6	SC2	SG1		249.7	255.0		0.0	249.69	142.7
X3	Y1	SC2		SG1	249.7	255.0	350	0.0	249.69	142.7
X3	Y3	SC1	SG1	SG1	342.2	510.0	350	0.0	342.22	195.6
X3	Y6	SC2	SG1		249.7	255.0		0.0	249.69	142.7
X4	Y1	SC2		SG7	249.7	159.2	450	0.0	159.21	91.0
X4	Y2	SC3	SG7		173.3	159.2		0.0	159.21	91.0
X4	Y3	SC3		SG6	173.3	159.2	450	0.0	159.21	91.0
X4	Y5	SC2	SG6		249.7	159.2		0.0	159.21	91.0
Sum										1684.4

가새골조

x line	y line	부재번호	경간길이	층고	L_{br}	P_{br}	N_{br}	V_{br}
X1	Y4-Y6	BR1	4.5	3.5	5.70	471.6	1	372.29
X4	Y2-Y3	BR1	2.4	3.5	4.24	471.6	1	266.73
X4	Y5-Y6	BR1	2.95	3.5	4.58	471.6	1	303.96
Sum								942.98

가새 골조 : 연성도계수 = 2.5

X 방향의 저항능력 : $(1688.4 + 943.0) \times 2.5 = 6568.6$ (kN)

5. 성능수준의 판정

층별 DCR

		요구량	저항능력	DCR	성능수준
2층	X방향	4385.6	9645.3	0.45	거주가능
	Y방향	4385.6	6568.6	0.67	인명안전
3층	X방향	4164.7	9645.3	0.43	거주가능
	Y방향	4164.7	6568.6	0.63	인명안전
4층	X방향	3723.0	10889.8	0.34	거주가능
	Y방향	3723.0	7260.2	0.51	거주가능
5층	X방향	3085.7	10889.8	0.28	거주가능
	Y방향	3085.7	7260.2	0.43	거주가능
6층	X방향	2252.7	10889.8	0.21	거주가능
	Y방향	2252.7	7260.2	0.31	거주가능
지붕층	X방향	1224.2	10889.8	0.11	거주가능
	Y방향	1224.2	7260.2	0.17	거주가능

철골조의 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

DCR 범위	성능수준
$DCR \leq 0.6$	거주가능
$0.6 < DCR \leq 0.75$	인명안전
$0.75 < DCR \leq 1.0$	붕괴방지
$1.0 \leq DCR$	붕괴위험

각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : 인명안전

2.4 1단계 상세평가

2.4.1 보부재 1단계 상세평가

검토대상인 보 부재는 1F_SG3로서 위치는 그림 2.2.1에 나타내었다.

< 부재 정보 >

$$H-450 \times 200 \times 9 \times 14 \quad (h = 450mm, b = 200mm, t_w = 9mm, t_f = 14mm, r = 18mm)$$

$$E = 205000MPa, F_{ye} = 300MPa$$

$$\text{강축} : I_x = 3.35 \times 10^8, S_x = 1.43 \times 10^6, Z_x = 1.62 \times 10^6$$

$$\text{약축} : I_y = 1.87 \times 10^7, S_y = 1.87 \times 10^5, Z_y = 2.91 \times 10^5$$

< 부재력 산정 >

(1) I단

예제 보의 경우 1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY에 대해서 평가하였다.

모멘트골조의 보부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배 거동 식을 사용한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UD} = -159.91 + 506.43 = 346.25kN \cdot m$$

(2) J단

$$M_{UD} = -634.87kN \cdot m$$

< 강도 산정 >

- 횡방향 지지길이

$$L_b = 2283mm$$

$$L_p = 1.76 \times \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} \times \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 1.76 \times \sqrt{\frac{1.87 \times 10^7}{9676}} \times \sqrt{\frac{205000}{300}} = 2049mm$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12(1 + \frac{h_w \times t_w}{6b_f t_f})}} = \frac{200}{\sqrt{12(1 + \frac{450 \times 9}{6 \times 200 \times 14})}} = 51.8mm$$

$$L_r = \pi \times r_{ts} \times \sqrt{\frac{E}{0.7 \times F_{ye}}} = \pi \times 51.8 \times \sqrt{\frac{205000}{0.7 \times 300}} = 5084mm$$

$L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우이기 때문에 Zone2의 M_n 값을 사용한다.

- 모멘트 강도 산정

$$M_{CE} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left\{ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right\} \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_{ye} Z_x = 300 \times 1.62 \times 10^6 = 486.45$$

$$M_{CE} = \left[486.45 - (486.45 - 0.7 \times 300 \times 1.43 \times 10^6) \left\{ \frac{2283 - 2049}{5084 - 2049} \right\} \right] \leq 486.35$$

$$M_{CE} = 475kN \cdot m$$

< m계수 산정 >

보 부재의 m계수를 산정하기 위해서는 먼저 아래 표에 제공된 식을 사용해 부재 단면의 내진콤팩트 여부를 판별해야 한다. 판별 이후 요령의 표에 따라 보 부재의 m계수 값을 산정한다. 내진 콤팩트와 비콤팩트에도 해당되지 않을 경우에는 선형 보간한다. 방법은 플랜지와 웨브의 판 두께비에 대해 각각 선형 보간 한 후 작은 값을 해당 부재의 m계수로 한다.

<표> 철골 보 부재 콤팩트 판별 식

(요령집 표 4.3.9)

보	내진콤팩트단면	$b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_{ye}}$
	비콤팩트단면	$b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{ye}}$

<표> 철골 보 부재의 m계수

(요령집 표 4.3.9)

부재 및 조건		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
보	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	2	3	3	4

(1) I단, J단 동일

내진콤팩트 단면의 조건 : $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_{ye}}$

$$100/14 \leq 0.3 \sqrt{\frac{205000}{300}} \quad (OK)$$

$$\frac{450 - 2 \times (23 + 18)}{9} \leq 2.46 \sqrt{\frac{205000}{300}} \quad (OK)$$

∴ 내진콤팩트 단면으로 m계수를 산정한다.

- m계수 산정

IO: 2, LS: 6, CP: 8 (I, J 단 동일)

- m계수 보정

I단, J단 동일

$$m_e = C_b \left[m - (m-1) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \quad (\text{요령집 식 4.3.32})$$

4.3.32)

$$IO = 2 - (2-1) \frac{2283 - 2049}{5084 - 2049} = 1.92$$

$$LS = 6 - (6-1) \frac{2283 - 2049}{5084 - 2049} = 5.61$$

$$CP = 8 - (8-1) \frac{2283 - 2049}{5084 - 2049} = 7.46$$

< DCR 산정 >

위에서 산정한 m 계수 값을 사용해 요령집 식 4.3.30을 이용하여 보 부재 DCR을 구한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (\text{요령집 식 4.3.30})$$

위 식을 따라 DCR, 즉 Demand-to-Capacity Ratio를 구하는 식은 다음과 같다.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE} \times m}$$

(1) I단

$$Q_{UD} = 346.5kN \cdot m$$

$$Q_{CE} = 475kN \cdot m$$

$$DCR(IO) = \frac{346.5}{475 \times 1.92} = 0.38 \quad (\text{OK})$$

(2) J단

$$Q_{UD} = 634.87kN \cdot m$$

$$Q_{CE} = 475kN \cdot m$$

$$DCR(IO) = \frac{634.87}{475 \times 1.92} = 0.69 \quad (\text{OK})$$

∴ I단, J단 모두 거주가능의 성능수준을 만족한다.

2.4.2 기둥부재 1단계 상세평가

검토대상인 기둥 부재는 1F_SC1로서 위치는 그림 2.2.1에 나타내었다.

< 부재 정보 >

$$H-414 \times 405 \times 18 \times 28 \quad (h = 414mm, \quad b = 405mm, \quad t_w = 18mm, \quad t_f = 28mm)$$

$$A_g = 29124mm^2, \quad F_y = 330MPa, \quad F_{ye} = 412.5MPa$$

$$\text{강축} : I_x = 9.15 \times 10^8 mm^4, \quad Z_x = 4.42 \times 10^6 mm^3$$

$$\text{약축} : I_y = 3.10 \times 10^8 mm^4, \quad Z_y = 1.53 \times 10^6 mm^3$$

< 부재력 산정 >

(1) I단

예제 기둥의 경우 1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY에 대해서 평가하였다.

모멘트골조의 기둥부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배 거동 식을 사용한

다.

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$P_{UF} = -1406.47 + \frac{-1108.78}{2} = -1960.85 \text{ kN}$$

모멘트골조의 기둥부재의 휨은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배 거동 식을 사용한다.

$$M_{UD} = M_G + M_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$M_{UDx} = -8.63 + 1052.38 = 1043.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UDy} = 0.26 - 81.76 = -81.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) J단

$$P_{UF} = -1952.10 \text{ kN}$$

$$M_{UDx} = -117.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UDy} = 24.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

< 강도 산정 >

-축강도 (인장)

$$P_{CE} = A_g \times F_{ye} = 12013.7 \text{ kN}$$

- 축강도 (압축)

$$P_{CL} = A_g \times F_{cr}$$

$$\frac{kL}{r} = \frac{0.5 \times 3500}{102} = 17.2 < 4.71 \times \sqrt{\frac{205000}{412.5}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(17.2)^2} = 6839.06 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{330}{6839.06}}) \times 330 = 323.4 \text{ MPa}$$

$$P_{CL} = 9610.92 \text{ kN}$$

-모멘트 강도 (강축)

(1) I단

$$M_{CEx} = 1.18 \times Z_x \times F_{ye} \times \left(1 - \frac{P_{UF}}{P_{CL}}\right)$$

$$= 1.18 \times 4.42 \times 10^6 \times 412.5 \times \left(1 - \frac{1960.85}{9610.92}\right) = 1712.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_x \cdot F_{ye} = 1823.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

위의 두 식 중 최소값을 사용한다.

$$M_{CEx} = 1712.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) J단

$$M_{CEx} = 1714.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

-모멘트 강도 (약축)

(1) I단

$$M_{CEy} = 1.18 \times Z_y \times F_{ye} \times \left(1 - \frac{P_{UF}}{P_{CL}}\right)$$

$$= 1.18 \times 1.53 \times 10^6 \times 412.5 \times \left(1 - \frac{1960.85}{9610.92}\right) = 592.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_y \cdot F_{ye} = 631.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

위의 두 식 중 최소값을 사용한다.

$$M_{CEy} = 592.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) J단

$$M_{CEy} = 593.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

< m계수 산정 >

기둥부재 또한 보부재와 마찬가지로 아래의 표에 따라 콤팩트단면여부의 판별 후 m값을

구한다.

<표> 콤팩트 판별 식

(요령집 표 4.3.9)

기둥 ① ($P/P_y < 0.2$)	내진콤팩트단면	$b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.76 \sqrt{E/F_{ye}}$
	비콤팩트단면	$b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.70 \sqrt{E/F_{ye}}$
기둥 ② ($0.2 < P/P_y < 0.5$)	내진콤팩트단면	$b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$
	비콤팩트단면	$b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

<표> 철골부재의 m계수

(요령집 표 4.3.9)

부재 및 조건		거주 가능	1차부재		2차부재	
			인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
기둥 ① ($P < 0.2P_y$)	내진콤팩트단면	2	6	8	10	12
	비콤팩트단면	1.25	1.25	2	2	3
기둥 ② ($0.2P_y < P < 0.5 P_y$)	내진콤팩트단면	1.25	$9k_p$	$12k_p$	$15k_p$	$18k_p$
	비콤팩트단면	1.25	1.25	1.5	2	2
기둥 ($P > 0.5P_y$)		하중지배거동				

- 콤팩트 판별:

$P/P_y = 0.204$ 이기 때문에 $0.2 < P/P_y < 0.5$ 구간에 속하여 ②번식을 사용한다.

$$k_p = 1 - 1.7 P/P_y = 0.6532$$

$$h = 414 \text{ mm}, \quad b = 405 \text{ mm}, \quad t_w = 18 \text{ mm}, \quad t_f = 28 \text{ mm}, \quad r = 22 \text{ mm}$$

내진콤팩트 단면 : $b/t_f \leq 0.3 \sqrt{E/F_{ye}}$ and $h/t_w \leq 1.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

$$202.5/28 \leq 0.3 \sqrt{\frac{205000}{412.5}} \text{ (NG)} \text{ and } \frac{414 - 2 \times (28 + 22)}{18} \leq 1.53 \sqrt{\frac{205000}{412.5}} \text{ (OK)}$$

비콤팩트 단면 : $b/t_f > 0.38 \sqrt{E/F_{ye}}$ or $h/t_w > 2.53 \sqrt{E/F_{ye}}$

$$202.5/28 > 0.38 \sqrt{\frac{205000}{412.5}} \text{ (NG)} \text{ or } \frac{414 - 2 \times (28 + 22)}{18} > 2.53 \sqrt{\frac{205000}{412.5}} \text{ (NG)}$$

선형보간으로 m계수를 산정한다.

- m계수 산정

I단, J단 동일

$$\text{IO 플랜지 선형보간 : } 1.25 - \left(\frac{202.5/28}{\sqrt{205000/412.5}} - 0.3 \right) \times \left(\frac{1.25 - 1.25}{0.38 - 0.3} \right) = 1.25$$

$$\text{IO 웨브 선형보간 : } 1.25 - (1.53 - 1.53) \times \left(\frac{1.25 - 1.25}{2.53 - 1.53} \right) = 1.25$$

$$\therefore \text{IO} = 1.25$$

$$\text{LS 플랜지 선형보간 : } 5.88 - \left(\frac{202.5/28}{\sqrt{205000/412.5}} - 0.3 \right) \times \left(\frac{5.88 - 1.25}{0.38 - 0.3} \right) = 4.47$$

$$\text{LS 웨브 선형보간 : } 5.88 - (1.53 - 1.53) \times \left(\frac{5.88 - 1.25}{2.53 - 1.53} \right) = 5.88$$

$$\therefore \text{LS} = 4.47$$

$$\text{CP 플랜지 선형보간 : } 7.84 - \left(\frac{202.5/28}{\sqrt{205000/412.5}} - 0.3 \right) \times \left(\frac{7.84 - 1.5}{0.38 - 0.3} \right) = 5.90$$

$$\text{CP 웨브 선형보간 : } 7.84 - (1.53 - 1.53) \times \left(\frac{7.84 - 1.5}{2.53 - 1.53} \right) = 7.84$$

$$\therefore \text{CP} = 5.90$$

< DCR 산정 >

위에서 산정한 m계수 값을 사용하며 아래의 계산식에 의해 DCR을 구한다.

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{P_{CM}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (\text{요령집 식 4.3.33})$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{2P_{CM}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (\text{요령집 식 4.3.34})$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5 \text{ 일 때 } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (\text{요령집 식 4.3.35})$$

(1) I단

$$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} = 0.204 \leq 0.5 \text{ 이므로 } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \text{ 로 평가}$$

$$P_{UF} = 1960.85 \text{ kN}$$

$$P_{CL} = 9610.92 \text{ kN}$$

$$M_x = 1043.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 81.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEx} = 1712.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEy} = 592.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$DCR(IO) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{1043.75}{1.25 \times 1712.82} + \frac{81.50}{1.25 \times 592.51} \right] = 0.74 \quad (\text{OK})$$

$$DCR(LS) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{1043.75}{4.47 \times 1712.82} + \frac{81.50}{4.47 \times 592.51} \right] = 0.35 \quad (\text{OK})$$

$$DCR(CP) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{1043.75}{5.90 \times 1712.82} + \frac{81.50}{5.90 \times 592.51} \right] = 0.32 \quad (\text{OK})$$

(2) J단

$$0.2 \leq \frac{P}{P_n} = 0.204 \leq 0.5 \quad \text{이므로} \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad \text{로 평가}$$

$$P_{UF} = 1952.10 \text{ kN}$$

$$P_{CL} = 9610.92 \text{ kN}$$

$$M_x = 117.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 24.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEx} = 1714.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEy} = 593.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$DCR(IO) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{117.68}{1.25 \times 1714.78} + \frac{24.13}{1.25 \times 593.19} \right] = 0.28 \quad (\text{OK})$$

$$DCR(LS) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{117.68}{4.47 \times 1714.78} + \frac{24.13}{4.47 \times 593.19} \right] = 0.23 \quad (\text{OK})$$

$$DCR(CP) = 0.204 + \frac{8}{9} \left[\frac{117.68}{5.90 \times 1714.78} + \frac{24.13}{5.90 \times 593.19} \right] = 0.22 \quad (\text{OK})$$

2.4.3 가새부재 1단계 상세평가

검토대상인 가새 부재는 1F_BR1로서 위치는 그림 2.2.1에 나타내었다.

< 부재 정보 >

$$H-150 \times 150 \times 7 \times 10 \quad (h = 150 \text{ mm}, b = 150 \text{ mm}, t_w = 7 \text{ mm}, t_f = 10 \text{ mm})$$

$$E = 205000 \text{ MPa}, F_{ye} = 300 \text{ MPa}$$

$$I_x = 1.64 \times 10^7 \text{ mm}^4, I_y = 5.63 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 63.9 \text{ mm}, r_y = 37.5 \text{ mm}$$

< 부재력 산정 >

(1) 인장

가새골조의 가새부재의 축력은 변형지배 거동을 하기 때문에 변형지배 거동 식을 사용한다. 검토하중조합은 1.1DL+0.275LL+EY이다.

$$P_{UD} = P_G + P_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$P_{UD} = -68.86 + 774.76 = 705.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 압축

압축력은 1.1DL+0.275LL-EY 하중조합의 결과를 사용하였다. 가새는 횡하중작용방향에 따라 인장과 압축모두가 작용한다. 일반적인 내진평가의 경우 한종류의 하중조합에 대해서만 검토하지만 본 예시에서는 인장력과 압축력을 받을 모든 경우 검토방법을 보이기 위해 서로다른 하중조합의 결과를 사용한다.

$$P_{UD} = -68.86 - 774.76 = -843.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

< 강도 산정 >

- 축강도 (인장)

$$P_{CE} = A_g \times F_{ye} = 4014 \times 300 = 1204.2 \text{ kN}$$

- 축강도 (압축)

$$\frac{KL}{r} = \frac{5700}{37.5} = 152 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 4.71 \sqrt{\frac{205000}{406.25}} = 105.8$$

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 205000}{152^2} = 87.6 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 76.8 \text{ MPa}$$

$$P_{CE} = 308.3 \text{ kN}$$

< m계수 산정 >

중심가새의 경우 압축을 받을 때와 인장을 받을때의 m계수값을 아래의 표에 따라 m값을 구한다.

<표> 철골부재의 m계수

(요령집 표 4.3.9)

부재 및 조건	거주 가능	1차부재		2차부재	
		인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)					
H 및 I형강	1.25	6	8	6	8
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)					
인장-압축가새	1.25	6	8	8	10

- m계수 산정 (인장)

중심가새골조의 인장-압축가새이므로

$$IO : 1.25, \quad LS : 6.0, \quad CP : 8.0$$

이다.

- m계수 산정 (압축)

압축을 받을 경우

$$IO : 1.25, \quad LS : 6.0, \quad CP : 8.0$$

이다.

< DCR 산정 >

위에서 산정한 m계수 값을 사용해 요령집 식 4.3.30을 이용하여 가새부재의 DCR을 구한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (\text{요령집 식 4.3.30})$$

- 인장

$$Q_{UD} = 705.9kN$$

$$Q_{CE} = 1204.2kN$$

$$DCR(IO) = \frac{705.9}{1204.2 \times 1.25} = 0.47 \quad (\text{OK})$$

- 압축

$$Q_{UD} = -843.61kN$$

$$Q_{CE} = 308.3kN$$

$$DCR(IO) = \frac{843.61}{308.3 \times 1.25} = 2.19 \quad (\text{NG})$$

$$DCR(IO) = \frac{843.61}{308.3 \times 6} = 0.45 \quad (\text{OK})$$

2.4.4 패널존 1단계 상세평가

건축구조기준 및 해설 (2009)의 해그림 0710.10.4.에서 제시된 패널존의 소요강도 F_u 산정 방법에 따라 패널존에 가해지는 전단력을 산정한다.

- 외부접합부

< 부재정보 >

SG4 : H-350x175x7x11

1SC2, 2SC2 : H-400x400x13x21

하중조합 : 1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY

< 부재력 산정 >

SG4

$$d_{mL} = 350mm,$$

$$M_{uL} = 136.24kN \cdot m$$

$$\frac{M_{uL}}{d_{mL}} = \frac{136.24}{0.35} = 389.26kN$$

1SC2

$$V_c = 148.92kN$$

2SC2

$$V_c = 96.95kN$$

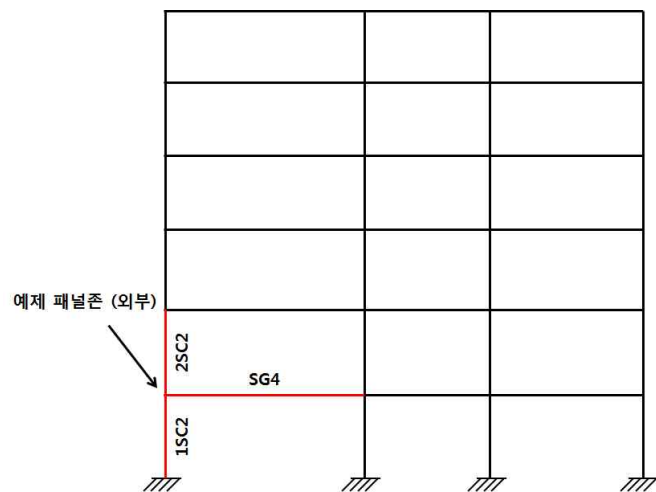


그림 1.4.1 정면도

패널존의 소요강도 F_u 가 최대값이 되기 위해서는 1SC2과 2SC2 중 최소값을 사용하면 V_u 는 96.95kN이다.

패널존의 소요강도 F_u 는 다음과 같다.

$$F_u = \frac{M_{uL}}{d_{mL}} + \frac{M_{uR}}{d_{mR}} - V_u$$

$$\sum F_u = 389.26 - 96.95 = 292.31kN$$

이 된다.

이 때 M_{uL} 과 M_{uR} 의 부호가 같을 경우 모멘트 방향이 반대이며 부호가 반대일 경우 모멘트 방향은 같기 때문에 모멘트에 의해서 구해진 전단력의 방향이 같아진다. 모멘트의 방향이 같을 경우 전단력의 절대값의 합으로 구하며 모멘트의 방향이 다를 경우 각 전단력의 차이로 $\frac{M_{uL}}{d_{mL}} + \frac{M_{uR}}{d_{mR}}$ 을 구할 수 있다.

< 강도 산정 >

패널존의 전단강도는 요령집 식 4.3.29를 이용하여 아래와 같이 구할 수 있다.

$$V_{pz} = 0.55 F_{ye} d_c t_p \quad (\text{요령집 식 4.3.29})$$

$$F_{ye} = 412.5 \text{ Mpa}$$

$$d_c = 400 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm}$$

$$V_{pz} = 0.55 \times 412.5 \times 400 \times 13 \times 10^{-3} = 1179.75 \text{ kN}$$

< m계수 및 DCR 산정 >

패널존의 m계수는

$$\text{IO 일 때 } m = 1.5$$

$$\text{LS 일 때 } m = 8$$

$$\text{CP 일 때 } m = 11$$

$$DCR(IO) = \frac{292.31}{1179.75 \times 1.5} = 0.165 \quad (\text{OK})$$

- 내부접합부

< 부재정보 >

RSG4, LSG4 : H-350x175x7x11

1SC3, 2SC4 : H-400x400x13x21

하중조합 : 1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY

< 부재력 산정 >

LSG4

$$d_{mR} = 350mm$$

$$M_{uR} = -288.34kN \cdot m$$

$$\frac{M_{uR}}{d_{mR}} = \frac{-288.34}{0.35} = -823.83kN$$

RSG4

$$d_{mL} = 350mm$$

$$M_{uL} = 268.65kN \cdot m$$

$$\frac{M_{uL}}{d_{mL}} = \frac{268.65}{0.35} = 767.6kN$$

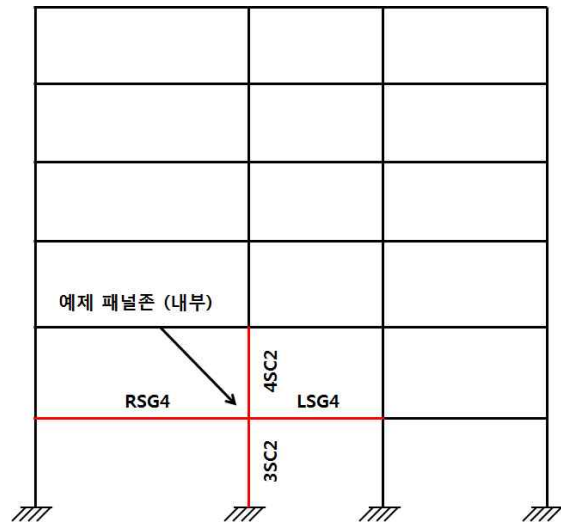


그림 1.4.2 정면도

3SC2

$$V_c = 218.41kN$$

4SC2

$$V_c = 238.16kN$$

패널존의 소요강도 F_u 가 최대값이 되기 위해서 3SC2과 4SC2중 최소값으로 V_u 를 구하며 V_u 는 218.41kN이다. 패널존의 소요강도 F_u 는 다음과 같다.

$$F_u = \frac{M_{uL}}{d_{mL}} + \frac{M_{uR}}{d_{mR}} - V_u$$

$$\sum F_u = 767 + 823.83 - 218.41 = 1373kN$$

이 된다.

< 강도 산정 >

$$F_{ye} = 412.5 \text{ Mpa}$$

$$d_c = 400 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm}$$

$$V_{pz} = 0.55 \times 412.5 \times 400 \times 13 \times 10^{-3} = 1179.75 \text{ kN}$$

< m계수 및 DCR 산정 >

패널존의 m계수는

$$\text{IO 일 때 } m = 1.5$$

$$\text{LS 일 때 } m = 8$$

$$\text{CP 일 때 } m = 11$$

였으므로

$$DCR(IO) = \frac{1373}{1179.75 \times 1.5} = 0.77 \text{ (OK)}$$

이다.

< 패널존 결과 >

패널존의 검토결과는 아래표와 같다.

<표> 하중조합에 따른 패널존검토 결과

하중조합	DCR			결과
	IO	LS	CP	
1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY (1F_외부)	0.165	0.031	0.023	거주가능
1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY (1F_내부)	0.776	0.145	0.106	거주가능
1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY (1F_외부)	0.635	0.119	0.087	거주가능
1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY (1F_내부)	0.985	0.185	0.134	거주가능

2.4.5 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정

수직하중 분담 비율은 층별로, 수직부재와 수평부재에 대해 각각 구한다. 보 부재의 경우 해당 부재가 분담하는 수직하중은 양단에서 중력하중에 의해 발생하는 전단력의 합이다. 기둥, 가새 부재의 경우에는 중력하중에 의해 발생하는 해당 부재의 축력이다. 분담 비율이 80%를 초과할 때 수준을 해당 층의 성능으로 결정한다. 층별로 성능 수준을 결정한 후 가장 불리한 층의 결과를 전체 건물의 성능 수준으로 판정한다.

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (수직부재)

LOADCOMB	1층			2층			3층			4층			5층			6층		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL+EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL+EY (가새골조)	0.93	0.94	0.98	0.95	0.96	0.96	0.95	0.96	0.96	0.96	0.96	1.00	0.96	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EY (가새골조)	0.99	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	0.96	1.00	0.95	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00
0.9DL+EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL-EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL+EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL-EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL+EY (가새골조)	0.97	0.98	0.98	0.95	0.96	1.00	0.95	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00	0.96	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
0.9DL-EY (가새골조)	0.99	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	0.96	1.00	0.95	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00
층별 성능수준	0.93	0.94	0.98	0.95	0.96	0.96	0.95	0.96	0.96	0.95	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00	0.96	0.96	1.00
건물 성능수준	거주가능			거주가능			거주가능			거주가능			거주가능			거주가능		
	거주가능																	

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (수평부재)

LOADCOMB	1층			2층			3층			4층			5층			6층		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1.1DL+0.275LL+EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EX+0.3EY (모멘트골조)	0.95	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL+EX-0.3EY (모멘트골조)	0.95	1.00	1.00	0.82	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL+EY (가새골조)	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00
1.1DL+0.275LL-EY (가새골조)	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00
0.9DL+EX+0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL-EX+0.3EY (모멘트골조)	0.95	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL+EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL-EX-0.3EY (모멘트골조)	1.00	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.9DL+EY (가새골조)	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00
0.9DL-EY (가새골조)	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00
층별 성능수준	0.95	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00
건물 성능수준	거주가능			거주가능			거주가능			거주가능			거주가능			거주가능		
	거주가능																	

2.4.6 층간 변형각 검토

구조시스템별로 층간변형각의 크기에 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 예제 건물은 내진설계가 된 건물로 X방향은 철골 골조, Y방향은 가새가 있는 철골골조이기 때문에 요령의 표에 따라 허용층간 변형각을 결정한다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

(요령집 표 4.4.2)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
철골골조	0.7	2.5	5	0.55	2.0	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2	0.4	1.2	1.6

<표> EX방향 층간변형각 성능수준 판별 결과 (철골 모멘트골조)

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3.5	0.0171	0.0049	OK	OK	OK
2층	3.5	0.0318	0.009	NG	OK	OK
3층	3.5	0.0330	0.0094	NG	OK	OK
4층	3.1	0.0246	0.0079	NG	OK	OK
5층	3.1	0.0188	0.006	OK	OK	OK
6층	3.1	0.0130	0.0042	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 인명안전						

<표> EY방향 층간변형각 성능수준 판별 결과 (철골 가새골조)

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3.5	0.0143	0.004	OK	OK	OK
2층	3.5	0.0246	0.007	NG	OK	OK
3층	3.5	0.0285	0.0082	NG	OK	OK
4층	3.1	0.0249	0.008	NG	OK	OK
5층	3.1	0.0233	0.0075	NG	OK	OK
6층	3.1	0.021	0.0068	NG	OK	OK
최종 성능수준 : 인명안전						

2.5 철골조의 2단계 상세평가

2.5.1 보부재 2단계 상세평가

검토대상인 부재는 1F_SG3로 1단계 상세평가 예시의 경우와 동일하다. 아래 예제는 X방향 Pushover 해석의 결과를 사용하였다.

< 부재 정보 >

$$H-450 \times 200 \times 9 \times 14 \quad (h = 450mm, b = 200mm, t_w = 9mm, t_f = 14mm)$$

$$E = 205000MPa, F_{ye} = 300MPa$$

< 항복강도, 강성, 항복변위, 항복회전각 산정 >

$$\text{강축} : I_x = 3.2 \times 10^8, S_x = 1.49 \times 10^6, Z_x = 1.62 \times 10^6$$

$$M_{CE} = Z_x \times F_{ye} = 1.62 \times 10^6 \times 300 = 486 kN \cdot m$$

$$K = \frac{6EI}{L} = \frac{6 \times 205000 \times 3.2 \times 10^8}{6850} = 57925 kN \cdot m$$

$$\theta_y = \frac{486}{57925} = 0.0084$$

<표> 보 부재 y축에 대한 강도, 강성, 항복회전각

Section	Z (mm^3)	I (mm^4)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	M_{CE} ($kN \cdot m$)	K ($kN \cdot m$)	항복회전각 (rad)
SG3	1.62×10^6	3.2×10^8	300	205000	486	57925	0.0084

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

<표> 보부재의 모델링파라미터 및 허용기준

(요령집 표 5.3.7)

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류 강도 비	거주 가능	1차부재		2차부재	
						인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
		a	b	c					
강접모멘트골조요소									
보	내진콤팩트단 면	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
	비콤팩트단면	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$

- 최종콤팩트 판별 : 내진콤팩트 (1단계 상세평가 참조)
- 항복회전각 : 0.0084
- 모델링 파라미터

내진콤팩트단면이므로

$$\text{소성회전각 } a : 9 \times \theta_y = 9 \times 0.0084 = 0.08, a = 0.08$$

$$\text{소성회전각 } b : 11 \times \theta_y = 11 \times 0.0084 = 0.09, b = 0.09$$

$$\text{잔류강도비 } c : c = 0.60$$

- 허용수준 산정

$$\text{1차부재 IO} : 1 \times \theta_y = 1 \times 0.0084 = 0.0084, \text{ IO} = 0.0084$$

$$\text{1차부재 LS} : 6 \times \theta_y = 6 \times 0.0084 = 0.05, \text{ LS} = 0.05$$

$$\text{1차부재 CP} : 8 \times \theta_y = 8 \times 0.0084 = 0.07, \text{ CP} = 0.07$$

따라서 예시보부재의 모델링 파라미터 및 허용기준은 다음의 표와 같이 정리된다.

<표> 보 부재의 모델링파라미터 및 허용기준

모델링 파라미터			허용기준		
소성회전각		잔류 강도비	1차부재		
a	b	c	IO	LS	CP
0.08	0.09	0.60	0.0084	0.05	0.07

< 성능 수준 결정 >

개별 부재의 변위 또는 회전각을 성능수준별 허용기준과 비교하여 성능을 결정한다.

$$R_y(\text{소성회전각}) = 0$$

$$\text{I단 IO} : 0 < 0.0084$$

$$\text{I단 LS} : 0 < 0.05$$

$$\text{I단 CP} : 0 < 0.07$$

$$\text{J단 IO} : 0 < 0.0084$$

$$\text{J단 IO} : 0 < 0.05$$

$$\text{J단 IO} : 0 < 0.07$$

- 최종

I단과 J단이 모두 IO를 만족하므로 IO 수준에 OK

2.5.2 기둥부재 2단계 상세평가

검토대상인 부재는 1F_SC1로 1단계 상세평가 예시의 경우와 동일하다. 아래 예제는 X방향 Pushover 해석의 결과를 사용하였다.

< 부재 정보 >

$$H-414 \times 405 \times 18 \times 28 \quad (h = 414 \text{ mm}, b = 405 \text{ mm}, t_w = 18 \text{ mm}, t_f = 28 \text{ mm})$$

$$A_g = 29124 \text{ mm}^2, F_y = 330 \text{ MPa}, F_{ye} = 412.5 \text{ MPa}$$

< 항복강도, 강성, 항복변위, 항복회전각 산정 >

$$\text{강축} : I_x = 9.15 \times 10^8 \text{ mm}^4, Z_x = 4.95 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{약축} : I_y = 3.10 \times 10^8 \text{ mm}^4, Z_y = 2.33 \times 10^6 \text{ mm}^3.$$

축방향 (인장)

I단, J단 동일

$$P_{CE} = A_g \times F_{ye} = 12013.7 \text{ kN}$$

$$\frac{EA}{L} = \frac{205000 \times 29124}{3500} = 1705835 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{12013.7}{1705835} = 0.007 \text{ m}$$

<표> 기둥부재(인장)의 축방향 강도, 강성, 항복변위 (SC1)

Section	높이 (m)	A_g (mm ²)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	P_{CE} (kN)	EA/L (kN · m)	항복변위 (m)
SC1	3500	29124	413	205000	9610.92	1705835	0.00563

- 축방향 (압축)

- I단, J단 동일

$$P_{CL} = A_g \times F_{cr}$$

$$\frac{kL}{r} = \frac{0.5 \times 3500}{102} = 17.2 < 4.71 \times \sqrt{\frac{205000}{412.5}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(17.2)^2} = 6839.06 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{330}{6839.06}}) \times 330 = 323.4 \text{ MPa}$$

$$P_{CL} = 9610.92 \text{ kN}$$

$$\frac{EA}{L} = \frac{205000 \times 29124}{3500} = 1705835 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{9610.92}{1705835} = 0.00563 \text{ m}$$

<표> 기둥부재(압축)의 축방향 강도, 강성, 항복변위 (SC1)

Section	높이 (m)	A_g (mm^2)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	P_{CL} (kN)	EA/L ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	항복변위 (m)
SC1	3500	29124	413	205000	9610.92	1705835	0.00563

- 휨 (강축)

(1) I단

$$P_{UF} = 1788.54 \text{ kN}$$

$$M_{CE} = 1.18 \times Z_x \times F_{ye} \times \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq Z_x \cdot f_{ye} \quad (\text{요령집 식 5.2.6})$$

$$M_{CE} = 1.18 \times 4.95 \times 10^6 \times 413 \times \left(1 - \frac{1788.54}{9610.92}\right) = 1962.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_x \cdot F_{ye} = 4.95 \times 10^6 \times 413 = 2044.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

위의 두 식중 작은 값을 사용한다.

$$M_{CE} = 1962.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k = \frac{6EI}{L} = \frac{6 \times 205000 \times 9.15 \times 10^8}{3500} = 321596.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_y = \frac{1962.6}{321596.91} = 0.0061 \text{ rad}$$

<표> 기둥부재 강축에 대한 강도, 강성, 항복회전각 산정

Section	Z_x (mm^3)	I (mm^4)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	M_{CE} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	k ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	항복회전각 (rad)
SC1	4.95×10^6	9.15×10^8	412.5	205000	1963.4	321596.9	0.006

(2) J단

$$P_{UF} = 1780.58kN$$

<표> 기둥부재 강축에 대한 강도, 강성, 항복회전각 산정

Section	Z_x (mm^3)	I (mm^4)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	M_{CE} ($kN \cdot m$)	k ($kN \cdot m$)	항복회전각 (rad)
SC1	4.95×10^6	9.15×10^8	412.5	205000	1963.4	321596.9	0.006

- 휨(약축)

(1) I단

$$P_{UF} = 1788.54kN$$

$$M_{CE} = 1.18 \times 2.33 \times 10^6 \times 413 \times \left(1 - \frac{1788.54}{9610.92}\right) = 924.2 kN \cdot m$$

$$Z_y \cdot F_{ye} = 2.33 \times 10^6 \times 413 = 962.3 kN \cdot m$$

위의 두 식중 작은값을 사용한다.

$$M_{CE} = 924.2 kN \cdot m$$

$$k = \frac{6EI}{L} = \frac{6 \times 205000 \times 3.10 \times 10^8}{3500} = 108830.8 kN \cdot m$$

$$\theta_y = \frac{924.2}{108830.8} = 0.0085 rad$$

<표> 기둥부재 약축에 대한 강도, 강성, 항복회전각 산정

Section	Z_y (mm^3)	I (mm^4)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	M_{CE} ($kN \cdot m$)	k ($kN \cdot m$)	항복회전각 (rad)
SC1	2.33×10^6	3.10×10^8	413	205000	924.2	108830.8	0.008

(2) J단

$$P_{UF} = 1780.58kN$$

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

<표> 기둥부재의 모델링파라미터 및 허용기준

(요령집 표 5.3.7)

		모델링 파라미터			허용기준 (소성회전각, rad.)				
		소성회전각 (rad.)		잔류강도비	거주가능	1차부재		2차부재	
						인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지
강접모멘트골조요소									
기둥 ① (P<0.2Py)	내진콤팩트단면	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
	비콤팩트단면	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
기둥 ② (0.2Py<P<0.5Py)	내진콤팩트단면	$11k_p\theta_y$	$17k_p\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$8k_p\theta_y$	$11k_p\theta_y$	$14k_p\theta_y$	$17k_p\theta_y$
	비콤팩트단면	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
기둥 (P > 0.5Py)		하중지배거동							

- 강축

(1) I단, J단 동일

- 최종콤팩트 판별 : 선형보간
- 항복회전각 : 0.006
- 모델링 파라미터 산정

$$\frac{P}{P_y} = 0.186 < 0.2 \text{ 이기 때문에 ①번식 사용}$$

$$a \text{ 플랜지 선형보간 : } 9 \times 0.0061 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{(9 \times 0.0061 - 4 \times 0.0061)}{0.38 - 0.3} = 0.05$$

$$a \text{ 웹 선형보간 : } 9 \times 0.0061 = 0.05$$

$$\text{소성회전각 } a : 0.05$$

$$b \text{ 플랜지 선형보간 : } 11 \times 0.0061 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{(11 \times 0.0061 - 6 \times 0.0061)}{0.38 - 0.3} = 0.06$$

$$b \text{ 웹 선형보간 : } 11 \times 0.0061 = 0.07$$

$$\text{소성회전각 } b : 0.06$$

$$c \text{ 플랜지 선형보간} : 0.6 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{0.6 - 0.2}{0.38 - 0.3} = 0.48$$

$$c \text{ 웨브 선형보간} : 0.60$$

$$\text{잔류강도비} : 0.48$$

- 허용수준 산정

IO :

$$\text{플랜지 선형보간} : 1 \times 0.0061 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{1 \times 0.0061 - 0.25 \times 0.0061}{0.38 - 0.3} = 0.0047$$

$$\text{웨브 선형보간} : 1 \times 0.0061 = 0.0061$$

$$1\text{차부재 IO} = 0.0047$$

LS :

$$\text{플랜지 선형보간} : 6 \times 0.0061 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{6 \times 0.0061 - 2 \times 0.0061}{0.38 - 0.3} = 0.03$$

$$\text{웨브 선형보간} : 6 \times 0.0061 = 0.04$$

$$1\text{차부재 LS} = 0.03$$

CP :

$$\text{플랜지 선형보간} : 8 \times 0.0061 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{8 \times 0.0061 - 3 \times 0.0061}{0.38 - 0.3} = 0.04$$

$$\text{웨브 선형보간} : 8 \times 0.0061 = 0.05$$

$$1\text{차부재 CP} = 0.04$$

- 약축(I단, J단 동일)

- 최종콤팩트 판별 : 선형보간

- 항복회전각 : 0.0085

- 모델링 파라미터 산정

$$\frac{P}{P_y} = 0.186 < 0.2 \quad \text{이기 때문에 ①번식 사용}$$

a 플랜지 선형보간 :

$$9 \times 0.0085 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{(9 \times 0.0085 - 4 \times 0.0085)}{0.38 - 0.3} = 0.06$$

a 웨브 선형보간 : $9 \times 0.0085 = 0.077$

소성회전각 a : 0.06

b 플랜지 선형보간 :

$$11 \times 0.0085 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{(11 \times 0.0085 - 6 \times 0.0085)}{0.38 - 0.3} = 0.08$$

b 웨브 선형보간 : $11 \times 0.0085 = 0.094$

소성회전각 b : 0.08

$$c \text{ 플랜지 선형보간 : } 0.6 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{0.6 - 0.2}{0.38 - 0.3} = 0.48$$

c 웨브 선형보간 : 0.60

잔류강도비 : 0.48

- 허용수준 산정

IO :

$$\text{플랜지 선형보간 : } 1 \times 0.0085 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{1 \times 0.0085 - 0.25 \times 0.0085}{0.38 - 0.3} = 0.0065$$

웨브 선형보간 : $1 \times 0.0085 = 0.0085$

1차부재 IO = 0.0065

LS :

$$\text{플랜지 선형보간} : 6 \times 0.0085 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{6 \times 0.0085 - 2 \times 0.0085}{0.38 - 0.3} = 0.04$$

$$\text{웹 선형보간} : 6 \times 0.0085 = 0.05$$

$$1\text{차부재 LS} = 0.04$$

CP :

$$\text{플랜지 선형보간} : 8 \times 0.0085 - \left(\frac{202.5}{28} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{205000}{413}}} - 0.3 \right) \times \frac{8 \times 0.0085 - 3 \times 0.0085}{0.38 - 0.3} = 0.055$$

$$\text{웹 선형보간} : 8 \times 0.0085 = 0.068$$

$$1\text{차부재 CP} = 0.055$$

<표> 기둥 부재의 모델링파라미터 및 허용기준 (SC1)

방향	모델링 파라미터			허용기준		
	소성회전각		잔류강도비	1차부재		
	a	b	c	IO	LS	CP
강축	0.05	0.06	0.48	0.0047	0.03	0.04
약축	0.06	0.08	0.48	0.0065	0.04	0.055

< 성능 수준 결정 >

개별 부재의 변위 또는 회전각을 성능수준별 허용기준과 비교하여 성능을 결정한다.

- 강축 (I단, J단 동일)

$$R_y(\text{소성회전각}) = 0$$

- 약축(I단, J단 동일)

$$R_z(\text{소성회전각}) = 0$$

- 최종 (I단, J단, 약축, 강축)

I단과 J단모두 강축과 약축에서 소성회전각이 발생하지 않으므로 모두 IO를 만족한다.

2.5.3 가새부재 2단계 상세평가

검토대상인 가새 부재는 1F_BR1로서 위치는 그림 2.2.1에 나타내었다. 가새 예제는 Y방향 Pushover해석의 결과이다.

< 부재 정보 >

$$H-150 \times 150 \times 7 \times 10 \quad (h = 150 \text{ mm}, \quad b = 150 \text{ mm}, \quad t_w = 7 \text{ mm}, \quad t_f = 10 \text{ mm})$$

$$A_g = 4014 \text{ mm}^2, E = 205000 \text{ MPa}, F_{ye} = 300 \text{ MPa}$$

$$I_x = 1.64 \times 10^7 \text{ mm}^4, \quad I_y = 5.63 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 63.9 \text{ mm}, r_y = 37.5 \text{ mm}$$

< 항복강도, 강성, 항복변위 산정 >

- 축방향 (인장)

$$P_{CE} = A_g \times F_{ye} = 4014 \times 300 = 1204.2 \text{ kN}$$

$$\frac{EA}{L} = \frac{205000 \times 4014}{5700} = 144363 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_T = \frac{1204.2}{144363} = 0.008 \text{ m}$$

<표> 가새부재 인장에 대한 강도, 강성, 축변형량 산정

Section	I (mm^4)	r (mm)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	P_{ye} (kN)	k (kN/m)	축변형량 Δ_T
BR1	1.64×10^7	37.5	300	205000	1204.2	144363	0.008

-축방향 (압축)

$$\frac{KL}{r} = \frac{5700}{37.5} = 152 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 4.71 \sqrt{\frac{205000}{300}} = 123.1$$

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 205000}{152^2} = 87.6 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 76.8 \text{ MPa}$$

$$P_{CE} = 308.3 \text{ kN}$$

$$\frac{EA}{L} = \frac{205000 \times 4014}{5700} = 158004 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_C = \frac{308}{158004} = 0.002 \text{ m}$$

<표> 가새부재 압축에 대한 강도, 강성, 축변형량 산정

Section	I (mm^4)	r (mm)	F_{ye} (MPa)	E (MPa)	P_{CL} (kN)	k (kN/m)	축변형량 Δ_C
BR1	1.64×10^7	37.5	300	205000	308.3	144363	0.002

< 변형능력 및 허용수준 산정 >

<표> 가새부재의 모델링파라메터 및 허용기준

(요령집 표 5.3.7)

가새골조									
		소성변형		잔류 강도비	소성변형				
중심가새 골조의 가새 (압축을 받을 때)									
H 및 I형강		0.5Δ _C	8Δ _C	0.2	0.25Δ _C	5Δ _C	7Δ _C	7Δ _C	8Δ _C
중심가새 골조의 가새 (인장을 받을 때)									
인장-압축가새		11Δ _T	14Δ _T	0.8	0.25Δ _T	7Δ _T	9Δ _T	11Δ _T	13Δ _T

(1) 인장

$$\Delta_T = 0.008 \text{ m}$$

중심가새골조의 인장-압축가새이므로

- 모델링 파라미터 산정

$$\text{소성변형 } a : 11 \times 0.008 = 0.088$$

$$\text{소성변형 } b : 14 \times 0.008 = 0.112$$

$$\text{잔류강도비} : 0.8$$

- 허용수준 산정

$$1\text{차부재 IO} : 0.25 \times 0.008 = 0.002$$

$$1\text{차부재 LS} : 7 \times 0.008 = 0.056$$

$$1\text{차부재 CP} : 9 \times 0.008 = 0.072$$

(2) 압축

$$\Delta_C = 0.002m$$

- 모델링 파라미터 산정

$$\text{소성변형 } a : 0.5 \times 0.002 = 0.001$$

$$\text{소성변형 } b : 8 \times 0.002 = 0.016$$

$$\text{잔류강도비} : 0.2$$

- 허용수준 산정

$$1\text{차부재 IO} : 0.25 \times 0.002 = 0.0005$$

$$1\text{차부재 LS} : 5 \times 0.002 = 0.01$$

$$1\text{차부재 CP} : 7 \times 0.002 = 0.014$$

< 성능 수준 결정 >

개별 부재의 변위 또는 회전각을 성능수준별 허용기준과 비교하여 성능을 결정한다.

- 인장

$$D_x(\text{소성 변위}) = 0$$

- 압축

$$D_x(\text{소성 변위}) = 0$$

I단과 J단모두 소성변형이 발생하지 않으므로 모두 IO를 만족한다.

2.5.4 해석결과

그림 2.4.1부터 그림 2.4.2에 해석 결과 각 방향의 ADRS 그래프를 나타내었다.

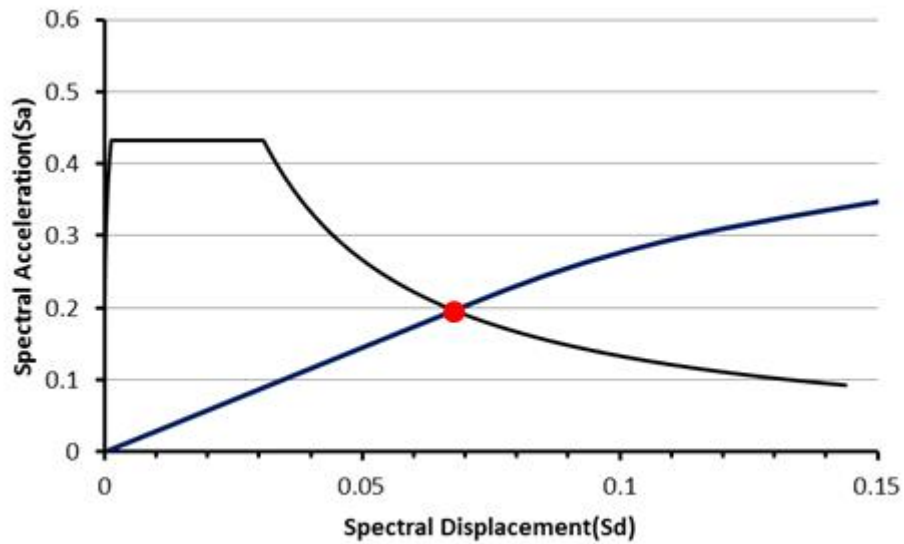


그림 2.4.1 X방향 Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum

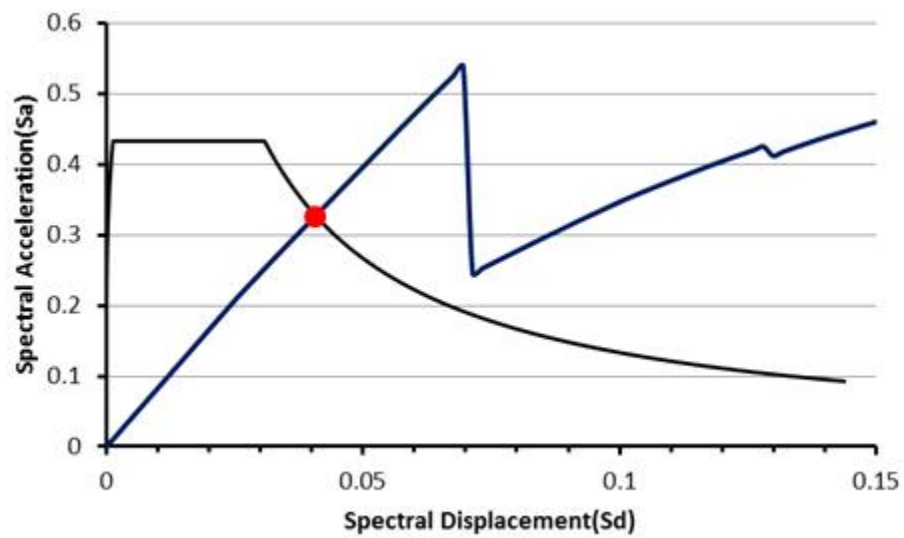


그림 2.4.2 Y방향 Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum

2.5.5 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능 수준 결정

층별, 부재별로 구분하여 해당 부재가 부담하는 중력하중(P)과 허용수준 판정결과를 표시한다. 이 때 부재는 수직부재(기둥, 가새)와 수평부재(보)로 분리한다. 개별 성능 수준별로 해당 층 축력의 합에 대한 OK인 부재의 축력합의 비인 축력비를 구한다. 개별 성능 수준별로 축력비가 80% 미만이면 해당 성능 수준을 만족하지 못한 것으로 판정한다. 층별로 성능 수준을 결정한 후 가장 불리한 층의 결과를 전체 건물의 성능 수준으로 판정한다. 이에 따라 판정한 결과 최종 성능 수준은 거주가능으로 결정되었으며 성능 수준이 목표성능인 인명안전을 초과하여 만족하였다.

<표> 2단계 내진성능 상세평가 결과 (EX)

	층	수직부재			수평부재		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	2층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	3층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	4층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	5층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	6층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
최종평가		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
		거주가능			거주가능		
		거주가능					

<표> 2단계 내진성능 상세평가 결과 (EY)

	층	수직부재			수평부재		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	2층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	3층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	4층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	5층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	6층	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
최종평가		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
		거주가능			거주가능		
		거주가능					

2.5.6 층간 변형각 검토

구조시스템별로 층간변형각의 크기에 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 예제 건물은 내진설계가 된 건물로 X방향은 철골골조, Y방향은 가새가 있는 철골골조이기 때문에 요령의 표에 따라 허용층간 변형각을 결정한다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

(요령집 표 4.4.2)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
철골골조	0.7	2.5	5	0.55	2.0	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2	0.4	1.2	1.6

<표> EX방향 층간변형각 성능수준 판별 결과 (철골 모멘트골조)

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3.5	0.0111	0.0032	OK	OK	OK
2층	3.5	0.0208	0.0058	OK	OK	OK
3층	3.5	0.0216	0.0062	OK	OK	OK
4층	3.1	0.0160	0.0052	OK	OK	OK
5층	3.1	0.0122	0.0039	OK	OK	OK
6층	3.1	0.0084	0.0027	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						

<표> EY방향 층간변형각 성능수준 판별 결과 (철골 가새골조)

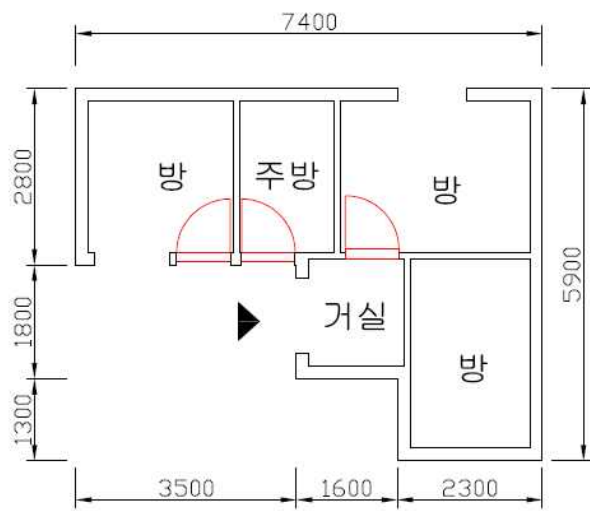
	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3.5	0.0052	0.0015	OK	OK	OK
2층	3.5	0.0081	0.0023	OK	OK	OK
3층	3.5	0.009	0.0026	OK	OK	OK
4층	3.1	0.0078	0.0025	OK	OK	OK
5층	3.1	0.0074	0.0024	OK	OK	OK
6층	3.1	0.0066	0.0021	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						

제3장 비보강조적조 주택

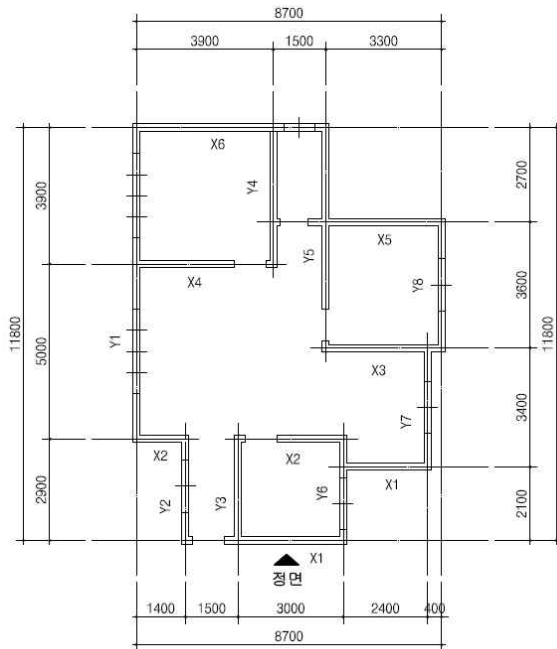
3.1 개요

비보강 조적조는 과거 우리나라에서 건설되던 대표적인 주거용 소규모 건물의 건축형식이다. 통계에 의하면 국내의 전체 건축물에서 저층(1~3층)건축물의 차지하는 비중은 91.3%에 달하며 이중 비보강 조적조 건물은 45.1%를 차지하고 있다. 비보강 조적조 건물은 철골조나 철근콘크리트조에 비해 취성적인 재료를 사용함에도 불구하고 횡보강에 대한 고려가 전무하여 강진발생시 급작스러운 붕괴가 발생할 가능성이 크다. 실제로 중국이나 터키의 경우 강진에 의한 조적주택의 붕괴로 상당한 인적, 물적피해가 발생한 다수의 사례가 있다. 하지만 국내의 경우 비보강 조적조 주택은 대부분 2~3층 이하의 저층건축물로 과거 건축법상 내진설계의 대상이 되지 않았으며 소규모 민간건물인 탓에 내진보강에 대한 수요나 관심도 거의 없어 실제 내진성능을 파악하기 위한 연구도 거의 이루어지지 않았다. 특히 성능평가를 위해 가장 기본적인 재료특성의 경우에도 조적의 특징상 벽돌의 구성재료, 소성방법, 모르타르의 배합비, 시공정밀도 등에 따라 편차가 매우 크나 이에 대한 규명은 거의 이루어지지 않았으며, 구조적으로도 벽체간 혹은 벽체와 바닥, 지붕과 벽체의 접합부의 상세에 따른 영향, 또한 창문과 출입구 등 개구부가 존재할 경우 이들이 벽체의 구조성능에 미치는 영향에 관한 연구도 크게 미진한 상황이다. 이러한 불확실한 재료특성, 상세에 따라 비보강 조적조의 내진성능은 크게 저하될 수 있으므로 내진평가에는 보수적인 접근이 요구된다고 할 수 있다.

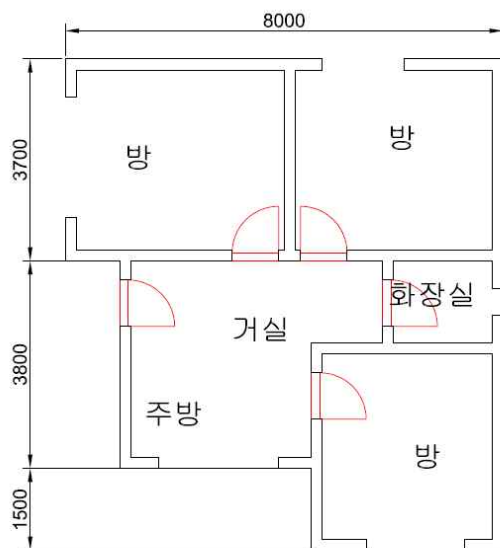
그림 3.1.1.은 국내에서 건설되어진 비보강 조적조 주택의 일반적인 평면이다. 그림에서 볼 수 있듯이 실의 개수는 대부분 3-5개정도이며 0.5B 혹은 1.0B의 벽으로 구획되어 있다. 또한 전체적인 평면형태 뿐 아니라 실의 배치를 위해 벽체가 직선으로 이루어지지 않고 꺾어지는 경우가 많으며 벽의 길이도 불규칙하여 구조적으로 응력집중현상이 발생할 가능성이 클 것으로 판단된다.



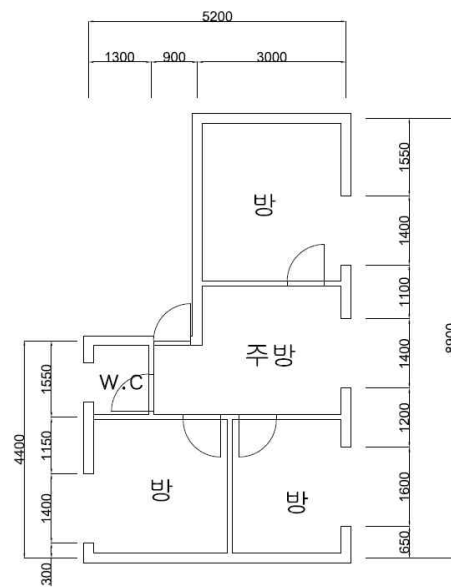
a) 건물01 평면도



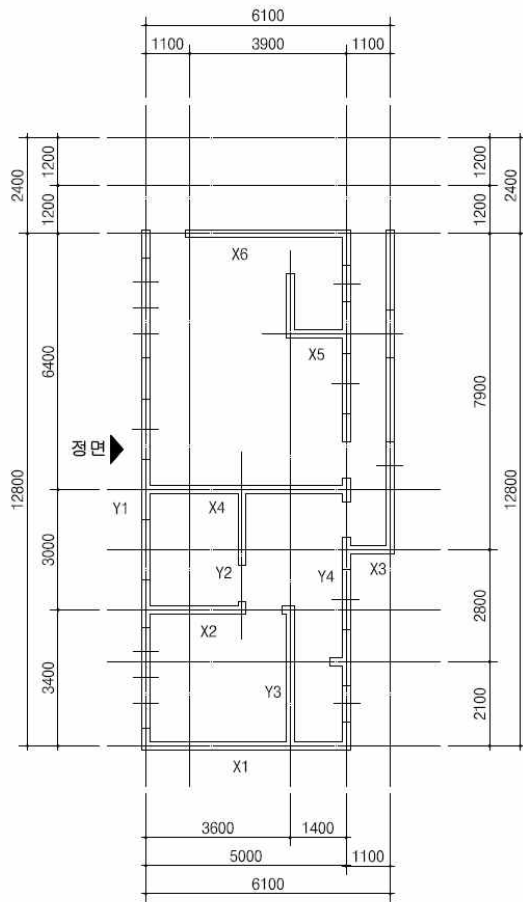
b) 건물02 평면도



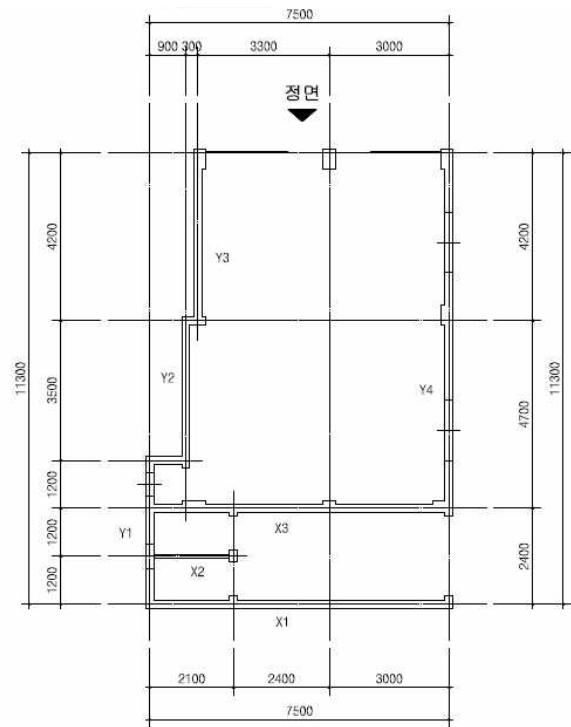
c) 건물03 평면도



d) 건물04 평면도



e) 건물05 평면도



f) 건물06 평면도

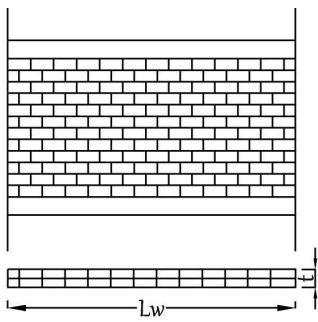
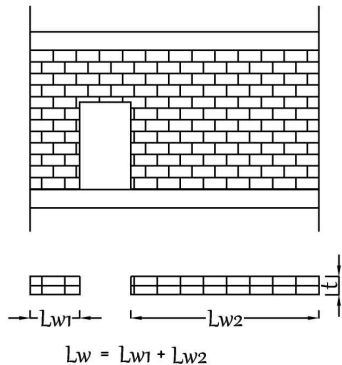
그림 3.1.1 비보강 조적조 주택의 평면도 예시

3.1.1 조적조 예비평가절차

예비평가는 요구량(Demand)/저항능력(Capacity)의 비(DCR)를 통해 성능수준을 판정한다. 요구량은 평가기준 지진하중에 의한 층전단력이며 저항능력은 연직부재의 전단저항능력의 합이므로 연성능력이 부족한 조적조의 경우 예비평가에서는 전단력의 저항여부를 중심으로 평가한다.

조적벽체의 평균전단응력의 기본값은 요령의 표 3.3.8에 제시되어 있으며 여기에 요령의 표 3.3.9에 따른 저감계수를 곱하여 사용한다. 만약 재료시험등을 통해 전단응력을 정밀히 산정할 경우 그 값을 사용할 수도 있다.

요령표 3.3.8 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		$v_o = 0.1 \text{ MPa}$ $A_o = t \cdot L_w$

요령표 3.3.9 경과년수 및 재료상태에 따른 강도 보정계수

구분		조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.5	0.7
	20년 이상	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0
	보통	0.8	0.85
	불량	0.5	0.7

조적조는 연성능력이 타 구조시스템에 비해 떨어지며 크기가 다른 조적벽체의 혼재에 따라 응력집중이 발생할 수 있으므로 DCR 산정시 저항능력을 보수적으로 평가하기 위해 0.8을 곱하도록 하였다.

$$DCR_i = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{(0.8) \sum V_i} \quad (3.3.8)$$

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_{DS} : KBC 2009에 따른 단주기설계스펙트럼가속도

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

h_{ℓ} : 밑면으로부터 ℓ 층까지 높이

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

조적조의 등급산정은 요령의 표 3.3.10에 의한다.

요령표 3.3.10 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

3.1.2 조적조 상세평가절차

- 조적의 재료물성

조적조는 벽돌과 모르타르로 이루어져 있는 복합구조체로서 벽돌의 구성재료 및 생산 방법 또한 모르타르의 구성재료 및 물과의 배합비에 따라 다양한 재료특성을 가질 수 있다. 또한 모르타르 사춤의 채움정도에 따라서도 조적의 강도 및 강성에 큰 편차가 나타날 수 있으며, 더욱이 기존 구조물의 경우는 조적의 상태 즉, 재료의 열화 및 균열 정도에 따라서도 달라질 수 있는등 전체적으로 재료특성에 아주 큰 불확실성이 존재한다.

조적채움벽의 내진평가를 위해 필요한 재료특성은 조적벽체의 압축강도, 전단강도, 인장강도, 탄성계수, 전단탄성계수 등으로, 이들 값은 벽돌의 압축강도 및 모르타르의 압축강도로부터 추정하거나 프리즘이라고 불리는 모르타르를 사용하여 벽돌을 쌓은 조적개체의 시험값으로부터 산정한다.

FEMA 356에서는 프리즘 공칭압축강도의 기본값으로 조적채움벽의 상태에 따라 양호,

보통, 불량으로 나누어 각각 6.21 MPa (900 psi), 4.14 MPa (600 psi), 2.07 MPa (300 psi)를 사용하도록 하고 있다. ACI 530-05에서는 프리즘 압축강도를 구하기 위해 다음과 같은 식을 제공하고 있다.

$$f'_m = A(2.758 + Bf_{brick})$$

여기서, A는 1.0을 사용하며, B는 모르타르의 종류에 따라 S, M형 모르타르의 경우 0.25를, N형 모르타르의 경우 0.2이다. 우리나라에서 주로 사용되는 모르타르의 경우에는 N형 모르타르와 같은 0.2를 사용할 수 있다.

Eurocode 6의 경우 보통의 모르타르를 사용한 경우에 프리즘 압축강도 산정식을 다음과 같이 규정하고 있다.

$$f'_m = Kf_{brick}^{0.7}f_{mortar}^{0.3}$$

여기서 K는 콘크리트 벽돌의 경우 0.55이다.

국내연구의 경우 이원호 등은 실험을 통해 프리즘 압축강도를 벽돌과 모르타르의 강도로부터 다음 식과 같이 제안하였다.

$$f'_m = 0.46f_{brick} + 0.16f_{mortar} - 2.64$$

여기서, f_{brick} 은 벽돌의 압축강도이며, f_{mortar} 는 모르타르의 압축강도이다. 벽돌 압축강도의 경우 KS F 4004에 따르면 콘크리트 벽돌은 A종, B종, C종 1급, C종 2급으로 구분하며 각각의 최소강도를 8.04 MPa, 11.96 MPa, 15.98 MPa, 8.04 MPa로 각각 제한하고 있다. A종과 B종은 경량골재를 사용한 콘크리트 벽돌이며, 보통골재를 사용하는 벽돌은 C종으로 1급은 내력용, 2급은 비내력용으로 분류되어 있다. 모르타르의 압축강도는 배합비에 따라 달라지며 KS L 5220에서 조적용 모르타르의 28일 강도에 대하여 기건양생 시 10.79 MPa 이상일 것을 규정하고 있다. 하지만 실험을 통해 제시된 배합비에 따른 모르타르 압축강도의 평가식은 다음과 같다.(이원호 등)

$$\begin{aligned} f'_{mortar} &= 99.3 - 24.7M_c \quad (1:1 \sim 1:2 \text{ 습윤양생}) \\ f'_{mortar} &= 21.91 - 2.81M_c \quad (1:2.5 \sim 1:5 \text{ 습윤양생}) \\ f'_{mortar} &= 50.16 - 12.62M_c \quad (1:1 \sim 1:2 \text{ 기건양생}) \\ f'_{mortar} &= 19.23 - 3.07M_c \quad (1:2.5 \sim 1:5 \text{ 기건양생}) \end{aligned}$$

김희철 등은 일반 모르타르 압축강도 실험결과를 바탕으로 선형 회귀법을 사용하여 일반 모르타르의 배합비 차이에 따른 강도식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f'_{mortar} = 20.99 - 2.73M_c$$

한편, 조적조의 탄성계수의 경우 또한, FEMA 356의 경우 식 (7)과 같이 제안하고 있다.

$$E_m = 550f'_m$$

한국건축표준기준(안)은 UBC의 제안식을 따라 식 (4)과 같이 제안하고 있으나 최대값은 20.5GPa를 넘지 못하도록 하고 있다.

$$E_m = 750f'_m$$

국내의 연구결과로 이원호 등은 실험결과에 근거해 식 (5-1)과 식 (5-2)를, 김희철 등은 식 (6)과 같은 탄성계수 계산식을 제안하였다.

$$\begin{aligned} E_m &= 88f'_m \quad (f'_m \leq 25.5MPa) \\ E_m &= 172f'_m \quad (f'_m > 25.5MPa) \\ E_m &= 100f'_m \end{aligned}$$

조적채움벽의 전단강도의 경우는 실험을 통해 얻거나 프리즘 압축강도로부터의 환산식을 이용하여 산정할 수 있다. FEMA 356에서는 식 (12)를 통해 조적채움벽의 전단강도를 평가하거나, 재료상태에 따른 공칭전단강도로 0.19 MPa (27 psi), 0.14 MPa (20 psi), 0.09 MPa (13 psi)를 사용하도록 하고 있다

$$f'_{dt} = \frac{0.75 \left(0.75v_{te} + \frac{P_{CE}}{A_n} \right)}{1.5}$$

여기서 v_{te} 는 모르타르의 평균전단강도, P_{CE} 는 벽체에 작용하는 수직하중, A_n 은 모르타르의 총면적을 나타낸다. 또한, Paulay and Priestly에 의한 환산식은 다음과 같다.

$$f'_{dt} = 0.03f'_m$$

이원호 등은 다음과 같은 환산식을 제안했다.

$$f'_{dt} = 0.084f'_m + 5.252$$

한편, 조적채움벽의 전단탄성계수는 UBC와 FEMA 356에서는 $0.4E_m$, 이원호 등에서는 $0.2E_m$ 으로 제안하고 있는데 이는 균열발생이후 거동의 포함여부에 따른 차이에 따른 것으로 사료된다.

이상에서 살펴본 바와 같이 조적조의 재료특성을 산정하기 위한 식으로 기준 및 연구자에 따라 매우 다양한 수식이 제안되었다. 실제 조적벽체를 대상으로 이들 수식을 적용하여 산정한 재료강도도 큰 편차를 나타낸다.

요령에서는 국내에서 수행된 실험에 근거한 연구결과 즉, 한국시설안전공단에서 발간된 “국내 실정에 맞는 취성과괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법 개발 (2008)” 에서 이루어진 실험결과와 같이 벽돌과 모르타르의 압축강도로부터 다음과 같이 프리즘 압축강도를 산정하도록 하였다.

- 프리즘 압축강도

$$f'_m = 0.46f'_{brick} + 0.16f'_{mortar} - 2.64 \text{ (MPa)} \quad (4.3.20)$$

하지만, 탄성계수 및 전단탄성계수는 국내의 연구결과에 의한 값은 너무 낮은 값을 보이므로 FEMA 356의 수식을 사용토록 하였다.

- 탄성계수

$$E_m = 550f'_m \quad \text{(MPa)} \quad (4.3.21)$$

- 전단탄성계수

$$G = 0.4E_m \quad (\text{MPa}) \quad (4.3.22)$$

또한, 프리즘 압축강도 및 탄성계수는 재료상태에 따른 감소계수를 적용하도록 하였다. 즉, 요령의 표 1.1.5와 같이 조적조 압축강도 및 탄성계수는 조적조 상태에 따라 보통일 때는 0.8, 불량일 때는 0.5을 곱하여 감소시킨다. 전단강도 및 전단탄성계수의 경우 양호일 때의 기본값으로 계산한 후에 조적조 상태에 따라 보통일 경우 0.85, 불량일 경우 0.7을 곱하여 감소시킨다.

프리즘 압축강도산정시 필요한 모르타르의 압축강도는 기건양생일 때 배합비 기준으로 다음과 같이 규정하였다.

배합비 1:1~1:2

$$f'_{mortar} = 52 - 13M_c \quad (\text{MPa}), \quad M_c = (\text{모래의 부피})/(\text{시멘트의 부피}) \quad (4.3.18)$$

배합비 1:2.5~1:5

$$f'_{mortar} = 20 - 3.2M_c \quad (\text{MPa}) \quad (4.3.19)$$

- 조적벽체의 전단강도

조적벽체의 전단강도는 다음의 3가지 파괴모드별로 강도를 구한 후 그 중 가장 작은 값으로 한다. 각 파괴모드별 전단강도식은 다음과 같다.

(1) 강체회전 및 양단부압괴파괴 (Rocking and Toe-crushing failure)

$$V_{TC,R} = 564\alpha\sqrt{P}\left(\frac{L}{H}\right)\left(1 + \frac{f_a}{0.5f'_m}\right) \quad (\text{N}) \quad (4.3.24)$$

여기서,

P : 축하중 (N),

α : 경계조건(0.5 : 고정단-자유단, 1 : 고정단-고정단)

L : 벽체 길이 (mm)

H : 벽체 높이 (mm)

f_a : 축응력 (MPa)

f'_m : 프리즘 압축강도 (MPa)

(2) 가로줄눈파괴(bed-joint sliding failure)

$$V_{bjs} = v_{me} A_n \quad (N) \quad (4.3.25)$$

여기서,

v_{me} = 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효전단강도. 현장시험을 수행한 경우 다음 수식으로 평가하며, 그렇지 않을 경우 조적조의 공칭전단강도의 기본값 (재료상태에 따라 0.2, 0.15, 0.1 MPa)을 30%할증시킨 값으로 볼 수 있다.

$$v_{me} = 0.375v_t + 0.5 \frac{P_D}{Dt} \quad (MPa)$$

P_D = 벽체상부 고정하중 (N)

A_n = 모르타르 접착 순면적 (mm^2)

t = 벽두께 (mm)

D = 벽체의 길이 (mm)

(3) 대각인장파괴(diagonal tension)

$$V_{dt} = f'_{dt} \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (N) \quad (4.3.26)$$

여기서,

f'_{dt} = 조적벽체의 공칭사인장 강도, 사인장 강도가 알려지지 않은 경우 가로줄눈 파괴 전단강도 v_{me} 를 사용할 수 있다.

f_a = 연직하중에 의한 축응력

조적조 개별 벽체의 전단강도는 일반적으로 4가지 파괴모드(강체회전, 가로줄눈, 대각인장, 및 양단부압괴 파괴)로 정의된다. 하지만, 한국시설안전공단의 “국내 실정에 맞는 취성파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법 개발 (2008)”에서 국내 조적 벽체의 파괴모드로는 강체회전 및 양단부압괴 파괴의 조합과 가로줄눈파괴의 2가지 파괴모드를 제안하고 있다. 따라서 이 요령에서는 이 두 가지 파괴모드에 대각인장을 포함한 3가지 파괴모드를 대상으로 전단강도를 계산하였다. 단, 한국시설안전공단 보고서에서는 강체회전 및 양단부압괴 파괴 조합에 대한 식만을 제시하고 있어 가로줄눈파괴 및 대각인장에 대한 강도식은 FEMA356을 따랐다.

1단계 상세평가에서 조적조부재의 허용기준은 요령의 표 4.3.9와 같다. FEMA356에서는 비보강조적조의 m계수를 거주가능, 인명안전, 붕괴방지에 대해 각각 1.0, 3.0, 4.0으로 제시하고 있다. 하지만 국내 비보강조적조의 비선형능력을 명확히 규정하기 힘든 점과 서로 교차하는 조적벽체 사이의 연결 정도의 불확실성을 고려하여 비선형능력을 최소한으로 고려하였다.

요령표 4.3.9 조적조부재의 m 계수

거주가능	인명안전	붕괴방지
1.0	1.25	1.50

층간변형각에 따른 성능수준판정기준은 구조시스템별로 다음 표와 같다. 층간변형각의 경우도 각 방향과 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 각 방향에 대하여는 각기 다른 구조시스템을 사용할 수 있다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC 모멘트골조	1	2	4	0.5	1.0	2
조적채움벽이 있는 RC 모멘트골조	0.7	1.4	2.4	0.35	0.7	1.2
전단지배형 전단벽 시스템	0.25	0.5	1	0.12	0.25	0.5
휨지배형 전단벽 시스템	0.5	1	2	0.25	0.5	1
철골골조	0.7	2.5	5	0.55	2.0	4
가새가 있는 철골골조	0.5	1.5	2	0.4	1.2	1.6
조적조	0.4	0.67	1	0.4	0.67	1

2단계 상세평가는 비선형해석결과를 사용한다. 하지만 조적조 건물의 경우 건물을 구성하는 벽체는 그림 3.1.1에서 보듯이 정방형으로 구성된 경우는 거의 없으며 세장한 단면이 서로 결합되어 있다. 비선형 해석을 위해서는 이들 단면의 비선형거동에 대한 모델링이 필요하나 결합방법과 벽체의 형태에 따라 크게 달라지므로 기술적으로 큰 어려움이 있다.

비보강 조적조가 대부분 소규모의 주거용 건물임을 감안할 때 탄성해석에 근거하는 1단계 상세평가만으로도 충분할 것으로 판단되어 조적조의 2단계 상세평가절차는 제시하지 않았다.

3.2 예제건물

예제건물은 서울시 성동구 옥수동에 단독주택으로 건축된 지상 2층의 비보강 조적조 건물이다. 예제건물의 연면적은 약 $81m^2$, 건설연도는 2010년, 1층, 2층의 층고는 3m, 지반조건은 S_D 로 가정하였다. 그림 3.2.1과 3.2.2는 예제건물의 평면도 및 입면도이다. 이 건물은 지진구역 1에 위치하고 있으며 내진2등급에 해당하므로 목표성능수준은 붕괴방지이다.

이 건물의 재료 강도는 표 3.2.1과 같이 모르타르의 압축강도는 양호상태로 하여 10.4 Mpa이고 벽돌의 압축강도는 10Mpa로 사용하였다. 또한 건설연도는 2010년으로 경과년수가 10년 미만이며 재료상태는 양호로 가정하여 표 3.2.2에 따라 강도보정계수는 1.0로 하였다. 수직하중 및 부재 정보는 표 3.2.3에서 표 3.2.5까지 나타내었다.

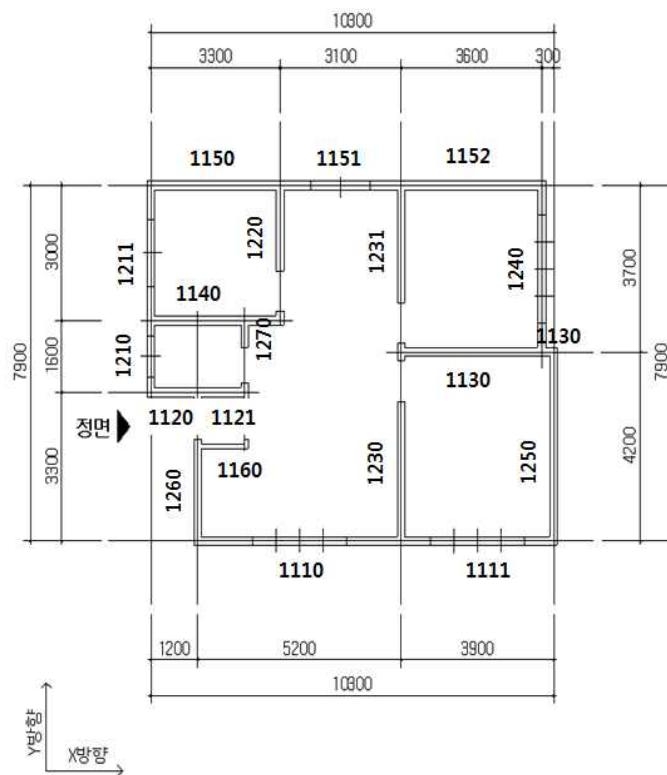


그림 3.2.1 예제건물의 평면도

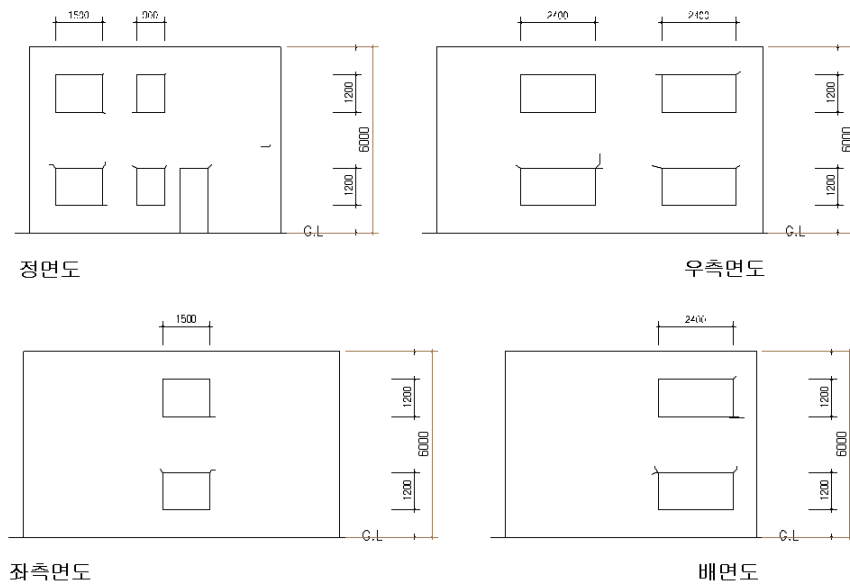


그림 3.2.2 예제건물의 입면도

표 3.2.1 모르타르 및 벽돌의 압축강도 (MPa)

	양호	보통	불량
모르타르	10.4	6.9	3.5
벽돌	10	6.7	3.3

표 3.2.2 경과년수 및 재료상태에 따른 강도 보정계수

구분		조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.5	0.7
	20년 이상	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0
	보통	0.8	0.85
	불량	0.5	0.7

표 3.2.3 수직하중

	고정하중 (DL)(kN/m^2)	활하중 (LL) (kN/m^2)	계 (kN/m^2)
2F, ROOF	5.4	2	7.4

표 3.2.4 1층 부재 정보

Wall ID		L	H	t	개구부유무
X방향	1110	5.2	3	0.19	O
	1111	3.9	3	0.19	O
	1120	1.2	3	0.19	X
	1121	1.2	3	0.09	X
	1130	3.6	3	0.09	X
	1131	0.3	3	0.19	X
	1140	2.4	3	0.09	X
	1141	0.9	3	0.09	X
	1150	3.3	3	0.19	X
	1151	3.1	3	0.19	O
	1152	3.6	3	0.19	X
	1160	1.2	3	0.09	X
Y방향	1210	1.6	3	0.19	O
	1211	3	3	0.19	O
	1220	2.2	3	0.09	X
	1230	3.4	3	0.09	X
	1231	3	3	0.09	X
	1240	3.7	3	0.19	O
	1250	4.2	3	0.19	X
	1260	2.1	3	0.19	X
	1270	0.8	3	0.09	X

표 3.2.5 2층 부재 정보

Wall ID		L	H	t	개구부유무
X방향	2110	5.2	3	0.19	O
	2111	3.9	3	0.19	O
	2120	1.2	3	0.19	X
	2121	1.2	3	0.09	X
	2130	3.6	3	0.09	X
	2131	0.3	3	0.19	X
	2140	2.4	3	0.09	X
	2141	0.9	3	0.09	X
	2150	3.3	3	0.19	X
	2151	3.1	3	0.19	O
	2152	3.6	3	0.19	X
	2160	1.2	3	0.09	X
Y방향	2210	1.6	3	0.19	O
	2211	3	3	0.19	O
	2220	2.2	3	0.09	X
	2230	3.4	3	0.09	X
	2231	3	3	0.09	X
	2240	3.7	3	0.19	O
	2250	4.2	3	0.19	X
	2260	2.1	3	0.19	X
	2261	1.2	3	0.19	X
	2270	0.8	3	0.09	X

3.3 예비 평가

예제건물의 층별 바닥면적은 152.6m^2 로 동일하며 예비평가시 층중량은 단위바닥 면적당 13 kN/m^2 로 산정한다. 요구량 즉, 지진하중에 의한 평가층의 층전단력은 2층과 1층의 층전단력 분포계수가 0.67, 1.0이므로 1322.5kN , 1983.8kN 이 된다.

요령의 표 3.3.8과 같이 개구부가 없을 경우 벽체의 평균전단응력은 단위면적당 0.2 MPa 로 산정하나 개구부가 있을 경우 단위면적당의 평균전단응력은 0.1MPa 이며 벽체 길이 산정시 개구부의 길이를 공제한다. 따라서 표 3.3.1와 같이 개구부율을 산정하여 벽체의 전단강도를 산정할 수 있다.

$$\text{개구부율 } I = \frac{\text{개구부길이}}{\text{벽체길이}}$$

표 3.3.1 개구부 유무에 따른 평균전단응력, 단면적

평균전단응력	개구부가 있는경우	0.1MPa
	개구부가 없는경우	0.2MPa
단면적	개구부가 있는경우	벽체길이 $\times$ 벽체두께 $\times$ ($1 - \text{개구부율} I$)
	개구부가 없는경우	벽체길이 $\times$ 벽체두께

예를 들어 표 3.3.2와 같은 벽체 1130과 1110이 있을 경우 각 벽체의 전단강도산정은 다음과 같다.

표 3.3.2 벽체정보

1130	조적벽(m)			개구부(m)	
	벽체길이 L	벽체높이 H	벽체두께 t	개구부길이 L'	개구부높이 H'
	3.6	3	0.09	-	-
1110	조적벽(m)			개구부(m)	
	벽체길이 L	벽체높이 H	벽체두께 t	개구부길이 L'	개구부높이 H'
	5.2	3	0.19	2.4	1.2

- 벽체1130 (개구부 X)

$$\text{전단강도 } V = 0.2 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \times 3.6 \text{ m} \times 0.09 \text{ m} = 64.8 \text{ kN}$$

- 벽체1110 (개구부 ○)

$$\text{개구부율 } I = \frac{\text{개구부길이}}{\text{벽체길이}} = \frac{2.4}{5.2} = 0.462$$

$$\text{전단강도 } V = 0.1 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \times 5.2 \text{ m} \times 0.19 \text{ m} \times (1 - 0.462) = 53.15 \text{ kN}$$

조적조 예비평가시트에 의한 예제건물의 예비평가과정은 다음과 같다.

1. 기본사항

건물의 명칭 : 비보강 조적조 예제건물건물의 위치 : 서울 성동구 옥수동건물의 규모 : 지상 2 층, 지하 층건설년도 : 2010 년 경과연수 : 4 년지반종류 : SD 지진구역 : 1

지반종류	지역구역 1	지역구역 2
S_A	0.29	0.19
S_B	0.37	0.23
S_C	0.43	0.28
S_D	0.50	0.35
S_E	0.65	0.53

지반종류와 지진구역에 따른 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS}) : 0.50

2. 층별 요구량의 산정

층 중량 : $W = \text{바닥면적} \times 13 \text{ kN/m}^2$

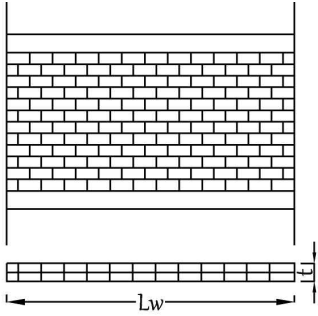
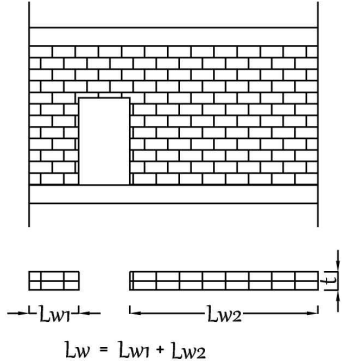
$$\text{층 전단력 분포계수} : \gamma_i = \frac{\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}}{\sum_{\ell=1}^n w_{\ell} h_{\ell}}$$

평가 층의 $Demand = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i$

	층높이 (h_i), m	층바닥 면적, m^2	층중량 (w_i) kN	$w_i \times h_i$	$\sum_{\ell=i}^n w_{\ell} h_{\ell}$	층전단력 분포계수	요구량 (kN)
2층	6	152.6	1983.8	11902.8	11902.8	0.67	1322.5
1층	3	152.6	1983.8	5951.4	17854.2	1	1983.8
합계			3968	17854.2			

3. 층별 저항능력의 산정

표 3.3.8 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		$v_o = 0.1 \text{ MPa}$ $A_o = t \cdot L_w$

구분		조적조 압축강도	조적조 전단강도
경과 년수	30년 이상	0.5	0.7
	20년 이상	0.6	0.8
	20년 미만-10년 이상	0.8	0.9
	10년 미만	1.0	1.0
재료 상태	양호	1.0	1.0
	보통	0.8	0.85
	불량	0.5	0.7

경과년수 및 재료상태에 따른 보정계수(t) : 압축강도 : 1.0 전단강도 : 1.0

1층 전단강도

Wall ID		L	H	개구부유무	개구부율	전단강도	전단강도 합
X방향	1110	5.2	3	O	0.462	53.15	598.7kN
	1111	3.9	3	O	0.615	28.53	
	1120	1.2	3	X	0	45.60	
	1121	1.2	3	X	0	21.60	
	1130	3.6	3	X	0	64.80	
	1131	0.3	3	X	0	11.40	
	1140	2.4	3	X	0	43.20	
	1141	0.9	3	X	0	16.20	
	1150	3.3	3	X	0	125.40	
	1151	3.1	3	O	0.484	30.39	
	1152	3.6	3	X	0	136.80	
1160	1.2	3	X	0	21.60		
Y방향	1210	1.6	3	O	0.563	13.28	475.1kN
	1211	3	3	O	0.5	28.50	
	1220	2.2	3	X	0	39.60	
	1230	3.4	3	X	0	61.20	
	1231	3	3	X	0	54.00	
	1240	3.7	3	O	0.649	24.68	
	1250	4.2	3	X	0	159.60	
	1260	2.1	3	X	0	79.80	
	1270	0.8	3	X	0	14.40	

2층 전단강도

Wall ID		L	H	개구부유무	개구부율	전단강도	전단강도 합
X방향	2110	5.2	3	O	0.462	26.58	299.3kN
	2111	3.9	3	O	0.615	14.26	
	2120	1.2	3	X	0	22.80	
	2121	1.2	3	X	0	10.80	
	2130	3.6	3	X	0	32.40	
	2131	0.3	3	X	0	5.70	
	2140	2.4	3	X	0	21.60	
	2141	0.9	3	X	0	8.10	
	2150	3.3	3	X	0	62.70	
	2151	3.1	3	O	0.484	15.20	
	2152	3.6	3	X	0	68.40	
2160	1.2	3	X	0	10.80		
Y방향	2210	1.6	3	O	0.563	6.64	260.3kN
	2211	3	3	O	0.5	14.25	
	2220	2.2	3	X	0	19.80	
	2230	3.4	3	X	0	30.60	
	2231	3	3	X	0	27.00	
	2240	3.7	3	O	0.649	12.34	
	2250	4.2	3	X	0	79.80	
	2260	2.1	3	X	0	39.90	
	2261	1.2	3	X	0	22.80	
	2270	0.8	3	X	0	7.20	

3. 성능등급의 결정

조적조 성능수준 판정을 위한 DCR 기준

$$DCR_i = \frac{Demand_i}{Capacity_i} = \frac{S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i}{(0.8) \sum V_i}$$

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

	방향	요구량	저항능력	DCR	성능수준
1층	x 방향	1983.8	478.96	4.14	붕괴위험
	y 방향	1983.8	380.08	5.22	붕괴위험
2층	x 방향	1322.5	239.44	5.52	붕괴위험
	y 방향	1322.5	208.24	6.35	붕괴위험

최종 성능수준은 각 층 및 방향별로 성능수준을 결정한 후 가장 불리한 성능수준으로 정함

최종 성능수준 : 붕괴위험

작성일자 : _____ 평가자 : _____

3.4 1단계 상세평가

1단계 상세평가는 탄성해석 즉, 의사지진력에 대한 탄성해석결과를 이용하는 선형정적절차 혹은 응답스펙트럼해석을 이용하는 선형동적절차에 의한 내진성능평가이다. 예제건물의 경우 저층의 건물이므로 선형정적절차를 사용하였으며 이때 최대 비탄성변위와 선형탄성변위의 보정을 위한 수정계수 C는 요령의 표 4.2.1에 의하면 조적조로 해당되지 않으므로 1.0이다.

구조해석모델로부터 산정된 예제건물의 자중 및 근사고유주기, 지진하중의 스펙트럼값은 다음과 같다.

- 층하중

ROOF : 1040 kN

2F : 1609.3 kN

- 지진하중

$S_{DS}=0.499g$

$S_{D1}=0.287g$

T_a (근사고유주기) = 0.188(sec)

3.4.1 벽체의 1단계 상세평가

< 부재력 산정 >

1단계 상세평가지 부재력은 구조해석결과로부터 구하나 검토하는 거동의 종류에 따라 하중조합이 달라진다. 즉, 변형지배거동을 하는 부재의 부재력 및 변형(Q_{UD})은 요령의 식 4.3.3에 의해, 하중지배거동을 하는 부재의 부재력 및 변형(Q_{UF})은 요령의 식 4.3.4에 의해 산정된다.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C J} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

여기서, Q_{UD} = 중력하중과 지진하중의 조합하중에 의한 부재력 및 변형

Q_G = 중력하중에 의한 부재력 및 변형

Q_E = 지진하중에 의한 부재력 및 변형

Q_{UF} = 중력하중과 지진하중의 조합에 의한 거동

C = 표 4.2.1에서 정의된 수정계수 (조적조의 경우 1.0)

이며, 하중전달 감소계수 J 는 고려하는 부재의 하중이 횡하중저항시스템내의 부재로부터 전달될 때 그 횡하중저항시스템 부재의 항복에 의해 전달되는 하중이 감소되는 효과를 나타낸다. J 의 값은 지진구역1일 경우 2.0, 지진구역 2일 경우 1.5로 하며 거주가능수준의 검토를 위해서는 1.5로 본다. 하중을 전달하는 횡하중저항시스템내의 부재가 항복하지 않을 경우 1.0으로 본다.

중력하중에 의한 부재력 및 변형은 고정하중, 유효활하중(감소계수를 사용하지 않은 설계 활하중의 25% 혹은 계측된 활하중), 유효적설하중에 의한 부재력 및 변형인 Q_D , Q_L , Q_S 로부터 식 (4.3.1)과 (4.3.2)을 사용해 계산한다.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (\text{요령집 식 4.3.1})$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (\text{요령집 식 4.3.2})$$

따라서 변형지배거동의 경우 1단계 내진성능 상세평가에 사용되는 하중조합은 다음과 같다.

$$1.1(1.0D + 0.25L) \pm (1.0E_X \pm 0.3E_Y)$$

$$1.1(1.0D + 0.25L) \pm (1.0E_Y \pm 0.3E_X)$$

$$0.9D \pm (1.0E_X \pm 0.3E_Y)$$

$$0.9D \pm (1.0E_Y \pm 0.3E_X)$$

여기서, D 는 고정하중, L 은 적재하중, E 는 지진하중이므로 하중조합의 총 개수는 16이다.

예비평가에서 예시로 사용한 벽(Wall ID 1130 및 Wall ID 1110)의 경우 1단계상세평가지 부재력산정, 부재강도, DCR의 산정절차는 다음과 같다. 예제에 사용된 부재의 부재력은 하중조합 1.1DL+0.275LL+EX의 결과이다.

<벽체1130>

비보강조적조의 벽부재의 전단력은 변형지배 거동이기 때문에 변형지배거동의 하중조합으로 부재력을 산정한다.

$$V_{UD} = V_G + V_E \quad (\text{요령집 식 4.3.3})$$

$$V_{UD} = 18.57 + 116.23 = 134.8kN$$

비보강조적조의 벽부재의 축력은 하중지배 거동이기 때문에 하중지배거동의 하중조합으로 부재력을 산정한다.

$$P_{UF} = P_G \pm \frac{P_E}{CJ} \quad (\text{요령집 식 4.3.4})$$

$$\text{벽체 상부} : P_{UF} = -75.53 + \frac{71.42}{1 \times 2} = -39.82kN$$

$$\text{벽체 하부} : P_{UF} = -121.08kN$$

<벽체1110>

전단력

$$V_{UD} = 288.69kN$$

축력

$$\text{벽체상부} : P_{UF} = -215.15kN$$

$$\text{벽체하부} : P_{UF} = -339.04kN$$

< 재료의 물성치 산정 >

조적재료에 대한 재료시험이 이루어지지 않았으므로 요령에서 제시된 기본값에 의해 물성치를 산정하였다.

- 프리즘 압축강도

$$f'_{me} = [0.46f'_{brick} + 0.16f'_{mortar} - 2.64] \times \text{경과년도, 재료상태 보정계수 (MPa)} \quad (\text{요령집 식 4.3.20})$$

$$= [0.46 \times 10 + 0.16 \times 10.4 - 2.64] \times 1 \times 1 \text{ (MPa)} = 3.624 \text{ MPa}$$

- 프리즘 탄성계수

(요령집 식 4.3.21)

$$E_m = 550f'_{me} \text{ (MPa)}$$

$$= 550 \times 3.624 = 1993.2 \text{ MPa}$$

< 부재강도산정 >

Wall ID 1130 및 Wall ID 1110의 벽에 작용하는 축력과 벽체 및 개구부의 치수가 아래의 표와 같을 때 조적조의 파괴모드, 즉 강체회전파괴, 가로줄눈파괴, 대각인장파괴시의 전단강도는 다음과 같이 산정한다. 재료상태는 예비평가와 마찬가지로 양호로 가정하여 재료상태와 경과년수로 인한 보정계수는 모두 1.0이다.

<표> 벽체정보

1130 상부	축력 (kN)	조적벽(m)			개구부(m)	
		벽체길이 L	벽체높이 H	벽체두께 t	개구부길이 L'	개구부높이 H'
	75.53	3.6	3	0.09	-	-

1110 상부	축력 (kN)	조적벽(m)			개구부(m)	
		벽체길이 L	벽체높이 H	벽체두께 t	개구부길이 L'	개구부높이 H'
	276.31	5.2	3	0.19	2.4	1.2

<벽체1130>

- 강체회전파괴

$$V_{TC,R} = 564\alpha \sqrt{P} \left(\frac{L}{H} \right) \left(1 + \frac{f_a}{0.5f'_m} \right) \quad (\text{요령집 식 4.3.24})$$

P : 축하중 (N),

α : 경계조건(0.5 : 고정단-자유단, 1 : 고정단-고정단)

f_a : 축응력 (MPa),

f'_m : 프리즘 압축강도 (MPa)

$$f_a = \frac{P}{L \times t} = \frac{39.8 \times 10^3}{3.6 \times 10^3 \times 0.09 \times 10^3} = 0.123 MPa$$

따라서,

$$\begin{aligned} V_{TC,R} &= 564 \times 1 \sqrt{39.8 \times 10^3} \left(\frac{3.6 \times 10^3}{3 \times 10^3} \right) \left(1 + \frac{0.123}{0.5 \times 3.624} \right) \\ &= 144.2 kN \end{aligned}$$

이다.

- 가로줄눈파괴

$$V_{bjs} = v_{me} A_n \quad (\text{요령집 식 4.3.25})$$

여기서,

v_{me} : 모르타르 접착면의 미끄러짐 유효전단강도. 현장시험을 수행한 경우 다음 수식으로 평가하며, 그렇지 않을 경우 조적조의 공칭전단강도의 기본값 (양호일 경우의 전단강도인 0.2MPa에 요령집 표 1.1.5의 감소계수를 적용한 값)을 30%할증시킨 값으로 볼 수 있다.

현장시험을 수행한 경우

$$v_{me} = 0.375 v_t + 0.5 \frac{P_D}{Dt}$$

로 평가. 여기서, v_t = 모르타르의 전단강도, P_D = 벽체상부 고정하중 (N)

A_n = 모르타르 접촉 순면적 (mm^2), t = 벽두께 (mm), D = 벽체의 길이 (mm)이다.

조적재료에 대한 재료시험이 이루어지지 않았으므로 주어진 공칭전단강도를 사용한다. 재료상태는 '양호'로 가정하여 $v_m = 0.2 MPa$ 를 사용한다.

평균전단강도 $v_{me} = 0.2 \times 1.3 = 0.26$ 이고 단면적 $A_n = 3.6 \times 0.09 = 0.324 m^2$ 이므로 가로줄눈 파괴시 전단강도는 다음과 같다.

$$V_{bjs} = v_{me} A_n = 0.26 \times 10^3 kN/m^2 \times 0.324 m^2 = 84.2 kN$$

- 대각인장파괴

$$V_{dt} = f'_{dt} \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (\text{요령집 식 4.3.26})$$

여기서, f'_{dt} = 조적벽체의 공칭사인장 강도(사인장 강도가 알려지지 않을 경우 가로줄눈 파괴 전단강도 v_m 을 사용), f_a = 연직하중에 의한 축응력이므로, 대각인장파괴시 전단강도는 다음과 같다.

$$V_{dt} = 0.2 \times 10^3 \times \left(\frac{3.6}{3} \right) \sqrt{1 + \frac{0.123 \times 10^3}{0.2 \times 10^3}} = 304 kN$$

위에서 산정한 강체회전파괴 $V_{TC,R}$, 가로줄눈파괴 V_{bjs} , 대각인장파괴 V_{dt} 의 최소값이 가로줄눈파괴이므로 벽체1130의 파괴모드는 가로줄눈파괴가 되며 전단강도는 V_{bjs} 와 같다. 따라서 전단강도 V 는 84.2 kN 이다.

<벽체1110>

벽체 1110의 강도산정과정도 위와 동일하나 개구부가 존재하므로 개구부율에 맞추어 강도를 저감시킨다.

- 강체회전파괴

$$V_{TC,R} = 564 \alpha \sqrt{P} \left(\frac{L}{H} \right) \left(1 + \frac{f_a}{0.5 f'_m} \right)$$

$$f_a = \frac{P}{L \times t} = \frac{215.2 \times 10^3}{5.2 \times 10^3 \times 0.19 \times 10^3} = 0.218 MPa$$

$$V_{TC,R} = 564 \times 1 \sqrt{215.2 \times 10^3} \left(\frac{5.2 \times 10^3}{3 \times 10^3} \right) \left(1 + \frac{0.218}{0.5 \times 3.624} \right) = 508 kN$$

- 가로줄눈파괴

$$V_{bjs} = v_{me} A_n$$

$$\text{재료상태가 보통일 경우 평균전단강도 : } v_{me} = 0.2 \times 1.3 = 0.26$$

$$A_n = 5.2 \times 0.19 = 0.988 m^2$$

$$V_{bjs} = v_{me} A_n = 0.26 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \times 0.988 \text{ m}^2 = 256.9 \text{ kN}$$

- 대각인장파괴

$$V_{dt} = f'_{dt} \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}}$$

$$V_{dt} = 0.2 \times 10^3 \times \left(\frac{5.2}{3} \right) \sqrt{1 + \frac{0.218 \times 10^3}{0.2 \times 10^3}} = 501 \text{ kN}$$

위에서 산정한 강체회전파괴 $V_{TC,R}$, 가로줄눈파괴 V_{bjs} , 대각인장파괴 V_{dt} 의 최소값이 가로줄눈파괴이므로 벽체1130의 파괴모드는 가로줄눈파괴가 되며 전단강도는 V_{bjs} 와 같다. 개구부가 있을 경우 개구부를 고려하여 전단강도를 저감시킨다.

<표> 전단강도 산정식

(요령집 표 4.3.10)

개구부가있는경우	파괴모드 $V \times (1 - \text{개구부율}I)$
개구부가없는경우	파괴모드 V

$$\text{개구부율} I = \frac{\text{개구부길이}}{\text{벽체길이}} = \frac{2.4}{5.2} = 0.462$$

따라서 전단강도 V 는 $256.9 \times (1 - 0.462) = 138 \text{ kN}$ 이다.

< m계수 산정 >

조적조의 성능수준에 따른 m계수는 다음표와 같다.

<표> 조적조부재 m계수

(요령집 표 4.3.10)

거주가능	인명안전	붕괴방지
1	1.25	1.5

< DCR 산정 및 성능수준 결정 >

조적조의 전단력은 변형지배 거동이기 때문에 요령집 식 4.3.30을 이용하여 휨에 대하여 평가한다.

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (\text{요령집 식 4.3.30})$$

위 식을 따라 DCR, 즉 Demand-to-Capacity Ratio를 구하는 식은 다음과 같다.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE} \times m}$$

- 벽체 1130 (개구부X)

전단력 : $134.8kN$, 전단강도 : $84.2kN$

$$DCR(IO) = \frac{134.8}{84.2 \times 1} = 1.6 \quad (NG)$$

$$DCR(LS) = \frac{134.8}{84.2 \times 1.25} = 1.28 \quad (NG)$$

$$DCR(CP) = \frac{134.8}{84.2 \times 1.5} = 1.07 \quad (NG)$$

- 벽체 1110 (개구부O)

전단력 : $288.7kN$, 전단강도 : $138.3kN$

$$DCR(IO) = \frac{288.7}{138.3 \times 1} = 2.09 \quad (NG)$$

$$DCR(LS) = \frac{288.7}{138.3 \times 1.25} = 1.67 \quad (NG)$$

$$DCR(CP) = \frac{288.7}{138.3 \times 1.5} = 1.39 \quad (NG)$$

3.4.2 층별 수직하중 분담비율 계산 및 성능수준 결정

수직하중 분담 비율은 층별로, X방향, Y방향에 대해 각각 구한다. 해당 부재가 분담하는 수직하중은 중력하중에 의해 발생하는 해당 부재의 축력이다. 분담 비율이 80%를 초과할 때 수준을 해당 층의 성능으로 결정한다. 층별로 성능 수준을 결정한 후 가장 불리한 층의 결과를 전체 건물의 성능 수준으로 판정한다.

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (X방향)

	LOADCOMB	1층			2층		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1.1DL+0.275LL+EX	0.593	0.681	0.681	0.555	0.655	0.655
2	1.1DL+0.275LL-EX	0.554	0.677	0.690	0.646	0.652	0.661
3	1.1DL+0.275LL+EY	1.000	1.000	1.000	0.841	0.862	0.862
4	1.1DL+0.275LL-EY	1.000	1.000	1.000	0.948	0.948	0.979
5	0.9DL+EX	0.568	0.674	0.681	0.465	0.657	0.657
6	0.9DL-EX	0.554	0.677	0.690	0.569	0.647	0.657
7	0.9DL-EY	1.000	1.000	1.000	0.851	0.851	0.861
8	0.9DL-EY	1.000	1.000	1.000	0.954	0.954	0.954
층별 성능수준		0.554	0.674	0.681	0.465	0.647	0.655
건물 성능수준		붕괴위험			붕괴위험		
		붕괴위험					

<표> 1단계 내진성능 상세평가 결과 (Y방향)

	LOADCOMB	1층			2층		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	1.1DL+0.275LL+EX	1.000	1.000	1.000	0.837	0.927	1.000
2	1.1DL+0.275LL-EX	1.000	1.000	1.000	0.964	0.983	1.000
3	1.1DL+0.275LL+EY	0.582	0.633	0.761	0.592	0.757	0.757
4	1.1DL+0.275LL-EY	0.582	0.582	0.772	0.576	0.696	0.712
5	0.9DL+EX	1.000	1.000	1.000	0.913	0.926	1.000
6	0.9DL-EX	1.000	1.000	1.000	0.972	0.987	1.000
7	0.9DL-EY	0.582	0.633	0.726	0.589	0.605	0.752
8	0.9DL-EY	0.582	0.582	0.772	0.577	0.592	0.706
층별 성능수준		0.582	0.582	0.726	0.576	0.592	0.706
건물 성능수준		붕괴위험			붕괴위험		
		붕괴위험					

3.4.3 층간 변형각 검토

구조시스템별로 층간변형각의 크기에 층별로 성능수준을 판정한 후, 가장 낮은 성능수준을 전체 구조물의 성능수준으로 판정한다. 다음의 표에 따라 허용층간 변형각을 결정한다.

<표> 구조시스템 및 성능수준별 허용층간 변형각(%)

(요령집 표 4.4.2)

구조시스템	내진설계된 경우			내진설계 되지 않은 경우		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
조적조	0.4	0.67	1	0.4	0.67	1

<표> EX방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3	0.0006	0.0002	OK	OK	OK
2층	3	0.0006	0.0002	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						

<표> EY방향 층간변형각 성능수준 판별 결과

	층고(m)	층간변위(m)	층간변형각(θ)	IO	LS	CP
1층	3	0.0008	0.0003	OK	OK	OK
2층	3	0.0008	0.0003	OK	OK	OK
최종 성능수준 : 거주가능						