최종보고서(일반과제용)

보안등급
일반[✔], 보안[ ]

중앙행정기관명	국토교통부	사업명	사업명	국토교통기술촉진연구사업
전문기관명	국토교통과학기술진흥원		내역사업명	국토교통기술혁신연구
공고번호	공고-제2호	총괄연구개발 식별번호		-
		연구개발과제번호		21CTAP-C152179-03

국가과학기술 표준분류	EI1105	50%	EI1102	30%	EI1101	20%

총괄연구개발명	국문	-			
	영문	-			
연구개발과제명	국문	취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률 50% 저감하는 내진보강 설계 원천기술개발			
	영문	Core technology of seismic retrofit design for 50% reduction of seismic collapse risk of vulnerable public buildings during their lifetime			
주관연구기관	기관명	한양대학교 산학협력단		사업자등록번호	206-82-07306
	주소	(우) 서울시 성동구 왕십리로 222		법인등록번호	
주관연구책임자	성명	한상환		직위	교수
	연락처	직장전화	02-2220-1715	휴대전화	010-5365-6721
		전자우편	swhan@hanyang.ac.kr	국가연구자번호	10080092
연구개발기간	전체	2019. 04. 19 - 2019. 12. 31 (2년 8.5개월)			
	1년차	2019. 04. 19 - 2019. 12. 31 (0년 8.5개월)			
	2년차	2020. 01. 01 - 2020. 12. 31 (1년 0개월)			
	3년차	2021. 01. 01 - 2021. 12. 31 (1년 0개월)			

연구개발비 (단위 : 천원)	정부지원 연구개발비	기관부담 연구개발비		그 외 기관 등의 지원금				합계			연구개발비 외 지원금
				지방자치단체		기타( )					
	현금	현금	현물	현금	현물	현금	현물	현금	현물	합계	
총계	597,000,000	19,901,000	179,100,000	-	-	-	-	598,901,000	179,100,000	778,001,000	-
1년차	133,000,000	4,434,000	39,900,000	-	-	-	-	147,434,000	39,900,000	177,334,000	-
2년차	135,000,000	4,500,000	40,500,000	-	-	-	-	139,500,000	40,500,000	180,000,000	-
3년차	329,000,000	10,967,000	98,700,000	-	-	-	-	339,967,000	98,700,000	348,667,000	-

공동연구기관 등	기관명	책임자	직위	휴대전화	전자우편	비고	
						역할	기관유형
공동연구기관	㈜ 페트라텍	강병국	대표이사	010-4622-1719	byungkug.kang@petratec.co.kr	공동	중소기업
위탁연구기관							
연구기관 외 기관							

연구개발담당자 실무담당자	성명	지현우		직위	연구원
	연락처	직장전화	02-2220-0566	휴대전화	010-9660-6590
		전자우편	hyunwoo71@hanyang.ac.kr	국가연구자번호	11707604

이 최종보고서에 기재된 내용이 사실임을 확인하며, 만약 사실이 아닌 경우 관련 법령 및 규정에 따라 제재처분 등의 불이익도 감수하겠습니다.

2022 년 01 월 10 일

주관연구책임자 : 한 상 환 (직인)

주관연구기관의 장 : 한양대학교 산학협력단 하 성 규 (직인)

국토교통과학기술진흥원장 귀하

< 요 약 문 >

<table>
<tr><td colspan="2">사업명</td><td colspan="3">국토교통기술촉진연구사업</td><td>총괄연구개발 식별번호</td><td colspan="3">-</td></tr>
<tr><td colspan="2">내역사업명</td><td colspan="3">국토교통기술혁신연구</td><td>연구개발과제번호</td><td colspan="3">21CTAP-C152179-03</td></tr>
<tr><td colspan="2">국가과학기술
표준분류</td><td>EI1105</td><td>50%</td><td>EI1102</td><td>30%</td><td>EI1101</td><td colspan="2">20%</td></tr>
<tr><td colspan="2">총괄연구개발명</td><td colspan="6">-</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제명</td><td colspan="6">취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률 50% 저감하는 내진보강 설계 원천기술개발</td></tr>
<tr><td colspan="2">전체 연구개발기간</td><td colspan="6">2019. 04. 19 - 2019. 12. 31 (2년 8.5개월)</td></tr>
<tr><td colspan="2">총 연구개발비</td><td colspan="6">총 779,001 천원
(정부지원연구개발비 : 597,000 천원, 기관부담연구개발비 : 199,001 천원)</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발단계</td><td colspan="3">기초[ ] 응용[ ] 개발[✔]
기타(위 3가지에 해당되지 않는 경우)[ ]</td><td>기술성숙도</td><td colspan="2">착수시점 기준(2 단계)
종료시점 목표(6 단계)</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제 유형</td><td colspan="6">지정공모 [ ] 자유공모 [✔]</td></tr>
<tr><td colspan="2">연구개발과제 특성</td><td colspan="6">실용화</td></tr>
<tr><td rowspan="4">연구
개발
목표
및
내용</td><td>최종 목표</td><td colspan="6">본 연구의 최종목표는 취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률을 50% 저감하는 내진보강 설계 원천 기술을 개발하는 것임. 이 연구를 통하여 공공건물의 지진 위험도를 저감시키고, 큰 지진 후 공공건물이 대피 장소 또는 기능을 유지하는 구조물로써의 내진성능을 확보할 수 있도록 하는 최적의 보강 방법 및 설계법을 제시하고자 함.</td></tr>
<tr><td>전체 내용</td><td colspan="6">연구목표를 달성하기 위한 주요 연구 내용은 다음과 같음.
(1) 생애주기 지진붕괴확률 평가를 위한 대상지역의 지진 재해수준 기반 목표 스펙트럼 적합 입력 지반운동 선정과 지진하중 결정 알고리즘 / 소프트웨어 구축
(2) 취약 공공건물 실험결과와 제한된 실험결과 보완위한 시뮬레이션 기반 부재특성 데이터베이스 구축
(3) 취약 공공건물 지진붕괴확률 평가 위한 정밀 및 간략 해석방법 구축
(4) 최적의 대상건물 보강기법 선정을 위한 효율적인 대체 실험방법 구축
(5) 공공건물 지진붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법 / 소프트웨어 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">1년차</td><td>목표</td><td colspan="5">본 연구의 최종목표를 달성하기 위하여 설정한 1년차 연구 과제의 목표는 지반운동 선정 및 생애주기 붕괴확률 평가 절차 수립과 대체부재 설계절차 제안 등 연구 과제의 기반 기술을 개발하는 것임. 이를 위하여 개별 세부과제에 설정한 목표는 다음과 같음.
(1) 임의의 대상 부지효과 및 고유 주기별 지진 재해도 구축
(2) 문헌 수집을 통한 대상 공공건물 특성 데이터베이스 수집 및 구조부재 특성 데이터베이스 프레임 구축 / 대상 공공건물 선정
(3) 대상 공공건물 붕괴확률 평가를 위한 정밀해석모델 개발
(4) 대체 기둥, 대체 보, 대체 접합부 등 효율적인 실험을 수행하기 위한 대체부재 개발
(5) 대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 평가를 위한 붕괴확률 평가 알고리즘 구축</td></tr>
<tr><td>내용</td><td colspan="5">세부 목표를 달성하기 위한 1차 년도 연구 내용은 다음과 같음.
(1) 대상 부지효과를 반영한 지진 재해도 구축을 위해 국내의 과거 역사 지진 기록과 디지털 지반운동 계기기록을 수집하여 기본 데이터베이스로 구축하였으며, 구축된 데이터베이스의 수집률은 유효지진 (M 4.0 이상) 기준으로 100% 달성함. 대상 부지에서의 지반운동 기록을 인공적으로 생성하기 위하여 점지진원 기반 푸리에 진폭 스펙트럼 모델 수식과 주파수 성분별 부지 증폭 계수를 활용하였다. 구축된 지반운동 생성 모델을 활용하여 대상 부지효과를 반영한 지진 재해도 구축 알고리즘 절차를 구성함.
(2) 대상 공공건물을 정의하고 이에 연관된 데이터베이스를 수집하기 위하여 국가 통계포털 (KOSIS) 데이터 기반 취약 공공건물 및 공공건물 부재특성에 연관된 데이터베이스 수집 및 구축 (수집률 100%). 또한, 정의된 공공건물 부재특성 범위를 바탕으로 취약 구조부재 하중-이력 및 특성 데이터베이스 구축
(3) 대상 공공건물의 취약 구조부재에 대한 정밀해석모델 구축 수행. 정밀해석모델은 해석의 정확도를 증가시키기 위하여 분산소성모델로 구축하였으며, 콘크리트 및 철근에 적합한 재료 모델을 적용하여 취약 구조부재의 하중-이력을 모사함. 평가결과 다수의 검증 실험체에 대하여 제안하는 구조부재의 정밀해석모델은 최대 내력에 대한 오차율 10% 미만의 높은 정확도를 보유함.
(4) 대상 공공건물에 대한 보강검증을 효율적으로 수행하기 위하여 기존 골조의 대체 실험체를 제안하고자 하였으며, 이를 위한 기반 기술로써 보, 기둥 및 접합부에 대한 대체부재를 개발함. 제안하는 대체부재는 의도하는 구조부재의 특성에 따른 이력을 실제 구조부재 응답 대비 15% 이내의 오차율로 모사하였으며, 소성힌지</td></tr>
</table>

			에 체결되는 퓨즈의 교체만으로 경제적인 반복 실험이 가능한 것으로 평가됨. (5) 대상 공공건물의 내진성능 및 내진보강설계 목표 설정을 위하여 구조물의 생애주기 붕괴확률 평가 알고리즘의 개발을 수행함. 해당 알고리즘은 대상 지역의 지진재해도에 따른 실제 구조물이 경험 가능한 붕괴확률을 나타내는 지표로써 정량적인 성능 지표로 활용됨.
	2년차	목표	본 연구의 최종목표를 달성하기 위하여 설정한 2년차 연구 과제의 목표는 1년차 연구를 통하여 개발된 기반기술들을 검증하고, 이를 바탕으로 통합을 위한 기술 개발을 수행하는 것임. 이를 위하여 개별 세부과제에 설정한 목표는 다음과 같음. (1) 대상 지역과 다양한 부지조건의 부지효과를 반영한 재해도 곡선 구축/ 등재해 수준 지진 응답 스펙트럼 구축/ 스펙트럼 적합 입력 지반운동 집단 선정절차 구축 (2) 정밀해석을 통한 대상 공공건물의 취약 구조부재 선정 및 취약 구조부재에 대한 데이터베이스 구축 (3) 대상 공공건물의 효율적인 붕괴확률 평가를 위한 간략해석모델 개발 (4) 대체부재에 기반한 대체골조 시스템 조립 및 구조실험 수행 (5) 지진재해도와 붕괴확률 기반한 생애주기 붕괴확률 평가방법 구축 및 생애주기 붕괴확률 저감 위한 보강설계방법 개발
		내용	2차 년도 연구 수행을 통하여 세부 목표를 달성하기 위한 해당 년도 연구 내용은 다음과 같음. (1) 1차 년도에 구축된 점지진원 모델을 활용하여 지반 종류별 지반운동 기록을 인공적으로 구현함. 구현된 지반 운동 기록은 점지진원 모델의 구성 요소인 지진원, 경로, 그리고 부지 효과를 반영함. 부지증폭계수 반영한 인공 지반운동 기록을 바탕으로 지반 분류별 재해도 곡선 및 등재해수준 지진 응답 스펙트럼을 구축하였으며, 이는 지반운동 선정을 위한 목표 스펙트럼으로서 활용됨. 3차 년도 연구 수행을 위하여 각 대상 부지 지반분류에 따른 목표 스펙트럼 적합한 지반운동 집단을 선정하는 알고리즘을 개발하였음. 목표 스펙트럼의 평균 및 분산을 기준으로 선정된 지반운동 집단의 오차율은 10% 미만으로 평가됨. (2) 대상 공공건물의 조건에 더하여 국내 여건을 포함한 대상 공공건물의 부재특성을 대표할 수 있는 구조부재 데이터베이스 보완. 정밀해석모델을 통하여 선정한 대상 공공건물에 대한 비선형 해석을 수행하고, 공공건물의 취약한 응답을 발생시키는 구조부재 선별함. 정밀해석모델 및 실제 구조물에서의 손상이 집중되는 취약 구조부재의 분포가 매우 유사함을 평가하였으며, 손상 분포의 오차율이 10% 이내로 평가됨. (3) 대상 공공건물의 해석 효율성 및 내진성능평가 절차의 효율성 개선을 위하여 대상 공공건물 구조부재에 대한 간략해석모델을 구축하고 이에 대한 평가를 수행함. 대상 공공건물에 대한 간략해석모델은 오차 범위 15% 이내에서 대상 공공건물 구조부재의 이력에 대하여 모사하였으며, 해석에 요구되는 시간이 50% 이상 감소함. (4) 개념적으로 고안한 대체부재 실험체에 기반하여 골조 전체의 이력을 모사하는 대체골조 실험체를 고안 및 제작함. 제작된 대체골조 시스템의 경우 반복 실험을 매우 경제적으로 수행할 수 있는 장점을 보유하고 있음. 대체골조 시스템의 경우 실험체의 하중-응답 이력을 강도 및 강성에서 10% 오차범위 내에서 모사하는 것으로 평가되어 취약한 대상 공공건물의 이력을 비교적 잘 모사할 수 있는 것으로 판단됨. (5) 1차 년도 연구에서 제안하였던 생애주기 붕괴확률 평가 알고리즘과 MPA 기반 대상 공공건물 붕괴확률 평가 알고리즘을 결합하여 효율적인 대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 평가 알고리즘을 제안함. 해당 알고리즘에 기반한 보강 설계 절차를 제안함. 제안하는 보강 설계 절차는 요구되는 보강 물량을 제안해주며, 보강 물량은 강도 및 강성의 증가량에 기반하여 결정됨.
	3년차	목표	본 연구의 최종목표를 달성하기 위하여 설정한 3년차 연구 과제의 목표는 연구과제의 진행을 통하여 개발 및 검증한 기반 기술에 바탕을 둔 통합 기술을 개발 및 실현하는 것임. 이를 위하여 개별 세부과제에 설정한 목표는 다음과 같음. (1) 붕괴확률 및 생애주기 붕괴확률 평가를 위한 지진 재해도 구축과 적절한 지반운동 선정절차 개발 및 소프트웨어 개발 (2) 대상 공공건물의 취약 구조부재 데이터베이스 보완 및 취약 구조부재에 대한 취약도함수 개발 (3) 공공건물 간략 해석모델 검증 (4) 제안된 보강방법 적용한 대체골조 시스템 조립과 구조실험 수행/ 보강효과 검증 (5) 공공건물 지진붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법/ 소프트웨어 개발

		내용	3차 년도 연구 수행을 통하여 세부 목표를 달성하기 위한 해당 년도 연구 내용은 다음과 같음. (1) 1차와 2차 년도 연구를 통하여 구축된 부지 효과 고려한 목표 스펙트럼에 기반하여 대상 지역에 적합한 지반운동 선정 알고리즘 및 소프트웨어 개발 수행. 또한, 붕괴확률 평가에서 지반운동의 과도한 배율조정에 의하여 발생하는 왜곡현상을 수정하기 위한 지진 재해수준별 다수의 지반운동 집단 선정 알고리즘 제안함. (2) 대상 공공건물의 취약 구조부재의 데이터베이스 보완을 위하여 추가적인 취약 구조부재 실험체를 제작하고 이에 대한 실험을 수행함. 취약 구조부재에 대한 시뮬레이션 기반 취약도 곡선을 수립하였으며, 이는 구조부재 설계 변수 2개 이상을 포함하여 취약 구조부재의 손상을 예측할 수 있는 알고리즘임. 해당 알고리즘에 기반하여 대상 부재의 물성에 기반하여 취약도 곡선 예측 소프트웨어 제작함. (3) 연구과제 수행을 통하여 제작된 대체골조, 간략해석모델의 적절성을 검증하기 위하여 1/3 스케일 보강 전 후 대상 공공건물 실험체를 제작 및 이에 대한 반복가력 실험을 수행함. 실험 수행에 따른 하중-이력 곡선을 평가함으로써 본 연구에서 제안하는 효율적인 실험을 위한 대체골조 시스템, 간략해석모델, 보강 절차에 따른 보강 효과의 타당성을 검증함. 대체골조 시스템은 강성 및 강도 측면에서 10% 이내의 오차를 보였으며, 간략해석모델의 경우 5% 이내의 작은 오차를 보임. 또한 제안하는 보강 절차는 최대강도 및 강성의 높은 증가율을 보였으며, 보강설계 단계에서 의도하는 수준 이상의 강도 및 강성 증가를 보임. (4) 대상 공공건물의 보강을 위하여 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 설계 및 보강 절차에 대하여 제안하였으며, 이를 바탕으로 보강 물량을 산정하여 대체골조 시스템을 이용한 반복가력 실험을 수행함. 제안하는 보강 절차는 대상 골조의 강도 및 강성 성능을 의도하는 수준으로 증가시킴. (5) 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 내진성능평가 및 내진설계 절차에 대한 검증을 수행함. 검증 절차는 앞서 실험을 통하여 그 정확도가 검증된 간략해석모델과 연구를 통하여 제안된 MPA 기반 대상 공공건물 내진보강 절차를 비교함으로써 수행하였음. 제안된 MPA 기반 대상 공공건물 내진보강 절차는 대상 구조물의 비선형 동적 이력을 10% 미만의 오차로 비교적 잘 모사하는 것으로 평가됨. 또한 제안하는 내진보강 절차는 대상 공공건물의 성능 향상을 위한 보수적인 설계 결과를 제안함으로써 안전성을 확보함과 동시에 초기 설계안으로 활용도가 높은 것으로 판단됨.

연구개발성과

본 연구과제에서는 각 세부과제별 정성적 연구 성과를 목표로 하였으며, 이에 따른 연구개발 성과는 아래와 같음.

(1) 대상 부지조건 고려한 국내 지진재해도의 목표 스펙트럼 대비 오차율 10% 미만의 지진하중 선정 소프트웨어 개발.
(2) 취약 공공건물의 부재특성 DB 구축 및 매개변수 2개 이상 고려한 취약도 함수 구축
(3) 대상 공공건물과 하중 이력 응답 오차율 15% 미만의 해석모델 개발
(4) 대상 공공건물과 하중이력 응답 오차율 15% 미만의 대체골조 시스템 개발 및 효율적인 대체실험 방법 개발
(5) 대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 보강방법 및 소프트웨어 개발

이 외의 정량적인 연구성과 목표는 연차별로 다음과 같으며, 성과 달성 수량은 아래의 연구개발 성과의 등록·기탁 건수에서 확인할 수 있음.

구분	논문	특허	보고서 원물	연구시설 · 장비	기술요약 정보	소프트웨어	화합물	생명자원	신품종
성과 목표 (1차 년도)	SCI 1 비SCI 2	출원 2	-	-	-	1	-	-	-
성과 목표 (2차 년도)	SCI 2 비SCI 4	출원 1 등록 1	-	-	-	-	-	-	-
성과 목표 (3차 년도)	SCI 3 비SCI 4	-	-	-	-	3	-	-	-

연구개발성과 활용방안 및 기대효과

○ 본 연구과제의 성과물은 내진설계기준 제정 이전 건축된 공공건물의 지진붕괴확률 평가에 활용 가능한 원천 기술임.
○ 구조엔지니어들이 사용가능하도록 입력지진하중 선정 및 붕괴확률 기반 내진보강 소프트웨어 개발은 활용도가 매우 클 것으로 예상함.
○ 원천기술이 개발될 경우 공공건물이외의 다양한 구조형식의 건물의 붕괴확률 평가 및

	보강설계기술에도 기반이 될 수 있어 확장성이 큼. ○ 구조형식이 유사한 많은 공공건물의 최적보강방법 선정을 위하여 개발된 대체골조 실험 활용. 이는 특허와 사업화 가능. ○ 개발된 생애주기 붕괴확률 평가방법과 소프트웨어는 공공건물 보강정책 결정에 활용 가능.
연구개발성과의 비공개여부 및 사유	해당없음

연구개발성과의 등록·기탁 건수	논문 (*)게재예정논문포함	특허	보고서 원문	연구시설·장비	기술요약정보	소프트웨어	표준	생명자원		화합물	신품종	
								생명정보	생물자원		정보	실물
	SCI 5(6) 비SCI 9(10)	출원 3 등록 1	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-

연구시설·장비 종합정보시스템 등록 현황	구입기관	연구시설·장비명	규격 (모델명)	수량	구입 연월일	구입가격 (천원)	구입처 (전화)	비고 (설치장소)	ZEUS 등록번호
	-	-	-	-	-	-	-	-	-

국문핵심어 (5개 이내)	공공건물	붕괴확률	내진보강	대체실험체	소프트웨어
영문핵심어 (5개 이내)	public building	collapse probability	seismic retrofit	alternative specimen	software

〈 목 차 〉

1. 연구개발과제의 개요 1

2. 연구개발과제의 수행 과정 및 수행내용 7

3. 연구개발과제의 수행 결과 및 목표 달성 정도 213

4. 목표 미달 시 원인분석(해당 시 작성) 223

5. 연구개발성과 및 관련 분야에 대한 기여 정도 224

6. 연구개발성과의 관리 및 활용 계획 225

별첨자료 (참고문헌 등) 226

1. 연구개발과제의 개요

1) 연구개발과제의 최종 목표

구분	내용
최종 목표	취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률 50% 저감하는 내진보강 설계 원천기술개발
세부 목표	**1. 생애주기 지진붕괴확률 평가를 위한 대상지역의 지진 재해도 기반 입력지진 하중 선정방법/소프트웨어 구축** (1) 국내 수집 가능한 계기지진 기록 75% 이상 확보 및 DB 구축 (2) 목표스펙트럼과 10%이내 오차범위를 갖는 지반운동 선정 소프트웨어 구축 (3) 재해도 기반 오차율 20% 이내 지반운동 선정 알고리즘과 S/W 개발 **2. 취약 공공건물 실험결과와 제한된 실험결과 보완위한 시뮬레이션 기반 부재특성 데이터베이스구축** (1) 국내 수집 가능한 취약공공건물 및 부재 특성 65% 이상 확보 및 DB 구축 (2) 취약 구조부재 실험결과에 대한 15% 이내 오차를 갖는 부재해석 S/W 구축 (3) 시뮬레이션 기반 부재 취약도 DB 구축 **3. 취약 공공건물 지진붕괴확률 평가위한 정밀 및 간략 해석법 구축** (1) 실험결과와 15% 이내 오차를 갖는 공공건물 정밀해석모델 개발 (2) 효율적인 해석을 위한 정밀해석모델 대비 해석시간 20% 이상 감소와 오차 20%이내의 간략해석모델 개발 (3) 해석모델 소프트웨어 개발 **4. 공공건물 지진붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법/소프트웨어 개발** (1) 대상 건물 생애주기 지진붕괴확률 예측 알고리즘 수립 (2) 대상 건물의 붕괴확률 50% 이상 저감 위한 보강 절차 및 S/W 구축 (3) 붕괴확률 저감 S/W 개발 **5. 최적의 대상건물 보강기법 선정을 위한 효율적 대체 실험방법 구축** (1) 구조부재 응답을 15% 이내 오차로 모사 가능한 대체부재 개발 (2) 건물시스템 응답을 20% 이내 오차로 모사 가능한 대체건물 개발 (3) 대체건물 실험체의 반복실험을 통한 최대변위 감소율 15% 이상을 확보한 보강위치 선정방법 제시.

ㅇ붕괴확률 50% 저감을 제시한 근거

(1) 우리나라의 모델기준인 ASCE 7-16 (ASCE, 2016)에서는 최대예상지진 (risk-targeted maximum considered earthquake, MCER)에 개하여 건물의 내진등급 (위험도 등급)에 따라 성능목표를 붕괴확률로 정하고 있음. 표1은 ASCE 7-16에서 제시한 목표붕괴확률임.

표 1 지진에 대한 구조물의 최대예상지진에 대한 목표 붕괴확률 (ASCE 7-16 Table 1.3-2)

내진등급 (위험도 등급)	최대예상지진 (MCER)에 대한 붕괴확률 (Probability of failure), %
I, II	10
III	5
IV	2.5

(2) 주민의 보건이나 안전등을 보호하는 공공건물은 규모에 따라 차이는 있지만 내진등급 III으로 분류하고 있음 (NIST, 2015). 이는 표 1에서와 같이 붕괴확률이 일반건물 (내진등급 I, II)에 비하여 50% 낮아져야 하는 수치임. 따라서 본 연구에서는 공공건물에 대한 지진붕괴 확률을 50%저감시키는 목표로 내진보강설계 원천기술을 개발할 것임.

(3) 현행 건축구조기준 2016에서도 공공건물의 경우 중요도를 일반 건물에 비하여 1.2-1.5배 높은 것으로 정하고 있음. 하지만 이러한 고려가 실제 붕괴와 어떤 연관이 있는지는 규명하지 못함. 따라서 본 연구에서는 단순히 중요도를 높이는 것이 아니라 붕괴확률 50% 감소를 위한 내진보강 설계방법을 개발할 것임.

(4) 현행 건축설계기준 (KDS 2019)에서는 공공건물의 경우 중요도 특등급에 해당하는 것으로 분류하고 있으며 (연면적 $1{,}000m^2$ 이상), 중요도 특등급에 해당하는 경우 중요도 계수 (I_e)는 1.5를 사용하도록 정의하고 있음. 하지만 기준에서 요구하는 내진성능을 확보하지 못하는 취약 공공건물의 경우 설계당시 일반구조물과 동일하게 설계된 것으로 가정하여 중요도 II등급에 해당한다고 정의할 수 있으며, 중요도 II등급의 구조물에 적용되는 중요도 계수 (I_e)는 1.0을 사용하도록 정의되어 있음. KDS 2019의 건물의 용도에 따른 중요도와 모델기준인 ASCE 7-16 (2016)의 Risk category는 아래의 표1에 따라 정의할 수 있음. 또한 각 중요도와 Risk category에 따른 중요도 계수 (I_e)는 각각의 기준에서 표2와 같이 정의하고 있음.

표 2 KDS 2019 및 ASCE 7-16의 중요도 분류

KDS 2019		ASCE 7-16
중요도	건축물의 용도 및 규모	
특등급	1) 연면적 $1{,}000m^2$ 이상인 위험물 저장 및 처리시설 2) 연면적 $1{,}000m^2$ 이상인 국가 또는 지방자치단체의 청사·외국공관·소방서·발전소·방송국·전신전화국 3) 종합병원, 수술시설이나 응급시설이 있는 병원 4) 지진과 태풍 또는 다른 비상시의 긴급대피수용시설로 지정한 건축물	
1등급	1) 연면적 $1{,}000m^2$ 미만인 위험물 저장 및 처리시설 2) 연면적 $1{,}000m^2$ 미만인 국가 또는 지방자치단체의 청사·외국공관·소방서·발전소·방송국·전신전화국 3) 연면적 $5{,}000m^2$ 이상인 공연장·집회장·관람장·전시장·운동시설·판매시설·운수시설 (화물터미널 및 집배송시설 제외) 4) 아동관련시설·노인복지시설·사회복지시설·근로복지시설 5) 5층 이상인 숙박시설·오피스텔·기숙사·아파트 6) 학교	
2등급	1) 중요도 특, 1, 3에 해당하지 않는 건축물	
3등급	1) 농업시설물, 소규모창고 2) 가설구조물	

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released[a]	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released[a]	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

[a]Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

표 3 KDS 2019 및 ASCE 7-16의 중요도 계수

KDS 2019		ASCE 7-16	
중요도	중요도계수 (I_e)	Risk category	Importance factor (I_e)
특등급	1.5	I/II	1.5
1등급	1.2	III	1.25
2, 3등급	1.0	IV	1.0

(5) 현행 건축설계기준 (KDS 2019)의 모델기준인 ASCE 7-16에서는 Risk category에 따른 목표 내진성능을 최대 고려지진에 대한 붕괴확률의 형태로 제시하고 있으나, KDS 2019에서는 각각의 중요도에 따른 대상 구조물의 목표 붕괴확률을 명시하고 있지 않음. 따라서, 본 연구에서는 중요도 계수 값이 50% 상향된 것을 바탕으로 중요도 계수의 향상 정도만큼 내진성능을 50% 향상시키는 것을 연구목표 설정 근거로 정의함. 따라서 본 연구에서는 취약 공공건물의 생애주기 붕괴성능을 평가하고, 해당 붕괴성능을 50% 감소시키는 보강설계 절차 개발을 본 연구의 목표로 설정함.

2) 연구개발과제의 년차별 목표

(1) 연차별 연구 개발 목표 및 내용

가. 1차 연도

① 개발 목표

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ·지진의 연간발생률에 대한 위치별 구조별 재해곡선 구축 알고리즘 개발
  - ·취약공공건물 부재특성 DB자료 확보
  - ·공공건물 정밀해석 모델 구축
  - ·공공건물의 붕괴해석방법 구축
- 공동연구기관(페트라텍):구조부재이력거동 모사할 수 있는 대체 부재개발

② 개발 내용 및 범위

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ·공공건물 구조부재 특성 DB 보완을 위한 실험체 제작 및 부재실험
  - ·연간발생률에 대한 위치별-구조별 재해곡선 구축 알고리즘 개발
  - ·구축된 모델로 지반운동에 대한 비선형 시간이력해석/공공건물 정밀해석 모델 구축
  - ·공공건물의 붕괴해석방법 구축지반운동에 대한 공공건물의 붕괴해석수행
- 공동연구기관(페트라텍):
  - ·구조부재의 실험 결과 확보 및 분석
  - ·구조부재 (보, 기둥, 접합부)의 이력거동 모사할 수 있는 대체부재 개발

나. 2차 연도

① 개발 목표

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ▪ 지반운동선정 알고리즘 구축
  - ▪ 해석-부재실험 통한 특성 평가
  - ▪ 간략모델 개발
  - ▪ 공공건물의 붕괴확률 해석
- 공동연구기관(페트라텍):
  - ▪ 대체부재 이용한 3층 공공건물 구조실험

② 개발 내용 및 범위

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ▪ 재해곡선 기반 목표 응답스펙트럼 구축/지반운동 선정 알고리즘 개발
  - ▪ 간략모델 개발/간략모델을 이용한 대상건물 해석
  - ▪ 붕괴확률 모델 구축/해석
- 공동연구기관(페트라텍):
  - ▪ 대체 부재 이용한 3층 구조실험/해석 결과와 비교를 통한 정확성 검증

나. 3차 연도

① 개발 목표

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ▪ 재해도 기반 지반운동 선정 S/W 개발
  - ▪ 부재특성 데이터베이스 완성
  - ▪ 간략모델 해석 수행을 위한 소프트웨어 구축
  - ▪ 붕괴확률 50% 저감을 위한 보강설계법 완성
- 공동연구기관((주) 페트라텍):
  - ▪ 최적의 대상 보강기법 선정을 위한 효율적 대체 실험방법 구축

② 개발 내용 및 범위

- 주관연구기관(한양대학교):
  - ▪ 해석을 통한 공공건물의 취약구조부재 선정/공공건물 구조부재 특성 데이터베이스 보완을 위한 부재실험

▪ 재해도 기반 입력지반운동 선정/ 생애주기 초과확률 기초한 재해도 기반 지반운동 선정 S/W개발
▪ 실험결과 기반 구조부재 수치모델 완성 및 시뮬레이션/부재특성 데이터베이스 완성
▪ 간략모델 해석 수행을 위한 소프트웨어 구축
▪ 붕괴확률 50% 저감 위한 보강설계법 제안/붕괴확률 해석을 위한 소프트웨어 구축/ 붕괴확률기반 내진보강 설계모듈 탑재

- 공동연구기관((주) 페트라텍):
▪ 기존 사용되는 보강 기법 적용한 대체골조 및 골조 시스템 실험 수행/최적의 보강방법의 선정/ 보강설계의 타당성 평가

구분	연구개발목표	핵심 연구개발성과 (연구개발성과물)	현재 국내·외 기술수준(국내/해외)	연구개발 목표치	목표치 설정 근거	가중치 (%)
1년차 (2019)	국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W	국내 계기지진과 지질 특성 DB 구축	축적단계/DB 구축	국내 수집 가능한 계기지진기록 75% 확보	DB 수집 정도	10
	취약 공공건물의 부재 특성 DB 구축	취약공공건물 부재특성 DB	실험능력확보/실험능력확보	수집률 65% 이상	DB 수집 정도	10
	공공건물 해석 S/W	공공건물 정밀해석 모델	활용/개발확립	최대내력 오차범위 15% 이내	S/W의 실험 결과 재현률	25
	붕괴확률 저감 S/W	붕괴확률 예측 S/W	초기단계/응용단계	50% 붕괴확률 저감	보강방법 설정시 필수요소	25
	구조부재 대체 실험체 시작품	대체부재 시작품	활용/개발확립	구조부재 응답대비 15% 이내 오차율	실제 구조부재 응답대비 오차	30
2년차 (2020)	국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W	지반운동선정 S/W	이론확립/응용	오차율 10% 이내	과거 연구 대비 정확도	10
	취약 공공건물의 부재 특성 DB 구축	취약 구조부재 응답 예측 S/W	활용/개발확립	오차율 15% 이내	S/W의 실험 결과 재현 정확도	20
	공공건물 해석 S/W	공공건물 간략해석 모델	이론초기/확용	향상률 20% 이상	정밀모델 대비 해석 시간 및 정확도 향상	30
	붕괴확률 저감 S/W	붕괴확률 저감 S/W	초기/개발활용	붕괴확률감소 50% 이상	붕괴확률 저감 정도	20
	구조부재 대체 실험체 시작품	대체건물 시작품	이론정립/활용	오차율 20% 이내	실제 구조부재 응답대비 오차	20
3년차 (2021)	국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W	재해도기반 지반운동 선정 S/W	초기단계/개발활용	오차율 20% 이내	선정된 지반운동의 정확도	40
	취약 공공건물의 부재 특성 DB 구축	부재특성 DB 구축	축적단계/DB 구축	2개 이상	취약도 함수가 고려할 수 있는 매개변수 개수	20
	붕괴확률 저감 S/W	붕괴확률 저감 S/W	초기단계/응용단계	붕괴확률감소 50% 이상	보강물량 사용 정도	20
	구조부재 대체 실험체 시작품	보강위치 선정	초기단계	감소율 15% 이상	최대변위 감소 정도	20

(2) 기술 항목별 성과목표

평가항목		평가척도	정량적 목표
대제목	소제목		
국내 지진 재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W	지반운동 DB	계기지진 지반운동 충족성	규모구간 4.0 이상에 대한 75%이상 계기지진
	지반운동 선정 S/W	선정된 지진파와 목표스펙트럼 오차	평균 제곱근 오차율 10% 이내
취약 공공건물 부재 특성 DB 구축	취약공공건물 부재특성 DB	DB 수집 충족성	공공건물 10개 이상
	부재특성 DB 구축	수집된 중요 구조부재의 하중-변위 응답 DB	20개 이상
		부재의 중요 설계변수 (f_{ck}, f_y, b, h, P 등)를 고려할 수 있는 취약도 함수 개발	2개 이상의 설계변수 반영
공공건물 해석 S/W	공공건물 정밀 해석 모델	실험결과와 모델 해석결과 비교 (최대내력, 최대변위, 에너지소산량, 초기강성 등)	평균 제곱근 오차율 (RMSE) 오차율 15% 이내
	공공건물 간략 해석 모델	해석시간 단축	3차원 모델 비교 50% 이상 단축
붕괴확률 및 설계 평가 S/W	붕괴확률 예측 S/W	붕괴해석방법 타당성	FEMA P695결과와 비교 20% 오차내 허용
	붕괴확률 저감 설계 타당성	보강 전 후 붕괴확률 평가의 타당성	보강 전 후 붕괴확률 평가 결과의 정확도 오차율 15% 이내
구조부재 대체 실험체 시작품	대체부재 시작품	실제 구조부재 응답대비 오차 평가	오차율 15% 이내
	대체건물 시작품	실제 구조부재 응답대비 오차 평가	오차율 20% 이내

(3) 세부연구목표, 착안점, 가중치

구분	년도	세부 연구목표	세부 연구개발 내용	평가목표 및 착안점	가중치 (연구비)	추진일정			
						1분기	2분기	3분기	4분기
1차 년도	2019	재해곡선 구축 알고리즘 개발	연간발생률 재해곡선 구축	재해지도 구축방법	50%	o	o		
			알고리즘 개발 및 소프트웨어	소프트웨어	50%		o	o	o
		취약공공건물 부재특성DB	DB 보완을 위한 실험체 제작	DB 충족성	30%	o	o		
			부재실험	부재실험결과	70%			o	o
		공공건물 정밀해석 모델 구축	비선형 시간이력 해석	해석 모델	50%	o	o	o	
			공공건물 정밀해석 모델 구축	모델의 우수성	50%			o	o
		구조부재 대체 실험 부재개발	구조부재의 실험 결과 확보 및 분석	실험결과대표성	30%	o			
			구조부재 대체부재 개발	대체부재타당성	70%		o	o	o
		공공건물붕괴해석방법 구축	공공건물의 붕괴해석 방법 구축	붕괴해석방법	70%	o	o	o	
			지반운동에 대한 공공건물 붕괴해석	지반운동의존성	30%			o	o

2차 년도	2020	지반운동선정 알고리즘 구축	재해곡선 기반 목표 응답스펙트럼 구축	목표스펙트럼의 대표성	30%	o	o		
			지반운동 선정 알고리즘 개발	알고리즘의 적합성	70%		o	o	o
		해석-부재실험 통한 특성평가	해석통한 공공건물 취약구조부재 선정	취약구조부재 선정방법 정확성	30%	o	o	o	
			공공건물 구조부재 특성 DB 보완	DB충족성	70%				o
		간략모델 개발	간략해석 방법 및 모델 개발	결과의 신뢰성	50%	o	o	o	
			간략모델을 이용한 대상건물 해석	해석결과 검증	50%			o	o
		3층 건물 구조실험	대체 부재 이용한 3층 구조실험	실험방법의 타당성	50%	o	o	o	o
			해석 결과 비교 정확성 검증	해석 결과와 비교 방법	50%				o
		공공건물의 붕괴확률 해석	붕괴확률 모델 구축	붕괴모델이론	50%	o	o	o	
			붕괴해석	해석결과정확성	50%			o	o
3차 년도	2021	재해도 기반 지반운동 선정 S/W 개발	재해도 기반 입력지반운동 선정	지반운동의 재해도 대표성	50%	o	o	o	
			생애주기 지반운동선정	선정 지반운동의 타당성	50%			o	o
		부재특성 DB완성	실험결과 기반 수치모델/시뮬레이션	수치모델 타당성	50%	o	o	o	
			부재특성 DB완성	부재DB의 충족성	50%				o
		간략모델 해석 수행을 위한 소프트웨어 구축	간략모델 해석 소프트웨어 구축	소프트웨어의 사용성	50%	o	o	o	o
			대상건물 해석	검증 작업의 타당성	50%			o	o
		최적의 대상 보강기법 선정을 위한 효율적 대체 실험방법 구축	기존 보강 기법 적용한 실험 수행	실험방법의 신뢰성	50%	o	o	o	
			최적의 보강방법의 선정/보강 설계	보강 설계 방법의 적합성	50%			o	o
		붕괴확률 50%저감을 위한 보강설계법 제안	붕괴확률 50%저감보강 설계법 제안	제안된 설계법의 타당성	50%	o	o	o	
			붕괴확률 해석 위한 소프트웨어구축	소프트웨어의 유용성	50%			o	o

(4) 세계 최고 보유국 대비 성능 수준 및 목표치

평가 항목 (주요성능 Spec[1])	단위	전체 항목에서 차지하는 비중[2] (%)	세계최고 수준 보유국/ 보유기업 (미국/PEER)	연구개발 전 국내수준	개발 목표치 (100% 완성)			평가 방법[3]
			성능수준	성능수준	1차년도 (2019년)	2차년도 (2020년)	3차년도 (2021년)	
1.붕괴기반 보강설계 소프트웨어	1	50	80	30	50	70	90	결과의 정확성 및 신뢰도 검증
2. 지반운동 선정 소프트웨어	1	20	70	50	70	80	90	선정결과의 신뢰성 (목표스펙트럼과 일치도)
3.효율적 대체실험체	1	30	70	10	50	70	80	KOLAS 인증 기관 실험

2. 연구개발과제의 수행 과정 및 수행 내용

2.1 연구 내용 요약

본 연구과제의 **최종 목표는 "취약한 공공건물의 생애주기 붕괴확률을 50% 저감시키기 위한 효율적인 보강 방법을 제안"하는 것**이다. 국내의 건축물에 대한 설계기준 (KDS 41 17 00, 2019)에서는 구조물의 중요도에 따라 요구하는 성능 수준이 달라진다.

일반적으로 공공건물의 경우 지진 등의 재난이 발생할 때 대피 공간으로 사용되며, 본 연구에서는 구조물의 성능 수준의 지표로써 붕괴 확률을 사용하여 내진설계가 적절하게 수행되지 않은 공공건물의 적절한 성능수준을 제시하기 위한 지표로 생애주기 붕괴확률의 50% 저감을 연구 목표로 제시하였다. 정량적인 연구 목표 수립을 위하여 50% 저감과 같은 일정한 수치적인 목표를 제시하였다. 본 연구 과제를 통하여 개발된 공공건물의 정밀 모델, 간략 모델 및 보강 시스템의 모델링 절차, 설계 절차는 다양한 용도의 건물과 성능수준에 대하여도 확장하여 적용가능하다. 연구 목표를 달성하기 위하여 본 연구에서는 다음과 같은 5가지 세부과제를 수립하고 이에 대한 연구를 수행하였다:

(1) 1 세부과제: 대상 지역에 대한 대상부지 지반조건 반영한 지진 재해도 구축 및 부지특성 반영 재해도 기반 지반운동 선정 프로세스 구축

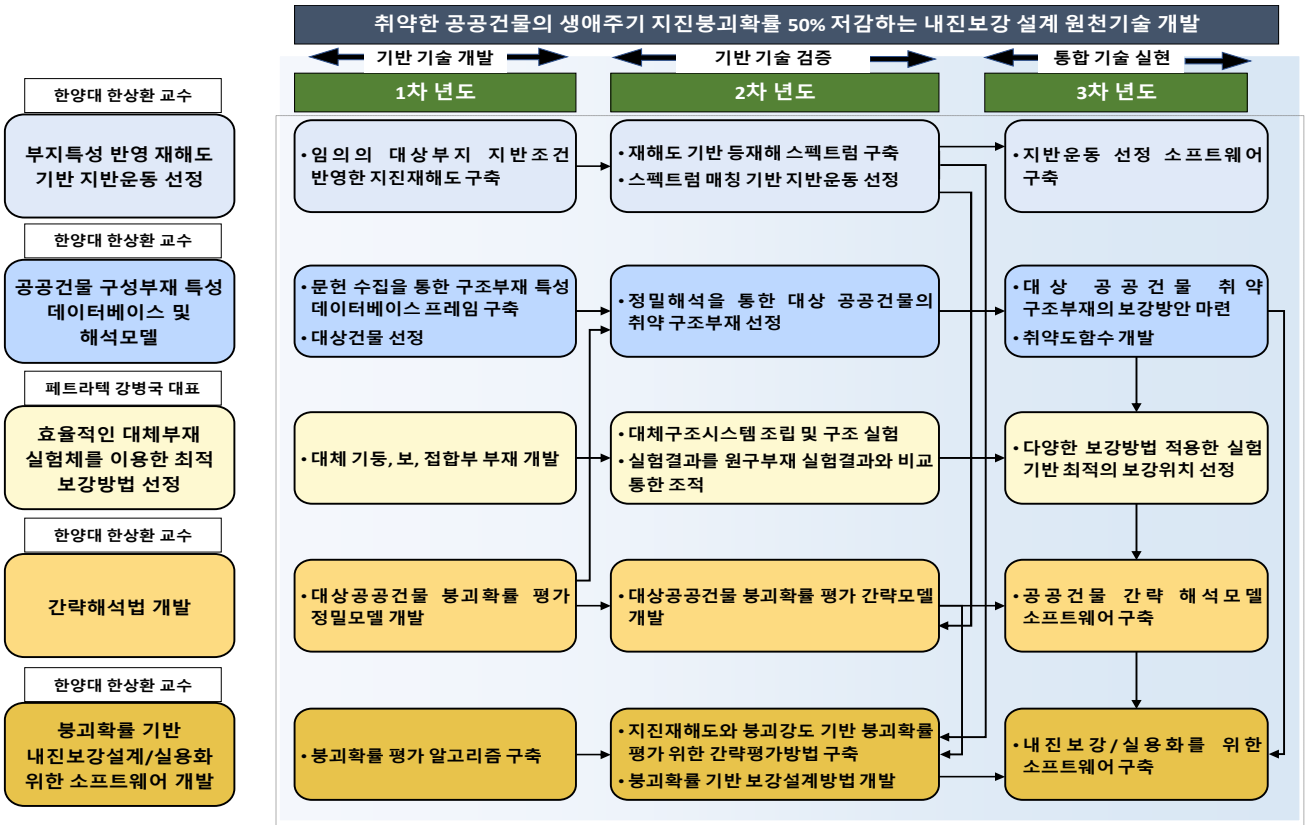
(2) 2 세부과제: 공공건물 구조부재 특성 데이터베이스 구축 및 구조부재 특성을 대표하는 부재 취약도 곡선 개발

(3) 3 세부과제: 대상 공공건물의 구조해석 정밀, 간략모델 구축 및 대상 공공건물 간략 해석모델 구축

(4) 4 세부과제: 효율적인 대체부재 및 대체골조 시스템의 개발 및 이를 이용한 보강 시스템 선정 및 검증

(5) 5 세부과제: 대상 공공건물의 붕괴확률 평가 알고리즘 구축 및 붕괴확률 기반 내진보강설계/실용화 위한 보강 프로세스 개발

이와 같은 세부과제들은 상기 기술한 목표를 달성하기 위하여 총 3년 동안 연구가 수행되었다.



(1) 1세부과제: 생애주기 지진붕괴확률 평가를 위한 대상지역의 지진 재해도 기반 입력지진 하중 선정방법 / 소프트웨어 구축

1세부 과제의 목표는 대상 지역에 대한 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소 위한 내진보강 설계'를 위하여 국내 발생 가능한 지진 하중의 크기를 적절하게 예측하는 데 있다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 대상 지역에 대한 지진재해도 곡선 구축

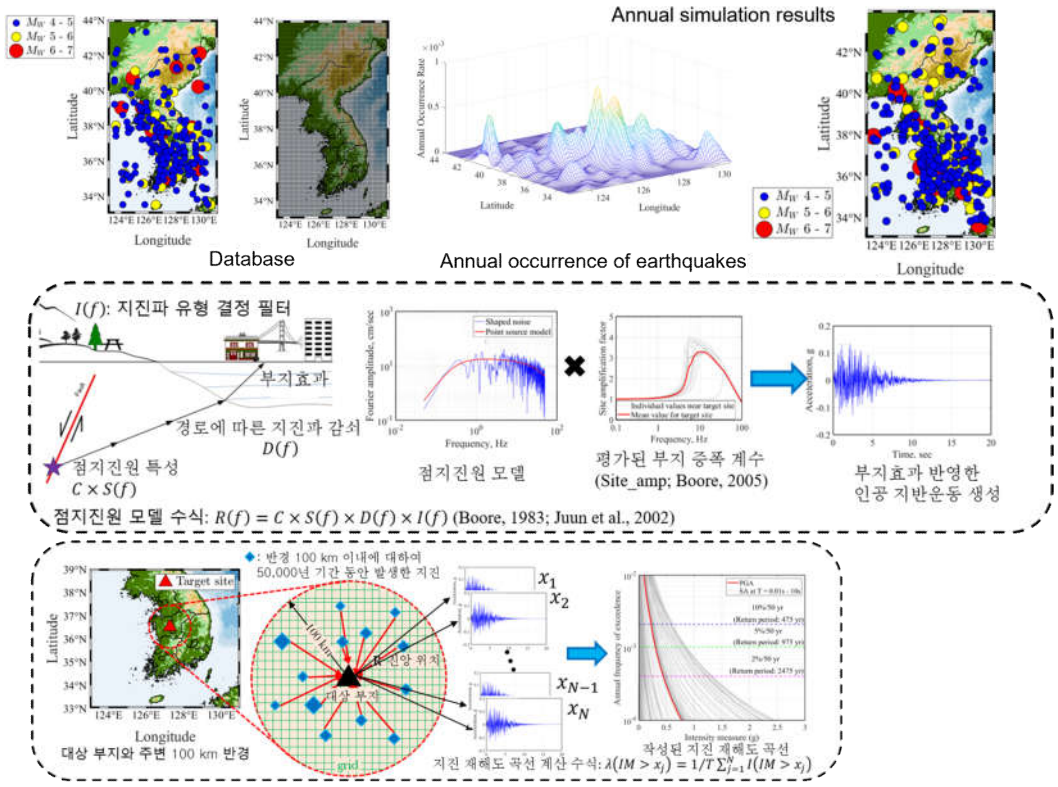
① 국내 과거 지진 및 지질 특성 DB 구축: 소방방재청에서 수행한 "활성단층지도 및 지진위험 지도 제작" 보고서에 수록된 2년 ~ 2011년 국내에 발생한 지진 목록 (NEMA, 2012)과 미국 지질 조사국 (USGS)의 2012년 ~ 2019년 우리나라에서 발생한 지진 목록을 사용하여 국내 지진 분포 DB를 구축.

② 지진 진앙 위치와 규모 예측: 한반도 지진 분포 DB를 활용 진앙 위치와 지진 규모를 각각 확률적으로 평가. 한반도 위치를 0.1° 간격 격자로 분할하여 이산 공간 정보로 구성하고, 격자별로 지진 연간 발생률 평가.

③ 대상 지역 인공지반운동 생성

점지진원 모델을 이용하여 지반운동을 생성하였다. 점지진원 모델의 푸리에 진폭 스펙트럼의 수학적 형태는 식 1.1.8과 같다. $R(f) = C \times S(f) \times D(f) \times I(f)$

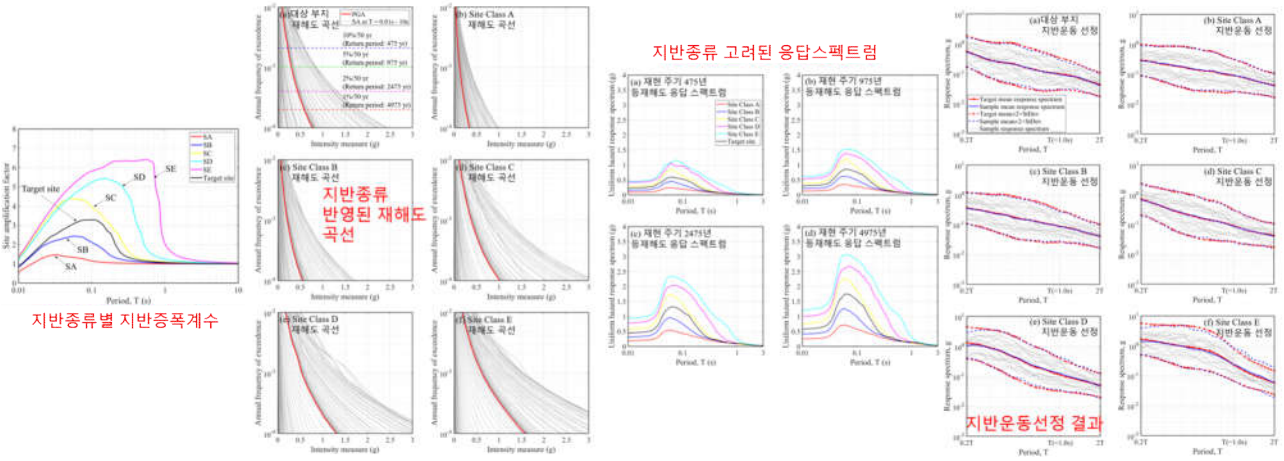
④ 대상 지역 지반조건 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축: 대상 지역에 대한 등재해도 곡선을 작성 및 응답스펙트럼 구축



(2차 년도) 개별 등재해 응답 스펙트럼 구축 및 지반운동 집단 선정

① 대상 지역 및 지반 분류에 따른 부지 효과 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축: 1차 년도에서 구축한 대상 지역의 지진 재해도 곡선을 기반으로 대상지역의 지반종류를 변수로 하여 부지효과를 반영하여 지진재해도 곡선을 반복하여 구축하고 이에 대한 등재해 스펙트럼 결정.

② 대상 지역 등재해도 응답 스펙트럼 기반 지반운동 선정: 한반도의 목표스펙트럼 평균, 분산, 상관관계를 모두 고려한 지반운동 선정.

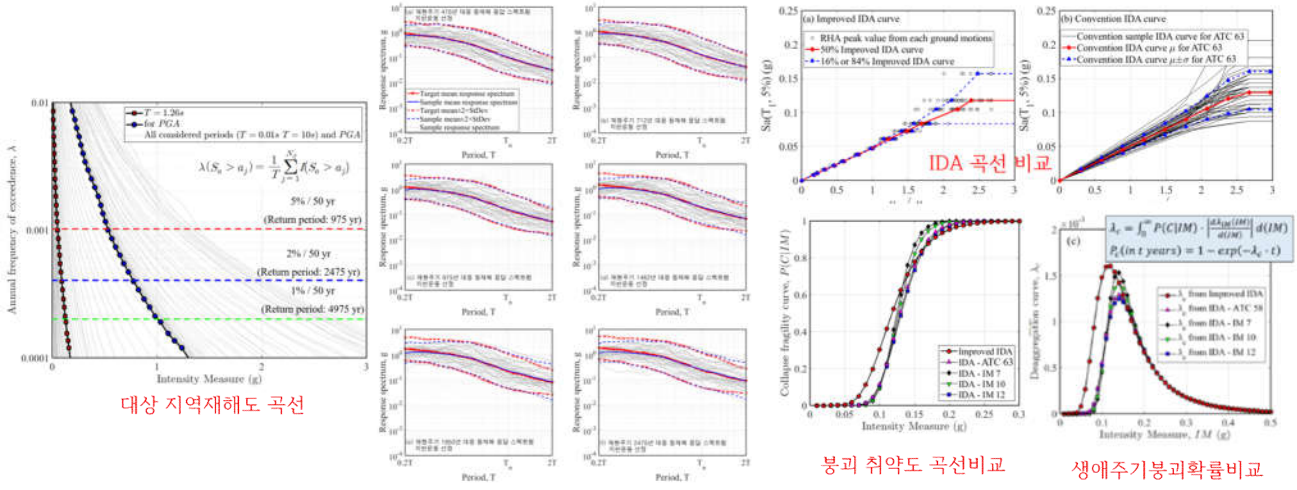


(3차 년도) 구조물-대상 지역 적합한 생애주기 지진 붕괴확률 평가

① 대상지역 지진재해도, 등재해 스펙트럼, 재해도별 지반운동선정: 지진 파라미터 (PGA, PSA) 별로 지반운동 강도 지표 (IM) 대응 지진연간발생빈도 값을 계산하여 지진재해도 곡선을 작성.

$$\lambda(S_a > a_j) = \frac{1}{T}\sum_{j=1}^{N_s} I(S_a > a_j)$$

② 구조물-대상 지역 적합한 생애주기 지진 붕괴확률 평가: 대상지역 14세트의 재해 수준별로 선정된 지반운동 집단을 활용하여 붕괴강도를 예측. 기존 방법과 본 연구를 통하여 구축한 IDA곡선, 붕괴 취약도, 생애주기 붕괴확률 비교를 통한 제안된 방법의 우수성 검증



(2) 2세부과제: 취약 공공건물 실험결과와 제한된 실험결과 보완 위한 시뮬레이션 기반 부재특성 데이터베이스 구축

2세부과제의 연구목표는 취약한 공공건물의 지진하중에 대한 응답을 분석하고 피해를 발생시키는 원인에 대한 분석 및 이에 대한 보완점을 제안하는 것이다. 각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 공공건물 구성부재 특성분석 및 DB 구축

① 국내 구조물 및 재료와 특성에 대한 건물 실태 조사를 수행

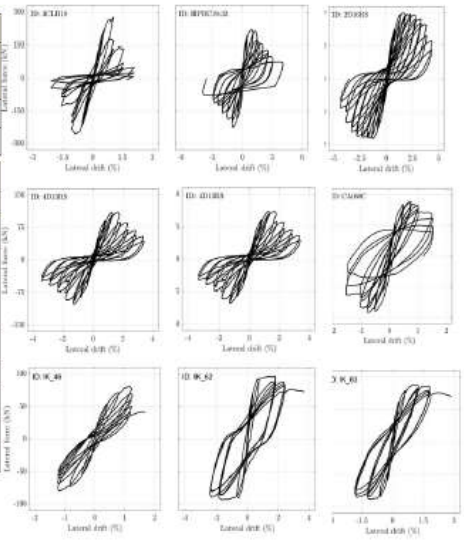
② 대상 건물 선정 및 취약부재 데이터베이스

구분	건축물 총계 (A)	내진설계 대상 (B)	내진성능 확보 (C)	내진성능 미확보	내진율	
					전체건축물 대비 (C/A)	내진설계 대상 대비 (C/B)
2016.09	633,121	296,482	81,183	551,938	12.80%	27.40%
2019.07	612,911	486,009	99,896	513,015	16.30%	20.10%

구분	경과연수(동)						
	계	20년 미만	20~30년	30~40년	40~50년	50~60년	60년 이상
계	8,101	3,148	2,038	1,176	1,485	187	67
철근콘크리트조, 철골철근콘크리트조	3,336	1,677	577	387	600	76	19
조적조, 석조	3,764	612	1,350	774	874	110	44
철골조	150	123	25	1	1	-	-
목조	24	13	2	3	3	1	2
경량철골조	808	715	79	8	6	-	-
기타	19	8	5	3	1	-	2

건물 실태 조사

취약부재 데이터베이스

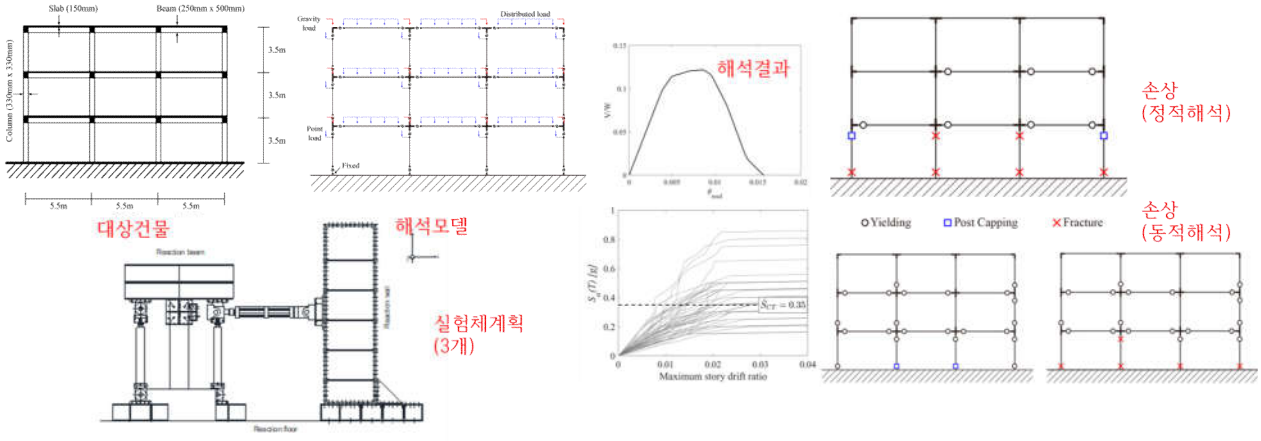


(2차 년도) 해석-부재실험을 통한 특성평가

① 대상 건물의 취약한 응답을 분석위한 기존 연구 및 데이터베이스 기반 수치모델을 구축.

② 1차 년도에 구축한 데이터베이스를 확장.

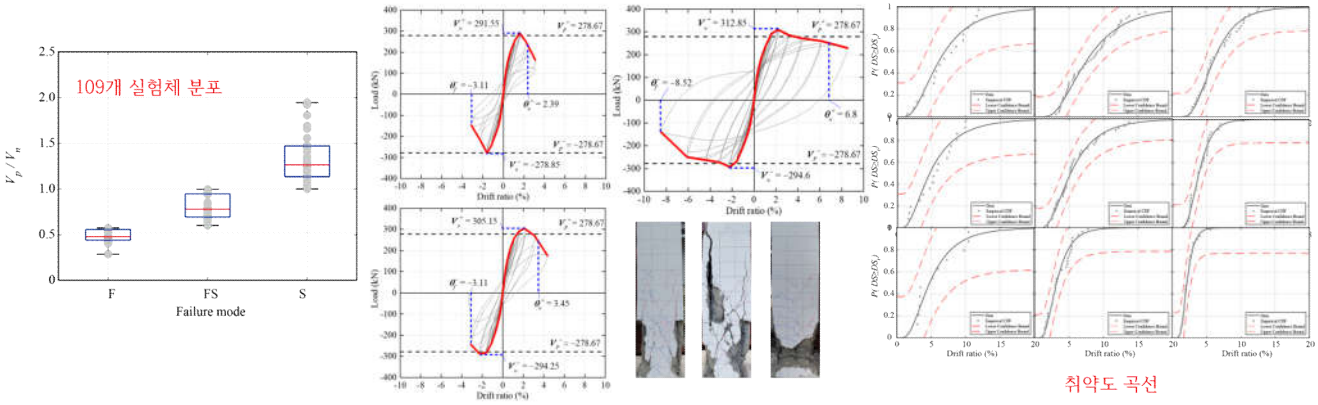
③ 취약부재실험계획



(3차 년도) 취약 공공건물의 부재특성 DB 및 취약도 곡선

①취약 공공건물의 보완된 부재특성 데이터베이스 완성

-1차와 2차 년도에 확보한 기둥 데이터베이스에 최근 구조 실험된 실험체를 추가 (총 109개)



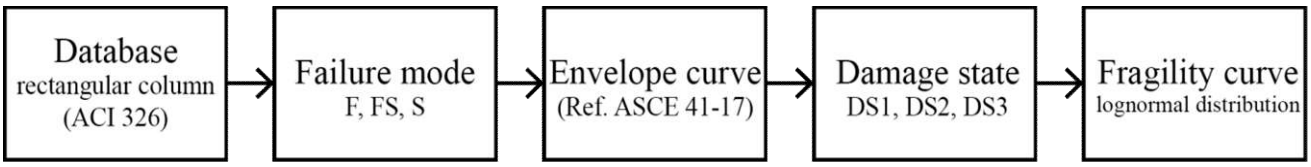
-실험체별 파괴모드 분류

②취약 구조부재 데이터베이스 보완을 위한 부재실험

-데이터베이스 보강할 대상 실험체 실험 (총 3개) 비연성 기둥 보통모멘트골조기둥, 특수모멘트골조기둥

-1차와 2차 년도에 확보한 기둥 데이터베이스에 최근 구조 실험된 실험체를 추가 (총 109개)

③ 손상도 정의 및 DB 기반 취약도함수 개발



(3) 3세부과제: 취약 공공건물 지진붕괴확률 평가 위한 정밀 및 간략 해석방법 구축

본 세부과제의 목표는 대상공공건물의 내진성능을 정량화하고 이와 동시에 보강 기법의 개발, 검증, 제안을 위하여 대상공공건물의 해석모델을 개발하는 것이다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 정확한 해석 모델개발

① 각 모델의 특징 비교

② 정확한 분산소성모델을 이용한 정밀해석모델을 개발

③실험결과 비교를 통한 모델 검증

(2차 년도) 간략한 해석모델 개발

①집중소성모델 구성

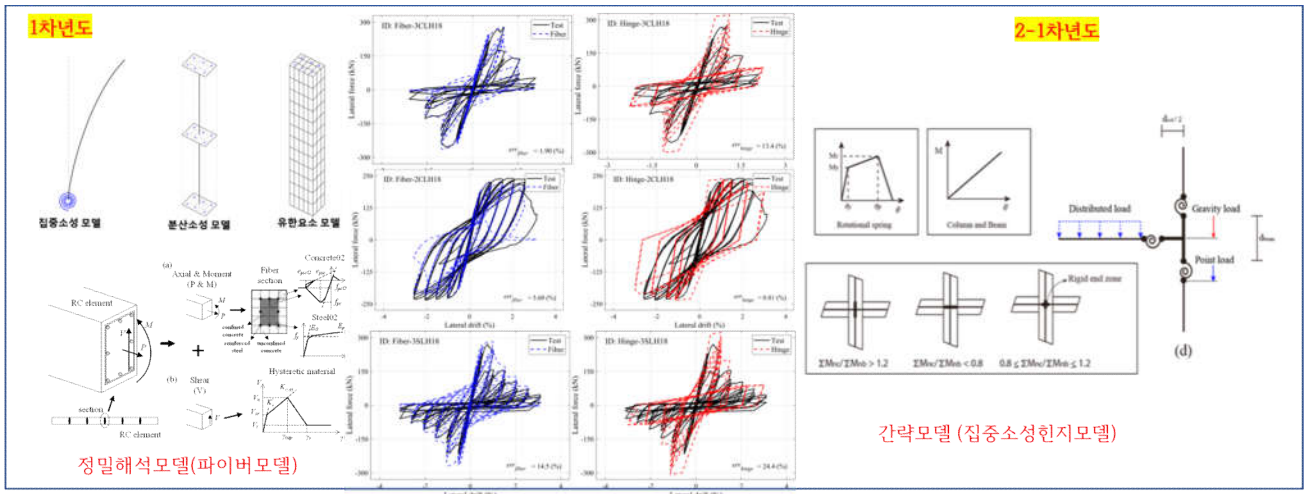
②제안된 구조부재 모델의 검증/제안된 골조 수치모델의 검증

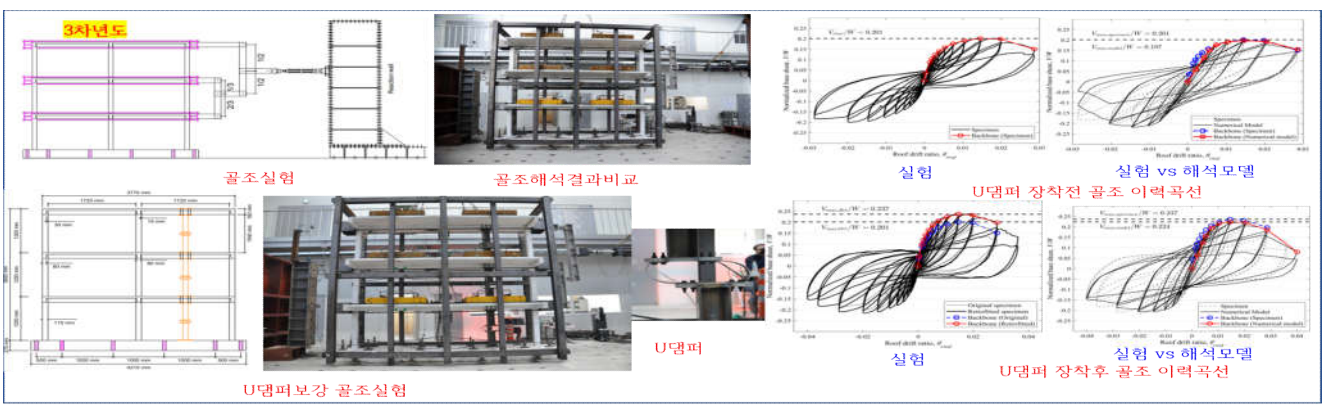
(3차 년도) 실험을 통한 해석모델의 검증

①대상 골조의 선정/간략해석모델 검증을 위한 1/3 스케일 대상 골조 실험

②취약한 공공건물 성능평가를 위한 간략해석모델의 검증 및 대체골조 검증

③취약한 공공건물에 대한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 보강 성능 검증





(4) 4세부과제: 최적의 대상건물 보강기법 선정을 위한 효율적인 대체 실험방법 구축

본 세부과제 목표는 경제적 비용을 감소시키면서 동시에 구조 부재 또는 구조 시스템과 함께 보강 기법의 성능을 검증할 수 있는 대체 부재 및 대체 골조 시스템을 개발하는 것이다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

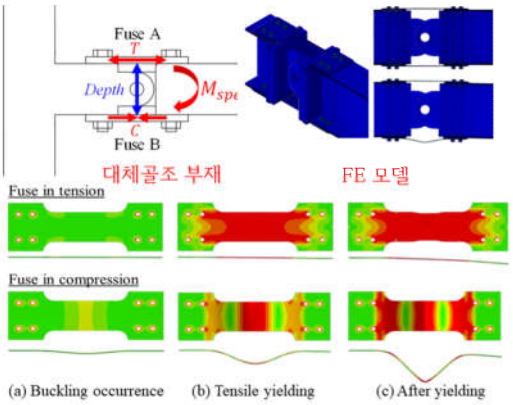
(1차 년도) 효율적 대체실험체를 이용한 최적 보강방안 제시

① 대체실험체 구성안 확정

② 유한요소해석을 통한 퓨즈의 제원 결정

③ 실험을 통한 퓨즈강도 검토

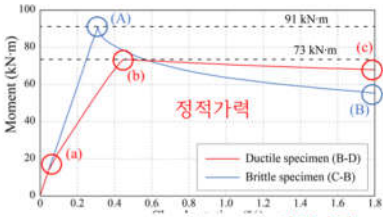
④ 대체골조 이용한 최적 보강방안 개발

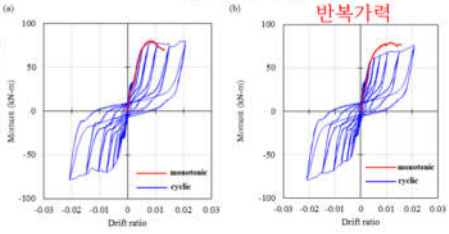






구조실험





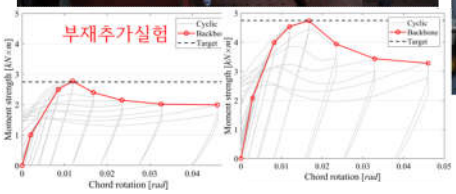
(2차 년도) 대체골조 실험수행

① 대상 공공건물 선정

② 해석을 통한 실험체 설계 수행

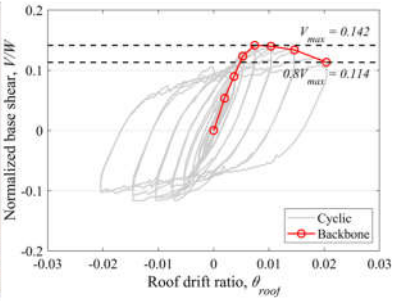
③ 실험계획







대체골조 실험



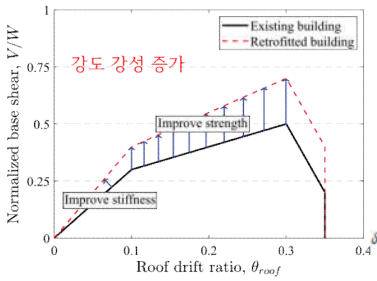
(3차 년도) 최적 대상건물 보강방법에 대한 대체골조 이용한 실험 검증

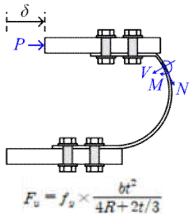
①취약한 공공건물의 내진성능 향상을 위한 중첩된 에너지 소산 U형 댐퍼 시스템 개발

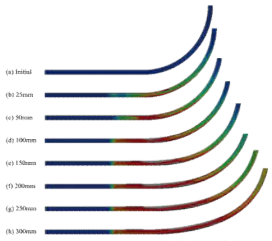
②에너지 소산기반 에너지 소산 기반 U형 댐퍼의 설계절차 제안

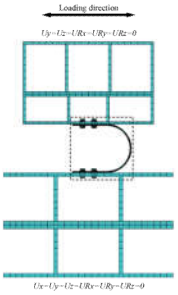
③유한요소해석을 및 요소실험을 이용한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 설계안 검증

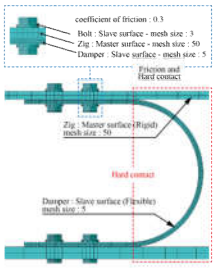
④U형 댐퍼 시스템으로 보강된 대체골조 실험

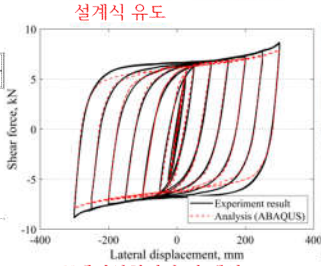




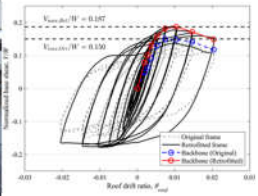


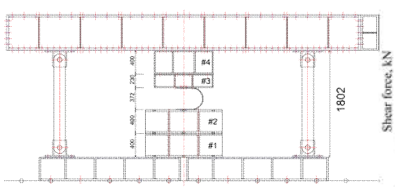




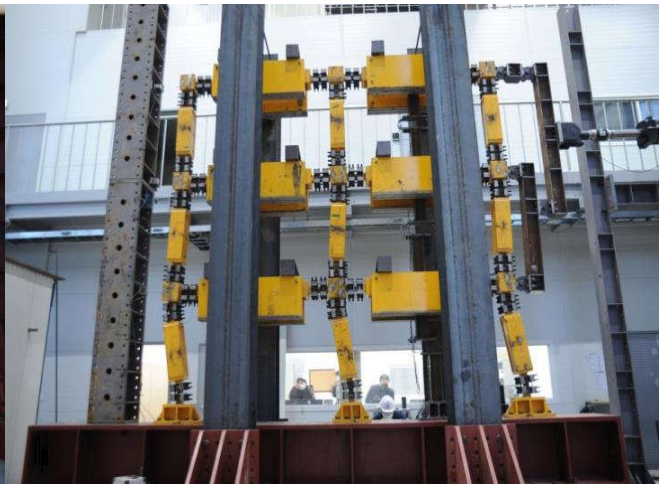
















(5) 5세부과제: 공공건물 지진붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법 / 소프트웨어 개발

본 세부과제의 연구목표는 취약한 공공건물 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 MPA 기반 공공건물 보강방법제안하고 검증하는 것이다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 공공건물의 붕괴해석 방법 구축

①붕괴확률 예측 알고리즘 $\lambda_c = \int_0^\infty P(C|im) \cdot |d\lambda_{IM}(im)|$ $P_{c,t\,yrs} = 1 - \exp(-\lambda_c t) \cong t\lambda_c$

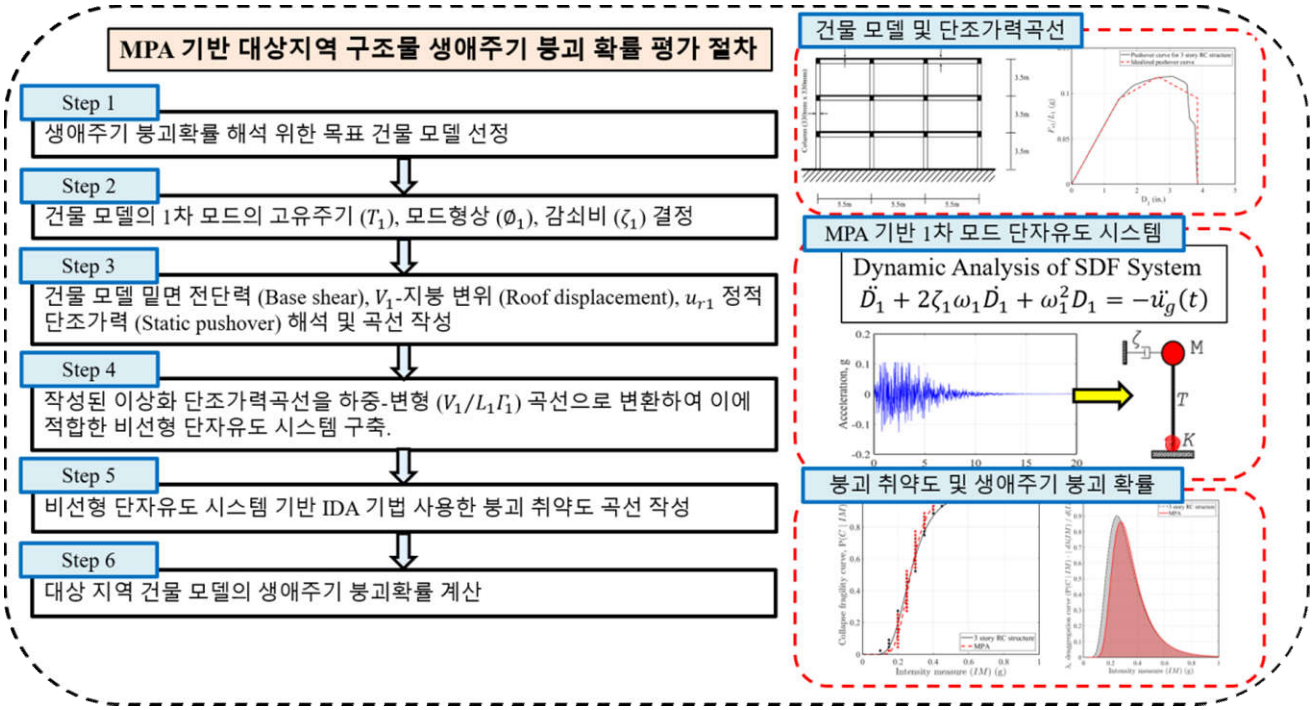
②대상 구조물 및 수치해석 모델 프레임/③ 지진 재해도 곡선/④ 대상 구조물의 취약도 곡선

⑤ 대상 구조물의 생애주기 붕괴 확률

(2차 년도) 붕괴해석모델 및 붕괴확률해석

①대상지역 구조물 생애주기 붕괴확률 평가

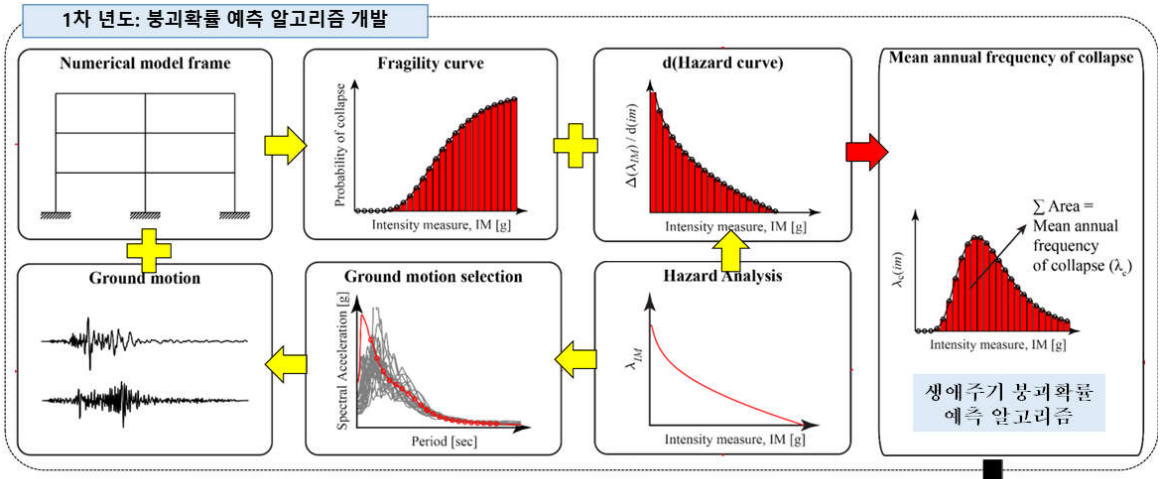
② MPA 기반 붕괴확률 저감을 위한 건물 모델 보강방법

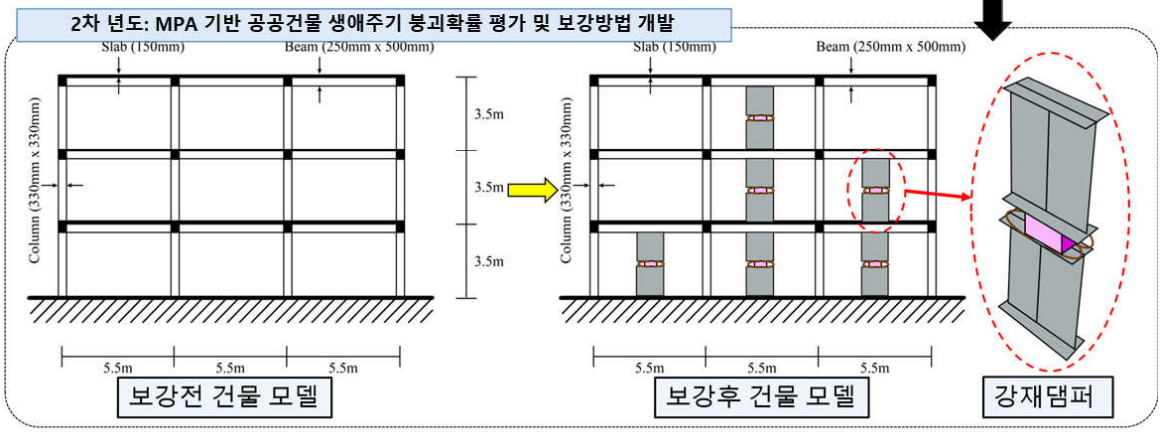


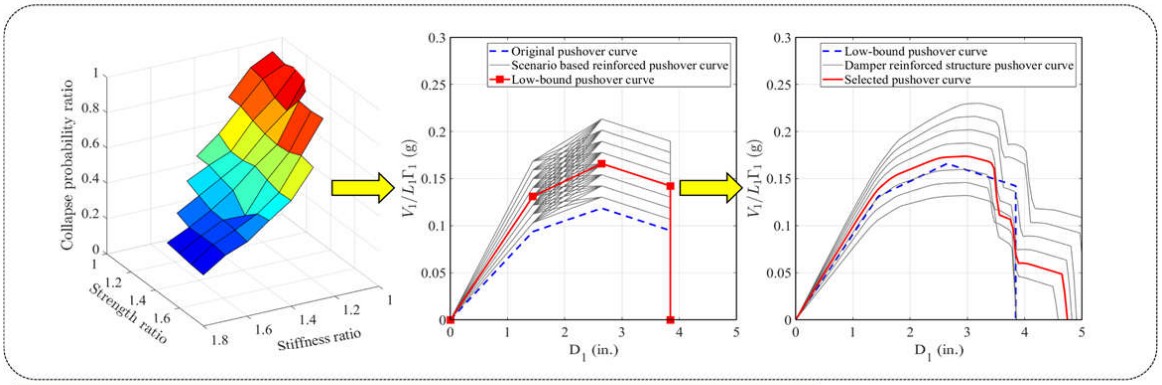
(3차 년도) 붕괴확률 50%저감을 위한 소프트웨어 보강설계법 제안

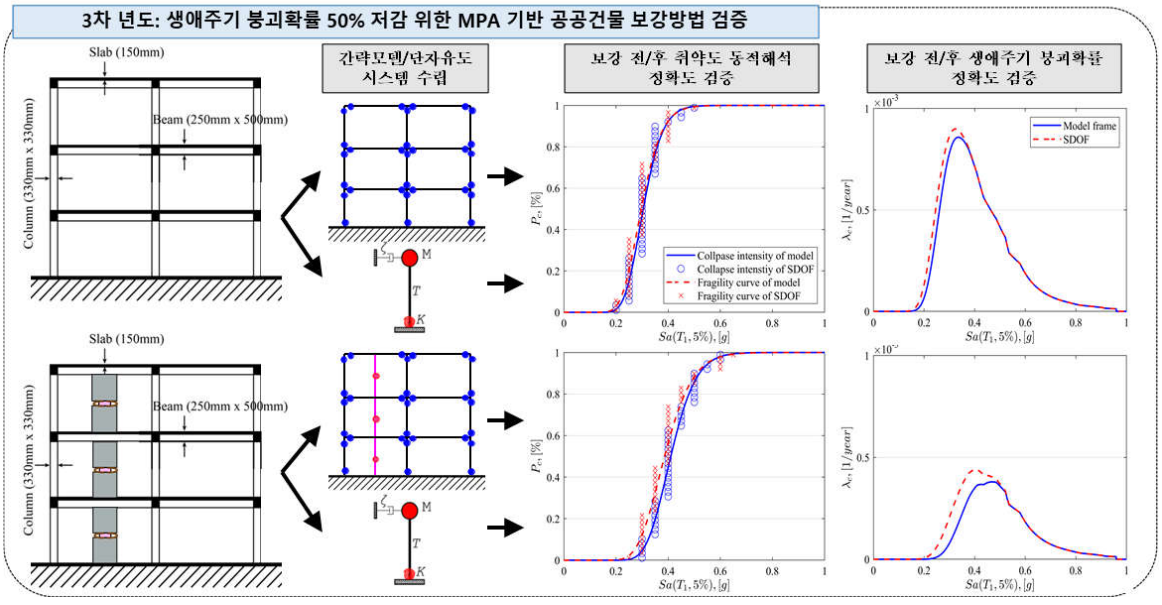
①대상 공공건물 실험체의 보강 물량 산정

②대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 보강방법 검증









2) 세부과제 별 연구 내용

(1) 1세부과제 : 생애주기 지진붕괴확률 평가를 위한 대상지역의 지진 재해도 기반 입력지진 하중 선정방법 / 소프트웨어 구축

1세부 과제의 목표는 대상 지역에 대한 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소 위한 내진보강 설계'를 위하여 국내 발생 가능한 지진 하중의 크기를 적절하게 예측하는 데 있다. 1차 년도에서는 기초단계로서 임의의 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에 대한 다양한 지진 재해수준 (지진 재현주기 또는 연간 발생빈도)에 대응하는 지진 강도 (PGA 또는 PSA)를 결정하기 위하여 지진재해도 곡선과 등재해 수준의 응답 스펙트럼을 작성하였다. 지진재해도 곡선은 PGA 뿐만 아니라 PSA ($T = 0.01\,s - 10\,s$)에 대해서도 대상 지역의 특정 지반 증폭을 적절하게 고려하여 구축되었다. 2차 년도에서는 1차 년도의 결과를 좀 더 확장하여 대상 지역 근처 지반종류에 따른 지진 하중의 증폭을 다양하게 고려하기 위해 특정 지반 증폭을 고려할 뿐만 아니라 기준에서 제시된 지반 종류 (Site class S_A, S_B, S_C, S_D, S_E) 별로 지진 재해도 곡선을 구축하였다. 그리고 등재해도 응답 스펙트럼을 평균과 분산을 고려하여 지반운동 집단을 선정하였다. 이는 내진붕괴성능 평가에서 사용하는 입력지진하중이다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 대상 지역에 대한 지진재해도 곡선 구축

(2차 년도) 개별 등재해 응답 스펙트럼 구축 및 지반운동 집단 선정

(3차 년도) 구조물-대상 지역 적합한 생애주기 지진 붕괴확률 평가

(1-1) 1차년도 : 대상지역에 대한 지진재해도 곡선 구축

대상 지역에 대한 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소위한 내진보강 설계'를 위해서는 국내 발생 가능한 지진 하중의 크기를 정확하게 예측하는 것은 매우 중요하다. 이를 위해서는 대상 지역에서 등재해 수준을 가지는 스펙트럼에 대해 적절한 지진 선정 알고리즘을 사용하여 지진 하중을 결정하여야 한다. 특히 이러한 절차의 기반 연구로서 지진 재해도 곡선 작성 연구는 반드시 수행되어야 한다.

현행 건축구조기준 (KDS, 2019)에서 제공하고 있는 재현주기 2400년에 대한 지진위험(재해)지도는 소방방재청 (NEMA, 2013)에서 지진 재해도 해석을 통해 구축된 지도를 제공한 것으로서 내진 설계 시에 활용되고 있다. 그러나 해외 기준 (ASCE 7-16)에서 대상 국가를 대상으로 단주기와 1초 주기에서의 스펙트럼 가속도 값을 제공하고 있는 반면에 국내 기준에서는 한반도를 대상으로 최대지반가속도 (peak ground-motion acceleration, PGA) 만을 제공하고 있다. 구조물에 작용하는 정확한 지진하중을 결정하기 위하여 구조물의 고유주기에 대한 스펙트럼 가속도 값을 이용하여 설계응답스펙트럼을 구축하여야 한다.

본 장에서는 다양한 고유주기에 따른 지진재해도 해석을 수행하여 국내 적합한 지진재해도 곡선을 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에 대하여 구축하였다 (그림 1.1.1).

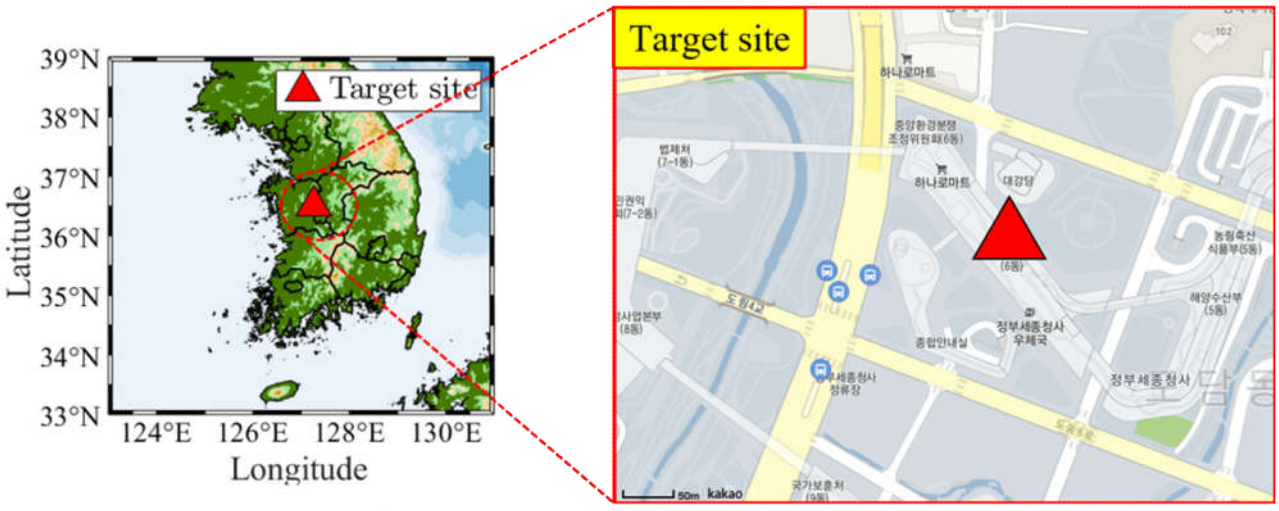


그림 1.1.1 지진 재해도 해석 수행을 위한 대상 지역의 위치 선정

여기서 구축된 곡선은 대상 지역의 부지 증폭 특성을 반영하여 구축하였다. 지진 재해도 해석절차는 간략하게 요약하면 다음과 같다.

① 국내 과거 지진 및 지질 특성 DB 구축

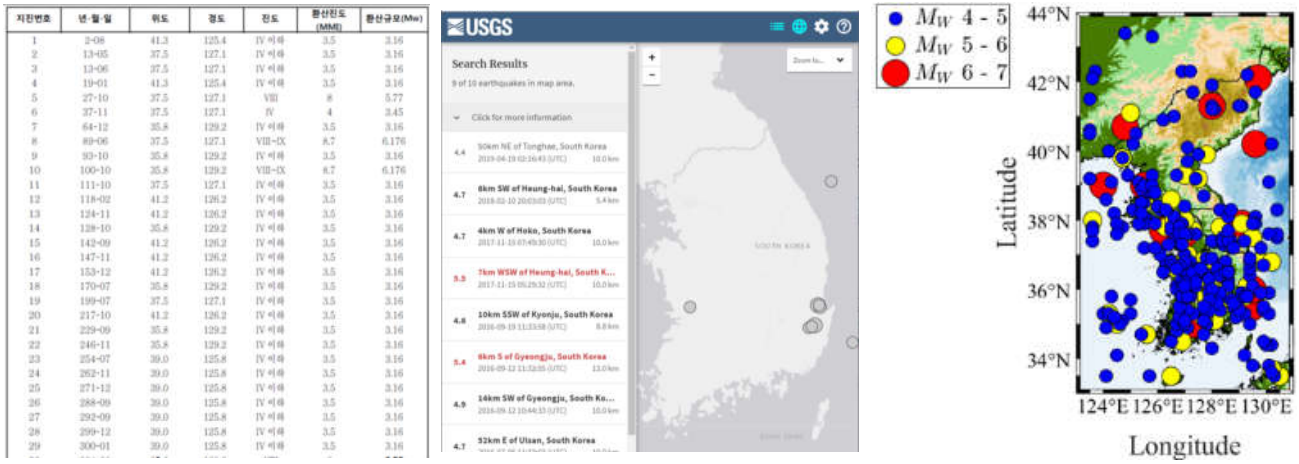
② 지진 진앙 위치와 규모 예측

③ 대상 지역 인공지반운동 생성

④ 대상 지역 지진 재해도 곡선 작성

(1-1-1) 국내 과거 지진 및 지질 특성 DB 구축

국내에서 발생 가능한 미래 지진의 위치와 규모는 과거 지진 기록을 기반으로 확률적으로 예측할 수 있다. 본 연구에서는 과거 지진 기록을 소방방재청에서 수행한 "활성단층지도 및 지진위험 지도 제작" 보고서에 수록된 2년 ~ 2011년 국내에 발생한 지진 목록 (NEMA, 2012)과 미국 지질 조사국 (USGS)의 2012년 ~ 2019년 우리나라에서 발생한 지진 목록을 사용하여 국내 지진 분포 DB를 구축 하였다 (그림 1.1.2).



(a) "활성단층지도 및 지진위험 지도 제작" 보고서 국내 지진 목록 (2년~2011년; NEMA, 2012)

(b) 미국 지질 조사국 웹서비스 계기 지진 목록 (2012년~2019년; USGS, 2019)

(c) 구축된 한반도 주변 지진 분포 DB 지도 (2년~2019년)

.그림 1.1.2 한반도 주변 지역 (33°N-44°N, 123°E-131°E) 지진 목록 수집 및 지진 분포 DB 구축

1차 년도 연구의 목적인 대상 부지에서 다양한 고유주기에 따른 지진재해도 해석을 수행하기 위해선 대상 부지에서의 지질 특성 중에서 부지 증폭 효과가 정확하게 반영될 필요가 있다. 이러한 효과를 평가하기 위해서 Boore (2005)가 개발한 SMSIM 소프트웨어의 서브 프로그램인 Site_Amp를 사용하였다. 여기서 중요 지질 특성은 지층별 토질 종류와 두께, 전단파 속도, 토질 밀도와 같은 대상 지역 주변 지반 정보이다. 본 연구에서는 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에 대한 부지 증폭 계수를 계산하기 위하여 국토지반정보 통합 DB센터에서 13곳의 주변 지역에서 제공된 시추주상도를 수집하여 DB를 구축한 뒤, 부지 증폭 계수를 평가하였다 (그림 1.1.3). 이에 대한 지질 특성별 수치정보는 표 1.1.1에 정리하여 나타내었다. 여기서 토질 종류에 따른 대표 전단파 속도 및 토질 밀도는 천일지오컨설턴트 ㈜에서 지반 조사를 목적으로 측정한 33곳의 데이터를 기반으로 결정하였다 (Han and Kwon, 2003).

표 1.1.1 대상지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E) 주변 지반 정보

		매립토	퇴적토	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
V_s (m/s)		248	391	287	556	1097	1090	1477
ρ (g/cm^3)		1.70	1.85	1.82	2.00	2.28	2.71	2.65
Depth (m)	대표부지 1	-	-	8.1	9.9	-	-	-
	대표부지 2	-	-	2.0	-	-	-	-
	대표부지 3	-	-	5.2	14.8	-	-	-
	대표부지 4	2.0	-	13.0	-	-	-	-
	대표부지 5	3.8	-	8.2	7.0	-	-	-
	대표부지 6	1.8	-	7.2	3.0	-	-	-
	대표부지 7	-	-	8.0	3.7	1.0	-	-
	대표부지 8	-	0.3	4.7	5.6	0.4	-	1.0
	대표부지 9	-	-	10.5	6.5	-	-	-
	대표부지 10	-	-	5.3	22.7	-	-	-
	대표부지 11	-	0.3	11.7	5.0	-	-	-
	대표부지 12	0.3	-	5.7	20.0	-	-	-
	대표부지 13	-	0.3	5.7	20.0	-	-	-



(a) 대상 지역과 주변 지역 위치 정보

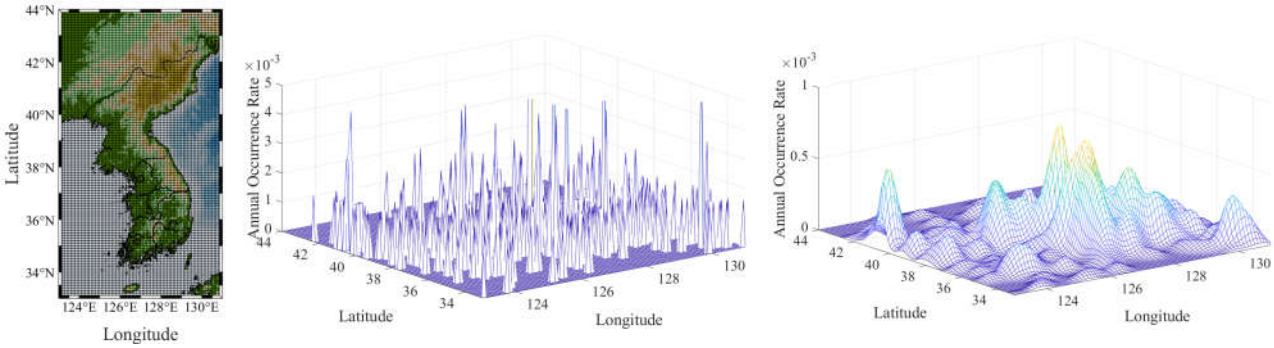
(b) 수집된 시추 주상도 정보

(c) 대상 지역에서 평가된 부지 증폭 계수

그림 1.1.3 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)의 지질 특성 DB 구축 및 부지 증폭 계수 평가

(1-1-2) 지진 진앙 위치와 규모 예측

구축된 한반도 주변 지진 분포 DB를 활용하여 지진 진앙 위치와 지진 규모를 각각 확률적으로 평가하였다. 먼저, 한반도의 위치를 0.1° 간격으로 격자 분할하여 이산 공간 정보로 구성하여, 격자별로 지진의 연간 발생률을 평가하였다 (그림 1.1.4). 여기서, 본 연구에서는 지진 분포 DB에서 비교적 지진기록이 정확하다고 알려진 조선시대이후 (1392년 이후) 지진을 대상으로 하였다. 각 격자에 대해 1392년~2019년 사이에 발생한 규모 4 이상의 지진에 대한 연간발생빈도를 계산하여 그림 1.1.4(b)와 같이 그래프로 나타내었다. 그림 1.1.4(b)의 연간발생빈도는 각 격자별로 매우 차이가 커 이를 지진예측시뮬레이션에 직접 사용하는 것은 어렵다. 이를 보완하기 위하여 본 연구에서는 평가된 지진연간발생빈도에 대하여 평활화를 수행하였다. 평활화는 기존 연구 (Frankel, 1996; Han and Choi, 2008)에서 제시한 것과 유사한 방법을 사용하여 식 1.1.1과 같은 2차원적 행렬 필터 (W)를 구축하여 적용하였다.



(a) 한반도 지역별 격자 정보 구성

(b) 평가된 격자별 지진의 연간발생빈도

(c) 평활화 수행된 격자별 지진의 연간발생빈도

그림 1.1.4 한반도의 격자 정보 구성 및 격자별 지진의 연간발생빈도 평가

각 격자의 경도와 위도에 대한 지표를 각각 k, l로 하면 각각 k=1~81, l=1~111의 값을 가지며 한반도의 지리공간적 위치를 8991개 (=81×111)의 격자 정보로 구성하였다. 각 격자점 (i, j)에서 평활화된 지진의 연간 발생률 ($\lambda_{i,j}$)은 식 1.1.2로 계산할 수 있다. 이를 모든 격자별로 평가하여 그림 1.1.4(c)에 연간발생빈도를 작성하였다.

$$W = \begin{bmatrix} 1/16 & 1/8 & 1/16 \\ 1/8 & 1/4 & 1/8 \\ 1/16 & 1/8 & 1/16 \end{bmatrix} \quad \text{(식 1.1.1)}$$

$$\lambda_{i,j} = \sum_{l=i-1}^{i+1} \sum_{m=j-1}^{j+1} \lambda_{lm} W_{l-(i-2),m-(j-2)} \quad \text{(식 1.1.2)}$$

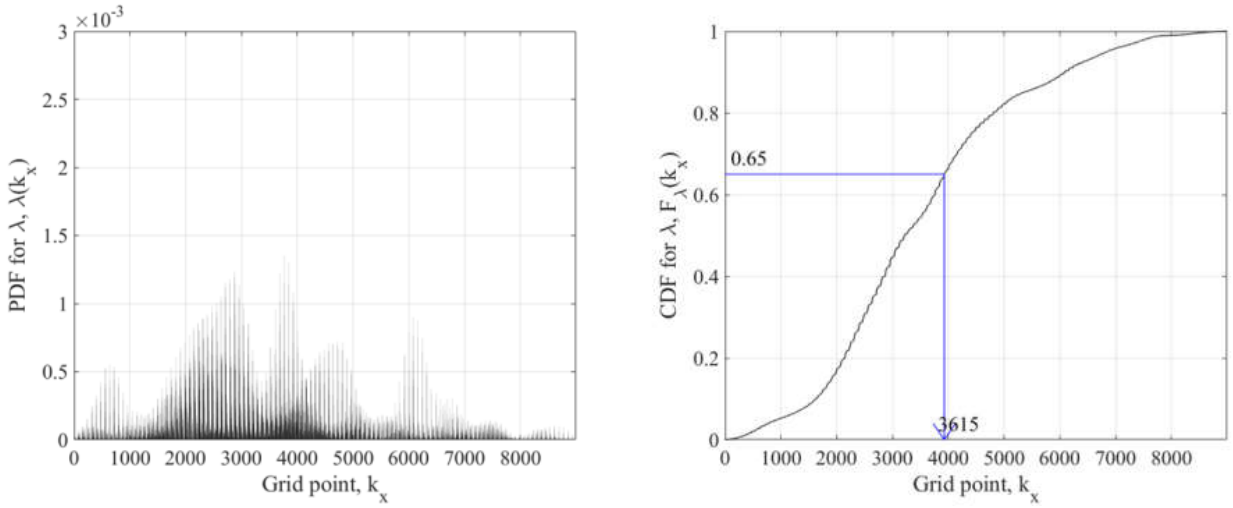
여기서 평활화된 격자별 지진 연간발생빈도는 경도와 위도에 대한 2차원 데이터이므로 그림 1.1.4(c)의 분포를 따르는 미래 지진의 진앙 위치를 결정하기 위해서 해당 데이터를 식 1.1.3-1.1.4를 이용하여 1차원 데이터로 변환하였다. 그리고 1차원 변환된 격자 정보별 지진 연간발생률에 대한 누적확률분포를 식 1.1.5를 사용하여 평가하였다. 그림 1.1.3의 (a)와 (b)는 각각 연간발생률에 대한 확률밀도함수와 누적확률분포함수를 나타낸 그래프이다.

$$k_x = (i-1)N_C + j \quad \text{(식 1.1.3)}$$

$$\lambda(k_x) = \lambda((i-1)N_C + j) = \lambda_{i,j} \quad \text{(식 1.1.4)}$$

$$F_\lambda(k_x) = \sum_{i=1}^{k_{ij}} \lambda(k_x) \quad \text{(식 1.1.5)}$$

여기서, N_C 는 전체 x좌료의 개수(81)이고 i와 j는 각각 1~81, 1~111 사이의 값을 갖는다.



(a) 확률밀도함수 (b) 누적확률분포함수

그림 1.1.5 진앙 위치의 확률밀도함수 및 누적확률분포함수

국내 발생 가능한 미래 지진의 진앙은 그림 1.1.5(b)의 누적확률분포함수를 근거로 결정할 수 있다. 먼저 0 ~ 1사이에 균등 분포된 난수를 추출한 다음, 그림 1.1.5(b)에서 각각의 난수(세로축)에 해당하는 1차원 좌표값(kx)을 수치적인 방법을 찾아낸다. 이 좌표 값을 다시 i와 j를 갖는 2차원 지표로 변환하면 그림 1.1.5(b)의 각 좌표에 대한 연간발생률을 따르는 임의의 지진에 대한 진앙을 결정할 수 있다.

지진의 진앙 위치를 확률적으로 결정하였다면, 다음으로 각 진앙지에 대한 지진의 규모를 산정해야 한다. 본 연구에서는 지진의 규모는 통계적으로 독립이라고 가정하였다. 이는 한 번 발생한 지진의 규모와 다음에 발생하게 될 지진 규모 사이의 상관관계가 없음을 의미하는 것으로 인공지진을 생성하기 위해서 보편적으로 적용되는 가정으로 일반적으로 우리나라와 미국 중부와 같은 명확한 단층지역이 아닌 지역에서의 Non-characteristic 지진을 예측할 때 사용할 수 있는 방법이다 (Eliopoulos, 1991). 또한 지진의 규모별 연간발생률이 식 1.1.6의 Gutenberg-Richter 식에 따르는 분포로 결정한다고 가정된다.

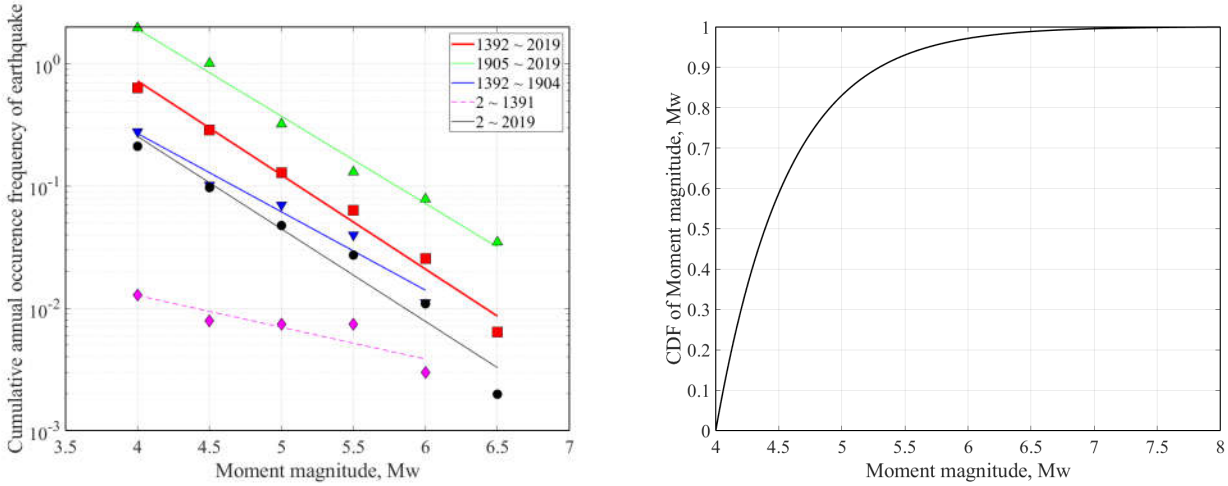
$$\log \lambda_m = a - bm \quad \text{(식 1.1.6)}$$

여기서, λ_m는 규모 m을 초과하는 지진의 연간 발생 빈도를 의미한다. 그림 1.1.6(a)는 다양한 시대 구간별로 한반도와 주변 지역에 대한 지진의 연간 발생빈도를 평가한 것을 나타낸 것이다. 이에 따르면, 조선 시대 이전 (2년 ~ 1391년)은 조선 시대 이후 (1392년 ~ 2019년)에 비해 회귀선이 기울기가 완전히 다른 양상을 보이고 있다. 이는 이 시기에 있어서 관측된 지진 양상이 매우 다른 것을 확인할 수 있다. 이 때문에 전체 기간 동안 (2년 ~ 2019년)의 지진의 연간 발생 빈도는 저평가되고 있음을 확인할 수 있다. 본 장에서는 이를 고려하여 조선 시대 이후 (1392년 ~ 2019년)의 시간을 고려한 지진의 연간 발생 빈도를 사용하였다.

또한, 식 1.1.7을 사용하여 그림 1.1.6(b)의 지진 규모에 대한 누적확률분포함수를 작성할 수 있다.

$$F_M(m) = P[M < m \mid M > m_o] = \frac{\lambda_{m_o} - \lambda_m}{\lambda_{m_o}} \qquad \text{(식 1.1.7)}$$

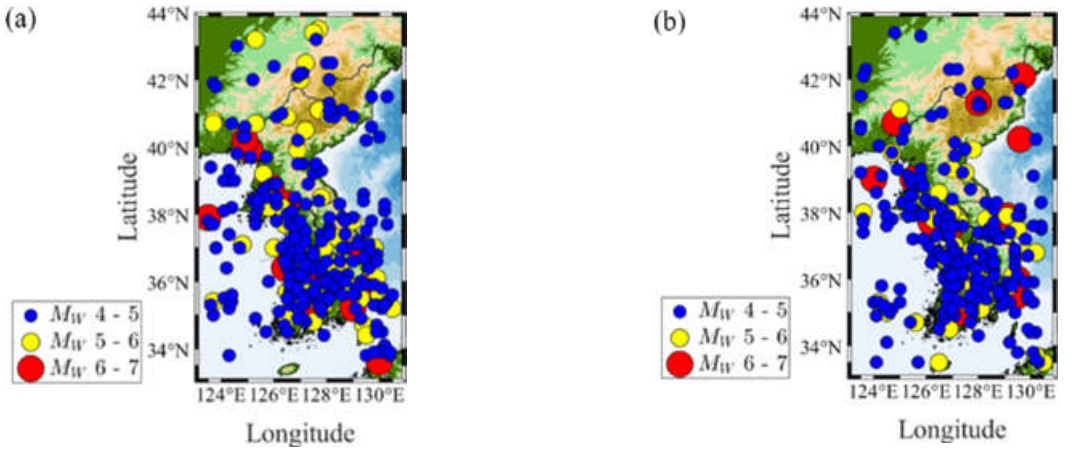
여기서, $\lambda_m = \frac{N_m}{T}$, $m_o = 4$ 이고 T는 미래 지진을 생성하기 위해 고려된 기간(년)이고 Nm은 지진의 규모가 m 이상인 모든 지진의 개수를 의미한다. 그리고 식 1.1.6의 계수 a 와 b는 본 연구에서 수집된 지진 기록의 규모와 각 규모별 연간발생률에 대한 데이터를 1차 회귀 분석하여 결정되는 계수로써 각각 2.9375, 0.7694의 값을 갖는다.



(a) 지진의 연간 발생 빈도, λ_m (b) 누적 확률 분포 함수

그림 1.1.6 지진의 규모별 초과확률 연간 발생 빈도 및 누적확률분포함수

따라서 구축된 진앙 위치와 지진 규모의 누적 확률 분포들과 0 ~ 1 사이의 난수 생성 방법을 활용하면 과거 지진 규모와 진앙 위치의 확률분포를 따르는 미래 지진의 규모와 진앙지를 결정할 수 있다. 제안된 확률론적 지진 분포 결정 방법을 통해 수집된 과거 지진기록의 기간 (1392~2019)과 동일한 기간을 갖는 미래 지진의 규모와 진앙지를 생성한 결과, 그림 1.1.7과 같이 과거 지진 분포와 매우 유사한 것을 알 수 있다.



(a) 생성된 지진 분포 (b) 과거 지진 분포 (1392년 ~ 2019년)

그림 1.1.7 지진 진앙 위치 및 규모 예측

(1-1-3) 대상 지역 인공지반운동 생성

미래에 발생 가능한 지진의 규모와 진앙지를 결정한 후에 각 지진에 대하여 (규모, 진앙) 국내 지반 특성을 반영한 지반운동을 생성하여야 한다. 먼저 지진의 지진원을 결정함에 있어서 Wen과 Wu(1999)는 미국 중부에서의 지진을 모사하기 위해 규모 8 미만의 지진에 대해서는 Boore 와 Atkinson(1987)이 제안한 점지진원 모델을 사용하였다. 우리나라의 경우 지반조사 및 연구의 부족으로 단층구조가 잘 알려져 있지 않기 때문에 한반도 전체에 대하여 점지진원 모델을 이용하여 지반운동을 생성하였다. 점지진원 모델의 푸리에 진폭 스펙트럼

의 수학적 형태는 식 1.1.8과 같다. 푸리에 진폭 스펙트럼의 각각의 매개변수에 대한 설명은 표 1.1.2에 나타냈다.

$$R(f) = C \times S(f) \times D(f) \times I(f) \quad \text{(식 1.1.8)}$$

여기서, $R(f)$: 푸리에 진폭 스펙트럼 (Fourier amplitude spectrum); C: 조정 계수 (scaling factor); $S(f)$: 지진원 함수 (source spectral function); $D(f)$: 감쇠 함수 (diminution function); $I(f)$: 지반운동 유형 필터 (Shape spectrum filter)

표 1.1.2 Parameters for the Fourier amplitude spectrum of the point source model

Parameters	Equations	Factors for parameter
Scaling factor, C	$C = \frac{R_{\theta\Phi} \times F \times V}{4\pi\rho\beta^2} \times \frac{1}{\gamma}$	$R_{\theta\Phi}$: Radiation pattern averaged over appropriate ranges of the azimuth and take-off angle ($R_{\theta\Phi}$ = 0.63); F : Free surface effect (F = 2); V : Partition of vector into horizontal components (V = 0.7071); ρ : Soil density in the source region (ρ = 2.7 g/cm^3); β : Shear wave velocity in the source region (β = 3.5 $km/\sec$); γ : Hypocentral distance
Source function, $S(f)$	$S(f) = \frac{M_o}{1+(f/f_c)^2}$	M_o : Seismic moment, $M_w = (2/3)\log M_o - 10.7$; M_w : Seismic moment magnitude; f_c : Corner frequency, $f_c = 4.9 \times 10^6 \times \beta \times (\Delta\sigma/M_o)^{1/3}$ Hz; $\Delta\sigma$: Stress drop ($\Delta\sigma$ = 65 bar)
Diminution function, $D(f)$	$D(f) = \exp(-\pi\kappa_q f R) \times \exp(-\pi\kappa_s f)$	high-cut filter of arbitrary shape, $P(f) = \exp(-\pi \cdot \kappa \cdot f)$; Frequancy-dependent quality factor, $Q(f)$ = 1944
Shape spectrum filter, $I(f)$	$I(f) = (2\pi f)^p$	p=0, 1, and 2 assigned for displacement velocity, and acceleration, respectively.

식 1.1.8을 기반으로 인공 지반운동가속도를 생성할 때 요구되는 파라미터들은 국내 지반 특성을 고려하기 위해 Juun et al. (2002)가 한반도 남부 지역에 대하여 제안한 값($R_{\theta\Phi}$ = 0.63, F = 2, V = 0.7071, ρ = 2.7 g/cm^3, β = 3.5 $km/\sec$, $\Delta\sigma$ = 65 bar, $Q(f)$ = 1944, κ = 0.00516)들을 사용하였다.

본 연구에서는 위에서 기술한 절차와 동일한 방법을 사용하여 대상 지역에서의 부지 증폭 효과를 추가로 반영한 지반운동을 생성하는 알고리즘을 구축하였다 (그림 1.1.8). 여기서 반영된 부지 증폭 계수는 앞 장에서 대상 지역의 지질 특성 DB을 사용하여 평가한 값을 사용하였다.

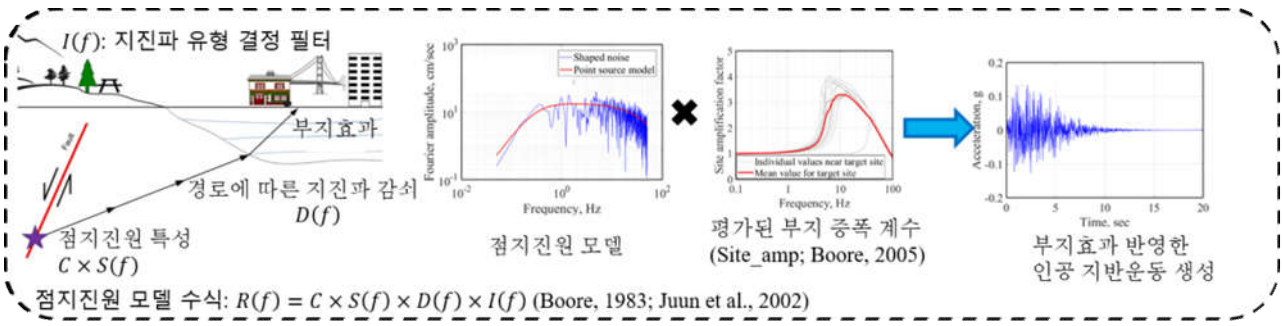


그림 1.1.8 대상 부지에서의 인공 지반운동 생성 알고리즘 구축

(1-1-4) 대상 지역 지반조건 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축

대상 지역에 대한 지진 재해도 곡선을 작성하기 위해 앞 장에서 확률론적 지진 분포 예측 방법과 인공 지반운동 생성 방법을 사용하였다. 본 연구는 확률론적 지진 분포 예측 방법을 토대로 각 격자점에 대해 50,000년

동안 국내에서 발생 가능한 모든 지진의 규모와 진앙지를 생성하여 대상 지역을 반경 100km에 속하는 미래 지진을 선정하였다. 그리고 앞 절에서 구축한 점지진원 모델을 사용하여 인공 지반운동 가속도 기록을 생성하여 최대지반가속도 (Peak ground-motion acceleration, PGA)와 다양한 주기에 대한 5% 감쇠비 적용된 스펙트럼 가속도 (Spectrum acceleration, SA)과 같은 지반운동의 강도 지표 (Intensity measure, IM)를 계산하였다. 그리고 계산된 지반운동의 강도 지표 (IM)별로 가속도 값의 빈도수를 히스토그램으로 정리하여 식 1.1.9와 같이 고려된 기간(50,000년)으로 나누면 지반운동의 강도 지표 (IM)별로 연간발생빈도를 구할 수 있다.

$$\lambda(S_a > a_j) = \frac{1}{T}\sum_{j=1}^{N_s} I(S_a > a_j) \qquad \text{(식 1.1.9)}$$

여기서, $I(S_a > a_j)$는 j번째 가속도(a_j)를 초과하는 지반운동의 강도 지표 (IM)별 가속도의 횟수이고 NS는 생성된 인공 지진의 개수이다. 이러한 절차를 모든 지반운동의 강도 지표 (IM)에 적용하면 다양한 주기에 대한 지진 재해도 곡선을 구축할 수 있다.

그리고 작성된 지진 재해도 곡선 별로 구조물의 생애주기별 초과확률 (예: 2%/50년, 5%/50년, 10%/50년)에 대응하는 가속도 값을 결정하면 대상 지역에 대한 등재해도 곡선을 작성할 수 있다. 이 때, 구조물의 생애주기별 초과확률 (예: 2%/50년, 5%/50년, 10%/50년)에 대응하는 초과연간발생률은 지진의 발생 빈도가 프아송 분포를 따르는 것으로 가정하여 각각 0.000404 (재현주기 2475년), 0.0010 (재현주기 975년), 0.0021 (재현주기 475년)으로 계산할 수 있다. 이에 대한 절차를 그림 1.1.9에 정리하여 나타내었다.

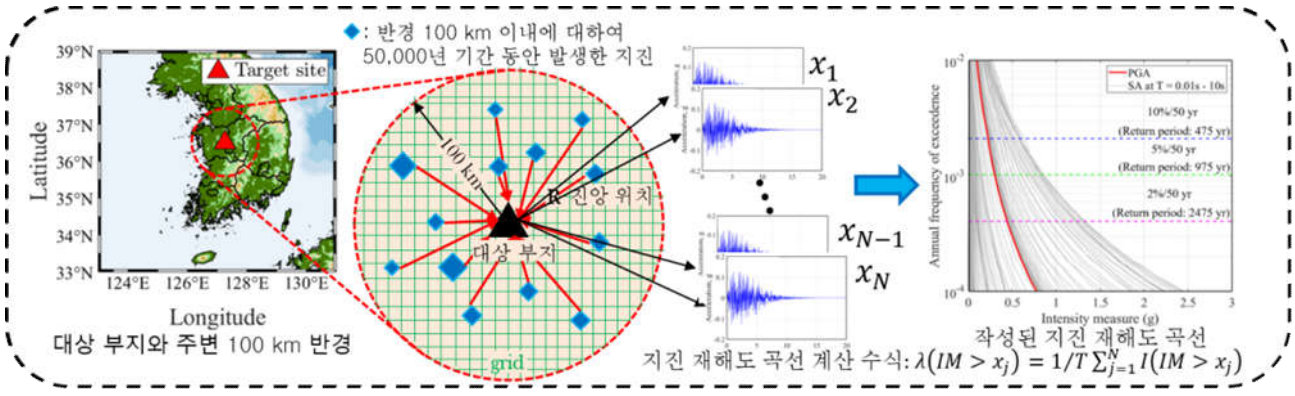


그림 1.1.9 대상 지역에 대한 지진 재해도 곡선 작성 알고리즘 구축

(1-2) 2차년도 : 부지 효과 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축 및 지반운동 선정

(1-2-1) 대상 지역 및 지반 분류에 따른 부지 효과 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축

대상 지역에 대한 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소위한 내진보강 설계'를 수행하기 위해서는 국내 발생 가능한 지진 하중의 크기를 정확하게 예측하여야 한다. 이를 위해 대상 지역의 지반 여건이 반영된 목표 응답 스펙트럼을 구축하여, 이에 적합한 지반운동을 선정하여야 한다.

본 과제에서는 목표 응답 스펙트럼으로서 대상 지역의 등재해도 응답 스펙트럼을 사용하고자 한다. 본 과제의 1차 년도 연구에서는 등재해도 응답 스펙트럼을 작성하기 위해 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에 지반 여건을 반영하여 고유주기별로 다양한 지진재해도 곡선을 구축한 바 있다 (그림 1.2.1).

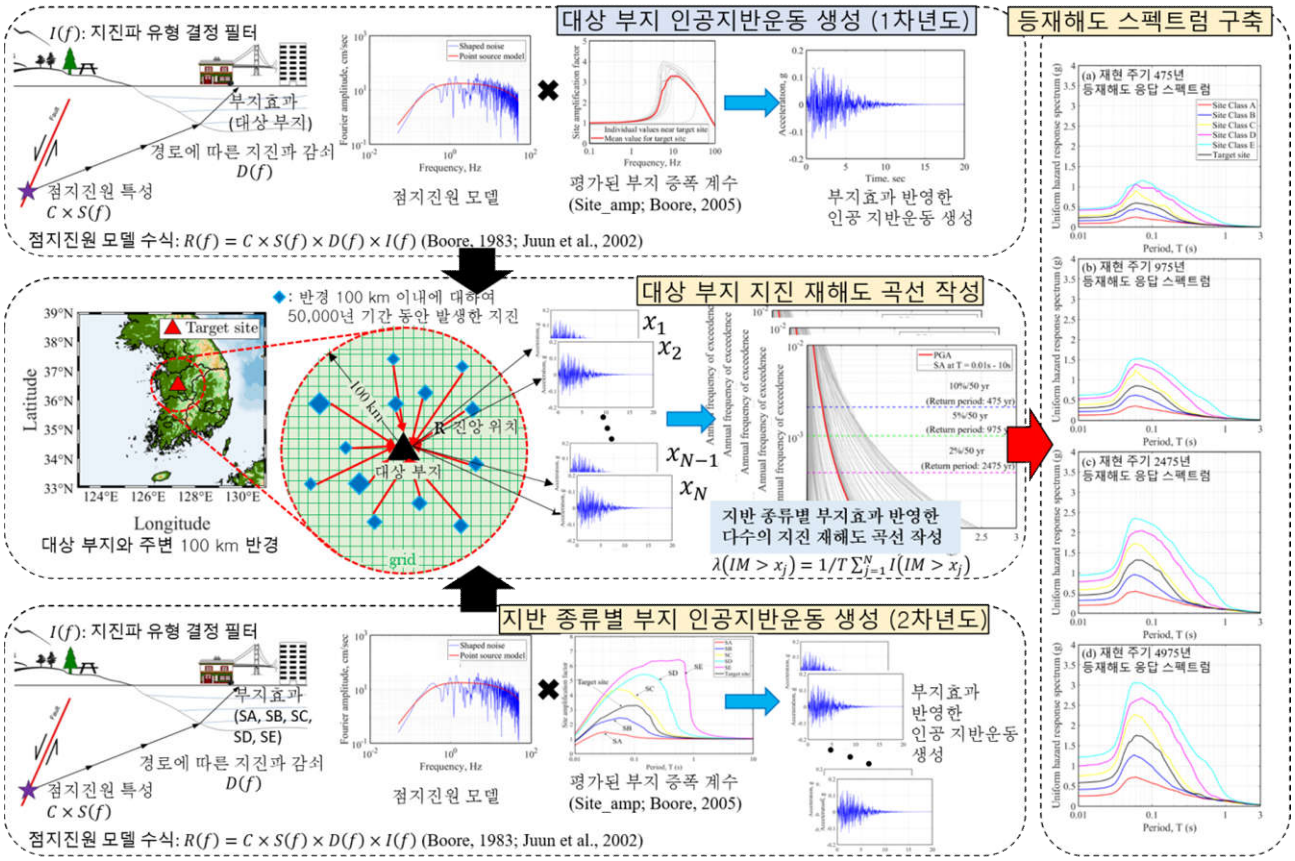


그림 1.2.1 인공 지반운동 생성 모델 기반 대상 지역 지진 재해도 곡선 및 등재해도 응답 스펙트럼 구축

본 과제의 2차 년도 연구에서는 1차 년도에서 구축한 대상 지역의 지진 재해도 곡선을 기반으로 하여 등재해 스펙트럼 곡선을 구축하였다. 그리고 해당지역의 지반종류를 변수로 하여 부지효과를 반영하여 지진재해도 곡선을 반복하여 구축하고 이에 대한 등재해 스펙트럼을 찾았다. 이는 대상부지와 유사한 지진위험도를 갖지만 지반종류가 다른 지역에도 재해도와 등재해 스펙트럼을 도출하기 위함이다. 지반종류를 변수로 하여 재해도를 구축하는 절차는 1차 년도에서 사용한 절차와 동일한 방법을 사용하였다. 간단히 요약 하면 우리나라 각 지역에 지진을 통계적으로 생성하고, 각 지진으로 인하여 대상 부지에 전달된 지반운동은 Boore (2005)가 개발한 SMSIM 소프트웨어를 사용하여 생성하였으며, 다양한 부지효과는 서브프로그램인 site_amp를 사용하여 지반운동 생성할 때 반영하였다.

표 1.2.1 지반 분류별 토질 지반 정보

		매립토	퇴적토	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
지층두께 (m)	Site Class A ($V_S > 1500m/s$)							
	대표부지 1	3.3	-	-	1.5	4.5	-	8.2
	대표부지 2	-	1.9	-	-	11.6	-	-
	Site Class B ($760m/s < V_S \leq 1500m/s$)							
	대표부지 1	-	2	-	11.5	2.9	-	13.6
	대표부지 2	1.1	-	-	-	10.3	-	-
	대표부지 3	1.85	-	-	-	11.75	-	-
	대표부지 4	-	3.3	-	-	7.3	-	-
	대표부지 5	-	10.7	-	-	5.8	-	-
	대표부지 6	-	1	-	-	4	13	6
	대표부지 7	-	-	1	5	-	-	24
	대표부지 8	-	1	2	-	-	2	17
	Site Class C ($360m/s < V_S \leq 760m/s$)							
	대표부지 9	1.5	-	-	11.1	-	-	-
	대표부지 10	7.3	-	5.9	6.8	8.5	-	1.5
	대표부지 11	-	1.3	3.2	12.5	-	-	-
	대표부지 12	1.5	4.3	-	6	-	-	-
	대표부지 13	-	4.2	8.8	4.5	-	-	-
	대표부지 14	-	4	7	2	4	7	-
	대표부지 15	-	-	-	6	16	-	-
	대표부지 16	-	-	-	5	10	-	-
	대표부지 17	-	1	4.5	6.6	-	-	-
	대표부지 18	-	1.2	-	2.7	3.3	-	-
	대표부지 19	-	6.5	-	4.9	-	-	-
	대표부지 20	15	-	-	-	-	-	-
	Site Class D ($180m/s < V_S \leq 360m/s$)							
	대표부지 21	8	5	-	-	-	-	-
	대표부지 22	13	-	-	-	-	-	-
	대표부지 23	23	-	-	-	-	-	-
	대표부지 24	-	-	-	15.5	-	-	-
	대표부지 25	-	14.5	-	15.5	-	-	-
	대표부지 26	-	9	-	3	17	1	-
	대표부지 27	1.5	7.9	3.6	-	-	-	-
	대표부지 28	-	-	-	-	-	-	-
	대표부지 29	-	30	-	-	-	-	-
	Site Class E ($V_S \leq 180m/s$)							
	대표부지 30	3.2	22	4.1	-	-	0.7	-
	대표부지 31	-	27	-	3	-	-	-

표 1.2.2 NEHRP (BSSC, 2009) 기준에 따른 지반 종류별 정보

지반 종류	지반 깊이 30m 평균 전단파 속도 (m/s)	지반 종류별 지질 상태
SA (Site Class A)	$V_S > 1500m/s$	Hard rock
SB (Site Class B)	$760m/s < V_S \leq 1500m/s$	Firm to hard rock
SC (Site Class C)	$360m/s < V_S \leq 760m/s$	Very dense soil and soft rock
SD (Site Class D)	$180m/s < V_S \leq 360m/s$	stiff soil
SE (Site Class E)	$V_S \leq 180m/s$	soft soil

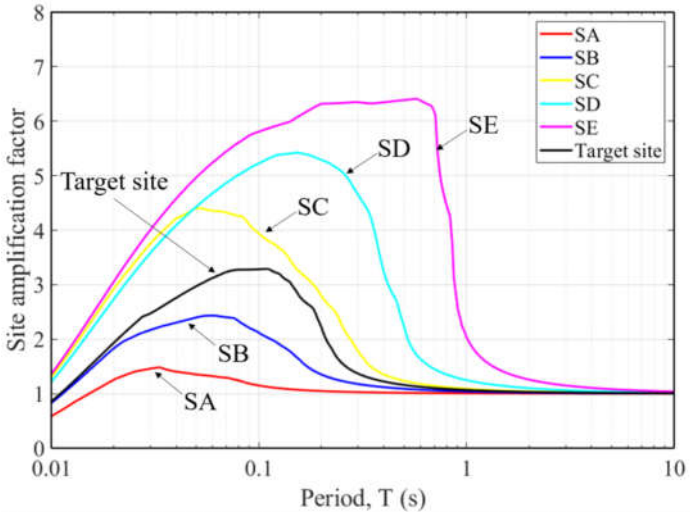


그림 1.2.2 지반 분류 및 대상 지역의 지반 증폭 계수

다양한 부지조건에 대한 지반종류에 따른 site_amp의 입력변수 선정을 위하여 천일지오컨설턴트 ㈜에서 지반 조사를 목적으로 측정한 33곳의 데이터(Han and Kwon, 2003)를 지반종류별로 표 1.2.1과 같이 재분류하였고, 이를 기반으로 각 지반종류별로 입력변수를 선정하였다. 지반분류는 NEHRP (BSSC, 2009)기준에 따라 SA에서 SE까지의 5가지의 지반으로 분류하였다 (표 1.2.2). 지반종류 SA, SB, SC, SD, SE의 데이터 개수는 각각 2개, 8개, 12개, 9개 그리고 2개이다.

site_amp의 입력변수는 각 지반종별에 포함된 시추주상도 자료에서 얻은 값을 사용하였고, site_amp로 계산한 각각의 지반 증폭 계수는 지반 분류 별로 평균을 취하여 한반도의 지반 증폭 계수를 대표하는 것으로 가정하였다. 그림 1.2.2는 2차 년도에서 결정한 각 지반종류별 부지증폭계수를 나타낸 것이다. 이 그림에는 1차 년도에서 찾은 대상 부지의 구토통합정보시스템의 시추주상도 자료를 기반으로 하여 얻은 부지증폭계수도 비교를 위하여 포함되어 있다. 여기서, 대상 부지의 부지 증폭계수는 지반종류 SB와 SC의 증폭계수 사이에 있는 것으로 나타나 대한 부지의 지반종류는 SB와 SC 사이로 분류할 수 있을 것으로 판단된다.

1차 년도에서는 확률론적 지진 분포 예측 방법과 인공 지반운동 생성 방법을 사용하여 대상 지역의 지반 여건을 반영한 지진 재해도 곡선을 계산한 바 있다. 2차 년도에서는 이와 동일한 절차를 이용하여 지반 종류 (SA~SE)별 부지 효과가 반영된 각 주기별 지진 재해도 곡선을 구축하였다. 그림 1.2.3은 각 지반종류별 지진 재해도 곡선이 나타나있다. 이 그림에서 횡축은 가속도응답스펙트럼이고 종축은 각 가속도 스펙트럼의 연간 초과 누적발생 빈도이다.

지진하중을 산정하기 위하여 주어진 연간초과발생빈도에 대하여 구축된 지진 재해도 곡선으로부터 각 주기별 가속도응답스펙트럼 값을 추출하였고 이 값을 이용하여 등재해도 응답 스펙트럼을 결정하였다. 1차 년도 및 2차 년도에서 수행된 연구로 구축된 재해도 곡선은 동일한 연간발생빈도 (또는 재현주기)에서 각 주기별 지진 강도 (intensity measure)를 결정하여 등재해도 응답 스펙트럼을 결정하여 나타낸 것이다. 그림 1.2.4는 임의의 재현 주기 (475년, 975년, 2475년, 4975년) 별로 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E) 과 동일한 지진위험도를 갖는 다양한 지반 종류에 따른 등재해도 응답 스펙트럼을 나타낸 것이다.

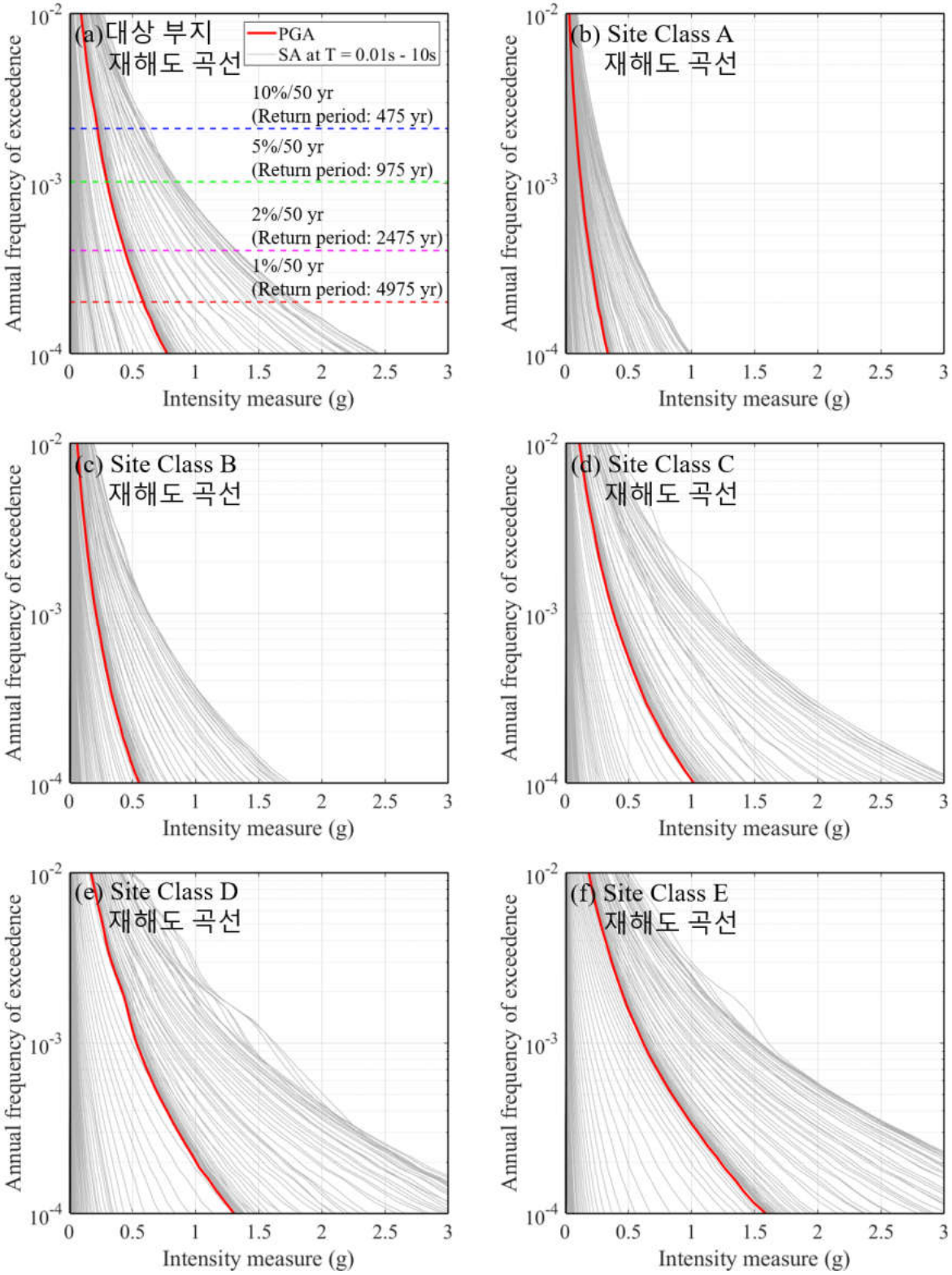


그림 1.2.3 대상 지역 및 지반 분류에 따른 부지 효과 반영한 재해도 곡선 구축

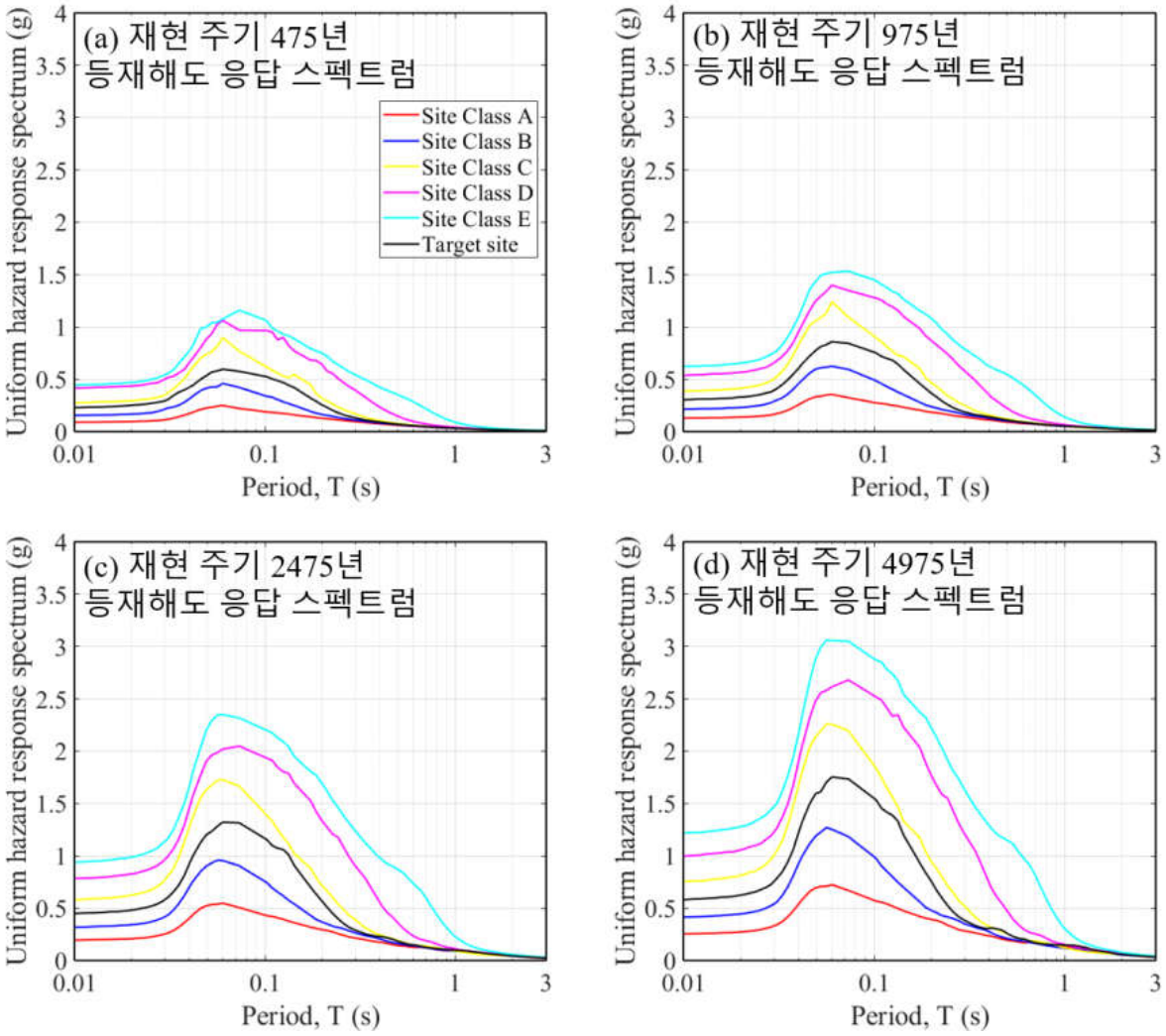


그림 1.2.4 대상 지역 및 지반 분류에 따른 부지 효과 반영한 등재해도 응답 스펙트럼 구축

(1-2-2) 대상 지역 등재해도 응답 스펙트럼 기반 지반운동 선정

2차 년도 연구에서는 대상 지역의 지진 하중을 결정하기 위해, 앞서 계산한 등재해도 응답 스펙트럼을 목표 응답 스펙트럼으로 결정하여 지반 운동 집단을 선정하였다. 이와 관련된 선행연구 (Kottke and Rathje, 2008; Jayaram, 2011; Han et al., 2014, Han and Ha, 2016)에 따르면 지반 여건에 따른 지진 특성을 잘 반영한 신뢰도 높은 지진 하중을 결정하여 구조물에 대한 성능평가를 수행하기 위해선 목표 응답 스펙트럼의 평균, 분산, 그리고 상관관계를 모두 고려할 필요가 있음을 보고한 바 있다. 이전 연구에서는 지반운동 선정시 목표스펙트럼 평균, 분산, 상관관계를 모두 고려하여 지반운동을 선정한 바 있으나, 목표 스펙트럼의 분산과 상관관계는 한반도가 아닌 해외의 지반 여건을 반영한 것이었다. 또한, 현재도 한반도 지역은 지역별 지진 특성이 반영된 분산 및 상관관계에 대한 연구가 매우 제한되어 있다.

본 연구에서는 이전 연구의 한계를 보완하기 위하여 등재해도 응답 스펙트럼과 국내 지반운동을 기반으로 Yun 등 (2008)이 제안한 분산 값을 각각 목표 응답 스펙트럼의 평균과 분산으로 고려하여 지반운동을 선정하였다. 표 1.2.3에서 사용한 분산은 응답 스펙트럼의 불확실성을 자연로그에서의 표준편차 ($\sigma_{\ln}$)로서 평가한 것이다.

표 1.2.3 주파수 (주기) 성분별 응답 스펙트럼의 표준편차 (또는 분산) 평가 정보

Frequency (Hz)	$\sigma_{\ln}$	Frequency (Hz)	$\sigma_{\ln}$	Frequency (Hz)	$\sigma_{\ln}$
0.2	0.689	3	0.727	14	0.440
0.4	0.525	4	0.631	16	0.500
0.5	0.459	5	0.604	18	0.531
0.6	0.466	6	0.513	20	0.587
1	0.616	7	0.557	25	0.716
1.3	0.751	8	0.536	31	0.785
2	0.812	10	0.487	40	0.912
2.5	0.792	12	0.457	-	-

연간발생빈도가 0.0004 (재현주기 2475년)인 지진재해수준에 대한 지반종류별로 목표 응답스펙트럼의 평균과 분산에 적합하도록 각각 15개의 지반운동을 NGA-west1지반운동 라이브러리로부터 1차 년도에 개발한 지반운동 선정 알고리즘을 사용하여 선정하였다. 지반운동 선정 절차를 요약하면 아래와 같다.

① 목표 스펙트럼 결정 – 대상 지역의 지진 재해도와 지반 여건을 반영하여 평균, 분산에 적합한 목표 스펙트럼을 선정한다.

② 지진 라이브러리 구축 – 지반운동 집단을 선정하기 위해, 다수의 지반운동 기록에 대한 수집 DB인 NGA-west1을 응답 스펙트럼을 계산하여 지진 라이브러리로 정의한다.

③ 첫 번째 지반운동 선정 – 현행 기준 (ASCE7-16, 2017)에 따라 주어진 범위 (0.2T-2T, T는 구조물의 1차 주기)에서 구축된 라이브러리의 응답 스펙트럼 값이 목표 스펙트럼의 평균에 가장 일치하도록 지반운동을 선정한다.

④ 2번째 이후 지반운동의 선정- 목표스펙트럼의 평균, 분산과 가장 잘 일치하는 응답 스펙트럼을 갖도록 지반운동 집단을 라이브러리로부터 선정한다. 이에 대한, 적합성 평가는 다음 식을 통해 계산된 결과 [E_T]가 최소가 되는 값을 가지도록 지반운동을 선정한다.

$$E_T = E_\mu + E_\sigma \quad \text{(식 1.2.1)}$$

$$E_\mu = \sum_{i=1}^{n_p} \left[\mu_{\ln Sa(T_i)}^{target} - \mu_{\ln Sa(T_i)} \right]^2 \quad \text{(식 1.2.2)}$$

$$E_\sigma = \sum_{i=1}^{n_p} \left[\sigma_{\ln Sa(T_i)}^{target} - \sigma_{\ln Sa(T_i)} \right]^2 \quad \text{(식 1.2.3)}$$

여기서 $\mu_{\ln Sa}$, $\sigma_{\ln Sa}$는 자연 로그를 취한 응답 스펙트럼 평균, 표준편차이고, “target”은 목표 스펙트럼을 의미한다.

⑤ 입력 지반운동 집단 정의- 지반운동 집단의 수가 목표 개수를 충족할 때까지 지반운동이 선정되며, 이때 선정된 지반운동은 지진파 데이터, 응답 스펙트럼, 관련 지진 정보와 함께 구조물의 입력 지진파 정보로서 정의된다.

그림 1.2.5는 선택된 15개의 지반운동과 목표스펙트럼이 나타나있다. 선정된 지반운동이 목표스펙트럼과 분산을 잘 반영하여 선정된 것을 확인할 수 있다. 선정된 지반운동 정보는 표 1.2.4에 요약하였다.

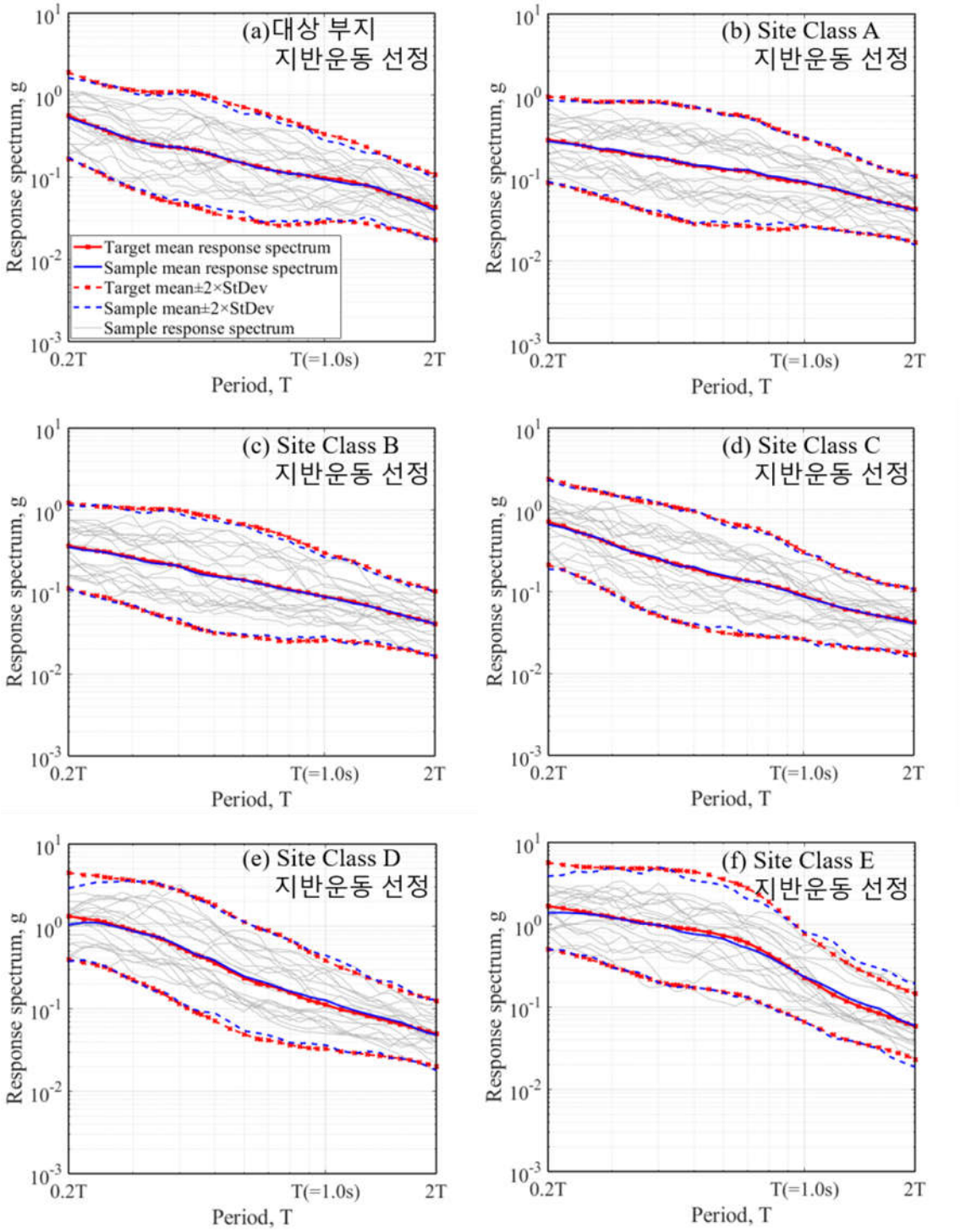


그림 1.2.5 대상 지역 및 지반 분류에 따른 목표 응답 스펙트럼 적합한 지반운동 집단 선정

표 1.2.4 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (계속)

대상 부지 선정된 지반운동 집단 정보				Site Class A 선정된 지반운동 집단 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Kocaeli, Turkey (1999)	7.51	56.02	1	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.30	39.43
2	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.20	21.95	2	Northridge, USA (1994)	6.69	42.46
3	Northridge, USA (1994)	6.69	51.40	3	Kocaeli, Turkey (1999)	7.51	92.06
4	CA/Baja Border Area, USA (2002)	5.31	21.95	4	Mammoth Lakes, USA (1983)	5.34	9.40
5	Parkfield, USA (1966)	6.19	51.4	5	CA/Baja Border Area, USA (2002)	5.31	42.79
6	Norcia, Italy (1979)	5.90	42.79	6	Northridge, USA (1994)	6.69	44.59
7	Imperial Valley, USA (1979)	6.53	41.48	7	Irpinia, Italy (1980)	6.90	72.77
8	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	7.37	8	Northridge, USA (1994)	6.69	47.65
9	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.30	60.37	9	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	111.09
10	Imperial Valley, USA (1979)	6.53	14.88	10	Lotung, Taiwan (1986)	7.30	72.91
11	Northridge, USA (1994)	6.69	65.07	11	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.20	85.68
12	Northridge, USA (1994)	6.69	30.33	12	Westmorland, USA (1981)	5.90	8.92
13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	57.41	13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	100.49
14	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	42.88	14	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.20	71.88
15	Kozani, Greece (1995)	6.40	111.09	15	Big Bear, USA (1992)	6.46	70.72

표 1.2.4 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (계속)

Site Class B 선정된 지반운동 집단 정보				Site Class C 선정된 지반운동 집단 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	San Fernando, USA (1971)	6.61	58.58	1	Kocaeli, Turkey (1999)	7.51	79.27
2	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	22.19	2	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	36.81
3	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	41.73	3	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	70.85
4	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	76.05	4	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	20.07
5	CA/Baja Border Area, USA (2002)	5.31	42.79	5	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	28.57
6	Imperial Valley, USA (1979)	6.53	10.26	6	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	17.18
7	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	102.63	7	Chalfant Valley, USA (1986)	5.65	26.38
8	Friuli, Italy (1976)	5.91	18.34	8	Coalinga, USA (1983)	5.77	12.43
9	Chi-Chi, Taiwan (1999)	5.9	60.45	9	Sitka, Alaska (1972)	7.68	45.40
10	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	26.18	10	Whittier Narrows, USA (1987)	5.99	14.88
11	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	111.09	11	Imperial Valley, USA (1979)	6.53	60.37
12	Superstition Hills, USA (1987)	6.54	27.97	12	Northridge, USA (1994)	6.69	22.83
13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	70.85	13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	111.09
14	Chalfant Valley, USA (1986)	5.77	12.49	14	Northridge, USA (1994)	6.69	22.53
15	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	65.07	15	Stone Canyon, USA (1972)	4.81	12.96

표 1.2.4 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보

Site Class D 선정된 지반운동 집단 정보				Site Class E 선정된 지반운동 집단 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Coalinga, USA (1983)	5.77	13.43	1	Northridge, USA (1994)	6.69	25.26
2	Stone Canyon, USA (1972)	4.81	12.96	2	Northridge, USA (1994)	6.69	26.85
3	Coalinga, USA (1983)	5.21	12.74	3	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	36.81
4	Livermore, USA (1980)	5.8	29.35	4	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	9.58
5	San Fernando, USA (1971)	6.61	23.89	5	Coalinga, USA (1983)	5.77	8.71
6	N. Palm Springs, USA (1986)	6.06	11.79	6	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83
7	Sierra Madre, USA (1991)	5.61	13.63	7	Northridge, USA (1994)	6.69	24.39
8	Big Bear, USA (1992)	6.46	16.49	8	Coalinga, USA (1983)	5.77	9.52
9	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	21.95	9	Mammoth Lakes, USA (1980)	5.69	14.43
10	Loma Prieta, USA (1989)	6.93	35.93	10	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	20.16
11	N. Palm Springs, USA (1986)	6.06	21.24	11	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.2	20.07
12	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83	12	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	51.77
13	Coalinga, USA (1983)	5.09	12.47	13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	20.16
14	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	18.26	14	Coalinga, USA (1983)	5.77	9.52
15	Chi-Chi, Taiwan (1999)	6.3	76.05	15	Kocaeli, Turkey (1999)	7.51	109.16

(1-2-3) 소결

본 연구에서는 임의의 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에 대한 취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소를 위한 내진보강 설계를 위하여 대상 지역의 지반종류 뿐 만 아니라 다양한 지반 종류에 대한 부지 효과를 반영하여 등재해도 응답 스펙트럼을 구축하였다. 또한 구조물 응다해석에 입력하중으로 사용할 지반운동 선정 절차를 구축하였고, 이를 이용하여 대상 부지의 각 지반종류를 고려한 지반운동을 선정하였다. 이 연구를 수행하여 얻은 결론은 다음과 같다.

① 2차 년도 연구에서는 대상 지역과 동일 지진위험도를 갖는 지역에 지반 종류 (SA~SE)에 따른 부지 효과를 반영하여 등재해도 응답 스펙트럼을 구축하였다. 사용한 절차는 1차 년도에서 수행된 연구절차와 동일하다. 우리나라의 지진을 통계적 자료를 기반으로 하여 분포시키고 각 지진에 대하여 대상 부지로 전달된 지반운동을 지반종류로 인한 부지효과를 고려하여 지반운동을 점지진원 모델로 생성시키고 이를 기반으로 하여 지진재해도 곡선을 주기 별로 구축하였다. 그리고 주어진 재해 수준 (재현주기 475년, 975년, 2475년, 4975년)에 대응하는 주기 별 지진 강도 값을 결정함으로써 등재해도 응답 스펙트럼을 구축하였다.

② 대상 지역에 대한 입력 지진하중인 지반운동을 결정하기 위해 구축된 등재해도 응답 스펙트럼과 Yun et al. (2008)이 제안한 응답 스펙트럼의 분산 값을 목표 스펙트럼의 평균과 분산으로 설정하여, 이에 적합하도록 NGA-west1 지진 라이브러리로부터 지반운동 집단 선정하였다.

(1-3) 3차년도 : 대상지역 적합한 생애주기 지진붕괴확률 평가를 위한 지진하중 결정 알고리즘 구축

(1-3-1) 대상지역 지진재해도, 등재해 스펙트럼, 재해도별 지반운동선정

1차와 2차 년도 연구내용은 (1-1)과 (2-1)에 각각 기술하였고 본 절에서는 3차 년도의 연구만을 기술한다. 본 연구는 확률론적 지진재해분석 (PSHA, probabilistic seismic hazard analysis) 방법을 토대로 한반도 내 개별 지역에 대하여 50,000년 동안 발생 가능한 모든 지진의 규모와 진앙지를 생성하여 대상 지역(국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)을 반경 100km에 속하는 지진 파라미터 (PGA, PSA) 집단을 산정하였다. 그리고 지반운동 강도 지표 (IM, intensity measure)를 산정된 지진 파라미터 (PGA, PSA) 별로 가속도 값의 빈도수로서 히스토그램을 정리하고 식 1.3.1을 적용하면 지반운동 강도 지표 (IM) 대응 지진연간발생빈도 값을 계산하여 지진재해도 곡선을 작성하였다.

$$\lambda(S_a > a_j) = \frac{1}{T}\sum_{j=1}^{N_s} I(S_a > a_j) \qquad \text{(식 1.3.1)}$$

그림 1.3.1 PGA에 대한 재해도 곡선과 다양한 주기의 가속도 응답스펙트럼에 대한 재해도 곡선이 나타나 있다. 특히 PGA 재해곡선과 대상 건물 주기인 1.26s의 가속도 응답스펙트럼에 대한 재해도 곡선은 굵은 선으로 표시하였다.

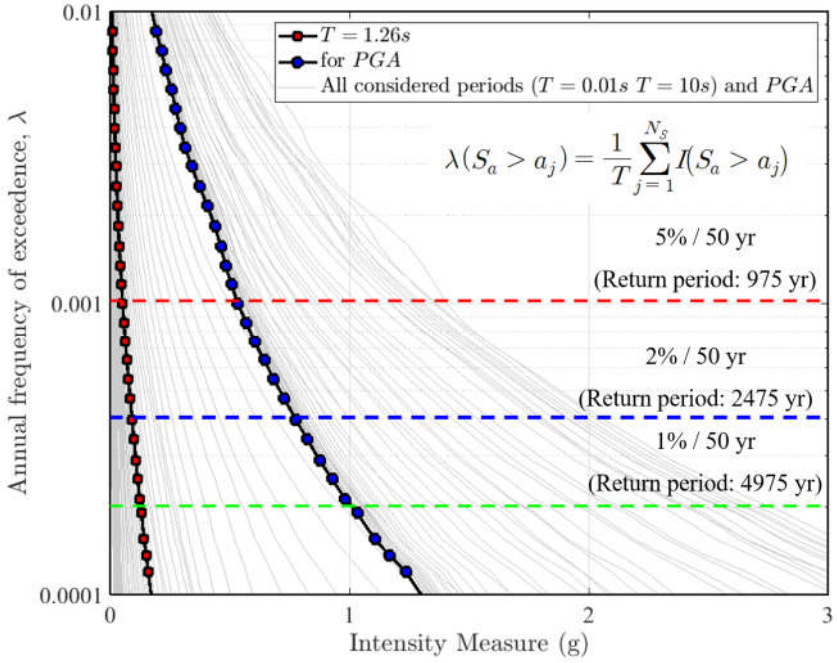


그림 1.3.1 대상 지역 (36.505°N, 127.263°E)과 지반분류 Site class D로 작성된 재해도 곡선

지진재해도 곡선 별로 재해 수준에 따른 초과확률 (예: 5%/50년-재현주기 975년, 2%/50년-재현주기 2475년, 1%/50년-재현주기 4975년)에 대응하는 가속도 값을 추출하여 등재해도 응답 스펙트럼 곡선을 작성하였다. 구조물의 고유주기 (=1.26초)에 대한 지진재해 수준 별로 계산된 지진 파라미터 값을 표 1.3.1과 함께 정리 하였다.

표 1.3.1 Considered IM levels associated with their target spectral acceleration

Hazard (IM) Level	Exceedance Probability	Return Period	Sa (g) (T = 1.26 s)
1	50% in 75 yr	108 yr	0.0083
2	50% in 100 yr	144 yr	0.0108
3	20% in 50 yr	244 yr	0.0158
4	20% in 75 yr	336 yr	0.0220
5	50% in 50 yr	475 yr	0.0283
6	10% in 75 yr	712 yr	0.0379
7	5% in 50 yr	975 yr	0.0470
8	5% in 75 yr	1462 yr	0.0611
9	5% in 100 yr	1950 yr	0.0728
10	2% in 50 yr	2475 yr	0.0836
11	5% in 200 yr	3899 yr	0.1047
12	1% in 50 yr	4975 yr	0.1177
13	2% in 200 yr	9900 yr	0.1571
14	1% in 200 yr	19900 yr	0.2122

2차 년도의 지반운동 선정 알고리즘을 기반으로 하여 지진재해수준별 목표 응답 스펙트럼 평균과 분산에 적합한 지반운동 집단 선정하였다. 본 장에서는 표 1.3.2 - 표 1.3.7에서 제시된 14가지의 지진 재해수준에 맞게 지반운동 집단을 선정하였다. 그림 1.3.2은 선정된 지반운동의 6가지 지진 재현주기별 적합 수준을 평가한 것이다. 14 가지 재현주기별 선정된 지반운동 정보는 표 1.3.2 - 표 1.3.7에 요약하였다.

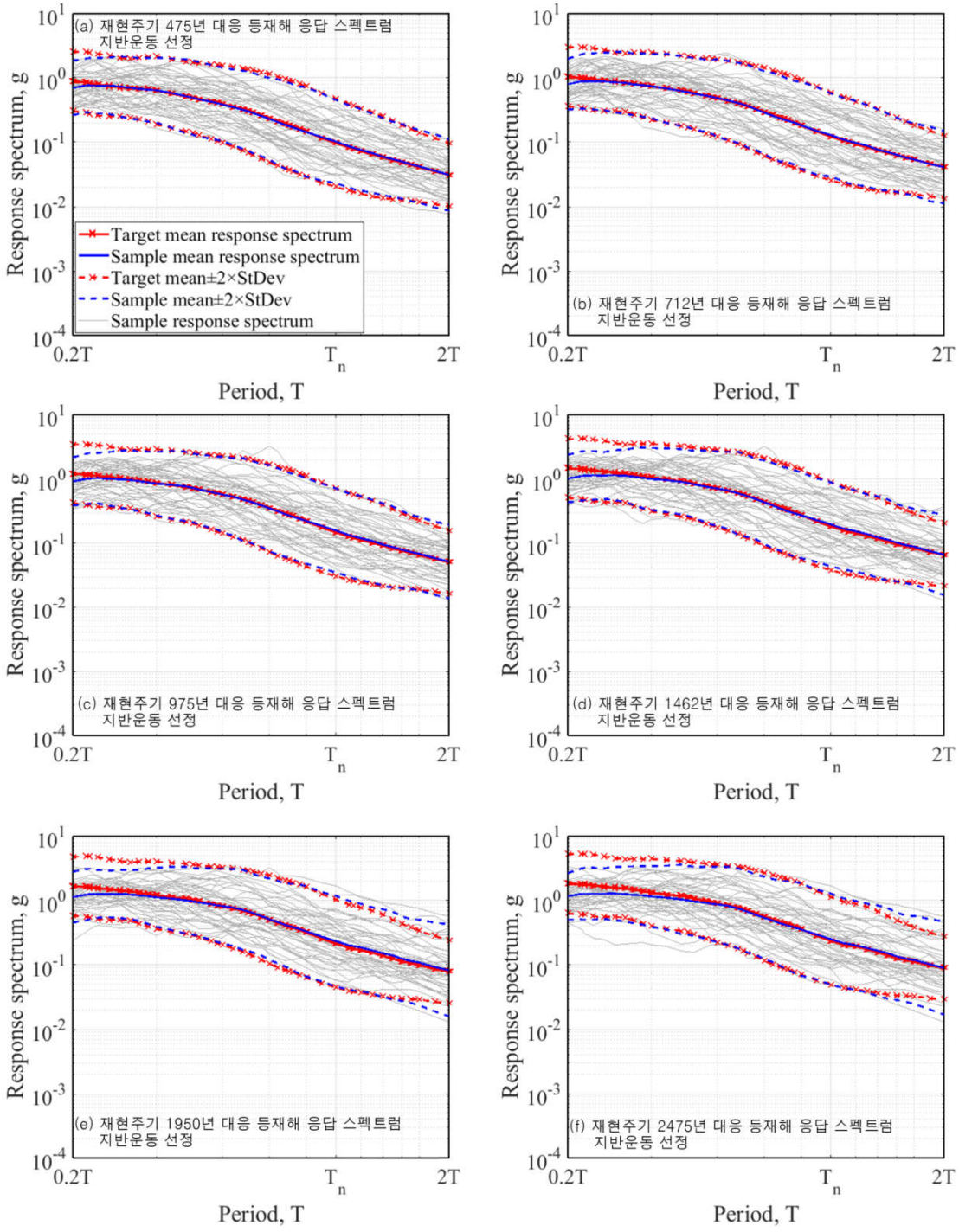


그림 1.3.2 대상 지역 및 지반 분류에 따른 목표 응답 스펙트럼 적합한 지반운동 집단 선정

표 1.3.2 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 108년/144년) (계속)

재현주기 108년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 144년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리(km)	No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원거리(km)
1	Yorba Linda (2002)	4.27	13.24	1	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08
2	Northridge-05 (1994)	5.13	22.73	2	Northridge-02 (1994)	6.05	39.01
3	Northridge-06 (1994)	5.28	18.64	3	Mammoth Lakes-07 (1980)	4.73	6.15
4	Oroville-03 (1975)	4.7	11.48	4	Anza (Horse Canyon)-01 (1980)	5.19	15.57
5	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08	5	Coalinga-02 (1983)	5.09	14.55
6	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	43.29	6	Anza-02 (2001)	4.92	29.03
7	Oroville-03 (1975)	4.7	13.42	7	Coalinga-02 (1983)	5.09	16.71
8	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	8	Anza-02 (2001)	4.92	21.73
9	Big Bear City (2003)	4.92	32.08	9	Chi-Chi, Taiwan-04 (1999)	6.2	52.3
10	Northridge-06 (1994)	5.28	15.88	10	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66
11	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91	11	Northridge-06 (1994)	5.28	25.83
12	Northridge-06 (1994)	5.28	13.48	12	Gilroy (2002)	4.9	11.77
13	Bishop (Rnd Val) (1984)	5.82	23.7	13	Anza-02 (2001)	4.92	18.45
14	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7	14	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.44
15	Anza-02 (2001)	4.92	18.45	15	Anza-02 (2001)	4.92	21.73
16	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5	16	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	7.5
17	San Fernando (1971)	6.61	68.86	17	N. Palm Springs (1986)	6.06	60.94
18	Mammoth Lakes-07 (1980)	4.73	6.15	18	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5
19	Anza-02 (2001)	4.92	29.03	19	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91
20	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	22.98	20	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7
21	N. Palm Springs (1986)	6.06	60.94	21	Chalfant Valley-02 (1986)	6.19	34
22	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	22	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66
23	Northern Calif-07 (1975)	5.2	63.93	23	Northern Calif-07 (1975)	5.2	37.06
24	Anza-02 (2001)	4.92	21.73	24	Northridge-06 (1994)	5.28	23.99
25	Northridge-06 (1994)	5.28	23.99	25	N. Palm Springs (1986)	6.06	76.31
26	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91	26	San Fernando (1971)	6.61	47.67
27	Northridge-06 (1994)	5.28	22.21	27	Northern Calif-07 (1975)	5.2	37.06
28	Northridge-06 (1994)	5.28	25.83	28	Livermore-02 (1980)	5.42	14.88
29	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	32.9	29	Lytle Creek (1970)	5.33	20.5
30	Northern Calif-07 (1975)	5.2	37.06	30	Gilroy (2002)	4.9	10.51
31	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.44	31	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54
32	Northridge-02 (1994)	6.05	39.68	32	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91
33	Gilroy (2002)	4.9	11.77	33	Northridge-06 (1994)	5.28	22.21
34	Bishop (Rnd Val) (1984)	5.82	23.7	34	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5

표 1.3.2 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 108년/144년)

34	Bishop (Rnd Val) (1984)	5.82	23.7	34	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5
35	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	11.65	35	Hollister-03 (1974)	5.14	12.66
36	Anza-02 (2001)	4.92	19.6	36	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	30.81
37	Anza-02 (2001)	4.92	21.73	37	Anza-02 (2001)	4.92	39.94
38	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	43.29	38	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32
39	Anza-02 (2001)	4.92	39.94	39	Chalfant Valley-02 (1986)	6.19	34
40	Chi-Chi, Taiwan-02 (1999)	5.9	18.11	40	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7
41	N. Palm Springs (1986)	6.06	76.31	41	Northern Calif-07 (1975)	5.2	63.93
42	Hollister-03 (1974)	5.14	12.66	42	Yorba Linda (2002)	4.27	13.24
43	Northridge-06 (1994)	5.28	18.64	43	Anza-02 (2001)	4.92	18.45
44	Anza-02 (2001)	4.92	18.45	44	Northridge-06 (1994)	5.28	18.64

표 1.3.3 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 224년/336년) (계속)

재현주기 224년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 336년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원거리(km)	No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원거리(km)
1	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	59.28	1	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66
2	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	7.5	2	Northridge-01 (1994)	6.69	57.41
3	Northridge-02 (1994)	6.05	39.01	3	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32
4	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	4	Northridge-06 (1994)	5.28	16.49
5	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32	5	Anza-02 (2001)	4.92	21.73
6	Chalfant Valley-02 (1986)	6.19	34	6	N. Palm Springs (1986)	6.06	46.71
7	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	7	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	27.01
8	Kozani, Greece-02 (1995)	5.1	15.59	8	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	24.41
9	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7	9	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
10	Anza-02 (2001)	4.92	21.73	10	Nahanni, Canada (1985)	6.76	23.75
11	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	11	Livermore-02 (1980)	5.42	14.88
12	Nahanni, Canada (1985)	6.76	23.75	12	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5
13	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
14	Anza (Horse Canyon)-01 (1980)	5.19	15.57	14	Yorba Linda (2002)	4.27	13.24
15	Chi-Chi, Taiwan-02 (1999)	5.9	18.11	15	Northridge-06 (1994)	5.28	23.99
16	Gilroy (2002)	4.9	15.81	16	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01
17	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	17	Oroville-03 (1975)	4.7	13.42
18	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08	18	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24
19	Chalfant Valley-03 (1986)	5.65	16.04	19	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08
20	Anza-02 (2001)	4.92	21.73	20	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	7.5
21	Livermore-02 (1980)	5.42	14.88	21	Big Bear-01 (1992)	6.46	40.42

표 1.3.3 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 224년/336년)

22	Anza-02 (2001)	4.92	18.45	22	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	18.11
23	Northridge-06 (1994)	5.28	23.99	23	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66
24	San Fernando (1971)	6.61	47.67	24	Kozani, Greece-02 (1995)	5.1	15.59
25	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09	25	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
26	Livermore-01 (1980)	5.8	33.08	26	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	22.98
27	Northridge-06 (1994)	5.28	15.9	27	Sierra Madre (1991)	5.61	21.64
28	Anza-02 (2001)	4.92	29.03	28	San Fernando (1971)	6.61	47.67
29	Yorba Linda (2002)	4.27	13.24	29	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09
30	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	22.98	30	Livermore-02 (1980)	5.42	14.88
31	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	30.81	31	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91
32	Oroville-03 (1975)	4.7	13.42	32	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37
33	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	33	Coalinga-02 (1983)	5.09	14.11
34	Yorba Linda (2002)	4.27	13.24	34	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54
35	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54	35	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
36	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	24.41	36	Anza-02 (2001)	4.92	18.45
37	Sierra Madre (1991)	5.61	21.64	37	Friuli, Italy-02 (1976)	5.91	18.34
38	Big Bear-01 (1992)	6.46	71.91	38	Mammoth Lakes-07 (1980)	4.73	6.15
39	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5	39	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	60.37
40	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	11.65	40	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19
41	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37	41	Sierra Madre (1991)	5.61	41.38
42	Anza-02 (2001)	4.92	18.45	42	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7
43	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7	43	San Fernando (1971)	6.61	47.67
44	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5	44	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5

표 1.3.4 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 475년/712년) (계속)

재현주기 475년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 712년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Mammoth Lakes-07 (1980)	4.73	6.15	1	Coalinga-07 (1983)	5.21	14.66
2	Northridge-06 (1994)	5.28	15.9	2	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
3	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08	3	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5
4	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	4	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
5	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32	5	San Fernando (1971)	6.61	47.67
6	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	62.53	6	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43
7	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	7	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08
8	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	22.98	8	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
9	Loma Prieta (1989)	6.93	33.55	9	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96

표 1.3.4 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 475년/712년)

10	San Fernando (1971)	6.61	47.67	10	Livermore-02 (1980)	5.42	14.88
11	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	11	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32
12	Big Bear-01 (1992)	6.46	40.42	12	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
13	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	13	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	72.8
14	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	24.41	14	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
15	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45	15	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09
16	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	59.28	16	Northridge-01 (1994)	6.69	34.49
17	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	17	N. Palm Springs (1986)	6.06	46.71
18	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18	18	Loma Prieta (1989)	6.93	33.55
19	Oroville-03 (1975)	4.7	13.42	19	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	60.37
20	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	20	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71
21	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24	21	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	24.41
22	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09	22	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
23	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54	23	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
24	Northridge-01 (1994)	6.69	47.36	24	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54
25	Anza-02 (2001)	4.92	21.73	25	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45
26	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37	26	Coalinga-02 (1983)	5.09	14.11
27	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	27	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9
28	San Francisco (1957)	5.28	13.7	28	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5
29	San Fernando (1971)	6.61	47.67	29	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95
30	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71	30	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37
31	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	22.98	31	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	59.28
32	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	32	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
33	Kozani, Greece-02 (1995)	5.1	15.59	33	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5
34	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	34	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	78.58
35	Coalinga-02 (1983)	5.09	14.11	35	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
36	Friuli, Italy-02 (1976)	5.91	18.34	36	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66
37	N. Palm Springs (1986)	6.06	46.71	37	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
38	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43	38	San Fernando (1971)	6.61	47.67
39	Cape Mendocino (1992)	7.01	37.5	39	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	18.11
40	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	18.11	40	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24
41	Nahanni, Canada (1985)	6.76	23.75	41	Nahanni, Canada (1985)	6.76	23.75
42	Northridge-01 (1994)	6.69	34.49	42	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	25.79
43	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5	43	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01
44	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	60.37	44	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01

표 1.3.5 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 975년/1462년) (계속)

재현주기 975년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 1462년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	1	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
2	Loma Prieta (1989)	6.93	33.55	2	Stone Canyon (1972)	4.81	12.47
3	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	60.37	3	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
4	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	4	N. Palm Springs (1986)	6.06	15.26
5	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	5	Friuli, Italy-02 (1976)	5.91	18.34
6	Coalinga-04 (1983)	5.18	14.03	6	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95
7	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71	7	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83
8	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.66	8	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
9	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	9	Northridge-01 (1994)	6.69	49
10	Big Bear-01 (1992)	6.46	40.42	10	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26
11	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45	11	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
12	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	12	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32
13	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32	13	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45

표 1.3.5 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 975년/1462년)

14	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	14	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
15	San Fernando (1971)	6.61	47.23	15	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	18.62
16	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	16	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
17	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09	17	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
18	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	18	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
19	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37	19	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
20	Yountville (2000)	5	14.66	20	Yountville (2000)	5	14.66
21	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	21	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
22	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18	22	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71
23	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.08	23	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09
24	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83	24	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9
25	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95	25	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
26	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	26	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	62.53
27	Coalinga-05 (1983)	5.77	17.79	27	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93
28	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	15.19	28	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24
29	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43	29	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
30	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	72.8	30	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19
31	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	25.79	31	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
32	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	32	Upland (1990)	5.63	12.99
33	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	26.54	33	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43
34	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	34	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
35	Stone Canyon (1972)	4.81	12.47	35	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
36	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	36	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	60.37
37	Izmir, Turkey (1977)	5.3	5.5	37	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
38	Anza-02 (2001)	4.92	30.88	38	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01
39	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24	39	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37
40	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93	40	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03
41	San Francisco (1957)	5.28	13.7	41	Stone Canyon (1972)	4.81	12.47
42	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	42	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
43	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19	43	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	25.79
44	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	44	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47

표 1.3.6 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 1950년/2475년) (계속)

재현주기 1950년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 2475년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43	1	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
2	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95	2	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95
3	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	3	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
4	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.7	4	Northwest China-01 (1997)	5.9	26.61
5	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	5	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
6	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	6	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
7	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5	7	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45
8	Anza-02 (2001)	4.92	30.88	8	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83
9	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83	9	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	49.62
10	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	10	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71
11	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71	11	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26
12	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	12	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
13	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26	13	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
14	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	36.81	14	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03
15	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45	15	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32
16	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	16	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47
17	Coalinga-02 (1983)	5.09	13.32	17	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99

표 1.3.6 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 1950년/2475년)

18	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93	18	Sierra Madre (1991)	5.61	13.63
19	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	19	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93
20	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18	20	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
21	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	21	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
22	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	22	Northridge-01 (1994)	6.69	49
23	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03	23	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85
24	Friuli, Italy-02 (1976)	5.91	17.91	24	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24
25	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	25	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
26	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	26	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19
27	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09	27	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
28	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47	28	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
29	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	29	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
30	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	30	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
31	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37	31	Anza-02 (2001)	4.92	30.88
32	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9	32	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
33	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24	33	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01
34	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85	34	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
35	Yountville (2000)	5	14.66	35	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	15.19
36	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19	36	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43
37	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	37	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
38	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	38	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
39	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	39	Mammoth Lakes-08 (1980)	4.8	6.09
40	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	15.19	40	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9
41	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	25.79	41	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	25.79
42	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.46	42	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
43	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	43	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
44	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06	44	Big Bear-01 (1992)	6.46	56.77

표 1.3.7 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 3899년/4975년) (계속)

재현주기 3899년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 4975년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	1	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
2	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	2	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
3	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	3	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
4	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5	4	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
5	San Fernando (1971)	6.61	23.89	5	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
6	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83	6	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83
7	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95	7	Baja California (1987)	5.5	7.04
8	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26	8	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
9	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47	9	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
10	Northwest China-01 (1997)	5.9	26.61	10	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95
11	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03	11	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
12	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	12	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71
13	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06	13	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47
14	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71	14	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
15	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	15	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85
16	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45	16	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45
17	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85	17	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
18	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	18	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03
19	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18	19	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19
20	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	20	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
21	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	21	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93

표 1.3.7 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 3899년/4975년)

22	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	22	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26
23	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93	23	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
24	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	24	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
25	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19	25	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32
26	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54	26	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99
27	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	27	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
28	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	28	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
29	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	15.19	29	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
30	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	30	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43
31	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37	31	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93
32	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06	32	Whittier Narrows-02 (1987)	5.27	15.19
33	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	33	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54
34	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24	34	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
35	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32	35	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9
36	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	36	San Fernando (1971)	6.61	23.89
37	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43	37	N. Palm Springs (1986)	6.06	15.26
38	Coalinga-04 (1983)	5.18	11.01	38	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16
39	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9	39	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	28.37
40	Loma Prieta (1989)	6.93	24.05	40	Loma Prieta (1989)	6.93	21.52
41	Baja California (1987)	5.5	7.04	41	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
42	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	42	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47
43	San Fernando (1971)	6.61	34.13	43	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16
44	N. Palm Springs (1986)	6.06	15.26	44	Northridge-06 (1994)	5.28	16.24

표 1.3.8 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 9900년/19900년) (계속)

재현주기 9900년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보				재현주기 19900년 등재해 응답 스펙트럼 선정된 지반운동 정보			
GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)	GM. No.	지진 명 (발생년도)	지진 규모	진원 거리 (km)
1	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47	1	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
2	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71	2	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83
3	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85	3	Baja California (1987)	5.5	7.04
4	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43	4	Loma Prieta (1989)	6.93	24.05
5	Duzce, Turkey (1999)	7.14	27.83	5	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85
6	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5	6	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
7	Coalinga-04 (1983)	5.18	9.99	7	Mammoth Lakes-02 (1980)	5.69	14.43
8	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06	8	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54
9	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26	9	Mammoth Lakes-04 (1980)	5.7	5.71
10	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03	10	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32
11	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96	11	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
12	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54	12	Northridge-01 (1994)	6.69	28.47
13	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	13	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	18.26
14	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	14	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	96.03
15	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32	15	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
16	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93	16	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
17	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	17	Stone Canyon (1972)	4.81	12.96
18	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18	18	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85
19	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	19	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74
20	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06	20	Cape Mendocino (1992)	7.01	14.06
21	Baja California (1987)	5.5	7.04	21	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54
22	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95	22	Loma Prieta (1989)	6.93	21.52
23	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93	23	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16
24	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	11.73	24	Chi-Chi, Taiwan-03 (1999)	6.2	21.95
25	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49	25	Imperial Valley-06 (1979)	6.53	11.73

표 1.3.8 목표 응답 스펙트럼에 대하여 선정된 지반운동 집단 정보 (재현주기 9900년/19900년)

26	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16	26	Loma Prieta (1989)	6.93	35.93
27	Loma Prieta (1989)	6.93	21.52	27	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5
28	Coalinga-02 (1983)	5.09	12.47	28	San Fernando (1971)	6.61	17.6
29	Tabas, Iran (1978)	7.35	55.54	29	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45
30	N. Palm Springs (1986)	6.06	15.26	30	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16
31	Mammoth Lakes-06 (1980)	5.94	18.45	31	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32
32	Chi-Chi, Taiwan-06 (1999)	6.3	20.16	32	Big Bear-01 (1992)	6.46	16.49
33	Nahanni, Canada (1985)	6.76	10.5	33	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	17.37
34	San Fernando (1971)	6.61	23.89	34	N. Palm Springs (1986)	6.06	15.26
35	Northridge-01 (1994)	6.69	26.85	35	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	58.18
36	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71	36	San Fernando (1971)	6.61	17.6
37	Whittier Narrows-01 (1987)	5.99	45.9	37	Northridge-01 (1994)	6.69	19.45
38	San Fernando (1971)	6.61	17.6	38	San Fernando (1971)	6.61	23.89
39	Chi-Chi, Taiwan-05 (1999)	6.2	42.19	39	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	16.27
40	Northridge-01 (1994)	6.69	18.32	40	Northridge-01 (1994)	6.69	21.78
41	Coalinga-07 (1983)	5.21	12.74	41	Loma Prieta (1989)	6.93	23.93
42	Chi-Chi, Taiwan (1999)	7.62	17.37	42	Coalinga-05 (1983)	5.77	8.71
43	Coalinga-05 (1983)	5.77	13.43	43	Northridge-01 (1994)	6.69	21.8
44	Northridge-06 (1994)	5.28	14.21	44	Northridge-06 (1994)	5.28	14.21

(1-3-2) 구조물-대상 지역 적합한 생애주기 지진 붕괴확률 평가

현행 기준인 ASCE 7-16 (2017)에 따르면 생애주기 50년 기준으로 재해 수준을 고려하여 발생 가능한 모든 지진으로 인한 지반운동에 대한 일반 건축 구조물의 붕괴확률이 1%이하가 되도록 정하고 있다. 본 장에서는 Eads et al. (2013)이 제시한 알고리즘을 적용하여, 앞 절에서 선정한 지반운동 집단과 예시 구조물을 통해 생애주기 50년 동안 고려되는 지진위험 수준을 붕괴확률 지표로 계산하여 나타내었다. 본 절에서 사용된 예시 구조물은 2차 년도에서 활용했던 Modified-IMK Peak Oriented 모델 (Ibarra et al., 2005: 그림 1.3.3) 기반 비선형 단자유도 모델이며, OpenSees 프로그램 (McKenna 2011)을 통해 구현하였다.

구조물의 붕괴를 평가하기 위하여 증분동적해석 (IDA)를 일반적으로 사용한다. FEMA P695 (FEMA 2009) 혹은 ATC 63(ATC 2009)서는 원거리 지반운동 44개를 제공하고 있으며 이를 배율 조정하여 IDA곡선과 붕괴강도를 찾도록 하고 있다. 하지만 배율조정이 너무 과도 한 경우 정확한 붕괴강도를 찾을 수 없다. 단수 배율조정은 큰 지진의 지반운동의 주파수 성분을 제대로 반영할 수 없다.

본 연구에서는 이러한 문제점을 해결하기 위하여 14세트의 재해 수준별로 선정된 지반운동 집단을 활용하여 붕괴강도를 예측하고자 하였다. 기존 방법과 본 연구를 통하여 구축한 IDA곡선 (그림1.3.4)과 붕괴 취약도 곡선 (그림 1.3.5)을 비교하였다. 즉 본 연구에서 제안한 개선된 IDA와 기존 FEMA P695를 통하여 얻은 증분동적해석곡선 (IDA곡선)들과 붕괴 취약도들 사이에 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 이는 기존 조정계수를 활용한 IDA방법의 한계를 증명한 것이며, 또한 본 연구에서 제안한 개선된 IDA의 우수성을 검증한 것이라 할 수 있다.

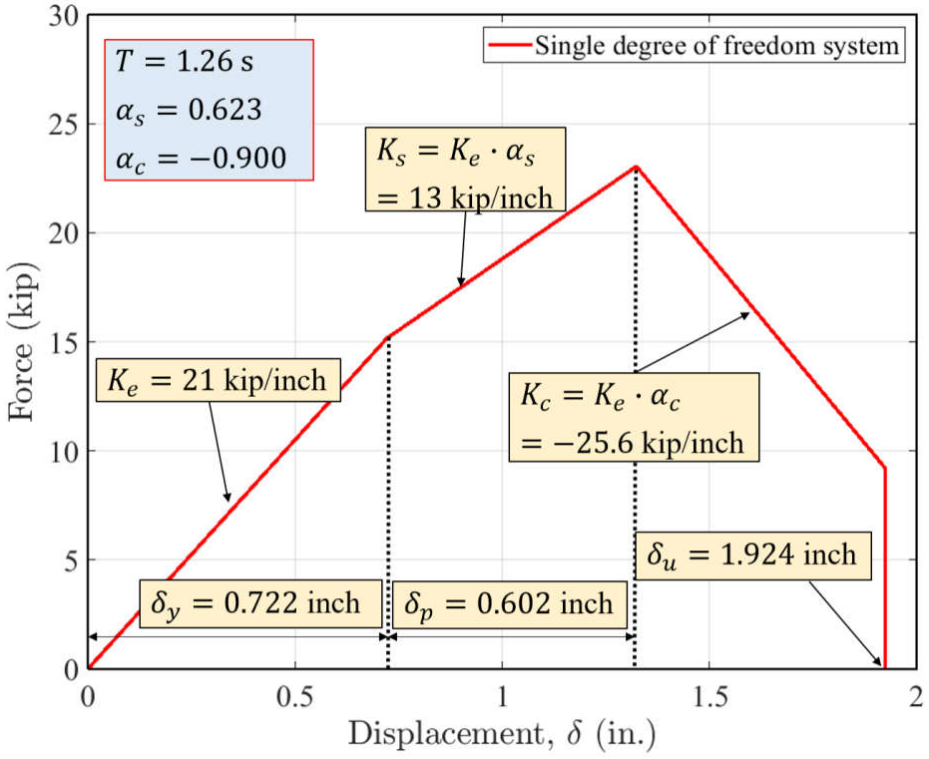


그림 1.3.3 대상 지역에 대해 사용된 예시 수치해석 구조 모델

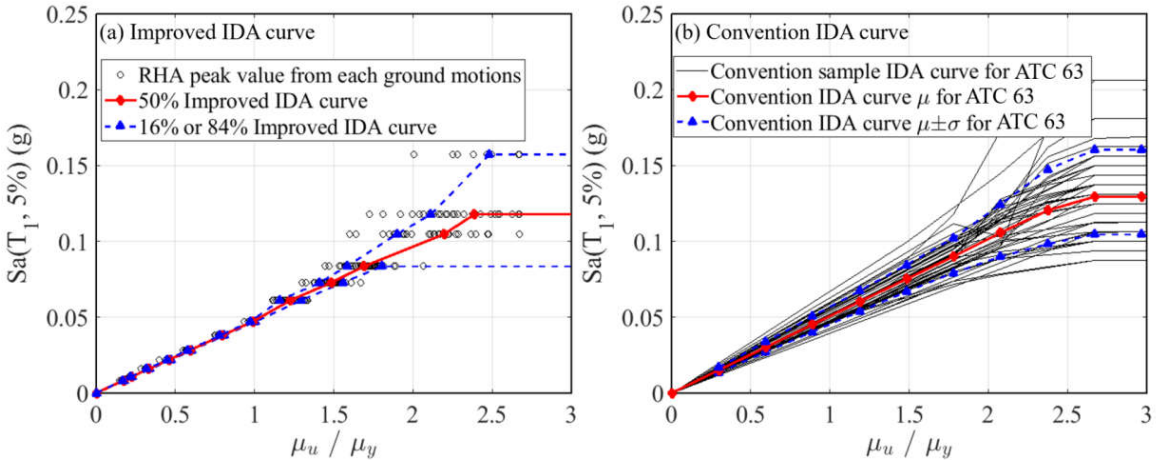


그림 1.3.4 IDA 방법론별 작성된 IDA 곡선 비교

표 1.3.9 Collapse strength of the SDF system at global dynamic instability state

IDA curve		16%	50%	84%
Conventional IDA	IM level 1	0.1120	0.1340	0.1602
	IM level 2	0.1111	0.1306	0.1535
	IM level 3	0.1167	0.1342	0.1542
	IM level 4	0.1127	0.1331	0.1573
	IM level 5	0.1105	0.1271	0.1463
	IM level 6	0.1081	0.1256	0.1460
	IM level 7	0.1056	0.1246	0.1470
	IM level 8	0.1072	0.1219	0.1466
	IM level 9	0.1057	0.1265	0.1514
	IM level 10	0.1059	0.1269	0.1521
	IM level 11	0.1019	0.1283	0.1615
	IM level 12	0.1054	0.1310	0.1629
	IM level 13	0.1071	0.1309	0.1601
	IM level 14	0.1048	0.1280	0.1562
	ATC 63	0.1046	0.1295	0.1603
Improved IDA		0.0836	0.1177	0.1571

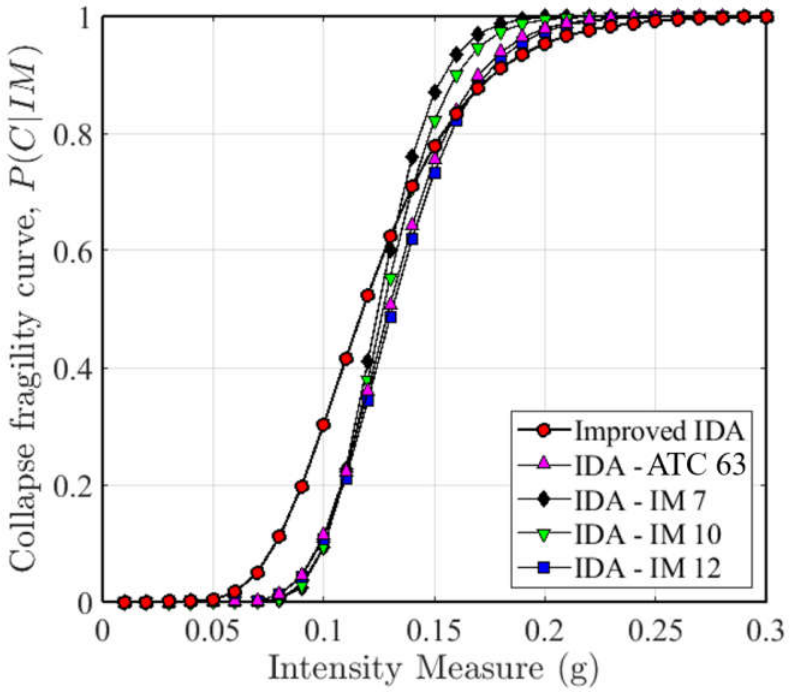


그림 1.3.5 대상 지역에 대한 IDA 방법론별 구조물의 붕괴 취약도 곡선

이러한 차이는 복잡한 다자유도 구조물에서는 더욱 커질 것이라 판단된다. 그림 1.3.6은 본 연구에서 선정한 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)의 지진 재해 수준과 비교적 유연한 지반인 Site Class D의 부지 효과를 반영하여 계산된 생애주기 붕괴확률 계산 절차를 나타낸 것이다. 여기서, 사용된 지진재해도 곡선은 앞 절에서 계산된 지진재해도 곡선 중 구조물의 주기 ($T=1.26\,s$)에 대응되는 것을 사용하였다. 연간 붕괴발생빈도 λ_c와 50년간 붕괴발생 확률 P_c는 각각 $\lambda_c=2.34\times10^{-4}$, $P_c(50\,years)=1.17\%$로 평가되었다. 이는 P_c가 ASCE 7-16 (2017)에서 제시하는 일반 건물에 대한 생애주기 (50년) 목표 붕괴확률 1%를 만족하지 못하므로 보강설계가 요구되는 것이라 할 수 있다. 또한 중요건물의 목표인 0.5%의 목표 붕괴확률은 크게 초과하는 것이라 할 수 있다.

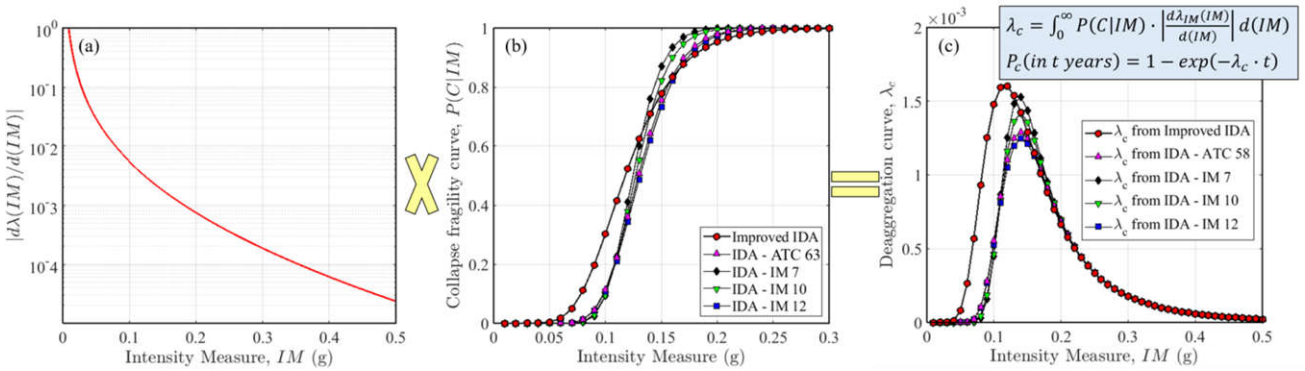


그림 1.3.6 생애주기 지진붕괴확률 계산 예시: (a) 지반강도별 미분계산 적용된 지진재해도, (b) IDA 방법론별 구조물의 붕괴 취약도 곡선, (c) IDA 방법론별 구조물의 생애주기 (50년) 연간 붕괴빈도수

(1-3-3) 소결

① 본 장에서는 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에서 Site class D 수준의 부지 효과가 적용된 지진재해도 곡선을 계산하였다.

② 적합한 지진 하중을 결정하기 위해 지진 재해 수준 별로 다양한 지진학적 특성을 보이는 등재해 수준 응답 스펙트럼을 작성하여, 이에 적합한 다수의 지반운동 집단을 선정하였다.

③ 선정된 다수의 지반운동 집단을 통해 결정된 지진 하중을 활용한 기존 IDA 곡선과 함께 개선된 IDA 곡선을 작성하였으며, 이에 대응하는 붕괴 취약도 곡선을 작성하였다.

④ Site class D의 부지효과가 반영된 대상 지역의 지진 재해도 곡선과 본 장에서 활용한 모델의 IDA 기반 붕괴 취약도 곡선을 활용하여 생애주기 지진 붕괴확률을 계산하였으며, 이는 본 과제의 목표인 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소위한 내진보강 설계'의 기초 단계로서 활용할 수 있다.

⑤ 특히 개선된 IDA는 기존에 사용하던 IDA에 비하여 결과에 큰 차이가 있어 단순 지반운동 조정을 통한 붕괴확률의 계산은 정확하지 않은 내진붕괴 성능평가 결과로 이어질 수 있다.

(2) 2세부과제 : 공공건물 구조부재 특성 데이터베이스 구축 및 구조부재 특성을 대표하는 부재 취약도 곡선 개발

본 연구과제에서는 취약한 공공건물의 지진하중에 대한 응답을 분석하고 피해를 발생시키는 원인에 대한 분석 및 이에 대한 보완점을 제안하는 것이다. 이를 위하여 1차 및 2차 년도 연구를 통하여 취약 구조물의 구조부재에 대한 데이터베이스 구축 및 응답 예측과 연관된 연구를 수행한 바 있다.

1차 년도 연구를 통하여 국내 위치한 구조물 및 재료와 특성에 대한 건물 실태 조사를 수행하였다. 이를 기반으로 차년도 연구 수행을 위한 대상 건물 선정 및 연구 방향을 결정하였다. 또한 대상 건물의 주요 구조부재인 기둥 부재의 데이터베이스를 구축하였다. 기둥부재의 심각한 피해는 2017년 포항지진에서 노후된 다수의 학교건물이나 필로티 건물에서 관측된바 있다. 데이터베이스의 구축을 위하여 취약한 공공건물의 특성을 바탕으로 조건을 설정하였으며, 설정한 조건들과 함께 Lynn 등 (1996)과 Bracci 등 (1999)의 연구에 기반하여 기둥 구조부재에 대한 데이터베이스를 분류 및 구축하였다.

2차 년도 연구에서는 대상 건물의 취약한 응답을 야기하는 구조 부재에 대한 정의 및 응답 분석을 수행하기 위하여 기존 연구 및 데이터베이스에 기반하여 대상 공공건물의 수치모델을 구축하였다. 비선형 정적해석 및 증분동적해석을 수행하였고, 이를 기반으로 노후 취약건물의 지진 발생으로 인한 피해가 예상되는 구조부재가 기둥임을 확인하였다. 특히 1층 기둥에서 피해가 크게 예상되는 것으로 나타났다. 1차 년도에 구축한 데이터베이스에 Berry 등 (2004)의 실험체를 추가하여 데이터베이스를 확장하였으며, 이를 통하여 취약한 응답이 발생하는 기둥부재에 대한 데이터베이스 정확도를 높이고자 하였다. 특히 1차와 2차 년도 연구를 통해서 구축된 데이터베이스는 내진설계절차에 따른 상세가 적용되지 않았으며, 전단파괴가 발생한 실험체를 대상으로 구축하였다.

3차 년도 연구에서는 수집된 데이터베이스를 포함하여 기둥 구조부재에 대한 손상 상태를 정의하고 이에 따른 취약도 곡선을 구축하였다. 또한 기둥 구조부재의 치수 및 조건들에 따라 손상을 예측할 수 있는 소프트웨어를 구축하였다. 본 연구과제에서는 1차와 2차 년도에 구축된 데이터베이스에 포함되지 않은 기둥실험 결과들을 조사하여 데이터베이스에 추가하였다. 이를 활용하여 구축한 손상 상태 규정 및 취약도 곡선의 정확도를 확보하고자 하였다. 특히 파괴모드에 따라 실험체를 분류하고 개별적인 취약도 곡선을 구축함으로써 개발된 취약도 곡선의 정확도를 확보하였다. 본 세부과제를 통하여 구축된 데이터베이스 및 이를 활용한 손상상태의 정의와 취약도 곡선 데이터는 해석모델의 구축에도 활용하였다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 공공건물 구성부재 특성분석 및 DB 구축

(2차 년도) 해석-부재실험을 통한 특성평가

(3차 년도) 취약 공공건물의 부재특성 DB 및 취약도 곡선

(2-1) 1차년도 : 공공건물 구성부재 특성분석 및 DB 구축

한반도는 지진활동도가 높지 않은 유라시아 판 내부에 속하며, 필리핀 판, 태평양 판, 북아메리카 판과 함께 4개의 판이 상호작용하는 판 경계에서 약 400㎞거리에 위치하고 있다. 따라서 지진활동의 빈도가 판 경계에 속한 일본이나 미국 서부지역에 비해 작으나 강진의 발생 가능성은 존재한다. 최근 2016년 9월 12일 발생한 규모 5.8 경주지진과 2017년 11월 15일 발생한 규모 5.4 포항지진으로 진앙과 인접한 지역에 많은 인명 및 재산 피해가 발생하였다. 경주 지진의 경우 진앙과 가까운 경북과 대구 지역은 물론, 전남, 강원, 서울 등 진앙에서 비교적 먼 곳에서도 강력한 진동이 느껴졌다는 119 신고가 들어왔으며, 벽균열, 차량파손, 실내 유리 등 파손 등 경제적 피해가 발생했다. 포항 지진의 경우 규모 5.4 지진 발생 후 규모 2~4의 여진이 이어져 일부 건물의 외벽이 무너지고, 약 80명의 인명피해가 발생했다. 이로 인해 우리나라도 지진에 대한 안전지대가 아니라는 인식의 확산과 함께 정부주도 하에 노후화된 시설물 안전점검 및 재해대책 마련이 활발히 진행되고 있다.

오래된 공공건물의 경우 강진 이후 그 기능을 유지하여 지진 복구 및 대피시설로 사용할 수 있어야 한다. 이를 위하여 지진에 대한 위험도를 기준에서 제시한 값 이하가 되도록 내진보강을 해야 한다. 특히, 노후화된 공공건물의 기존 철근콘크리트 (RC) 골조는 콘크리트와 철근의 퇴화와 취약한 철근상세를 보유하고 있어 이는 지진발생 시 취약한 전단파괴로 이어지고 층 붕괴 메커니즘이 지진초기에 발생하여 매우 위험하다. 본 연구는 이러한 부분의 공공건물의 지진 붕괴확률 평가기반 내진보강의 문제점을 해결하고 적절한 내진보강방법 선정 및 내진보강 설계를 가능하게 하는 필요성이 높은 연구이다. 그 첫 번째 단계로 국내 건축물의 구조부재 특성을 반영한 데이터베이스를 구축할 것이다.

(2-1-1) 조사내용

① 건물 실태

2016년 9월 자료에 의하면 전국 건축물 698만 6913동 중 내진확보가 된 건축물은 47만 5335동으로 6.8%에 불과한 것으로 알려져 있다. 공공건축물의 경우 전체 12만 7306동 중 40.93%의 건축물만 내진설계가 반영되어 있고, 이는 절반에도 못 미치는 수준이다. 공공건물의 경우 강진이후에도 기능을 유지하여 복구나 대피시설로 활용되어야 함이지만 피해를 받아 그 기능을 상실한다면 이는 더 큰 재해를 초래할 수 있다.

그러나 서울시 지진안전포털 (http://goodhousing.eseoul.go.kr/SeoulEqk/main.do) 에서 통계현황을 보면 내진설계의 필요성은 부각되었으나 내진설계 확보 속도가 전체건물 증가 속도를 따라가지 못함을 알 수 있다. 경주지진이 발생한 2016년 09월 서울시 내진통계현황과 현재 2019년 07월 현황을 비교해보면 전체 건축물 수 (A)는 크게 늘지 않았으나, 내진설계대상의 건물 수(B)가 약 20만 가까이 증가한 것을 볼 수 있다. 그러나 대상 건물 수의 증가에 반해 내진성능이 확보된 건축물(C)은 1만8천 증가하여 내진설계 대상대비 내진율 (C/B)은 오히려 감소한 것을 알 수 있다.

표 2.1.1 경주 지진 전·후 서울시 내진통계 현황

구분	건축물 총계 (A)	내진설계 대상 (B)	내진성능 확보 (C)	내진성능 미확보	내진율	
					전체건축물 대비 (C/A)	내진설계 대상 대비 (C/B)
2016.09	633,121	296,482	81,183	551,938	12.80%	27.40%
2019.07	612,911	496,009	99,896	513,015	16.30%	20.10%

② 구조별 경과연수 현황

학교 건축물의 경우 전라남도 교육청에서 실시한 학교 건축물의 노후도 실태와 특성분석 자료 (이재신, 2019)를 통해 학교 건축물의 노후도 실태와 특 경과연수와 구조에 대한 통계자료를 얻을 수 있다. 총 8,101개의 학교 건축물 중 경과연수가 30년이 넘어가는 건축물은 2,915개동으로 약 1/3에 해당하는 수가 이에 해당한다. 그 중 60%에 해당하는 건물이 조적조, 석조건물이며 37%에 해당하는 건물이 철근콘크리트조, 철골철근콘크리트조이다. 철근콘크리트조 철골철근콘크리트조 철골조 등 철골과 철근콘크리트를 이용한 건물을 건설한 비율이 점차적으로 늘어났음을 알 수 있다. 이에 반하여 조적조나 석조의 건물은 점차 줄어들고 있음을

볼 수 있다.

표 2.1.2 구조별 경과연수 현황(전남교육청, 2016, 학교시설 안전관리 통계자료)

구분	경과연수(동)						
	계	20년 미만	20~30년	30~40년	40~50년	50~60년	60년 이상
계	8,101	3,148	2,038	1,176	1,485	187	67
철근콘크리트조, 철골철근콘크리트조	3,336	1,677	577	387	600	76	19
조적조, 석조	3,764	612	1,350	774	874	110	44
철골조	150	123	25	1	1	-	-
목조	24	13	2	3	3	1	2
경량철골조	808	715	79	8	6	-	-
기타	19	8	5	3	1	-	2

③ 재료강도

재료강도에 대한 문헌조사 자료는 아래와 같다 (홍성걸과 임우영, 2015). 표 2.1.2는 기존 건축물에 사용된 콘크리트, 철근 그리고 강재의 재료강도를 연도별로 정리한 것이다. 기존 건축물의 보강 전후 강도들의 최소와 최대강도를 정리한 것이다. 분석결과 기존 건축물의 보강 전 콘크리트 강도는 15~27 MPa 이었으며, 보강 후 강도는 21~30 MPa 이었다. 철근의 경우 1970년대에서 1990년대까지 건설된 건축물에는 240 MPa 이하의 철근을 사용한 경우가 있었으며, 2000년대에도 300 MPa 강도를 가진 철근이 사용되는 경우가 있었다. 하지만 대부분의 경우 내진 보수 보강에는 주로 400 MPa 급 철근을 사용하였으며 경우에 따라 500 MPa 급의 고강도 철근을 사용한 것으로 나타났다. 강재의 경우, 보강 후 오히려 강도가 낮아지는 경우도 나타났다. 보강 전후 의 강재의 강도는 235 MPa 에서 325 MPa 범위 내에 있는 것으로 알 수 있다.

표 2.1.3 연도별 보강 전/후 재료강도 [단위: MPa]

구분 (준공연도)	콘크리트				철근				강재			
	보강 전		보강 후		보강 전		보강 후		보강 전		보강 후	
	(최대	최소)	(최대	최소)	(최대	최소)	(최대	최소)	(최대	최소)	(최대	최소)
1960~1969	21	21	24	27	400	400	400	400	235	325	235	325
1970~1979	15	24	21	27	235	500	400	500	235	325	235	235
1980~1989	18	21	21	30	235	300	400	500	235	235	235	235
1990~1999	18	24	21	24	240	400	400	500	235	235	235	325
2000~2010	21	27	24	24	300	400	400	400	235	235	235	325

④ 층수

공공기관에 한정짓지 않고 전체 건물로 범위를 확장해서 자료를 조사하였다. 층수, 자재 등에 따른 통계자료를 얻을 수 있었으며, 이를 통해 국내 건물에 대한 정보를 얻을 수 있다.

국가통계포털 사이트 KOSIS 국가통계포털 (http://kosis.kr/index/index.do)에서 제공하는 통계자료를 조사하였다. 가장최근인 2018년 기준으로 층수별 건물 현황을 알아보았다. 내진설계적용기준은 지진·화재대책법 시행령 제 10조 제 1항 지진·화재재해대책법 시행령 제 10조(내진설계기준의 설정 대상 시설)의 제 1항: 법 제 14조제1항 각 호 외의 부분에서 “대통령령으로 정하는 시설”이란 다음 각 호의 시설을 말한다. 「건축법 시행령」제 32조 제2항 각 호에 해당하는 건축물에 규정된 시설물 중, 건설산업기본법 제 2조 제 4호에서 정하고 있는 건설공사의 내진설계에 적용한다. 높이가 13미터 이하인 건축물은 규정된 시설물에 속하지 않는다. 층고가 3.3m인 건물의 경우 4층 이하의 건물은 높이가 13미터가 되지 않으므로 내진설계적용기준에 규정된 건물이 아니다. 기존 건물의 약 95% 4층 이하의 건축물이며, 이 건물들은 내진설계기준의 설정대상시설에 해당되지 않기 때문에 지진발생시 높은 위험에 노출된다. 또한, 저층건물일수록 고유주기가 짧다. 고유주기가 짧으면 다양한 지진의 주파수에 공진되기 쉬우며 이는 지진의 영향을 더 크게 받는다는 의미다.

표 2.1.4 층수별 건축물 현황

시·도명	~2018								
	계	1층	2-4층	5층	6-10층	11-20층	21-30층	31층이상	그 외 기타
합계	7,191,912	4,410,699	2,384,798	170,783	90,753	89,518	21,780	2,325	21,256
비율	100%	61.33%	33.16%	2.37%	1.26%	1.24%	0.30%	0.03%	0.30%

⑤ 구조재료

국가통계포털 KOSIS에서 제공하는 연도별 구조별 건축물 착공 현황 자료이다. 2009년부터 최근 10년간의 자료를 정리한 것으로 연도에 따른 사용한 구조재료의 비율을 알 수 있다. 이 자료로 철근 및 철골조의 비율이 높으며 그 수 또한 증가하는 추세를 보이고 있다. 그에 반해 조적조의 비율은 줄어들고 있으며 목조의 경우 다소 증가하였으나 그 차이가 미미하다.

표 2.1.5 연도별 구조별 건축물 착공 현황(2009~2018) [단위: 동]

구분	총합계								
레벨	합계	자재별				자재별(비율)			
항목	합계	철근및철골조	조적조	목조	기타	철근및철골조	조적조	목조	기타
2009	170,136	143,355	16,510	9,503	768	84.26%	9.70%	5.59%	0.45%
2010	188,470	162,880	14,908	9,585	1,097	86.42%	7.91%	5.09%	0.58%
2011	198,863	173,986	14,384	10,037	456	87.49%	7.23%	5.05%	0.23%
2012	190,589	167,159	12,582	10,369	479	87.71%	6.60%	5.44%	0.25%
2013	187,545	164,907	11,728	10,339	571	87.93%	6.25%	5.51%	0.30%
2014	199,390	176,185	11,059	11,493	653	88.36%	5.55%	5.76%	0.33%
2015	225,941	200,247	11,307	13,595	792	88.63%	5.00%	6.02%	0.35%
2016	231,972	205,699	10,198	14,945	1,130	88.67%	4.40%	6.44%	0.49%
2017	208,935	186,440	7,494	13,938	1,063	89.23%	3.59%	6.67%	0.51%
2018	216,102	196,341	5,112	11,828	2,821	90.86%	2.37%	5.47%	1.31%
계	2,017,943	1,777,199	115,282	115,632	9,830	88.07%	5.71%	5.73%	0.49%

(2-1-2) 공공건물 구조부재 데이터베이스

과거 연구에 의하면 (Lynn et al. 1996; Bracci et al. 1999), 취약한 RC 구조부내는 다음과 같은 물성치를 가지고 있다고 하였다.

- 길이방향 철근비: 0.5 ~ 4.3%
- 횡방향 철근비: 0.4 ~ 1.1%
- 콘크리트 압축강도: 21 MPa
- 철근 인장강도: 300 ~ 400 MPa

실제 비연성 RC기둥의 응답과 유사한 모사결과를 얻기 위한 모델매개변수 값은 실험체와 수치모델의 하중-변형 응답을 비교함으로서 결정할 수 있다. 이를 위해 과거 연구자들의 RC기둥 실험 결과 중, 위의 물성치에 해당하면서 전단파괴가 발생한 40개의 실험체를 표 2.1.6 에 수집하였다. 여기서 b, h는 각각 기둥단면의 폭과 높이, a는 전단경간, s는 횡방향 철근의 중심간격, ρ_l은 길이방향 철근비, ρ_t는 횡방향 철근비, ν (= $P/A_g f_c$)는 기둥 단면에 작용하는 축력과 축내력의 비율, f_c'은 재령 28일 후 측정된 콘크리트 공시체의 압축

강도, f_{yl}와 f_{yt}는 각각 인장실험에서 측정된 길이방향, 횡방향 철근 시험편의 항복강도이다. 본 연구에서는 비연성 RC기둥의 전단파괴로 인한 내력저하에 집중하였기 때문에 겹침이음파괴, 길이방향 철근의 좌굴, 휨파괴가 발생한 실험체는 고려되지 않았다. 또한 비연성 RC건물에는 단면이 직사각형인 기둥이 주로 쓰이므로 단면이 원형인 실험체는 제외되었다.

표 2.1.6 공공건물 주요 구조부재 DB (실험체명, 부재상세)

No.	ID	b (mm)	h (mm)	L (mm)	s (mm)	ρ_l (-)	ρ_t (-)	ν (-)	f_{ck} (MPa)	f_{yl} (MPa)	f_{yt} (MPa)
1	1	457	457	2946	305	2.48%	0.17%	15%	21.1	434.3	475.9
2	4	457	457	2946	305	2.48%	0.17%	15%	21.8	434.3	475.9
3	3CLH18	457	457	2946	457	3.04%	0.07%	9%	26.9	330.9	399.9
4	2CLH18	457	457	2946	457	1.94%	0.07%	7%	33.1	330.9	399.8
5	2CMH18	457	457	2946	457	1.94%	0.07%	28%	25.5	330.9	399.8
6	2SLH18	457	457	2946	457	1.94%	0.07%	7%	33.1	330.9	399.9
7	3SMD12	457	457	2946	305	3.03%	0.17%	28%	25.5	330.9	399.9
8	3CMH18	457	457	2946	457	3.04%	0.07%	26%	27.6	330.9	399.8
9	3CMD12	457	457	2946	305	3.04%	0.17%	26%	27.6	330.9	399.8
10	3SLH18	457	457	2946	457	3.03%	0.07%	9%	26.9	330.9	399.9
11	2D16RS	200	200	800	50	2.01%	0.48%	14%	32.0	368.9	315.9
12	4D13RS	200	200	800	50	2.65%	0.48%	15%	29.9	369.9	315.9
13	H-2-1_3	200	200	800	40	2.65%	0.71%	35%	23.0	361.7	364.3
14	H-2-1_5	200	200	800	50	2.65%	0.57%	21%	23.0	361.7	364.3
15	HT-2-1_3	200	200	800	60	2.65%	0.71%	26%	27.1	361.7	364.3
16	HT-2-1_5	200	200	800	75	2.65%	0.57%	21%	20.2	361.7	364.3
17	IK_43	200	200	500	100	1.99%	0.28%	10%	19.6	434.4	558.5
18	IK_44	200	200	500	100	1.99%	0.28%	10%	19.6	434.4	558.5
19	IK_45	200	200	500	100	1.99%	0.28%	20%	19.6	434.4	558.5
20	IK_46	200	200	500	100	2.66%	0.28%	20%	19.6	434.4	558.5
21	IK_62	200	200	500	100	1.97%	0.28%	10%	19.6	344.8	475.8
22	IK_63	200	200	500	100	1.97%	0.28%	20%	19.6	344.8	475.8
23	IK_64	200	200	500	100	1.97%	0.28%	20%	19.6	344.8	475.8
24	KO_372	200	200	500	100	1.33%	0.33%	15%	26.7	524.0	351.7
25	KO_373	200	200	500	100	1.98%	0.33%	19%	20.4	524.0	351.7
26	KO_454	200	200	500	100	3.80%	0.33%	45%	21.9	358.5	315.8
27	HPRC19-32	200	200	600	20	1.27%	1.19%	35%	21.0	370.9	343.9
28	CA025C	200	200	600	70	2.13%	0.81%	20%	32.7	360.9	425.9
29	CA060C	200	200	600	70	2.13%	0.81%	62%	25.8	360.9	425.9
30	U1	350	350	1000	150	3.31%	0.30%	0%	43.6	429.9	469.9
31	U2	350	350	1000	150	3.21%	0.30%	16%	30.2	452.9	469.9
32	U3	350	350	1000	75	3.31%	0.60%	14%	34.8	429.9	469.9
33	BR-S1	550	550	1485	300	1.98%	0.12%	13%	45.0	444.9	424.9

b: 부재 단면의 폭; h: 부재 단면의 높이; L: 부재의 순길이; s: 횡보강근의 간격; ρ_l: 길이방향 철근비; ρ_t: 횡보강근 간격; ν: 기둥에 가해지는 축력비; f_{ck}: 콘크리트 압축강도; f_{yl}: 길이방향 철근 항복강도; f_{yt}: 횡방향철근 항복강도

수집된 일부 실험체들의 하중-변위 응답은 그림 2.1.1에 제시되어 있다. 전단파괴가 발생하였기 때문에 하중-변위 응답에서 최대내력이후 급격한 내력저하가 공통적으로 발견되었다.

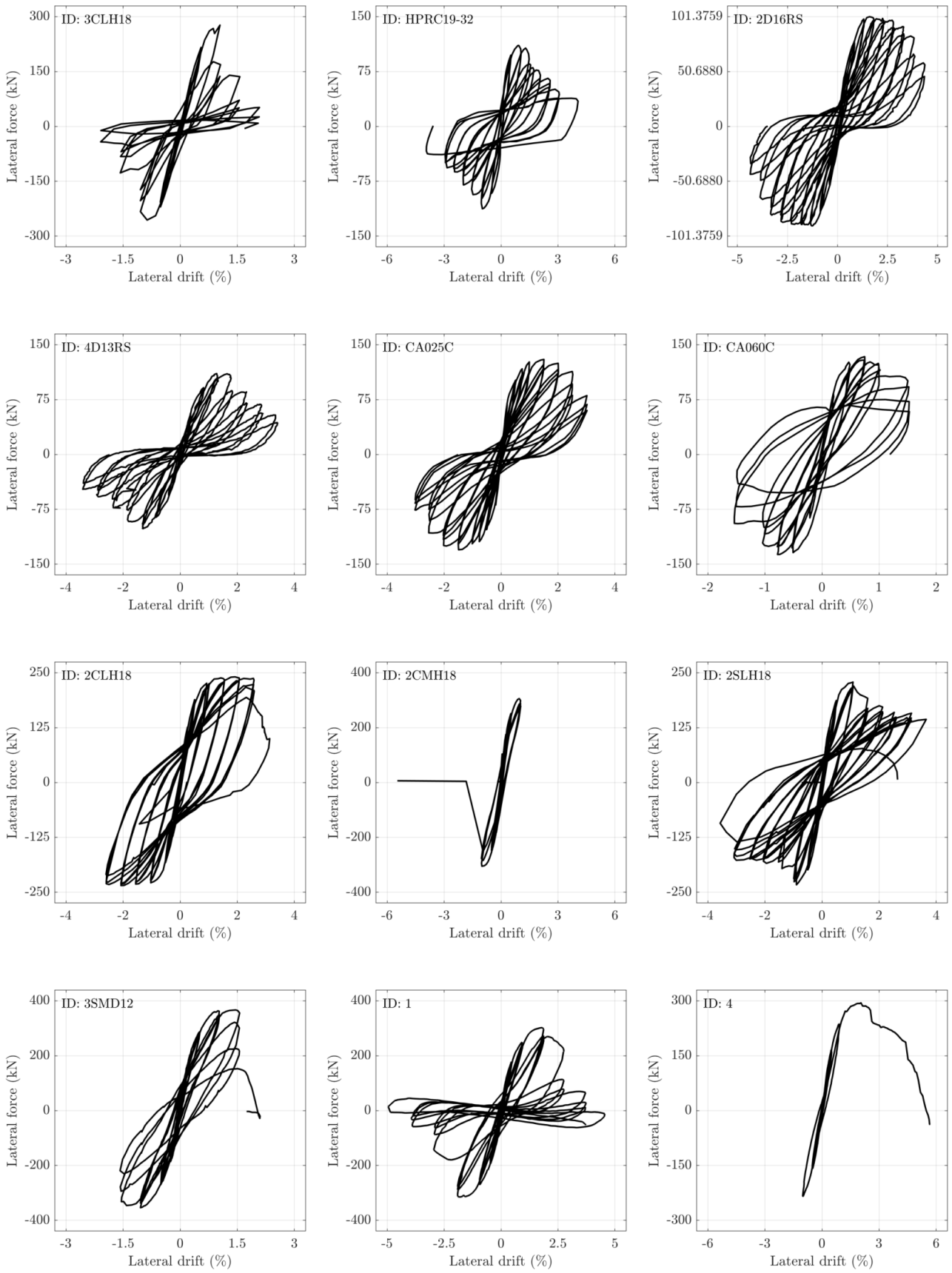


그림 2.1.1 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 실험 결과(계속)

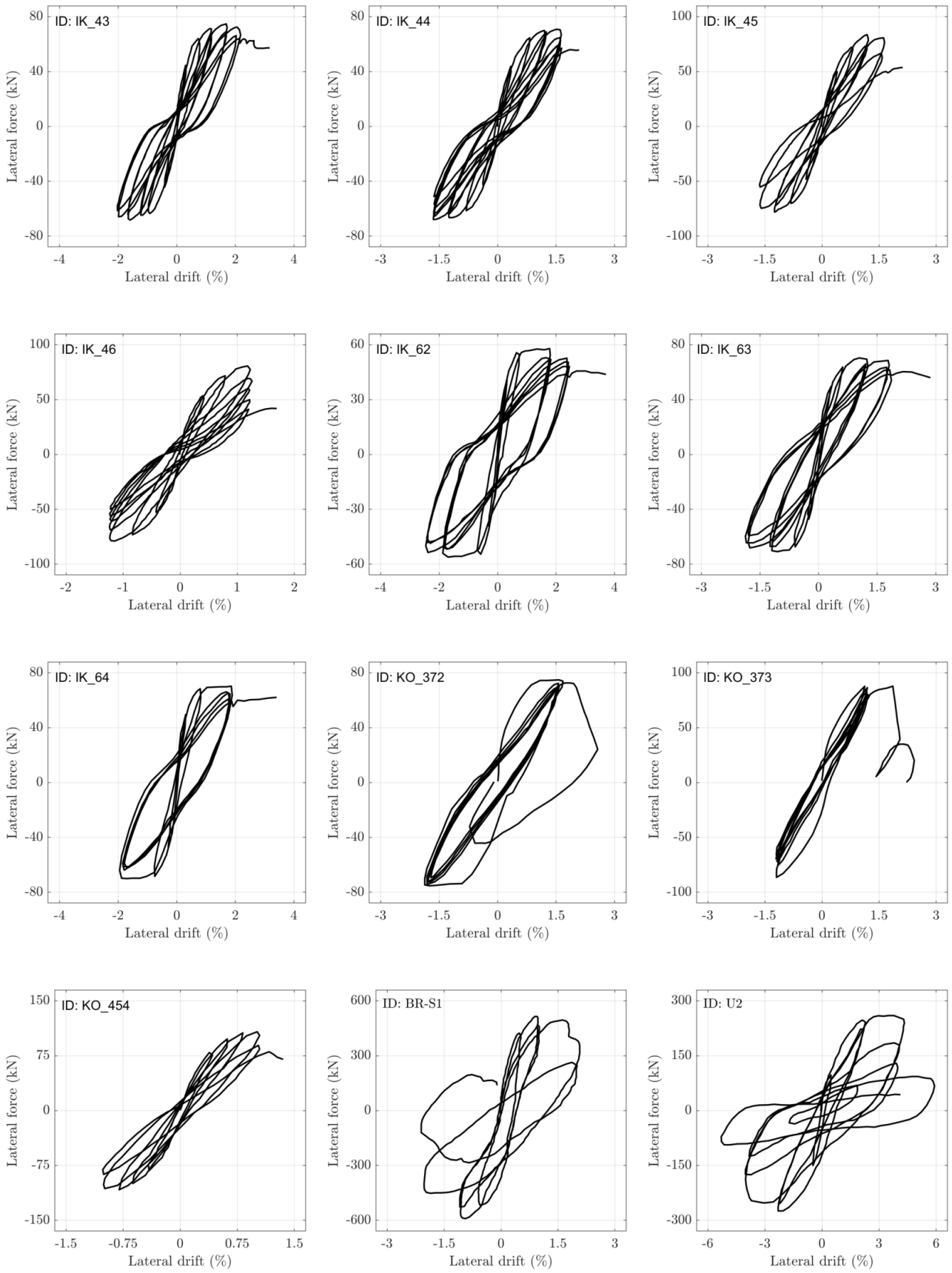


그림 2.1.1 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 실험 결과(계속)

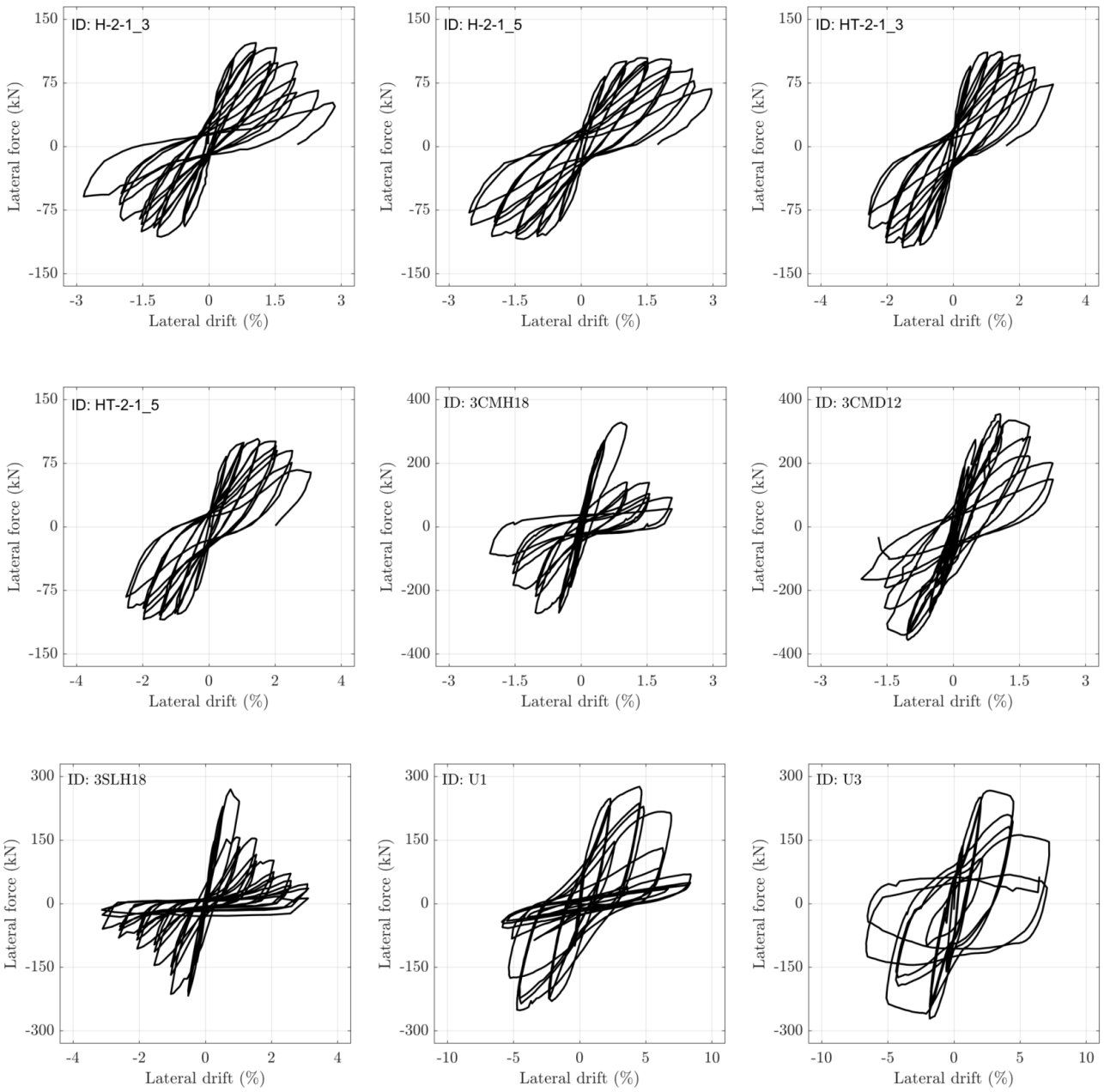


그림 2.1.1 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 실험 결과

(2-2) 2차년도 : 해석-부재실험 통한 특성평가

국내외의 건축구조기준 (KDS 41-17-00 2019, ACI 2019; ASCE 2016, ASCE 2017)에서는 대상 구조물의 성능을 확보하기 위한 하중 산정 절차 및 설계 기준들을 제안하고 있다. 이 기준들에서는 건물이 만족스러운 내진성능에 보유하도록 하기 위하여 건물의 횡력저항 시스템에 대한 까다로운 설계절차를 요구하고 있다. 최근에는 건축물이 지진하중에 대하여 특정 이상의 내진성능을 확보하도록 성능기반 내진설계나 평가방법을 제안하고 있다.

이러한 설계방법과 절차가 현재 마련되어 있지만, 1차 년도 연구에서도 지적한 바와 같이 우리나라 대다수 건물은 내진설계가 수행되지 않은 비연성 (non-ductile) 철근콘크리트 (reinforced concrete, RC)구조물이다. 특히 내진설계 도입 (1988년) 이전에 건설된 철근콘크리트 건물은 내진설계 기준의 부재로 인하여 대표적인 비연성 골조라 할 수 있다.

최근까지 저층건물은 내진설계 의무대상에서 제외되어 있어 최근에 지어진 저층 건물 또한 비연성 골조가 매우 많다. 이러한 비연성 철근콘크리트 골조 건물들은 내진설계가 된 건물에 비하여 횡보강근의 간격이 넓고 빈약한 배근 상세로 인하여 낮은 횡하중에 대한 보유능력을 가지고 있다 (Lynn 등 1996, 2001). 또한 모멘트가 집중될 수 있는 기둥 단부에 겹침이음이 존재하거나 겹침이음의 길이가 주철근 직경의 20배에서 24배로 매우 짧은 것으로 보고되고 있다 (Elwood와 Moehle 2003; Melek 과 Wallace 2004). 이는 모멘트가 집중되는 단부의 휨철근이 항복하기 이전에 겹침이음 파괴로 이어질 수 있고, 기둥의 내력과 강성 저하로 전체 구조물이 붕괴로 이어질 수 있다. 비연성 골조는 일반적으로 중력하중만 고려하여 설계되고, 지진하중이 작용하는데도 불구하고 중력하중만으로 설계한 골조에 요구되는 철근상세가 적용되었기 때문에 매우 취성적인 거동을 할 수 있다. 특히 이러한 골조의 취약부재인 기둥은 이러한 문제점으로 인하여 지진발생시 예기치 않은 전단파괴가 발생할 수 있다.

우리나라는 지진활동도가 높지 않은 지역에 위치하고 있지만 지진 발생 가능성은 존재한다. 특히 지진이 인구가 밀집한 도시 근교에서 발생하면 지진으로 인한 피해가 커질 수 있다 (Jee 와 Han 2019). 이는 최근 발생한 경주지진과 (2016, 규모 5.8) 포항지진 (2017년 규모 5.4)에서 경험한 바 있다. 1차 년도 연구에서 취합한 데이터베이스에서도 확인한 것처럼 국내 대다수의 공공건물의 경우 재난 발생시 주민 대피를 위한 중요 구조물로 지정되어있음에도 불구하고 내진설계 의무대상에 포함되지 않아 내진설계가 수행되지 않는 경우가 다수 존재한다.

본 연구에서는 대표적인 중력하중으로 설계된 비연성 철근콘크리트 건물에 대한 지진위험도를 평가하기 위하여 수치해석모델을 구축하고 지반운동에 대한 비선형동적해석을 수행하였다. 이를 바탕으로 대상 건물의 지반운동에 대한 붕괴 메커니즘을 평가하였다. 이러한 해석결과는 위험요소가 많은 층의 부재들을 합리적으로 내진보강을 수행하기 근거자료가 된다. 또한, 해석을 통한 대상건물의 붕괴 메커니즘의 평가를 바탕으로 취약한 기둥 부재를 선정하였고, 기둥부재의 정확한 이력특성을 평가하기 위하여 실험을 수행하고자 하였다. 대상 실험체는 1차 년도 연구에서 수집하였던 기둥 데이터베이스를 보완할 수 있도록 제작하고자 한다. 2차 년도에는 부재실험 계획을 완료하고, 제작 및 실험은 3차 년도에 수행할 예정이다.

(2-2-1) 대상 공공건물의 비선형 정적해석 및 증분동적해석

2차 년도 연구에서는 내진설계 기준 제정 이전 건축된 횡하중에 대한 취약한 거동이 예상되는 비연성 RC 골조의 내진성능평가 및 보강전략 수립을 목적으로 진행하였다. 1차 년도 연구를 바탕으로 이러한 취약한 공공건물의 범위를 정의하였다. 또한, 이러한 정의를 바탕으로 중력하중을 이용하여 설계한 3층 3경간의 비연성 RC 골조를 선정하였고, 이 모델 건물의 해석 수행을 위하여 수치 모델을 구축하였다. 그림 2.2.1에는 본 연구에서 사용한 대상건물과 해석모델이 나타나 있다. 각 부재별 구축한 수치모델은 다음 장 “대상공공건물 성능평가를 위한 간략모델 개발”에서 자세히 설명할 것이다.

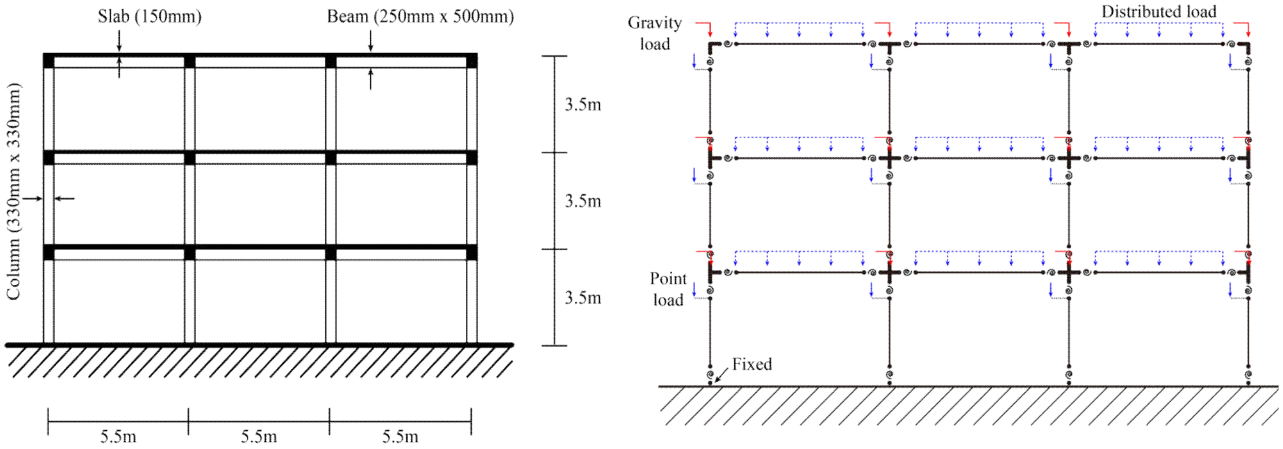


그림 2.2.1 대상 건물과 수치모델 구성

대상 건물의 수치모델을 이용한 비선형 정적해석 (Pushover) 및 증분동적해석 (Incremental dynamic analysis, IDA) (Vamvatsikos and Cornell, 2002; Han and Chopra 2006)을 통하여 대상건물의 손상과 붕괴 메커니즘을 규명하고, 이에 따른 주요 취약 부재 실험을 계획한다. 특히 기존에 구축된 부재의 데이터베이스를 보완하기 위한 실험 변수를 결정하고자 하였다.

비선형 정적해석은 대상 구조물의 1차 모드 형태에 따른 횡하중의 분포를 이용하여 수행하였다. 1차 년도 연구에서도 정의한 바와 같이 대다수의 취약 공공건물의 경우 5층 이하의 구조물로 이루어져 있고, 이러한 저층 구조물의 경우 지진하중에서 1차 모드에 해당하는 하중에 의하여 가장 큰 영향을 받는다. 따라서 1차 모드 형태를 따르는 횡하중을 분배함으로써 대상 공공건물의 지진하중에 의한 손상을 평가하고자 하였다. 증분동적해석 (IDA)은 FEMA P695 (FEMA 2009)에 제안된 44개의 원거리 지반운동 집단 (far-field ground motion set)을 이용하여 수행하였다. 비선형 정적해석과 증분동적해석의 결과로 산출할 수 있는 비선형 pushover 곡선과 선정된 지반운동에 대한 IDA 곡선을 그림 2.2.2에 나타내었다.

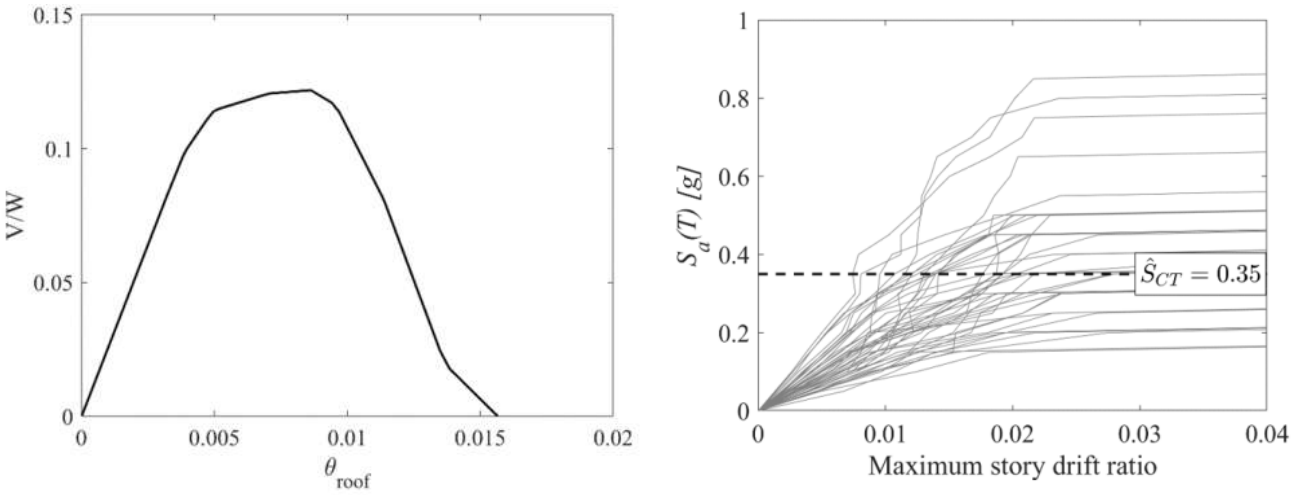


그림 2.2.2 대상 공공건물의 pushover 곡선과 IDA 곡선

그림 2.2.2의 pushover 곡선의 가로축과 세로축은 각각 지붕층 변위각 (θ_{roof})과 건물의 중량으로 정규화된 밑면전단력 (V/W)을 나타낸다. 지붕층변위각 (θ_{roof})은 지붕층의 횡변위 (δ_{roof})를 구조물의 높이 (H)로 나눈 값이다. 대상 공공건물은 0.5% 미만의 에서 항복을 경험하였으며, 1%의 에서 최대 밑면전단력을 경험한 이후 P-Delta 효과로 인하여 급격한 내력저하를 경험하였다. 최대내력 발현 이후의 급격한 내력저하를 바탕으로 대상 공공건물은 횡하중에 의한 취약한 응답을 보이는 것으로 판단되며, 취성적인 응답을 보일 것으로 예측된다.

그림 2.2.2의 IDA curve에서도 이와 같은 취약한 응답을 확인할 수 있다. IDA curve상에서 가로축과 세로축은 각각 최대 층간변위각과 주기 에서 스펙트럼 가속도를 나타낸다. 여기에서, 주기는 ASCE 7에 따르는 주기의 상한값 ($C_u T_a$)을 사용하였다. 대상 공공건물은 모든 지반운동에 대하여 2% 최대 층간변위각 이후에 급

격한 동적 불안정인 붕괴가 발생하는 것으로 나타났다. 이를 바탕으로 대상 공공건물과 같은 비연성 RC 모멘트골조의 경우 구조물의 항복 이후에 급격한 붕괴가 발생하며, 지진하중에 대하여 취성적 응답을 보이는 것을 확인할 수 있었다.

(2-2-2) 대상 공공건물의 붕괴 메커니즘 분석

대상 공공건물의 횡하중 및 지진하중에 대한 비선형정적해석 및 증분동적해석상에서 구조 부재에 대한 손상해석을 수행하였으며, 이를 바탕으로 붕괴 메커니즘을 분석하였다. 다음의 그림 2.2.3와 그림 2.2.4는 각각 비선형정적해석과 한 개의 지진파를 사용한 동적해석상에서 붕괴 직전의 소성힌지 분포를 나타낸 것이다.

그림 2.2.3의 좌측은 비선형정적해석상에서 붕괴 직전시점에서의 대상 공공건물에 발생하는 소성힌지 분포를 나타낸 것이다. 구조부재에 발생하는 각각의 손상상태는 그림 2.2.3의 우측과 같이 정의하였으며, 골조에서 검은색 원, 파란색 사각형 및 빨간색 'x' 마크를 이용하여 구조부재의 항복, 최대내력 및 파단을 각각 나타내었다. 그림에서 나타난 바와 같이 구조부재에 발생한 손상은 1층에 집중되어 있는 것으로 평가되었다. 특히 파단 및 최대내력의 발현은 1층 기둥에 집중되었다. 이러한 손상의 분포는 대상 공공건물이 횡하중을 경험하였을 때 1층에서 모든 손상 및 변형이 집중된다는 것을 의미한다. 또한, 대상 공공건물의 붕괴는 1층에서 조기에 발생한 파단으로 인하여 급격하게 변형이 증가하였으며, 이로 인하여 야기된 것으로 판단할 수 있다.

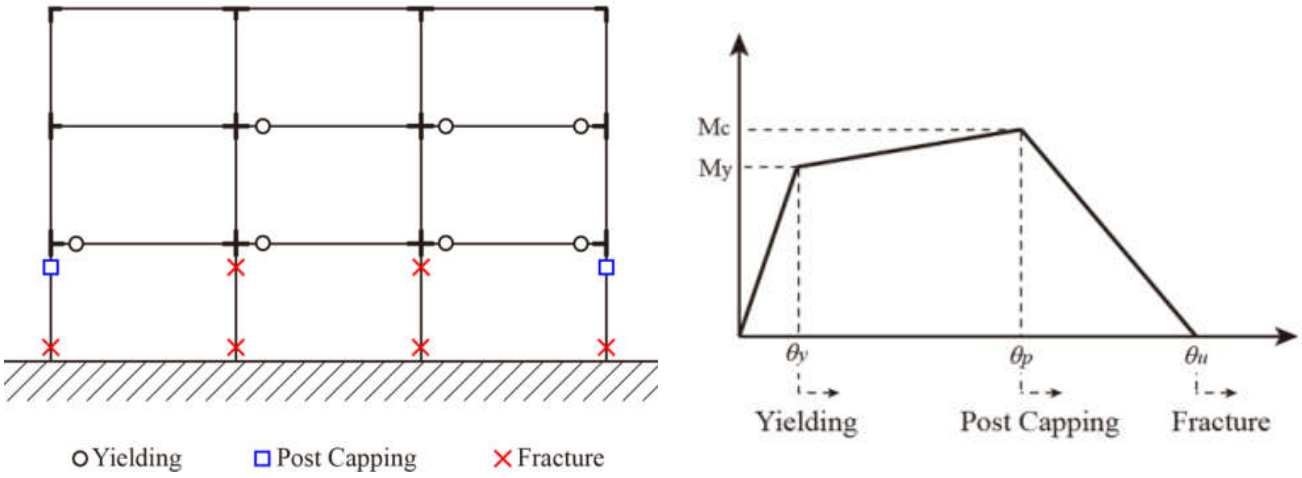


그림 2.2.3 비선형정적해석상의 붕괴 직전 대상 공공건물에 발생하는 소성힌지 분포

그림 2.2.4는 임의의 지반운동을 이용한 비선형동적해석상에서 붕괴 전후에 대상 공공건물에서 발생하는 소성힌지의 분포를 보여주고 있다. 상대적으로 그림 2.2.3에 나타낸 비선형 정적해석상에서의 소성힌지 분포와는 다르게 구조부재의 항복은 전 층에서 발생한 것으로 평가되었다. 손상 분포의 차이는 지반운동의 경우 고차모드에 해당하는 하중으로 인하여 상부 층에 일정 부분의 하중이 가해진 것으로 판단된다. 그러나 지반운동에 의한 손상의 경우에도 붕괴 시점에서는 저층부 기둥에서 파단이 집중되는 것으로 평가되었다. 저층부 기둥 파단 후 P-Delta 효과로 인한 sway mechanism이 발생하여 횡변위가 급격하게 늘어났고 강도의 증가는 없는 동적 불안정에 도달하였다.

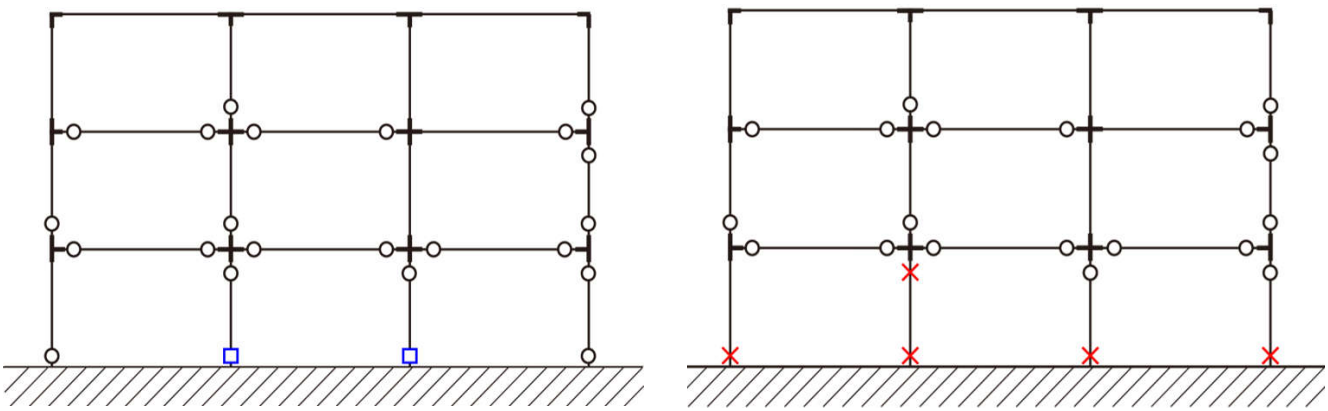


그림 2.2.4 비선형 동적해석상의 붕괴 전후 대상 공공건물에 발생하는 소성힌지 분포

추가적으로 임의의 지반운동에 의한 붕괴가 발생하는 시점의 층간 변위각을 그림 2.2.5에 나타내었다. 그림 2.2.5에 나타난 바와 같이 붕괴가 일어난 시점에서 2층과 3층의 층간 변위각은 약 1%와 0.6%로 매우 작은 값을 보이는 것으로 평가되었다. 이와는 대비되는 결과로써 1층의 층간 변위각은 2% 이상 발생하였으며, 이러한 결과는 대상 중저층 중력하중으로 설계된 공공건물의 붕괴가 1층의 급격한 변위의 증가로 기인하는 것을 입증하는 것이라 할 수 있다.

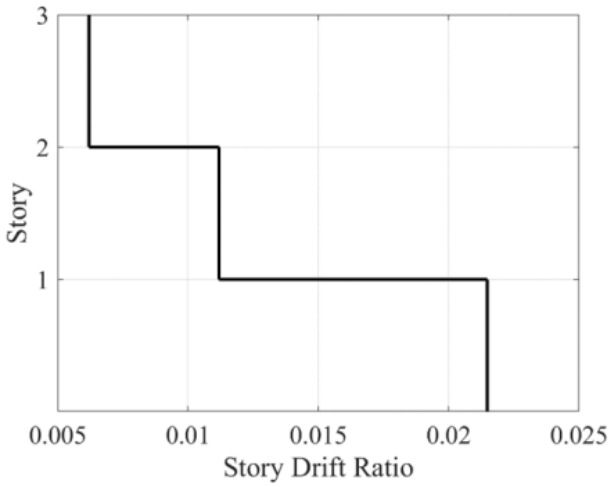


그림 2.2.5 대상 공공건물의 붕괴시점에서 발생한 층별 층간변위각

(2-2-3) 취약 구조부재와 데이터베이스를 보완하기 위한 부재실험 계획

앞서 대상 공공건물의 응답을 평가한 결과에서 관측된 것처럼, 내진설계가 수행되지 않은 대상골조는 매우 취약한 거동을 하는 것을 확인하였고, 특히 1층 기둥에서 파괴가 집중되는 것임을 확인하였다. 따라서 본 연구에서는 대상 공공건물의 취약 구조부재로써 기둥부재를 선정하였으며, 동시에 1차 년도연구에서 Berry등(2004)의 연구에 기반하여 구축한 기둥실험 데이터베이스를 보완하기 위한 실험체 변수를 결정하였다.

선행연구 (Lynn등 , 1996; Lynn 2001)에 따르면 미국의 1970년대 이전 내진설계절차가 정의되지 않은 시점의 비선형 RC 골조의 경우 적절한 겹침이음 길이를 만족하지 못하였으며, 짧은 겹침이음길이와 넓은 횡보강근 간격 및 갈고리의 형태, 소성힌지 영역에 위치한 겹침이음으로 인하여 내진 거동에 취약한 문제점이 있다고 언급하였다.

표2.2.1은 과거 연구자들의 RC기둥 실험 결과 중 위의 물성치에 해당하면서 전단파괴가 발생한 실험체를 나타내었다. 여기서 b, h는 각각 기둥단면의 폭과 높이, s는 횡방향 철근의 중심간격, s/d는 전단경간비, ρ_l는 길이방향 철근비, ρ_t는 횡방향 철근비, ν는 기둥단면에 작용하는 축력과 축내력의 비율이다. 또한 비연성 RC 건물에는 단면이 직사각형인 기둥이 주로 사용되는 것으로 나타나 원형단면을 갖는 기둥은 제외하였다.

실험체 변수로는 비연성 RC 골조 기둥의 ρ_l, ρ_t, ν와 s/d를 선정하였다. 그림 2.2.6은 비연성 골조 기둥 데이터베이스의 실험체에 사용된 ρ_l, ρ_t, ν와 s/d 히스토그램이다. 본 연구에서는 대상 물성치에 대한 히스토그램을 바탕으로 실제 실험체의 분포도를 표기하고자 하였으며, 데이터베이스를 보완하기 위하여 추가적으로 실험이 수행되어야 할 실험체를 선정하였다.

그림 2.2.7에는 대상 건물의 1층 외부기둥을 고려한 중력하중만으로 설계된 비연성골조의 기둥 (N20-U)을 기존에 실험된 실험체와 함께 나타나 있다. 비교를 위하여 철근상세를 달리한 보통모멘트골조 기둥 과 특수모멘트골조 기둥들과 기존 연구 실험체 정보가 나타나 있다. 일반 중저층 건물을 고려할 때 모든 조건이 다른 대상 실험체를 선정하는 것은 매우 어렵지만 가능한 범위에서 기존의 실험에서 사용한 실험변수 조합을 보완할 실험체를 선정하고자 하였다.

표 2.2.1 비내진구조 공공건물 주요 구조부재 DB

No.	ID	b (mm)	h (mm)	L (mm)	s (mm)	s/d (-)	ρ_l (-)	ρ_t (-)	ν (-)
1	1	457	457	2946	305	0.67	2.48%	0.17%	15%
2	4	457	457	2946	305	0.67	2.48%	0.17%	15%
3	3CLH18	457	457	2946	457	1.00	3.04%	0.07%	9%
4	2CLH18	457	457	2946	457	1.00	1.94%	0.07%	7%
5	2CMH18	457	457	2946	457	1.00	1.94%	0.07%	28%
6	2SLH18	457	457	2946	457	1.00	1.94%	0.07%	7%
7	3SMD12	457	457	2946	305	0.67	3.03%	0.17%	28%
8	3CMD12	457	457	2946	457	1.00	3.04%	0.07%	26%
9	3CMD12	457	457	2946	305	0.67	3.04%	0.17%	26%
10	3SLH18	457	457	2946	457	1.00	3.03%	0.07%	9%
11	2D16RS	200	200	800	50	0.25	2.01%	0.48%	14%
12	4D13RS	200	200	800	50	0.25	2.65%	0.48%	15%
13	H-2-1_3	200	200	800	40	0.20	2.65%	0.71%	35%
14	H-2-1_5	200	200	800	50	0.25	2.65%	0.57%	21%
15	HT-2-1_3	200	200	800	60	0.30	2.65%	0.71%	26%
16	HT-2-1_5	200	200	800	75	0.38	2.65%	0.57%	21%
17	IK_43	200	200	500	100	0.50	1.99%	0.28%	10%
18	IK_44	200	200	500	100	0.50	1.99%	0.28%	10%
19	IK_45	200	200	500	100	0.50	1.99%	0.28%	20%
20	IK_46	200	200	500	100	0.50	2.66%	0.28%	20%
21	IK_62	200	200	500	100	0.50	1.97%	0.28%	10%
22	IK_63	200	200	500	100	0.50	1.97%	0.28%	20%
23	IK_64	200	200	500	100	0.50	1.97%	0.28%	20%
24	KO_372	200	200	500	100	0.50	1.33%	0.33%	15%
25	KO_373	200	200	500	100	0.50	1.98%	0.33%	19%
26	KO_454	200	200	500	100	0.50	3.80%	0.33%	45%
27	HPRC19-32	200	200	600	20	0.10	1.27%	1.19%	35%
28	CA025C	200	200	600	70	0.35	2.13%	0.81%	20%
29	CA060C	200	200	600	70	0.35	2.13%	0.81%	62%
30	U1	350	350	1000	150	0.43	3.31%	0.30%	0%
31	U2	350	350	1000	150	0.43	3.21%	0.30%	16%
32	U3	350	350	1000	75	0.21	3.31%	0.60%	14%
33	BR-S1	550	550	1485	300	0.55	1.98%	0.12%	13%

b: 부재 단면의 폭; h: 부재 단면의 높이; L: 부재의 순길이; s: 횡보강근의 간격; s/d: 전단경간비; ρ_l: 길이방향 철근비; ρ_t 횡보강근 철근비; ν: 기둥에 가해지는 축력비

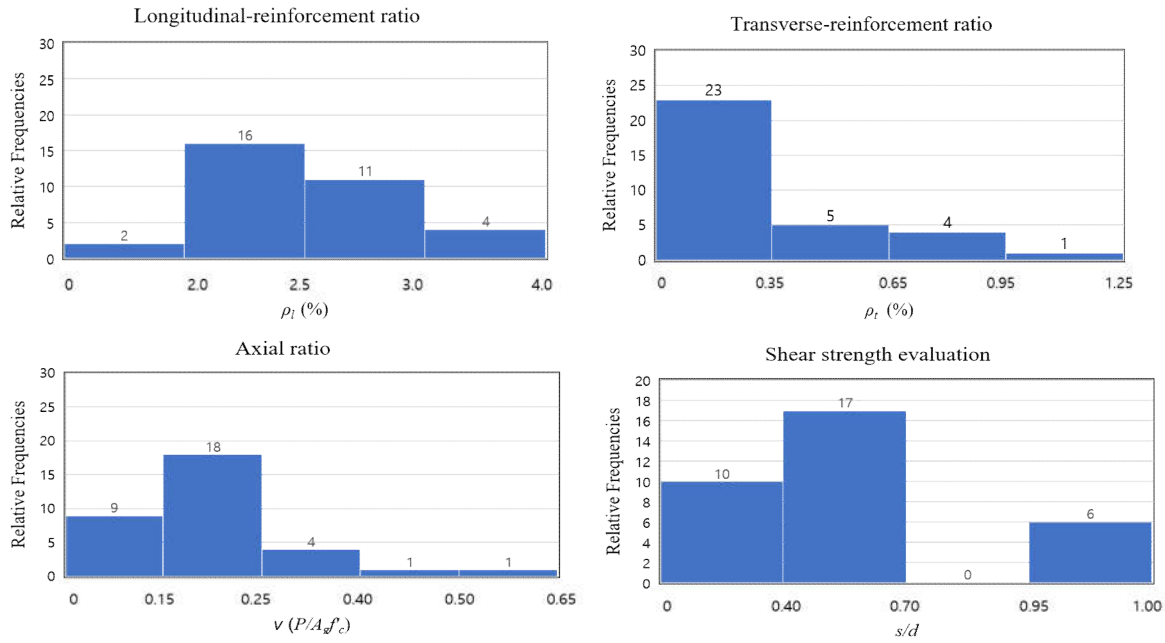


그림 2.2.6 비연성 공공건물 구조부재 변수 와 히스토그램

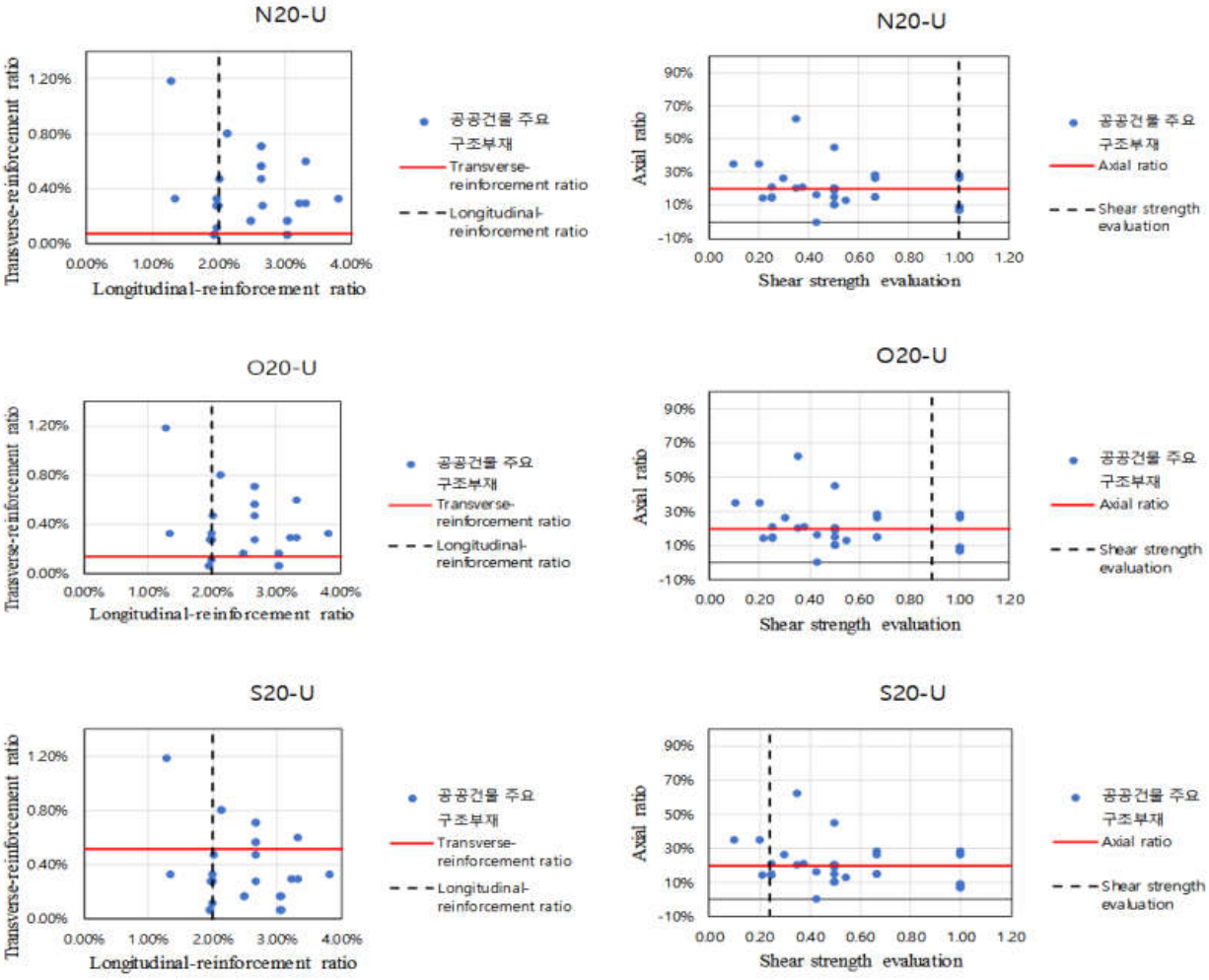


그림 2.2.7 철근상세에 따른 실험체의 주요 물성치 분포도

그림 2.2.8에서 그림 2.2.10는 기둥실험체의 철근 상세와 치수를 보여주며, 기둥의 높이는 1800mm이며 8개의 종방향 철근의 직경은 25.4mm(D25)이다. 보통모멘트골조(Ordinate Moment Frame, OMF)의 겹침이음 길이(ld)는 ACI에 제시하고 있는 식을 따라 38db로 선정하였고 비내진상세 겹침이음길이(ld)는 보통모멘트골조(Ordinate Moment Frame, OMF)의 겹침이음 길이(ld)의 53%이다. 비내진상세 기둥의 높이 방향을 따라서 직경

9.5mm(D10)의 횡보강근을 일정한 간격으로 배치하였으며 모든 횡보강근은 90°갈고리를 사용할 것이다. 보통모멘트골조(Ordinate Moment Frame, OMF)와 특수모멘트골조(Special Moment Frame, SMF)는 직경 12.7mm(D13)을 사용할 것이며 보통모멘트골조에는 90°갈고리를 사용하고 특수모멘트골조에는 135°갈고리를 사용할 것이다. 콘크리트의 공칭압축강도는 24MPa이며, 철근의 공칭항복강도는 400MPa로 가정하였다.

이 실험을 통하여 중력하중만으로 설계된 비연성 RC 골조의 가장 취약부인 1층 외부기둥 (N-20)에 대한 이력특성을 평가하고 이 특성을 이력모델에 반영하고자 한다. 또한 우리나라에서 가장 일반적으로 사용하는 기둥상세인 보통모멘트골조 기둥실험체 (O-20)를 만들어 실험하여 비연성 골조와의 차이를 평가하고자 하였다. 그리고 이력거동이 가장 우수하다고 판단되는 특수모멘트골조 기둥실험체 (S-20)를 만들어 실험을 수행하여 그 결과를 N-20과 O-20의 실험결과와 비교하고자 하였다.

비연성 RC기둥과 보통모멘트 RC 기둥은 기둥하단에 겹침이음이 있는데 반하여 특수모멘트 기둥은 겹침이음이 기둥 중간에 요구되므로 실험체 하단의 종방향철근은 기초까지 연속되어 있다. (그림 2.2.9) 그리고 비연성 기둥의 겹침이음 길이는 보통모멘트골조 기둥의 겹침이음 길이에 비하여 매우 짧은 것을 알 수 있다. 실험은 일방향 준정적 반복하중을 이용하여 진행하도록 계획하였다. 표 2.2.2에는 계획한 실험체의 물성치가 요약되어 있다. 모든 실험체의 물성치는 동일하고 철근 상세만 차이가 있다.

그림 2.2.11에는 실험체 세팅도가 나타나 있다. 실험은 그림 2.2.11과 같이 기둥 상부에 한 개의 엑츄에이터를 x축 방향으로 설치하여 철근콘크리트 기둥에 대해 횡력을 가할 것이며 일방향 반복 가력할 것이다. 수직방향으로는 두 개의 액추에이터를 설치하여 축하중을 가력할 것이다. 실험 종료까지 중력하중을 모사하기 위하여 수직으로 작용할 수 있도록 기둥상부에 받침부 (swivel)를 포함한 세팅을 고안하였다. 콘크리트 블록은 고강도 앵커 볼트를 사용하여 실험체가 바닥에 고정되도록 하며 블록에 충분한 양의 철근을 배치하여 콘크리트 블록의 파괴를 방지하도록 할 것이다.

가력방법은 그림 2.2.12와 같이 FEMA (2007)의 2.9.2 절을 다라 반복 횡하중으로 가력 할 것이다. 그림 2.2.11(a)는 일방향 반복하중을 나타낸다. 그림 2.2.11(b)는 사이클에 따른 변위 진폭을 나타낸다. 변위 진폭은 기둥부재의 횡변위를 높이로 나눈 변위비(θ)를 사용하며 변위비(θ)는 0.15%에서 시작하여 그 이후 사이클은 이전 변위비(Θ)의 1.4배씩 증가시킨다. 또한 2회의 사이클로 반복가력 할 것이다. 두 개의 액추에이터를 설치하여 횡력과 축력을 실험체에 작용시키도록 하였다.

표 2.2.2 실험체 물성치

No.	ID	b (mm)	h (mm)	L (mm)	s (mm)	s/d (-)	ρ_l (-)	ρ_t (-)	ν (-)
1	N-20	450	450	1800	450	1.00	2.0%	0.07%	20%
2	O-20	450	450	1800	400	0.89	2.0%	0.14%	20%
3	S-20	450	450	1800	110	0.24	2.0%	0.51%	20%

b: 부재 단면의 폭; h: 부재 단면의 높이; L: 부재의 순길이; s: 횡보강근의 간격; s/d: 전단경간비; ρ_l: 길이방향 철근비; ρ_t 횡보강근 철근비; ν: 기둥에 가해지는 축력비

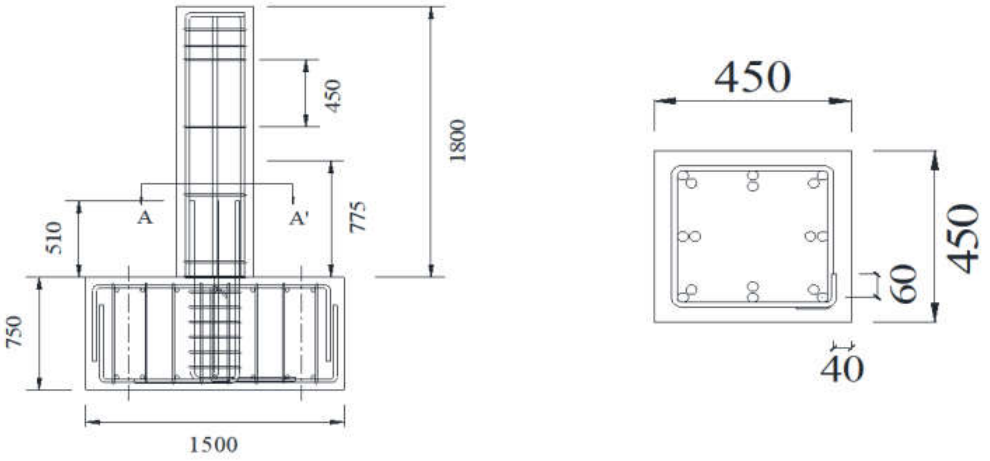


그림 2.2.8 (좌) 비연성 RC 기둥 상세, (우) A-A' 단면도

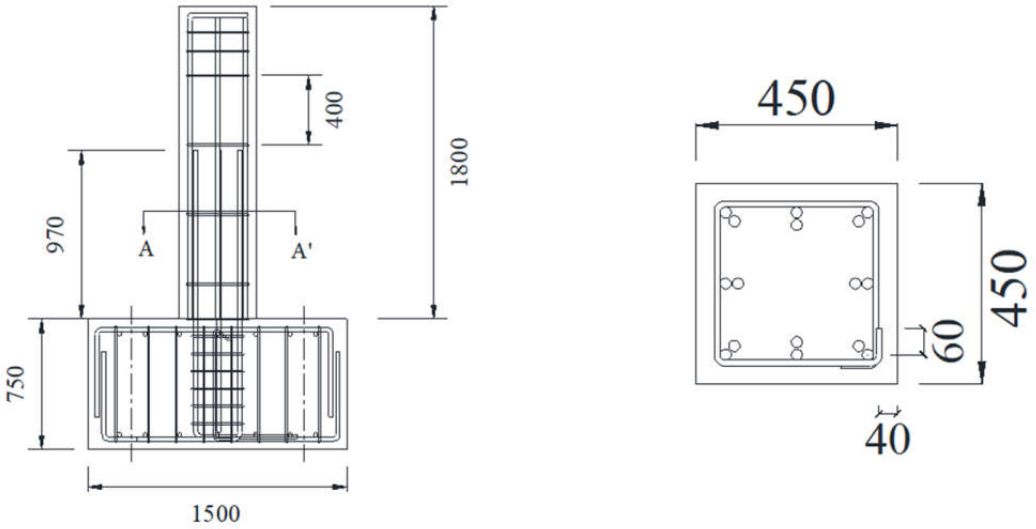


그림 2.2.9 (좌) 보통모멘트골조 RC 기둥 상세, (우) A-A' 단면도

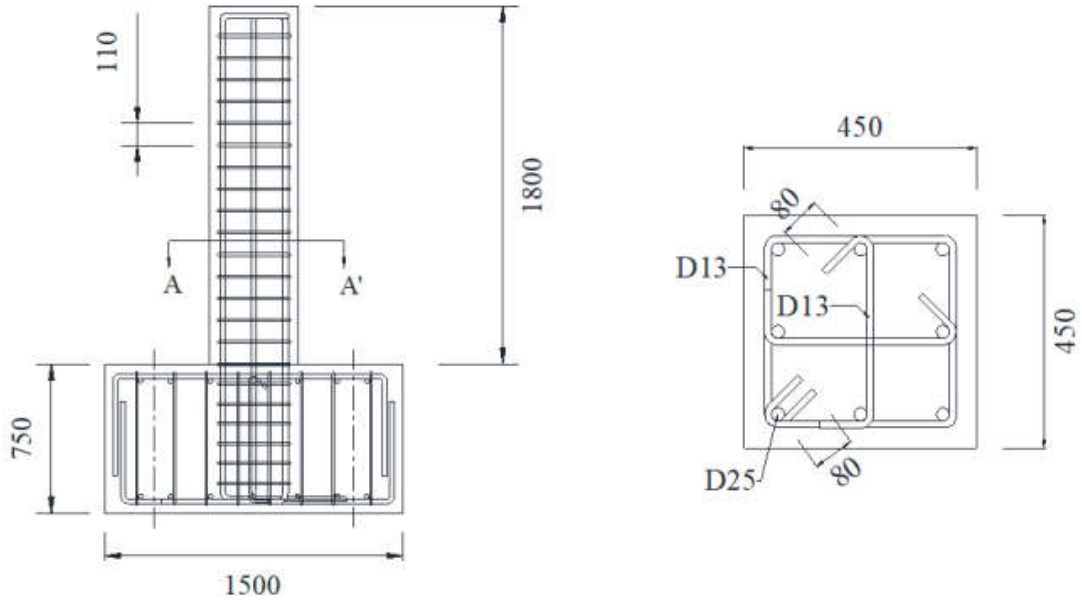
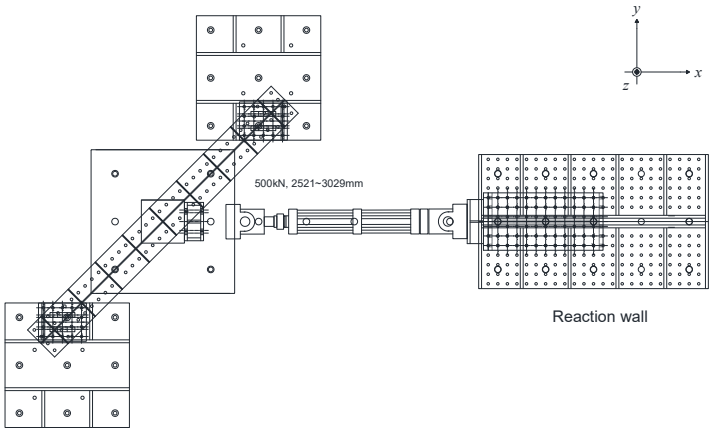
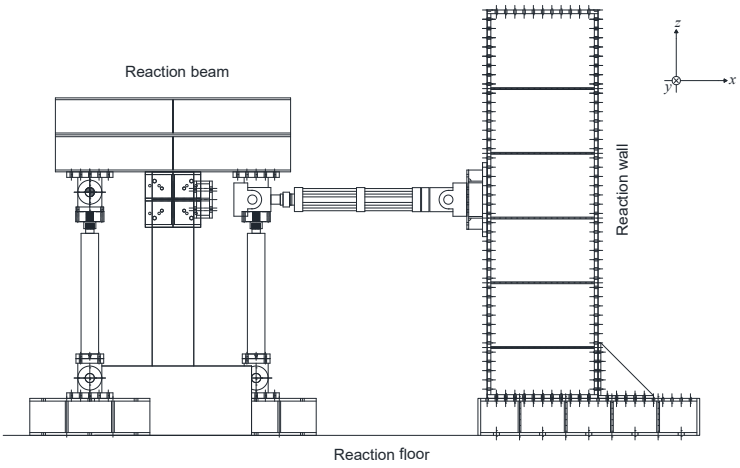


그림 2.2.10 (좌) 특수모멘트골조 RC 기둥 상세, (우) A-A' 단면도



(a) x-y 방향



(b) x-z 방향

그림 2.2.11 실험체 셋팅

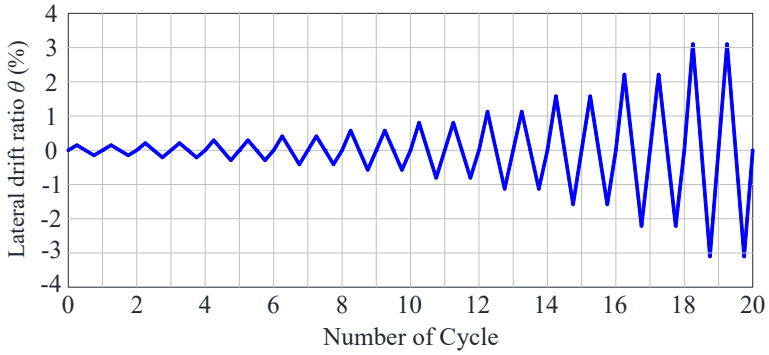


그림 2.2.12 하중가력방법

(2-2-4) 소결

본 연구에서는 해석 및 부재실험을 통하여 1차 년도 연구에서 구축한 DB를 보완하기 위한 추가적인 실험을 수행하고자 하였다. 우선적으로 취약한 공공건물의 응답을 야기하는 구조부재를 선정하기 위하여 대상 구조물에 대한 비선형 해석을 수행하고, 각각의 구조부재에 대한 손상 평가 및 붕괴 메커니즘에 대한 연구를 통하여 취약 구조부재인 1층 기둥부재를 선정하였다. 또한 1차 년도 연구를 통하여 구축한 데이터베이스와 비교를 통하여 취약한 기둥부재의 응답을 모사할 수 있는 실험체에 대한 설계 및 실험계획을 수행하였다. 실험체는 연성적인 응답을 보이면서 비교 대상으로 적용할 수 있는 특수모멘트골조 기둥 실험체와 중약진 지역에서 가장 많이 사용되는 보통모멘트골조 기둥 실험체와 중력하중만으로 설계한 노후된 건물에서 가장 많이 관측되는 비연성 골조 기둥 실험체를 각각 1개씩 설계하였다. 실험은 2차 년도 정부 예산 축소로 인하여 모든 설계 작업과 실험체 세팅계획이 완료되었다. 실험은 3차 년도에 시작 후 진행할 것이다. 대상 실험체들은 특

수모멘트골조의 기둥 실험체와의 비교를 통하여 취약 공공건물의 취약한 응답을 발생시키는 원인을 명확하게 규명할 수 있을 것으로 판단된다. 이 실험연구를 통하여 중약진 지역에 사용되는 비연성 골조와 보통모멘트 골조의 취약한 요소인 기둥의 이력특성을 명확히 실험을 통하여 평가할 수 있다. 또한 실험결과를 기반으로 해석모델을 개선하여 보다 명확한 해석모델을 구축할 것이다. 이는 취약한 비연성 골조의 신뢰성 있는 보강 계획을 위한 필수 요소라 할 수 있다.

(2-3) 3차 년도 : 취약 공공건물의 부재특성 DB 및 취약도 곡선

(2-3-1) 취약 공공건물의 보완된 부재특성 데이터베이스

선행연구 (Lynn등, 1996; Lynn, 2001)에서는 1970년대 이전 내진설계절차가 적용되지 않고 건설된 RC 골조의 경우 짧은 철근 겹침이음길이, 넓은 횡보강근 간격, 횡보강근 갈고리의 형태, 소성힌지 영역에 위치한 철근 겹침이음으로 인하여 내진 거동에 취약한 문제점이 있다고 보고한 바 있다. 특히, Elwood (2005, 2021)은 빈약한 횡보강근 배근 상세과 짧은 겹침이음 길이는 전단파괴를 유발한다고 보고하였다.

특히, Elwood (2005)의 선행연구에 따르면 횡보강철근비 (ρ_t) 가 0.007이하인 빈약한 횡보강근을 보유한 기둥 실험체의 경우 전단응력의 증가로 횡하중 저항 능력이 저하되는 것을 확인한 바 있다. Cho (2004)에 따르면 1980년대 이전에 지어진 RC 건물은 중력하중만 고려하여 설계되었으며, 잠재적 소성힌지 영역에 위치한 짧은 겹침이음을 갖는 RC 기둥은 종방향 철근의 조기항복으로 인해 전단 및 휨강도까지 도달하기 전에 파괴가 발생할 수 있다고 지적하였다. 따라서 본 연구에서는 1차와 2차 년도에 확보한 기둥 데이터베이스에 다음 조건을 갖는 최근 구조 실험된 실험체를 추가하였다.

① 횡보강근 비율이 0.007 이하인 실험체 [Elwood, 2005]

② 겹침이음이 기둥 단부에 존재하거나 주철근의 20~24배 미만으로 매우 짧은 실험체. [Elwood, 2021]

실험체를 선정함에 있어 두 기준을 모두 만족하는 것이 일반적이지만, 일부 기준만을 충족하더라도 전단파괴가 발생할 가능성을 고려하고자 적어도 한 가지 기준을 만족하는 실험체를 수집하여 데이터베이스를 확장시켰다.

Azadi (2009)는 구조부재가 갖는 기하학적 및 기계적 특성의 차이에 따른 파괴모드를 명확하게 파악하여 부재의 내진성능을 적절히 평가하는 것이 중요하다고 보고하였다. 하지만, 실험체의 파괴모드 정의는 명확하지 않아 본 연구에서는 ASCE 41-13를 따라 파괴모드를 분류하였다.

지진하중의 작용에 따른 RC 기둥부재의 파괴거동은 크게 휨파괴 (flexrue failure), 휨-전단파괴(flexure-shear failure)와 전단파괴(Shear failure)로 나눌 수 있다. 이는 콘크리트 및 철근의 재료적 특성, 축방향 철근비, 횡방향 철근비, 전단스팬비 등에 따라 다른 내진성능과 파괴거동을 보인다. RC 기둥의 경우 지진하중이 재하되면 초기에는 휨거동을 보이다 최종단계에는 전단파괴 또는 휨-전단파괴의 거동을 보인다. 이때, 전단파괴는 부재의 파괴 중 가장 취성적인 거동을 보이는 파괴이다. 휨파괴는 콘크리트의 폭렬현상, 주철근의 좌굴, 콘크리트 파괴와 같은 휨변형에 따른 손상으로 주철근의 항복 후 횡하중이 저하되는 파괴모드를 의미한다. 휨-전단파괴는 주철근이 휨과 전단파괴가 동시에 발생하는 파괴형태이다. 이러한 파괴모드의 예상거동은 ASCE 41-13에 제시된 바와 같이 V_p/V_n에 따라 정량적으로 분류할 수 있다. V_p/V_n이 0.6 이하일 경우 휨파괴에 해당하며, V_p/V_n이 1.0을 초과할 경우 전단파괴에 해당한다. 휨파괴와 전단파괴 사이의 V_p/V_n값은 휨-전단파괴를 의미하며, 이는 그림 2.3.1과 같이 도식화 할 수 있다.

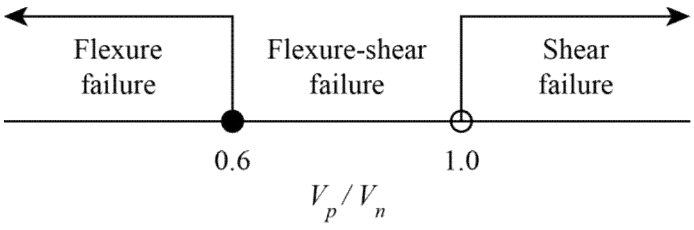


그림 2.3.1 소성 전단력과 공칭 전단력에 따른 기둥 파괴모드 정의

여기서, V_p는 최대 휨모멘트로 인하여 발생하는 요구 전단력으로, 기둥의 최대모멘트를 전단경간으로 나눈 값으로 구할 수 있으며, 식 2.3.1과 같다.

$$V_p = M_{\max}/a \qquad \text{(식 2.3.1)}$$

$M_{\max}$: 최대 휨모멘트 [kN • m]; a : 기둥의 전단 경간 길이 [mm]

기둥의 전단강도 V_n은 Sezen and Moehle (2004)에 제시된 전단강도 모델에 따라 계산할 수 있다.

$$V_n = kV_0 = k(V_c + V_n) = k\frac{0.5\sqrt{f_c'}}{a/d}\sqrt{1+\frac{P}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}}\,0.8A_g + k\frac{A_{st}f_{yl}d}{s} \qquad \text{(식 2.3.2)}$$

f_c' : 콘크리트 압축강도 [MPa]; a/d : 기둥 형상비; P : 기둥에 가해지는 축력 [kN]

$A_g(=bh)$: 기둥의 총 단면적 [mm^2]; b : 기둥 단면의 너비 [mm]; h : 기둥 단면의 깊이 [mm]

A_{st} : 횡보강근의 단면적 [mm^2]; f_{yl} : 주철근의 항복강도 [MPa]; d : 가장 바깥쪽에 위치한 인장철근 중심선까지의 거리 [mm]; s : 횡보강근의 간격 [mm]

실험체 109개를 수집하였다. 위의 식을 사용하여 결정된 파괴모드는 실험체 상세와 함께 표 2.3.2에 요약하였으며, F, FS와 S는 각각 휨파괴, 휨-전단파괴와 전단파괴를 의미한다. 전체 실험체에 대한 파괴모드의 분류는 표 2.3.1에 나타난 바와 같이 휨파괴, 휨-전단파괴와 전단파괴가 각각 18개, 53개와 38개로 분류되었다. 파괴모드에 따른 V_p/V_n의 분포는 그림 2.3.2에 나타내었다. 여기서 회색 점은 실험체별 V_p/V_n 값을 의미하고, max와 min은 각각 최댓값과 최솟값을 나타낸다. 빨간색 실선은 중앙값을 의미하며, 파란색 상자는 25번째 백분위수(25%)와 75번째 백분위수(75%) 범위를 나타낸다.

표 2.3.1 기둥 파괴모드에 따른 실험체

	전체 데이터	휨파괴	휨-전단파괴	전단파괴
실험체 수	109	18	53	38

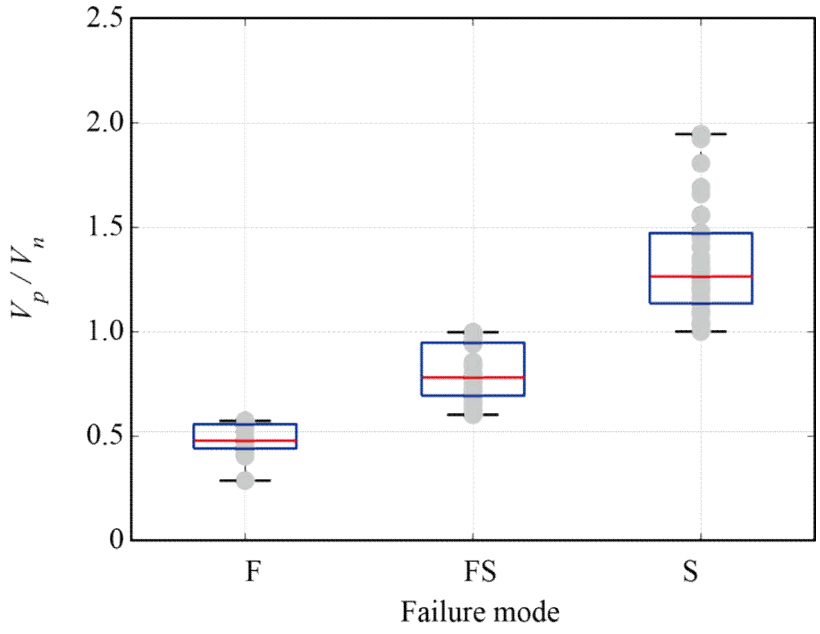


그림 2.3.2 파괴모드에 따른 V_p/V_n의 분포

수집한 데이터베이스는 선행 연구자들이 고려한 조건에 따라 단곡률 (single curvature) 또는 복곡률 (double curvature)의 형태로 변형이 관측되도록 실험이 수행되었다. 이에 따라 본 연구에서는 실험 형태에 따라 실험체를 분류하여 두었으며, 이에 따른 변형 형태의 차이 및 변수로 설정한 물성치는 그림 2.3.3에 나타내었다. 표 2.3.2은 과거 연구자들이 수행한 RC 기둥 실험결과 중 앞서 언급한 물성치에 해당하는 실험체를 단곡률과 복곡률로 나누어 나타내었다. 여기서 b_w와 h는 각각 기둥 단면의 폭과 높이, a는 전단경간길이, f_c'는 콘크리트의 압축강도, f_{yl}는 길이방향 철근의 항복강도, f_{yt}는 횡방향 철근의 항복강도, ρ_l는 길이방향 철근비, ρ_t는 횡방향 철근비, ν는 기둥단면에 작용하는 축력과 축내력의 비율을 의미한다. 비연성 RC 건물에는 직사각형 단면 기둥이 주로 사용되는 것으로 나타나 원형단면을 갖는 기둥에 대한 DB는 제외하였다.

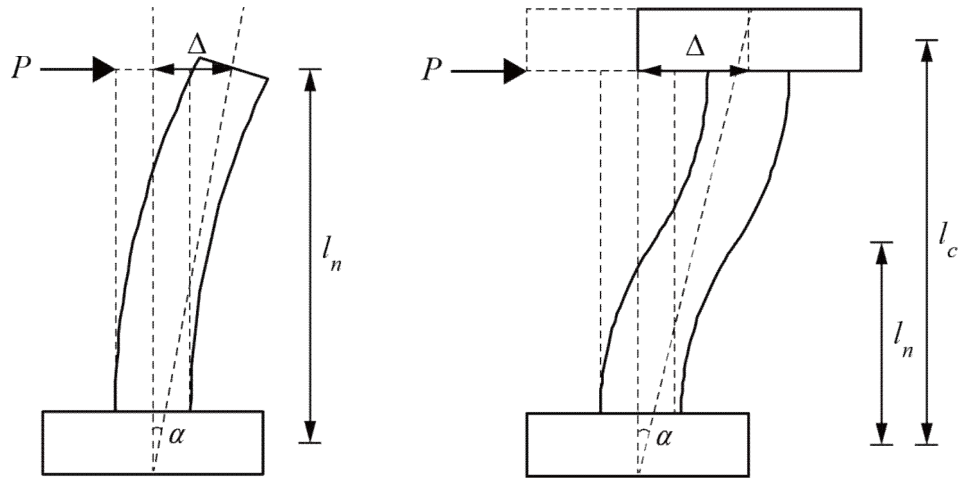


그림 2.3.3 단곡률 (single curvature)과 복곡률 (double curvature)의 개념도 및 물성치

표 2.3.2 비내진구조 공공건물 주요 구조부재 DB (single curvature specimens) (계속)

No	specimen	b_w [mm]	h [mm]	a [mm]	f_c' [MPa]	f_{yl} [MPa]	f_{yt} [MPa]	ρ_l [%]	ρ_t [%]	ν [%]	FM
1	SC3	914	457	1219	21.9	434	400	1.88	0.27	0.00	S
2	SC9	457	914	1219	16.0	434	400	1.88	0.20	0.00	S
3	OA2	180	180	225	31.8	340	249	3.13	0.20	0.18	S
4	OA5	180	180	225	33.0	340	249	3.13	0.20	0.45	S
5	UNIT_1_1	305	305	455	29.9	462	414	2.44	0.30	0.10	S
6	L0	457	457	2400	24.6	460	438	1.48	0.20	0.25	S
7	IK_43	200	200	500	19.6	434	558	1.99	0.66	0.10	FS
8	IK_44	200	200	500	19.6	434	558	1.99	0.66	0.10	FS
9	IK_45	200	200	500	19.6	434	558	1.99	0.66	0.20	FS
10	IK_46	200	200	500	19.6	434	558	2.66	0.66	0.20	FS
11	IK_62	200	200	500	19.6	345	475	1.97	0.67	0.10	FS
12	IK_63	200	200	500	19.6	345	475	1.97	0.67	0.20	FS
13	IK_64	200	200	500	19.6	345	475	1.97	0.67	0.20	FS
14	I_03	800	400	2400	30.7	323	258	1.42	0.61	0.00	F
15	I_04	800	400	2400	28.4	323	258	1.77	0.61	0.00	F
16	I_10	500	500	2500	31.2	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
17	I_14	500	500	2500	32.0	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
18	I_16	500	500	2500	31.8	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
19	I_17	500	500	1750	31.8	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
20	I_18	500	500	1000	33.1	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
21	I_20	500	500	1750	33.3	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
22	I_21	500	500	1000	31.7	323	258	2.12	0.47	0.00	FS
23	KO_372	200	200	500	19.9	524	351	1.33	0.80	0.20	FS
24	KO_373	200	200	500	20.4	524	351	1.98	0.79	0.19	FS
25	KO_452	200	200	500	21.9	358	316	2.84	0.77	0.45	FS
26	KO_454	200	200	500	21.9	358	316	3.80	0.76	0.45	FS
27	85STC-1	250	250	750	27.9	374	506	1.62	0.40	0.11	F
28	85STC-2	250	250	750	27.9	374	506	1.62	0.40	0.11	F
29	85STC-3	250	250	750	27.9	374	506	1.62	0.40	0.11	F
30	85PDC-3	250	250	750	27.9	374	506	1.62	0.40	0.11	F
31	S10MI	457	457	1829	36.2	510	480	1.94	0.16	0.07	S
32	S20MI	457	457	1829	36.2	510	480	1.94	0.16	0.14	S
33	S30MI	457	457	1829	36.2	510	480	1.94	0.16	0.21	S
34	S20HI	457	457	1676	35.3	510	480	1.94	0.16	0.14	S
35	S30XI	457	457	1524	35.3	510	480	1.94	0.16	0.22	S
36	HPRC10-63	200	200	300	21.6	371	344	1.27	0.80	0.17	F
37	HPRC19-32	200	200	300	21.0	371	344	1.27	1.40	0.35	F

표 2.3.2 비내진구조 공공건물 주요 구조부재 DB (single curvature specimens)

38	N-18M	300	300	450	26.5	380	380	2.68	0.53	0.18	S
39	N-27C	300	300	450	26.5	380	380	2.68	0.53	0.27	S
40	N-27M	300	300	450	26.5	380	380	2.68	0.53	0.27	S
41	CA025C	200	200	300	25.8	361	426	2.13	0.90	0.26	F
42	CA060C	200	200	300	25.8	361	426	2.13	0.90	0.62	F
43	L3	400	400	1600	24.8	362	325	1.42	0.30	0.03	F
44	C4	300	300	450	13.5	340	586	1.69	0.69	0.30	FS
45	C8	300	300	450	18.0	340	384	1.69	0.69	0.30	FS
46	C12	300	300	450	18.0	340	384	1.69	0.69	0.20	FS
47	D11	300	300	450	28.1	447	398	2.25	0.34	0.21	S
48	A1	300	300	650	28.8	380	396	2.68	0.30	0.03	S
49	B1	300	300	800	32.5	380	396	2.68	0.18	0.03	S
50	U1	350	350	1000	43.6	430	470	3.31	0.90	0.00	FS
51	U2	350	350	1000	30.2	453	470	3.21	0.69	0.16	FS
52	U3	350	350	1000	34.8	430	470	3.31	2.50	0.14	FS
53	UM_205	200	200	600	17.6	462	324	1.99	0.61	0.22	FS
54	UM_207	200	200	400	17.6	462	324	1.99	0.61	0.22	S
55	UM_214	200	200	600	17.6	462	324	1.99	0.31	0.56	S
56	UM_220	200	200	400	32.9	379	648	1.18	0.24	0.12	FS
57	UM_231	200	200	400	14.8	324	524	0.95	0.28	0.27	FS
58	UM_232	200	200	400	13.1	324	524	0.95	0.28	0.30	FS
59	UM_233	200	200	400	13.9	372	524	1.18	0.28	0.28	FS
60	UM_234	200	200	400	13.1	372	524	1.18	0.28	0.30	FS
61	CUS	230	410	455	34.9	441	414	3.01	0.30	0.16	FS
62	CUW	410	230	455	34.9	441	414	3.01	0.30	0.16	S
63	UnitR1A	406	610	1219	37.9	324	358	2.53	0.23	0.05	S
64	UnitR3A	610	406	1219	34.5	469	324	2.53	0.23	0.06	S
65	UnitR5A	610	406	1219	32.4	469	324	2.53	0.23	0.06	S
66	A1	380	610	2335	27.2	448	428	2.22	0.40	0.10	FS
67	A2	380	610	2335	27.2	448	428	2.22	0.40	0.24	FS
68	B1	380	610	2335	28.1	448	428	2.22	0.50	0.09	F
69	B2	380	610	2335	28.1	448	428	2.22	0.50	0.23	F
70	WI40_048E	152	305	876	26.1	496	345	2.45	0.48	0.15	FS
71	WI40_048W	152	305	876	26.1	496	345	2.45	0.48	0.15	FS
72	WI40_033E	152	305	876	33.6	496	345	2.45	0.33	0.11	FS
73	WI40_033W	152	305	876	33.6	496	345	2.45	0.33	0.11	S
74	WI25_033E	152	305	876	33.6	496	345	2.45	0.33	0.07	FS
75	WI25_033W	152	305	876	33.6	496	345	2.45	0.33	0.07	FS
76	WI0_048W	152	305	876	25.9	496	345	2.45	0.48	0.00	FS
77	WI0_033E	152	305	876	32.0	496	345	2.45	0.33	0.00	FS
78	BR-S1	550	550	1485	45.0	445	425	1.98	0.30	0.13	S
79	RRC	350	700	1500	35.0	400	400	1.46	0.11	0.15	S
80	SRC	350	700	1500	42.0	400	400	1.46	0.37	0.15	FS
81	S-1	400	400	900	25.1	546	355	3.87	0.45	0.20	S
82	No.1	300	300	600	30.7	402	392	2.68	0.47	0.20	S
83	No.3	300	300	600	30.7	402	392	2.68	0.24	0.20	S
84	No.4	300	300	600	30.7	402	392	2.68	0.47	0.30	S
85	No.6	300	300	600	30.7	409	392	1.77	0.48	0.20	FS
86	No.7	300	300	600	30.7	409	392	1.77	0.32	0.20	S
87	No.1007	80	80	80	34.0	336	341	1.77	0.50	0.70	FS

표 2.3.2 비내진구조 공공건물 주요 구조부재 DB (double curvature specimens) (계속)

No	specimen	b_w [mm]	h [mm]	a [mm]	f_c' [MPa]	f_{yl} [MPa]	f_{yt} [MPa]	ρ_l [%]	ρ_t [%]	ν [%]	FM
1	H-2-1/3	200	200	400	23.0	361	364	2.65	1.62	0.35	FS
2	HT-2-1/3	200	200	400	20.2	361	364	2.65	1.62	0.35	FS
3	H-2-1/5	200	200	400	23.0	361	364	2.65	1.29	0.21	FS

표 2.3.2 비내진구조 공공건물 주요 구조부재 DB (double curvature specimens)

4	HT-2-1/5	200	200	400	20.2	361	364	2.65	1.29	0.21	FS
5	No.1	550	550	1200	23.1	375	297	1.79	1.50	0.26	F
6	No.2	550	550	1200	41.4	375	316	1.79	2.30	0.21	F
7	No.3	550	550	1200	21.4	375	297	1.79	2.00	0.42	F
8	No.4	550	550	1200	23.5	375	294	1.79	3.50	0.60	F
9	3CMH18	457	457	1473	27.6	331	400	3.04	0.16	0.26	S
10	3CMD12	457	457	1473	27.6	331	400	3.04	0.42	0.26	S
11	3SLH18	457	457	1473	26.9	331	400	3.03	0.16	0.09	S
12	3CLH18	457	457	1473	26.9	331	400	3.03	0.16	0.09	S
13	2CLH18	457	457	1473	33.1	331	400	1.94	0.16	0.07	S
14	2CMH18	457	457	1473	25.5	331	400	1.94	0.16	0.28	S
15	2SLH18	457	457	1473	33.1	331	400	1.94	0.16	0.07	S
16	2D16RS	200	200	400	32.0	369	316	2.01	0.60	0.14	FS
17	4D13RS	200	200	400	29.9	370	316	2.65	0.60	0.15	FS
18	2CLD12	457	457	1473	21.1	434	476	2.48	0.20	0.15	FS
19	2CHD12	457	457	1473	21.1	434	476	2.48	0.20	0.61	FS
20	2CLD12M	457	457	1473	21.8	434	476	2.48	0.20	0.15	FS
21	No.4	400	400	1600	40.0	446	255	1.51	0.60	0.30	FS
22	No.6	400	400	1600	40.0	474	388	1.51	0.30	0.50	F

(2-3-2) 취약 구조부재 데이터베이스 보완을 위한 부재실험

내진설계가 수행되지 않은 대상골조는 매우 취약한 거동이 예상된다. 특히 전단력이 집중되는 1층 기둥에서 큰 파괴가 발생할 수 있다. 1차와 2차 데이터 베이스를 보완하고자 중력하중만을 고려하여 설계된 노후 골조의 기둥보재를 대상으로 비연성골조 기둥실험체(N20-U)를 제작하였다.

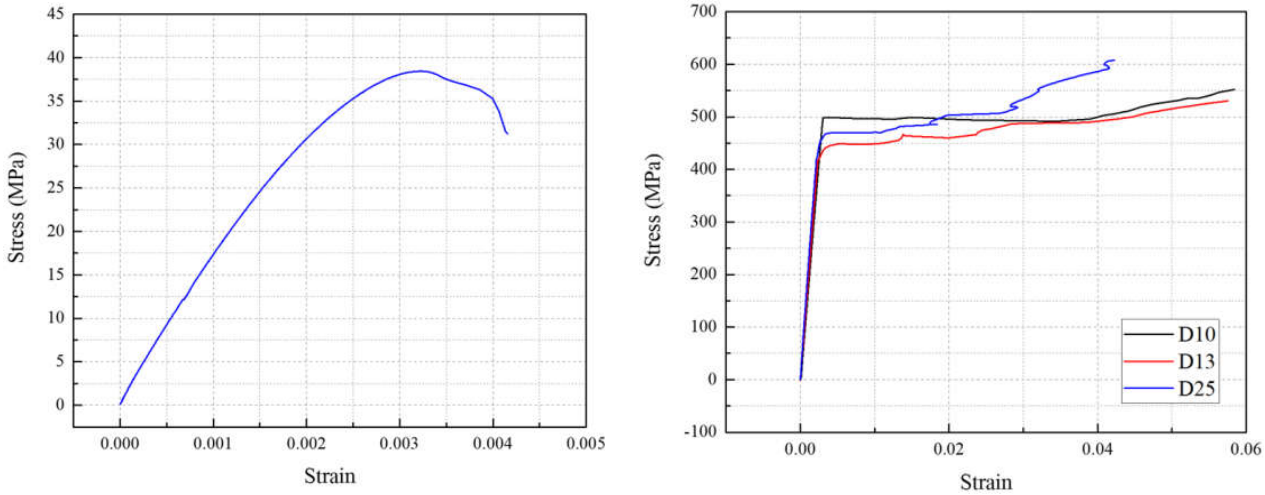
또한 우리나라에서 가장 일반적으로 사용하는 기둥상세인 보통모멘트골조 기둥실험체(O20-U)를 제작하고 실험을 하여 비연성골조 기둥실험체와 차이를 평가하고자 하였다. 그리고 이력거동이 가장 우수하다고 판단되는 특수모멘트골조 기둥실험체(S20-U)를 만들어 실험을 수행하여 그 결과를 비연성골조 기둥과 보통모멘트골조 기둥의 실험결과와 비교하고자 하였다.

비연성골조 기둥과 보통모멘트 골조 기둥은 기둥하단에 겹침이음이 있는데 반하여 특수모멘트 기둥은 겹침이음이 ACI 318-19 (ACI 2019)에 따라 기둥 중간에 요구되므로 실험체 하단의 종방향철근은 기초까지 연속되어 있다 (ACI 318-19). 비연성 기둥의 겹침이음 길이는 510mm로 종방향 철근 직경의 20배이다. 이는 에 따라 선정한 보통모멘트골조 기둥의 겹침이음 길이 (970mm) 보다 53%로 매우 짧다. 또한 실험체 N20-U의 횡방향철근의 간격은 450mm로 현행기준 (= 400mm) 보다 넓은 간격으로 배근이 되어있다. 이러한 비연성골조 기둥은 짧은 겹침이음과 넓은 횡방향철근 간격으로 인해 지진과 같은 횡력이 건축물에 작용되었을 때 겹침이음 파괴 및 전단 파괴로 인하여 취성적인 거동이 발생할 수 있다.

정부 예산안 변경으로 인해 실험체 설계와 실험체 세팅계획을 2차 년도 연구에서 진행하였고, 기둥 실험체 제작 및 실험은 3차년도에 진행하였다.

① 재료 물성치

콘크리트 압축강도를 측정하기 위해 KS F 2403을 따라 28일 동안 양생 후 직경 100mm, 높이 200mm의 원형 공시체를 제작하여 실험하였다. 그림 2.3.4(a)는 콘크리트 압축강도 시험 결과의 평균값으로 응력-변형도 곡선을 나타낸 것이다. 콘크리트 압축강도는 39MPa로 측정되었다. 실험의 축력비($\nu = P/A_g$) 20%로 1500kN 이다. KS B 0802에 따라 종방향 철근(D25)과 횡방향 철근(D10, D13)에 대한 인장시험을 진행하였다. 그림 2.3.4(b)에서 철근의 응력-변형도 곡선을 나타내었다. D25, D13, D10의 항복강도는 각각 473MPa, 449MPa, 499MPa로 측정되었으며 공칭항복강도인 400MPa을 초과하는 것으로 나타났다.

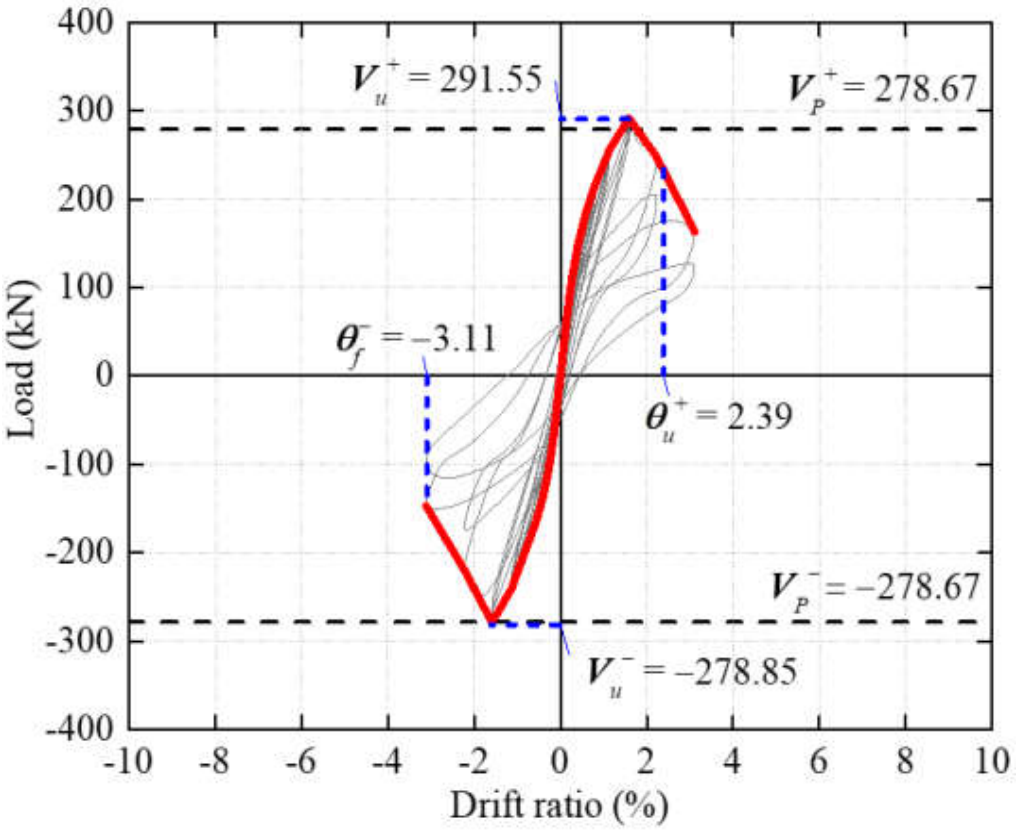


(a) Concrete stress-strain curve (b) Steel reinforcements stress-strain curve

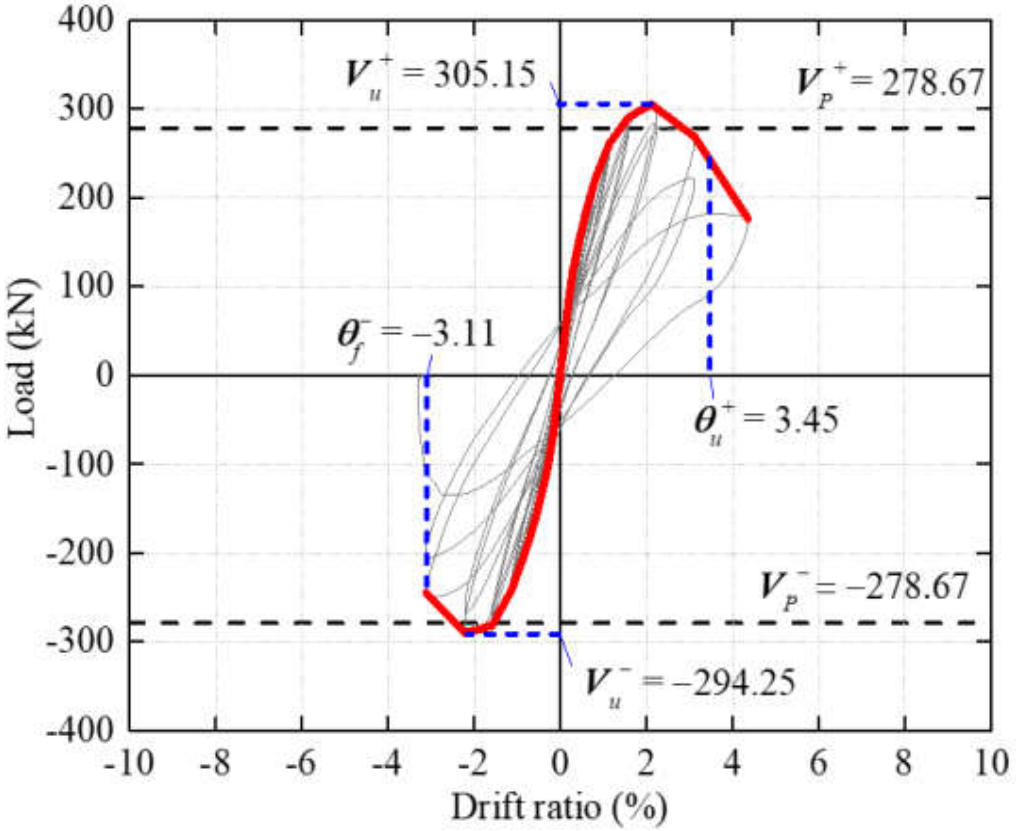
그림 2.3.4 재료시험 그래프

② 실험체의 하중-변위 응답

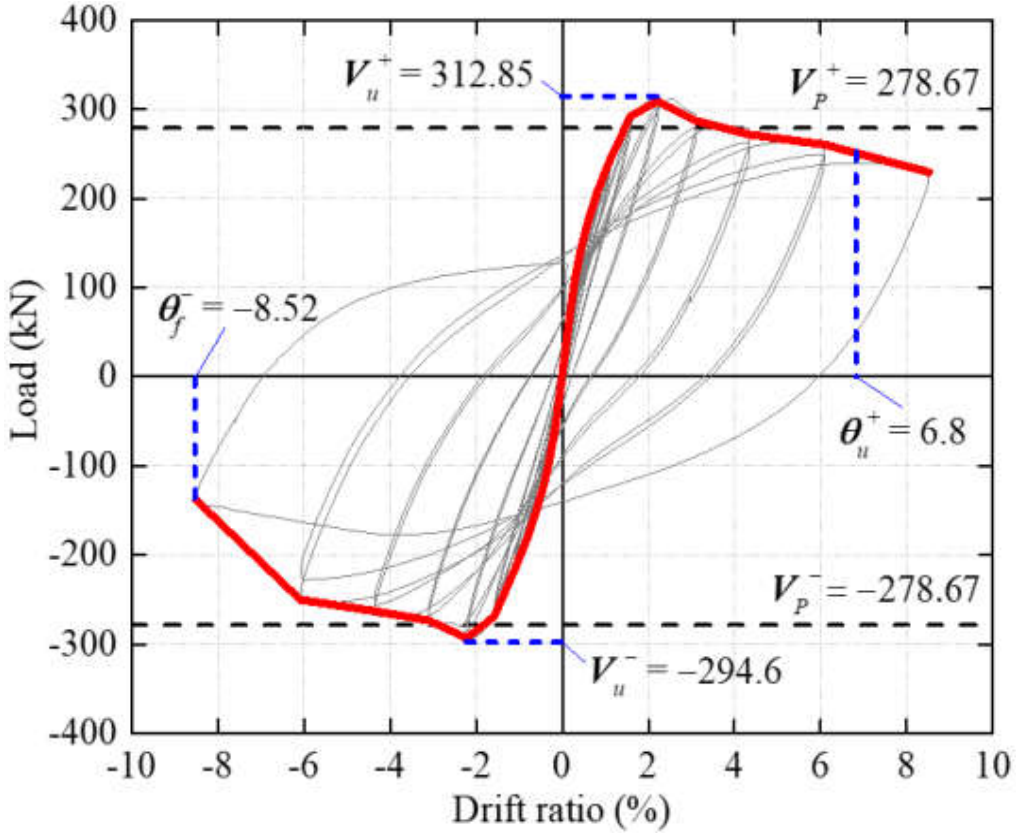
그림 2.3.5는 각 실험체의 하중-변위 응답곡선이 나타나 있고, 표 2.3.3은 실험결과에 대한 값을 정리하였다. 일방향 반복가력 비연성 기둥 실험체 N20-U의 최대강도는 정가력일 때 293 kN, 부가력일 때 279 kN로 나타나며 이때 변위비는 1.58%, 최대 변위비는 3.10%이다. O20-U의 경우 최대강도는 정가력일 때 305 kN 이며 부가력일 때 294 kN 이다. 이때 변위비는 2.22% 이며 최대 변위비는 정가력 일 때 4.34%, 부가력 일 때 3.10% 이었으며 안전상의 이유로 더 이상 실험을 진행하지 못하였고 종료하였다. SMF 기둥실험체 S20-U의 최대강도는 정가력 일 때 313 kN 이며 부가력 일 때 295 kN로 보여진다. 이때 변위비는 2.22% 이며 최대 변위비는 8.52%로 나타난다. 그림에서 V_u는 최대전단강도, θ_f는 실험체의 최대 변위비, θ_u는 최대전단강도 이후 20% 내력저하가 발생했을 때의 변위비, V_p는 계산된 전단강도를 의미한다. 비연성 기둥 실험체 N20-U의 θ_f는 OMF기둥 실험체 O20-U의 θ_f와 비교했을 때 24% 낮았으며, SMF기둥 실험체 S20-U의 θ_f와 비교했을 때 65% 낮았다. 또한, N20-U의 V_u는 O20-U의 V_u, S20-U의 V_u보다 각각 4%, 7% 낮은 것으로 평가되었다.



(a) N20-U



(b) O20-U



(c) S20-U

그림 2.3.5 실험체의 하중-변위 응답

표 2.3.3 실험결과

Specimen	Loading protocol		V_u (kN)	θ_f (%)	θ_u (%)	V_p (kN)
	Loading type	positive/ negative				
N20-U	unidirectional	(+)	292	3.11	2.39	279
		(-)	279	3.11	2.21	
O20-U	unidirectional	(+)	305	4.35	3.45	279
		(-)	294	3.32	3.15	
S20-U	unidirectional	(+)	313	8.52	6.8	279
		(-)	295	8.52	6.4	

③ 균열 발생 및 파괴 양상

변위비에 따른 실험체의 손상된 상태를 조사하기 위해 각 사이클의 최대 변위에서의 균열을 관측하였다. 지진하중이 철근콘크리트 기둥부재에 작용될 경우 대표적인 파괴유형은 앞서 언급한 내용과 같이 휨파괴, 휨-전단파괴 그리고 전단파괴로 나눌 수 있다. 이를 확인하기 위해서는 균열양상을 확인함으로써 파괴유형을 확인할 수 있다. 따라서 다음 그림 2.3.6은 휨균열, 대각균열, 최대강도 시, 콘크리트 피복 탈락, 실험체 파괴 시 실험체에 발생한 균열을 변위비에 따라 나타내었다.

- N20-U

일방향 반복가력으로 실험한 비연성 기둥 실험체 N20-U는 변위비(θ) 0.41%에서 첫 휨균열이 나타났으며, 변위비 0.58%에서 첫 대각균열 및 기둥 하부에서 수직균열이 발생하였다. 대각균열은 변위비가 증가함에 따라 기둥의 중심부까지 이동하였으며 수직균열은 종방향철근을 따라서 기둥 상부 쪽으로 확대되었다. 변위비 2.21%에서 콘크리트 표면이 탈락하였으며 변위비 3.1%에서 실험을 종료하였다. 이때 기둥 하부에 겹침이음(l_d)이 위치한 길이(=510mm) 만큼 콘크리트 피복이 탈락하였다. 실험체 N20-U는 현행 기준과 맞지 않은 짧은 겹침이음 길이($20d_b = 510mm$)와 넓은 횡방향철근 간격을 가지고 있어 기둥 하부로부터 종방향 철근에 따라 겹침이음 파괴 및 전단파괴가 발생하였다.

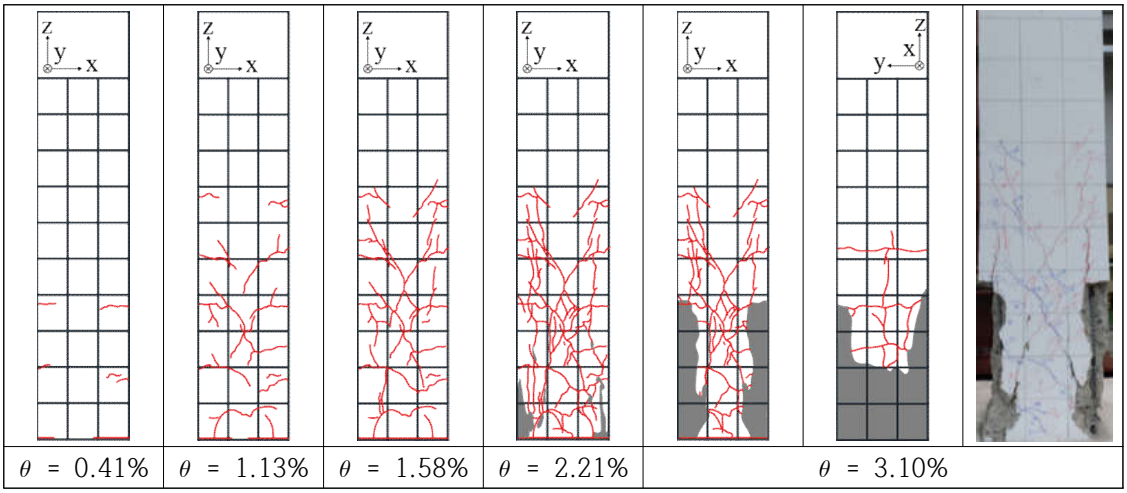
- O20-U

일방향 반복가력으로 실험한 OMF 기둥 실험체 O20-U의 첫 휨균열은 변위비 0.41%에서 발생했으며, 변위비 1.13%에서 첫 대각균열 및 기둥 하부에서 수직균열이 발생하였다. 변위비 2.21%에서 최대강도가 발현이 되었으며 대각균열이 기둥 중심부까지 확대되었다. 변위비 3.10%에서 기둥 하부에 콘크리트 피복 탈락을 확인할 수 있었으며 하부에서 상부까지 1200mm 가로지르는 대각균열이 발생하였다. 실험체 파괴는 변위비 4.34%에서 발생하였으며 이때 종방향철근의 좌굴이 발생되었다. 21번째 사이클($\theta = 4.34\%$)에서 실험체의 급격한 내력저하로 취성적인 파괴가 발생하였으며 실험이 종료되었다. 실험체 O20-U의 경우 겹침이음길이가 $38d_b$ (=970mm)로 실험체 N20-U보다 47% 긴 겹침이음을 가지고 있어 겹침이음 파괴는 발생하지 않은 것으로 보이며 전단파괴가 발생한 것으로 확인된다.

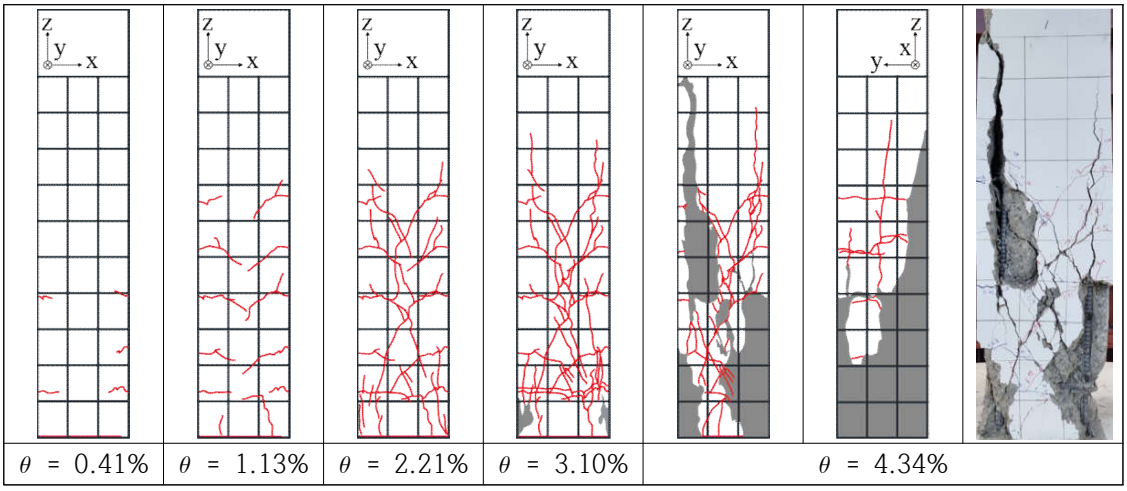
- S20-U

일방향 반복가력으로 실험한 SMF 기둥 실험체 S20-U의 첫 휨균열은 변위비 0.41%에서 발생되었으며, 변위비 1.13%에서 첫 대각균열이 발생되었다. 변위비 3.10%에서 기둥 하부에 콘크리트 피복 탈락이 시작되었으며 15mm폭의 균열이 발생되었다. 변위비 4.34%에서 기둥 하부에서 800mm 높이까지 피복탈락이 진행되었다. 변위비 8.50%에서 실험이 종료되었다.

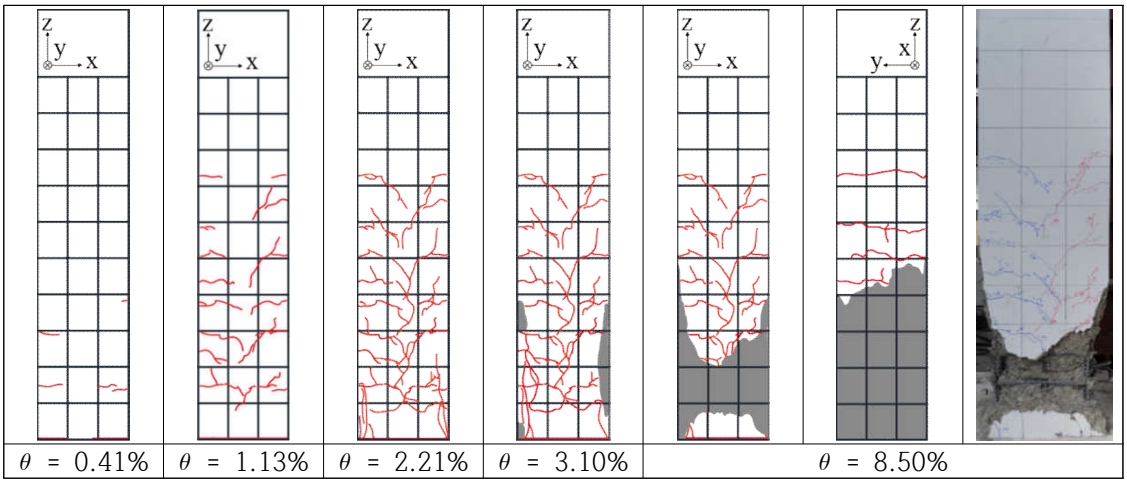
모든 실험체에서 첫 휨균열 및 대각균열은 변위비 0.41%에서 발생하였다. 기둥 하부에 겹침이음으로 인하여 실험체 N20-U와 O20-U는 변위비 1.13%에서 수직균열이 발생한 반면에 실험체 S20-U는 수직균열을 확인 할 수 없었다. 또한 내진설계가 되어있지 않은 실험체 N20-U와 O20-U의 경우에 피복 탈락 시 S20-U와 비교하였을 때 기둥 하부에서 1200mm까지 대각균열이 발생 한 것을 확인 할 수 있었다. 기둥 하부에 겹침이음이 있지않으며 횡방향철근이 충분하게 배근되어있는 실험체 S20-U는 다른 실험체들과 비교하여 보았을 때 보다 더 많은 강도 발현 및 변위가 발생되었다.



(a) N20-U



(b) O20-U



(c) S20-U

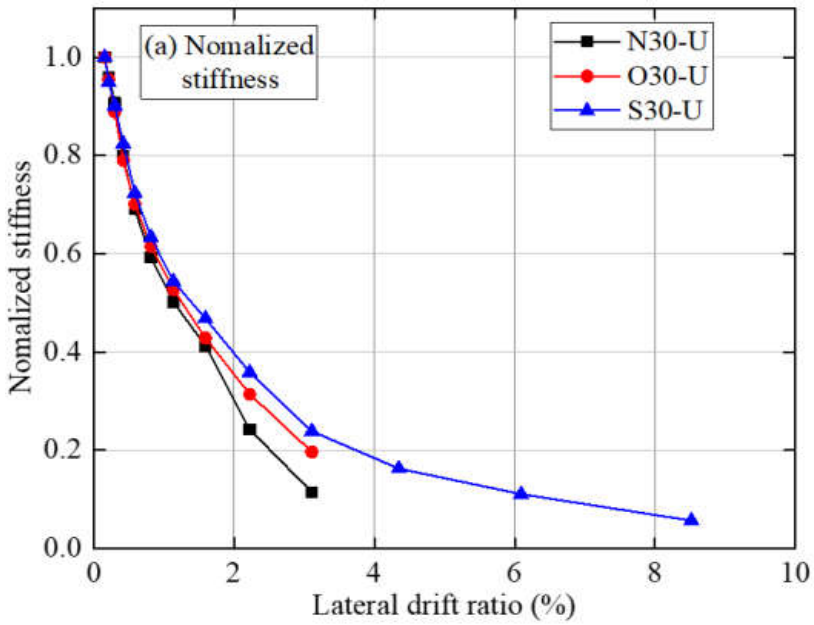
그림 2.3.6 균열 및 파괴양상

④ 강성저하 및 누적에너지 소산

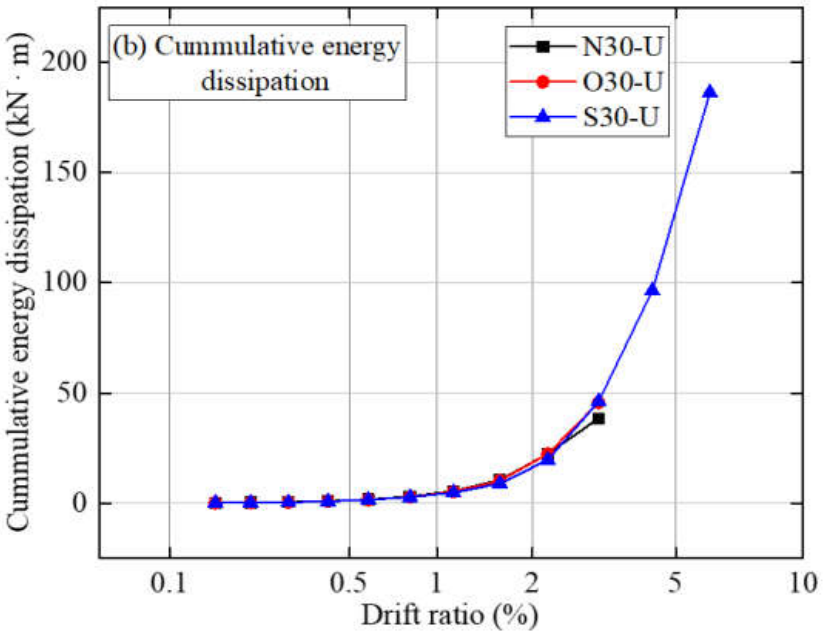
그림 2.3.7(a)은 변위비와 강성을 초기 강성으로 정규화한 값과 변위비의 관계를 보여준다. 할선 강성은 하중-변위 응답에서 정부가력 시의 최대 변위비를 이은 두 지점을 연결하는 선의 기울기로 구하였다. 초기 할선강

성은 변위비 0.15%의 두 지점을 연결한 선의 기울기이다. 실험체 N20-U, O20-U, S20-U의 경우 초기할선 강성은 각각 24.2, 23.4, 20.9 kN/mm로 나타났다. 변위비 3.10%에서의 초기 할선강성으로 일반화한 강성은 N20-U, O20-U, S20-U의 경우 각각 0.11, 0.20, 0.24로 나타났으며 실험체 S20-U가 실험체 N20-U, O20-U 보다 각각 54%, 17% 높은 값을 보여준다. 이는 기초에서부터 기둥 상부까지 연속해서 배근되어있는 종방향철근과 내진설계에 맞게 110mm 간격으로 배근되어있는 횡방향철근의 영향으로 보인다. 변위비 3.10%에서 실험체 O20-U는 실험체 N20-U와 비교하였을 때, 철근 상세로 인하여 45% 높은 값을 확인 할 수 있었다.

그리고 그림 2.3.7(b)는 실험체의 누적에너지소산에 대한 그래프이다. 누적에너지소산은 하중-변위 이력곡선 상에서 그래프의 면적으로 계산을 하였다. 변위비 3.10%에서 실험이 종료되는 실험체 N20-U, O20-U의 누적에너지소산량은 각각 38.4kN·m, 45.7kN·m 이며 이때 실험체 S20-U의 누적에너지소산량은 46.1kN·m로 나타났으며 또한 변위비 8.50%에서 실험 종료 시 누적에너지소산량은 186.4kN·m로 실험체 N20-U와 O20-U와 비교했을 때 각각 79%, 75% 높은 것을 확인 할 수 있다. N20-U, O20-U, S20-U의 순서로 증가하는 것으로 나타났으며 이는 철근 상세가 강화됨에 따라 소산할 수 있는 에너지양이 증가하는 것을 나타낸다.



(a) 강성저하



(b) 에너지소산량

그림 2.3.7 강성 및 에너지소산그래프

(2-3-3) 보완된 DB 기반 취약도함수 개발

앞서 언급한 바와 같이 본 연구에서는 취약한 공공건물의 주요 구조부재인 기둥 구조부재에 대한 손상 상태 정의 및 취약도 곡선 구축하였다. 이는 손상 상태의 정확한 정의 및 취약도 곡선이 구조부재의 손상을 예측하는 데 가장 주요한 파라미터가 될 수 있을 뿐 아니라, 이를 활용하여 대상 공공건물의 손상을 예측할 수 있는 해석모델을 구축하기 위함이다. 취약도 함수는 층간변위비(inter-story drift; IDR), 층가속도(peak floor acceleration; PFA), 잔류변형비(residual drift ratio; RDR)등의 공학적 요구 매개변수(Engineering demand parameters; EDP)에 따라 구조부재가 특정 손상수준(damage state)에 도달하거나 넘어설 확률을 누적분포함수 형태로 나타낸 것이다.

본 연구에서는 RC 기둥의 취약도 함수를 개발하기 위해 다음과 같은 절차를 따르고자 한다.

(1) 선행 연구자들이 수행한 RC 기둥에 대한 실험데이터 이력을 수집한다.

(2) 파괴모드에 따라 실험체를 분류한다.

(3) 수집된 실험체의 하중-변위 응답을 이용하여 ASCE 41에서 제시한 방법에 따라 포락곡선을 작성한다.

(4) 하중-변위응답을 토대로 손상수준을 정의한다.

(5) 손상수준에 따른 RC 기둥의 변위비 기반 취약도함수를 개발한다.

그림 2.3.8은 취약도함수 개발에 대한 흐름도를 나타내었다.

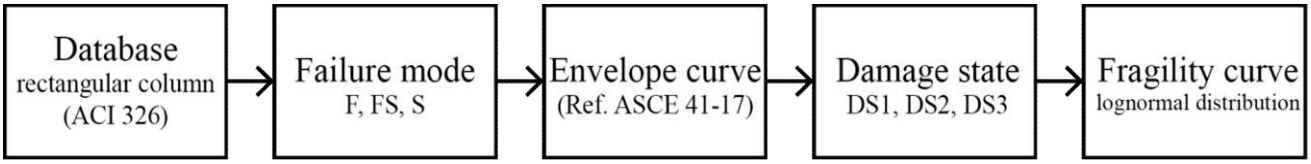


그림 2.3.8 기둥부재 취약도함수 개발 프레임워크

앞서 언급한 바와 같이 구조부재의 손상은 다양한 공학요구 매개변수에 대해 정의될 수 있다. 일반적으로 지진하중으로 인한 건물 (또는 구조부재)의 손상은 변위비에 대한 누적분포함수로 표현할 수 있다. 구조 부재에 횡 하중으로 인하여 발생하는 변위비는 변형률과 응력에 직접적 관계가 있어, 타 공학적 요구 매개변수 (engineering demand parameter) 대비 손상 상태와 가장 관계성이 높다고 할 수 있다. 본 연구에서도 구조부재의 손상 상태 및 이에 따른 취약도 곡선을 정의하기에 가장 적합한 매개변수를 변위비라고 판단하였으며, 이에 따라 변위비를 주요 공학적 요구 매개변수로 정의하였다.

본 연구에서는 반복하중으로 인한 기둥의 손상 상태의 정의와 그에 해당하는 취약도함수를 개발하기 위해 다음과 같은 4가지 손상수준을 결정하였다. (1) 손상수준 1 (DS_1) : 심각한 균열 (기둥의 항복), (2) 손상수준 2 (DS_2) : 내력저하 직전 (최대내력 도달), (3) 손상수준 3 (DS_3) : 강도손실 (파괴). 특정 손상수준을 정의함에 있어 일관성을 유지하기 위하여 모든 손상수준은 실험체의 이상화된 뼈대곡선 (Idealized backbone curve)로부터 결정하였다.

이상화된 뼈대곡선은 Section 7.4.3.2.4 of ASCE 41 (2017)에서 제시한 방법에 따라 작성되었으며 그 절차는 다음과 같다: (1) 실험체의 하중-변위 응답으로부터 반복가력에 대한 포락곡선(cyclic envelope curve)를 추출한다. 포락곡선은 ASCE 41 (2017)을 따라 실험체의 하중-변위 응답의 첫 번째 사이클에서의 최대변위 지점을 이어서 작성할 수 있다. (2) 이상화된 뼈대곡선의 항복강도 (V_y)를 가정한다. (3) $0.6V_y$와 실험체의 포락곡선이 만나는 지점과 원점을 잇는 직선을 V_y까지 연장하였을 때의 변위비를 항복변위비 (θ_y)로 결정한다. (4) 실험체의 내력이 최대에 도달하는 지점을 (θ_u, V_u)로 결정한다. (5) 이상화된 뼈대곡선의 원점으로부터 (θ_u, V_u)의 면적과 포락곡선의 원점으로부터 (θ_u, V_y)의 면적의 오차가 1% 이내인지 확인한다. 만약 두 면적간의 차이가 1% 보다 클 경우 V_y를 다시 가정한다. 위의 절차를 따라 결정된 이상화된 뼈대곡선으로부터 변위비(θ)에 대한 손상수준을 정의하였다. 손상수준을 결정할 수 없는 일부 실험체에 대해서는 변위비를 기입하지 않았다. 일정 손상수준에 도달한 변위비의 분포를 그림 2.3.9에 나타내었으며, 각 손상수준 (DS_1, DS_2, DS_3)에 대한 자세한 설명은 아래와 같다.

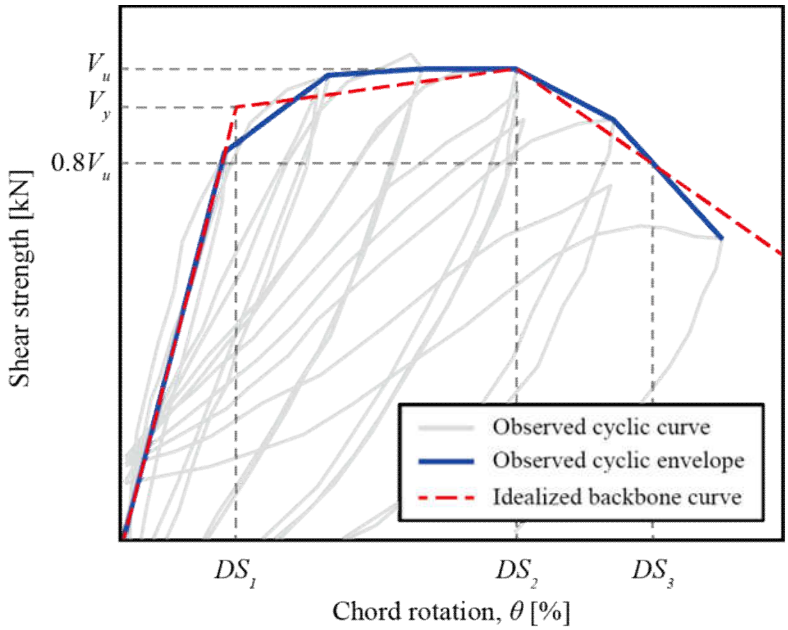


그림 2.3.9 기둥부재 손상수준 정의

① 손상수준 1 (DS_1) : 심각한 균열 (기둥의 항복)

손상수준 1 (DS_1)는 RC 직사각형 기둥 실험체에 발생한 균열로 인해 항복이 발생하는 시점으로 정의하였다. 실험체가 DS_1에 도달한 이후에는 실험체에 가해진 하중을 완전히 제거하여도 영구적인 변형이 남게 되므로 약간의 구조부재 보수가 필요하다. DS_1는 실험체의 이상화된 뼈대곡선상의 항복변위(θ_y)로 결정된다. 실험체의 항복강도(V_y)는 이상화된 뼈대곡선과 포락곡선의 에너지양을 비교함으로 정의할 수 있으며, 원점에서부터 최대내력까지의 면적차이가 1% 이내인 점으로 정의할 수 있다. 수집된 실험체들이 DS_1에 도달하였을 때의 변위비는 0.15%부터 3.68%로 나타난다.

② 손상수준 2 (DS_2) : 내력저하 직전 (최대전단내력, V_u)

RC 직사각형 기둥 실험체는 최대내력 (V_u)에 도달한 이후 내력이 감소하는 경향을 보인다. 본 연구에서는 실험체의 하중-변위 응답이 최대내력에 도달하는 시점에서의 변위비를 DS_2로 결정하였다. DS_2에 해당하는 변위비는 0.57%부터 9.19%까지의 범위에 분포한다.

③ 손상수준 3 (DS_3) : 내력손실 (또는 파괴)

손상수준 3 (DS_3)는 구조부재에 심각한 손상이 발생하여 하중-변위 응답에서 심각한 내력과 강성저하가 보이는 시점을 의미한다. 일반적으로 구조부재가 DS_3에 도달하면 더 이상의 외력을 지지할 수 없게 된다(붕괴 또는 파괴). 이와같은 현상의 원인은 콘크리트의 압괴, 피복탈락, 주철근의 좌굴, 횡보강근의 파괴가 될 수 있다. 본 연구에서는 실험체의 포락곡선 상에서 전단내력이 20% 만큼 저하될 때$(0.8\,V_u)$의 변위비를 DS_3로 정의하였다. 109개의 실험체 중에서 83개의 실험체만 20%의 내력저하를 겪었으며, 나머지 실험체들은 20% 내력저하가 발생하기 전에 급격한 내력저하가 발생하여 실험이 중단되었으며 DS_2와 동일한 값을 갖기 때문에 이는 DS_3를 정의하는 데 적합하지 않다고 판단하여 해당 실험체를 제외하고 정의하였다. DS_3에 해당하는 변위비는 0.91%부터 10.41%까지의 범위에 분포한다. 손상수준에 따른 변위비 분포는 그림 2.3.6과 같으며, 단곡률과 복곡률에 따라 표 2.3.4와 표 2.3.5에 나타내었다.

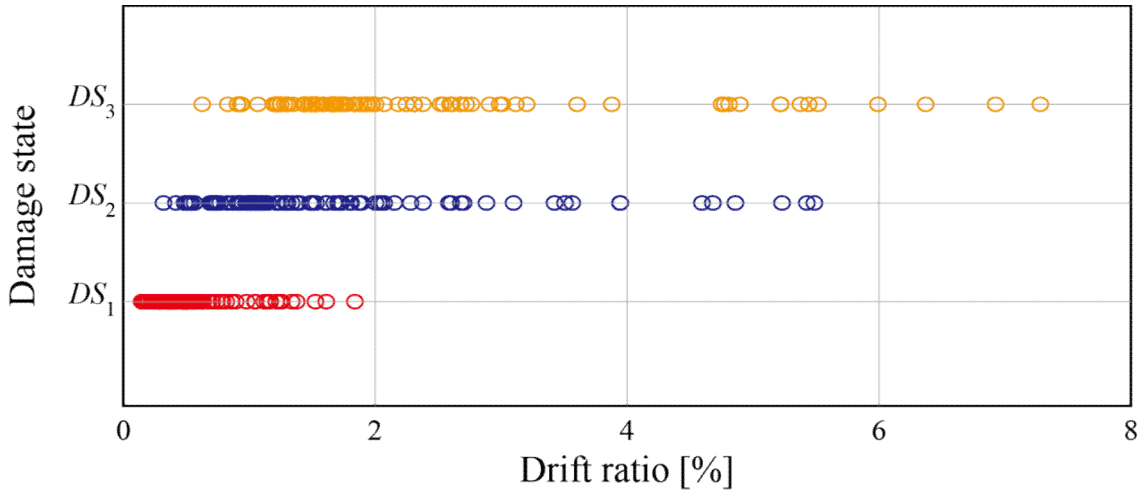


그림 2.3.10 기둥부재 손상수준 정의

표 2.3.4 기둥부재 손상수준에 따른 변위비 (single curvature specimen) (계속)

No.	Specimen	DS_1 [%]	DS_2 [%]	DS_3 [%]	No.	Specimen	DS_1 [%]	DS_2 [%]	DS_3 [%]
1	SC3	0.37	1.29	2.25	45	C8	0.48	1.01	1.88
2	SC9	0.24	0.71	0.91	46	C12	0.35	1.46	3.19
3	OA2	1.13	1.73	3.08	47	D11	0.51	1.04	2.14
4	OA5	0.41	0.84	2.39	48	A1	0.68	1.49	2.18
5	UNIT1_7	0.68	1.86	-	49	B1	0.52	0.99	1.58
6	L0	0.50	1.61	1.98	50	U1	1.26	4.68	6.93
7	IK_43	0.41	1.72	3.12	51	U2	0.46	2.28	4.75
8	IK_44	0.47	1.25	-	52	U3	0.71	2.05	5.38
9	IK_45	0.49	1.22	1.93	53	UM_205	0.63	2.15	-
10	IK_46	0.50	1.23	1.43	54	UM_207	0.50	1.03	1.44
11	IK_62	0.31	0.74	-	55	UM_214	1.05	1.71	-
12	IK_63	0.40	1.81	-	56	UM_220	2.09	4.00	-
13	IK_64	0.37	1.89	-	57	UM_231	1.01	2.03	-
14	I_03	1.16	3.95	-	58	UM_232	1.02	2.05	-
15	I_04	0.86	2.38	3.20	59	UM_233	0.95	2.00	-
16	I_10	0.78	1.62	2.99	60	UM_234	0.85	1.97	-
17	I_14	0.58	1.61	2.54	61	CUS	1.01	2.21	2.70
18	I_16	0.57	2.70	3.01	62	CUW	1.26	2.75	4.15
19	I_17	0.89	1.80	2.68	63	UnitR1A	1.07	2.81	2.90
20	I_18	0.38	1.08	2.38	64	UnitR3A	0.94	1.45	1.82
21	I_20	0.57	1.34	2.91	65	UnitR5A	0.83	1.09	1.26
22	I_21	0.36	0.74	1.66	66	A1	0.98	5.23	6.37
23	KO_372	0.82	1.67	1.94	67	A2	0.74	3.51	4.77
24	KO_373	0.55	1.12	1.49	68	B1	1.12	3.94	7.28
25	KO_452	0.37	0.98	1.48	69	B2	0.79	2.88	5.99
26	KO_454	0.49	0.82	1.21	70	WI_40_048E	1.14	4.86	-
27	85STC-1	0.96	3.46	10.44	71	WI_40_048W	1.22	5.49	-
28	85STC-2	0.69	2.31	9.79	72	WI_40_033_E	1.34	2.58	4.81
29	85STC-3	0.96	3.46	10.44	73	WI_40_033_W	1.24	2.68	-
30	85PDC-3	0.39	0.64	3.30	74	WI_25_033_E	1.53	3.56	3.60
31	S10MI	0.29	1.01	1.75	75	WI_25_033_W	1.61	3.42	-
32	S20MI	0.28	1.04	1.88	76	WI_0_048W	1.38	5.43	5.44
33	S30MI	0.39	1.38	1.77	77	WI_0_033E	1.17	2.60	5.51
34	S20HI	0.35	1.50	1.84	78	BR-S1	0.51	0.97	1.69
35	S30XI	0.47	1.48	1.91	79	RRC	0.56	1.03	1.22
36	HPRC10-63	1.18	2.07	3.44	80	SRC	0.18	0.73	1.67
37	HPRC19-32	1.03	2.11	3.36	81	S-1	0.46	0.95	1.53

표 2.3.4 기둥부재 손상수준에 따른 변위비 (single curvature specimen)

38	N-18M	0.30	1.40	1.87	82	No.1	1.01	2.04	3.06
39	N-27C	0.53	1.08	1.66	83	No.3	0.77	1.82	2.56
40	N-27M	0.33	1.40	2.50	84	No.4	0.98	2.06	2.87
41	CA025C	0.57	3.01	5.22	85	No.6	1.26	4.06	-
42	CA060C	0.55	1.50	3.01	86	No.7	1.04	2.01	-
43	L3	0.62	3.10	-	87	No.1007	3.68	9.19	-
44	C4	0.45	0.98	2.62					

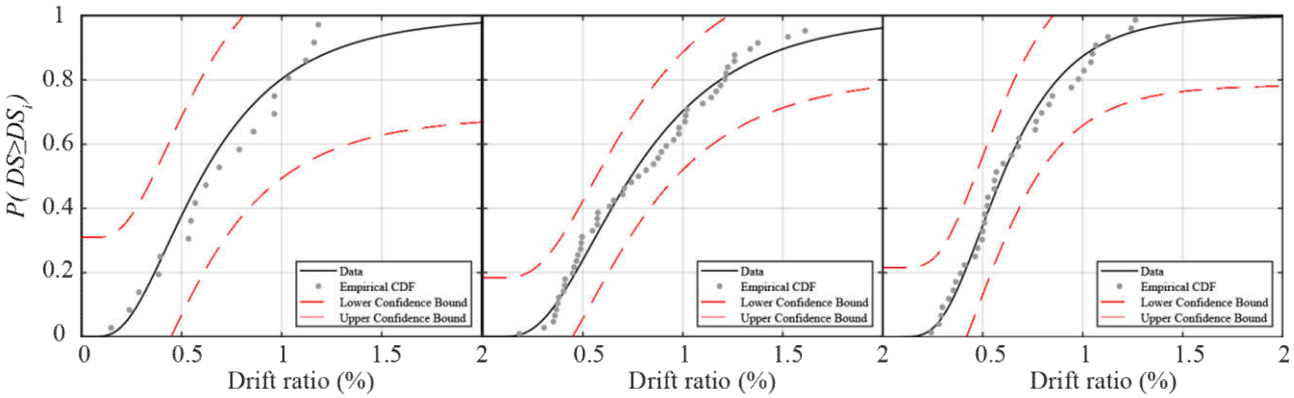
표 2.3.5 기둥부재 손상수준에 따른 변위비 (double curvature specimen)

No.	Specimen	DS_1 [%]	DS_2 [%]	DS_3 [%]	No.	Specimen	DS_1 [%]	DS_2 [%]	DS_3 [%]
1	HT-2-1/3	0.98	2.07	3.94	12	3CLH18	0.85	2.09	2.50
2	H-2-1_3	1.10	2.13	5.19	13	2CLH18	0.79	4.14	5.53
3	H-2-1/5	1.21	3.02	5.36	14	2CMH18	0.56	2.05	-
4	HT-2-1/5	1.19	3.06	5.45	15	2SLH18	0.57	2.17	3.66
5	No.1	0.53	1.88	-	16	2D16RS	1.22	3.62	7.75
6	No.2	0.29	0.69	-	17	4D13RS	0.88	2.60	4.61
7	No.3	0.15	0.57	-	18	2CLD12	0.92	3.74	5.04
8	No.4	0.24	1.30	-	19	2CHD12	0.65	1.81	3.06
9	3CMH18	0.60	2.08	2.44	20	2CLD12M	0.70	1.84	3.47
10	3CMD12	0.76	2.27	4.00	21	No.4	0.41	1.10	2.31
11	3SLH18	0.65	2.04	2.61	22	No.6	0.38	0.77	1.65

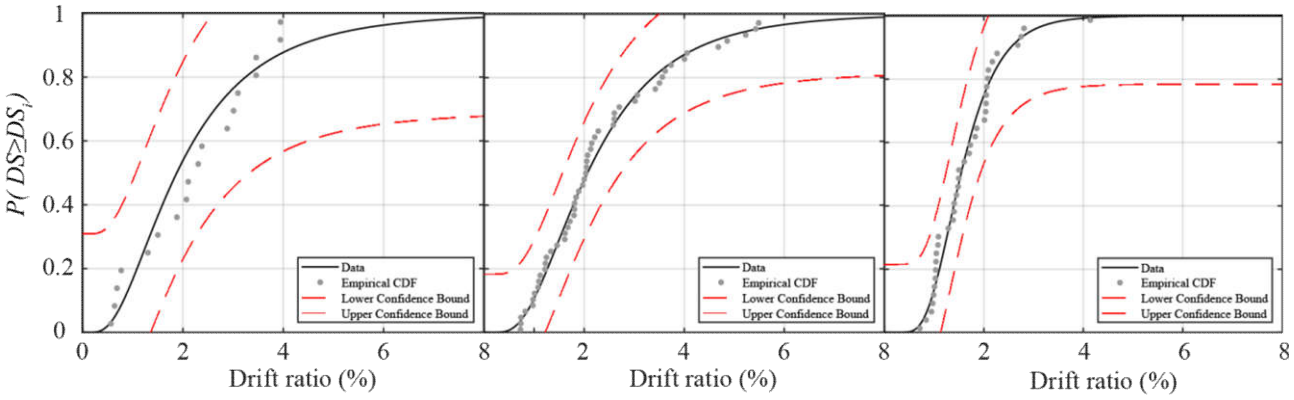
취약도 함수 (fragility function)는 공학요구 매개변수 (engineering demand parameter)에 따라 구조부재가 특정 손상수준에 도달하거나 초과할 확률을 나타낸 것이다. FEMA P-58-1 A.3.3에 제시된 바와 같이 대수정규분포 (lognormal distribution)의 특성은 변위비나 강도와 같은 구조공학적 변수들의 분포를 잘 반영하는 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 단면에 대한 평균값의 경험식을 제안하기 위해 개별 손상 수준에 대한 계측값이 대수정규분포 (lognormal distribution)를 잘 따르는지 확인하고자 Kolmogorov-Smirnov (K-S) 검정을 수행하였다. K-S 검정은 데이터의 누적 분포 함수와 비교하고자 하는 분포의 누적 분포 함수간의 최대 거리를 통계량으로 사용하는 가설 검정 방법이다. 본 연구에서는 95% 유의수준에 대하여 K-S 검정을 수행하였으며, 이는 그림 2.3.11에 으로 나타내었다. 모든 손상수준에 대해 K-S검정을 통과함에 따라, 구축된 경험누적분포함수가 대수누적정규분포를 잘 따른다고 볼 수 있다.

$$F_{DS} = (DS\,|\theta) = P\left(DS \geq DS_i\,|\theta\right) = \Phi\left(\frac{\ln\theta - \mu_{\ln\theta}}{\sigma_{\ln\theta}}\right) \qquad \text{(식 2.3.3)}$$

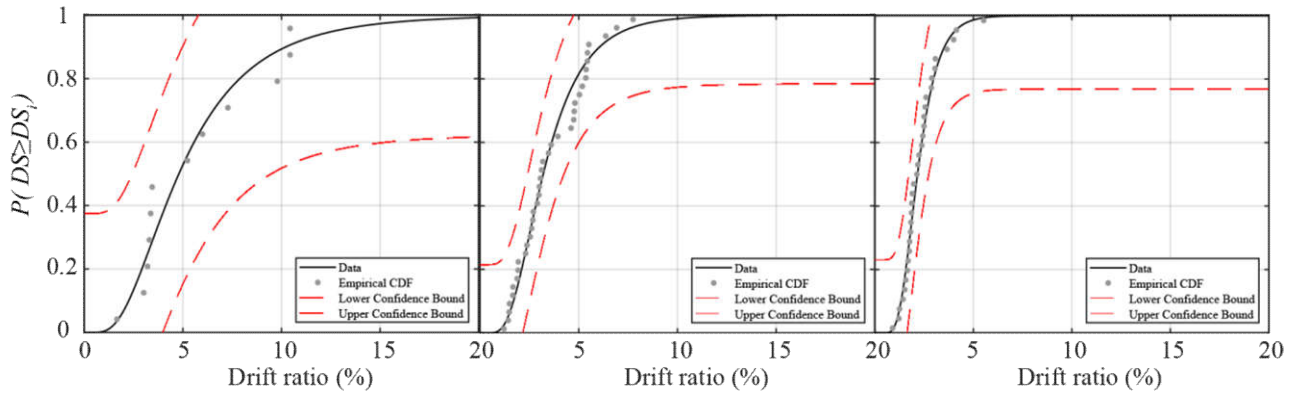
여기서 $P\left(DS \geq DS_i\,|\theta\right)$는 구조부재가 특정 변위비($\theta$)에 도달했을 때 특정 손상수준에 도달하거나 넘을 조건부 확률, Φ는 누적정규분포함수, $\mu_{\ln\theta}$와 $\sigma_{\ln\theta}$는 각각 자연로그 (natural log)를 취한 변위비 ($\ln\theta$)의 평균과 표준편차를 의미한다.



(a) 손상수준 1



(b) 손상수준 2



(c) 손상수준 3

그림 2.3.11 기둥부재 파괴모드에 따른 손상수준의 취약도곡선

앞서 정의된 바와 같이 기둥 구조 부재에 대한 손상 상태 정의를 통해 개별 손상상태에 대한 경험식을 기둥의 파괴모드에 따라 제안하고자 한다. 이는 개별 손상 수준에 대한 취약도 곡선 구축과 해석모델 구축에 활용되기 위함이다. 선행연구(Zhu 등,2007; Elwood(2002); Elwood (2021))에 따르면 $\rho_l, \rho_t, \nu, s/d, a/d, f_{yt}$,f_c등의 변수가 기둥의 휨, 휨-전단, 전단파괴의 주요한 변수임을 언급한 바 있다. 따라서 본 연구에서는 선행 연구에서 언급한 변수를 기둥의 후보 변수로 선정하고 개별 손상 수준에 따른 변위비와 기둥 변수간의 관계를 파악하기 위해 상관관계 분석 (correlation analysis)을 사용하여 평가하고자 한다. 상관관계 분석이란 개별 변수간의 선형성의 강도에 대한 통계적인 방법으로, 이는 상관계수 (correlation coefficient, ρ)을 통해 평가한다. 상관계수란 두 변수간 관계성을 표현하기 위해 특정 상관관계 정도를 수치적으로 표현한 계수이다. 상관계수의 값은 항상 −1에서 1사이에 위치해 있으며, 값이 절댓값 1에 가까울수록 두 변수 사이 강한 상관관계를 지닌다고 평가하며, 0에 가까울수록 두 변수 사이 약한 상관관계를 지닌다고 평가한다. 따라서 본 연구에서는 개별 손상 수준에 따른 변위비와 영향력이 높은 기둥 부재의 예측 변수를 선정하기 위해 다음의 후보 변수를 고려하였다.

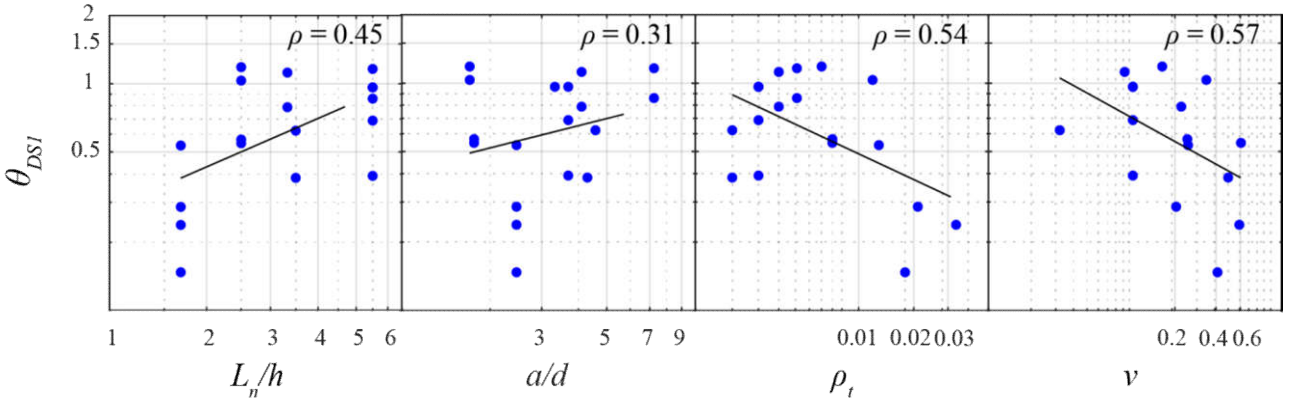
- 단면에 관련된 변수 : $l_n/h,\ a/d,\ s/d$

- 철근 상세에 관련된 변수 : $\rho_l,\ \rho_t$

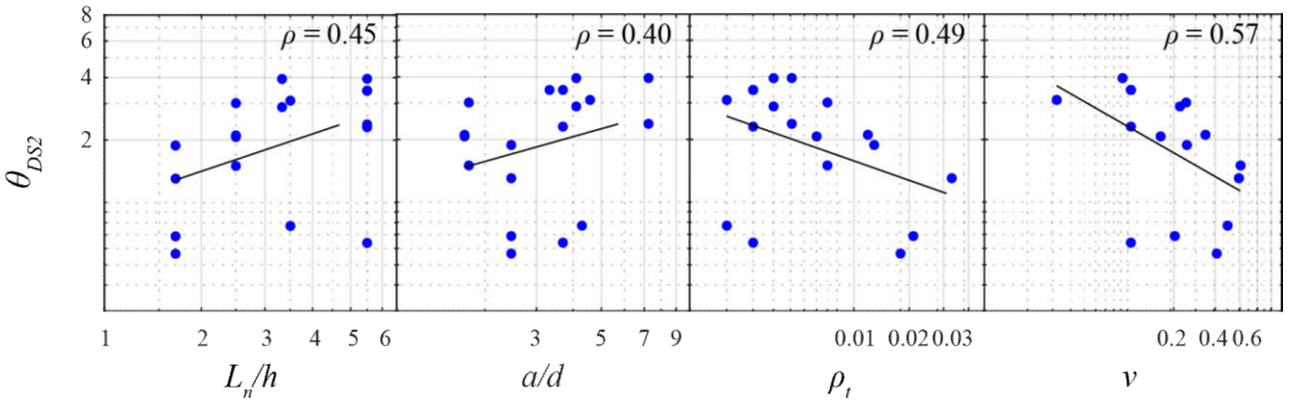
- 재료 강도에 관련된 변수 : $f_c,\ f_{yl},\ f_{yt},\ f_{yl}/f_c,\ f_{yt}/f_c$

- 기둥 축력에 관련된 변수 : $\nu(=P/A_g f_c)$

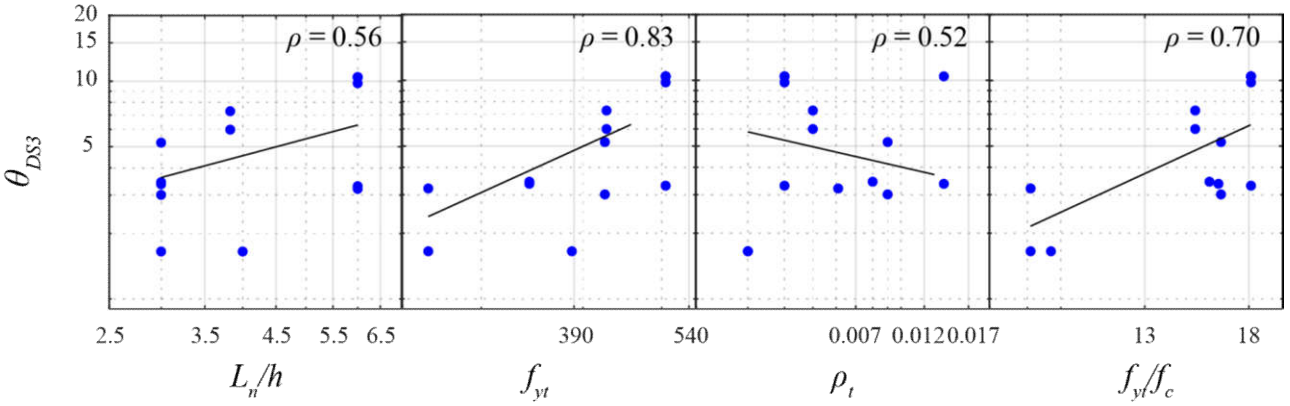
기둥 부재의 후보 변수에 대한 상관관계 분석은 기둥의 파괴모드인, 휨, 휨-전단, 전단파괴에 따라 나타내었다. 모든 후보 변수간의 상관관계 분석을 진행하였으나 지면상의 이유로 상관계수 높은 순으로 나타내었다. 기둥의 휨파괴에서 손상수준 1, 손상수준 2, 손상수준 3 (DS_1, DS_2, DS_3)과 후보 변수간의 상관관계 분석 결과 선정된 변수들은 그림 2.3.12와 같다.



(a) 손상수준 1



(b) 손상수준 2

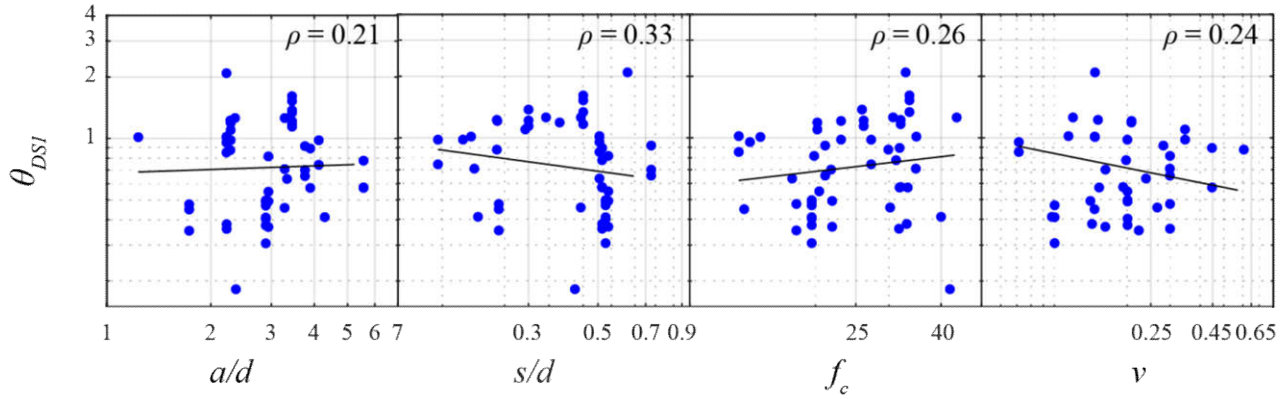


(c) 손상수준 3

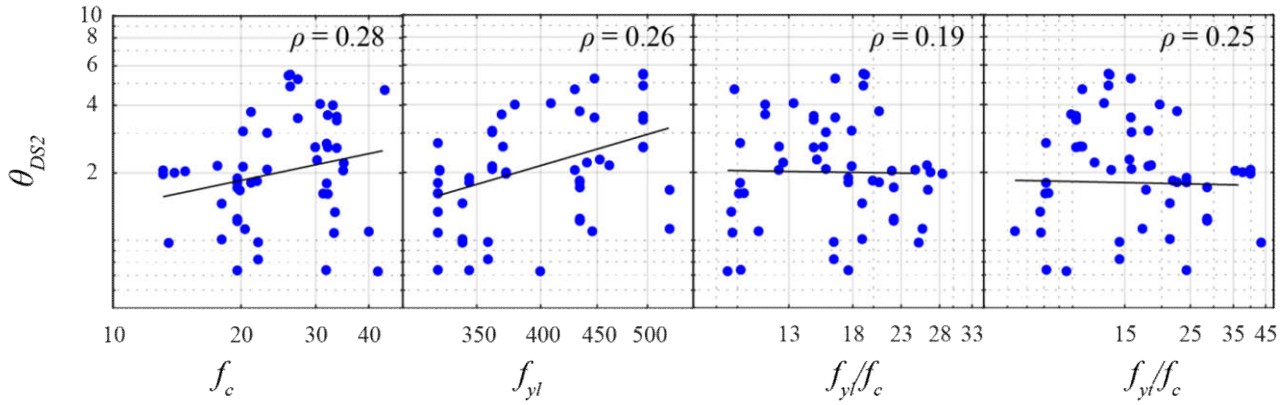
그림 2.3.12 휨파괴에 따른 손상수준의 상관관계 분석

휨-전단파괴에서의 손상수준 1, 손상수준 2, 손상수준 3, (DS_1, DS_2, DS_3)과 후보 변수간의 상관관계 분석 결

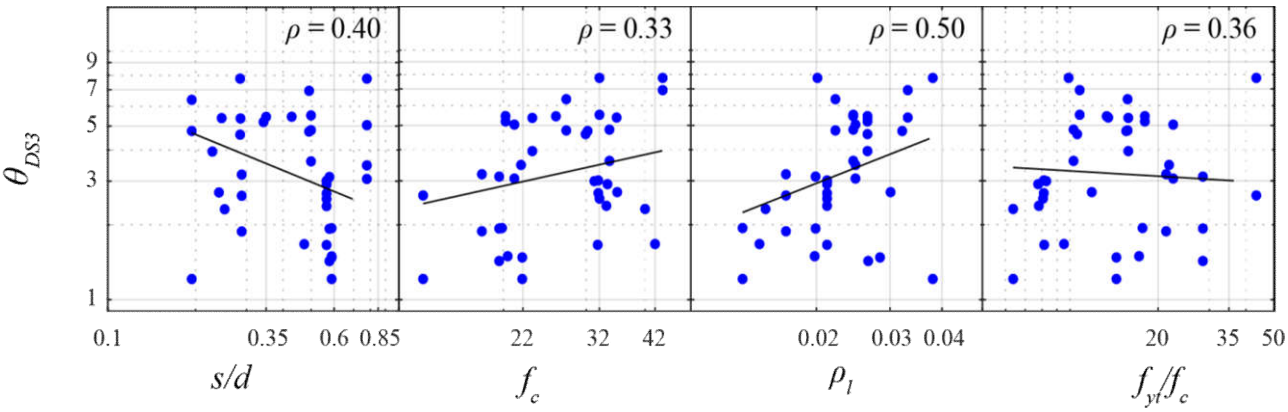
과 선정된 변수들은 그림 2.3.13과 같다.



(a) 손상수준 1



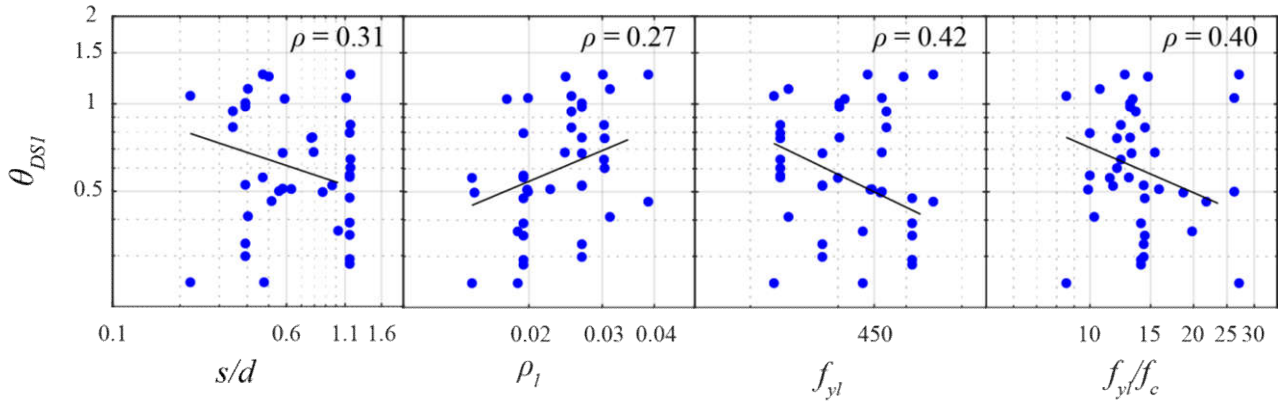
(b) 손상수준 2



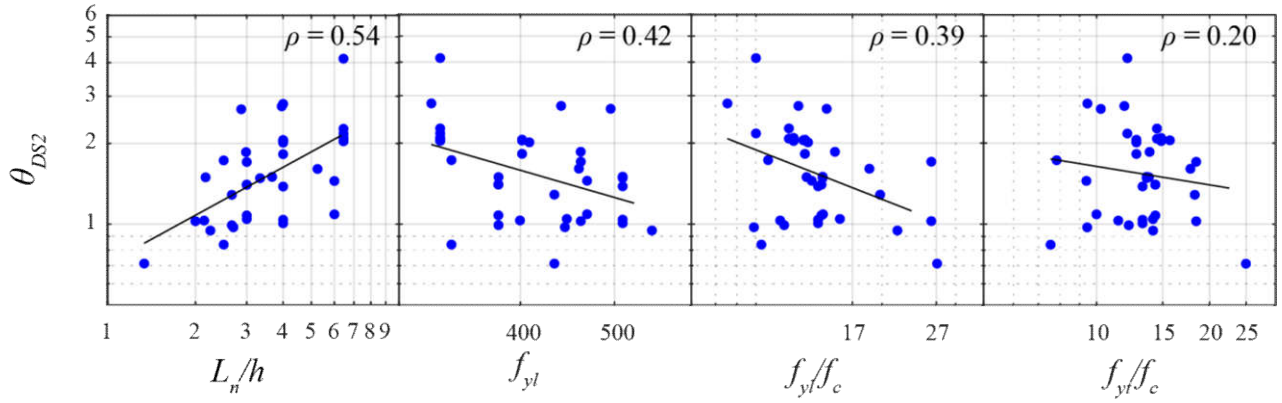
(c) 손상수준 3

그림 2.3.13 휨-전단파괴에 따른 손상수준의 상관관계 분석

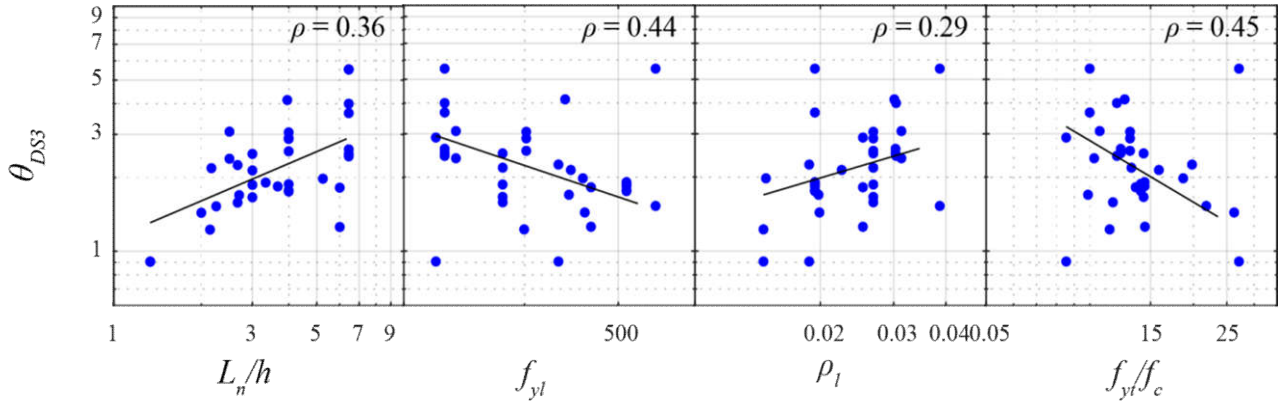
전단파괴에서의 손상수준 1, 손상수준 2, 손상수준 3 (DS_1, DS_2, DS_3)과 후보 변수간의 상관관계 분석 결과 선정된 변수들은 그림 2.3.14와 같다.



(a) 손상수준 1



(b) 손상수준 2



(c) 손상수준 3

그림 2.3.14 전단파괴에 따른 손상수준의 상관관계 분석

앞서 상관관계 분석을 통해 추출된 기둥 부재의 변수를 이용해 개별 손상 수준에 따른 변위비 평균값의 경험식을 회귀 분석(regression analysis)을 통해 제안하였다. 회귀 분석 방법으로는 단계적 회귀분석(Stepwise regression analysis)을 사용하였으며 단계적 회귀분석(Stepwise regression analysis)은 종속변수에 영향을 미치는 변수와 영향을 미치지 않는 변수를 구분하여 영향력 있는 독립변수만 나타내는 방법으로 이는 종속 변수를 설명하는 데 가장 큰 비중을 차지하는 독립 변수를 파악하고 예측할 수 있는 최적의 경험식을 제안한다. 회귀분석에는 단순선형 회귀분석(Simple regression analysis)과 다중선형 회귀분석(Multiple regression analysis)으로 크게 나눌 수 있는데 이는 변수 개수 및 종류에 따라 구분할 수 있다. 선형 모델 추정에 국한된 단순선형 회귀분석(Simple regression analysis)과 달리 다중선형 회귀분석(Multiple regression analysis)은 독립 변수와 종속 변수 간의 임의의 관계로 모델을 추정할 수 있다. 다중선형 회귀분석(Multiple regression analysis)의 관계식들은 다음과 같다.

$$y = a_1 e^{a_2 x_1} + a_3 e^{a_4 x_2} + \cdots + a_{2n-1} e^{a_{2n} x_n} + a_{2n+1} \quad \text{(식 2.3.4)}$$

$$y = a_1 x_1^{a_2} + a_3 x_2^{a_4} + \cdots + a_{2n-1} x_n^{a_{2n}} + a_{2n+1} \quad \text{(식 2.3.5)}$$

$$y = a_1 x_1 + a_2 x_2 + \cdots + a_n x_n + a_{n+1} \quad \text{(식 2.3.6)}$$

$$y = a_0 x_1^{a1} x_2^{a2} \cdots x_n^{an} \quad \text{(식 2.3.7)}$$

앞서 제시된 관계식들 중 본 연구에서는 곱셈과 지수의 형태의 관계식을 선택하여 개별 손상수준에 따른 변위비 평균값에 대한 경험식을 제안하였다. 여기서 y는 응답변수, x_n은 예측 변수, a_n은 회귀 분석을 통해 결정되는 계수이다. 개별 손상 수준에 따른 변위비 평균값 $\mu_{\theta_{DS1}}$, $\mu_{\theta_{DS2}}$, $\mu_{\theta_{DS3}}$의 경험식은 기둥의 파괴모드인 휨파괴, 휨-전단파괴, 전단파괴에 따라 각각 18개, 53개, 38개의 데이터를 사용하여 제안하였다. 휨파괴가 일어난 기둥부재의 변위비에 대한 평균값 경험식은 식 2.3.7~식 2.3.9와 같다. 그림 2.3.15는 식 2.3.7~식 2.3.9으로부터 개별 손상 수준 예측값에 대한 값을 나타내었다.

$$\mu_{\theta.DS1} = 0.0037(a/d)^{-1.36}(s/d)^{-1.04}(\rho_t)^{-0.93}(\nu)^{-0.20} \quad \text{(식 2.3.8)}$$

$$\mu_{\theta.DS2} = 7.26(\rho_l)^{1.10}(\nu)^{-0.41}(f_{yl}/f_c)^{0.94} \quad \text{(식 2.3.9)}$$

$$\mu_{\theta.DS3} = 19.80(\rho_l)^{0.25}(\rho_t)^{-0.20}(\nu)^{-0.58} \quad \text{(식 2.3.10)}$$

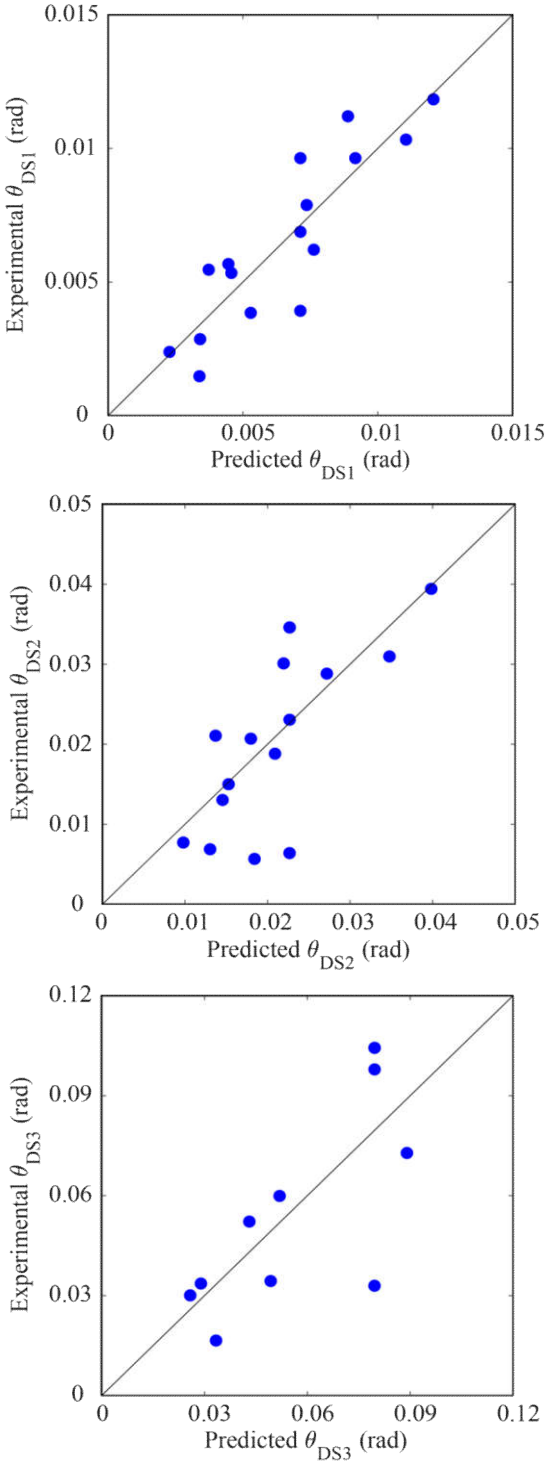


그림 2.3.11 휨파괴에 따른 손상수준의 예측값과 실험값 비교

식 2.3.8~식 2.3.10에 대한 결정계수(R^2)는 각각 0.88, 0.72, 0.74로 나타났다. 휨-전단파괴가 일어난 기둥 부재의 변위비에 대한 평균값 경험식은 식 2.3.11~식 2.3.13와 같다. 그림 2.3.12은 식 2.3.11~식 2.3.13으로부터 개별 손상 수준 예측값에 대한 값을 나타내었다.

$$\mu_{\theta.DS1} = 18.67(L_n/h)^{0.61}(a/d)^{-0.88}(s/d)^{0.57}(f_{yl}/f_c)^{-0.89} \quad \text{(식 2.3.11)}$$

$$\mu_{\theta.DS2} = 11.30(L_n/h)^{-0.05}(\rho_t)^{-0.26}(\nu)^{0.21}(f_{yl}/f_c)^{-0.88} \quad \text{(식 2.3.12)}$$

$$\mu_{\theta.DS3} = 0.98(L_n/h)^{1.01}(s/d)^{-0.34}(\rho_t)^{0.26}(\nu)^{-0.57} \quad \text{(식 2.3.13)}$$

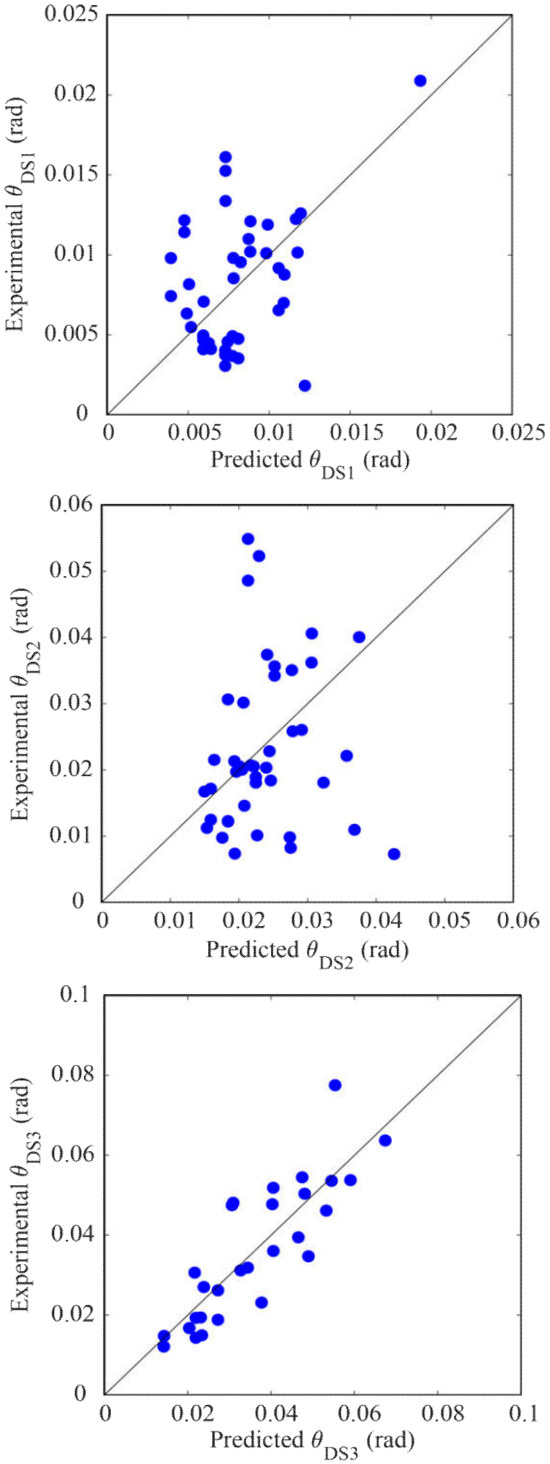


그림 2.3.12 휨-전단파괴에 따른 손상수준의 예측값과 실험값 비교

식 2.3.11~식 2.3.13에 대한 결정계수(R^2)는 각각 0.76, 0.45, 0.85로 나타났다. 전단파괴가 일어난 기둥 부재의 변위비에 대한 평균값 경험식은 식 2.3.14~식 2.3.16과 같다. 그림 2.3.13은 식 2.3.14~식 2.3.16으로부터 개별 손상 수준 예측값에 대한 값을 나타내었다.

$$\mu_{\theta.DS1} = 0.3500(L_n/h)^{0.44}(a/d)^{-0.28}(s/d)^{-0.30}(\nu)^{-0.10} \quad \text{(식 2.3.14)}$$

$$\mu_{\theta.DS2} = 17.60(L_n/h)^{0.54}(\rho_t)^{0.18}(f_{yl}/f_c)^{-0.77} \quad \text{(식 2.3.15)}$$

$$\mu_{\theta.DS3} = 100.75(L_n/h)^{0.52}(\rho_t)^{0.28}(f_{yl}/f_c)^{-1.09} \quad \text{(식 2.3.16)}$$

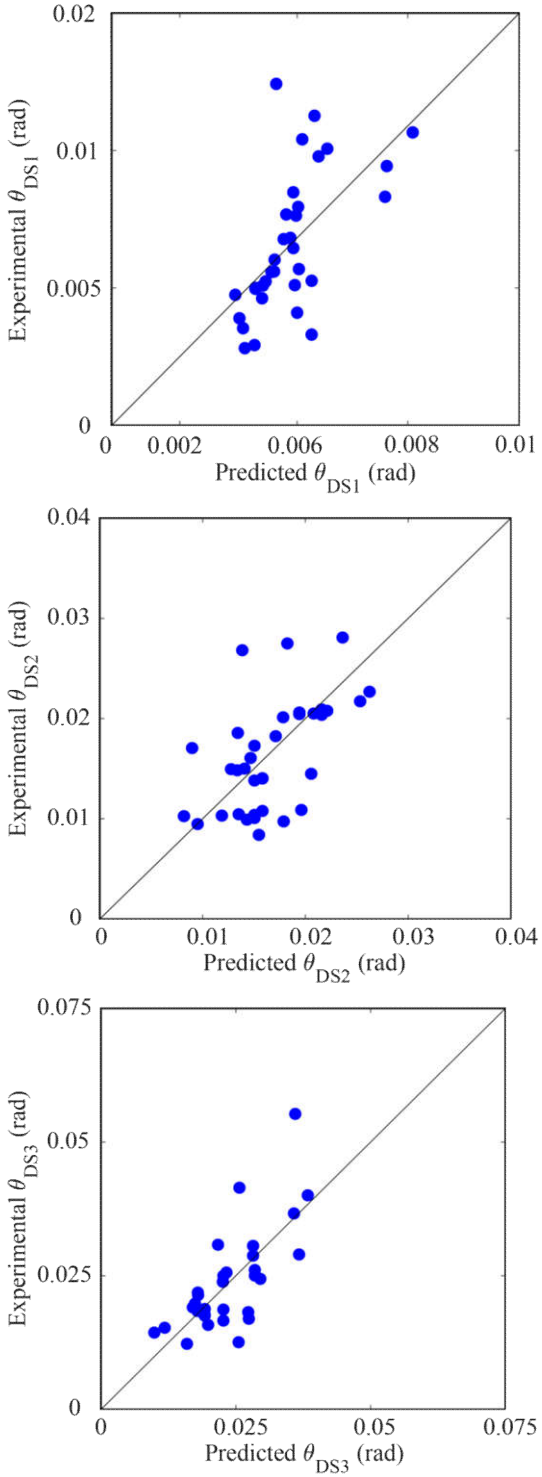


그림 2.3.13 전단파괴 따른 손상수준의 예측값과 실험값 비교

식 2.3.14~식 2.3.16에 대한 결정계수(R^2)는 0.61, 0.62, 0.71로 나타났다.

(2-3-4) 소결

앞선 1차 및 2차 년도 연구를 통하여 취약한 공공건물의 손상은 1층 기둥에 집중되어있고, 기둥의 파단을 가지고 평가하는 것이 취약한 공공건물의 손상 예측에 가장 중요하다고 평가되었다. 따라서 본 연구의 목표는 수집된 데이터베이스를 바탕으로 기둥 구조 부재에 대해 손상 수준을 정의하고 이에 따른 취약도 함수를 구축하였다. 구축된 데이터베이스에서 추가적으로 보완된 데이터베이스를 통해 손상 예측을 위한 손상 수준 규정 및 취약도 곡선의 정확도를 확보하고자 하였다. 이를 위해 취약한 공공건물의 기둥 부재에 대한 조건을 추가로 설정하였으며, 이를 기반으로 보완된 데이터베이스를 기둥의 파괴모드에 따라 분류하고 이를 개별적

인 취약도 함수 구축함에 따라 정확도가 확보되었다. 구축된 취약도 함수를 통해 기둥의 항복, 최대 전단 내력, 파괴에 도달하는 시점을 더 높은 정확도를 지니고 확률적으로 평가할 수 있으며 이는 취약한 공공건물 자체의 취약도를 예측하는데 도움을 줄 수 있을 것으로 기대된다.

(3) 3세부과제: 취약 공공건물 지진붕괴확률 평가 위한 정밀 및 간략 해석방법 구축

본 연구과제에서는 취약공공건물의 지진붕괴확률의 50% 저감을 목표로 하는 내진성능평가 방법 개발 및 보강방법 개발을 목표로 하였다. 지진 하중에 의하여 건물에 발생하는 손상 또는 붕괴 등의 한계상태는 일반적인 하중과 다르게 구조물의 비탄성 영역을 포함하는 극한 상태에 이르는 범위의 평가가 요구된다. 또한 1세부과제에서 지진하중에 대하여 규정한 바와 같이 지진 하중은 발생 확률부터 그 규모에 이르기까지 불확실성을 보유하고 있다. 이는 건물의 성능을 규명하는 데 있어서 단일 지진하중을 이용한 평가는 대상 건물의 내진성능의 평가 결과에 오차를 크게 발생시킬 수 있다는 것을 의미한다. 따라서 최근 내진성능평가 및 보강기법 개발은 보강 기법의 성능 실험 뿐 아니라 구조물의 해석모델을 이용한 비선형 정적 및 동적 해석을 활용하여 수행하는 방향으로 진행되어 왔다.

본 연구에서는 대상공공건물의 내진성능을 정량화하고 이와 동시에 보강 기법의 개발, 검증, 제안을 위하여 대상공공건물의 간략해석모델을 과년도 연구를 통하여 지속적으로 수행해온 바 있다. 개발된 간략해석모델은 이전 선행 연구 (ATC 72-1, 2009; Haselton 등, 2016; Berry 등, 2004; Lynn 등, 1996)를 참고하여 개발되었으며, 이에 대한 검증 또한 수행하였다. 취약한 공공건물의 경우, 지진하중에 대한 상세가 적용되지 않은 철근콘크리트 구조물이 대다수를 차지하였다. 이와 같은 건물은 구조부재의 부족한 상세로 인하여 기둥 연단부에서 취약한 전단파괴가 발생하고 이로 인하여 급격하게 붕괴 (sidesway collapse)가 발생할 수 있다. 본 연구에서는 이에 대한 정확한 모사를 위하여 1차 년도 연구를 통하여 상대적으로 정확한 분산소성모델을 이용한 정밀해석모델을 개발하였으며, 이를 기반으로 2차 년도 연구를 통하여 상대적으로 빠른 속도로 골조의 해석을 수행함으로써 구조부재의 응답을 모사할 수 있는 간략해석모델을 개발하였다. 2차 년도 연구를 통하여 집중소성모델로 개발한 간략해석모델은 분산소성모델을 이용한 정밀해석모델 대비 10% 미만의 오차가 발생하였으나, 해석 시간에 대하여 60% 이상 감소하여 대상공공건물의 동적하중에 대한 비선형 응답을 매우 효율적으로 평가하는 것으로 평가되었다.

3차 년도 연구에서는 2차 년도 연구를 통하여 개발한 간략해석모델의 검증을 골조 단위에서 수행하고, 내진성능평가 및 보강절차 개발에 활용하고자 한다. 이를 위하여 1/3 스케일 3층 RC골조의 설계를 수행하였으며, 반복가력 실험을 수행하였다. 대상골조에 대한 해석모델을 수립하고 동일한 가력조건에 대한 해석을 수행함으로써, 본 연구과제를 통하여 개발한 해석모델의 타당성을 검증하고자 한다. 추가적으로 2차 년도 제 4 세부과제를 통하여 개발한 대체골조 시스템의 검증 또한 수행하여 검증하고자 한다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 정확한 해석 모델개발

(2차 년도) 간략한 해석모델 개발

(3차 년도) 실험을 통한 해석모델의 검증

(3-1) 1차년도 : 대상공공건물 성능평가를 위한 모델 개발

(3-1-1) 해석 모델 종류 및 특성

국내 내진설계 기준은 1988년에 최초로 제정되어 현재에 이르기까지 점차적으로 강화되어 왔다. 국내 건축물 대다수가 이 시기에 지어졌으며, 본 연구에서는 이와 같은 구조물을 취약건축물이라 명명하였다. 과거 연구에 의하면 취약건축물의 붕괴에 가장 핵심적인 기여를 하는 구조부재는 기둥으로 알려져 있다. 취약 RC기둥의 경우 중력하중에 대해서만 저항하도록 설계되었기 때문에 횡보강근이 현행기준에서 요구하는 수준보다 넓은 간격으로 배근되어 있다. 이 때문에 취약 RC기둥은 공칭휨모멘트에 도달하기 이전에 전단파괴가 발생할 수 있다. 만약 파괴가 발생하지 않더라도, 내진 상세의 부재로 균열, 철근의 좌굴 및 부착응력 저하, 피복 박리 등의 손상으로 인해 심각한 횡저항력 (Lateral resistance)가 저하될 우려가 있다.

지진과 같은 횡력으로 인한 기둥부재의 손상은 하중-변위 응답 (Load-displacement response) 상에서 핀칭이나 강성 저감 및 강도 저감으로 나타나며, 전체 구조 시스템의 붕괴를 가속시킬 수 있다. 따라서 지진력과 같은 횡력으로 인한 취약 RC 기둥의 하중 (Force capacity) 및 변형능력 (Deformation capacity) 하중-변위 응답을 파악하고, 설계지진하중으로 인한 전체 건물의 붕괴를 예방할 수 있는 대책이 필요하다. 이를 위해서는 취약 RC건물의 붕괴에 큰 영향을 끼치는 기둥의 하중-변위 응답을 정확히 모사할 수 있어야 한다 [8,9].

RC 구조부재의 하중-변위 응답을 예측하기 위한 수치모델은 일반적으로 그 복잡도에 따라 그림 3.1.1과 같이 집중소성모델 (Concentrated inelasticity model), 분산소성모델 (Distributed inelasticity model), 연속소성모델 (Continuum inelasticity model)로 나누어진다.

집중소성모델은 구조요소의 단부에 비선형성을 집중시킨 수치모델이며 국토교통부 (2013)나 ASCE 41-17 (2017)과 같은 기존 구조물의 내진성능평가에도 사용되는 방법이다. 하지만 집중소성모델은 실제 구조부재의 전반적인 하중-변형 응답 (초기강성, 항복, 최대내력, 내력저하, 강성저하, 핀칭 등)을 모두 실험결과를 토대로 결정해야 한다. 때문에 실험이 활발하게 이루어지지 않은 이방향 보-기둥 접합부 해석모델 구성에는 집중소성모델이 적합하지 않다고 본 연구에서는 판단하였다.

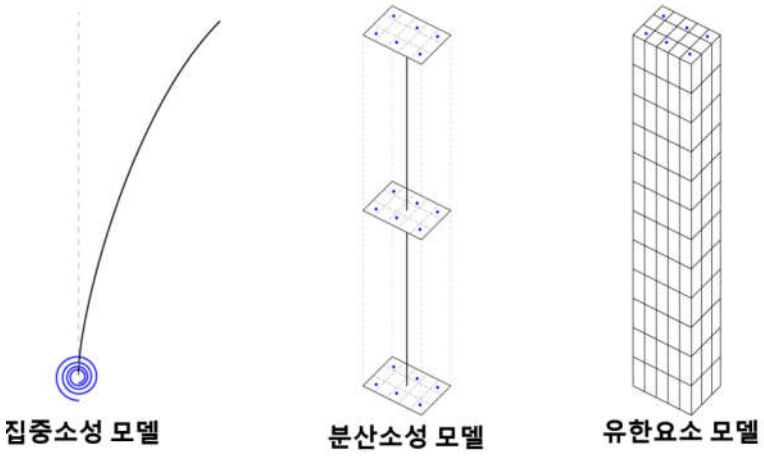


그림 3.1.1 요소모델의 복잡도에 따른 분류

연속소성모델은 해석요소를 유한개의 요소로 분할한 요소망 (Mesh) 각각에 비선형성을 부여한 모델이다. 해당 모델은 재료모델의 특성과 외력에 따라 구조요소의 모사결과가 결정되기 때문에 집중소성모델과 같이 구조요소의 전반적인 응답을 미리 정의할 필요가 없다. 또한 다른 모델에서 고려하지 못하는 휨 균열, 전단균열, 보강재의 좌굴 등을 명시적 (Explicit)으로 고려할 수 있다는 장점을 가진다. 하지만 이를 위해서는 RC 구조부재의 철근, 콘크리트, 횡보강근, 골재의 분포 등이 해석상에서 명시적으로 고려되어야 하므로 해석 모델의 구축이 매우 복잡하며, 계산량이 많기 때문에 대형 실험체나 건물의 해석에는 부적합하다는 단점을 가진다.

분산소성모델은 구조부재의 단면을 유한개의 요소로 분할한 요소망에 재료모델을 부여하여 특정지점 (적분점)에서만 응답을 도출하는 방법이며, 전단에 대한 응답을 고려할 수 없어서 추가적인 요소가 고려되어야 한

다는 단점이 있다. 하지만 재료모델만을 이용하여 휨과 압축에 대해 매우 정확한 해석결과를 얻을 수 있으며, 연속소성모델에 비해 계산량이 월등하게 적기 때문에 대상 실험체 및 건물에 해석에도 적합하다. 따라서 본 연구에서는 이방향 하중으로 인한 보-기둥 접합부의 하중-변형 응답을 모사하기 위해 분산소성해석모델을 이용하였다.

(3-1-2) 요소모델 구성

구조물의 해석 모델은 OpenSees (2006)를 이용하였다. 보와 기둥의 모델링 과정은 그림 3.1.2에 나타나 있다. 보와 기둥은 섬유단면요소 (Fiber section element)를 이용하였다. 이 방법을 통해서 기둥의 단면을 콘크리트와 철근으로 구성된 섬유요소로 세분화하여 축력과 휨-곡률의 상호작용을 고려하여 기둥의 거동을 매우 정확하게 계산하게 된다.

보-기둥 부재의 축력 및 모멘트 거동 및 휨파괴 거동은 그림에서 보는 바와 같이 RC 단면의 크기와 각 재료 (콘크리트 및 철근)의 응력-변형률 응답 (Stress-strain response)을 반영한 Fiber section으로 모델링하였다. 보-기둥 부재의 축력과 모멘트의 강성 및 강도는 섬유단면의 크기와 재료의 응력-변형률 관계로부터 계산된다. P-M Interaction 및 휨파괴 또한 고려할 수 있다.

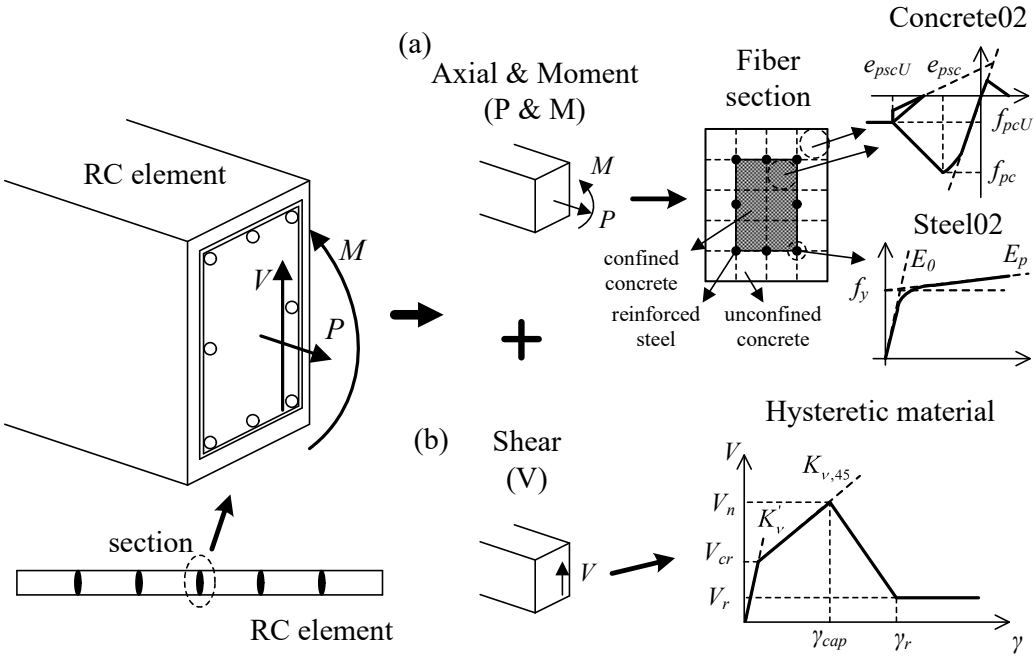


그림 3.1.2 Modeling of beams and columns using OpenSees

섬유단면에 쓰인 재료모델에 대한 설명은 아래와 같다.

콘크리트에 쓰인 일축재료모델 (Uniaxial material model)의 응력-변형률 응답은 Mander 등 (1988) 의 연구를 참고하였으며 그림 3.1.3과 같다. 콘크리트의 압축강도 f_c'는 실험에서 측정된 강도 또는 공칭압축강도를 사용할 수 있으며, 이때의 변형률 ε_c은 0.002로 가정하였다 (Wight 와 MacGregor 2012; 민창식 2013). 콘크리트의 인장강도는 압축강도의 10% 내외인 것으로 알려져 있다 (민창식 2013). 따라서 본 연구에서는 콘크리트 일축재료모델의 인장측 응력-변형률 응답은 고려하지 않았다.

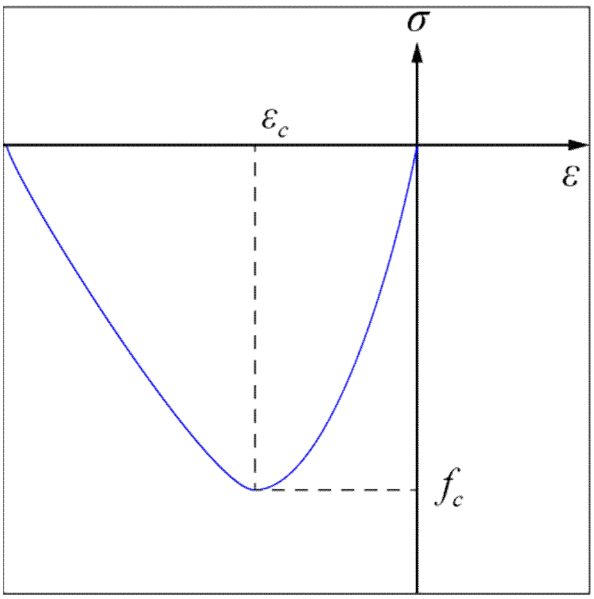


그림 3.1.3 Concrete material model

철근에 사용된 일축재료모델은 Menegotto 와 Pinto 1973가 제안한 Giuffre-Menegotto-Pinto (이하, GMP)의 연구를 참고하였으며 그림 3.1.4와 같다. GMP 모델을 이용하면 해석 소요시간을 크게 들이지 않으면서 철근 시험결과를 높은 정확도를 모사할 수 있는 것으로 알려져 있다. 또한 GMP모델은 바우싱거효과 (Bauschinger's effect), 이동경화 (kinematic strain hardening), 그리고 등방경화 (isotropic strain hardening)과 같이 강재에 일반적으로 발견되는 현상 또한 모사할 수 있다는 장점이 있다. 철근 일축재료모델에 사용된 항복강도 f_{yl}은 시험에서 측정된 강도 또는 공칭강도를 사용할 수 있다. 철근의 탄성계수 E_s는 200 GPa로 가정하였으며, 항복강도 f_{yl}를 탄성계수 E_s로 나누어 줌으로서 철근의 항복변형률 ε_{yl}를 계산할 수 있다. 철근의 항복 후 변형률 경화 (strain hardening)는 탄성계수 E_s의 1%로 가정하였다.

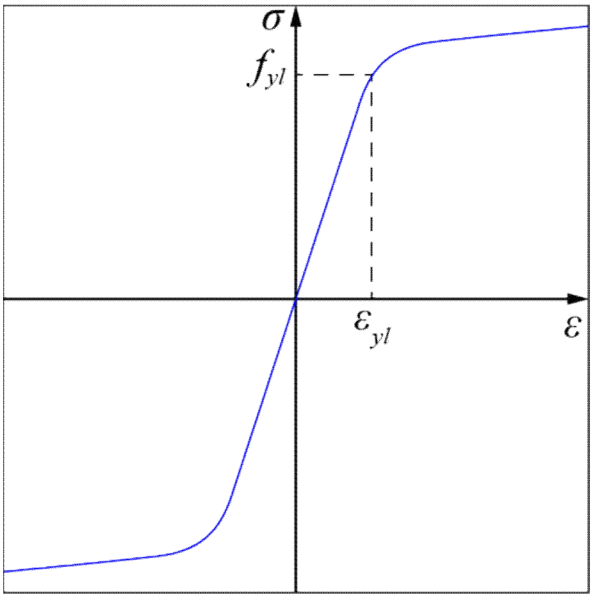


그림 3.1.4 Steel reinforcement material model

앞에서도 설명하였듯이 Fiber 단면으로 계산된 섬유요소의 하중 및 변형은 전단력을 제외하고 오직 휨-곡률과 축력으로 인한 상호작용만을 고려한다. 따라서 전단력-변형을 고려하기 위해 성능기반설계 기준 (ASCE 41 2017, 국토안전부 2013)의 기준을 참고하여 식 3.1.1을 사용하였다.

$$V_c = \lambda k_{nl}\left(6\frac{\sqrt{f_c'}}{a_v/d}\sqrt{1+\frac{N_u}{6\sqrt{f_c}A_g}}\right)(0.8b_w h) \qquad \text{(식 3.1.1)}$$

k_{nl}는 연성도와 관련된 계수이며, 높은 연성도가 요구되는 지역에서는 $k=0.7$, 그 외의 지역에서는 $k=1.0$을 사용한다. 여기서는 $k=1.0$을 선택하였다. λ는 콘크리트 중량과 관계된 계수로, 경량 콘크리트의 경우 $\lambda=0.75$이고, 일반 콘크리트의 경우는 $\lambda=1.0$이다. 여기서는 $\lambda=1.0$을 선택하였다. N_u는 기둥에 작용하는 축력(단위 : pounds)이다.

(3-1-3) 제안된 해석 모델의 검증

실험 결과를 통해 제안된 해석 모델 매개변수들의 정확도 검증을 위해 실험결과와 비교하였다. 다음은 해석 모델과 실험결과를 비교한 그림이다. 해석모델과 실험 결과를 비교한 결과, 해석모델이 매우 정확한 것을 확인할 수 있었다. 본 연구에서 해석모델의 정확도 검증 비표로 삼았던 최대내력의 ARE (absolute relative error)는 다음과 같은 식 3.1.2로 계산되었다.

$$ARE = \frac{|f_{pred} - f_{meas}|}{f_{meas}} \qquad \text{(식 3.1.2)}$$

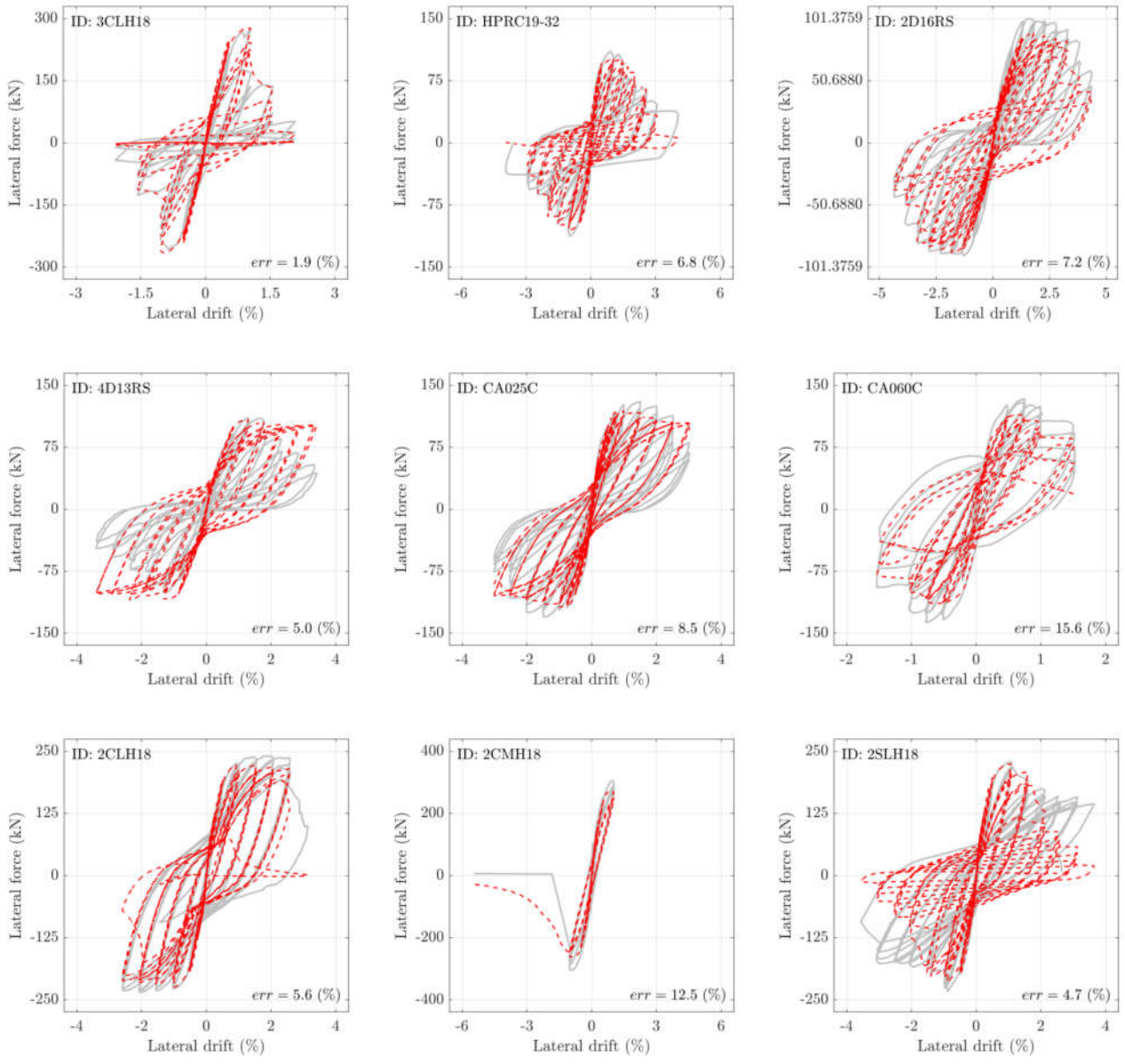


그림 3.1.5 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 데이터베이스와 이를 모사한 해석결과 비교(계속)

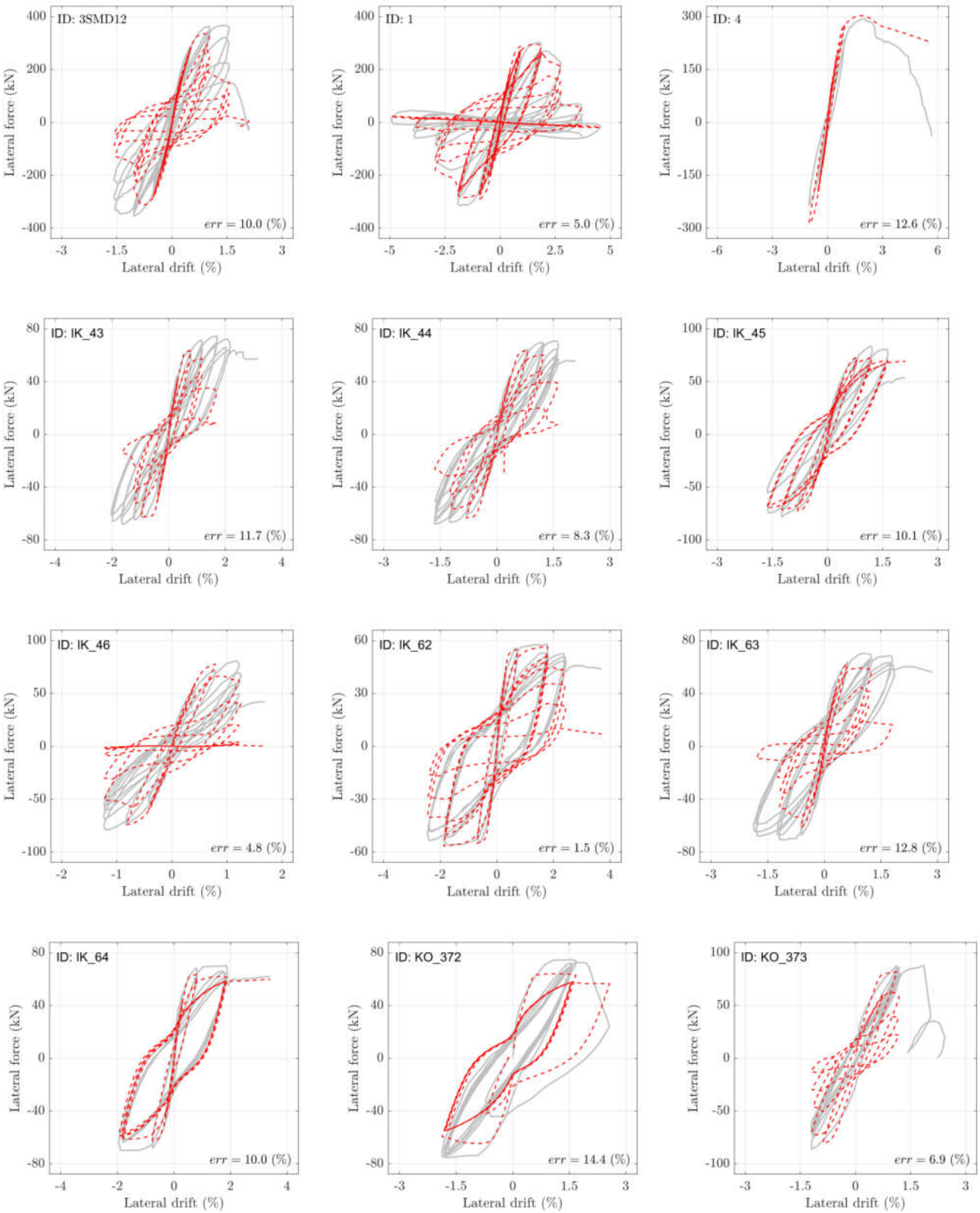


그림 3.1.5 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 데이터베이스와 이를 모사한 해석결과 비교(계속)

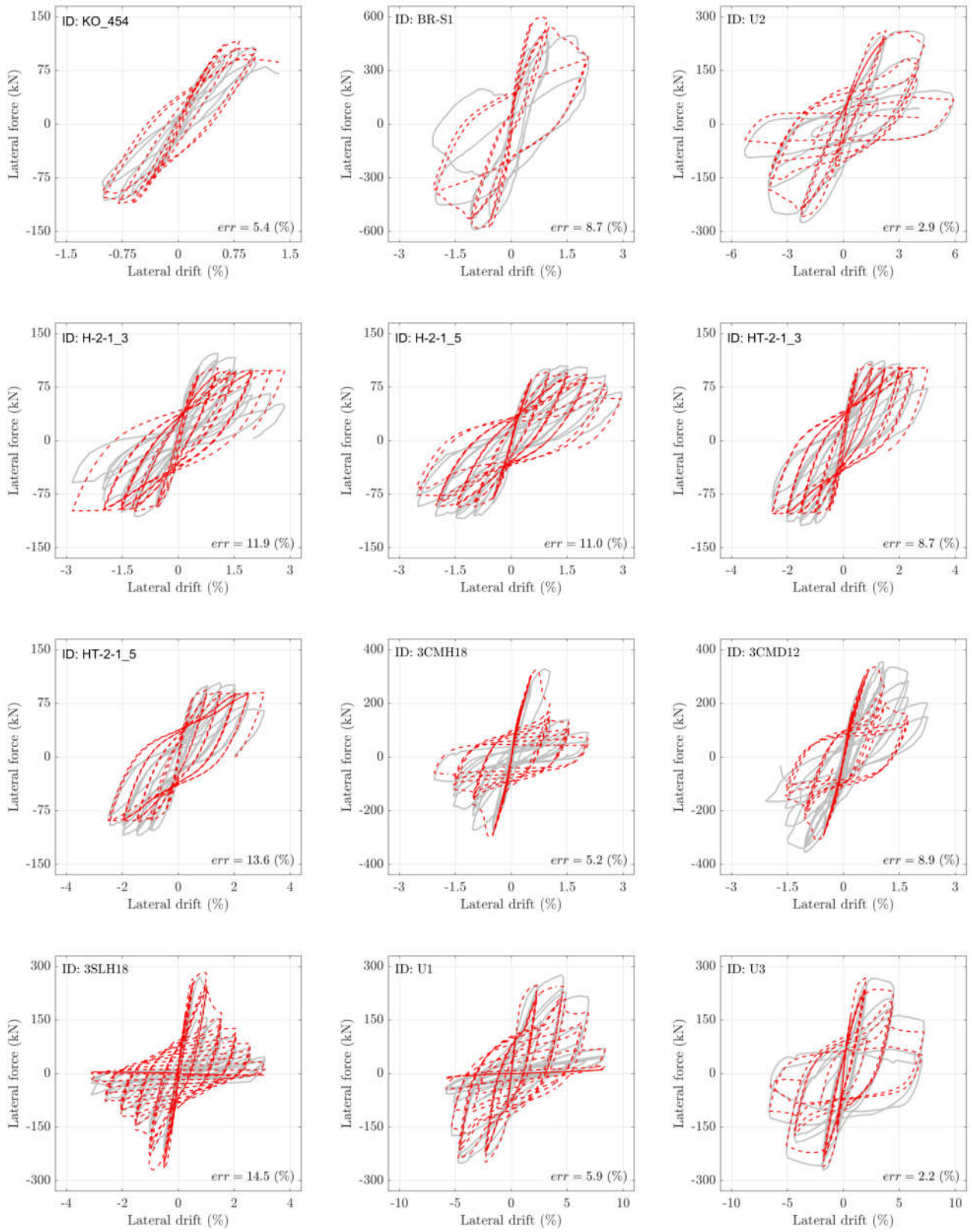


그림 3.1.5 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 데이터베이스와 이를 모사한 해석결과 비교

본 연구에서는 최대내력의 ARE를 15% 이내를 목표로 삼았다. 그림 3.1.5에서 제시된 해석모델과 실험결과의 하중-변위 응답을 비교해보면 ARE 최댓값이 14.5%로 본 연구의 목표인 15%이내인 것을 확인하였다.

(3-2) 2차년도 : 대상공공건물 성능평가를 위한 간략모델 개발

대상 구조물에 대한 내진성능평가는 건축물을 구성하는 구조 및 비구조 부재들의 복합적인 응답과 지반운동 또는 건축물 구축의 불확실성 등에 의하여 정확한 평가를 수행하기 어렵다. 따라서 구조물에 대한 내진성능을 평가하는 연구의 수행은 실험체의 구축 및 진동대를 통한 동적하중에 실험 또는 수치해석모델의 구축을 통한 시뮬레이션 등을 통하여 수행된다. 여기에서 실제 구조물 또는 구조부재에 대한 실험은 건축물이라는 특성에 따른 규모 및 재료나 시공에 따른 불확실성으로 인하여 다수의 실험이 동반되어야 하고 이에 따른 경제적 부담이 크기 때문에, 대다수의 내진성능에 대한 연구는 수치해석모델을 이용한 시뮬레이션을 통하여 수행되고 있다.

그러나 수치해석모델을 이용한 내진성능평가 기법의 경우, 구조물의 성능을 평가하기 위한 방법 뿐 아니라 구성한 수치해석모델의 정확성에 따라 평가 결과가 크게 변하는 문제점을 지니고 있다. 1차 년도 연구를 통하여 기술한 바와 같이 RC 구조물의 경우 구조부재의 하중-변위 응답을 예측하기 위하여 일반적으로 집중소성모델 (concentrated inelasticity model), 분산소성모델 (distributed inelasticity model), 연속소성모델 (continuum inelasticity model)을 적용하고 있다 (ATC 72-1, 2009). 일반적으로 구조 부재의 하중-변위 응답을 예측하기 위한 모델이 복잡할수록 대상 부재의 동적하중에 의한 응답을 상세하게 예측할 수 있으나, 과도한 계산양의 요구나 시간적인 문제가 발생한다. 또한 실제 대상 구조물의 해석을 위해서는 여러 구조 부재 또는 비구조 부재로 인한 비정형성을 포함한 복잡한 모델이 구축되어야 하며, 이에 대한 해석이 수행되기 때문에 과도하게 복잡한 수치해석모델의 사용은 효율성에서 문제가 발생할 수 있고, 수치적으로 오류가 쉽게 발생할 수 있다.

이와 같은 효율성과 수치 해석적 불안정성의 문제를 해결하기 위하여 다수의 선행 연구들에서는 수치해석모델 또는 평가방법론에 대한 다양한 연구가 수행되어 왔다. Elwood (2004)는 비연성 RC 기둥의 전단 파괴를 적절하게 예측하기 위하여 섬유단면요소 (fiber section element)와 전단 스프링 (shear spring element)을 이용하여 전단 파괴를 모사한 RC 기둥 모델을 제안하였다. 1차 년도 연구에서는 섬유단면요소를 기반으로 하여 모델을 구축하고 RC 기둥의 응답을 모사하였다. 섬유단면요소를 사용한 분산소성모델은 적분 점을 바탕으로 응답을 예측하기에 연속소성모델에 비하여 계산양이 작다. 하지만 이 모델은 연속소성모델의 결과 비교하여 유사한 결과를 제공할 수 있다는 장점을 지닌다. 1차 년도 연구에서는 구조부재의 하중-변위 이력을 정확하게 모사할 수 있는 분산소성모델을 바탕으로 대상 구조물의 내진성능을 상세하게 평가한 바 있다.

그러나 연속소성모델과 같이 분산소성모델의 경우에도 정확한 연산을 위해서는 RC 구조부재의 철근, 콘크리트, 횡보강근 등을 모델 내부에서 정확히 고려되어야 하여 모델을 구축하는데 어려움이 따른다. 또한 분산소성모델이므로 연속소성모델보다는 소요 해석시간은 적지만 보강설계와 같이 다수의 비선형 동적해석이 요구되는 경우에는 큰 연산양이 요구되어 부담이 될 수 있다. 따라서 2차 년도 연구에서는 연산양이 상대적으로 작으면서 정확하게 구조부재의 이력을 모사할 수 있는 집중소성모델을 대상으로 하여 모델을 구축하였다. 구축한 집중소성모델의 정확성을 검증하기 위하여 기둥 실험결과 및 1차 년도 분산소성모델 해석 결과와 비교하였다.

(3-2-1) 집중소성모델 구성

집중소성모델의 재료모델 및 구성은 상용 소프트웨어인 OpenSees (2011)를 이용하여 구축하였다. 본 연구에서 구축한 기둥, 보, 접합부의 모델은 아래의 그림 3.2.1과 같이 구축하였다. 보와 기둥 구조부재의 경우 부재의 길이를 모사할 수 있는 한 개의 탄성 선형부재 (elastic line element)와 양단에서 구조부재의 비선형 거동을 모사하는 비선형 스프링 요소 (nonlinear spring element)로 구성하였다. 여기에서 분산소성모델의 경우 구조부재의 단면, 구성 등에 대한 정보를 섬유단면을 바탕으로 구축하며 내부에 위치한 재료모델을 바탕으로 부재의 이력을 모사하지만, 집중소성모델의 경우 이러한 부재의 이력을 재료정보 기반하여 모사하는 것이 아니라 부재정보를 기반으로 모사한다. 따라서 집중소성모델에서는 구조부재 모델의 양단 끝에 위치한 비선형 스프링 요소의 비선형 이력을 구조부재의 단면정보를 기반으로 구축하여야 한다.

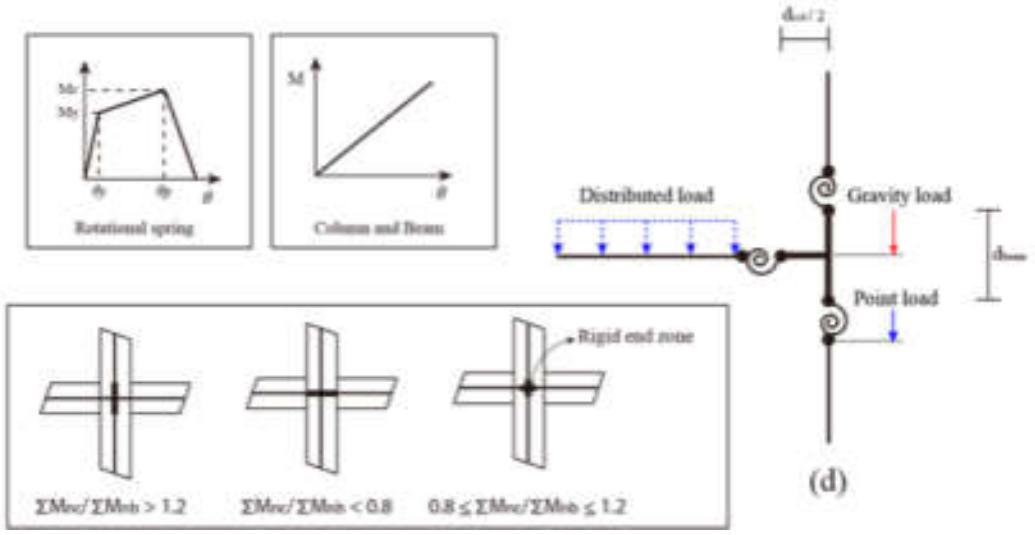


그림 3.2.1 Concentrated hinge model of beam, column, and joint in OpenSees (2011)

본 연구에서는 보와 기둥의 비선형 이력을 모사하기 위하여 Peak Oriented model (Ibarra, 2005)을 이용하여 비선형 스프링 요소를 구성하였다. 구조부재의 강도, 강성, 변형 및 소산을 결정하는 각각의 물성치는 Haselton 등 (2016)에 제안된 수식을 바탕으로 결정하였다.

Haselton 등 (2016)의 경우 비연성 기둥 (non ductile RC column)을 포함한 기둥에 대한 모델링 파라메터를 제안하고 있으며, 이러한 기둥은 취약한 기둥 부재의 거동을 잘 모사할 수 있을 것으로 판단한다. 제안된 모델링 파라미터들은 다음과 같으며, 파라미터에 따라서 총 단면적 (A_g), 콘크리트의 강도 (f_c'), 축력 (P), 전단경간비 (L_s/h), bond-slip에 의한 상수 (a_{sl}), 압축 (ρ) 및 인장 철근비 (ρ'), 축력비 (ν), 주철근비 (ρ), 횡보강근비 (ρ_{sh}) 등에 의하여 결정된다. Haselton 등(2016)은 PEER structural performance database (Berry 등 2004)에 제안된 보 및 기둥의 실험 데이터베이스를 바탕으로 모델을 구성하는 모델 파라미터 값을 찾을 수 있는 수식들을 제안하였다. 제안된 파라메터 수식은 아래와 같다.

$$\frac{EI_y}{EI_g} = 0.30\left(0.1+\frac{P}{A_g f_c'}\right)^{0.80}\left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.72}, where\ 0.2 \le \frac{EI_y}{EI_g} \le 0.6 \quad \text{(식 3.2.1)}$$

$$\theta_{\cap,pl} = 0.12(0.1+0.55a_{sl})(0.16)^{\nu}(0.02+40\rho_{sl})^{0.43}(0.54)^{0.01c_{units}f_c'}(0.66)^{0.1s_n}(2.27)^{10\rho} \quad \text{(식 3.2.2)}$$

$$\theta_{\cap,pl(non-symm)} = \left(\frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'}\right)}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'}\right)}\right)^{0.225} \theta_{\cap,pl} \quad \text{(식 3.2.3)}$$

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^{\nu}(0.02+40\rho_{sh})^{1.02} \le 0.10 \quad \text{(식 3.2.4)}$$

$$M_c = 1.13M_y \quad \text{(식 3.2.5)}$$

$$E_t = \lambda' M_y \theta_{\cap,pl} \quad \text{(식 3.2.6)}$$

$$\lambda' = (30)(0.3)\nu \quad \text{(식 3.2.7)}$$

여기에서 EI_y/EI_g, $\theta_{cap,pl}$, $\theta_{cap,pl(non-symm)}$, θ_{pc}, M_c, E_t, λ', M_y는 각각 유효 휨강성비, pre-capping rotation (대칭 및 비대칭), post-capping rotation, 최대 휨강도, 에너지 소산량, 감쇠비, 항복 휨강도를 의미하며, 여기에서 항복 휨강도는 축력을 고려한 해당 부재 단면의 항복강도를 의미한다.

기존에 제안된 집중소성모델의 경우 축력에 의한 강도의 변형, RC 부재에서 발생할 수 있는 콘크리트에 의

한 초기의 비선형성, 부재에서 발생하는 균열 및 손상으로 인한 핀칭 (pinching) 현상 등에 대하여 고려할 수 없다는 단점을 보유하고 있다. 본 연구에서 제안된 모델에서는 이러한 부분을 간략하게 모사할 수 있도록 유효강성 및 감쇠 파라메터를 제안하였고, 또한 축력비를 바탕으로 부재 단면의 모델링 파라메터를 제안함으로써 앞서 언급한 문제를 고려할 수 있도록 하였다.

또한 보와 기둥의 접합부는 ASCE 41-17 (2017)에 제안된 방법을 사용하여 간략하게 모델을 구축하였다. ASCE 41-17에 따르면 접합부는 기둥과 보의 휨 강도비를 바탕으로 그림 3.2.1과 같이 모델을 구축할 수 있다. 간략하게 구축할 수 있다. 본 연구에서는 대상 골조는 중력하중만 설계된 3층 3경간 골조이다. 1차 년도 및 앞 절의 연구를 통하여 제시한 바와 같이 보강이 요구되는 국내 대다수의 취약 구조물의 경우 저층 RC 골조로써, 횡하중에 대한 설계가 수행되지 않아 1층 기둥 부재가 가장 취약한 거동을 보이는 것으로 평가되었다. 따라서 본 연구에서는 간략한 조인트 모델을 적용하고, 이에 대하여 검증함으로써 간략한 모델로 구조물의 비선형응답해석을 수행하였다. 이는 추후 보강 설계에서 요구되는 반복적인 동적해석을 위하여 효과적으로 사용될 것이다.

(3-2-2) 제안된 구조부재 모델의 검증

본 절에서는 실험 결과 및 분산소성모델과의 비교를 통하여 구축된 RC 구조부재 해석모델의 정확도를 검증하였다. 이를 위하여 1차 년도 연구에서 검증하였던 분산소성모델의 검증을 위해 사용하였던 취약한 RC 기둥의 데이터를 바탕으로 해석모델의 정확도를 검증하였다. 검증지표로 사용한 파라메터는 최대내력의 ARE (absolute relative error)를 사용하였으며 이는 다음의 식 3.2.8을 사용하여 산출할 수 있다. 검증에 사용된 각각의 실험체의 이력, 분산소성모델에 따른 하중이력, 집중소성모델에 따른 하중이력은 아래의 그림 3.2.2에 나타내었다.

$$ARE = \frac{|f_{pred} - f_{meas}|}{f_{meas}} \quad \text{(식 3.2.8)}$$

그림 3.2.2의 좌측과 우측은 각각 동일한 실험체를 분산소성모델과 집중소성모델로 모사한 해석결과와 실험결과를 나타내고 있으며, 각각 실험체의 ARE을 우측 하단에 표기하였다. 상기 그림을 통하여 확인할 수 있는 바와 같이 연구에서 구성한 집중소성모델의 경우 실험결과와의 ARE가 25% 내로 발생한 것으로 평가되었다. ARE 값은 분산소성모델과 비교하여 집중소성모델이 큰 경우도 있지만 작은 경우도 많은 것으로 나타났다. 따라서 집중소성모델의 구성 모델 파라미터 값을 정확하게 결정하면 신뢰할 수준의 이력거동을 예측할 수 있다. 오차 값은 표 3.2.1에 요약하였다.

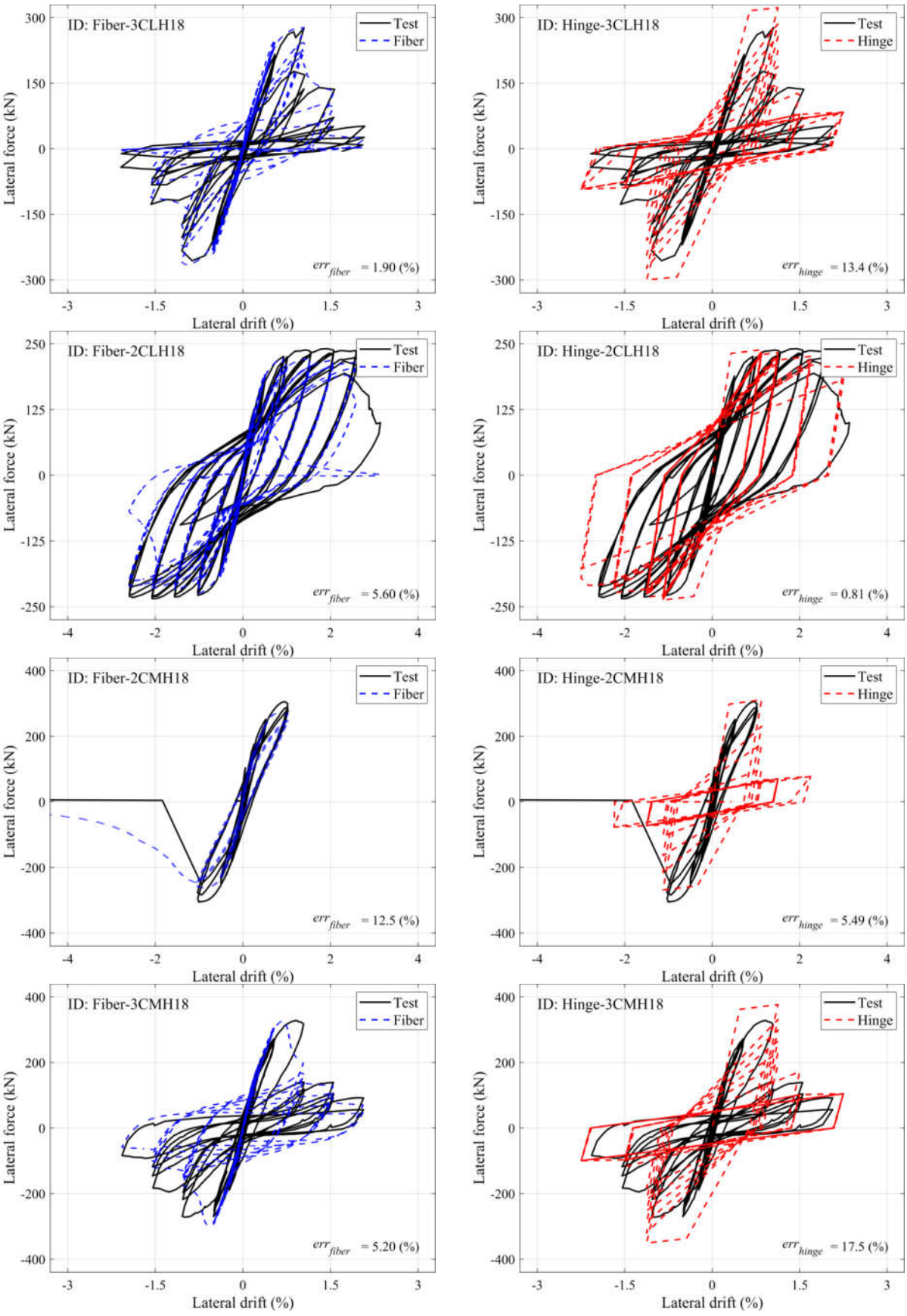


그림 3.2.2 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 데이터베이스와 이를 집중소성 모델 및 분산소성모델로 모사한 해석결과 비교 (계속)

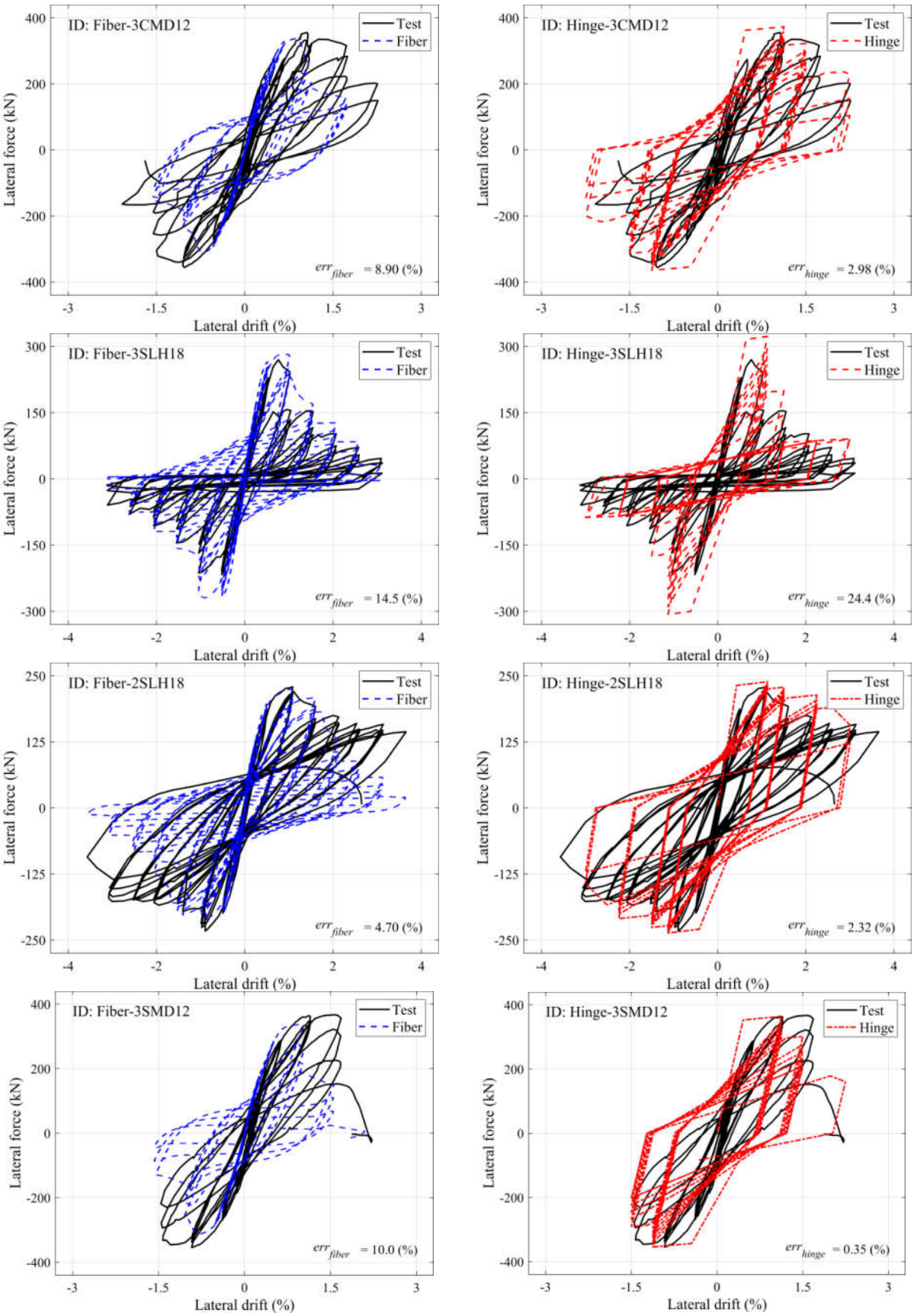


그림 3.2.2 취약한 공공건물 주요 부재 하중-변위이력 데이터베이스와 이를 집중소성모델 및 분산소성모델로 모사한 해석결과 비교

표 3.2.1 해석 모델 별 에러 (%)

specimen	3CLH18	2CLH18	2CMH18	3CMH18	3CMD12	3SLH18	2SLH18	3SMD12
분산소성 모델	1.9	5.6	12.5	5.5	8.9	14.5	4.7	10.0
집중소성 모델	13.4	0.8	5.5	17.5	3.0	24.4	2.3	0.4

(3-2-3) 제안된 골조 수치모델의 검증

2차 년도 연구에서 구축한 집중 소성모델을 검증하기 위하여 1차 년도 구축한 분산소성모델의 해석 결과와 비교하였다. 대상 건물은 그림 3.2.3에 나타나 있다. 그리고 해석 모델은 그림 3.2.4에 나타나 있다. 앞서 언급한 바와 같이 집중소성힌지를 이용하여 구조부재를 모사하였다.

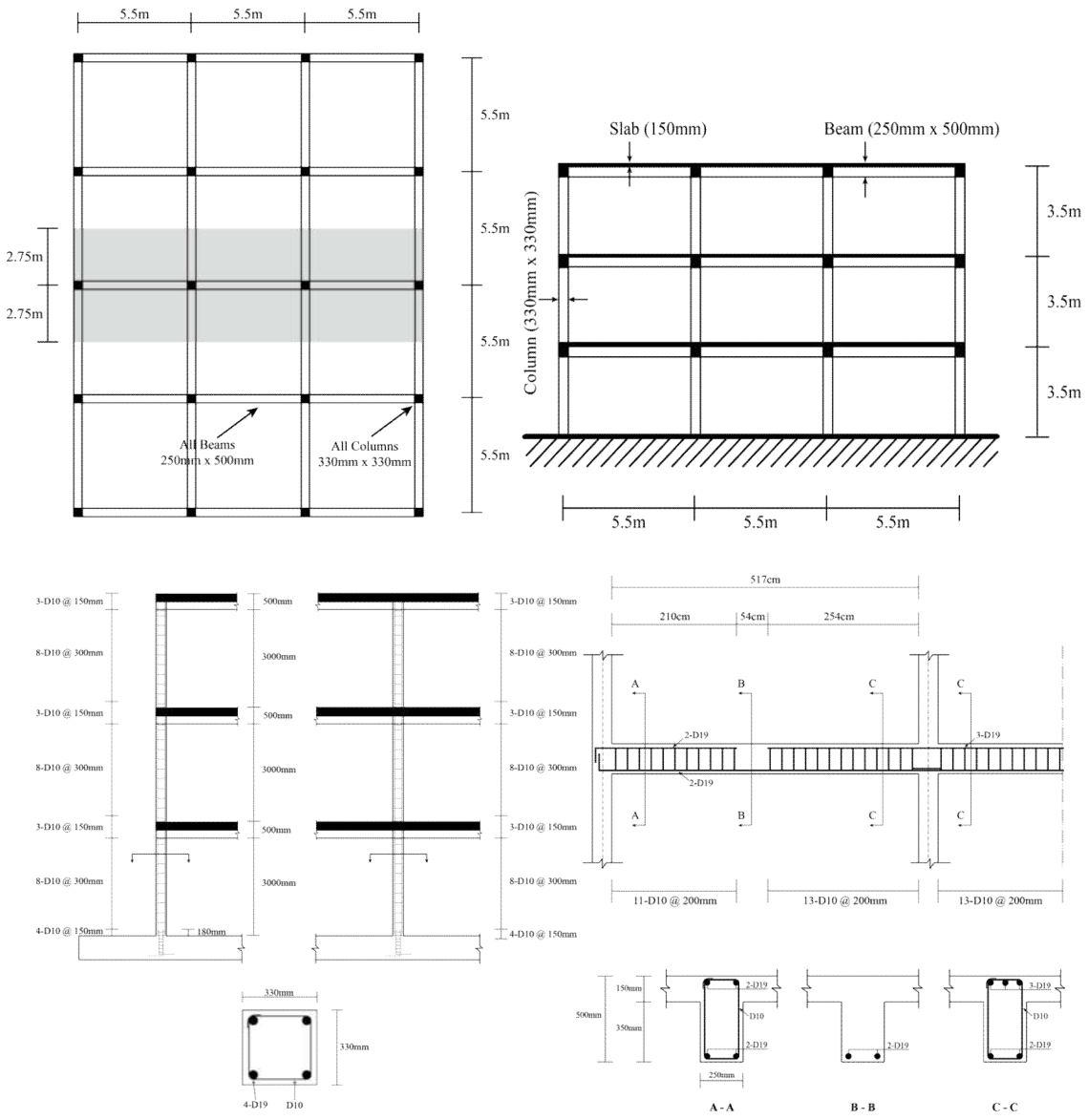


그림 3.2.3 대상 건물

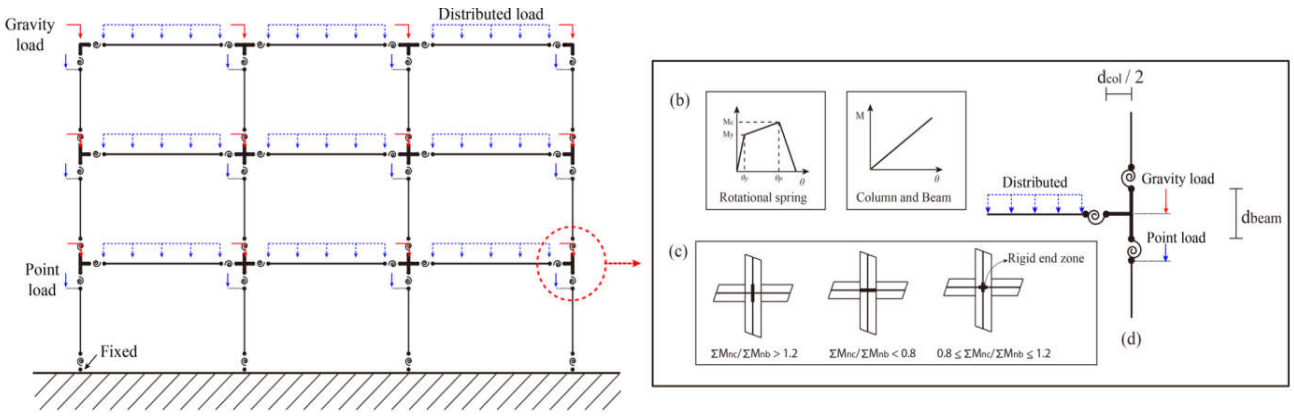


그림 3.2.4 대상 건물을 위한 해석 모델

집중소성모델을 사용한 대상 공공건물을 모사한 수치모델의 정확성 및 효율성을 검증하기 위하여 본 연구에서는 FEMA P695 (2009)에 제안된 44 원거리 지반운동 (far-field ground motion set)중 임의의 지반운동을 2개 선정하여 증분동적해석을 수행하였다. 그림 3.2.5는 임의의 지반운동을 이용한 IDA curve와 각 층의 응답을 보여주고 있다.

그림 3.2.5는 각 지반운동 대하여 1차 년도 연구에서 사용한 Fiber 모델인 분산소성모델과 본 연구에서 제안한 집중소성모델로부터 얻은 IDA곡선이다. 이 그림에 나타난 바와 같이 집중소성모델과 분산소성모델은 IDA 곡선 상에서 붕괴 강도는 10% 미만의 차이만을 보였다. 두 경우 모두 집중소성모델을 사용할 경우 분산소성 모델에 비하여 상대적으로 보수적인 붕괴강도 평가를 하는 것으로 나타났다.

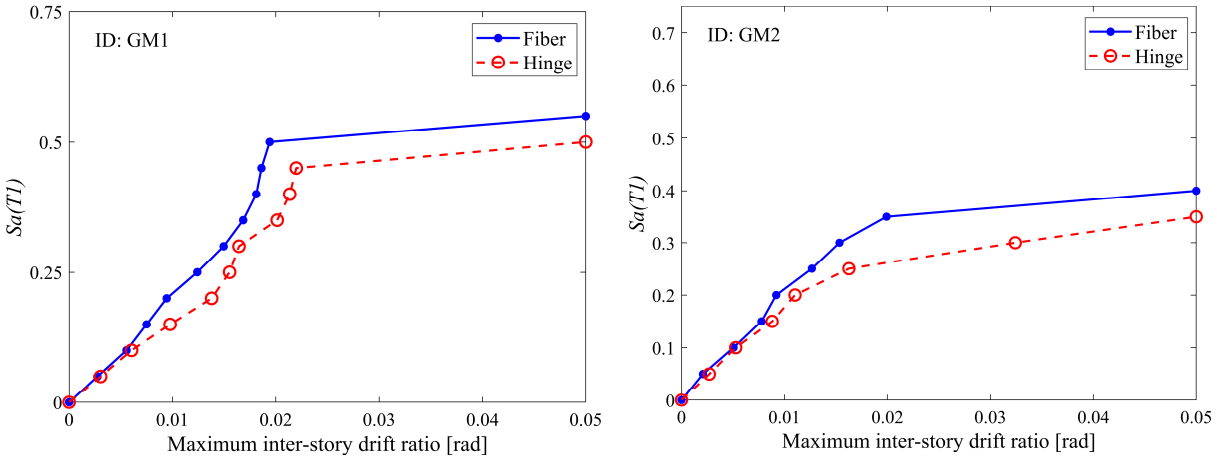


그림 3.2.5 해석 모델에 따른 IDA 곡선

표 3.2.2는 간략해석모델과 정밀해석모델을 사용한 모델을 이용하여 FEMA P695 (2009)에 제시된 44개의 원거리 지반운동 집단(far-field ground motion set)에 대한 중간붕괴강도를 평가하고, 정밀모델 대비 간략해석모델의 오차율을 나타낸 표이다. 표 3.2.2를 보면 본 연구에서 개발한 간략해석모델은 대상 골조의 붕괴강도를 정밀해석모델 대비 10% 미만의 오차율을 갖는 범위 내에서 평가하는 것으로 나타났다.

표 3.2.2 지반운동의 붕괴강도에 기반한 정민해석모델 대비 간략해석모델의 정확도 평가 및 오차율

GM Name	붕괴강도 ($Sa(T_1)$)		정밀모델 대비 정확도 오차율	GM Name	붕괴강도 ($Sa(T_1)$)		정밀모델 대비 정확도 오차율
	Fiber (정밀모델)	Hinge (간략모델)			Fiber (정밀모델)	Hinge (간략모델)	
1	1.20	1.25	4.17%	23	1.20	1.25	4.17%
2	0.75	0.80	6.67%	24	0.70	0.75	7.14%
3	1.20	1.10	8.33%	25	0.80	0.75	6.25%
4	1.20	1.30	8.33%	26	1.15	1.20	4.35%
5	1.05	1.00	4.76%	27	1.15	1.20	4.35%
6	0.75	0.70	6.67%	28	1.10	1.00	9.09%
7	1.20	1.10	8.33%	29	1.20	1.20	0.00%
8	0.60	0.55	8.33%	30	1.10	1.00	9.09%
9	1.25	1.15	8.00%	31	0.75	0.80	6.67%
10	0.70	0.65	7.14%	32	1.20	1.10	8.33%
11	1.20	1.10	8.33%	33	1.20	1.30	8.33%
12	1.20	1.20	0.00%	34	1.25	1.35	8.00%
13	1.15	1.10	4.35%	35	0.95	1.00	5.26%
14	1.20	1.20	0.00%	36	1.30	1.30	0.00%
15	0.75	0.70	6.67%	37	1.25	1.25	0.00%
16	1.20	1.30	8.33%	38	1.20	1.10	8.33%
17	1.20	1.20	0.00%	39	1.20	1.30	8.33%
18	1.00	0.95	5.00%	40	1.25	1.35	8.00%
19	1.20	1.10	8.33%	41	0.70	0.65	7.14%
20	1.15	1.20	4.35%	42	1.20	1.20	0.00%
21	1.00	1.05	5.00%	43	1.20	1.15	4.17%
22	1.20	1.25	4.17%	44	1.05	1.05	0.00%

추가적으로, 집중소성모델의 경우 분산소성모델에 비하여 연산량이 급감하기 때문에, 해석시간상으로 큰 차이가 발생하는 것으로 평가되었다. IDA 해석에서 최대내력 도달하는 점까지의 해석 시간을 비교하면 집중소성모델이 분산소성모델에 비하여 대상건물에 대하여 90% 이상의 해석시간이 감소되는 것으로 평가되었다. 붕괴 시점까지 해석시간을 비교하면 지반운동에 대해서도 집중소성모델이 60% 이상 해석시간이 감소되는 것으로 나타났다. 44개 지반운동에 대한 집중소성모델과 분산소성모델의 해석시간에 대한 히스토그램을 그림 3.2.6에 나타내었다. 그림에서 확인할 수 있듯 집중소성모델은 분산소성모델에 비하여 해석시간이 크게 감소한 것을 확인할 수 있다. 또한, 해석에 사용된 컴퓨터는 CPU: AMD Ryzen 7 3700X / RAM 36GB의 스펙을 보유한 기기를 사용하였으며, 분산소성모델과 집중소성모델의 FEMA P695 (2009)에 제안된 44개 지반운동에 대한 증분동적해석시간은 총 66963초와 14628초로 평가되었다. 이에 따라 44개 지반운동에 대하여 붕괴 시점까지 IDA를 수행하는데 있어서 집중소성모델을 사용할 경우 해석 시간이 분산소성모델에 비하여 80% 이상 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 2차 년도에서 구축한 집중소성모델은 중저층 공공건물의 내진성능평가나 해석이 반복적으로 요구되는 내진보강에서 효과적으로 사용할 수 있다고 판단된다.

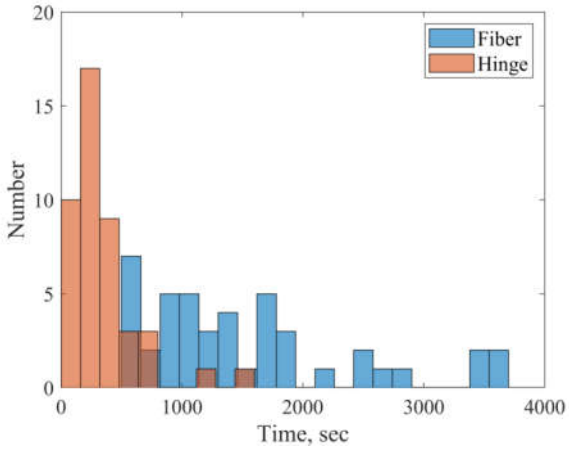


그림 3.2.6 해석모델에 따른 증분동적해석 해석시간 히스토그램

표 3.2.3은 FEMA P695 (2009)에 제시된 44개의 원거리 지반운동 집단에 대한 간략해석모델과 정밀해석모델을 사용한 골조의 해석시간과 간략해석모델의 해석시간 감소율을 나타낸 표이다. 표 3.2.3에서 보이는 바와 같이 개별적인 지반운동에 대하여 간략해석모델은 정밀해석모델대비 시간 감소율이 최소 41% 이상이고, 대다수의 지반운동은 60% 이상의 해석시간의 감소하는 것으로 나타났다. 해석시간으로 평가되는 효율성에서 제안된 간략모델은 매우 효율적인 것으로 나타났다.

표 3.2.3 해석모델에 따른 개별 지반운동에 대한 증분동적해석 요구시간 비교 및 시간 감소율 평가

GM Name	해석시간 (sec)		정밀모델 대비 감소율	GM Name	해석시간 (sec)		정밀모델 대비 감소율
	Fiber (정밀모델)	Hinge (간략모델)			Fiber (정밀모델)	Hinge (간략모델)	
1	845.5	219.8	74.01%	23	2552.8	772.3	69.74%
2	863.4	178.3	79.35%	24	2648.1	1519.0	42.64%
3	545.1	113.6	79.16%	25	2139.9	1177.9	44.95%
4	551.8	113.7	79.40%	26	1874.6	483.0	74.24%
5	1318.1	178.8	86.43%	27	1740.3	230.5	86.76%
6	1435.8	163.9	88.59%	28	1779.2	724.2	59.29%
7	1083.7	182.7	83.15%	29	852.7	123.7	85.49%
8	1189.1	343.4	71.12%	30	845.0	169.3	79.97%
9	2553.3	540.5	78.83%	31	1743.7	404.7	76.79%
10	2860.9	704.6	75.37%	32	1598.2	420.2	73.71%
11	1784.3	288.0	83.86%	33	651.9	218.8	66.43%
12	1787.9	474.5	73.46%	34	655.4	169.7	74.11%
13	1105.3	269.3	75.64%	35	579.5	114.0	80.32%
14	1070.7	211.7	80.23%	36	633.2	95.2	84.96%
15	993.2	217.2	78.13%	37	3386.9	227.8	93.27%
16	992.4	187.4	81.12%	38	3432.5	385.3	88.78%
17	1263.3	158.0	87.49%	39	3561.3	352.8	90.09%
18	1293.3	391.9	69.70%	40	3681.7	322.3	91.25%
19	1369.7	99.7	92.72%	41	862.7	501.9	41.82%
20	1405.9	104.7	92.55%	42	789.5	133.7	83.07%
21	671.5	205.3	69.42%	43	1627.9	246.9	84.83%
22	616.3	140.5	77.20%	44	1725.0	347.6	79.85%

(3-2-4) 소결

건물에 대한 내진성능평가 및 보수·보강을 수행하기 위해서는 비선형동적해석이 반복적으로 요구되기 때문에 막대한 계산 소요시간이 요구된다. 본 연구의 목표는 RC 구조부재의 하중-응답 이력을 모사하는데 있어서 상대적으로 간략한 집중소성모델을 이용하여 계산 양과 계산시간을 감소시킴과 동시에 정확한 이력거동을 예

측하도록 하는 것이다. 이를 위하여 1차 년도 연구에서 수집한 데이터베이스 및 실험결과를 바탕으로 2차 년도 연구에서는 집중소성모델을 구축하고 이에 대한 검증을 수행하였다. 집중소성모델을 바탕으로 실험 결과에 대한 예측을 수행한 결과 분산소성모델에 비하여 오차가 미비한 것으로 나타났다. 하지만 대상 공공건물의 수치모델을 바탕으로 해석시간에 기반한 효율성을 평가한 결과 기존 분산소성모델에 비하여 60%이상 해석시간이 감소하는 것으로 평가되었었다. 예측한 결과인 붕괴강도의 경우에도 두 모델의 결과차이는 10% 미만인 것으로 나타났다. 이는 본 연구에서 구축한 집중소성모델을 이용한 해석방법의 구축이 중저층 공공건물의 내진성능평가 및 반복적인 비선형 동적해석이 요구되는 공공건물의 내진보강에 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

(3-3) 3차년도 : 대상공공건물의 간략해석모델 개발 및 검증

(3-3-1) 대상 골조의 선정

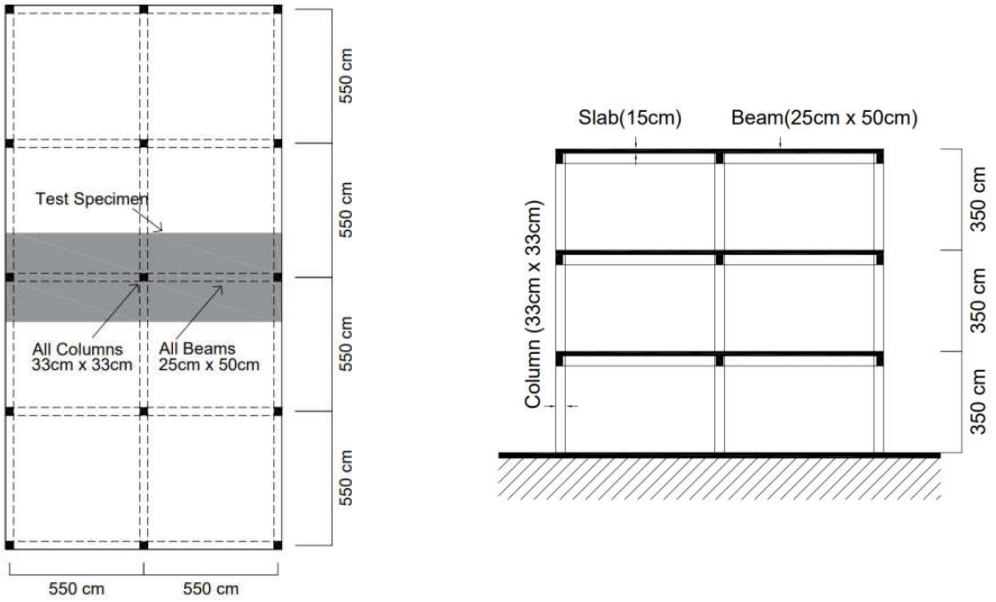
2차 년도 연구의 제 5 세부과제에서는 생애주기 붕괴확률을 해석하기 위하여 임의의 철근 콘크리트 골조 건물 모델을 선정한 바 있다. 해당 모델은 3층 철근 콘크리트 골조로써 취약한 공공건물이 지진하중에 보이는 붕괴 모드의 평가와 내진성능평가를 수행하기 위하여 기 선정된 바 있다. 당해연도 연구에서는 개발된 간략해석모델, 대체골조의 검증과 더불어 보강 효과를 평가하기 위하여 1/3 스케일 철근콘크리트 골조를 설계하였다. 설계 수행 골조의 기본 조건은 2차 년도 연구를 통하여 평가한 취약한 공공건물이 가지는 조건들을 만족하도록 다음과 같은 설계 원칙에 따라 다음과 같은 세 가지 가정사항을 수립하고, 설계를 수행하였다: (1) 취약한 공공건물의 건축 시점의 재료 강도 및 재료 물성 활용, (2) 비내진 상세 적용 및 과거의 상세 기준 적용 (ACI 318, 2002), (3) 설계 수행 시 지진 하중을 고려하지 않음.

설계 수행에 사용한 중력하중은 표 3.3.1에 나타내었으며, 설계를 위한 하중 조합을 $1.4DL+1.7LL$을 사용하였다. 여기에서, DL과 LL은 각각 고정하중과 활하중을 의미한다.

표 3.3.1 대상 골조 실험체 설계 수행을 위한 중력 하중

Category	Load	Value (N/m^2)
Dead loads	Slab and roof	3,530
	Ceiling	441
	Interior partition	981
	Electric and water	245
	Total slab dead load	5,198
Live load	Office	2,452
$1.4DL+1.7LL$		11,444

3차 년도 연구과제에서 설계 수행을 위하여 선정한 골조는 2차 년도 연구에서 대체골조의 설계에 사용된 골조와 동일하게 구성하여 실험 결과를 비교하고자 하였으며, 그림 3.3.1에 나타내었다. 대상 골조의 경간 및 층고는 각각 5.5 m, 3.5 m로 가정하였으며, 3차원 골조 중 실험 수행을 위한 실험체는 그림 3.3.1 (a)에 나타낸 중심부에 위치한 골조를 대상으로 제작하였다.



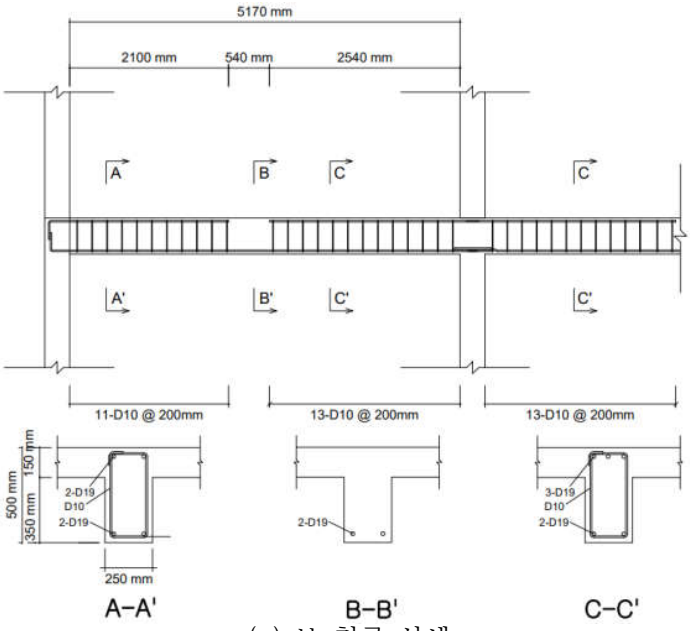
(a) 평면도 (b) 입면도

그림 3.3.1 대상골조

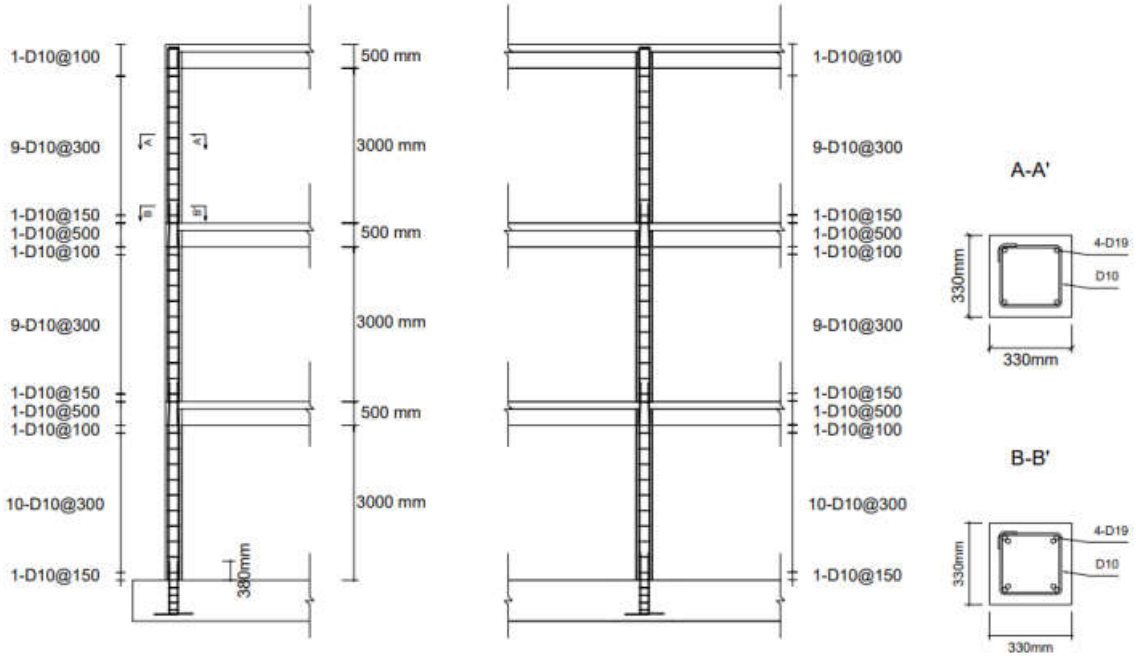
대상 건물은 2경간 3층 골조로 가정하였으며, 설계 수행에 따른 보 철근 및 기둥 철근 상세는 그림 3.3.2에

나타내었다. 각각의 기둥과 보는 $33cm \times 33cm$ 단면과 $25cm \times 50cm$ 단면으로 동일하게 설계하였으며, 콘크리트와 철근의 강도는 각각 23.6 MPa과 400 MPa로 가정하여 설계를 수행하였다. 앞서 설명한 바와 같이 대상 골조는 비내진 상세에 따라 설계가 수행되었다. 2차 년도 연구 보고서에 언급한 바와 마찬가지고 비내진 상세에 따라 설계를 수행할 경우 횡 보강근 간격이 상대적으로 길고, 겹침 이음 길이가 짧고 (Lynn 등, 1996), 겹침 이음이 단부에 위치하게 되며, 접합부 내부에 횡 보강근이 배치되지 않는다. 이러한 특성으로 인하여 비내진 상세에 따라 설계된 대상 골조는 기둥 단부에서 파단이 발생할 확률이 매우 높으며, 추가적으로 횡 보강근의 간격이 넓어 전단 파괴의 가능성이 매우 크다고 볼 수 있다.

전단 파괴가 발생할 경우, 매우 취성적인 파괴 모드가 발생하게 되며, 이로 인하여 손상 초기에 골조의 붕괴 발생 확률이 매우 증가한다. 또한, 지진 하중을 고려하지 않고 설계를 수행함에 따라서 대상 골조는 횡 하중에 대하여 더욱 취약한 응답을 보일 것으로 판단되며, 이는 국내의 내진설계 기준에 따라 내진설계 수행 범위에 포함되지 않았단 다수의 오래된 골조 및 취약한 공공건물의 특성을 잘 모사할 것으로 판단하였다. 또한 4 세부과제에서 설계한 댐퍼 보강을 수행함으로써, 취약한 공공건물에 대하여 본 연구과제에서 제시하는 보강 방법의 효율성에 대하여 실험을 통한 평가를 수행하고자 하였다.



(a) 보 철근 상세



(b) 기둥 철근 상세

그림 3.3.2 대상 건물의 철근 상세

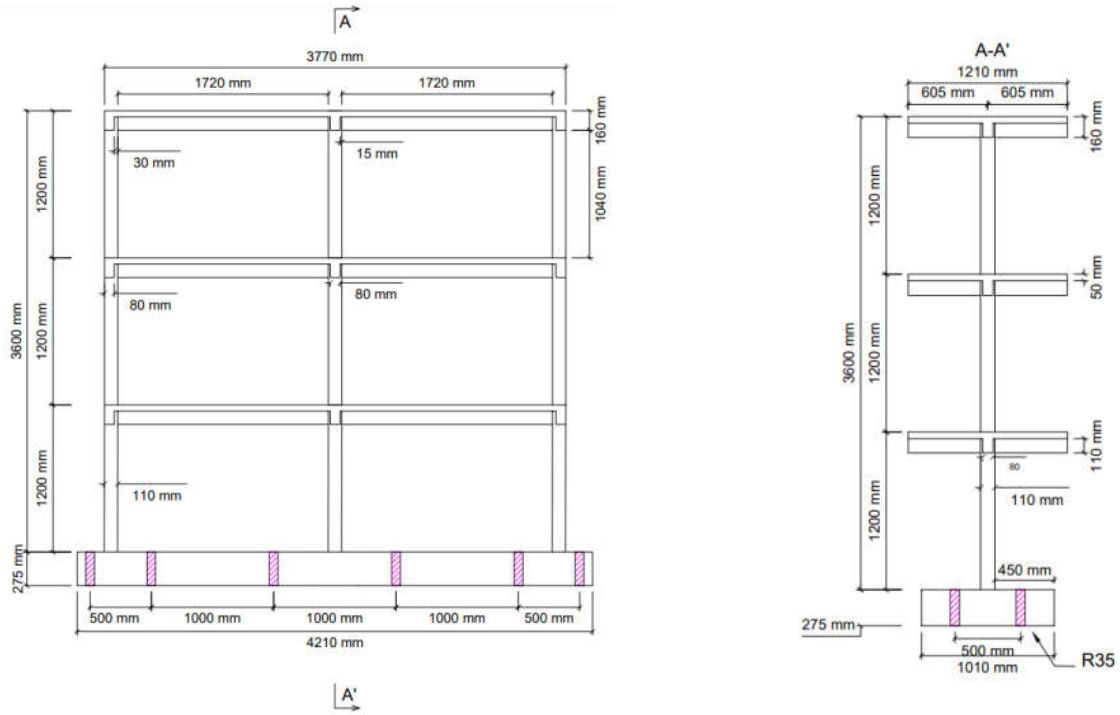
(3-3-2) 간략해석모델 검증을 위한 1/3 스케일 대상 골조 실험

① 1/3 스케일 대상 실험체 골조

실험실에서 수행 가능한 최대한의 규모를 감안하여 대상 골조는 1/3 스케일로 감소시켜 실험체를 제작하여 실험을 수행하였다. 표 3.3.2는 상사성의 법칙에 따른 각 파라메터들의 축소보정계수를 나타낸 표이다. 본 연구과제에서는 골조의 상세 및 입단면을 1/3 스케일로 축소하고, 콘크리트 및 강재 등의 재료를 목표한 강도에 맞춰 실험체를 제작하였다. 대상 골조의 설계 시 기둥과 보 단면에 사용된 주철근 및 횡보강 철근은 D19 및 D10 철근이며, 각각의 단면적은 $286.5mm^2$와 $71.33mm$ 이다. 본 연구과제에서는 이에 대하여 축소보정계수를 적용하여 D6철근 및 D3 철선으로 변경하여 제작하였으며, 이에 따른 각각의 단면적은 $31.8mm^2$과 $7.92mm^2$이다. 실험체 제작에 사용된 철근의 재료특성 파악을 위하여 인장실험을 수행하였으며, 그 결과는 표 3.3.3에 나타내었다. 그림 3.3.3은 축소보정계수를 이용하여 제작한 실험체의 입단면도를 나타내고 있으며, 그림 3.3.4는 1/3 스케일 대상 골조 실험체의 보 및 기둥의 철근 배근 상세를 보여주고 있다.

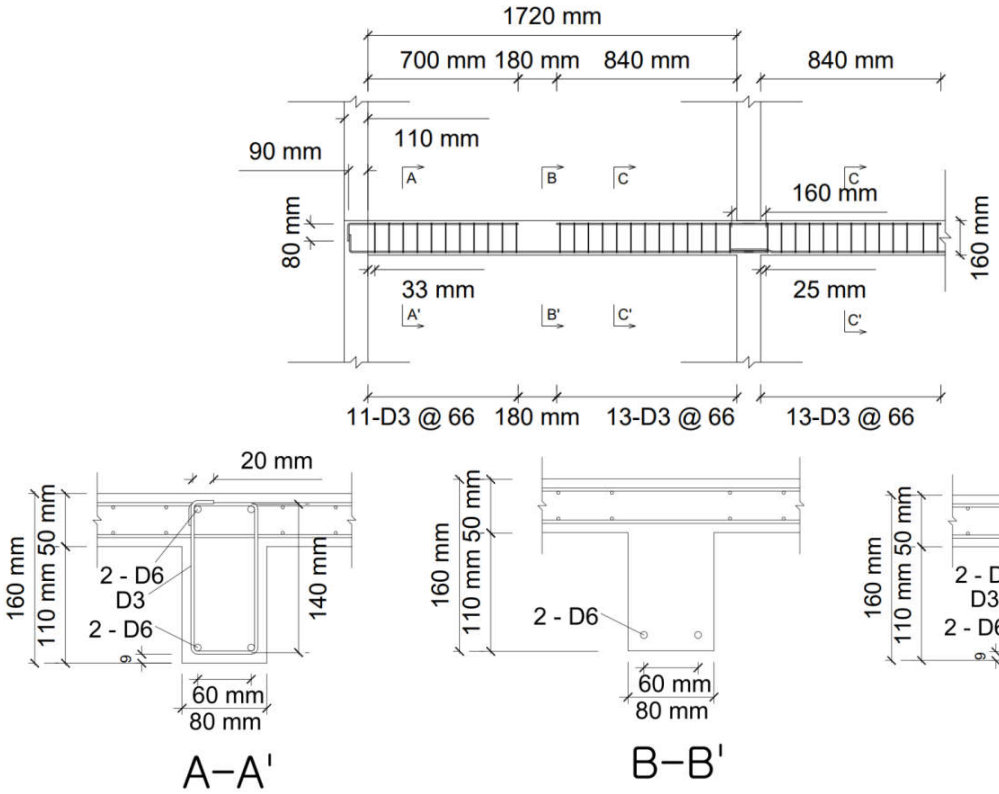
표 3.3.2 각각의 파라메터에 대한 축소보정계수

Quantity	General Case	Same Material and Acceleration(Model)	
		Required	Provided
Geometric Length, l	λ_l	λ_l=3.00	λ_l=3.00
Elastic Modulus, E	λ_E=1.00	λ_E=1.00	λ_E=1.00
Acceleration, a	λ_a=1/ λ_l. λ_E/ λ_ρ	λ_a=1.00	λ_a=1.00
Density, ρ	λ_ρ= λ_E/(λ_l λ_a)	λ_ρ=0.33	λ_ρ=1.00
Forces, f	λ_f= λ_E λ_l^2	λ_f=9.00	λ_f=9.00
Stress,	λ_σ= λ_E	λ_σ=1.00	λ_σ=1.00
Strain,	λ_ε=1.00	λ_ε=1.00	λ_ε=1.00
Area, A	λ_A= λ_l^2	λ_A=9.00	λ_A=9.00
Volumn, V	λ_V= λ_l^3	λ_V=27.00	λ_V=27.00
Second moment of Area, I	λ_I= λ_l^4	λ_I=81.00	λ_I=81.00
Mass, m	λ_m= λ_ρ λ_l^3	λ_m=9.00	λ_m=27.00
Gravitational Acceleration, g	λ_g=1.00	λ_g=1.00	λ_g=1.00
Gravitational Force, fg	λ_{fg}= λ_ρ λ_l^3	λ_{fg}=9.00	λ_{fg}=27.00
Critical Damping, ξ	λ_ξ=1.00	λ_ξ=1.00	λ_ξ=1.00

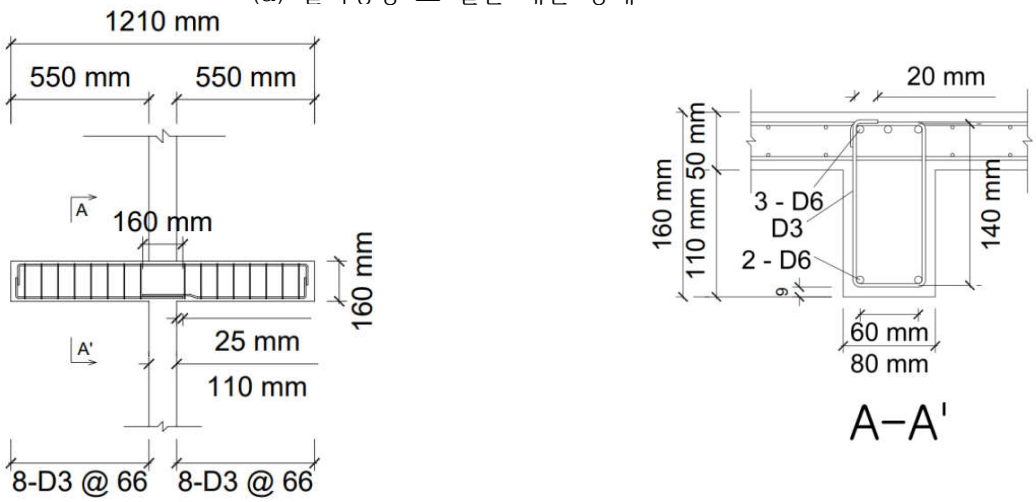


(a) 입면도 (b) 측단면도

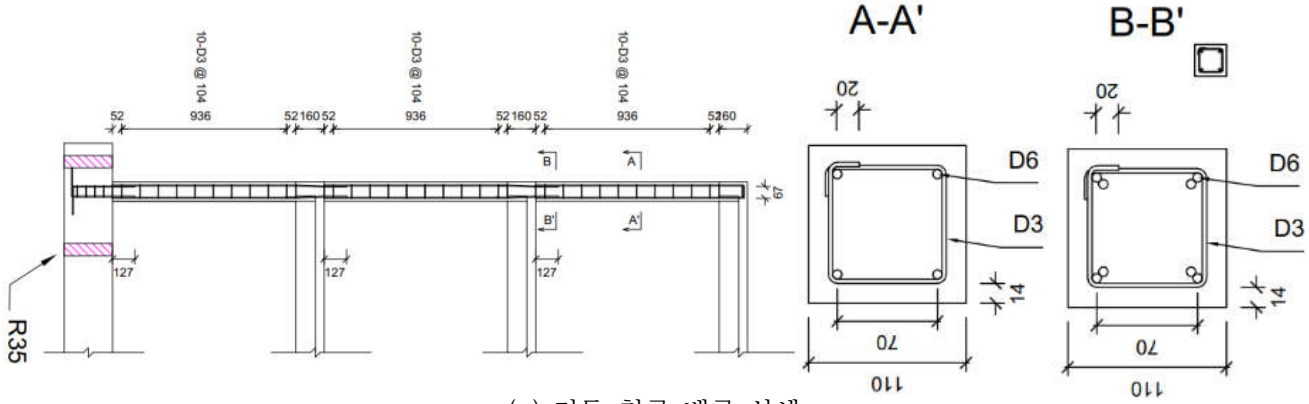
그림 3.3.3 대상 건물의 입단면도



(a) 길이방향 보 철근 배근 상세



(b) 직각방향 보 철근 배근 상세



(c) 기둥 철근 배근 상세

그림 3.3.4 1/3 스케일 대상 실험체 구조부재 배근 상세

② 질량체 계획

1/3 스케일 철근콘크리트 골조 실험체의 제작은 축소 모델 사용으로 모든 단면 및 치수들이 축소보정계수의 영향을 받지만 재료의 경우 동일한 물성치를 보유한 재료를 사용해야 한다. 이에 따라 1/3 스케일 실험체의 제작에 사용되는 콘크리트 및 철근의 경우에도 기준 대상 골조와 동일한 재료를 사용해야 하며, 이에 따라 실험체를 구성하는 부재들의 밀도가 고정된다. 이에 따라 질량 또는 하중에 대해서도 표 3.3.2에 제시한 축소 보정계수의 영향을 받아야 하지만 사용되는 재료의 밀도가 고정됨에 따라 1/3 스케일로 축소된 실험체의 경우 추가적인 질량이 적용되어야 한다. 또한 중력하중에 의한 P-Delta 효과를 모사하기 위하여 자중 외 타 중력하중에 대한 영향 또한 축소 실험체에 고려되어야 한다. 상사성의 법칙을 이용하여 산출한 요구되는 질량 (m_m^{req})과 실제 실험체의 치수에 의하여 제공되는 질량 (m_m^{prov})의 차이는 아래의 수식 3.3.1 – 3.3.2와 같다. 수식에서 m_D는 대상모델의 질량을 의미하며, λ_l은 축소보정계수로써 본 연구에서는 3으로 적용하였다.

$$m_m^{req} = m_D \times 1/\lambda_l^2 \quad \text{(식 3.3.1)}$$

$$m_m^{prov} = m_D \times 1/\lambda_l^3 \quad \text{(식 3.3.2)}$$

수식에 따르면 실제 제작된 실험체의 자중에 의하여 제공되는 질량과 요구되는 질량 차이에는 아래의 수식 3.3.3과 같은 칭량의 차이가 발생한다. 이를 보정하여 본래 골조의 응답을 적절하게 모사하기 위해서는 수식 3.3.3을 통하여 산출한 Δm만큼의 질량이 추가적으로 골조에 재하되어야 한다.

$$\Delta m = m_D \times (\lambda_l^2 - \lambda_l^3) = 2m_D/27 \quad \text{(식 3.3.3)}$$

본 연구에서는 이와 같은 질량의 차이를 보정하기 위하여 추가적으로 질량체를 제작 및 체결하였으며, 설계 절차에 따른 대상 골조의 층당 고정하중과 1/3 스케일 철근콘크리트 골조 실험체의 구조 요소별 자중은 각각 표 3.3.3 및 3.3.4와 같다.

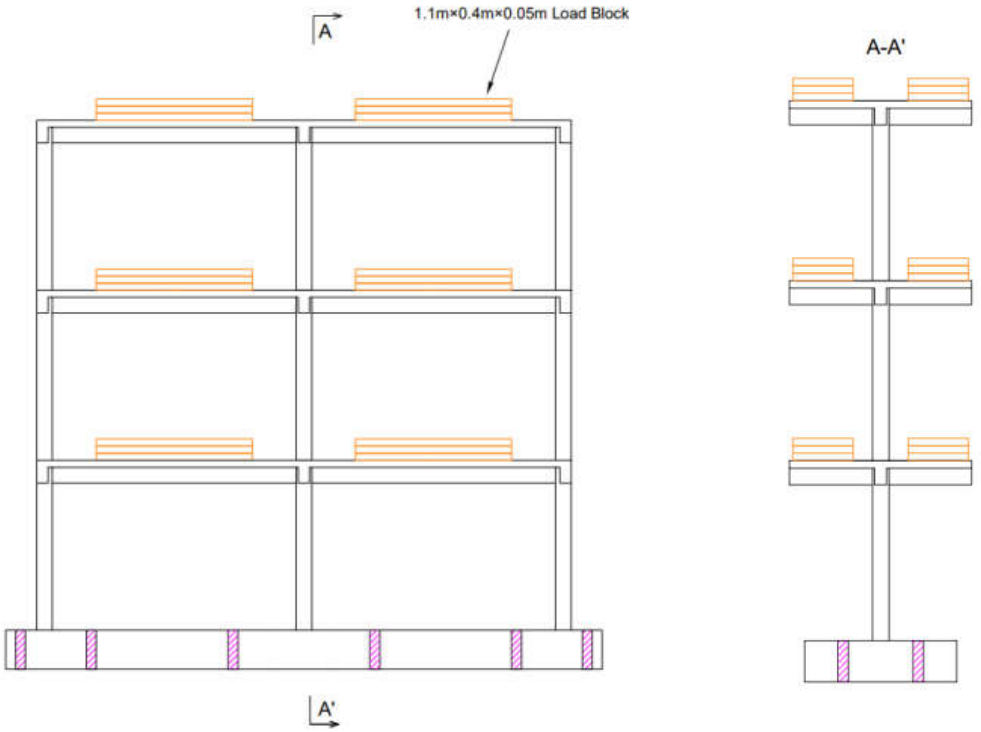
표 3.3.3 대상 골조 (1/1 스케일) 실험체에 작용하는 층당 고정하중

Loads	Value (N/m^2)
Beam	4.246 tonf/floor (0.210 tonf/m)
Column	2.701 tonf/floor (0.261 tonf/m)
Slab	14.780 tonf/floor (0.360 tonf/m2)
Ceiling	1.847 tonf/floor (0.045 tonf/m2)
Electric	1.026 tonf/floor (0.025 tonf/m2)
Partition	4.106 tonf/floor (0.100 tonf/m2)
Total	**28.706 tonf/floor**

표 3.3.4 1/3 스케일 철근콘크리트 골조 실험체 구조 요소별 자중

Loads	Value (N/m^2)
Beam	0.142 tonf/floor
Column	0.100 tonf/floor
Slab	0.547 tonf/floor
Total	**0.789 tonf/floor**

위의 표 3.3.3 및 3.3.4에 제시한 하중 및 자중과 수식 3.3.3을 이용하여 1/3 스케일 철근콘크리트 실험체에 추가되어야 하는 총 자중을 산정할 수 있으며, 이를 이용하여 산출한 요구되는 층당 추가 자중은 2.4 tonf/floor로 산출되었다. 본 연구에서는 이와 같은 자중을 추가하기 위하여 $1.1m \times 0.4m \times 0.05m$ (약 0.18 tonf) 철판을 다수 사용하여 그림 3.3.5와 같이 실험체와 체결함으로써 요구되는 추가 질량을 확보하였다.



(a) 입면도 (b) 측단면도

그림 3.3.5 1/3 스케일 대상 실험체 질량체 체결 도면

③ 가력 및 실험체 세팅 계획

대상 실험체의 가력 계획은 제 4 세부과제의 대체골조 가력계획과 동일하게 정의하였으며, 이를 통하여 두 실험체의 직접적인 비교를 수행하고자 하였다. 구체적으로 실험체의 가력 프로토콜은 FEMA 461 (2007)에 따라 목표 최대 지붕층 변위각인 4%를 기준으로 가력 진폭을 결정하였으며, 각 진폭의 가력은 반복적으로 2회 수행되었다. 실험 수행에 적용된 가력 프로토콜 및 가력 속도는 그림 3.3.6 및 표 3.3.5에 나타내었다.

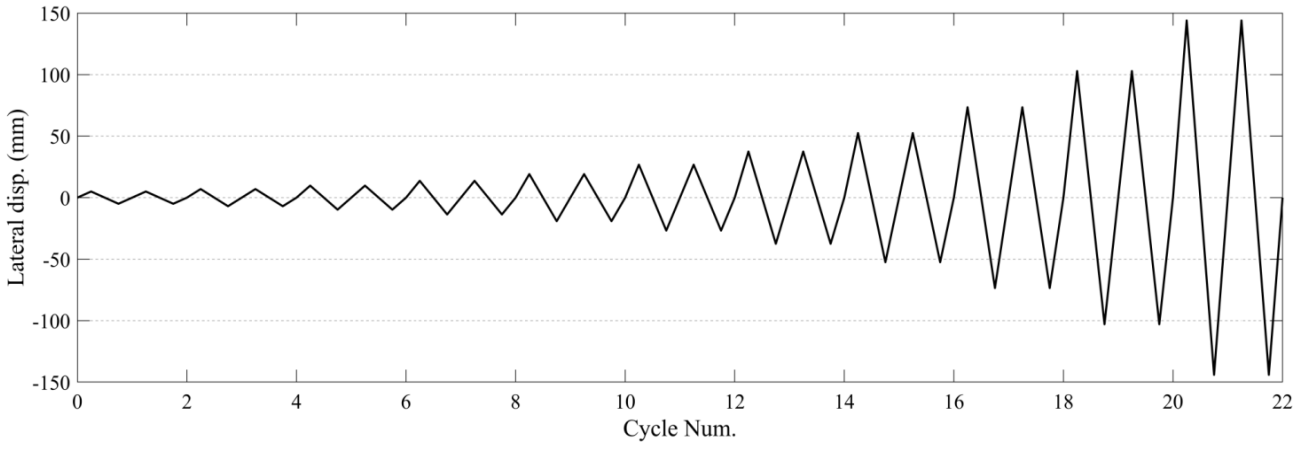
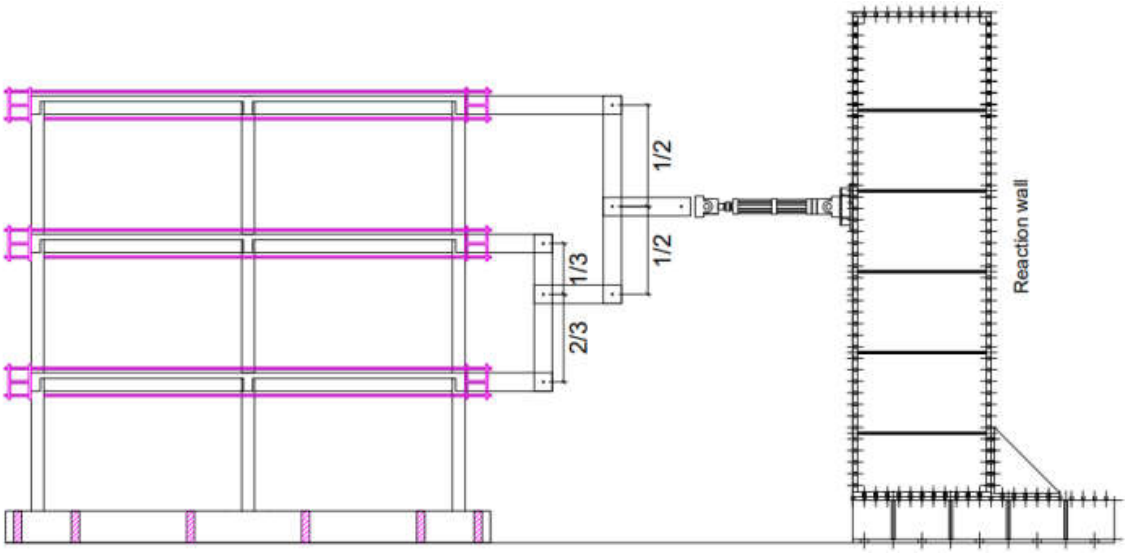


그림 3.3.6 1/3 스케일 철근콘크리트 골조 반복가력실험을 위한 가력 프로토콜

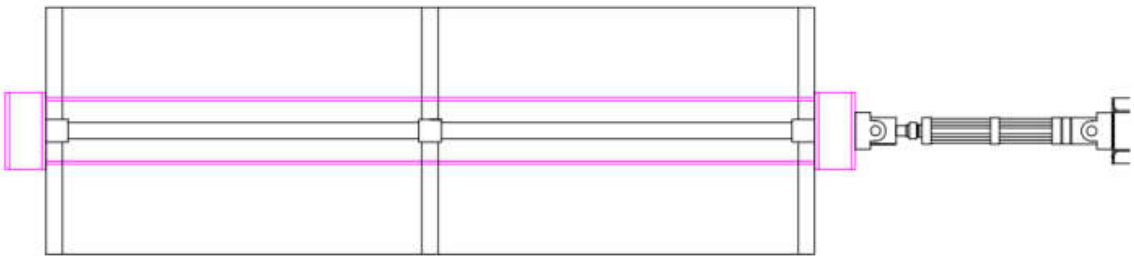
표 3.3.5 1/3 스케일 철근콘크리트 골조 반복가력실험을 위한 가력 프로토콜 및 진폭 별 가력 속도

Cycle	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-20	21-22
지붕층 횡변위 (mm)	4.98	6.97	9.76	13.66	19.12	26.77	37.48	52.48	73.47	102.9	144.0
가력속도 (mm/sec)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0

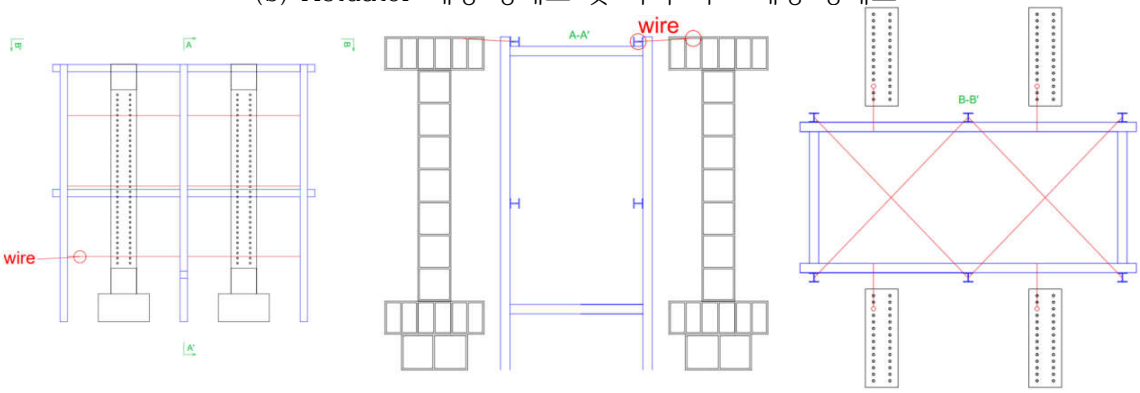
실험체의 가력을 층별 횡하중이 골조의 간략화된 1차 모드 형상과 동일하게 작용하도록 가력 지그를 제작하여 수행되었으며, 골조 실험체의 운반에 따른 손상 방지 및 가력부의 집중된 손상을 방지, 실험체의 평면이탈 방지 등과 안전을 고려하여 그림 3.3.7과 같이 가이드 프레임을 추가적으로 제작하여 부착하였다. 각 층별 하중은 1층, 2층, 3층에서 각각 1:2:3의 비율로 가해지도록 가력 지그가 제작되었다.



(a) 가력지그 및 가력프레임 세팅 측단면도



(b) Actuator 세팅 상세도 및 가력 지그 세팅 상세도



(c) 가이드프레임 입면도 (d) 가이드프레임 단면도 (e) 가이드프레임 단면도

그림 3.3.7 골조 실험 수행을 위한 가력 세팅 상세도 및 가이드프레임 상세도

변위계 (LVDT)는 그림 3.3.8과 같이 설치하였다. 횡변위 측정을 위하여 기초와 각 층마다 LVDT를 1개씩 설치하였다. 또한 각 기둥과 보의 전단변형률과 축, 횡방향 변형률, 상대적인 회전, 곡률, 비틀림 변형과 전체적인 처짐현상을 보기위하여 외부기둥에 17개, 내부기둥에 22개의 LVDT를 설치하였다. 유압 가력기 (Actuator) 변위를 모니터링 하여 가력을 수행하였다.

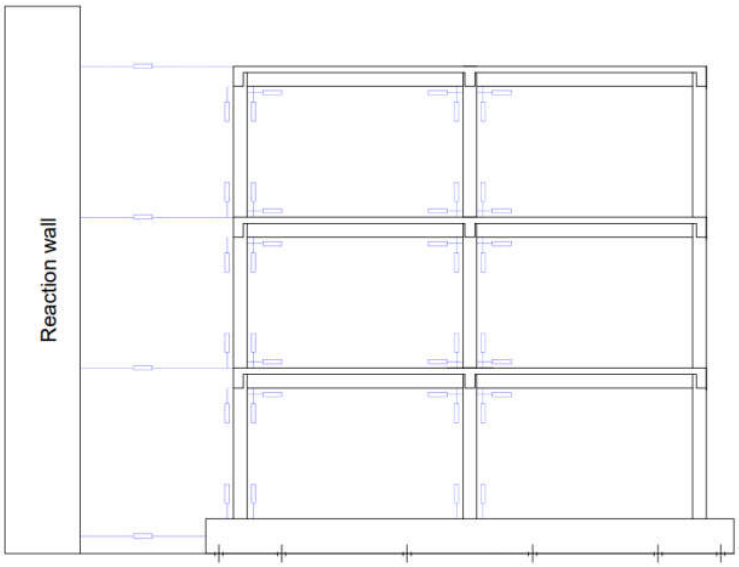


그림 3.3.8 LVDT 설치 위치 상세도

④ 1/3 스케일 철근 콘크리트 골조 실험체 제작

실험체의 제작은 기초, 1층 기둥 및 슬래브, 2층 기둥 및 슬래브, 3층 기둥 및 슬래브의 순서로 수행되었으며, 골재가 고르게 분포할 수 있도록 진동다짐하였다. 균열 양상의 파악을 위하여 실험체의 각 부위는 표면 미장작업을 수행하였다. 골조 실험체의 제작 과정은 그림 3.3.9에 나타낸 바와 같다. 또한, 제작이 완료된 실험체의 세팅 사진은 그림 3.3.10과 같다.



(a) 기초 제작



(b) 1층 철근 및 거푸집 조립, 타설



(c) 2층 기둥,보,슬래브 철근 및 거푸집 조립

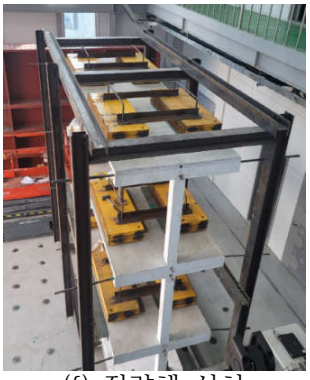


(d) 2층 콘크리트 타설

그림 3.3.9 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 제작 (계속)



(e) 3층 콘크리트 타설 및 가이드 프레임 설치



(f) 질량체 설치

그림 3.3.9 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 제작

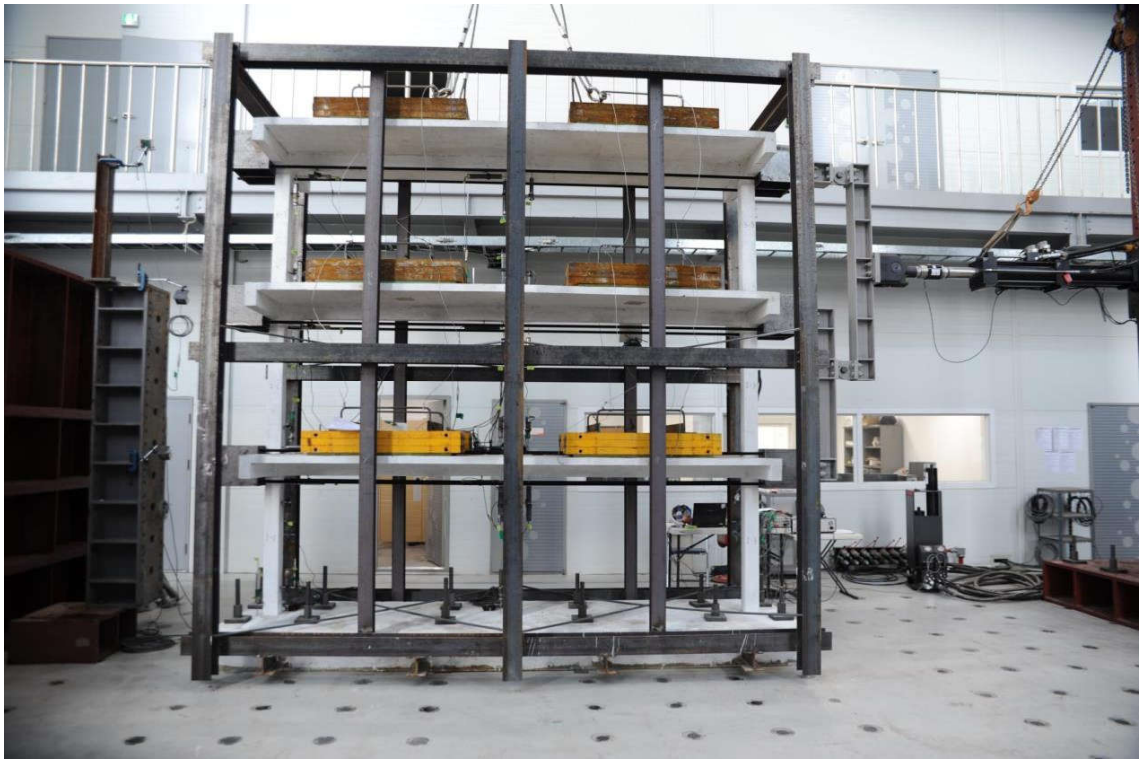


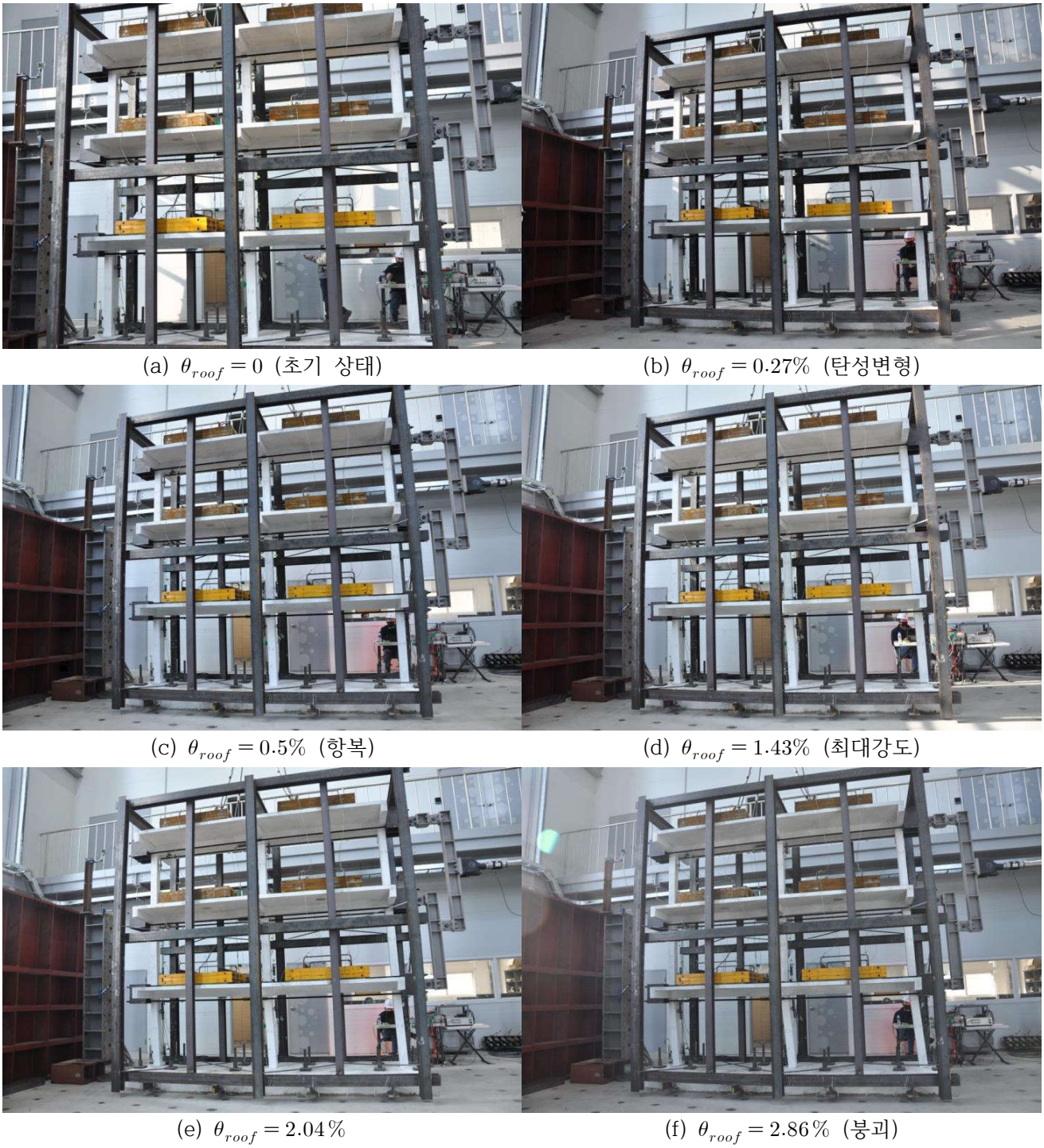
그림 3.3.10 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 실험 세팅 사진

그림 3.3.11은 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 지붕층 변위각 ($\theta_{roof} = \delta_{roof}/H$) 별 변형 형태를 보여주고 있다. θ_{roof}는 지붕층 횡 변위 (δ_{roof})를 대상 공공건물 실험체의 전체 높이 ($H = 3{,}600mm$)로 나누어 산출하였다. 각 사이클 별 최대 변위에서의 변형 형태는 정가력 방향 (좌측)으로 최대 변위가 발생한 시점을 기준으로 촬영되었다. 그림에 나타낸 바와 같이 항복 이전의 대상 공공건물 실험체는 1차 모드와 유사하게 횡 변위의 형태가 발생하였다. 항복 발생 시점 (그림 3.3.11c) 이전까지는 구조부재에 약간의 균열이 발생한 것으로 평가되었으나 크게 손상이 발생하지 않고 층별 변위가 일정하게 발생하였다.

그림 3.3.11c의 항복 시점 이후부터는 점차 구조물 1층의 횡 변위 응답이 크게 발생하기 시작하였으며, 정가력 시에 1층 기둥에 손상이 집중되기 시작하였다. 이로 인하여 전체적인 구조물의 횡 변형 비율이 1층에 집중적으로 발생하는 형태로 변경되었으며, 1층에 집중적으로 발생하는 횡 변위 응답은 이후 가력 변위가 클수록 증가하는 것으로 평가되었다.

그림 3.3.11d의 최대강도 발현 이후 시점부터는 정가력시에 발생하는 전체 횡 변위 중 대부분이 1층의 횡 변위에서 야기되었다. 또한 그림 3.3.11f에 보이는 바와 같이 1층 기둥의 양단부에서 발생하는 집중적인 손상으로 인하여 일종의 sidesway collapse를 경험하는 것으로 평가되었으며, 급격한 횡력에 대한 저항 성능 감소

가 관측되었다. 이에 대한 상세한 평가는 이 후 각 접합부 위치의 기둥의 손상과 하중-변위 이력 곡선을 통하여 기입하고자 한다. 또한, 이와 같은 붕괴 형태는 2차 년도 연구의 해석을 통하여 예측할 수 있던 결과로써 본 연구를 통하여 실험을 수행한 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체는 의도하는 취약한 대상 골조의 응답을 비교적 잘 모사하는 것으로 판단된다.



(a) $\theta_{roof} = 0$ (초기 상태) (b) $\theta_{roof} = 0.27\%$ (탄성변형)

(c) $\theta_{roof} = 0.5\%$ (항복) (d) $\theta_{roof} = 1.43\%$ (최대강도)

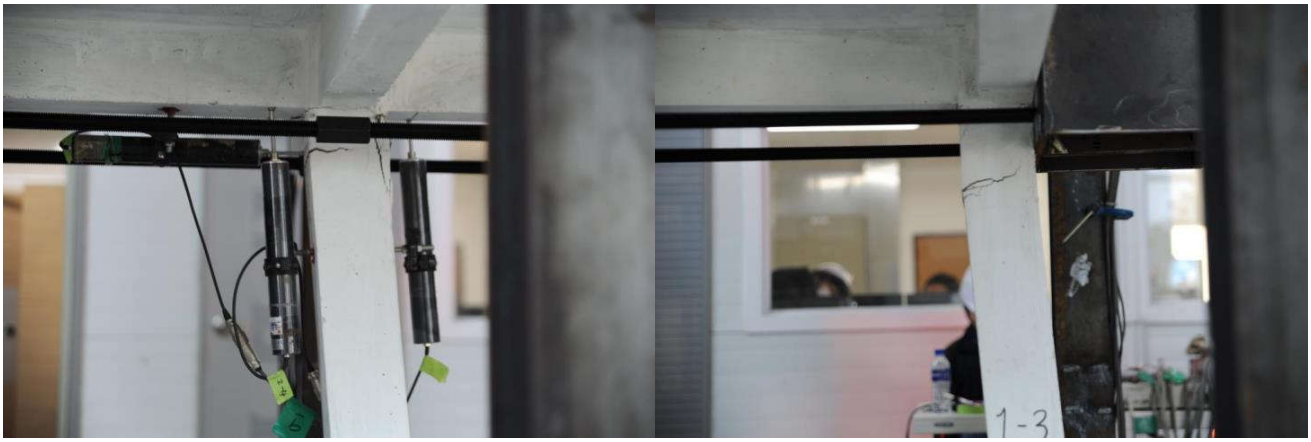
(e) $\theta_{roof} = 2.04\%$ (f) $\theta_{roof} = 2.86\%$ (붕괴)

그림 3.3.11 지붕층 변위각 (θ_{roof}) 별 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 변형 형상

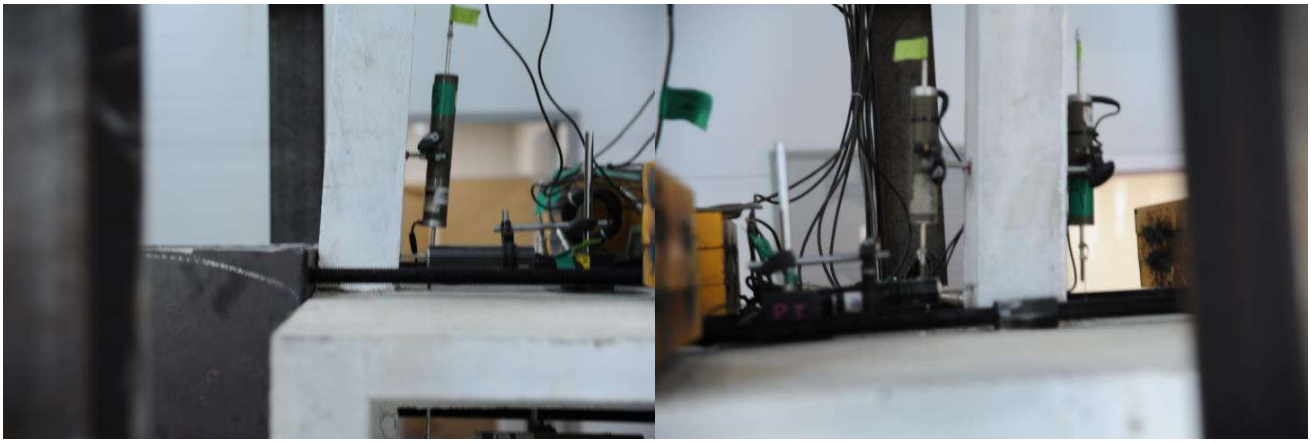
그림 3.3.12는 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 각 접합부에서 발생한 손상을 나타내고 있다. 앞서 설명한 바와 같이 그림 3.3.12 a-d를 보면 1층 기둥 구조부재에 대부분의 손상이 집중되어 있다는 점을 확인할 수 있다. 1층 기둥 하부의 경우 짧은 겹침이음으로 인하여 뽑힘 파괴 형태의 파괴가 관측되었으며, 이는 취약한 공공건물의 경우 기둥 베이스에서 의도하는 성능을 발현하지 못할 수 있다는 점을 시사한다. 1층 기둥 상부의 경우 내부 기둥은 휨 파괴와 유사한 횡 방향의 큰 균열이 발생하였으며, 외부 기둥의 경우 전단 파괴의 형태인 사인장 균열이 발생하였다. 내부 접합부의 경우 양단에 위치한 보로 인하여 높은 모멘트 하중이 발생하고, 이로 인하여 휨 균열이 발생한 것으로 판단되며, 외부 기둥의 경우 예측한 바와 같이 전단 파괴가 발생한 것으로 평가되었다.



(a) 기둥 베이스 내부 접합부 (b) 기둥 베이스 외부 접합부



(c) 1층 내부 기둥 상단 (d) 1층 외부 기둥 상단



(e) 2층 내부 기둥 하단 (f) 2층 외부 기둥 하단



(g) 2층 내부 기둥 상단 (h) 2층 외부 기둥 상단

그림 3.3.12 붕괴 시점의 각 접합부 손상 분포

2차 년도 연구를 통하여 수행한 취약한 공공건물의 응답 예측에서 보인 바와 마찬가지로 1층 기둥에서 극심한 손상이 발생한 이후에는 1층에 발생한 영구 변형으로 인하여 부가력 시 2층에 손상이 발생하기 시작하였다. 이는 그림 3.3.12에 나타낸 부가력 방향에서 2층 기둥 상하단의 상세 사진을 통하여 확인할 수 있다. 앞서 1층 기둥의 평가 결과와 마찬가지로 겹침 이음이 위치한 기둥 하단부의 경우 이음 철근의 뽑힘으로 인하여 인장 철근이 제 역할을 수행하지 못함으로써 콘크리트가 쪼개지는 형태의 뽑힘 파괴가 발생하였다. 기둥 상단의 경우에도 앞선 평가 결과와 동일한 형태의 내 외부 기둥 파괴가 발생하였다. 마지막으로, 3층 기둥 및 보 부재의 경우 손상이 거의 발생하지 않았다. 그림에서도 확인할 수 있듯 모든 층의 보에서 손상이 크게 발현되지 않았다. 이는 보 부재에 비하여 기둥 부재가 상대적으로 낮은 모멘트 강도를 보유하도록 설계된 점과 가력 프레임으로 인하여 일종의 구속 효과가 발현된 것이 원인으로 판단된다.

그림 3.3.13은 반복가력 실험을 통하여 산출한 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 하중-변위 이력 곡선을 나타낸 것이다. 각각의 하중과 변위는 골조의 중량 (W) 및 구조물의 총 높이 (H)로 정규화하여 나타내었다. 하중-변위 이력 곡선에 나타낸 바와 같이 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 경우 기둥 하단부의 겹침이음 길이가 매우 짧아 기둥 하단부의 균열이 매우 빠르게 발생하였다. 또한, 각 가력 사이클 별 강도 및 강성 저감도 매우 크게 발생하였으며, 이는 2차 년도 대체골조 실험 결과와 유사한 경향성을 보였다. 또한 최대 전단력의 경우, 설계에 사용된 콘크리트 강도 대비 실제 제작된 실험체의 콘크리트 강도가 약 22% 크게 발현되었으며 강선의 항복강도 또한 기성품 사용으로 인하여 30% 가량 증가하였다. 이로 인하여 기둥 부재의 실험체의 모멘트 강도가 설계 강도 대비 25% 가량 증가하였으며, 예측된 최대 밑면 전단력보다 큰 값이 발생한 것으로 판단된다.

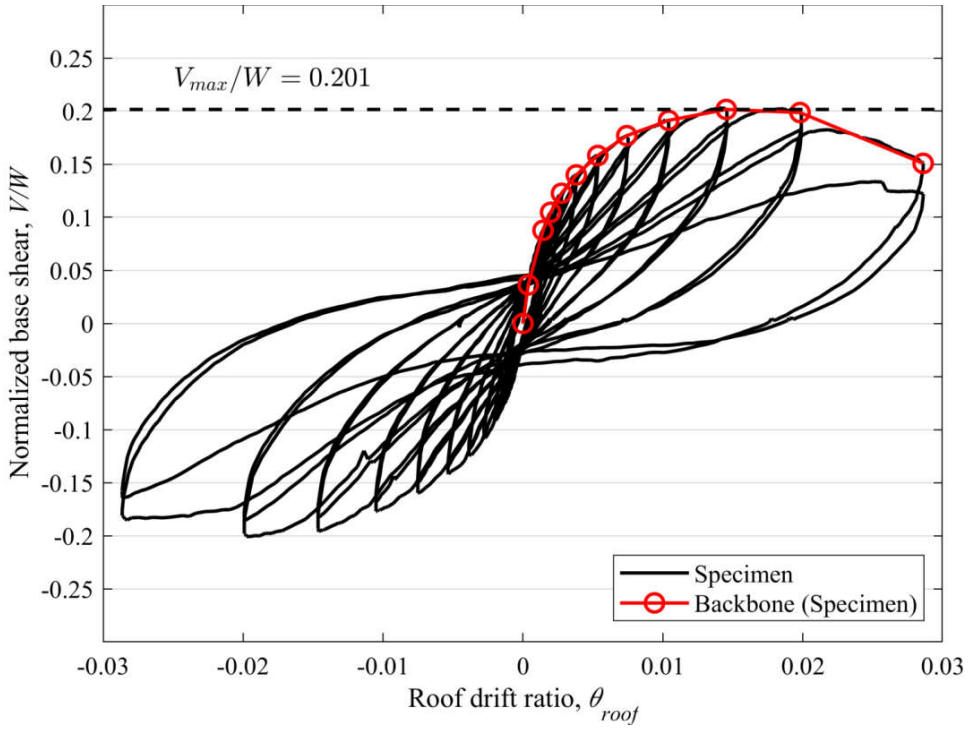


그림 3.3.13 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 하중-변위 이력 곡선

(3-3-3) 취약한 공공건물 성능평가를 위한 간략해석모델의 검증 및 대체골조 검증

본 연구과제에서는 대상 공공건물에 대한 내진성능평가 수행을 위하여 2차 년도 연구를 통하여 간략해석모델을 개발한 바 있다. 본 절에서는 2차 년도에서 개발된 간략해석모델과 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 비선형 응답 이력의 비교를 통하여 연구 수행을 통하여 개발된 간략해석모델의 검증을 수행하고자 한다. 그림 3.3.14는 해석모델과 실험체의 하중-변위이력 곡선의 비교 평가 결과를 나타낸 것이다.

간략해석모델은 앞서 설계를 수행한 대상 공공건물 실험체와 동일하게 2경간 3층 구조물로 구성하였으며, 2차 년도 연구를 통하여 제안한 해석 모델 파라메터를 사용하였다. 다만 2차 년도 연구를 통하여 제안한 해석 모델 파라메터 중 변위 파라메터의 경우 본 연구과제의 제 2 세부과제를 통하여 취약한 골조의 기둥에 대하

여 상세하게 제안한 파라메터를 차용하여 적용하였다. 이를 통하여 연구 수행을 통하여 제안한 취약 공공건물 기둥에 대한 취약도 곡선의 검증과 더불어 해석 모델의 타당성을 보고자 하였다. 상세 검증을 위하여 각 구조 부재의 모멘트 및 전단강도는 재료 실험 결과를 바탕으로 산출하였으며, 대상 공공건물에 대한 해석모델을 수립하였다.

그림 3.3.14에 보인 바와 같이 실제 실험체의 재료 강도를 이용하여 해석 모델을 수립한 결과 간략해석모델은 대상 공공건물 실험체의 강도를 비교적 잘 모사하는 것으로 판단된다. 최대 강도 측면에 대하여 정가력 방향으로는 매우 작은 오차율 (2% 미만)을 보였으며, 비교적 큰 오차를 보이는 부가력 방향에 대해서도 10% 미만의 오차를 보이는 것으로 평가되었다.

반면 강성에 대해서는 상대적으로 큰 오차를 보이는 것으로 평가되었다. 이는 해석모델 수립에 있어 간략해석모델의 경우 구조부재의 강성을 유효 강성으로 적용하는 데에서 기인하는 것으로 판단된다. 또한 간략해석모델의 경우 기둥 하단 단부에서 조기에 발생하는 슬립으로 인한 초기 에너지 소산을 모사하지 못하는 단점을 보유한 것으로 평가되었다. 다만, 항복 시점을 기준으로 평가한 초기 강성의 오차는 5% 미만으로 큰 영향을 미치지는 않는 것으로 평가되었다.

추가적으로 2% 이상의 지붕층 변위각에서 간략해석모델과 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 강도 저감 면에서 다소 오차가 발생하는 것으로 평가되었다. 이는 앞서 평가한 바와 같이 가이드 및 가력 프레임으로 인한 구속효과에서 기인한 것으로 판단된다. 그러나 실험 및 해석을 바탕으로 구축한 하중 변위 포락선 (cyclic backbone curve) 상에서의 오차는 발생하지 않는 것으로 평가되었으며, 대상 공공건물에 대한 간략해석모델이 비교적 대상 골조의 거동을 잘 모사하는 것으로 판단된다.

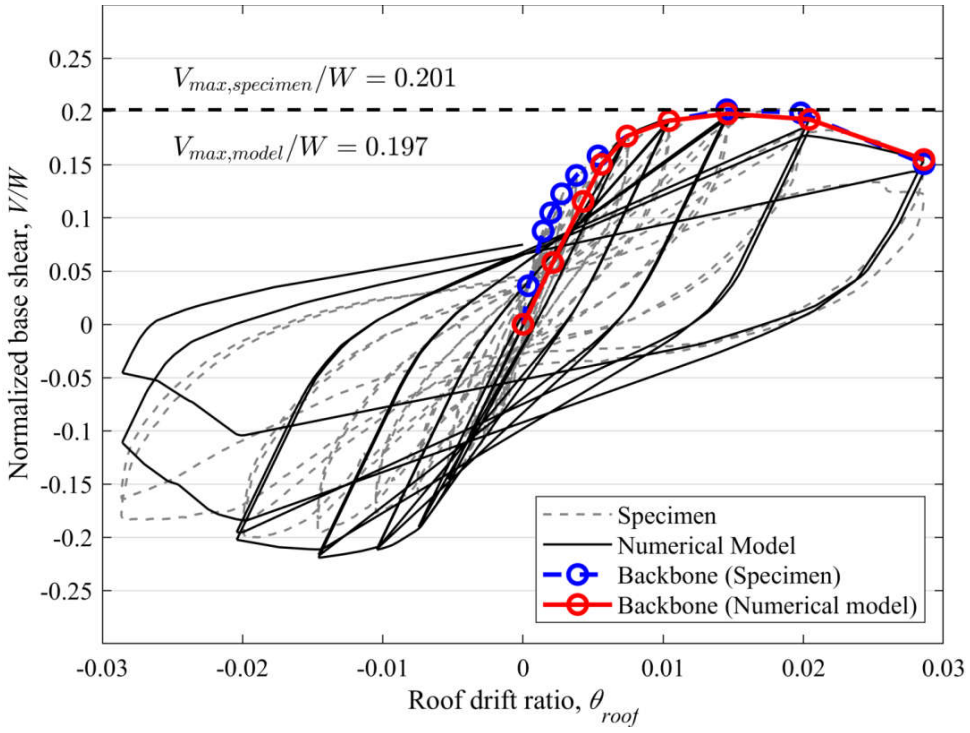


그림 3.3.14 실험체 및 해석모델 하중-변위 이력 곡선 비교

다음으로 본 연구과제를 통하여 개발한 대체골조 시스템의 타당성을 검증하기 위하여 2차 년도 연구를 통하여 수행한 대체골조 시스템의 평가 결과와 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 실험 결과를 비교 및 평가하였다. 평가 결과는 그림 3.3.15에 나타내었다. 여기에서 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 경우 앞서 설명한 바와 마찬가지로 구조부재가 콘크리트 및 강재의 재료 강도로 인하여 설계 시 고려한 강도 대비 25% 증가되었다. 따라서 동일한 조건에서의 비교를 위하여 그림 3.3.15의 대체골조 시스템의 포락곡선 (backbone curve) 또한 강도에 대하여 1.25배 배율 조정하여 나타내었다.

대체골조는 설명한 간략해석모델의 응답과 유사하게 구조물 항복시점 기준 강성이 상대적으로 약 7% 낮고 지붕층 변위가 2%에서 급격한 내력 저하가 발생하는 것으로 평가되었다. 최대 강도 오차는 10% 미만으로 비

교적 강도적 측면에서는 잘 모사하는 것으로 평가되었다.

다만 대체골조의 경우 철근 콘크리트 골조에서 발생하는 균열 발생 및 균열 개폐에 따른 핀칭이나 강성 저감을 모사하는 데에는 한계가 있으며, 삼선형의 형태로 골조의 응답을 예측하게 된다. 따라서, 에너지 소산 능력에 대해서는 대체골조가 모사하고자 하는 골조의 성능보다 높은 소산 능력을 보유할 수 있다. 그러나 비선형 정적 실험을 바탕으로 골조의 응답을 예측하는 데에는 높은 정확도를 보였다. 또한, 경제성 측면에 대해서도 동일 스케일의 철근 콘크리트 구조물 제작비용보다 낮은 비용으로 제작할 수 있었으며, 반복 실험을 수행한 3차 년도의 경우 대체골조의 구축에 들어가는 비용은 상대적으로 더 낮게 책정되어 높은 경제성을 보유한 것으로 평가되었다. 대체골조의 설계, 제작, 응답 및 평가에 대한 더욱 상세한 내용은 제 4 세부과제 연구내용을 통하여 제시하였다.

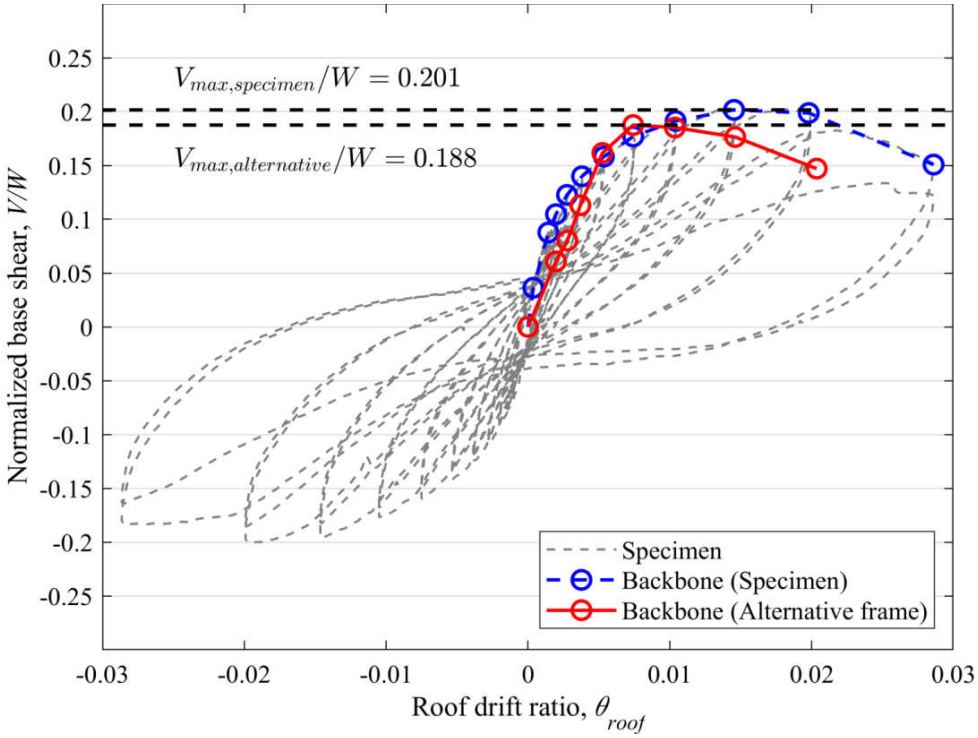
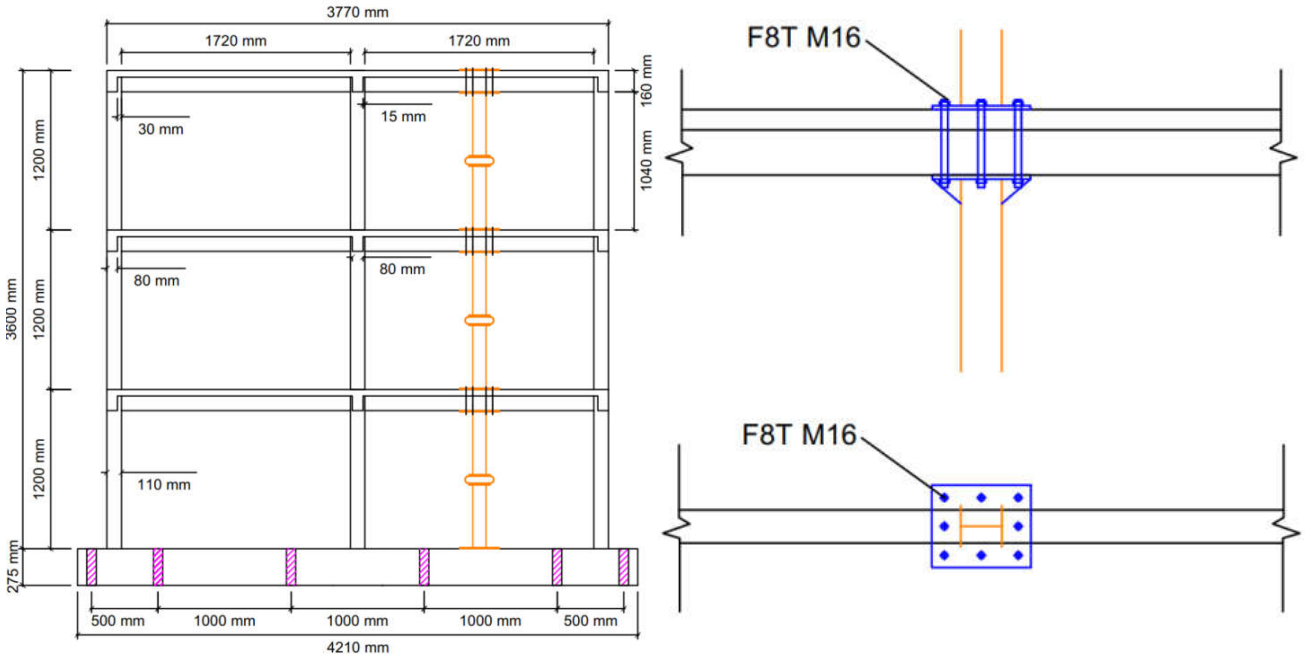


그림 3.3.15 실험체 및 대체골조 하중-변위 이력 곡선 비교

(3-3-4) 취약한 공공건물에 대한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 보강 성능 검증

본 절에서는 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체에 4 세부과제를 통하여 제안하였던 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템을 보강하여 실제 골조에서의 제안하는 댐퍼 시스템의 보강 성능을 검증하고자 하였다. 이를 위하여 3차 년도 보강된 대체골조 실험과 동일한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템으로 보강된 1/3 스케일 대상 건물 실험체를 제작하였다. 제작된 실험체의 입단면도 및 댐퍼 체결을 위한 상세는 아래의 그림 3.3.16과 같다. 실험체의 세팅 및 가력을 위한 조건들은 상기 기술한 기준 실험체와 동일하며, 실제 보강된 대상 공공건물 실험체의 세팅 사진은 그림 3.3.17에 제시하였다. 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 보강은 경간에 위치한 보의 중앙부에 체결 홈을 뚫어 시공하는 방식을 고안하였으며, 이는 기둥과의 간섭을 최소화함과 동시에 상대적으로 단부에 비하여 모멘트 요구 성능이 낮은 중앙부에 댐퍼를 위치시킴으로써 댐퍼의 작동으로 인한 파단 가능성을 감소시키기 위해서 이와 같은 방식을 사용하였다.



(a) 보강된 대상 실험체 입단면도 (b) 에너지 소산기반 U형 댐퍼 보강을 위한 상세

그림 3.3.16 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 보강 도면



그림 3.3.17 보강된 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 실험 세팅 사진

그림 3.3.18은 보강된 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 θ_{roof} 별 변형 형태를 보여주고 있다. 각 사이클 별 최대 변위에서의 변형 형태는 정가력 방향 (좌측)으로 최대 변위가 발생한 시점을 기준으로 촬영되었다. 보강 전 후 대상 공공건물 실험체의 붕괴 시점까지의 횡 변위 발생 형상, 손상의 형태는 매우 유사한 것으로 평가되었다.



(a) $\theta_{roof} = 0$ (초기 상태)　　(b) $\theta_{roof} = 0.27\%$ (탄성변형)



(c) $\theta_{roof} = 0.5\%$ (항복)　　(d) $\theta_{roof} = 1.43\%$ (최대강도)



(e) $\theta_{roof} = 2.06\%$　　(f) $\theta_{roof} = 2.86\%$ (붕괴)

그림 3.3.18 지붕층 변위각 (θ_{roof}) 별 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 변형

그림에 나타낸 바와 같이 항복 이전의 보강된 대상 공공건물 실험체는 기준 실험체와 동일하게 1차 모드와 유사한 횡 변위의 형태가 발생하였다 (그림 3.3.18 a-c). 항복 발생 시점 (그림 3.3.18c) 이전까지는 구조부재에 약간의 균열이 발생한 것으로 평가되었으나 크게 손상이 발생하지 않고 층별 변위가 일정하게 발생하였다.

그림 3.3.18c의 항복 시점 이후부터는 점차 구조물 1층의 횡 변위 응답이 크게 발생하기 시작하였으며, 정가력 시에 1층 기둥에 손상이 집중되기 시작하였다. 이로 인하여 전체적인 구조물의 횡 변형 비율이 1층에 집중적으로 발생하는 형태로 변경되었으며, 1층에 집중적으로 발생하는 횡 변위 응답은 이후 가력 변위가 클수록 증가하는 것으로 평가되었다.

그림 3.3.18d의 최대강도 발현 이후 시점부터는 정가력 시에 발생하는 전체 횡 변위 중 대부분이 1층의 횡 변위가 기여하였다. 또한 그림 3.3.18f에 보이는 바와 같이 1층 기둥의 양단부에서 발생하는 집중적인 손상으로 인하여 일종의 붕괴 (sidesway collapse)를 경험하는 것으로 평가되었으며, 급격한 횡력에 대한 저항 성능 감소가 관측되었다. 붕괴 시점은 횡력에 대한 저항 성능이 최대 내력의 80% 이하로 감소하기 시작하는 시점

으로 결정하였으며, 이 후는 P-Delta 효과로 인하여 자연스럽게 붕괴가 발생하는 것으로 판단하여 보강된 실험체 역시 기준 실험체와 동일한 시점에 붕괴가 발생한 것으로 판단하였다. 이와 같은 횡 변위 분포 및 붕괴 형태는 3차 년도 연구를 통하여 수행한 보강된 대체골조 시스템 및 기준 실험체와 동일한 것으로 판단되며, 이를 통하여 대체골조 시스템을 이용한 보강 시스템 성능 실험 및 검증이 실제 구조물의 응답을 예측하기에 적절한 것으로 판단하였다.

그림 3.3.19는 보강된 실험체의 붕괴 이후의 거동을 조사하고, 극한 상태에서의 댐퍼 및 실험체의 거동에 대한 분석을 위하여 추가적으로 4%의 지붕층 변위각까지 실험을 수행하였을 때의 실험체 형상을 보여주고 있다. 기준 실험체 및 대체골조 시스템의 평가 결과에서 언급한 바와 마찬가지로 보강된 시스템 또한 정가력 방향에서는 1층 기둥 단부에, 부가력 방향에서는 2층 기둥 단부에 손상이 집중되고 횡 변형 또한 집중적으로 발생하였다. 그림 3.3.19와 같이 정가력 및 부가력 방향에서 손상이 집중되는 층이 변화하는 이유는 선행 가력 방향인 정가력 방향에서 우선적으로 1층의 영구변형이 발생하게 되고, 이로 인하여 부가력 방향에서는 2층에 위치한 기둥이 순차적으로 손상을 입는 것으로 평가되었다. 따라서 정가력 및 부가력 방향의 하중 이력 차이는 이러한 손상의 발생 위치에서 기인한다고 판단된다. 추가적으로, 기준 실험체와 마찬가지로 모든 실험체는 기둥 단부에 손상이 집중되었으며, 유사한 손상 형태를 보이는 것으로 평가되었다. 이에 대해서는 그림 3.3.20의 접합부 손상 상세 사진을 통하여 평가하였다.



(a) $\theta_{roof} = 4.00\%$ (b) $\theta_{roof} = 4.00\%$ (부가력)

그림 3.3.19 지붕층 변위각 (θ_{roof}) 별 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 변형

그림 3.3.20은 보강된 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 각 접합부에서 발생한 손상을 나타내고 있다. 보강된 대상 공공건물 실험체의 각 구조부재에 분포하는 모든 손상은 기준 실험체와 동일한 형태로 발생하였다. 본 연구과제에서 제안하는 보강 기법의 경우 안정적인 에너지 소산 능력의 확보 및 초기강성 및 최대강도의 증가를 바탕으로 시스템의 지진하중에 대한 저항 성능을 확보하는 보강 시스템이다. 취약한 공공건물의 경우 기둥의 직접적인 보강 외에는 연성을 확보하기 힘들며, 이와 같은 보강의 경우 경제성 및 보강 수행의 어려움이 따르게 된다. 반면 본 연구에서 제안한 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 보강 수행의 편의성, 손상 발생 이후 재보강의 용이성이 높아 그 유용성이 크다고 판단된다. 다만 보강 시스템이 별도로 강도 및 강성 증가에 기여하기 때문에 구조물 자체의 붕괴 메커니즘을 변화시키기 못하였으며, 따라서 보강된 대상 공공건물 실험체 또한 기준 실험체와 동일한 손상 형태를 보이는 것으로 평가되었다.

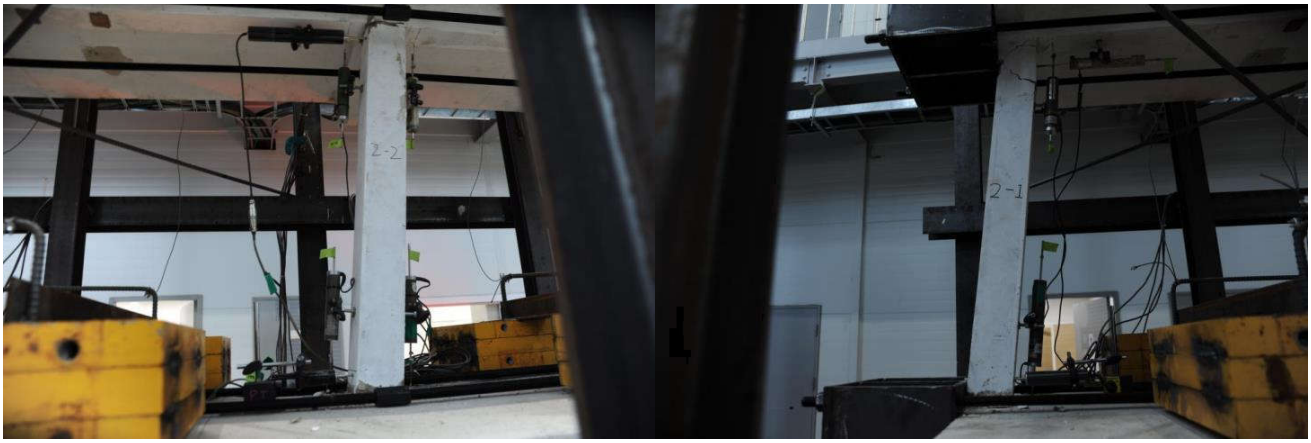
그림에 보이는 바와 마찬가지로 구조부재의 손상은 정가력 및 부가력 방향에서 각각 1층 및 2층 기둥 단부에 집중되었다. 기둥 하단의 경우 짧은 겹침이음 길이로 인하여 접합부와 기둥 단부 사이의 철근 연결에서 슬립이 발생하고, 이로 인하여 콘크리트가 쪼개지는 형상으로 파단이 발생하였다. 기둥 상부의 경우 내부 접합부는 휨 파괴, 외부 접합부는 전단 파괴가 발생하는 것으로 관측되었다. 보강된 실험체의 경우 붕괴 발생으로 판단되는 시점 이후에 가력 사이클을 한단계 더 진행하였으며, 이러한 파괴 형태가 뚜렷하게 관측되었다.



(a) 기둥 베이스 내부 접합부 (b) 기둥 베이스 외부 접합부



(c) 1층 내부 기둥 하단 (d) 1층 외부 기둥 하단



(e) 2층 내부 기둥 하단 (f) 2층 외부 기둥 하단



(g) 2층 내부 기둥 상단 (h) 2층 외부 기둥 상단

그림 3.3.20 붕괴 시점의 각 접합부 손상 분포



(a) 1층 (b) 2층

그림 3.3.21 붕괴 시점에서의 에너지 소산기반 U형 댐퍼 형상

그림 3.3.21은 1층과 2층에 보강된 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 정가력 및 부가력 상황에서의 형상을 보여주고 있다. 변형 형상에서 예측할 수 있는 바와 마찬가지로 1층 및 2층의 에너지 소산기반 U형 댐퍼에서 활발하게 에너지 소산이 발생하였으며, 댐퍼 시스템의 경우 1층 및 2층에서 지속적으로 높은 횡 하중에 대한 저항 성능이 발생한 것으로 평가되었다. 또한 극심한 변형을 경험한 이후에도 요소 실험체서의 댐퍼 형상과 같이 상 하부 고정단 플레이트의 회전이 발생하지 않아 붕괴 시점 또는 이후에도 지속적으로 의도하는 수준의 성능을 발현할 수 있는 장점을 보유한 것으로 판단된다.

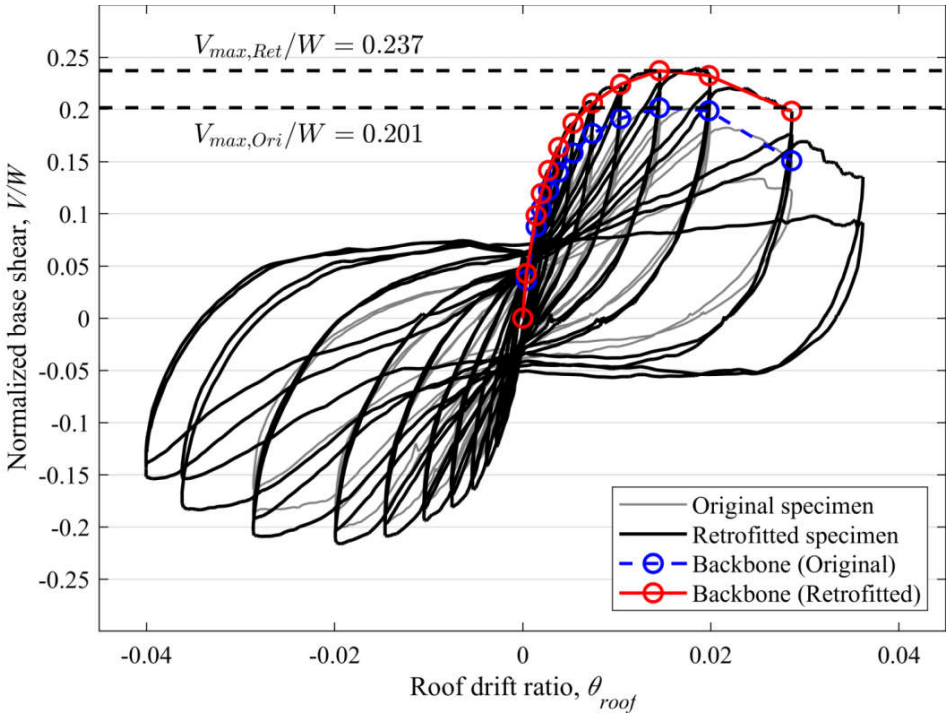


그림 3.3.22 보강 전 후 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 하중-변위 이력 곡선

그림 3.3.22는 보강 전후 1/3스케일 대상 공공건물 실험체의 하중-변위 이력 곡선을 비교하여 나타낸 것이다. 보강을 위하여 설치한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템은 의도한 바대로 강성 및 최대강도를 증가시켰으며, 강도 측면에서는 약 15%의 증가한 것으로 관측되었다. 댐퍼 시스템으로 인한 강도 증가량은 대체골조 시스템에 보강한 경우와 거의 유사한 것으로 평가되었다. 구조물의 항복 발생 시점을 기준으로 강성 증가량을 평가한 경우 기준 구조물 대비 보강 구조물의 강성이 약 8% 증가한 것으로 평가되었다. 또한, 에너지 소산 U형 댐퍼가 발생시키는 에너지 소산 능력은 구조물의 붕괴 시점까지 지속적으로 발현되었으며, 동적 하중이 가해지는 경우에도 의도하는 역할을 수행할 것으로 판단된다.

그림 3.3.23은 4 세부과제에서 개발한 댐퍼 모델을 이용하여 구축한 보강 구조물의 해석모델과 실제 실험체의 하중-변위 이력 곡선을 비교한 것이다. 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 이력은 실험에 기반하여 구축하였으며, 삼선형 Hysteretic material을 이용하여 집중소성힌지의 형태로 구성하였다. 앞서 기준 구조물에 대한 평가 결과와 마찬가지로 수치해석 모델은 초기 강성이 실제 실험체 대비 약간 낮은 것으로 평가되었으며, 강도의 측면에서는 비교적 잘 모사하는 것으로 평가되었다. 최대 강도에 대하여 수치해석 모델은 대상 실험체 대비 6% 미만의 오차를 보였다. 최대 강도 발현 이후의 강도 저감에서 발생하는 차이는 앞서 평가한 기준 구조물과 동일한 원인으로 인하여 발생하였으며, 본 연구에서는 제안하는 해석 모델 및 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템에 대한 해석 모델이 실제 골조의 응답을 비교적 잘 모사하는 것으로 판단하였다.

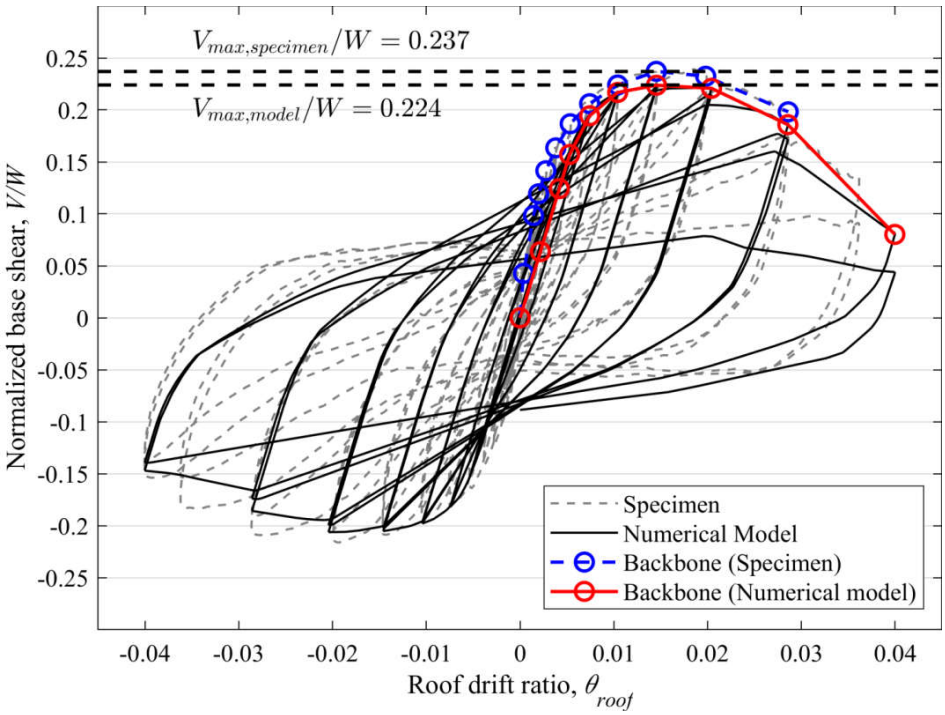


그림 3.3.23 보강 후 실험체 및 해석모델 하중-변위 이력 곡선 비교

(3-3-5) 소결

본 세부과제의 3차 년도 연구에서는 취약한 공공건물에 대한 간략해석모델의 검증 및 취약 공공건물의 응답이력에 대한 더욱 상세한 이해를 위하여 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체를 설계 및 제작하고 이에 대한 실험을 수행하였다. 또한, 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템을 이용한 보강을 수행하여 실제 골조에 대하여 제안하는 댐퍼 시스템의 보강 효과를 검증하고자 하였다. 연구 수행 결과 본 연구에서 제안하는 간략해석모델의 경우 유효 강성의 사용에서 야기되는 초기 강성의 차이를 제외하고 강도, 감쇠의 측면에서 비교적 대상 골조의 응답을 잘 모사하는 것으로 평가되었다. 초기 강성의 경우에도 그 오차는 10% 미만으로 평가되었다.

또한 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체의 반복 이력거동 실험을 통하여 2차 년도 연구에서 해석을 이용해서만 평가하였던 구조물의 손상 분포 및 손상 메커니즘의 타당성을 검증하였다. 본 연구과제의 1차와 2차 년도 연구에서 언급한 바와 같이 취약한 공공건물의 경우 비내진 상세로 인한 단부의 취성적인 거동, 지진 하중에 대한 취약한 성능, 취성적인 붕괴 모드 발현, 저층 기둥에 집중되는 손상 등이 실험을 통하여 검증되었으며, 연구 수행을 통하여 제안하고자 하는 보강 프로세스 (5세부 과제)가 타당하다고 판단하였다.

에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템의 경우 의도한 바와 같이 강도 및 강성의 측면에서 대상 공공건물 실험체의 성능 증가를 확인할 수 있었으며, 추가적으로 경제적인 반복 실험 수행을 위한 대체골조 시스템의 타당성 또한 검증하였다.

(4) 4세부과제 : 최적의 대상건물 보강기법 선정을 위한 효율적인 대체 실험방법 구축

현행 내진설계 기준 (ASCE 7, 2016;KDS 17 10 00, 2019)에서는 건물에 대하여 지진 하중이 발생하였을 때 인명피해가 발생하지 않도록 안전성을 확보하는 것을 설계 목표의 우선순위로 두고 있다. 따라서 중요도에 따른 성능의 목표를 제시하고, 이를 확보함으로써 구조물이 목표로 하는 안전성을 확보하는 것이 중요하다. 구조물은 각기 다른 수용 능력 및 용도를 보유하고 있으며, 각각의 용도에 따라 재난 상황 발생 시 성능의 손실에 따라 인명 피해에 미치는 영향이 다르므로, 현행 기준에서는 목적에 따라 중요도를 분류하고 요구하는 성능을 달리하고 있다 (KDS 41 10 05, 2019). 예를 들어 본 연구에서 대상 건물로 가정하는 공공건물의 경우 재난 발생 시 대피 인력을 수용할 수 있어야 하며, 규모에 따라 일반적인 구조물보다 높은 중요도 특 또는 I에 해당하게 된다. 또한, 대피 인원의 안전을 확보할 수 있어야 되므로 지진하중에 대한 더 높은 정성적인 성능 목표를 달성해야 한다. 하지만 1차와 2차 년도 연구에서 언급한 바와 같이 국내 내진설계 기준은 1988년에 처음 제정되고, 2005년, 2009년, 2016년의 개정을 통하여 내진설계 대상이 점차 확대되어 왔으나, 1988년 이전에 건축된 건물이나 그후에 건축되었더라도 내진설계 대상에서 제외된 건물은 적절한 내진성능을 확보하지 못할 것으로 예상되며, 지진 발생 시 큰 손상이나 인명피해를 초래할 수 있다.

최근 경주지진 (2016) 및 포항지진 (2017) 발생 이후 국민들의 지진재난에 대한 불안감이 조성되고 다수의 구조물에 대한 손상이 발생하여 현재에 이르기까지 구조물의 내진성능을 확보하기 위한 여러 연구과제 및 보강 정책이 수립 및 시행되고 있다. 사회적 불안감을 해소하기 위하여 대피시설로 이용되는 학교 시설물이나 여러 공공건물 등에 대한 내진성능평가가 활발하게 이루어지고 있으며, 현행 기준에서 요구되는 수준의 내진성능을 확보하기 위한 내진보강 연구 다수 수행되고 있다. 그러나 이러한 내진설계 기준의 강화나 내진평가 및 보강에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있음에도 불구하고 국토교통부에서 제출한 자료에 따르면 2021년 말에 이르기까지 전국 건축물의 내진률은 13.2%로 상당히 저조한 수준으로 조사되었다 (국토매일, 2021.10.16.). 또한, 재난 발생 시 대피처로 활용되어야 할 공공건물 또한 19.0%로 상당히 낮은 내진율을 갖는 것으로 나타났다.

일반적으로 구조 부재 또는 구조 시스템의 경우 국소 부위에만 손상이 발생한다고 하더라고 다른 부재의 재활용이 불가능하며, 이로 인하여 반복 실험에 드는 경제적 비용이 매우 크게 발생할 수 있다. 본 세부과제 연구에서는 1차 및 2차 년도를 통하여 이러한 경제적 비용을 감소시키면서 동시에 구조 부재 또는 구조 시스템과 함께 보강 기법의 성능을 검증할 수 있도록 유도하는 대체 부재 및 대체 골조 시스템을 개발한 바 있다. 개발된 대체 부재 및 대체 골조 시스템의 경우 반복 실험 수행이 가능한 형태로 구조 부재의 비선형 응답을 모사하기 위하여 교체 가능한 내진퓨즈를 이용하여 구조부재의 거동을 모사할 수 있도록 하였으며, 이를 통하여 경제적으로 반복적인 실험을 수행할 수 있도록 하였다.

3차 년도 연구에서는 1차와 2차 년도에 개발한 대체부재 및 대체골조 실험체를 이용하여 보강 기법의 성능을 검증하기 하였다. 내진보강을 위하여 본 세부과제에서는 효율적으로 교체 가능하며 취약한 공공건물의 내진성능을 향상시키기 위한 댐퍼를 개발하였다. 댐퍼의 성능을 검증하기 위하여 이론적인 성능 및 설계 절차를 제시하였으며, 유한요소해석을 통하여 보다 상세한 해석적 성능을 검증하였다. 또한 댐퍼에 대한 요소실험을 수행하고 이를 비교함으로써 본 세부과제를 통하여 개발한 댐퍼의 성능을 최종적으로 검증하였다. 마지막으로 대체골조에 해당 댐퍼 시스템을 체결하고, 이에 대한 반복가력 실험을 통하여 댐퍼 시스템의 효율성을 검증하였다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 효율적 대체실험체를 이용한 최적 보강방안 제시

(2차 년도) 대체골조 실험수행

(3차 년도) 최적 대상건물 보강방법에 대한 대체골조 이용한 실험 검증

(4-1) 1차년도 : 효율적인 대체 실험체를 이용한 최적의 보강방안 제시

(4-1-1) 대체 실험체 개요

국내 내진설계 기준은 1988년 최초 제정된 이래 2005년, 2009년, 2016년의 개정을 통하여 개선되었다. 따라서 1988년 이전에 이어진 건물의 경우 설계과정에서 지진하중이 고려되지 않았기 때문에 작은 횡력에도 심각한 피해를 입거나, 심하면 붕괴에 이를 수 있다.

국내는 중약진 지역으로써 지반운동이 활발하게 발생하지 않으며, 지진으로 인한 안전성의 저하에 대해서도 국민들이 크게 염려하지 않는 수준이다. 하지만 최근 경주 지진 (2016) 및 포항 지진 (2017)의 발생으로 인하여 지진에 대한 불안감이 증가하였으며, 국내 건축물의 내진성능평가 및 보강에 대한 필요성이 대두되었다. 하지만 과거 건축된 구조물들의 경우 구조물의 실험 등을 바탕으로 구조물의 실제 성능을 검토하기 어렵다는 문제점이 존재한다. 또한 내진설계기준 제정 이전이나 개선 이전에 건축된 구조물의 경우에도 현 시점에서 구조물의 생애주기 (50년)가 지나지 않았기 때문에 적절한 내진성능이 확보되지 않은 상태에서 구조물의 사용은 유지되고 있다는 문제점 또한 존재한다. 구조물의 내진성능이 보장되지 않은 구조 또는 내진성능에 대한 평가가 수행되어야 한다고 판단되는 구조물의 성능에 대한 적절한 실험 및 해석을 통한 성능평가는 국민안전을 위하여 반드시 선결되어야 하는 과제이다.

특히 정확한 보강방안을 마련 및 해석 모델 구축을 위하여는 구조체 실험이 요구된다. 따라서 건물의 현재 상태를 평가하기 위한 구조체 실험, 다양한 보강안에 따른 구조실험 등 동일한 건물에 대한 반복적인 실험이 요구된다. 이는 막대한 비용과 시간이 요구된다. 이러한 어려운 문제점을 해결하기 위하여 대체 실험체를 계획하였다. 대체 실험체의 주요부위인 보와 기둥의 설계 및 실험 절차를 제시하였고, 실험을 통하여 검증하였다. 대체 실험체는 취약 구조물인 내진설계가 수행되지 않은 기존 RC 구조물을 대상으로 하였다. 특히 모멘트 골조의 경우 단부에 모멘트가 집중되는 현상을 모사할 수 있도록 하는 접합부분의 퓨즈를 이용한 효율적인 형상을 제안하였다.

(4-1-2) 대상건물

RC 중력골조를 대상 구조물로 선정하였다. 중력골조는 현재와 같은 체계적인 내진 설계기준이 정립되기 이전에 지어진 구조물을 일컬으며, 대부분이 중력하중만을 고려하여 설계되었다. 하중조합은 1.4DL (DL: 고정하중)+1.7LL (LL: 활하중)을 시용하여 중력하중만으로 설계하였다. 이와 같은 중력골조는 철근상세가 현재와 같이 치밀하지 않기 때문에 지진하중과 같은 횡력에 취약할 것이라고 예측할 수 있다. 선행 연구자들의 중력골조 연구에 따르면 중력골조는 다음과 같은 문제점을 공통적으로 지니고 있다.

- 보-기둥 접합부에 배근된 횡보강근이 매우 적거나 없다.
- 모멘트가 집중되는 구조부재 단부에 겹침이음이 사용되었으며, 그 길이가 매우 짧다.
- 기둥의 경우 휨철근의 좌굴을 방지하기 위한 최소한의 횡보강근만이 배치되어있다.
- 잠재적인 소성힌지가 발생할 수 있는 위치에 횡보강근양이 적기 때문에 소성힌지가 발생하기 전에 전단파괴가 발생할 수 있다.
- 기둥과 보의 모멘트비를 계산하면 강보-약기둥 형태로 설계되었다.

이와 같은 특징 때문에 중력골조는 횡하중에 매우 취약하다고 알려져 있으며, 해석적 연구결과나 실제 지진 사례에서도 주요 구조 부재의 파손정도가 심각한 것을 확인할 수 있다. 이러한 건물의 문제점과 안전성 확보를 위하여 본 연구에서는 중력하중만을 고려하여 설계한 골조를 취약구조물을 대상으로 하였다.

취약구조물인 기존 RC 구조물의 각 부재의 성능을 모사하는 대체 부재 실험체의 개발을 위하여, 본 연구과제에서는 대상 구조물로 Han 등. (2004)에 제시된 기존 RC 구조물을 대상 구조물로 선정하였다. 해당 구조물은 3층 오피스 건물로 E-W 방향으로 3경간, N-S 방향으로 4경간으로 설계되었다. 구조물의 경간은 모두 5.5 m이며, 각 층의 높이는 3.5 m 이다.

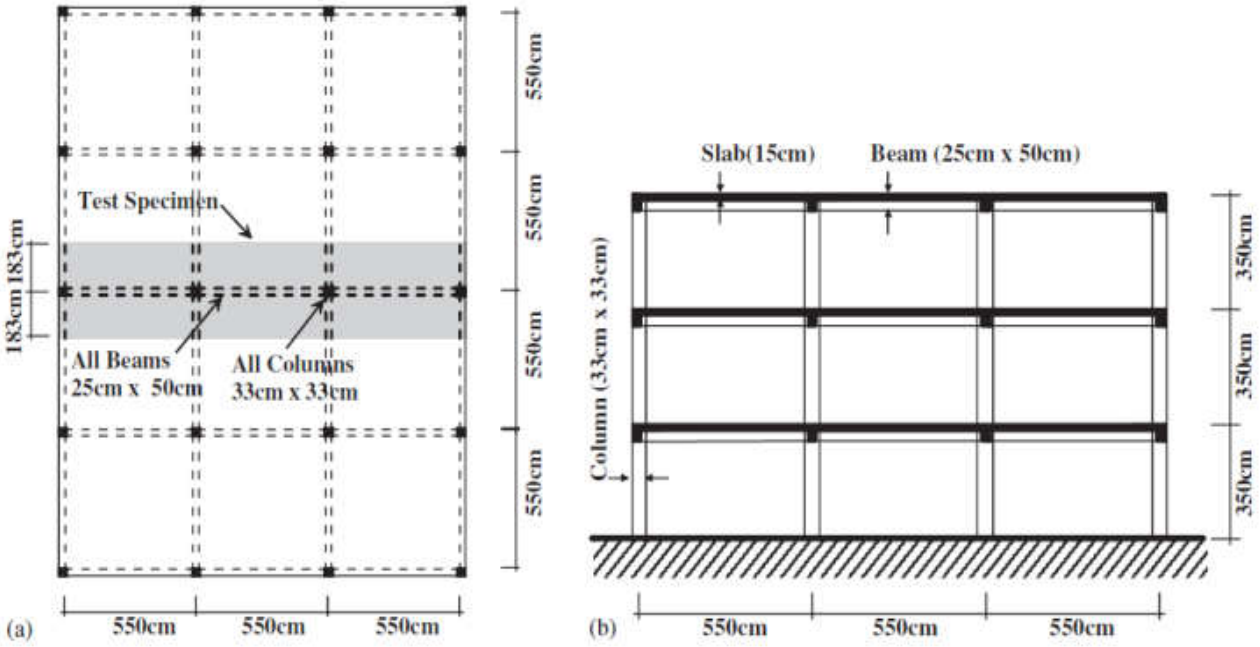


그림 4.1.1 대상 구조물의 평면도(a)와 입면도(b)

1차 년도 실험에서 모사하기 위한 대체 부재로써는 대상 구조물의 보 및 기둥 부재를 선정하였다. 해당 부재에서 사용된 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도는 각각 24 MPa과 400 MPa 이며 보와 기둥의 공칭 모멘트 강도는 각각 73 kN・m, 91 kN・m 이며, 실제 취약한 공공건물에 대한 대체부재를 제작할 경우 기존 시설물 내진성능 평가 및 향상요령 (2011)이나 기준 등에 제시되어 있는 시험 방법을 토대로 재료 강도를 산출하고 공칭모멘트강도를 계산할 수 있다. 이러한 강도를 갖는 보와 기둥을 대체 실험체로 변화하여 구성하였다.

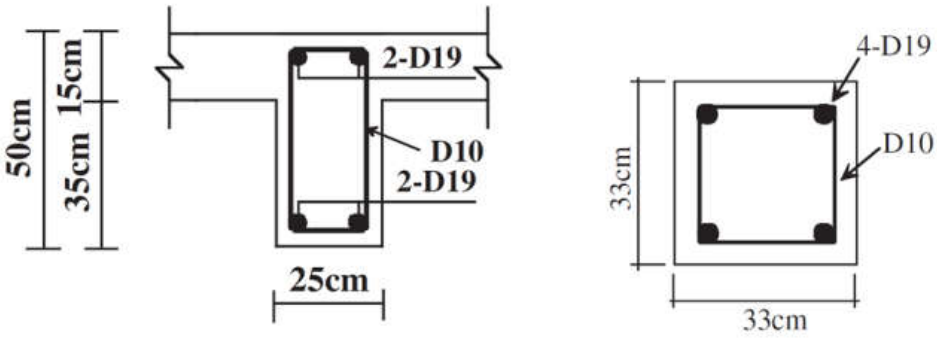


그림 4.1.2 보 (좌) 및 기둥 (우)의 단면 상세 및 치수

(4-1-3) 대체 구조 부재 실험체

① 대체실험체 구성

대체 구조 부재 실험체의 개략적인 메커니즘은 그림 4.1.3과 같다. 대체 부재는 구조물의 모멘트가 집중되는 위치에 그림 4.1.3에 표기된 힌지가 위치하도록 설계되며, 해당 힌지의 상, 하부에 설치된 퓨즈가 대상 구조물의 모멘트 강도를 모사한다. 예를 들어 그림에 표기된 구조물에 모멘트 (M_{spec})가 가해지면 골조 부재의 힌지는 모멘트에 대한 저항 성능을 발현하지 않으며, 상, 하부에 설치되어 있는 퓨즈에 인장 및 압축력이 발생하여 이에 대한 커플링 모멘트로 가해진 모멘트 하중에 저항하게 된다.

이상적인 힌지의 경우, 이 부분에서 발생하는 휨모멘트가 0 이기 때문에 오로지 퓨즈의 제원과 퓨즈 사이의 거리에 의해 모멘트 강도가 결정된다. 따라서 대상 구조물의 모멘트 성능을 정확하게 모사하기 위해서는 각 퓨즈의 설계를 통하여 좌굴하중을 정확하게 산정하고, 이에 따른 모멘트 성능을 결정할 수 있어야 한다. 본 연구에서는 대체 구조 부재 실험체의 퓨즈 설계를 위하여 재료강도, 두께, 폭, 그리고 베어링 플레이트의 두께를 변수로 산정하고 해석을 통하여 설계를 수행하였다. 대상 구조물의 보, 기둥 모멘트 강도와 콘크리트 부

재의 취성적 또는 연성적인 거동을 모사할 수 있는 총 4종류의 퓨즈를 개발하고자 하였으며, 그림 4.1.4와 같이 실험체의 명칭을 정의하였다.

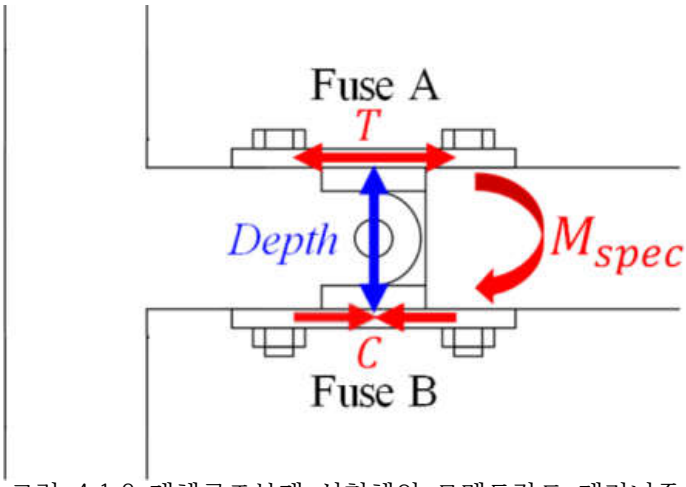


그림 4.1.3 대체구조부재 실험체의 모멘트강도 매커니즘

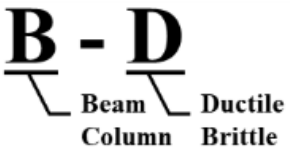


그림 4.1.4 실험체 명칭

② 유한요소해석을 통한 퓨즈의 제원 결정

실험에 사용될 퓨즈의 제원을 결정하기 위해 본 연구에서는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS CAE/Standard를 사용했으며 그림 4.1.5와 같이 모델링하였다. 해석에 사용된 재료모델은 강재의 변형률 경화를 고려하지 않은 탄성-완전소성 모델 (elasto-perfectly plastic model)을 사용했으며, 퓨즈의 용도에 따라 SS275 (F_y=275 MPa)와 SM355 (F_y=355 MPa)를 적용했다. 힌지는 마찰이 없는 것으로 가정하여 모델링했고 힌지에 연결되는 보는 H-588x300x12x20 단면의 SM355 강재를 사용했다. 실험 도중 퓨즈의 미끄러짐 파단을 방지하고자 현행 강구조 설계기준인 KDS 41 31 00 : 2017 (국토교통부, 2017)에서 제시하고 있는 고장력 볼트의 미끄럼 강도식을 사용하여 볼트의 규격 및 개수를 산정했다 (식 4.1.1). 각 퓨즈의 양쪽에 F10T-M22 볼트 4개를 체결한 결과 해석상에서 미끄러짐 파단이 발생하지 않았다.

$$R_n = \mu h_f T_o N_s \quad \text{(식 4.1.1)}$$

- 표준구멍 또는 하중방향에 수직인 단슬롯구멍에 대하여, $\phi = 1.00$
- 대형구멍 또는 하중방향에 평행한 단슬롯구멍에 대하여, $\phi = 0.85$
- 장슬롯구멍에 대하여, $\phi = 0.70$

여기서, μ ; 0.50, 미끄럼계수(페인트 칠하지 않은 블라스트 청소된 마찰면)

h_f ; 필러계수로서,

h_f = 1.0 ; 필러를 사용하지 않는 경우와 필러 내 하중의 분산을 위하여 볼트를 추가한 경우 또는 필러 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 한 개의 필러가 있는 경우

h_f = 0.85 ; 필러 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 2개 이상의 필러가 있는 경우

T_o ; 설계볼트장력, kN

N_s ; 전단면의 수

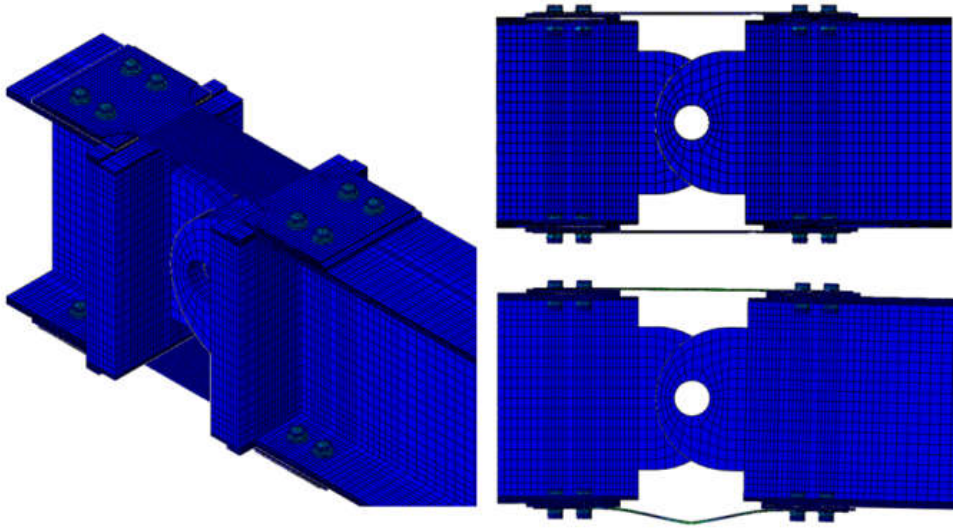


그림 4.1.5 대체 구조 부재 실험체의 유한요소 해석모델 (B-D)

인장력을 받는 퓨즈의 경우 항복을 한 이후에도 변형률 경화 등의 현상 덕분에 하중에 저항할 수 있는 반면 압축력을 받는 퓨즈의 경우 좌굴 이후에는 하중에 거의 저항하지 못한다. 따라서 연성적인 거동을 모사하는 B-D, C-D 실험체의 경우 퓨즈를 세장하게 만들어 인장 측 퓨즈에서 대부분의 모멘트 강도를 발현하도록 했다. 그림 4.1.6, 4.1.7에 각각 연성 실험체(B-D)와 취성 실험체(C-B)의 압축퓨즈의 좌굴발생 시점과 인장퓨즈의 항복 시점, 그리고 양측 퓨즈의 항복 이후에 각 퓨즈에 발생하는 응력 분포를 유한요소 해석을 통해 나타내었다. 연성 실험체의 경우 압축 퓨즈에 좌굴이 발생하는 시점(a)에 인장 퓨즈에 응력이 거의 발생하지 않았으며 압축 퓨즈에 좌굴이 발생했기에 인장 퓨즈가 항복하는 시점(b)에서 압축력에 저항하지 못한다. 반면 취성 실험체의 경우 압축 퓨즈에 좌굴이 발생함과 동시에 인장 퓨즈에서도 항복이 발생함이 해석상에서 관찰되었다(A). 그림 4.1.8에 연성 실험체와 취성실험체의 변위각에 따른 모멘트 강도를 나타내었고 각 실험체의 요구 모멘트 강도와 비교하였다.

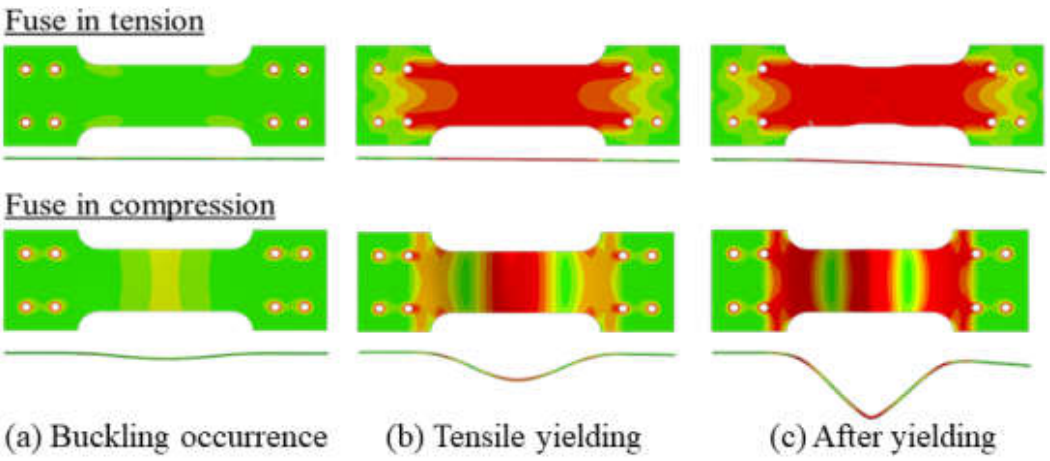


그림 4.1.6 연성 실험체의 응력 분포 변화

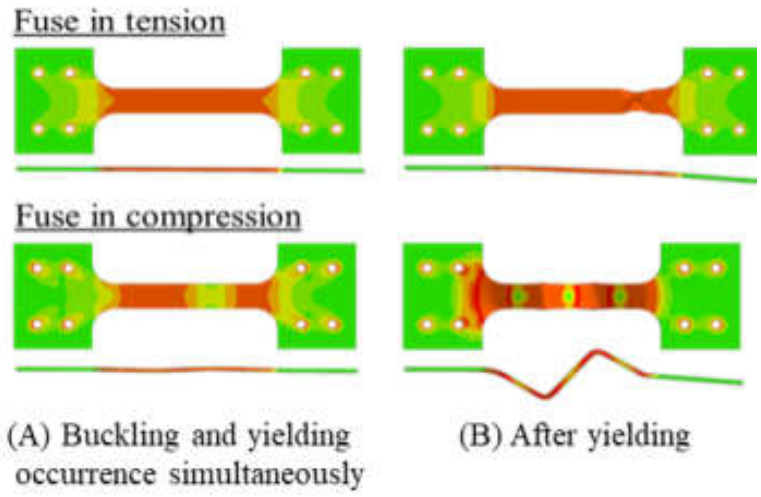


그림 4.1.7 취성 실험체의 응력 분포 변화

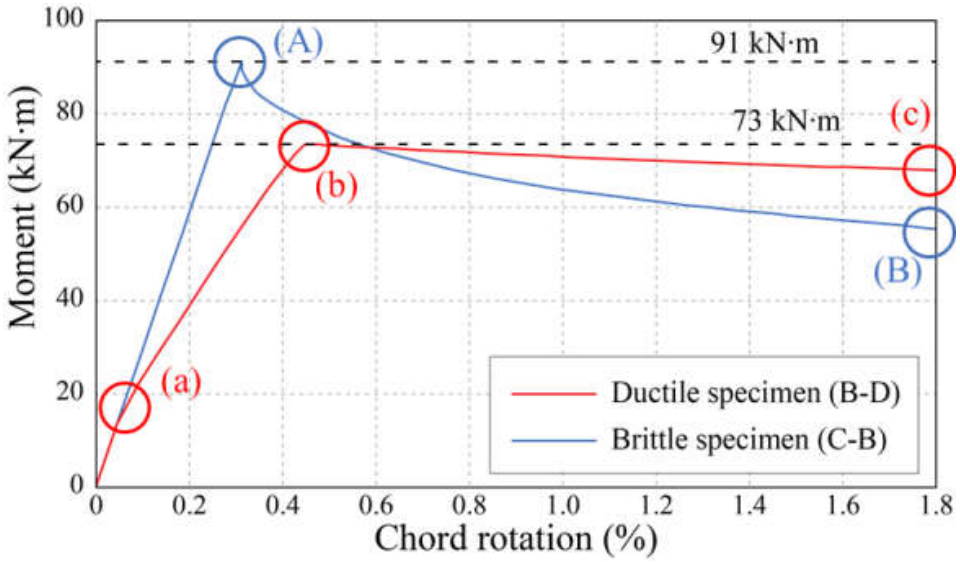


그림 4.1.8 유한요소해석을 통한 모멘트 강도 검증

동일한 방법을 사용하여 C-D, B-B 실험체의 퓨즈의 제원을 결정하였고 그림 4.1.9와 표 4.1.1에 나타내었으며 그림 4.1.10과 같이 실제 제작되었다.

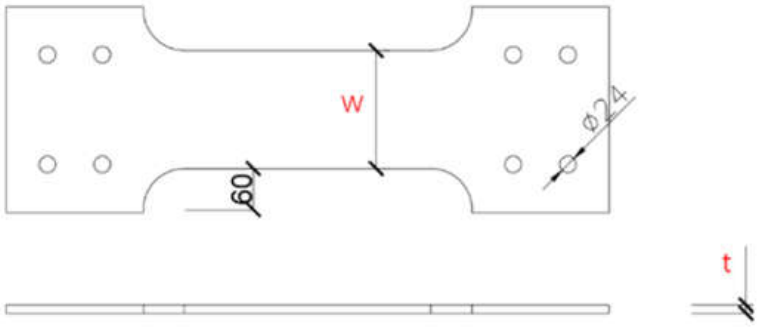


그림 4.1.9 유한요소해석을 통해 결정된 퓨즈의 제원

표 4.1.1 유한요소해석을 통해 결정된 퓨즈의 제원

퓨즈의 호칭	사용 강재	두께,t (mm)	폭,w (mm)	베어링 플레이트 (mm)
B-D	SM355	4.5	172	10
B-B	SS275	10	58	10
C-D	SM355	4.5	180	30
C-B	SS275	10	64	10

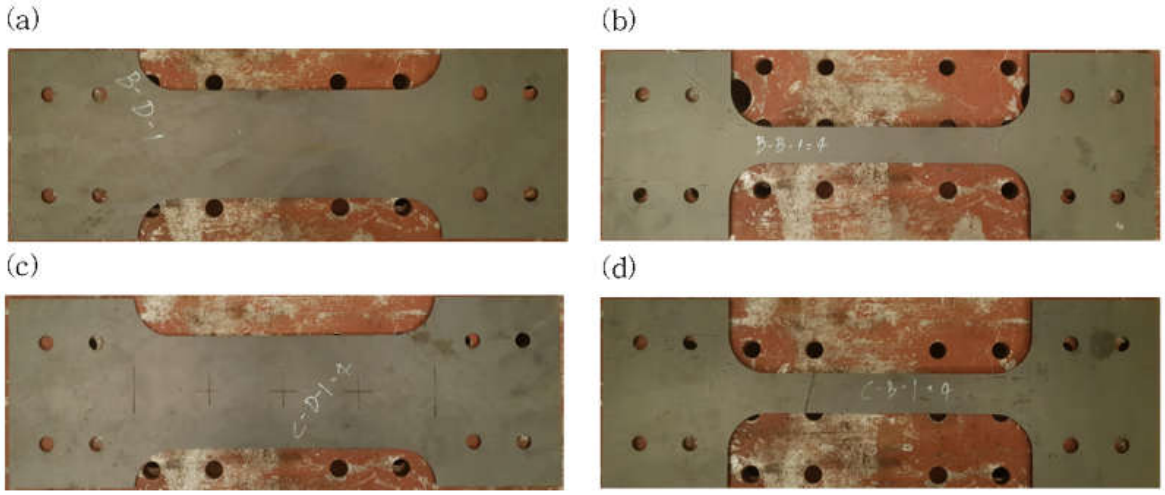


그림 4.1.10 퓨즈의 종류변 사진 (a) B-D, (b) B-B, (c) C-D, (d) C-B

④ 실험을 통한 퓨즈강도 검토

유한요소 해석을 통해 결정된 총 4종류의 퓨즈가 대상이 되는 구조물의 공칭 모멘트 강도를 모사할 수 있는지 알아보기 위해 4회의 단조가력과 2회의 반복가력 실험을 계획하였다. 본 연구의 대상 보와 기둥의 경우 공칭 모멘트 강도가 각각 73.3, 91 kN-m이며 대체 구조 실험의 모멘트 강도가 오차범위 15% 이내를 만족하는 것을 목표로 했다. 단조 가력 실험의 경우 0.2 mm/sec의 가력 속도로 변위비 3%까지 가력하였고, 반복 가력 실험의 경우 가력속도와 가력 변위비를 표 4.1.2와 그림 4.1.11에 나타내었다.

표 4.1.2 반복가력 실험의 가력 변위비와 횟수

Cycles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
변위비(%)	0.15	0.21	0.3	0.41	0.58	0.81	1.13	1.58	2.21	3.10
변위(mm)	3.88	5.43	7.60	10.64	14.90	20.85	29.20	40.87	57.22	80.11

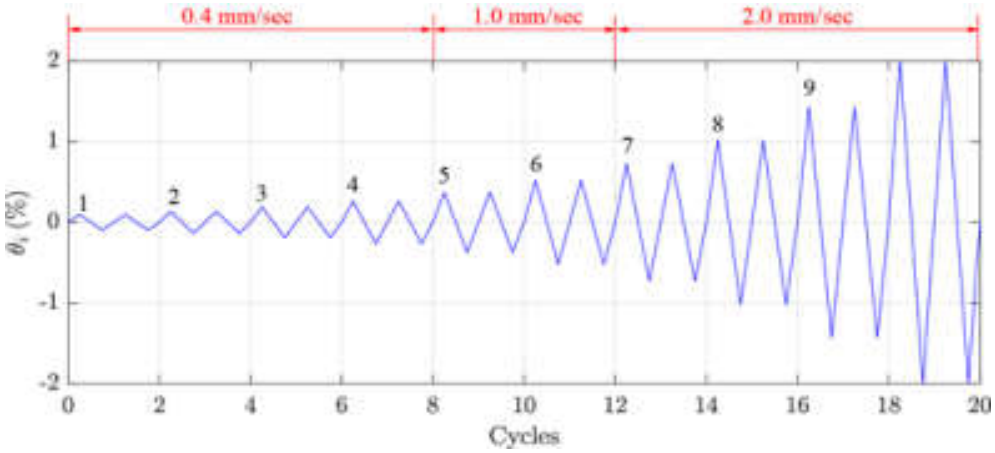


그림 4.1.11 반복가력 실험의 가력 변위비에 따른 가력 속도

인장 퓨즈의 항복과 압축 퓨즈의 좌굴 발생 여부를 확인하기 위해 그림 4.1.12과 같이 인장퓨즈 상부에 1개, 압축퓨즈 상부와 하부에 각각 3개, 1개씩 게이지를 부착하였다.

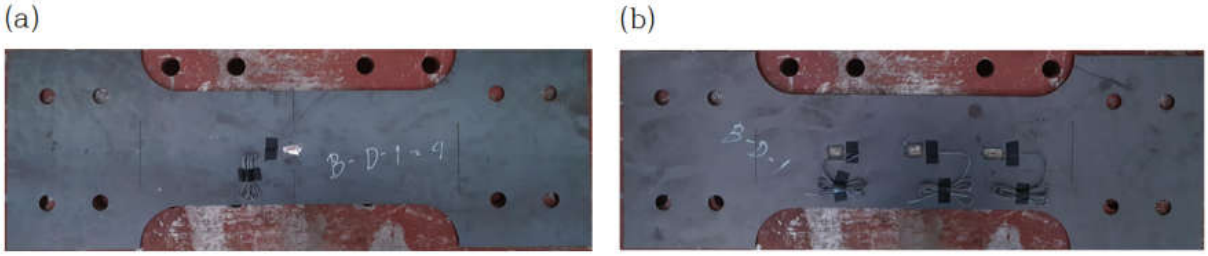


그림 4.1.12 퓨즈의 게이지 부착 위치(B-D), (a) 인장퓨즈, (b) 압축퓨즈

그림 4.1.13에 실제 실험체 세팅과 실험 전후의 퓨즈를 나타내었다. 그림 4.1.13 (b),(c)를 비교했을 때 퓨즈가 요구 모멘트 강도를 발현한 이후 좌굴과 인장 항복으로 인한 잔류변형이 남아있음을 확인할 수 있다.



그림 4.1.11 (a) 실험체 셋팅, (b) 실험 전 퓨즈, (c) 실험 후 퓨즈

실험 결과 보 대체 실험체인 B-D, B-B의 모멘트 강도가 각각 80.7 kN-m, 78.1 kN-m로 측정되었으며 목표 모멘트 강도인 73.3 kN-m와 비교하여 각각 10.1%, 6.6%의 오차를 보였다. 기둥 대체 실험체인 C-D, C-B의 경우 모멘트 강도가 각각 79.3 kN-m, 85.1 kN-m으로 측정되었으며 목표 모멘트 강도인 91 kN-m와 비교하여 각각 12.8%, 6.4%의 오차를 보였다. 보와 기둥의 대체 구조 실험체 모두에서 본 연구의 목표인 오차범위 15%이내를 만족하였다. 단조 가력 실험에서의 하중-변위 응답 곡선은 그림 4.1.14에 나타내었다. 실험 결과 연성 거동 실험체인 B-D, C-D 실험체의 경우 목표 모멘트 강도에 도달한 이후 강도를 유지하며 연성적인 거동을 보인 반면 취성 거동 실험체인 B-B, C-B 실험체의 경우 목표 모멘트 강도에 도달한 이후 퓨즈의 좌굴 발생과 함께 급격한 강도 저하를 보였다. 반복 가력 실험의 경우 B-D 실험체와 C-D 실험체 모두에서 핀칭 현상이 관찰되었으며 변위비 0.01 부근에서 좌굴이 발생 했다. 최대 모멘트 강도의 경우 B-D, C-D 실험체에서 각각 79.9 kN-m, 76.4 kN-m로 측정 되었으며 단조 가력 실험과 비교하여 오차율은 각각 1%. 3.7%로 측정

되었다. 그림 4.1.15에 반복 가력 실험의 하중-변위 응답 곡선을 나타내었다.

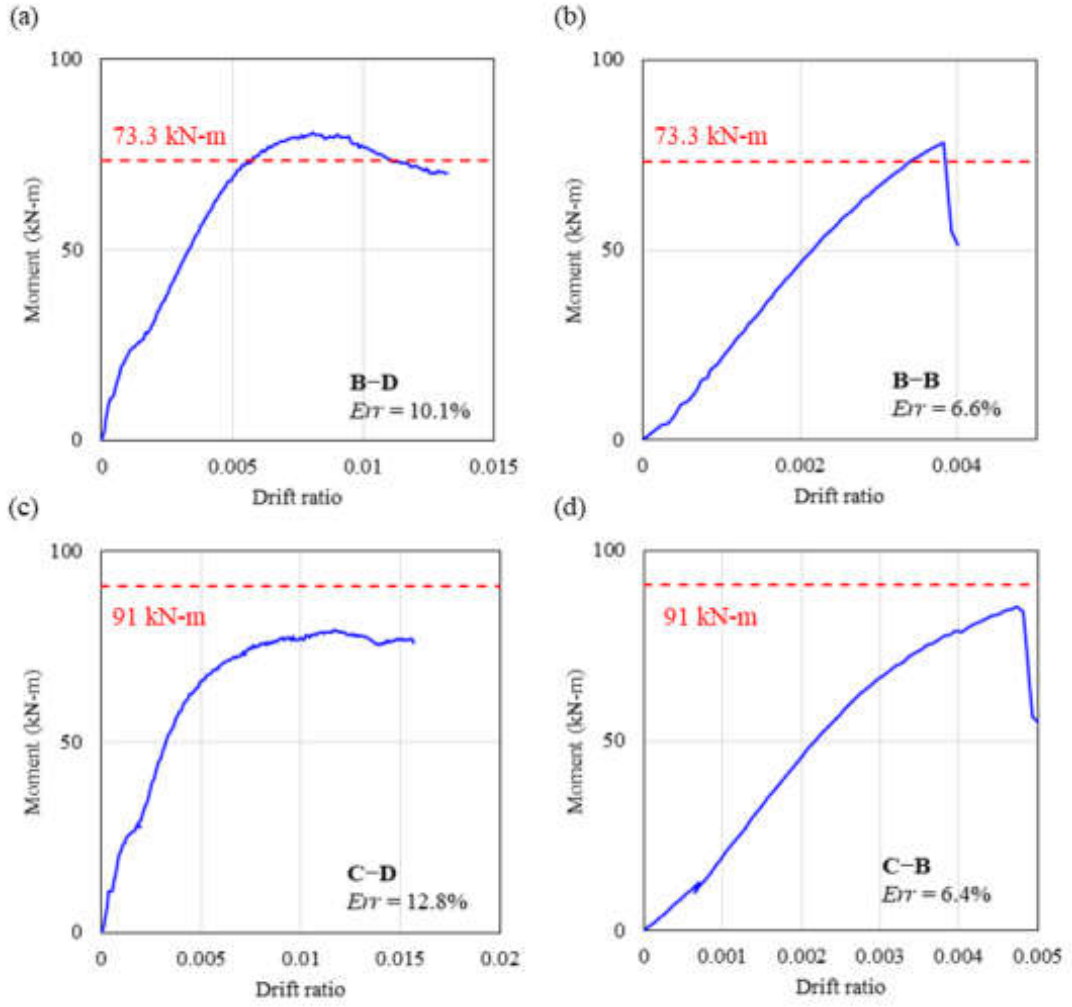


그림 4.1.14 단조가력시 실험체 하중-변위응답 곡선, (a) B-D, (b) B-B, (c) C-D, (d) C-B

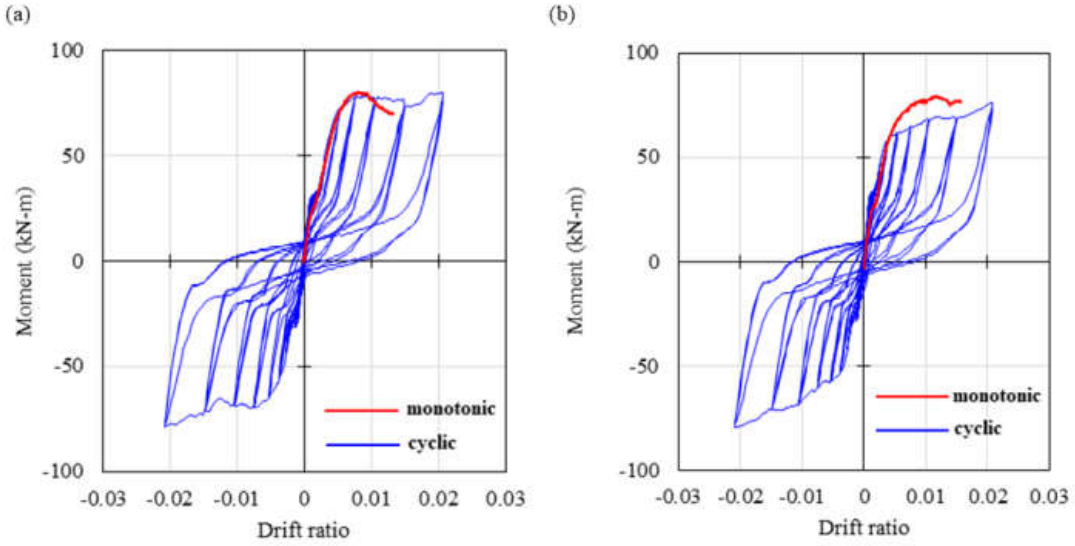


그림 4.1.15 반복가력 시 실험체 하중-변위 응답 곡선, (a) B-D, (b) C-D

(4-2) 2차년도 : 대체 골조 실험 수행

국내 내진설계 기준은 1988년 최초로 제정되어 현재에 이르기까지 2005년, 2009년, 2016년의 개정을 통하여 점차적으로 강화되어 왔다. 1988년 이전에 지어진 건물 또는 내진설계 의무대상에 포함되지 않은 건물의 경우 설계과정에서 지진하중이 고려되지 않았기 때문에 작은 횡력에도 심각한 피해를 입거나, 심하면 붕괴에까지 이르게 된다.

국내는 중약진 지역으로써 지반운동이 활발하게 발생하지 않으며, 지진으로 인한 안전성의 저하에 대해서도 국민들이 크게 염려하지 않는 수준이다. 하지만 최근 경주 지진 (2016) 및 포항 지진 (2017)의 발생으로 인하여 지진에 대한 불안감이 증가하였으며, 국내 건축물의 내진성능평가 및 보강에 대한 필요성이 대두되었다. 또한 내진설계기준 제정 이전에 건축된 구조물이나 내진설계 의무대상에 포함되지 않은 구조물의 경우에도 구조물의 생애주기 (50년)가 지나지 않은 경우 구조물의 성능에 대한 적절한 실험 및 해석을 통한 성능평가가 국민 안전을 위하여 반드시 선결되어야 한다. 하지만 과거 건축된 구조물의 경우 구조물의 실험 등을 바탕으로 구조물의 실제 성능을 검토하기 어렵다는 문제점이 존재한다. 대부분의 경우 경제적인 여건에 의하여 구조물의 모델링을 바탕으로 수행한 해석에 의존하여 성능평가가 수행하여 왔다. 그러나 해석에 의존한 평가결과 및 보강 절차는 구축한 해석모델에 의존하여 내진성능이 결정되기 때문에 해석의 정확도에 의존하게 된다. 철근콘크리트 구조물의 경우 실제 거동을 정확한 모사하는 해석 모델구축은 매우 어려워 대상 구조물 또는 보강절차의 실제적인 내진성능을 확인하기 어렵다.

내진성능평가의 특성상 실험을 바탕으로 구조물의 내진성능을 정의할 경우 대형 실험체의 제작과 실험에 수반되는 큰 경제적 부담이 있다. 또한, 보강방법에 대한 성능을 규명하고자 할 경우 기존 구조물과 보강 구조물에 대한 비교가 수행되어야하기 때문에 보강방법에 대한 개발을 수행하기 위한 대형 구조의 실험적 연구는 제한적일 수밖에 없다.

본 연구에서는 경제적 부담을 최소화하고 설계 방법에 따라 보강구조 실험을 반복적으로 수행하기 위하여 구조물의 횡하중에 대한 반복적인 응답을 평가할 수 있는 대체골조 시스템을 구축하고자 하였다. Rodgers and Mahin (2009)은 집중소성힌지 모델과 같이 구조부재의 소성힌지 또는 파단이 발생하는 위치에서 파단이 발생할 수 있는 대체골조를 구성 및 연구하였으며, Lignos (2011)는 이를 퓨즈의 형태로 제작함으로써 철골조의 거동을 모사할 수 있는 대체골조 시스템을 구축하였다. 하지만 이러한 선행연구들에서는 퓨즈에서 발생하는 회전강성 및 모멘트강도에 의하여 대다수가 철골조에 대한 모사로 한정되어 있는 문제점이 있다.

본 연구에서는 이러한 선행연구들을 바탕으로 1차 년도 연구에서 언급한 취약한 공공건물의 응답을 모사하는 대체골조 시스템을 구축하고자 하였다. 1차 년도 연구에서는 개별적인 부재의 연성적 거동과 취성적 거동을 퓨즈를 이용한 대체부재를 통하여 재현할 수 있음을 확인한 바 있다.

2차 년도 연구에서는 대체 실험체의 기둥과 보가 만나는 보와 기둥 접합부에 대한 대체부재를 설계 및 실험할수 있도록 계획하였다. 또한, 대체 부재를 내진설계가 수행되지 않은 모델 RC 건물에 적용하여 골조 시스템 실험을 수행하고자 하였다. 골조에서 보와 기둥 단부에 모멘트가 집중되는 현상을 모사할 수 있도록 접합부분에 퓨즈를 적용하도록 하였다. 중간 모니터링을 수행하는 현 시점에서는 실험 수행을 위한 설계 및 실험체 제작이 완료되었으나 시간적 문제로 인하여 실험이 수행되지 않았다. 실험은 10월 까지 완료할 계획이고 실험결과는 최종 보고서에 포함될 것이다. 본 중간 모니터링 연구보고서에는 현재까지 진행한 부분까지 포함하여 기술하였다.

(4-2-1) 대상 공공건물 선정

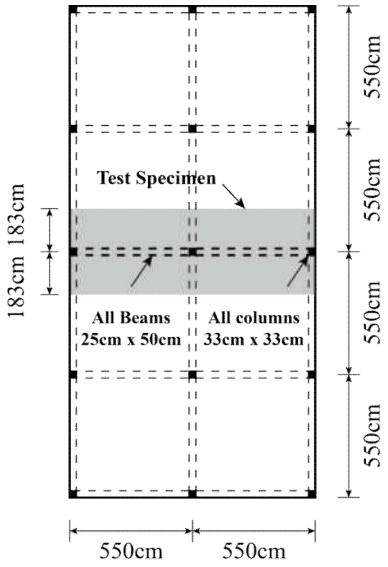
본 연구과제의 대상 골조는 취약한 공공건물이다. 이에 따라 대체 골조 실험체는 취약구조물인 내진설계가 수행되지 않은 앞 절에서 언급한 중력하중만으로 설계된 3층 RC골조를 대상으로 하였다. 이와 같은 중력골조는 철근 상세가 현재와 같이 치밀하지 않기 때문에 지진하중과 같은 횡력에 취약할 것이라고 예측된다. 이는 앞 절에서도 해석을 통하여 기술하였다. 또한, 실제 지진사례에서도 이러한 건물의 기둥부재에서 심각한 손상이 발생한 것을 관측한바 있다. 이러한 건물의 문제점과 안정성 확보를 위하여 본 연구에서는 중력골조를 대상 공공건물로 선정하였다.

본 연구과제에서는 대상구조물로 그림 4.2.1에 나타내었다. 본 연구에서는 이전 절의 그림 3.2.3에 나타난 대

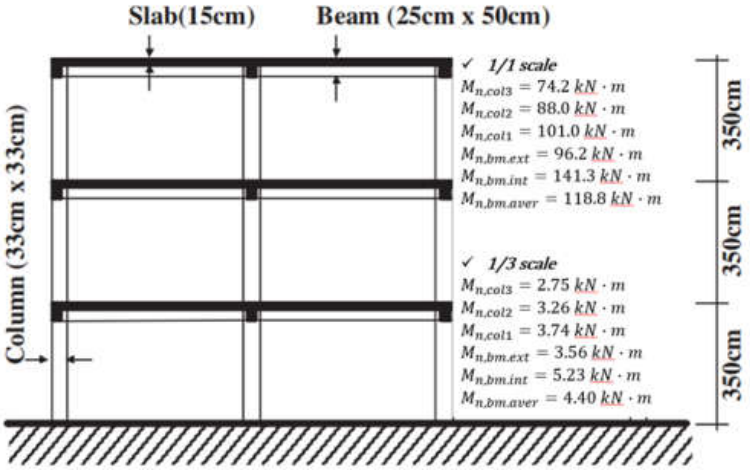
상골조는 3층이고 양방향 3경간과 4경간을 보우하고 있으나, 실험실 여건을 고려하여 2경간과 3경간을 갖는 3층 실험체로 축소하여 설계 및 제작하였다 (그림 4.2.1). 계산된 설계모멘트강도와 휨강성은 각각 표 4.2.1에 제시되어 있다. 본 연구에서는 실험 규모상 실체 스케일의 실험체에 대한 실험수행의 한계치가 있기 때문에 1/3 스케일로 실험체 계획 및 제작을 수행하였으며, 이에 따라 강성과 강도를 표 4.2.1에 제안된 1/3 스케일 값으로 적용하였다.

표 4.2.1 설계모멘트강도 및 휨강성

부재	모멘트 강도 $(kN \cdot m)$		휨강성 (EI) $[kN \cdot m^2]$	
	1/1 scale	1/3 scale	1/1 scale	1/3 scale
기둥	59.7	2.21	2.25e+4	278.0
보	118.8	4.40	5.93e+4	732.5
보/기둥 비율	1.99		2.64	



(a) 대상건물의 평면도



(b) 대상건물의 입면도

그림 4.2.1 대상 공공건물

(4-2-2) 해석을 통한 실험체 설계 수행

대체 골조 실험체는 집중소성힌지의 개념을 바탕으로 프레임의 비선형 거동이 가장 크게 발생하는 보 및 기둥의 끝단 또는 소성모멘트의 발현 지점을 교체 가능한 퓨즈로 대체하여 골조의 거동을 모사하는 실험체이다. 대체골조 실험체의 각 부재에 대한 실제 성능시험은 1차 년도 연구에서 수행한 바 있다. 본 연구에서 계획한 실험체의 소성힌지는 크게 접합위치의 핀 접합, 상단과 하단에 위치한 퓨즈로 구성된다. 대체 구조 부재 실험체의 개략적인 개요도는 그림 4.2.2와 같다. 대체 부재는 구조물의 모멘트가 집중되는 위치에 그림에 표기된 힌지가 위치하도록 설계되며, 해당 힌지의 상, 하부에 설치된 퓨즈가 대상 구조물의 모멘트 강도를 모사한다.

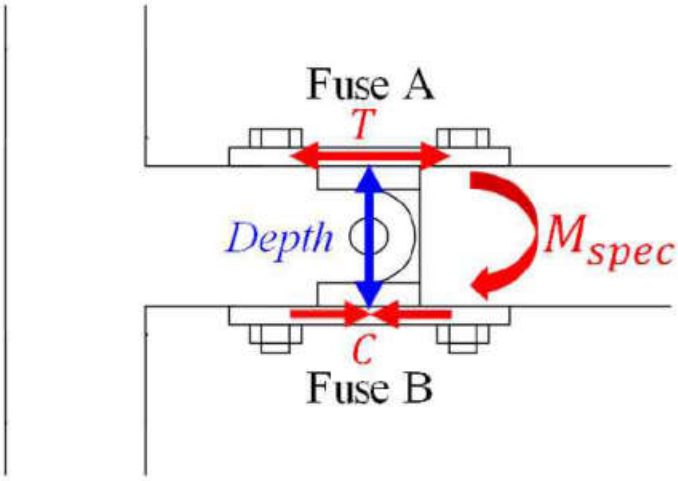


그림 4.2.2 대체 구조부재 실험체의 모멘트강도 매커니즘

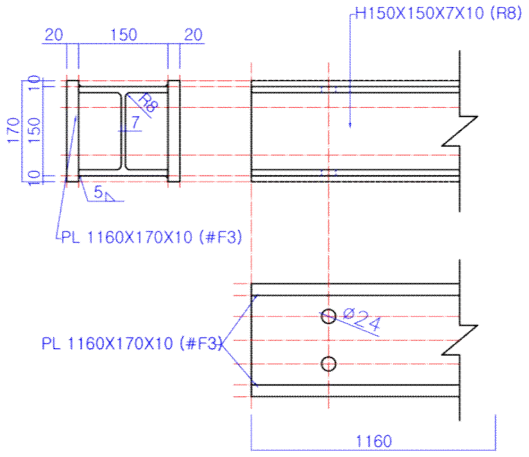
예를 들어, 부재의 변형이 발생하고 이로 인하여 상하단에 위치한 퓨즈에 인장력 (T) 또는 압축력 (C)이 발생하면, 이 둘의 관계로 인하여 우력모멘트 (M_{spec})가 발생한다. 압축과 인장 퓨즈의 적절한 강도와 강성을 조절하여 실제 구조부재의 내력과 강성을 모사하게 된다.

이상적인 힌지의 경우, 이 부분에서 발생하는 휨모멘트가 0이기 때문에 오로지 퓨즈의 제원과 퓨즈 사이의 거리에 의해 모멘트 강도가 결정된다. 따라서 대상 구조물의 모멘트 성능을 정확하게 모사하기 위해서는 각 퓨즈의 설계를 통하여 항복하중과 좌굴하중을 산정하고, 이에 따른 모멘트 강도를 결정할 수 있어야 한다.

본 연구에서는 대체 구조 부재 실험체의 퓨즈 설계를 위하여 재료강도, 두께, 폭, 그리고 스페이서의 두께를 변수로 설계를 수행하였다. 또한, 실험에서는 지진하중과 중력하중의 효과를 어떻게 적절하게 모사하는지가 중요하다. 층에 분포하는 하중을 나타내기 위한 질량판을 설계 및 제작하였다.

선행연구들에서는 대체골조가 철골구조물의 응답을 모사하도록 유도하기 위하여 구조부재의 강성에 맞춰 보 및 기둥부재와 퓨즈의 강성비를 맞추는 방법을 적용하였다. 본 연구에서는 기존 해석모델 연구에서 사용하는 방법을 바탕으로 대체골조시스템을 구성하였다. 구성 절차는 다음과 같다: (1) 구조부재의 길이를 모사하는 보 및 기둥부재는 퓨즈의 회전강성 및 강도보다 높은 부재를 사용하였다. (2) 구조부재의 회전강성 및 소성모멘트강도는 퓨즈를 통하여 모사하였다. (3) 퓨즈 및 보와 기둥부재의 강성을 바탕으로 조합하여 실제 구조부재의 소성모멘트와 강성을 모사하였다.

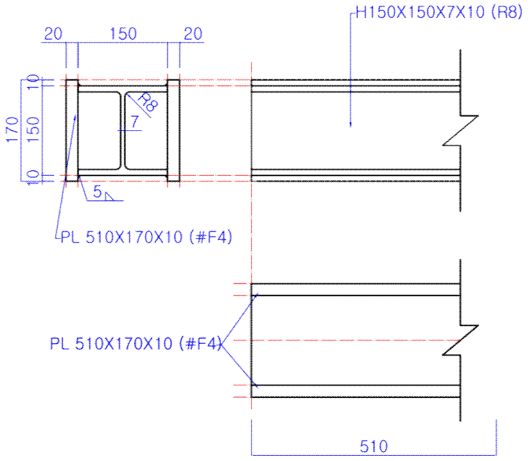
보와 기둥은 H-150X150X7X10 ($\mathrm{H}-H\times B\times t_f\times t_w$)의 단면을 가진 H형강을 사용하여 계획하였으며, 이는 퓨즈에 비하여 상대적으로 강성 및 강도가 매우 크다. 해당 형강의 물성치는 아래의 표 4.2.2에 나타내었다. H형강은 넓고 두꺼운 플랜지와 얇은 복부판로 구성되어 성능이 우수한 반면 비틀림과 좌굴에 취약하다는 단점을 갖고 있다. H형강의 국부좌굴, 횡-비틀림좌굴 로 인한 휨부재 강도의 저감을 해결하기 위하여 H형강 보와 기둥에 각각 PL-1160X170X10, PL-510X170X10 ($\mathrm{PL}-l_w\times w_w\times t_w$)의 판을 용접으로 접합하였다. 단면 상세는 그림4.2.3과 같다. 여기서 H : H형강의 높이 (mm), B : H형강의 폭 (mm), t_f : H형강의 플렌지 두께 (mm), t_w : H형강의 웨브 두께 (mm), l_w : 용접판의 길이 (mm), w_w : 용접판의 폭 (mm), t_w : 용접판의 두께 (mm)이다.



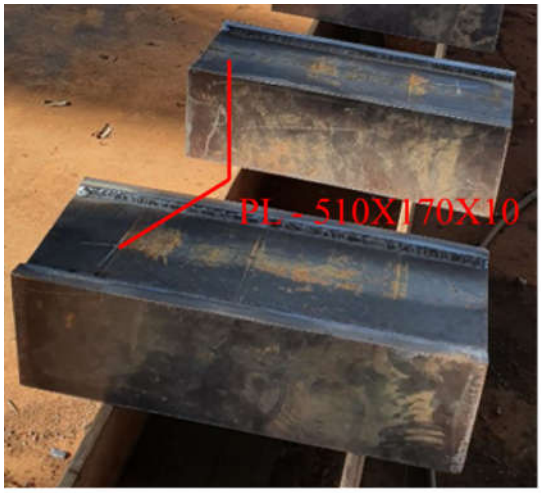
(a) 보 부재 도면 상세



(b) 보 부재 조립 상세



(c) 기둥 부재 도면 상세



(d) 기둥 부재 조립 상세

그림 4.2.3 보 및 기둥부재 도면 및 조립 상세

표 4.2.2 H-150X150X7X10 단면 물성치

호칭치수 [mm]	표준단면치수 [mm]				단면적 [cm^2]	단위무게 [kg/m]
	H × B	t_w	t_f	r	A	W
150X150	150X150	7	10	11	40.14	31.5

단면2차모멘트 [cm^2]		단면2차반지름 [cm]		단면계수 [cm^3]	
I_x	I_y	r_x	r_y	Z_x	Z_y
1,640	563	6.39	3.75	219	75.1

구조부재의 응답을 모사하는 퓨즈는 각각의 퓨즈가 저항할 수 있는 인장력 및 압축력을 바탕으로 설계하였다. 여기에서, 인장력을 받는 퓨즈의 경우 항복 이후에도 변형 경화영역까지 하중을 저항할 수 있는 반면 압축력을 받는 퓨즈의 경우 좌굴 이후에는 하중에 거의 저항하지 못한다.

압축재는 항복, 탄성좌굴, 비탄성 좌굴의 총 3가지의 파괴모드를 갖게 되며 다음의 식으로 하중을 계산할 수 있으며, 그림 4.2.4와 같이 나타낼 수 있다.

- 압축력 항복 :

$$P_n = F_y A_g \quad \text{(식 4.2.1)}$$

P_n : 압축강도 [kN]

F_y : 강재의 항복강도 [MPa]

A_g : 부재전체의 단면적 [mm^2]

- 비탄성 좌굴 : 강재의 세장비가 한계 세장비 보다 작아지는 경우 압축재는 비탄성 좌굴의 거동을 보인다. 그때의 좌굴하중은 아래의 식과 같다.

$$\frac{KL}{r} \leqq 4.71\sqrt{E/F_y} \quad , \quad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} \times F_y \quad \text{(식 4.2.2)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{(식 4.2.3)}$$

F_{cr} : 좌굴하중 [MPa]

F_e : 오일러응력 [MPa]

F_y : 강재의 항복강도 [MPa]

- 탄성 좌굴 : 강재의 세장비가 한계 세장비 보다 클 경우 압축재는 탄성 좌굴의 거동을 보이며, 그때의 좌굴하중은 아래의 식과 같다.

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y} \quad , \quad F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{(식 4.2.4)}$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{(식 4.2.5)}$$

본 연구에서는 부재의 비탄성좌굴 거동을 모사하기 위한 단면을 설계하였다. 부재거동에 가장 큰 영향을 미치는 요소는 세장비로 퓨즈의 두께가 가장 큰 변수로 작용하게 된다. 퓨즈의 두께가 부재의 파괴모드에 어떠한 영향을 미치는지 알아보기 위해 퓨즈의 길이와 강재의 항복강도를 일정한 값으로 고정한 후 두께변화에 따른 압축하중을 계산하였다. 계산 결과 10mm 미만 두께인 10mm, 6mm에서 강재는 비탄성거동을 하는 것으로 평가되었고, 이 두 종류의 두께를 퓨즈의 두께로 선정하였다.

실험에 사용될 퓨즈의 제원을 결정하기 위하여 본 연구에서는 힌지 부분에서 발생하는 모멘트강도와 강성을 계산하였다. 하중이 발생함에 따라 생기는 각도, 유효단면의 길이, 힌지 중심부와 퓨즈와의 거리 등의 변화를 기하학적 성분으로 나타내었고, 응력과 변형도 관계를 고려하여 모멘트강도를 산출하였다. 모멘트는 하중과 거리의 곱으로 나타낼 수 있기 때문에 퓨즈의 두께와 스페이서의 두께를 포함한 퓨즈 사이의 거리가 중요한 변수가 된다. 앞서 비탄성거동을 모사하기 위한 설계에서 퓨즈의 두께가 고정된 값을 갖기 때문에 설계모멘트 강도를 발현시키기 위한 퓨즈의 단면을 결정하는 데에 있어 퓨즈의 폭과 스페이서의 두께만이 변수로 작용하게 된다. 퓨즈의 모멘트 강도와 변형각을 산출하는 절차는 그림 4.2.5에 나타내었다.

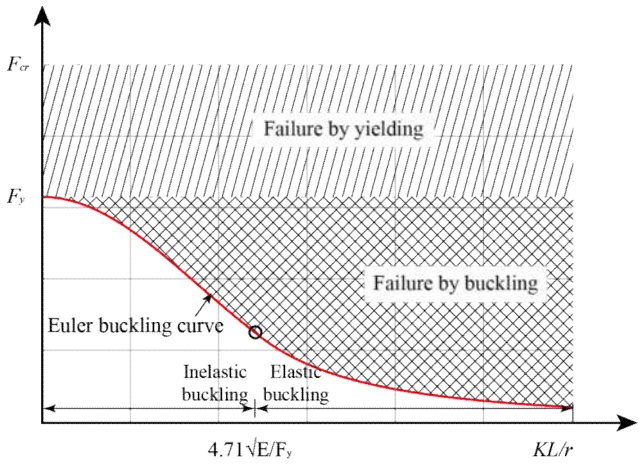


그림 4.2.4 압축재의 파괴모드

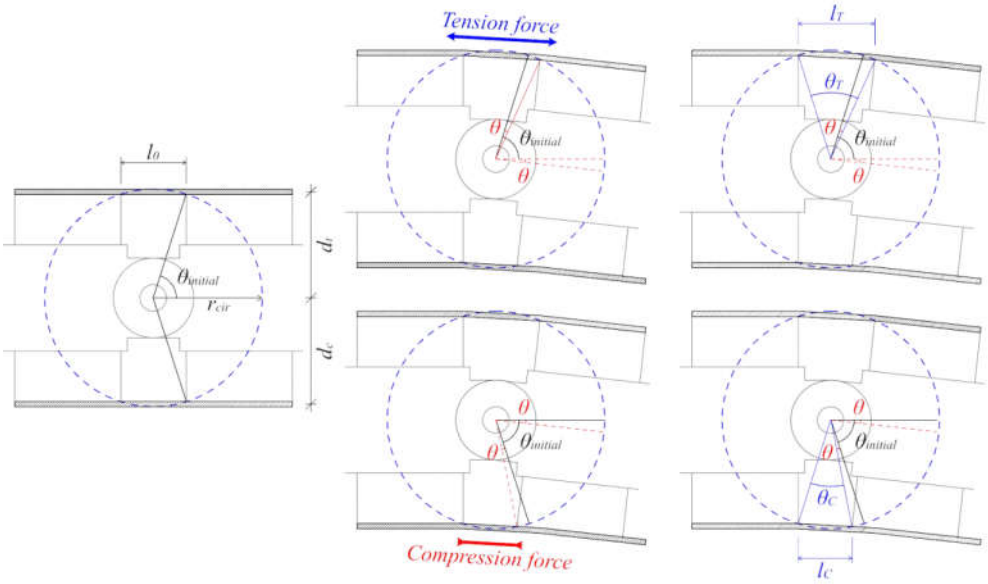


그림 4.2.5 힌지와 퓨즈의 반응 메커니즘

그림 4.2.5는 접합부와 스페이서 및 검은색 실선으로 나타낸 퓨즈의 발생한 변형각에 따른 하중 및 변형을 나타내고 있다. 접합부의 핀 및 부재와 스페이서는 강체로써 거동하며, 이로 인하여 중앙부에서 퓨즈가 물려 있는 스페이서의 끝단까지의 거리는 파란색 파선으로 표기된 원의 반지름 r_{cir}로 일정하게 유지된다. 각 퓨즈의 변형 전 초기 길이와 중앙부에서 인장 및 압축 퓨즈까지의 거리는 각각 l_0, d_t, d_c로 나타내었다.

그림 4.2.5에 나타낸 바와 같이 우측 부재가 하단으로 θ의 변형각이 발생할 경우 하단부와 상단부의 퓨즈에서에 각각 압축력과 인장력이 발생하게 된다. 부재 끝단에 하중이 작용할 때 생기는 인장측과 압축측에서의 각도 변화를 식 4.2.6과 4.2.7와 같이 나타낼 수 있다. 추후 계산의 편의성을 위하여 인장측과 압축측 퓨즈 양끝단 아이의 각도의 절반을 θ_T', θ_C'로 표기하였다.

$$\theta_T = \pi - 2\theta_i + \theta = 2\theta_T' \quad \text{(식 4.2.6)}$$

$$\theta_C = \pi - 2\theta_i - \theta = 2\theta_C' \quad \text{(식 4.2.7)}$$

θ_T : 인장측 퓨즈 양끝단 사이의 각도 [rad]

θ_C : 압축측 퓨즈 양끝단 사이의 각도 [rad]

그림 4.2.6과 같이 변형각이 생길 때 퓨즈 양끝단 사이의 회전각에 변화가 발생하면서 퓨즈 자체의 유효길이 및 중앙부에서 각 퓨즈와의 거리는 아래의 수식 4.2.8 – 4.2.11과 같이 변화하게 된다.

$$l_T = 2 \times r_{cir} \times \sin\theta_T' \quad \text{(식 4.2.8)}$$

$$l_C = 2 \times r_{cir} \times \sin\theta_C' \quad \text{(식 4.2.9)}$$

$$d_T = r_{cir} \times \cos\theta_T \quad \text{(식 4.2.10)}$$

$$d_C = r_{cir} \times \cos\theta_C \quad \text{(식 4.2.11)}$$

l_T : 변형 발생 후 인장측 퓨즈의 길이 [mm]

l_C : 변형 발생 후 압축측 퓨즈의 길이 [mm]

d_T : 변형 발생 후 힌지 중앙부에서 인장측 퓨즈 중앙부까지의 길이 [mm]

d_C : 변형 발생 후 힌지 중앙부에서 압축측 퓨즈 중앙부까지의 길이 [mm]

퓨즈에 변형이 발생할 경우 내부에 변형률에 따른 응력이 발생하게 된다. 이때 발생하는 응력은 훅의 법칙에 따라 산출할 수 있으며, 발생한 응력을 바탕으로 퓨즈에 작용하는 인장력과 압축력을 산출할 수 있다. 퓨즈 부재에 발생하는 변형과 하중은 수식 4.2.12 – 4.2.15을 사용하여 산출할 수 있다. 이때, E의 값은 일정한 값으로 고정되기 때문에 인장력과 압축력은 오직 단면적 (A_x) 만이 변수로 작용하게 된다.

$$l_T - l_o = \int_0^{l_o} T/A_x E dx \quad \text{(식 4.2.12)}$$

$$l_C - l_o = \int_0^{l_o} C/A_x E dx \quad \text{(식 4.2.13)}$$

$$T = (l_T - l_o) \times E / \int_0^{l_o} 1/A_x \, dx = -(2r_{cir} \times \cos(\theta_{initial} - \theta/2) - l_o) \times E_s / \int_0^{l_o} 1/A_x dx \quad \text{(식 4.2.14)}$$

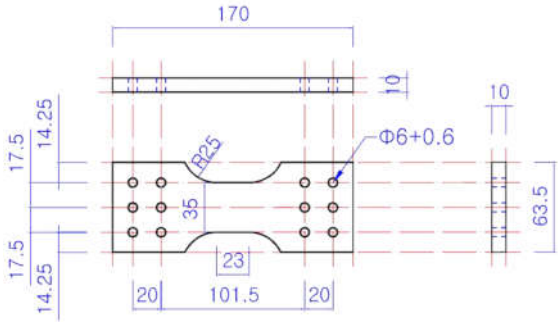
$$C = (l_C - l_o) \times E / \int_0^{l_o} 1/A_x \, dx = -(2r_{cir} \times \cos(\theta_{initial} + \theta/2) - l_o) \times E_s / \int_0^{l_o} 1/A_x dx \quad \text{(식 4.2.15)}$$

위와 같이 부재 끝단에 하중이 가해짐에 따라 변화하는 인장 및 압축측에서의 유효길이, 각도, 퓨즈까지의 거리의 변화와 훅의 법칙을 이용하여 퓨즈의 영향면적에 작용하는 인장력과 압축력을 구할 수 있다. 이를 하중과 거리와의 곱으로 퓨즈에 작용하는 모멘트강도를 계산할 수 있고, 수식 4.2.10, 4.2.11, 4.2.14와 4.2.15를 이용하여 아래의 4.2.16을 θ에 대한 수식으로 정리함으로써 강성에 대한 수식으로 변경할 수 있으며 본 연구에서는 강도 및 강성에 대한 관계식을 바탕으로 퓨즈와 접합부의 물성치를 정의하였다.

$$M = T \times d_T + C \times d_c \quad \text{(식 4.2.16)}$$

결정된 퓨즈의 단면은 그림 4.2.6과 같다. 또한 그림 4.2.6에 제작된 실험체의 사진과 강체로 거동하며 퓨즈의 인장강도와 좌글로 인한 압축강도만으로 내력모멘트를 모사할 수 있다. 또한 모멘트 강도에 도달할 때의 변형각을 식 4.2.14와 4.2.15을 이용하여 역산할 수 있고, 강도와 변형각의 값을 알면 강성을 계산할 수 있다. 그림 4.2.7은 본 연구에서 접합부를 강체로 거동할 수 있도록 설계한 접합부의 조립도면과 기둥 및 보 퓨즈의 조립도를 보여주고 있다.

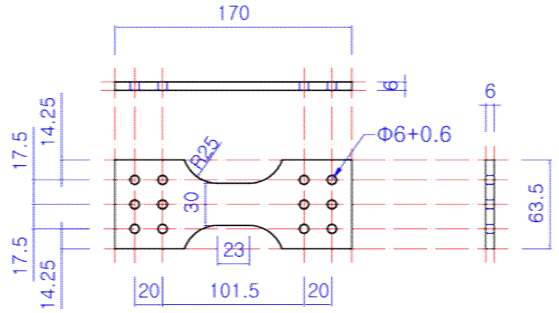
표 4.2.3은 최종 결정된 퓨즈 물성치를 나타내고 있으며 표 4.2.4는 요구 모멘트 및 강성과 퓨즈 모멘트 및 강성을 보여주고 있다. 표에 나타낸 바와 같이 설계된 퓨즈의 모멘트강도의 오차가 10% 미만의 오차로 굉장히 유사한 값을 보유한 것을 확인할 수 있다. 다만 강성의 경우 개발한 대체골조 시스템은 강성과 모멘트강도 및 변형각의 연관성이 굉장히 큰 점에 따라 목표한 설계값의 차이가 발생한 것을 확인할 수 있다. 모멘트강도의 경우 제작 가능한 판재의 두께 등 현실적인 문제로 인하여 10% 미만의 약간의 차이를 보였으나, 모멘트 강도 값 및 모멘트비가 유사하여 콘크리트의 전체적인 거동을 모사할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 보 퓨즈 도면 상세 $(t=10mm)$



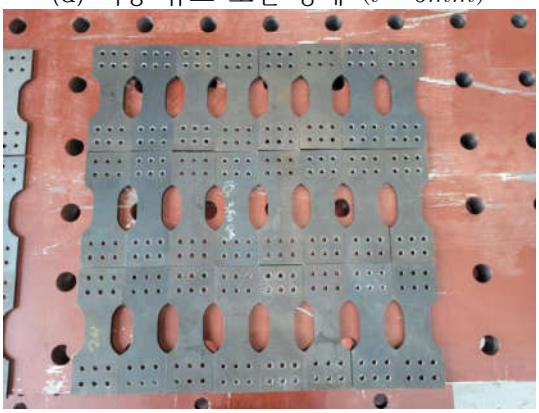
(b) 보 퓨즈두께 실측 $(t=10mm)$

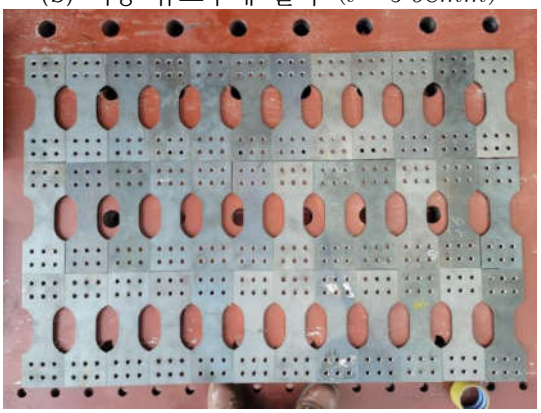


(d) 기둥 퓨즈 도면 상세 $(t=6mm)$

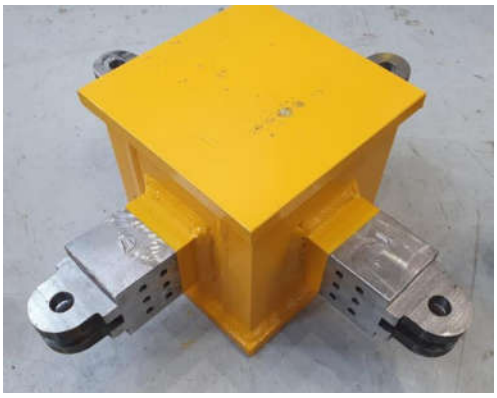


(b) 기둥 퓨즈두께 실측 $(t=5.98mm)$





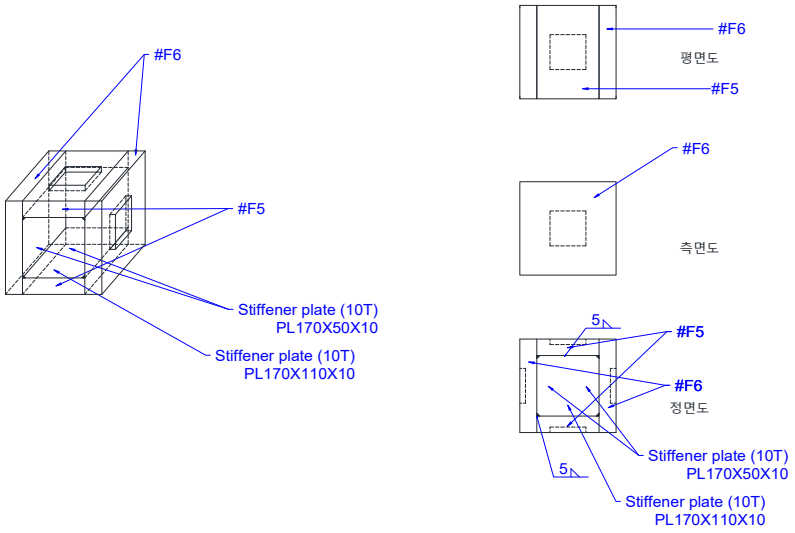
(e) 퓨즈 실험체 사진



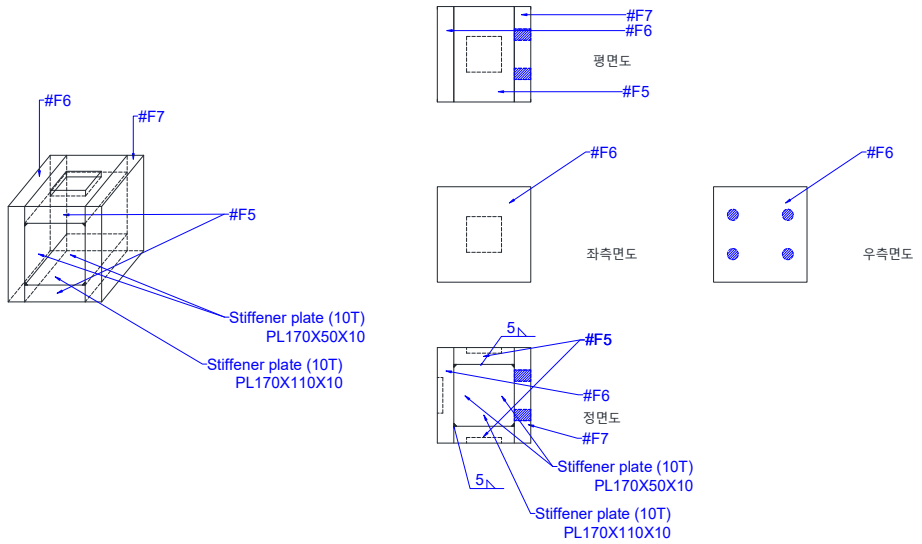


(f) 체결부위 실험체 사진

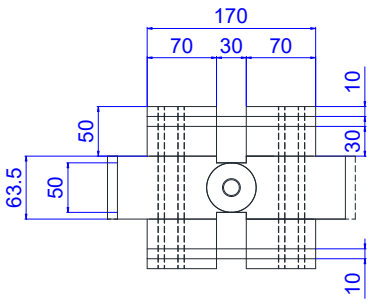
그림 4.2.6 퓨즈 도면 상세와 퓨즈 및 체결부위 실험체 사진



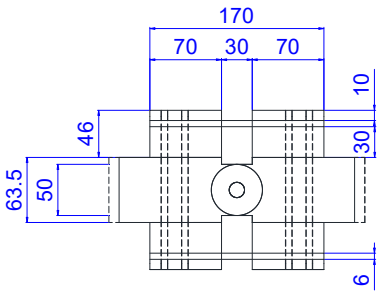
(a) 접합부 조립 상세도면 1 (A,B)



(b) 접합부 조립 상세도면 2 (C)



(d) 보 퓨즈 조립 상세도면



(e) 기둥 퓨즈 조립 상세도면

그림 4.2.7 접합부 및 퓨즈 조립 상세도면

표 4.2.3 퓨즈 물성치

	t_s [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	θ_y [rad]	M_y [kN • m]	M_c [kN • m]	EI [kN • m/rad]
보	30	3.2	40	0.00553	4.217	4.75	762.6
기둥	30	3.2	30	0.00484	2.531	2.75	522.9

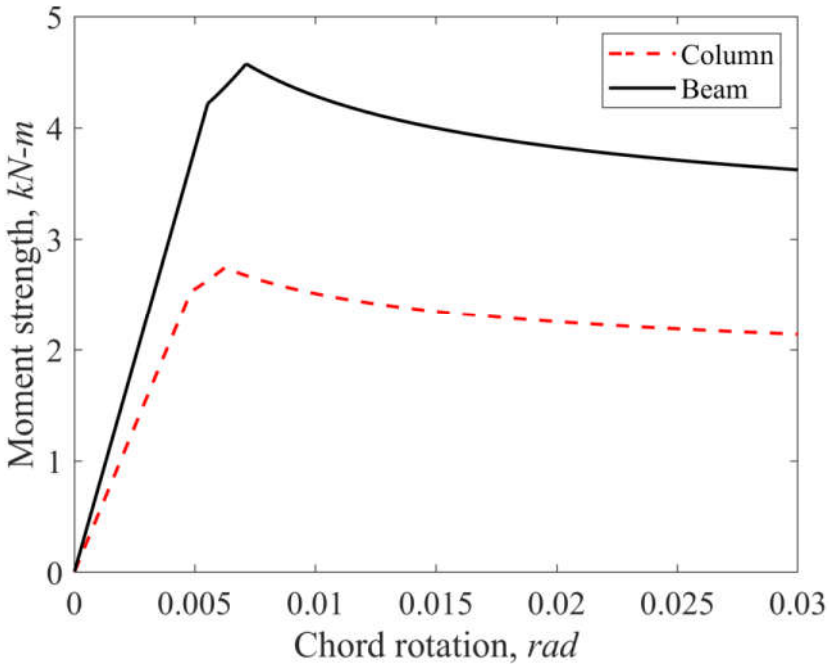


그림 4.2.8 해석을 통한 기둥 및 보의 모멘트 강도

표 4.2.4 요구모멘트 (M_{target}) 및 요구강성 (K_{target})과 퓨즈모멘트 (M_{fuse}) 및 퓨즈강성 (K_{fuse})

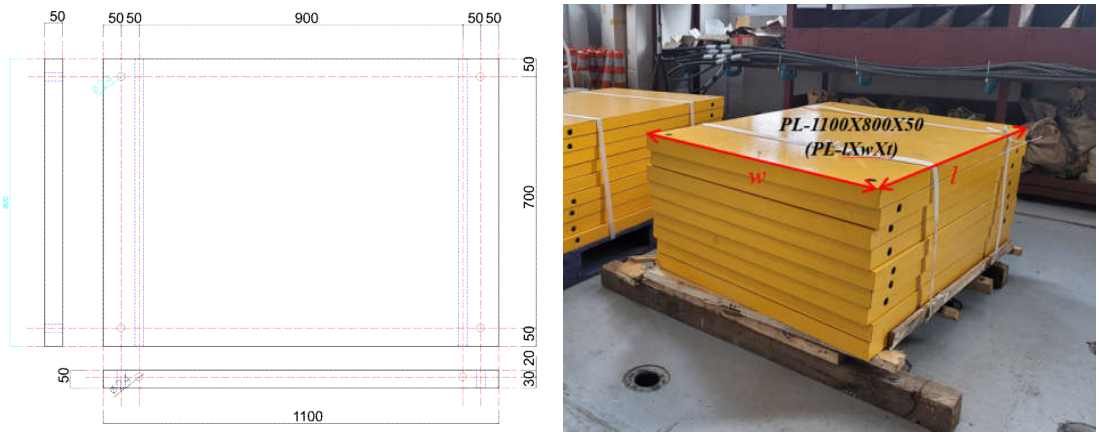
부재	모멘트 강도		단부회전강성 ($6EI/L$)	
	M_{target} [kN • m]	M_{fuse} [kN • m]	K_{target} [kN • m/rad]	K_{fuse} [kN • m/rad]
기둥	2.40	2.75	571.6	522.9
보	4.60	4.75	1129.2	762.6
보/기둥 비율	1.77	1.72	1.98	1.46

추가적으로, 실험에서는 지진하중과 중력하중의 효과를 어떻게 적절하게 모사하는지가 중요하다. 본 실험에서는 동적하중을 사용하지 않기 때문에 질량에 의한 하중은 발생하지 않지만, 횡하중에 의한 변형이 야기하는 $P-\Delta$ 효과가 발생하기 때문에 각 층에 분포하는 하중을 나타내기 위한 질량판을 설계 및 제작하였다. $1.05D+0.25L$의 하중조합을 사용하여 축척별 요구되는 하중을 산출하였고, 이에 따라 각 층에 작용하는 고정하중과 활하중의 분포를 표 4.2.5에 나타내었다.

물체의 전체 질량은 물체의 밀도와 전체 부피의 곱으로 나타낼 수 있기 때문에 질량판을 설계함에 있어 강재의 밀도 (ρ), 질량판의 길이 (l_{mass}), 두께 (t_{mass}), 폭 (w_{mass})이 변수로 작용하게 된다. 각 변수에 대한 관계를 바탕으로 아래의 그림 4.2.9의 질량판을 설계하였으며, 밀도는 강재의 고유밀도인 $8050\,kg/m^3$의 값을 사용한다. 질량판의 크기가 큰 만큼 질량만은 골조 내에서 타 부재와의 간섭이 발생하지 않아야 하며, 이에 따라 보 및 기둥 부재보다 작은 길이의 1100mm와 800mm로 판의 길이와 폭이 결정되었다. 두께의 경우 질량판의 폭과 길이 및 밀도에 따라 결정하였다. 본 연구에서 대상 공공건물의 물성에 따라 결정된 질량판의 상세 및 제작된 실험체의 사진은 그림 4.2.9에 나타내었다.

표 4.2.5 질량 상세

Scale	Unit	$1.05D+0.25L$	$1.05D+0.25L$ / beam
1/1 scale	kN	367.2	183.6
	kg	37443.4	18721.7
1/3 scale	kN	40.8	20.4
	kg	4160.4	2080.2



(a) 질량판 도면 상세 (b) 질량판 실험체 사진

그림 4.2.9 질량판 도면 상세 및 실험체 사진

(4-2-3) 실험계획

① 재료실험

강재의 비선형 거동 특성을 조사하기 위해 단순 인장 시험과 반복 인장-압축 시험을 계획하였다. 대체 구조 부재 실험체에 사용된 강재는 SS275로 일반구조용 압연 강재이며 KS D 3503 (2018)기준을 따른다. 모든 시험은 상온에서 수행하며, 각각 ASTM E8/E8M (2016)과 ASTM E606/E606M (2012)에 따라 실험을 계획하였다. 모든 시편은 두께가 16mm이하인 No.5 시험편 판재에서 채취하였다. 아래의 그림 4.2.10은 동일형태 및 재질의 시편 3개의의 인장실험 결과를 보여주고 있다. 인장실험 결과에서 나타난 바와 같이 퓨즈 제작에 사용된 강재의 항복 강도는 300MPa, 강성은 약 200,000MPa로 평가되었으며, 연신율 2.5% 이후 강도가 증가하는 것으로 평가되었다.

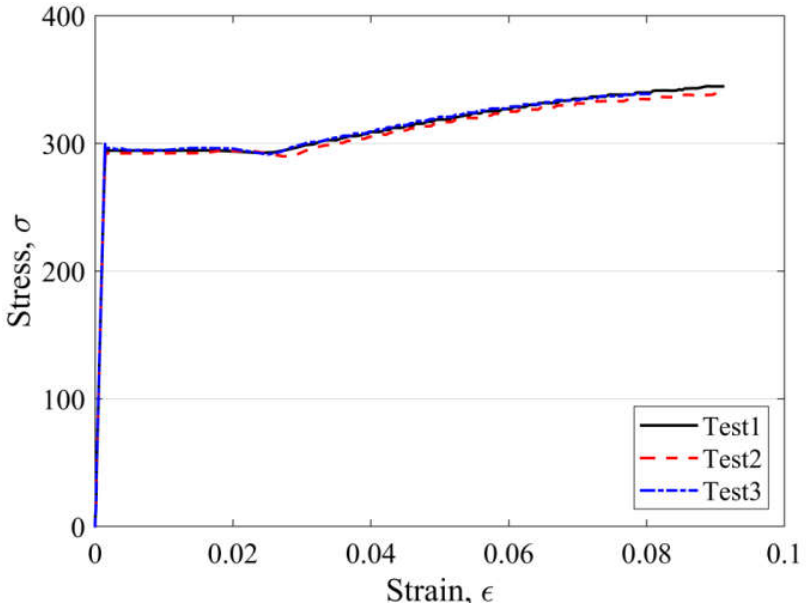


그림 4.2.10 인장실험 결과

② 부재실험

해석을 통해 결정된 보와 기둥의 퓨즈가 대상이 되는 구조부재에서 공칭 모멘트 강도를 모사할 수 있는지 검증하기 위해 4회의 단조가력과 2회의 반복가력 실험을 계획하였다. 본 연구의 대상 보와 기둥의 경우 공칭 모멘트 강도가 $4.4kN \cdot m, 2.21kN \cdot m$이며 대체 구조 실험의 목표한 모멘트 강도에서 오차범위 15% 이내를 만족하는 것을 목표로 했다. 단조 가력 실험의 경우 $0.4mm/\mathrm{sec}$의 가력속도로 변위비 4%까지 가력하고, 반복 가력 실험의 경우 가력속도와 가력 변위비를 표 4.2.6과 그림 4.2.10에 나타내었다. 또한 부재실험 세팅 계획과 상세를 그림 4.2.11과 4.2.12에 각각 나타내었다.

표 4.2.6 부재실험에서의 반복가력 계획 상세

변위비 [%]	0.19	0.27	0.38	0.53	0.74	1.04	1.46	2.04	2.86	4.0
변위 [mm]	2.42	3.39	4.74	6.64	9.30	13.02	18.22	25.51	35.71	50.00
가력속도[mm/sec]	0.4	0.4	0.4	0.6	0.6	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0
Cycle	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-20

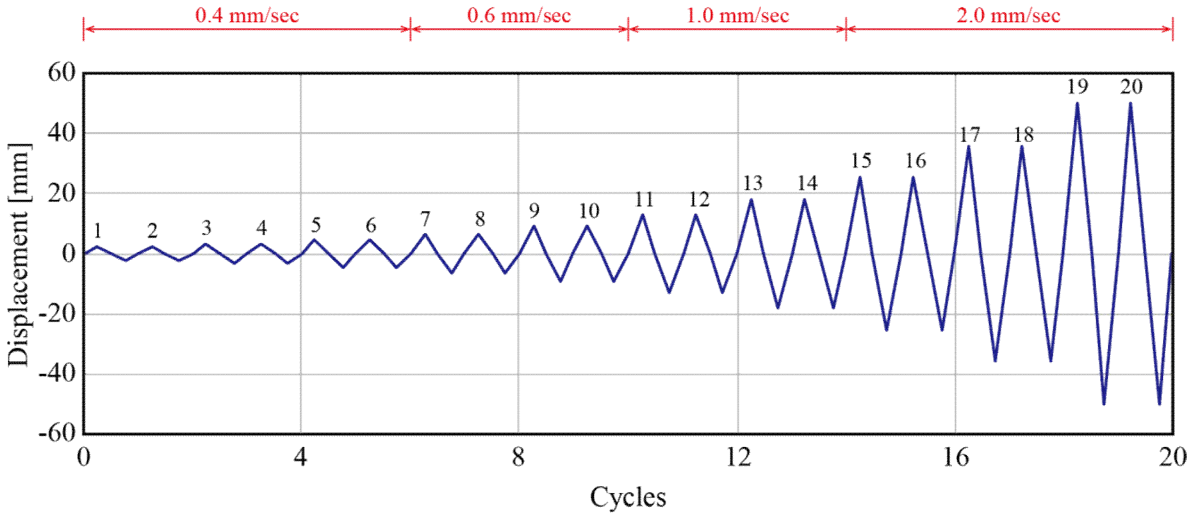


그림 4.2.11 부재실험에서의 반복가력 변위비와 가력속도

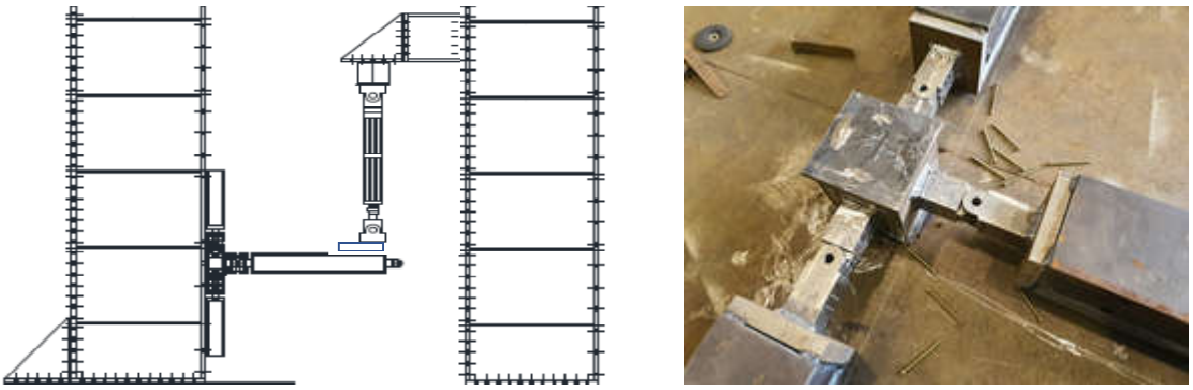
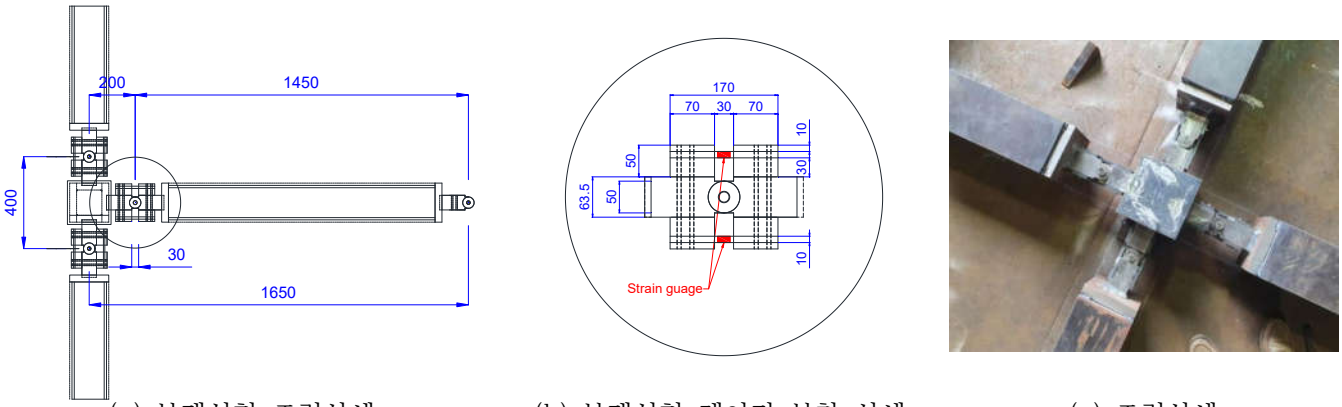


그림 4.2.12 부재실험 세팅계획

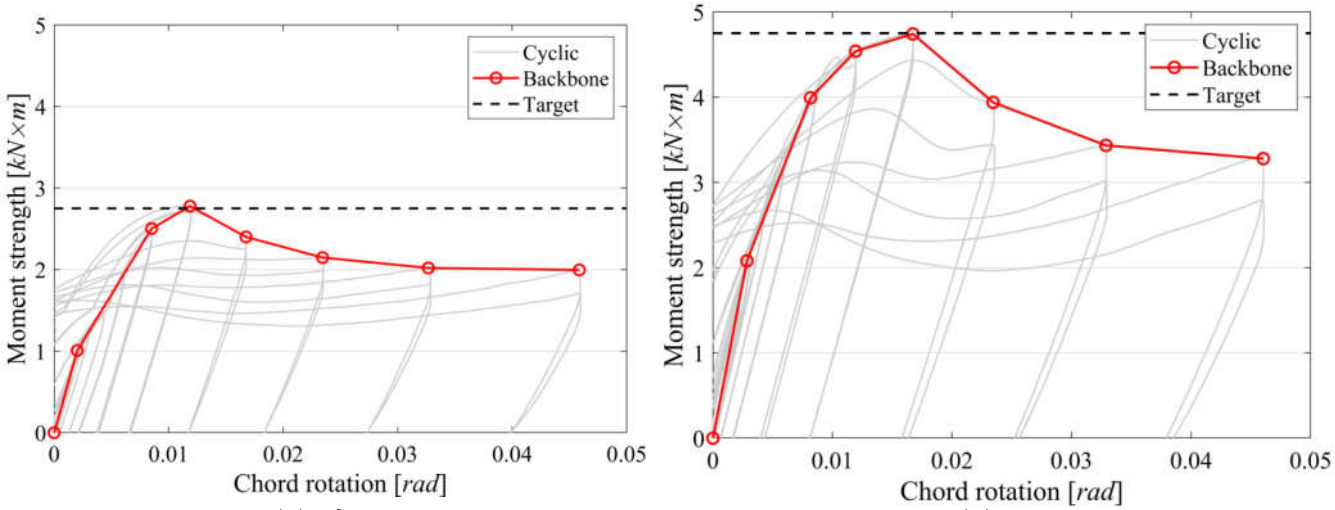


(a) 부재실험 조립상세 (b) 부재실험 게이지 부착 상세 (c) 조립상세

그림 4.2.13 부재실험 조립 및 게이지 부착 상세

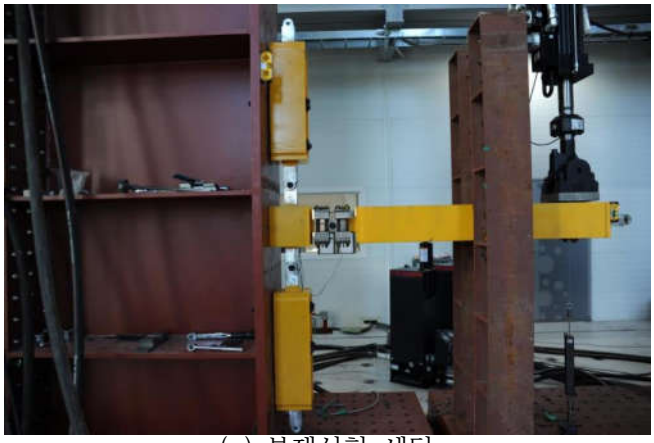
해석을 통해 결정된 보와 기둥의 퓨즈가 대상이 되는 구조부재에서 공칭 모멘트 강도를 모사할 수 있는지

검증하기 위해 4회의 단조가력과 2회의 반복가력 실험을 계획하였다. 본 연구의 대상 보와 기둥의 경우 공칭 모멘트 강도가 4.60kN-m, 2.40kN-m이며 대체 구조 실험의 목표한 모멘트 강도에서 오차범위 15% 이내를 만족하는 것을 목표로 했다. 단조 가력 실험의 경우 0.4mm/sec의 가력속도로 변위비 4%까지 가력하고, 반복 가력 실험의 경우 가력속도와 가력 변위비를 표 4.2.6과 그림 4.2.10에 나타내었다. 또한 부재실험 세팅 계획과 상세를 그림 4.2.11과 4.2.12에 각각 나타내었다.

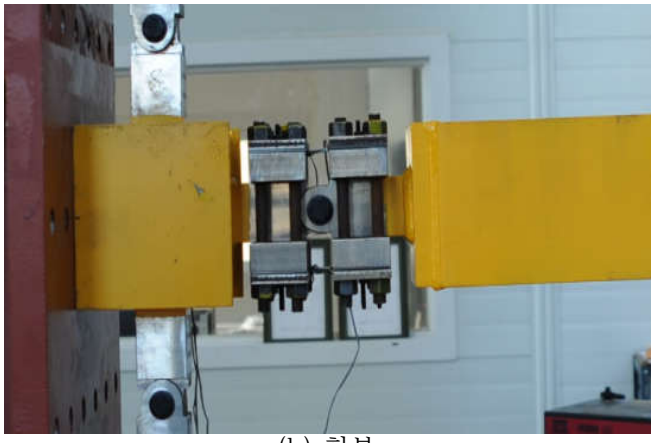


(a) 기둥 (b) 보

그림 4.2.14 대체부재 실험 결과



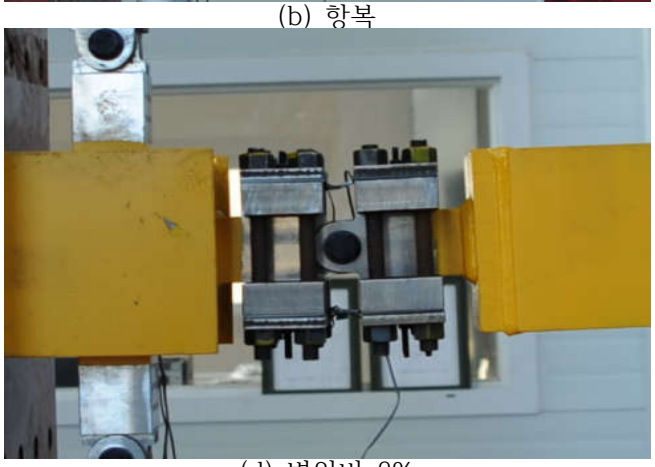
(a) 부재실험 세팅



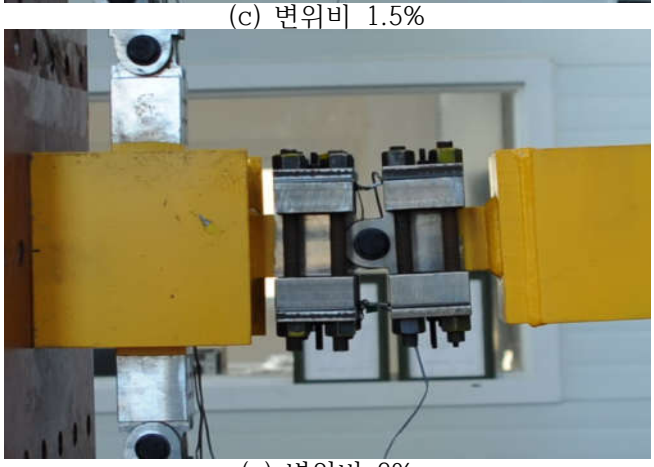
(b) 항복



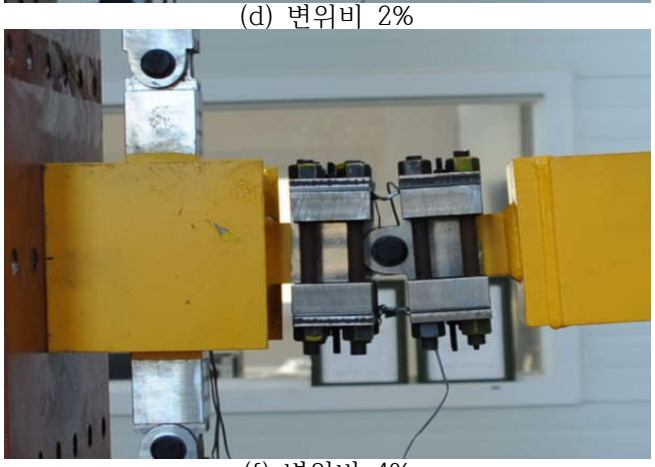
(c) 변위비 1.5%



(d) 변위비 2%

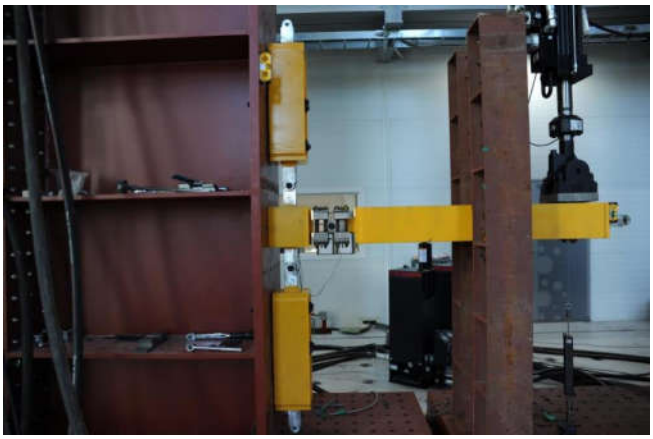


(e) 변위비 3%

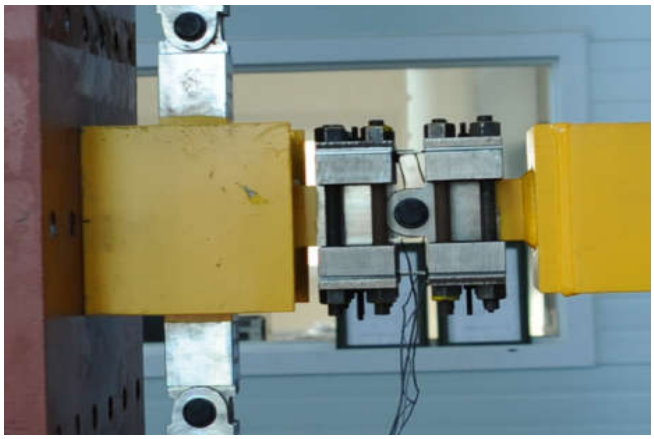


(f) 변위비 4%

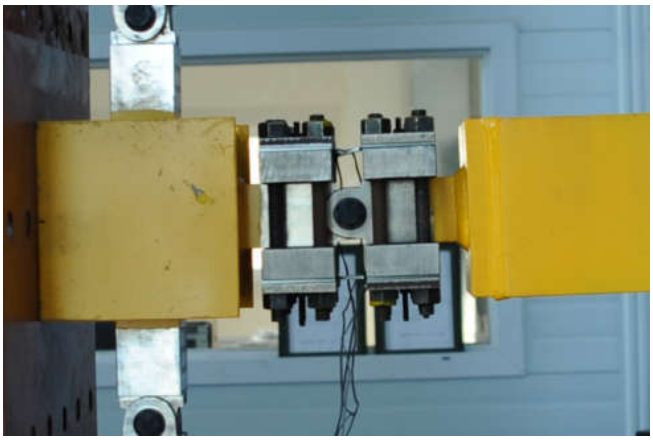
그림 4.2.15 대체부재 기둥 부재실험 결과



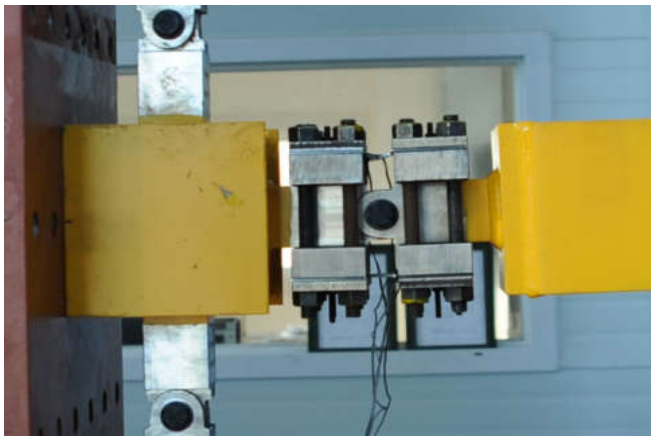
(a) 부재실험 세팅



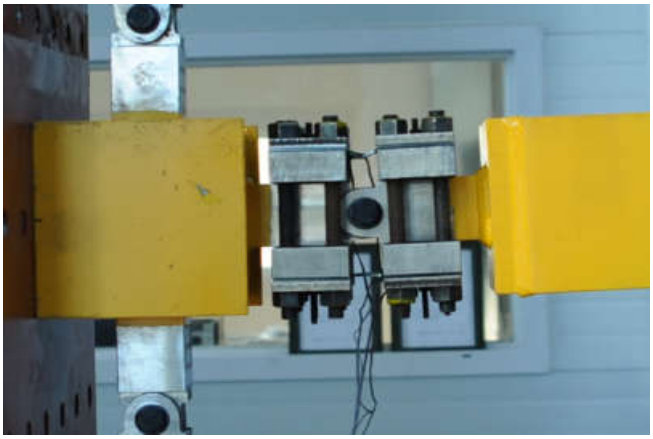
(b) 항복



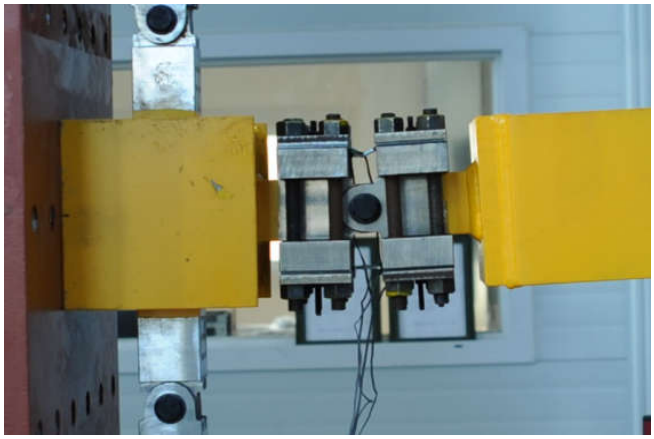
(c) 변위비 1.5%



(d) 변위비 2%



(e) 변위비 3%



(f) 변위비 4%

그림 4.2.16 대체부재 보 부재실험 결과

그림 4.2.14에는 대체부재 실험 결과를 나타내었으며, 그림 4.2.15와 4.2.16에는 기둥과 보 대체부재 실험 세팅 사진과 변위비별 퓨즈의 상세 사진을 나타내었다. 먼저 그림 4.2.14의 대체부재 실험 결과를 보면 보와 기둥 퓨즈 모두 설계 강도와의 오차가 2% 미만으로 매우 작은 오차를 보였으며, 강성의 경우 기둥과 보가 각각 $549.01kN-m/rad, 730.6kN-m/rad$을 보이는 것으로 평가되어 설계 강성과의 오차율 10% 미만의 작은 오차만을 보이는 것으로 평가되었다. 대체부재 실험에서 구조부재에 나타나는 반복하중에 따른 손상(deterioration)은 모사할 수 있는 것으로 평가되었다. 하지만 대체골조가 강재로 만들어져 강재의 특성상 콘크리트 부재에서 보이는 핀칭 (pinching) 현상까지는 모사하지 못하였다. 개발한 대체골조 시스템에 사용되는 대체 부재 같은 경우 저비용으로 시스템 및 골조의 응답을 반복적으로 평가할 수 있다는 점, 그리고 초기 강성 및 강도를 바탕으로 대상 골조의 극심한 비탄성 거동 이전의 거동을 모사할 수 있어 보강성능에 대한 평가를 수행하는 데 있어 큰 장점을 보이는 것으로 판단된다.

③ 골조실험

해석을 통해 결정된 보와 기둥의 퓨즈가 대상이 되는 구조물의 공칭 모멘트 강도를 모사할 수 있는지 검증하기 위해 2회의 반복가력 실험을 계획하였다. 이때, 1회는 보와 기둥의 힌지를 교체해서 실험을 진행하고자

하며, 부재실험과 동일한 모멘트 강도를 목표로 오차범위 내에 결과를 얻을 수 있도록 계획하였다. 보와 기둥의 힌지를 교체하여 실험하는 것은 보가 먼저 항복하는 강기둥 약보를 갖는 건물을 모사하기 위한 것으로, 약기둥 강보를 보유한 대상 건물 실험체의 실험 결과와 비교를 위하여 수행하는 것이다. 층에 작용하는 횡력은 1, 2, 3층에 대해 1차 모드 형상을 따르도록 하기 위하여 각각 1 : 2 : 3의 비율을 유지하도록 한다. 반복가력 실험 시의 가력 변위비는 표 4.2.7과 그림 4.2.17에 나타내었다. 실험체의 세팅 도면 및 조립상세와 게이지 부착 위치는 그림 4.2.18 및 4.2.19에 나타내었다.

표 4.2.7 골조실험에서의 반복가력 계획 상세

변위비 [%]	0.19	0.27	0.38	0.53	0.74	1.04	1.46	2.04	2.86	4.0
보	6.97	9.76	13.66	19.12	26.77	37.48	52.48	73.47	102.86	144.00
Cycle	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-20

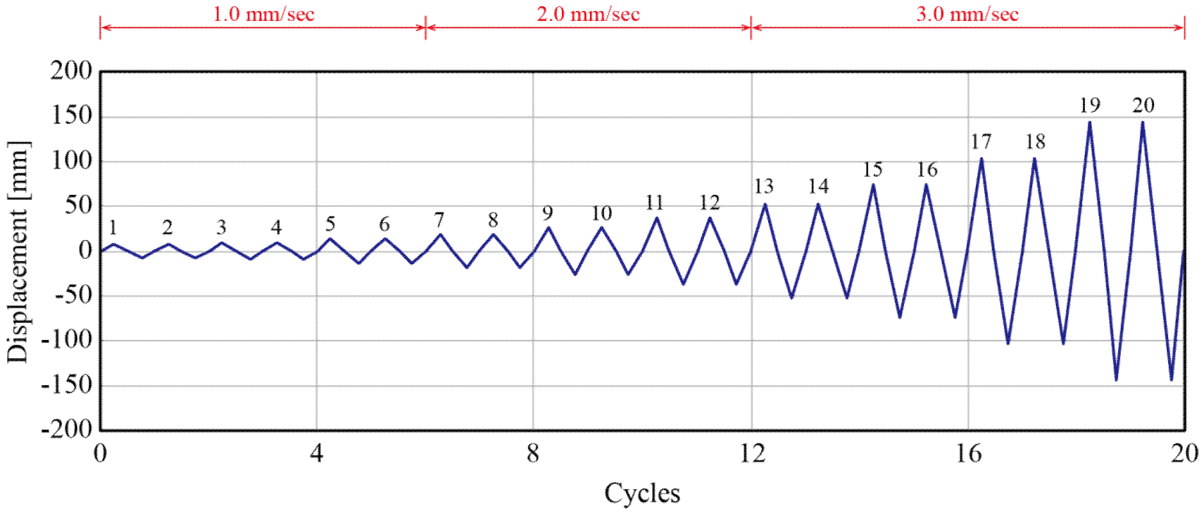


그림 4.2.17 골조실험에서의 반복가력 변위비

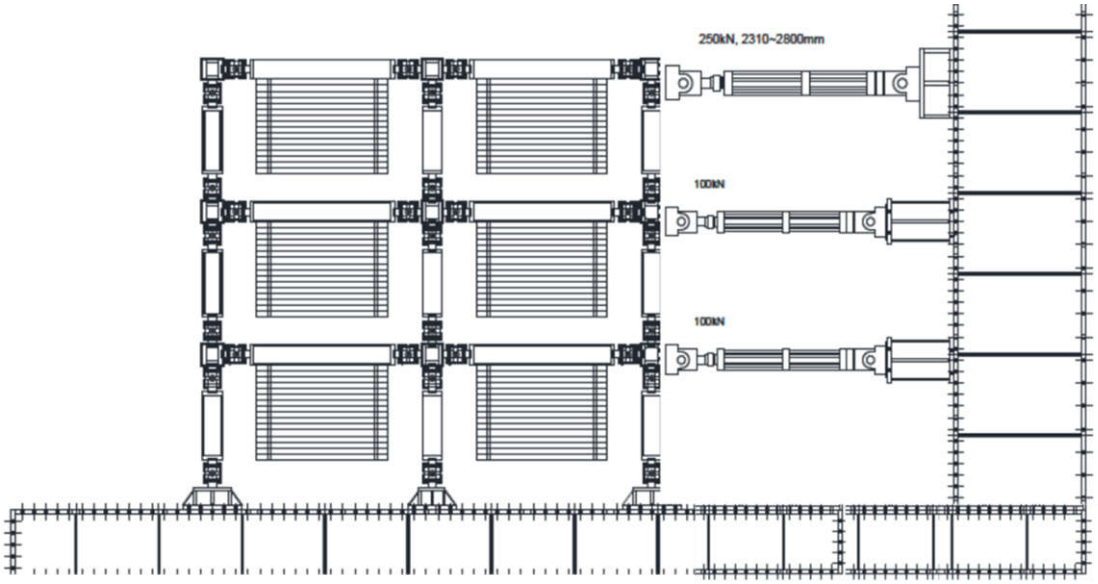


그림 4.2.18 골조실험 세팅도

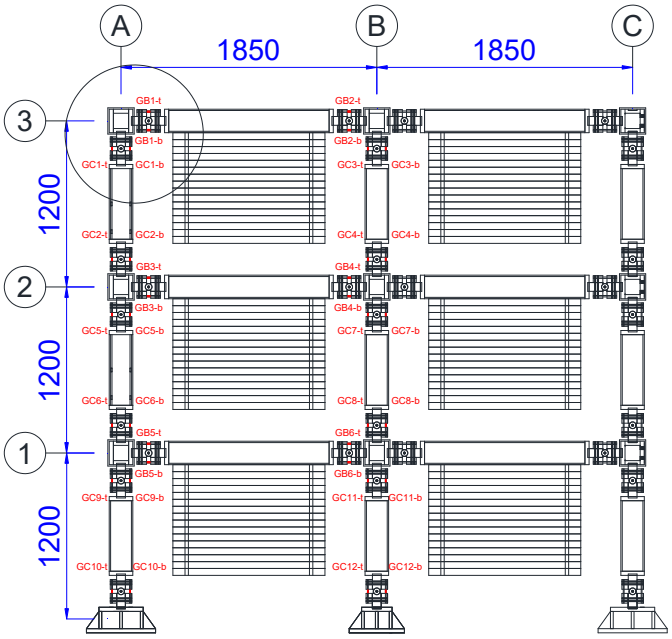
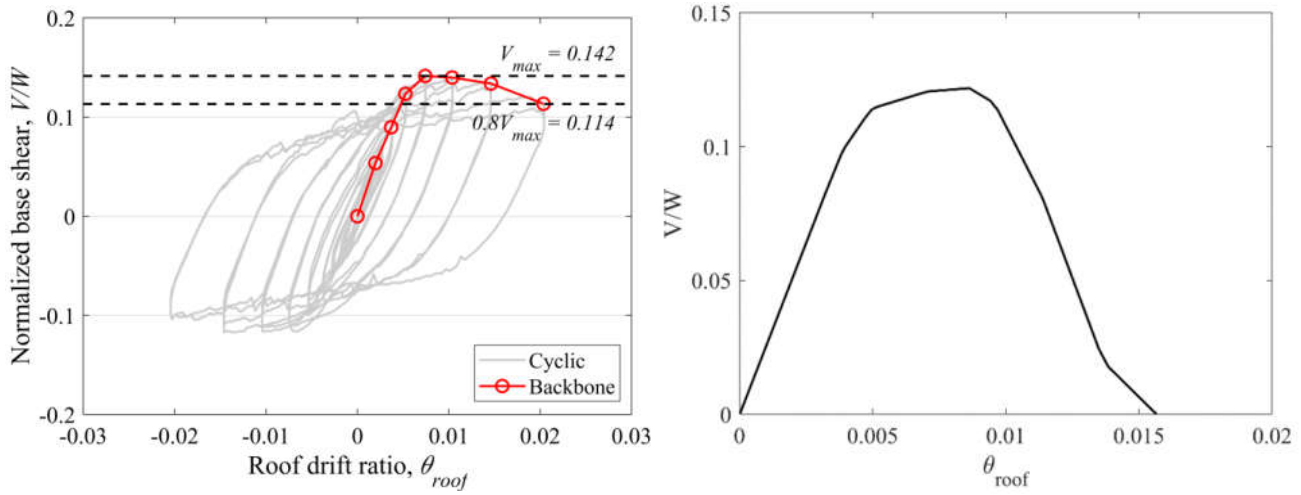


그림 4.2.19 골조실험 게이지 계획 상세



그림 4.2.20 골조 가조립 사진

그림 4.2.21은 상기 기술한 절차에 따른 대체골조 실험을 통하여 평가한 이력곡선 (cyclic curve)와 당해연도 해석모델을 바탕으로 구축한 pushover curve (그림 2.2.2)를 보여주고 있다. 그림 4.2.21에서 가로축과 세로축은 각각 지붕층 층간변위각 (θ_{roof})과 자중으로 정규화 된 밑면전단력 (V/W)이다. 그림에서 볼 수 있듯 실험으로 산출한 최대 정규화 된 밑면 전단력은 0.142로 평가되었으며, 해석모델을 사용하여 평가한 대상 골조의 최대 밑면전단력은 0.130으로 9.3%의 오차를 보이는 것으로 나타났다. 변형능력에 대해서는 대체골조 실험체가 상대적으로 연성적인 성능을 보유한 것으로 평가되었으나, 이는 대체골조 부재의 강성이 상대적으로 낮아 연성적으로 평가된 것으로 판단되며, 이에 대한 고려 후 평가 및 실험을 수행할 경우 더 정확한 실험 결과 및 보강재에 대한 실험 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 대체골조의 cyclic pushover curve (b) 해석모델을 이용한 대상 골조의 pushover curve

그림 4.2.21 대체골조 실험 결과

그림 4.2.22는 실험에서 지붕층 변위비에 따른 대상 골조의 변형 및 손상을 보여주는 사진을 정리한 것이다. 대상 골조에 대한 사진을 보면 항복시점에서 1층 및 2층의 내부 기둥에서 변형이 심하게 발생하며, 실험 결과 해당 부분에서 가장 이른 시점에 압축 퓨즈의 버클링이 발생한 것으로 평가되었다. 이는 내부 기둥의 경우 양단에 연결된 보에 의하여 보의 모멘트강도에 비하여 기둥의 모멘트강도가 상대적으로 약한 것으로 평가되었으며, 약기둥-강보 조건에 의하여 기둥에 모멘트의 집중 현상이 극심하게 발생하게 된 것으로 판단된다. 이는 앞 절에 나타낸 그림 2.2.3 및 2.2.4에서 내부 기둥에 소성힌지가 집중되는 현상과 일치하는 현상인 것으로, 대체골조 시스템이 대상 골조의 하중에 대한 거동을 잘 모사하는 것으로 판단된다. 2층 퓨즈에서 손상이 발생한 이유는 실험 수행에 있어 3층, 2층, 1층 순으로 하중을 가하면서 순차적인 변위에 의하여 손상된 것으로 판단되며, 실험 방법에 따른 문제점에도 불구하고 대체골조는 대상 골조의 응답을 잘 모사하는 것으로 평가되었다.

그림 4.2.23은 실험 종료 후 1, 2, 3층의 내외부 기둥과 보 퓨즈의 손상을 디테일하게 보여주고 있는 사진이다. 사진에 나타난 바와 같이 1층과 2층의 내부 기둥은 극심한 손상을 받은 것으로 평가되었으며 실험 종료 후에도 영구변형이 발생하여 버클링이 발생한 흔적이 남아있는 것으로 관측되었다. 손상은 내부기둥에서 가장 크게 발생하였으며, 이후 외부 기둥 및 보의 순서로 발생하였으며, 저층일수록 큰 손상을 받은 것으로 나타났다. 보의 경우 모든 층에서 큰 영구변형을 육안으로 확인할 수 없었다. 이러한 손상 매커니즘은 그림 2.2.3 및 2.2.4에서 나타난 소성힌지 분포와 유사한 것으로 평가되었으며, 추가적으로 취약한 공공건물의 붕괴 매커니즘을 모사할 수 있을 것으로 판단된다.

(4-2-4) 소결

본 절에서는 효율적이고 경제적으로 대상 골조에 대한 반복실험을 수행할 수 있는 대체골조 부재와 골조 시스템을 설계 및 제작하였다. 본 연구에서 제안한 대체골조를 이용한 실험은 다양한 보강설계 및 보강위치에 따라 요구되는 반복적인 성능검증을 위하여 기존 대형구조실험에 비하여 효과적이라 할 수 있다. 2차 년도에서는 대체부재를 사용한 접합부 실험과 대상건물을 모사한 약기둥-강보를 보유한 대체골조 실험을 계획하였다. 대체골조 실험 후 퓨즈만 교체하여 실험을 하므로 매우 경제적이고 효율적인 실험 방법이라 할 수 있다. 기존 골조 구조 실험에서는 파단 후 실험체를 폐기시켜야하므로 비용과 시간문제로 반복적인 실험을 수행하는 것은 매우 어려운 일이었다. 하지만 대체 실험체는 손상된 퓨즈만을 교체하여 반복적인 실험을 수행할 수 있다. 특히 퓨즈의 설계를 통하여 연성골조는 물론 본 연구의 대상인 취성골조까지 대체 골조를 이용한 성능재현이 타당하다는 점에서 그 가치가 크다 할 수 있다. 또한 제작된 골조는 3차 년도에 대상골조의 생애주기 붕괴확률을 50% 절감하기 위한 보강 실험에서도 사용할 것이다. 실험 수행 결과 대체부재 및 대체골조는 해석모델과 비교하여 목표한 성능을 최대강도 오차율 10% 이내로 잘 모사하는 것으로 평가되었으며, 앞 절에서 평가한 골조의 손상 매커니즘과 유사한 손상 및 붕괴 매커니즘을 보여주었다. 이를 바탕으로 본 연구에서 개발한 대체골조 시스템이 대상 골조의 응답을 잘 모사할 수 있으며, 이를 이용하여 상대적으로 저렴한 비용으로 반복적인 실험 및 보강 시스템에 대한 실험을 수행할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 부재실험 세팅



(b) 0.5%



(c) 항복시점



(d) 변위비 1%

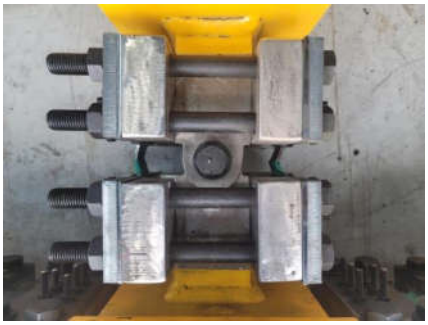


(e) 변위비 1.5%



(f) 변위비 2%

그림 4.2.22 대체골조 실험 결과



(a) 1층 내부 기둥



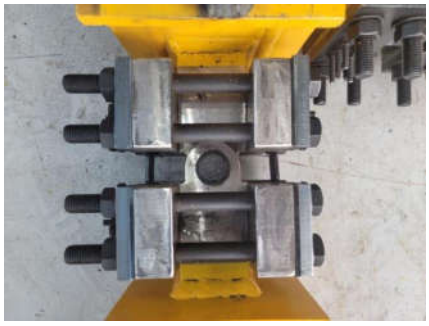
(b) 1층 외부 기둥



(c) 1층 보



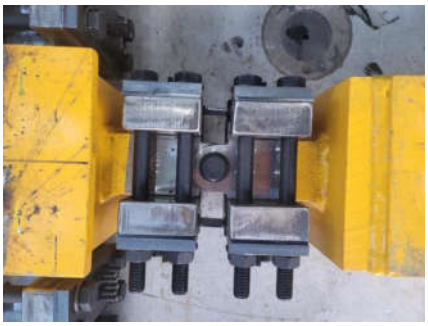
(d) 2층 내부 기둥



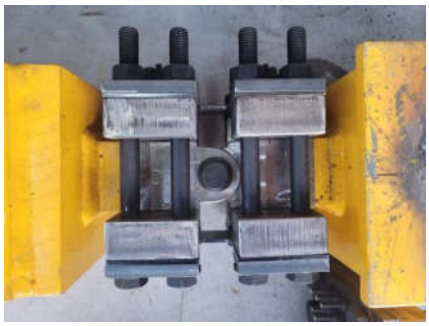
(e) 2층 외부 기둥



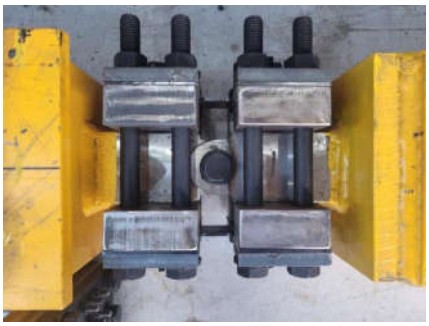
(f) 2층 보



(g) 3층 내부 기둥



(h) 3층 외부 기둥



(i) 3층 보

그림 4.2.23 대체골조 실험 결과

(4-3) 3차년도 : 최적 대상건물 보강방법에 대한 대체골조를 이용한 실험 검증

(4-3-1) 취약한 공공건물의 내진성능 향상을 위한 중첩된 에너지 소산 U형 댐퍼 시스템 개발

본 연구에서는 취약한 공공건물의 내진성능을 개선하기 위한 보강기법으로 선행 연구들에서 소개된 에너지 소산 U형 댐퍼 (Deng et al., 2013; Jamkhaneh et al., 2019; Rahnavard et al., 2020)와 접합장치를 개선한 에너지 소산 U형 댐퍼 시스템을 고안하였다. 내진설계가 수행되지 않거나 적절한 내진성능을 보유하지 못한 골조는 일반적으로 다음과 같은 두 가지 이유로 만족스럽지 않은 성능이 나타날 수 있다 (1) 횡력에 대한 설계 절차가 고려되어 있지 않아 횡력에 대한 적절한 강도를 확보하지 못함, (2) 충분한 연성이 확보되지 않아 구조물의 최대강도 이후 취성적인 거동으로 인하여 충분하게 에너지를 소산하지 못하고 급격한 붕괴 발생.

따라서 이러한 취성적인 골조의 내진성능 향상을 위한 보강기법으로는 다음과 같이 크게 세가지로 분류할 수 있다: (1)강도 및 강성의 확보를 통한 횡력에 대한 구조물 탄성 영역의 저항 성능을 확보, (2) 에너지 소산 장치의 설치를 통한 에너지 소산 능력 확보, (3) 보강을 통한 구조물 연성의 확보. 하지만 앞서 수행한 취약한 공공건물에 대한 데이터베이스에 따르면 내진설계가 수행되지 않은 취약한 공공건물의 경우 연성 확보를 위한 구조부재의 상세 설계가 수행되지 않은 경우가 다수이다. 이러한 경우 내진보강 절차를 통하여 연성을 확보하더라도 기존 구조물의 먼저 파괴상태에 도달하여 보강 구조물로만 저항하는 불안전한 상태가 될 수 있다. 따라서 본 세부과제 연구에서는 그림 4.3.1과 같이 탄성 강성 및 강도를 증가시키는 형태의 에너지 소산 U형 댐퍼 보강 시스템을 선정하였으며, 이에 대한 설계 절차 및 본 세부과제에서 제시하는 개선 방안을 제시하였다. 그림 4.3.1은 본 연구과제에서 제시한 형태 및 에너지 소산 U형 댐퍼 시스템으로 인하여 유도할 수 있는 보강 메커니즘을 보여주고 있다.

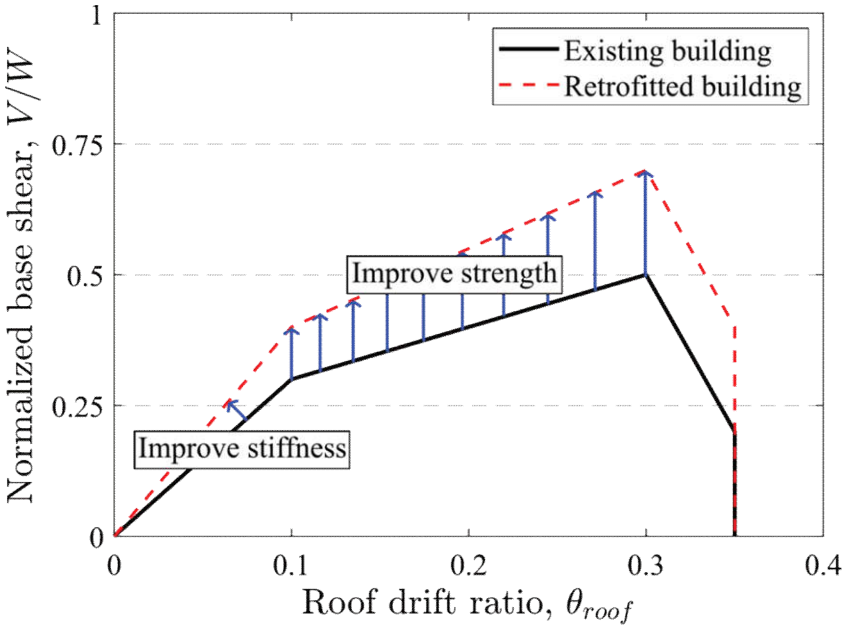
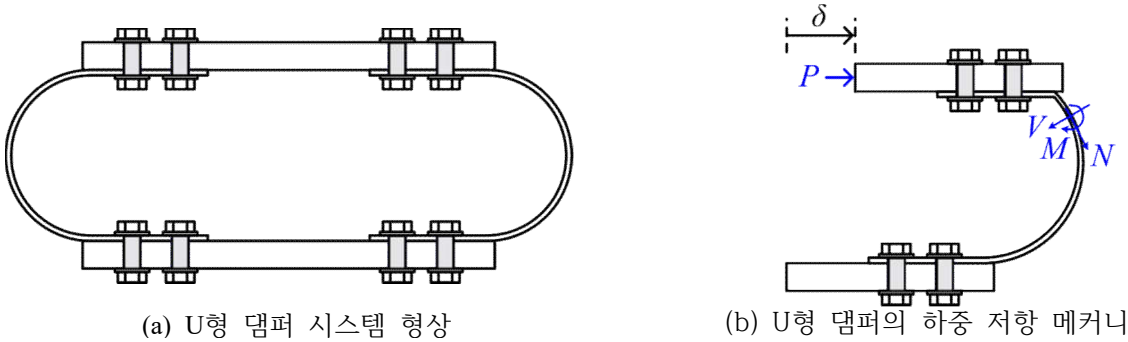


그림 4.3.1 에너지 소산 U형 댐퍼 시스템의 보강 메커니즘

에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템은 시스템 명 그대로 에너지 소산 U형의 강재 또는 연성 재료의 댐퍼의 변위를 통하여 정 및 부가력과 무관하게 대칭적인 횡력에 대한 저항력을 확보하는 시스템이다. 본 연구에서 고려한 에너지 소산 기반 U형 댐퍼의 형태 및 저항 메커니즘은 아래와 같다.



(a) U형 댐퍼 시스템 형상 (b) U형 댐퍼의 하중 저항 메커니즘

그림 4.3.2 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 하중 저항 메커니즘

그림 4.3.2a에 보이는 바와 같이 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템은 상하단을 구속하여 구조부재와의 연결을 수행하는 연결재와 체결되게 되는 플레이트와 U 형태로 형성되는 댐퍼로 구분할 수 있다. 구속재의 역할을 수행하는 플레이트로 인하여 에너지 소산 기반 U형 댐퍼는 가장 취약한 수직 변위가 발생하지 않으며, 그림 4.3.2b에 보이는 바와 같이 횡력 (P)가 발생하면 이에 의하여 횡 변위 (δ)만이 발생하게 된다. 변위 발생에 따른 하중은 각각 부재의 축력 (N), 전단력 (V), 모멘트 (M)으 형태로 전달되게 된다. 그림 4.3.2b와 같이 δ가 발생하는 경우 에너지 소산 기반 U형 댐퍼의 상부는 일종의 압축력을, 하부는 일종의 인장력을 축력의 형태로 받게 되며, 이 외의 하중에 대하여 전단력과 모멘트가 발생한다. 해당 댐퍼는 상대적으로 전단력 및 모멘트에 대하여 저항 성능이 낮으며 이에 따라 반원에 해당하는 위치에서 순차적으로 항복이 발생하게 된다. 이 때, 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 변형에 따라 점차적으로 하중의 방향이 변경되며, 이로 인하여 응력의 집중으로 인하여 발생하는 소성 힌지의 발생을 회피 할 수 있다. 또한, 충분한 변위가 발생하는 시점까지 항복 지점이 이동함으로 인하여 지속적으로 의도하는 수준의 전단 강도를 발현할 수 있으며, 안정적으로 에너지 소산 능력을 확보할 수 있다.

(4-3-2) 에너지 소산기반 에너지 소산 기반 U형 댐퍼의 설계절차 제안

본 연구에서는 에너지 소산기반 U형 댐퍼요소가 의도하는 보강 메커니즘에 따라 강도 및 강성을 조절하는 역할을 수행하며, 이를 통하여 보강된 취약 골조 전체의 에너지 소산능력을 향상시키는 것을 의도하였다. 따라서 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 횡 변위에 따른 강도 및 강성의 증가가 가장 중요한 설계 요소로써 결정되었다. 본 연구에서는 Deng 등 (2013)의 연구에 기반하여 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 최대내력을 산출하였다. 본 연구에서는 에너지 소산 기반 U형 댐퍼의 요구성능에 대한 설계를 위하여 간략한 수식을 제안하였다. 에너지 소산기반 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 하중 저항 메커니즘은 그림 4.3.3과 같다. 연결된 골조의 횡 변위 (δ)로 인하여 에너지 소산기반 U형 댐퍼는 상하단에 위치한 직선 부재에서 일종의 축력 (P)을 받게 되며, 이는 그림에 나타낸 바와 같이 곡선 구간에서 모멘트 (M), 전단력 (V) 및 축력 (N)의 형태로 내력이 발생하며 저항하게 된다. 탄성보법을 이용하여 단면 A에 작용하는 모멘트, 전단력 및 축력을 산정할 수 있다. 기하학적 형태로 인하여 반원 부재와 연결된 단면 A는 가장 큰 축력 및 모멘트가 내력으로 발생하게 되며, 이에 따라 가장 빠른 시점에 항복 및 소성 변형이 발생하게 된다. 변형의 적합조건 및 탄성보법을 이용하여 항복 강도 및 최대 강도 시점을 결정하여 설계 절차로써 제시하였다.

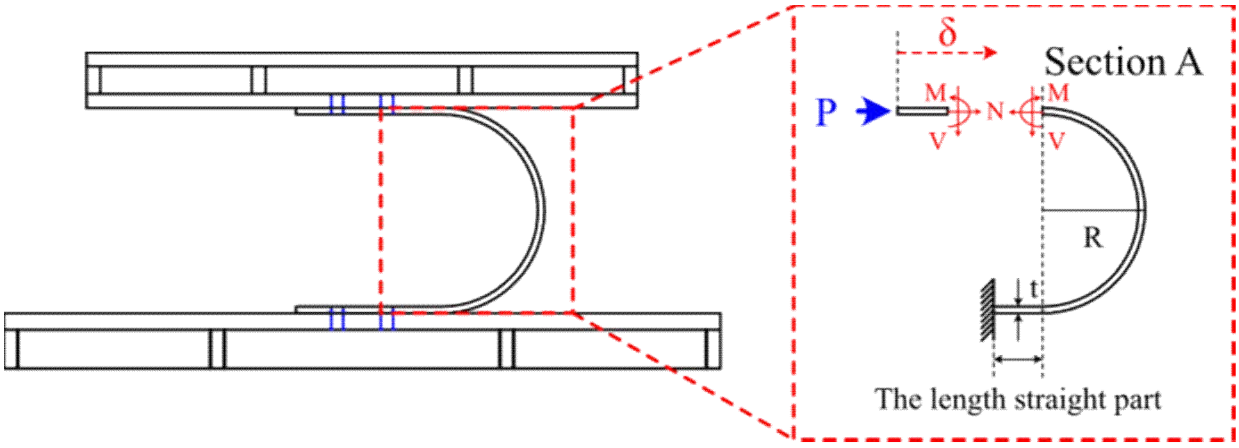


그림 4.3.3 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 하중 저항 메커니즘

단면 A에서 발생 가능한 횡, 수직 및 회전각은 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 상하단에 위치한 직선 부재 (straight part)와 반원 부재에서 발생하는 내력으로 인하여 발생하게 된다. 그림 4.3.3와 같이 변형으로 인한 외력 (P)이 가해지게 되면 이를 하단에 위치한 고정지점까지 내력으로 전달하게 되며, 각각의 부재에 발생하는 모멘트, 전단력, 축력으로 인하여 부재에 변형이 발생하게 된다. 이 때 고정 지점을 제외하고는 외력 또는 반력이 존재하지 않으므로, 부재의 임의의 위치를 절단하였을 때 발생하는 내력은 단면 A에서 발생하는 내력에 기반하여 평형식으로 산출 할 수 있다. 이에 기반하여 Deng 등 (2013)은 U형 댐퍼의 항복 및 소성 강도를 예측하는 수식을 제기한 바 있으며, 본 연구에서는 이를 바탕으로 U형 댐퍼의 이력을 예측하고 설계 강도식을 제안하였다. 임의의 부재 단면에서 내력은 아래의 그림 4.3.4와 같이 도식화 할 수 있다. 그림에서 파란색

으로 표기된 모멘트, 전단력 및 축력은 x 또는 ϕ만큼 떨어진 단면 A에서 발생하는 내력을 나타내며, 부재의 종류에 따라 서로 다른 수식으로 나타내기 위해 각각 상부 플레이트 (M_u, V_u, N_u), 하부 플레이트 (M_l, V_l, N_l), 반원 플레이트 (M_h, V_h, N_h)로 나누어 표기하였다.

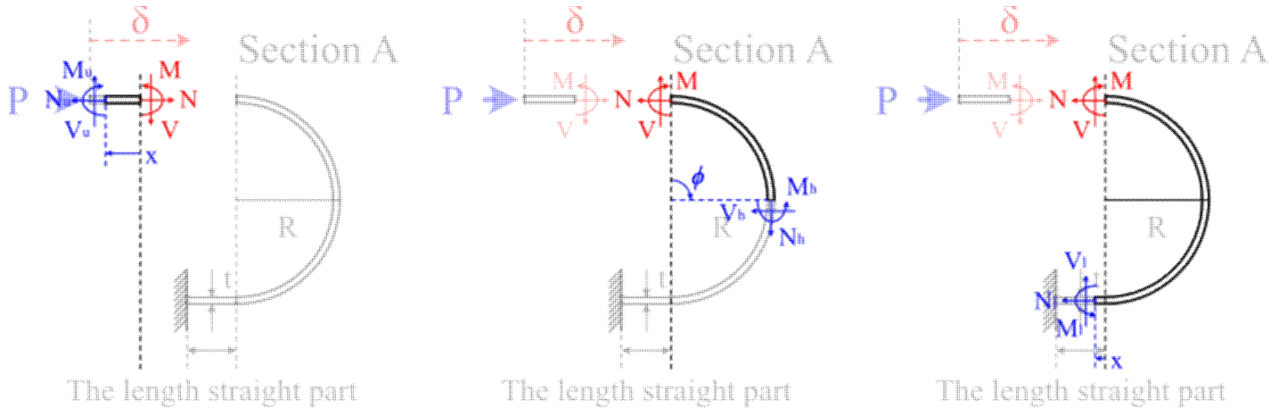


그림 4.3.4 부재 별 내력 전달 메커니즘

우선적으로 상하단 플레이트 (그림 4.3.4a, 4.3.4c) 부재의 경우 x 위치에서 절단한 단면의 내력은 힘의 평형 방정식을 이용하여 아래의 수식 4.3.1 ~ 4.3.6과 같이 간략하게 정리된다.

$$M_u = M - Vx \quad \text{(식 4.3.1)}$$

$$V_u = V \quad \text{(식 4.3.2)}$$

$$N_u = N \quad \text{(식 4.3.3)}$$

$$M_l = M - 2NR - Vx \quad \text{(식 4.3.4)}$$

$$V_l = -V \quad \text{(식 4.3.5)}$$

$$N_l = -N \quad \text{(식 4.3.6)}$$

반원 플레이트 (그림 4.3.4b) 부재의 경우 ϕ만큼 회전한 위치에서 절단한 단면의 내력은 힘의 평형 방적식과 회전에 따른 삼각함수를 이용하여 아래의 수식 4.3.7 ~ 4.3.9를 이용하여 정리할 수 있다.

$$M_h = M + VR\sin\phi - NR(1-\cos\phi) \quad \text{(식 4.3.7)}$$

$$V_h = V\cos\phi + N\sin\phi \quad \text{(식 4.3.8)}$$

$$N_h = V\sin\phi - N\cos\phi \quad \text{(식 4.3.9)}$$

단면 A를 기준으로 탄성보법을 활용하면 각 부재가 단면 A에 기여하는 변형각, 횡 및 수직 변위를 수식적으로 산출할 수 있다. 가장 먼저, 그림 4.3.4와 같이 각각의 부재에 전달되는 내력으로 인하여 단면 A에 기여하는 회전각은 다음과 같은 수식 4.3.10 ~ 4.3.12과 같이 나타낼 수 있다. 수식 4.3.10 ~ 4.3.12은 탄성보법을 사용하여 모멘트로 인하여 발생하는 회전각을 각각 정리한 수식이다.

$$\theta_1 = \frac{1}{EI}\int_0^l (M - Vx)dx \quad \text{(식 4.3.10)}$$

$$\theta_2 = \frac{1}{EI}\int_0^\pi (VR\sin\phi)Rd\phi + \frac{1}{EI}\int_0^\pi [M - NR(1-\cos\phi)]d\phi \quad \text{(식 4.3.11)}$$

$$\theta_3 = \int_0^l (M - 2NR - Vx)dx \quad \text{(식 4.3.12)}$$

다음으로 각각의 내력으로 인하여 단면 A에 기여하는 수직 변형은 수식 4.3.13 ~ 4.3.17과 같이 정리할 수 있다. 수식 4.3.13 ~ 4.3.15는 각 부재에 발생하는 모멘트가 단면 A의 수직 변형에 기여하는 양을 나타내며, 수식 4.3.16과 4.3.17은 각각 반원 부재의 축력과 전체 부재의 전단력이 수직 변형에 기여하는 정도를 나타낸다.

$$v_1 = \frac{1}{EI}\int_0^l (M - Vx)xdx \quad \text{(식 4.3.13)}$$

$$v_2 = \frac{1}{EI}\int_0^\pi M(R\sin\phi) + [V(R\sin\phi) + NR(\cos\phi - 1)](R\sin\phi)Rd\phi \quad \text{(식 4.3.14)}$$

$$v_3 = \frac{1}{EI}\int_0^l (M - 2NR - Vx)xdx \quad \text{(식 4.3.15)}$$

$$v_4 = \frac{1}{EA}\int_0^\pi (V\sin\phi + N\cos\phi)\sin\phi Rd\phi \quad \text{(식 4.3.16)}$$

$$v_5 = \frac{1}{GA}\left[2\int_0^l Vdx + \int_0^\pi (V\cos\phi - N\sin\phi)\cos\phi Rd\phi\right] \quad \text{(식 4.3.17)}$$

마지막으로, 각 부재의 내력으로 인하여 단면 A에 기여하는 횡 변형은 다음과 같이 수식 4.3.18 ~ 4.3.21과 같이 정리할 수 있다. 수식 4.3.18 ~ 4.3.20은 각 부재의 모멘트로 인하여 야기되는 횡 변형을 산출하는 수식이며, 4.3.21의 경우 반원 플레이트 부재에 작용하는 축력에 의한 횡 변형을 나타낸다.

$$u_1 = \frac{2}{EI}\int_0^l [2NR - M + V]Rdx \quad \text{(식 4.3.18)}$$

$$u_2 = \frac{1}{EI}\int_0^\pi [VR\sin\phi + M - NR(1 - \cos\phi)](\cos\phi - 1)R^2 d\phi \quad \text{(식 4.3.19)}$$

$$u_3 = \frac{2}{EI}\int_0^l [2NR - M + V]Rdx \quad \text{(식 4.3.20)}$$

$$u_4 = \frac{1}{GA}\int_0^\pi (-Q\cos\phi + N\sin\phi)\sin\phi Rd\phi \quad \text{(식 4.3.21)}$$

앞서 설명한 가정조건에 의하여 단면 A는 횡 변형 (u_A) 만이 발생하게 되며, 수직 변형 (v_A) 및 회전각 (θ_A)는 발생하지 않는다. 이를 수식으로 정리해주면 다음과 같이 수식 4.3.22 ~ 4.3.24와 같이 정리 할 수 있으며, 이를 재차 정리함으로써 단면 A에 발생하는 축력 (N), 전단력 (V) 및 모멘트 (M)를 횡 변위 (δ)에 대한 수식으로 정리할 수 있다. 수식 정리에 따른 각 값은 아래의 수식 4.3.25 ~ 4.3.27과 같다.

$$\theta_A = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = 0 \quad \text{(식 4.3.22)}$$

$$v_A = v_1 + v_2 + v_3 + v_4 + v_5 = 0 \quad \text{(식 4.3.23)}$$

$$u_A = u_1 + u_2 + u_3 + u_4 = \delta \quad \text{(식 4.3.24)}$$

$$N = \frac{2\delta Ebt^3}{48lR^2 + 12\pi R^3 + 4lt^2 + \pi Rt^2(3 + 2\mu)} \quad \text{(식 4.3.25)}$$

$$V = 0 \quad \text{(식 4.3.26)}$$

$$M = \frac{2\delta Ebt^3 R}{48lR^2 + 12\pi R^3 + 4lt^2 + \pi Rt^2(3 + 2\mu)} \quad \text{(식 4.3.27)}$$

수식에서 E, μ, l은 각각 강재의 탄성계수, 푸아송비, 직선 부재의 길이를 나타낸다. 여기에서 초기 항복은 축력과 모멘트로 인한 응력이 가장 크게 발생하는 단면 A에서 발생하게 된다. 따라서, 수식 4.3.25 ~ 4.3.27으로 산출한 축력 (N) 및 모멘트 (M)와 축력과 모멘트에 의하여 단면에 발생하는 응력을 산출하는 아래의 수식 4.3.28을 이용하면 에너지 소산기반 U형 댐퍼에서 축력과 연관되는 최대 응력을 산출할 수 있다.

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I} \times \frac{t}{2} + \frac{N}{A} = N\left(\frac{6R + t}{bt^2}\right) \quad \text{(식 4.3.28)}$$

여기에서 I, A, t, b, R는 각각 단면 A에서의 2차단면 모멘트, 단면적, 두께, 폭, 반원 부재의 반지름을 의미한다. 최대 응력이 강재의 항복 강도 (f_y)와 동일해지는 시점에 에너지 소산기반 U형 댐퍼는 항복을 경험하게 되므로, 아래의 수식 4.3.29를 이용하면 대상 부재의 항복 강도를 산출할 수 있다. 또한 수식 4.3.25와 항복 강도를 산출하는 수식 4.3.29를 결합하여 정리하면 항복이 발생하는 시점의 횡 변형량인 δ_y를 산출할 수

있다.

$$F_y = f_y \times \frac{bt^2}{6R+t} \quad \text{(식 4.3.29)}$$

$$\delta_y = f_y{}' \times \left[\frac{48lR^2+12\pi R^3+4lt^2+\pi Rt^2(3+2\mu)}{2Et\times(6R+t)} \right] \quad \text{(식 4.3.30)}$$

또한, 단면 A는 사각 단면에 해당하므로 전 단면이 항복강도에 도달하게 될 경우 항복 강도 대비 최대 1.5배의 강도를 발현할 수 있다. 이와 같은 성질을 이용하여 식 4.3.29에 제시된 항복강도에 근거하여 소성강도를 이론적으로 산출할 수 있다. 추가적으로, 항복 이후에도 횡 변위에 의한 단면 A의 변형이 유사하다는 가정사항 하에서 소성 강도에 도달하는 횡 변형인 δ_u를 근사적으로 산출할 수 있다. 본 연구에서는 소성 강도의 약 95%에 도달하도록 하는 횡 변형 값을 δ_u로 정의하였으며, 소성 강도 및 이에 도달하기 위한 횡 변형을 수식 4.3.31 ~ 4.3.32에 나타내었다.

$$F_u = f_y \times \frac{bt^2}{4R+2t/3} \quad \text{(식 4.3.31)}$$

$$\delta_u = 3\delta_y = 3f_y{}' \times \left[\frac{48lR^2+12\pi R^3+4lt^2+\pi Rt^2(3+2\mu)}{2Et\times(6R+t)} \right] \quad \text{(식 4.3.32)}$$

에너지 소산기반 U형 댐퍼는 위의 수식들을 활용하여 의도하는 물성을 설계할 수 있으며, 단면 A가 소성강도에 근사하게 되면 상기 특성에서 설명한 바와 같이 소성 변형 지점이 직선 부재를 따라 이동하며 연성적인 거동을 보이게 된다. 본 연구에서는 에너지 소산기반 U형 댐퍼에 대하여 소성 강도 및 소성 변형에 기반하여 목적하는 댐퍼 요소의 설계를 수행하였으며, 이에 대한 유한요소해석 및 요소실험을 통하여 설계식을 추가적으로 검증하였다. 식 4.3.31과 4.4.32를 이용하면 댐퍼의 강도와 강성을 결정할 수 있고 이를 기반하여 요구하는 하중과 변위에 대하여 댐퍼의 단면과 형상을 결정할 수 있다.

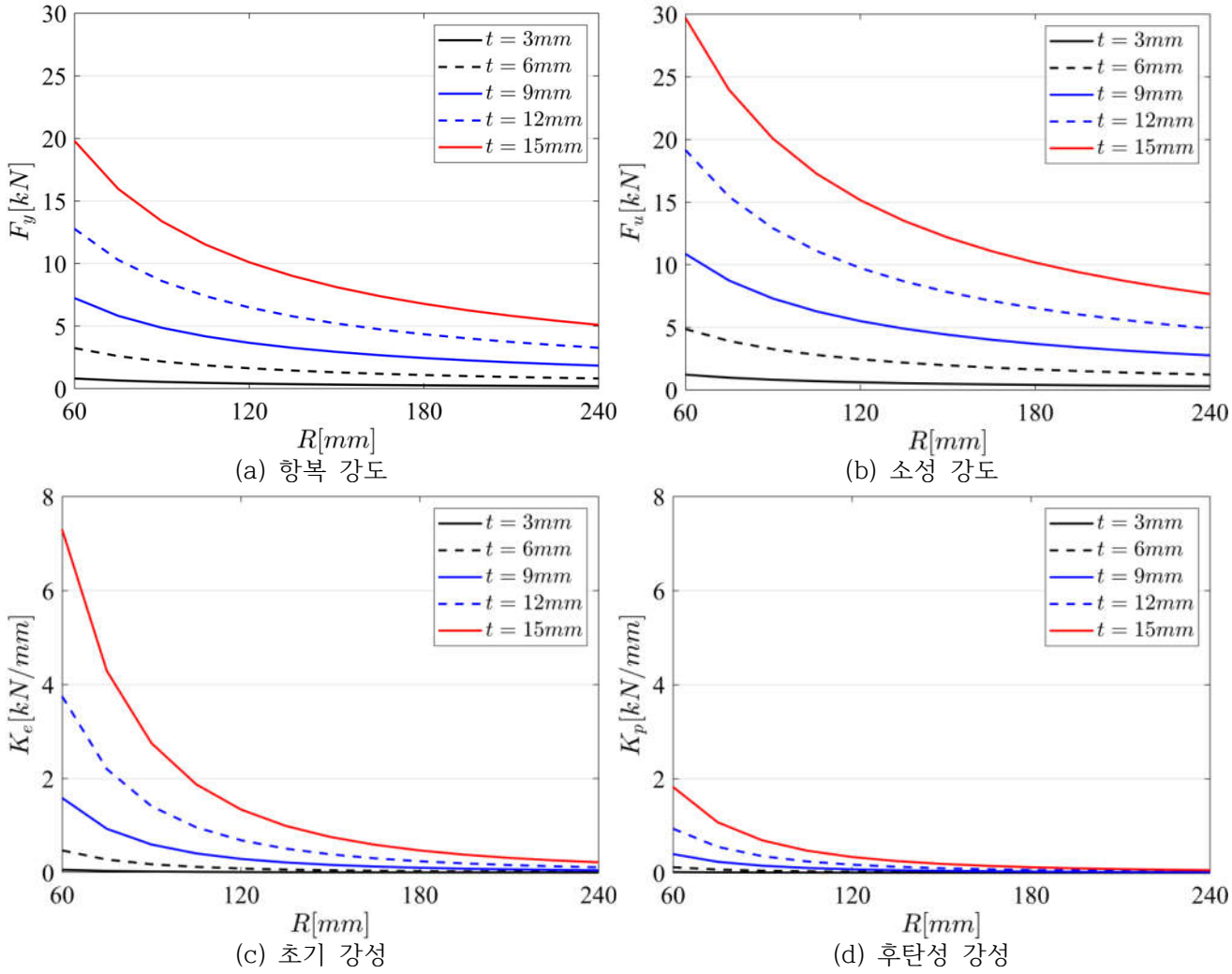
(4-3-3) 유한요소해석을 및 요소실험을 이용한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 설계안 검증

본 연구에서는 취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률을 적절하게 감소시키기 위한 보강 방안으로써 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템을 개발하였으며, 여기에 더하여 이론적인 수식을 바탕으로 설계안을 제안하였다. 본 절에서는 앞서 제안한 설계안의 적절성을 유한요소해석 및 요소실험을 이용하여 검증하고자 하였다.

본 연구과제의 목표는 취약 공공건물 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법 및 방안을 제안하는 것으로써, 이를 위하여 5개의 세부과제로 나누어 연구를 수행하였다. 2차 년도 연구를 통하여 목표 성능 확보를 위한 보강 물량을 산정한 바 있으며, 본 세부과제에서는 해당 목표 성능을 확보하기 위한 보강물량을 산정하기 위하여 다양한 변수를 바탕으로 U형 댐퍼의 물성을 정의하였다.

① 대상 실험체 설계

요소실험을 위한 대상 U형 댐퍼 시스템의 설계는 2차 년도의 연구를 통하여 제안한 간략한 생애주기 지진붕괴확률 및 3차 년도 세부과제의 연구 결과들과 연관하여 수행되었다. 우선 변수에 따른 강도 및 강성의 변화량을 평가하기 위하여 다음과 같은 변수들을 바탕으로 반복 해석을 통하여 경향성을 분석하였다. 본 연구에서 경향성 평가 및 대상 실험체 선정을 위하여 선정한 변수는 반원 부재의 반지름 (R) 및 두께 (t)를 선정하였다. 대상 실험체의 강제는 SS275 강재를 사용하였으며, 일반적인 강재임과 동시에 연성 성능이 높은 강재이기 때문에 해당 강재를 사용하였다. 이에 따른 강재의 항복 강도 (f_y)는 설계 시에 275MPa을 적용하였다. 또한, 포함되지 않은 변수인 b, l의 경우 각각 120mm, 80mm로 가정하여 경향성 평가 및 설계를 수행하였다. 부재의 폭 (b)의 경우 단순이 폭에 따라 강도 및 강성이 높아지기 때문에 경향성 평가 시점에 배제하였으며, 직선부재의 길이는 연성적인 성능을 확인하기에 충분한 길이로 판단하여 80mm로 정의하였다. 설정한 변수 R, t에 따른 강도 및 강성의 변화는 아래의 그림 4.3.5과 같다.



(a) 항복 강도 (b) 소성 강도

(c) 초기 강성 (d) 후탄성 강성

그림 4.3.5 변수에 따른 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 설계 강도 및 강성

그림 4.3.5에 나타난 바와 같이 설계 강도 및 강성은 고려한 설계 변수 R의 증가에 따라 급격하게 감소하는 것으로 평가되었으며, 앞서 설계 수식에서 평가 가능하듯 t의 제곱에 유사하게 비례하는 것으로 평가되었다. 본 연구에서는 설계 강도 및 강성의 경향성을 바탕으로 아래의 그림 4.3.6와 같은 대상 실험체의 단면을 결정하였으며, 대상 실험체의 목표 강도 및 강성은 아래의 표 4.3.1에 나타내었다.

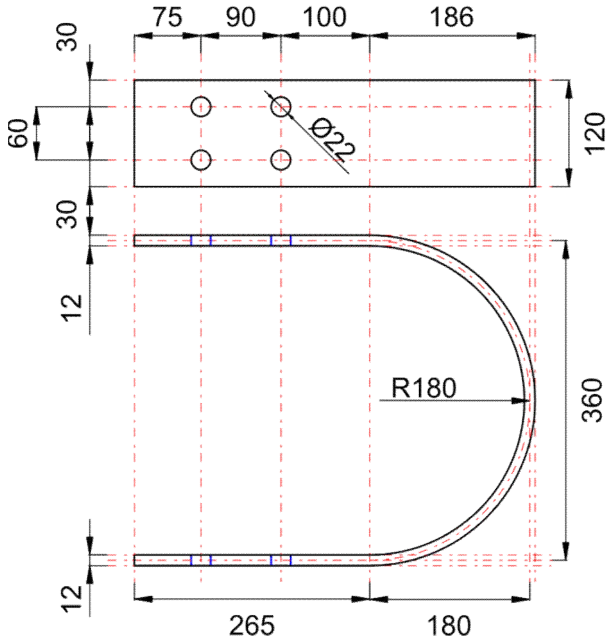


그림 4.3.6 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 요소실험을 위한 대상 실험체

표 4.3.1 대상 실험체의 설계 강도 및 강성

분류	에너지 소산기반 U형 댐퍼			
설계 강도/강성	$F_y\,[kN]$	$F_u\,[kN]$	$K_e\,[kN/mm]$	$K_p\,[kN/mm]$
	4.3	6.4	0.241	0.060

② 유한요소해석을 이용한 제안된 U형 댐퍼 시스템 설계안 검증

댐퍼의 비선형 거동과 에너지소산능력을 평가하기 위해 ABAQUS CAE/standard (2021)을 사용한 유한요소해석모델 (finite element analysis model, FEA model)을 구축하였다. 유한요소는 메쉬(mesh), 요소(element), 절점(node)로 구성된다.

ABAQUS CAE/standard 소프트웨어에서 제공하는 3차원 육면체 요소의 종류는 대표적으로 C3D8, C3D8R, C3D20, C3D20R가 있다. 일반적으로 사용하는 요소의 명칭을 그림 4.3.7과 같이 표현할 수 있으며, 5가지 요소의 형상 및 노드, 적분점의 위치는 그림 4.3.8로 표현된다.

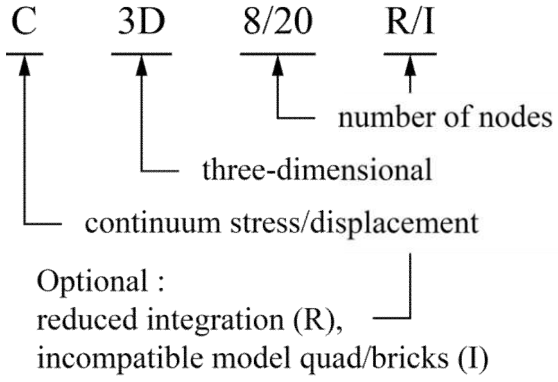


그림 4.3.7 naming convention for element

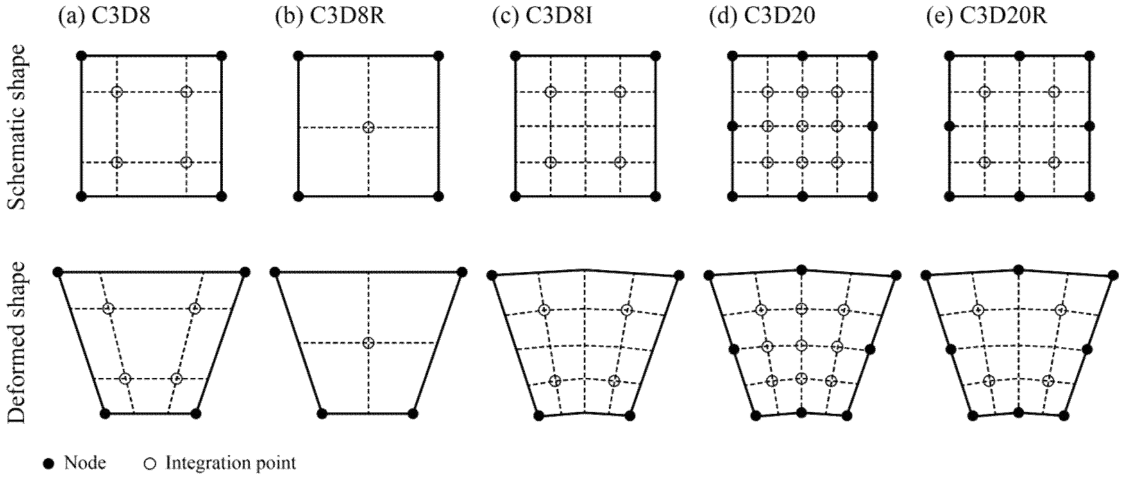


그림 4.3.8 Node and integration point of element types

C3D8요소는 8개의 노드와 8개의 적분점을 갖는 가장 기본적인 요소로서, 육면체에 순수 휨이 가해질 때, 해당 요소의 모서리가 곡선의 변형을 모사할 수 없기 때문에, 상,하부 모서리는 길이방향으로 각각 증가, 감소하여 인장응력과 압축응력을 발현하게 된다. 전단잠김 (shear locking) 현상 문제점을 보완한 C3D8R 요소는 감차적분을 통해 8개의 적분점을 1개의 적분점으로 치환하여 해석을 수행한다. 요소에 순수 휨이 가해졌을 때 꼭짓점의 노드가 이동하더라도 적분점에서는 변형이 일어나지 않기에 노드의 위치는 변했지만 변형에너지가 0으로 나타나는 모래시계

(hourglass) 효과 또는 zero-energy 현상이 발생하게 된다. 이러한 요소는 휨변형이 변형에 저항하지 못한 상태로 요소의 변형만을 발생시키며, 변형률 에너지가 없는 상태로 해석이 수행되기 때문에 소성변형에 대해서는 고려할 수 없기에 의미없는 결과를 도출하게 된다. C3D20요소는 20개의 노드와 27개의 적분점을 갖는 이론상 가장 정확한 요소라 할 수 있다. 하지만 적분점이 늘어남에 따라 계산량이 기하급수적으로 많아지기 때문에, 해석 소요시간 및 비용이 비교적 많이 소모된다는 단점이 있다. El-tawil 등 (1998)은 C3D8R 요소를 사용하더라도 메쉬의 밀도를 충분히 조밀하게 조절하여 해석을 수행할 경우 C3D20요소와 유사한 해석결과를 확보할 수 있음을 보고하였다. 따라서 본 연구에서는 C3D8R 요소를 4개의 레이어로 나누어 해석시간을 단축하며 정해에 가까운 해석결과를 얻고자 한다.

유한요소해석에 사용되는 재료물성치는 재료모델의 정의에 따라 달라진다. 재료모델에 따른 재료상수를 결정하기 위해 본 연구에서는 기존 SS275강재에 대한 실험 데이터를 기반하여 재료 모델을 구성하였으며, 강재의 경우 항복 후 경화현상을 경험하게 되는데 이를 구현하기 위해 진응력, 진변형률을 따르는 이선형 모델(Bilinear model)을 사용하였다.

$$\sigma_t = \sigma(1+\epsilon) \quad \text{(식 4.3.33)}$$

$$\epsilon_t = \ln(1+\epsilon) \quad \text{(식 4.3.34)}$$

ABAQUS CAE/Standard와 같은 유한요소해석에서는 2개 이상의 부품으로 구성된 조립품의 경우 general contact나 contact pair 기능을 사용하여 접촉면을 정의해줌으로 해석모델에서 발생할 수 있는 침투 및 마찰과 같은 상호작용을 고려한다. General contact의 경우 복잡한 모델에서 contact 면이 어디에 위치해야 하는지 정확하게 알 수 없을 때 주로 사용하며, 자동으로 접촉면을 찾기 때문에 master surface나 slave surface의 정의가 따로 요구되지 않는다. 접촉면이 자동으로 설정된다는 것이 이점이 될 수 있으나 이런 경우 구속되지 않아야 할 다른 접촉면이 엮이게 되어 해석상의 오류를 유발할 수 있다는 단점이 있다. 이에 반해 contact pair의 경우 명확한 surface의 정의를 통해 특정 부분의 면을 직접 고려하는 방식으로 물체 내의 기하학적 상호작용을 모사하기 때문에 해석상에 발생할 수 있는 오류를 최소화 할 수 있다. contact pair는 일반적으로 두 면이 접촉할 때의 각 면을 slave면과 master면으로 구분지어 해석을 수행한다. 면과 면의 상호작용을 이용하여 해석을 수행하기 때문에 높은 정확성을 얻을 수 있지만 절점과의 거리 등으로 인한 수렴성저하로 해석시간이 더 많이 소요된다는 단점이 있다. 이는 메쉬 사이즈를 조밀하게 함으로 해결할 수 있다. 또한, master surface의 경우 강체를 우선적으로 선택해야 하고, slave surface의 경우 메쉬 사이즈를 상대적으로 더 조밀하게 분할해야 한다.

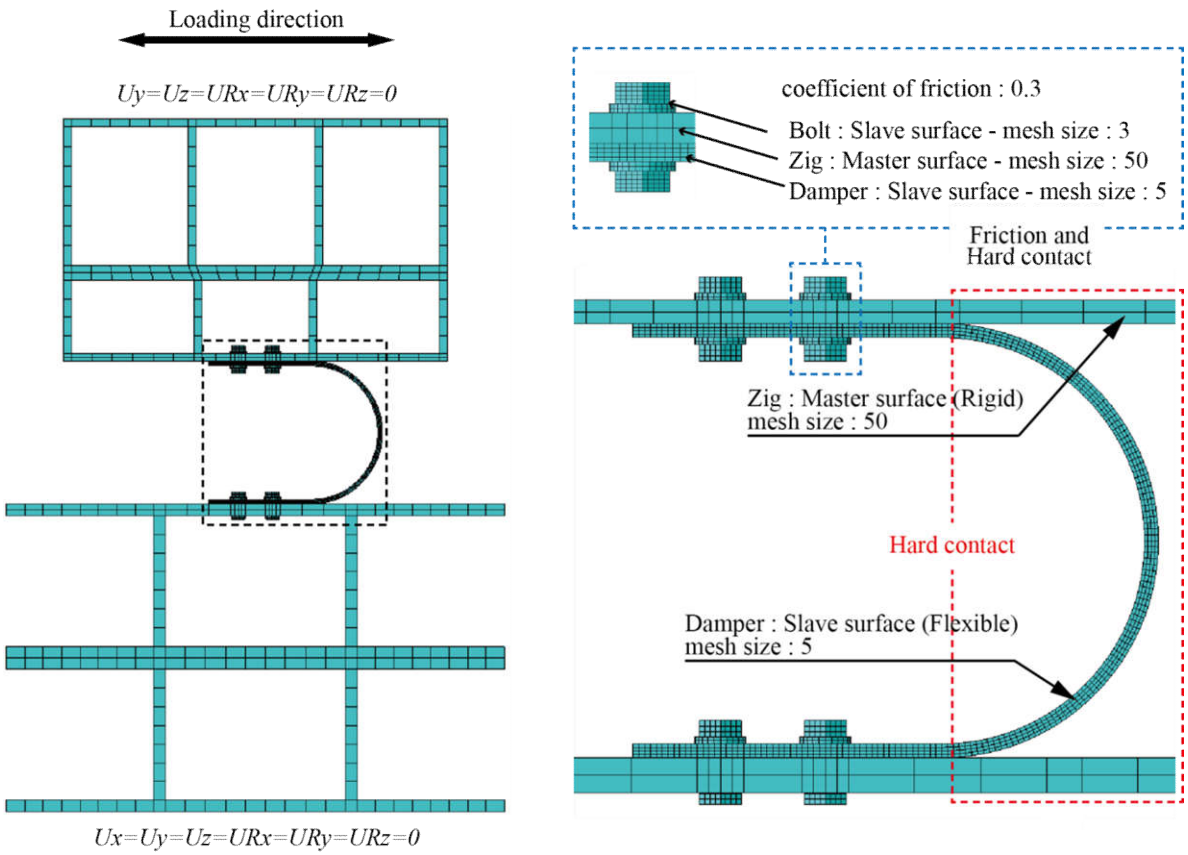


그림 4.3.9 댐퍼의 (a)유한요소해석모델 및 (b)해석모델 상세

그림 4.3.9 (a)는 댐퍼 실험을 모사하기 위한 유한요소해석모델로 앞서 언급된 요소의 종류, 재료모델, 메쉬, 물체 내의 상호작용 등을 고려하여 그림 4.3.9 (b)과 같은 상세를 적용하였다. 본 연구에서는 지그를 강체로 가정하여 메쉬 사이즈 50의 master surface로 지정하였으며, 변형이 발생하는 댐퍼는 slave surface로 메쉬사이즈를 적용하여 조밀하게 분할하였다. 이를 통해 변위제어에 따른 댐퍼의 침투현상을 방지하고자 한다. 경계조건 및 지지조건은 실험과 동일하게 적용하였다. 하부의 지그는 고정단으로 가정하여 X, Y, Z 방향의 모든 변위 ($U_x = U_y = U_z = 0$)와 회전 ($UR_x = UR_y = UR_z = 0$)을 구속하였으며. 상부 지그는 가력방향인 X방향을 제외한 방향의 변위 ($U_y = U_z = 0$)와 모든 방향의 회전 ($UR_x = UR_y = UR_z = 0$)을 구속하였다. 실험체의 하중이력은 실험에 사용될 하중 이력을 따랐으며, 실제 가력이력에 따라 해석모델의 상부지그 상단부의 X방향을 변위제어하였다 ($U_x = 0$). 그림 4.3.10은 댐퍼의 유한요소해석결과를 변위비에 따라 von-Mises 응력분포와 2차원, 3차원의 변형형상을 나타낸 그림이다.

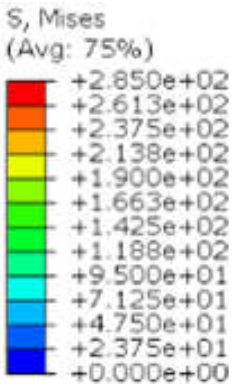
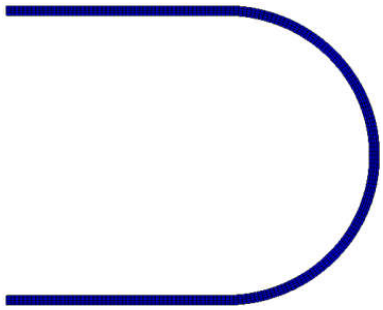
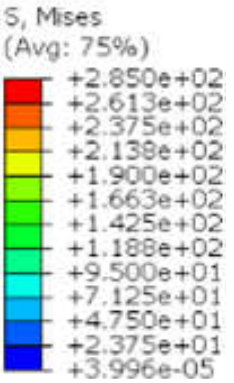
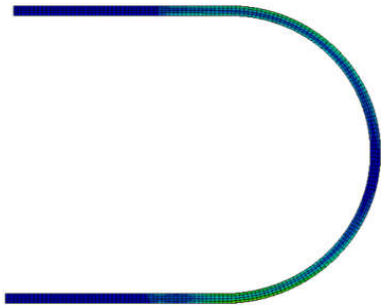
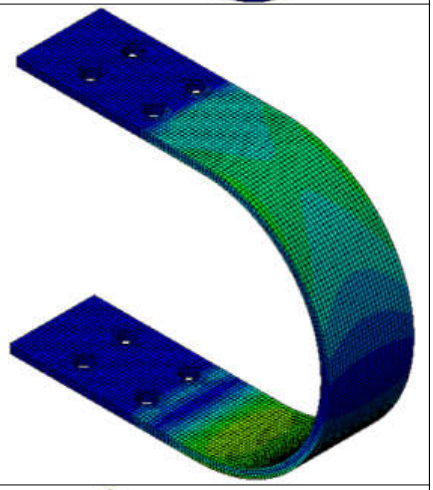
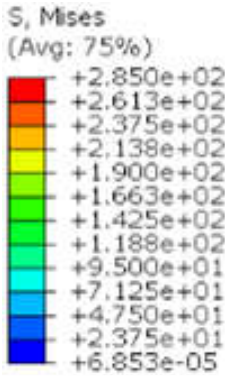
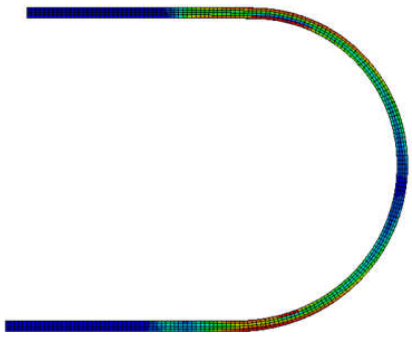
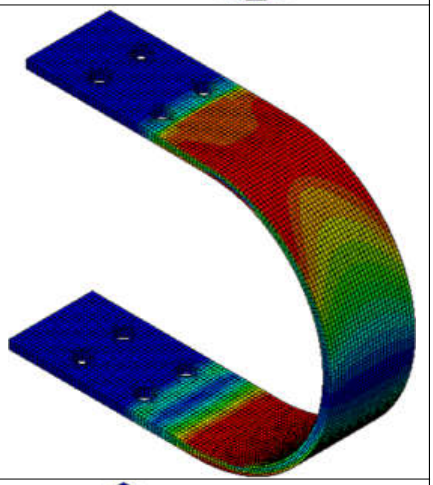
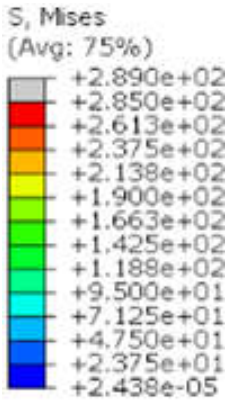
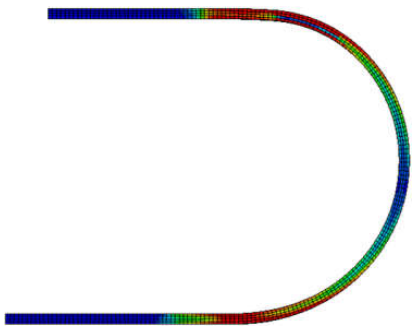
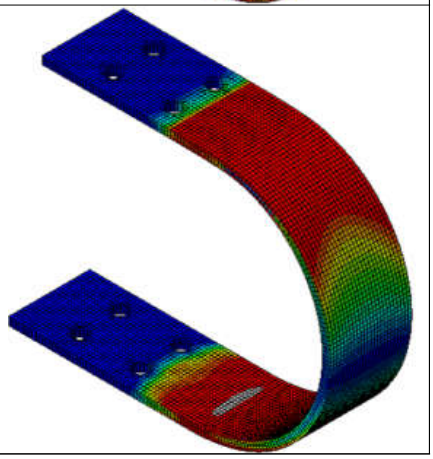
변위 [mm]	von-Mises 응력분포 [MPa]	변형 형상 (2D)	변형 형상 (3D)
0			
10			
25			
50			

그림 4.3.10 변위별 응력분포 및 변형형상 (계속)

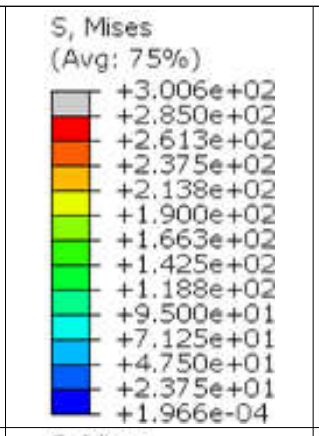
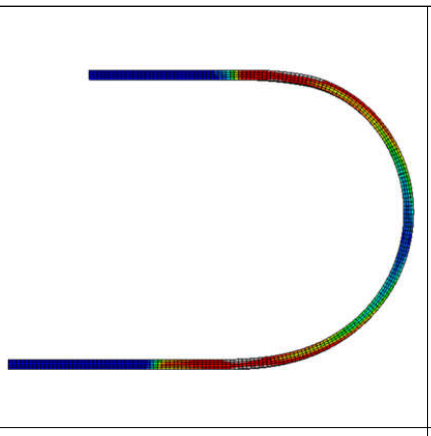
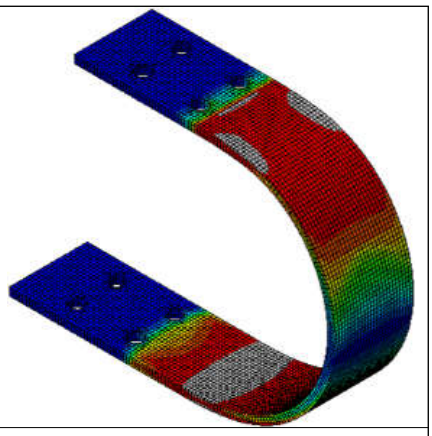
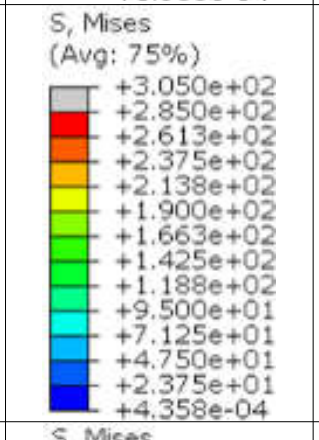
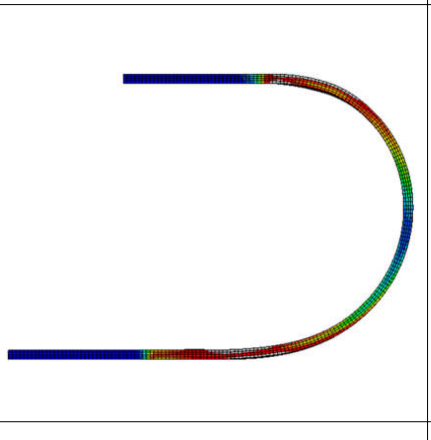
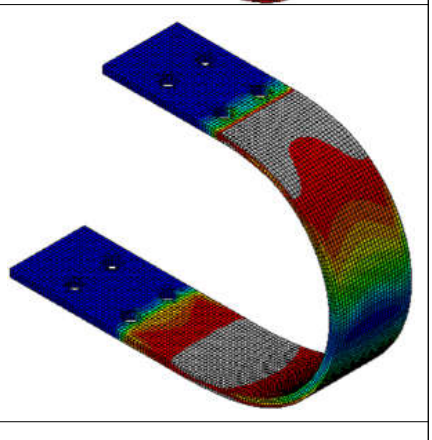
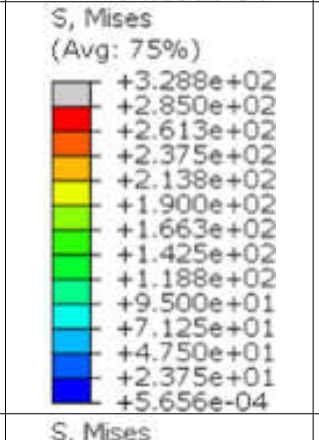
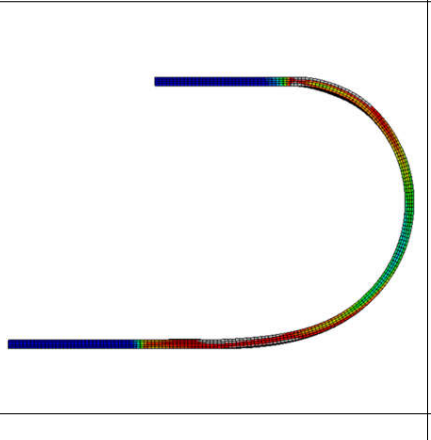
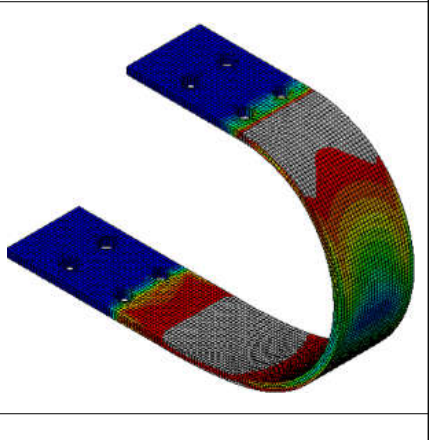
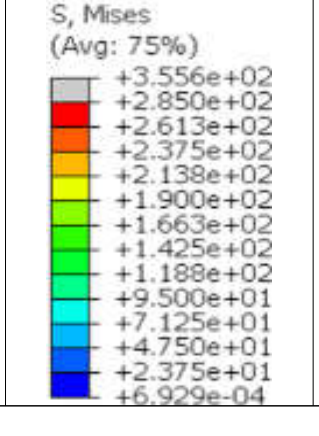
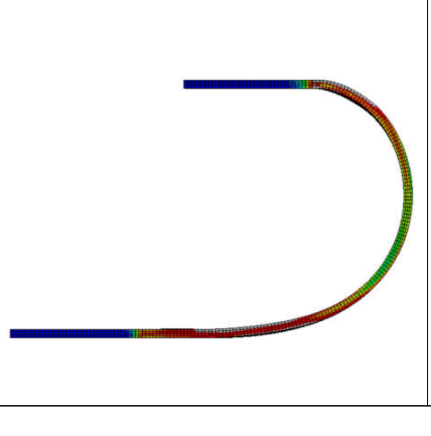
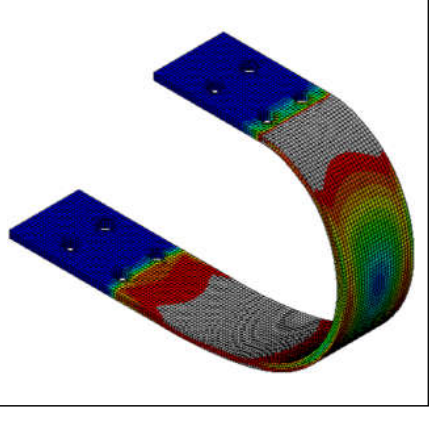
100			
150			
200			
250			

그림 4.3.10 변위별 응력분포 및 변형형상 (계속)

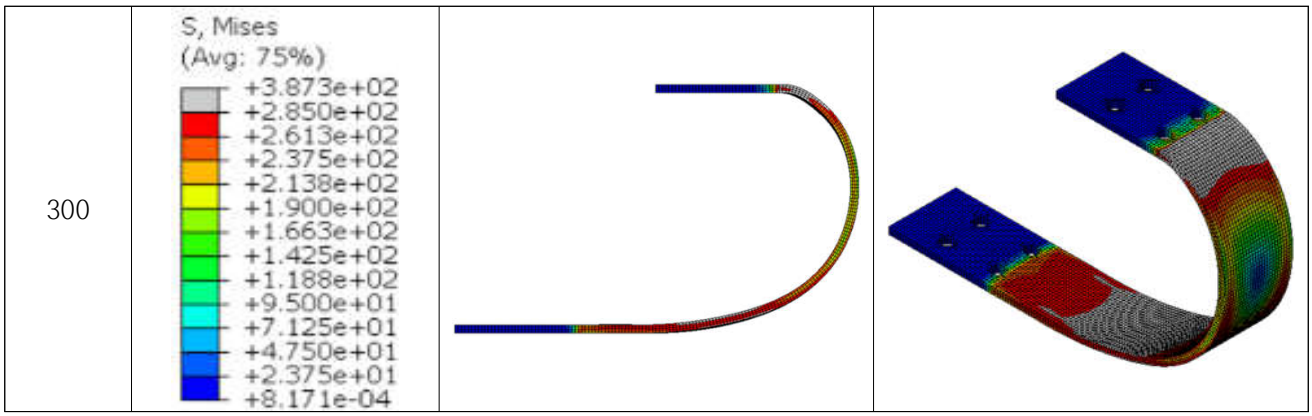


그림 4.3.10 변위별 응력분포 및 변형형상

그림 4.3.10에서는 항복 후 댐퍼의 소성거동을 확인하기 위해 실험에 사용된 SS275 강재의 항복강도를 최댓값(빨간색)으로 지정하여 그 이상의 응력을 받는 부분을 회색으로 표현하였다. 이는 항복 후의 변화를 확인하기 위함이고, 이를 통해 변위비에 따른 강도발현 및 소성힌지의 위치변화를 확인할 수 있다. 그림에서 보이는 바와 같이 최대응력에는 큰 변화가 없지만 최대응력을 받는 범위가 점차 증가한다. 이는 최대응력으로 인한 응력집중이 발생하여 파단이 야기되는 것이 아니라 소성힌지의 위치 이동으로 연성적인 거동을 확보하는 것을 나타낸다. 4.3.11은 항복(Yielding), 소성(Plastic,), 완전소성상태(Fully plastic에 이르기까지의 변형률 및 응력분포를 나타낸 그림으로 소성힌지는 이 그림의 좌측에 표시된 것과 같이 댐퍼의 반원이 시작되는 지점에서 발생하기 시작한다. 부가력으로 가력된다고 가정했을 때, 댐퍼의 상하부는 인장 및 압축에 따라 각각 (A-B-C), (a-b-c)로의 소성힌지 위치변화를 경험하며 소성거동을 발현한다. 부가력의 변위비가 가해짐에 따른 소성힌지의 위치변화는 그림 4.3.12와 4.3.13을 통해 확인할 수 있다.

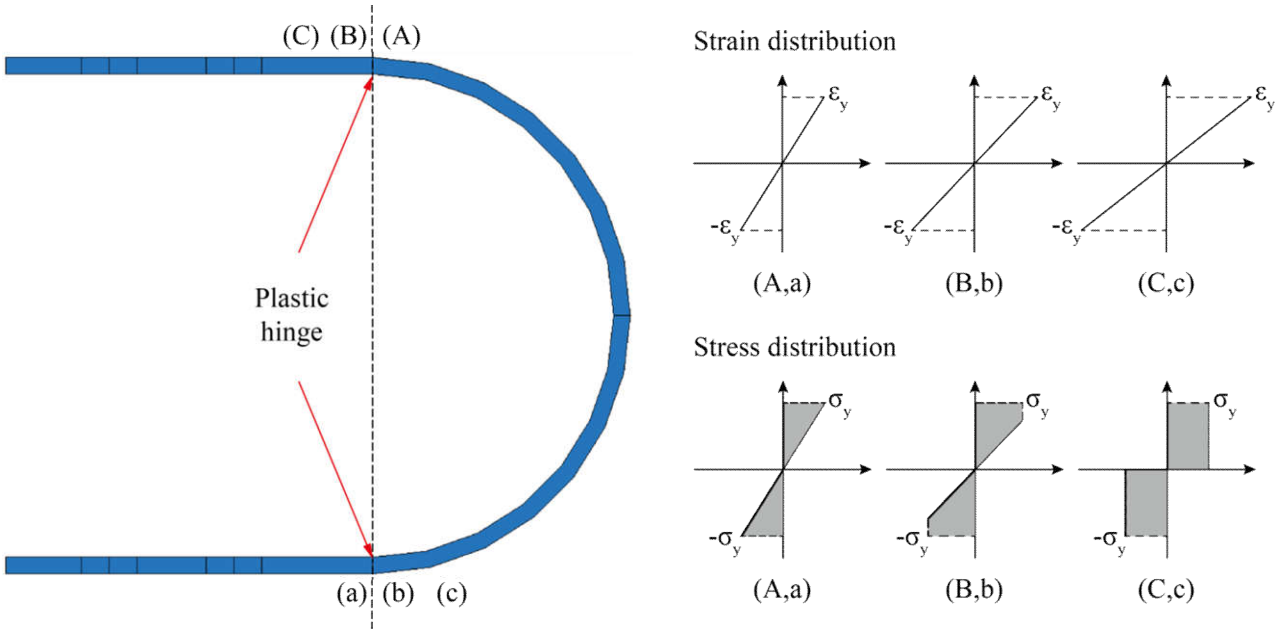


그림 4.3.11 대상 실험체 형상 및 강재의 응력-변형률 관계

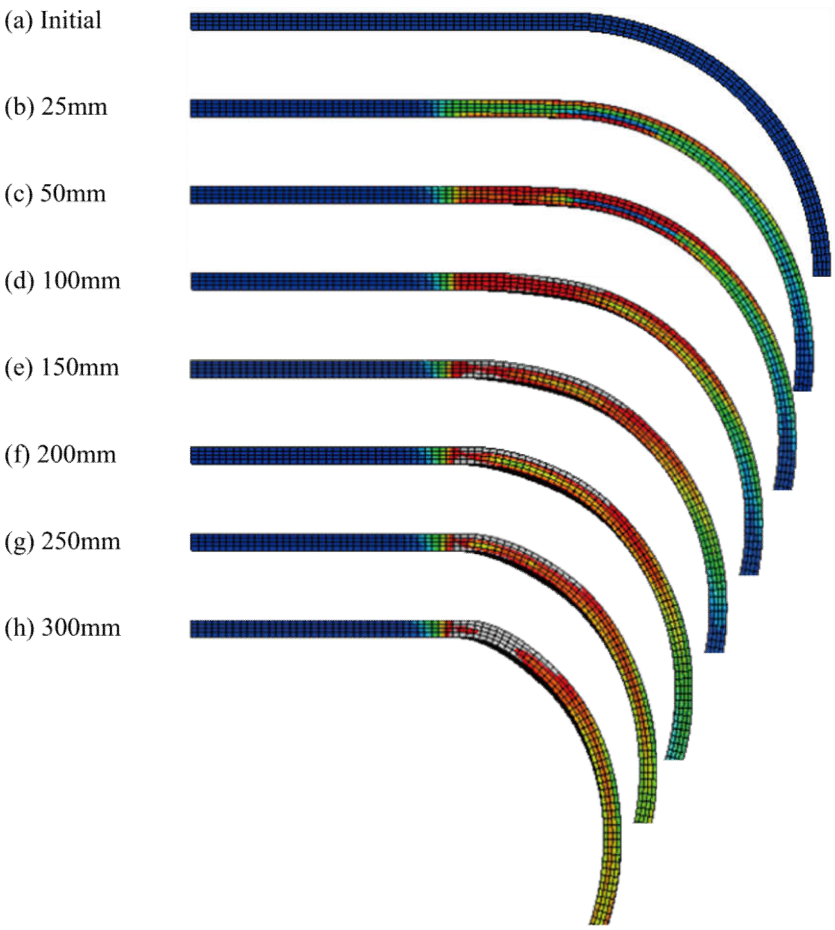


그림 4.3.12 부가력의 변위비가 가해짐에 따른 댐퍼 상부의 응력 분포 변화

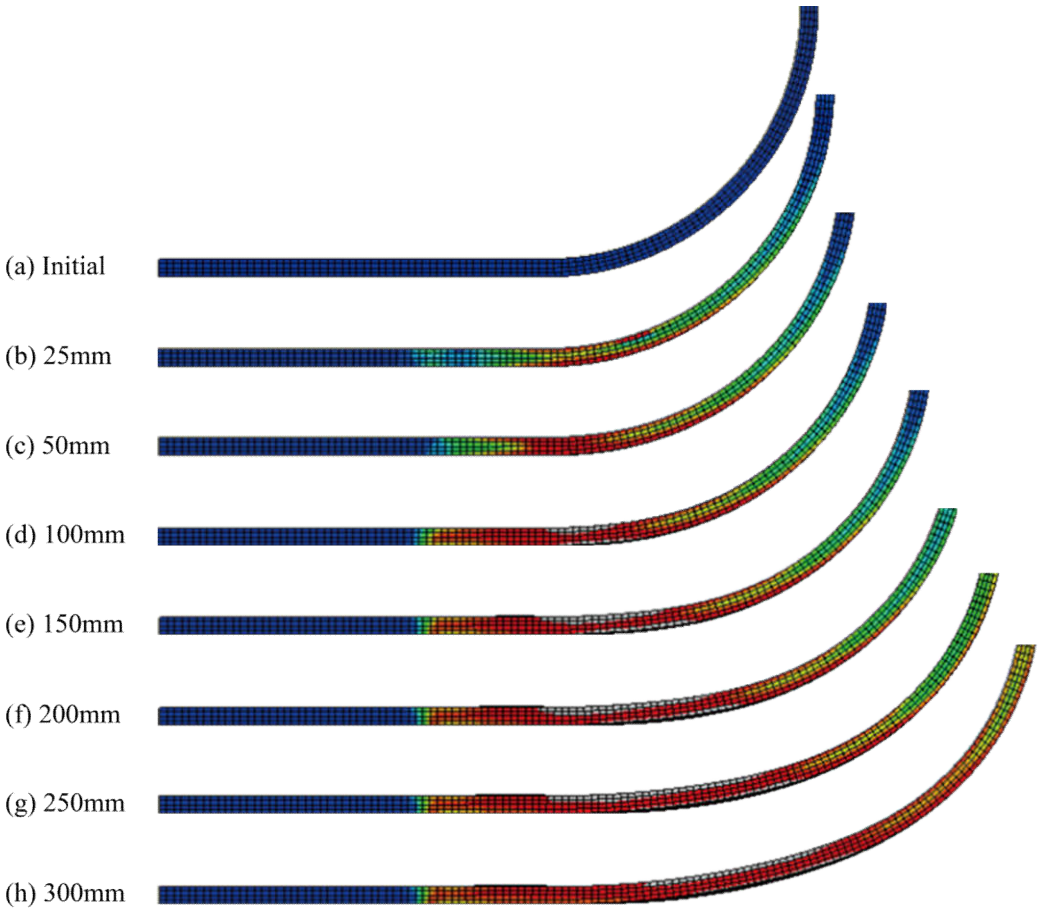
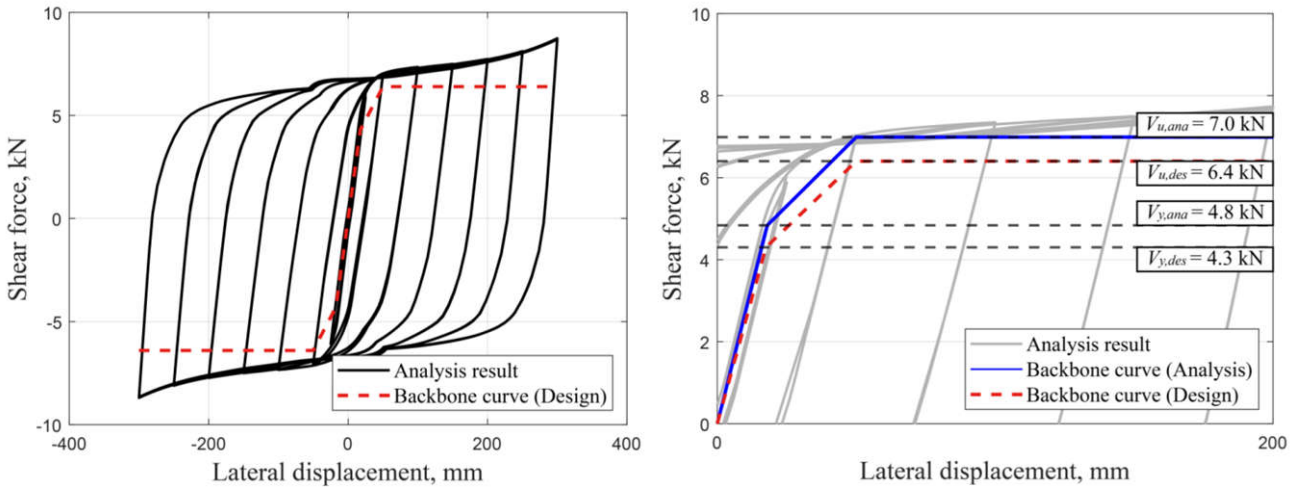


그림 4.3.13 부가력의 변위비가 가해짐에 따른 댐퍼 하부의 응력 분포 변화

유한요소해석을 이용한 대상 실험체의 비선형 응답 이력은 그림 4.3.14를 통하여 확인할 수 있다. 응답 이력을 통하여 확인할 수 있듯 그림 4.3.12-13에 나타낸 소성 힌지의 위치 변화는 U형 댐퍼의 하중이 감소하지 않고 일정 수준을 유지하면서 높은 에너지 소산 능력을 보유할 수 있도록 유도하였다. 그림 4.3.14에서 소성강도 발현 이후 소량의 강도 증가의 원인은 응력 분포 변화를 통하여 유추할 수 있다. 앞서 응력 분포 형상에 대한 그림은 에너지 소산기반 U형 댐퍼를 구성하는 강재의 항복 강도 이상으로 응력이 증가하는 경우 회색으로 표기되도록 설정하였다. 그림 4.3.12에 나온 바와 같이 소성힌지의 위치는 지속적으로 이동하는 것으로 평가되었지만, 단면 일부에서 항복 강도 이상의 강도를 발현하며 영구 변형이 발생하는 것으로 평가되었다. 이는 에너지 소산기반 U형 댐퍼가 횡 하중에 의한 에너지를 소산하며 점차적인 손상이 발생하는 것으로 판단된다. 그러나 그림 4.3.12-13의 응력 분표 변화 및 그림 4.3.14의 비선형 응답 이력에서 확인할 수 있듯이 이러한 손상으로 인한 내력의 저하는 발견되지 않으며, 안정적으로 연성적인 거동을 보이는 것으로 확인되었다.

수식 4.3.29-32에 제시된 설계식과의 비교를 수행한 결과, 유한요소해석을 통하여 산출한 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 항복강도, 소성강도, 초기강성, 소성강성의 오차율은 각각 11.6%, 9.4%, 11.6%, 10%로 평가되었으며, 평균 10% 가량 오차가 발생하는 것으로 평가되었다. 이와 같은 오차가 발생하는 이유는 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 설계식을 산정하는 데 있어, 단면 A의 수직 변형 및 회전각에 대한 가정사항을 적용하였다는 점이 가장 크게 작용한 것으로 판단된다. 그럼에도 불구하고 모든 오차는 15% 미만으로 발생하였으며, 본 연구에서 제안한 U형 댐퍼에 대한 설계식은 의도하는 보강 물량을 산정하기에 적합하다고 판단하였다.



(a) 에너지 소산기반 U형 댐퍼 해석결과 (b) 요소실험 결과 상세

그림 4.3.14 유한요소해석을 사용한 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 비선형 응답이력 곡선

③ 댐퍼 요소실험을 통한 중첩된 U형 댐퍼 시스템 설계안 검증

본 연구에서는 댐퍼 요소실험을 통한 추가적인 검증을 통하여 앞서 정의한 설계 절차, 유한요소 해석의 정확성 및 여러 가정 사항에 대한 검증을 수행하고자 하였다. 이를 위하여 그림 4.3.6에 제시한 대상 실험체를 실제 제작하고 이에 대한 횡력 반복가력 실험을 수행하였다. 또한, U형 댐퍼가 안정적으로 대칭적인 응답을 보이는 지에 대한 여부와 중첩에 의한 영향성을 평가하기 위하여 동일 실험체의 설치 조건에 따른 반복적인 실험을 수행하였다. 요소실험 수행을 위하여 제작한 에너지 소산기반 및 강도기반 U형 댐퍼의 실물은 그림 4.3.15에 제시하였다. 실험체 댐퍼 제작에 사용된 강재는 설계와 동일하게 SS275 강재를 사용하였으며, 실험체와 동일한 두께 및 폭의 강재에 대한 인장실험의 결과는 그림 4.3.16과 같으며, 실험 전후 인장시편 실험체의 사진을 그림 4.3.17에 나타내었다.



그림 4.3.15 에너지 소산기반 U형 댐퍼 실험체

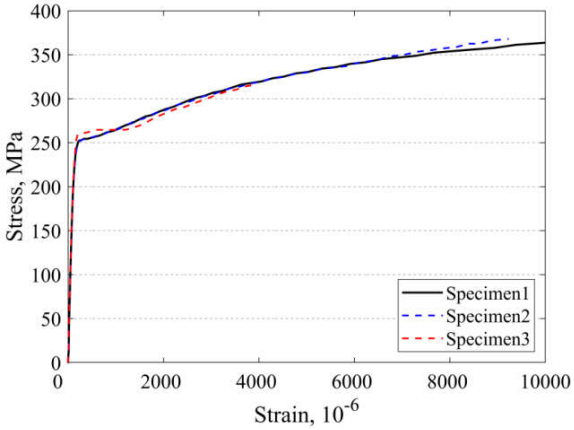
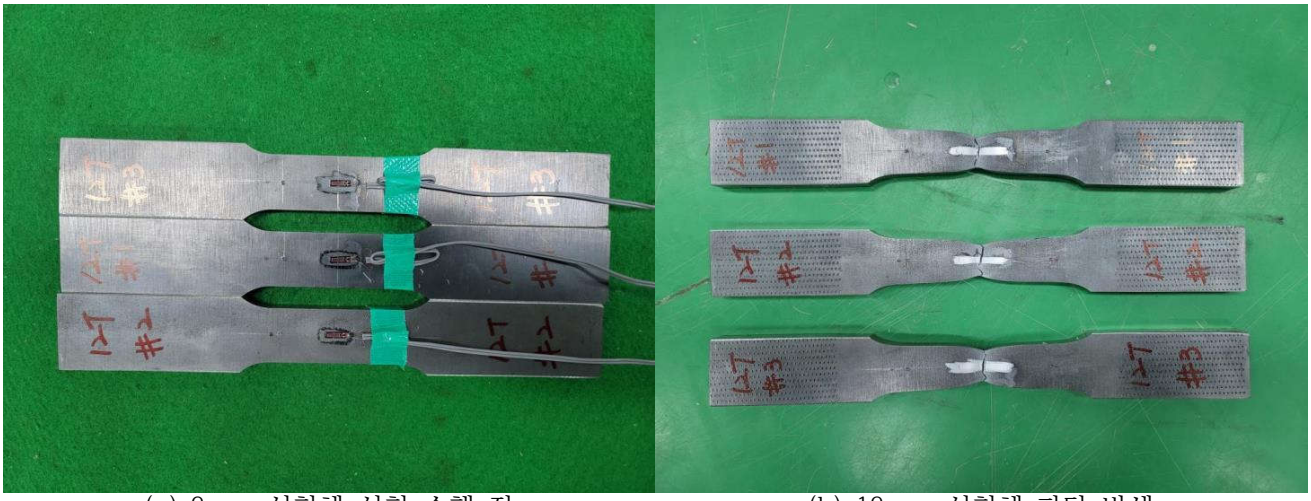


그림 4.3.16 인장시험 수행 결과



(a) 2mm 실험체 실험 수행 전 (b) 12mm 실험체 파단 발생

그림 4.3.17 인장시험 시료 실험 수행 전 후 사진

실험 수행을 위한 대상 골조의 이력 프로토콜은 반복 가력에 의한 U형 댐퍼 시스템의 반복적인 이력 거동에 대한 확인을 위하여 다수의 목표 변위에 대한 이력 사이클로 결정하였다. 기본적으로 가력 프로토콜은 FEMA 461 (2007)에 제시되어 있는 반복 가력 프로토콜에 기반하였으며, 제안하는 보강 시스템은 안정적인 이력 거동에 대하여 선행 연구에서 충분하게 검증되었으며 이에 따라 탄성 – 소성 범위에 이르는 충분한 이력을 검토할 수 있는 수준으로 프로토콜을 수정하여 적용하였다. 각 목표 변위는 FEMA 461 (2007)에 제시되어 있는 바와 같이 2회 반복으로 구성하였으며, 각 사이클 별 목표 변위 및 가력 속도와 이에 따른 프로토콜

의 형태는 표 4.3.2와 그림 4.3.18에 나타내었다.

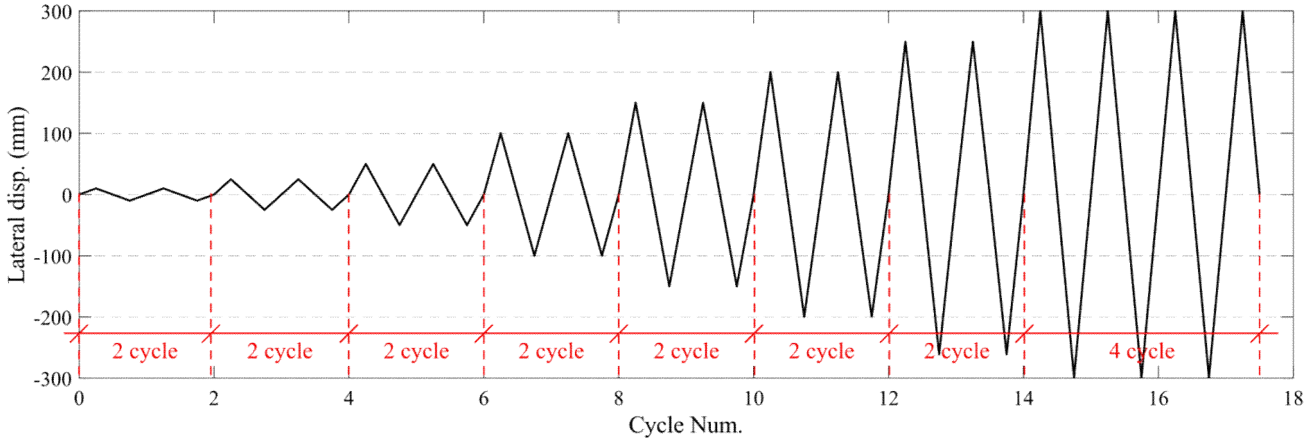


그림 4.3.18 댐퍼 요소실험의 가력 프로토콜

표 4.3.2 댐퍼 요소실험을 위한 가력 프로토콜 및 사이클 별 가력 속도

Cycle	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-18
변위각 (mm)	10.0	25.0	50.0	100.0	150.0	200.0	250.0	300.0
가력속도 (mm/sec)	0.5	0.5	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0

본 연구에서 제안하는 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 수직 방향의 하중에 대한 저항 성능을 발현하지 못할 것으로 예측되며, 의도하는 거동은 횡 하중에 대한 의도하는 수준의 저항 성능을 보유하는 것이다. 실제 구조물에 에너지 소산기반 U형 댐퍼를 이용한 보강이 수행될 경우 수직 하중에 대해서는 본래 골조의 성능에 의하여 저항되며, 댐퍼 시스템은 횡 하중에 대한 저항 성능만을 발현할 것으로 기대된다. 따라서 요소 실험의 경우에도 이에 대해 모사하기 위하여 아래의 그림 4.3.19와 같이 실험체를 설치하였다. 그림 4.3.19에서 실험체 좌우의 핀 접합 기둥은 지그의 축력을 분담해주며, 해석모델상에서 일종의 leaning column과 같이 댐퍼 요소에 불필요한 수직력이 작용하지 않도록 지지해주는 역할을 수행한다. 이로 인하여 댐퍼는 횡력에 의한 전단력만 저항하게 되며, 실제 골조와 유사한 상황에서의 거동을 확인할 수 있다. 실제 대상 실험체 세팅 사진은 그림 4.3.20와 같다.

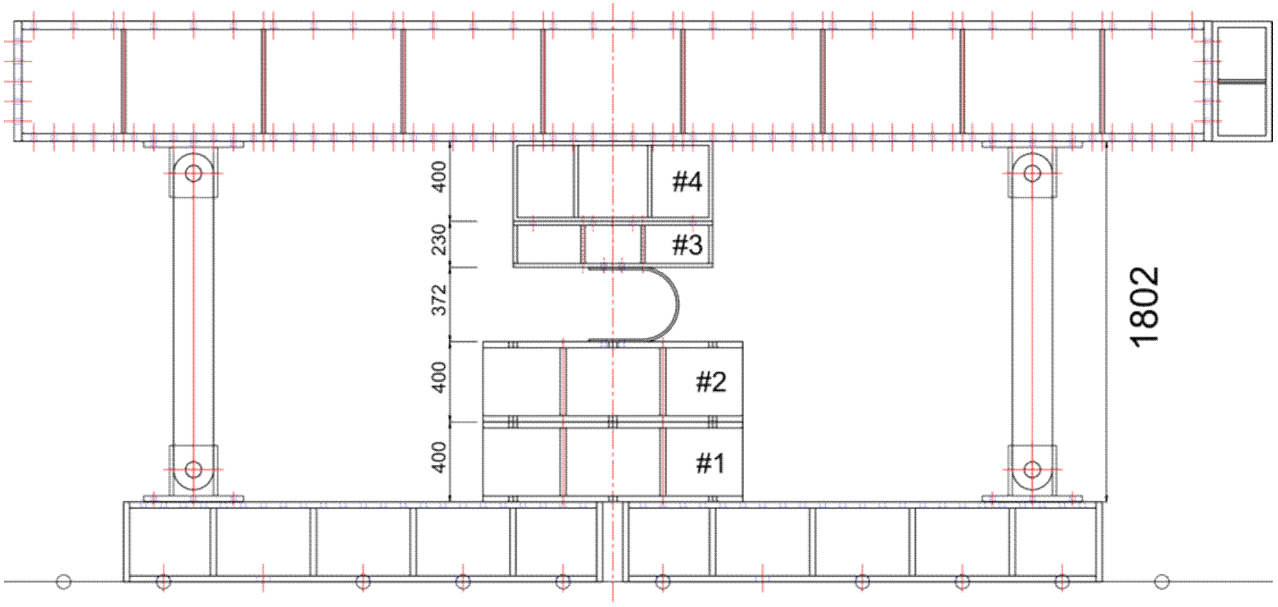


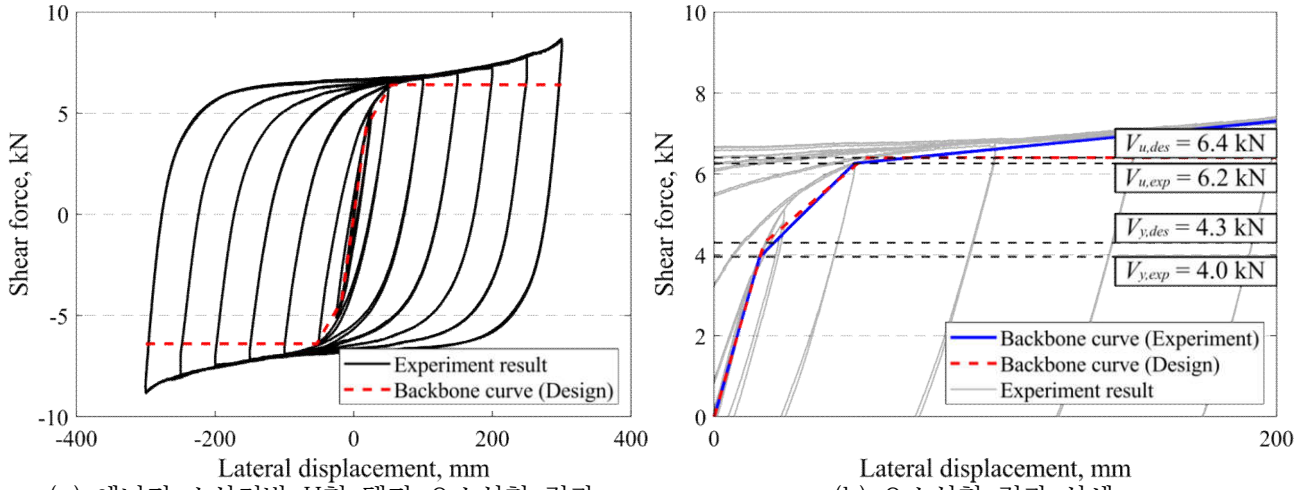
그림 4.3.19 댐퍼 요소실험 실험체 세팅안



(a) 댐퍼 요소실험 세팅 전면부 (b) 댐퍼 요소실험 세팅 측면부

그림 4.3.20 댐퍼 요소실험 실험체 세팅 사진

그림 4.3.18에 제시한 반복 가력에 따른 대상 실험체의 이력 거동은 그림 4.3.21에 나타내었다. 하중-변위 곡선의 하중은 유압 가력기 (hydraulic actuator)에 설치된 로드셀로 계측하였으며, 발생한 변위는 가력 지그의 좌측에 설치된 LVDT를 통하여 계픅하였다. 추가적으로 대상 실험체의 설계 강도 및 강성과 실제 실험을 통하여 계측된 강도 및 강성값을 표 4.3.3를 통하여 비교하였다



(a) 에너지 소산기반 U형 댐퍼 요소실험 결과 (b) 요소실험 결과 상세

그림 4.3.21 에너지 소산기반 U형 댐퍼 요소실험 결과

표 4.3.3 대상 실험체 및 설계 강성/강도와 오차율

에너지 소산기반 U형 댐퍼				
	$F_y\,[kN]$	$F_u\,[kN]$	$K_e\,[kN/mm]$	$K_p\,[kN/mm]$
설계값	4.3	6.4	0.241	0.060
계측값	3.951	6.259	0.243	0.069
오차율	8.1%	2.2%	0.8%	14.3%

에너지 소산기반 U형 댐퍼의 요소실험에 대한 평가 결과 실험을 통하여 계측된 값은 소성 강성 (K_p)을 제외한 경우 10% 미만의 매우 유사한 결과를 보이는 것으로 평가되었다. 이는 앞서 유한요소 해석 결과에서도 언급한 바와 같이 앞서 설계식 제안에서 사용된 값의 경우, 사용된 강재의 소성 경화를 전혀 반영하지 않고 제안된 수식이며, 이로 인한 오차가 누적되는 결과로써 판단된다.

우선, 항복 강도의 경우 계측 값이 설계 값 대비 8.1% 작은 것으로 평가되었으며, 소성 강도의 경우 오차가 2.2%로 매우 유사한 것으로 평가되었다. 항복 강도에서 차이가 발생하는 가장 큰 이유는 실험체를 구성하는 강재의 인장시험 결과를 바탕으로 발생 이유를 평가할 수 있다. 연성 강재의 경우 항복강도 이전에 탄성 강성이 감소하는 구간이 발생하게 된다. 특히 본 요소실험에 사용되는 강재의 경우 인장시편과 동일한 원형 형

태가 아닌 직사각형 단면으로 제작되었다. 이로 인하여 기존에 기대한 해당 강재의 항복강도 도달 이전에 조기에 항복이 발생하게 되며, 약 10%의 오차가 발생하는 것으로 평가되었다. 반면 소성강도의 경우, 충분한 항복 강도 도달 이후에 소성 강도로써 발현되는 것이기 때문에 그 오차가 감소하는 것으로 판단된다.

요소실험 실험체의 계측 강성의 경우 탄성 영역에서는 매우 유사한 강성을 보유한 것으로 평가되었다 (오차율 0.8%). 이는 완전 탄성 영역에서의 설계식이 강성 부분에 대해서는 매우 정확하게 대상 실험체의 강성을 평가하고 있다는 것을 나타낸다. 반면 소성 영역에서의 강성 부분에 대해서는 약 15%의 매우 큰 오차가 발생하는 것으로 평가되었다. 그러나 그림 4.3.21에 나타낸 바와 같이 실제 소성 강도에 도달하는 시점은 매우 유사한 시점으로 평가된다. 이는 예측식이 소성 강도에 도달하는 시점인 횡 변위와 강도 예측 면에 있어서 매우 정확하나 항복 강도의 예측에 있어서 존재하는 오차로 인하여 강성의 차이가 발생하는 것으로 평가된다는 점을 나타낸다.

소성 강도 도달 이후의 영역에서는 앞서 유한요소 해석 결과에서 언급한 바와 같이 변형률 증가에 따른 강도의 강도 증가로 인하여 지속적으로 강도가 증가하는 것으로 나타났다. 앞서 에너지 소산기반 U형 댐퍼에 대한 설계식에 기반한 해당 강도의 증가는 소성 변형에 따른 강도의 증가를 예측하기 힘드며, 본 연구에서는 실험 데이터에 기반하여 탄성 강성의 3%에 해당하는 강성으로 소성 강도 이후의 후탄성 강성이 발생하는 것으로 정의하였다. 이를 바탕으로 예측된 해석모델의 상세 설명은 세부과제 5에 서술하였으며, 해석 결과 및 요소실험 결과를 해당 세부과제 결과에 제시하였다. 요소실험의 결과와 유한요소 해석을 통한 대상 실험체의 이력 비교는 그림 4.3.22에 추가적으로 제시하였다. 그림 4.3.22에 나타난 유한요소 해석 결과는 앞서 검증 실험체에 실제 인장강도 실험을 통한 시편의 응력-변형률 곡선의 재료를 사용한 결과로 실제 실험 결과와 매우 유사한 것을 확인할 수 있다. 이를 바탕으로 보강 설계 수행 시 상대적으로 정확한 설계 데이터 확보를 수행하고자 할 경우 유한요소 해석을 통하여 확보할 수 있으며, 요소실험을 대체할 수 있음을 보여주고 있다.

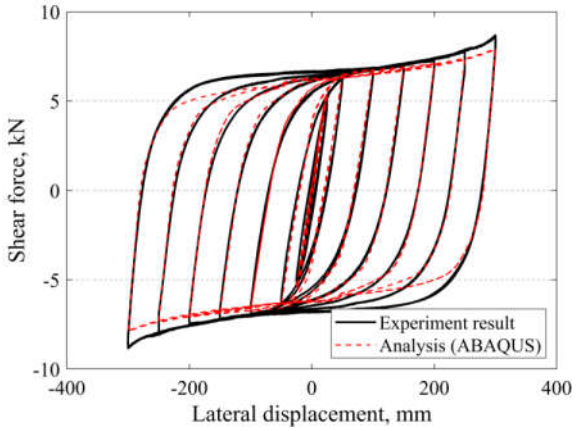
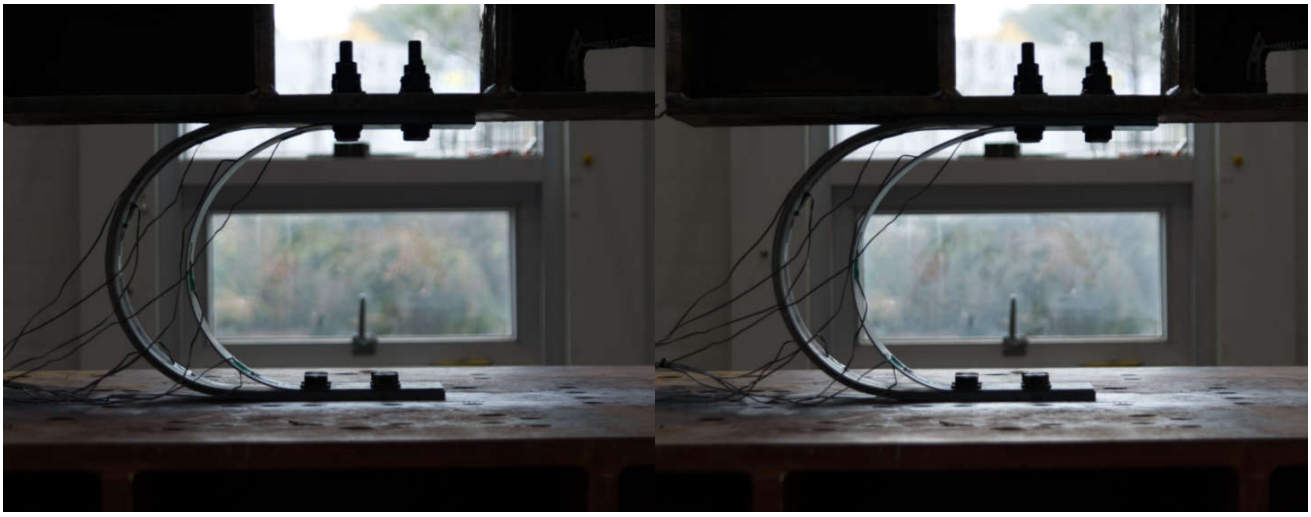


그림 4.3.22 에너지 소산기반 U형 댐퍼 실험체 요소실험 및 해석 결과 비교

그림 4.3.23은 앞서 평가를 수행한 요소실험에서 실험체의 변위 별 변형 형상을 동일한 위치에서 사진으로 기록한 결과이다. 대상 실험체에 대한 사진은 초기 상태부터 그림 4.3.23에 제시된 실험에서의 반복가력 목표 지점마다 나타내었으며, 이를 통하여 대상 실험체의 에너지 소산능력이 유지되는 메커니즘에 대하여 대략적으로 평가할 수 있다.



(a) $\delta = 0\,mm$ (초기 상태)　　(b) $\delta = 25\,mm$ (항복 시점)



(c) $\delta = 50\,mm$ (소성강도 발현)　　(d) $\delta = 100\,mm$



(e) $\delta = 200\,mm$　　(f) $\delta = 300\,mm$

그림 4.3.23 변위 별 U형 댐퍼 변형 형상

그림 4.3.23의 a-d에서 보이는 바와 같이 소성강도 발현 전후에서는 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 변형이 크게 발생하지 않는 것으로 평가되었다. 이로 인하여 반원 부재의 위치만 변경 될 뿐 전체적인 반원의 형태는 크게 변형하지 않는 것으로 평가되었다. 이는 앞서 설계식 제안 단계에서 언급한 바와 같이 반원 부재와 직선 부재가 접하는 지점에서 항복 및 소성 강도가 발현되며, 소성 강도 발현 이후 강도 발현 지점이 지속적으로 이동하며 균일한 강도가 발현되는 원인으로 판단된다.

반면, 횡 변위가 200 mm이상 발생하는 그림 4.3.23 e-f의 경우, U형 댐퍼의 반원 부재 위치에서의 형상이 일그러지는 것을 확인할 수 있었다. 이는 댐퍼 하단부의 직선 부재의 길이가 짧아짐과 동시에 응력이 특정

지점에 집중되기 시작하며, 전체적인 형상이 변화하기 때문으로 판단된다. 그림 4.3.21에 나타난 강도의 증가는 이러한 응력 집중 현상에 의하여 강재의 응력이 항복강도보다 월등히 높은 강도를 보이며 나타난 현상으로 판단된다.

본 연구에서는 U형 댐퍼의 메커니즘을 바탕으로 설계식을 제안하였으며, 이에 대한 검증을 유한요소 해석 및 요소실험을 통하여 수행하였다. 검증 결과 본 연구에서 제안한 설계식은 타당한 범위 내에서 U형 댐퍼의 응답을 예측하였으며, 이를 통하여 대상 골조에 요구되는 보강 물량을 산정하고 대체골조 실험을 통하여 보강에 따른 응답의 변화를 관측하여 골조 단위에서 제안하는 보강 절차의 타당성을 검증하였다.

(4-3-4) U형 댐퍼 시스템으로 보강된 대체골조 실험

본 연구과제의 목표는 취약 공공건물 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 보강 설계법 및 방안을 제안하는 것으로써, 이를 위하여 5개의 세부과제로 나누어 연구를 수행하였다. 2차 년도 연구를 통하여 목표 성능 확보를 위한 보강 물량을 산정한 바 있으며, 본 세부과제에서는 해당 목표 성능을 확보하기 위한 보강물량을 산정하기 위하여 다양한 변수를 바탕으로 U형 댐퍼를 적용하였다.

이를 바탕으로 요소실험에 사용된 U형 댐퍼 물성의 1/3 스케일 실험체를 사용하여 대체골조 시스템을 보강하였으며, 에너지 소산기반 U형 댐퍼와 강도기반 U형 댐퍼의 목표 강도, 강성 등에 대한 독립적인 설계를 수행하였으며, 제시한 설계 절차와 2차 년도 연구에 기반하여 목표하는 중첩된 U형 댐퍼에 대한 설계를 수행하고 동시에 이에 대한 요소실험을 수행하였다. 가력 계획은 2차 년도 연구와 동일하게 설정하여 보강 전후 대체골조 실험체의 이력을 비교하고자 하였으며, 적용한 가력 프로토콜은 그림 4.3.24와 표 4.3.4에 나타내었다.

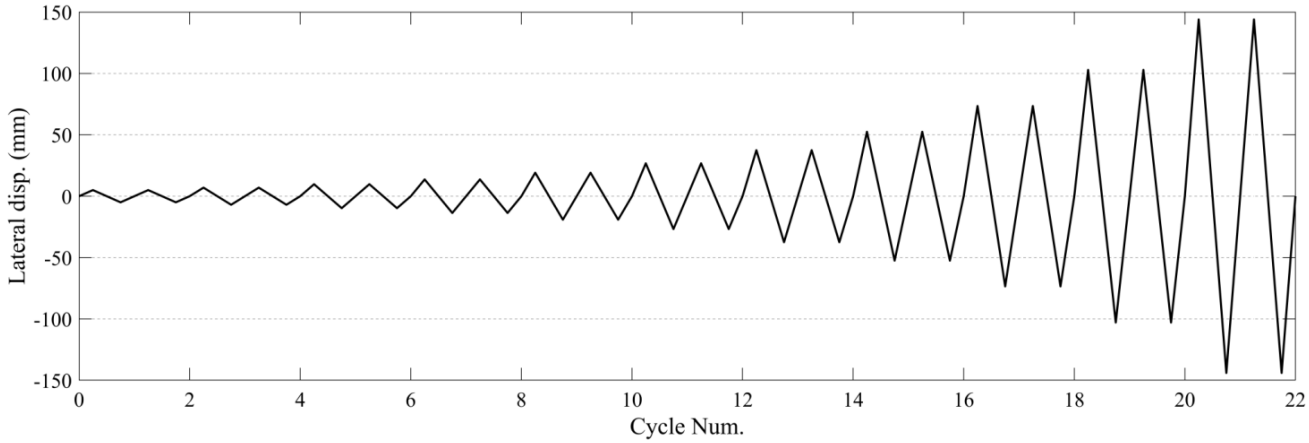


그림 4.3.24 댐퍼 요소실험의 가력 프로토콜

표 4.3.4 댐퍼 요소실험을 위한 가력 프로토콜 및 사이클 별 가력 속도

Cycle	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-20	21-22
지붕층 횡 변위 (mm)	4.98	6.97	9.76	13.66	19.12	26.77	37.48	52.48	73.47	102.9	144.0
가력속도 (mm/sec)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0

U형 댐퍼로 보강된 대체골조 시스템의 실험 치 및 가력 및 측정 장치는 그림 4.3.25와 4.3.26에 나타내었다. 전체적인 대체골조 시스템 실험 세팅도면은 2차 년도 실험과 유사한 형태로 계획되었다. 3차 년도 대체골조 실험체는 보 부재 사이에 에너지 소산기반 U형 댐퍼가 설치되어야 하며, 이를 위하여 별도의 질량체 세팅안을 수립하여 그림 4.3.26b와 같이 체결하였다. 추가적으로 1, 2, 3층의 층 전단력을 1차 모드 형상과 유사하게 가할 수 있도록 별도의 가력장치를 그림 4.3.26a와 같이 제작하였다.

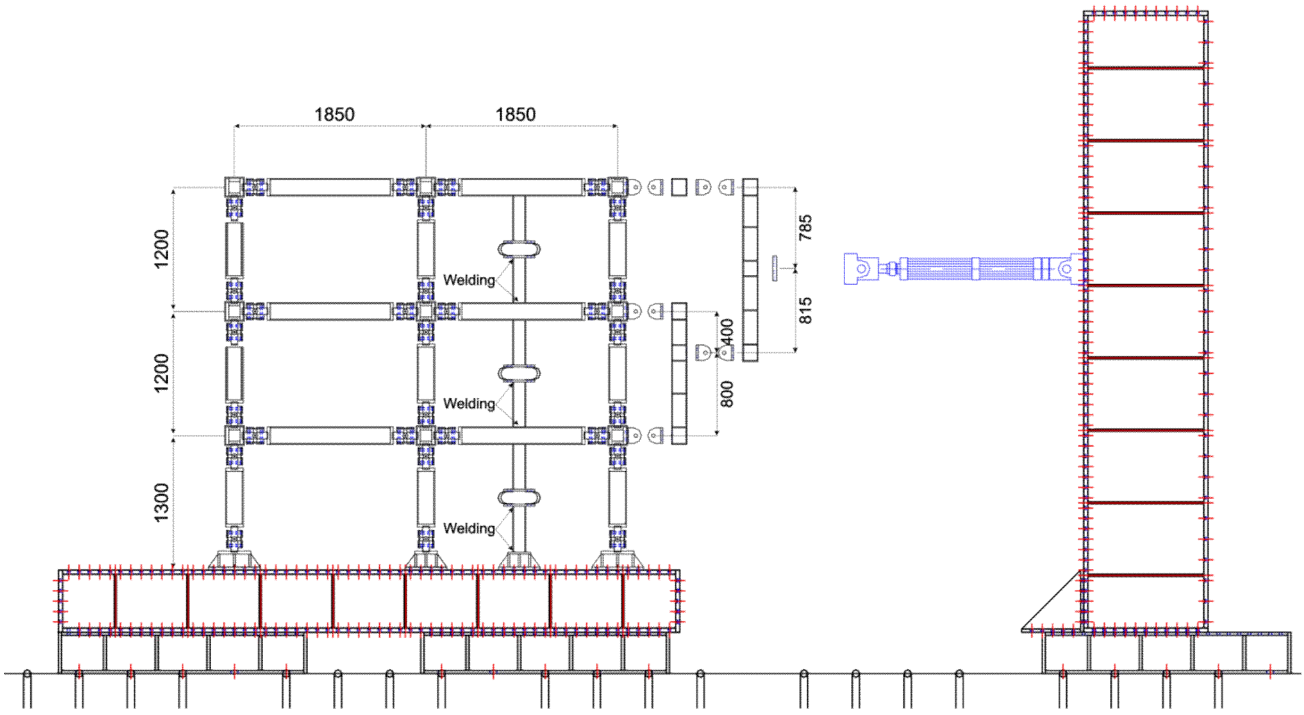
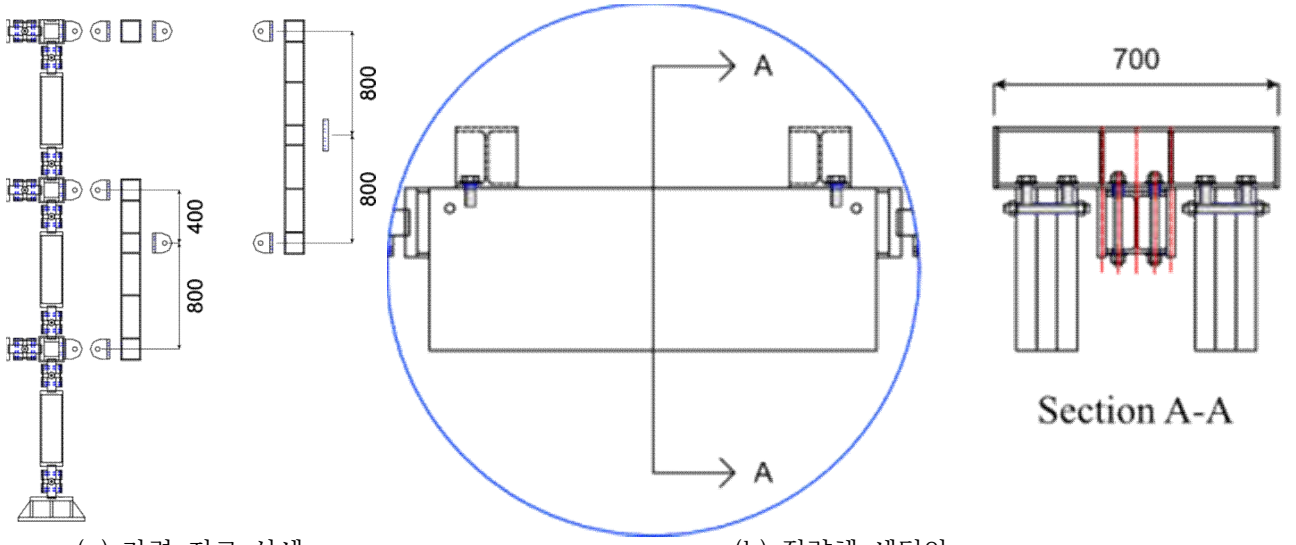


그림 4.3.25 U형 댐퍼로 보강된 대체골조 시스템 실험 세팅도



(a) 가력 지그 상세 (b) 질량체 세팅안

그림 4.3.26 보강된 대체골조 시스템 반복가력 실험을 위한 추가 세팅안

대체골조 시스템에서 구조부재의 비선형 응답이력을 모사하는 퓨즈는 2차 년도 실험과 동일하게 제작하였으며, 그 외의 세팅 상세 또한 2차 년도 실험과 동일한 형태로 결정되었다. 실험 이전 실제 세팅된 대체골조 실험체의 형상은 그림 4.3.27을 통해 나타내었다.

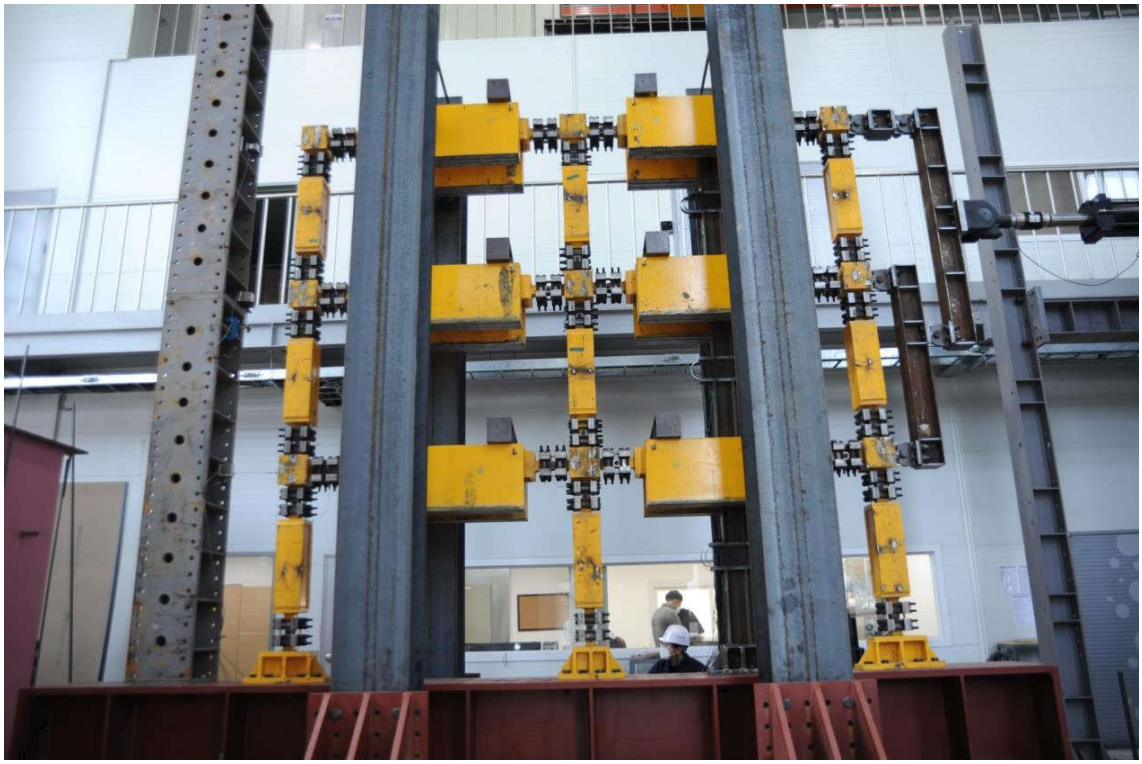


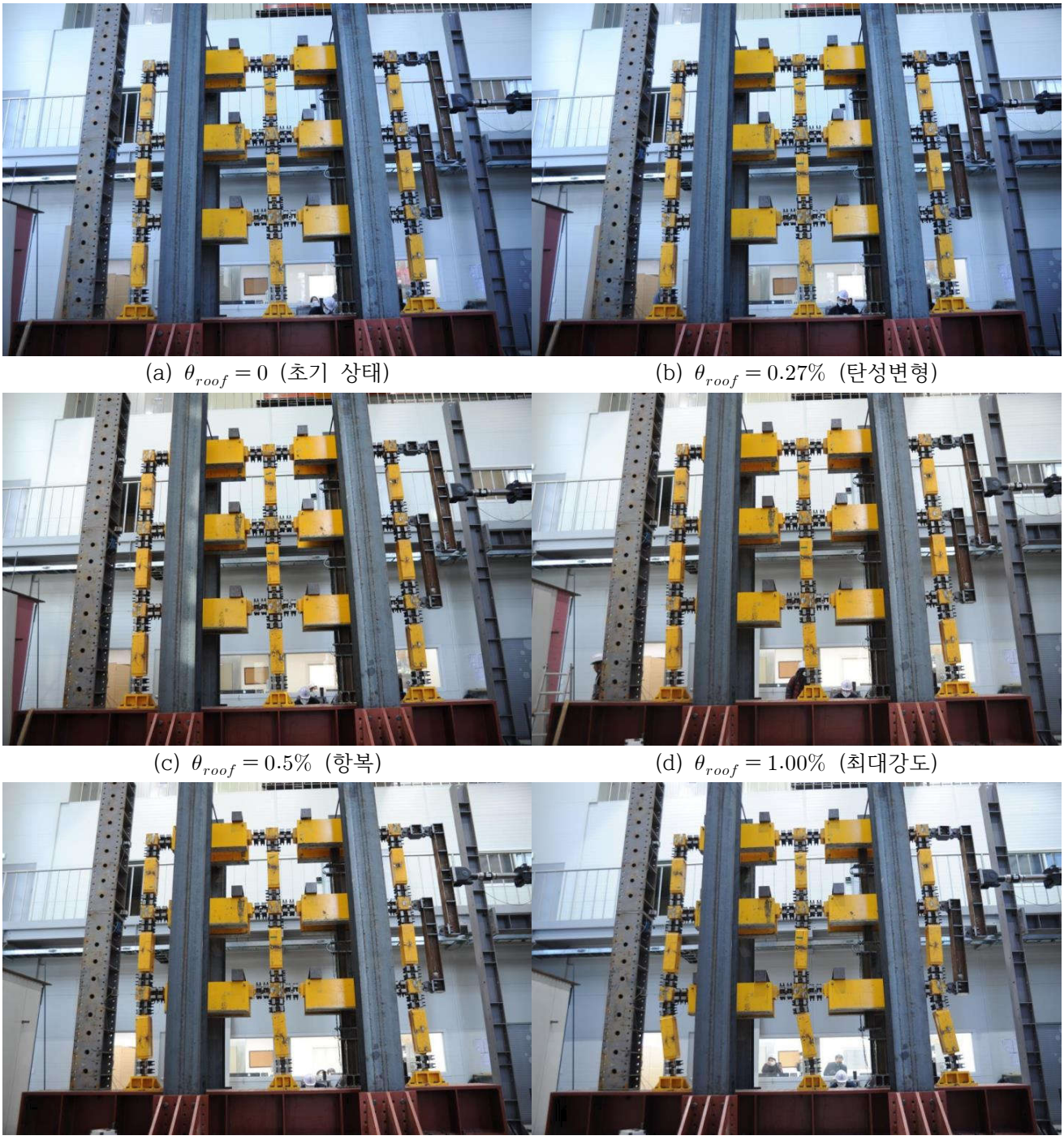
그림 4.3.27 U형 댐퍼로 보강된 대체골조 시스템 실험 세팅 사진

그림 4.3.28은 에너지 소산기반 U형 댐퍼로 보강된 대체골조 시스템의 지붕층 변위각 (θ_{roof}) 별 변형 형태를 보여주고 있다. 그림 4.3.28에 나타낸 각 그림들은 좌측으로 사이클 별 최대 변위가 발생한 시점을 기준으로 사진으로 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이 항복 이전의 대체골조 시스템은 구조물의 1차 모드 형상과 유사하게 층 변위 분포가 발생하였다. 1층에 위치한 소수의 퓨즈 및 에너지 소산기반 U형 댐퍼에서 약간의 손상이 발생하기도 하였으나 전체적인 구조물의 응답에서는 탄성적인 거동을 보이는 것으로 평가되었다.

그림 4.3.28c의 항복 시점부터 이후부터는 구조물 1층의 횡 변위 응답이 크게 발생하였으며, 대부분의 1층 기둥 구조부재에서 항복이 발생하고 에너지 소산기반 U형 댐퍼에서 소성강도 이상의 강도가 발현되었다. 이로 인하여 전체적인 구조물의 횡 변형 형태가 달라졌으며, 1층에 집중적으로 발생하는 횡 변위 응답은 이후 가력 변위가 클수록 증가하는 것으로 평가되었다.

그림 4.3.28d의 최대강도 발현 이후 시점부터는 발생하는 전체 횡 변위 중 대부분이 1층의 횡 변위에서 발생하는 것으로 나타났다. 그림 4.3.28e에 나타낸 바와 같이 대부분의 횡 변형은 1층에서 발생하였으며, 1층 기둥 부재에 위치한 퓨즈가 극심한 변형을 경험하였다. 또한, 구조부재의 손상도가 커지며 횡력에 대한 저항성능이 지속적으로 감소하였다.

붕괴 시점 (그림 4.3.28f)에서는 1층 기둥 부재에 집중된 손상으로 인하여 일종의 붕괴 (sidesway collapse)가 발생하였다. 2층 및 3층 구조 부재에서는 큰 손상이 발생하지 않았다. 이러한 붕괴 형태는 2차 년도 연구에서 언급한 바와 같이 취약한 공공건물의 경우 기둥에서 발생하는 선행 파단 및 손상의 집중된 분포로 인한 붕괴 모드와 같은 형태의 붕괴가 발생하는 것으로 판단된다.



(a) $\theta_{roof} = 0$ (초기 상태) (b) $\theta_{roof} = 0.27\%$ (탄성변형)

(c) $\theta_{roof} = 0.5\%$ (항복) (d) $\theta_{roof} = 1.00\%$ (최대강도)

(e) $\theta_{roof} = 1.43\%$ (f) $\theta_{roof} = 2.00\%$ (붕괴)

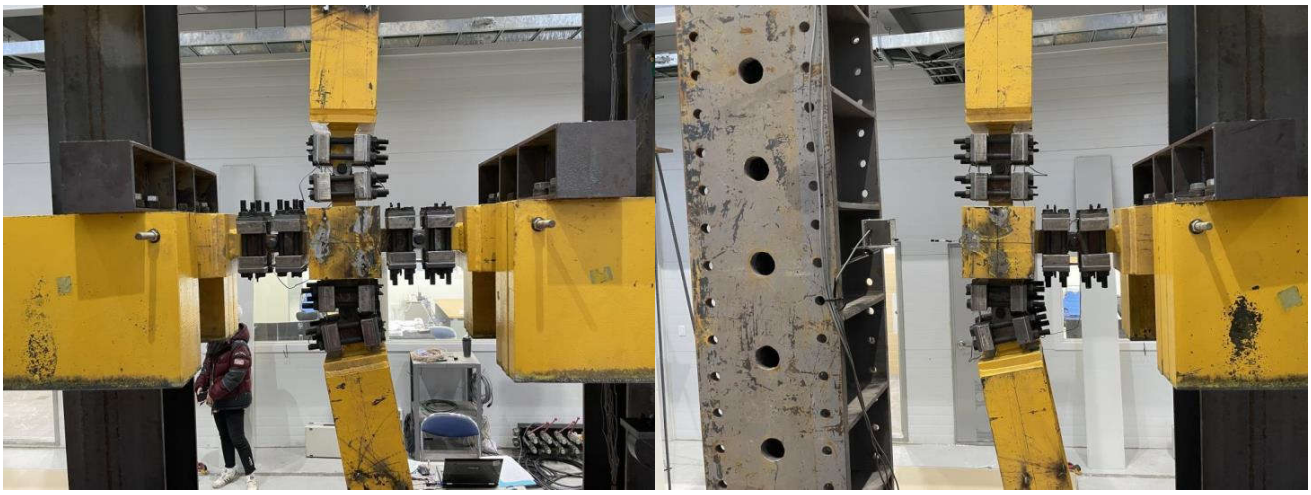
그림 4.3.28 변위 별 에너지 소산기반 U형 댐퍼로 보강된 대체골조 시스템 변형

그림 4.3.29는 구조물의 붕괴 발생 시점의 각 접합부에서 발생한 손상을 나타내고 있다. 앞서 설명한 바와 같이 그림 4.3.29 a-d를 보면 1층에 위치한 기둥 구조부재에 대부분의 손상이 집중되어 있다는 것을 확인할 수 있으며, 보 구조부재 및 2층 이상에 위치한 기둥 구조부재의 손상은 점차 감소하는 것을 육안으로도 확인할 수 있다. 이러한 손상의 형태는 2차 년도 연구를 통하여 제시한 취약 공공건물의 손상 및 붕괴 형태와 동일하며, 이를 통하여 본 연구과제를 통하여 제시하는 전체적인 연구 결과 및 보강 계획의 적절성을 판단할 수 있다.

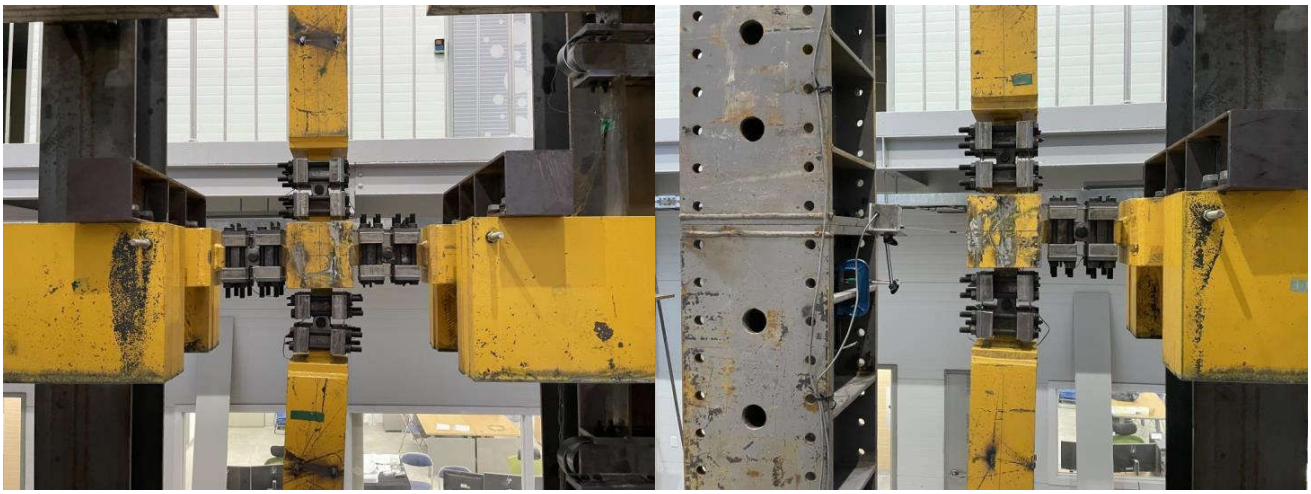
추가적으로 그림 4.3.29 c-f에 나타난 바와 같이 내부 접합부에 위치한 2층 기둥 또한 일부의 손상이 발생한다는 것을 파악할 수 있다. 이러한 기둥의 손상이 내부 접합부에서 발생하는 이유는 2차 년도 연구 결과와 마찬가지로 내부 접합부의 경우 양단에 보 부재가 위치하며, 기둥의 모멘트 강도 합이 보의 모멘트 강도 합보다 작기 때문에 기둥에 집중적으로 손상이 발생하는 것으로 판단된다. 또한, 취약한 1층의 보강을 위하여 단일 층에 댐퍼 보강을 수행할 경우, 보강 강도의 비대칭성으로 인하여 오히려 2층에서 가장 취약한 거동이 발생할 수 있으며, 본 연구에서는 이를 방지하기 위하여 모든 층에 댐퍼 보강을 수행하여 실험하였다.



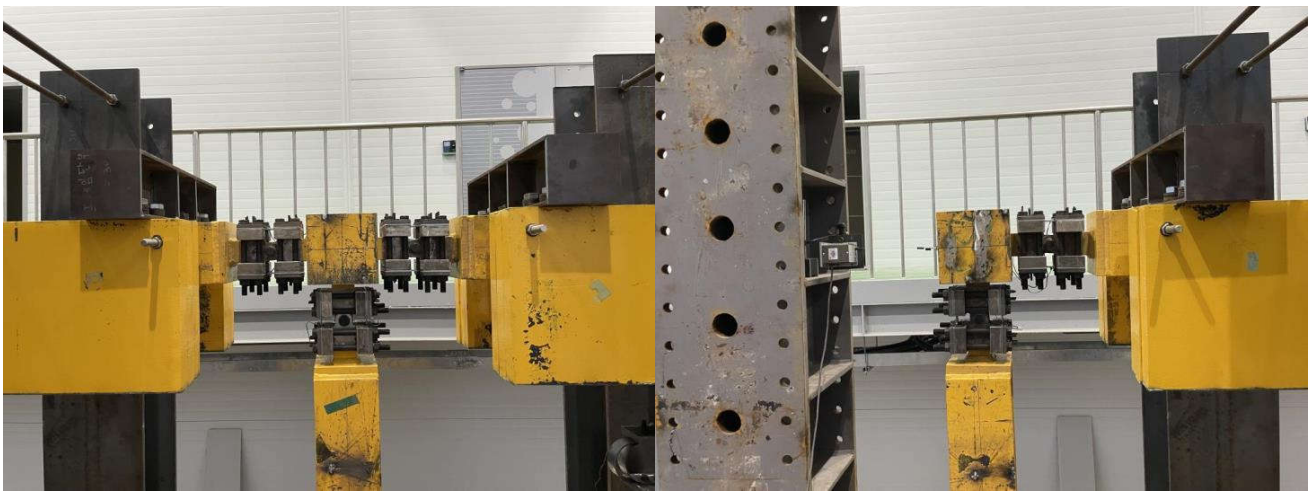
(a) 기둥 베이스 내부 접합부 (b) 기둥 베이스 외부 접합부



(c) 1층 내부 접합부 (d) 1층 외부 접합부



(e) 2층 내부 접합부 (f) 2층 외부 접합부

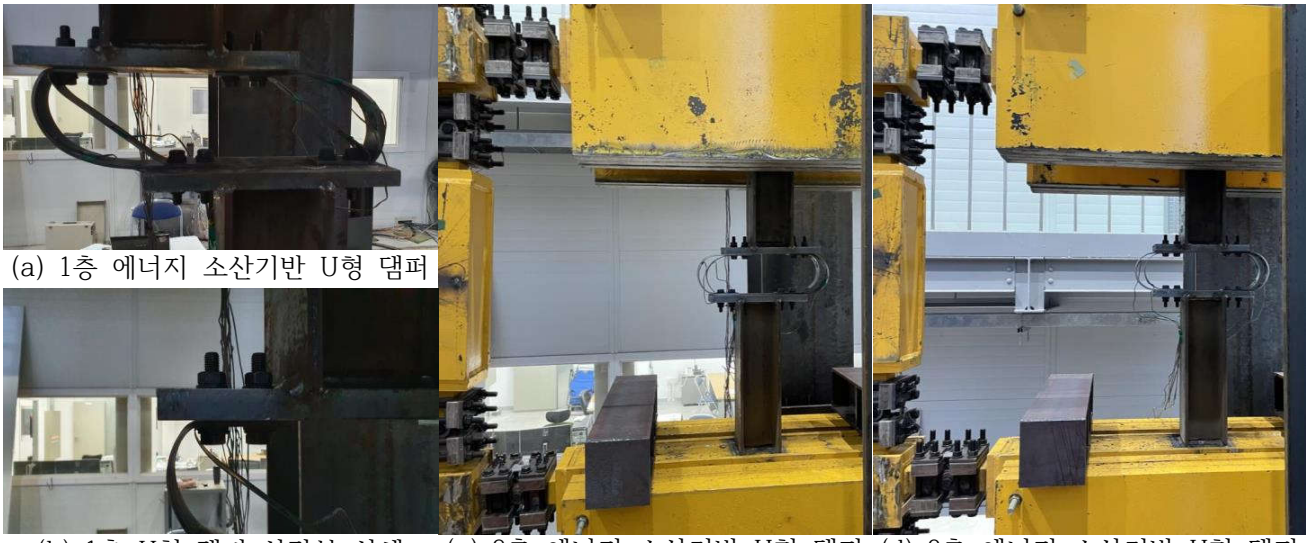


(g) 3층 내부 접합부 (h) 3층 외부 접합부

그림 4.3.29 붕괴 시점의 각 접합부 손상 분포

그림 4.3.30에는 붕괴 시점에서의 각 층 댐퍼의 변형 형상을 나타낸 것이다. 앞서 예측한 결과와 동일하게 1층 U형 댐퍼는 가장 극심한 변형을 경험하였으며, 요소실험에서 나타낸 결과와 유사하게 설계에서 의도한 소성 강도보다 높은 횡 강도를 발현하는 것으로 평가되었다. 그림 4.3.30 a-b에 보인 바와 같이 1층에 위치한 에너지 소산기반 U형 댐퍼는 소성 힌지의 이동이 더 이상 불가능한 정도로 큰 횡변형을 경험하였으며, 이로 인하여 최대 강도의 증가가 발생하고, 대체골조 시스템의 붕괴를 저지하는 것으로 평가되었다.

2층 댐퍼의 경우 1층 보강으로 인하여 증가된 최대 전단강도의 영향을 받아 소성강도를 발현하는 것으로 평가되었으며, 3층 댐퍼의 경우는 소성 강도는 발현되었지만 육안으로 확인 가능한 수준의 변형은 발생하지 않는 것으로 평가되었다.



(a) 1층 에너지 소산기반 U형 댐퍼 (b) 1층 U형 댐퍼 상단부 상세 (c) 2층 에너지 소산기반 U형 댐퍼 (d) 3층 에너지 소산기반 U형 댐퍼

그림 4.3.30 붕괴 시점의 각 층 댐퍼 손상 분포

그림 4.3.31은 반복가력 실험을 통하여 산출한 보강 전 후 대체골조 시스템의 하중-변위 이력 곡선을 나타낸 것이다. 본 연구에서는 2차 년도 연구를 통하여 강도 및 강성의 증가량을 산정하였으며, 대체골조 실험을 통하여 제안하는 보강 시스템이 강도 및 강성의 목표 증가량을 약 20%로 계획하였다.

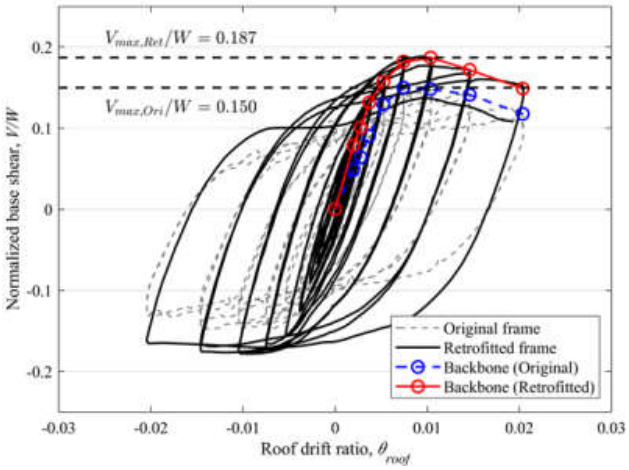


그림 4.3.31 보강 전후 대체골조 시스템의 하중-변위 이력 곡선

그림 4.3.31에 나타낸 바와 같이 3차 년도 보강 후 대체골조 시스템의 경우 보강 전 시스템 대비 약 25%의 최대강도 증가량을 보이는 것으로 평가되었으며, 강성에 대해서는 34% 증가한 것으로 평가되었다. 예측 증가량보다 최대강도 증가량이 오히려 더 크게 관측된 이유는 본 연구에서 보강 시스템으로 채용한 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 소성강도 발현 이후 연성적인 거동을 보이며 오히려 강도가 소량 증가하는 것에서 기인한 것으로 판단되며, 강성 증가량의 경우 취약한 공공건물의 응답이 1층에 집중되며 예측보다 빠르게 댐퍼의 강도가 증가하는 것이 이러한 초기 강성의 큰 증가를 발생시킨 것으로 판단된다.

(4-3-5) 소결

① 본 세부과제의 3차 년도 연구에서는 취약한 공공건물을 효율적으로 보강하기 위한 보강 댐퍼 및 댐퍼의 설계 방법에 대하여 제안하였다. 본 연구에서는 취약한 공공건물의 보강을 위한 댐퍼로써 에너지 소산기반 U형 댐퍼를 선정하였으며, 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 안정적인 이력거동을 바탕으로 높은 에너지 소산능력을 보유함과 동시에 본 골조의 붕괴 이전 시점까지 의도하는 최대 강도를 발현할 수 있다는 장점을 보유한 것으로 나타났다.

② 선정된 보강 시스템의 설계 절차를 제시하였으며, 유한요소해석 및 요소실험을 통하여 설계식의 타당성을 검증하였다. 검증 결과 설계식은 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 이력을 10%의 오차 이내로 정확히 예측하는 것으로 나타났다. 골조의 보강 설계에 효과적으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

③ 시스템 단위에서의 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 성능을 평가하기 위하여 본 연구에서는 2차 년도 연구를 통하여 실험을 수행하였던 대체골조를 이용한 반복 실험을 수행하였다. 기존 대체골조를 이용하여 퓨즈 및 댐퍼의 제작만으로 비교적 경제적인 실험을 수행하였으며, 실험 수행 결과를 바탕으로 의도한 강도 및 강성의 보강량과 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템의 성능을 평가하였다. 골조 전체의 하중-변위 이력 곡선을 바탕으로 평가를 수행한 결과, 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템은 의도하는 성능 이상의 높은 강도 및 강성 보강 효과를 보유한 것으로 평가되었으며, 이러한 보강 효과는 골조의 붕괴가 발생하는 시점까지 유지되는 것으로 평가되었다. 본 세부과제를 통하여 평가된 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템의 실제 골조에서의 성능 발현 및 이를 기반으로 한 보강 프로세스 개발은 5 세부과제를 통하여 수행 되었다.

(5) 5세부과제: 공공건물 지진붕괴확률 50% 저감 위한 보강설계법 / 소프트웨어 개발

본 연구과제의 최종 목표는 취약한 공공건물의 생애주기 붕괴확률을 50% 저감시키기 위한 효율적인 보강방법을 제안하는 것이다. 이와 같은 연구 목표를 달성하기 위하여 3개년에 걸처 연구가 수행되었다. 본 세부과제 (5세부)에서는 취약한 공공건물 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 MPA 기반 공공건물 보강방법제안하고 검증하는 것이다.

이를 위하여 본 절에서는 우선 2차 년도 연구를 통하여 개발한 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 MPA 기반 공공건물 보강방법을 이용하여 당해 년도 연구에 기획된 보강 시스템에 대한 실험 물량을 산정하였다. 대상 공공건물 실험체의 보강 물량은 단자유도 시스템에 기반하여 산출되었으며, 이는 3, 4 세부과제에서 실험체의 보강 물량을 결정하는 사용하였다. 실험 결과를 바탕으로 검증된 대상 공공건물의 간략모델과 보강 시스템의 수치해석모델 및 실험 결과에 기반하여 수립된 등가 1차 단유유도 시스템을 통하여 의도된 수준의 생애주기 붕괴확률 저감을 검증하였다.

각 연차별 연구내용을 간략하게 나열하면 다음과 같다.

(1차 년도) 공공건물의 붕괴해석 방법 구축

(2차 년도) 붕괴해석모델 및 붕괴확률해석

(3차 년도) 붕괴확률 50%저감을 위한 소프트웨어 보강설계법 제안

(5-1) 1차 년도: 붕괴확률 예측 알고리즘 개발

현행 국내 건축구조기준인 KDS 2019 (2019)나 미국의 내진설계기준인 ASCE 7-16 (2016)에서는 설계되는 구조물에 대하여 일정 수준 이상의 내진성능을 확보하도록 설계할 것을 요구하고 있다. 특히, 우리나라 건축구조기준의 모델기준인 ASCE 7-16 (2016)에서는 설계를 수행하는 각각의 구조물에 대하여 최대고려지진 (risk-targeted maximum considered earthquake, MCE_R)에 대한 건물의 조건부 붕괴확률의 형태 또는 구조물의 생애주기 동안 발생하는 구조물의 붕괴확률의 형태로 성능 목표를 제시하고 있으며, 해당 목표수준을 확보하기 위한 설계 절차를 제시하고 있다. 그러나 이러한 설계 기준이 제정되기 전의 구조물은 해당 수준의 목표 성능수준을 확보하지 못할 확률이 높으며, 취약 구조물의 경우에 인명의 안전을 위한 성능수준을 보장하지는 못한다. 특히 공공건물의 경우 주민의 보건 및 안전등을 담당하기 때문에 국민의 안전을 확보하기 위해 일반 구조물에 적용되는 내진등급보다 높은 중요도 (특) 또는 (1)에 해당하는 구조물로 지정되어 있다.

ASCE 7-16 (2016)에서는 Risk category IV (국내의 중요도 (특))에 해당하는 구조물에 대하여 일반 구조물에 대하여 의도한 목표 내진성능 대비 50% 낮은 붕괴확률에 대하여 내진성능을 확보할 것을 요구하고 있다. 또한 국내의 현행 건축구조기준인 KDS 2019 (2019)에서도 공공건물의 경우 중요도 계수를 일반 건물에 비하여 1.2-1.5배 높은 것으로 규정하고 있으며, 상대적으로 더 높은 내진성능을 확보할 것을 요구하고 있다. 따라서 취약한 공공건물의 내진성능이 목표 성능수준을 평가하여 안전을 보장하는지에 대한 평가를 수행하고 성능수준을 확보하기 위한 보강방법의 제안은 매우 주요한 과제라고 판단된다.

이러한 연구를 진행하기 위해서는 구조물의 내진성능을 평가하기 위한 지표와 기존 구조물의 내진성능을 정확하게 평가하기 위한 절차가 요구된다. 다수의 해외 연구자들은 구조물의 내진성능을 수치화하기 위하여 지반운동에 대한 붕괴확률이나 수치화할 수 있는 형태로 대상 구조물의 내진성능을 정의하였으며, 구조물의 붕괴에 대한 많은 해석적 연구를 수행해왔다. FEMA P695 (2009)에서는 구조물의 내진성능을 붕괴확률로써 정의하고, 시스템에 대한 성능을 규정하기 위한 방법을 포함하고 있으며, 최대고려지진에 대한 조건부 붕괴 확률의 형태로 구조물의 내진성능을 평가하고 있다. Medina and Krawinkler (2002), Ibarra 등 (2005)은 특정 수준의 지반운동에 대한 붕괴확률의 형태가 아닌 지진재해도와 구조물의 취약도 곡선을 이용하여 대상 구조물의 연간 붕괴 빈도수를 산정하는 방법을 제안하였다.

위의 두 방법은 현행 ASCE 7-16 (2016)에서 대상 구조물에 대하여 의도하는 목표 성능수준을 확보하였는지에 대한 척도로써 사용되고 있다. 하지만 이와 같이 제시된 절차들은 해당 방법론이 개발된 지역인 미국의 지반조건 및 구조물에 대하여 개발된 방법으로써 국내의 기존 공공건물에 그대로 적용하기에는 한계점을 지닌다. 따라서 본 절에서는 기존 공공건물의 합리적인 보강 수준을 결정하기 위하여 구조물의 정확한 붕괴확률을 평가하기 위한 알고리즘을 제안하고자 한다.

(5-1-1) 붕괴확률 예측 알고리즘

본 연구에서는 대상 구조물의 내진성능을 연간 붕괴확률빈도수를 이용하여 평가하고자 한다. 연간 붕괴 빈도수(λ_c)을 산출하기 위해서는 다음과 같은 두 요소에 대한 평가가 선행되어야 한다 : (1) 대상 지역의 지진재해도 곡선, (2) 대상 구조물의 취약도 곡선.

대상 지역의 지진 재해도 곡선은 특정 지역에서 일정 강도 이상의 지진이 발생할 연간 빈도수를 의미하며, 대상 지역에 발생할 수 있는 지반운동의 강도를 알려주는 지표이다. 대상 구조물의 취약도 곡선은 특정 강도 수준 (intensity measure, im)을 가지는 지반운동이 가해졌을 때 대상 구조물의 붕괴가 발생할 확률으로서, 대상 구조물의 지반운동에 대한 내진성능을 나타내는 곡선이다. 구조물의 연간 붕괴 빈도수는 취약도 곡선과 지진 재해도 곡선을 바탕으로 아래와 같은 식 5.1.1을 이용하여 산출할 수 있다.

$$\lambda_c = \int_0^\infty P(C|im) \bullet |d\lambda_{IM}(im)| \qquad \text{(식 5.1.1)}$$

여기에서, $P(C|im)$은 대상 구조물이 특정 강도 수준 (im)의 지반운동에 대하여 갖는 붕괴확률을 의미하며, λ_{IM}은 특정 강도 수준 (im) 이상의 지반운동이 발생하는 연간 빈도수를 의미한다. 실제로는 해당 수식과 같은 연속적인 구간에 대한 적분을 수행할 수 없기 때문에 최종적으로는 식 5.1.1을 아래와 같은 불연속적인 구간에 대한 산술합의 형태로 식 5.1.2와 같이 정리하여 대상 구조물의 연간 붕괴 빈도수 (λ_c)를 산출 할 수 있

다.

$$\lambda_c = \sum_0^{\infty} P(C|im_i) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im_i)}{d(im)} \right| \cdot \Delta im \qquad \text{(식 5.1.2)}$$

여기에서, $\left|d\lambda_{IM}(im_i)/d(im)\right|$은 지진 재해도 곡선의 기울기로써, 특정 강도 수준 (im)의 지반운동이 발생하는 연간 빈도수를 고려하는 강도 수준의 간격으로 나누어준 것이다. 즉, 식 5.1.2는 각각의 강도 수준 (im)의 지진이 발생하는 연간 빈도수와 해당 강도 수준에서 대상 구조물의 붕괴 확률의 곱의 형태로 대상 구조물의 각각의 강도 수준에서의 붕괴 빈도수를 산출하고 이를 적분하는 형태로 이루어져 있다.

이와 같은 붕괴 연간 빈도수를 구조물의 생애주기 (50년)동안 발생할 수 있는 붕괴 확률로 변환하기 위해서는 지반운동의 발생 확률을 특정 확률 분포을 이용하여 산정하여야 한다. 본 연구에서는 지반운동의 발생 확률을 푸아송 분포에 따라 발생한다고 가정하였으며, 이에 따라 t년간 발생할 수 있는 구조물의 붕괴 확률 $(P_{c,tyrs})$는 아래의 (식 5.1.3)을 바탕으로 산출 할 수 있다. 또한, 연간 붕괴 빈도수는 일반적으로 굉장히 작은 값을 가지므로, (식 5.1.3)에 제시된 바와 같은 약산식으로 계산 할 수 있다.

$$P_{c,tyrs} = 1 - \exp(-\lambda_c t) \cong t\lambda_c \qquad \text{(식 5.1.3)}$$

그림 5.1.1은 위와 같은 수식을 통하여 대상 구조물의 생애주기 붕괴확률을 산출하는 과정을 도식화하여 나타낸 것이다.

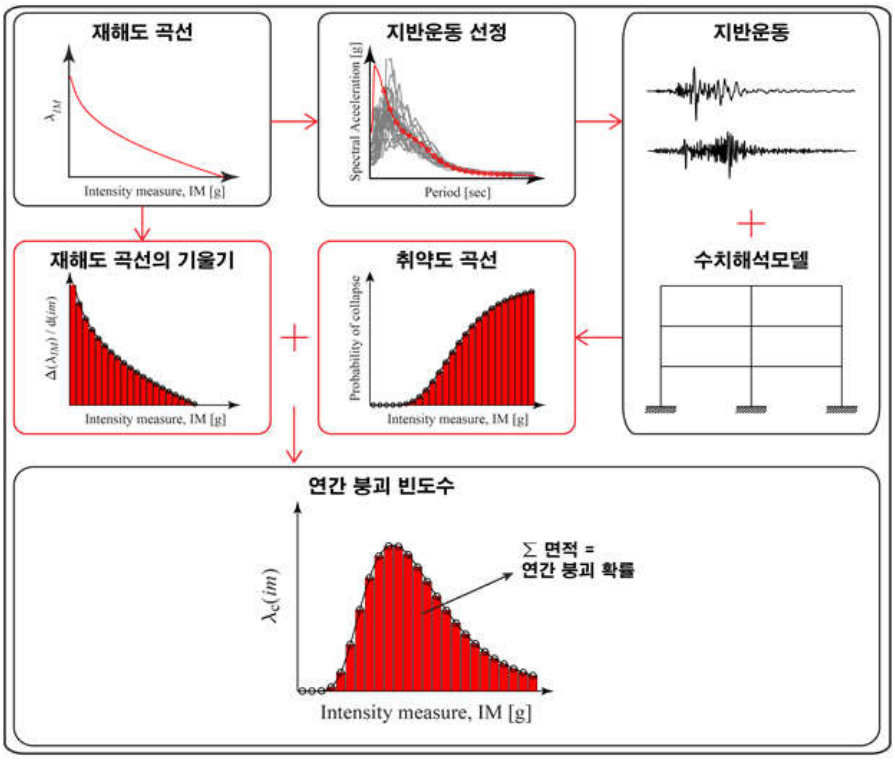


그림 5.1.1 붕괴확률 예측 알고리즘

그림에 제시된 알고리즘을 바탕으로 대상 구조물의 생애주기 붕괴확률을 산출하는 절차는 다음과 같다.

① 대상 지역 및 대상 구조물 선정.

② 대상 지역에 대한 지진재해도 해석 수행 및 지진재해도 곡선 수립. 여기에서, 지진 재해도 곡선의 가로축은 지반운동의 강도 수준 (im), 세로축은 특정 강도 수준 (im)이상의 지반운동의 연간 발생빈도수를 의미함.

③ 재해도 해석 결과를 바탕으로 등재해도 스펙트럼 구축 및 이에 적합한 지반운동 선정. 대상 부지에 위치한 구조물의 취약도 곡선을 구축하기 위해서는 해당 지역에 발생 가능한 지반운동을 사용하여 붕괴강도를 산정해야 함.

④ 선정된 지반운동 집단과 대상 구조물의 동적 거동을 모사할 수 있는 수치해석모델을 이용하여 동적 해석을 수행하고, 각각의 지반운동에 대한 붕괴강도를 산출.

⑤ 각각의 붕괴강도에 대한 분포를 이용하여 대상 구조물의 취약도 곡선 구축. 대상 구조물의 취약도 곡선은 지반운동의 강도 수준 (im)에 대한 붕괴 확률을 의미함.

⑥ 구축된 취약도 곡선과 재해도 곡선의 기울기를 바탕으로 식 5.1.2를 사용하여 대상 구조물의 연간붕괴빈도수 산출.

⑦ 식 5.1.3을 이용하여 대상 구조물의 생애주기 (50년) 동안 발생할 수 있는 붕괴확률 산출.

(5-1-2) 대상 구조물 및 수치해석 모델 프레임

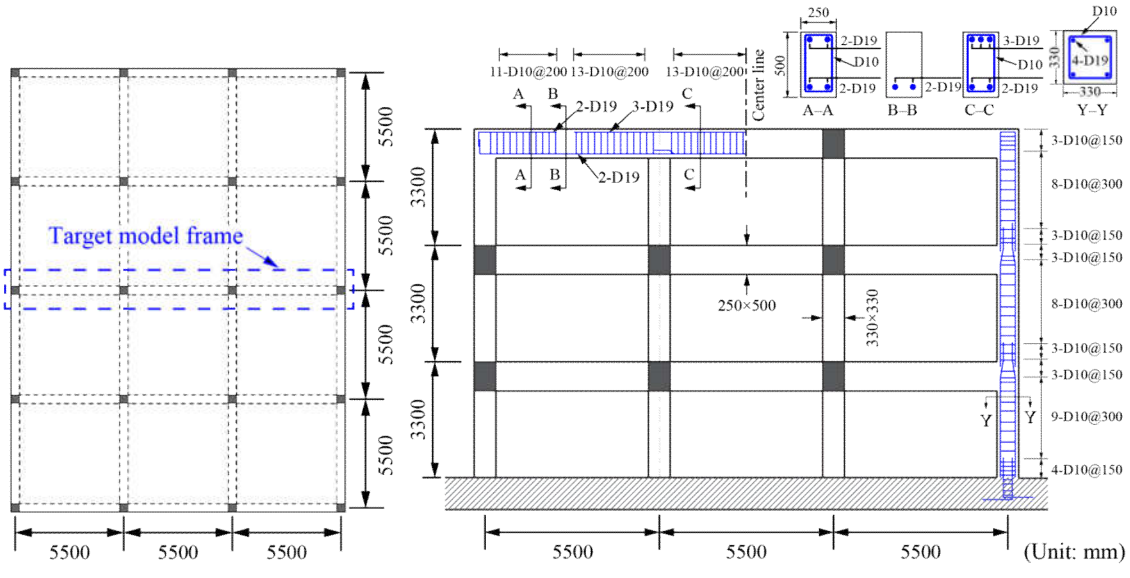
해당 장에서는 본 연구과제에서 개발한 붕괴확률 예측 알고리즘의 적용 예시를 통하여 대상 구조물에 대한 알고리즘의 적용에 대하여 설명하고자 한다. El-Attar 등 (1991)과 Lao (1990)의 설문조사 결과에 따르면, 취약 구조물의 높이는 대체적으로 3300 mm, 보 경간은 4500 ~ 9000 mm로 확인되었으며, 앞 절의 내용에 따라 공공건물의 구조부재는 콘크리트 압축강도 ($f_c^{'}$) 21 MPa, 철근 인장강도 (f_y) 300 ~ 400 MPa의 물성치를 보인다.

취약 공공건물의 붕괴성능을 향상시키기 위한 본 연구의 최종 목적과 결부하여 대상 구조물은 내진설계가 수행되지 않은 구조물인 Han 등 (2004)에 제시된 중력하중에 의하여 설계가 수행된 구조물로 선정하였다. 이 구조물은 층고 및 경간, 재료의 강도와 같은 물성치들이 위 설문조사 및 데이터베이스의 결과와 매우 유사하거나 범위 내에 존재하므로 취약한 공공건물의 특성을 잘 모사할 수 있다고 판단하였다.

대상 구조물은 수직하중인 중력하중만을 고려하여 설계되었으며, $1.4D+1.7L$의 하중에 저항하도록 설계되었다. 여기에서, D와 L은 각각 고정하중과 활하중이며, 그 외의 설계 상세는 ACI 318 (1999)에 제시된 보통 모멘트골조 (Ordinary moment resisting concrete frame) 에 대하여 제시된 요구조건에 따라 결정되었다. 대상 구조물의 설계에 사용된 콘크리트의 압축강도 ($f_c^{'}$)와 철근의 항복강도 (f_y)는 각각 23.5 MPa과 392 MPa이다. 해당 조건에 따라 설계된 대상 구조물의 평면 및 단면과 상세는 아래의 그림 5.1.2에 나타내었다. 또한 각각의 보와 기둥 단면 상세도 그림 5.1.2에 나타내었다.

본 예시에서는 붕괴확률 평가 알고리즘의 상세 설명 및 절차에 집중하여 서술하고 있으므로, 대상 구조물의 수치해석 모델로써 그림 5.1.2의 대상골조에 대한 2차원 수치해석 모델을 수립하고 평가를 수행하였다.

ATC 72-1 (2010)에서는 구조물의 하중에 대한 응답을 모사하기 위한 비선형 수치 모델의 유형으로써 연속소성 모델 (continuum inelasticity), 분산 소성 모델 (distributed inelasticity (fiber)), 집중 소성 모델 (concentrated inelasticity)을 나누어진다고 명시하고 있다. 이에 대한 상세 설명은 앞 절에 명시되어 있으며, 본 절에서는 1차년도 연구과제 결과물 중 하나인 정밀해석 모델을 사용하여 대상 구조물의 2차원 수치모델을 작성하여 평가에 적용하였다.



(a) Plan view (b) Elevation and detail of beam and column

그림 5.1.2 대상 구조물

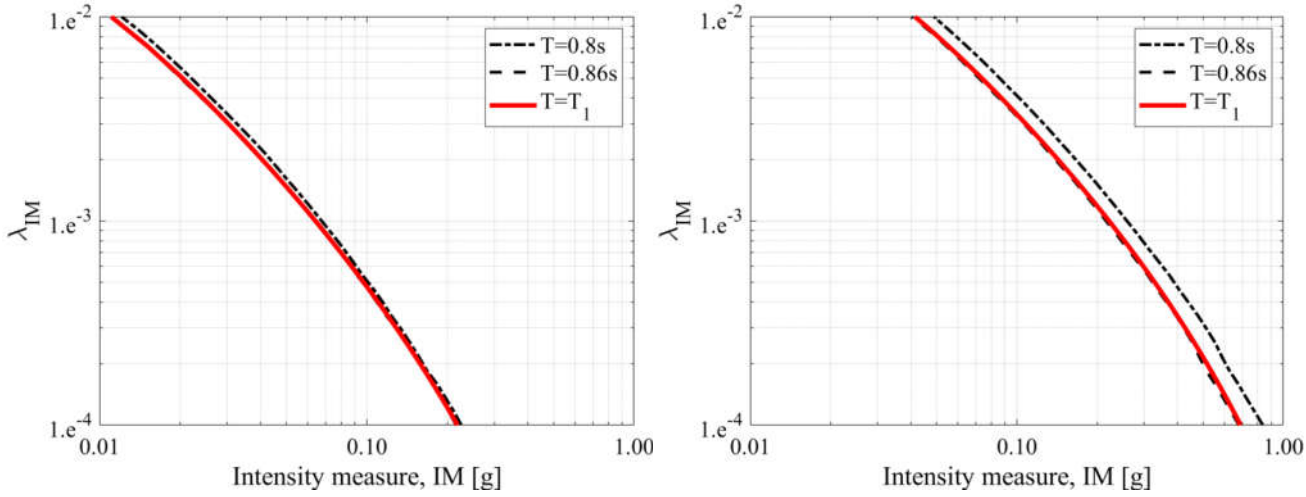
(5-1-3) 지진 재해도 곡선

대상 구조물의 지진에 의한 연간 붕괴 빈도수를 산출하기 위해서는 앞서 설명한 바와 같이 대상 지역에 대한 지진 재해도 곡선과 대상 구조물의 취약도 곡선을 수립해야 한다. 알고리즘 검증 절차에서는 지반종류 S_C와 S_E를 갖는 대상 부지를 가정하고, 앞선 연구를 바탕으로 이에 대한 재해도 곡선을 구성하였다.

지진붕괴확률 예측 알고리즘에 적용하기 위해서는 대상 구조물의 고유 주기에 해당하는 재해도 곡선을 수집하여야 한다. 따라서 본 절에서는 대상 구조물의 고유주기에 대한 지진 재해도 곡선을 수립하기 위하여, 근접 주기의 지진 재해도 곡선을 활용하여 log-log space에서 주기에 대한 직선보간 함으로써 특정 주기의 지진 재해도 곡선을 수립하였다. 또한, 수식을 사용하여 정확하게 연간 붕괴 빈도수를 산출하기 위해서는 해당 주기의 지진 재해도 곡선의 수식을 수립하고, 최대한 작은 강도 수준 (im)의 간격에 대하여 각 강도 수준 (im)에 대한 연간 붕괴 빈도수가 산출되어야 한다. 이를 위하여 선행 연구 (Eads 등, 2013)에서 사용된 방법과 같이 지진 재해도 곡선이 4차 다항식을 따른다고 가정하여 해당 곡선의 연속적인 데이터를 계산하였다. 이와 같은 절차를 통하여 산출한 지반종류 S_C와 S_E에 대한 대상부지의 지진재해도 곡선은 그림 5.1.3에 나타내었다.

여기에서, 구조물의 동적해석을 수행하기 위하여 사용되는 지반운동은 대상 지역의 지반운동을 대표하기 위하여 대상 지역의 응답스펙트럼에 적합하게 선정된 지반운동을 사용하여야 한다. 구조물의 동적해석을 위한 지반운동의 선정 과정에서 대상 지역의 지반운동 특성을 대표하는 목표 스펙트럼으로는 현행 기준에 따른 설계스펙트럼, 등재해도스펙트럼 (uniform hazard response spectrum, UHRS), 조건부 스펙트럼 (conditional mean spectrum, CMS) 등을 사용하여 구성할 수 있다.

본 연구에서는 대상구조물의 고유주기인 0.85s에서 평균 응답스펙트럼 값이 2475년의 재현주기에 설계응답스펙트럼 값을 갖도록 하는 지반운동 20개를 선정하였다. 아래의 그림 5.1.4는 선정한 20개의 지반운동의 개별적 응답스펙트럼과 평균응답스펙트럼이 나타나 있다.



(a) 지반종류 S_C (b) 지반종류 S_E

그림 5.1.3 지반종류와 대상 구조물의 고유 주기에 대한 재해도 곡선

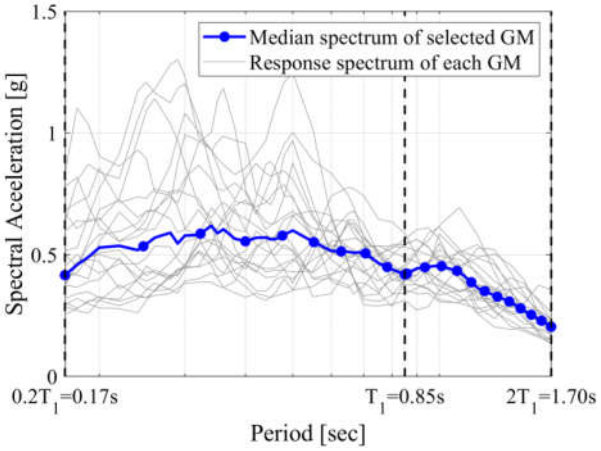


그림 5.1.4 지반종류 S_E에 대한 목표 스펙트럼 및 선정된 지진파 집단의 응답 스펙트럼

(5-1-4) 대상 구조물의 취약도 곡선

대상 구조물에 대한 붕괴확률의 예측 알고리즘을 수립하기에 앞서 구조물의 붕괴확률을 산출하기 위해서는 대상 구조물이 특정 강도를 가지는 지반운동에 대하여 어느 정도의 붕괴확률을 가지는지에 대한 평가를 수행함으로써 대상 구조물의 취약도 곡선을 작성하여야 한다. 이를 위해서는 구조물의 동적 해석을 바탕으로 지반운동에 대한 구조물의 붕괴 강도를 평가해야 한다. 본 연구에서는 지반운동에 대한 구조물의 붕괴 강도를 대상 구조물에 대한 증분동적해석 (IDA) (Vamvatsikos, 2002)을 수행함으로써 산출하는 방법을 사용하였다.

증분동적해석 (IDA)의 수행 결과 대상 구조물의 각 지반운동에 대한 붕괴는 다음과 같은 조건 중 하나 이상을 만족할 경우 발생한다고 정의하였다: (1) 대상 구조물의 고유 주기에 대한 층별 하중 분포를 사용한 비선형 동적 해석 (pushover analysis)의 결과, 최대 내력의 50%가 감소한 지점에서의 지붕층 변위각 $(\theta_{roof,50\%})$의 1.5배 이상의 최대 층간변형각이 발생한 경우. 여기에서, 지붕층 변위각 (θ_{roof})은 구조물의 지붕층 변위 (δ_{roof})를 구조물의 높이로 나눠준 값을 의미한다, (2) 비선형 동적 해석을 수행한 후, 구조물의 잔류 층간변형각의 최댓값 (θ_{res})이 비선형 동적해석 (pushover analysis)의 결과, 최대 내력의 50%가 감소한 지점에서의 지붕층 변위각 (θ_{roof}) 이상일 경우, (3) 과도한 비선형성의 발생으로 인하여 수치 모델의 수렴성이 저하되어 수렴이 발생하지 않는 경우. 여기에서 최대 내력의 50%가 감소한 지점에서의 지붕층 변위각 $(\theta_{roof,50\%})$은 그림 5.1.5를 통하여 나타내었으며, 본 예시에서 사용한 대상 구조물의 $\theta_{roof,50\%}$는 1.6%로 평가되었다.

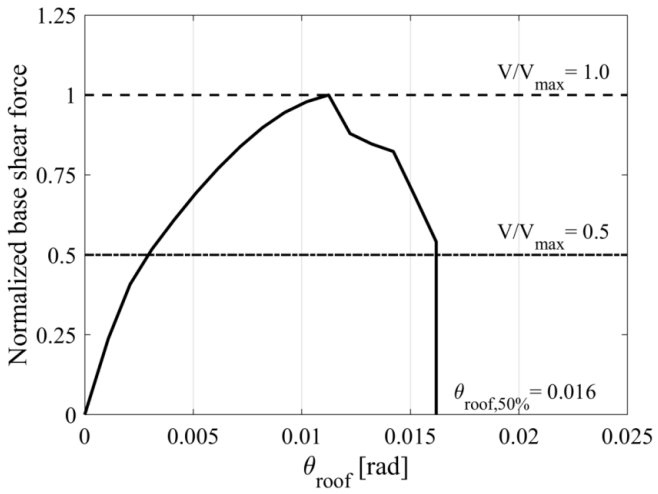
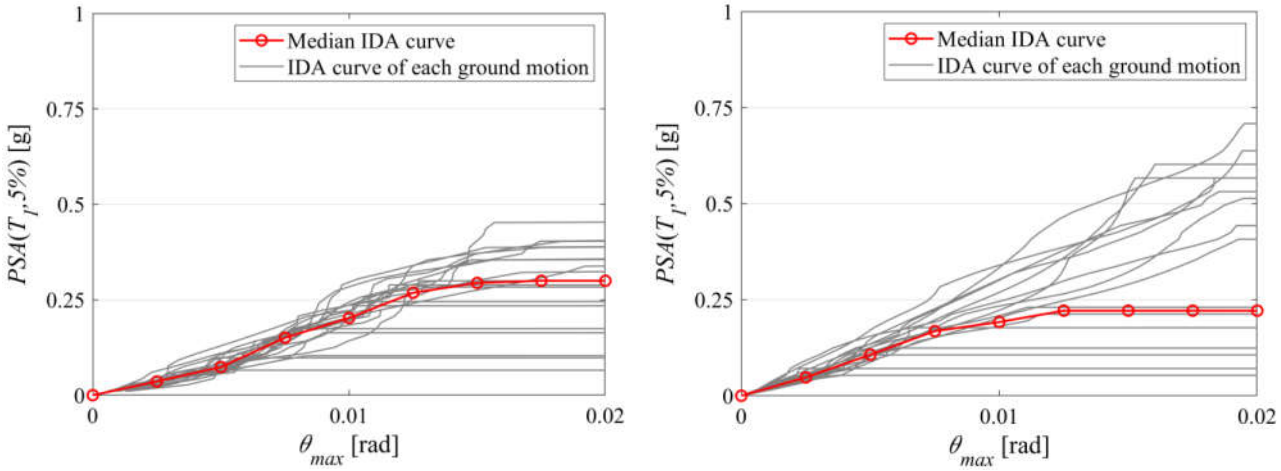


그림 5.1.5 대상 구조물의 비선형정적해석 곡선

붕괴강도의 분포를 로그정규분포를 이용하여 확률적으로 정의함으로서 대상 구조물의 취약도 곡선을 아래와 같이 계산할 수 있다. 그림 5.1.6은 대상 구조물에 대한 IDA를 수행하여, 각각의 지반운동에 대한 IDA 곡선을 나타낸 그래프와 각각의 지반운동에 대한 IDA 곡선들의 중앙값을 나타낸 그래프이다. 그림 5.1.7에서 각각의 지반운동에 대한 IDA 곡선은 회색 실선으로, IDA 곡선들의 중앙값은 빨간 실선을 이용하여 표기하였으

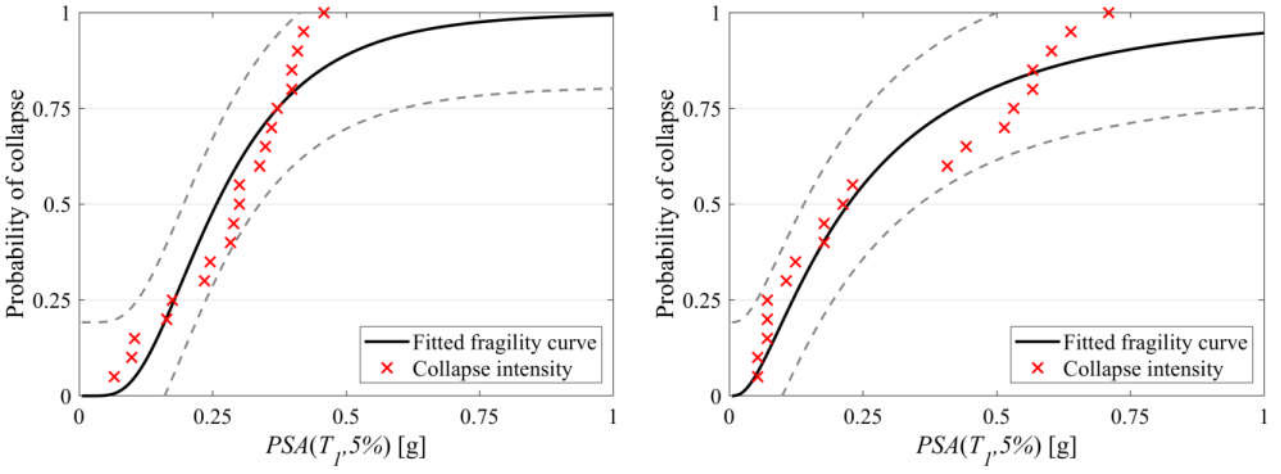
며, 가로축과 세로축은 각각 동적해석으로 인하여 발생한 최대 층간변위각과 동일 시점의 지반운동의 강도 수준을 의미한다. IDA 해석 결과 대상 지역의 지반분류에 따라 붕괴강도의 분포와 중앙값에서 차이가 발생하는 것을 확인할 수 있으며, 이는 지반운동의 특성에 따라 대상 구조물에서 발생하는 붕괴의 확률이 크게 달라진다는 것을 의미한다. 따라서 대상 구조물의 정확한 취약도 곡선을 구성하기 위해서는 대상 부지의 특성에 따른 목표 스펙트럼을 구축하고, 해당 지반운동을 이용하여 대상 구조물의 동적해석이 수행되어야 한다.



(a) 지반종류 S_C (b) 지반종류 S_E

그림 5.1.6 선정된 지반운동 집단에 대한 IDA curve

20개의 지반운동을 사용하여 증분동적해석을 수행한 결과 대상 구조물은 0.2%의 최대 층간변형각에서 구조물의 항복이 발생하였으며, 탄성 이후에 급격하게 변위가 증가하여 붕괴가 발생하였다. 이는 대상 구조물이 지진하중에 대하여 설계가 수행되지 않았으며, 적절한 연성 성능을 확보하지 못하였기 때문에 급격한 붕괴가 발생하게 된 것으로 판단된다. 이러한 사실은 비선형 정적 해석상에서 최대 강도 발현 이후 급격하게 강도가 감소하고 수렴성이 저하된 것으로도 확인이 가능하다. 또한 대상 구조물은 지반종류에 따라 각각 0.30g와 0.22g의 중간붕괴강도를 가지는 것으로 평가되었다. 이를 바탕으로 그림 5.1.7 대상 구조물의 취약도 곡선을 수립하고 나타내었다. 대상 구조물은 몇몇 소수 지진파의 경우 연성적인 거동을 하였으며, 이로 인하여 취약도 곡선상의 분산 (dispersion이 굉장히 큰 값으로 관측되었다. 그림 5.1.7은 증분동적해석의 붕괴강도를 이용하여 취약도 함수를 구축한 것이며, 가로축과 세로축은 각각 지반운동의 강도 수준과 해당 강도에서 대상 구조물이 붕괴할 확률을 나타내고 있다. 대상 구조물의 각각의 지반운동에 대한 붕괴강도는 붉은색 x 마커로, 로그정규분포를 사용하여 산출한 취약도 함수는 검은색 실선으로 나타내었으며, 회색 점선은 취약도 곡선의 확률적 검증을 위하여 수행한 lilliefors test의 유의수준을 그래프에 표기한 것이다. 지반종류 S_C와 S_E 모두 lilliefors test를 사용하여 검증한 결과 5%의 유의수준에서 붕괴강도의 분포가 로그정규분포를 따르는 것으로 평가되었으며, 대상 구조물의 취약도 함수가 붕괴강도의 분포를 적절하게 모사하는 것이 검증되었다.



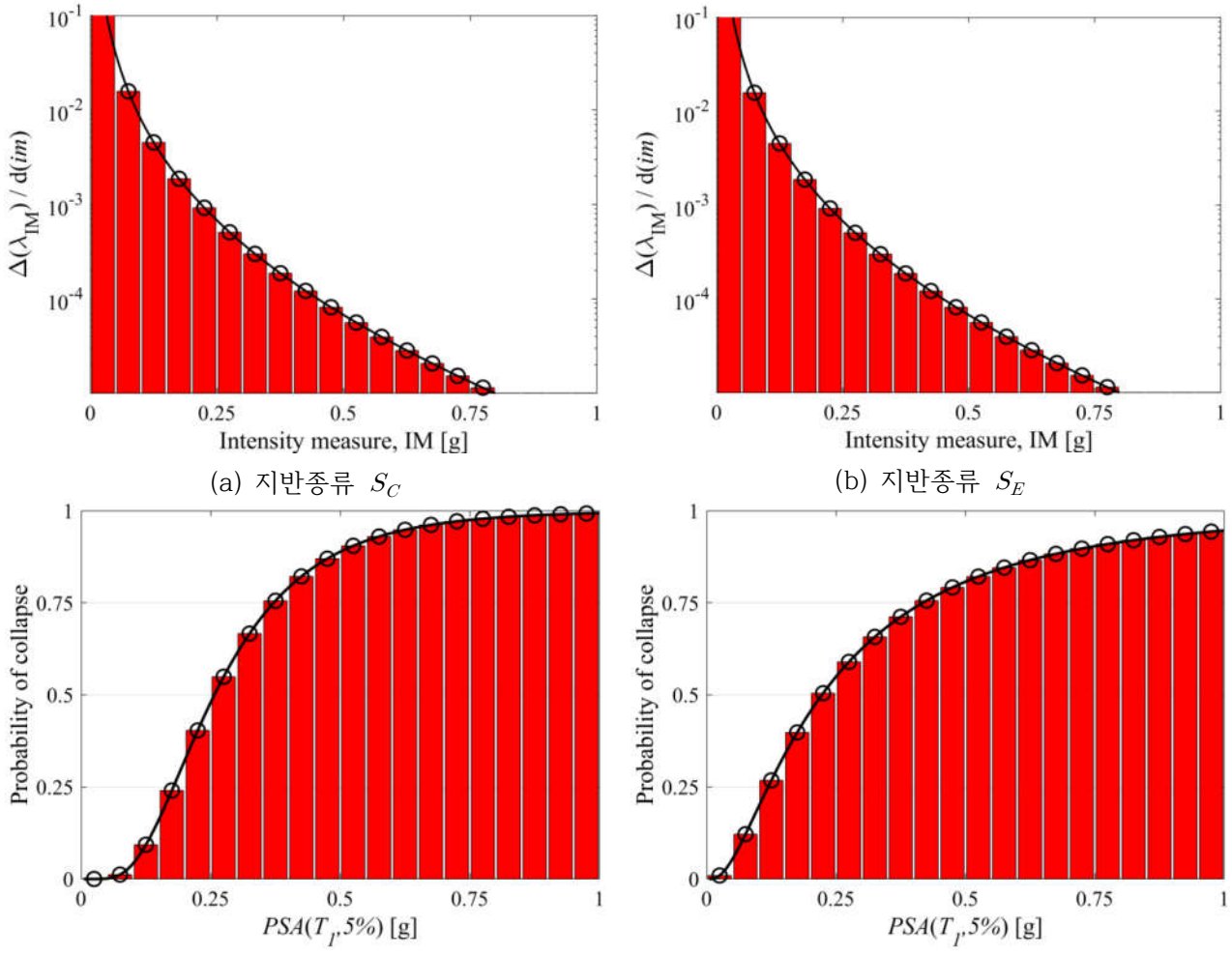
(a) 지반종류 S_C (b) 지반종류 S_E

그림 5.1.7 대상 구조물의 취약도 곡선

(5-1-5) 대상 구조물의 생애주기 붕괴 확률

본 절에서는 앞서 수립한 붕괴 확률 예측 알고리즘을 바탕으로 대상 구조물인 취약한 공공건물의 연간 붕괴 빈도수 및 생애주기 붕괴 확률을 산정하였다. 구조물의 연간 붕괴 빈도수는 그림 5.1.1의 알고리즘에서 나타낸 바와 같이 수행한 대상 지역의 지진 재해도 해석 및 취약한 공공건물에 대한 취약도 함수를 사용하여 산출할 수 있다. 아래의 그림 5.1.8은 앞의 과정에서 산출한 지진 재해도 곡선의 기울기와 피해도 곡선을 불연속적인 데이터로 지반종류에 따라 나타낸 그림이다. 그림 5.1.9는 그림 5.1.8에 나타낸 재해도 곡선의 기울기와 취약도 곡선, 식 5.1.2를 이용하여 계산한 대상 구조물의 연간붕괴 빈도수 곡선으로 가로축과 세로축은 각각 지반운동의 강도 수준 (im)과 해당 강도수준에서 대상 구조물에 발생할 수 있는 연간붕괴빈도수를 나타낸다. 그림 5.1.8에 나타낸 연간붕괴빈도수 곡선 아래의 면적은 대상 구조물의 평균연간붕괴빈도수를 나타내며, 식 5.1.3을 이용하여 구조물의 생애주기 (50년) 동안 발생할 수 있는 붕괴확률을 산출할 수 있다.

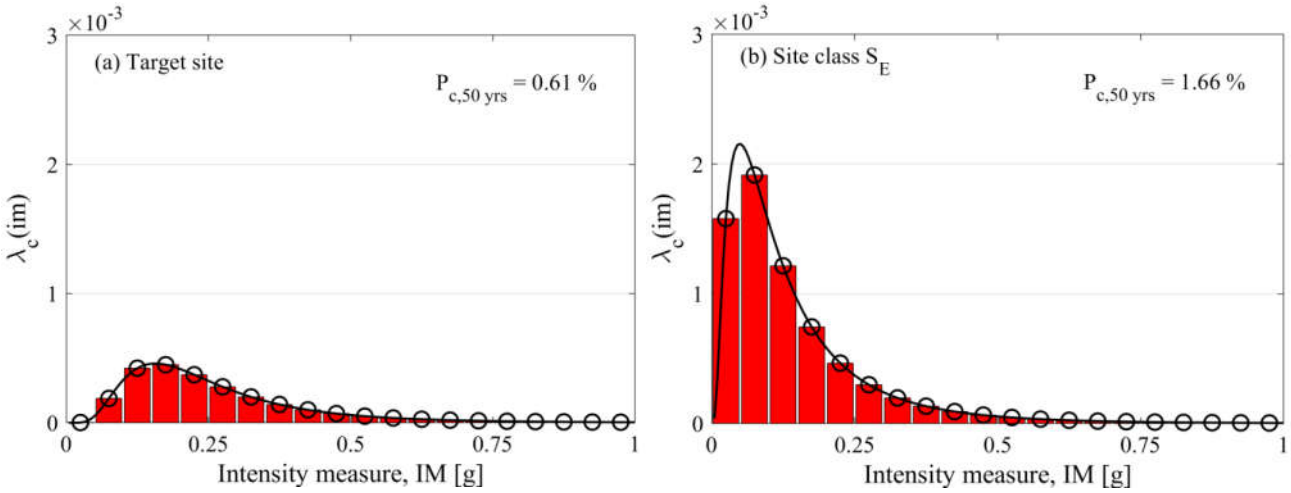
그림 5.1.8의 대상 구조물의 연간 붕괴 빈도수 곡선을 보면 재해도 곡선의 기울기가 큰 구간 (낮은 강도 수준 (im) 구간)에서의 붕괴확률이 가장 큰 영향력을 보이는 것으로 나타났다. 이는 피해도 곡선과 곱해지는 지진 재해도 곡선의 기울기가 구조물의 연간 붕괴 빈도수에 매우 큰 영향을 준다는 것을 나타내며, 국내 취약 구조물의 정확한 거동을 모사하는 수치모델의 중요성 뿐 아니라 지진 재해도가 구조물의 안전성을 판단하기 위한 중요한 요소라는 것을 시사한다. 본 연구에서 수행한 대상 구조물에 대한 붕괴확률 산정 결과, 증분동적해석을 통해 산출한 중간붕괴강도 (0.30g, 0.22g)보다 작은 0.15g이하의 구간이 대상 구조물의 붕괴확률에 가장 큰 기여를 하는 것으로 평가되었다.



(a) 지반종류 S_C (b) 지반종류 S_E

(c) 지반종류 S_C (d) 지반종류 S_E

그림 5.1.8 재해도 곡선의 기울기와 취약도 곡선형정적해석 곡선



(a) 지반종류 S_C (b) 지반종류 S_E

그림 5.1.9 연간붕괴빈도수 곡선

생애주기 붕괴확률 ($P_{c,50yrs}$)은 지반종류 S_C와 S_E에서 각각 0.61%, 1.66%의 붕괴확률을 보이는 것으로 평가 되었다. 두 경우 모두 ASCE 7-16 (2016)에서 내진등급 IV (공공건물)에 해당하는 구조물에 대하여 제시하고 있는 목표 성능 수준 (0.25%)을 확보하지 못하는 것으로 평가되었다. 특히 지반종류 S_E에 위치한 경우 일반 구조물에 대하여 요구하고 있는 1.0%보다 높은 생애주기 붕괴확률을 보이는 것으로 평가되었다. 따라서 국내 취약한 공공건물의 목표 성능 수준 확보와 보강을 통한 성능 수준의 향상은 2차 년도에 포함한다.

(5-2) 2차년도 : MPA 기반 공공건물 생애주기 붕괴확률 평가 및 보강방법 개발

(5-2-1) 대상지역 구조물 생애주기 붕괴확률 평가

본 과제의 최종 목표는 대상 지역에 대한 '취약한 공공건물의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소 위한 내진 보강 설계'를 수행하는 것이다. 이를 위해, 대상지역에서의 '취약한 공공건물'과 '다양한 시나리오를 통해 보강 설계된 공공건물'의 생애주기 지진 붕괴확률을 평가하여야 한다. 공공건물의 지진 붕괴확률을 평가하기 위한 방법으로 다수의 지반운동 집단을 건물 모델에 입력하여 모델의 동적 불안정 (global dynamic instability)을 정량적으로 평가하는 증분동적해석 (incremental dynamic analysis, IDA) 방법이 있다.

증분동적해석 (IDA)은 건물 모델의 1차 모드 고유주기 (T_1)에서의 응답 스펙트럼 가속도 ($SA(T_1)$)를 점진적으로 증가시킨 다수의 지진강도 (intensity measure, IM)와 동일하도록 입력 지반운동 집단을 배율조정한 뒤 건물 모델에 입력하여 비선형 응답이력해석 (response history analysis, RHA) 수행하는 일련의 해석 방법이다 (Vamvatsikos and Cornell, 2002). 이 때, 지반운동 별로 다수의 지진강도 (IM)범위와 이에 대응하는 지진응답을 연결하여 구축된 증분동적해석 (IDA) 곡선 집단을 작성할 수 있다.

개별 증분동적해석 (IDA) 곡선에서 지진강도 (IM)가 조금만 증가해도 지진응답이 크게 증가하는 모델 동적 불안정 (global dynamic instability) 시점에서의 지진응답 값 ($SA(T_1)$)을 추출한고, 이를 모든 선정된 지반운동에 대하여 반복하여 수행한다. 이 값들을 이용하여 붕괴에 대한 누적확률함수 (cumulative distribution function, CDF)로 표현할 수 있고, 이 함수를 이용하여 주어진 $SA(T_1)$에 대하여 붕괴확률을 산정할 수 있다.

그러나, 건물 모델 자체에 대한 증분동적해석 (IDA)은 복잡한 컴퓨터 연산 과정과 이에 대응하는 긴 해석 시간이 요구된다. 관련 선행연구 (Chopra and Goel, 2002; Han and Chopra, 2006; Han et al., 2010)에서는 건물 모델 대신 1차 고유주기 (T_1)에 대응하고, 모델의 정적단조가력 (static pushover, SPO) 곡선에 적합하도록 이상화된 단자유도 (single-degree-of-freedom, SDF) 시스템을 사용하여 붕괴확률을 근사적으로 평가할 수 있는 모드 기반 단조가력해석 (modal pushover analysis; MPA) 방법을 제안한 바 있다.

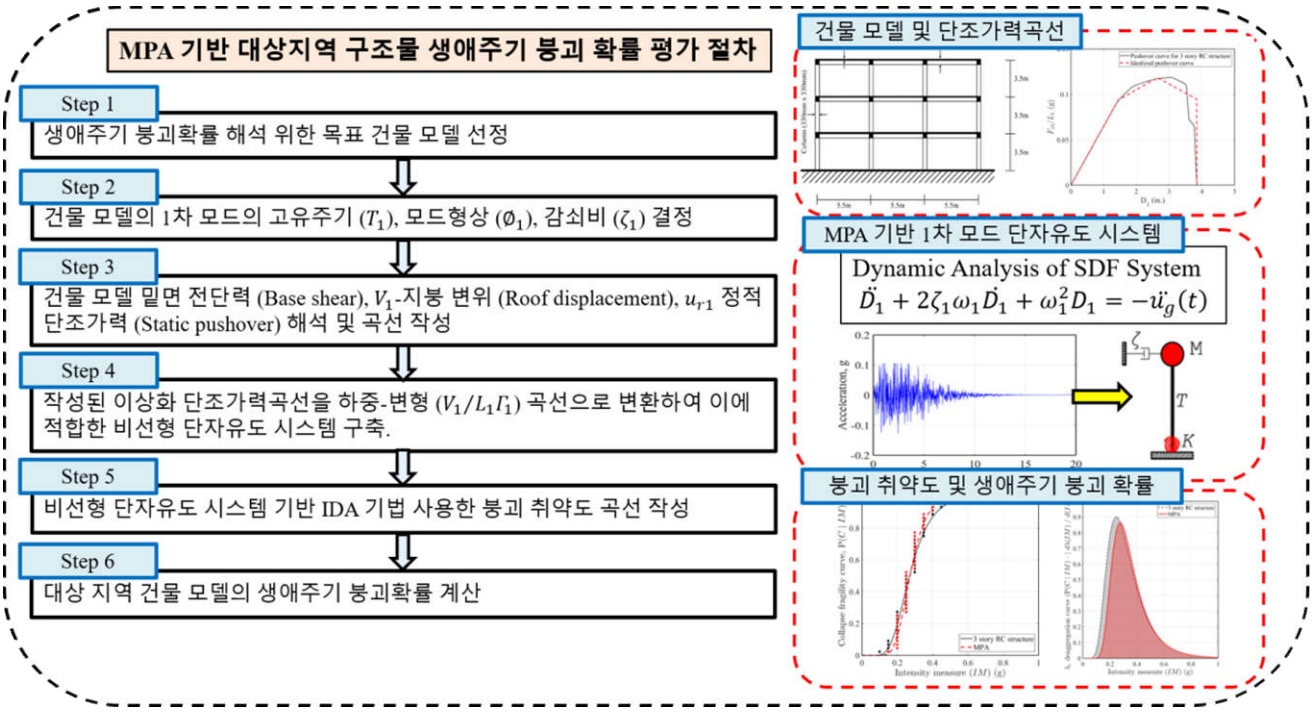


그림 5.2.1 MPA 기반 대상지역 구조물 생애주기 붕괴확률 평가 절차

특히 Moon 등 (2012)은 각 지진강도별 모든 응답 범위에서는 최소한 모드를 3개 이상 사용하여 중첩하는 것이 좋으나 붕괴강도에 대하여는 구조물이 붕괴시점에 1차 모드가 가장 큰 영향을 미친다는 것을 보고하고 있다. 따라서 본 연구에서는 1차 모드만을 이용한 MPA를 기반하여 붕괴강도와 붕괴확률을 평가할 것이다. MPA 기반 붕괴확률 평가 절차는 그림 5.2.1과 같다. 이 방법을 사용하여 붕괴확률을 평가할 경우, 다수의 지반운동에 대하여 비선형응답해석을 이용한 반복적인 IDA를 수행하는데 요구되는 컴퓨터 계산 양 및 연산 소

요 시간의 큰 부담을 해소할 수 있다.

예를 들면 CPU i7-7700 (RAM 16GB)인 개인용 컴퓨터를 이용하여 3층 철근콘크리트 구조물을 50개의 지반운동에 대하여 IDA 해석을 수행하여 소요되는 시간은 5시간 정도이지만, 1차 모드만 고려한 MPA 기반 방법의 계산 소요시간은 몇 분도 요구되지 않는다. 이는 여러 번의 반복이 요구되는 보강설계 특성에 적합한 효율적인 방법이라 할 수 있다. 다음은 MPA 기반 붕괴 평가 예시이다.

① Step 1. 생애주기 붕괴확률 해석 위한 목표 건물 모델 선정

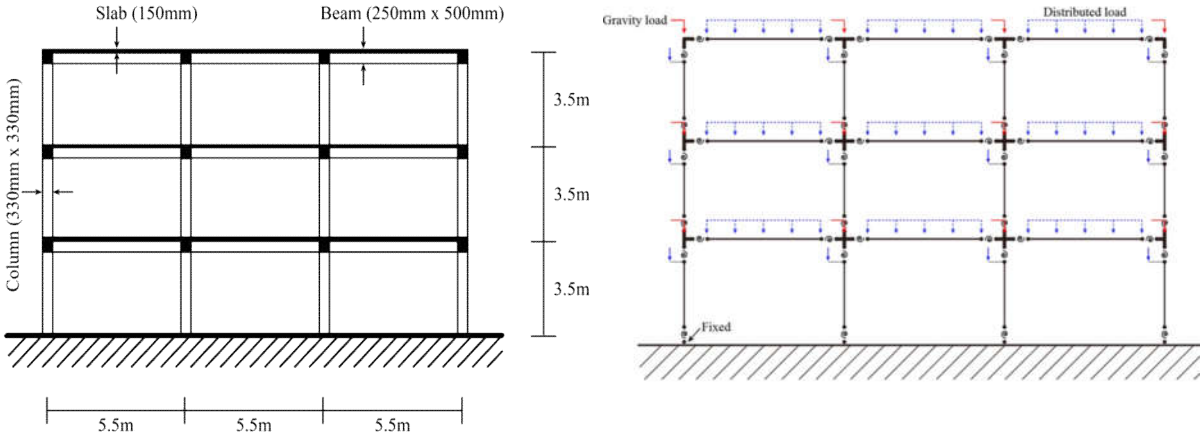


그림 5.2.2 생애주기 붕괴확률 해석 위한 대상 건물 설계 및 모델 상세

본 연구에서는 MPA 기반 생애주기 붕괴확률 해석을 위해 앞 절에서 선정한 3층 철근 콘크리트 건물 대상 건물로 하였고 이를 동일하게 예시 모델로 선정하였다 (그림 5.2.2). 이 3층 RC 건물 모델은 중력하중에 대하여 현행 기준에 따라 설계하였다. 해석모델은 OpenSees 프로그램 (McKenna 2011)을 사용하여 구축하였으며, 항복 이후의 거동까지 모사하기 위하여 비선형 모델로 구축하였다. 모멘트골조의 구조부재인 기둥과 보는 양 끝의 소성힌지의 거동을 바탕으로 부재의 비선형성을 모사하는 집중소성힌지모델 (concentrated plastic hinge model)을 사용하여 구축하였다. 부재의 양 끝단에서 비선형 거동을 모사하는 소성 힌지는 개선된 IMK model (Ibarra 등 2005)을 사용하여 구축하였으며, 부재의 강도, 강성, 변형 및 소산을 결정하는 각각의 물성치는 Haselton 등 (2016)이 제안한 식을 사용하였다.

ASCE 41-17 (ASCE 2017)]에서는 조인트에서의 전단변형을 고려하기 위해 기둥과 보의 모멘트 비율에 따라 그림 5.2.2와 같이 조인트의 강체 모델링을 제안하고 있다. 또한, 보 부재의 경우 slab로 인하여 부재의 강성 및 강도가 변화하게 된다. 이에 대한 고려를 수행하기 위하여 NIST GCR 17-917-47 (NIST 2017)에 따라 유효폭을 정의하였으며, 보 부재는 보 경간의 1/5에 해당하는 유효폭에 대한 강도를 갖도록 정의하였다.

ATC 72-1[18]에서는 콘크리트 구조물에 대하여 2-3%의 감쇠비를 제안하고 있다. 따라서 본 연구에서는 대상 구조물에 대하여 2%의 감쇠비를 갖는다고 가정하여 해석모델을 구축하였으며, 감쇠는 1차 모드와 3차 모드를 고려하여 해당 감쇠비에 대한 Rayleigh 감쇠를 적용하였다. 또한, 집중소성힌지모델을 사용할 경우 비정상적인 감쇠력 (damping force)이 발생할 수 있고, 이에 따라 대상 구조물의 내진성능이 과대평가될 수 있다 (Charney 2008). 이를 방지하기 위하여 해석모델의 감쇠 행렬은 Zareian and Medina (2010)를 사용하여 보정하였다. 추가적으로, 중력에 의한 $P-\Delta$효과를 반영하기 위하여 각각의 기둥 부재는 OpenSees 프로그램의 “Pdelta geometric transformation” 명령어를 적용하였으며, 질량은 FEMA P695(FEMA 2009)에 제안된 바와 동일하게 1.05D+0.25L으로 적용하였다.

② Step 2. 건물 모델의 1차 모드의 고유주기 (T_1), 모드형상 (ϕ_1), 감쇠비 (ζ_1) 결정

탄성 영역에서의 건물 모델의 진동 고유주기는 각각 1차 모드, $T_1 = 1.256\,\text{sec}$, 2차 모드, $T_2 = 0.429\,\text{sec}$, 3차 모드, $T_3 = 0.274\,\text{sec}$이다. 감쇠 행렬, $\boldsymbol{c}$는 초기 탄성 강성 행렬, $\boldsymbol{k}$와 질량 행렬, $\boldsymbol{m}$으로 이루어진 수식, $\boldsymbol{c} = a_0\boldsymbol{k} + a_1\boldsymbol{m}$에 의해서 결정되며, 임의의 두 고유주기 ($T_1$, T_5)에서 감쇠비, ζ를 고정 값으로 결정하면 상수

인 a_0와 a_1가 계산되어 해석 모델을 정의할 수 있다. 이 때, 본 연구에서는 $\zeta_1 = \zeta_5$를 2%로 결정하였다. 건물의 모드 형상 (modal shape)은 1차 모드에서 각각 $\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.347 \\ 0.748 \\ 1 \end{bmatrix}$, 2차 모드에서 $\phi_2 = \begin{bmatrix} -1.145 \\ -0.806 \\ 1 \end{bmatrix}$, 3차 모드에서 $\phi_3 = \begin{bmatrix} 2.691 \\ -2.584 \\ 1 \end{bmatrix}$로 계산되었다.

③ Step 3. 건물 모델 밑면 전단력 (Base shear), V_1-지붕 변위 (Roof displacement),u_{r1} 정적단조가력 (Static pushover) 해석 및 곡선 작성

그림 5.2.3는 건물 모델에 대한 1차 모드 정적단조가력 해석을 통해 작성된 곡선을 보여준다. 일차모드 단조가력곡선은 일차모드 하중형상 $\boldsymbol{m}\phi_1$을 사용하여 수행하였다. 이 곡선은 개선된 IMK (Peak Oriented) 모델 (Ibarra et al., 2005)에 의해 이상화되었으며, 철근 콘크리트 모멘트골조의 부재 거동을 모사하는 데 적합한 것으로 실험결과와 해석결과를 비교하여 확인한 바 있다. 이 모델을 건물 모멘트골조의 이력 거동을 모사하는 데 사용하였다. 표 5.2.1은 건물 모델의 1차 모드 단조가력 곡선을 이상화 곡선이다.

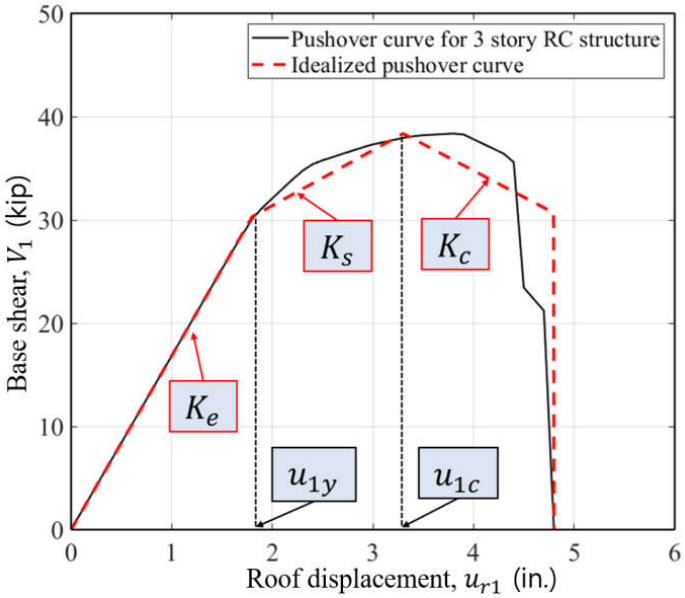


그림 5.2.3 3층 철근 콘크리트 건물 모델 1차 모드 정적단조가력 및 이상화 곡선

표 5.2.1 1차 모드 단자유도 (SDF) 시스템 모델 매개변수 특성

매개변수 특성	T_1 (s)	α_s	μ_c	α_c	A_y
	1.256	0.319	1.834	-0.305	0.094
α_s= 항복 이후 강성, ($\alpha_s = K_s/K_e$), α_c= 한계 강도 이후의 강성, $\alpha_c = K_c/K_e$, μ_c= 한계 강도 시점에서의 변위, $\mu_c = u_{1c}/u_{1y}$, A_y는 단자유도 시스템의 항복강도					

④ Step 4. 앞에서 얻은 이상화된 단조가력곡선 (그림 5.2.3)을 하중-변형 ($V_1/L_1\Gamma_1 - D_1$) 곡선으로 변환하여 이에 적합한 비선형 단자유도 시스템 구축. 그리고 Γ_1, L_1과 D_1은 다음 식에 의하여 계산한다.

$$\Gamma_1 = \frac{\phi_1^T \boldsymbol{m} \boldsymbol{\iota}}{\phi_1^T \boldsymbol{m} \phi_1} \quad \text{(식 5.2.1)}$$

$$L_1 = \phi_1^T \boldsymbol{m} \boldsymbol{\iota} \quad \text{(식 5.2.2)}$$

$$D_1 = \frac{u_{r1}}{\Gamma_1 \phi_{r1}} \quad \text{(식 5.2.3)}$$

그림 5.2.4는 3층 건물에 대한 등가단자유도 시스템에 사용할 비탄성 하중-변위 관계를 나타낸 것이다. 이 그림 안에는 이상화된 하중-변위관계도 포함하였다.

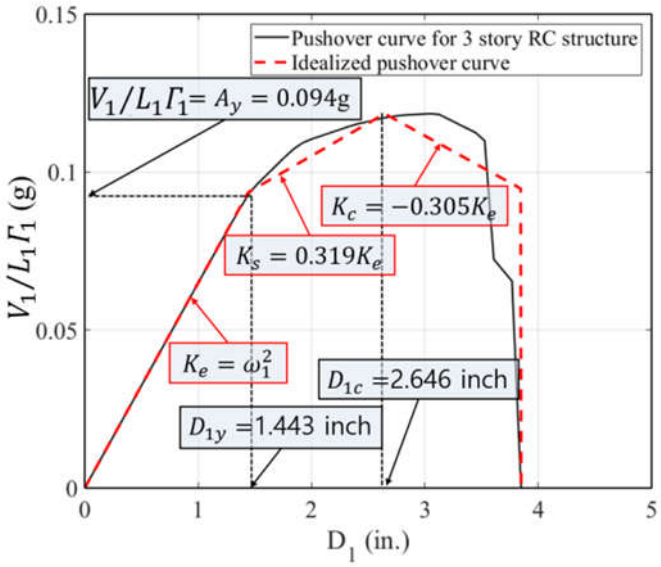


그림 5.2.4 등가 단자유도 구조물의 힘-변위 곡선

⑤ Step 5. 비선형 단자유도 시스템 기반 증분동적해석 사용한 붕괴 취약도 곡선 작성

붕괴 취약도 곡선을 작성하기 위해, MPA 방법으로 구축된 1차 모드 기반 등가 단자유도 시스템으로 FEMA P-695에서 제안한 44개의 지반운동 집단을 사용하여 증분동적해석 (IDA) 방법을 수행하였다. 여기서 44개의 지반운동 집단은 건물 모델의 1차 모드 고유주기 (T_1)에서의 응답 스펙트럼 가속도 ($SA(T_1)$)가 임의의 증분된 지진 강도 (IM; Intensity measure) 값과 동일하도록 각각 배율 조정하여 MPA 기반 비선형 단자유도 시스템에 대한 비선형 응답이력해석 (response history analysis, RHA) 수행한 뒤 붕괴 취약도 곡선을 작성하였다. 그림 5.2.5는 건물 모델을 직접 사용한 것과 MPA 기반 비선형 단자유도 시스템을 사용한 두 가지 붕괴 취약도 곡선을 함께 나타낸 것이다. 붕괴취약도 곡선은 로그정상분포함수로 표현하였는데 잘 예측하는 것임을 확인할 수 있다. 그림에서 나타난 바와 같이, MPA 기반하여 작성된 붕괴 취약도 곡선의 정확한 붕괴 취약도 곡선과 오차가 적은 것을 알 수 있다. 따라서 붕괴 취약도 곡선을 1차 모드의 성분만 이용하여 산정하는 방법의 반복계산이 많이 요구되는 보강설계에 매우 효율적이고 정확하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

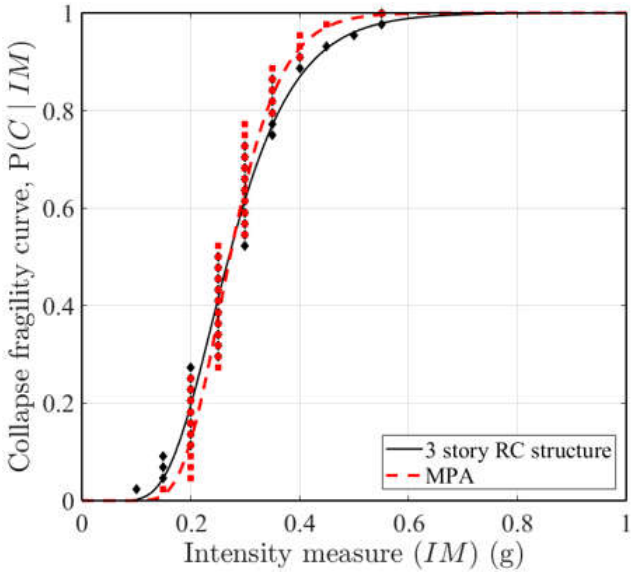


그림 5.2.5 3층 철근 콘크리트 건물과 MPA 기반 붕괴 취약도 곡선

⑥ Step 6. 대상 지역 건물 모델의 생애주기 붕괴확률 계산

우리나라의 모델기준인 ASCE 7-16 (2017)에 따라서 50년간 발생 가능한 모든 지진으로 인한 지반운동에 대한 일반건물의 붕괴확률이 1%이하가 되도록 정하고 있다. 본 연구에서는 Eads et al. (2013)이 제시한 알고리즘을 사용하여 MPA 기반으로 하여 건물의 기준에서 제시한 생애주기 50년 동안 고려되는 지진위험도를 붕괴확률로써 수치화하였다. 그림 5.2.6은 본 연구에서 선정한 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)의 지진 재해 수준과 비교적 유연한 지반인 Site Class D의 부지 효과를 반영하여 계산된 생애주기 붕괴확률 계산 절차를 나타낸 것이다. 여기서, 지진재해도 곡선은 비교적 보수적인 결과를 평가하기 위하여, ASCE 7-16 (2017)에서 비구조재를 포함한 주기식 $T_n = C_u T_a$ 을 사용하였으며 (FEMA 2009), 이 값은 0.684s이다. 지진 위험도인 연간 붕괴빈도수, λ_c와 생애주기 붕괴확률, P_c은 각각 MPA 기반에서 $\lambda_{c,MPA} = 2.19 \times 10^{-4}$, $P_{c,MPA} = 1.087\%$로 계산되어 건물 모델에서 직접 계산된 값인 $\lambda_{c,structure} = 2.47 \times 10^{-4}$, $P_{c,structure} = 1.229\%$과 비교해볼 때 약 10% 정도의 오차만을 보이는 것으로 나타났다. 여기서 λ_c는 지진에 대한 연간 붕괴 초과확률이고 P_c는 생애주기 (50년) 붕괴확률이다. 이는 본 연구의 정확도 검증 목표인 15%이내의 값으로 만족스러운 것이라 할 수 있다. 그리고 이는 ASCE 7-16 (2017)에서 제시하는 생애주기 (50년) 목표 붕괴확률 1%를 만족하지 못하므로 보강설계가 요구되는 결과라 할 수 있다.

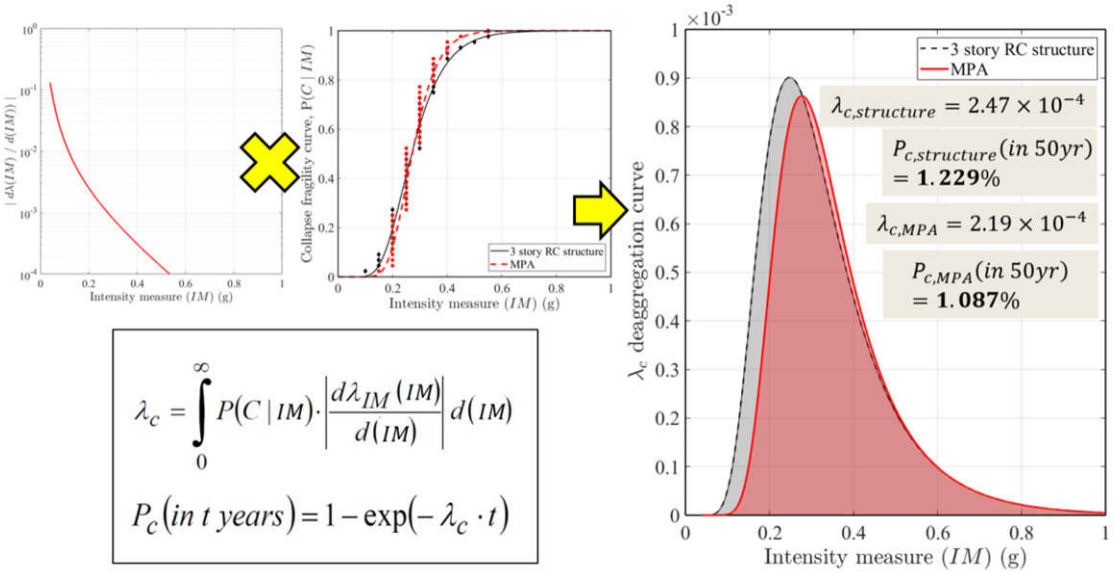


그림 5.2.6 Site class D 및 대상 지역에서 3층 철근 콘크리트 건물과
MPA 기반 연간 붕괴빈도수 및 생애주기 붕괴확률

(5-2-2) MPA 기반 붕괴확률 저감을 위한 건물 모델 보강방법

본 과제의 연구 목표인 건물 모델의 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소 위한 내진보강 설계를 수행하기 위하여, 그림 5.2.7에 나타난 바와 같이 대상 건물에 강재댐퍼를 활용한 보강부재를 설치한다. 강성이 큰 두 개로 나누어진 기둥부재를 각 층별로 설치하고 나누어진 기둥부재 사이에 강성댐퍼를 설치한다. 강성댐퍼는 우수한 비선형 이력거동을 감당할 수 있어 매우 효과적으로 지진에너지를 소산할 수 있다. 하지만 콘크리트의 변형능력이 낮아 조기 붕괴될 수 있으므로 강재댐퍼의 강성은 조기에 거동할 수 있도록 설계하여야 한다.

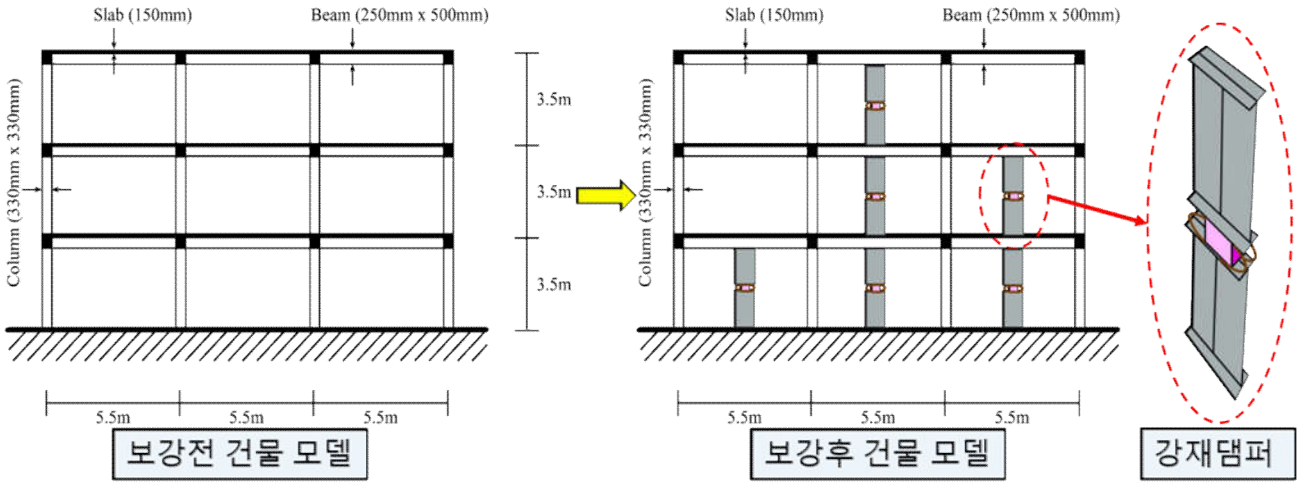


그림 5.2.7 강재댐퍼 보강 전, 후에 따른 건물 모델 예시

목표붕괴확률의 정확하게 만족하는 보강설계를 위하여 반복적인 건물을 생애주기 붕괴확률을 계산하여야 하는데 이는 해석 시간이 많이 소요된다. 따라서 본 연구에서는 MPA 기반 비선형 단자유도 시스템의 단조가력곡선의 구성을 변경해가며 생애주기 지진 붕괴확률을 50% 감소시킨 후, 건물 모델에 대응하는 단조가력곡선을 역산하여 보강부재를 설치 개수 및 위치를 결정하였다. 본 연구에서는 초기 건물 모델에 대응하는 비선형 단자유도 시스템의 단조가력곡선의 한계 강도와 초기 강성의 다양한 조합을 고려하여 생애주기 지진 붕괴확률을 평가하였다. 그림 5.2.8은 댐퍼장착으로 인한 강도와 강성 시나리오에 따른 단조가력곡선의 구성 변경을 예시로서 나타낸 것이다.

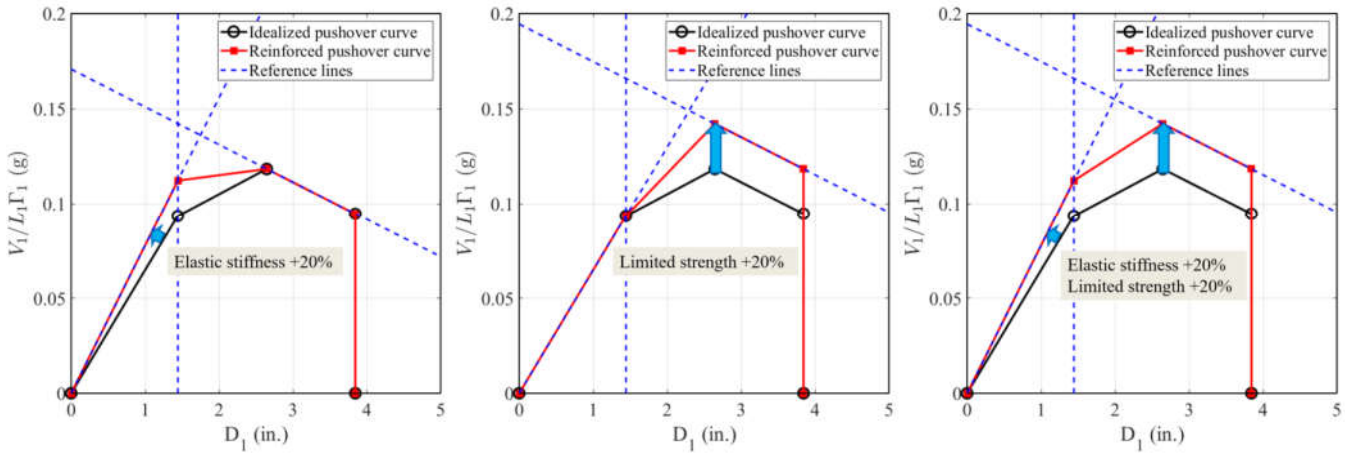


그림 5.2.8 초기강성 및 한계강도 시나리오별 보강된 단조가력곡선 예시

본 연구에서는 초기 강성과 한계 강도를 각각 10% 간격으로 110%-180% 범위에서 배율 조정하는 8단계를 고려하였다. 총 49가지의 강도와 강성 시나리오 조합으로 결정된 단자유도 시스템에 대하여 생애주기 지진 붕괴확률을 평가하였다. 그림 5.2.9는 시나리오별로 MPA 기반 초기 비탄성 단자유도 시스템에 대한 보강전 구조물에 대한 보강 후 구조물의 생애주기 (50년) 붕괴확률 비를 나타낸 것이다. 붕괴확률 비율이 50% 이상 감소할 수 있는 시나리오에 대하여 보강의 유효 범위를 평가하여 그림 5.2.9에 포함하였다.

그림 5.2.9에서 생애주기 지진 붕괴확률의 50%이상의 감소 수준을 만족하는 시나리오는 49개중 27개 이었으며, 이 중에서 50% 감소에 가장 근접한 최적의 시나리오 (초기 강성: 140%, 한계 강도: 140%, 감소 수준: 51.3%)를 선정하였다.

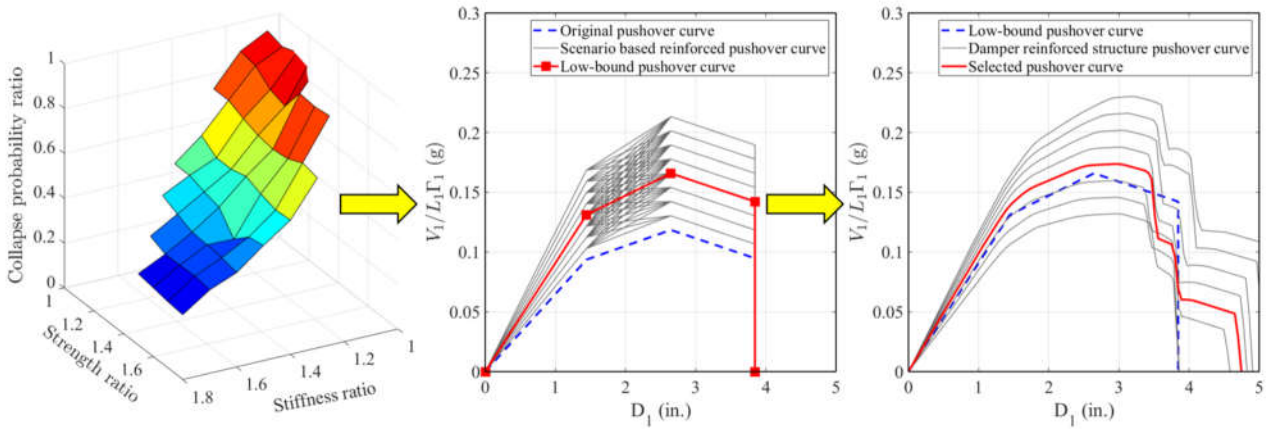


그림 5.2.9 시나리오별 상대적인 생애주기 지진 붕괴확률 비율과 50% 이상 감소된 시나리오 단조가력곡선

선정된 단조가력곡선은 다자유도 시스템의 푸쉬오버 곡선으로 치환한 후 (그림 5.2.1) 대상 건물 모델에 댐퍼를 장착하여 내진보강 설계를 수행하여야 한다. 내진 보강설계는 앞서 찾은 최적의 시나리오 푸쉬오버 곡선과 댐퍼를 장착한 모델 건물의 푸쉬오버 해석을 통하여 얻은 곡선이 유사할 때까지 진행한다. 최적의 댐퍼 위치와 댐퍼치수를 결정하는 것은 trial-and-error 방법을 이용한다. 댐퍼치수는 Rahnavard (2020) 등이 제안한 치수를 사용하여 본 연구에서는 변수로 취급하지 않았다. 하지만 기존에 진행해왔던 것처럼 비선형동적해석은 요구되지 않고 정적 푸쉬오버 해석만 요구된다. 이방법의 정확성을 검증하기 위하여 최종적으로 보강된 다자유도 모델 구조물의 비선형동적응답해석을 기반으로 생애주기 붕괴확률을 구하였다. 이렇게 구한 P_c값은 0.59%로, 기존 건물 대비 52.3%의 붕괴확률 감소 수준을 보이는 것으로 나타났다.

(5-2-3) 소결

① 본 장에서는 대상 지역 (국토교통부 세종정부청사; 36.505°N, 127.263°E)에서 건물 모델 대신 MPA 방법 기반한 생애주기 지진 붕괴확률 계산 절차 제안과 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소위한 효율적인 내진보강 방법을 제안하였다. 대상 지역의 모델 건물을 Site class D 수준의 부지 효과가 반영된 지진 재해수준에 대하여 MPA 기반한 생애주기 지진 붕괴확률을 계산하였다. MPA 기반한 방법은 해석된 결과가 정확하고 해석 시간이 매우 절약되는 방법임을 확인하여 반복적 계산이 요구되는 보강설계에 필수적으로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

② 본 연구의 목적인 생애주기 지진 붕괴확률 50% 감소를 위하여 내진보강설계를 수행하였다. 지진 붕괴확률 50%를 감소할 수 있는 MPA 기반하여 단자유도 시스템의 초기 강성과 한계 강도 조합을 제시하였다. 이 조합중 하나의 값을 만족하도록 강재댐퍼를 설계할 경우 붕괴 성능 목표를 만족시킬 수 있다.

(5-3) 3차 년도 : 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 MPA 기반 공공건물 보강방법 검증

(5-3-1) 대상 공공건물 실험체의 보강 물량 산정

본 연구에서 제안하는 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 보강방법은 수치해석모델에 기반하여 제안하고 있는 보강 방법이기 때문에 실제 실험체의 거동과의 비교를 통하여 검증할 필요성이 있다. 이는 보강 전 구조물에 대한 검증 뿐 아니라 실제 구조물에 설치된 보강 시스템을 모사하기 위한 해석 모델의 검증의 정확도 확보를 위해서도 요구된다. 연구에서 개발 및 사용된 간략해석모델의 검증을 위해서는 2차와 3차 년도 연구를 통하여 대체골조 및 철근 콘크리트 골조 실험체에 대한 실험을 수행한 바 있으며, 간략해석모델의 검증을 수행하였다.

본 절에서는 2차 년도 연구에서 제안한 보강 절차의 검증을 위하여 1/3 스케일 실물 실험체의 실험 결과와의 비교를 위한 대상 철근 콘크리트 구조물을 정의하고 이에 대한 간략해석모델을 구축하였다. 그림 5.3.1은 본 절에서 보강 물량 산정을 위하여 사용한 대상 건물의 입단면도를 간략하게 나타낸 것이며, 그림 5.3.2는 이를 이용하여 구축한 간략해석모델을 나타낸 것이다.

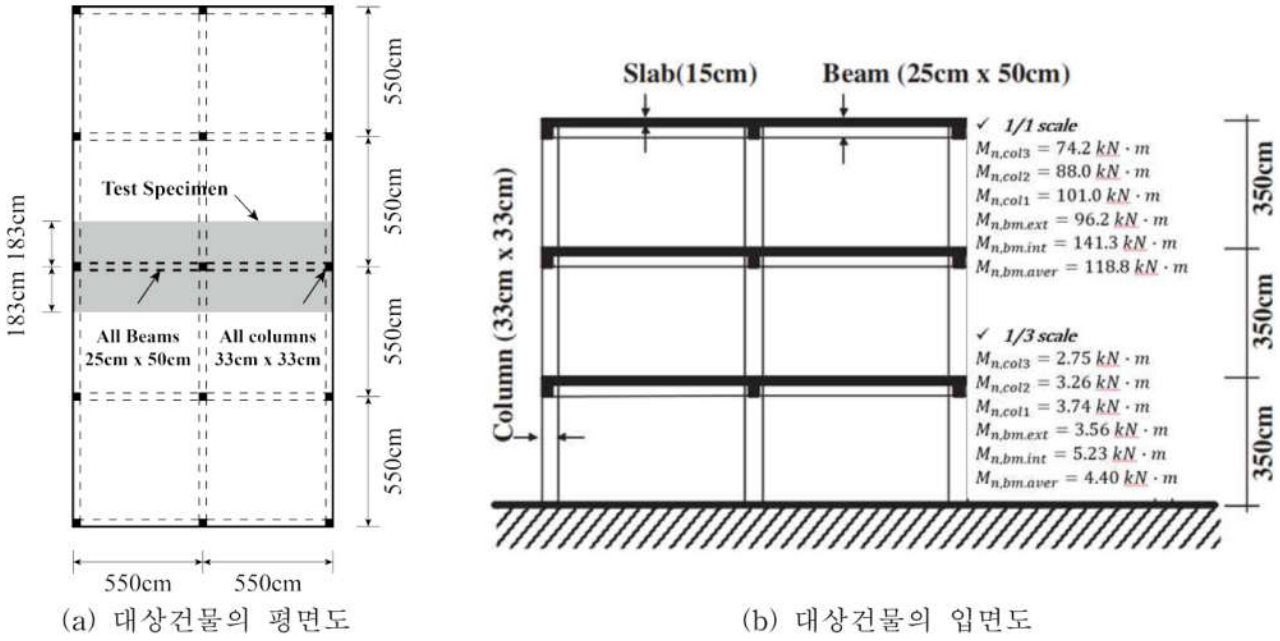


그림 5.3.1 대상 공공건물의 입단면도

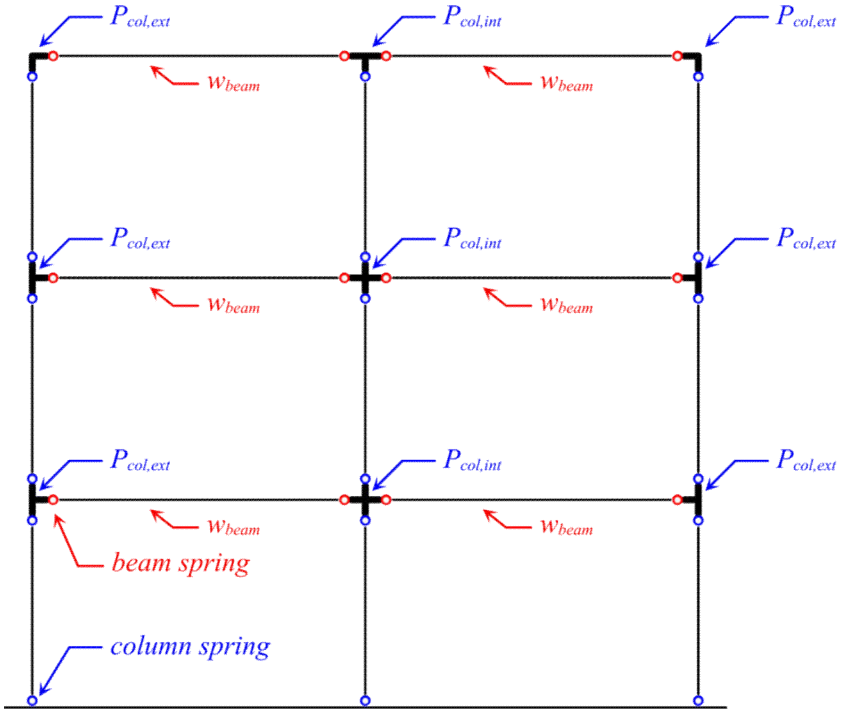
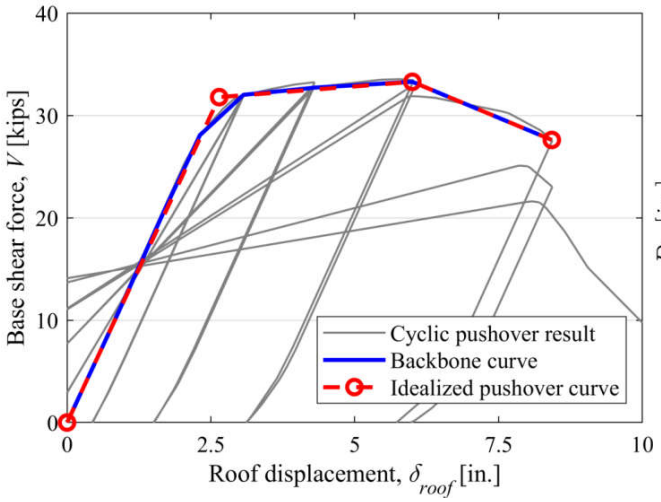
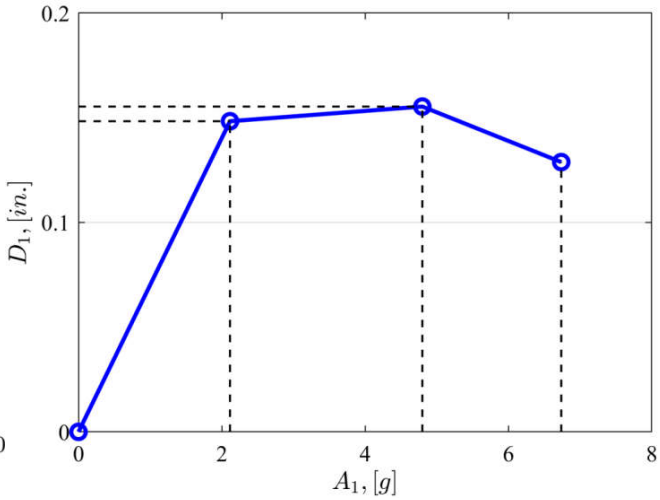


그림 5.3.2 대상 공공건물의 간략해석모델

2차 년도 연구를 통하여 제안한 생애주기 붕괴확률 저감하는 MPA 기반 대상 공공건물 보강방법에 따라 요구 보강 물량을 산정하기 위해서는, 대상 공공건물에 대한 간략해석모델을 구축하고 이에 대한 비선형 정적해석 수행 및 이를 이용한 이상화된 푸쉬오버 곡선 (idealized pushover curve)의 구축이 요구된다. 본 절에서는 이를 수행하기 위하여 그림 5.3.2와 같이 대상 공공건물의 간략해석모델을 구축하였으며, 비선형 정적해석을 수행하였다. 비선형 정적해석을 수행한 결과인 푸쉬오버 커브는 그림 5.3.3a와 같으며, 동시에 2차 년도 연구 내용에서 제시한 절차에 따른 이상화된 푸쉬오버 곡선 또한 동일 그림에 제시하였다. 동시에 대상 구조물의 간략해석모델에서 추출한 물성 및 이상화된 푸쉬오버 곡선을 바탕으로 등가 비선형 단자유도 시스템을 구축하였다. 구축한 간략해석모델의 탄성 영역에서의 1차, 2차, 및 3차 모드 고유 주기는 각각 1.17sec, 0.40sec, 0.25sec이다. 또한 건물의 모드 형상 (modal shape)은 1차, 2차, 및 3차 모드에서 각각 $\phi_1 = \begin{Bmatrix} 0.3350 \\ 0.7395 \\ 1.0000 \end{Bmatrix}$, $\phi_2 = \begin{Bmatrix} -1.1166 \\ -0.8529 \\ 1.0000 \end{Bmatrix}$, $\phi_3 = \begin{Bmatrix} 2.9531 \\ -2.6936 \\ 1.0000 \end{Bmatrix}$이다. 이와 같은 정보를 이용하여 등가 비선형 단자유도 시스템을 구축하였으며 구축된 시스템은 그림 5.3.3b와 간다. 등가 비선형 단자유도 시스템의 모델링에 사용된 모델 파라메터 및 각 파라메터에 대한 하중-변위 곡선은 표 5.3.1과 그림 5.3.4에 나타내었다.



(a) 간략해석모델의 푸쉬오버 곡선 및 이상화된 푸쉬오버 곡선



(b) 등가 비선형 단자유도 시스템 하중-변위 곡선

그림 5.3.3 대상 공공건물 비선형 정적해석 결과

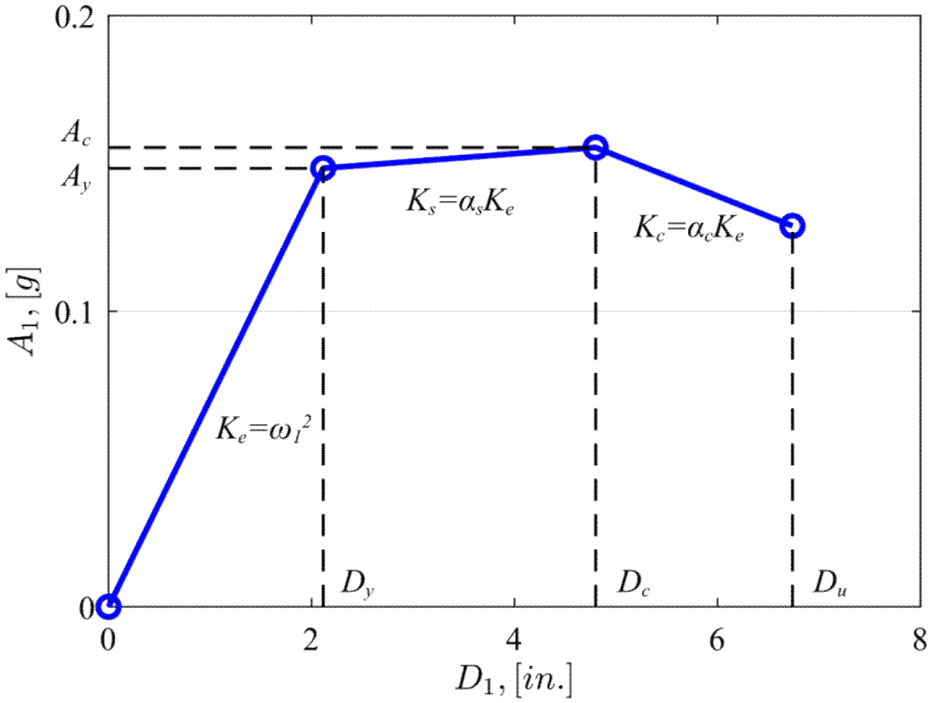


그림 5.3.4 등가 비선형 단자유도 시스템 모델링 파라메터

표 5.3.1 등가 비선형 단자유도 시스템 모델링 파라메터

모델링 파라메터	A_y [g]	A_c [g]	D_y [in.]	D_c [in.]
	0.148	0.155	2.115	4.799
	K_e [kips/in]	α_s	α_c	D_u [in.]
	27.086	1.163×10^{-4}	-5.047×10^{-4}	6.738

A_y: 항복 강도, A_c: 한계 강도, D_y: 항복 변위, D_c: 한계 강도 발현 변위, K_e: 탄성 강성, α_s: 항복 강도 이후 강성 ($=K_e/K_s$), α_c: 한계 강도 이후 강성 ($=K_e/K_c$), D_u: 극한 변위

본 연구과제에서는 취약한 대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 저감을 위한 보강 프로세스로 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템을 제안하였으며, 이는 초기에 빠르게 댐퍼의 항복강도의 발현 이후 안정적으로 횡 하중에 대한 저항 성능을 발현하는 시스템이다. 해당 시스템의 경우 골조 전체의 초기 탄성 강성에 대한 일정 부분의 증가기여를 할 뿐 아니라 안정적으로 최대 강도를 증가시켜주는 역할을 수행한다. 그림 5.3.5는 이러한 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 대상 골조에 대한 보강 메커니즘을 보여주고 있다. 4 세부과제에서 보고된 바와 같이 에너지 소산기반 U형 댐퍼는 항복 강도 및 초기 강성의 일정 비율의 조정을 수행할 수 있으며, 본 절에서는 이러한 댐퍼의 요소실험 결과에 기반하여 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감하는 보강 시스템의 물량을 산출하는데 적용하였다.

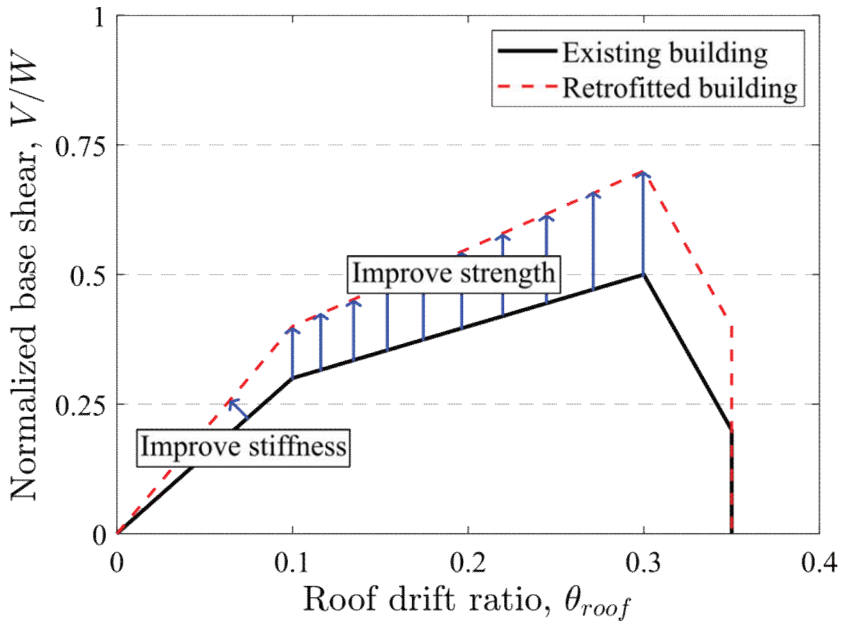


그림 5.3.5 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템 보강 프로세스

대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 보강방법의 경우 앞서 치환한 등가 단자유도 시스템을 이용하여 매우 작은 연산량으로도 대상 구조물의 보강 물량을 산정 가능하다는 장점을 보유하고 있다. 검증 예제에서 사용된 대상 공공건물에 대한 생애주기 붕괴확률 평가는 단일 구조물에 대하여 약 2시간의 연산량 (AMD 라이젠 7 3700X, parallel analysis 기준)이 요구되었다. 반면, 동일 조건하에서 MPA 기반 생애주기 붕괴확률 평가의 경우 단일 구조물에 대하여 40초의 시간이 소요되었으며, 이는 반복 해석을 통하여 최적의 보강 물량의 산정에 매우 큰 메리트를 보유하고 있다는 것을 의미한다. 본 연구에서는 이와 같은 특성을 적극적으로 활용하여 대상 골조의 최대 강도 및 초기 강성을 5% 간격으로 최대 40%까지 증가시켜가며 생애주기 붕괴확률에 대한 반복적인 평가를 수행하였다. 반복적인 평가 수행 결과는 표 5.3.2에 제시하였으며, 연구 수행 목표인 생애주기 붕괴확률 50% 이상 저감하는 보강 물량에 대하여 하이라이트 하여 나타내었다. 보강 물량에 따른 대상 구조물의 증가된 물성은 강성 및 강도 중 단일 파라메터만 증가하는 경우는 제외하였으며, 이는 강도 또는 강성이 증가할 경우 물리적으로 강성과 강도는 서로 영향을 미치기 때문이다.

표 5.3.2와 4 세부과제에서 수행한 에너지 소산기반 U형 댐퍼 요소실험 결과에 기반하여 본 연구에서는 대상 공공건물의 탄성강성 및 강도에 대하여 각각 15%, 20%가 증가될 경우 생애주기 붕괴확률이 50% 이상 저감되는 것을 확인하였다. 이와 같은 성능을 발현 할 수 있는 보강 시스템에 대한 설계를 수행하였으며, 이는 대체골조 및 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체에 체결되어 반복 가력 하에서의 성능에 대하여 평가하였다. 평가 결과는 간략해석모델 및 보강 시스템 해석모델의 구축 및 검증에 사용되었으며, 검증된 해석모델은 다음 절을 통하여 본 연구과제에서 제안하는 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감하는 MPA 기반 보강방법의 검증에 활용하였다.

표 5.3.2 보강 물량에 따른 대상 공공건물 생애주기 붕괴확률 저감 정도

생애주기 붕괴확률 저감 정도 [%]		최대 강도 증가량 [%]								
		0	5	10	15	20	25	30	35	40
탄성 강성 증가량 [%]	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	-	14.8	16.8	27.6	33.8	50.9	54.2	67.7	68.7
	10	-	19.7	25.6	40.3	43.6	55.3	58.2	72.6	79.7
	15	-	23.8	29.0	44.0	52.8	56.6	63.7	67.2	65.8
	20	-	31.1	37.8	56.2	68.9	69.9	72.0	73.3	80.7
	25	-	31.2	38.4	63.7	69.6	81.4	81.9	75.7	82.8
	30	-	39.5	38.8	62.0	79.0	84.8	75.8	83.3	79.8
	35	-	41.7	52.2	59.0	82.6	82.8	74.3	83.7	80.9
	40	-	42.6	58.7	70.0	75.9	75.6	82.7	83.6	77.2

(5-3-2) 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 보강방법 검증

본 연구과제의 2차 년도 연구에서는 보강 전 구조물에 대한 간략해석모델과 이에 대한 등가 단자유도 시스템을 구축하여 이에 대한 붕괴 취약도 곡선 및 생애주기 붕괴확률 평가를 통하여 그 정확성을 검증한 바 있다. 본 절에서는 제안하는 MPA 기반 보강방법을 이용하여 산정하는 생애주기 붕괴 확률 저감 정도와 실제 보강된 대상 공공건물의 간략해석모델을 이용한 평가 결과를 비교함으로써 본 연구과제에서 제안하는 MPA 기반 보강방법을 검증하고자 한다. 이를 수행하기 위하여 보강 전 후 대상 공공건물의 간략해석모델을 구축하고 이에 대한 증분동적해석 (Incremental dynamic analysis, Vamvatsikos and Cornell, 2002)을 수행하였으며, 이들에 대한 등가 단자유도 시스템에 대한 동일한 해석을 수행하였다. 보강 후 구조물의 개략적인 구성 형태는 그림 5.3.6에 나타내었다. 그림 5.3.6에서 댐퍼 전단 스프링의 물성치는 4 세부과제에서 평가된 댐퍼의 요소실험 결과를 참조하여 구축되었으며, 대체골조 및 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체에 동일한 물량의 보강이 수행되어 실체 구조물의 응답을 평가한 바 있다.

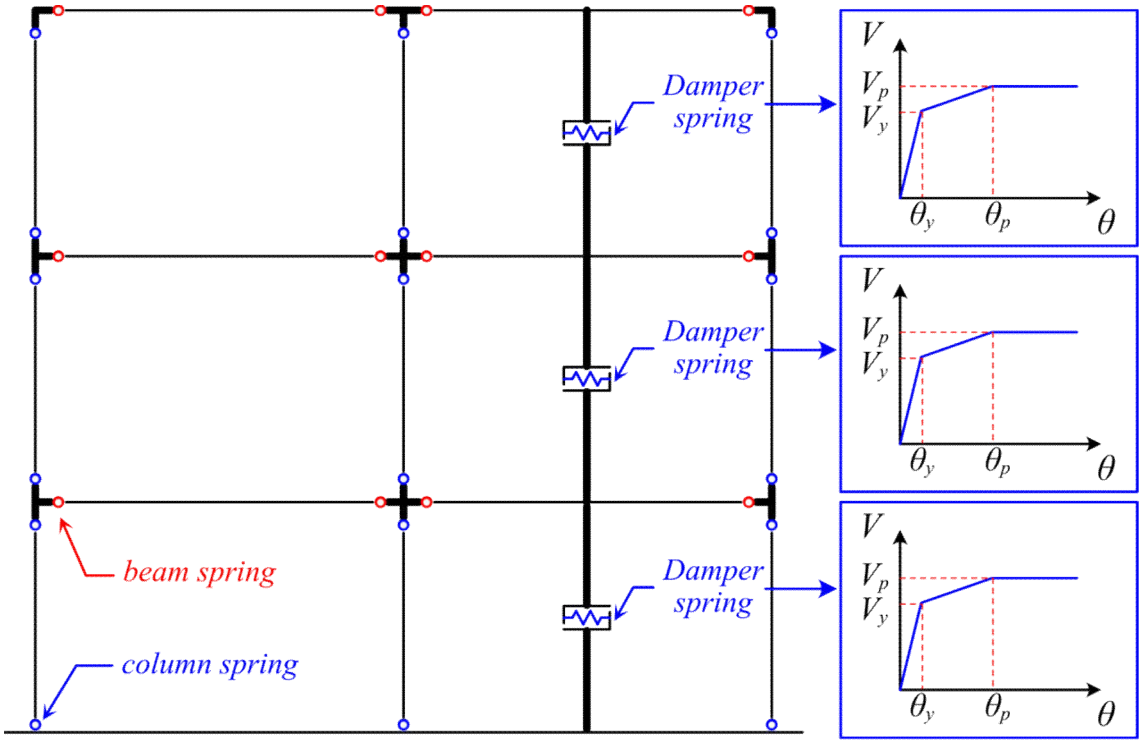
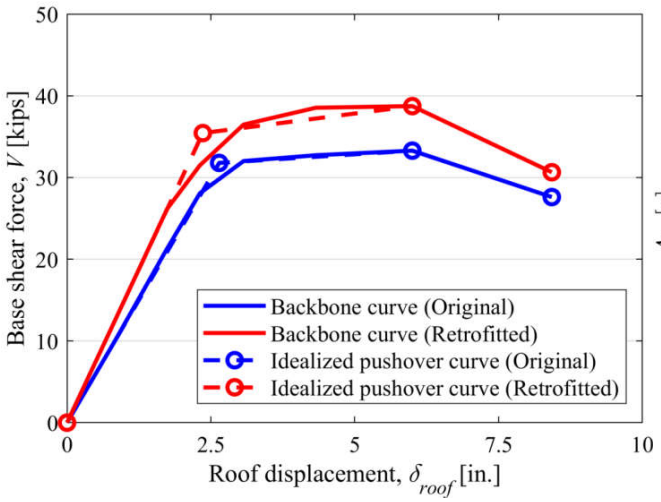
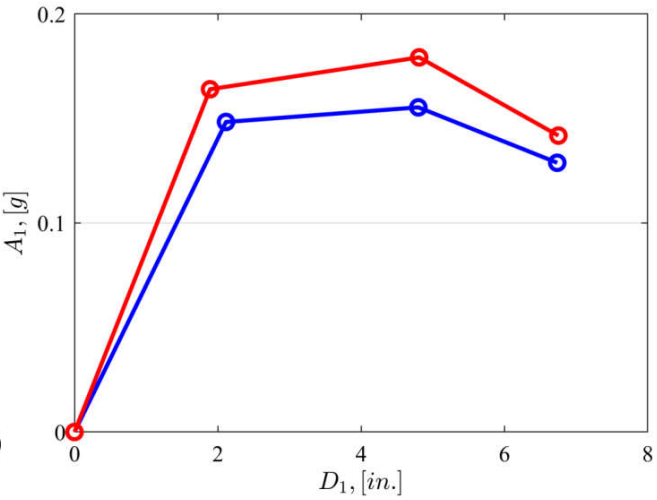


그림 5.3.6 보강 후 대상 공공건물에 대한 간략해석모델 개략도

비선형 정적해석을 통하여 산출된 보강 전 후 대상 공공건물의 푸쉬오버 곡선과 이상화된 푸쉬오버 곡선, 보강 전 후 대상 공공건물의 등가 비선형 단자유도 시스템의 하중-변위 곡선은 그림 5.3.7로 나타내었다. 추가적으로 보강 후 구조물의 모델링 파라메터 또한 표 5.3.3에 나타내었다. 보강 시스템 구축 시 목표 최대 강도 증가량은 16.4%로 평가되었으며, 설계 목표 증가량이 15%에 비하여 10% 가량 추가적으로 증가되었다. 이는 항복 이후 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 연성적인 성능 발현 중 소량의 강도 증가에 기반하는 것으로 판단된다. 또한 초기 강성의 경우 25% 증가하는 것으로 평가되었다. 설계 시 목표 증가량인 20%에 비하여 다소 증가한 것으로 평가되었으며, 이는 에너지 소산기반 U형 댐퍼의 경우 초기 강성이 매우 높은 것에 기반하는 것으로 판단된다. 최대 강도 및 초기 강성 모두 설계 절차를 통하여 산정된 값에 비하여 높은 값을 보유하게 되었으며, 설계의 특성상 보수적인 값의 제안이 요구된다는 점에서 본 연구에서 제공하는 설계 절차가 우선적으로 제안하는 값이 타당한 것으로 판단된다.



(a) 보강 전 후 대상 공공건물에 대한 푸쉬오버 곡선 및 이상화된 푸쉬오버 곡선



(b) 보강 전 후 대상 구조물에 대한 등가 비선형 단자유도 시스템 하중-변위 곡선

그림 5.3.3 대상 공공건물 비선형 정적해석 결과

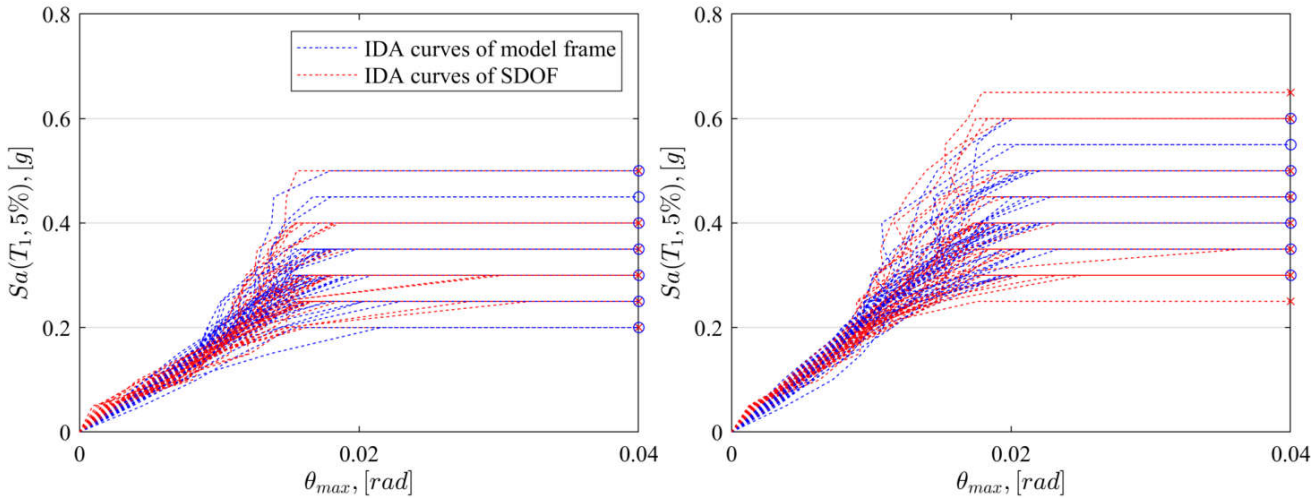
표 5.3.3 보강 후 대상 공공건물에 대한 등가 비선형 단자유도 시스템 모델링 파라메터

모델링 파라메터	A_y [g]	A_c [g]	D_y [in.]	D_c [in.]
	0.164	0.179	1.892	4.811
	K_e [kips/in]	α_s	α_c	D_u [in.]
	33.474	6.030×10^{-2}	-2.222×10^{-1}	6.754

A_y: 항복 강도, A_c: 한계 강도, D_y: 항복 변위, D_c: 한계 강도 발현 변위, K_e: 탄성 강성, α_s: 항복 강도 이후 강성 ($=K_e/K_s$), α_c: 한계 강도 이후 강성 ($=K_e/K_c$), D_u: 극한 변위

그림 5.3.7의 a와 b는 각각 보강 전 후 간략해석모델과 등가 비선형 단자유도 시스템을 이용하여 평가한 IDA 곡선을 보여주고 있다. IDA 상에서 구조물의 붕괴는 횡력에 대한 저항 성능을 완전하게 상실하거나 불안전성이 관측되면 붕괴 (sidesway collapse)로 판단하였다. 또한 추가적으로 보강 전후 구조물에 대한 median IDA 곡선을 그림 5.3.8에 나타내었다. 그림 평가의 편의성을 위하여 다자유도 비선형 해석모델과 등가 비선형 단자유도 구조물의 IDA 결과는 각각 파란 실선과 붉은 실선으로 나타내었으며, 붕괴 시점을 파란 원과 붉은 x 표시로 나타내었다. 구조물의 붕괴 강도 평가 및 취약도 곡선의 평가에 사용된 지반운동은 FEMA P695 (2009)에 제시된 44개 Far-field ground motion set을 사용하였다.

그림 5.3.7a에 나타난 바와 같이 다자유도 비선형모델과 등가 비선형 단자유도 시스템을 활용한 IDA 곡선의 분포는 유사한 것으로 판단된다. 각 해석방법에 따른 구조물의 붕괴 시점은 상당히 유사한 것으로 평가되었다. 반면 보강 후 대상 공공건물에 대한 평가 결과는 등가 비선형 단자유도 시스템을 사용하여 평가한 경우 다소 분산이 크게 발생하는 것으로 평가되었다. 이는 다자유도 비선형모델의 경우 에너지 소산기반 U형 댐퍼가 일정 수준까지 연성적인 거동을 유도하고, 이 후 유사한 붕괴 모드로 인한 붕괴가 발생하기 때문에 상대적으로 분산이 감소한 것으로 판단된다. 이와는 다르게 등가 비선형 단자유도 시스템의 경우 보강 전 구조물과 동일하게 단자유도 시스템 자체의 성능에 의한 붕괴 강도의 분산이 유지되기 때문에 붕괴 강도의 분산 감소를 상대적으로 정확하게 모사하지 못한다고 판단하였다. 이러한 분산의 차이 및 이에 따르는 결과의 차이는 뒤에 기술하였다.

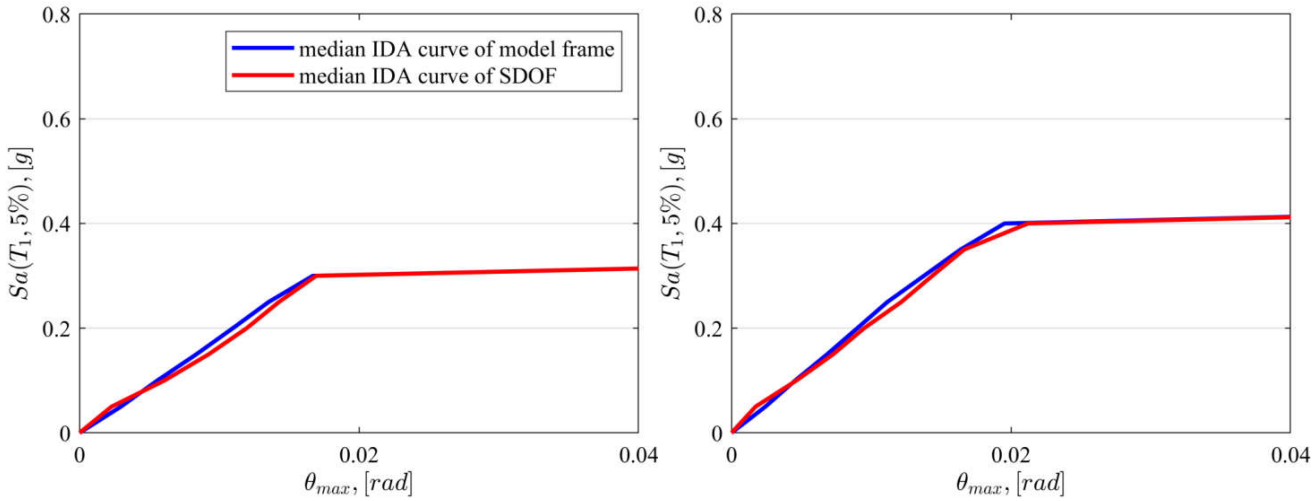


(a) 보강 전 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 IDA 곡선

(b) 보강 후 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 IDA 곡선

그림 5.3.7 보강 전 후 대상 공공건물의 IDA 곡선

탄성 영역에서의 응답 및 중간붕괴강도의 평가를 위하여 그림 5.3.8에는 median IDA 곡선을 나타내었다. 그림에 보이는 바와 같이 등가 비선형 단자유도 시스템의 경우 대상 다자우도 비선형 구조물의 중간붕괴강도를 비교적 잘 예측하는 것으로 평가되었다. 또한, 탄성 영역에서의 응답 뿐 아니라 비선형 응답에 이르기까지 대상 구조물의 응답을 잘 예측하는 것으로 평가되었다. 간략해석모델과 비선형 단자유도 시스템 사이의 오차는 무시할 수 있을 정도로 매우 작게 발생하였다 (5% 미만).



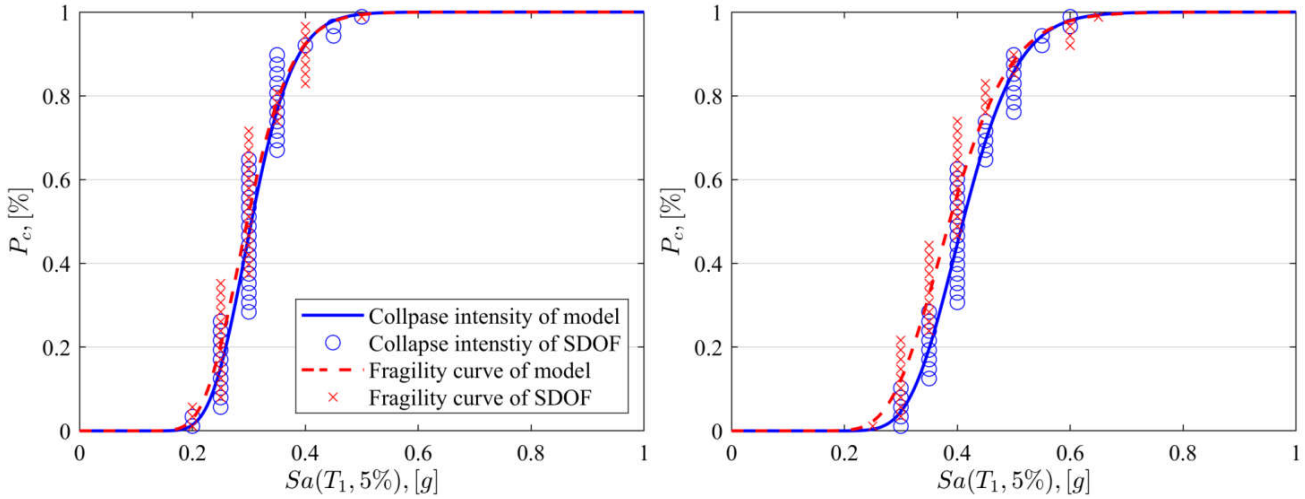
(a) 보강 전 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 median IDA 곡선

(b) 보강 후 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 median IDA 곡선

그림 5.3.8 보강 전 후 대상 공공건물의 median IDA 곡선

MPA에 기반한 붕괴 강도 분포의 정확성을 평가하기 위하여 그림 5.3.9에 붕괴 취약도 곡선을 제시하였다. 붕괴 취약도 곡선은 44개 지반운동에 대한 각각의 붕괴 강도의 분포가 로그정규분포를 따른다고 가정하여 평가하였으며 MATLAB 소프트웨어를 이용하여 분포의 중간값 및 분산을 산출하였다. 그림 5.3.9a에 보이는 바와 같이 보강 전 구조물의 경우 중간값 및 분산에서 오차가 크게 관측되지 않았다. 보강 전 구조물의 경우 간략해석모델과 등가 비선형 단자유도 시스템에 대하여 중간붕괴강도는 약 2.5% 낮은 값으로 평가되었으며, 분산은 8% 높은 것으로 평가되었다. 반면 보강 후 구조물에 대한 평가 결과는 다소 오차가 발생하는 것으로 평가되었다. 이는 앞서 언급한 바와 같이 보강 후 구조물의 경우 분산이 감소하는 것에서 기인한다고 볼 수 있다. 보강 후 구조물의 경우 간략해석모델과 등가 비선형 단자유도 시스템에 대하여 중간붕괴강도는 약 5.8% 낮은 것으로 평가되었으며, 분산의 경우 17% 높은 것으로 평가되었다. 이러한 평가 결과의 차이는 등가 단자유도 시스템이 보강으로 인한 내진성능 감소량을 과소평가 하게 되며, 보수적인 설계결과를 제시하게 된

다.

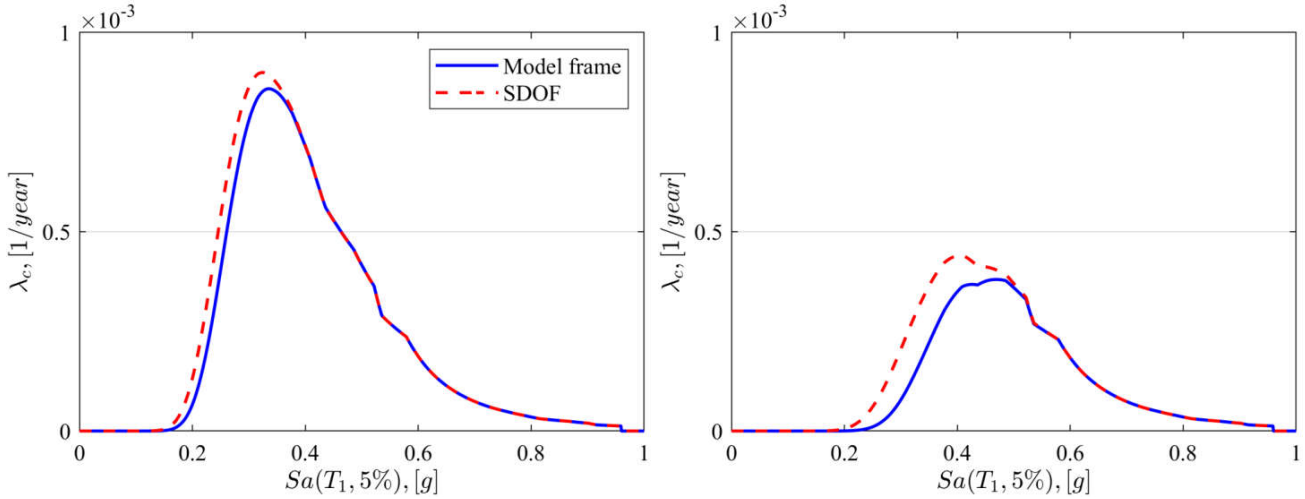


(a) 보강 전 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 붕괴 취약도 곡선

(b) 보강 후 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 붕괴 취약도 곡선

그림 5.3.9 보강 전 후 대상 공공건물의 붕괴 취약도 곡선

그림 5.3.10은 앞서 2차 년도 연구 수행을 통하여 정의하였던 대상 공공건물에 대한 지반조건을 이용하여 재해도 곡선을 구축하고, 이를 이용하여 산출한 연간붕괴빈도수 (λ_c) 에 대한 평가 결과를 보여주고 있다. 그림에 보이는 바와 같이 보강 전 구조물의 경우 평가된 연간붕괴빈도수에 큰 차이가 발생하지 않는다. 반면 보강 후 구조물에 대한 평가 결과에서는 간략해석모델과 등가 비선형 단자유도 시스템 사이의 평가 결과에 차이가 다소 발생하였다. 이는 앞서 평가한 취약도 곡선에서 평가한 바와 같이 등가 비선형 단자유도 시스템의 경우 분산이 다소 크게 발생하는 점에서 기인한 것으로 평가되었다. 생애주기 붕괴확률을 평가한 경우 보강 전 구조물에 대한 다자유도 비선형 해석모델을 이용하여 평가한 경우 각각 0.99%, 0.47%로 평가되었으며, 등가 비선형 단자유도 시스템을 이용하여 평가한 경우 각각 1.06%, 0.57%로 평가되었다. 두 모델이 분산의 차이가 있음에도 최종결과인 연간 붕괴빈도수는 크게 차이가 발생하지 않았다.



(a) 보강 전 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 붕괴 취약도 곡선

(b) 보강 후 대상 구조물의 간략해석모델 및 등가 비선형 단자유도 시스템에 대한 붕괴 취약도 곡선

그림 5.3.9 보강 전 후 대상 공공건물의 붕괴 취약도 곡선

다자우도 비선형모델을 이용하여 내진성능을 평가한 경우, 보강 후 구조물이 보강 전 구조물에 비하여 생애주기 붕괴확률이 65% 감소한 것으로 평가되었다. 반면 MPA 등가 비선형 단자유도 시스템을 이용하여 내진

성능을 평가한 경우, 보강 후 구조물이 보강 전 구조물 대비 60% 감소한 것으로 평가되었다.

(5-3-3) 소결

3차 년도에는 1차와 2차 년도에서 생애주기 붕괴확률 저감하는 MPA 등가 단자유도 기반 보강설계법을 모델건물에 적용하여 U댐퍼의 요구강도와 강성을 구하고, 붕괴확률이 예상데로 저감하는지를 검증하였다. 정리하면 다음과 같다.

① 간략해석모델 및 에너지 소산기반 U형 댐퍼 시스템에 대한 수치해석모델을 이용하여 보강 전 후 대상 공공건물에 대한 모델을 수립하고, 생애주기 붕괴확률에 대한 평가를 수행하였다. 또한 등가 비선형 단자유도 시스템을 구축하고 이에 대한 증분동적해석을 수행하여 생애주기 붕괴확률을 평가하였다. 평가 결과 본 연구 과제에서 제안하는 보강 설계 방법은 높은 정확성을 보이는 것으로 나타났다.

② MPA 기반 단주유도 비선형 모델은 다자유도 비선형모델에 비하여 중간붕괴강도를 매우 정확하게 예측(차이=5.8%) 하였지만 분산에서는 17%정도의 차이가 발생하는 것으로 나타났다. MPA 기반 단주유도 비선형 모델로 구한 생애 생애주기 붕괴확률은 다자유도 비선형 모델로부터 구한 값보다 최대 15% 과대평가하는 것으로 나타났다. 이는 보강설계에서 다소 보수적인 결과를 주는 것이라 할 수 있다.

③ 해석 수행 시간이 매우 감소하는 데 비하여 평가 결과에 대한 오차율이 15% 미만으로 비교적 정확한 평가 결과를 제시한다는 점, 생애주기 붕괴확률 감소 정도에 대한 오차율은 10% 미만으로 관측되었다는 점에서 본 연구에서 제안하는 보강 방법이 초기 보강 설계 수행에 매우 적절하다고 판단된다.

2.3 연구 개발의 추진전략 · 방법 및 추진체계

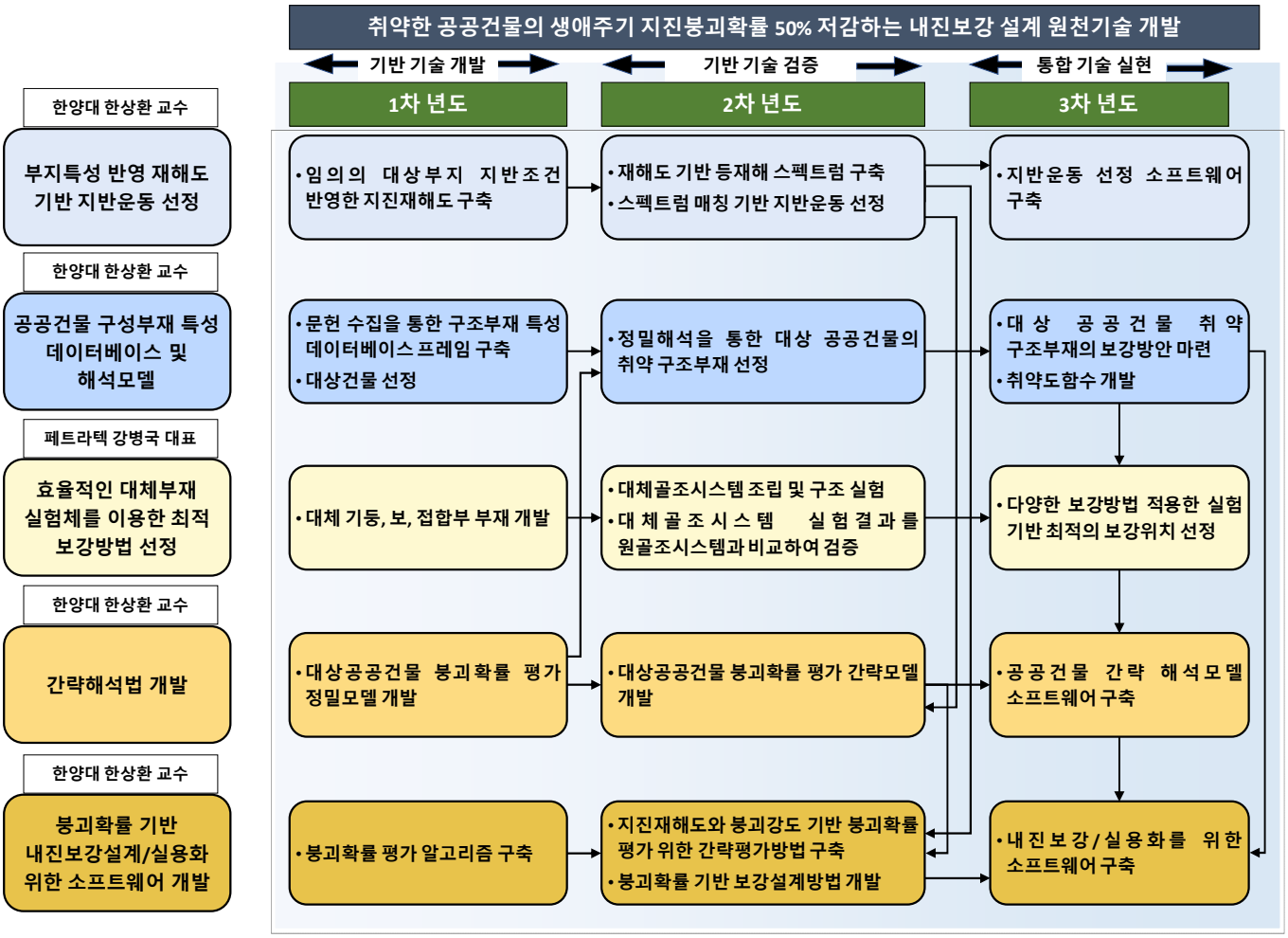
(1) 연구개발 추진전략 · 방법

○ 추진전략

- 본 연구의 추진전략은 그림3과 같이 3단계로 진행
- 1단계는 기반기술단계로 지진재해도 곡선 구축, 공공건물 특성 데이터베이스, 대체부재개발, 간략모델개발, 붕괴확률 알고리즘 구축이 포함
- 2단계는 기반기술검증단계로 지반운동선정 알고리즘을 통한 지반운동선정, 개발 대체부재 대상부재실험, 간략모델 수행 및 완성, 붕괴기반 보강설계 및 지침개발이 포함
- 3단계는 통합기술실험계로 2차 년도까지 개발 및 검증된 기술을 통합 완성하는 단계로, 지반운동선정 소프트웨어 구축, DB완성, 내진보강 소프트웨어 완성, 최적 보강방법 결정 등이 포함

○ 추진방법

- 본 연구 과제를 추진할 연구팀은 한양대학교와 중소기업인 ㈜ 페트라텍이 공동 수행함.
- 한양대학교 연구팀에서는 지반운동선정 소프트웨어, 붕괴확률 기반 내진보강 설계법 /소프트웨어 구축 진행함.
- 페트라텍 연구팀은 대체실험 방법으로 내진성능실험과 최적 보강방법 선정을 위한 실험연구 수행.



(2) 연구개발 추진체계

연구개발과제		총 참 여 연 구 원
과제명	취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률 50% 저감하는 내진보강 설계 원천기술개발	주관연구책임자 (한상환)외 총 10명

기 관 별 참 여 현 황		
구 분	연구기관수	참여연구원수
대 기 업		
중견기업		
중소기업	1	6
대 학	1	7
국공립(연)		
출 연 (연)		
기 타		

한양대학교
연구책임자: 한상환
담당기술개발내용
-지반운동선정 소프트웨어 -붕괴확률 기반 내진보강 설계법 -소프트웨어 구축

(주)페트라텍
연구책임자: 강병국
담당기술개발내용
-대체실험방법으로 내진성능실험 -최적 보강방법선정

(3) 추진일정

(3-1) 1차 년도

1차년도															
일련번호	연구내용	추진 일정												연구개발비(단위: 천원)	책임자(소속기관)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	국내 계기지진과 지질 특성 DB 활용 및 구축														한상환(한양대)
2	지진의 연간발생률에 대한 위치별-구조별 재해곡선 구축 알고리즘 개발														한상환(한양대)
3	취약공공건물 부재특성 DB자료 확보														한상환(한양대)
4	DB 분류 파라미터 선정														한상환(한양대)
5	해석을 통한 공공건물의 취약구조부재 선정														한상환(한양대)
6	공공건물 구조부재 특성 DB 보완을 위한 실험체 제작 및 부재실험														한상환(한양대)
7	공공건물 정밀해석 모델 구축														한상환(한양대)
8	구축된 모델로 지반운동에 대한 비선형 시간이력해석														한상환(한양대)
9	구조부재의 실험 결과 확보 및 분석														강병국(페트라텍)
10	대체부재 시작품 제작 및 실험														강병국(페트라텍)
11	공공건물의 붕괴해석 방법 구축														한상환(한양대)
12	지반운동에 대한 공공건물의 붕괴해석수행														한상환(한양대)

(3-2) 2차 년도

2차년도															
일련번호	연구내용	추진 일정												연구개발비 (단위: 천원)	책임자 (소속 기관)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	지반운동 생성/선정관련 선행연구 분석														한상환 (한양대)
2	재해곡선 기반 목표 응답스펙트럼 구축														한상환 (한양대)
3	지반운동 선정 알고리즘 개발														한상환 (한양대)
4	해석을 통한 공공건물의 취약구조부재 선정														한상환 (한양대)
5	공공건물 구조부재 특성 DB 보완을 위한 실험체 제작 및 부재실험														한상환 (한양대)
6	간략모델 개발														한상환 (한양대)
7	간략모델을 이용한 대상건물 해석														한상환 (한양대)
8	대체 부재 이용한 3층 구조실험														강병국 (페트라텍)
9	해석 결과와 비교를 통한 정확성 검증														강병국 (페트라텍)
10	붕괴확률 모델 구축														한상환 (한양대)
11	공공건물의 붕괴확률 해석														한상환 (한양대)

(3-3) 3차 년도

3차년도															
일련번호	연구내용	추진 일정												연구개발비 (단위: 천원)	책임자 (소속 기관)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	지역별-주기별 재해도 기반 목표 평균 응답스펙트럼 구축														한상환 (한양대)
2	재해도 기반 입력지반운동 선정														한상환 (한양대)
3	생애주기의 초과확률에 기반한 재해도기반 지반운동 선정 S/W 개발														한상환 (한양대)
4	실험결과 기반 구조부재 수치모델완성 및 시뮬레이션														한상환 (한양대)
5	부재특성 DB완성 (1차년도 DB 및 보완된 DB 포함)														한상환 (한양대)
6	간략모델 해석 수행을 위한 소프트웨어 알고리즘 구축														한상환 (한양대)
7	소프트웨어 이용한 공공건물 붕괴해석 모듈 추가														한상환 (한양대)
8	소프트웨어 이용한 공공건물 붕괴해석 모듈 검증														한상환 (한양대)
9	과년도 실험 결과에 기반한 보강 기법 별 실험 절차 수립														강병국 (페트라텍)
10	보강 실험체 설계 및 실험 계획														강병국 (페트라텍)
11	기존 사용되는 보강 기법 적용한 실험 수행														강병국 (페트라텍)
12	최적의 보강방법의 선정														강병국 (페트라텍)
13	보강 설계의 타당성 평가														강병국 (페트라텍)
14	붕괴확률 50%저감을 위한 보강설계법 제안														한상환 (한양대)
15	붕괴확률 해석을 위한 소프트웨어구축														한상환 (한양대)
16	붕괴확률 기반 내진보강 설계 모듈 탑재														한상환 (한양대)
17	붕괴확률 기반 내진보강 설계 모듈 및 소프트웨어 검증														한상환 (한양대)
18	구조부재 특성 DB 보완을 위한 실험체 제작 (2차 년도예산 감소로 인하여 3차 년도 포함하였음)														한상환 (한양대)
19	공공건물 구조부재 특성 DB 보완을 위한 부재실험														한상환 (한양대)

3. 연구개발과제의 수행 결과 및 목표 달성 정도

1) 연구수행 결과

(1) 정성적 연구개발성과

○ **세부과제 1: 국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W 개발**

- 국내 구조물에 대한 생애주기 붕괴확률 산출을 위하여 국내 계기지진과 지질특성 DB를 수집하였으며, 2019년까지 국내 관측 가능한 **유효지진규모 (M) 4.0 이상의 모든 지진에 대한 이력 및 특성 DB를 100% 수집**함.
- 구조물이 위치한 대상 지역의 특성을 반영할 수 있는 지진하중 선전 S/W를 개발하고자 하였으며, 이를 위하여 지반 종류 (SA ~ SE)에 따른 부지 효과를 반영한 등재해도 응답 스펙트럼을 구축함. 또한, **구축한 등재해도 응답 스펙트럼의 평균 및 분산에 대하여 오차율 10% 이내의 지반운동 집단을 선정하는 소프트웨어**를 개발함.
- 부지 효과 고려한 목표 스펙트럼에 기반하여 대상 지역에 적합한 지반운동 선정 알고리즘 및 소프트웨어 개발 수행. 또한, 붕괴확률 평가에서 지반운동의 과도한 배율조정에 의하여 발생하는 왜곡을 수정하기 위한 지진 재해수준별 다수의 지반운동 집단 선정 알고리즘 제안함. 대상 알고리즘은 **목표 스펙트럼 및 분산 대비 10% 이내의 오차**를 보임.

○ **세부과제 2: 취약 공공건물의 부재특성 DB 구축**

- 대상 공공건물의 부재적 특징 및 구조적 특징에 대한 분류를 위하여 국가 통계포털 (KOSIS) 분석 자료 내 확인 가능한 모든 대상 건물에 대한 자료를 수집하였으며, 해당하는 부재 특성을 보유한 실험체의 **실험 이력 및 부재 특성에 대한 DB를 100% 수집**함.
- 개발된 해석모델과 수집한 부재특성 DB에 기반하여 취약 구조부재의 응답을 예측하는 S/W를 개발하였으며, 해당 소프트웨어는 **실제 실험체의 손상 분포 대비 10% 이내의 분포 오차율**을 보임을 확인함. 또한 이를 바탕으로 대상 공공건물의 취약 구조부재를 검증.
- 구조물의 손상에 대하여 정확하게 평가하기 위하여 수집한 부재특성 DB와 보완된 데이터에 기반하여 공공건물의 취약 구조부재별 취약도 곡선을 평가하는 S/W 개발. 개발된 소프트웨어는 목적한 **2개 이상 (실 사용 3~4개)의 매개변수를 이용하여 취약 구조부재의 손상상태를 예측**함.

○ **세부과제 3: 공공건물 해석 S/W 개발**

- 대상 공공건물의 비선형 해석을 수행하기 위하여 구조물에 대한 정밀해석모델을 구축하였으며, 부재 모델에 기반하여 수집한 실험 결과와 비교하였을 때 **최대내력 오차범위 10% 이내의 높은 정확도로 대상 부재의 이력을 모사**함.
- 대상 공공건물의 비선형 해석에 요구되는 시간을 저감시킬 수 있는 대상 구조물에 대한 간략해석모델을 구축하였으며, 구축된 해석모델은 기존 실험결과 대비 20% 내의 최대 내력에 대한 오차율을 보유한 것으로 평가됨. 또한, 제안하는 **간략해석모델은 정밀해석모델 대비 구조물 단위에서의 해석시간을 50% 이상 저감**시키며, 이는 구조물의 규모가 증가함에 따라 저감 효과가 증가할 것으로 판단됨.

○ **세부과제 4: 붕괴확률 저감 S/W 개발**

- 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 대상 공공건물 보강방법을 개발하였으며, 이는 비교적 대상 구조물의 비선형 동적 응답을 잘 예측하고 전체 구조물의 비선형 해석모델 대비 해석시간이 짧게 요구되는 비선형 등가 단자유도 시스템을 이용하여 구축됨. 개발된 MPA 기반 대상 공공건물의 보강방법은 실제 구조물의 비선형 응답을 잘 예측하는 **정밀해석모델 대비 10% 미만의 오차율**을 보임. 또한, 제안된 MPA 기반 보강방법은 의도하는 바와 일치하도록 **50% 이상 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률을 저감시키는 보강 물량을 제안**함.
- 대체골조 및 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체에 대한 보강 전후 반복가력실험을 수행한 결과 본 연구과제에서 개발한 붕괴확률 저감 S/W에 따른 보강 물량은 의도하는 바와 같이 **생애주기 붕괴확률을 50% 이상 저감**시키는 것으로 평가됨.

○ **세부과제 5: 구조부재 대체 실험체 개발**

- 보강 설계 및 실험 수행 시 반복실험에 의하여 발생하는 높은 실험 비용을 절감하고자 대체부재 실험체를 개발하였으며, **실제 구조부재 응답 대비 15% 이내의 내력 오차율을 보유**한 것으로 평가됨.
- 대체부재를 조합한 대체골조 실험체를 개발하였음. 이를 활용한 실험은 기존 RC 실험과 다르게 실험종료후 퓨즈 부분만 교체하여 재실험이 가능하므로 가격과 시간이 최소화되고 다양한 보강방법 및 보강 위치를 반복적으로 적용하여 실험할 수 있음. **실제 구조물의 응답 대비 대체골조의 강성 및 강도에서 10% 미만의 오차율**을 보임.
- 대체골조 실험체의 보강 전후 반복 실험을 통하여 연구에서 제시하는 보강 방안의 타당성을 평가함. 제안된 보강 물량 및 기법에 대하여 보강 전 시스템 대비 최대 강도 및 강성이 각각 25%, 34% 증가하였으며, **보강 전 구조물의 최대강도 발현 시점 (변위)을 20% 이상 저감**시키는 것으로 평가됨.

(2) 정량적 연구개발성과

- 학술적 성과로써 연구 계획 시 SCI 논문 6건, 비 SCI 논문 10건을 계획함. 연관된 연구를 통하여 **SCI 논문 5건** 및 **비 SCI 논문 9건이 게재**됨. 또한, **SCI 논문 1건이 게재 예정** 상태이며, **비 SCI 논문 1건은 심사중**임.
- 연구 과제 제안 시 특허 등록 1건 및 출원 3건을 계획함. 연구과제 수행을 통하여 계획한 **특허 등록 및 출원 목표를 100% 달성**함.
- 연구에 연관된 S/W의 개발을 4건 계획하였으며, **연구 과제 진행을 통하여 4건 모두 등록**됨.
- 연구 과제 제안 시 시제품 3건을 계획함. 연구과제 수행을 통하여 대체부재 (보 및 기둥) 및 대체골조를 포함한 **3건의 시제품을 제작**함.
- 추가적으로 연구 시작 시점에 계획하지 않았으나 수행된 연구 결과의 우수성을 알리기 위하여 **5건의 국제 학술대회 발표와 2건의 국내 학술대회 발표**를 수행함.
- 과제 제안 시 목표한 **기술이전 진행도 1건 완료**하였음.

---

(3) 세부 정량적 연구개발성과

[과학적 성과]

□ 논문(국내외 전문 학술지) 게재

번호	논문명	학술지명	주저자명	호	국명	발행기관	SCIE 여부 (SCIE/비SCIE)	게재일	등록번호 (ISSN)	기여율
1	Calibration Factor for ASCE 41-17 Modeling Parameters for Stocky Rectangular RC Columns	Applied Sciences	Sang Whan Han	9 (23)	스위스	MDPI	SCIE	20191129	2076-3417	
2	A Numerical Model for Simulating Ground Motions for the Korean Peninsula	Applied Sciences	Sang Whan Han	10 (4)	스위스	MDPI	SCIE	20200213	2076-3417	
3	Cyclic behavior of lightly reinforced concrete moment frames with partial- and full-height masonry walls	Earthquake Spectra	Sang Whan Han	36 (2)	미국	EERI	SCIE	20200501	8755-2930	
4	Assessment of seismic risk of a typical RC building for the 2016 Gyeongju and potential earthquakes	Earthquakes and Structures	Hyun Woo Jee	20 (3)	대한민국	Techno-Press	SCIE	20210325	2092-7614	
5	Modeling parameters and acceptable plastic chord rotations for diagonally reinforced concrete coupling beams	Journal of Building Engineering	Sang Whan Han	44	네덜란드	Elsevier	SCIE	20210105	2352-7102	
6	Assessment of the effect of diagonal reinforcement quantity on seismic behavior of coupling beams	Journal of Earthquake Engineering	Sang Whan Han	-	영국	Taylor	SCIE	게재 가	1363-2469	
7	추계학적 점지진원 모델을 사용한 한반도 지반 운동의 경로 감쇠 효과 평가	한국지진공학회 논문집	지현우	24 (1)	대한민국	한국지진공학회	비SCIE	20200101	1226-525X	
8	조적채움벽 높이에 따른 철근콘크리트 중력골조의 하중-변위 응답	한국지진공학회 논문집	한지민	24 (1)	대한민국	한국지진공학회	비SCIE	20200101	1226-525X	
9	겹침이음 길이가 짧은 RC 기둥의 이방향 횡하중 가력 실험	한국지진공학회 논문집	이창석	24 (1)	대한민국	한국지진공학회	비SCIE	20200101	1226-525X	

10	이방향 하중을 받은 모서리 보-기둥 접합부의 내진성능평가	한국지진공학회 논문집	한상환	24 (4)	대한민국	한국 지진공학회	비SCIE	20210701	1226-525X	
11	한반도 지반운동 구현 모델 개발	대한건축학회 논문집	지현우	36 (10)	대한민국	대한건축학회	비SCIE	20201030	2733-6239	
12	내진설계에서 사용한 해석방법이 철골 특수모멘트골조의 붕괴위험도에 미치는 영향 평가	한국지진공학회 논문집	김태오	24 (6)	대한민국	한국 지진공학회	비SCIE	20201101	1226-525X	
13	비연성 철근콘크리트 건물의 내진설계범주에 따른 붕괴 위험성 평가	한국지진공학회 논문집	김민지	25 (4)	대한민국	한국 지진공학회	비SCIE	20210701	1226-525X	
14	HPFRCC 모서리 접합부의 반복가력 실험을 통한 내진거동 평가	한국콘크리트학회 논문집	장용석	33 (5)	대한민국	한국 콘크리트학회	비SCIE	20211001	1229-5515	
15	대각보강된 연결보의 비선형 모델 매개변수 경험식 제안	대한건축학회 논문집	한상환	37 (12)	대한민국	대한건축학회	비SCIE	20211201	2733-6239	
16	이방향 반복가력을 받는 HPFRCC로 보강한 모서리 접합부의 내진거동 평가	대한건축학회 논문집	한상환	-	대한민국	대한건축학회	비SCIE	심사중	2733-6239	

□ 국내 및 국제 학술회의 발표

번호	회의 명칭	발표 내용	발표자	발표 일시	장소	국명
1	The 2019 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM19)	Equations of Path Effects to simulate ground motions in Korean Peninsula using Point-source model	지현우	20190919	제주도	대한민국
2	5th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology (5ICEES)	SEISMIC RISK MAP OF EXISTING RC BUILDINGS IN KOREA	지현우	20191010	ANKARA	터키
3	2019년도 가을 한국콘크리트학회 학술대회	대각보강된 연결보의 비선형 모델링파라메터 제안	박이슬	20191107	변산	대한민국
4	한국콘크리트학회 2020 봄 온라인 학술대회 논문집	HPFRCC 보강된 모서리 접합부의 내진거동 평가	장용석	20200625	온라인	대한민국
5	The 2020 World Congress on Advances in Civil, Environmental, & Materials Research (ACEM 20)	A Korean ground motion simulation model comprising of stochastic point-source and shaping window models	지현우	20200825	서울	대한민국
6	The 2020 World Congress on Advances in Civil, Environmental, & Materials Research (ACEM 20)	Assessment of seismic collapse risk for old reinforced concrete building according to seismic design categories	김민지	20200825	서울	대한민국
7	The 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)	SITE SPECIFIC SEISMIC HAZARD MAPS FOR KOREAN PENNISULA	지현우	20200913	Sendai (온라인 발표)	일본

□ 기술 요약 정보

- 해당사항 없음

□ 보고서 원문

- 해당사항 없음

□ 생명자원(생물자원, 생명정보)/화합물

- 해당사항 없음

[기술적 성과]

□ 지식재산권(특허, 실용신안, 의장, 디자인, 상표, 규격, 신품종, 프로그램)

번호	구분	지식재산권 등 명칭 (건별 각각 기재)	국명	출원			등록			기여율	활용 여부
				출원인	출원일	출원번호	등록인	등록일	등록번호		
1	특허	보-기둥 모서리 접합부 하중 재하 시험장치	대한민국	강병국; 이동수; 구준수; 한상환; 이창석	20191017	10-2019-0129099	-	-	-	100%	-
2	특허	구조 실험체 및 측정 모듈	대한민국	한상환; 이창석; 현정호	20191024	10-2019-0132793	한상환; 김태오; 지현우	20210430	10-2249130	100%	-
3	특허	지진 특성이 반영된 지반운동 구현 방법 및 시스템	대한민국	한상환; 지현우	20210126	10-2021-0010658	-	-	-	100%	-

ㅇ 지식재산권 활용 유형

- 해당사항 없음

□ 저작권(소프트웨어, 서적 등)

번호	저작권명	창작일	저작자명	등록일	등록번호	저작권자명	기여율
1	단자유도 시스템에 대한 증분동적해석 소프트웨어	20190828	한상환; 김태오	20190906	C-2019-025089	한양대학교 산학협력단	
2	지진 코드의 재해도에 적합한 지반운동 선정 소프트웨어	20210830	한상환; 지현우	20210910	C-2021-036374	한양대학교 산학협력단	
3	생애주기 붕괴확률 저감을 위한 비선형 정적해석 기반 구조물 보강 설계량 산정 소프트웨어	20210901	한상환; 지현우; 김태오	20210915	C-2021-037060	한양대학교 산학협력단	
4	취약 RC 기둥의 취약도 생성 소프트웨어	20211207	한상환; 구수현; 조은선; 김태오	20211215	C-2021-055290	한양대학교 산학협력단	

□ 신기술 지정

- 해당사항 없음

□ 기술 및 제품 인증

- 해당사항 없음

□ 표준화

ㅇ 국내표준

- 해당사항 없음

ㅇ 국제표준

- 해당사항 없음

[경제적 성과]

□ 시제품 제작

번호	시제품명	출시/제작일	제작업체명	설치장소	이용분야	사업화 소요 기간	인증기관 (해당 시)	인증일 (해당 시)
1	기준 보 실험체의 성능 모사를 위한 대체 구조부재 시제품	20191001	대창기계	현대건설 연구개발본부 실험동	대체 구조부재	-	-	-
2	기준 기둥 실험체의 성능 모사를 위한 대체 구조부재 시제품	20191001	대창기계	현대건설 연구개발본부 실험동	대체 구조부재	-	-	-
3	기준 구조물 성능 모사를 위한 대체 골조 시제품	20201113	㈜ 케이에스 플랜트	(주) 페트라텍	대체골조	-	-	-

□ 현장적용

- 해당사항 없음

□ 기술 실시 (이전)

번호	기술 이전 유형	기술 실시 계약명	기술 실시 대상 기관	기술 실시 발생일	기술료	
					발생 연도	발생액(천원)
1	기술상담	내진 퓨즈 이용한 내진보강기술	㈜ 페트라텍	20210112	2021	30,000

□ 사업화 투자실적

- 해당사항 없음

□ 사업화 현황

- 해당사항 없음

□ 매출 실적(누적)

- 해당사항 없음

□ 사업화 계획 및 무역 수지 개선 효과

- 해당사항 없음

□ 고용 창출

- 해당사항 없음

□ 고용 효과

- 해당사항 없음

□ 비용 절감(누적)

- 해당사항 없음

□ **경제적 파급 효과**

- 해당사항 없음

□ **산업 지원(기술지도)**

- 해당사항 없음

□ **기술 무역**

- 해당사항 없음

[사회적 성과]

□ **법령 반영**

- 해당사항 없음

□ **정책활용 내용**

- 해당사항 없음

□ **설계 기준/설명서(시방서)/지침/안내서에 반영**

- 해당사항 없음

□ **신진연구자 채용**

- 해당사항 없음

□ **전문 연구 인력 양성**

번호	분류	연도	현황(명)										
			학위별				성별		지역별				
			박사	석사	학사	기타	남	여	수도권	충청권	영남권	호남권	기타
1	1차년도	2019	-	1	-	-	1	-	1	-	-	-	-
2	2차년도	2020	-	4	-	-	3	1	4	-	-	-	-
3	3차년도	2021	1	1	-	-	2	-	2	-	-	-	-

□ **산업 기술 인력 양성**

- 해당사항 없음

□ **다른 국가연구개발사업에의 활용**

- 해당사항 없음

□ **국제화 협력성과**

- 해당사항 없음

□ **홍보 실적**

- 해당사항 없음

□ **포상 및 수상 실적**

- 해당사항 없음

[인프라 성과]

□ **연구시설・장비**

- 해당사항 없음

2) 목표 달성 수준

연 구 개 발 계 획	질적 달 성 내 용	달성도(%)
○ 국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W 개발	- 대상부지 특성을 반영한 지진 재해도 구축위하여 2019년까지 국내 M 4.0 이상 계기지진기록 데이터베이스 구축. - 대상부지에서 점지진원 모델 및 부지 증폭계수를 이용하여 부지효과 반영한 인공 지반운동 생성. - 대상부지 지진 재해도 구축 및 대상 부지에 적합한 입력 지진하중 선정 소프트웨어 개발 및 등록. - 목표 스펙트럼의 평균 및 분산 대비 오차범위 10% 내의 평균과 분산을 보유한 지반운동 집단 선정.	100%
○ 취약 공공건물 부재특성 데이터베이스 구축	- 대상 공공건물의 정밀 해석모델을 이용한 비선형 구조해석을 통하여 대상 공공건물의 취약한 응답을 야기하는 취약 구조부재 선정 및 정의 수행. - 취약 구조부재에 대한 정의를 수행하였으며, 이에 대한 변수 범위 설정을 바탕으로 취약 구조부재에 대한 데이터베이스 구축. - 부족한 취약 구조부재에 대한 데이터베이스를 확장하기 위한 시뮬레이션 기반 취약도 곡선 소프트웨어 구축. 개발된 취약도 곡선은 부재의 특성을 결정하는 매개변수 2개 이상을 사용하여 취약 구조부재에 대한 손상 상태의 결정을 수행함.	100%
○ 공공건물 해석 S/W 개발	- 분산소성모델을 사용하여 대상 공공건물의 구조부재 및 골조에 대한 정밀해석모델 구축 방법 제안. 제안된 정밀해석모델은 실제 구조부재 실험 결과 대비 15% 미만의 오차범위를 가지는 것으로 평가됨. - 대상 공공건물에 대한 해석의 효율성을 확보하기 위한 간략해석모델 개발 및 제안. 제안된 간략해석모델은 구조부재 실험 결과 대비 15% 미만의 오차를 보였으며, 해석에 요구되는 시간은 정밀해석모델 대비 50% 이상 감소됨. - 대상 공공건물에 대하여 구축된 간략해석모델의 검증을 위하여 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체를 제작하였으며, 이와 대체골조 및 간략해석모델의 정확도를 검증함. 간략해석모델은 전체 시스템 대비 강성 및 강도와 이력 특성에서 10% 미만의 오차를 보이며 실제 구조물의 응답을 빠르고 정확하게 모사하는 것으로 평가됨.	100%

○ 구조부재 대체 실험체 개발	- 효율적인 실험 수행을 위하여 대체 보, 기둥 및 접합부 부재를 개발하였으며, 이에 대한 반복가력실험을 수행함. 개발된 대체부재의 경우 기준 실험체 대비 15% 미만의 오차를 보이며 이력을 모사하는 것으로 평가됨. - 대체부재에 기반한 시스템 단위의 대체골조 시스템 제안. 대체골조 시스템은 소성힌지 위치에 체결한 내진퓨즈의 교체만으로 전체 시스템의 거동을 모사할 수 있으며, 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체와의 비교 평가를 수행한 결과 최대 하중 및 강도의 20% 미만의 작은 오차범위 내에서 비교적 정확하게 대상 건물의 응답을 예측하는 것으로 평가됨. - 보강 전 후 대체골조 시스템의 평가를 통하여 연구에서 제안하는 보강설계 방법 및 보강 시스템의 효과에 대한 평가를 수행하였으며, 제안하는 보강 시스템 및 보강설계 절차는 대상 구조물의 최대 내력에 해당하는 횡 변위를 20% 이상 감소시키고 동시에 내력의 증가를 가져옴으로써 의도하는 수준의 보강 효과를 보유한 것으로 평가됨.	100%
○ 붕괴확률 저감 S/W 개발	- 대상 공공건물에 대한 보강설계절차의 제안을 위하여 본 연구과제의 목표와 부합하게 생애주기 붕괴확률의 평가 알고리즘을 제안하였음. - 제안된 생애주기 붕괴확률의 평가 알고리즘과 MPA 기반 붕괴확률 간략 평가법을 바탕으로 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 내진보강 물량을 산출하였으며, 이에 대한 설계 및 실험을 수행함. - 1/3 스케일 대상 공공건물 실험체 및 대체골조 시스템과의 비교를 통하여 간략해석모델의 검증을 수행함. 또한 간략해석모델과 MPA 기반 등가 비선형 단자유도 시스템의 응답을 비교함으로써 제안하는 내진보강 설계법의 타당성을 검증함. - 본 연구에서 제안하는 내진보강 설계법은 비교적 간단한 등가 비선형 단자유도 시스템을 이용하여 매우 짧은 시간 내에 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 보강 물량을 제시하였으며, 검증을 통하여 그 타당성이 평가됨. 제안하는 설계 절차는 의도하는 내진성능 대비 10% 미만의 오차율을 보이는 보수적인 보강 물량을 제시하였으며, 대상 공공건물의 내진보강설계 수행에 적절한 것으로 판단됨.	100%

4. 목표 미달 시 원인분석(해당 시 작성)

1) 목표 미달 원인(사유) 자체분석 내용

- 해당사항 없음

2) 자체 보완활동

- 해당사항 없음

3) 연구개발 과정의 성실성

- 해당사항 없음

5. 연구개발성과의 관련 분야에 대한 기여 정도

○ 내진설계 기준 이전의 건축된 취약한 다수의 공공건물 지진 붕괴 확률 평가 및 내진보강설계에 적용될 것으로 기대하며 특히 공공건물의 보강기술과 정책 결정에 중요한 요소로 사용될 수 있다는 점에서 기여가 클 것임.

○ 붕괴저감 보강설계를 최종적으로 구조 실무 엔지니어들이 사용가능하도록 소프트웨어로 구축하게 되므로 그 파급효과가 클 것임.

○ 개발된 내진보강설계 플랫폼은 공공건물이외의 다양한 건물에도 해석 모듈을 추가하면 붕괴 평가방법과 보강 설계법 활용 할 수 있어 그 확장성 및 파급성이 있음.

○ 구조형식 유사한 많은 공공건물의 최적보강방법 선정을 위하여 개발된 대체골조 실험은 비용절감과 함께 실험시간을 최소화 할 수 있는 최적이 방법으로 기대함. 개발된 대체 실험법은 특허와 사업화 가능하여 향후 내진보강시장 경쟁력 확보에 기여할 것임.

○ 본 연구에서 개발하여 등록한 소프트웨어 3건은 구조 엔지니어가 지반운동 선정시, 보강설계시, 취약도 평가시 활용 가능하여 구조공학분야에 기여도가 큼.

○ 시스템수준에서 구조물의 전체적인 붕괴 확률 평가는 학술적으로 큰 가치가 있는 부분으로 본 연구는 국내에서 이론초기단계인 연구분야를 실무 활용가능한 수준까지 진행하였다는 점에서 그 학술적 기여도가 큼.

○ 취약 공공건물의 손상 정도를 확률적 분포로 제시하는 취약도 곡선의 경우 직접적인 실험을 수행하지 않고도 구조물들의 손상 상태 및 지진 위험도를 파악하는 데 활용 가능함. 본 연구에서 수행된 취약도 곡선의 수립 절차는 기 수행된 연구들과 달리 취약한 응답을 야기하는 구조부재에 대한 데이터베이스 및 시뮬레이션에 기반하여 수립되었다는 차별성이 존재하며, 이에 따라 국내에 취약 구조물 및 공공건물의 선별적인 보강에 기반자료로써 활용될 수 있어 보강시장 분야에 기여도가 예상됨.

○ 대체부재 및 대체골조 시스템의 경우 구조물의 내진성능 및 보강성능을 평가하기에 효율적인 실험 절차임. 제안하는 대체부재 및 대체골조 시스템의 경우 내진퓨즈의 교체라는 상대적으로 경제적인 프로세스만으로 여러 구조부재 및 골조의 응답을 예측할 수 있으며, 또한 보강 시스템의 적용이 매우 편리하여 반복적인 실험 및 여러 보강 시스템에 대한 실험을 효율적으로 수행할 수 있음. 이는 기존 축소 스케일 골조 실험체의 실험 대비 매우 경제적이며 효율적인 실험을 수행할 수 있다는 우수성을 보유한 것이며, 여러 내진보강 시스템 또는 성능평가 실험활용 될 수 있어 경제적 시간적 기여도가 클 것임.

○ 제안하는 MPA에 기반한 구조물의 내진보강 절차의 경우 짧은 시간 내에 간략한 방법만으로 실제 보강된 구조물의 응답을 비교적 정확하게 예측할 수 있음. 제안된 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 내진보강설계법은 높은 수준의 해석적 노력 및 컴퓨터 연산을 요구하지 않으면서도 비교적 정확하고 보수적인 내진보강물량을 산정하여 제시한다는 점에서 그 기여도가 큼. 특히 제안된 내진보강 설계방법은 다수의 건물에 대한 내진보강전략을 수립하는데 큰 기여를 할 수 있을 것으로 예상함.

6. 연구개발성과 관리 및 활용 계획

○ 본 연구과제에서 개발한 대상 지역과 지반분류에 따른 부지효과를 반영한 등재해수준 지진응답스펙트럼 구축 및 이에 적합한 지반운동 선정 절차를 담은 소프트웨어 성과물은 국내 구조물의 위치 및 부지조건에 따른 적합한 지반운동을 제시함으로써 생애주기 붕괴확률 및 통합적 내진성능평가를 위한 지반운동 선정 절차로써 활용 가능함. 또한, 지반분류에 따른 지진 재해도를 국내 모든 지역에 대하여 제시함으로써 국내 구조물의 내진설계 기준에 활용될 수 있다는 높은 활용성을 보유함.

○ 취약 공공건물 구조부재 데이터베이스 및 취약도 산정 소프트웨어의 활용분야는 구조물의 내진성능평가 및 내진보강전략 수립 분야에 적용할 수 있음. 국내 다수 존재하는 내진설계가 수행되지 않았거나 내진성능이 부족한 구조물에 대한 상세한 내진성능평가 수행을 위해서는 구조부재의 손상에 대한 명확한 정의가 필요함. 본 연구과제에서 개발한 취약도 소프트웨어의 경우 부재 물성을 바탕으로 취약 구조부재에 대한 취약도 함수를 제안하며, 이를 이용하여 각 구조부재의 손상을 예측하는 데 활용할 수 있음.

○ 본 연구를 통하여 구축된 데이터베이스 및 기초연구자료는 연구책임자에게 요청할 경우 타 연구과제의 기초연구 자료로써 활용할 수 있도록 제공할 것임. 또한 취약 공공건물 구조부재 데이터베이스 내 실험체의 실험 결과들은 PEER database (https://nisee.berkeley.edu/spd/servlet/search)에서 확인할 수 있으며, 본 연구에 활용된 실험체는 요청시 제공되는 데이터베이스 내 명시하였음.

○ 대상 공공건물에 대한 정밀해석모델 및 간략해석모델은 실제 실험체와 비교 평가를 수행함으로써 그 정확도가 검증되었으며, 이는 내진성능평가 분야에 활용할 수 있음. 대상 공공건물에 대한 간략해석모델은 다수의 구조물에 대한 간략한 내진성능평가를 비교적 높은 정확도와 함께 수행하는 데 사용할 수 있으며, 구조물의 비선형 응답에 대한 선제적인 평가를 수행하는데 활용할 수 있음.

○ 효율적인 실험을 위한 대체 구조부재 및 대체골조 실험체와 이를 활용한 실험 절차는 구조물의 내진보강 분야에서 그 활용성이 매우 크다고 볼 수 있음. 대체부재 및 대체골조 실험체는 단부에 위치한 내진퓨즈의 교체만으로 다양한 구조부재의 비선형 응답을 모사함과 동시에 경제적인 반복 실험이 수행 가능하며, 이는 시스템 단위에서의 검증이 요구되는 내진보강 시스템의 성능실험을 경제적으로 수행하는 데 활용 가능함. 또한, 대상 구조물에 대한 비선형 응답 이력을 모사할 수 있기 때문에, 제안하는 실험 절차에 따라 실험을 수행할 경우 실제 취약 공공건물의 지진에 대한 성능을 평가하는 데 활용할 수 있음.

○ 대상 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감 위한 MPA 기반 내진보강설계법 소프트웨어의 경우, 간단하게 구축할 수 있는 등가 비선형 단자유도 시스템을 활용하여 정확한 비선형 이력을 예측한다는 점에 그 활용성이 매우 높음. 이는 내진보강 정책 수립을 위한 분야 뿐 아니라 대규모 및 다수 구조물에 대한 빠른 내진성능평가를 토대로 지역적 탄력성 평가에 추후 활용 가능성이 있음. 제안하는 보강법은 동역학에 기반한 효율적인 해석 절차만을 요구하고 있으므로 규모가 큰 보강설계 및 초기 설계물량 제안에 그 활용 가능성이 크다고 판단됨.

○ 본 연구에서 제공된 지반운동 산정 소프트웨어 및 MPA 기반 내진보강설계법 소프트웨어는 실무에서 간략한 반복수행을 통한 초기 설계를 수행하는 데 사용될 것임. 해당 소프트웨어는 기존 비선형 구조모델 대비 월등히 빠른 시간 내에 비선형 동적 해석 결과를 예측하여 제시하며, 푸쉬오버 곡선 및 고유치 해석 결과를 바탕으로 보강 전 후 다양한 구조물에 대한 평가 결과를 제시하여 목표 내진성능을 확보하기 위한 보강안의 초안작성에 활용할 수 있음. 또한 취약 구조부재에 대한 취약도 곡선의 경우 지진에 우선적으로 피해가 발생하는 구조부재를 선별하는 데 유용하게 활용될 수 있음. 이와 같은 소프트웨어들 또한 본 연구를 수행한 연구책임자에게 요청할 경우 연구 자료로써 활용할 수 있도록 제공할 것임.

○ 3년간의 연구를 마무리하여 붕괴확률 50% 저감 위한 요소기술들이 개발되었고, 이에 수반하여 3건의 특허 출원과 1건의 특허 등록, 4개의 소프트웨어가 저작권 등록됨. 이를 기반하여 향후 국내외 학술대회에서 관련논문 발표와 기술세미나를 통한 개발된 기술의 홍보와 참여기업인 ㈜페트라텍과 함께 기술이전과 사업화를 추진할 것임.

7. 연구개발성과 요약

7.1 핵심 연구개발성과의 질적·양적 달성 정도

(1) 질적 달성 정도

연 구 개 발 목 표	달 성 내 용	달성도(%)
○ 국내 지진재해도 기반 입력 지진하중 선정 S/W 개발	-2019년까지 100% 계기지진 (>M 4.0) DB 구축. -목표스펙트럼과 10%이내 오차 입력 지반운동 선정 S/W개발 -재해도 기반 오차 10%이하 지반운동 선정 S/W 개발	100%
○ 취약 공공건물 부재특성 데이터베이스 구축	- 국내 수집 가능한 취약공공건물/부재 100% DB 구축 - 취약 구조부재 오차 10% 이내 응답 해석모델 개발 - 취약부재 오차 10%이내의 취약도 함수 개발	100%
○ 공공건물 해석 S/W 개발	- 실험결과와 10%이내 오차 갖는 골조 정밀해석모델 개발 - 정밀해석모델 대비 15% 미만, 실험과 10%미만 오차, 시간 효율 향상 50% 이상 간략해석모델 개발. - 3층 보강 전 후 RC골조를 통한 Mockup test를 통한 검증.	100%
○ 구조부재 대체 실험체 개발	- 구조부재 대비 15% 미만 오차 보유한 대체부재 개발. - 대상 골조 응답 10% 미만 오차 대체골조 실험체 개발 - 대체골조 최대변위 감소율 15% 이상 확보한 보강 선정	100%
○ 붕괴확률 저감 S/W 개발	- 공공건물의 생애주기 붕괴확률 50% 저감 보강설계법 개발. - 붕괴확률 50% 저감을 위한 보강설계 소프트웨어 구축 - 대체골조 실험을 통한 제안한 내진보강법 검증.	100%

(2) 양적 달성정도

계획	계획	달성	달성도 (%)
특허	출원 3 건 / 등록 1 건	출원 3 건 / 등록 1 건	100 %
논문 (SCI)	6 건	6 (1) 건 *(1 건 게재 예정)	100 %
논문 (비 SCI)	10 건	10 (1) 건 *(1건 심사중)	100 %
시제품	3 건	3 건	100 %
소프트웨어 (S/W)	4 건	4 건	100 %
국제학술대회	0 건	5 건	500 %
국내학술대회	0 건	2 건	200 %

(3) 실적증빙

		목표수	달성수	증빙자료
특허	출원	3 건	3 건	
	등록	1 건	1 건	

논문 게재	SCI	6 건	6 건 (1 건 게재확정 포함)	
	비SCI	10 건	10 건 (1 건 제출포함)	
학술대회	국제	0 건	5 건	
	국내	0 건	2 건	

소프트웨어	4 건	4 건	
시제품	3 건	3 건	

7.2 최종성과물의 우수성 및 활용성

(1) 기존기술대비 최종성과물의 기술적 경제적 우수성

○ 내진설계기준이 붕괴에 대한 목표를 정하였지만 붕괴성능을 기반하여 보강하는 기술은 개발된 바 없음. 본 연구에서는 지진에 대한 생애주기 붕괴확률 50%를 저감하는 기술을 개발하였다는 점에서 그 우수성이 인정됨.

○ 개발된 내진보강 설계를 수행하면 붕괴확률을 50% 저감시킨다는 점에서 지진으로 인한 공공건물의 경제적 사회적 피해를 최소화 할 수 있음. 특히 공공건물의 경우 지진 후에 복구나 관리 기능이 유지 되어야 하므로 붕괴성능의 감소는 지역사회에 경제적, 사회적 매우 큰 영향을 미침,

○ 붕괴저감 보강설계를 최종적으로 구조 실무 엔지니어들이 사용가능하도록 소프트웨어로 구축하게 되므로 그 파급효과가 클 것임.

○ 구조형식 유사한 많은 공공건물의 최적보강방법 선정을 위하여 개발된 대체골조 실험은 비용절감과 함께 실험시간을 최소화 할 수 있는 최적이 방법임. 이는 국내에서는 한 번도 실질적인 개발이 수행되지 않은 것으로 내진보강방법 선정 시 다행하게 활용될 것임.

○ 특히 대체부재 및 대체골조 실험 방식은 초기 1회 실험 비용은 실제 구조부재 및 구조물의 실험 비용과 유사하지만, 재실험 수행시에 내진퓨즈의 제작만 요구된다는 점에서 그 경제적 우수성을 보유하고 있음. 구체적으로 본 연구에서 수행한 실험의 경우 내진퓨즈의 제작비용은 전체 실험체 제작비용의 5%~10% 정도에 불과하였으며, 퓨즈의 디테일 결정에 따라 다양한 실제 구조부재 및 골조 실험체의 응답을 모사할 수 있다는 장점을 보유하였음.

○ 본 연구에서 개발하여 등록한 소프트웨어 3건은 구조 엔지니어가 지반운동 선정시, 보강설계시, 취약도 평가시 활용 가능하여 구조공학분야에 기술적 기여도가 큼.

○ 제안된 생애주기 붕괴확률 저감 위한 MPA 기반 내진보강설계법은 높은 수준의 해석적 노력 및 컴퓨터 연산을 요구하지 않으면서도 비교적 정확하고 보수적인 내진보강물량을 산정할 수 있어 구조기술자의 높은 활용도가 예상되며 내진보강전략을 수립하는데 큰 기여를 할 수 있을 것임.

(2) 최종성과물의 실용화 사업화 가능성

○ 등재해수준 지진응답스펙트럼 구축 및 이에 적합한 지반운동 선정 절차를 포함한 등록된 소프트웨어 성과물은 국내 구조물의 위치 및 부지조건에 따른 적합한 지반운동을 제시하는 것으로 내진성능평가에서 바로 적용될 수 있다는 점에서 실용화가 가능함.

○ 효율적인 실험을 위한 대체 구조부재 및 대체골조 실험체와 이를 활용한 실험 절차는 구조물의 내진보강 분야에서 개발된 방법의 검증분야에서 그 활용성이 매우 크다고 볼 수 있음. 최근 내진보강기술 개발시 2층 골조의 실험을 수행하도록 한다는 점을 고려하면 개발된 대체골조의 실용화와 상업화 가능성은 매우 큰 것임.

○ 대체 구조부재 및 대체골조 시스템의 경우 반복 실험에 그 효용성 가치를 보유하였으며, 이에 대한 홍보

를 위하여 전문학회 학술대회를 통하여 연간 기술 소개 및 홍보 수행을 수행하여 사업화를 추진하고자 함.

○ 3년간의 연구를 마무리하여 붕괴확률 50% 저감 위한 요소기술들이 개발되었고, 이에 수반하여 3건의 특허 출원과 1건의 특허 등록, 4개의 소프트웨어가 저작권 등록됨. 이를 기반하여 향후 국내외 학술대회에서 관련논문 발표와 기술세미나를 통한 개발된 요소 및 통합 기술의 홍보와 참여기업인 ㈜페트라텍과 함께 기술이전과 사업화를 추진할 것임.

○ 본 연구수행 결과로 산출된 기초연구 자료 및 소프트웨어의 경우 취약 공공건물에 대한 보강설계 원천기술개발을 위한 연구의 수행 결과임. 그러나 이와 같은 자료들은 국내 구조물의 내진설계에 활용될 수 있음. 이를 위해서는 다양한 공공건물의 특성을 고려하고, 현행 내진설계기준에 적합한 최적의 설계 결과를 제안할 수 있는 알고리즘이 요구됨. 추후 국토교통부 또는 타 기관의 연구 과제 수주 시 본 연구에서 기반하여 지속적인 연구를 수행하고자 함.

< 별첨 >

별첨 1. 참고문헌

국토교통부 (2019). 건축물 강구조 설계기준, KDS 41-31-00.

국토교통부 (2019). 건축물 강구조 설계기준, KDS 41.

국토교통부 (2019). 건축물 내진설계기준, KDS 41-17-00.

국토해양부 (2013). 기존 시설물(건축물) 내진성능 평가/향상 요령, 한국시설안전공단.

민창석. (2013). 철근콘크리트공학 (제3판), 구미서관.

서울특별시 지진안전포털(http://goodhousing.eseoul.go.kr/SeoulEqk/main.do)

연관희, 박동희, 장천중, 심택모. (2008). "지진관측자료를 이용한 지진동감쇠식의 불확실성 평가," 한국지진공학회 춘계학술발표회 논문집, 116-123.

이재신. (2019).「학교 건축물의 노후도 실태와 특성 분석-전라남도 학교 건축물 중심으로- 」

홍성걸, 임우영. (2015). 「기존 콘크리트 건축물의 재료강도 및 부재상세 현황조사」

Aboutaha, RS., Engelhardt, MD., Jirsa JO., Kreger, ME. (1999). Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. ACI Structural Journal. 96(1), 68-78.

Arakawa, T., Arai, Y., Mizoguchi, M., Yoshida, M. (1989). Shear resisting behavior of short reinforced concrete columns under biaxial bending-shear. Transaction of the Japan Concrete Institute. 11, 317-324.

ACI (2019). Building Code Requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute. ACI 318. Farmington Hills, MI.

ASCE 7-16 (2017). Minimum design loads for buildings and associated criteria for buildings and other structures. (ASCE/SEI 7-16), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE 41-13 (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE 41-17 (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (ASCE/SEI 41-17), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ATC 72-1 (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design Analysis of Tall Buildings. Redwood, CA: Applied Technology Council.

Bett, BJ., Jirsa, JO., Klingner, RE. (1985). Behavior of strengthened and repaired reinforced concrete columns under cyclic deformations. Austin, Texas, University of Texas, Austin, 86.

Berry, M., Parrish, M., Eberhard, M. (2004), PEER structural performance database, Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley.

Boore, DM., Atkinson, GM. (1987). Stochastic prediction of ground motion and spectral response parameters at Hard-rock Sites in Eastern North America. Bulletin of the Seismological Society of America. 77, 440-467.

Boore, DM. (2005). “SMSIM — Fortran programs for Simulating Ground Motions from Earthquakes: Version 2.3 — A Revision of OFR 96−80−A,“ U.S. GEOLOGICAL SURVEY.

Building Seismic Safety Council (BSSC) (2009). “NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures,” Part 1 (Provisions) and Part 2 (Commentary), Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Charney, FA. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. Journal of Structural Engineering. 134(4), 581-592.

Cho, JY. (2004). Nonlinear modeling of RC columns with short lap splices. 13th World Conference on Earthquake Engineering. BC: Vancouver.

Chopra, AK., Goel, RK. (2002). “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for

buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31, 561-582.

Dassault System (2014). ABAQUS Analysis User's Guide Version 6.14.

Deng, K., Pan, P., Wang, C. (2013). Development of crawler steel damper for bridges. Journal of Constructional Steel Research, 85, 140-150.

Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., Lignos, DG. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions, Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 42(1), 25−41.

Eliopoulos, DF., Wen, YK. (1991). Method of Seismic Reliability Evaluation for Moment Resisting Steel Frames. Civil Engineering Structural Research Series No.562. UIUC.

El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E., Kunnath, S.K. (1998). Strength and ductility of FR welded-bolted connections, SAC Joint Venture, Report No.SAC/BD-98-01, Sacramento, CA.

Elwood, KJ. (2002). Shake table tests and analytical studies on gravity load collapse of reinforced concrete frames. Berkeley. University of California.

Elwood, KJ., Moehle, JP. (2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. Earthquake Spectra. 21(1), 71-89.

Elwood, KJ. (2014). Modeling failures in existing reinforced concrete columns. Canadian Journal of Civil Engineering. 31(5), 846-859.

Elwood, KJ., Opabola, EA. (2021). Seismic assessment of reinforced concrete columns with short lap splices. Earthquake Spectra. 37(3), 1726-1757.

Elwood, K.J., Moehle, JP. (2003). Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames. PEER 2003-01. University of California, Berkeley, CA.

Esaki, F. (1996). Reinforcing effect of steel plate hoops on ductility of RC square column. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico, Elsevier Science Ltd.

FEMA 461 (2007). Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

FEMA P695 (2009). Quantification of building seismic performance factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA P-58-1 (2018). Seismic performance assessment of buildings. Volume 1. FEMA P-58-1. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Frankel, A., Mueller, C., Barnhard, T., Rerkins, D., Leyendechker, E.V., Dickman, N. et al. (1996). "National seismic-hazard maps," (documentation) USGS open-file report, 96-532.

Gill, WD. (1979). Ductility of rectangular reinforced concrete columns with axial load. Christchurch, University of Canterbury, 136.

Gutenberg, B., ANDhter, CF. (1944). Frequency of earthquakes in California, Bulletin of the Seismological Society of America 34(4), 185-188.

Ha, SJ., Han, SW. (2016). A method for selecting ground motions that considers target response spectrum mean and variance as well as correlation structure, Journal of Earthquake Engineering. 20(8), 1263-1277.

Hassan, WM. (2011). Analytical and Experimental Assessment of Seismic Vulnerability of Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement in Concrete Buildings. University of California, Berkeley.

Han, S.W., Choi, Y.S. (2008). "Seismic hazard analysis in low and moderate seismic region-Korean peninsula," Structural Safety 30: pp. 543-558.

Han, SW., Chopra, AK. (2006). "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis

procedure,“ Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 135, 1853-1873.

Han, SW., Ha, SJ., Seok, SW. (2014). "Efficient and accurate procedure for selecting ground motions matching target response spectrum, Nonlinear dynamics, 78(2), 889-905.

Han, SW., Jung, J., Ha, SJ. (2016). Seismic performance of WUF-W moment connections according to access hole geometries, Earthquake Spectra, 32, 909-926.

Han, SW., Kim, NH. (2017). Permissible parameter ranges of access hole geometries for WUF-W connections.Earthquake Spectra, 33(2), 687-707.

Han, SW., Kim, NH., Cho, SW. (2016). Prediction of cyclic behavior of WUF-W connections with various weld access hole configurations using nonlinear FEA, International Journal of Steel Structures, 16(4), 1197-1208.

Han, SW., Kwon, OS. (2003). Generation of Ground Acceleration using Point Source Model, Journal of the Architectural Institute of Korea. 19(1), 3-10.

Han, SW., Kwon, O., Lee, L. (2004). Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame. Earthquake Engng Struct. Dyn. 33, 669-685.

Han, SW., Moon, KH., Chopra, AK. (2010). “Application of MPA to estimate probability of collapse of structures,“ Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 39, 1259-1278.

Harries, KA., Ricles, J., Pessiki, S., Sause, R. (2006). Seismic retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets. ACI Structural Journal. 103(6), 874-884.

Haselton, CB., Liel, AB., Taylor-Lange, SC., Deierlein, GG. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse, ACI Structural Journal. 113(6), 1141-1152.

Ibarra, LF., Krawinkler, H. (2005). Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.

Ibarra, LF., Medina RA., Krawinkler, H. (2005). “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 34(12), 489-1511.

Ikeda, A. (1968). Report of the training institute for engineering teachers. Japan, Yokohama National University.

Iwasaki, TK. (1985). Experimental investigation on hysteretic behavior of reinforced concrete bridge pier columns 17th joint panel meeting of the U.S.-Japan Cooperative Program in Wind and Seismic Effects, Gaithesburg, Maryland, Center for Building Technology.

Jamkhaneh, M. E., Ebrahimi, A. H., Amiri, M. S. (2019). Experimental and numerical investigation of steel moment resisting frame with U-shaped metallic yielding damper. International Journal of Steel Structures, 19(3), 806-818.

Jayaram, N., Lin, T., Baker, JW. (2011). “A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance,” Earthquake Spectra. 27(3), 797−815.

Jee, HW., Han, SW. (2019). Development of Simulation Model for the 2017 Pohang Earthquake and Construction of Hazard Map based on its Scenario. J. Korean Soc. Hazard Mitig. 19(1), 289-301.

Juun, JG., Jo, ND., Baag, CE. (2002). Stochastic Prediction of Ground Motions in Southern Korea. Geosciences Journal. 6, 203-214.

Kanda, MS. (1988). Analytical study on elsato-plastic hysteretic behaviors of reinforced concrete members. Transactions of the Japan Concrete Institute. 10, 257-264.

Kokusho, S., Hirosawa, M. (1973). A list of past experimental results of reinforced concrete columns. Tsukuba, Japan, Building Research Institute, Report No.2, 326.

Kottke, AR., Rathje, EM. (2008). A semi-automated procedure for selecting and scaling recorded earthquake

motions for dynamic analysis, Earthquake Spectra. 24(4), 911-932.

Lee, CH., Ryu, JH., Kim, DH., Ju, YK. (2018). Improving seismic performance of non-ductile reinforced concrete frames through the combined behavior of friction and metallic dampers. Engineering Structures, 172, 304-320.

Lee, HS., WOO, SW. (2001). Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-story R/C frame with non-seismic detailing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 353-378.

Lee, HS., Woo, SW. (2002). Seismic performance of a 3-story RC frame in a low-seismicity region. Engineering Structures, 24, 719-734.

Lee, HS., Jo, CS., Lee, SH., Oh, SH., Park, HG. (2010). Experimental Study on the Similitude of Small-Scale Models in Cyclic Lateral Behaviors of RC Shear Wall Subassemblages. the Korea Concrete Institute, 22(6), 805-816.

Lee, HS., Woo, SW. (1996). Reversed Cyclic Lateral Load Test of A 2-Bay 2-Story Reinforced Concrete Frame with Seismic Detail. the Korea Concrete Institute, 8(6), 183-193.

Lee, HH. (2018). Hysteretic Behavior of Steel Damper for the Lateral Displacement control. The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, 22(3), 46-52.

Lynn, AC., Moehle, JP., Mahin, SA., Holmes, WT. (1996). Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. Earthquake Spectra. 12, 715−739.

Lynn, AC. (2001). Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. Berkeley: University of California. Berkeley, CA.

Mander, JB., Priestley, MJN., Park, R. (1998). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. 114(8), 1804-1826.

Massey, FJ. (1951). The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit. Journal of the American Statistical Association. 46(253), 68-78.

McKenna, F. (2011). “OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation,“ Computing in Science and Engineering. 13(4), 58-66.

Medina, RA., Krawinkler, H. (2002). Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions. Report No. 144, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.

Melek, M., Wallace, JW. (2004). Cyclic behavior of columns with short lap splices. ACI Struct J. 101, 802−811.

Moon, KH., Han, SW., Lee, TS., Seok, SW. (2012). “Approximate MPA-based method for Performing Incremental Dynamic Analysis,“ Nonlinear Dynamics. 67, 2865-2888.

Murat, M., John W, W., Joel P, C. (2003). Experimental Assessment of Columns with Short Lap Splices Subjected to Cyclic Loads. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.

Nagasaka, T. (1982). Effectiveness of steel fiber as web reinforcement in reinforced concrete column. Transactions of the Japan Concrete Institute. 4, 493-500.

Nakamura, T., Yoshimura, M. (2002). Gravity load collapse of reinforced concrete columns with brittle failure modes. Journal of Asian Architecture and Building Engineering. 1(1), 21-27.

National Emergency Management Agency (NEMA) (2012). Active Fault Map and Seismic Harzard Map. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources.

NIST GCR 17-917-47 (2017). Seismic Design of Precast Concrete Diaphragms: A Guide for Practicing Engineers. Applied Technology Council, Redwood City, California.

Ohno, T., Nishioka, T. (1984). An experimental study on energy absorption capacity of columns in reinforced concrete structures. Proccedings of the Japan Society of Civil Engineers. 1(2), 137-147.

Ohue, M., Morimoto, H., Fuji, S., Morita, S. (1985). The behavior of RC short columns failing in splitting bond-shear under dynamic lateral loading. Transactions of the Japan Concrete Institute. 7, 293-300.

Ousalem, HK., Tasai A., Oshugi, Y. (2002). Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete columns under constant variable axial loadings. Annual Conference of Japan Concrete Institute, Tsukuba, Japan.

Ousalem, HK., T., Tasai A. (2003). Effect of hysteretic reversals on lateral and axial capacities of reinforced concrete columns. The Fifth U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Structures, Hakone, Japan, Pacific Earthquake Engineering Research Center (UC Berkeley). 211-221.

Pandey, GR., Mutsuyoshi, H. (2005). Seismic performance of reinforced concrete piers with bond-controlled reinforcements. ACI Structural Journal. 102(2), 295-304.

Priestley, MJS, Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength − Part 2: Test Results and Comparison with Theory. ACI Structural Journal. 91(5), 537-551.

Rahnavard, R., Rebelo, C., Napolitanob, R. (2020). Improving the cyclic performance of reinforced concrete frames using a combination of a rubber core and a U-shaped metallic damper. Engineering structures. accepted and to be published.

Rahnavard, R., Rebelo, C., Craveiro, H. D., Napolitano, R. (2020). Numerical investigation of the cyclic performance of reinforced concrete frames equipped with a combination of a rubber core and a U-shaped metallic damper. Engineering Structures, 225, 111307.

Ricles, J. M., Mao, C., Lu, L. W., Fisher, J. W. (2002). Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128, 429–440.

Saatcioglu, M., Ozcebe, G. (1989). Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. ACI Structural Journal. 86, 3-12.

Sezen, H. and Moehle, HP. (2002). Seismic behavior of shear-critical reinforced concrete building columns. Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston (Massachusetts), Earthquake Engineering Research Institute.

Soesianawati, MT. (1986). Limited ductility design of reinforced concrete columns. Christchurch, University of Canterbury. 208.

Umemura, H. (1970). Report by Umemura lab. Tokyo, Tokyo University.

Umehara, H. (1982). Shear strength and deterioration of short reinforced concrete columns under cyclic deformations. Austin, University of Texas, Austin, 256.

Vamvatsikos, D., Cornell, CA. (2002). Incremental dynamic analysis. Special Issue: Special Topics Issue on Performance based Earthquake Engineering. Earthquake engineering and structural dynamics. 31(3). 491-514.

Watson, S. (1989). Design of reinforced concrete frames of limited ductility. Department of Civil Engineering. Christchurch, New Zealand, University of Canterbury. 458.

Wehbe, N., Saiidi, MS., Sanders, D. (1998). Confinement of rectangular bridge columns for moderate seismic areas, National Center for Earthquake Engineering Research. 12.

Wen, YK., Wu, CL. (1999). Generation of ground motions for mid-America cities. Mid-America Earthquake Center.

Wight, JK. (1973). Shear strength decay in reinforced concrete columns subjected to large deflection reversals. Structural Research Series. Urbana-Champaign, University of Illinois. 308.

Wight, JK, MacGregor, JG. (2012). Reinforced concrete mechanics & design (6E), Pearson.

Yalcin, C. (1997). Seismic evaluation and retrofit of existing reinforced concrete bridge columns. Department of Civil Engineering. Ottawa, Ontraio (Canada), University of Ottawa. Doctor of Philosophy. 398.

Yarandi, MS. (2007). Seismic retrofit and repair of existing reinforced concrete bridge columns by transverse prestressing. Department of Civil Engineering. Ottawa, Ontraio (Canada), University of Ottawa. Doctor of Philosophy. 282.

Yoshimura, MY. (2002). Ultimate limit state of RC columns. The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Structures, Pacific Earthquake Engineering Research Center (UC Berkely). 313-326.

Zareian, F., Medina, RA. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems, Computers and Structures. 88(1), 45-53.

Zhou, XS. (1985). Behavior of reinforced concrete column under light axial load. Transaction of Japan Concrete Institute. 7, 385-392.

Zhu, L., Elwood, KJ., Haukaas, T. (2007). Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. Journal of Structural Engineering. 133, 1316-1330.

별첨 2. 총 연구개발기간 성과점검기준표 및 증빙자료

구분	핵심 성과물 (CTE)		단위 성과물		성과점검기준								양적성과 현황		
					질적 성과지표		목표치	달성치	측정 방법	검증 방법	가중치	해당 기관	예산 (백만원)	목표치	달성치	가중치
주관	A	국내 지진 재해도 기반 입력지진하중선정 S/W	A-1	국내 계기지진과 지질 특성 DB	①	DB 수집 정도	수집률 75% 이상	100%	수치해석	문헌	3	한양대학교	10	논문(비SCI) : 1 건	논문(비SCI) : 1 건	5
			A-2	지반운동 선정 S/W	①	과거 연구 대비 정확도	오차율 10% 이내	10% 이내	수치해석	수치해석, 문헌	5	한양대학교	23	논문(비SCI) : 1 건	논문(비SCI) : 1 건	3
			A-3	재해도기반 지반운동 선정 S/W	①	선정된 지반운동의 정확도	오차율 20% 이내	10% 이내	수치해석	문헌, 수치해석	10	한양대학교	24	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건 S/W : 1 건	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 0 건 S/W : 1 건	5 3 2
	B	취약 공공건물의 부재특성 DB 구축	B-1	취약공공건물 부재특성 DB	①	DB 수집 정도	수집률 65% 이상	100%	수치해석	수치해석	3	한양대학교	10	-	논문(비SCI) : 1 건	-
			B-2	취약 구조부재 응답 예측 S/W	①	S/W의 실험 결과 재현 정확도	오차율 15%이내	10% 이내	수치해석	실험 및 수치해석	10	한양대학교	23	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 0 건	7 3
			B-3	부재특성 DB 구축	①	취약도 함수가 고려할 수 있는 매개변수 개수	2개 이상	2개 이상	수치해석	수치해석	5	한양대학교	24	S/W : 1 건 논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	S/W : 1 건 논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 2 (1) 건 (1건 제출 완료)	5 4 2
	C	공공건물 해석 S/W	C-1	공공건물 정밀해석 모델	①	S/W의 실험 결과 재현률	오차율 15% 이내	10% 이내	수치해석	실험 및 수치해석	8	한양대학교	5	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	13 5
			C-2	공공건물 간략해석 모델	①	정밀모델 대비 해석시간 및 정확도 향상	향상률 20% 이상	시간 효율 50% 증가	수치해석	실험 및 수치해석	14	한양대학교	24	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	7 3
	D	붕괴확률 저감 S/W	D-1	붕괴확률 예측 S/W	①	-	-	-	수치해석	수치해석	7	한양대학교	6	S/W : 1 건	S/W : 1 건	5
			D-2	붕괴확률 저감 S/W	①	붕괴확률 저감 정도	붕괴확률 감소 50%이상	50% 이상	실험 및 수치해석	실험 및 수치해석	10	한양대학교	24	논문(비SCI) : 1 건	논문(비SCI) : 1 건	5
					②	보강물량 사용 정도	붕괴확률 감소 50%이상	50% 이상	수치해석	수치해석	5	한양대학교	20	S/W : 1 건 논문(SCI) : 1 건 논문(비SCI) : 1 건	S/W : 1 건 논문(SCI) : 0 (1) 건 (1건 게재 예정) 논문(비SCI) : 1 건	2 5 4
공동	E	구조부재 대체 실험체 시작품	E-1	대체부재 시작품	①	실제 구조부재 응답대비 오차	오차율 15% 이내	15% 이내	실험 및 수치해석	실험	7	(주)페트라텍	28	특허 : 출원 2 건 시제품 : 2 건	특허 : 출원 2 건 시제품 : 2 건	2 2
			E-2	대체건물 시작품	①	실제 구조부재 응답대비 오차	오차율 20% 이내	10% 이내	실험 및 수치해석	실험	7	(주)페트라텍	28	특허 : 출원 1 건 특허 : 등록 1 건 시제품 : 1 건	특허 : 출원 1 건 특허 : 등록 1 건 시제품 : 1 건	2 2 1
			E-3	보강위치 선정	①	최대변위 감소 정도	감소율 15%이상	15% 이상	실험 및 수치해석	실험 및 수치해석	6	(주)페트라텍	28	논문(비SCI) : 1 건	논문(비SCI) : 0 건	3
계											100		277	특허 : 출원 3 건 등록 1 건 논문(SCI) : 6 건 논문(비SCI) : 10 건 시제품 : 3 건 S/W : 4 건	특허 : 출원 3 건 등록 1 건 논문(SCI) : 5 (1) 건 (1건 게재 예정) 논문(비SCI) : 9 (1) 건 (1건 실사중) 시제품 : 3 건 S/W : 4 건	100

- 증빙 자료는 연번 4.6-2 성과증빙자료집 참고

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 국토교통과학기술 연구개발사업 '취약한 공공건물의 생애주기 지진붕괴확률 50% 저감하는 내진보강 설계 원천기술개발' 연구개발과제 최종보고서이다.

2. 이 연구개발내용을 대외적으로 발표할 때에는 반드시 국토교통부(국토교통과학기술진흥원)에서 시행한 국토교통과학기술 연구개발사업의 결과임을 밝혀야 한다.

3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 된다.