제 출 문

국토해양부 장관 귀하

이 보고서를 "도심지 내 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)의 응급복구 내진보강기술 개발에 관한 연구"과제의 최종 보고서로 제출합니다.

2014. 11. .

주관연구기관명 : 경상대학교 산학협력단

주관연구책임자 : 권 민 호
연 구 원 : 김 진 섭
연 구 원 : 서 현 수
연 구 원 : 임 정 희
연 구 원 : 권 상 원
연 구 원 : 김 동 영
연 구 원 : 정 영 석
연 구 원 : 이 경 배
연 구 원 : 강 채 구
연 구 원 : 김 진 구

협동연구기관명 : ㈜넥스컴스

협동연구책임자 : 김 경 식

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>11첨단도시C10</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2013.05.30.
~
2014.09.29</td><td>단계구분</td><td>(3차년)/(3차년)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">건설교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="3">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4">도심지 내 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)의 응급복구 내진보강기술 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">세부과제명</td><td colspan="4">구조물의 응급복구 및 내진보강기술 개발</td></tr>
<tr><td colspan="4">FRP 복합체의 최적설계 및 제작</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">권민호</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 16 명
내부 : 16 명
외부 : 00 명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부: 360,000 천원
기업: 140,000 천원
계 : 500,000 천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 23 명
내부 : 23 명
외부 : 00 명</td><td>총연구비</td><td>정부: 960,000 천원
기업: 350,000 천원
계 : 1,310,000 천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">경상대학교</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">㈜넥스컴스</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="2">상대국명 :</td><td colspan="3">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="2">연구기관명 :</td><td colspan="3">연구책임자 :</td></tr>
<tr><td colspan="3">- FRP 구성조건에 따른 물성치 조사 및 분석
- 고온에 따른 FRP재료의 물성치 조사 및 재료특성 분석
- 표면처리를 통한 FRP재료의 고온저항성능개선
- 기둥보강용 FRP 보강재 설계 및 시제품 제작
- 기둥보강용 FRP 보강재의 시공 및 성능평가(실험)
- 기둥보강용 밸크로 보강재의 시공 및 성능평가(실험)
- 벽체보강 조립식 FRP 복합패널의 설계 및 해석
- 벽체보강용 FRP 복합패널의 설치 이음부 설계 및 제안
- 벽체보강용 FRP 복합패널의 시제품 제작
- RC 골조구조물 내 긴급대응 FRP 강성패널 설치 및 구조 성능 평가(실험)
- 강골조 구조물 내 긴급대응 FRP 보강 패널 설치 및 구조 성능 평가(실험)
- 구조물 내 긴급대응 FRP 복합 패널의 해석적 성능 평가
- 구조물 보강용 FRP 보강패널 재료의 고온성능평가
- 보강 구조체 내 에너지 흡수형 점성충전재(interface layer)의 선정 및 성능평가
- 기둥보강재 및 FRP 보강패널의 신속 시공을 위한 시공 가이드라인 제시</td><td>보고서
면수</td><td>352</td></tr>
<tr><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="3">복합재료, 구조성능, 내력벽체, 댐핑, 내진보강</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="3">FRP, Structural Performance, Infill, Damping, Seismic retrofit</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

도심지 내 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)의 응급복구 내진보강기술 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 국가와 과학 기술 기본 계획에 국가 재난에 대한 안전 문제가 중요한 관심사로 대두되고 있다. 특별히 최근 연이어 발생한 뉴질랜드, 일본지진 피해가 발생하고 있으며 또한 한반도에서도 매년 지속적으로 지진의 발생 횟수가 증가하고 있으며 유감 지진 횟수 또한 증가하고 있는 추세이다. 또한 대형지진의 발생 패턴을 보면 지진 발발 후 뒤이어 상당히 큰 규모의 여진이 많이 발생하고 있다. 그러므로 지진 재해 발생 후 뒤이은 여진에 의한 추가적인 피해를 막기 위한 긴급 보강 기술의 개발이 필요하며 특별히 중·저층 주요시설물(병원, 학교, 방송국, 전력시설등)의 피해 감소 및 대피 시간 확보를 위한 보다 실질적인 대책, 즉 구조물 응급복구대책 개발을 위한 연구가 시급하다고 생각된다.

본 연구는 한반도에 급증하고 있는 지진에 의한 재난피해에 대응하기 위하여 주요 노후 구조물 또는 주요 시설물의 재난 초기 피해에 대한 긴급 복구 기술개발 및 안전도 개선을 확보하기 위한 기술개발을 목표로 설정하였다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

지금까지 진행된 연구 동향은 노후 또는 내진 설계가 이루어지지 않은 구조물의 내진보강을 목적으로 다양한 기법들이 개발되어 왔다. 그들 중 대부분의 기법들은 기둥 보강과 벽체의 보강법에 초점을 맞추고 있다. 특히 대부분의 기둥 보강 공법들은 일주일 이상의 시공기간이 필요하다는 점에서 긴급 복구용으로 적용하는데 제약을 갖고 있다. 따라서 본 연구에서는 몇 시간 이내에 설치가 가능한 기둥 보강 방법을 제시하였고 이를 실험을 통하여 검증하였다. 기둥 보강 방법은 기존 구조물의 강성 보다는 연성 증가에 주로 이용되며, 구조물의 강성을 증가시키기 위해서는 일반적으로 구조물에 내력 벽체 형태의 보강 방법이 사용된다. 본 연구에서는 기둥 보강 방법으로는 FRP 복합재료와 벨크로를 사용하는 방법을 제안하였고, 구조물의 강성 증가를 위해서는 긴급 시공이 가능하도록 복합재료 내력 패널 공법을 개발하였다.

기둥 보강 방법의 개발을 위하여 특별한 체결구 형식을 제안하여 이를 해석적으로 실험적으로 최적의 형상을 제안하였고 이를 철근 콘크리트 골조 구조물에 적용하여 실험적으로 성능 평가를 하였다. 특히 시험체에 손상을 유발한 후 보강을 수행한 후 다시 실험을 수행하여 긴급 복구용으로 적용성을 평가하였다.

철근콘크리트 및 강 골조 구조물의 강성을 증가시키기 위하여 복합재료 내력 패널을 설계하고 이를 적용하여 강성 및 연성의 증가 여부를 평가하였다. 또한 강골조의 지진

에너지를 효과적으로 흡수 할 수 있도록 복합재료 내력 패널에 에너지 소산 가능한 점성 경계층을 추가한 내력패널을 제안하였다. 제안된 점성 내력패널을 소형 강골조 구조물에 적용하여 소형 진동대 실험을 통하여 성능을 평가하였다. 실험결과를 바탕으로 수치모델을 구성하여 실험과 검증하였고 개발된 수치모델을 바탕으로 하여 실 구조물의 내진성능을 수치적으로 평가하고 점성 내력 패널의 성능을 간접적으로 평가하였다. 또한 실제적인 시공을 위한 FRP 기둥 보강재 및 복합재료 내력벽체의 설치 가이드를 제안하였다.

Ⅳ. 연구개발결과

▸ 기술적 기대성과

- 지진피해 후 손상을 입은 철근 콘크리트 구조물을 신속하게 보강 할 수 있는 기둥 보강기법 개발
- 지진피해 후 손상을 입은 철근 및 강 구조물을 신속하게 보강 할 수 있는 복합재료 내력 패널 보강기법 개발
- 내진성능향상 측면에서 저중량과 고강도 구조재의 실용화를 통하여 구조물의 내진성능향상
- 최근 급격히 증가되는 신소재 복합재료를 활용한 지진재해 방재에 관한 기술적 연구배경 및 아이디어 제공
- 개발된 설계 및 시공 절차를 바탕으로 효율적인 제작, 설치가 가능하며 최종적으로 최소 설치비용으로 최대의 내진성능효과 획득
- 지진으로 손상된 구조물의 신속한 보강이 가능하므로 추가적인 피해감소 및 대피 시간 확보

▸사회・경제적 파급효과

- 신소재 복합재료를 활용한 내진성능개선에 대한 선구자적 개념 도입 및 학문적 공감대 형성
- 지진 재해 발생시 신속한 복구를 통한 피해 감소 및 대피 시간 확보 가능
- 실제구조물과 유사한 거동을 토대로 내진성능개선을 위한 손상 구조재의 붕괴 분석과 실제 연구개발품의 실용화에 대한 기초적인 연구배경 및 가이드라인 제시
- 실제 제작이 용이하고 실용화에 따른 부가가치 이윤 창출이 가능
- 향후 국내 지진재해 발생 시 실제 연구 자료로서의 관련성 부여 및 학술적 가치 증가

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

본 연구에서 지진하중에 대한 복합재료 내력패널의 개발을 통하여 기존의 재료에 비하여 손상된 구조물의 내진보수 및 보강성능 개선효과를 크게 증가시키고 지진 손상 후 발생하는 지진피해를 최소화 할 수 있을 것이라 기대한다. 이는 신소재 복합재료가 가지는 재료적 장점으로 인하여 지진에 의한 피해 발생 후 신속한 보수 및 보강을 위한 조립식 시공이 가능하기 때문이다. 응급복구는 지진에 피해를 입은 구조물의 여진에 의한 완전 붕괴를 방지하기 위하여 수행되는데 이 응급복구 대상구조물은 시설물의 중요도에 따라, 즉 지진 후에도 당분간 사용할 수 있어야 하는 병원 등이다. 응급복구 후에는 해당 구조물의 지속적 사용여부에 대한 진단이 수행되어야하며 필요시 2차 보강 혹은 신설구조물로의 변경이 필요하다. 응급복구는 소방서 혹은 지역 내 국가 안전처에서 지진 발생이전에 보강재를 확보함으로써 응급복구 상황발생시 신속한 대처가 가능하다. 개발된 보강재는 응급복구만이 아닌 기존 구조물의 내진성능을 향상시키는 성능을 보유하고 있다. 또한 본 연구에서 개발되어질 신소재 복합재료 내력패널의 상용화를 위한 부가적인 연구로서 구조물 내의 최적 설치 위치를 결정하는 연구가 필요하며 이는 지금까지 개발되어진 감쇠기 최적위치 결정방법(SSA)을 토대로 수행될 수 있을 것으로 판단된다.

SUMMARY

Recently the national disaster and safety become hot-issue nationwide. In the past and recent destructive earthquakes, many RC frame and steel frame buildings designed and constructed in accordance with the old seismic design practices had been observed to be severely or completely damaged. Every year the number of felt earthquake in Korean peninsular has been increased. Also large earthquake exhibits several after-shocks after earthquake stroke. Hence to prevent the secondary damage by the after-shocks, rapid repairing/strengthening techniques need to be developed. The research and practical strategies to reduce damage and guarantee evacuation time of important low-rise building in downtown such as school and hospitals are a matter of urgency. Due to that, the main objectives are the developing rapid strengthening techniques for RC frame and steel frame in this research.

Variety seismic strengthening techniques for structures constructed without earthquake resisting design concept have been developed. Most of those techniques are focused on the column and masonry strengthening. Especially most of column strengthening techniques require long construction period; due to that, those techniques are not able to apply for rapid strengthening of damaged structures. Hence a new column and infill strengthening technique which can be installed in couple of hours in-site are proposed and tested in this study. As column strengthening, the GFRP sheet with clip connectors as well as Velcro sheet are proposed. As infill strengthening technique, FRP infill panel system is proposed to enhance the earthquake resistance of RC frame and steel frame built in South Korea.

The GFRP sheet with clip connectors consists of GFRP composite strip and aluminum connectors and can be used in situ with ease to strengthen an existing column with minimal disturbances to adjacent walls, together with speedy times of installation. Since the GFRP composite strip is prefabricated, its qualities are controlled. Base on the number of FE numerical simulations, the best shape of aluminum connection part is first designed. The performance of designed connection part is then examined by tension test. Experimental works on RC frames are conducted in this research to assess the efficiency of the proposed strengthening techniques. To evaluate the performance of proposed method as rapid repair technique, the proposed strengthening method is applied to pre-damaged RC frame specimens.

To enhance the strength of RC frame and steel fame, GFRP composite infill panel is proposed. The design procedure of GFRP infill panel is developed in this research. Designed GFRP infill panel is manufactured and installed in RC frames and steel frames to evaluate the strength and ductility increasement. GFRP panel with viscous interface layer is also proposed to increase the ductility of steel frame. The proposed

GFRP panel with interface layer is applied to steel frame specimen and tested using small shake table to check the energy absorb of viscous interface layer. Finally the practical construction guidelines for the proposed strengthening techniques are proposed.

CONTENTS

Chapter1. Research Objectives

1. Summary and significance of research
2. Existing research trend
3. Related technology and industrial trend of inside and outside the country
4. Final objectives of research

Chapter2. Retrofitting Materials and Development of RC Column Strengthening Technique

1. Selection of strengthening method
2. Material properties of FRP
3. Development of column strengthening technique

Chapter3. Performance Evaluation of GFRP with Clip Connectors

1.Specimen design
2.Construction of specimen
3.Mechanical properties of material
4.Loading and measurement
5.Test results
6.Discussion
7.Numerical analysis
8.Guideline of design and construction

Chapter4. Performance Evaluation of Velcro Reinforcing Material for RC Column

1.Design of test
2.Test results
3.Evaluation of test results
4.Guideline of design and construction

Chapter5. Development of Infill Panel

1.Theoretical background theory
2.The section shape
3.Study infill panel section based on FE analysis
4.Development of guide system
5.Design and production of infill panel

Chapter6. Performance Evaluation of Infill Panel for RC

1.Design of test

2.Test results
3.Discussion
4.Guideline of design and construction

Chapter7. Steel Frame Joint Evaluation for Design of Infill Panel
1.Evaluation for welded joint
2.Numerical analysis for korean standard connections
3.Evaluate the analysis results discussion of connection analysis

Chapter8. Performance Evaluation of Infill Panel for Steel Frame
1.Design of test
2.Test results
3.Discussion
4.Guideline of design and construction

Chapter9. Development of Damping Panel for Steel Frame
1.Concept and design of damping panel
2.Performance evaluation for damping material
3.Analytical evaluation of damping panel for steel frame

Chapter10. Conclusion

References

목 차

제1장 연구개발의 필요성 및 목표

제1절 연구개발의 개요 및 중요성 1
제2절 기존 연구 동향 4
제3절 개발한 연구의 우수성 및 차별성 6
제4절 국내외 관련 기술 및 산업 동향 7
1. 국내 기술 및 산업 동향 7
2. 국외 기술 및 산업 동향 8
3. 복합재료 관련 설계 기준 11
4. 종합 결론 12
제5절 연구개발 최종목표 13
1. 최종목표 13
2. 최종목표의 성격 및 설정근거 14

제2장 보강재료 선정 및 RC기둥 보강법 개발

제1절 보강방법 선정 18
1. 기둥 보강 19
제2절 보강재료분석 21
1. FRP 재료 선정 21
2. FRP 인장실험 36
3. 온도 영향에 따른 FRP 인장실험 41
4. 고온에 노출된 FRP-횡구속 콘크리트 압축성능 평가 49
5. FRP 부재 부착성능평가(Pull-off Test) 67
6. FRP 보강재의 내화성 증진 방안 82
7. 벨크로를 이용한 보강재료 85
8. 고찰 89
제3절 RC기둥 보강기법 개발 90
1. 보강재 설계 개념 90
2. 보강재 설계 92
3. FRP 복합재료 체결부 형상설계 96
4. 체결부와 복합재료 연결부 설계 및 평가 100
5. 유한요소 해석에 의한 보강재 보강량 결정 104
6. 고찰 109

제3장 체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재의 성능평가

제1절 시험체 계획 110
제2절 시험체 제작 115
제3절 사용재료의 역학적 특성 118

제4절 가력 및 측정방법 119
제5절 시험결과 121
1. ORF 시험체 실험결과 121
2. FRF-1 시험체 실험결과 126
3. FRF-2 시험체 실험결과 132
4. FRF-3 시험체 실험결과 140
제6절 시험결과평가 148
1. 포락선의 평가 148
2. 에너지소산능력의 평가 151
3. 연성능력의 평가 152
4. 고찰 154
제7절 해석 및 시험결과의 비교·분석 155
1. 해석대상 155
2. 해석조건 155
3. 해석결과 157
4. 고찰 167
제8절 설계 및 시공 가이드라인 168

제4장 벨크로 기둥보강재의 성능평가
제1절 실험설계 171
1. RC 프레임 시험체 계획 171
2. 실험변수 설정 173
3. 벨크로 재료시험 174
4. 장치 설계 및 측정방법 174
5. 하중가력계획 177
제2절 실험결과 178
1. ORC 시험체 178
2. VARC 시험체 183
3. VTRC1 시험체 189
4. VTRC2 시험체 195
제3절 실험결과평가 201
1. 포락선의 평가 201
2. 에너지소산능력의 평가 203
3. 연성능력의 평가 205
4. 고찰 206
제4절 설계 및 시공 가이드라인 207

제5장 내력패널의 개발
제1절 FRP 내력패널의 이론적 배경 208

1. FRP 내력패널의 파괴 208
2. 내력패널 구조물의 거동 209
3. FRP 내력 패널의 등가 스터럿의 유효폭 212
4. FRP 내력 패널의 좌굴하중 213
제2절 단면 형상결정 검토 214
1. 샌드위치 평면 패널형 214
2. 내부기둥 평면 패널형 214
3. 내부기둥 주름 패널형 215
4. 내부주름 외부 평면 패널형 215
5. 주름 패널형 216
제3절 제3절 유한요소해석을 통한 내력 패널 단면 검토 217
1. 해석방법 217
2. 샌드위치 평면 패널형 218
3. 내부기둥 평면 패널형 219
4. 내부주름 외부 평면 패널형 220
5. 고찰 221
제4절 보강패널 이탈방지용 가이드 시스템 개발 222
1. 가이드 시스템 222
2. 가이드 시스템의 유한요소해석 224
3. 결과분석 및 선정 226
제5절 내력패널의 설계 및 제작 229
1. GFRP 내력패널의 유효폭 산정 229
2. GFRP 내력패널의 설계과정 231
3. GFRP 내력패널의 설계 235
4. 제품제조과정 236

제6장 RC골조용 내력패널 성능평가

제1절 실험설계 237
1. RC 프레임 시험체 계획 237
2. 실험변수 설정 238
3. RC 프레임 시험체 제작 239
4. 재료시험 241
5. 장치 설계 및 측정방법 241
6. 하중가력계획 245
7. FRP 내력패널 설계 제작 246
8. FRP 내력패널 설치 249
9. FRP 기둥보강재 250
제2절 실험결과 253
1. ORC 시험체 실험결과 253

2. PRC 시험체 실험결과 258
3. PFRC 시험체 실험결과 263
제3절 결과분석 269
1. 포락선의 평가 269
2. 에너지소산능력의 평가 272
3. 연성능력의 평가 274
제4절 설계 및 시공 가이드라인 275

제7장 강골조용 내력패널 설계를 위한 접합부 평가
제1절 용접 접합부 거동평가 278
1. 시험체 설계 278
2. 실험 변수 및 가력 방법 279
3. 장치설계 및 측정방법 280
제2절 한국형 표준 접합부에 대한 해석적 평가 283
1. 평가 모델 283
2. 해석 모델링 결정 286
3. 접합부 해석결과 287
제3절 강골조 접합부 평가 분석 297

제8장 강골조용 내력패널 성능평가
제1절 실험설계 300
1. Steel 프레임 시험체 계획 300
2. 실험변수 설정 302
3. 장치 설계 및 측정방법 303
4. 보강패널 이탈방지용 가이드 시스템 305
5. 하중가력계획 307
제2절 실험결과 308
1. OSF 시험체 실험결과 308
2. RSF0 시험체 실험결과 311
3. RSF2 시험체 실험결과 314
4. RSF4 시험체 실험결과 317
제3절 결과분석 320
1. 포락선의 평가 320
2. 에너지소산능력의 평가 323
제4절 설계 및 시공 가이드라인 325

제9장 강골조용 연성패널 개발
제1절 연성패널 개념 및 설계 327
1. 서론 327

2. 설계개념 327
3. 에너지 소산층 329
4. 에너지 소산층 설계 및 제작 329
5. 에너지 소산층의 성능평가 330
제2절 연성재료에 대한 성능평가 333
1. 실험 계획 333
2. 시험체 계획 334
3. 댐핑재료시험 335
4. 소형 진동대 실험 예비해석 339
5. 실험장치 구성 341
6. 백색 소음 실험 (white noise test) 342
7. 수치해석 모델 정립 344
제3절 강골조용 연성패널의 해석적 성능평가 346
1. 시험체 모델 346
2. 해석 결과 348

제10장 결론 349

참고문헌

표 목 차

표 1.1 RC 기둥 보강 선행연구(국외 연구자) 4
표 1.2 내력 패널 선행연구(국외 연구자) 5
표 1.3 국내업체의 탄소섬유 생산현황 7
표 1.4 일본 FRP 보강공법 지침 9
표 1.5 국외 건설관련 시장규모 (단위: 억원) 11

표 2.1 유리섬유의 인장강도 24
표 2.2 E-유리섬유의 인장강도 25
표 2.3 수치해석 결과를 통한 FRP 패널의 주응력 및 변형률(degree) 35
표 2.4 시험편 크기 37
표 2.5 인장실험 결과 39
표 2.6 Woven fabric 규격 41
표 2.7 현장제작용 시편종류 43
표 2.8 온도에 따른 인장실험 결과(현장제작용 GFRP) 46
표 2.9 공장제작용 시편종류 47
표 2.10 온도에 따른 인장실험 결과(공장제작용 GFRP) 48
표 2.11 실험체 제원 52
표 2.12 저강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과 57
표 2.13 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과 59
표 2.14 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과 61
표 2.15 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP-횡구속효과 62
표 2.16 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 GFRP-횡구속효과 64
표 2.17 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 CFRP-횡구속효과 66
표 2.18 FRP 부착 실험체 시편명 69
표 2.19 기준실험체의 24MPa 압축강도실험 결과 71
표 2.20 기준실험체의 30MPa 압축강도실험 결과 72
표 2.21 일반적 부착강도 파괴형태 72
표 2.22 상온일 때 일반수지 부착실험결과 73
표 2.23 고온노출(100℃)에 따른 일반수지 부착실험결과 74
표 2.24 고온노출(150℃)에 따른 일반수지 부착실험결과 75
표 2.25 고온노출(200℃)에 따른 일반수지 부착실험결과 76
표 2.26 상온일 때 내화보강수지 부착실험결과 77
표 2.27 고온노출(100℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과 78
표 2.28 고온노출(150℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과 79
표 2.29 고온노출(200℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과 80
표 2.30 내화코팅제의 종류 및 특징 84
표 2.31 머쉬룸 벨크로 시험결과 87

표 2.32 벨크로 인장시험 결과 88
표 2.33 기둥보강재 설계 결과 95
표 2.34 Aluminum 재료 특성 99
표 2.35 시험결과 99
표 2.36 시험결과 101
표 2.37 재료 특성 102
표 2.38 시험결과 104
표 2.39 해석 시험체 일람표 105
표 2.40 콘크리트 재료 물성치 107
표 2.41 철근 및 복합재료 재료 물성치 107
표 2.42 해석결과 108

표 3.1 대상건물의 기둥 과 시험체 기둥 단면비교 112
표 3.2 시험체 변수상세 114
표 3.3 콘크리트 압축강도 118
표 3.4 시험결과 121
표 3.5 시험결과 126
표 3.6 시험결과 (보강 전) 136
표 3.7 시험결과 (보강 후) 136
표 3.8 시험결과 (보강 전) 144
표 3.9 시험결과 (보강 후) 144
표 3.10 시험결과 (항복강도) 150
표 3.11 시험결과 (최대강도) 150
표 3.12 강도비 및 변위비 비교 (최대강도) 150
표 3.13 누적 에너지 소산능력 비교 152
표 3.14 시험체의 변위 연성비 (정가력) 153
표 3.15 시험체의 변위 연성비 (부가력) 154
표 3.16 재료 물성치 155
표 3.17 해석 시험체 일람표 156

표 4.1 대상구조물과 RC 프레임 시험체 설계단면 비교 172
표 4.2 각 시험체의 실험변수 173
표 4.3 벨크로 인장시험 결과 174
표 4.4 실험결과 180
표 4.5 실험결과 186
표 4.6 실험결과 192
표 4.7 실험결과 198
표 4.8 실험결과 (항복강도) 202
표 4.9 실험결과 202
표 4.10 누적 에너지 소산능력 비교 204

표 4.11 시험체의 변위 연성비 (정가력) 205
표 4.12 시험체의 변위 연성비 (부가력) 205

표 5.1 시험체별 해석결과 221
표 5.2 설계변수 유효 접촉길이 230
표 5.3 GFRP설계 단계별 과정 233
표 5.4 GFRP복합재의 물성치 235

표 6.1 대상구조물과 RC 프레임 시험체 설계단면 비교 238
표 6.2 각 시험체의 실험변수 238
표 6.3 24Mpa 콘크리트 압축강도 테스트 결과 241
표 6.4 인장시편 단면 치수측정 247
표 6.5 실험결과 정리 248
표 6.6 실험결과 255
표 6.7 실험결과 260
표 6.8 실험결과 266
표 6.9 실험결과 (항복강도) 270
표 6.10 실험결과 271
표 6.11 강도 증가량 271
표 6.12 누적 에너지 소산능력 비교 273
표 6.13 시험체의 변위 연성비 (정가력) 274
표 6.14 시험체의 변위 연성비 (부가력) 274

표 7.1 실험결과 282
표 7.2 표준 접합부별 모델링 285
표 7.3 한국형 표준접합부의 파괴패턴 분석 299

표 8.1 강재 제원표 301
표 8.2 각 시험체의 실험변수 302
표 8.3 실험결과 308
표 8.4 시험체의 강성 310
표 8.5 실험결과 311
표 8.6 시험체의 강성 313
표 8.7 실험결과 314
표 8.8 시험체의 강성 316
표 8.9 실험결과 318
표 8.10 시험체의 강성 319
표 8.11 시험체의 최대하중과 변위 322
표 8.12 시험체의 강성 분석 322
표 8.13 패널 및 가이드의 유형에 따른 에너지 소산능력 분석 324

표 9.1 고무의 종류 329
표 9.2 최대변위 1mm 실험결과 336
표 9.3 최대변위 3mm 실험결과 337
표 9.4 최대변위 5mm 실험 결과 338
표 9.5 각 상재하중에 대한 모드별 고유진동수(Hz) 340
표 9.6 해석 대상 구조물의 고유주기 해석 결과 347

그 림 목 차

그림 1.1 일본 대지진 피해상황 2
그림 1.2 국내 지진 발생 빈도 및 발생지역 3
그림 1.3 기존연구와의 차별성 6
그림 1.4 국내 탄소섬유시장의 업체별 점유율 8
그림 1.5 국내 유지관리 수요 (건교부, 2009) 8
그림 1.6 FRP관련 기술개발 동향 8
그림 1.7 복합소재의 분야별 적용 현황 10
그림 1.8 건설분야에서 복합소재의 점유율 10
그림 1.9 연구 목표 로드맵 13

그림 2.1 기존 보수·보강법 18
그림 2.2 복합신소재를 이용한 보수·보강법 19
그림 2.3 복합재료의 구성 21
그림 2.4 섬유-매트릭스 복합재료의 혼합-강도조건 21
그림 2.5 섬유와 매트릭스의 응력-연신 관계 21
그림 2.6 유리섬유 23
그림 2.7 탄소섬유 23
그림 2.8 아리미드 섬유 23
그림 2.9 일방향 복합재료이 역학적 모델 28
그림 2.10 섬유와 매트릭스의 응력-연신 관계 28
그림 2.11 취성섬유-연성 매트릭스 일방향 복합재료의 인장강도 29
그림 2.12 섬유배열의 형태 30
그림 2.13 연성섬유-취성 매트릭스 일방향 복합재료의 인장강도 31
그림 2.14 축방향의 주요 재료 32
그림 2.15 두께를 통한 응력 및 변형률의 가상변화 34
그림 2.16 FRP 내력패널의 변형률 분포를 위한 수치해석 결과 34
그림 2.17 예상 변형률 분포 35
그림 2.18 주평면의 모아원 35
그림 2.19 유리섬유 인장 시험체 36
그림 2.20 탄소섬유 인장 시험체 36
그림 2.21 인장실험 38
그림 2.22 섬유 파괴형상 38
그림 2.23 응력-변형률 관계(유리섬유 시험체) 40
그림 2.24 응력-변형률 관계(탄소섬유 시험체) 40
그림 2.25 Woven fabric의 형태 42
그림 2.26 ASTM 현장제작용 인장시편 규격 42
그림 2.27 현장제작용 GFRP 복합재료 인장시편 42

그림 2.28 MTS 재료시험기 및 고온로 43
그림 2.29 열에 손상된 시험시편 43
그림 2.30 현장제작용 GRFP 시편의 파괴형상 44
그림 2.31 각 온도별 응력-변형률 그래프(현장제작용 GFRP) 45
그림 2.32 공장제작용 GFRP 복합재료 인장시편 46
그림 2.33 가열로 및 EP06 실험시편 47
그림 2.34 각 온도(시편)별 응력-변형률 그래프(공장제작용 FRP) 48
그림 2.35 FRP 구속 콘크리트의 원형 실험체 평면도 및 완성실험체 형상 50
그림 2.36 필라멘트 와인딩 장치 50
그림 2.37 완성된 구속 실험체 51
그림 2.38 구속성능평가 실험 모식도 55
그림 2.39 변형률 측정기 56
그림 2.40 Test Setup 56
그림 2.41 고온로(Max 350℃) 56
그림 2.42 고온노출 시간그래프 56
그림 2.43 저강도콘크리트의 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석 58
그림 2. 44 저강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선 58
그림 2.45 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석 60
그림 2.46 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선 60
그림 2.47 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석 61
그림 2.48 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선 62
그림 2.49 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP 압축강도 종합분석 63
그림 2.50 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP 응력-변형률 곡선 63
그림 2.51 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 GFRP 압축강도 종합분석 65
그림 2.52 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 GFRP 응력-변형률 곡선 65
그림 2.53 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 CFRP 압축강도 종합분석 67
그림 2.54 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 CFRP 응력-변형률 곡선 67
그림 2.55 부착강도용 Pull-off Test 실험체 형상 예 68
그림 2.56 부착 실험체 69
그림 2.57 DYNA-Z (Pull-off Tester) 70
그림 2.58 고온로(Max 350℃) 70
그림 2.59 고온노출 시간그래프 70
그림 2.60 부착실험 방법 71
그림 2.61 상온일때 일반수지 부착 파괴사진 73
그림 2.62 고온노출(100℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진 74
그림 2.63 고온노출(150℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진 75
그림 2.64 고온노출(200℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진 76
그림 2.65 상온에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진 77
그림 2.66 고온노출(100℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진 78
그림 2.67 고온노출(150℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진 79

그림 2.68 고온노출(200℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진 80
그림 2.69 고온노출에 따른 일반수지(Epoxy) 사용 부착강도 종합 81
그림 2.70 고온노출에 따른 내화보강수지(Phenol) 사용 부착강도 종합 81
그림 2.71 페놀수지의 내화성능 시험 성적서 82
그림 2.72 밸크로의 종류 및 특징 85
그림 2.73 전단강도 측정 조합 86
그림 2.74 박리강도 측정 조합 86
그림 2.75 접착반복 시험기 87
그림 2.76 종래의 기술로 보강된 기존기둥의 단면 및 전체형상 90
그림 2.77 탈착식 FRP 재료 보강공법 개념 91
그림 2.78 부착식 벨크로 재료 보강공법 개념 91
그림 2.79 층상화 단면 모델 92
그림 2.80 콘크리트 응력-변형률 관계(Mander, 1988) 93
그림 2.81 층상화 단면 해석 프로그램 93
그림 2.82 450×300 비보강,보강 단면 해석결과 94
그림 2.83 200×300 비보강,보강 단면 해석결과 95
그림 2.84 <Case1>의 형상과 응력분포 96
그림 2.85 <Case2>의 형상과 응력분포 96
그림 2.86 <Case3>의 형상과 응력분포 97
그림 2.87 쐐기돌기 경사에 따른 체결부 응력분포 98
그림 2.88 알루미늄 시편 제원 98
그림 2.89 인장시험기 98
그림 2.90 알루미늄 체결부 응력-변형률 곡선 99
그림 2.91 ASTM 인장시편 규격 100
그림 2.92 제작된 복합재료 인장시편 100
그림 2.93 응력-변형률 관계 101
그림 2.94 파단형상 101
그림 2.95 체결부 형상 102
그림 2.96 모델링 102
그림 2.97 대표적 응력결과 102
그림 2.98 FRP 시트 두께별 변위-하중 곡선 103
그림 2.99 FRP체결부시편 103
그림 2.100 인장시험기 103
그림 2.101 파단형상 104
그림 2.102 ABAQUS 모델링 106
그림 2.103 콘크리트 손상 소성 모델의 일축 거동 107
그림 2.104 철근 재료 구성모델 107
그림 2.105 복합재료 구성모델 107
그림 2.106 변위-하중그래프 108

그림 3.1 대상건물의 구조 평면도(2층) 110
그림 3.2 대상건물의 부재 단면 111
그림 3.3 무보강 시험체 상세 도면 113
그림 3.4 철근 가공 및 형틀제작 115
그림 3.5 시험체 제작과정 116
그림 3.6 보강판 시공순서 117
그림 3.7 콘크리트 압축강도 시험 118
그림 3.8 철근의 인장시험편 치수 118
그림 3.9 철근인장시험 118
그림 3.10 철근의 응력-변위 관계 118
그림 3.11 시험체 가력도 119
그림 3.12 시험 전경 119
그림 3.13 Gauge 부착위치 및 L.V.D.T 위치 120
그림 3.14 하중 가력계획도 120
그림 3.15 하중-변위 곡선 121
그림 3.16 ORF 시험체 파괴양상 122
그림 3.17 하중-변위 포락곡선 123
그림 3.18 기둥높이-변위 곡선 123
그림 3.19 주철근 R1의 변형률 분포 124
그림 3.20 주철근 R4의 변형률 분포 124
그림 3.21 전단철근 변형률 분포 H1-1~H1-6 125
그림 3.22 전단철근 변형률 분포 H2-1~H2-6 125
그림 3.23 하중-변위 곡선 126
그림 3.24 FRF-1 시험체 파괴양상 127
그림 3.25 FRF-1 시험체 최종 파괴양상 127
그림 3.26 하중-변위 포락곡선 129
그림 3.27 기둥높이-변위 곡선 129
그림 3.28 주철근 R1의 변형률 분포 130
그림 3.29 주철근 R3의 변형률 분포 130
그림 3.30 전단철근 변형률 분포 H1-1~H1-6 131
그림 3.31 전단철근 변형률 분포 H2-1~H2-6 131
그림 3.32 하중-변위 곡선 132
그림 3.33 보강 전 FRF-2 시험체 균열 패턴 133
그림 3.34 FRF-2 시험체 파괴양상 (보강 후) 134
그림 3.35 FRF-2 시험체 최종 파괴양상 (보강 후) 135
그림 3.36 하중-변위 포락곡선 136
그림 3.37 보강 전 기둥높이-변위 곡선 137
그림 3.38 보강 후 기둥높이-변위 곡선 137
그림 3.39 주철근 R1의 변형률 분포 138
그림 3.40 주철근 R3의 변형률 분포 138

그림 3.41 전단철근 변형률 분포 H1-1 ~ H1-6 139
그림 3.42 전단철근 변형률 분포 H2-1 ~ H2-6 139
그림 3.43 FRF-3 시험체 파괴양상 (보강 전) 141
그림 3.44 FRF-3 시험체 파괴양상 (보강 후) 142
그림 3.45 FRF-3 시험체 최종 파괴 (보강 후) 143
그림 3.46 하중-변위 곡선 143
그림 3.47 하중-변위 포락곡선 144
그림 3.48 보강 전 기둥높이-변위 곡선 145
그림 3.49 보강 후 기둥높이-변위 곡선 145
그림 3.50 주철근 R1의 변형률 분포 146
그림 3.51 주철근 R3의 변형률 분포 146
그림 3.52 전단철근 변형률 분포 H1-1 ~ H1-6 147
그림 3.53 전단철근 변형률 분포 H2-1 ~ H2-6 147
그림 3.54 시험체별 하중-변위곡선 148
그림 3.55 포락선 비교 149
그림 3.56 에너지 소산 능력 151
그림 3.57 누적 에너지 소산 능력 152
그림 3.58 항복변위 및 극한변위의 산정 153
그림 3.59 콘크리트 응력분포 157
그림 3.60 철근의 응력분포 158
그림 3.61 하중-변위 곡선 158
그림 3.62 콘크리트 응력분포 159
그림 3.63 철근 및 GFRP의 응력분포 160
그림 3.64 하중-변위 곡선 160
그림 3.65 콘크리트 응력분포 161
그림 3.66 주철근 및 전단철근 응력분포 162
그림 3.67 콘크리트 응력분포 162
그림 3.68 철근 및 Glass GFRP의 응력분포 163
그림 3.69 하중-변위 곡선 163
그림 3.70 콘크리트 응력분포(보강 전) 164
그림 3.71 철근의 응력분포 165
그림 3.72 콘크리트 응력분포 165
그림 3.73 철근의 응력분포 166
그림 3.74 하중-변위 곡선 166

그림 4.1 RC 프레임 시험체 도면 171
그림 4.2 실험장치의 설치 및 가력 계획 175
그림 4.3 실험 전경 175
그림 4.4 L.V.D.T 위치 176
그림 4.5 위치에 따른 Gauge 표기 176

그림 4.6 기둥 내부 Gauge 부착위치 및 표기 176
그림 4.7 하중 가력계획도 177
그림 4.8 ORC 시험체 균열 및 진전 파괴과정 178
그림 4.9 ORC 시험체 파괴양상 179
그림 4.10 변위-하중 곡선 179
그림 4.11 변위-하중 포락곡선 180
그림 4.12 기둥높이 - 변위 곡선 181
그림 4.13 주철근 R1의 변형률 분포 181
그림 4.14 주철근 R4의 변형률 분포 181
그림 4.15 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6 182
그림 4.16 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6 182
그림 4.17 VARC 시험체 균열 및 진전 파괴과정 184
그림 4.18 VARC 시험체 파괴양상 185
그림 4.19 하중-변위 곡선 185
그림 4.20 하중-변위 포락곡선 186
그림 4.21 기둥높이 - 변위 곡선 187
그림 4.22 주철근 R1의 변형률 분포 187
그림 4.23 주철근 R3의 변형률 분포 187
그림 4.24 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6 188
그림 4.25 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6 188
그림 4.26 VTRC1 시험체 균열 및 진전 파괴과정 190
그림 4.27 VTRC1 시험체 파괴양상 191
그림 4.28 하중-변위 곡선 191
그림 4.29 하중-변위 포락곡선 192
그림 4.30 기둥높이 - 변위 곡선 193
그림 4.31 주철근 R1의 변형률 분포 193
그림 4.32 주철근 R3의 변형률 분포 193
그림 4.33 전단철근 변형률 분포 S-11~S1-6 194
그림 4.34 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6 194
그림 4.35 VTRC2 시험체 균열 및 진전 파괴과정 196
그림 4.36 VTRC2 시험체 파괴양상 197
그림 4.37 하중-변위 곡선 197
그림 4.38 하중-변위 포락곡선 198
그림 4.39 기둥높이 - 변위 곡선 199
그림 4.40 주철근 R1의 변형률 분포 199
그림 4.41 주철근 R3의 변형률 분포 199
그림 4.42 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6 200
그림 4.43 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6 200
그림 4.44 포락곡선 비교 201
그림 4.45 에너지 소산 능력 203

그림 4.46 누적 에너지 소산 능력 203

그림 5.1 콘크리트 골조 구조물의 파괴 모드 208
그림 5.2 강성 샌드위치 내력패널의 파괴 모드 209
그림 5.3 내력 패널을 갖는 골조의 단순 대각 스터럿 모델 210
그림 5.4 강성 내력패널의 단순보강 모델 211
그림 5.5 프레임의 거동 모식도 212
그림 5.6 샌드위치 패널형 단면설계 214
그림 5.7 내부기둥 평면 패널형 단면설계 214
그림 5.8 내부기둥 주름 패널형의 단면설계 215
그림 5.9 내부주름 외부 평면 패널의 단면설계 215
그림 5.10 주름 패널형 단면설계 216
그림 5.11 해석방법 217
그림 5.12 샌드위치 평면 패널형 모델링 218
그림 5.13 횡하중을 받는 샌드위치 평면 패널형 응력분포 218
그림 5.14 수직하중을 받는 샌드위치 평면 패널형 응력분포 218
그림 5.15 내부기둥 평면 패널형 모델링 219
그림 5.16 횡하중을 받는 내부기둥 평면패널형 응력분포 219
그림 5.17 수직하중을 받는 내부기둥 평면 패널형 응력분포 219
그림 5.18 내부주름 외부평면 패널형 모델링 220
그림 5.19 횡하중을 받는 내부주름 외부평면 패널형 응력분포 220
그림 5. 20 수직하중을 받는 내부주름 외부 평면 패널형 응력분포 220
그림 5.21 시험체별 하중-변형률 곡선 221
그림 5.22 가이드 앵글 거치법 222
그림 5.23 가이드 소켓 거치법 223
그림 5.24 실링법 223
그림 5.25 가이드 형식 선정을 위한 패널 시험체 유한요소 모델링 224
그림 5.26 각 모델별 경계조건 모식 225
그림 5.27 각 가이드 모델의 하중-변위 관계곡선 226
그림 5.28 각 모델의 해석 결과 응력분포 227
그림 5.29 소켓 거치법 패널응력 분포 및 좌굴 형상 228
그림 5.30 실링법에 대한 패널의 응력분포 228
그림 5.31 앵글 거치법에 대한 패널의 응력분포 228
그림 5.32 유효폭 산정을 위한 패널 시험체 유한요소 모델링 229
그림 5. 33 유효 접촉길이 산정을 위한 해석모델의 변위-하중 관계곡선 230
그림 5.34 패널의 응력분포 230
그림 5.35 GFRP 내력 패널의 압축 스터럿 231
그림 5.36 GFRP 내력패널의 단면형상 232
그림 5.37 FRP패널설계 순서도 234
그림 5.38 패널 단면형상 235

그림 5.39 패널 제작과정 236

그림 6.1 RC 프레임 시험체 도면 237
그림 6.2 시험체 제작 전경 239
그림 6.3 시험체 제작과정 240
그림 6.4 실험장치의 구성 242
그림 6.5 실험 전경 242
그림 6.6 패널 Gauge 부착위치 및 L.V.D.T 위치 243
그림 6.7 위치에 따른 Gauge 표기 244
그림 6.8 기둥 내부 Gauge 부착위치 및 표기 244
그림 6.9 하중 가력계획도 245
그림 6.10 패널 설계 도면 (Double box) 246
그림 6.11 패널 제작 형상 (Double box)) 246
그림 6.12 FRP 인장시편 크기 247
그림 6.13 시험 전 인장시편 준비 247
그림 6.14 인장시험 248
그림 6.15 인장시험 응력-변형률 곡선 248
그림 6.16 보강 패널 설치 249
그림 6.17 FRP 기둥보강재 제작도면 250
그림 6.18 기둥보강재 재작 251
그림 6.19 기둥보강재 설치 252
그림 6.20 ORC 시험체 균열 및 진전 파괴과정 253
그림 6.21 ORC 시험체 파괴양상 254
그림 6.22 변위-하중 그래프 254
그림 6.23 변위-하중 포락곡선 255
그림 6.24 기둥높이 - 변위 곡선 256
그림 6.25 주철근 R1의 변형률 분포 256
그림 6.26 주철근 R4의 변형률 분포 256
그림 6.27 전단철근 변형률 분포 S1-1～S1-6 257
그림 6.28 전단철근 변형률 분포 S2-1～S2-6 257
그림 6.29 PRC 시험체 균열 및 진전 파괴과정 258
그림 6.30 PRC 시험체 파괴양상 259
그림 6.31 변위-하중 그래프 259
그림 6.32 변위-하중 포락곡선 260
그림 6.33 기둥높이 - 변위 곡선 261
그림 6.34 주철근 R1의 변형률 분포 261
그림 6.35 주철근 R3의 변형률 분포 261
그림 6.36 전단철근 변형률 분포 S1-1～S1-6 262
그림 6.37 전단철근 변형률 분포 S2-1～S2-6 262
그림 6.38 PFRC 시험체 균열 및 진전 파괴과정 264

그림 6.39 PFRC 시험체 파괴양상 265
그림 6.40 변위-하중 그래프 265
그림 6.41 변위-하중 포락곡선 266
그림 6.42 기둥높이 - 변위 곡선 267
그림 6.43 주철근 변형률 분포 R1-1~R1-7 267
그림 6.44 주철근 변형률 분포 R3-1~R3-7 267
그림 6.45 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6 268
그림 6.46 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6 268
그림 6.47 변위-하중 곡선 269
그림 6.48 포락곡선 비교 270
그림 6.49 에너지 소산능력 272
그림 6.50 누적 에너지 소산능력 273

그림 7.1 용접 접합부 시험체 278
그림 7.2 하중 재하 이력곡선 279
그림 7.3 시험체 설치 및 측정방법 280
그림 7.4 시험체 설치 280
그림 7.5 단조하중 시험체의 모멘트-처짐각 곡선 281
그림 7.6 반복하중 시험체의 모멘트-처짐각 곡선 281
그림 7.7 해석 형상 283
그림 7.8 단면 형상 283
그림 7.9 H형강 기둥-보 강축접합 284
그림 7.10 H형강 기둥-보 약축접합 284
그림 7.11 실험결과의 변형 286
그림 7.12 해석결과의 변형 286
그림 7.13 강골조 용접접합부 해석결과 286
그림 7.14 모멘트-처짐각 곡선 (type-1) 287
그림 7.15 접합부 변형 상세 288
그림 7.16 모멘트-처짐각 곡선 (type-2) 289
그림 7.17 접합부 변형 상세 290
그림 7.18 모멘트-처짐각 곡선 (type-1) 292
그림 7.19 접합부 변형 상세 293
그림 7.20 모멘트-처짐각 곡선 (type-2) 294
그림 7.21 접합부 변형 상세 296
그림 7.22 패널존의 자유물체도 298
그림 7.23 H형강의 소성단면계수 산정 298

그림 8.1 대상 구조물 구조도 및 부재 상세 300
그림 8.2 대상구조물 모식 300
그림 8.3 강 골조 구조물 시험체 301

그림 8.4 GFRP 내력 패널 단면형상 302
그림 8.5 가력장치 및 시험체 설치도 303
그림 8.6 변형률 게이지 및 LVDT 부착위치 304
그림 8.7 Type-1 보강 패널 설치 305
그림 8.8 type-2 보강 패널 설치 306
그림 8.9 비보강·보강 시험체 설치도 307
그림 8.10 Loading history 307
그림 8.11 변위-하중 그래프 308
그림 8.12 층간변위-하중 그래프 309
그림 8.13 하중 포락곡선 309
그림 8.14 OSF 시험체 최종변형형상 310
그림 8.15 변위-하중 그래프 311
그림 8.16 층간변위-하중 그래프 312
그림 8.17 하중 포락곡선 312
그림 8.18 RSF0 시험체 최종변형 형상 313
그림 8.19 변위-하중 그래프 314
그림 8.20 층간변위-하중 그래프 315
그림 8.21 하중 포락곡선 315
그림 8.22 RSF2 시험체 최종변형 형상 316
그림 8.23 변위-하중 그래프 317
그림 8.24 층간변위-하중 그래프 318
그림 8.25 하중 포락곡선 318
그림 8.26 RSF4 시험체 최종변형 형상 319
그림 8.27 변위-하중 곡선 320
그림 8.28 포락곡선비교 321
그림 8.29 에너지 소산능력 비교 323
그림 8.30 누적 에너지 소산 능력 비교 324

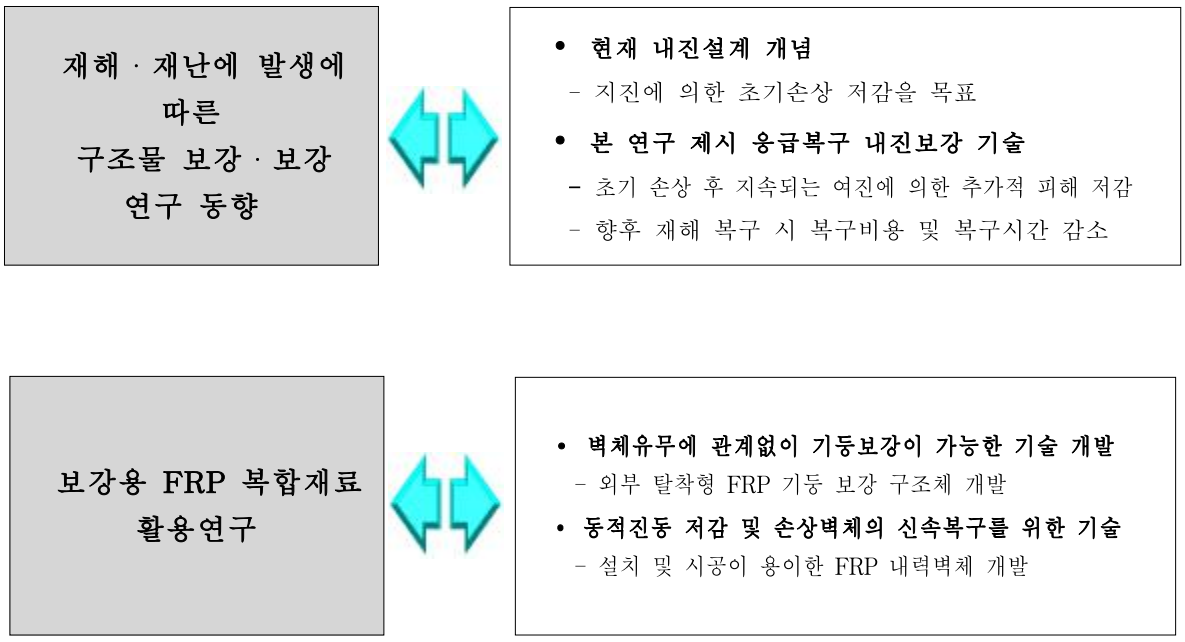
그림 9.1 내력패널 응력전달 구성도 327
그림 9.2 조립식 패널의 단면 형상 328
그림 9.3 조립형 FRP 내력패널 설계 328
그림 9.4 Visco-elastic 재료 시편 330
그림 9.5 시험 진행 사진(3M visco-elastic) 330
그림 9.6 에너지 소산층 재료 테스트 시편 331
그림 9.7 주파수(1~3Hz)에 따른 시험결과 331
그림 9.8 천연고무의 주파수(1~3Hz)에 따른 시험결과 332
그림 9.9 시험체 도면 334
그림 9.10 댐핑재료 시험체 335
그림 9.11 댐핑재료의 피로시험 335
그림 9.12 최대변위 1mm 실험 336

그림 9.13 최대변위 3mm 실험 337
그림 9.14 최대변위 5mm 실험 338
그림 9.15 시험체 모델 339
그림 9.16 상재하중 시험체 모델의 Mode 형상 340
그림 9.17 유압식 진동대 341
그림 9.18 비보강 시험체 341
그림 9.19 댐퍼 보강 시험체 341
그림 9.20 변위 게이지 및 가속도 게이지의 설치 상세 342
그림 9.21 최상층의 가진주기별 변위응답 342
그림 9.22 1층 층간변위 비 343
그림 9.23 2층 층간변위 비 343
그림 9.24 시험체 해석모델 개요 344
그림 9.25 시험체 해석모델 344
그림 9.26 비보강 모델 해석결과 345
그림 9.27 Damper 모델 해석결과 345
그림 9.28 3층 3경간 구조물 346
그림 9.29 해석 대상 구조물의 모드별 변형형상 346
그림 9.30 점탄성 댐퍼 시험체 모델 347
그림 9.31 각 층의 층간변위 비 348

제1장 연구개발의 필요성 및 목표

제1절 연구개발의 개요 및 중요성

최근 국가와 과학 기술 기본 계획에 국가 재난에 대한 안전 문제가 중요한 관심사로 대두되고 있다. 특별히 최근 연이어 발생한 뉴질랜드, 일본지진 피해가 발생하고 있으며 또한 한반도에서도 매년 지속적으로 지진의 발생 횟수가 증가하고 있으며 유감 지진 횟수 또한 증가하고 있는 추세이다. 또한 대형지진의 발생 패턴을 보면 지진 발발 후 뒤이어 상당히 큰 규모의 여진이 많이 발생하고 있다. 그러므로 지진 재해 발생 후 뒤이은 여진에 의한 추가적인 피해를 막기 위한 긴급 보강 기술의 개발이 필요하며 특별히 중·저층 주요시설물(병원, 학교, 방송국 등)의 피해 감소 및 대피 시간 확보를 위한 보다 실질적인 대책, 즉 구조물 응급복구대책 개발을 위한 연구가 필요한 것으로 생각된다. 학교, 병원등의 중저층 구조물로 대상을 구체화한 이유는 건축법 시행령에 의해 내진설계 대상 건축물이 2005년에 6층이상에서 3층 이상 건물로 확대되어 2005년 이전에 지어진 건축물 중 6층이하(중저층)의 건물들은 대부분 내진설계가 되어있지 않은데, 우리나라 지형특성상 주기가 짧은 중저층 구조물에서 지진에 대한 피해가 크기 때문이다. 이에 필요성 측면으로 볼 때 내진보강은 중저층 건물에서 시급한 것으로 사료되어 중요도 및 필요도 측면에서 가장 적합한 학교, 병원 등의 중저층 규모로 대상을 구체화 하였다.



현대 산업사회가 성장함에 따라 건설 재료와 설계 기술이 발달되면서 과거의 단순한 주거공간이 아닌 특수한 목적을 가진 구조물의 건설이 급속도로 증가하고 있다. 대규모의 구조물의 수가 증가함에 따라 지진과 같은 자연재해로 인한 구조물의 손상 및 붕괴는 과거와는 비교할 수 없을 만큼의 큰 사회적 재난을 초래하고 있다. 최근 세계적으로 빈

번히 발생하고 있는 기후온난화에 의한 기후환경변화와 더불어 도심지 내 사회기반시설물의 사고예방은 국민생활의 안전성 확보측면에서 매우 중요하게 고려되어지고 있다. 그러나 최근 세계적으로 50~60년 이상 사용한 노후화된 주요구조물의 수가 급증하고 있어 이들 안전성에 관련된 많은 대책들이 요구되어지는데 과거와는 달리 대부분의 주요기반시설물의 사고발생은 관련구조물의 설계나 시공기술 미흡에 의한 문제점보다는 기후온난화에 의하여 최근 발생되는 지진, 태풍 등에 의한 자연재난에 의한 피해발생 확률이 더욱 커지고 있다.

특히 종합병원, 방송국, 전력시설, 학교등과 같은 기능적 특수성을 가진 주요 프레임 구조물들은 자연재해에 대한 영향력이 크기 때문에 이에 대한 예방 및 응급복구대책은 일반적인 구조물보다 더욱 중요하다. 구조물에 가장 큰 피해를 입히는 자연재해 중 하나인 지진은 예로부터 인간의 문명에 엄청난 피해를 입혀왔다. 역사상 최악인 83만 명이 사망한 1556년 중국 산시성 지진, 12만 명이 사망한 1908년 이탈리아의 진도 7.5 Messina지진 등 수없이 많은 지진이 과거에 발생했으며, 현재에도 세계 각지에서 다양한 지진활동이 다시 활발하게 발생하여 상상을 초월하는 인명 및 재산피해를 입히고 있다. 그 예로서 최근에 발생한 일본 대지진을 통해 그 피해의 심각성을 엿볼 수 있다. 우리나라의 경우 지금까지는 지진활동이 많지 않은 휴지기였다고 볼 수 있으나 2000년 이후로는 일년에 국내에서도 40회 이상 지진이 발생하고 있는 추세이며, 그림 1.1은 일본 대지진 피해상황을 나타낸다.



그림 1.1 일본 대지진 피해상황

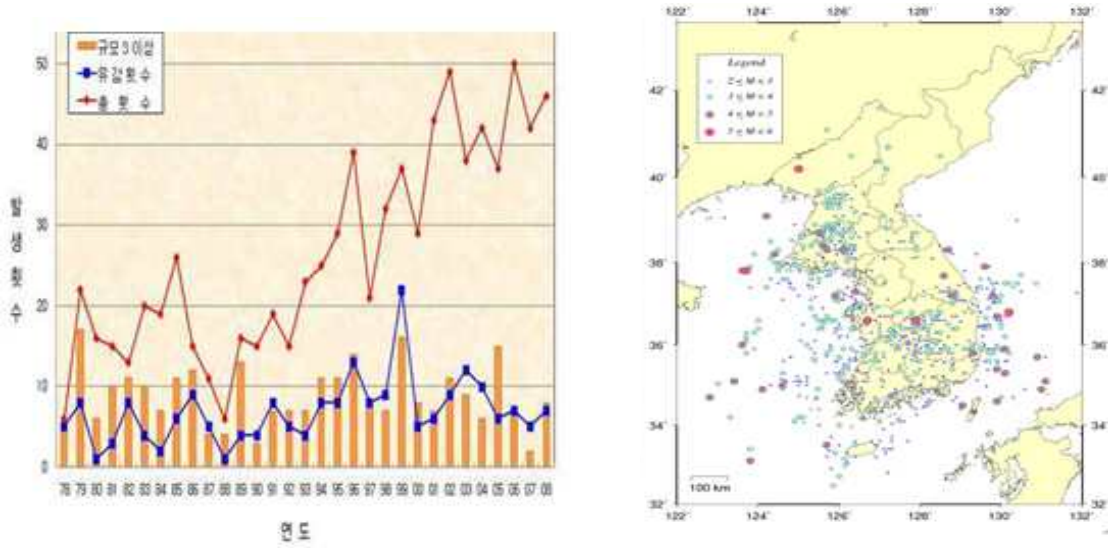
현재는 3층 이상 1000㎡ 이상' 건축물은 100% 내진설계를 수행한다는 기준에 따라 대부분의 주요구조물들은 내진설계가 잘 진행되어 있지만 내진설계가 의무화되기 이전에 지어진 주요시설물들은 현재도 국내에 많이 존재하며 실제 지진발생 시 안전성이 매우 취약한 것으로 나타났다. 최근 내진 설계 의무화 대상인 3층 이상 건물에 대한 실제 지진 시뮬레이션 결과 서울 도심에서 리히터 규모 6.5의 지진이 발생할 경우 11만명의 사상자가 발생할 것으로 예상된다고 보고된 바 있다. 국내 주요구조물 중 건축물 680만 여동 가운데 내진설계 대상은 100만 여동인데 이 중 내진 설계가 적용된 것은 16만 여동에 불과하며 특히 학교시설의 경우 1만8,329동 가운데 내진 설계로 지어진 곳은 2,417동(13.2%)에 그쳐 실제 지진발생에 따른 대비가 매우 취약하다.

내진 구조물을 설계할 때에는 그 구조물의 사용기간 동안에 발생할 수 있는 지진의 활동 빈도나 구조물에 미칠 수 있는 영향을 최대한 예측해야 된다. 따라서 내진 설계를

실시·수행하였을 경우에 추가되는 비용은 절감 가능한 피해복구 비용을 비교해 볼 때 지진발생지역의 구조물의 복구에 사용되는 비용과 기간이 훨씬 더 막대한 것을 알 수 있다. 지금까지의 많은 연구결과에 따르면 지진 발생 후 손상된 구조물의 신속한 보수·보강대책이 부족하며, 특히 주요 특수구조물(예: 종합병원응급실이나 전력시설물)의 경우, 구조물 자체뿐 아니라 구조물 내부의 특수기기 등의 진동으로 인한 추가적인 손실이 더욱 크기 때문에 이에 대한 방지대책의 중요성이 더욱 증가하고 있다. 그림 1.2는 대표적은 철근크리트 구조물의 파괴 형상과 국내 지진발생빈도와 국내 지진 발생 지역을 나타내는 그림들이며 국내에도 지진활동이 활발히 발생되는 것을 보여주고 있다.



(a) 구조물 파괴형태



(b) 국내 지진 발생 빈도 및 지역

그림 1.2 지진 파괴 형상과 국내 지진 발생 빈도 및 지역

특히 지진에 의해서 철근콘크리트 구조물 (RC 구조물)의 기둥부분에 손상이 집중되고 비내력 벽체의 경우 대부분 붕괴가 되었다. 또한 강구조물의 경우 손상이 접합부와 비내력 벽체에 집중되고 있다. 따라서 지진에 의해서 손상이 발생된 구조물의 응급복구를 위해서는 보강 기법의 개발은 RC 골조 구조물에서는 기둥부와 벽체에 대하여 강 골조 구조물의 경우에는 벽체에 대한 보강 방법과 접합부에 응력 집중을 감소하는 보강 방법에 집중할 필요가 있다.

제2절 기존 연구 동향

FRP 복합재료를 활용한 재해 또는 재난 대응 주요구조물 안전성 평가에 관한 연구는 매우 광범위하다. 특히 RC 기둥의 보강에 대한 연구는 다양한 보강 기법들이 개발되어 있는 실정이다. RC 기둥 보강에 대한 다양한 연구 중 대표적인 것을 표1.1에, 복합재료 내력 패널에 대한 연구 내용을 정리하여 표 1.2에 나타내었다.

표 1.1 RC 기둥 보강 선행연구(국외 연구자)

년도 및 연구자	연구 제목	분석	
(1991) Chai YH, Priestley MJN, Seible F.	Seismic retrofit of circular bridge columns for enhancing flexural performance	교량 교각의 휨 성능 개선 내진 보강 (steel jacket)	
(1994) Priestley MJN, Seible F.	Steel jacket retrofit of square RC bridge columns for enhanced shear strength. Part II	교량 교각의 전단 성능개선 내진 보강 (steel jacket)	
(1996) Xiao Y, Priestley MJN, Seible F.	Seismic assessment and retrofit of bridge column footings	교량 교각의 기초의 내진 보강 (steel jacket)	
(1990) Matsuda T, Sato H, Fujiwara H, Higashira N.	Effect of carbon fiber reinforcement as a strengthening measure for reinforced cocnrete bridge piers	탄소섬유로 소성힌지 영역의 내진 보강	
(1991) Priestley MJN, Seible F.	Seismic assessment and retrofit of bridges	GFRP jacket	현장 제작에 따른 품질 저하
(1994, 1996) Saadatmanesh H.	Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites	Fiber Composite	
(2003) Ye LP, Zhang K, Zhang SH, Feng P.	Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets	CFRP 쉬트	

표 1.2 내력 패널 선행연구(국외 연구자)

년도 및 연구자	연구 제목	분석
(1976) Klingner, L.F Bertero, V.V.	Infilled frames in earthquake-resistant construction	지진하중에 대한 내력벽체 효율성에 관한 연구
(1980) Gasparini, Dario A. Debchaudhury, A.D. Curry, Lawrence W.	Damping of frames with constrained viscoelastic layers	기존 콘크리트 내력벽체에 대한 복합재료를 부분적으로 활용, 보강공법에 관련된 연구로서 복합재료 필름이나 테이핑을 이용한 적용방법이 주요연구로 수행되었음. (차별성) : 이들 연구의 경우 기존벽체에 손상이 크지 않고 적당한 균열이 발생한 경우에 적용가능한 방법으로 벽체 완전손상 시 적용 문제점 발생.
(1995) Laursen, P.T. Seible, F. Hegemier, G.A. Innamorato, D.	Seismic Retrofit and Repair of Masonry Walls with Carbon Overlays	
(1995) Schwegler, G.	Masonry Construction Strengthened with Fiber Composites in Seismic Endangered Zones	
(1996) Ehsani, M.R. Saadamanesh, H.	Seismic RetroFitting of URM Walls with Fiber Composites	
(1996) Frosch, R. J., Li, W. Jirsa, J. O., Kreger, M. E.	Retrofit of Non-ductile Moment-Resisting Frames Using Precast Infill Wall Panels	
(1997) Tumialan, J.G. Myers,J.J. Nanni, A.	Field evaluation of masonry walls strengthened with FRP composites at the Malcolm Bliss Hospital	
(1998) Kolsch, H.K.	Carbon Fiber Cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening	
(2001) Hamilton, III, H.R. Dolan, C.W.	Flexural capacity of glass FRP strengthened concrete masonry walls	
(2002) Ghassan,K., A. Gregory, E.L.	Design of Fiber-Reinforced Polymer(FRP) materials for seismic rehabilitation of infilled concrete structures	FRP복합재료를 이용한 내력패널 적용성 연구
(2003) Aref,A.J Jung, WY.	Energy-dissipation Polymer Matrix Composite infill wall system for seismic retrofitting	

제3절 개발한 연구의 우수성 및 차별성

기둥 보강법으로 처음에는 steel jacket이 적용되었으나 보강재의 중량과 시공 및 유지관리의 문제로 인하여 FRP 복합재료를 사용하는 것으로 연구가 진행되었다. 그러나 FRP 복합재료의 현장제작(hand layup)에 따른 품질 관리가 용이하지 않았다. 또한, 기존 기둥에 대한 물리적 손상이 발생하고 다량의 앵커설치로 인한 기둥의 영구적 손상을 일으켰을 뿐만 아니라 기존 건물에 존재하는 벽체 등의 장애로 인하여 건물을 보강하기 위해서는 벽체의 일부를 제거해야하므로 공기가 증가하는 문제점이 있었다. 본 연구에서는 품질관리의 문제와 기존 보강법의 문제점을 해결하여 응급복구에 적용이 가능한 기둥 보강 방법을 개발하였다. 개발한 기둥 보강 방법은 기계적인 방식으로 조립하여 견고하게 설치할 수 있어 신속히 설치가 가능하다. 또한, 앵커부재 등을 설치하지 않기 때문에 기존 기둥에 대한 물리적인 손상을 일으키지 않는 장점이 있다.

기둥 보강에 대한 연구에 비하여 복합 재료 내력 패널에 대한 연구는 활발하게 이루어지지 않았다. 대부분의 내력 패널 연구는 기존 벽체가 미비한 손상을 입을 경우 보강하는 기법들이며, 다만 Jung (2003)등은 내력 벽체가 완전히 손상 되었을 경우에 대한 보강 방법을 제시하고 있다. 그러나 Jung(2003)등의 연구는 강구조물의 볼트 접합부에 대한 연구이며 이는 강구조물의 용접 접합부로 시공되는 국내와 부합하지 않는다. 그러므로 본 연구의 주요 목표인 긴급 시공이 가능한 내력 패널 개발을 위해서는 Jung(2003)등의 공법을 기본으로 하여 국내의 용접 접합부를 갖는 강 골조와 RC 골조에 적용 가능한 내력 패널을 개발하였다.

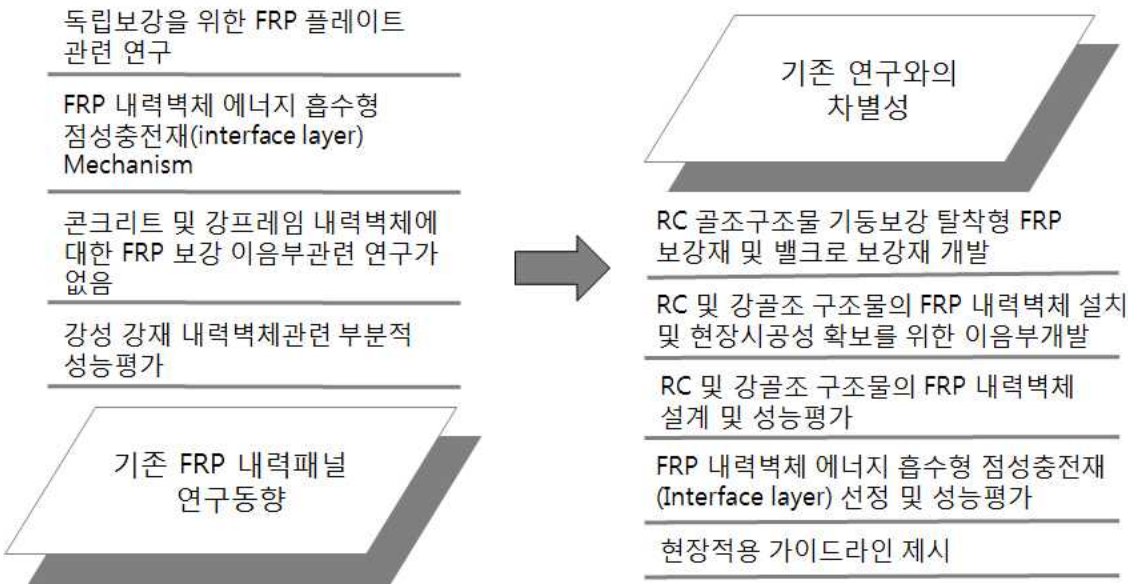


그림 1.3 기존연구와의 차별성

제4절 국내외 관련 기술 및 산업 동향

1. 국내 기술 및 산업 동향

국내 신소재 복합섬유의 주요수요처는 스포츠·레저용과 토목·건축용으로 연간800톤 규모로 파악되며, 복합재료의 중간원료가 되는 탄소 프리프레그는 국내업체에 의해 600만 m2정도가 생산되고 있다. 국내시장의 경우, 신소재 복합섬유의 필요성에 대한 인식은 증가하고 있다. 국내 섬유 시장은 PAN계 신소재 복합섬유를 중심으로 제품시장이 형성되어 있다. 그림 5에 나타난 바와 같이 신소재 복합섬유 생산은 SK케미컬과 한국카본이 90% 이상을 점유하고 있다. 특히 프리프레그를 주로 생산하는 한국카본은 월 20-30m2을 생산하며 국내 생산량 60%를 차지하고 있으며, SK케미칼은월 10-15m2로 국내 생산량의 30%를 차지하고 있다. SK케미칼은 2003년 중국청도(青島)에 진출해 연간 150m2의 탄소섬유 생산능력을 추가로 확보하였다.SK케미칼은 중국시장에서 지난 2004년 1천억원, 2005년 2천억원, 2006년 4천억원 규모로 매년 100%의 급속한 성장세를 나타내고 있다. 표 1.3은 국내 섬유시장의 업체별 점유율과 탄소 섬유의 생산현황을 정리하였다.

표 1.3 국내업체의 탄소섬유 생산현황

분 야	업 체	생산량
섬 유	태광산업	가동중단, 산업철수
프리프레그	한국카본	20-30만m2/월
	SK케미칼	10-15만m2/월
	기타	2-3만m2/월
	수입	2m2/월

국내 신소재 복합섬유 시장 역시 항공·우주산업 분야에 국한되어 경제적인시장규모를 형성하지 못하고 있는 실정이다. 특히, 가장 먼저 국산기술 및 상용화시장을 확보한 항공기 브레이크 디스크분야는 군용기 및 민항기의 후속시장을 고려할 경우 연간 400억대의 수입대체 효과가 예상되며 매년 10% 정도의 성장률을 보이고 있어 현재로서는 가장 큰 수요처로 평가되고 있었으나 최근에 와서 FRP의 구조재료로서의 점유율이 점차 증가하고 있는 추세며, 국내고조물의 노후화로 인하여 성능 개선을 위하여 그림 1.4과 같이 유지관리 수요 비중이 증가하고 있으며 실제 손상된 토목구조물의 보수 및 보강재로서는 현재 널리 사용되고 있으며 국내시장의 신규수요가 점차 증가하면서 에너지 및 토목건축분야로의 적용도 서서히 실용화 되고 있다. 그 중 하나가 복합재료의 천연가스, 수소자동차 압력용기로의 적용이다.

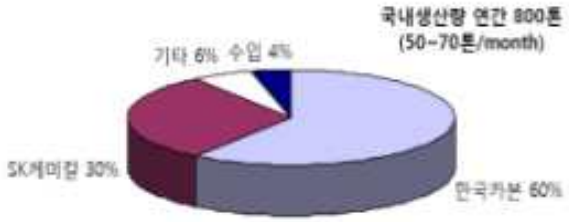


그림 1.4 국내 탄소섬유시장의 업체별 점유율

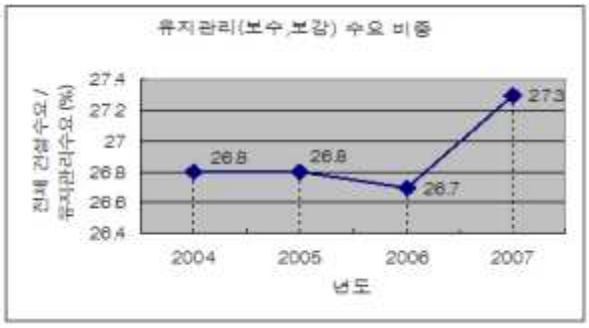


그림 1.5 국내 유지관리 수요 (건교부, 2009)

이는 현재 운영 중이기도 한 천연가스버스에 장착된 압력용기를 경량, 고온부품에 대한 연구로서, 종래에는 스틸 라이너에 유리섬유를 와인딩한 제품이 사용되고 있지만 탄소복합재료로 대체 될 경우 차체경량화 효과가 클 것으로 예상, 상용화를 앞두고 있다. 또한 가공하기 쉽고 내식성, 내습성 등의 강도가 좋은 특징을 이용해 탄소복합소재 강관이 건축분야에 적용되고 있다. 이는 신축 과정에서 건물을 지탱하기 위해 들어가는 기초용 철근강관 대신 쓸 수 있는 탄소복합소재의 토목재료로서, 금속소재의 것보다 최대 10배까지 인장강도가 높고, 무게는 30%수준이여서 대체효과가 크다. 특히 2000년대에 이르러 기존의 섬유강화 복합재료의 부분적인 보수, 보강대책이외에 실제 구조물의 대체 구조물 제작 및 시공재료로서 확산되어지고 있으며 교량의 바닥판에 FRP를 이용한 이 기술은 국민 씨아이라는 회사가 독점 개발하여 현재 국내 교량에 접목시켜 시공되고 있다. 또한 기존에 건축재료로 많이 사용되는 GFRP 외에도 탄소 섬유로 제작되어진 CFRP와 접목시켜 국내 건설시장에 신소재 복합융합 기술이 많이 접목되어 지고 있다. 그림 1.6에 보인 바와 같이 FRP를 활용하는 기술 개발은 순수 FRP를 이용하는 구조 시스템에서 이종 재료와의 합성을 추구하는 하이브리드 개념의 구조물로 이동하고 있는 추세이다.

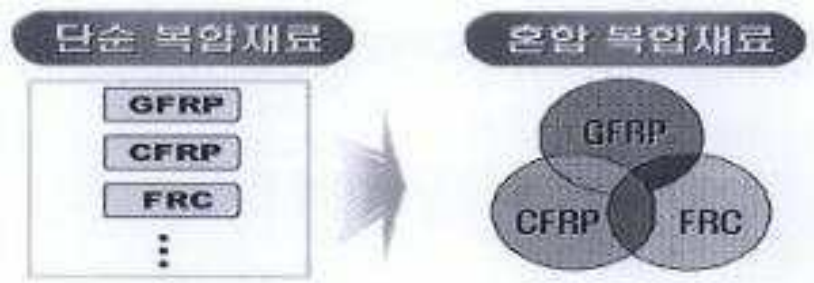


그림 1.6 FRP관련 기술개발 동향

2. 국외 기술 및 산업 동향

근대적인 개념의 복합재료는 1940년대에 개발된 유리섬유 복합재료를 그 시발점으로 보는 것이 타당하다고 할 수 있다. 1960년대의 보론섬유 개발을 시작으로 PAN계 탄소섬유, 피치계 탄소섬유, 아라미드(aramid), 알루미나, 실리콘카바이드 등 각종 고강도 섬유가 미국과 일본에서 차례로 개발되었다. 특히, 일본은 섬유개발에 있어서 괄목할만한 연

구 성과를 이루었는데 1970년대 각종 제조기법의 개발과 함께 낚시대, 골프채 등 스포츠 용품과 전투기의 2차 구조재로서 복합재료가 널리 개발되기 시작했다.

일 본

일본에는 세계최초로 개발된 탄소섬유 FRP 복합소재로서, 이를 철근콘크리트 건축물에 적용시키기 시작한 것은 1989년 탄소섬유쉬트의 제작회사와 대림조(大林祖)건설과의 공동연구 결과를 바탕으로 하고 있다. 현재 일본에서의 탄소섬유쉬트 보강공법에 관한 연구는 미쓰비시, 토렌, 토레이 등의 재료 메이커 3사와 시공회사 4사를 중심으로 결성된 CF 건협(CF에 의한 건축구조물의 내진보강 보수공법 개발추진협의회)을 주축으로 광범위하게 수행되고 있다. 또한, 일본에서는 각 건설회사별로 독자적인 보수·보강공법(AF 공법, SR-CF 공법, CRS-CL 공법, MARS 공법 등)에 대한 설계 시공 지침서가 완료되어 이를 바탕으로 현장적용이 활발히 추진하고 있다. 특히, 1996년에는 일본 건설성 프로젝트인 "신기술에 의한 기존 건축물의 내진성 향상기술의 개발"이라는 연구과제가 5년간의 연구기간으로 수행되어 민간개발 기술에 대한 공공기관의 성능검증이 이루어지고 있다. 이와 같은 방대한 연구프로젝트의 성과에도 불구하고, 현재 일본에서도 FRP에 의한 구조물 보강공사에 대한 국가 설계규준은 아직 제정되지 못하고 있는 실정이며, 관련 학회 및 시설물 관리주체별로 대표적인 FRP 보강공법(탄소섬유쉬트, 아라미드쉬트 보강공법 등)에 대하여만 자체적인 설계/시공 지침(안)을 그림 1.4와 같이 제안하고 있는 실정이다.

한편, 일본에서는 이와 같은 국가 시방서의 부재로 인하여 새롭게 개발되는 신기술/신공법의 현장적용의 어려움을 해소하기 위하여 현행 시방서로 포괄하기 어려운 첨단 재료를 이용하거나 신공법이 개발될 경우, 국가에서 지정한 공인기관으로부터 품질성능에 대한 평가/인증을 거쳐 적용하도록 하는 품질인증 시스템을 운영하고 있다. 이러한 인증시스템의 일환으로 FRP 보강공법의 경우도 국가에서 위탁받은 공인기관(건축방재기술협회, 일본건축센터, 건축재료총합시험소 등)으로부터 개발된 공법의 공학적 타당성에 대한 기술검토를 통하여 품질성능을 인증하는 제도를 운영하고 있다.

표 1.4 일본 FRP 보강공법 지침

연도	기관명	지침(안)	비고
1996	(재) 철도종합기술연구소	아라미드섬유쉬트에 의한 철도고가교 기둥의 내진보강공법 설계・시공지침1	
1997	(재) 철도종합기술연구소	탄소섬유쉬트에 의한 지하철 RC 기둥의 내진보강 설계・시공지침	
1998	(재) 일본건축방재협회	연속섬유보강재를 이용한 기존철근콘크리트조 및 철골철근콘크리트조 건축물의 내진계수 설계・시공 지침	
1999	일본 토목학회	콘크리트 구조물의 보강지침(안)	
2000	일본 토목학회	연속섬유쉬트를 이용한 콘크리트 구조물의 보강설계 지침	
2001	일본 건축학회	연속섬유보강 콘크리트계 구조설계 시공지침안	

유럽 및 미국

기존 구조물에 대한 FRP 보강공법은 스위스 및 독일을 중심으로 한 유럽지역에서 1980년대부터 본격적으로 개발되어 보급되기 시작하였다. 이 중에서 스위스의 Sika사는 국가적인 정책지원 및 방대한 연구개발 결과를 바탕으로 탄소섬유판(CFRP Laminate) 보강공법에 대한 자체적인 설계·시공 지침서를 작성하고, 전 세계시장에 적극적으로 보급하고 있다. 이러한 연구개발의 결과로서 스위스에서는 약 3년간의 작업을 거쳐 2003년도에 "The Swiss Standard for external reinforcement of structures"에 대한 국가 시방서가 제정되었다. 이에 대하여, 미국 및 캐나다 등에서의 FRP 보강공법에 대한 연구개발 실적 및 국가 시방서 제정노력은 유럽 및 일본에 비하여 상대적으로 뒤떨어지고 있는 실정이다. 그러나 매 2년마다 개최되는 FRP 보강근에 대한 국제학술발표대회(Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures)의 연구결과를 바탕으로 활발한 시방서 제정 작업이 이루어지고 있다. 이러한 연구 활동의 결과로서 캐나다에서는 2002년에 CSA S808-02 ; Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers (Canadian Standard Association)를 통하여 FRP 보강공법에 대한 시험규격 및 설계기준을 제정하였다. 미국에서도 약 2개년 간에 걸친 ACI440 위원회의 Task-force 팀 연구결과를 바탕으로 하여 2002년에 FRP 보강공법에 대한 일반 지침인 ACI440.2R-02 ; Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures가 작성되었다. 이러한 지속적인 연구를 바탕으로 FRP 활용 보수·보강 을 활용하여 건설·토목 분야에서 폭넓게 활용되고 있으며 그림 1.7은 복합소재의 분야별 적용현황을 나타내며 복합재료의 적극적인 활용으로 종래의 금속재료로서는 불가능했던 전진익기의 제작도 가능해졌으며 전체 시장에서 복합소재의 분야별 사용량을 양적으로 표현해준다.

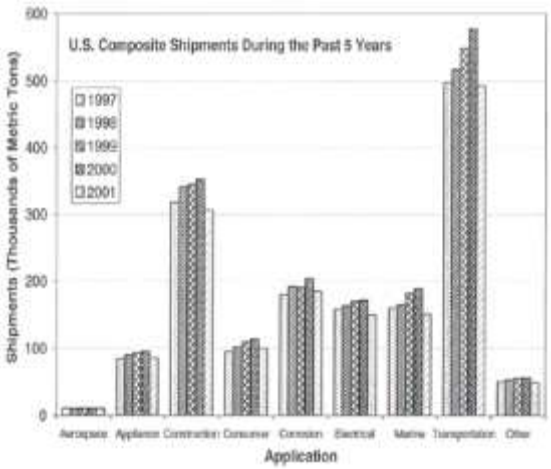


그림 1.7 복합소재의 분야별 적용 현황

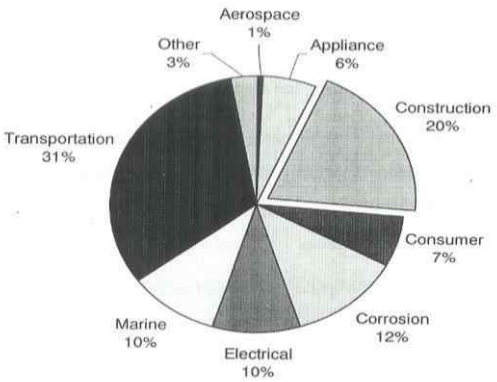


그림 1.8 건설분야에서 복합소재의 점유율

그림 1.8은 산업분야별 복합소재의 점유율을 나타내주고 있다. 이 그림에서 보이듯이 건설 분야에서 FRP재료는 현재 전체 사용량의 20%나 차지할 정도로 활용이 증가하고

있는 추세이다. 건설산업 분야는 내수산업의 경향이 두드러지는 특성을 가지고 있으며, 국제적인 시장교류가 크게 이루어지지 않는 분야로 세부 분야별 국제적 시장규모와 관련된 통계자료가 존재하지 않는다. 따라서 기존 선행연구에서 조사되어진 자료를 바탕으로 기존 조사에서 해당 업체 및 연구진에서 입수 가능한 범위의 자료를 바탕으로 추산한 국외기술동향 및 시장규모를 정리하여 기록한 표는 아래와 같다.

표 1.5 국외 건설관련 시장규모 (단위: 억원)

구 분	국 가	2000년	2001년	2002년	2003년	2004년
조립식 교량	미국	17,600	23,360	25,600	30,560	36,320
	일본	7,450	9,898	10,848	12,950	15,390
	독일	4,147	5,504	6,032	7,200	8,558
	영국	3,091	4,102	4,496	5,367	6,378
	프랑스	3,014	4,000	4,384	5,233	6,220
건설자재용 FRP (단위:톤)	미국	-	-	543,866	-	505,764
	일본	53,500	50,900	49,800	80,700	-
경량 성토재	미국		20,000	22,000		
	중국		500	2,500		
	동남아시아		5	10		
	러시아,인도		0.5	5		
	기타					

3. 복합재료 관련 설계 기준

국내에서는 FRP 보강공법 분야에서 새롭게 개발된 신소재/신공법의 성능을 검증하기 위한 제도/절차가 아직 구축되어 있지 않은 실정이다. 국내에서 건설분야에서의 신기술/신공법의 성능평가와 가장 유사한 제도로서는 1993년도부터 시행되고 있는 건설신기술 제도를 들 수 있다. 건설신기술 제도는 일정한 심사를 통하여 성능이 우수한 것으로 인정된 신소재/신공법의 개발주체에게 다양한 인센티브를 부여함으로써 국내 민간분야에서의 기술개발 의지를 고무하는 것을 목적으로 시행되고 있다. 많은 FRP 보강공법이 건설신기술로 지정됨으로서 기술개발 의욕을 크게 고취한 것은 긍정적으로 평가할 수 있다. 그러나 FRP 보강공법에 대한 표준적인 시험항목·방법 및 평가기준의 미비 및 관련 전문가의 부족으로 인하여 FRP 보강공법의 품질성능을 검증하는데 다소 부족한 점이 있는 것으로 지적되고 있다.

건설교통부, 한국건설교통시술평가원에서 FRP 관련 시설물 보강공법 성능인증을 위한 시험항목, 방법 및 평가기준 설정 연구내용에 아래와 같이 정리 하였다.

1) FRP복합체로 보강된 부재의 휨 설계는 부재의 완전합성파괴와 부착파괴로 구분하며, FRP와 콘크리트가 완전합성거동을 유지한 상태에서 콘크리트의 압괴 또는

FRP 복합체의 파단에 의해 최종파괴가 지배되는 경우는 변형률 적합조건과 힘 평형 조건을 이용하여 각 재료의 특성 값으로부터 휨 내력을 계산할 수 있다. 반면 FRP 복합체의 박리/탈락에 의해 최종파괴가 지배되는 경우는 파괴시의 FRP 변형률이 불명확하기 때문에 박리파괴시의 특성을 고려한 유효변형률로 설계되어야 한다.

2) 단순 접착에 의해 휨 보강된 부재는 일반적으로 FRP 복합체의 박리파괴가 지배적인 것으로 보고되고 있으며, 이때 FRP 복합체의 유효변형률은 보강재의 강성에 의한 영향이 가장 큰 것으로 나타났다.
3) 각국의 실계지침에서는 FRP 복합체의 박리파괴를 고려한 유효변형률을 제안하고 있으나, 제안식이 실험결과를 대부분 초과하기 때문에 안전한 설계가 되지 못하는 것으로 나타났다. 또한 FRP 복합체의 유효변형률을 일정 값 이하로 제한하는 설계지침은 지나치게 안전 측으로 되어 비경제적인 설계가 되는 것으로 분석되었다.
4) 기존 연구자들의 실험결과를 분석해 본 결과, 보강된 부재의 실험 극한강도에 대한 정의가 불명확한 것으로 조사되었다. 이에 따라 보강된 부재의 실험결과로부터 극한강도를 정의하기 위한 합리적인 개념과 방법을 설정하였다. 본 방법에서는 임계단면이 한계상태에 도달했을 때, 콘크리트 압축변형률이 0.003에 도달하였는지의 여부에 따라 콘크리트 압축파괴와 FRP 복합체의 파괴로 구분하여 각각 극한강도를 평가하였다.
5) FRP 복합체에 의한 보강효과를 산정하기 위한 기존방법의 문제점을 분석하고, 보강된 부재의 실험결과로부터 FRP 복합체의 휨 보강성능을 정량적으로 평가할 수 있는 합리적인 평가방법을 제안하였다. 본 평가방법은 보강효과가 상실되는 시점의 하중차이를 순수 FRP 복합체의 휨 보강성능으로 평가하는 것으로, 개념정의가 합리적일 뿐만 아니라 파괴실험시의 오차를 최소화할 수 있는 장점이 있다.

4. 종합 결론

국내는 지진이나 태풍으로 인한 자연재해가 증가하고 있으며 이로 인한 피해 규모가 크게 나타나며 특히 주요 특수구조물(방송국, 종합병원응급실 등)의 경우, 구조물 자체뿐 아니라 구조물 내부의 특수기기의 진동으로 인한 추가적인 손실이 더욱 크기 때문에 이에 대한 방지대책의 중요성이 더욱 증가하고 하며, 1차 피해 후 보수·보강기술에 대한 기술이나 대책이 미비하다. 기존의 연구는 내진 설계에 관련된 연구를 주목적으로 이루어 져있으며 이는 특히 내진 설계를 실시·수행하였을 경우에 추가되는 비용은 절감 가능한 피해복구 비용을 비교해 볼 때 지진발생지역의 구조물의 복구에 사용되는 비용과 기간이 훨씬 더 막대한 것을 알 수 있다.

현재는 3층 이상 1000㎡ 이상' 건축물은 100% 내진설계를 수행한다는 기준에 따라 대부분의 주요구조물들은 내진설계가 잘 진행되어 있지만 내진설계가 의무화되기 이전에 지어진 주요시설물들은 현재도 국내에 많이 존재하는 것으로 조사되어 신속 보수 보강에 대한 연구가 필요하다.

제5절 연구개발 최종목표

1. 최종목표

본 연구는 최근 자연재해 또는 재난으로부터 주요 프레임구조물의 안전성을 개선하기 위한 연구로서 주요목표는 지진피해에 대응하기 위하여 주요구조물의 안전도 개선과 기 발생된 지진 재난피해에 대한 응급복구기술개발을 수행하고자 한다. 이를 통하여 향후 손상된 주요 프레임 구조물의 효율적 보수, 보강공법을 제시하고 실제 재난발생 시 주요 프레임 구조물에서 가장 중요하게 고려될 수 있는 시설물 내 인명피해저감을 위한 급속 응급복구기술에 대하여 신기술을 개발하고자 한다.

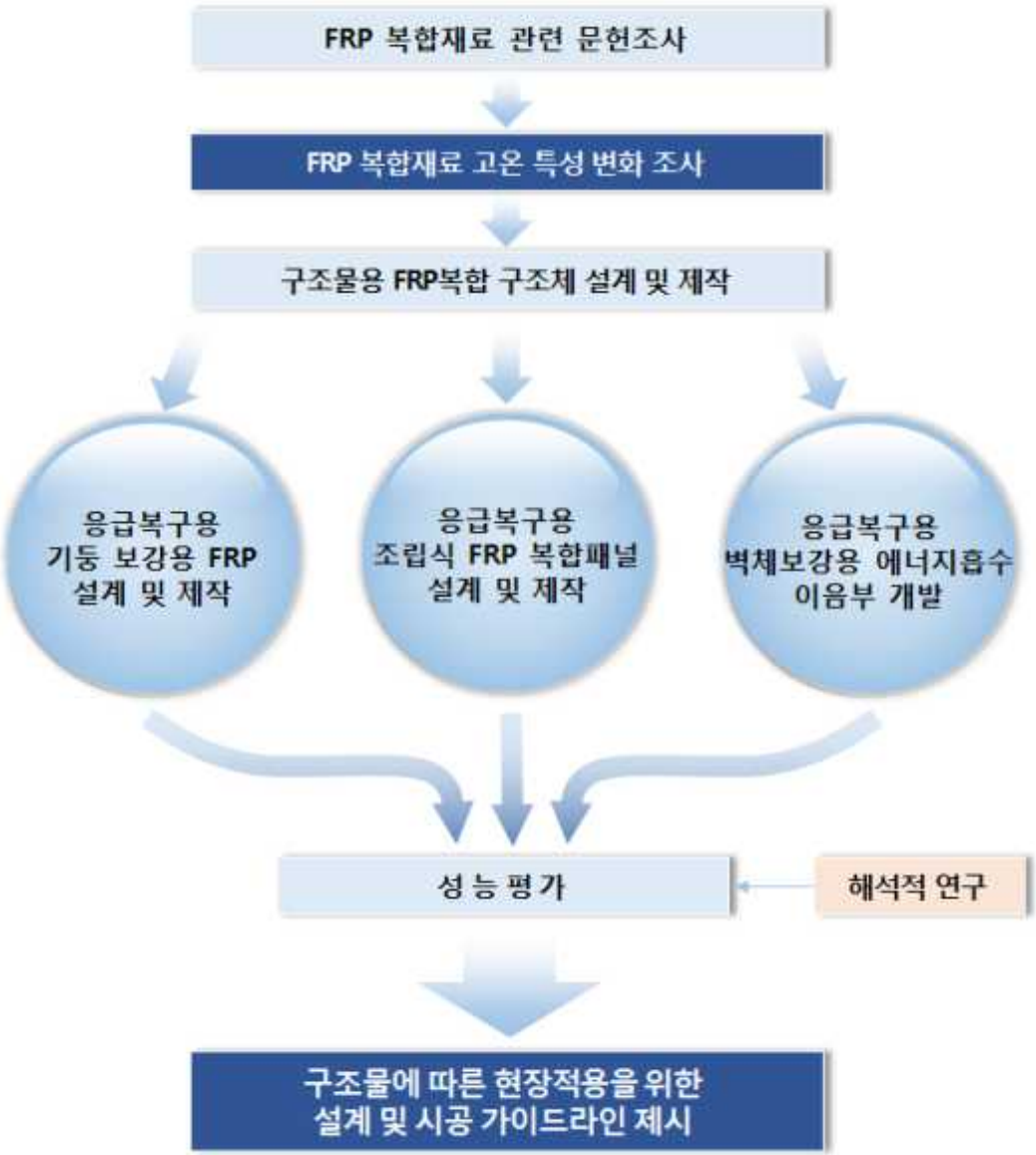


그림 1.9 연구 목표 로드맵

본 연구 과제의 연차별 주요 연구 내용을 요약하여 정리하면 다음과 같다.

❒ 고온 또는 온도변화에 따른 FRP 복합재료 내화 물성치 조사 및 최적 재료 선정
❒ 선정된 FRP재료를 활용한 벽체와 연결된 기둥 탈착형 FRP 보강기술 설계 및 제작
❒ 선정된 FRP재료를 활용한 조립식 FRP 내력패널 설계 및 제작
❒ 긴급 대응복구용 FRP보강패널 및 벽체와 연결된 기둥 탈착형 FRP 보강기술 성능평가
❒ 벽체 보강용 에너지 흡수 충전재에 대한 성능평가
❒ 신소재 복합재료 내력패널 설계 절차에 관한 연구
❒ 현장적용을 위한 설계 및 시공 가이드라인 제시

2. 최종목표의 성격 및 설정근거

가. 최종목표 성격

도심지 중·저층 주요 철근콘크리트 구조물의 안정성 개선을 위한 제품 개발을 최종 목표로 하고 있다. 특히 본 연구를 통하여 지진 재난 발생후 응급보강을 위한 RC 기둥의 FRP 탈착형 보강재와 FRP 내력 벽체 패널을 개발하고 이를 위한 제작 및 시공 가이드라인을 제공하도록 한다.

나. 최종목표 설정근거

최근 연구 동향	
지난 40여 년간 세계의 건설기술의 발전을 '내진공학기술'이 선도하여 왔으며 현재 이 내진설계기술은 거의 성숙단계에 이르렀다고 볼 수 있다. 이와 더불어 기존 노후구조물의 안전도 향상을 위한 '스마트 구조기술'의 경우 새로운 건설기술 발전과 더불어 지금까지 병행되어 활발히 연구를 수행됨.	대부분의 연구들은 신설구조물의 안전성과 기존구조물의 유지보수를 위한 설계기준 개선 및 안전도 모니터링에 그 초점을 맞추어 진행되어 실제 최근 뉴질랜드나 일본에서 발생된 재난피해의 경우와 같이 자연재해에 의하여 손상된 주요구조물의 응급복구에 관련된 안전도 개선연구는 현재까지 거의 수행되지 못함.

○ 본 연구에서는 최근 일본에서 나타난 지진발생 패턴과 주요시설물의 피해 현황을 고려할 때 실제 국내에서 진행 중인 대부분의 내진관련 연구중심이 내진설계나 면진설계와 같은 지진피해 이전의 구조물 설계에 초점을 맞추고 있는바 지난 일본지진 발생 시 실제 기 시공된 주요 RC 및 철골 구조물에 발생된 가장 현실적인 문제점으로 대두된 지속적인 여진발생에 따른 2차 손상을 방지하기 위한 1차 손상 구조물의 안전성 개선을 위한 적정 기술의 개발이 필요하다.

○ 실제 지진에 의한 구조물 손상 시 초기보강대책 여부에 따라 향후 구조물의 복구에 사용되는 기간과 비용이 매우 다르다는 점을 고려할 때 지진피해 초기단계에서 응급복구할 수 있는 신속 내진보수 및 보강기술 개발은 매우 중요하다. 본 연구에서는 시설물 외부 보강시 시공 용이성이 장점인 저중량 고강성 복합재료(FRP)를 기반으로 한 기술 개발을 통하여 그 목표를 달성하고자 한다.

다. 연구목표별 연구성과

연차 (단계)	연차별 성과목표	정성적 성과	정량적 성과	목표치
1차년도 (1단계)	외부환경에 의한 FRP재료의 물성치 조사 및 최적 복합재료 선정	FRP 구성조건에 따른 물성치 조사 및 분석	FRP 복합재료의 종류 조사 및 분석	10건
		Fiber Type에 따른 재료특성 조사 및 분석	Fiber Type에 따른 재료 특성조사 및 분석	3건
		고온에 따른 FRP재료의 물성치 조사 및 재료특성 분석	온도에 따른 FRP 물성치 조사	3건
		화재에 의한 고온 노출 FRP 재료특성 조사 및 성능평가	고온 노출 FRP의 물성치 조사	3건
			사용수지에 따른 고온 노출 FRP 재료로 보강된 콘크리트의 압축강도조사	-
		표면처리를 통한 FRP재료의 고온저항성능개선	표면처리를 통한 FRP 고온저항성능조사	1건
2차년도 (2단계)	구조물 내진보강 FRP복합체의 개발 및 활용 역량강화	벽체보강 조립식 FRP 내력패널의 설계 및 해석	벽체보강 조립식 FRP 내력패널의 설계해석	3건
		벽체보강용 FRP 내력패널의 설치 이음부 설계 및 제안	벽체보강용 FRP 내력패널 설치 이음부 설계해석	3건
		보강 구조체 내 에너지 흡수형 점성충전재(Interface layer)의 선정 및 성능평가	에너지 흡수형 점성충전재(Interface layer) 성능평가수행	-
		기둥보강용 FRP 보강재 설계 및 시제품 제작	기둥보강용 FRP 보강재 설계해석	3건
			기둥보강용 시제품 제작	3조 이상
		기둥보강용 FRP 보강재의 시공 및 성능평가(실험)	구조물에 기둥보강용 FRP 보강재 보강을 통해 연성비 증가	100%이상
3차년도 (3단계)	내진보강 FRP복합체의 성능평가 및 활용	기둥보강용 밸크로 보강재의 시공 및 성능평가(실험)	구조물에 기둥보강용 밸크로 보강재의 보강을 통해 연성증가	50%
		벽체보강용 FRP 내력패널의 시제품 제작	벽체보강용 FRP 보강패널의 시제품 제작	5조
		RC 골조구조물 내 긴급대응 FRP 강성패널 설치 및 구조성능 평가(실험)	RC 구조물 내 FRP 강성패널의 설치를 통해 강도증가	160%
		강골조 구조물 내 긴급대응 FRP 보강 패널 설치 및 구조성능 평가(실험)	강골조 구조물 내 FRP 강성패널의 설치를 통해 강도증가	100%
		용접접합부의 해석적 평가	내력패널설계를 위한 용접접합부의 해석적 평가수행	-
		구조물 보강용 FRP 보강패널의 고온성능평가	공장제작용 FRP 보강패널의 고온성능 평가	10개
		구조물에 FRP 보강패널의 신속보강을 위한 시공 가이드라인 제시	설계 및 시공 가이드라인 제시	-

라. 정량적 성과목표

연차 (단계)	연차별 성과목표	성과지표	측정방법	목표치	가중치
1차년도 (1단계)	외부환경에 의한 FRP재료의 물성치 조사 및 최적 복합재료 선정	국내특허출원 및 등록	특허 출원 및 등록건수	1건	50%
		국내 논문게재	국내 학술지게재 논문건수	1건	30%
		국내학술발표	국내 학술발표대회 발표건수	1건	20%
	소 계				100%
2차년도 (2단계)	구조물 내진보강 FRP복합체의 개발 및 활용 역량강화	국내특허출원 및 등록	특허 출원 및 등록건수	1건	50%
		국외 논문게재	국외 학술지게재 논문건수	1건	20%
		국내 논문게재	국내 학술지게재 논문건수	1건	20%
		국내학술발표	국내 학술발표대회 발표건수	1건	10%
	소 계				100%
3차년도 (3단계)	내진보강 FRP복합체의 성능평가 및 활용	국내특허출원 및 등록	특허 출원 및 등록건수	1건	20%
		국외 논문게재	국외 학술지게재 논문건수	1건	20%
		국내 논문게재	국내 학술지게재 논문건수	1건	10%
		국내 학술발표	국내 학술발표대회 발표건수	1건	10%
		시험시공 실적	시험시공 개수	2개소	20%
		기술이전	기술이전 사업체 개수	1업체	20%
	소 계				100%

마. 대내외 홍보계획

명칭	활동내용	홍보내용
한국방재학회	- 우리나라 재해 재난의 원인규명, 예측 및 피해경감대책 등에 관해 보다 과학적, 효율적인 방재과학 기술과 관리시스템을 확립 - 21세기 예방 방재의 기수로 재해와 재난을 경감시키는데 기여	- 자연재해로 인한 국가주요구조물의 손상을 신속하게 복구 가능한 보강기법소개
기후변화 방재산업대전	- 첨단 방재 IT제품 및 설비, 재난경감 신기술 전시를 통한 방재산업발전 도모 - 방재 관련 전문 정보교류를 통한 범국가적인 재난관리 선진화 촉진 - 기후변화대응을 위한 녹색성장산업과 연계한 방재산업의 활발한 국제마케팅의 장으로 활용 - 재난안전에 대한 대국민 홍보를 통한 안전의식 고취	- 자연재해로 인한 국가주요구조물의 손상을 신속하게 복구 가능한 보강기법소개

제2장 보강재료 선정 및 RC기둥 보강법 개발

제1절 보강방법 선정

국외 지진사례를 살펴보면 강진으로 파손된 구조물이 여진으로 인하여 붕괴되거나 쓰나미의 발생으로 막대한 피해를 발생시키므로 여진을 대비한 응급복구가 가능하도록 강진이후에 손상된 구조물의 신속한 보강이 필요하다. 이에 선정될 보수·보강법은 신속성, 적용성, 경제성뿐만 아니라 기존 구조물에 손상을 주지 않는 범위에서 선정되어야 한다.

내진설계 도입이전에 건축된 철근 콘크리트 구조물은 수평하중이 아닌 중력 하중을 저항하도록 설계되어 있기 때문에 횡 보강근의 부족으로 소규모 지진에도 저항하지 못하고 파괴된다. 특히, 압축부재인 철근 콘크리트 기둥의 전단파괴는 구조물 전체의 급작스러운 붕괴 등을 유발할 수 있어 기둥 부재가 충분한 휨 강도를 발휘할 수 있도록 전단 보강이 필요하다. 내진설계가 되지 않은 콘크리트 건물의 기존 보수·보강방법으로는 그림 2.1과 그림 2.2와 같이 철근, PC강재, 강판 등과 같은 각종 보강재를 이용하거나 단면 증타법을 실시하는 방법 등이 대부분을 차지하고 있다. 대표적인 기존 보수·보강방법은 벽체 신설법, 단면 증설법, 강판 보강법, 철골 브레이스 보강 등이 주를 이루고 있다.



(a) 벽체 신설법



(b) 단면증설법



(c) 강판 보강법



(d) 철골 브레이스 보강

그림 2.1 기존 보수·보강법



(a) 탄소 섬유 보강법



(b) 아라미드 섬유 보강법

그림 2.2 복합신소재를 이용한 보수·보강법

단면 증설법, 강판보강법과 같은 철근 콘크리트 구조물의 기둥 보강에 관한 실험적 연구가 활발히 진행되고 있다. 강판보강작업의 경우 운반 및 압착작업 등에서 중량으로 인한 작업의 어려움이 있고 피해가 발생된 구조물에 강판압착을 하였을 경우 모재와 강판 사이가 충분하게 접착되었는지 확인이 불가능하다. 또한, 무거운 강판이 기둥에 매달려 있는 상태가 되어 건물을 더욱 불리하게 만드는 경우가 발생할 수 있다. 이렇듯 기존의 단면 증설법, 강판보강법은 앵커부재가 기둥에 박힘으로써 물리적인 손상을 주어 기둥의 강도를 저하시키고 긴급한 보수, 보강이 어려운 문제점이 있다. 또한 섬유부착공법은 기능공의 숙련도와 책임감, 작업현장의 여건에 따라 섬유쉬트의 인장강도 및 부착강도 등의 품질에 큰 차이를 보이고 있으며, 섬유쉬트 모서리부의 시공불량이 많이 발생하여 현재 많이 사용되지 않고 있다. 반면, FRP를 이용한 보강공법의 연구가 증대되고 있으며 많은 부분에서 기존의 공법에 비해 경제적이면서 우수한 시공성, 기술적인 우수성 때문에 그 사용이 증가하고 있다. 이와 같이 FRP재료를 이용한 보강은 보다 경량이고, 우수한 내구성, 무게에 대한 강도비가 기존의 철근 등과 같은 재료에 비하여 뛰어날 뿐만 아니라 작업 또한 간편하다.

1. 기둥 보강

기둥의 보강방법은 크게 2가지로 구분할 수 있다. 기둥의 콘크리트 단면을 키워 내력을 키우는 방법과 기존의 기둥에 강판이나 탄소섬유 쉬트를 감아 보강함으로써 기둥의 전단파괴를 막아 연성을 높이는 방법이다. 이 방법들 안에서 주로 사용되는 방법이 기존 기둥에 용접철망이나 철근을 배근한 후 모르타르나 콘크리트를 타설하는 방법, 기존 기둥에 강판을 감아서 기둥과 강판사이에 모르타르를 충전하는 방법, 기존 기둥에 띠 판을 감아서 보강하는 방법, 강판이나 탄소섬유 시트를 감아서 보강하는 방법, 기존 기둥에 철근이나 용접철망을 배근하고 강판을 감은 후 모르타르나 콘크리트로 타설하는 방법 등이 있다.

이와 같은 기둥의 보강방법 중에서 본 연구에서는 구조물의 응급복구를 위한 기둥보강이므로 콘크리트의 단면 증설로 인한 내력을 확보하는 방법 보다는 보강재를 부착하는

방식으로 보강방법을 선정하도록 한다. 우수한 시공성과 경량성을 가지는 기존의 부착공법의 장점을 취하면서 본 연구목표에 부합하도록 작업성이 간편한 부착공법을 개발하도록 한다.

다음은 기존의 각 기둥보강공법에 대한 장·단점 및 특징들이다.

가) 콘크리트 중타공법

철근이 노출되어 있거나 단면이 부족하여 콘크리트 중타공법에 의한 보강방법이다. 이 공법의 구조적 능력은 신구 콘크리트의 접착 상태에 따라 달라질 수 있으므로 가능한 일체가 될 수 있도록 조치해야 한다. 즉, 기존 구조체와 신설구조체 사이에서 응력이 원활히 전달될 수 있도록 신 콘크리트 타설시 신·구 콘크리트 접착제를 이용하거나 기존부재와 일체가 될 수 있도록 철근 등을 연결해서 사용하여야 한다. 이 공법을 사용하는 경우 일반적으로 강도의 평가는 일체화 된 것으로 가정하여 계산되고 있으나 비부착될 가능성이 존재하므로 이는 다소 보수적이지 못한 가정이다.

나) 강판(탄소섬유) 접착공법

탄소섬유를 이용한 고성능 복합재료는 중합특성이 균일하고 비강도, 피로강도 및 화학적 저항성이 우수하다. 기타 여러 가지 장점은 밀도가 낮고 인장탄성 및 강도가 우수하며, 열전도율이 높고 열팽창계수가 낮아 안전성이 우수하다. 또한, 크리프 저항성이 좋고, 전기 저항성이 낮으며 연속성 형태의 제조가 가능하다. 기존의 기둥에 강판이나 탄소섬유 시트 등을 감싸 전단 보강근의 양이 늘어나고 횡 변형에 대한 구속효과를 증대시켜 압축력 및 휨모멘트의 능력을 증가시키는 방법이다. 그러나 강판의 경우 중량이 무겁고 시공이 어려운 단점을 갖고 있으며, 탄소섬유의 경우 시공품질이 균질하지 않는 단점을 갖고 있다.

다) 띠판 보강법

지진에 의해 발생되는 전단력에 대하여 기존기둥에 급격한 전단파괴가 발생하지 않도록 기둥의 인성을 증진시키는 공법으로써, 기둥의 띠철근을 보강시키는 효과를 갖도록 기둥 주위에 띠판을 설치한다.

전단에 대해 기존의 띠철근 외에 추가로 소요되는 철근량에 해당되는 띠판의 보강량을 산정하여 적당한 두께와 폭 및 간격을 결정한다. 띠판을 이용하여 기존 기둥의 바깥쪽 둘레를 보강한다. 띠판과 기존기둥과의 유격은 무수축 모르타르 또는 에폭시등으로 채움으로써 기준 기둥과 띠판이 일체거동이 되도록 하는 방법이다.

제2절 보강재료분석

1. FRP 재료 선정

가. FRP 재료의 종류 및 특징

FRP는 이미 보편화되어 있는 플라스틱(에폭시 수지, 폴리에스테르 수지 등)을 섬유로 강화시킨 것으로써, 플라스틱과 섬유의 관계는 철근콘크리트의 콘크리트와 철근의 관계로 비유된다. 일반적으로 섬유강화 복합재료(Fiber Reinforced Polymer)라 함은 그림 2.3과 같이 재료의 역학적 성질이 뛰어난 섬유(fiber)와 섬유를 구속, 성형하고 응력을 전달하는 고분자 재료(polymer) 또는 모재(matrix)의 복합체를 말한다. 섬유는 복합재구조물의 가장 큰 하중을 지지하는 부분으로 길이방향으로 큰 강성을 갖으며, matrix는 이러한 섬유를 보다 강건하게 지지해주면서 하중을 섬유로 전달하는 역할을 한다.

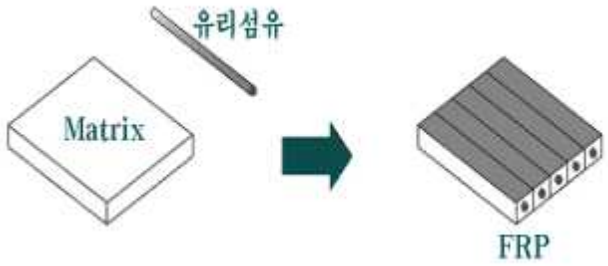


그림 2.3 복합재료의 구성

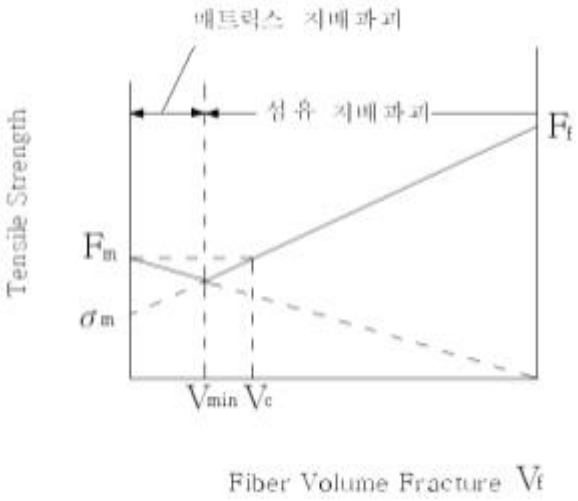


그림 2.4 섬유-매트릭스 복합재료의 혼합-강도조건

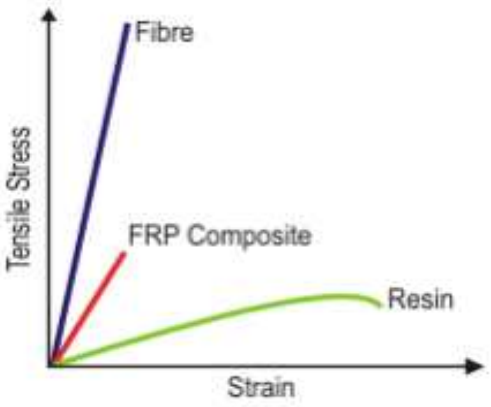


그림 2.5 섬유와 매트릭스의 응력-연신 관계

복합재료는 사용하는 섬유의 종류에 따라 GFRP(유리섬유), CFRP(탄소섬유), AFRP(아라미드 섬유) 등이 있으며 건설 분야에서는 주로 GFRP와 CFRP가 많이 사용되고 있으나 가격 비교적 저렴한 GFRP가 널리 사용된다.

FRP의 경우 다른 2종 이상의 재료를 복합 및 조화 시켜 만들어 진 것으로, 단일재료에 없는 강도 특성을 발휘할 수 있게 제작된 것을 말한다. FRP의 경우 fiber와 matrix를 복합하여 만든 것으로 fiber와 matrix는 각기 다른 재료적 특성을 나타내고 있다. 그림 2.5와 같이 fiber와 matrix의 조합에 의한 응력 거동이 나타내고 있으나 실제 설계에 있어서는 섬유에 의한 파괴가 지배한다고 본다.

FRP의 비선형 거동은 구성요소 중 수지에 의해서 발생되는 것으로 알려져 있다. FRP 복합재료는 아래와 같은 장점을 가진다.

.

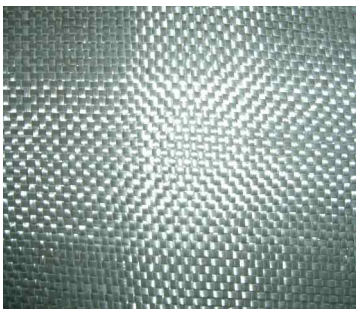
- 경 량 성 - 강재의 1/6～1/3의 비중을 가진다.
- 내 식 성 - 수지재료는 화학물질, 산, 해수, 담수에 대한 저항성을 가진다.
- 내피로성 - 1,000만회 반복하중에도 초기의 강도 대부분을 유지하는 특성을 보인다.
- 공기단축 - 공장생산이 가능하고 운반이 용이하므로 빠른 시공을 보장한다.
- 비 강 도 - 항복강도를 밀도로 나눈 값으로 고강도 강재의 최고 15배에 이른다.
- 비 강 성 - 탄성계수를 밀도로 나눈 값으로 강재와 비슷한 범위의 우수한 값이 나온다.
- 전 자 기 - 전기와 자기에 대하여 절연성과 자기저항성을 가진다.
- Life Cycle Costs - 부식 저항성과 용제나 환경에 대한 저항능력의 향상으로 인하여 유지 및 보수비가 기존 재료에 비해 낮다.

이에 반하여 아래와 같은 단점을 가진다.

- 경 제 성 - 부재 생산단가가 기존 재료보다 높다.
- 품질관리 - 탄성계수, 강도 등의 값을 편차 없이 일정 수준으로 관리하는 것이 어렵다.
- 내 화 성 - 화재에 약하여 녹아버리거나 유독가스를 발생시킨다.
- 설계기준 - 설계기준이 미흡하여 대부분의 경우 하나의 구조물마다 새로운 설계가 필요하다.

나. FRP 재료특성 조사 및 선정

섬유는 크게 Woven roving 형태, 단방향, 매트 타입형으로도 나누어진다. 그림 2.6과 그림 2.7은 유리섬유와 탄소섬유를 나타내며, 아라미드 섬유를 그림 2.8에 나타내었다.



(a) 유리섬유Woven roving 섬유



(b) 유리섬유 단방향 섬유

그림 2.6 유리섬유



(a) 탄소섬유 Woven roving의 섬유



(b) 탄소섬유 단방향 섬유

그림 2.7 탄소섬유





그림 2.8 아리미드 섬유

탄소섬유의 경우 인장물성이 탁월하여 휨 하중에 의한 구조물 변형 및 응력 증가를 억제하는데 우수하다. 또한 고탄성 및 초고탄성 탄소섬유시트 등이 개발되어 있으며 최근 사용양이 증가하고 있다. 하지만 유리섬유에 비하여 가격이 높아 기존 보강에는 유리섬유가 많이 사용되고 있는 실정이다.

-탄소섬유

탄소섬유의 역사는 에디슨의 전구심으로부터 시작하여 우주개발, 군수용 경량 고강도 재료에 대한 요구로 출발하였다. 1959년 미국 UCC(현 Amoco)에 의해 Rayon계가 개발되었으며, 1962년에는 오사카 공업시험소에서 PAN계 탄소섬유를 개발하였다. 카아본사에서 공업화로 대량생산이 가능해졌으며, 1963년 일본 군마대학에서 pitch계 탄소 섬유를 개발하였다. 우리나라에서는 1988년 태광산업에서 ACCELAN(PAN계 탄소섬유)를 시작으로 생산하기 시작하였다.

탄소섬유의 분류로는 원료 및 제조방법에 의한 분류가 있으며, VGCF, 제조조건 및 탄소질, 역학특성에 의해 분류할 수 있다. 원료 및 제조방법에 따라서는 rayon계, PAN(polyacrilonitrile)계, pitch계로 나뉘며, 제조조건 및 탄소질에 따라서는 carbon grade, graphite grade, activative carbon fiber로 분류할 수 있다. 역학특성에 따라서는 GPCF, HPCF로 나뉘며, HPCF는 HT type, HM type 및 UHM type로 분류된다.

탄소섬유의 대표적인 PAN계의 조성비는 탄소 함유율 93~96%이며, 질소(pyrimidine) 함유율 4~7%로 이루어져 있다. Pitch계와 Rayon계는 탄소 함유율 99%이상으로 원료와 소성온도에 의해 성분이 결정된다.

탄소섬유의 특징으로는 비탄성률, 비강도, 내열성, 전기전도성, 진동감쇄성, 내마모성, 생체 친화성 등이 높으며, 가는 섬유상으로 인한 유연성이 우수한 특징이 있다.

-유리섬유

유리섬유의 역사는 1910년 독일에서 유리섬유 제조법을 제안하여 유리용융로+hole drum take-up을 개발하였으며, 1930년 미국에서 Owens Corning으로부터 fiber glass를 대량생산하기 시작하였다. 같은 해 일본에서도 군수용으로 대량생산하기 시작하였으며, 우리나라에서는 1972년 한국화이버에서 생산을 시작하였다.

유리섬유의 기계적 성질은 인장강도가 높은 반면 탄성률은 다른 형태에 비해 높지 않은 성질을 가지고 있으며, 판유리는 50~100N/㎟, 유리섬유는 2000~4000 N/㎟ 의 기계적 성질을 가지고 있다. 그리고 고온에서 가공될수록 인장강도가 증가하는 것으로 나타나는데 이는, 액체 성질이 높아서 흠집이 적어지지만 고온에서 유리의 부식, 화학반응 등의 문제로 인하여 무한정 높일 수 는 없는 단점이 있다. 습도에 대한 의존성이 높아 고습 하에서는 인장강도가 저하되는 것으로 나타나며 화학적 부식이 이루어진다. 유리섬유의 연신율은 3~34%로 탄소섬유보다 높고 섬유직경 의존성은 없으며 일정한 연신율을 나타낸다. 유리섬유의 열처리 시 200℃부터 급격히 인장강도가 저하되는 것으로 나타나며 800℃ 열처리 시 섬유특유의 고강도가 거의 없어지는 것으로 나타나고 있다. 유리섬유와 E-유리섬유의 인장강도를 표 2.1과 표 2.2에 정리하였다.

표 2.1 유리섬유의 인장강도

유리섬유	E	C	S	A	L	D
인장강도 (kgf/㎟)	350	280	467	240	170	246

표 2.2 E-유리섬유의 인장강도

섬유직경(μm)	인장강도(kgf/㎟)		
	평균치	최대치	최소치
9.38	94	151	46
9.35	104	154	58
9.24	120	172	63

-붕소섬유

유리섬유의 약점인 탄성률을 보강하기 위하여 강화섬유용으로 개발하였으며, 1959년 미국에서 세라믹 섬유를 연구하다 개발하게 되었다. 붕소는 융점이 매우 높아 용융 연신이 불가능하다(2000~22500℃). 텅스텐선 보강섬유는 CVD(화학증착법)으로 제조된다.

-유기섬유

매우 높은 분자량의 고분자를 섬유방향으로 배향하여 얻어진다. 경량, 고강도, 고비강도의 성질을 가지고 있다.

-아라미드 섬유

고강도, 고탄성률 및 전기절연성의 성질이 있으며, 벤젠고리 함유로 강직성을 가지고 있어 액정 성질을 나타낸다. 아라미드 섬유의 용도로는 타이어 코드, 로프, 가스탱크 등 다양한 용도로 쓰이고 있다.

-세라믹섬유

고온에서 고강도의 성질을 가지고 있으며, 외부 환경에 대한 내구성이 뛰어나다. 그러므로 고온 구조용 재료로 많이 쓰이고 있다. 제조방법으로는 CVD(chemical vapor deposition, 화학증착법), 고분자 열분해법(유기금속 고분자), 졸겔법 등이 있다.

-알루미나 섬유 (Al3O3)

구조용 단열재료로 사용하기 위한 재조방법으로는 슬러리법이 있다. 슬러리법은 알루미나+첨가제+물(슬러리)을 건식방사한 후 증발로 인한 섬유수축을 하기 위해 저온가열을 한다. 다음으로 알루미나의 밀도를 향상시키기 위해 1000℃ 고온 열처리를 한 후 표면처리 및 표면결함을 제거하기 위해 실리카 코팅을 하는 순서로 이루어진다.

-SiC섬유

제조방법으로 복합체 섬유법(CVD, 텅스텐 심선)과 소성법이 있는데 복합체 섬유법은 13mm의 텅스텐 심선을 이용(1300℃)하여 SiC 증착후 직경 150mm이하의 유연성이 없는 섬유를 제조하는 방법이다. 소성법은 폴리카르복실란을 용융방사하여 유기물을 열분해(소성, 1300℃)후 직경 10~20mm의 유연성이 있는 SiC섬유를 제조하는 방법이다.

-금속섬유

금속섬유는 콘크리트 강화용으로 쓰이며, 고강도로 자동차 타이어 심선으로 사용되기도 한다. 반면 산화성을 가지고 있어 강철섬유 텅스텐 및 납섬유로 사용되기도 한다. 제

조방법으로는 고전적인 방법인 wire drawing으로 직경 100mm까지 제조가능하며, 보호 막코팅법인 Taylor법이 사용되고 있다.

이상에서 조사된 바와 같이 FRP의 재료에는 여러 가지가 있으며 각각의 장·단점 및 특성들을 가지고 있다. 따라서 그 사용 목적에 따라 적합한 재료를 사용할 수 있다. 본 연구에 쓰이게 될 FRP 재료는 건설분야에서 사용될 것이며 이와 같은 목적에서는 유리섬유, 탄소섬유, 아라미드 섬유 등이 널리 쓰이고 있다. 본 연구 목적에 부합하는 FRP 재료는 기계적인 성능과 내부식, 내화학 및 내화성 등의 요구성능을 충족시켜야 하겠지만, 향후 건축물 등 건설분야에 사용될 것이므로 대량 생산이 가능하도록 자재의 수급이 용이하며, 요구하는 보강재로써 제조가 용이할 수 있는 재료가 되어야 한다는 점 또한 중요한 사안이다. 이와 같은 모든 조건들을 비교해 본 결과 유리섬유와 탄소섬유가 가장 적합한 것으로 결정되었다. 하지만 탄소섬유는 높은 기계적 강도를 가지는 반면 높은 단가로 인한 경제성이 유리섬유보다 떨어지는 것으로 조사되었다. 유리섬유가 탄소섬유보다 기계적 강도는 낮지만 본 연구에서 요구하는 수준에는 적합한 것으로 조사되었다. 따라서 최종적으로, 본 연구에서는 보강재료로 사용하게 될 섬유는 유리섬유(GFRP)로 선정하였다.

다. FRP 재료의 역학적 특성

(1) FRP 구성 메커니즘

(가) 복합법칙

섬유강화의 기본적인 메커니즘은 그림 2.9(a)에 나타낸 것과 같이 장섬유가 일정한 방향으로 배열하고 있는 구조를 갖는 일방향 복합재료(unidirectional composite)의 역학적 거동을 고찰하는 것으로 이해된다. 여기서 V는 구성요소 재료의 체적 함유율, 첨자 f는 섬유, m은 매트릭스를 나타낸다. 그림 2.9(a)의 복합구조는 그림 2.9(b)와 같이 섬유와 매트릭스를 단위폭과 두께를 갖는 단순화한 모델로 나타낼 수 있다. 그림 2.9(c), (d) 및 (e)는 복합재료에 작용하는 각각의 응력을 표시하고 있다.

여기서, 인장응력을 σ, 복합재료의 섬유와 평행한 방향을 L방향으로 하고, 이 방향으로 복합재료를 평균 인장응력 σ_L로 인장하면, σ_L은

$$\sigma_L = \sigma_L V_f + \sigma_L V_m \quad (1)$$

단 void가 없다고 가정하면 섬유와 매트릭스의 체적 함유율은 다음식과 같다.

$$V_f + V_m = 1 \quad (2)$$

여기서, 인장탄성률을 E, 연신율을 ϵ_L 이라고 하면, Hooke의 법칙에 따라서 $\sigma_L = E_L \epsilon_L$, $\sigma_f = E_f \epsilon_L$, $\sigma_m = E_m \epsilon_L$로 되기 때문에, 이것들을 위식에 대입하면

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad (3)$$

로 나타내어진다. 위식은 각각 복합재료의 L방향의 인장응력 및 인장 탄성률에 관한 복합법칙(rule of mixture)이다.

그림 2.9(d)에 나타낸 바와 같이 복합재료의 섬유와 수직방향을 T방향으로 하고, 이 방향으로 인장응력 σ_T로 인장한 경우에는 섬유와 매트릭스에도 같은 크기의 인장응력 σ_T가 작용한다. 따라서

$$\sigma_T = E_T\epsilon_T = E_f\epsilon_f = E_m\epsilon_m \tag{4}$$

로 타나내어진다. 또한, 연신에 대해서 다음식으로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_T = \epsilon_f V_f + \epsilon_m V_m \tag{5}$$

위 식을 식 (4)에 대입하여 정리하면 T방향의 인장탄성률E_T에 대해서 다음식이 유도된다.

$$E_T(\epsilon_f V_f + \epsilon_m V_m) = E_m\epsilon_m \tag{6}$$

$$\epsilon_f V_f + \epsilon_m V_m = \frac{E_m}{E_T}\epsilon_m \tag{7}$$

식 4에서 $\epsilon_f = \frac{E_m}{E_f}\epsilon_m$이므로 이것을 위 식에 대입하면,

$$\frac{E_m}{E_f}\epsilon_m V_f + \epsilon_m V_m = \frac{E_m}{E_T}\epsilon_m \tag{8}$$

여기서 양변에 $(\frac{1}{E_m\epsilon_m})$을 곱하여 정리하면 다음 식 (9)가 얻어진다.

$$\frac{1}{E_T} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m} \tag{9}$$

포아송 비 ν에 대해서는 다음의 관계가 유도된다. 복합재료를 L방향으로 인장할 때의 연신율 ϵ_L과 이때에 T방향으로 나타나는 연신율 ϵ_T와의 관계를 나타내는 포아송 비를 ν_{LT}라고 하면,

$$\nu_{LT} = -(\frac{\epsilon_T}{\epsilon_L}) \tag{10}$$

따라서

$$\nu_{LT} = \nu_f V_f + \nu_m V_m \tag{11}$$

라고 나타낼 수 있다.

그림 2.9(e)와 같이 전단응력 τ_{LT}가 작용하는 경우에는 섬유와 매트릭스에도 같은 τ_{LT}가 작용한다. 또 전단연신율 γ에 대한 식을 식 (6)과 같은 형태인 식 (13)으로 나타낼 수 있다.

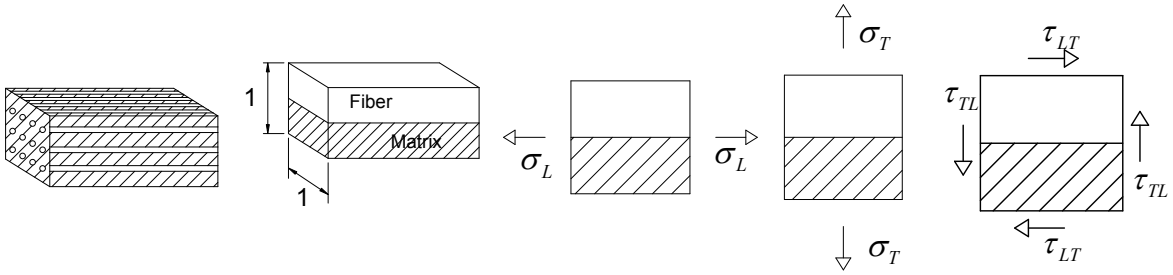
$$\tau_{LT} = G_{LT}\gamma_{LT} = G_f\gamma_f = G_m\gamma_m \tag{13}$$

$$\gamma_{LT} = \gamma_f V_f + \gamma_m V_m$$

따라서 복합재료의 전단탄성률 G_{LT}은

$$\frac{1}{G_{LT}} = \frac{V_f}{G_f} + \frac{V_m}{G_m} \tag{14}$$

로 타나낼 수 있다



(a) (b) (c) (d) (e)

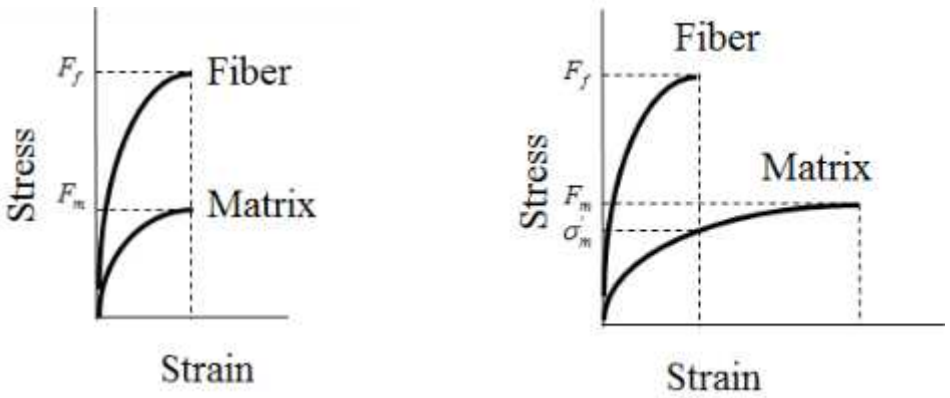
그림 2.9 일방향 복합재료이 역학적 모델

(나) 미시적 파괴 메커니즘

섬유와 매트릭스의 파단연신율이 같은 일방향 복합재료를 L방향으로 인장한 경우, 그림 2.10(a)와 같이 섬유와 매트릭스의 파단연신율이 같을 때는 섬유와 매트릭스의 인장강도를 각각 F_f, F_m라고 하면, 복합재료의 인장강도 F_L은 식 (1)에 의해서 다음식을 얻을 수 있다.

$$F_L = F_f V_f + F_m V_m \qquad (15)$$

그러나 실제로는 이러한 섬유와 매트릭스의 조합은 거의 없다. 유리섬유와 탄소섬유는 수지에 비해 파단연신이 작기 때문에 이런 섬유와 수지의 일방향 복합재료를 섬유방향으로 인장하면, 섬유가 먼저 파단된다고 생각할 수 있다. 이러한 섬유와 매트릭스의 조합에 있어서 그림 2.10(b)에 나타낸 바와 같이 섬유가 파단연신에 달했을 때, 매트릭스의 응력을 $\sigma_m^{'}$라고 하면, 복합재료의 σ_L은 다음식과 같다.



(a) 섬유와 매트릭스의 파단연신이 같은 경우 (b) 섬유보다 매트릭스의 파단연신이 클 경우

그림 2.10 섬유와 매트릭스의 응력-연신 관계

$$\sigma_L = F_f V_f + \sigma_m^{'} V_m \qquad (16)$$

섬유가 파단하면 섬유의 인장응력은 파단에서 0 이 되기 때문에 섬유 파단 근방에는 복합재료의 평균응력($F_f V_f + \sigma_m^{'} V_m$)을 매트릭스만이 지지하게 된다. 이때에 섬유 체적함유율 V_f가 충분히 작고,

$$F_f V_f + \sigma_m^{'} V_m < F_m V_m \quad (17)$$

로 된다면, 섬유가 파단해도 매트릭스는 파단되지 않는다. 따라서 복합재료로써의 파단은 매트릭스가 파단될 때에 발생한다. 이러한 의미의 복합재료의 파단은"매트릭스 지배"의 파단을 나타내고, 복합재료의 인장강도 F_L은

$$F_L = F_m V_m \quad (18)$$

로 된다. 한편, 섬유 체적 함유율(V_f)이 크고,

$$F_f V_f + \sigma_m^{'} V_m > F_m V_m \quad (19)$$

로 된다면, 섬유가 파단되면 즉시 매트릭스도 파단된다. 결국, 복합재료의 파단은 "섬유지배"로 되고, 복합재료의 인장강도는 다음식과 같다.

$$F_L = F_f V_f + \sigma_m^{'} V_m \quad (20)$$

즉, 인장강도와 섬유 체적 함유율의 관계는 식 (18)과 식 (20)에 따라서 그림 2.11과 같이 변화한다.

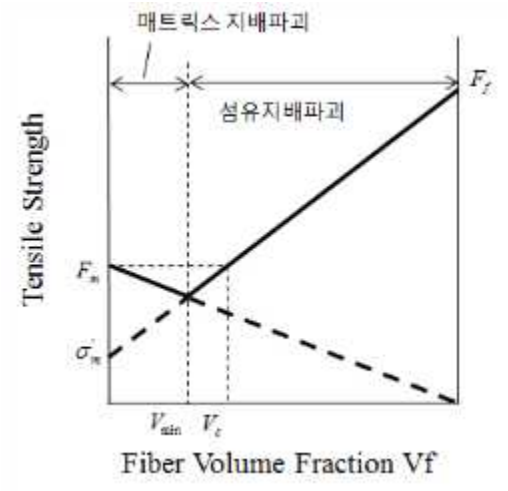


그림 2.11 취성섬유-연성 매트릭스 일방향 복합재료의 인장강도

복합재료의 파단모드가 매트릭스 지배에서 섬유지배로 전이하는 섬유 체적 함유율 $V_{\min}$은 식 (18)과 식 (20)에서 다음식으로 된다.

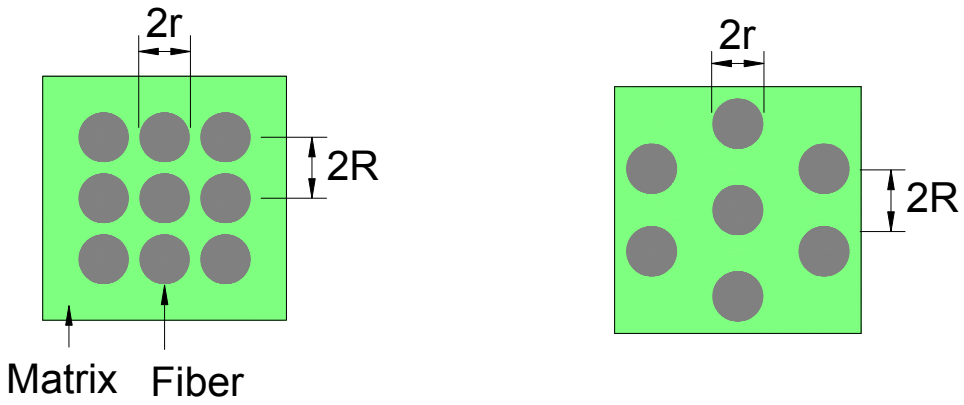
$$V_{\min} = \frac{F_m - \sigma_m^{'}}{F_f + F_m - \sigma_m^{'}} \quad (21)$$

한편, 섬유강화의 목적에서 보면 복합재료는 매트릭스 단독보다도 높은 강도를 갖는 것이 기대된다. 이 목적을 달성하기에 필요한 최소한의 섬유 체적 함유율 V_c는 식 (20)에서 F_L을 F_m으로 대치시켜 정리하면 다음식으로 된다.

$$V_c = \frac{F_m - \sigma_m^{'}}{F_f - \sigma_m^{'}} \quad (22)$$

위 식에서의 섬유 체적 함유율 V_c를 임계 섬유 체적 함유율(critical fiber volume fraction)이라고 한다. 그림 2.11에서 섬유 체적 함유율을 최소한 V_c이상으로 해야만 섬유

강화의 효과가 있는 것을 알 수 있다. 그리고 복합재료의 파단이 섬유지배인 경우에는, 섬유 체적 함유율을 높게 할수록 강도는 높게 된다. 단, 복합재료에 어느 정도까지 섬유를 충전 가능한가는 섬유의 형상이다. 강성 등에 의해서 제약을 받는다.



(a) 정방배열 (b) 육방배열

그림 2.12 섬유배열의 형태

섬유단면이 일정 직경의 원형이라고 하면 일방향 복합재료의 최대 섬유 체적 함유율은 그림 2.12와 같이 섬유가 이상적인 배열을 하면 정방배열과 육방배열로 생각할 수 있다. 섬유의 체적 함유율과 섬유의 직경을 고려하면 정방배열과 육방배열은 다음식으로 나타낼 수 있다.

$$V_f = \frac{\pi}{4}\left(\frac{r}{R}\right)^2 \ : \text{정방배열}$$
$$V_f = \frac{\pi}{2\sqrt{3}}\left(\frac{r}{R}\right)^2 \ : \text{육방배열} \qquad (23)$$

위 식에서 $r = R$인 이론적인 최대의 섬유 체적 함유율을 계산하면, 정방배열은 $V_{\max} = 0.785$, 육방배열은 $V_{\max} = 0.907$로 된다. 실제의 일방향 복합재료의 단면에는 섬유가 정방상으로 배열하고 있는 곳과 육방상으로 배열하고 있는 곳이 같이 관찰되기 때문에 최대 섬유 체적 함유율은 양자의 중간 값을 가진다고 추정된다. 탄소섬유 프리프레그(carbon fiber prepreg)를 사용한 적층재에는 $V_f \fallingdotseq 0.55 \sim 0.60$이 일반적이다.

파단연신율이 섬유보다도 매트릭스 쪽이 작은 경우에 복합재료를 인장하면 먼저 매트릭스에 균열이 발생한다고 생각된다. 그림 2.13(a)에 나타낸 바와 같이 매트릭스의 파단연신에 상당하는 연신율에 대한 섬유의 인장응력을 σ_f'로 하면, 섬유 체적 함유율이 작은 경우에는 복합재의 파단모드가 매트릭스 지배로 되고 복합재의 인장강도는

$$F_L = \sigma_f' V_f + F_m V_m \qquad (24)$$

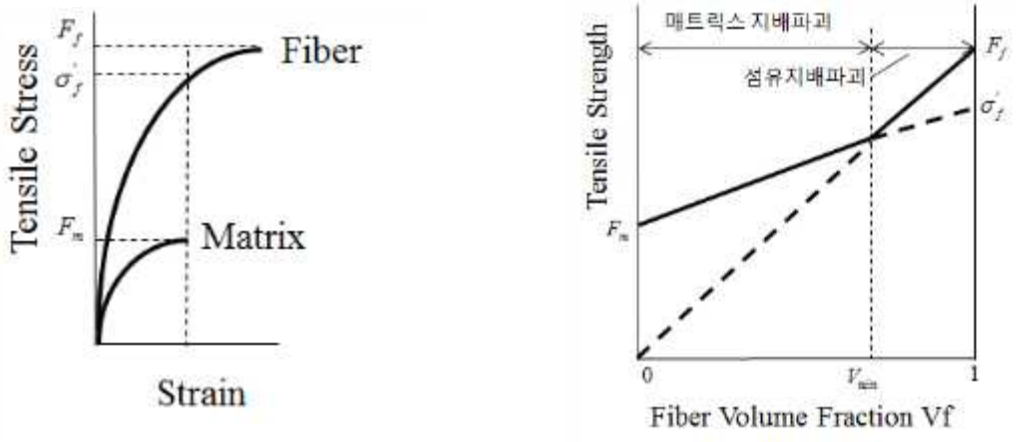
로 나타내어진다. 한편, 섬유 체적 함유율이 높은 경우에는 파단모드가 섬유지배로 되고,

$$F_L = F_f V_f \qquad (25)$$

로 된다. 따라서 복합재의 인장강도와 섬유 체적 함유율의 관계는 그림 2.13(b)와 같이 나타낼 수 있다. 파단모드(fracture mode)와 매트릭스 지배에서 섬유지배로의 전이는 섬유 체적 함유율 $V_{\min}$에서 발생한다.

$$V_{\min} = \frac{F_m}{F_m + F_f - \sigma_f'} \tag{26}$$

이러한 종류의 복합재료의 예로써는 유기섬유-몰탈 복합재료 등이 있다. 또한, 모르탈은 시멘트에 다량의 모래 및 물을 혼합해서 제조되기 때문에 섬유를 $V_f \fallingdotseq 0.1$이상으로 혼합하는 것은 실제로 곤란하다. 이렇게 섬유 체적 함유율이 작으면 섬유를 혼합해도 몰탈 매트릭스는 균열이 발생하기까지 복합재의 강도는 거의 증가하지 않는다. 그러나 섬유를 혼합하면 몰탈 매트릭스에 발생한 균열이 성장하는 것을 억제하는 데에 효과가 있다.



(a) 섬유와 매트릭스의 응력-연신 관계 (b) 일방향 복합재료의 인장강도와 섬유 체적 함수율

그림 2.13 연성섬유-취성 매트릭스 일방향 복합재료의 인장강도

⑵ FRP 적층 특성

복합 FRP 샌드위치 패널의 FRP 플레이트의 전반적인 기계적 특성은 두께에 따른 각도를 변화시켜 적층 섬유의 배치를 다르게 하여 여러 가지의 특성이 존재 할 수 있다. 단순화된 진행을 위해 탄성 속성은 재료시험 등을 통해 값을 얻은 후 적층의 강성특성을 고전 적층이론Johns,1999)을 통해 계산해 얻는다. 이러한 탄성 계수는 하중에 따라 실제 적층과 같이 거동하는 직교 이방성 강성을 나타낸다.

힘과 휨의 순간 인장과 곡률 사이의 관계는 다음과 같이 적용할 수 있다.

$$\begin{pmatrix} N \\ M \end{pmatrix} = \sum_{i=1}^{n} \int_{Z_{i-1}}^{Z_i} \begin{bmatrix} \overline{Q_i} & \overline{Q_i z} \\ \overline{Q_i z} & \overline{Q_i z^2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_0 \\ \kappa \end{pmatrix} dz = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon \\ \kappa \end{pmatrix} \tag{27}$$

여기서

$$[A, B, D] = \sum_{i=1}^{n} \overline{Q_i}[(z_i - z_{i-1}), \frac{1}{2}(z_i^2 - {z_{i-1}}^2), \frac{1}{3}(z_i^3 - {z_{i-1}}^3)] \quad (28)$$

$\overline{Q_i}$ 는 변형 감소 강성이며, A는 확장 강성 매트릭스이고 B는 확장 휨 커플링 매트릭스, D는 휨 강성 매트릭스, 그리고, z_i와 z_{i-1}은 기초 적층 형상에 정의 된다. z_i는 k^{th}층의 아랫방향의 거리에 있다. 플레이트 적층은 직교 이방성을 가정하며, 푸아송 비는 다음과 같이 계산된다.

$$v_{yx} = \frac{A_{12}}{A_{11}} \text{ and } v_{xy} = \frac{A_{12}}{A_{22}} \quad (29)$$

$$\begin{aligned} E_x &= \frac{A_{11}(1 - v_{xy}v_{yx})}{t} \\ E_y &= \frac{A_{22}(1 - v_{xy}v_{yx})}{t} \\ G_{xy} &= \frac{A_{66}}{t} \end{aligned} \quad (30)$$

여기서 t는 적층 두께이며 A_{ij}는 확장 강성 계수이다.

⑶ FRP의 주응력 및 변형률

FRP 내력패널 시스템의 거동은 재료에 따라 다르다. 가장 큰 차이점은 FRP 내력패널에 사용되는 적층의 재료특성에 (이방성재료의 배열)에 있다.

FRP 내력패널의 주응력과 변형 특성에 대한 수치적 해석에 대하여 기존의 방법에 대하여 조사하였다. FRP 재료에 대한 응력 및 변형의 관계를 그림 2.14와 같이 축방향의 주요 재료에 나타내었다.

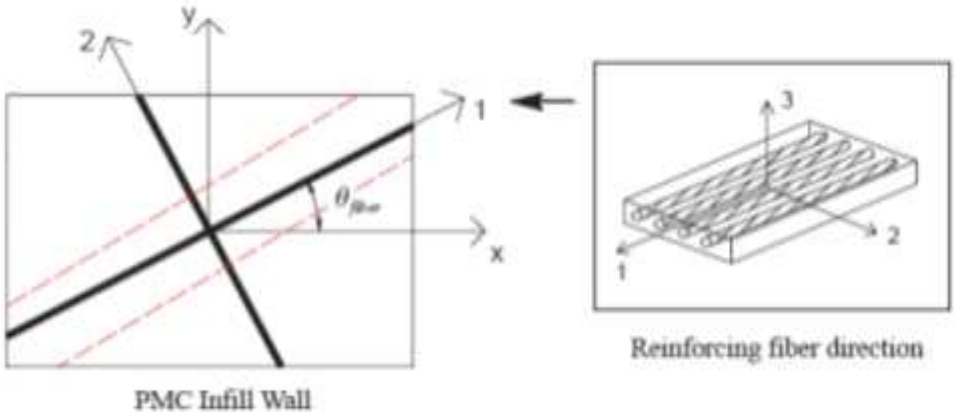


그림 2.14 축방향의 주요 재료

직교 이방성 적층 주요재료의 응력 변형률 관계는 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \tau_{12}\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}Q_{11} & Q_{12} & 0\\ Q_{12} & Q_{22} & 0\\ 0 & 0 & 0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\epsilon_1\\ \epsilon_2\\ \gamma_{12}\end{Bmatrix} \tag{31}$$

여기서, 엔지니어링 상수에 의해 감소된 강성은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} Q_{11} &= \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \qquad Q_{22} = \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \\ Q_{12} &= \frac{\nu_{12}E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} = \frac{\nu_{21}E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \qquad Q_{66} = G_{12} \end{aligned} \tag{32}$$

다른 적층 좌표계에서 응력은 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}\overline{Q_{11}} & \overline{Q_{12}} & \overline{Q_{16}}\\ \overline{Q_{12}} & \overline{Q_{22}} & \overline{Q_{26}}\\ \overline{Q_{16}} & \overline{Q_{26}} & \overline{Q_{66}}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\epsilon_x\\ \epsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix} \tag{33}$$

여기서, 변형된 감소 강성은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
\overline{Q_{11}} &= Q_{11}\cos^4\theta + 2(Q_{12}+2Q_{66})\sin^2\theta\cos^2\theta + Q_{22}\sin^4\theta \\
\overline{Q_{12}} &= (Q_{11}+Q_{22}-4Q_{66})\sin^2\theta\cos^2\theta + Q_{12}(\sin^4\theta+\cos^4\theta) \\
\overline{Q_{22}} &= Q_{11}\sin^4\theta + 2(Q_{12}+2Q_{66})\sin^2\theta\cos^2\theta + Q_{22}\cos^4\theta \\
\overline{Q_{16}} &= Q_{11}-Q_{12}-2Q_{66})\sin\theta\cos^3\theta + (Q_{12}-Q_{22}+2Q_{66})\sin^3\theta\cos\theta \\
\overline{Q_{26}} &= (Q_{11}-Q_{12}-2Q_{66})\sin^3\theta\cos\theta + (Q_{12}-Q_{22}+2Q_{66})\sin\theta\cos^3\theta \\
\overline{Q_{66}} &= (Q_{11}+Q_{22}-2Q_{12}-2Q_{66})\sin^2\theta\cos^2\theta + Q_{66}(\sin^4\theta+\cos^4\theta)
\end{aligned} \tag{34}$$

임의의 좌표에서 위의 식은 개별 적층의 방향에 대한 다양한 방향의 해석에 유용하다. 위의 두 방정식은 다층구조에서 적층의 k^{th}층에 응력 변형의 관계로 이루어진다. 따라서

$$\sigma_k = [\overline{Q}]_k\epsilon_k \tag{35}$$

로 쓸 수 있다.

일반적으로, 식에서 보여지는 응력과 변형률은 적층 두께에 따라 다양하다. 변형의 두께를 통해 변화하며, 이 내용은 기본 적층 이론에서 k^{th}층의 응력은 중간 표면의 변형률과 곡률에 대해 표현될 수 있다.

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix}_k = \begin{bmatrix}\overline{Q_{11}} & \overline{Q_{12}} & \overline{Q_{16}}\\ \overline{Q_{12}} & \overline{Q_{22}} & \overline{Q_{26}}\\ \overline{Q_{16}} & \overline{Q_{26}} & \overline{Q_{66}}\end{bmatrix}_k \left[\begin{Bmatrix}\epsilon_x\\ \epsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix} + z\begin{Bmatrix}k_x\\ k_y\\ k_{xy}\end{Bmatrix}\right] \tag{36}$$

$\overline{Q_{ij}}$는 적층의 각 층에 대해 모두 다를 수 있다. 적층 두께에 대한 응력의 변화는 일정하지 않으며, 두께를 통한 응력과 변형률의 가상변화를 그림 2.15에 나타내었다.

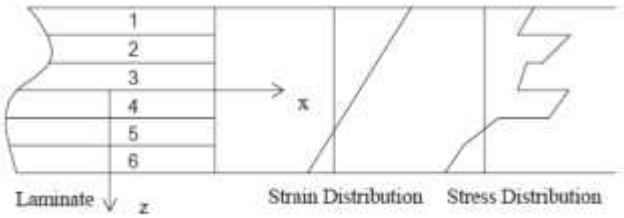


그림 2.15 두께를 통한 응력 및 변형률의 가상변화

대각선 축 변형을 받게 되는 FRP 내력패널 시스템은 적층의 두께 전체를 통해 응력과 변형률이 분포한다는 것을, 수치 분석을 사용하는 기존의 연구를 통하여 알 수 있다. 특히, 스트레인 변화는 표면의 적층의 두께를 통해 FRP 샌드위치 내력패널 시스템에 대하여 확인 되었다. 그림 2.16은 서로 다른 방향에 따른 FRP 샌드위치 내력패널의 표면 적층의 변형률 변화에 대한 수치 해석 결과를 보여준다.

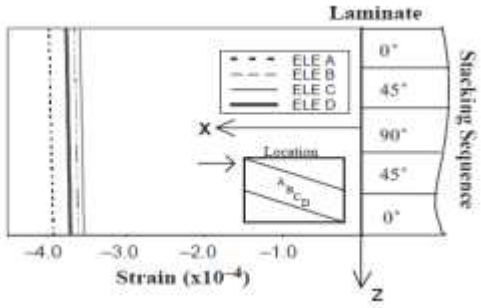


그림 2.16 FRP 내력패널의 변형률 분포를 위한 수치해석 결과

수치 결과에서, 휨에 대한 중간 표면의 곡률에 대한 효과는 FRP 내력패널 시스템에 대하여 무시 할 수 있을 만큼 작은 것으로 확인되었다. 이것은 다음의 중간 표면의 변형식과 유사하다. 단순화 된 관계식은 다음과 같이 정의 된다.

$$\begin{Bmatrix}\epsilon_x\\ \epsilon_y\\ \epsilon_{xy}\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}\epsilon_x^o\\ \epsilon_y^o\\ \gamma_{xy}^o\end{Bmatrix} \tag{37}$$

그림 2.17은 예상 변형률 분포를 보여준다. 많은 실제 경우와 단순화를 위하여 변형 분포가 일정하다고 가정한다.

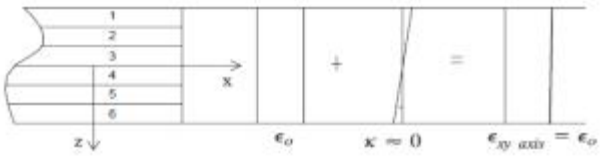


그림 2.17 예상 변형률 분포

이 가정은 FRP 내력패널이 순수 축 변형을 받는 경우에 적합하다. 끝으로 위에 식의 일반적인 표현은 다음과 같이 요약할 수 있다.

$$\sigma_k = [\overline{Q}]_k \epsilon_k^o \qquad (38)$$

적층의 축방향의 응력과 변형률을 위의 식을 이용해 결정하고 주응력과 주변형률의 결정에 사용된다. 주평면의 모아원을 그림 2.18에 나타내었다.

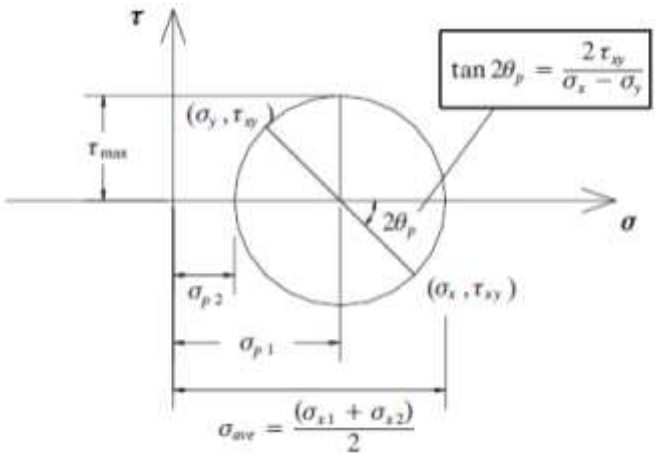


그림 2.18 주평면의 모아원

일반적으로 직교 이방성 속성을 갖는 적층 구조에서, 주요 평면의 응력과 변형률의 방향은 적용하중의 층에 따라 다양하다. 전체적인 FRP 내력패널의 주요 평면은 각층의 주응력과 변형률의 합으로 결정된다.

표 2.3는 각각 다른 수지방향의 주응력과 변형률이 요약되어있다. 변형률과 응력을 위한 주축은 FRP 샌드위치 내력패널의 보강 효과 범위에서 조사 되었다.

표 2.3 수치해석 결과를 통한 FRP 패널의 주응력 및 변형률(degree)

	Point 1		Point 2	
	Principal Strain	Principal Stress	Principal Strain	Principal Stress
0°	38.94	36.22	38.44	35.84
45°	38.94	39.62	38.44	39.16
90°	38.94	41.30	38.44	40.67

2. FRP 인장실험

본 실험에서 사용된 복합재료섬유는 유리섬유와 탄소섬유이며, 기지재료는 에폭시를 사용하였다. 유리섬유와 탄소섬유의 일반 물리적 특성인 인장강도와 탄성계수를 확인하기 위하여 유리섬유 및 탄소섬유 인장 실험체를 제작하였으며, 인장 시험기를 사용하여 인장실험을 수행하였다.

가. 실험체 제작

유리섬유 및 탄소섬유 시험체는 ASTM D3039 규격에 준하여 섬유별로 각각 5개씩 총 10개가 제작되었으며, 그림 2.19와 그림 2.20에 각각 유리섬유 및 탄소섬유 인장실험체의 형상이 나타나있다. 유리섬유 및 탄소섬유 시험체의 섬유 배열방향은 모두 일방향(Unidirectional)으로 제작되어 실험체가 하중에 대하여 고르게 저항할 수 있도록 그립부분에 탭을 설치하였다.

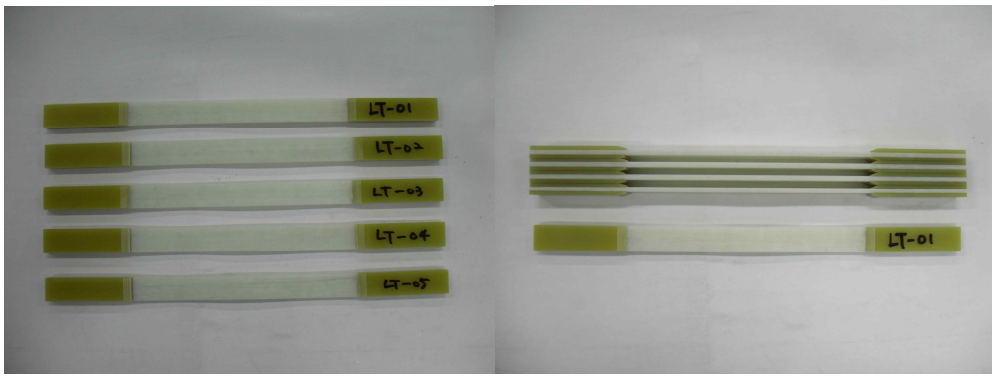


그림 2.19 유리섬유 인장 시험체

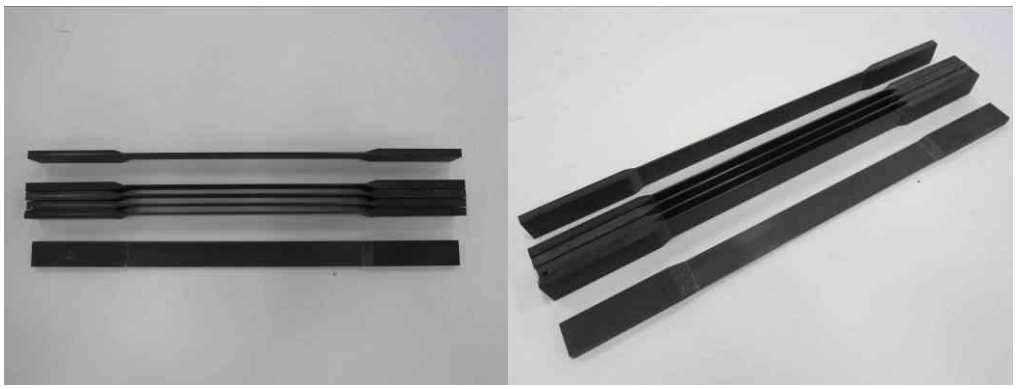


그림 2.20 탄소섬유 인장 시험체

유리섬유 및 탄소섬유 인장실험체를 제작한 후, 응력 집중을 방지하기 위하여 거친 부분과 모서리 부분은 샌드페이퍼로 샌딩하였다. 실험체 제작이 완료된 후에 시험편의 크

기를 측정하였으며, 스트레인게이지를 부착하였다. 표 2.4는 시험편 크기를 나타낸다. 시험편의 크기는 마이크로미터기로 측정하였으며, 시험편의 상, 중, 하면으로 3회 측정하여 평균값을 적용하였다.

표 2.4 시험편 크기

Specimens	두께 (mm)	폭 (mm)
Glass UD LT-01	2.962	14.538
Glass UD LT-02	2.973	14.704
Glass UD LT-03	2.961	14.783
Glass UD LT-04	2.962	14.793
Glass UD LT-05	2.973	14.823
Avg.	**2.966**	**14.728**
Cabon UD LT-01	1.038	14.718
Cabon UD LT-02	0.945	14.581
Cabon UD LT-03	1.039	14.404
Cabon UD LT-04	1.028	14.704
Cabon UD LT-05	1.036	14.763
Avg.	**1.017**	**14.634**

나. 실험 방법

유리섬유 및 탄소섬유의 인장실험을 수행하기 위하여 인장 시험기를 사용하였다. 인장 시험시 2mm/min(ASTM 3039)의 속도로 시험체에 변위하중을 재하하였다. 그림 2.21은 인장 시혐을 나타내고 있다.

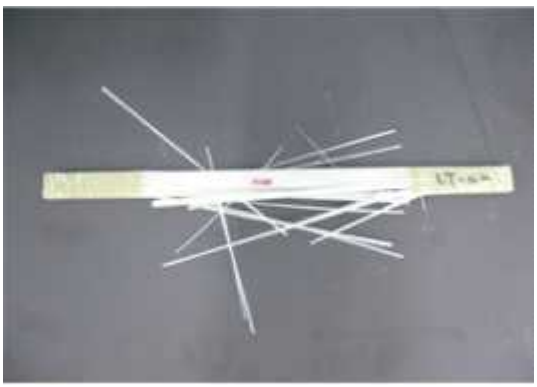


그림 2.21 인장실험

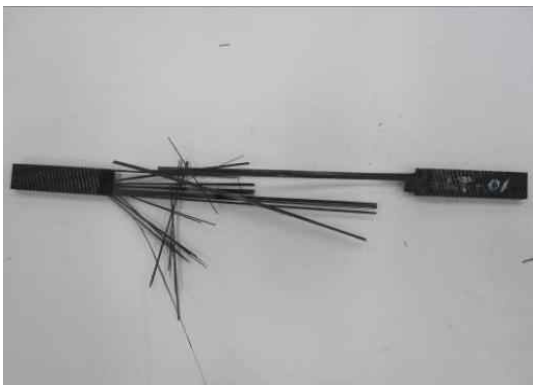
시험체의 변형률을 측정하기 위하여 각 시험체에 스트레인게이지를 부착하였고, 데이터로거를 이용하여 변형률을 측정하였다. 시험체의 하중은 인장시험기의 로드셀에서 측정되었다.

다. 인장 실험 결과

그림 2.22은 유리섬유 및 탄소섬유 인장실험체의 최종 파괴 형상을 나타낸다. 유리섬유 및 탄소섬유 인장실험체에 변위하중이 가해지면서 실험체 형상에는 큰 변화가 없었으며, 최대하중에 도달하면서 섬유가 동시에 다발적으로 급작스럽게 파괴되었다.



(a) 유리섬유 파괴형상



(b) 탄소섬유 파괴형상

그림 2.22 섬유 파괴형상

표 2.5는 인장실험결과를 나타낸다. 유리섬유 인장시험체의 최대강도는 평균 1,213MPa 이었으며, 최대강도시 변형률, 즉 연신률은 평균 2.65%, 탄성계수는 47,400MPa로 나타났다. 탄소섬유 인장시험체의 최대강도, 연신률 및 탄성계수는 각각 1,878MPa, 1.32% 및 141,000MPa로 나타났다. 탄소섬유의 강도와 탄성계수는 유리섬유 보다 높은 것을 알 수 있으며, 반면에 탄성계수가 낮은 유리섬유의 연신율은 탄소섬유의 연신률보다 크게 나타났다.

표 2.5 인장실험 결과

Specimens	최대강도 (MPa)	최대강도시 변형률 (μ)	탄성계수 (MPa)	비고
Glass UD LT-01	1,166	26,161	46,200	
Glass UD LT-02	1,251	27,231	47,700	
Glass UD LT-03	1,251	27,253	47,900	
Glass UD LT-04	1,188	25,481	47,700	
Glass UD LT-05	1,211	26,499	47,400	
Avg.	**1,213**	**26,525**	**47,400**	
Cabon UD LT-01	1,811	13,211	140,600	
Cabon UD LT-02	2,285	13,795	153,600	
Cabon UD LT-03	1,828	12,614	138,800	
Cabon UD LT-04	1,658	(failed)	135,000	스트레인게이지 탈락
Cabon UD LT-05	1,806	13,287	141,000	
Avg.	**1,878**	**13,227**	**141,800**	

그림 2.23과 그림 2.24는 유리섬유 및 탄소섬유 인장실험체의 응력-변형률 관계를 나타낸다. 복합재료의 가장 큰 특징은 섬유 배열 방향으로 인장강도가 우수하며, 탄성적 거동을 하는 것이다. 응력-변형률 관계를 보면 변형률과 응력이 선형적 관계이며, 이러한 관계가 최종 파괴시까지 나타났다.

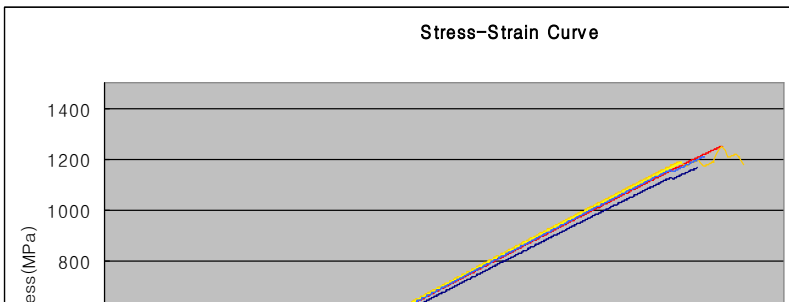


그림 2.23 응력-변형률 관계(유리섬유 시험체)

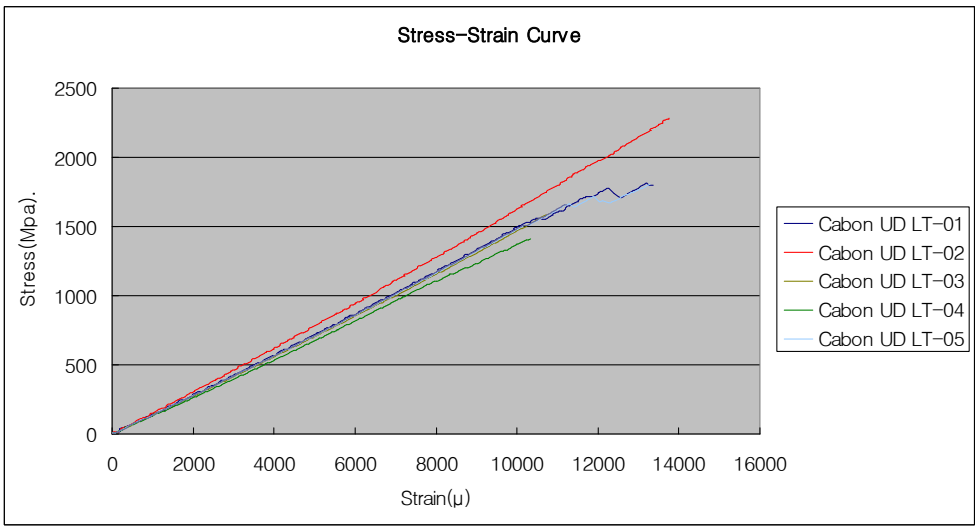


그림 2.24 응력-변형률 관계(탄소섬유 시험체)

3. 온도 영향에 따른 FRP 인장실험

보강재료로 사용되는 복합재료(FRP)의 역학적 성질변화를 평가하기 위하여 인위적인 온도를 적용하여 실험 시편을 가열 시킨 후 인장시험을 수행하였다.

보강재의 복합재료 섬유는 E-glass(Electrical glass)를 사용하였다. E-glass는 무알칼리 유리라 불리며 비교적 용융하기 쉬운 유리로 전기 절연성이 높으며 방사성이 양호하다. 그리고 내풍화성이 높고 성능이 우수하여 복합재료 적층용으로 가장 많이 사용된다. 그러므로 이와 같은 재료를 선정하여 실험을 수행하였다.

FRP 복합체 제작에는 섬유와 수지를 직접 적층하여 상온에서 현장제작이 가능한 핸드레이업(Hand lay-up) 공정과 공장에서 진공상태의 고온고압(120~200℃)으로 제작하는 두 가지 공정이 있다. 이 두가지의 제작공정에 따라 제작된 복합재료의 기본적인 역학적 성질은 다르지 않은 것으로 알려져 있지만 높은 온도의 외기에 노출 된다면 그 성질이 다를 것으로 예상되므로 본 장에서 그에 따른 실험을 실시하였다.

현장제작용 FRP 재료의 인장실험은 시편의 일부분(중앙부)에 직접 고온로로 노출시켜 시편의 표면 온도의 변화에 따라 실험을 실시하였으며, 공장제작용 FRP 재료에 대한 인장실험에서는 시편 자체를 가열로(고온챔버)에서 높은 외기온도에 노출시켜 외기 온도의 변화에 따라 실험을 실시하였다 (2005, Foster와 Bisby).

가. 현장제작용 FRP 재료의 고온 노출 인장실험

온도변화에 따른 현장제작용 복합재료(GFRP)의 역학적 성질변화를 평가하기 위하여 FRP 시험시편 상에 인위적으로 적용온도를 각각 상온(약20℃), 100℃, 200℃, 250℃의 열로 가열시킨 후에 재료시험기를 이용하여 인장시험을 수행하였다. 아래 그림 2.25와 같은 Woven fabric 형태는 Hand lay-up 공정에 가장 일반적으로 쓰이는 조직으로 경사와 위사가 1본씩 교차하여 직조되며 좌우 균등한 힘을 받는 소재에 적합한 직조방식이다. 인장시편의 제작에 사용된 수지의 종류는 폴리에스테르수지이며 사용된 섬유의 종류는 유리섬유이다. 인장시편은 유리섬유에 Epoxy Polyester를 함침 하여 제작하였다. 표 2.6은 Woven fabric의 규격을 나타내고 있다.

표 2.6 Woven fabric 규격

사양	규격
단면적당 무게(g/㎡)	570
위사수 (개/25mm)	7.0
경사수 (개/25mm)	6.4
직조폭 (mm)	1000

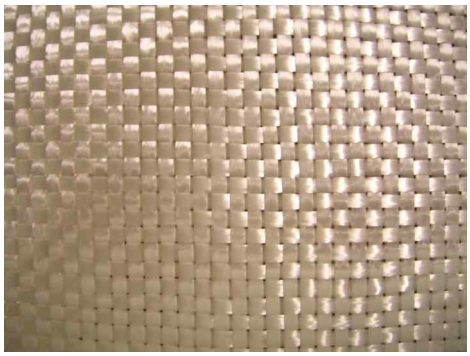
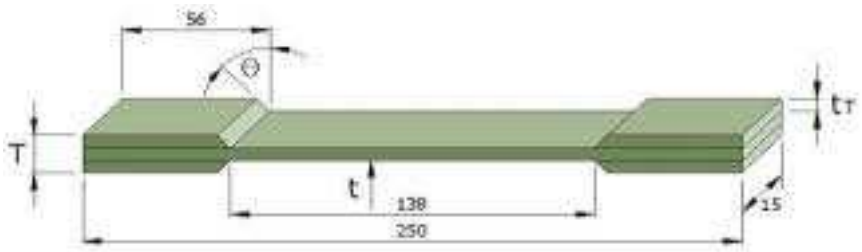


그림 2.25 Woven fabric의 형태

시편형상은 그림 2.26과 같이 인장시험 시편규격인 ASTM D3039/D3039M의 규정에 따라 판형으로 제작되었다. 시편에 대한 형상과 실제 제작된 인장시험시편은 그림 2.27과 같다. 시편은 양쪽 끝단에서 파단을 예방하기 위해 Tab을 부착하였다. 제작된 시편의 종류는 표 2.7과 같이 정리하였다.



t(mm) (Thickness)	T(mm) (Overall hickness)	tT(mm) (Tab Thickness)	θ (°)
2.3	6.5	2.2	0

그림 2.26 ASTM 현장제작용 인장시편 규격



그림 2.27 현장제작용 GFRP 복합재료 인장시편

표 2.7 현장제작용 시편종류

시편No	온도(℃)	수지	섬유	개수
P-01,02,03	20	폴리에스테르 수지	유리 섬유	3
P-04,05,06(100)	100			3
P-07,08,09(200)	200			3
P-10,11,12(250)	250			3

온도변화에 따른 인장 실험을 위하여 MTS 재료시험기(100kN)와 Test StarⅡs가 사용되었다. 온도변화는 MTS 재료시험기에 부착된 고온로(Heat Furnace, 최대온도 : 1450℃)를 사용하였다. 인장시험 수행 시, 측정될 변형률(Strain)은 Extensometer(Gage length : 20 ㎜)가 사용되었다. 고온시험에 사용될 MTS 재료 시험기와 고온로는 그림 2.28와 같다.

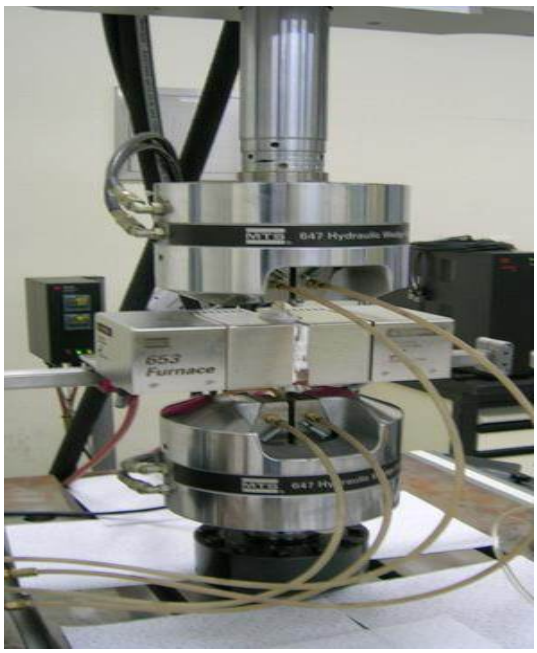


그림 2.28 MTS 재료시험기 및 고온로



그림 2.29 열에 손상된 시험시편

- 적정 온도

본 연구에서 고온시험에 적용된 온도는 각각 상온(약 20℃), 100℃, 200℃, 300℃로 계획되었다. 하지만 그림 2.29과 같이 250℃이상에서 온도를 올리자마자 연기가 분출되고 시편이 바로 연소될 위험이 있기에 인장시험이 불가능하다고 판단하여, 한계온도를 250℃로 수정하였다. 각 온도별로 3개의 시편을 이용하여 실험적 오차를 줄이고자 하였다.

-적정 노출시간

복합재료는 적용온도에 가열되는 시간이 길수록 재료의 역학적 성질이 더욱 감소하고, 복합재료의 두께에 따라 열에 손상되는 범위도 달라진다. 따라서 온도변화에 대한 특성을 알아보기 위해서는 모든 시편에 가열시간을 일정하게 적용할 필요가 있다. 기존 실험결과에서 가열시간이 30분이 경과하면 상태 변화가 관찰되었기 때문에 본 연구에는 상온시험을 제외한 고온시험에서는 30분의 가열시간을 부여하였다.

온도에 따른 인장시험결과, 아래 그림 2.30과 같이 Woven fabric / Polyester시험시편의 각 온도별 시편의 파단형상을 보여주고 있다. 그림 2.30에서 보는 것과 같이 200℃이상에서는 매트릭스가 손상되었음을 확인할 수 있다.

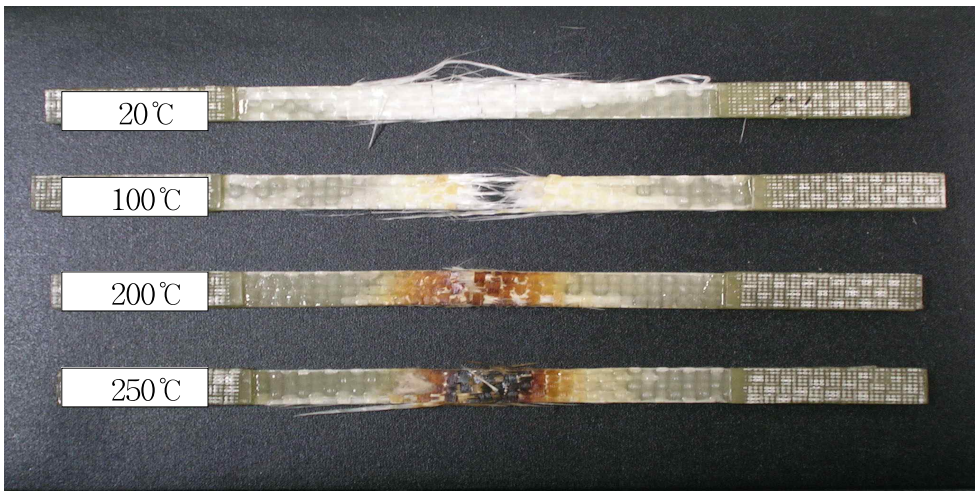
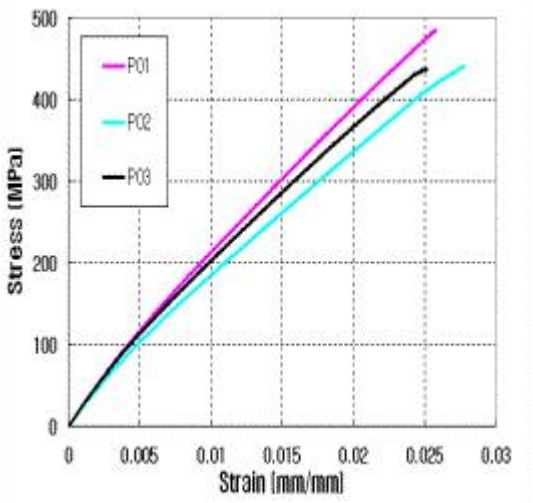
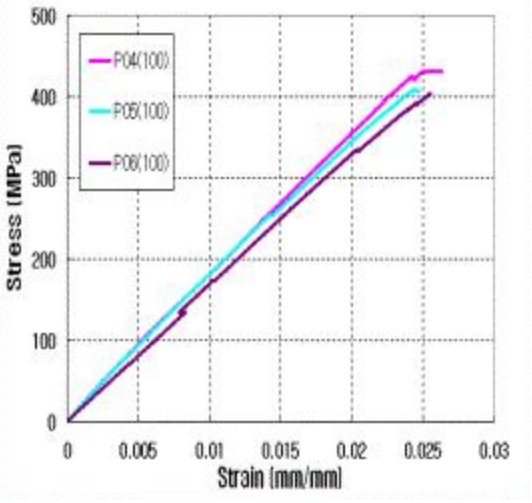


그림 2.30 현장제작용 GRFP 시편의 파괴형상

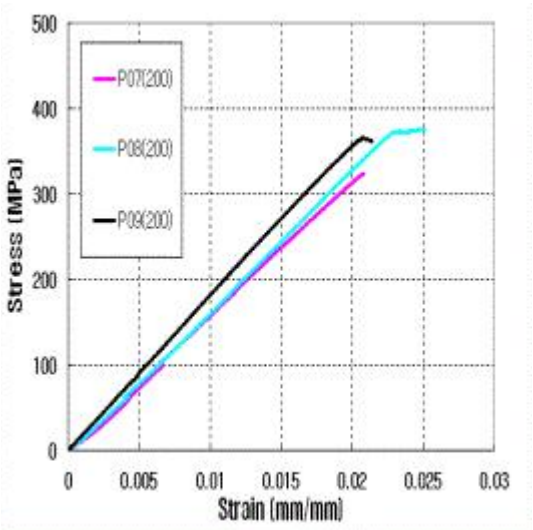
상온(약 20℃), 100℃, 200℃, 250℃의 온도에서 각각 3개의 시편을 인장시험을 한 결과, 다음 그림 2.31같은 각 온도별 응력-변형률을 작성하였다. 온도가 높을수록 응력-변형률 곡선의 기울기는 점점 선형(linear)으로 변하고 있다. 이는 매트릭스가 고온에 연소됨에 따라, 선형재료인 유리섬유가 모든 외력을 받으므로 전체 재료적 성질도 같이 변화하는 것으로 분석된다.



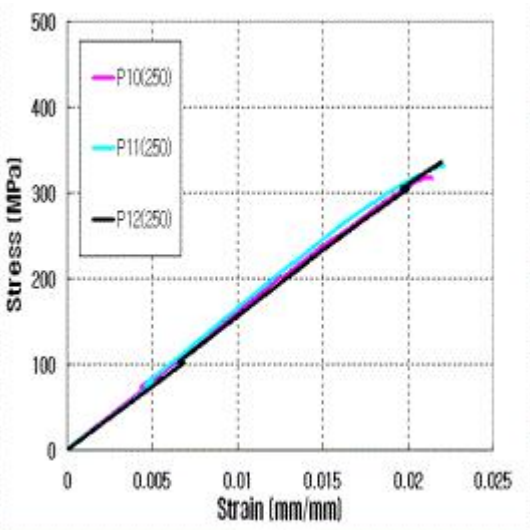
P-01,02,03(20℃)



P-04,05,06(100℃)



P-07,08,09(200℃)



P-10,11,12(250℃)

그림 2.31 각 온도별 응력-변형률 그래프(현장제작용 GFRP)

온도에 따른 인장시험에 대한 실험결과는 아래 표 2.8과 같다. 각각의 온도에 따라 3개의 시편이 실험되었으며, 후에 3개의 실험결과를 평균한 것이다. 유리섬유에 폴리에스테르를 함침 하여 제작한 시편의 탄성계수는 250℃에서 약 35%가 감소하였다. 인장강도의 경우는 약 28%가 감소하였다. 즉 온도가 상승할수록 복합재료의 역학적 물성값이 감소하였다.

표 2.8 온도에 따른 인장실험 결과(현장제작용 GFRP)

Specimen	Temperature (℃)	Heating Time (min)	Modulus of Elasticity (GPa)	Tensile Strength (MPa)	Ultimate Strain
P01	상온(20℃)	-	23.98	485.58	0.02580
P02	상온(20℃)	-	21.50	440.50	0.02774
P03	상온(20℃)	-	23.69	436.65	0.02516
Average			23.06	454.24	0.02623
P04	100℃	30	19.18	430.41	0.02640
P05	100℃	30	19.17	409.07	0.02448
P06	100℃	30	16.16	403.11	0.02556
Average			18.17	414.20	0.02548
P07	200℃	30	13.41	323.11	0.02076
P08	200℃	30	15.25	375.13	0.02497
P09	200℃	30	17.96	365.06	0.02078
Average			15.54	354.43	0.02217
P10	250℃	30	15.54	317.18	0.02144
P11	250℃	30	14.62	330.58	0.02215
P12	250℃	30	14.86	335.12	0.02195
Average			15.00	327.63	0.02185

나. 공장제작용 FRP 재료 인장실험

온도변화에 따른 공장제작용 복합재료(GFRP)의 역학적 성질변화를 평가하기 위하여 FRP 시험시편 상에 인위적으로 적용온도를 각각 상온(약20℃), 100℃, 150℃, 200℃, 250℃, 280℃의 열로 가열시킨 후에 재료시험기를 이용하여 인장시험을 수행하였다. 실험시편의 제작은 앞에서 설명한 바와 같이 공장에서 진공상태의 고온고압으로 제작되었다. 제작시의 온도는 120~200℃이므로 이와 같은 온도의 외기 노출 시에 재료의 역학적 성질이 변할 것으로 예상된다. 실험방법으로는 시편자체를 가열로(고온챔버)에서 높은 외기온도에 노출시키는 방법으로 실시하였으며, 설정한 적용온도에서 90분 동안 지속적으로 노출되도록 하였다(Foster and Bisby 2005). 그림 2.32는 공장제작용 복합재료 인장시편을 보여주고 있으며, 각 시편의 종류를 표 2.9에서 정리하였다.



그림 2.32 공장제작용 GFRP 복합재료 인장시편

표 2.9 공장제작용 시편종류

시편No	온도(℃) / 노출시간(min)	수지	섬유
EP-01	20 / -	폴리에스테르 수지	유리 섬유
EP-02	100 / 90		
EP-03	150 / 90		
EP-04	200 / 90		
EP-05	250 / 90		
EP-06	280 / 200		

- 적정 온도 및 노출시간

본 연구에서 고온시험에 적용된 온도는 최고 280℃이다. 계획된 온도에서 250℃까지는 해당 온도에 대한 노출 지속시간을 90분으로 설정하였다. 이와 같이 250℃까지는 외관상 시편의 변화가 거의 없었으므로 본 실험에서 사용되는 가열로(고온챔버)가 허용하는 최고 온도 280℃에서 외관상 시편의 변화가 감지되는 시간까지 노출하도록 하였다. 그 결과 280℃에서 200분간 노출되었을 때 외관상 시편의 변화를 확인한 후 인장실험을 실시하였다. 즉, 280℃에서 노출된 시편이란 280℃온도에서 200분간 지속적으로 노출된 시편을 뜻한다.



가열로(고온챔버)



EP06(280℃) 고온 노출된 후 실험시편

그림 2.33 가열로 및 EP06 실험시편

그림 2.33에서 가열로 및 EP06(280℃)시편이 고온에서 가열 된 후의 모습을 보여주고 있다. 시편이 280℃에서 200분간 노출되더라도 외관상 변화는 거의 없다는 것을 알 수 있다. 다만, 아주 국부적인 매트릭스의 분리와 단단한 정도인 경도의 차이가 미소하게 감지되었으므로 고온노출을 종료하고 인장실험을 실시하였다.

상온(약20℃), 100℃(EP02), 150℃(EP03), 200℃(EP04), 250℃(EP05), 280℃(EP06)의 온도에서 인장시험을 한 결과를 그림 2.34와 같이 응력-변형률 곡선으로 작성하였다. 노출

온도에 따라 최대응력과 변형률은 다소 차이가 있으나 선형(linear)으로 거의 동일한 기울기를 보이고 있다. 그리고 시편의 노출온도에 따라 최대응력의 변화가 일정하지 않음을 알 수 있다. 다만, 280℃에서 노출된 시편의 곡선 기울기가 그 외의 시편과는 근소하게 낮으며, 최대응력에 도달 시 비선형 곡선의 형태를 보이고 있다는 것을 알 수 있다.

표 2.10에서 온도에 따른 인장실험 결과를 정리하였다. 이와 같은 실험 결과는 250℃이상의 고온 노출에서는 최대응력이 다소 저하되고 있지만, 고온에 노출 되더라도 역학적 물성에 큰 변화가 없다는 것을 나타내고 있다. 따라서 공장제작용 FRP는 제작상의 특성상 현장제작 복합재료에 비하여 고온에서 성능 감소가 비교적 발생하지 않음을 확인하였다. 특히, 역학적 성질의 변화가 있을 것으로 예상되었던 제작시 온도(약200℃) 에서도 역학적 성질에 큰 변화가 없으므로 본 연구에서 제작되는 보강재료는 진공상태의 고온고압에서 제작되는 공장제작용 재료를 사용하여, 보강재의 내구성을 확보하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

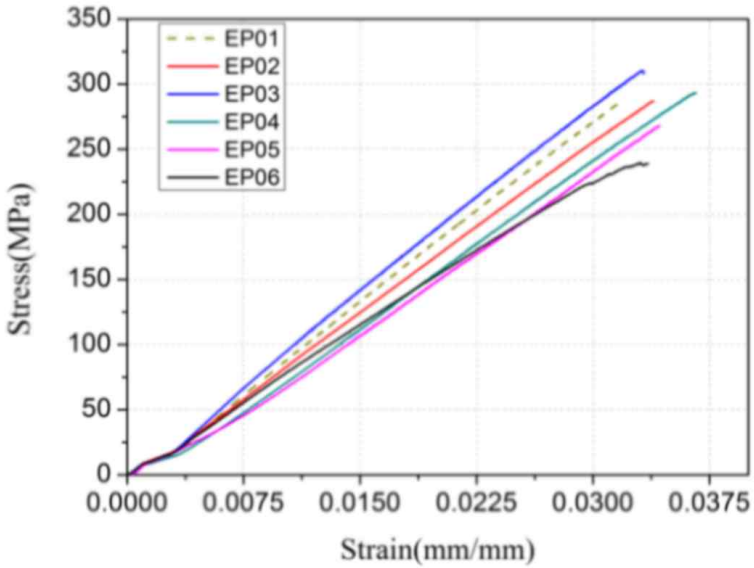


그림 2.34 각 온도(시편)별 응력-변형률 그래프(공장제작용 FRP)

표 2.10 온도에 따른 인장실험 결과(공장제작용 GFRP)

Specimen	Temperature (℃)	Heating Time (min)	Tensile Strength (MPa)
EP01	상온(20℃)	-	288.62
EP02	100℃	90	285.96
EP03	150℃	90	308.46
EP04	200℃	90	293.14
EP05	250℃	90	268.00
EP06	280℃	200	238.84

4. 고온에 노출된 FRP-횡구속 콘크리트 압축성능 평가

FRP재료가 고온에 노출될 경우 재료적 물성치에 변화가 발생한다. 따라서 FRP에 의해서 구속을 받는 콘크리트의 거동 또한 주위 온도에 따라 변화 될 것으로 예측된다. 이를 확인하기 위하여 고온에 노출된 FRP-횡구속 콘크리트의 압축 성능을 평가하였다. 콘크리트는 화재 시 콘크리트 내부의 공기가 팽창하며 콘크리트 표면을 손상시키며, FRP 보강재의 경우에도 온도영향에 따라 성능이 저하되는 현상이 발생한다. 따라서 이러한 복합현상이 발생할 경우에 대한 정확한 거동분석을 하고자 하였다. 본 연구에서 실험 범위는 아래와 같다.

- 함침 된 수지종류에 따른 고온노출 FRP(GFRP, CFRP)-구속 콘크리트의 압축강도 평가
  - 일반 에폭시 수지를 사용하여 제작된 FRP-횡구속 실험체 성능평가
  - 내화보강용 수지를 사용하여 제작된 FRP-횡구속 실험체 성능평가
- 섬유 종류에 따른 고온노출 FRP(GFRP, CFRP)-구속 콘크리트의 압축강도 평가
  - GFRP 및 CFRP에 따른 FRP-횡구속 실험체 성능평가
- 콘크리트 압축강도에 따른 GFRP로 구속 후 온도에 대한(상온, 100, 150, 200℃) 실험체를 온도별로 각각 3개 이상 제작하여 압축강도 평가
  - 저강도 콘크리트 18MPa
  - 보통강도 콘크리트 24MPa
  - 고강도 콘크리트 30MPa

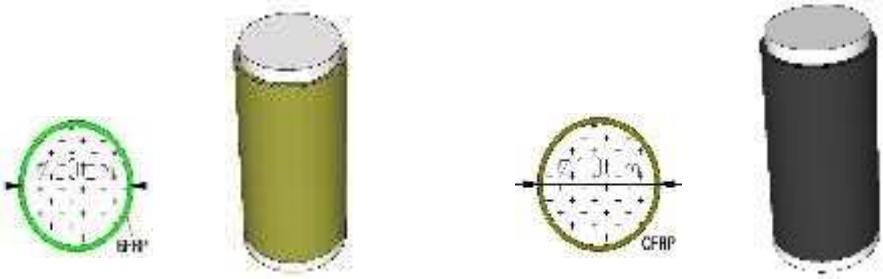
``

가. 실험체 제작

본 연구에서 사용한 구속 실험체를 제작하기 위하여 Φ100×200mm 원형 콘크리트 공시체 81개를 제작하였다. 그 중 FRP로 보강된 실험체는 72개이며 무보강 실험체는 9개이다. FRP-횡구속에 사용할 FRP복합체의 섬유는 구조보강용 섬유로 일반적으로 사용되는 Glass-Fiber와 Carbon-Fiber를 사용하였다. 보강전 콘크리트 실험체 설계 강도는 저강도 18MPa, 보통강도 24MPa, 고강도 30MPa로 각각 선정하였다. 콘크리트 공시체는 타설 후 재령 28일 표준 양생하였다. 실험체의 형상은 아래 그림 2.35와 같다. 각각의 실험에 사용될 변수별 실험체의 종류는 각각 3개씩, 총 81개의 시편을 제작하였다.



(a) 콘크리트 실험체 제작 형상



(b) GFRP 구속 콘크리트 (c) CFRP 구속 콘크리트

그림 2.35 FRP 구속 콘크리트의 원형 실험체 평면도 및 완성실험체 형상

제작된 구속실험체는 실제 공장에서 생산되고 있는 FRP(GFRP, CFRP)를 사용하였다. 기존의 핸드 레이업방식은 기술의 숙련도에 따라 제품의 품질이 크게 좌우되었다. 실험체의 가해지는 섬유의 긴장력을 일정하게 하여 실험체의 품질을 관리하고자 하였다. 섬유 와인딩시 실험체에 가해지는 긴장력을 일정하게 가력하기 위하여 구속장비를 개발하였다. 실험체 제작에 사용된 필라멘트 와인딩기는 단방향 섬유를 사용하여 일정한 구속력으로 FRP를 콘크리트에 구속 시켰으며 구속 장비 및 실험체 구속 장면은 아래 그림 2.36과 같다. 구속 장비를 사용함으로써 구속 긴장력을 일정하게 할 뿐만 아니라, 수지함침량과 보강두께를 일정하게 유지할 수 있다. 이로써 실험체의 품질을 핸드 레인업방식보다 균일한 실험체를 제작할 수 있었다. 실험체의 FRP 구속을 위한 보강두께는 1.2~1.5mm 범위에 속한다.



그림 2.36 필라멘트 와인딩 장치

실험체 구속후 양생온도는 22~25℃에서 24시간 양생을 하였다. 완성된 실험체 형상은 그림 2.37와 같으며 실험 변수에 따른 각각 실험체 제원은 아래 표 2.10과 같다.



그림 2.37 완성된 구속 실험체

표 2.11 실험체 제원

No	Specimen	Fiber type	Resin type	Thick of FRP (mm)	Weight (g)			Resin content (%)	Temperature (℃)
					Conc (1)	Conc.,Fiber,Resin (3)	Resin (4)= (3)-(2)-(1)*(2) fiberweight Glass:114, Cabon:84		Laboratory
1	N18-1								
2	N18-2								
3	N18-3								
4	G18E_ROOM-1	Glass	Epoxy	1.31	3298	3442	30	20.8	10.2
5	G18E_ROOM-2			1.36	3312	3468	42	26.9	10.2
6	G18E_ROOM-3			1.36	3322	3478	42	26.9	10.2
7	G18E_100-1			1.33	3292	3446	40	26.0	10.2
8	G18E_100-2			1.24	3358	3510	38	25.0	10.2
9	G18E_100-3			1.46	3348	3504	42	26.9	11
10	G18E_150-1			1.35	3288	3444	42	26.9	11
11	G18E_150-2			1.33	3308	3458	36	24.0	12
12	G18E_150-3			1.26	3294	3444	36	24.0	12
13	G18E_200-1			1.27	3230	3382	38	25.0	12
14	G18E_200-2			1.44	3304	3458	40	26.0	12
15	G18E_200-3			1.45	3262	3402	26	18.6	12
16	N24-1								
17	N24-2								
18	N24-3								
19	G24E_ROOM-1	Glass	Epoxy	1.36	3354	3494	26	18.6	10.5
20	G24E_ROOM-2			1.33	3336	3488	38	25.0	10.5
21	G24E_ROOM-3			1.37	3316	3466	36	24.0	10.5
22	G24E_100-1			1.39	3332	3490	44	27.8	10.5
23	G24E_100-2			1.24	3262	3428	52	31.3	10.5
24	G24E_100-3			1.32	3344	3500	42	26.9	10.5
25	G24E_150-1			1.41	3280	3438	44	27.8	10.5
26	G24E_150-2			1.39	3230	3392	48	29.6	10.5
27	G24E_150-3			1.31	3286	3444	44	27.8	10.5

28	G24E_200-1			1.31	3372	3526	40	26.0	10.5
29	G24E_200-2			1.36	3322	3476	40	26.0	10.5
30	G24E_200-3			1.34	3354	3506	38	25.0	10.5
31	N30-1								
32	N30-2								
33	N30-3								
34	G30E_ROOM-1	Glass	Epoxy	1.36	3494	3644	36	24.0	12.5
35	G30E_ROOM-2			1.33	3478	3626	34	23.0	12.5
36	G30E_ROOM-3			1.27	3480	3626	32	21.9	12.5
37	G30E_100-1			1.33	3442	3594	38	25.0	12.5
38	G30E_100-2			1.38	3492	3644	38	25.0	12.5
39	G30E_100-3			1.23	3484	3632	34	23.0	13
40	G30E_150-1			1.33	3502	3658	42	26.9	13
41	G30E_150-2			1.38	3414	3570	42	26.9	13
42	G30E_150-3			1.28	3434	3588	40	26.0	13
43	G30E_200-1			1.28	3480	3634	40	26.0	13
44	G30E_200-2			1.45	3540	3692	38	25.0	13
45	G30E_200-3			1.23	3452	3600	34	23.0	13
46	G24P_ROOM-1	Glass	Phenol	1.13	3216	3364	34	23.0	11.5
47	G24P_ROOM-2			1.28	3294	3446	38	25.0	11.5
48	G24P_ROOM-3			1.21	3348	3498	36	24.0	11.5
49	G24P_100-1			1.22	3366	3506	26	18.6	11.5
50	G24P_100-2			1.13	3336	3492	42	26.9	12.2
51	G24P_100-3			1.33	3244	3398	40	26.0	12.2
52	G24P_150-1			1.20	3302	3460	44	27.8	12.2
53	G24P_150-2			1.37	3268	3428	46	28.8	12.2
54	G24P_150-3			1.35	3314	3478	50	30.5	12.2
55	G24P_200-1			1.30	3352	3508	42	26.9	12.2
56	G24P_200-2			1.33	3326	3488	48	29.6	12.2
57	G24P_200-3			1.18	3328	3472	30	20.8	12.2
58	C24E_ROOM-1	Cabon	Epoxy	1.40	3302	3425	39	33.3	9.8
59	C24E_ROOM-2			1.37	3320	3470	66	34.4	9.8
60	C24E_ROOM-3			1.51	3324	3454	46	38.2	9.8
61	C24E_100-1			1.50	3282	3406	40	36.4	10.2

62	C24E_100-2			1.18	3372	3496	40	31.1	10.2
63	C24E_100-3			1.41	3264	3394	46	34.4	10.2
64	C24E_150-1			1.39	3328	3454	42	32.3	10.2
65	C24E_150-2			1.42	3256	3394	54	20.8	10.2
66	C24E_150-3			1.54	3430	3560	46	31.1	10.2
67	C24E_200-1			1.31	3358	3484	42	31.1	10.2
68	C24E_200-2			1.62	3314	3446	48	38.2	10.2
69	C24E_200-3			1.44	3354	3478	40	32.3	10.2
70	C24P_ROOM-1	Cabon	Phenol	1.53	3298	3424	42	33.3	9.8
71	C24P_ROOM-2			1.41	3294	3422	44	34.4	9.8
72	C24P_ROOM-3			1.45	3350	3486	52	38.2	9.8
73	C24P_100-1			1.58	3254	3386	48	36.4	10.2
74	C24P_100-2			1.54	3310	3432	38	31.1	10.2
75	C24P_100-3			1.49	3254	3382	44	34.4	10.2
76	C24P_150-1			1.48	3294	3418	40	32.3	10.2
77	C24P_150-2			1.24	3248	3354	22	20.8	10.2
78	C24P_150-3			1.53	3244	3366	38	31.1	10.2
79	C24P_200-1			1.59	3246	3368	38	31.1	10.2
80	C24P_200-2			1.42	3390	3526	52	38.2	10.2
81	C24P_200-3			1.40	3312	3436	40	32.3	10.2

나. 실험방법

온도변화에 따른 압축실험을 수행하기 위하여 만능재료시험기(UTM)와 변형률 측정기를 사용하였다. 원형의 실험체를 온도 가열로를 사용하여 온도변수(상온, 100, 150, 200℃)에 따라 각각의 온도별로 1시간씩 노출하였다. 노출 후 만능재료시험기인 UTM 으로 압축시험을 수행하였으며 실험 모식도는 아래와 그림 2.38과 같다.

·시제품 제작



① 내화보강수지에 따른 FRP보강재 구속 실험체

② FRP 섬유종류에 따른 보강재 구속실험체

③ 콘크리트 압축강도에 따른 FRP 구속 실험체
- GFRP섬유사용, 18, 24, 30MPa

·실험방법

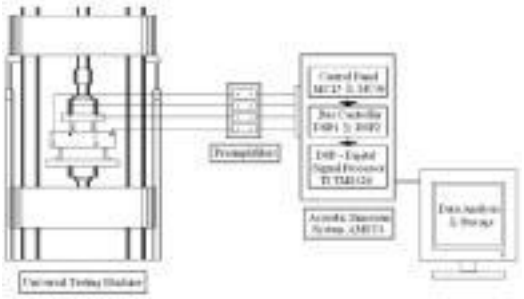




그림 2.38 구속성능평가 실험 모식도

- 하중재하 방법 및 변위 측정방법

하중 재하는 콘크리트 압축강도 시험방법 KS F 2405에 따라 공시체에 충격을 주지 않도록 똑같은 속도로 하중을 재하 하였다. 가력속도는 매초 0.6±0.4 MPa로 하였다. 그림 2.38와 같이 실험체 및 계측 장비를 설치하여 축방향 변형률을 측정하였다. 축방향 변위는 그림 2.39와 같은 장치를 사용하여 변위를 측정 하였다. 변위 측정계를 양쪽으로 고정시킨 뒤 측점에서 50mm 변위계를 설치하여 계측하였으며 계측장치는 그림 2.40과 같다.



그림 2.39 변형률 측정기



그림 2.40 Test Setup

- 적정 온도범위 및 노출시간

고온시험에 적용된 온도변수는 상온(약 20℃), 100℃, 150℃, 200℃로 설정하였다. 각각의 온도에서 약 1시간동안 노출시킨 후 압축강도 실험을 수행하였다. 압축강도결과의 응력-변형율 관계그래프를 사용하여 노출온도의 구속효과에 대한 영향을 평가하였다.

FRP구속 실험체에 대한 노출온도의 영향을 알아보기 위해서 각 실험체 별로 노출시간을 1시간으로 지정 하였다. 노출시간동안 노출온도를 일정하게 유지하기 위하여 예열시간을 설정하였다. 노출시간 1시간동안 항상 일정한 온도로 노출되게 하여 온도에 따른 변수를 줄이고자 하였다. 가열로가 설정온도에 도달한 후에 실험체를 가열로에 넣고 1시간동안 고온 노출하였다. 그림 2.41은 상온부터 최대 350℃까지 온도를 가열할 수 있는 가열로의 사진이다. 그림 2.42은 본 연구에서 사용한 고온로의 온도별 예열시간과 노출온도 계획 그래프이다.



그림 2.41 고온로(Max 350℃)

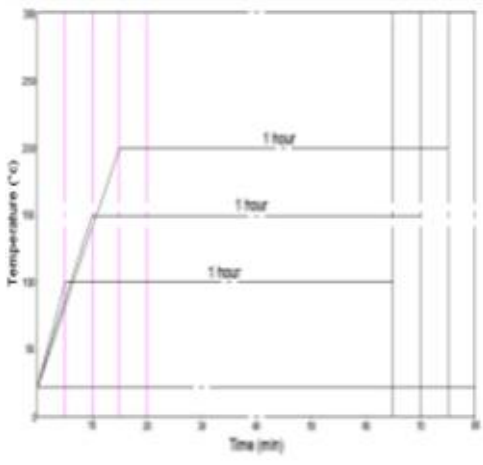


그림 2.42 고온노출 시간그래프

다. Epoxy 수지 FRP로 보강된 콘크리트 압축강도 평가

고온 노출에 따른 구속실험체의 구속효과를 평가하기 위하여 콘크리트 공시체에 GFRP와 CFRP섬유로 보강한 실험체를 사용하였고, 함침에 사용된 수지는 일반적으로 널리 사용되는 에폭시 수지를 사용하였다. 각각의 콘크리트 설계압축강도에 대하여 고온 노출에 따른 FRP의 횡구속력을 평가하기 위하여 응력-변형율 관계를 비교하였다.

실험에 사용된 시편 중, 콘크리트 설계압축강도 18 MPa은 No.1～No.15까지, 24MPa은 No.16～No.30까지와 No.46～No.81까지, 30 MPa은 No.31～No.45까지이다. GFRP를 사용한 실험체는 No.1～No.57이며, 그중 무보강 기준 시험체는 각각 No.1～No.3 (18 MPa), No.16～No.18 (24 MPa), No.31～No.33 (30 MPa)이다. CFRP를 사용한 실험체는 No.58부터 No.81까지의 실험체이다.

(1) GFRP로 보강된 콘크리트 압축강도 평가

- 저강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속 압축강도 평가

저강도 콘크리트에 대한 섬유보강 실험체의 고온 노출에 따른 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위하여 압축강도 테스트를 수행하였다. 평가를 위하여 섬유보강하지 않은 기준 실험체와 섬유보강한 상온용 실험체의 압축강도를 이용하였다.

표 2.12 저강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과

		f'_{co} (MPa)	f'_{cc} (MPa)			
Tempera-ture(℃) / Specimen		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
18MPa	1	13.33	54.15	48.92	44.69	43.94
	2	11.08	63.06	43.86	44.26	39.66
	3	10.90	61.63	48.91	44.70	42.54
Average		11.77	59.61	47.23	44.55	42.05
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	5.06	4.01	3.79	3.57
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(\text{상온}20^\circ C)}\times 100$		-	1	79.23	74.74	70.54

고온노출에 따른 저강도콘크리트 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.12과 같다. 상온에서 GFRP-횡구속에 의해서 콘크리트의 강도가 최대 5.06배 증가하였다. 콘크리트의 최대 압축강도는 온도의 증가에 따라서 각각 20.97%, 25.6%, 29.46% 감소하였다. 비록 고온에 의하여 최대 압축강도는 상온에 비하여 감소하였으나 보강 전보다 약 3.57 배의 강도 증진 효과가 나타났다.

저강도 콘크리트 실험체의 압축강도를 결과를 그림 2.38에 정리하였다. 그림 2.44과 같이 섬유로 구속된 실험체의 응력-변형률 관계는 무보강 실험체의 압축강도 크기에서 기울기가 점차 감소하는 경향을 나타냈다. 기울기는 어느 일정 기울기 이하에서는 더 이상 감소하지 않고, 이후 섬유가 파단 할 때까지 선형적인 거동을 나타내었다. 초기 선형 구간에서 기울기는 무보강 콘크리트와 유사하게 나타났다. 무보강 콘크리트의 항복강도에 이르기까지는 콘크리트의 강도가 지배강도로 작용하고 있다. 기울기 감소구간에서는 하중의 비율이 콘크리트에서 섬유로 하중 분담이 재분배 되는 것으로 보인다. 두 번째 기울기 구간에서는 콘크리트 공시체에 균열이 발생하고 보강 섬유에 의한 구속효과로 인하여 강도의 증가가 발생하고 있다. 보강 섬유의 파단과 동시에 실험체의 파괴가 발생하였으므로 변형이 증가함에 따라 보강섬유의 항복과 극한 강도에 의해 전체 거동이 지배되는 것으로 보인다.

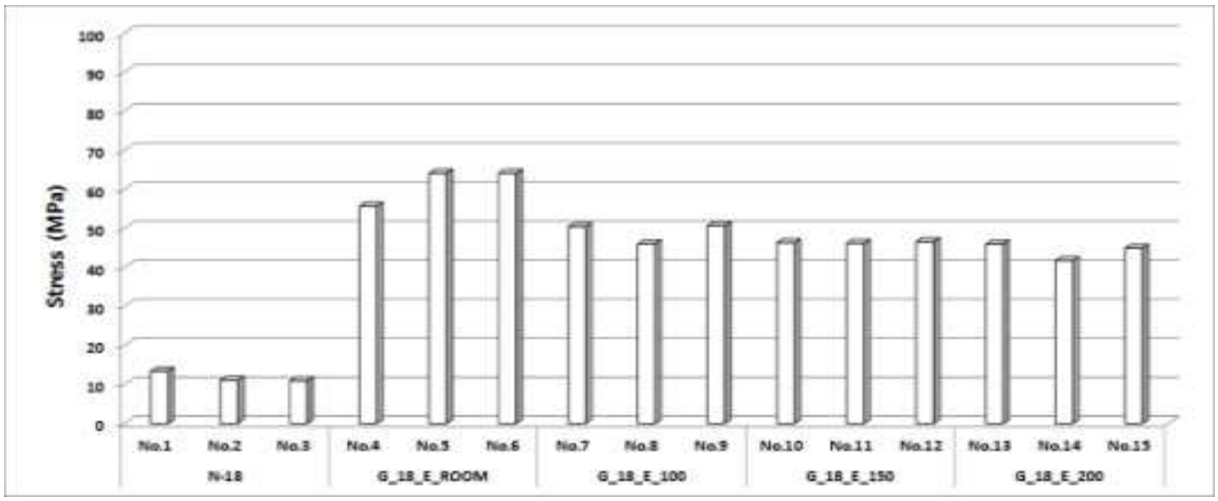


그림 2.43 저강도콘크리트의 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석

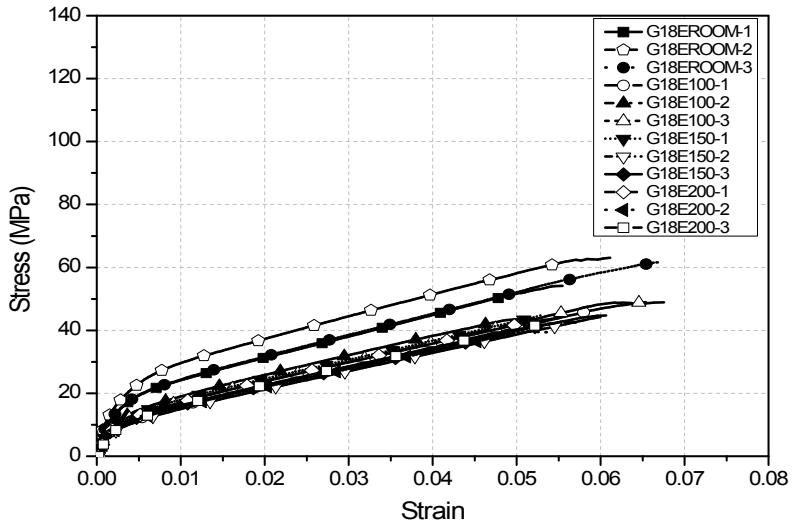


그림 2. 44 저강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선

최대 하중의 약 70%정도부터 콘크리트 표면부가 박리되는 현상을 보이다가 극한하중 단계에서는 취성 파괴 양상을 보이며 섬유가 파단 되었다. 이는 내부 콘크리트가 압축 파괴 된 이후 섬유의 보강 효과에 의해 연성을 보이다가 섬유가 파단되면서 실험체의 급작스런 파괴로 이어졌다. 그림 2.44은 고온노출된 보강 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선을 타나내고 있다.

- 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속 압축강도 평가

보통콘크리트에 대한 섬유보강 실험체의 고온 노출에 따른 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위하여 압축강도 테스트를 수행하였다. 평가를 위하여 섬유보강하지 않은 기준 실험체와 섬유보강한 상온용 실험체의 압축강도를 이용하였다.

표 2.13 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과

		f'_{co} (MPa)	f'_{cc} (MPa)			
Tempera-ture(℃) / Specimen		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
24MPa	1	22.41	67.78	60.00	54.62	57.76
	2	21.39	68.09	66.38	51.72	57.53
	3	21.90	70.77	68.60	59.63	52.66
Average		21.90	68.88	65.72	55.32	55.98
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	3.15	3.00	2.53	2.56
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(상온20^\circ C)} \times 100$		-	1	95.41	80.31	81.27

고온노출에 따른 보통콘크리트 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.13와 같다. 압축강도 시험결과 무보강 실험체의 평균 압축강도는 약 21.90MPa로 측정되었다. 상온용 보강 실험체의 평균 압축강도는 약 68.88MPa로 측정되었다. 고온에 노출된 실험체들의 평균 압축강도는 각각 약 65.72 MPa, 약 55.32 MPa, 약 55.98 MPa로 측정되었다. 측정된 값들은 무보강 실험체와 비교하여 각각 약 3.15배, 약 3.00배, 약 2.53배, 약 2.56배 증가한 값이다. 고온 노출된 섬유 보강이라 하더라도 보강전과 비교하여 약 2.5배 이상의 강도 증진 효과가 발생하였다.

고온에 노출된 실험체들의 평균압축강도 검토결과 100℃에서는 약 5%, 150℃에서는 약 20%, 200℃에서는 약 19%로 각각 강도가 감소하였다. 보통콘크리트 실험체의 압축강도를 결과를 그림 2.45에 정리하였다. 그림 2.46은 고온노출된 보강 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선을 타나내고 있다.

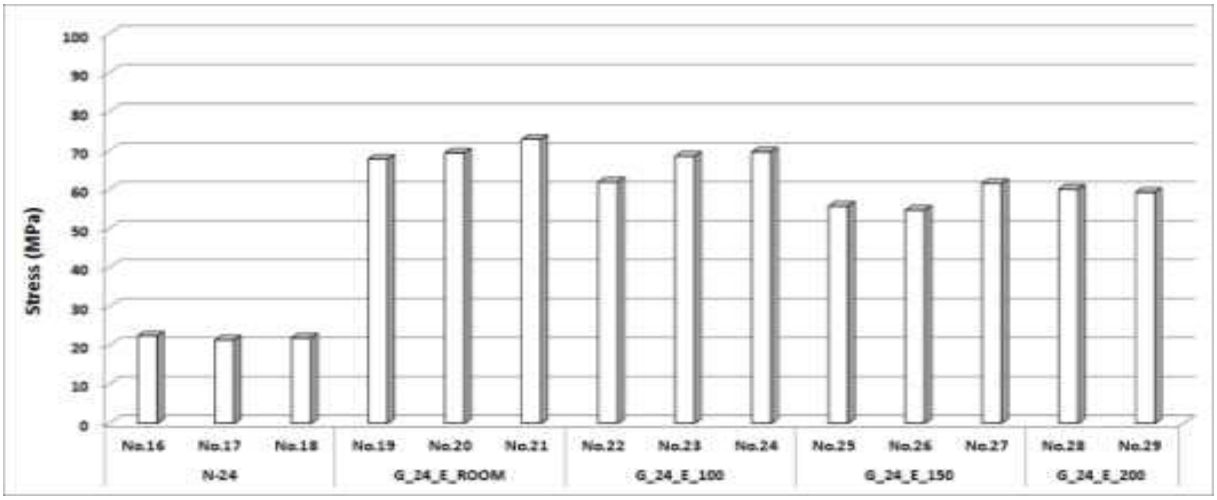


그림 2.45 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석

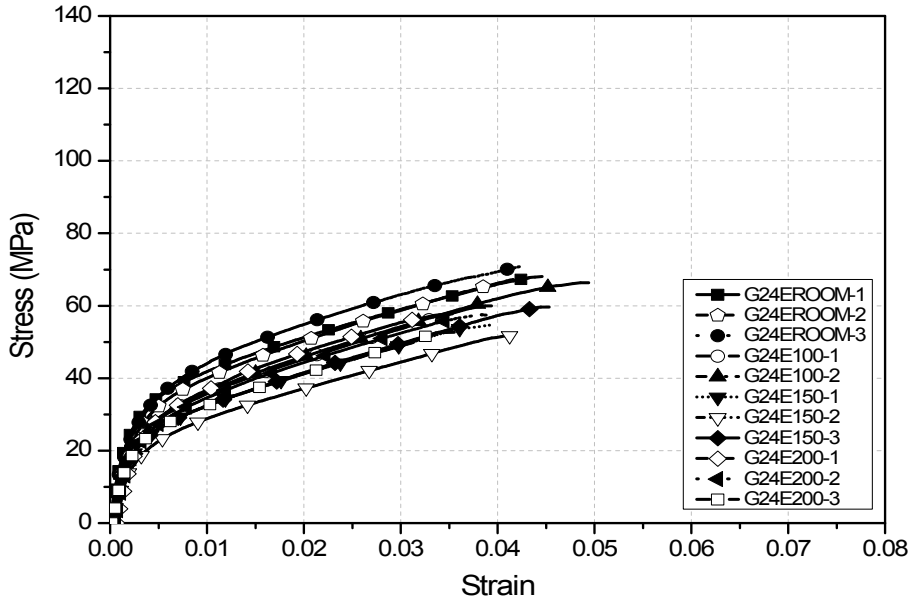


그림 2.46 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선

- 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속 압축강도 평가

고강도 콘크리트에 대한 섬유보강 실험체의 고온 노출에 따른 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위하여 압축강도 테스트를 수행하였다. 평가를 위하여 섬유보강하지 않은 기준 실험체와 섬유보강한 상온용 실험체의 압축강도를 이용하였다.

표 2.14 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP-횡구속효과

Specimen \ Tempera-ture(℃)		f'_{co}(MPa)	f'_{cc} (MPa)			
		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
30MPa	1	23.98	85.07	66.35	57.59	59.18
	2	25.59	79.21	66.64	66.49	59.57
	3	27.45	77.65	61.32	61.49	61.75
Average		25.67	80.64	64.77	61.89	60.17
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	3.14	2.52	2.41	2.34
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(\text{상온}20^\circ C)}\times 100$		-	1	80.32	76.75	74.62

고온노출에 따른 고강도콘크리트 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.14과 같다. 압축강도 시험결과 무보강 실험체의 평균 압축강도는 약 25.67 MPa로 측정되었다. 상온용 보강 실험체의 평균 압축강도는 약 80.64 MPa로 측정되었다. 고온에 노출된 실험체들의 평균 압축강도는 각각 약 64.77 MPa, 약 61.89 MPa, 약 60.17 MPa로 측정되었이며, 이는 무보강 시험체의 강도보다 각각 약3.14배, 약 2.52배, 약 2.41배, 약 2.34배 증가한 값이다. 고온 노출된 섬유 보강이라 하더라도 보강전과 비교하여 약2.34배 이상의 강도 증진 효과가 발생하였다.

고강도 콘크리트의 GFRP-횡구속시 동일 시간동안 노출된 온도에 따른 구속효과를 검토하였다. 상온용 보강실험체와 고온에 노출된 실험체들의 평균압축강도 검토결과 100℃에서는 약20%, 150℃에서는 약13%, 200℃에서는 약15%로 각각 강도가 감소하였다. 고강도 콘크리트 실험체의 압축강도를 결과를 그림 2.47에 정리하였다. 그림 2.48은 고온노출된 보강 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선을 타나내고 있다.

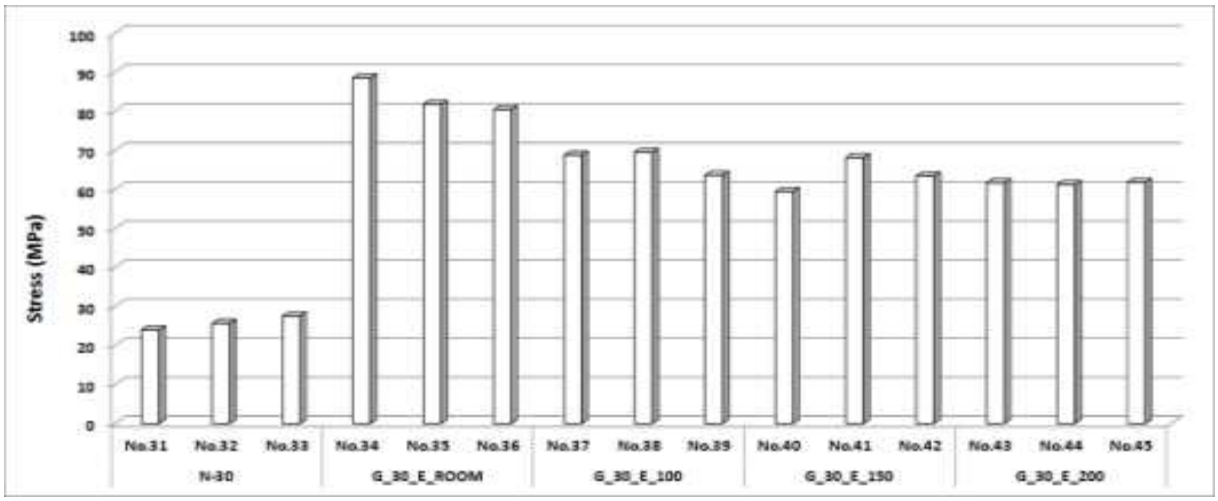


그림 2.47 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 압축강도 종합분석

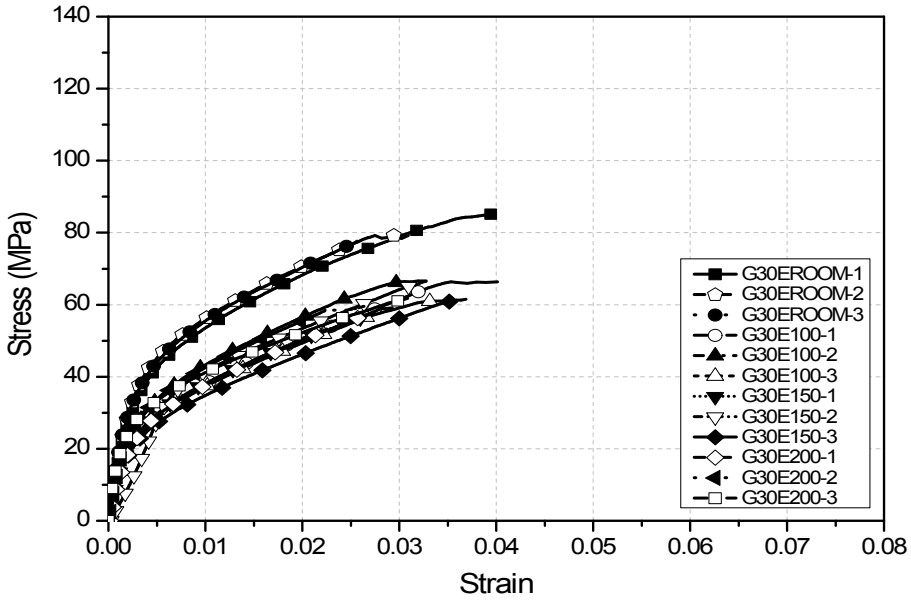


그림 2.48 고강도콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 GFRP 응력-변형률 곡선

⑵ CFRP로 보강된 콘크리트의 압축강도 평가

- 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP-횡구속 압축강도 평가

보통콘크리트에 대한 섬유보강 실험체의 고온 노출에 따른 CFRP-횡구속 효과를 평가하기 위하여 압축강도 테스트를 수행하였다. 평가를 위하여 섬유보강하지 않은 기준 실험체와 섬유보강한 상온용 실험체의 압축강도를 이용하였다.

표 2.15 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP-횡구속효과

		f'_{co} (MPa)	f'_{cc} (MPa)			
Tempera-ture(℃) / Specimen		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
24MPa_P	1	22.41	110.09	93.08	82.87	117.45
	2	21.39	94	107.04	76.16	107.60
	3	21.90	122.95	111.47	96.20	103.24
Average		21.90	109.01	103.86	85.08	109.43
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	4.98	4.74	3.88	5.00
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(\text{상온}20^\circ C)}\times 100$		-	1	95.27	78.05	100.38

고온노출에 따른 보통콘크리트 CFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.13과 같다. 압축강도 시험결과 무보강 실험체의 평균 압축강도는 약 21.90 MPa로 측정되었다. 상온용 보강 실험체의 평균 압축강도는 109.01 MPa로 측정되었다. 고온에 노출된 실험체들의 평균 압축강도는 각각 103.86 MPa, 85.0 8MPa, 109.43 MPa로 측정되었다. 압축강도는 무보강 실험체와 비교하여 각각 4.98배, 4.74배, 3.88배, 5.00배 증가하였다. 고온 노출된 섬유 보강이라 하더라도 보강전과 비교하여 3.88배 이상 강도가 증가하였다. 또한 고온에 의해서 실험체들의 압축강도가 100℃에서는 5%, 150℃에서는 12% 씩 강도가 감소하였으나, 200℃에서는 0.4%로 강도가 조금 증가하였다. 보통콘크리트 실험체의 압축강도 결과를 그림 2.49에 정리하였다.

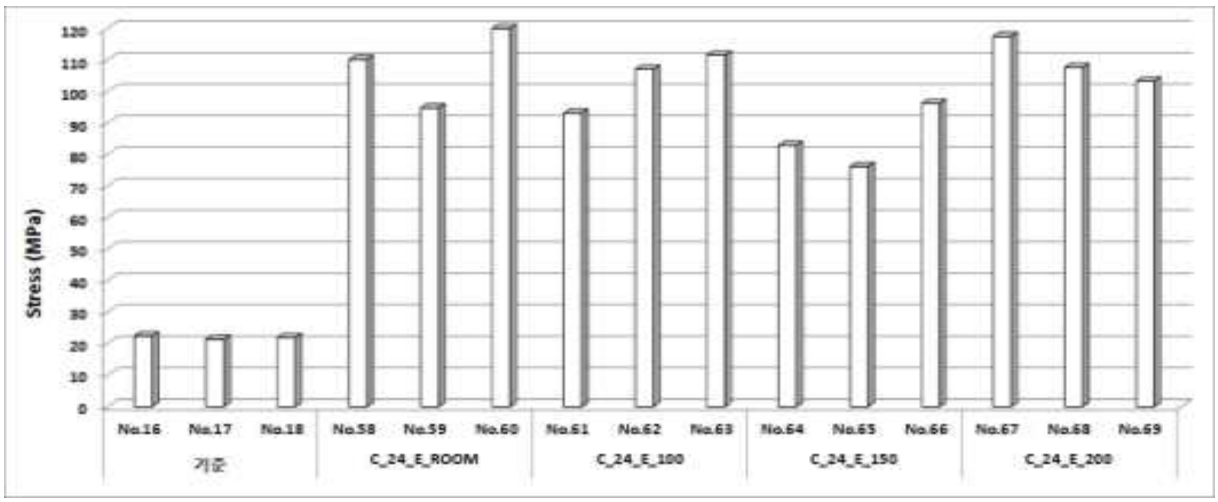


그림 2.49 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP 압축강도 종합분석

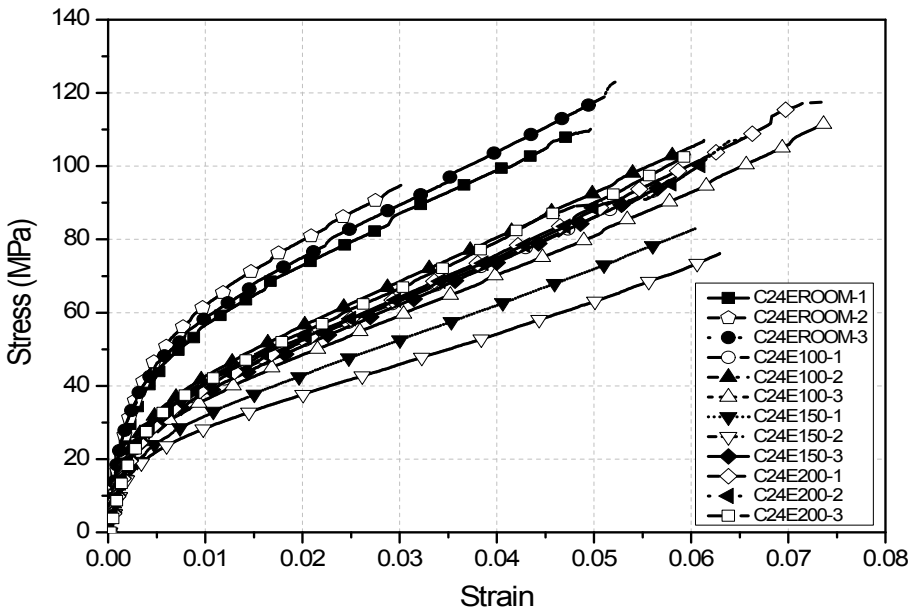


그림 2.50 보통콘크리트 온도에 따른 Epoxy 수지 CFRP 응력-변형률 곡선

노출온도별로 콘크리트의 압축강도 값의 편차가 다소 존재하고 있지만 일정 온도 이상

에서는 오히려 강도가 유지 및 증가 되는 경향이 나타났다. 특히, 200℃에서는 상온보다 최대응력이 약간의 차이로 크게 발생하였다. 이는 콘크리트실험체 파괴패턴 분석 시 파괴형태가 기존 상온, 100, 150℃에서는 실험체 상하부에서의 국부파괴가 발생하였지만, 200℃의 경우 실험체 중간부분에서 파괴가 나타났기 때문으로 생각된다. 응력-변형률 곡선은 그림 2.50에 정리하였다.

라. Phenol 수지 FRP로 보강된 콘크리트 압축강도 평가

고온 노출에 따른 내화 보강 수지(Phenol)의 성능평가를 위하여 콘크리트 설계압축강도 24MPa의 보통콘크리트 공시체를 사용하였다. 고온 노출에 따른 내화보강 수지의 구속효과를 평가하기 위하여 콘크리트 공시체에 GFRP와 CFRP섬유로 보강을 하였으며 이때 내화보강 수지로 함침하였다. 내화보강 수지의 고온 노출에 따른 FRP의 횡구속력을 평가하기 위하여 응력-변형율 관계를 이용하였다.

기준시험체는 콘크리트 압축강도 24 MPa의 시편 No.16~No.18을 사용하였다. GFRP 보강 시험체의 시편은 No.46~No.57까지이며 CFRP 보강 시험체는 No.70~81까지이다.

(1) GFRP로 보강된 콘크리트 압축강도 평가

내화보강수지(Phenol) GFRP-횡구속 실험체의 응력-변형률곡선의 최대 응력 값은 그림 2.51과 같이 약 1.5~2.5 배정도 구속효과가 증가 되었다. 실험체의 최대 응력 값이 150℃에서부터 100℃일 때 보다 다소 증가하기 시작하였다.

표 2.16 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 GFRP-횡구속효과

		f'_{co} (MPa)	f'_{cc} (MPa)			
Tempera-ture(℃) / Specimen		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
24MPa_P	1	22.41	50.30	36.04	42.45	58.52
	2	21.39	53.35	38.95	45.79	54.78
	3	21.90	49.11	42.64	42.50	53.73
Average		21.90	50.92	39.21	43.58	55.68
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	2.33	1.79	1.99	2.54
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(\text{상온}20^\circ C)}\times 100$		-	1	77.00	85.58	109.35

고온노출에 따른 내화보강 수지를 사용한 보통콘크리트 GFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.16과 같다. 압축강도 시험결과 무보강

실험체의 평균 압축강도는 21.90 MPa로 측정되었다. 상온용 보강 실험체의 평균 압축강도는 50.92 MPa로 측정되었다. 고온에 노출된 실험체들의 평균 압축강도는 각각 약39.21 MPa, 43.58 MPa, 55.68 MPa로 측정되었다. 압축강도가 무보강 실험체와 비교하여 각각 2.33배, 1.79배, 1.99배, 2.54배 증가하였다. 고온 노출되어도 최소 1.79배 강도가 증가하였다.

내화보강 수지를 사용한 보통콘크리트의 GFRP-횡구속시 동일 시간동안 노출된 온도에 따른 구속효과를 검토하였다. 상온용 보강실험체와 고온에 노출된 실험체들의 평균압축강도 검토결과 100℃에서는 약23%, 150℃에서는 약15% 각각 강도가 감소하였다. 하지만 200℃에서는 약9.35% 강도가 증가 하였다. 이러한 결과는 내화수지가 상온보다 높은 온도에서 수지의 결합력이 크게 발생하는 것으로 예측된다.

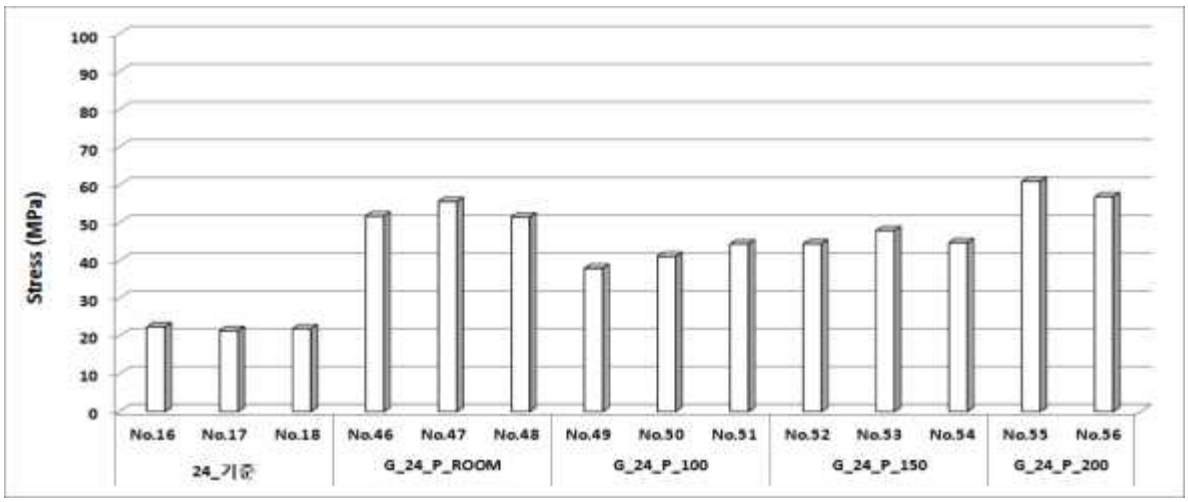


그림 2.51 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 GFRP 압축강도 종합분석

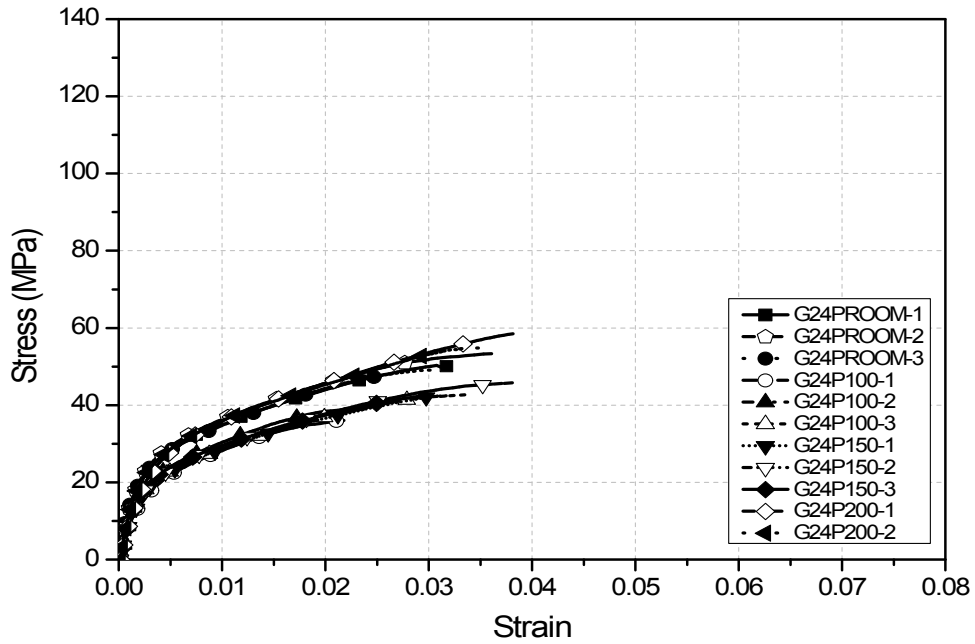


그림 2.52 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 GFRP 응력-변형률 곡선

⑵ CFRP로 보강된 콘크리트 압축강도 평가

내화보강수지(Phenol) CFRP-횡구속 실험체의 응력-변형률 곡선의 최대 응력 값을 비교한 그림 2.53과 같이 약 4~5배정도 구속효과가 증가 되었다. 내화보강수지를 사용한 CFRP의 경우 온도가 증가함에 따라 최대응력값의 편차가 작았으며, 이는 내화보강수지(Phenol)를 사용한 CFRP 구속실험체는 온도가 높아짐에 따라 효과가 있는 것으로 생각된다.

표 2.17 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol 수지 CFRP-횡구속효과

		f'_{co} (MPa)	f'_{cc} (MPa)			
Tempera-ture(℃) / Specimen		기준	상온(20℃)	100℃	150℃	200℃
24MPa_P	1	22.41	110.75	107.38	100.47	88.61
	2	21.39	90.90	107.28	-	97.12
	3	21.90	107.25	99.17	85.75	92.05
Average		21.90	102.97	104.61	93.11	92.59
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$		1	4.70	4.78	4.25	4.23
$\frac{f'_{cc}}{f'_{cc}(상온20^\circ C)} \times 100$		-	1	101.59	90.42	89.92

고온노출에 따른 내화보강 수지를 사용한 보통콘크리트 CFRP-횡구속 효과를 평가하기 위한 실험체들의 압축강도 테스트 결과는 표 2.17와 같다. 압축강도 시험결과 무보강 실험체의 평균 압축강도는 약 21.90 MPa로 측정되었다. 상온용 보강 실험체의 평균 압축강도는 102.97 MPa로 측정되었다. 고온에 노출된 실험체들의 평균 압축강도는 각각 104.61 MPa, 93.11 MPa, 92.59 MPa이었다. 보강에 의해서 강도가 4.70배, 4.78배, 4.25배, 4.23배 증가한 값이다. 따라서 고온 노출된 섬유 보강이라 하더라 4.23배 이상의 강도 증진 효과가 발생하고 있는 것을 알 수 있다.

내화보강 수지를 사용한 보통콘크리트의 CFRP-횡구속시 동일 시간동안 노출된 온도에 따른 구속효과를 검토하였다. 상온용 보강실험체와 고온에 노출된 실험체들의 평균압축강도 검토결과 100℃에서는 약2% 강도 증진 효과가 발생했으며, 150℃에서는 약10%, 200℃에서는 약10% 강도가 감소하였다. 이러한 결과는 내화보강수지가 온도에 민감하게 반응하기 때문인 것으로 보인다. 그림 2.54는 Phenol 수지 CFRP 횡구속 시험체의 응력-변형률 곡선이다.

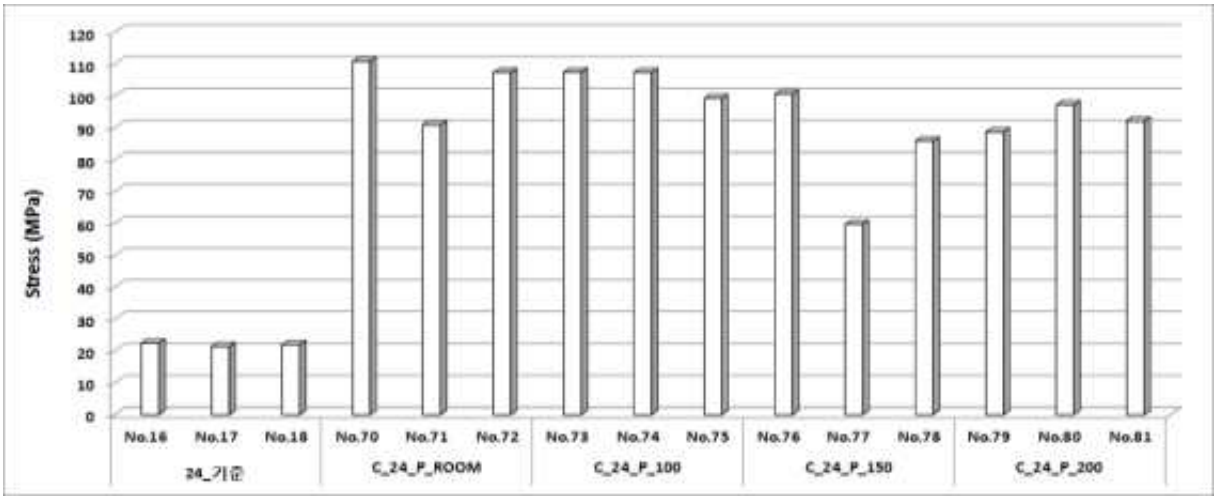


그림 2.53 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 CFRP 압축강도 종합분석

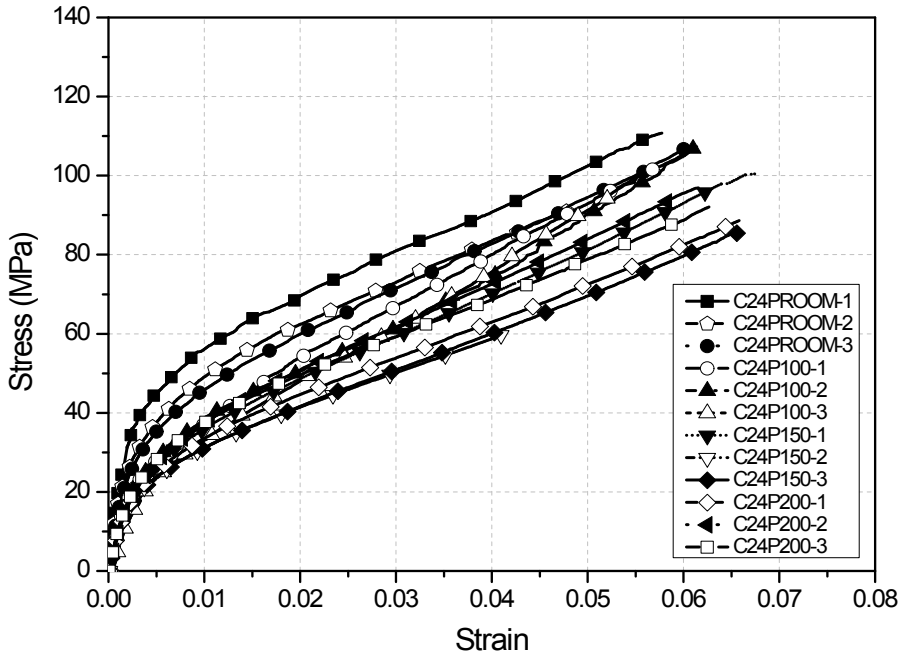


그림 2.54 보통콘크리트 온도에 따른 Phenol수지 CFRP 응력-변형률 곡선

5. FRP 부재 부착성능평가(Pull-off Test)

FRP로 보강된 콘크리트구조물이 현재 증가되고 있는 추세이며 특히 국내의 경우 4계절이 뚜렷하여, FRP보강구조물이 환경적(고온, 동결융해)요인에 노출된다. 따라서 FRP보강 콘크리트의 환경적 요인을 고려하여 성능을 평가하고자 한다. 환경적 요인으로 FRP와 콘크리트 부착 면에 손상시키며 또한 FRP 보강재의 성능이 저하되는 현상이 발생한다. 본 연구에서는 FRP와 콘크리트사이에서의 부착성능평가를 실시하였으며 본 보고서에는 고온에 따른 부착성능평가를 하였으며 연구형식은 아래와 같다.

❒ 콘크리트 압축강도에 따른 GFRP로 구속 후 온도에 대한(상온, 100, 150, 200℃) 실험체를 온도별로 부착성능평가 실시
- 보통 콘크리트 24MPa
- 고강도 콘크리트 30MPa
- 함침 된 수지종류에 따른 고온노출 FRP(GFRP, CFRP)－구속 콘크리트의 부착성능평가
- 섬유 종류에 따른 고온노출 FRP(GFRP, CFRP)－부착시편 콘크리트의 부착성능평가

가. 실험체 제작

본 연구에서 사용될 부착실험체는 100mmx100mmx400mm 실험체를 16개를 제작하였다. 콘크리트는 실험체의 설계강도를 24 MPa, 30 MPa로 제작하였으며 재령 28일 표준양생하였다. 실험체형상은 아래 그림 2.55와 같다. 실험체는 양면에 GFRP와 CFRP로 부착 시켰다.

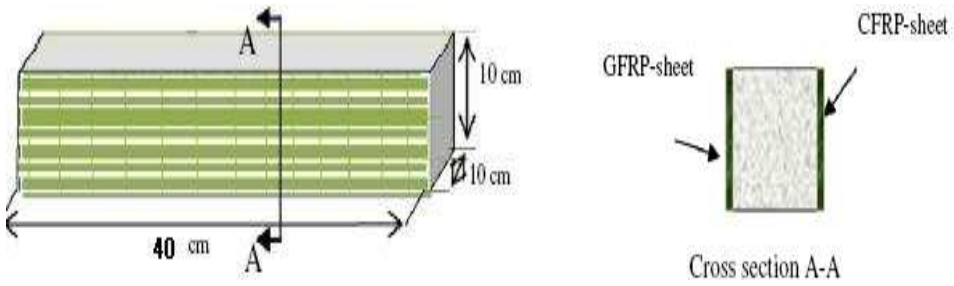


그림 2.55 부착강도용 Pull-off Test 실험체 형상 예

실험체 제작은 공장에서 GFRP와 CFRP플레이트 생산하여 콘크리트와 에폭시 본드를 사용하여 부착을 시켰다. 플레이트 제작 시 양생은 22~25℃에서 24시간 양생하였으며 제작된 실험체는 아래 그림 2.56과 같다. 실험에 사용된 부착 실험체는 아래 표 2.18과 같으며 일반수지용(Epoxy) 8개와 내화보강수지 8개를 제작하여 총 16개 실험체를 제작하였다.

표 2.18 FRP 부착 실험체 시편명

온도	수지 종류	강도에 따른 실험체명			
		24MPa		30MPa	
		실험체	개수	실험체	개수
상온	Epoxy	No.1(N24E_TR)	1	No.2(N30E_TR)	1
100℃		No.3(N24E_T100)	1	No.4(N30E_T100)	1
150℃		No.5(N24E_T150	1	No.6(N30E_T150)	1
200℃		No.7(N24E_T200)	1	No.8(N30E_T200)	1
상온	Phenol	No.9(N24P_TR)	1	No.10(N30P_TR)	1
100℃		No.11(N24P_T100)	1	No.12(N30P_T100)	1
150℃		No.13(N24P_T150)	1	No.14(N30P_T150)	1
200℃		No.15(N24P_T200)	1	No.16(N30P_T200)	1



그림 2.56 부착 실험체

나. 실험 방법 DYNA Z (Pull-off Tester)

온도변화에 따른 부착실험을 수행하기 위하여 Proceq사의 직접 인장실험기인 DYNA-Z16 장비를 이용하였다. 그림 2.57은 Pull-off 시험기 설치장면이다.



그림 2.57 DYNA-Z (Pull-off Tester)

본 연구에서 고온시험에 적용된 온도는 각각 상온(약 20℃), 100℃, 150℃, 200℃ 범위에 따른 고온영향 평가를 하였다. FRP구속 부재의 온도영향을 알아보기 위해서 각 실험체 별로 동일한 노출시간을 1시간으로 지정 하였다. 온도 가열로를 사용하여 각각의 측정온도에 도달 후 실험체를 약 1시간씩 노출될 수 있도록 실험계획을 설정하였다. 그림 2.58은 상온부터 최대 350℃까지 온도를 가열할 수 있는 고온로의 사진이며 그림 2.59는 본 연구의 실험에 계획된 온도-시간 그래프를 나타낸다.



그림 2.58 고온로(Max 350℃)

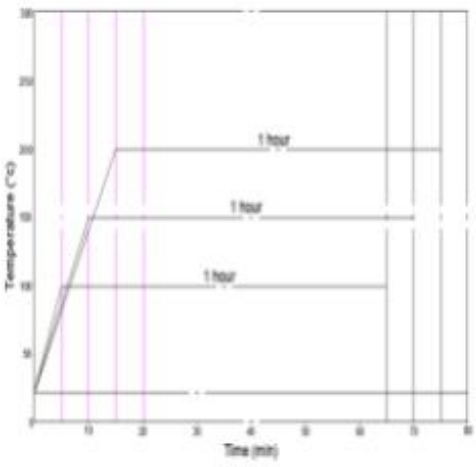


그림 2.59 고온노출 시간그래프

Pull-off 실험은 FRP로 부착된 실험체의 부착면을 20mm 코어채취, 고온노출, 부착디스크 부착, Pull-off 실험 순으로 실험을 실시하며 부착실험 방법 단계별 사진은 그림 2.60과 같다.



(a) 실험체 코어작업



(b) 고온 노출



(c) 부착제 세팅



(d) 부착디스크 부착완료



(e) Pull-off Test 세팅



(f) 부착실험 완료

그림 2.60 부착실험 방법

다. 고온노출에 따른 부착성능평가 결과분석

고온 노출에 따른 콘크리트 FRP 부착 성능평가는 콘크리트강도, FRP섬유 Type, 수지 Type 에 따라 성능평가 하였으며 기준실험체의 압축강도는 24MPa, 30MPa 각각 표 2. 19, 2.20과 같다.

표 2.19 기준실험체의 24MPa 압축강도실험 결과

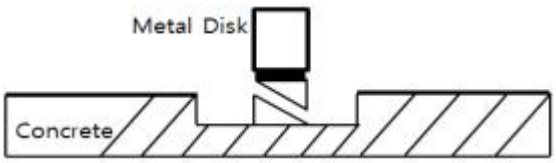
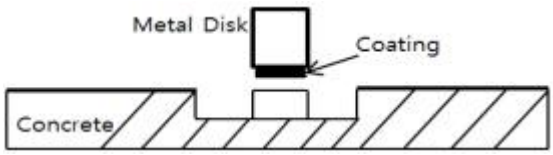
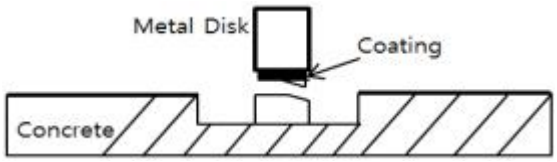
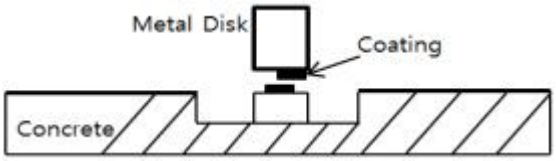
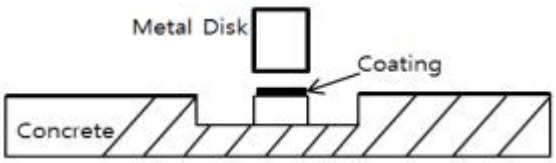
No.	Specimen	Temperature(℃)	f'_{co} (MPa)
1	N24	20	22.79
2	N24	20	24.76
3	N24	20	25.24
Average			24.26

표 2.20 기준실험체의 30MPa 압축강도실험 결과

No.	Specimen	Temperature(℃)	f'_{ω} (MPa)
1	N30	20	28.89
2	N30	20	31.38
3	N30	20	29.02
Average			29.76

부착성능평가에서 일반적인 파괴형태는 콘크리트 파괴, FRP와 콘크리트 사이의 접착파괴, 접착제와 콘크리트파괴, FRP파괴, 부착디스크에서의 접착제 파괴 등 이며 표 2.21에 도식화 하여 정리하였다. 본 부착테스트에서도 파괴형태를 5가지로 나누어 정리하였다. 연구결과의 파괴패턴은 표 2.21에 따른 파괴 형태에 따라 표기하였다.

표 2.21 일반적 부착강도 파괴형태

Failure Type	Shape of Failure
Type1, Concrete	
Type2, Bonding Interface Failure	
Type3, Bonding + Concrete Failure	
Type4, Coating Failure	
Type5, Coating Interface Failure	

(1) 고온노출에 따른 일반수지(Epoxy) 부착성능평가

- 상온일 때 일반수지 부착실험 결과 분석

상온일 때 부착실험 결과는 표 2.22과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때 GFRP 부착면 평균응력은 2.11MPa, CFRP 부착면 평균응력은 2.14 MPa로 비슷한 응력 범위를 나타냈다. 콘크리트강도 30 MPa일 경우 GFRP 부착면 평균응력은 1.87 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.92 MPa로 나타났다.

콘크리트강도 30 MPa가 콘크리트강도 24 MPa보다 평균응력이 감소된 것으로 측정되었다. 이는 실험체의 파괴패턴 분석 시 콘크리트강도 24 MPa 경우 파괴형태는 그림 2.61의 NO,1 과 같이 Type1파괴패턴을 보였으나, 콘크리트강도 30 MPa일 경우 파괴형태는 그림 2.61 No,2 와 같이 Type1 보다는 Type2, Type3의 파괴패턴으로 인해 응력값이 작게 발생된 것으로 판단된다. 또한 Type1 파괴패턴의 경우 응력의 차이는 부착면주변의 골재분포에 따라 응력 값이 차이가 발생하는 것으로 나타났다.

표 2.22 상온일 때 일반수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
상온	Epoxy	No.1 (N24E_TR)	GFRP	2.27	Type1	No.2 (N30E_TR)	GFRP	1.08	Type2
				1.43	Type1			1.81	Type2
				2.62	Type1			1.48	Type2
				2.11	Type1			3.11	Type1
			Average	2.11			Average	1.87	
			CFRP	2.01	Type1		CFRP	1.62	Type1
				1.92	Type1			1.81	Type3
				1.85	Type1			2.36	Type3
				2.79	Type1			1.90	Type1
			Average	2.14			Average	1.92	



No.1 GFRP부착면



No.1 CFRP부착면



No.2 GFRP부착면



No.2 CFRP부착면

그림 2.61 상온일때 일반수지 부착 파괴사진

- 고온노출(100℃)에 따른 일반수지 부착실험 결과분석

고온노출(100℃)에 따른 부착실험 결과는 표 2.23과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일때 GFRP 부착면 평균응력은(Type5는 제외) 1.57 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 2.08 MPa로 나타났다. 콘크리트강도 30 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 2.17 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 2.27 MPa(Type5는 제외)로 나타났다.

상온과 비교 시 온도가 증가할수록 24 MPa의 CFRP, GFRP는 응력이 감소하였으나 파괴패턴이 동일하지 않아 직접적인 비교는 어려웠다. 평균적으로 감소하거나 비슷한 경향을 보였지만 100℃의 고온영향에 따른 응력감소는 미비하였으나 파괴패턴에 따라 응력의 차이가 발생하였다. 콘크리트강도 24 MPa의 파괴형태는 그림 2.62의 No.3 과 같다.

콘크리트강도 30 MPa일 때의 부착응력은 상온일 때보다 다소 증가하는 경향이 나타났다. 이는 실험체의 파괴형태에 따른 차이로 판단되며 30MPa의 시편은 파괴형태는 그림 2.62와 같이 균일하게 Type1의 파괴패턴을 보였으며 상온보다 응력이 증가하였다.

표 2.23 고온노출(100)℃)에 따른 일반수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
100	Epoxy	No.3 (N24E_T100)	GFRP	2.11	Type5	No.4 (N30E_T100)	GFRP	1.50	Type1
				1.13	Type2			2.51	Type1
				1.08	Type2			1.82	Type1
				2.51	Type1			2.85	Type1
			Average	1.57			Average	2.17	
			CFRP	2.74	Type1		CFRP	2.48	Type1
				1.84	Type1			2.43	Type1
				1.61	Type1			2.43	Type1
				2.11	Type1			1.72	Type5
			Average	2.08			Average	2.27	



No.3 GFRP부착



No.3 CFRP부착



No.4 GFRP부착



No.4 CFRP부착

그림 2.62 고온노출(100℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진

- 고온노출(150℃)에 따른 일반수지 부착실험 결과분석

고온노출(150℃)에 따른 부착실험 결과는 표 2.24와 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP부착면 평균응력은 1.56 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.08 MPa로 나타났다. 콘크리트 강도 30 MPa일 경우 GFRP 부착면 평균응력은 1.81 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 2.10 MPa로 나타났다.

상온과 비교 시 150℃ 온도에서 콘크리트강도 24MPa의 CFRP, GFRP 부착면의 응력이 감소하는 경향을 나타났다. 파괴형태는 그림 2.63의 No.5와 같으며 GFRP의 경우 도일하게 Type1의 파괴패턴으로 나타났으며 CFRP의 경우 3가지형태의 파괴패턴이 나타났다.

콘크리트강도 30MPa 시편은 파괴형상은 그림 2.63과 같으며 CFRP 부착면의 경우 3가지의 파괴패턴을 보였다.

표 2.24 고온노출(150℃)에 따른 일반수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
150	Epoxy	No.5 (N24E_T150)	GFRP	1.24	Type1	No.6 (N30E_T150)	GFRP	1.16	Type1
				1.37	Type1			1.80	Type1
				1.75	Type1			1.95	Type1
				1.87	Type1			2.32	Type1
			Average	1.56			Average	1.81	
			CFRP	1.58	Type3		CFRP	2.11	Type1
				1.96	Type2			2.32	Type3
				1.96	Type3			2.28	Type2
				1.69	Type1			1.69	Type2
			Average	1.80			Average	2.10	



그림 2.63 No.5 GFRP부착

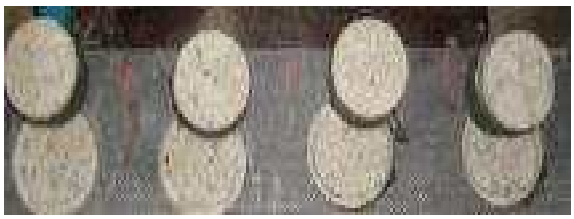


그림 2.63 No.5 CFRP부착



그림 2.63 No.6 GFRP부착

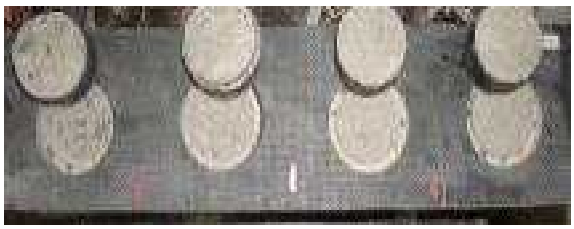


그림 2.63 No.6 CFRP부착

그림 2.63 고온노출(150℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진

- 고온노출(200℃)에 따른 일반수지 부착실험 결과분석

고온노출(200℃)에 따른 부착실험 결과는 표 2.25과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 1.77 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.66 MPa로 나타났다. 콘크리트강도 30 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 1.35 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.31 MPa로 나타났다. 200℃에 노출되었을 때 전체적인 부착실험결과 응력이 모두 감소하였고, 시편의 내구성 및 콘크리트와 FRP사이의 부착부분의 내구성도 다소 감소하였다. 24 MPa의 경우 파괴형태는 그림 2.64의 No.7과 같으며 Type1, 2, 3의 패턴을 보였으며 30MPa는 그림 2.64의 No.8과 같으며 모두 Type1이 나타났다.

표 2.25 고온노출(200℃)에 따른 일반수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
200	Epoxy	No.7 (N24E_T200)	GFRP	1.93	Type1	No.8 (N30E_T200)	GFRP	1.19	Type1
				1.66	Type3			1.43	Type1
				1.64	Type3			1.37	Type1
				1.84	Type1			1.41	Type1
			Average	1.77			Average	1.35	
			CFRP	1.55	Type1		CFRP	1.35	Type1
				1.64	Type2			1.41	Type1
				1.98	Type2			1.47	Type1
				1.48	Type3			1.01	Type1
			Average	1.66			Average	1.31	



No.7 GFRP부착



No.7 CFRP부착



No.8 GFRP부착



No.8 CFRP부착

그림 2.64 고온노출(200℃)에 따른 일반수지 부착 파괴사진

(2) 고온노출에 따른 내화보강수지(Phenol) 부착성능평가

- 상온에 대한 내화보강수지(Phenol) 부착실험 결과 분석

상온일 때 내화보강수지 부착실험 결과는 표 2.26와 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 1.67 MPa, CFRP일 경우 평균응력은 1.54 MPa 으로 나타냈다. 콘크리트강도 30 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 1.64 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.48 MPa로 나타났다. 콘크리트강도 24 MPa 경우 파괴형태는 그림 2.65의 No9와 같으며 동일한 Type1파괴패턴을 보였다. Type1(콘크리트파괴)의 경우 응력의 차이는 부착코어주변의 골재분포에 따라 발생하였다.

콘크리트강도 30MPa일 경우 파괴형태는 그림 2.65의 No.10과 같으며 GFRP 부착면은 Type1 파괴패턴을 보였으나 CFRP 부착면은 Type2 파괴패턴을 보였다.

표 2.26 상온일 때 내화보강수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
상온	Phenol	No.9 (N24P_TR)	GFRP	1.95	Type1	No.10 (N30P_TR)	GFRP	1.40	Type1
				2.04	Type1			1.85	Type1
				1.00	Type1			1.45	Type1
				1.70	Type1			1.85	Type1
			Average	1.67			Average	1.64	
			CFRP	1.40	Type1		CFRP	1.92	Type2
				2.08	Type1			1.23	Type2
				1.30	Type1			0.74	Type2
				1.37	Type1			2.04	Type2
			Average	1.54			Average	1.48	



No.9 GFRP부착



No.9 CFRP부착



No.10 GFRP부착



No.10 CFRP부착

그림 2.65 상온에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진

- 고온노출(100℃)에 따른 내화보강수지(Phenol) 부착실험 결과분석

고온노출에 따른 내화보강수지 부착실험 결과는 표 2.27과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력은 1.72 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.02 MPa이었다. 콘크리트강도 30 MPa일 경우 GFRP 부착면 평균응력은 1.91 MPa, CFRP부착면 평균응력은 1.75 MPa로 나타났다. 고온노출(100℃)에서는 GFRP 부착면의 경우 부착면 응력이 0.05 MPa 증가하였다. 즉 온도 증가가 부착면 응력에 영향을 미치지 못했다. 파괴패턴은 그림 2.66에 나타내었다. 24 MPa의 CFRP 경우 Type2에 따른 파괴패턴을 나타났다. 콘크리트강도 30 MPa의 경우 파괴형상은 그림 2.66의 No.12와 같으며 GFRP부착면은 균일하게 Type1의 파괴패턴으로 파괴되었다. GFRP/CFRP 모두 온도 증가에 따라 응력이 다소 증가되었다. CFRP의 부착면의 경우 대부분 Type1의 파괴패턴으로 나타났다.

표 2.27 고온노출(100℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
100	Phenol	No.11 (N24P_T100)	GFRP	2.16	Type1	No.12 (N30P_T100)	GFRP	1.55	Type1
				1.40	Type1			1.64	Type1
				1.64	Type1			2.18	Type1
				1.69	Type1			2.28	Type1
			Average	1.72			Average	1.91	
			CFRP	1.012	Type2		CFRP	2.13	Type1
				0.824	Type2			1.40	Type1
				0.805	Type2			1.66	Type2
				1.446	Type2			1.82	Type1
			Average	1.02			Average	1.75	



No.11 GFRP부착



No.11 CFRP부착



No.12 GFRP부착



No.12 CFRP부착

그림 2.66 고온노출(100℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진

- 고온노출(150℃)에 따른 내화보강수지(Phenol) 부착실험 결과분석

고온노출에 따른 내화보강수지 부착실험 결과는 표 2.28과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP 부착면의 평균응력은 1.48 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.55 MPa 응력범위를 나타냈다. 콘크리트강도 30MPa일 때의 GFRP부착면의 평균응력은 1.68 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.32 MPa로 나타났다. 고온노출(150℃)에서 GFRP 부착면 응력은 0.19 MPa감소하였고 CFRP 부착면 응력은 0.01 MPa 증가하여, 고온 노출이 부착 강도에 크게 영향을 미치지 않음을 보여주었다. 그림 2.67의 No.13는 콘크리트강도 24MPa일대의 파괴형상을 나타내며 모두 Type1의 파괴패턴을 보였다. 그림 2.67의 No.14는콘크리트강도 30 MPa의 파괴형상을 나타내며 CFRP 부착면은 동일한 Type1의 파괴패턴을 보였으나 GFRP 부착면은 Type2, 3 파괴패턴으로 나타났다.

표 2.28 고온노출(150℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
150	Phenol	No.13 (N24P_T150)	GFRP	1.11	Type1	No.14 (N30P_T150)	GFRP	1.43	Type3
				1.81	Type1			1.88	Type2
				1.56	Type1			1.95	Type3
				1.45	Type1			1.47	Type2
			Average	1.48			Average	1.68	
			CFRP	1.75	Type1		CFRP	1.01	Type1
				1.24	Type1			1.04	Type1
				1.43	Type1			1.27	Type1
				1.79	Type1			1.96	Type1
			Average	1.55			Average	1.32	



No.13 GFRP부착



No.13 CFRP부착



No.14 GFRP부착



No.14 CFRP부착

그림 2.67 고온노출(150℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진

-고온노출(200℃)에 따른 내화보강수지(Phenol) 부착실험 결과분석

고온노출(200℃)에 따른 부착실험 결과는 표 2.29과 같다. 콘크리트강도 24 MPa일 때의 GFRP 부착면 평균응력 1.32 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.25 MPa로 나타났다. 콘크리트강도 30 MPa일 경우의 GFRP 부착면 평균응력은 1.02 MPa, CFRP 부착면 평균응력은 1.68 MPa로 나타났다. 고온노출(200℃)에서 모든 시편의 부착면 응력은 감소하였으며 파괴는 콘크리트보다 콘크리트-FRP 사의 부착 부분에서 파괴가 발생하였다(Type2, Type3 파괴패턴). 따라서 온도 상승이 FRP부착면의 내구성을 감소시킨 것으로 생각된다. 그림 2.68의 No.15는 24 MPa의 파괴형태를 나타내며 그림 2.68의 No.16은 30 MPa일 때의 파괴형태를 보여주고 있다.

표 2.29 고온노출(200℃)에 따른 내화보강수지 부착실험결과

온도	수지 종류	24MPa				30MPa			
		실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴	실험체		부착응력 (MPa)	파괴패턴
200	Phenol	No.15 (N24P_T200)	GFRP	1.28	Type1	No.16 (N30P_T200)	GFRP	0.72	Type2
				1.45	Type2			0.74	Type2
				1.56	Type2			1.50	Type3
				0.98	Type2			1.13	Type2
			Average	1.32			Average	1.02	
			CFRP	1.56	Type2		CFRP	1.41	Type1
				0.92	Type2			1.92	Type1
				1.29	Type2			1.69	Type1
				1.21	Type3			1.70	Type1
			Average	1.25			Average	1.68	



No.15 GFRP부착



No.15 CFRP부착



No.16 GFRP부착



No.16 CFRP부착

그림 2.68 고온노출(200℃)에 따른 내화보강수지(페놀) 부착 파괴사진

⑶ 결과분석

고온에 따른 평가는 그림 2.69와 그림 2.70으로 요약하였다. 온도가 100, 150℃구간에서는 부착면 응력 감소가 적었으나 200℃에서 부착면 응력이 크게 감소하였다. 100, 150℃구간에서는 고온보다 파괴패턴에 따른 응력의 차이가 크게 나타났다. 특히 파괴패턴 중 Type1(콘크리트파괴)일 때 응력이 가장 크게 발생하였으나 부착주변의 골재가 많이 분포할수록 부착면 응력이 작게 발생하였다. 수지 종류에 따른 평가에서 FRP 제작시 사용된 수지는 실제 실험에 있어 큰 영향을 미치지 않았으며 이는 콘크리트 파괴형태 중 FRP의 파괴패턴(Type4)은 나타나지 않기 때문에 수지에 따른 영향은 발생하지 않았다.

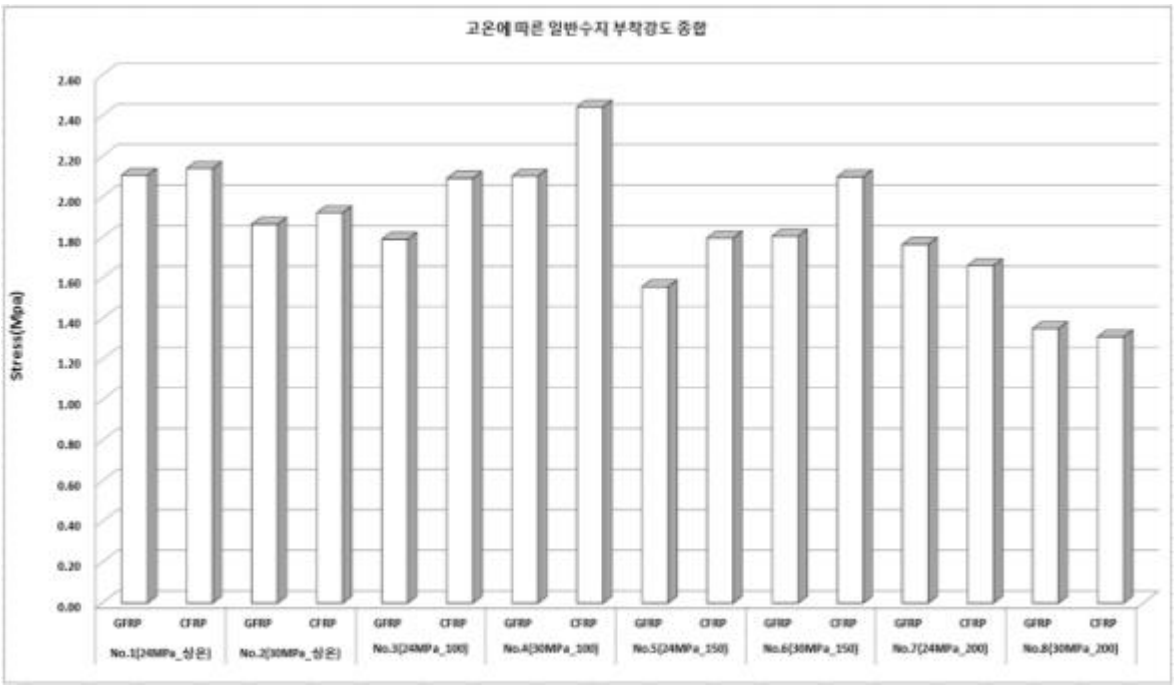


그림 69 고온노출에 따른 일반수지(Epoxy) 사용 부착강도 종합

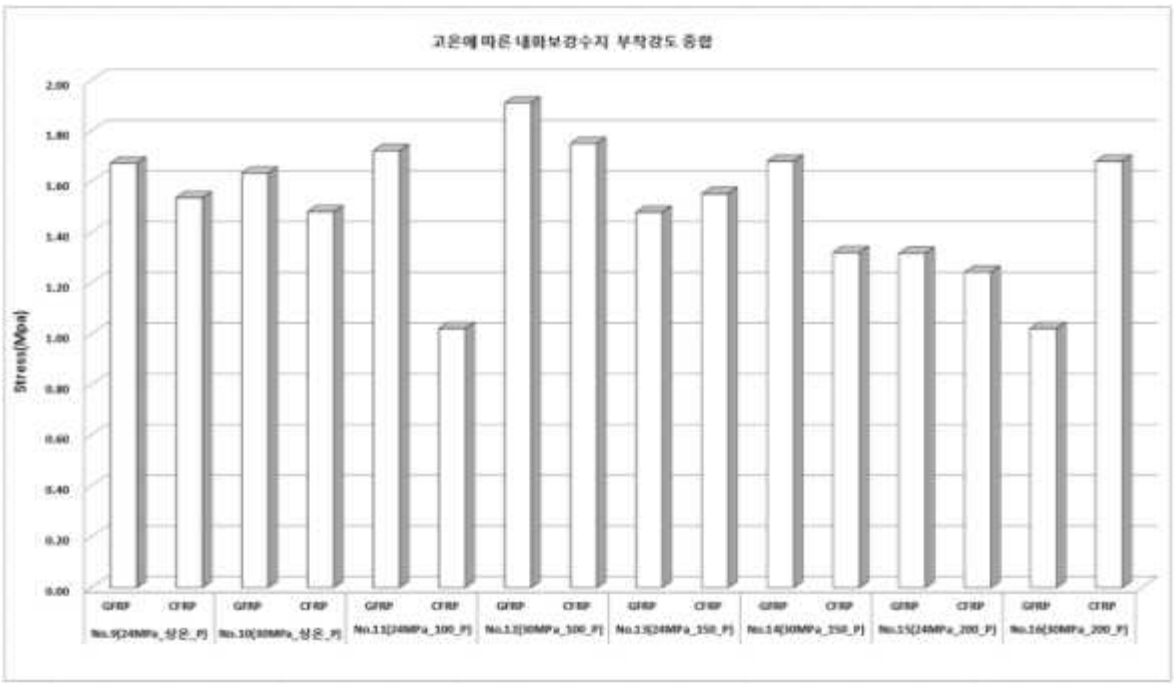
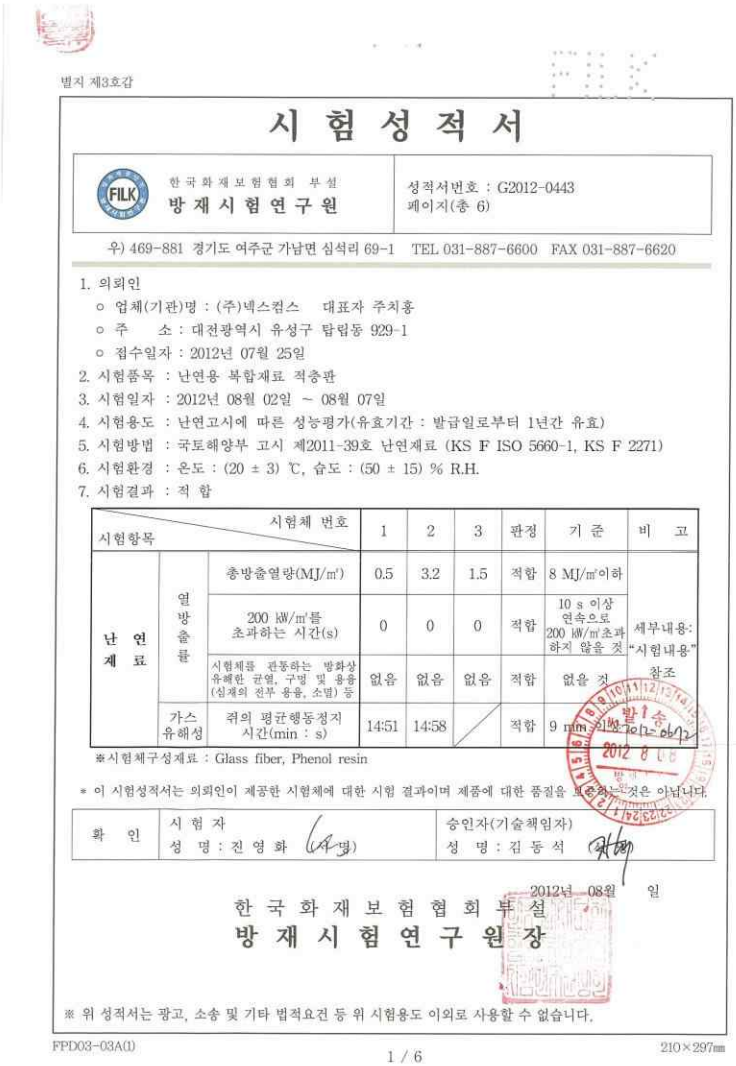


그림 70 고온노출에 따른 내화보강수지(Phenol) 사용 부착강도 종합

6. FRP 보강재의 내화성 증진 방안

카본 및 유리섬유 복합재료의 내화성능은 비교적 우수하지 않다. 강화재인 카본과 유리섬유는 고온에서도 녹거나 타지 않으므로 내화성능에 우수한 면이 있지만 모재인 에폭시는 전이온도 이상의 온도 노출 환경에서는 높은 열에 견디지 못하고 소화되기 때문에 구조적 성능이 저하되어 내화성능에는 나쁜 영향을 끼친다. 이에 매트릭스를 에폭시가 아닌 페놀을 사용하기도 하며, 페놀은 에폭시보다 높은 온도에서도 안정적이며, 내화성능이 우수하다. 이는 본 장의 제2절 4의 횡구속 콘크리트 압축성능평가 시험에서 확인할 수 있다. 그리고 본 연구에 사용된 페놀은 국토해양부 고시 제 2011-39호 난연재료에 준한 시험을 수행하였으며, 그림 2.71과 같은 시험성적서로 인증을 받은 바 있다. 페놀을 매트릭스로 사용할 경우 고온 환경에서 에폭시의 사용보다 구조적으로 안정적일 수 있으며, 유해 가스가 현저히 줄어들기 때문에 인명 안전에도 우수하다.



별지 제3호갑

시 험 성 적 서

한국화재보험협회 부설
방 재 시 험 연 구 원

성적서번호 : G2012-0443
페이지(총 6)

우) 469-881 경기도 여주군 가남면 심석리 69-1 TEL 031-887-6600 FAX 031-887-6620

1. 의뢰인
   - 업체(기관)명 : (주)넥스컴스 대표자 주치홍
   - 주 소 : 대전광역시 유성구 탑립동 929-1
   - 접수일자 : 2012년 07월 25일
2. 시험품목 : 난연용 복합재료 적층판
3. 시험일자 : 2012년 08월 02일 ~ 08월 07일
4. 시험용도 : 난연고시에 따른 성능평가(유효기간 : 발급일로부터 1년간 유효)
5. 시험방법 : 국토해양부 고시 제2011-39호 난연재료 (KS F ISO 5660-1, KS F 2271)
6. 시험환경 : 온도 : (20 ± 3) ℃, 습도 : (50 ± 15) % R.H.
7. 시험결과 : 적 합

시험항목 \ 시험체 번호			1	2	3	판정	기 준	비 고
난연재료	열방출률	총방출열량(MJ/㎡)	0.5	3.2	1.5	적합	8 MJ/㎡이하	세부내용: "시험내용" 참조
		200 kW/㎡를 초과하는 시간(s)	0	0	0	적합	10 s 이상 연속으로 200 kW/㎡초과 하지 않을 것	
		시험체를 관통하는 발화상 유해한 균열, 구멍 및 용융(심재의 전부 용융, 소멸) 등	없음	없음	없음	적합	없을 것	
	가스유해성	쥐의 평균행동정지 시간(min : s)	14:51	14:58		적합	9 min 이상	

※시험체구성재료 : Glass fiber, Phenol resin

* 이 시험성적서는 의뢰인이 제공한 시험체에 대한 시험 결과이며 제품에 대한 품질을 보증하는 것은 아닙니다.

확 인	시 험 자	승인자(기술책임자)
	성 명 : 진 영 화 (서명)	성 명 : 김 동 석

2012년 08월 일

한 국 화 재 보 험 협 회 부 설
방 재 시 험 연 구 원 장

※ 위 성적서는 광고, 소송 및 기타 법적요건 등 위 시험용도 이외로 사용할 수 없습니다.

FPD03-03A(1) 1 / 6 210×297㎜

그림 2.71 페놀수지의 내화성능 시험 성적서

응급복구 보강재는 응급복구라는 특성상 경량성을 확보해야한다. 이는 보강재가 가벼워야 운반이 용이하며, 시공성을 크게 향상시킬 수 있기 때문이다. 그리고 지진 발생시 화재에 대한 우려로 내화성능을 포함한 보강재라면 더욱 효과적일 것이다. 그러나 경량성과 내화성을 동시에 만족시키는 재료는 없다고 해도 무방하다. 내화성능이 뛰어난 메탈의 경우, 비중이 크며 오히려 여진의 크기를 증가시킬 수 있는 소지가 있다. 따라서 적당한 온도에서 내화성능을 가지고 있는 고온 성형용(공장성형) 수지를 본 연구에서 적용하였다.

그러나 고온에 노출되었을 때 에폭시와 페놀 모두 구조적 성능은 저하된다. 따라서 복합재료의 내화성능을 향상시키기 위한 방법으로 탄소복합재료와 단열코팅제가 있다.

탄소복합재료는 탄소섬유가 보강된 복합재료(C-C), 탄화규소에 탄소섬유가 보강된 복합재료(C-SiC) 및 탄화규소 섬유가 보강된 탄화규소 세라믹 복합재료(SiC-SiC)가 있으며, 일반적으로 1,500℃ 이상의 고온에서 지속적으로 내열성, 내산화성, 내식성을 보여 주로 우주항공의 고속비행체 및 엔진의 내열구조분야, 초고온에서 고순도 및 내삭마성 등이 요구되는 원자로, 핵융합로 분야 등에 사용된다. 그러나 위의 탄소복합재료는 제작공정이 까다로우며, 이에 따른 비용이 크다.

내화 단열 코팅제는 고온 환경에서 기둥과 같이 건축물을 지지해주는 구조물을 보호하는 도료이다. 즉, 구조물에 도장된 단열 코팅제는 화재 시 도막이 팽창하여 내화 단열층을 형성함으로서 일정 시간 동안 구조물의 지지력을 유지하여 인명 대피시간 확보, 구조물 붕괴 방지 및 지연을 가능하게 하는 코팅제이다. 내화 단열 코팅제는 구조물 중 필요한 부분만 적용할 수 있고 표면에만 사용하므로 경제적이며, 화재라는 특수 환경 적용 측면을 고려하였을 때, 간단한 코팅 공정으로 내화성능을 향상시키기 때문에 다방면으로 유리할 것으로 판단된다. 표 는 국내에 판매되는 내화도료의 종류 및 특징을 나타낸다.

국내 판매되는 내화도료중 Fire x200 제품이 에폭시계열 재료를 사용한 내화 도료이기 때문에 본 연구에서 개발되는 제품과의 접착력이 우수할 것으로 판단되며, 내화성능 시간도 우수하기 때문에 가장 접합한 내화도료일 것으로 사료된다. 또한, 본 제품의 사용시 분사식으로도 사용할 수 있기 때문에 아주 간편하고 특별한 노무 없이 시공이 가능하여 사용성이 우수할 것으로 판단된다.

따라서, 본 연구에서 개발되는 보강재는 내화도료를 사용하여 그 내화성을 증진시키는 것이 가장 효과적이다. 특히, 공장제작용 GFRP 복합재료를 사용함에 있어서, 약 300℃이상의 화재상황에 대한 고온에 노출될 시를 대비하여 위에서 제시하고 있는 내화도료를 사용하는 것이 바람직 할 것으로 판단된다.

품명	제조사	내화성능 시간 (hr)	특징	비고
Fire x200	(주)한두 화이어코트	3	- 무용제형, 2액형 - 에폭시계 발포성	
플레임체크 SS2800	삼화페인트	2	- 1액형 - 발포성	
플레임체크 SS2000	삼화페인트	2	- 1액형 - 발포성	
WB-751	제비표페인트	1	- 비닐아크릴 에멀젼 수지 사용 - 수성 내화도료 - 발포성	
SB-720	제비표페인트	1	- 유성내화 도료 - 겨울철 도장 가능	
unitherm	Sika	2	- 아크릴계 발포성	

표 2.30 내화코팅제의 종류 및 특징

7. 벨크로를 이용한 보강재료

가. 벨크로

벨크로는 옷과 가방에 지퍼 대신 널리 사용되는 물질의 상표명이다. 가볍고 내구성이 있으며 세탁이 가능한 이 물질은 두 조각의 나일론 섬유로 이루어지는데, 한 조각에는 강력한 갈고리가 빽빽하게 위치해 있으며 다른 조각에는 작은 원형 고리들을 포함하고 있다. 함께 붙이면 두 조각의 나일론 섬유가 서로 강력하게 접착되며 다시 뗄 수도 있다. 스위스 엔지니어 게오르그 데 메스트랄(1907~1990)이 1941년 알프스에서 하이킹을 마친 후 강아지와 자신의 옷에 산우엉 가시가 붙어 있는 것을 발견하고, 산우엉 가시를 관찰하던 중 벨크로에 관한 아이디어를 얻어 벨크로를 개발하게 되었다. 벨크로(velcro)라는 이름은 프랑스 단어인 벨루어(velour)와 크로켓(crochet)을 따서 만들었다. 데 메스트랄은 1952년 스위스에 벨크로 인더스트리스를 설립하였으며, 프랑스 섬유 회사에서 온 직조공과 함께 자신의 디자인을 완성하여 1955년 특허권을 취득하였다. 1960년대 초반, 벨크로는 전 세계적으로 널리 보급된 제품이 되었으며 상표명임에도 불구하고 해당 직물을 가리키는 용어가 되었다. 현대에서 벨크로는 생활 과 밀접한 의류, 의료, 산업 분야 등 여러 분야에서 활용되고 있다. 관련 제품으로 그림 2.72와 같은 형태 외에도 여러 가지 형태로 사용되고 있다. 이에 본 연구에서는 공업용으로 주로 사용되는 폴리프로필렌 재질의 머쉬룸 벨크로를 이용한 RC 골조 구조물의 기둥 보강에 적용하였다.



그림 2.72 벨크로의 종류 및 특징

나. 벨크로 재료 물성

벨크로 제조사에서 파악하는 벨크로의 물리적 성질은 영국의 BS 7271과 일본의 JIS-L-3416 등의 재료시험법을 적용하고 있다. 물리적 시험법으로 전단강도, 박리강도, 접착반복 시험 3가지의 시험법이 있다.

(가) 전단강도 시험

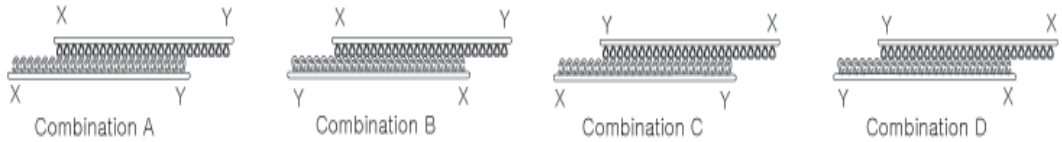


그림 2.73 전단강도 측정 조합

인장전단 강도는 그림 2.73과 같이 부착면을 횡으로 당겨서 4 가지 경우로 측정한다. 측정기계의 당기는 속도와 겹쳐지는 부분은 최소한 50 mm 이상을 유지토록 하여야 하고, 측정값의 산출에 있어서는 겹쳐진 폭이 아닌 가로, 세로의 면적으로 나눈 값으로 된다. 따라서 표기 단위또한 N/cm^2 또는 kgf/cm^2 로 표기한다.

$$F_1 = \frac{S}{L \times b}$$

여기서, 인장전단강도 F_1(N/cm²), 최대전단하중 S(N), 겹침길이 L(cm), 벨크로유효폭 b(cm)

(나) 박리강도 시험

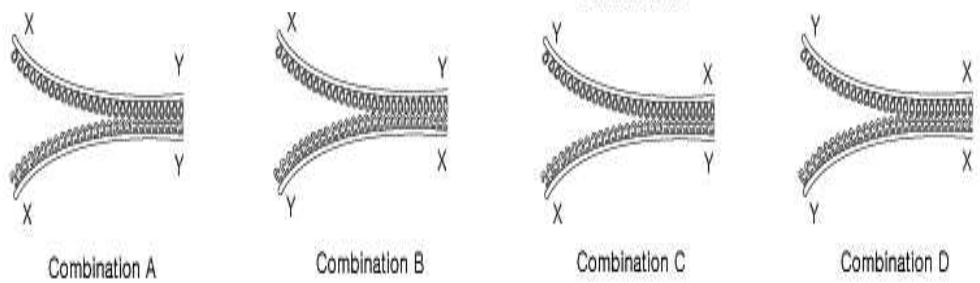


그림 2.74 박리강도 측정 조합

그림과 같이 4 가지 방향으로 측정을 하되 겹치는 부분은 최소한 50 mm 이상을 유지토록 하여야 한다. 측정기의 당기는 속도를 200±10mm/min 로 하며 겹쳐진 부분이 완전히 분리될 때까지 측정한다. 특히 Loop 부분이 위로 Hook 부분은 아래로 당기게 해야 하며, 측정되어진 값을 테이프의 폭 사이즈로 나누면 박리강도 수치가 로 계산된다. 시험결과 계산된 4 가지 수치 중에 가장 작은 것을 최종 박리강도 값으로 한다.

$$F_2 = \frac{P}{b}$$

여기서, 박리강도 F_2(N/cm), 박리하중 P(N), 벨크로유효폭 b(cm)

(다) 접착반복 시험

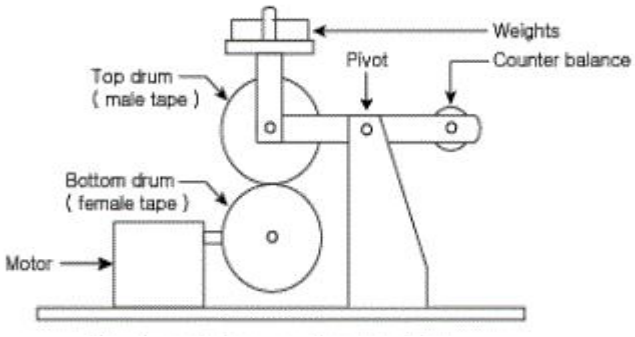


그림 2.75 접착반복 시험기

접착 반복 시험기는 수백, 수천 번의 접착 시도 후 박리 및 인장 강도가 처음보다 얼마나 변화되는지 측정할 때 사용되는 장비이다.

위의 (1)~(3)의 시험법이 벨크로의 물리적 성질을 측정하는 방법으로 벨크로 제조사에서 시행되고 있으며 이 외에도 주로 이용되는 분야의 기준을 만족하기 위하여 여러 시험이 시행되고 있다. 본 연구에 사용된 벨크로의 시험결과는 표 2.31와 같다.

표 2.31 머쉬룸 벨크로 시험결과

시험 항목	측정기준	기준수치	당사 제품 수치
박리 강도 (BS7271)	제시상태 5000회 반복 접착 시행 후 세탁 건조 후	1.3 N/㎝ 0.65 N/㎝ 1.3 N/㎝	3.7 N/㎝ 2.2 N/㎝ 3.5 N/㎝
인장전단 강도 (BS7271)	제시상태 5000회 반복 접착 시행 후 세탁 건조 후	8 N/㎠ 5 N/㎠ 8 N/㎠	12.3 N/㎠ 7.4 N/㎠ 11.7 N/㎠
세탁 견뢰도 (KS K0430-1996)	A-1, 40±2℃		4-5 급
일광 견뢰도 (KS K 0700-1990)	페이드오미터, ISO BLUE SCALE		4 급
방화도 (FAA 25.853(b))	12 SECONDS VERTICAL TEST		잔염시간(S) 0 적하물의 낙하연소시간(S) 0 탄화길이(inch) 3.2
포름알데히드 함량 (AATCC 112)	기상 추출법 주) <=미만		< 1 ppm
중금속 함량 (ASTM F963-96(A))	주) 시료를 0.07 mol/L HCI용액으로 37℃에서 2 간 동안 추출 하였음		납 (SOL. Pb) < 0.1㎎/㎏ 카드뮴 (SOL.Cd) < 0.1㎎/㎏

다. 벨크로 인장시험

측정된 재료의 박리강도와 인장전단강도는 본 보강방법에 대한 공학적인 재료 물성으로 사용되기 어렵고 실험결과 나타난 벨크로의 파괴가 박리나 전단에 의한 파괴가 아닌 벨크로 자체의 인장에 의한 파괴의 형태로 나타났다. 따라서 벨크로를 이용하여 기둥을 보강할 경우 후크 테이프와 루프 테이프가 부착된 상태의 벨크로 인장강도가 주요한 물리적 성질로 작용하는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 KS K 0756의 규정에 따라 인장강도를 측정 하였다.

시편의 제작 및 시험방법은 KS K 0756에 따라 50mm×300mm의 시편을 제작하고 후크테이프와 루프테이프를 부착하여 시편을 제작하였다. 제작된 시편을 인장 시험기에 설치하여 100±10mm/min의 속도로 시험편이 절단 될 때까지 하중을 가하였다. 시험결과는 표 2.32에 정리하여 나타내었다.

표 2.32 벨크로 인장시험 결과

번호	길이 (mm)	폭 (mm)	두께 (mm)	최대하중 (N)	변위 (mm)	강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	비고
1	200.92	50	0.6	571.12	3.40	19.04	1126.77	
2	200.10			544.61	3.31	18.14	1096.44	
3	201.80			553.98	2.98	18.46	1249.65	
4	200.36			509.03	2.98	16.96	1140.44	
5	200.01			580.50	3.40	19.44	1139.98	
6	200.26			493.19	3.06	16.44	1075.87	
평균	-	-	-	542.07	3.19	18.08	1138.19	

표 2.32의 벨크로의 두께는 후크테이프와 루프테이프 각각의 천 부분의 두께만을 측정하여 더한 값으로 계산하였다. 또한 탄성계수는 초기탄성계수 (initial elastic modulus, E_0)로 고려하여 계산하였다. 후크테이프와 루프테이프를 부착한 벨크로의 인장시험 결과 벨크로의 인장강도는 18.08MPa, 탄성계수는 1138.19MPa로 계산되었다.

8. 고찰

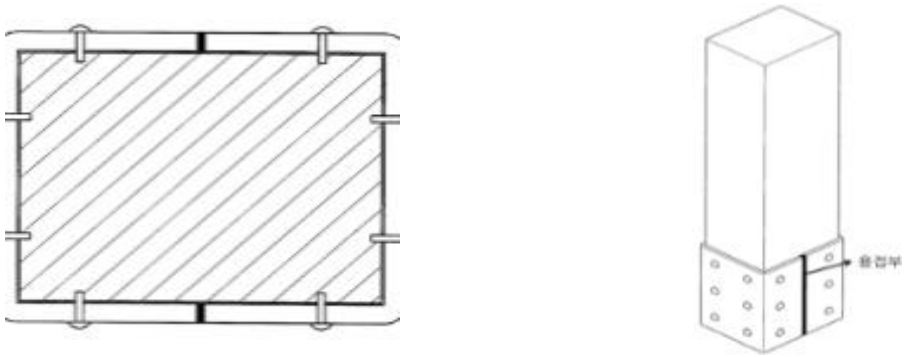
기둥보강재의 보강재료를 선정하기 위해 FRP 재료의 특성치를 파악하였다. 온도에 따른 FRP 인장실험을 실시하였으며, 기둥보강재로서 콘크리트 구속 성능을 간접적으로 평가하였으며, 부착성능을 평가하였다. 모든 실험은 본 연구목적에 부합하도록 화재에 의한 환경에 대해 보강재료의 특성 변화를 파악하기 위해 외부온도에 대해서 특성치 변화를 검토하였으며 그 결과는 다음과 같다.

- 유리섬유보다 탄소섬유가 높은 인장강도가 나타나며, 응력-변형률 관계는 선형적 관계가 최종 파괴시까지 나타난다.
- 복합재료의 인장강도는 섬유의 배열 방향에 따라 달리 나타나며, 섬유의 배열 방향으로 인장강도가 우수하다.
- 매트릭스가 고온(100℃ 이상)에 연소됨에 따라 섬유가 모든 외력을 부담하므로 고온의 환경일수록 응력-변형률 곡선이 선형거동을 보여 준다. 그러나 페놀수지의 경우 수지함침이 일정하지 않아 고른 성능을 달성하기 어려웠다.
- 온도에 따른 FRP 인장실험을 실시한 결과, FRP 보강재료의 제작 특성상 현장제작보다는 공장제작으로 만들어지는 보강재를 사용하는 것이 내화성능에 효과적인 것으로 나타났다.
- FRP로 보강된 콘크리트 공시체의 압축강도는 Phenol 수지 CFRP 보강재가 높은 온도에서도 그 성능을 잘 유지하고 있었다.
- 부착성능평가에서 파괴형태 중 FRP 파괴패턴은 나타나지 않으며 대부분의 파괴형태는 콘크리트 파괴이며, 이 때 부착강도가 가장 큰 것으로 나타났다.
- 최종 FRP 보강재료로는 보강재로서의 성능을 확보하고 있으며, 경제적이며, 균일한 제작이 가능한 Epoxy 수지 GFRP로 선정하였다.
- Epoxy 수지 GFRP로 제작되는 복합재료 보강재의 내화성능을 증진시키기 위해서는 국내에서 생산되는 여러 가지의 내화코팅제를 사용하는 것이 가장 효과적일 것이다.
- FRP 외에 벨크로에 대한 물성치를 조사하였으며, 직접 인장강도 보다는 접착부위에 대한 부착강도의 영향이 크므로 수벨크로에 돌기가 있는 머쉬룸 형태의 벨크로가 보강재료로써 적절하다.

제3절 RC기둥 보강기법 개발

1. 보강재 설계 개념

기둥의 부분 보강은 기존 건물의 연성을 개선하기 위하여 전단보강을 적용하는 공법이다. 기존의 공법들은 띠 판을 감아서 보강하거나, 기존 기둥의 하단부를 시멘트 또는 모르타르를 얇게 개재한 상태에서 에워싸도록 강판부재를 설치한다. 이때 강판부재를 양단을 잡아당겨 기존기둥을 압박하는 상태에서 강판부재의 양단을 고정시키도록 용접부가 형성된다. 아울러 기존기둥에 강판부재를 고정시키기 위한 록 볼트, 볼트 부재 등과 같은 앵커부재가 강판부재를 관통하여 기둥에 박히게 된다. 이러한 기존보강법의 단점은 앵커부재가 기존기둥에 직접 박히게 되므로 물리적 손상으로 인한 강도저하가 발생하며, 강판부재의 양단을 용접하는 작업이 필요하여 신속한 작업이 어렵다. 아울러 강판부재의 양단을 용접하기 위해서는 강판부재의 두께가 구조적인 설계치 허용두께보다 두꺼워야 하는데 그로 인하여 무게가 증가하게 되어 작업성이 저하되는 문제가 생기게 된다. 종래의 기술로 보강된 기존기둥의 단면 및 전체형상을 그림 2.76에 나타내었다.



(a) 기둥의 단면 (b) 기둥의 전체형상

그림 2.76 종래의 기술로 보강된 기존기둥의 단면 및 전체형상

본 연구의 보강 기법은 기존 보강법의 문제점을 해결하여 응급 복구에 적용 가능하도록 개발하는데 목적이 있다. 따라서 기존의 공법과는 달리 신속시공이 가능하도록 탈착식으로 제안하였다. 또한 앵커부재 등을 구조물에 설치하지 않기 때문에 기존기둥에 대한 물리적인 손상이나 단면 감소를 유발하지 않고 연성 능력 증가를 달성할 수 있다. 제안된 공법의 개념도는 그림 2.77과 같다. 가벼운 FRP 재료로 구성하여 취급과 작업성을 향상하였고 기계적인 방식에 의하여 서로 조립하여 견고하게 설치할 수 있기 때문에 신속히 설치 가능하다. 보강재의 연결부 형상은 보강재 시공성의 문제와 체결부-복합재료의 부착에 따라 달라지기 때문에, 유한요소 해석을 통하여 최적의 형상을 선정하도록 하였다.

기존 기둥 보강법의 문제점
● 기존기둥에 대한 물리적 손상 발생
● 다량의 앵커설치로 인한 기둥의 영구적 손상
● 기존 보강법 적용 시 인접 벽체 및 구조요소에 큰 손상발생
● 공기가 길어짐에 따른 신속한 복구가 어려움

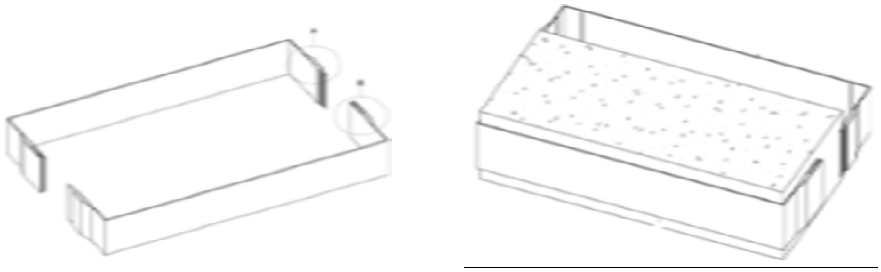
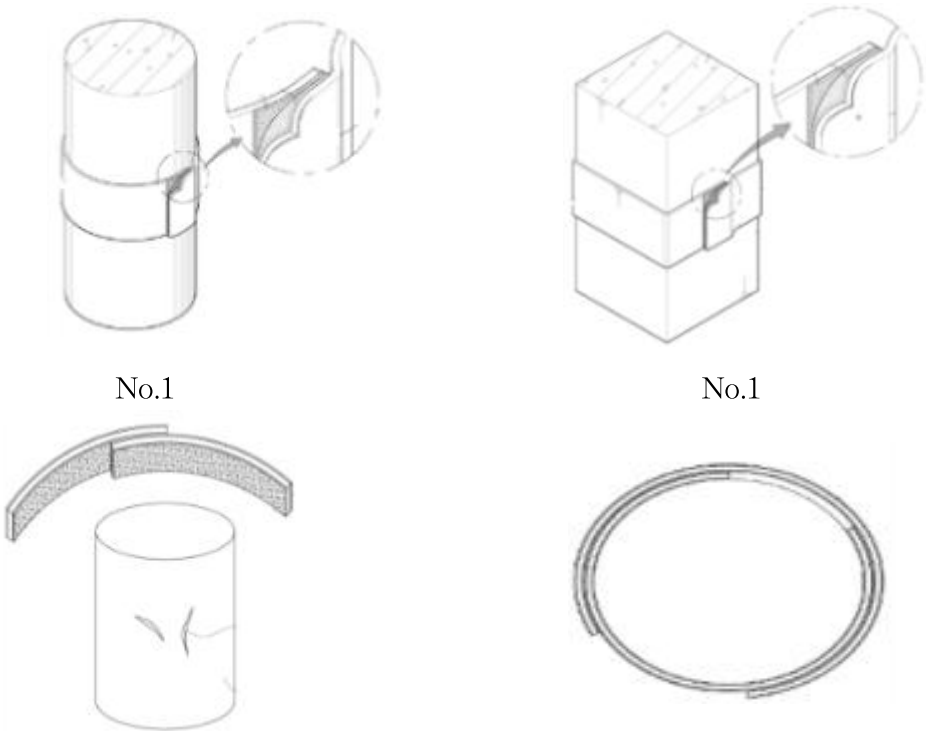


그림 2.77 탈착식 FRP 재료 보강공법 개념

본 연구에서 제안하는 또 다른 보강기법은 보강재의 결속을 벨크로로 결속하여 보강재를 보강구조체에 부착하는 방법이다. 이와 같은 보강공법은 보강재의 결속을 위한 다른 장비와 노무 없이도 쉽게 결속할 수 있으며, 소요의 결속력을 충분히 발휘하고, 외부의 환경조건에 관계없이 결속력에 대한 신뢰성을 충분히 확보할 수 있다. 또한 간편한 시공으로 실제 시공시에 일관된 품질을 확보할 수 있는 보강공법이라 할 수 있다.

벨크로 보강재의 일단부에는 후크벨크로(수 벨크로)가 일체로 접합되고, 타단부에는 루프벨크로(암 벨크로)가 일체로 접합되어, 접해진 보강재의 단부들이 서로 상호 결속되게 한다. 이와 같은 공법 또한, 보강대상의 구조물에는 전혀 손상을 입히지 않으므로 구조적인 안정성은 크게 확보할 수 있을 것이다. 벨크로는 설치 후에 인위적으로 분리될 가능성이 있으므로 최종적으로 시공 후 표면을 에폭시 도포 및 내화코팅제 등으로 마감하도록 한다. 보강 재료로서 사용되는 벨크로의 결속 방법은 그림 2.78에 나타내었다.



No.1 No.1

No.2 No.2

그림 2.78 부착식 벨크로 재료 보강공법 개념

2. 보강재 설계

가. 층상화 단면해석

본 연구에서 기둥보강재에 대한 성능평가를 수행하기 위한 설계에서는 비선형 해석을 실시하여 보강재 설계가 이루어져야 한다. 따라서 철근콘크리트 기둥보강을 위한 보강재를 설계하기위해 층상화 단면해석 기법을 개발하였다.

층상화 단면해석은 보의 깊이에 따른 소성화를 예측하기 위하여 부재의 단면을 여러 개의 층으로 나누어 각각 층의 응력-변형률 상태를 고려하여 단면의 모멘트-곡률 관계를 규명하는 방법이다. 보 요소의 비선형 특성은 전체적으로 비선형 층상화 단면의 응력-변형률의 관계로부터 유도된다. 층상화 단면의 힘-변위 관계는 층상화 단면의 일축 응력-변형률 거동에 대한 적분에 의해서 도출된다. 개발된 비선형 층상화 단면 해석 프로그램은 휨 변형과 전단 변형 정보를 일반화한 실험식에 의해 모멘트, 곡률, 강도 및 변위를 예측한다. 또한, 복잡한 유한요소 해석을 거치지 않고도 단면 정보로부터 형상을 이상화하여 철근 위치와 보강재의 종류, 위치에 따른 해석이 가능하다.

기둥의 비선형 거동을 정확하게 예측하기 위해 단면을 철근과 콘크리트, 보강재 섬유로 나누고 각각 섬유에 재료의 비선형 응력-변형률 관계를 적용하여 해석을 수행한다. 곡률로부터 단면의 각 섬유에 대한 변형률을 계산하고 이를 응력-변형률 관계에 적용한 후 각 섬유의 응력과 힘을 결정한다. 그리고 각각의 섬유의 힘을 적분하여 단면의 모멘트를 결정한다. 이를 모든 곡률에 값에 대하여 수행하면 전체 단면의 모멘트-곡률 관계가 도출된다.

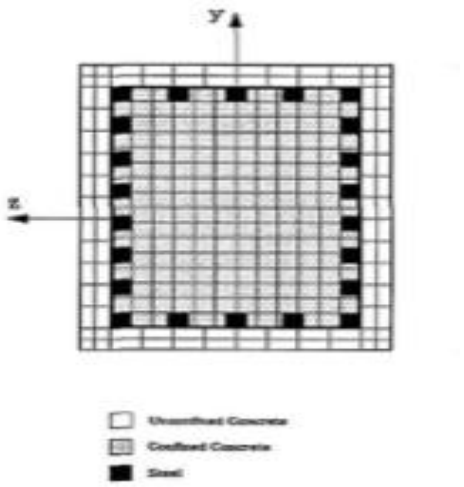


그림 2.79 층상화 단면 모델

비선형 구성관계를 적용하기 위한 기둥 단면의 각 층상화에서의 콘크리트 응력-변형률 관계로 1988년에 제안된 Mander 모델을 적용하였다. 횡방향 철근에 의해 심부 콘크리트가 구속되면 기존의 콘크리트 강도보다 더 증가하게 된다. 이러한 콘크리트의 구속효과를 고려하기 위해 Mander의 제안식을 적용한다. 구간별로 각각 다른 함수로 표시하는 일반적인 제안식과는 달리 전 구간을 하나의 식으로 나타낼 수 있으며 횡방향 구속력은

띠철근의 응력 값에 의해 결정된다. 응력-변형률 곡선은 띠철근의 항복점까지는 구속효과가 증가하나 강재의 항복점 이후로는 횡구속력이 일정해져 거의 일정한 구속효과를 가지게 된다.

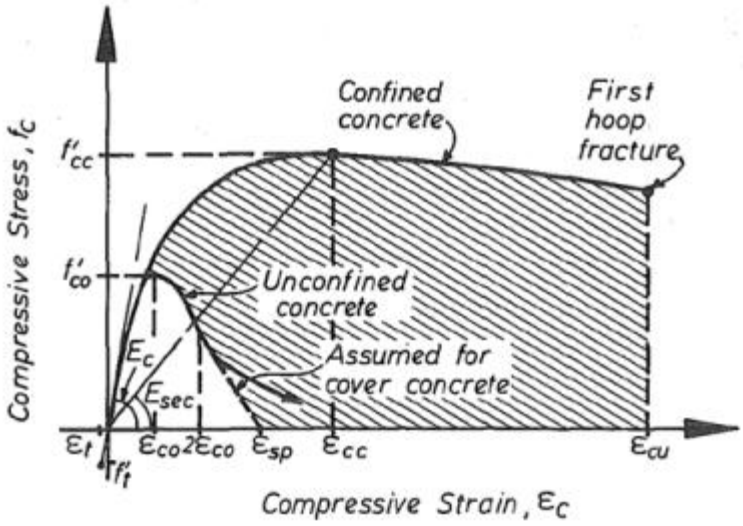


그림 2.80 콘크리트 응력-변형률 관계(Mander, 1988)

위와 같이 층상화 단면해석에서 사용되는 재료의 구성관계와 알고리즘을 고려하여 다음과 같은 설계해석 프로그램을 개발하였다.

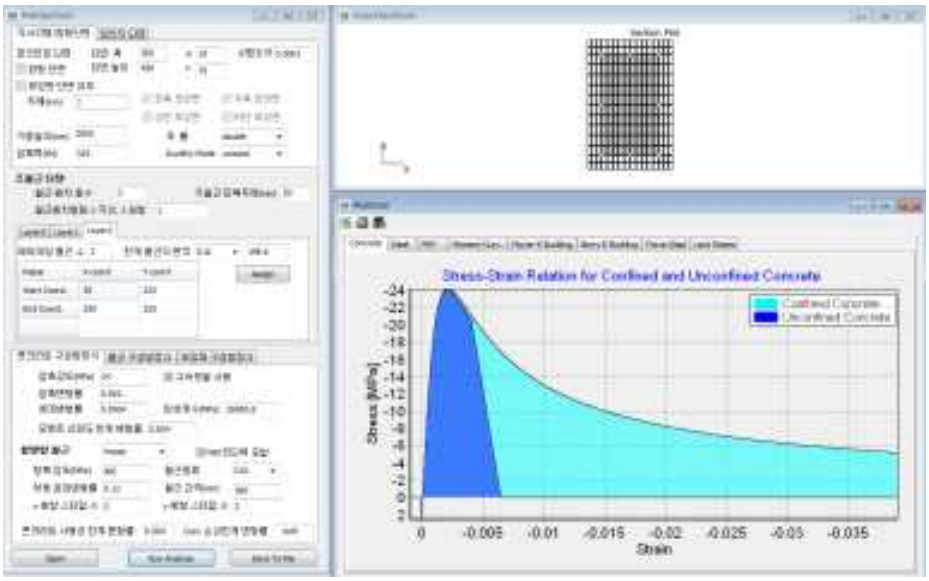


그림 2.81 층상화 단면 해석 프로그램

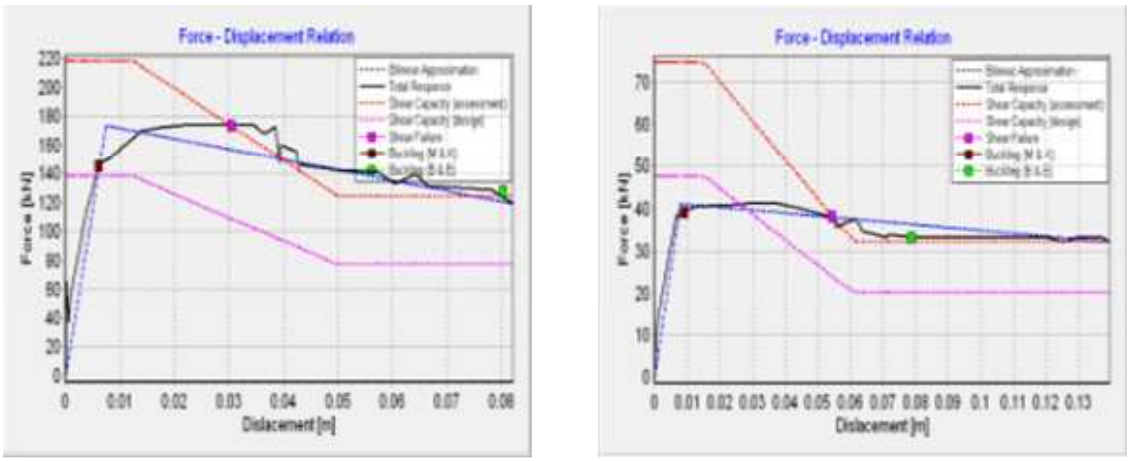
단면과 사용되는 재료에 대한 정보를 기입하면 구속·비구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 보여주며, 모멘트-곡률 관계 또한 계산된 결과를 볼 수 있다. 그리고 기둥의 힘-변위 관계를 보여주면서 휨 또는 전단파괴점을 보여줌으로서 직관적인 설계를 수행할 수 있도록 도와준다.

나. 단면해석에 의한 설계

기둥보강재에 대한 성능평가를 위해 본 연구에서 계획한 철근콘크리트 시험체는 450×300 단면과 200×300 단면을 가지는 기둥 부재이다. 450×300 단면의 기둥에는 GFRP 보강재에 대한 성능평가를 실시하며, 200×300 단면의 기둥에는 벨크로 보강재의 성능을 평가하는 시험체로 사용한다.

위의 기둥 시험체는 현재 공용중인 건물의 단면 및 철근배근을 실험실 현장여건에 적합하게 축소한 시험체를 대상으로 보강재 설계를 실시하여 보강재의 두께 및 배치간격 결정하도록 한다. 보강재로 사용할 GFRP 보강재와 벨크로에 대한 재료 특성치는 앞에서 재료시험 결과로부터 획득한 값을 사용하였다. 기둥의 축력 또한 설계축력을 고려하여 콘크리트의 구속 및 좌굴에 대한 거동효과도 검토할 수 있도록 하였다.

먼저 GFRP 보강재에 대한 성능평가를 수행하게 될 450×300 단면에 대해서 비보강 단면의 성능을 확인하였다. 해석결과, 그림 2.82와 같이 횡변위 30.3mm에서 횡력 173.4kN으로 전단파괴가 예상되었다. 그리고 변위 연성비는 4.1로 예측되었다. 비보강 단면에 대한 변위연성비와 횡력이 크게 발생되도록 GFRP 보강재의 두께 및 설치간격을 결정하였다. 설계결과, 보강재의 두께는 4.0mm이며, 보강재 너비는 150mm, 설치간격은 10mm이었다. 그림 2.82의 해석결과와 같이 횡변위 54.1mm, 횡력 184.2kN, 변위연성비는 6.0으로 보강 후 약 1.5배 연성비가 증가하였다.

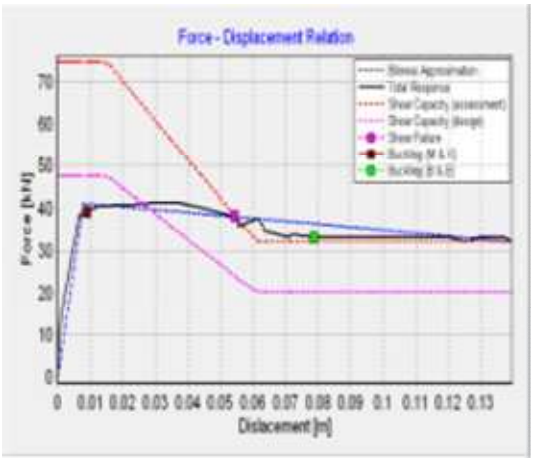


450×300 비보강 단면　　450×300 보강 단면

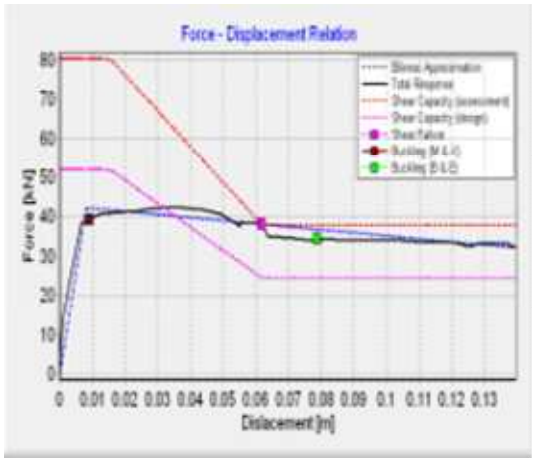
그림 2.82 450×300 비보강,보강 단면 해석결과

다음으로 벨크로 보강재에 대한 성능평가를 수행하게 될 200×300 단면에 대해서 비보강 단면의 성능을 확인하였다. 해석결과, 그림 2.83과 같이 횡변위 54.4mm에서 횡력 38.1kN으로 전단파괴가 예상되었다. 그리고 변위 연성비는 7.0으로 예측되었다. 비보강 단면에 대한 변위연성비와 횡력이 크게 발생되도록 반복과정을 통하여 벨크로 보강재의 두께 및 설치간격을 결정하였다. 설계결과, 보강재의 두께는 0.6mm이며, 보강재 너비는 450mm, 설치간격은 600mm이다. 그림 2.83의 해석결과와 같이 횡변위 60.0mm, 횡력 38.4kN, 변위연성비는 7.5이다. 보강 후 연성비가 1.1배 증가할 것으로 예측되었다. 표 2..

33에서 보강재 설계에 대한 결과를 정리하였다.



200×300 비보강 단면



200×300 보강 단면

그림 2.83 200×300 비보강,보강 단면 해석결과

표 2.33 기둥보강재 설계 결과

기둥단면	보강재종류	보강여부	두께 (mm)	횡변위 (mm)	횡력 (kN)	변위연성비
450×300	GFRP	비보강	-	30.3	173.4	4.1
		보강	4.0	54.1	184.2	6.0
200×300	벨크로	비보강	-	54.4	38.1	7.0
		보강	0.6	60.0	38.4	7.5

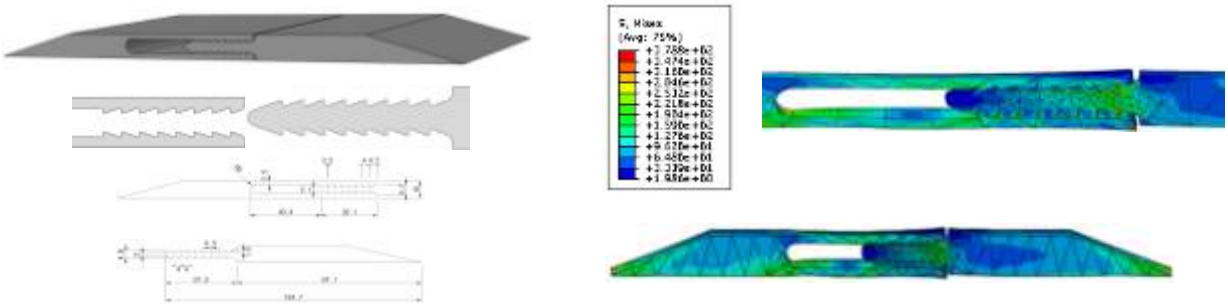
3. FRP 복합재료 체결부 형상설계

체결부의 적합한 형상을 결정하기 위해 3가지 경우에 대하여 비선형 유한요소해석을 실시하여 적절한 형태를 선정하였다.

가. 체결부 형상에 따른 해석적 검토

(1) 체결부 <Case1>

볼록부와 오목부 양쪽으로 나사산이 형성되어 있으며, 나사산의 기울기는 75°이다. 해석결과 응력이 나사산에 집중되었다. 체결 시 작업성능이 좋지 못하지만 체결 길이를 조절할 수 있는 이점이 있다. <Case1>의 형상과 응력분포는 그림 2.84와 같다.

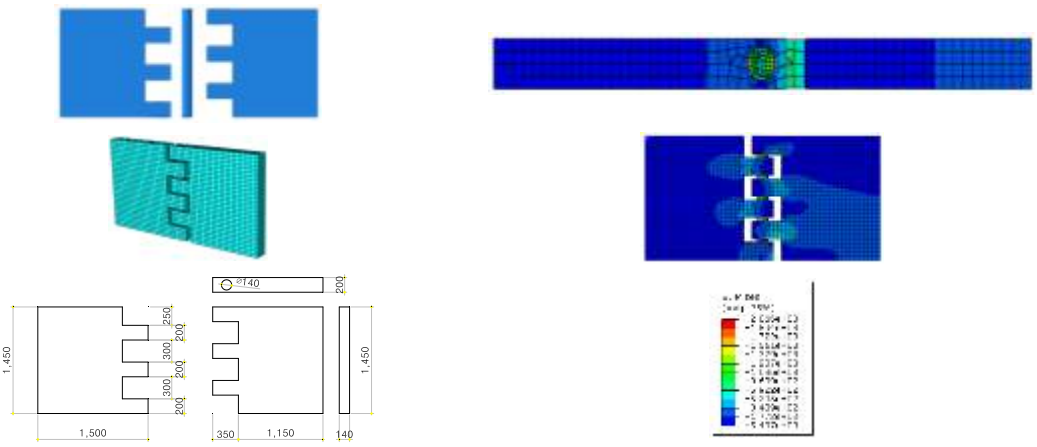


(a) 체결부 형상 (b) 체결부 응력분포

그림 2.84 <Case1>의 형상과 응력분포

(2) 체결부 <Case2>

체결부가 서로 교차했을 때 원형의 빈공간이 확보 된다. 이때 맞물림 부분이 잘 빠지지 않도록 원형강봉을 끼운 경우이다. 해석결과 원형 강봉에 응력이 집중되었다. 원형클립을 끼워 넣는 방법이 작업성에서는 우수하나 길이조절이 불가능 하다. <Case2>의 형상과 응력분포는 그림 2.85와 같다.

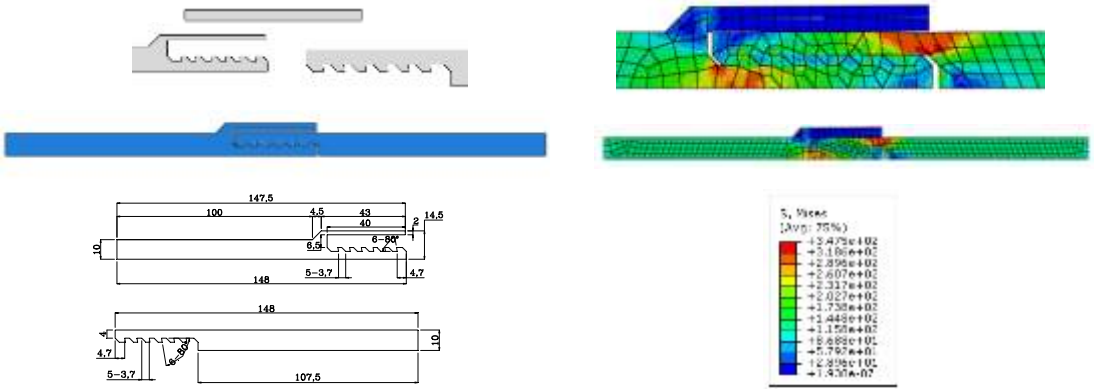


(a) 체결부 형상 (b) 체결부 응력분포

그림 2.85 <Case2>의 형상과 응력분포

(3) 체결부 <Case3>

볼록부가 오목부에 삽입되었을 때 나사산이 서로 맞물리게 된다. 이때 맞물림 부분이 잘 빠지지 않도록 클립을 끼운 경우이다. 해석결과 목부위에 응력이 집중되고 있어 목부분 파단이 예상된다. 시공 시 체결부의 강도 손실이 없고, 길이 조절이 가능하다. <Case3>의 형상과 응력분포는 그림 2.86과 같다.



(a) 체결부 형상 (b) 체결부 응력분포

그림 2.86 <Case3>의 형상과 응력분포

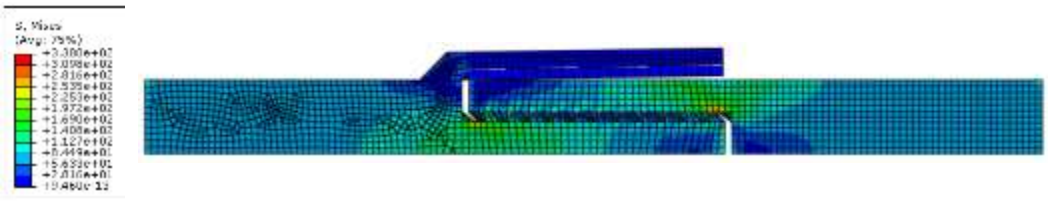
나. 최적의 체결부 결정 및 설계

최적형상을 결정하기 위하여 3가지 Case별 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 이를 바탕으로 FRP부착부위와 좁은 공간에서의 작업 효율성을 고려했을 때, 양쪽에서 힘을 주어 체결하는 <Case1>의 경우보다는 간편하고 길이조절이 가능하면서도 체결부 삽입 후 클립을 끼워 체결하는 <Case3>로 결정하였다.

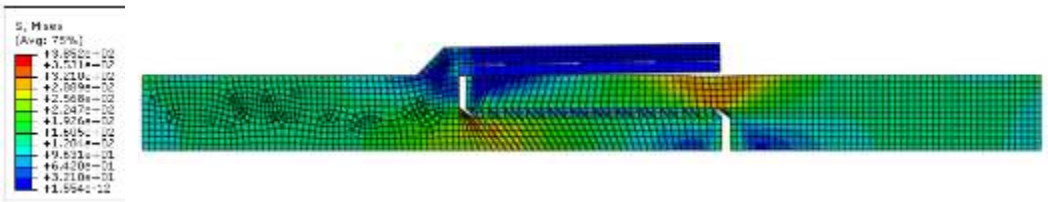
(1) 쐐기돌기 경사에 따른 체결부의 응력분포

선택된 체결부 보강판으로 구속된 구조물에 반복 횡하중을 가할 경우 보강판의 볼록부 쐐기돌기 경사가 존재하면 체결부간 분리되는 속도가 지연이 될 것으로 판단하였다. 이에 볼록부의 쐐기돌기 경사가 있는 형태를 고려하였다. 기울기의 정도에 따라 보강판의 시공성 문제와 체결부의 부착정도가 달라지므로 쐐기돌기의 경사 75°, 80°, 90°에 대해 비선형 유한요소해석을 수행하였다.

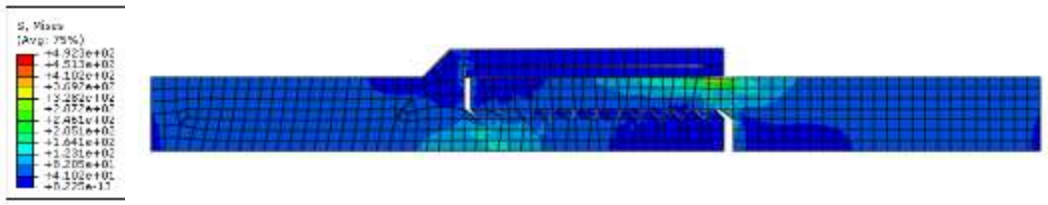
해석결과 75°일 때와 80°의 경우 나사산의 모든 부분이 물리고, 볼록부의 목에서 응력집중을 볼 수 있었다. 90°의 경우 볼록부의 목부분에 응력집중이 429MPa로 다른 두 경우보다 높게 나타났다. 체결부의 응력 분포와 목부분의 응력집중을 고려할 때 75°쐐기돌기의 경사가 적합하다고 판단하였다. 쐐기돌기 경사에 따른 체결부 응력분포는 그림 2.87과 같다.



(a) 75°



(b) 80°



(C) 90°

그림 2.87 쐐기돌기 경사에 따른 체결부 응력분포

(2) 알루미늄 체결부 성능평가

유한요소해석을 통해 결정된 알루미늄 체결부의 역학적 특성을 알아보기 인장시험을 실시하였다. 체결부에서 알루미늄 자체에 대한 인장시험을 실시하여 재료의 역학적 특성을 알아봄으로써, FRP 보강재와 결합한 체결부에서 보강재가 필요로 하는 소요 강도 이상을 발휘할 수 있는지를 판단할 수 있었다. 알루미늄 시편제원과 인장 시험기는 그림 2.88과 그림 2.89와 같고, 알루미늄시편 제원을 표 2.34에 나타내었다.

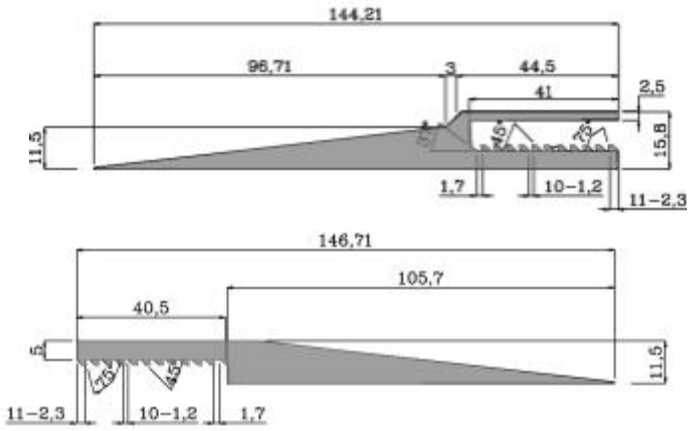


그림 2.88 알루미늄 시편 제원



그림 2.89 인장시험기

표 2.34 Aluminum 재료 특성

재료	재료항목	재료특성
Aluminum	항복강도	280 MPa
	포아송비	0.33
	탄성계수	70000 MPa

모든 시험체에서 삽입부 목부분 파단이 발생하면서 시험이 종료되었다. 변위-하중곡선에서 최대하중 시 응력 357.2MPa, 변형률 0.0158로 그림 2.90에 나타내었고, 알루미늄 시편의 시험결과를 표2.35나타내었다.

표 2.35 시험결과

No.	stress at max.Load (MPa)	strain at max.Load	Modulus of elasticity (MPa)	비고
AL-01	358.2	0.0158	28,726.6	
AL-02	351.8	0.0157	27,599.5	
AL-03	350.1	0.0156	28,325.4	
Avg.	353.4	0.0157	28,217.2	

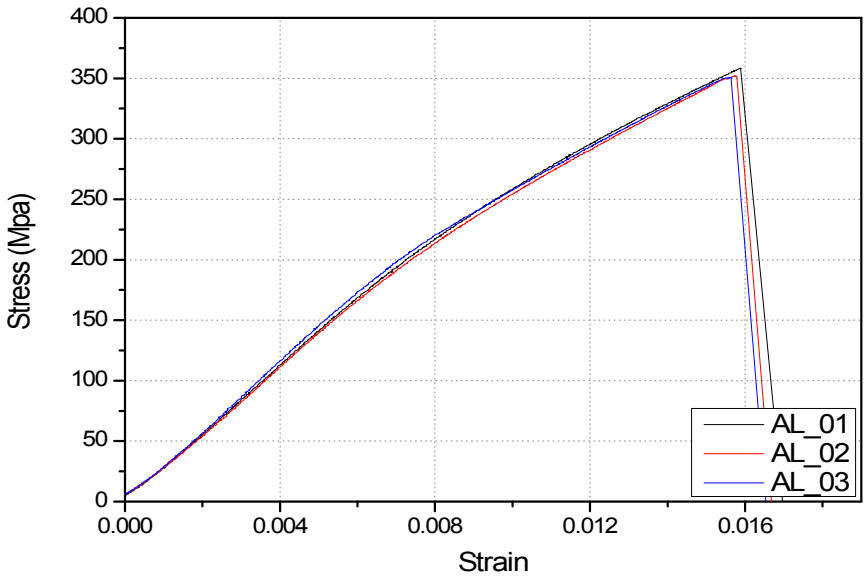


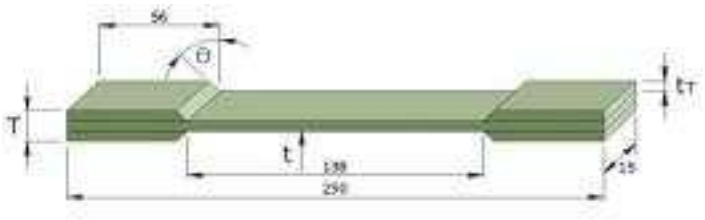
그림 2.90 알루미늄 체결부 응력-변형률 곡선

4. 체결부와 복합재료 연결부 설계 및 평가

가. FRP인장시험

인장시험에 사용된 복합재료는 유리섬유이며 기지재료는 에폭시를 사용하였다. 일반 물리적 특성인 인장강도와 탄성계수를 확인하기 위하여 유리섬유 인장 시험체를 제작하였으며, 인장 시험기를 사용하여 인장시험을 수행하였다.

시험체는 ASTM D3039/D3039M의 규정에 따라 판형으로 제작되었다. 시편은 양쪽 끝단에서 파단을 예방하기 위해 Tab을 부착하였다. ASTM 인장시편 규격을 그림 2.91에 나타내었다.



t(㎜) (Thickness)	T(㎜) (Overall hickness)	tT(㎜) (Tab Thickness)	θ (°)
2.3	6.5	2.2	0

그림 2.91 ASTM 인장시편 규격

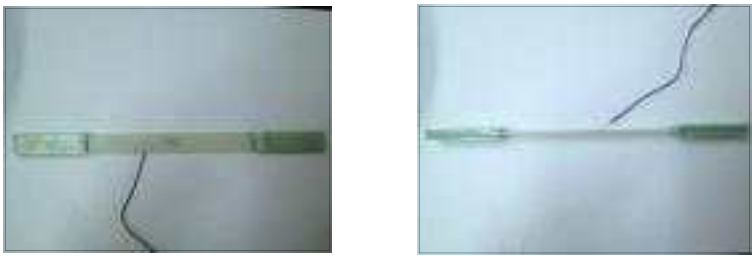


그림 2.92 제작된 복합재료 인장시편

인장시편의 제작에 사용된 수지의 종류는 폴리에스테르수지이며 사용된 섬유의 종류는 유리섬유이다. 인장시편은 유리섬유에 Epoxy Polyester를 함침시킨 5개의 시험편을 그림 2.92와 같이 제작하여 시험하였다.

유리섬유의 응력-변형률 관계를 그림 2.93에 나타내었고, 파단형상과 인장시험결과는 그림 2.94와 표 2.36에 나타내었다.

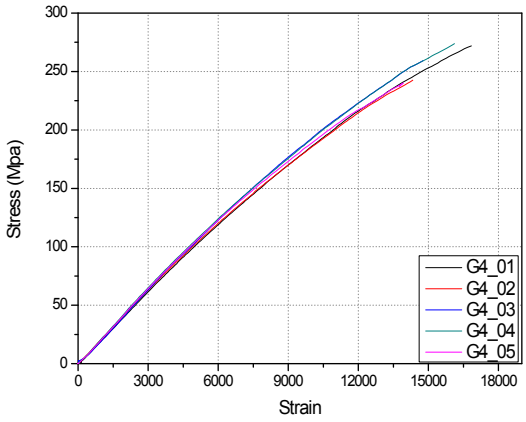


그림 2.93 응력-변형률 관계



그림 2.94 파단형상

표 2.36 시험결과

Specimens	Stress at Max. Load (MPa)	Strain at Max. Load (μ)	Modulus of elasticity (MPa)	비고
Glass UD LT -001	272.0	16,838.4	20,800.0	
Glass UD LT -002	242.5	14,329.8	20,900.0	
Glass UD LT -003	259.2	14,764.0	21,800.0	
Glass UD LT -004	273.8	16,114.9	21,900.0	
Glass UD LT -005	240.1	13,921.1	21,800.0	
Avg.	257.5	15,193.6	21,440.0	

나. FRP 쉬트 두께 결정을 위한 유한요소해석

알루미늄 체결부에 부착되는 FRP 쉬트의 두께(t)를 결정하기 위하여 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 구조해석을 수행하였다. 해석대상 시험체는 그림 2.95와 같이 FRP 쉬트의 두께를 (3.0mm, 3.1mm, 3.2mm, 3.3mm, 3.4mm, 3.5mm, 4.0mm) 변수로 하여 7개를 계획하였다. 해석 조건은 4개의 절점을 갖는 2차원 평면 요소로 그림 2.96

과 같이 모델링하였고, FRP 시트와 알루미늄 체결부는 완전부착으로 가정하였다. 시험체의 경계조건은 왼쪽 끝단과 하단부를 고정시켰고, 오른쪽 끝단부에 수평방향으로 변위제어 하였다. 주요 재료 특성은 표 2.37에 나타내었다.

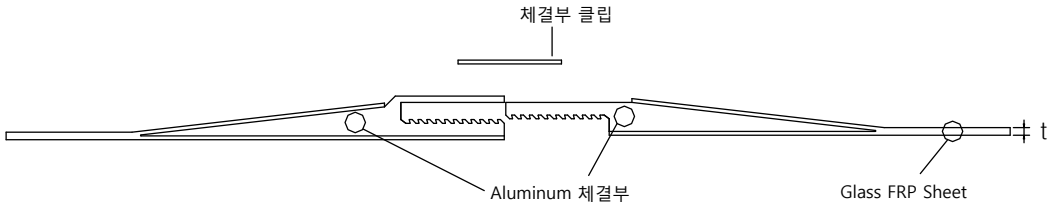


그림 2.95 체결부 형상



그림 2.96 모델링

표 2.37 재료 특성

재료	재료항목	재료특성
FRP 시트	항복강도	257.5 MPa
	포아송비	0.3
	탄성계수	21,440 MPa
알루미늄 체결부	항복강도	280 MPa
	포아송비	0.33
	탄성계수	70,000 MPa

시험체의 대표적 응력도는 그림 2.97과 같고 대부분의 시험체에서 FRP 시트가 갈라진 면에 접착된 알루미늄 체결부에 응력집중이 나타났다. FRP 시트 두께가 3.0mm에서 4.0mm로 갈수록 하중이 증가하는 경향이 나타났다. FRP 시트 두께별 변위-하중 곡선을 그림 2.98에 나타내었다.



그림 2.97 대표적 응력결과

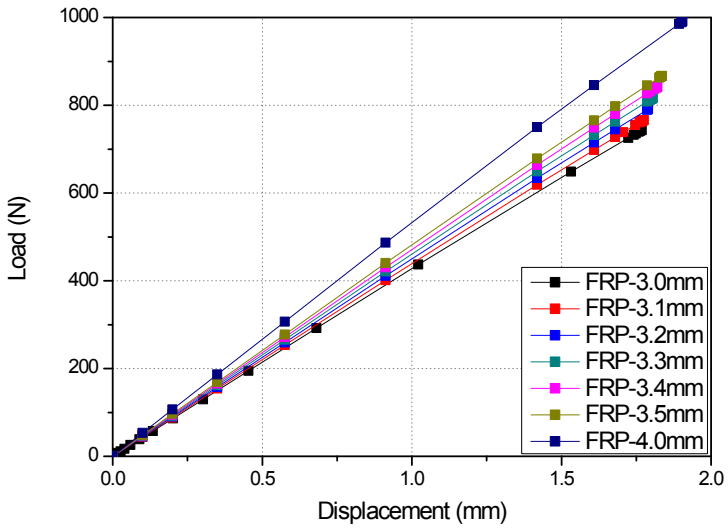


그림 2.98 FRP 시트 두께별 변위-하중 곡선

해석결과 체결부 파괴를 발생시키지 않는 FRP 시트의 최대 두께는 5.0mm으로 계산되었다. 그러나 FRP 시트의 두께는 4.0mm 보다 두꺼울 경우 제작에 어려움이 있어 3.0mm로 최종 결정하였다.

다. FRP 체결부 접착 성능평가

FRP 체결부 시험체의 접착 성능을 평가하기 위해, 비선형 유한요소해석으로 선정된 체결부와 복합재료를 부착하여 그림 2.99와 같이 제작하였다. 시편 제작 시 복합재료와 알루미늄 체결부의 접착부 파단이 아닌, 알루미늄 체결부 내에서 파단이 일어나도록 설계하였고, 인장시험은 그림 2.100의 인장시험기를 사용하였다.

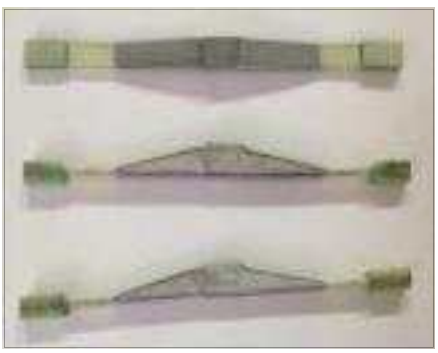


그림 2.99 FRP체결부시편



그림 2.100 인장시험기

Specimen-01, 02, 03시편 모두 체결부의 삽입부 목부분에서 파단이 발생하였다. FRP체결부의 파단형상은 그림 2.101와 같다. 시험결과를 통해 최종 제작될 FRP보강재의 파괴는 체결장치와 복합재료의 연결부가 아닌 체결장치 또는 복합재료의 파단에 의해 발생할

것으로 예측된다. 시험체의 최대강도는 5.3 kN, 11.8 kN, 6.8 kN 으로 평균 8.0 kN으로 나타났다. 인장 시험결과를 표 2.38에 나타내었다.



그림 2.101 파단형상

표 2.38 시험결과

Specimens	파단형태	최대 인장하중(kN)
specimen-01	알루미늄 파단	5.3
specimen-02	알루미늄 파단	11.8
specimen-03	알루미늄 파단	6.8
평균		8.0

5. 유한요소 해석에 의한 보강재 보강량 결정

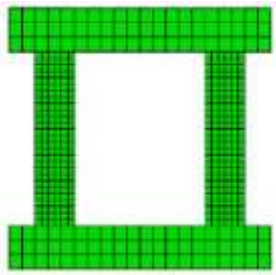
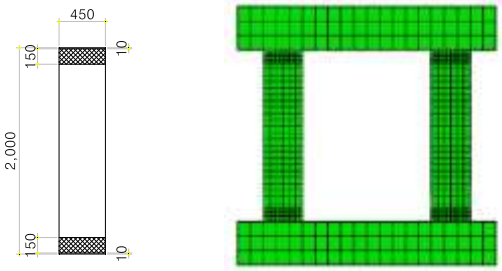
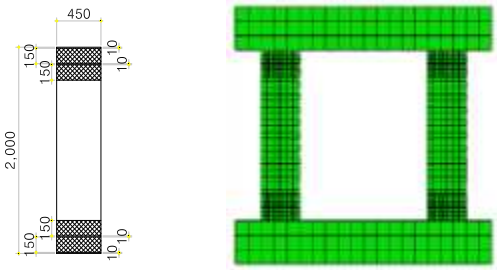
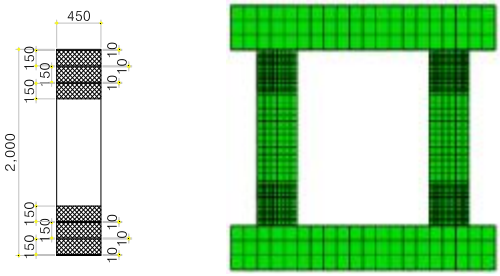
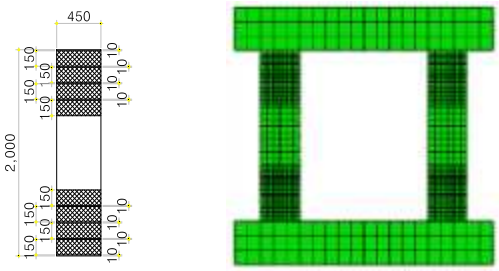
RC 기둥에 설치된 FRP 보강재의 개수 및 설치 위치를 결정하기 위해 유한요소 해석을 실시하였다. 이와 같이 실제 기둥을 모델링 하여 유한요소해석을 실시함으로써 기둥 전체의 거동 특성을 검토하면서 보강재의 형상 및 배치에 관한 상세 설계를 실시할 수 있다. 이전 설계에서 결정된 보강재로 FRP 시트를 기둥의 상·하단부에 보강하는 것으로 해석하였으며, 그 보강재의 개수를 변화시키며 유한요소 해석을 실시하였다. 해석대상의 모재가 되는 RC기둥은 보와 기둥이 접합되어 있는 라멘골조 RC구조물로 선정하였다. 이는 실제적인 건축구조물을 고려하여 국부적인 거동특성을 함께 검토할 수 있도록 하였다.

보강재의 배치 기준은 기둥의 취약부위로 알려져 있는 기둥의 단부부터 시작하여 차례로 보강재 개수를 늘려 최적의 보강재 배치를 결정하도록 하였다. 보강재의 배치간격은 실제 시공성을 고려하여 10mm의 간격을 두고 보강하는 것으로 결정하였다.

가. 해석대상

해석 대상 시험체는 총 5개로 계획하였다. 대상 시험체는 기준 시험체 ORF, FRP 시트(150mm)로 상하단부 4개 보강한 FRF-1 시험체, 8개 보강한 FRF-2 시험체, 12개 보강한 FRF-3 시험체, 16개 보강한 FRF-4 시험체이다. 시공성을 고려하여 해석에서 10mm의 간격을 두었다. 해석 시험체 일람표를 표 2.39에 나타내었다.

표 2.39 해석 시험체 일람표

시험체 명	보강재 개수(EA)	설명	비 고
ORF	0		
FRF-1	4		
FRF-2	8		
FRF-3	12		
FRF-4	16		

나. 해석조건

비선형 유한요소해석에서, 콘크리트는 8개 절점을 갖는 고체 요소로 3차원 유한요소 모델링을 하였고 그림 2.102에 나타내었다. 전단 잠김 현상을 피하기 위하여 감차 적분을 활성화하였으며 철근과 콘크리트는 완전부착으로 가정하였고, FRP 쉬트는 쉘요소로 모델링 하였다. FRP 쉬트는 콘크리트와 완전부착으로 가정하였다. 주요재료의 특성은 시험을 통해 얻은 값을 사용하였다. 시험체의 경계조건은 철근콘크리트 골조구조물의 하부를 고정시켰고, 모델링된 시험체를 시험조건과 동일하게 하부 기초를 구속하였다. 상부 스터브에 축력(0.1fck*Ag) 및 횡변위를 하중으로 재하하여 해석을 수행하였다.

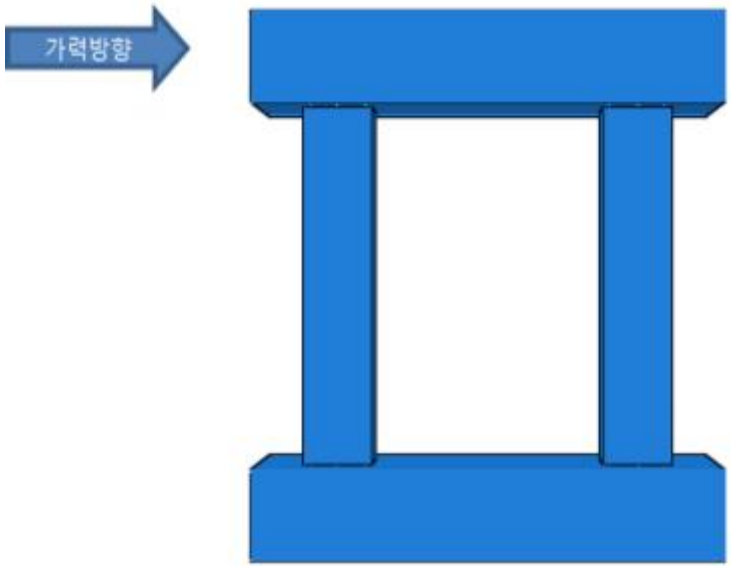
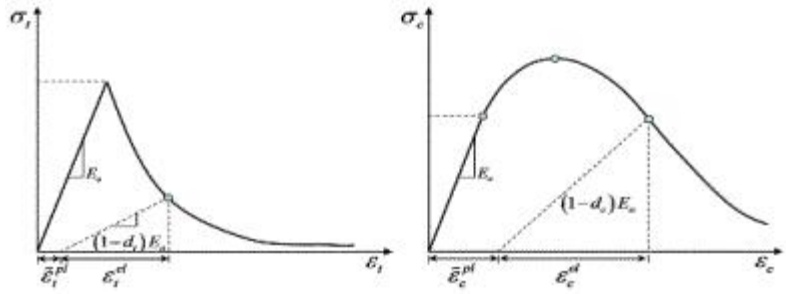


그림 2.102 ABAQUS 모델링

재료 비선형 구성모델은 콘크리트의 솔리드 요소에 적용시킨 구성 모델은 압축과 압축상태의 콘크리트의 파괴거동을 알 수 있는 콘크리트 손상소성모델(Concrete Damaged Plastic Model)을 사용하였다. 이 모델은 손상-소성 구성모델로 Lubliner et al (Lubliner 등, 1989)에 의해서 처음으로 제안되었고 Lee와 Fenvas (Lee 등, 1998)에 의해서 개선된 모델이다. 이 모델은 콘크리트의 손상 거동을 예측하는데 적합한 모델로 구속압력상태의 인장강화, 압축연화, 강성손상과 소성팽창의 특성을 포함하고 있다. 철근의 트러스 요소에 적용된 구성모델은 철근의 비선형을 고려하여 완정 소성 모델(Perfectly Plastic Model)을 사용하였다. 고성능 복합재료는 항복 후의 취성거동을 포함하여 선형모델과 취성모델을 사용하였다. 콘크리트 손상 소성 모델의 일축거동을 그림 2.103에 나타내었고, 그림 2.104와 그림 2.105는 각각 철근과 복합재료의 구성모델을 나타낸다. 콘크리트 재료 물성치와 철근과 FRP 복합재료의 재료 물성치는 표 2.40과 표 2.41에 나타내었다.



(a) 인장거동 (b) 압축거동

그림 2.103 콘크리트 손상 소성 모델의 일축 거동

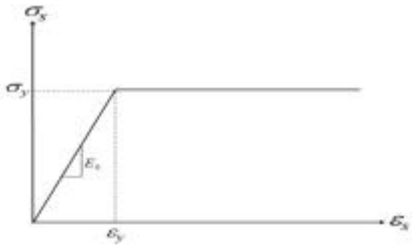


그림 2.104 철근 재료 구성모델

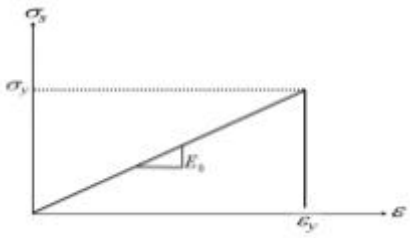


그림 2.105 복합재료 구성모델

표 2.40 콘크리트 재료 물성치

	Compressive Strength (MPa)	Young's Modulus (N/mm^2)	Poisson's Ratio
Concrete	24	23,025	0.2

표 2.41 철근 및 복합재료 재료 물성치

	Yield Strength (MPa)	Young's Modulus (N/mm^2)	Poisson's Ratio
Steel	400	200,000	0.3
FRP Composite	257.5	21,440	0.3

다. 해석 결과 (변위-하중곡선)

ORF시험체의 해석은 횡변위 최대 17.0mm, 횡력은 최대하중 375.2kN의 값을 나타내었다. FRF-1시험체 해석은 횡변위 최대 17.1mm, 횡력은 최대하중 408.3kN의 값을 나타내

었다. FRP 쉬트는 재료 강도의 42%수준, 철근은 항복한 상태였다. FRF-2시험체 해석은 횡변위는 최대 17.7mm, 횡력은 최대하중 442.4kN의 값을 나타내었다. FRP 쉬트는 재료 강도의 43.7%수준, 철근은 항복한 상태였다. FRF-3시험체 해석은 횡변위는 최대 25.4mm, 횡력은 최대하중 498.3kN의 값을 나타내었다. FRP 쉬트는 재료 강도의 59.76% 수준, 철근은 항복한 상태였다. FRF-4시험체 해석은 횡변위는 최대 26.5mm, 횡력은 최대하중 468.7kN의 값을 나타내었다. FRP 쉬트는 재료 강도의 67.62%수준, 철근은 항복한 상태였다. 해석결과를 바탕으로 한 변위-하중 그래프는 그림 2.106과 같다.

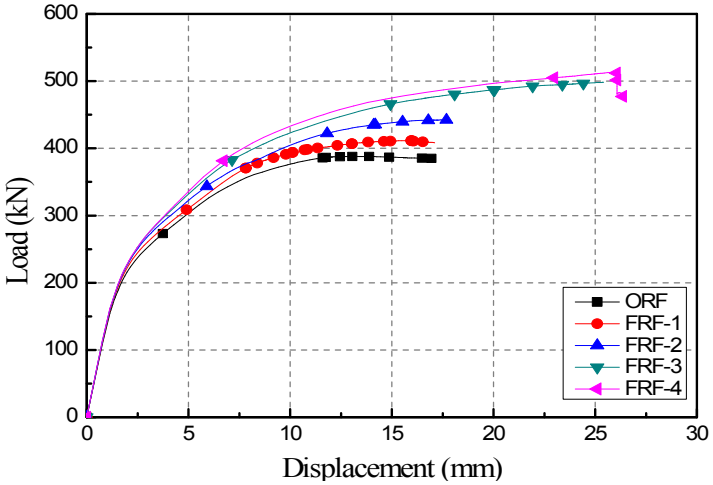


그림 2.106 변위-하중그래프

라. 결과분석 및 보강재 배치 결정

각 시험체별 하중-변위곡선을 비교한 결과, 비보강 기준 시험체인 ORF시험체와 대비 FRF-1시험체의 경우 1.1배, FRF-2시험체의 경우 1.1배, FRF-3시험체의 경우 1.2배, FRF-4시험체의 경우 1.3배로 보강량이 증가할 수 록 강도가 높게 나타났다.

FRF-4시험체의 최대강도가 가장 큰 것으로 해석되었지만, FRF-3시험체가 FRF-4시험체와 비교하여 그 강도 증가효과는 거의 동일하고, 시공상의 편리성과 경제성을 고려하여, 3개의 보강재가 각각 배치되는 것으로 선정하였다. 시험체의 해석결과를 표 2.42에 정리하였다.

표 2.42 해석결과

	Yield Strength (kN)	Yield Strength Ratio	Peak Strength (kN)	Peak Strength Ratio	비고
ORF	316.1	1.0	385.0	1.0	
FRF-1	370.2	1.2	408.3	1.1	
FRF-2	375.5	1.2	442.4	1.1	
FRF-3	380.2	1.2	498.3	1.2	
FRF-4	382.0	1.2	513.3	1.3	

6. 고찰

기둥보강재를 FRP와 벨크로의 재료특성에 따라 설계를 하였고, 체결부의 형상과 보강재의 보강량을 유한요소 해석을 통하여 결정하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- 보강재의 설계는 보강재를 고려하고 보강재의 두께에 따라 전단력을 고려해 줄수 있는 층상화 단면해석을 이용하여 FRP 보강재와 벨크로의 두께를 각각 4mm와 0.6mm로 산정하였다.
- 체결부의 재질은 알루미늄이며 형상은 유한요소 해석적 검토에 따라 결정하였으며, 체결부의 쐐기돌기는 75°의 각도가 가장 적합한 것으로 나타났다
- 알루미늄 체결부와 FRP 쉬트의 접착성능평가에서 알루미늄이 파단되므로 알루미늄 체결부와 FRP 쉬트의 접착에는 문제가 없는 것으로 나타났다.
- 유한요소 해석을 통하여 소요강도를 발휘할 수 있는 적합한 보강량과 위치를 선정하였으며, 기둥의 상·하 단부에서 3개의 보강재가 각각 배치되는 것으로 선정하였다.

제3장 체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재의 성능평가

제1절 시험체 계획

내진 보강공법의 내진성능 효과를 검증 할 목적으로 비내진 상세를 갖는 국내 기존 철근콘트리트 학교 건물 골조를 대상으로 보강을 실시하였다. 내진보강성능은 반복하중 시험을 통하여 평가하였다.

비내진상세를 갖는 국내 기존 철근콘크리트 학교의 평면도를 그림 3.1에 나타내었으며 층고 3,500mm, 설계용 콘크리트와 철근의 강도는 각각 18MPa, 400MPa이다. 대상건물의 부재단면을 그림 3.2에 나타내었다.

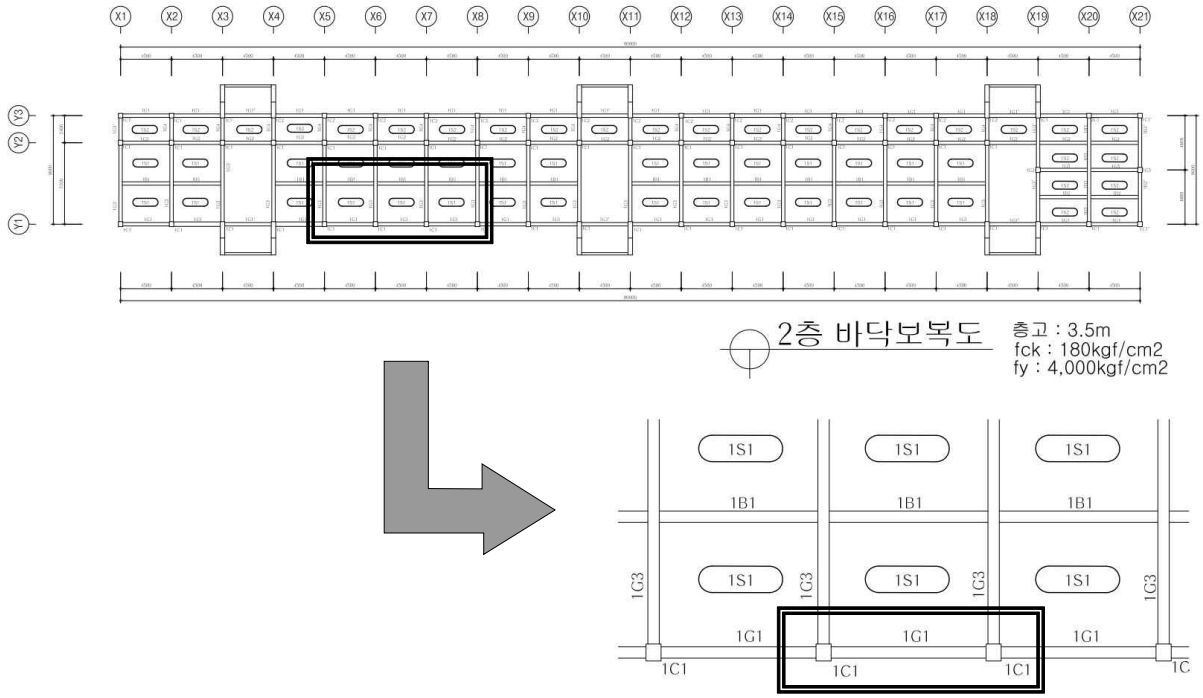
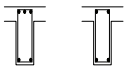
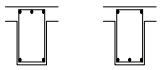
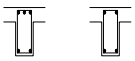
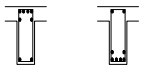
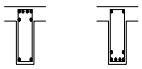
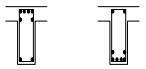
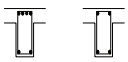
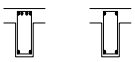
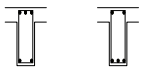
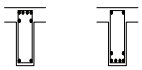
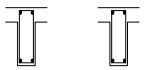


그림 3.1 대상건물의 구조 평면도(2층)

부 재 명	NC1	NC1'	1 C2	2,3 C2	NC3	FG1	FG2
부재단면							
부재크기	400 X 450	400 X 400	400 X 400	400 X 400	600 X 400	300 X 500	300 X 500
MAIN BAR	6-D19 2-D16	6-D19 2-D16	6-D19	4-D19	10-D19	2-D19	2-D19
HOOP	D10 @300	D10 @300	D10 @300	D10 @300	D10 @300	2-D19	2-D19
CROSS TIES	D10 @900	D10 @900	D10 @900	D10 @900	D10 @900	D10 @300	D10 @300
기둥상하 LO구간							

부 재 명	FG4	FG6	1,2 G1	3,4 G1	1,2,3 G1'
부재단면					
부재크기	300 X 450	300 X 600	300 X 500	300 X 500	450 X 500
상부근	2-D19	3-D19	3-D16 / 2-D16	2-D16	3-D19 / 2-D19
하부근	2-D19	3-D19	2-D16 / 2-D16	2-D16	2-D19 / 3-D19
스트럽	D10 @300	D10 @150 / D10 @300	D10 @300	D10 @300	D10 @300
횡보조근					

부 재 명	1,2 G2	3,4 G2	1,2 G3	3,4 G3	1,2,3 G2'
부재단면				 *4G3 단부 D10 @200	
부재크기	300 X 500	300 X 500	300 X 600	300 X 600	300 X 750
상부근	4-D16 / 2-D16	3-D16 / 2-D16	6-D22 / 2-D22	6-D19 / 2-D19	6-D19 / 2-D19
하부근	2-D16 / 3-D16	2-D16 / 2-D16	2-D22 / 6-D22	2-D19 / 6-D19	2-D19 / 6-D19
스트럽	D10 @300	D10 @300	D10 @150 / D10 @300	D10 @150 / D10 @300	D10 @150 / D10 @300
횡보조근					

부 재 명	1,2 G4	2,3 G4	1,2,3,4 B1	1,2,3 G5 1,2,3 B2	1,2,3 B2
부재단면					
부재크기	300 X 450	400 X 450	300 X 450	330 X 700	300 X 450
MAIN BAR	4-D22 / 2-D22	4-D19 / 2-D19	3-D19 / 2-D22	6-D22 / 2-D22	2-D19 / 2-D19
HOOP	2-D22 / 2-D22	2-D19 / 2-D19	2-D19 / 6-D22	2-D22 / 6-D22	2-D19 / 2-D19
CROSS TIES	D10 @300	D10 @150 / D10 @300	D10 @300	D10 @150 / D10 @300	D10 @300
기둥상하 LO구간					

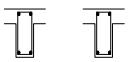
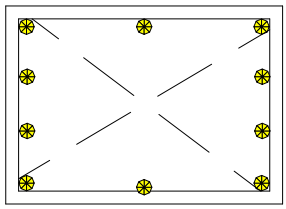
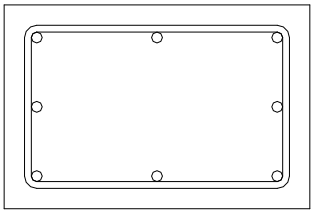
부 재 명	FG3'
부재단면	
부재크기	300 X 600
MAIN BAR	2-D19 / 2-D19
HOOP	2-D19 / 2-D19
CROSS TIES	D10 @150 / D10 @300
기둥상하 LO구간	

그림 3.2 대상건물의 부재 단면

비내진 상세를 갖는 국내 기존 철근콘크리트 학교건물의 골조를 실험실 여건에 맞추어 기둥의 단면을 80% 크기로 줄였다. 또한 기둥의 성능평가가 목표이므로 상하층의 보는 시험체 모델에서 제외하였다. 대상건물의 기둥과 시험체 기둥단면을 표 3.1에 비교하였다.

표 3.1 대상건물의 기둥 과 시험체 기둥 단면비교

부재명	FULL SCALE	SCALE DOWN
부재단면		
부재크기	600 X 400	450 X 300
주철근	HD19-10EA	D16-8EA
띠철근	HD10-@300	D10-@300
철근비(ρ)	0.012	0.012

시험체 단면은 450×300mm의 장방형 기둥으로 전체 높이 3,000mm, 하부 기초 높이 500mm, 기둥높이 2,000mm로 하였다. 주철근은 8-D16, 횡보강근 D10 으로 선정하였다. 또한 중심 축하중이 시험체에 정확하게 전달되고 기둥상부의 지압파괴를 방지하기 위해 상단 하중 프레임을 설계하였다. 축력을 받고 있는 상황에서 횡방향 가력을 위해 가력과 기둥상단부에 홀을 만들어 볼트와 너트로 고정시켰다. 무보강 시험체 상세도면을 그림 3. 3에 나타내었다.

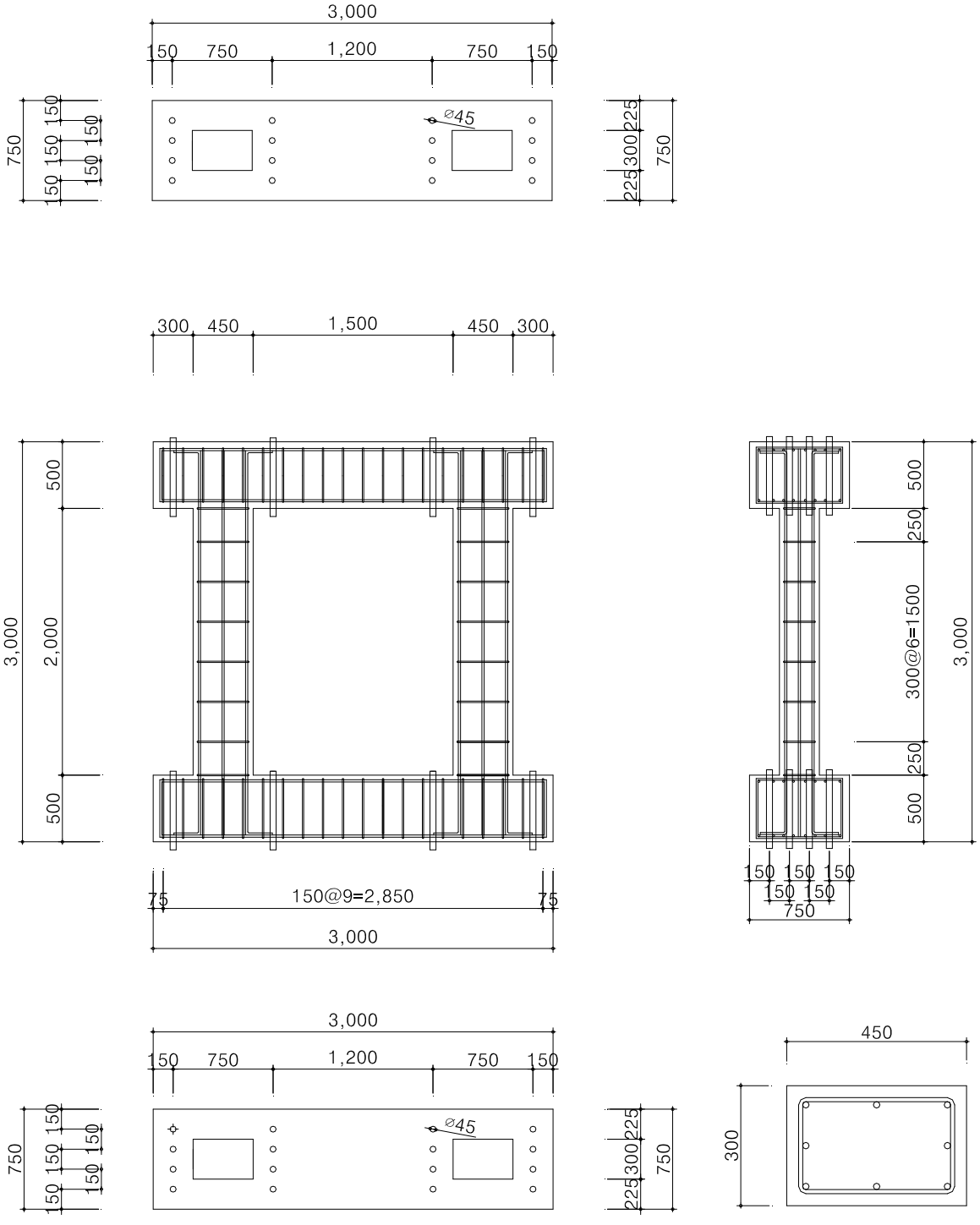
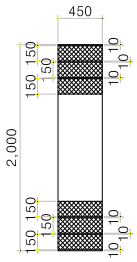
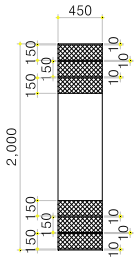
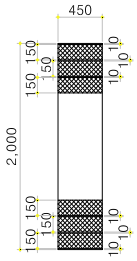


그림 3.3 무보강 시험체 상세 도면

RC 골조 구조물의 기둥 보강의 효과 및 손상된 기둥에 대한 보강재의 보강 효과를 평가하였다. RC 골조 구조물의 손상은 기둥의 손상 상태를 기준을 설정하였다. RC 기둥의 손상 기준은 주철근 항복 변위의 2배(변위 연성비 μ=2.0)의 경우와 전단철근이 항복할 때(변위 연성비 μ=2.5)로 구분하여 보강재의 보강 효과를 평가하고자 하였다. 시험체 변수상세를 표 3.2에 나타내었다.

표 3.2 시험체 변수상세

	상 세 명 칭	보 강 재			비고
		개수 (EA)	간격 (mm)	두께 (mm)	
1	ORF	-	-	-	-
2	FRF-1	12		4	μ=0 보강
3	FRF-2	12		4	μ=2.0 보강
4	FRF-3	12		4	μ=2.5 보강

제2절 시험체 제작

거푸집은 합판을 이용하여 제작하였으며, 시험체의 연결용 홀을 위하여 상·하단부에 PVC 파이프를 매설하였다. 시험체 제작에 사용한 철근은 항복강도 400Mpa인 HD16을 주근으로 사용했으며, 전단철근으로 HD10을 사용하였다. 철근 가공 및 형틀제작은 그림 3.4와 같다.

스트레인 게이지는 기둥 시험체에 횡력이 작용했을 때 철근의 변형을 측정하고 이를 바탕으로 휨 내력 분포를 평가할 목적으로 설치하였다. 시험체당 주근 게이지는 24개, 스터럽에는 12개를 설치하였다. 스트레인 게이지는 철근의 표면에 부착하기 위하여 그라인더로 철근을 표면처리 하고, 알콜로 이물질을 제거한 후 접착제 이용하여 부착하였다. 콘크리트 타설 시 손상을 방지하기 위하여 방수테이프와 결속선으로 마감하였다.

거푸집 설치 후 콘크리트 타설은 동시에 이루어졌으며 제작과정은 그림 3.5에 나타내었다.



그림 3.4 철근 가공 및 형틀제작



(a) 철근조립



(b) 스트레인 게이지 설치 작업



(c) Gauge선 정리



(d) 기초형틀 삽입



(e) 콘크리트 타설



(f) 거푸집제거



(g) 최종 시편

그림 3.5 시험체 제작과정

제작된 보강판의 제작 형상에 따라 기둥의 모서리를 그라인더로 가공한 후, 보강 위치에 고무망치를 이용하여 체결을 하였다. 기둥 모서리와 보강판의 모서리부분 빈공간은 에폭시를 사용하여 채웠다. 보강판 시공순서는 그림 3.6과 같다.



(a) 기둥 모서리 가공 (b) 모서리 가공 완료 (c) 보강판 준비

(d) 보강판 연결-1 (e) 보강판 연결-2 (f) 에폭시 공간메움

(g) 보강판 보강 완료

그림 3.6 보강판 시공순서

제3절 사용재료의 역학적 특성

시험체 제작에 사용된 콘크리트는 재령 28일 설계강도 24MPa의 레미콘제품을 사용하였으며 콘크리트의 압축강도시험용 공시체는 KS F 2404에 따라 직경 10cm, 높이 20cm의 실린더용 몰드를 사용하여 본 시험체의 콘크리트 타설과 동시에 제작하였다. 공시체는 24시간이 지난 후 몰드를 제거하고 28일간 수중 양생하였다. KS F 2405규정에 의거 압축강도시험을 실시하였다. 측정결과 콘크리트 타설 당시 낮은 기온과 공시체 제작 과정의 변수로 인해 설계강도 24MPa보다 낮은 평균 18.4MPa가 나타났다. 측정된 콘크리트 강도는 평균값을 사용하였으며 콘크리트 압축강도시험과 압축강도 결과를 그림 3.7과 표 3.3에 나타내었다.



그림 3.7 콘크리트 압축강도 시험

표 3.3 콘크리트 압축강도

NO.	Compressive Strength (MPa)
1	20.0
2	18.2
3	17.0
Avg.	18.4

시험체에 배근된 철근은 HD D10, D13, D16으로써 KS B0801(금속재료인장시험편 규정) 금속재료 규정에 따라 제작하여, KS B 0802의 금속재료 인장시험방법에 따라 철근 인장시험을 수행하였다. 시험결과 D10 509.0MPa, D13 416.8MPa, D16 624.7MPa로 설계강도 400MPa를 모두 초과하였다.

시험편의 치수를 그림 3.8에 나타내었고, 철근의 응력-변위 관계는 그림 3.10과 같다.

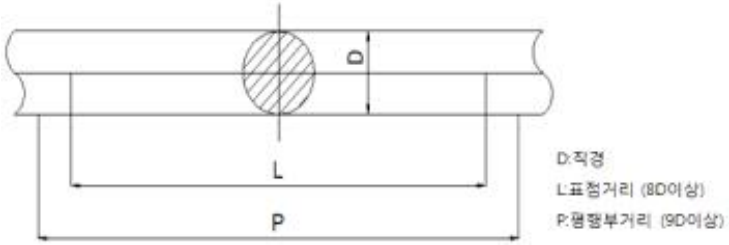


그림 3.8 철근의 인장시험편 치수



그림 3.9 철근인장시험

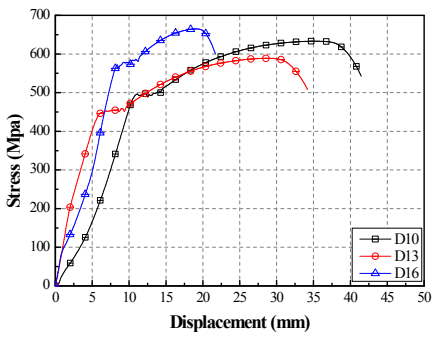


그림 3.10 철근의 응력-변위 관계

제4절 가력 및 측정방법

시험체의 가력은 경상대 토목공학과 구조실험실에 설치된 엑츄에이터와 구조시험용 가력프레임을 이용하여 실시하였다. 시험장치의 설치 및 가력 계획은 그림 3.11과 같다. 실제 구조물의 축력을 고려하기 위해 시험체 상단부와 하중프레임을 볼트와 너트를 이용하여 고정한 후, 4개의 서브 인장잭을 이용하여 시험체에 축력($0.1A_g f_{ck}$)을 가력하였다. 수평력은 별도로 제작된 가력프레임을 엑츄에이터로 가력하였다. 실제 시험 시 전경은 그림 3.12과 같다.

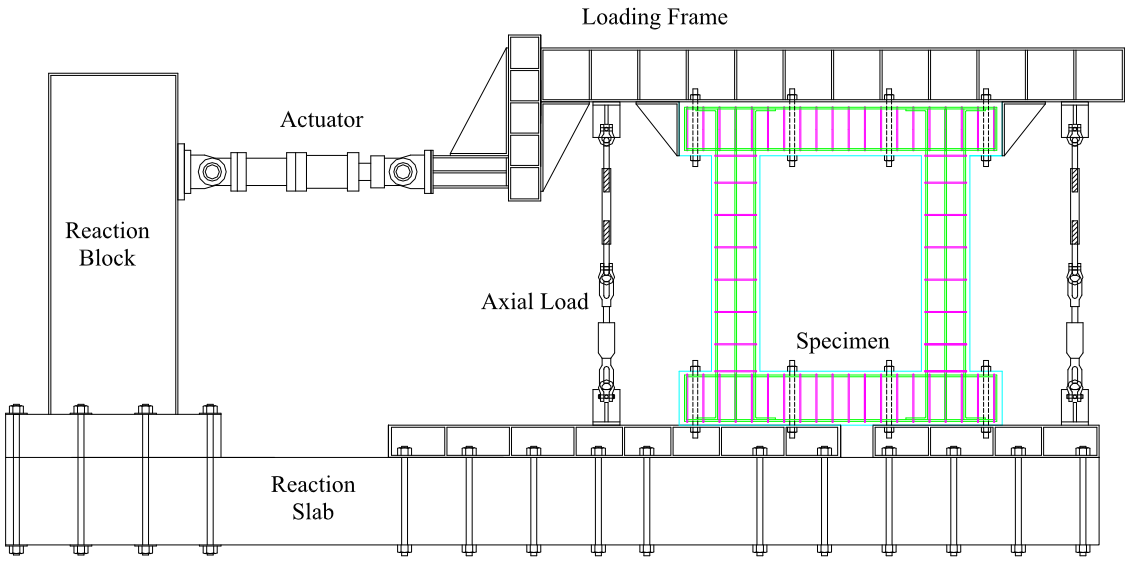


그림 3.11 시험체 가력도



그림 3.12 시험 전경

변위측정은 우측기둥의 5군데에 LVDT로 측정하였으며, 철근의 변형도를 측정하기 위하여 스트레인 게이지를 시험체당 주철근 게이지는 24개, 스터럽은 12개를 그림 3.13과 같이 설치하였다.

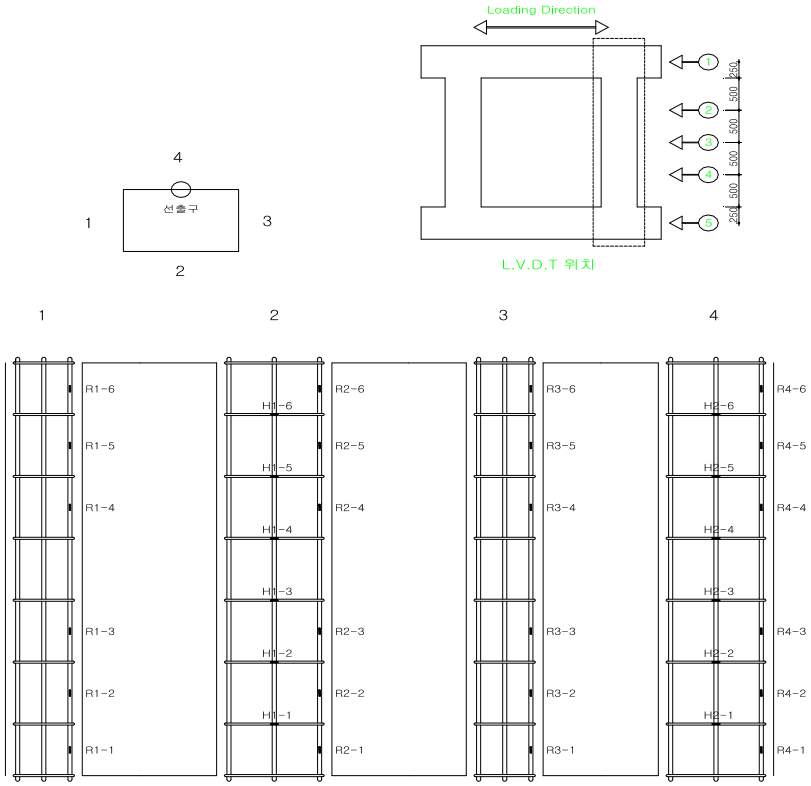


그림 3.13 Gauge 부착위치 및 L.V.D.T 위치

시험체의 반복 횡하중을 그림 3.14와 같이 설정하여 변위로 재하하였다. 여기서 최초항복변위(Δ_y)는 수평하중에 의한 세로방향의 주철근의 변형률 0.002에 도달할 때 변위로 정의하였고, 최대변위(Δ_{max})는 최대하중이후 내력이 80%로 저하되었을 경우의 변위로 정의하였다.

시편의 항복변위를 찾기 위해 횡변위 5,-5,10,-10mm...±5mm씩 증가시켰다. 항복변위가 결정된 뒤 반복 변위는 최대변위에 대한 항복변위인 변위 연성비 μ의 배수로 증가되었다.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

여기서 Δ_y 는 항복변위이며 Δ_{max} 는 극한변위이다.

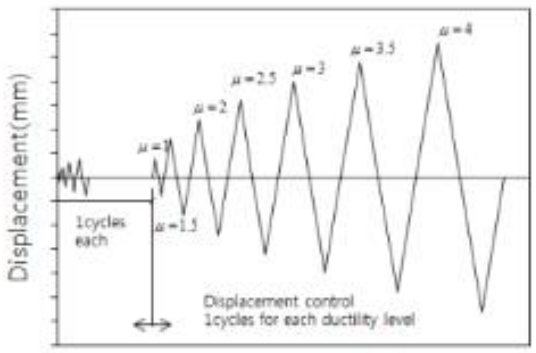


그림 3.14 하중 가력계획도

제5절 시험결과

1. ORF 시험체 실험결과

기둥을 보강하지 않는 시험체 ORF에 대한 실험결과는 다음과 같다.

ORF 시험체 파괴양상을 그림 3.16에 나타내었다. ORF 시험체의 하중-변위 곡선을 그림 3.16에 나타내었다. 주철근 (R2-1)의 횡변위 부가력 방향 13mm(변위 연성비 μ=1)에서 발생하였고 그 때 하중은 287.1kN이었다. 시험체의 최대 하중은 정가력 방향 변위 28.4mm에서 발생하였으며 최대 하중 값은 359.5kN이었다. 또한 부가력 방향에서는 최대 하중 334.9kN이 변위 28.6mm에서 발생하였다. 전체적으로 기둥은 연성적인 휨파괴 보다는 취성 형태의 전단파괴 형태의 곡선을 나타내고 있다. 이상의 시험결과를 표 3.4에 정리하였다.

변위 연성비 μ=1에서 기둥 상·하단부에서 수평 휨 균열 및 휨-전단균열이 발생하였다. 균열은 기둥의 상 하단 소성영역 내부에서 발생하였으며 하중이 증가할수록 균열도 증가하였다. μ=2에서 는 다수의 전단균열이 추가로 발생하였다. μ=2.5에서 전단균열의 폭이 커지면서 콘크리트 피복이 박리되기 시작하였고 이는 철근과 콘크리트의 분리를 발생시켰다. 그런 후 수평 하중이 급격히 감소하며 기둥 내부로 큰 전단균열이 발생하였다. 이후 RC 골조 구조물의 급작스러운 파괴를 우려하여 시험을 중단하였다.

ORF 시험체의 하중-변위 포락곡선을 그림 3.17에 나타내었고 기둥높이-변위 곡선은 그림 3.18에 나타내었다. 기둥 높이에 따른 기둥의 변위 분포에서도 전단파괴에 의한 급작스러운 변위 증가를 변위 연성비 μ=2.5에서 나타내고 있다.

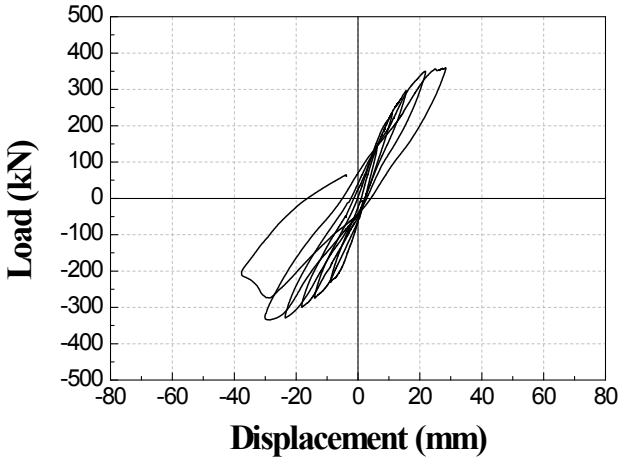


그림 3.15 하중-변위 곡선

표 3.4 시험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
-287.0	-13.2	-333.4	-25.6	359.5	28.7	-334.9	-28.6	



μ=1 μ=1.5 μ=2



μ=2.5 최종파괴(a) 최종파괴(b)



최종파괴(c)

그림 3.16 ORF 시험체 파괴양상

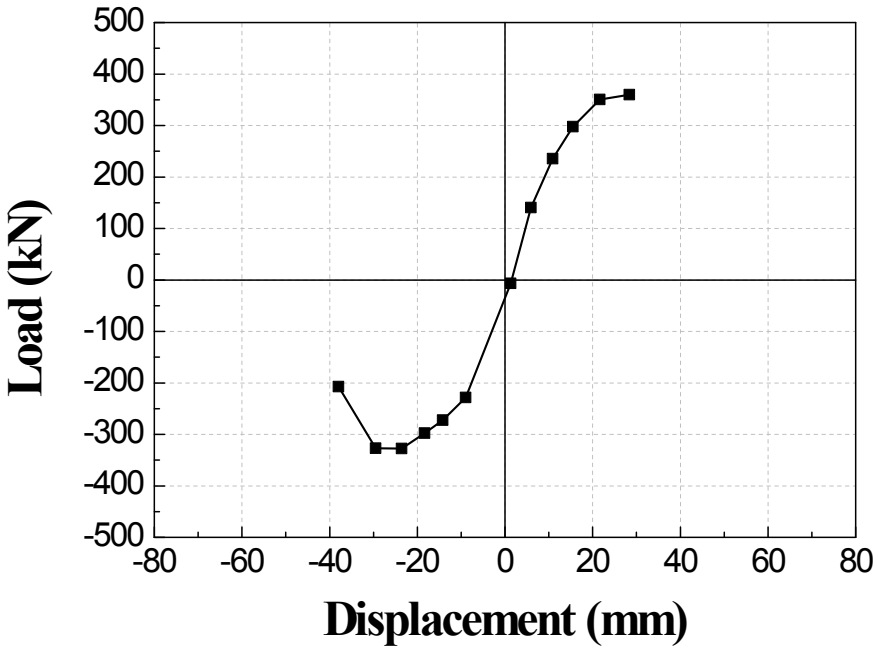
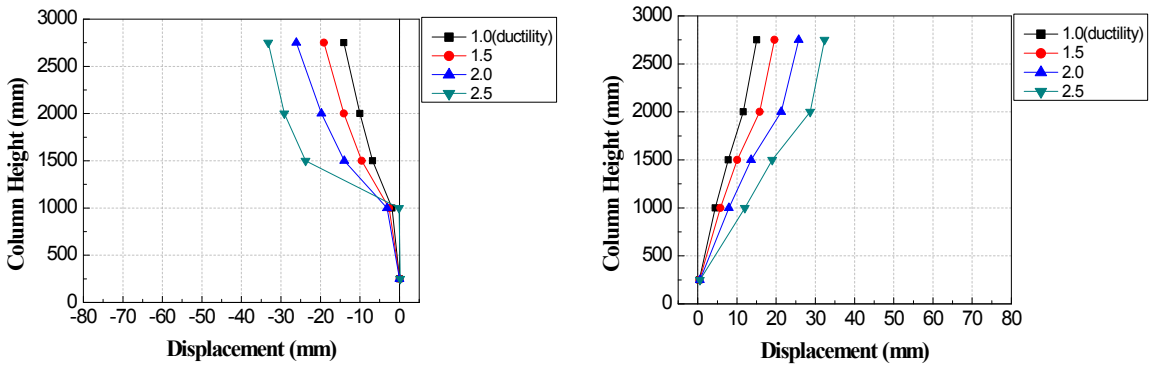


그림 3.17 하중-변위 포락곡선

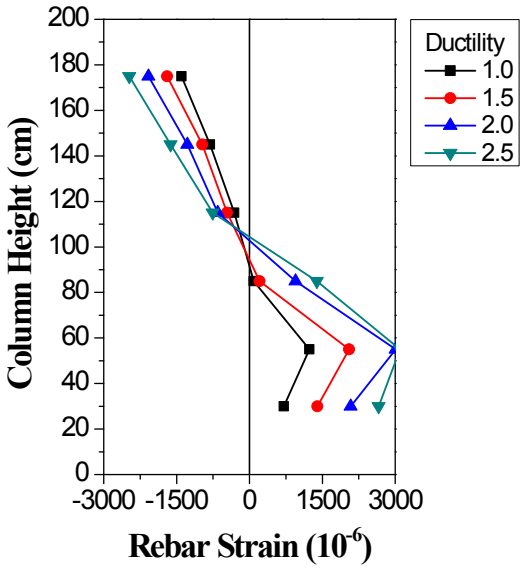


(a) 부방향 (b) 정방향

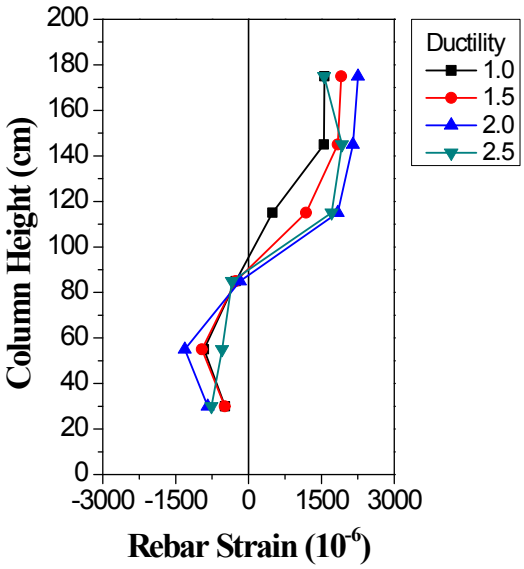
그림 3.18 기둥높이-변위 곡선

ORF 시험체의 기둥높이-변위 곡선에서 골조 기둥의 전단거동을 보여주고 있다. 부방향의 기둥높이-변위 곡선에서 기둥높이 1.0~1.5m 사이에서 변위 연성비 2.5시점에 급작스러운 전단파괴가 발생된다는 것을 알 수 있다.

ORF 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 3.19~3.22에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1에서 부방향에 대한 변형률 분포를 본다면 기둥의 하단부에서 먼저 항복을 시작하여 변위 연성비가 커짐에 따라 더 큰 변형률로 급작스러운 전단파괴가 발생된다는 것을 알 수 있다. 전단철근은 기둥의 단부에 위치할수록 빨리 항복에 도달하였고,, 정방향 보다는 부방향 가력시에 전단철근이 먼저 항복하였다. 이는 부방향 가력 상태에서 전단파괴가 지배적으로 작용한 것으로 판단된다.

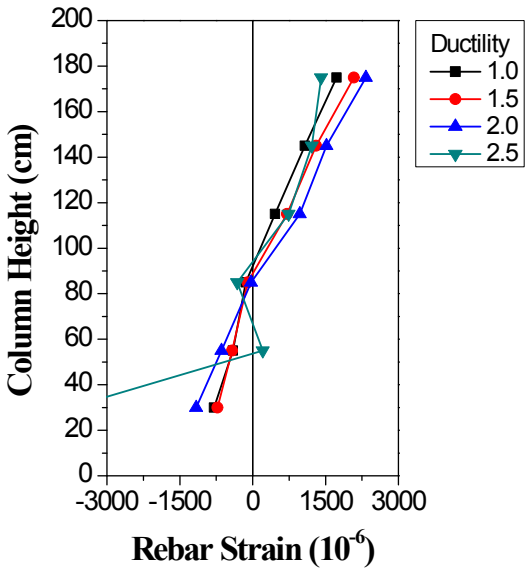


(a) 부방향

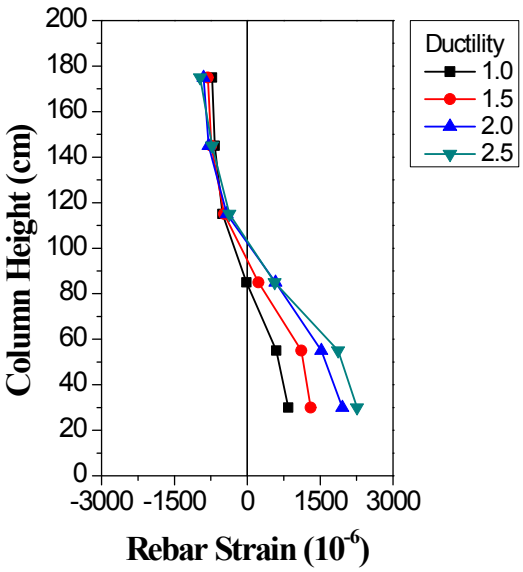


(b) 정방향

그림 3.19 주철근 R1의 변형률 분포

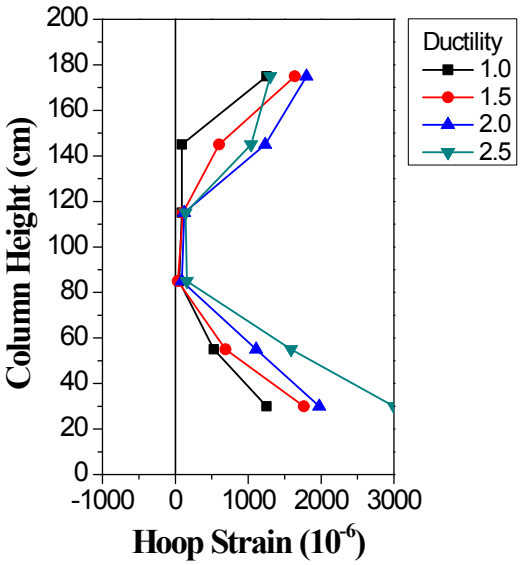


(a) 부방향

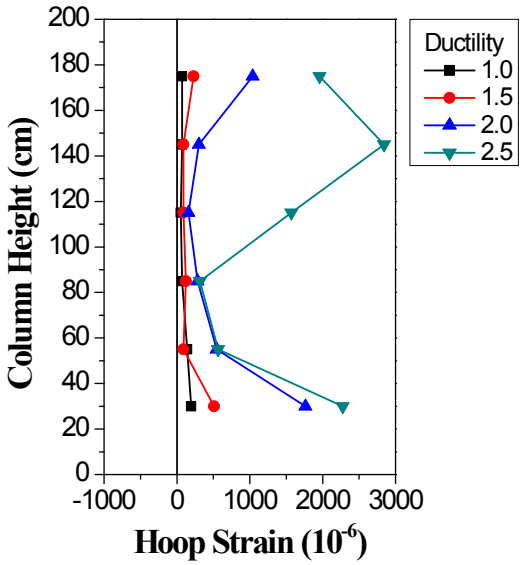


(b) 정방향

그림 3.20 주철근 R4의 변형률 분포

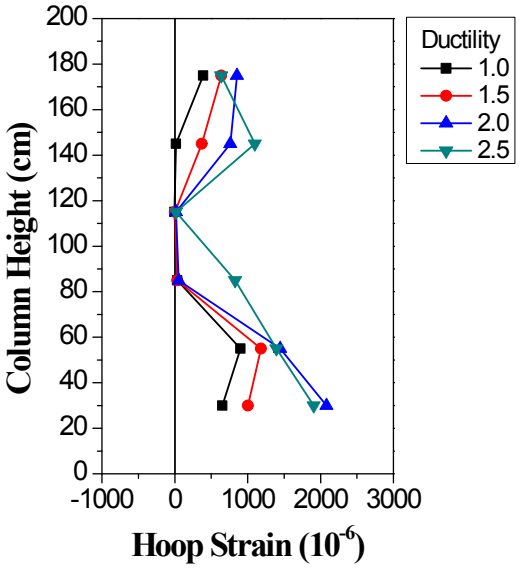


(a) 부방향

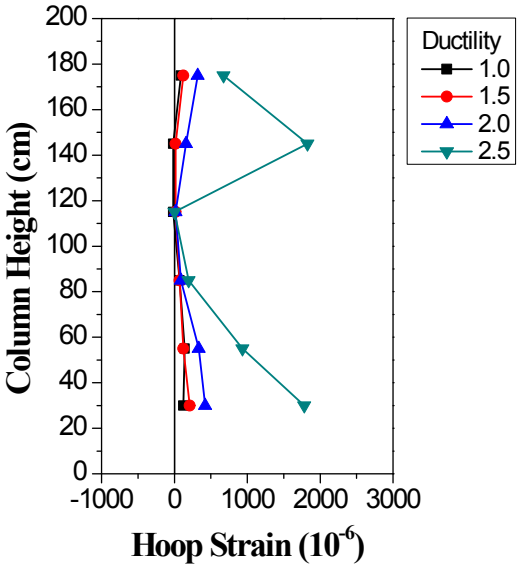


(b) 정방향

그림 3.21 전단철근 변형률 분포 H1-1~H1-6



(a) 부방향



(b) 정방향

그림 3.22 전단철근 변형률 분포 H2-1~H2-6

2. FRF-1 시험체 실험결과

FRF-1 시험체는 RC 골조 구조물의 손상입지 않은 기둥의 상하단 4곳에 3개의 GFRP (150mm)로 보강한 시험체이다. 변위 연성비 μ=1.5에서 휨전단 균열이 기둥의 상하단부에서 발생하기 시작하였다. μ=3.0에서 휨균열과 전단균열이 기둥 중앙부로 확대되었다. μ=4.0까지 균열의 진전이 크게 발생하지 않았다. μ=4.5에서 부방향 하중가력 중 기둥의 좌측상단에서 우측하단으로 가로지르는 전단균열이 발생하면서 주철근에 좌굴이 발생하였다. μ=5.0 정방향 하중가력 중 기둥의 우측상단에서 좌측하단으로 가로지르는 전단균열이 발생하였고, 우측기둥의 하단부 GFRP 보강판의 모서리에서 파단이 발생하면서 내력 저하로 시험을 종료하였다. FRF-1 시험체의 파괴양상은 그림 3.24와 3.25와 같다.

FRF-1 시험체의 하중-변위 곡선은 그림 3.27에 나타내었다. 횡변위 13mm(하중 277.3kN)에서 주철근의 항복이 시작되었다. 시험체는 정방향에서 최대하중 395.8 kN (변위 57.5mm)이었으며 부가력에서 최대하중 421.3 kN (변위 50.6mm)이었다. 전단철근은 변위 47.1mm 하중 395.8 kN 에서 항복하였다. 이상의 시험결과를 표 3.5에 정리하였다. FRF-1 시험체의 하중-변위 포락곡선을 그림 3.26에 나타내었다. FRF-1 시험체의 보강 후 기둥높이 - 변위 곡선을 그림 3.27에 나타내었다. ORF 시험체와 달리 FRF-1 시험체 기둥의 변위 분포는 휨 거동 형태를 나타내고 있다.

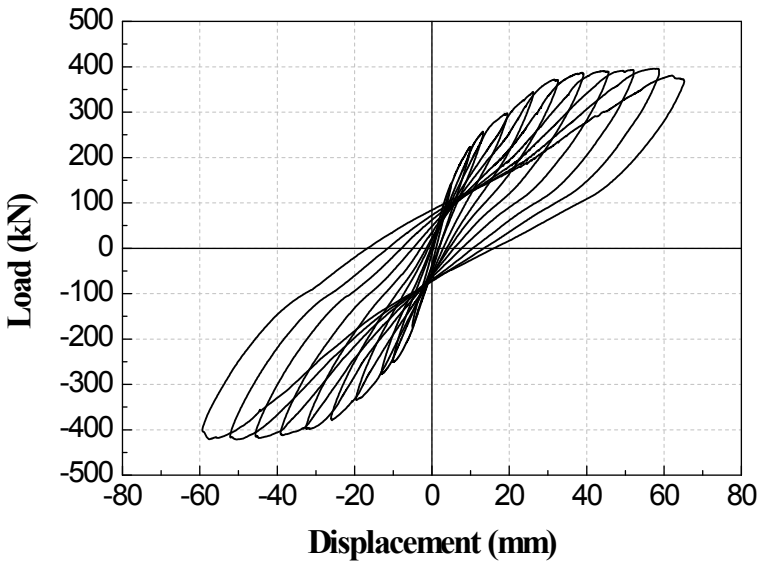


그림 3.23 하중-변위 곡선

표 3.5 시험결과

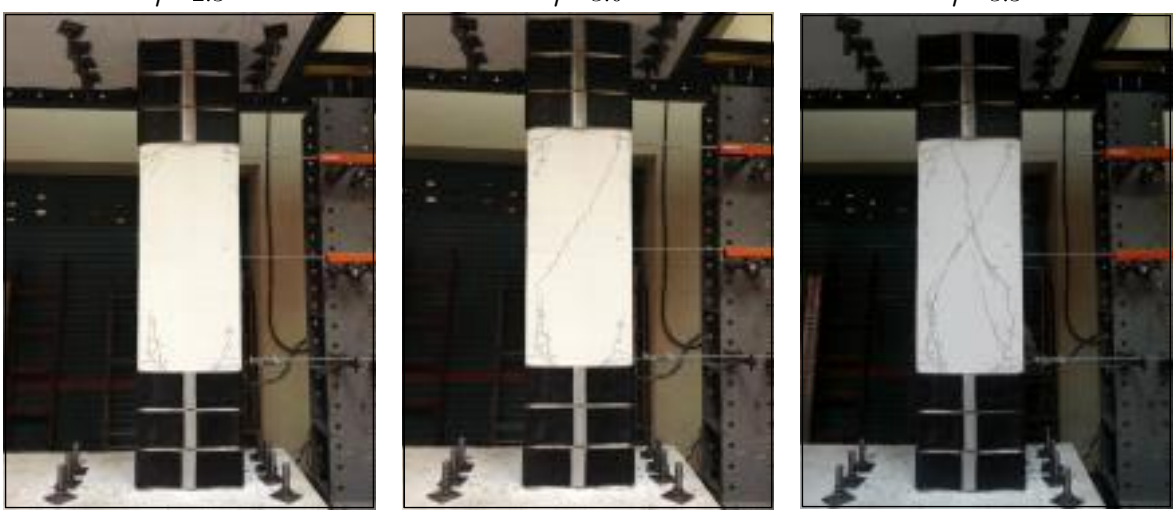
주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
-277.3	-13.0	395.8	47.1	395.8	57.5	-421.3	-50.6	



μ=1.0 μ=1.5 μ=2.0



μ=2.5 μ=3.0 μ=3.5

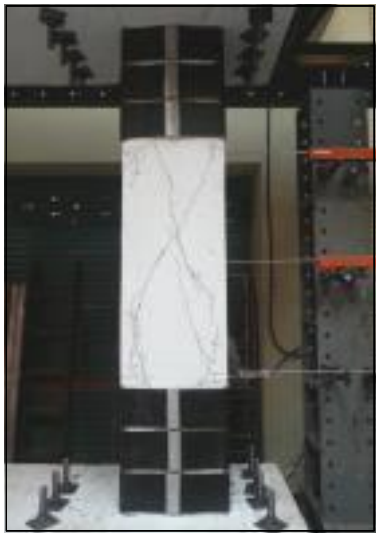


μ=4.0 μ=4.5 μ=5.0

그림 3.24 FRF-1 시험체 파괴양상



최종파괴(a)



최종파괴(b)



최종파괴(c)



최종파괴(d)

그림 3.25 FRF-1 시험체 최종 파괴양상

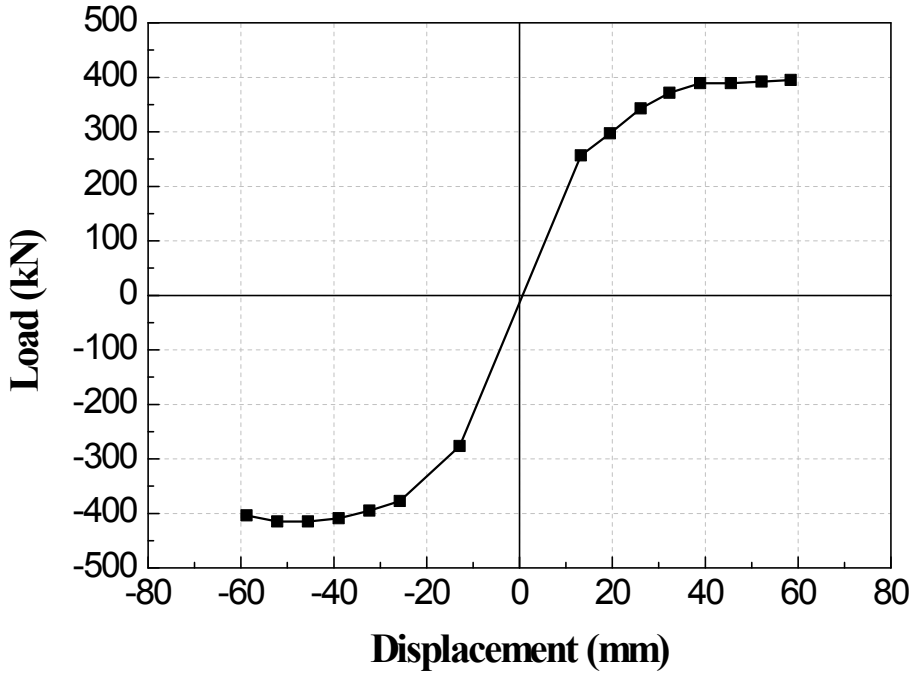
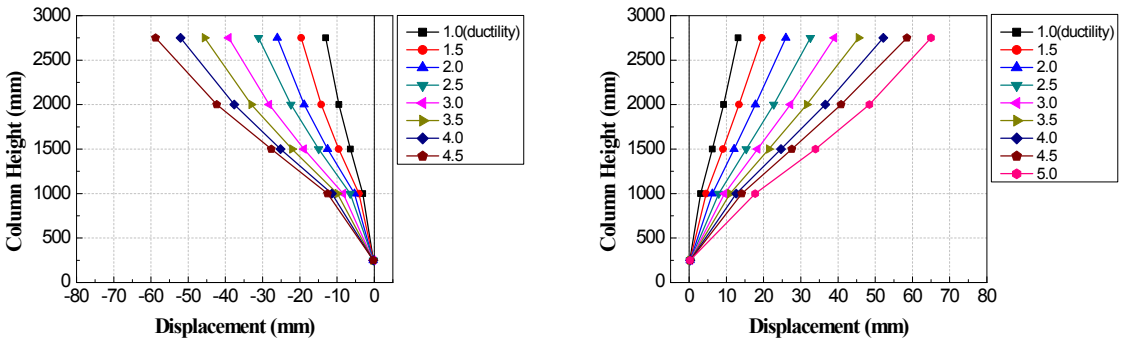


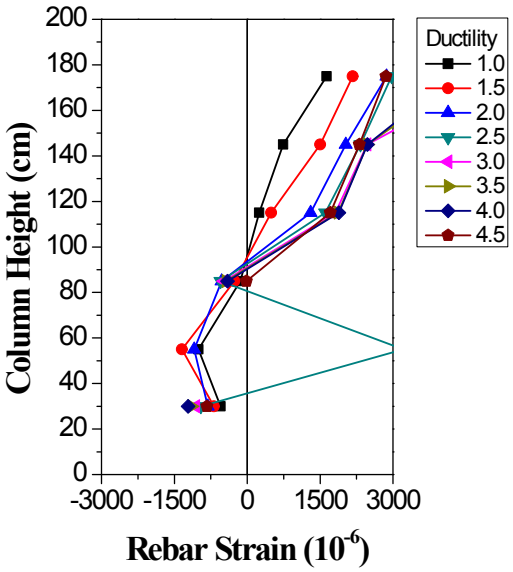
그림 3.26 하중-변위 포락곡선



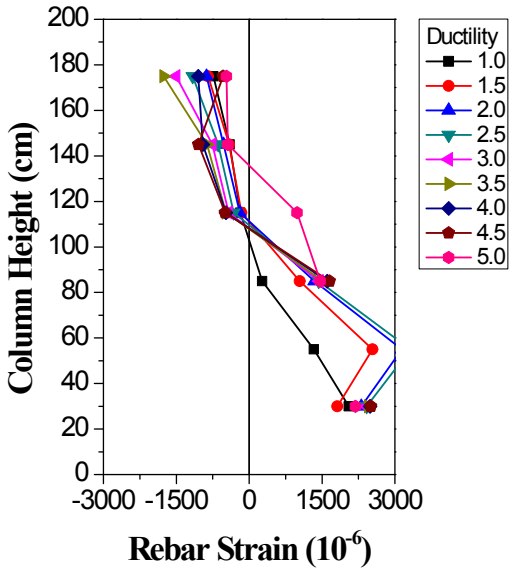
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 3.27 기둥높이-변위 곡선

FRF-1 시험체의 기둥높이-변위 곡선에서 정방향과 부방향의 거동은 대칭을 이루고 있으며 전형적인 휨거동을 보여주고 있다. FRF-1 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 3.28~3.31에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1의 부방향과 R3의 정방향에 대한 변형률 분포를 본다면 기둥의 상단부에서 먼저 항복을 시작하여 변위 연성비가 커짐에 따라 더 큰 변형률이 분포하는 것을 알 수 있다. 반면, R1의 정방향과 R3의 부방향에 대한 변형률 분포는 하단부에서 먼저 항복이 시작되는 것을 알 수 있는데, 이는 주철근의 위치에 따른 대칭적인 결과를 보여주고 있다. 전단철근은 기둥의 끝단부를 제외하면 마지막 변위 연성비에 도달하기 까지 항복이 발생되지 않는 것으로 나타나 보강전 시험체와는 달리 전단파괴가 상당히 지연되어 나타났다.

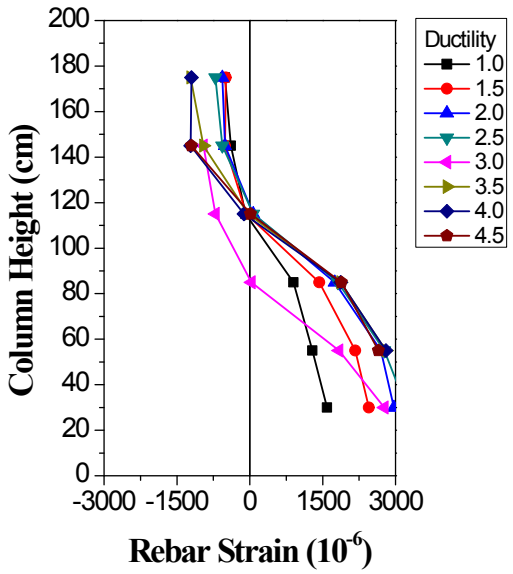


(a) 부방향

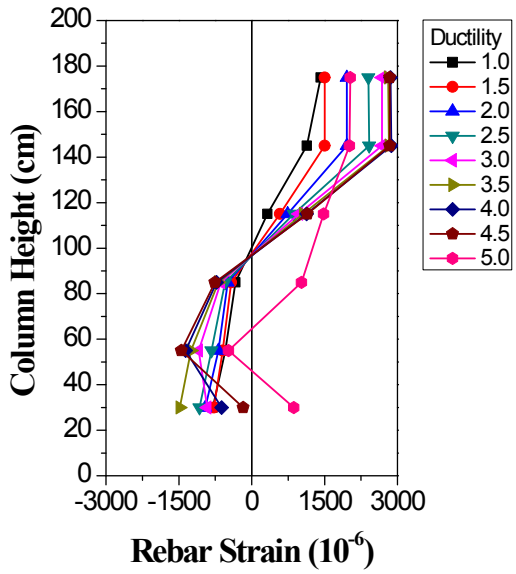


(b) 정방향

그림 3.28 주철근 R1의 변형률 분포

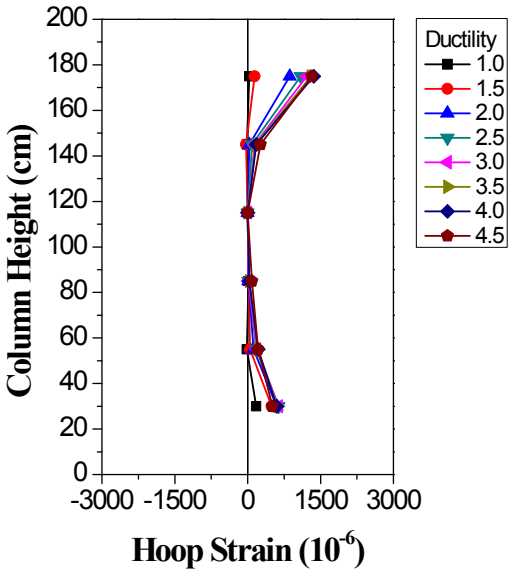


(a) 부방향

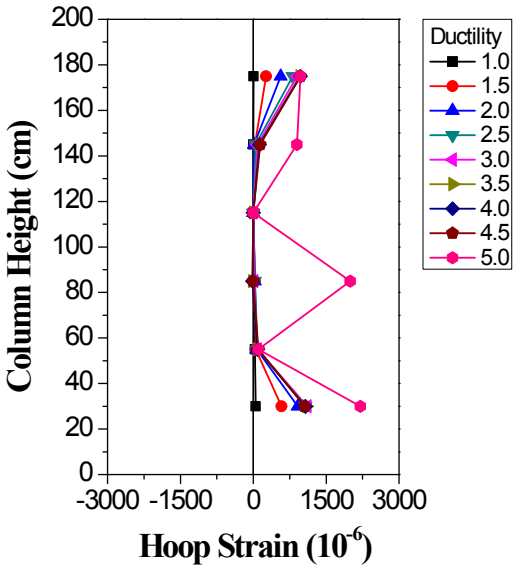


(b) 정방향

그림 3.29 주철근 R3의 변형률 분포

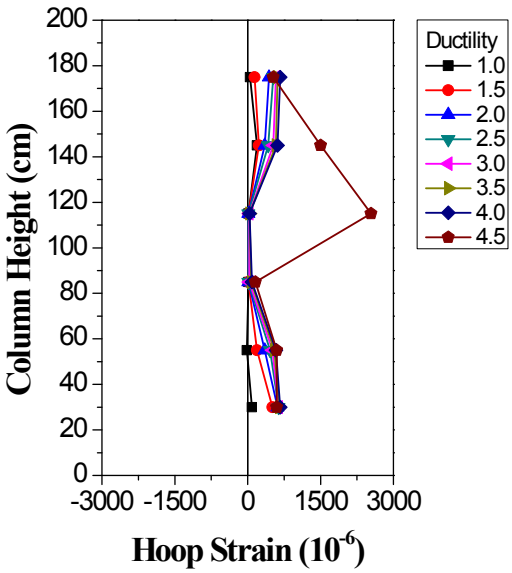


(a) 부방향

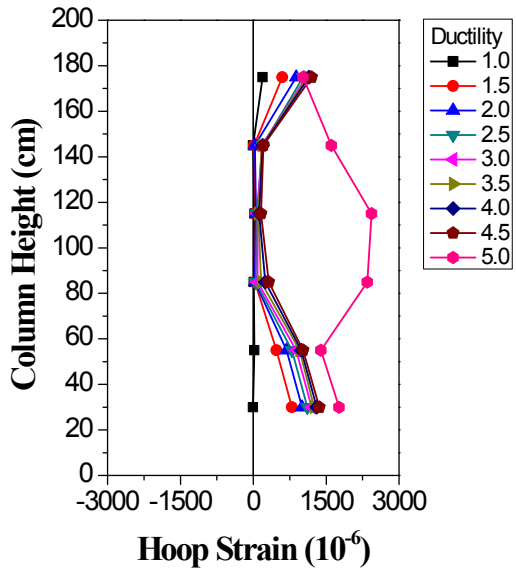


(b) 정방향

그림 3.30 전단철근 변형률 분포 H1-1~H1-6



(a) 부방향



(b) 정방향

그림 3.31 전단철근 변형률 분포 H2-1~H2-6

3. FRF-2 시험체 실험결과

지진에 의해서 손상된 기둥에 대한 보강재의 보강 효과를 평가하기위하여 FRF-2 시험체에 대한 실험을 수행하였다. 우선 FRF-2 시험체를 변위 연성비 μ=2.0까지 비보강 상태로 시험한 후, 폭 150 mm GFRP로 기둥 상하단부에 보강하였다. 보강 전 시험에서는 μ=1에서 기둥 상·하단부에서 수평 휨 균열 및 전단균열이 발생하였으며 μ=2에서는 전단균열이 다수 발생하였다.

보강 후에는 μ=3.0 이전까지 새로운 균열이 거의 발생하지 않았고, μ=3.5에서 모든 주철근이 항복하였다. μ=4.0에서 정방향 하중가력 중에 전단철근(H2-2)가 항복하였고, 그 순간 오른쪽 기둥 상단 보강재 좌측에서 하단 보강재 우측으로 가로지르는 큰 전단균열이 발생하였다. 변위 연성비 μ=4.5에서 부방향 하중가력 중에서 오른쪽 기둥 상단 보강재 우측에서 하단보강재 좌측으로 가로지르는 전단균열이 발생하였다. μ=5.0에서 기둥 중앙부에 잔균열이 다수 발생하였고, μ=6.0에서 수평력이 감소하면서 기둥 중앙부가 축력에 의해 횡방향으로 20mm이상 팽창되었다. 이후 구조물의 붕괴가 우려되어 시험을 종료하였다. FRF-2 시험체의 보강 전 균열 패턴을 그림 3.33에 나타내었고 FRF-2 시험체의 보강 후 파괴양상은 그림 3.34와 같다.

보강 전 후 FRF-2시험체의 하중-변위 곡선을 그림 3.32에 나타내었다. 변위가 증가함에 따라 하중이 함께 증가하고 부방향 횡변위 12.0mm(하중 238.0kN)에서 주철근(R2-1)이 항복하였다. 최대하중은 정가력 변위 23.6mm에서 발생하였고 최대하중 값은 330.7kN이었다. 이후 부가력 변위 23.9mm에서 340.9kN의 최대하중이 발생하였다.

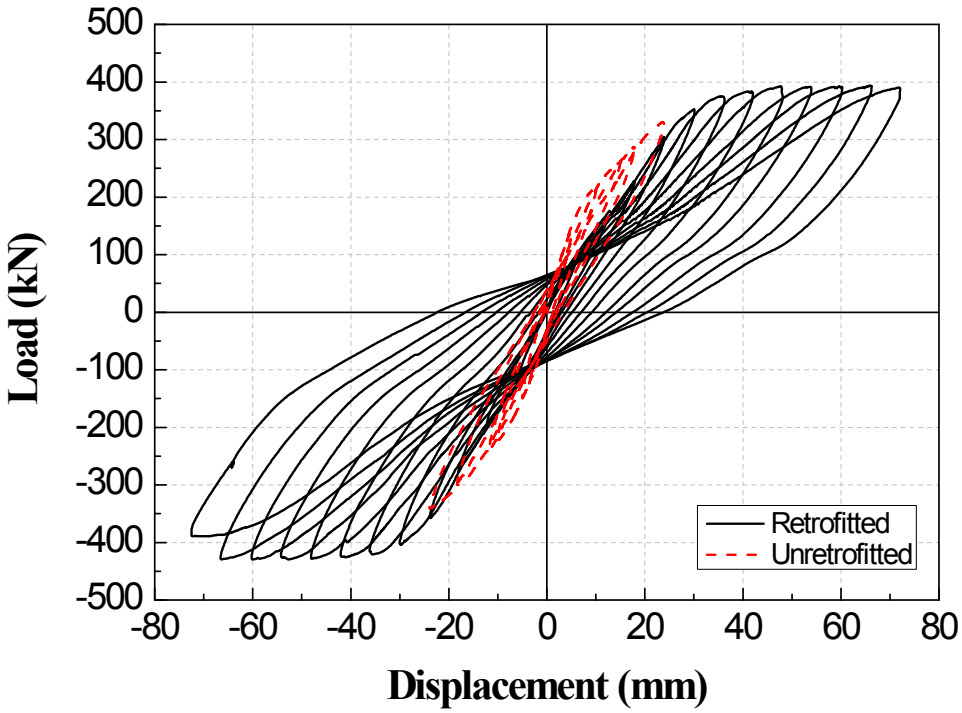


그림 3.32 하중-변위 곡선



μ=1.0



μ=1.5



μ=2.0



최종파괴(a)



최종파괴(b)



최종파괴(c)



최종파괴(d)

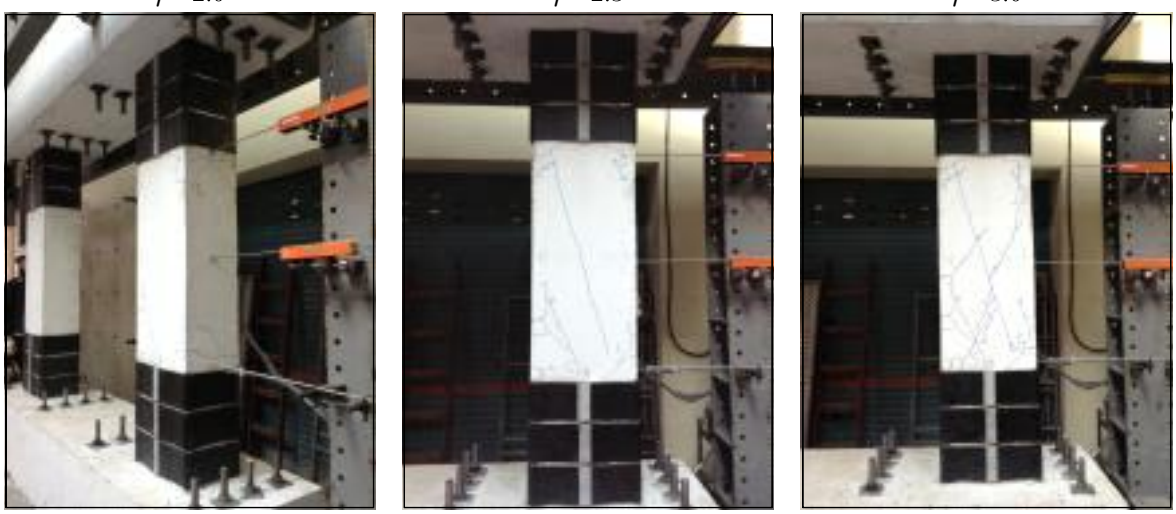
그림 3.33 보강 전 FRF-2 시험체 균열 패턴



μ=0.5 μ=1.0 μ=1.5



μ=2.0 μ=2.5 μ=3.0



μ=3.5 μ=4.0 μ=4.5

그림 3.34 FRF-2 시험체 파괴양상 (보강 후)



최종파괴(a)



최종파괴(b)



최종파괴(c)



최종파괴(d)

그림 3.35 FRF-2 시험체 최종 파괴양상 (보강 후)

보강 후 시험체는 정가력 변위 65.9mm에서 최대하중 393.6kN에 도달하였고, 부가력 변위 60.1mm에서 최대하중 429.6kN에 도달하였다. 전단철근은 변위 47.9mm(하중 386.8kN)에서 항복하였다. 보강 전·후 시험결과를 각각 표 3.6과 표 3.7에 정리하였다.

보강 전후의 FRF-2시험체의 하중-변위 포락곡선을 그림 3.36에 나타내었으며 기둥 높이-변위 곡선을 그림 3.37과 그림 3.38에 나타내었다. 기둥높이에 따른 변위 분포에서 보강 전에는 전반적으로 휨거동을 보여주었고 보강 후 최종 파괴 전에 기둥의 중앙부에서 전단변형이 크게 발생하는 것이 관측되었다.

표 3.6 시험결과 (보강 전)

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
-238.0	-12.0	-	-	330.7	23.6	-340.9	-23.9	

표 3.7 시험결과 (보강 후)

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
-	-	386.8	47.9	393.6	65.9	-429.6	-60.1	

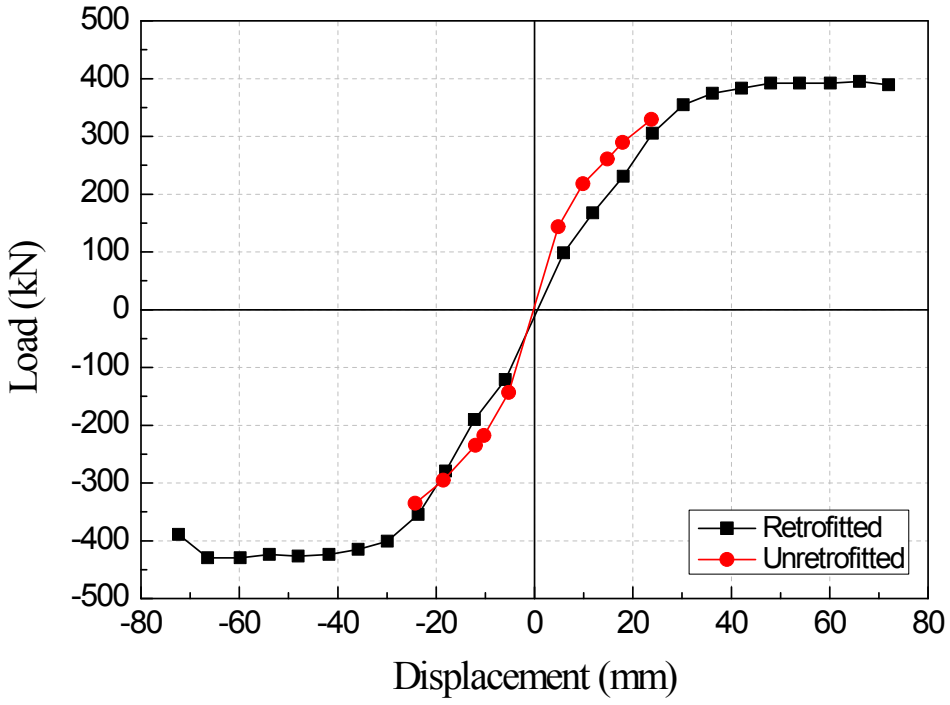
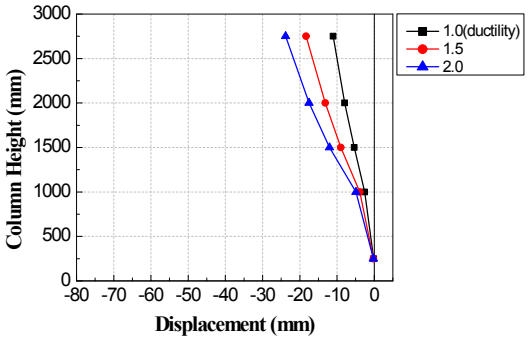
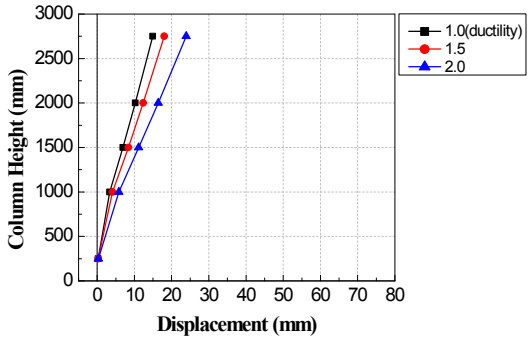


그림 3.36 하중-변위 포락곡선

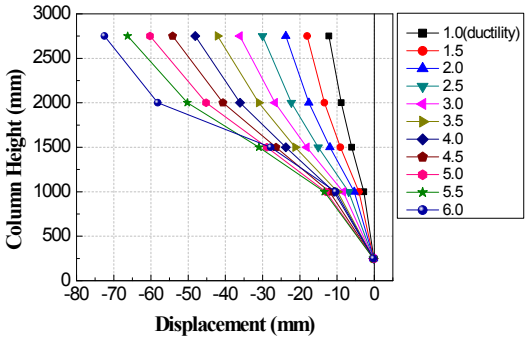


(a) 부방향

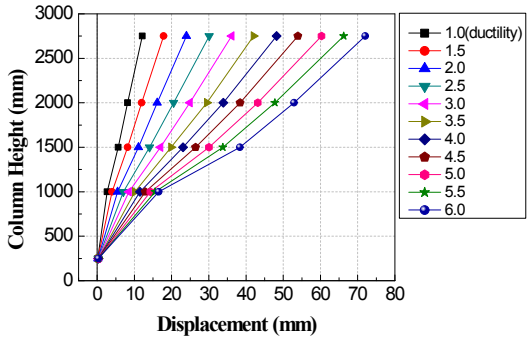


(b) 정방향

그림 3.37 보강 전 기둥높이-변위 곡선



(a) 부방향

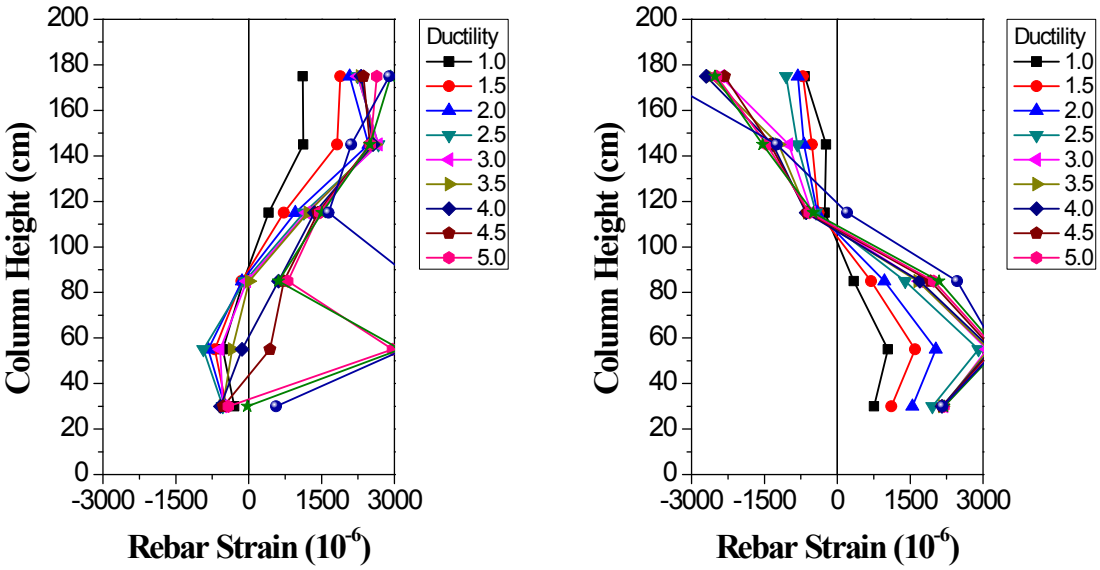


(b) 정방향

그림 3.38 보강 후 기둥높이-변위 곡선

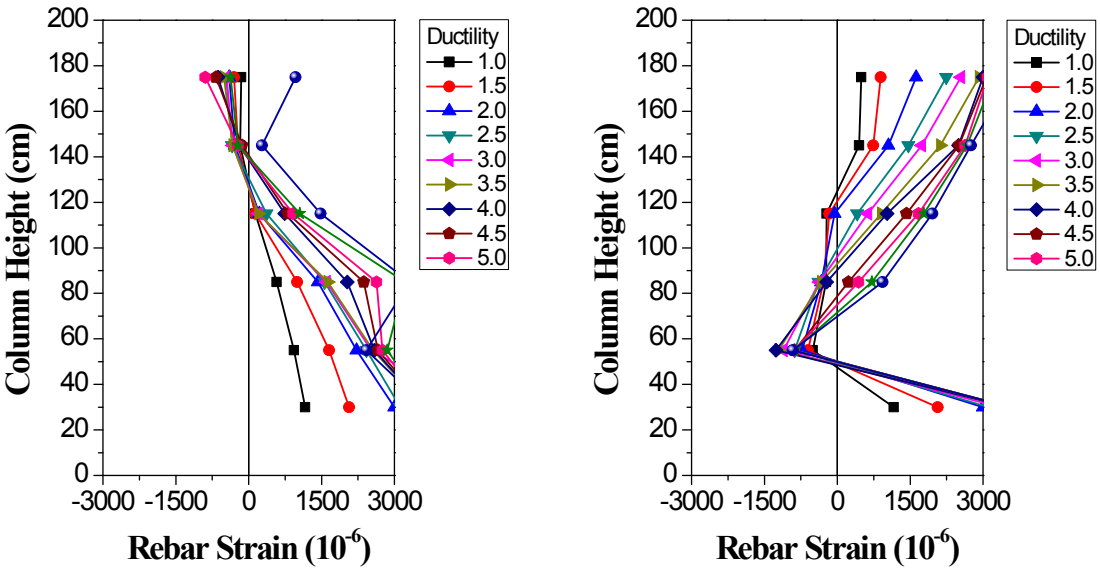
FRF-2 시험체의 기둥높이-변위 곡선에서 정방향과 부방향의 거동은 대체적으로 대칭을 이루고 있으며 부방향에 대한 변위가 더 크게 발생되고 있다. 대체적으로 휨거동의 양상을 보이고 있으나 부방향의 거동은 변위 연성비가 증가할수록 기둥의 중앙부에서 전단균열에 의하여 변위가 증가되고 있음을 보여주고 있다.

FRF-2 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 3.39~3.42에 각각 나타내었다. 주철근의 변형률 분포에서 기둥의 상단부와 하단부의 주철근이 먼저항복에 도달하였고 그 후 변위 연성비가 증가함에 따라서 전체적으로 변형률이 증가하였다. 그러나 R1의 정방향 및 부방향에 대한 주철근 분포에서 최대 변형률이 기둥의 끝단부에서 발생되지 않고 보강재가 위치하는 상단부에서 발생되고 있다. 이는 전단철근의 항복에 의하여 콘크리트 횡구속력이 감소하게 되어 변위가 증가된 것으로 파악된다. 전단철근은 기둥의 중앙부에서 변위 연성비 4 이후에 가장 큰 변형률 분포를 보이고 있다. 특히 이 구간은 보강재가 설치되지 않은 곳이며, 보강재로 인하여 전단 파괴가 지연되고 변위 연성비는 증가되었으나 보강재가 설치되지 않은 구간에서 응력 집중이 발생하면서 전단파괴가 발생하였다.



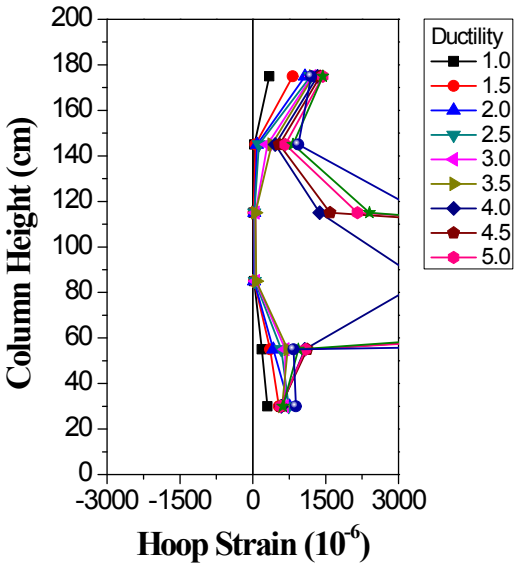
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 3.39 주철근 R1의 변형률 분포

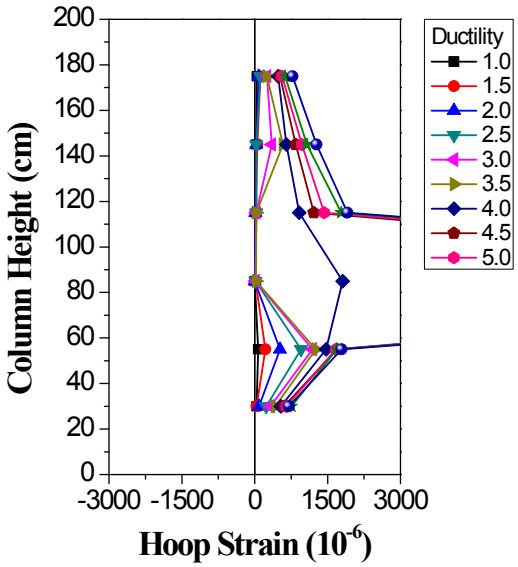


(a) 부방향 (b) 정방향

그림 3.40 주철근 R3의 변형률 분포

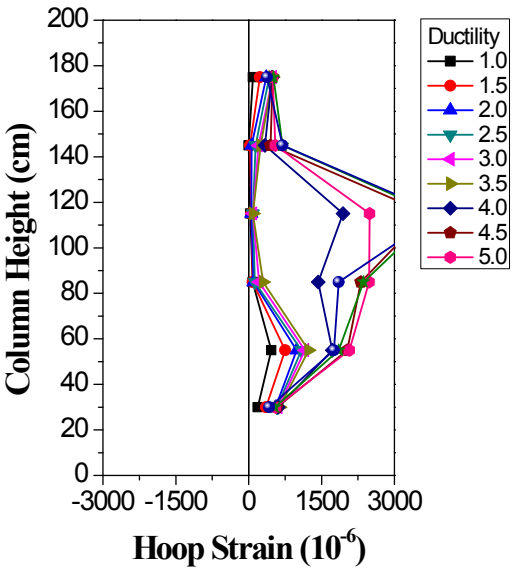


(a) 부방향

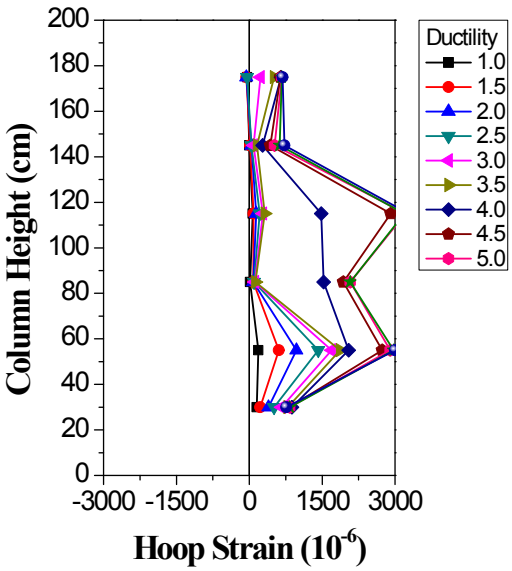


(b) 정방향

그림 3.41 전단철근 변형률 분포 H1-1 ~ H1-6



(a) 부방향



(b) 정방향

그림 3.42 전단철근 변형률 분포 H2-1 ~ H2-6

4. FRF-3 시험체 실험결과

FRF-2와는 다르게 FRF-3시험체는 손상된 기둥의 보강효과를 평가하기 위하여 변위 연성비 μ=2.5까지 비보강 상태로 시험한 후 GFRP(150mm)로 기둥 상하단부에 총12개를 보강한 후 실험을 수행하였다. 보강 전 시험에서는 변위 연성비 μ=1에서 기둥 상·하단부에서 수평 휨 균열 및 전단균열이 발생하였고, 이후 기둥 중앙으로 균열이 발달하였다. 변위 연성비 μ=2.5까지 소성구간 내에서 전단균열이 다수 발생하였다.

보강 후 시험에서는 변위 연성비 μ=3.0이전까지 새로운 균열이 거의 발생하지 않았고, 변위 연성비 μ=3.5 정가력에서 오른쪽 기둥 상단 보강재 좌측부터 하단 보강재 우측으로 가로지르는 전단균열이 발생하였다. 변위 연성비 μ=4.0 부가력에서 오른쪽 기둥 상단 보강재 우측부터 하단보강재 좌측으로 가로지르는 전단균열이 발생하였다. 변위 연성비 μ=4.5에서는 오른쪽 기둥 중앙에 전단균열과 이어지는 휨균열이 발생하였다. 변위 연성비 μ=5.5에서 기둥 중앙부에 잔균열이 전체적으로 다수 발생하였다. 변위 연성비 μ=6.0에서 오른쪽 기둥 아래에서 3번과 2번 보강재가 차례로 파단이 발생하였고, 내력감소와 균열폭이 커지면서 기둥의 파괴를 우려해 시험을 종료하였다. FRF-3 시험체의 보강 전·후 파괴양상을 그림 3.43과 그림 3.44에 각각 나타내었다. FRF-3 시험체의 최종파괴 형태는 그림 3.45에 정리하였다.

FRF-3 시험체의 하중-변위 곡선을 그림 3.46에 나타내었다. 보강 전 주철근(R2-1)는 정가력 변위 10.0mm (하중 197.4kN)에서 항복하였다. 시험체의 최대하중은 정가력 변위 25.0mm에서 329.6kN에 도달하였고, 부가력 변위 23.3mm에서 330.0kN에 도달하였다. 보강 후 최대하중은 정가력 변위 54.5mm에서 405.5kN에 도달하였고, 부가력 변위 49.2mm에서 417.6kN에 도달하였다. 전단철근(H1-5)은 부가력 변위 55.3mm(하중 413.5kN)에서 항복하였다. 보강 전·후 시험결과는 표 3.8과 표 3.9에 정리하였다.

FRF-3 시험체의 보강 전 후 기둥높이 - 변위 곡선을 그림 3.48과 그림 3.49에 나타내었다. 보강 전 기둥의 높이에 따른 변위는 휨 파괴 거동을 보여주고 있으며 보강 후에도 휨 거동을 나타났으나 최종 파괴 전에 기둥의 단부와 중앙부 사이에 발생한 전단파괴에 의하여 변위가 증가하는 양상을 보여주었다.



μ=1.0



μ=1.5



μ=2.0



μ=2.5



최종파괴(a)



최종파괴(b)



최종파괴(c)

그림 3.43 FRF-3 시험체 파괴양상 (보강 전)



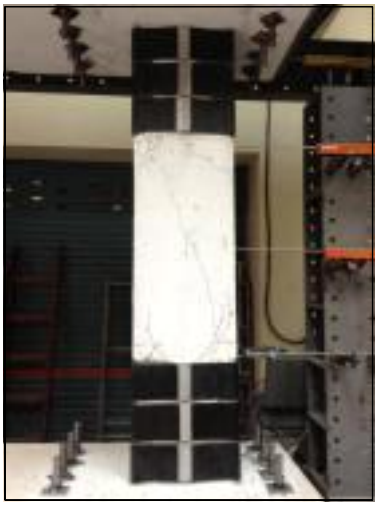
μ=1.0



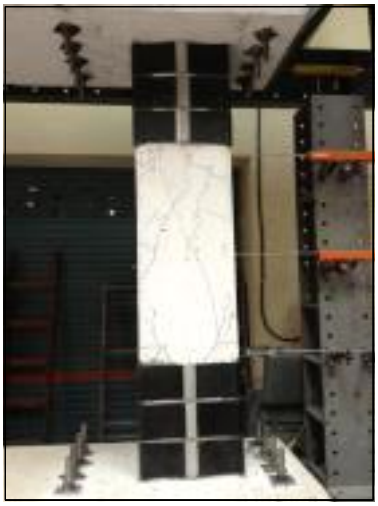
μ=2.0



μ=2.5



μ=3.5



μ=4.0



μ=4.5



μ=5.0

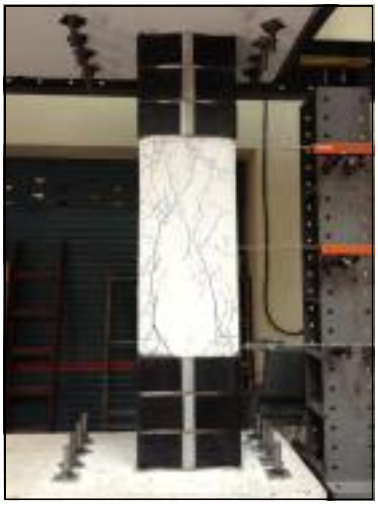


μ=5.5



μ=6.0

그림 3.44 FRF-3 시험체 파괴양상 (보강 후)



최종파괴(a)



최종파괴(b)



최종파괴(c)



최종파괴(d)

그림 3.45 FRF-3 시험체 최종 파괴 (보강 후)

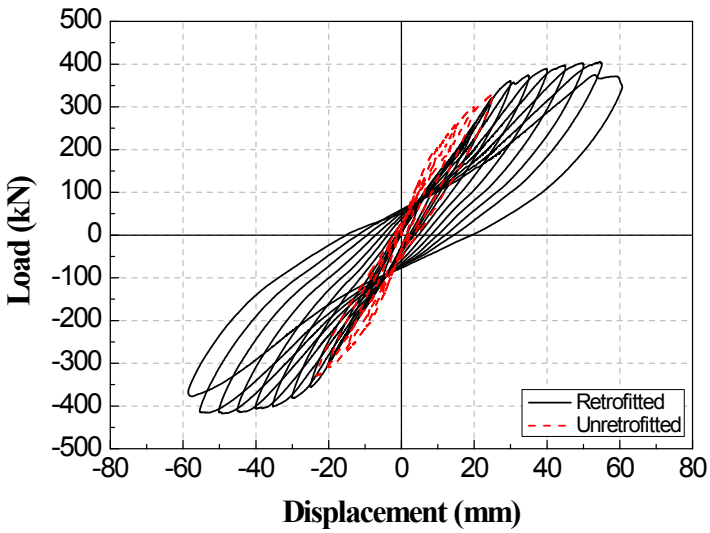


그림 3.46 하중-변위 곡선

표 3.8 시험결과 (보강 전)

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
197.4	10.0	-	-	329.6	25.0	-329.4	-23.3	

표 3.9 시험결과 (보강 후)

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
-	-	-413.5	-55.4	405.5	54.5	-417.6	-49.2	

FRF-3 시험체의 보강 전·후 하중-변위 포락곡선을 그림 3.47에 나타내었다.

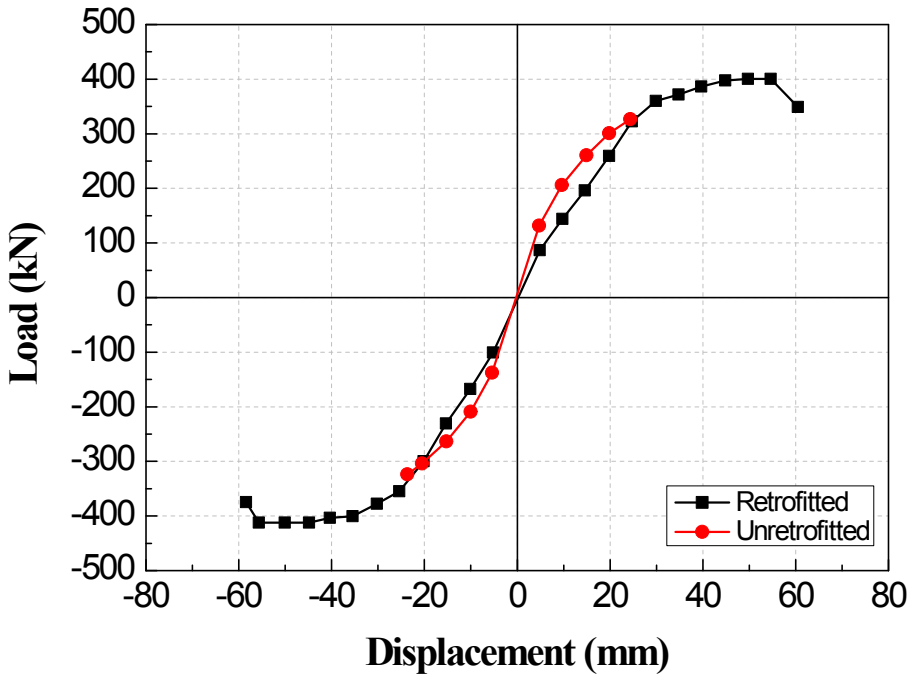
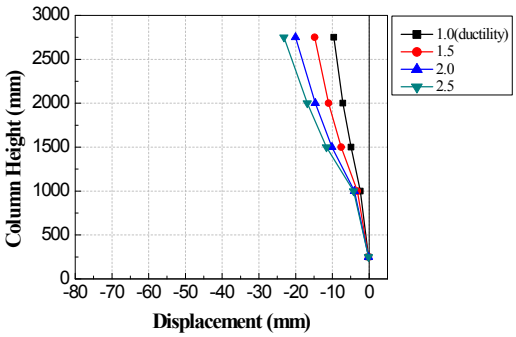
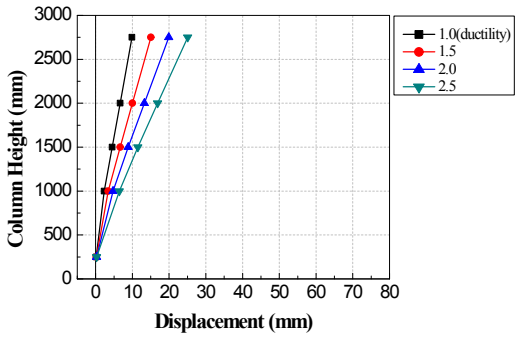


그림 3.47 하중-변위 포락곡선

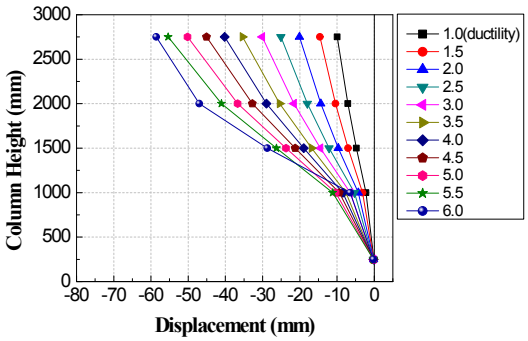


(a) 부방향

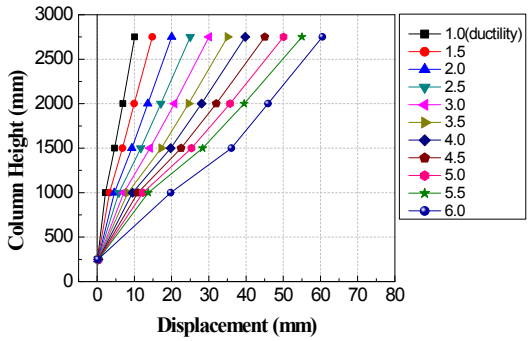


(b) 정방향

그림 3.48 보강 전 기둥높이-변위 곡선



(a) 부방향

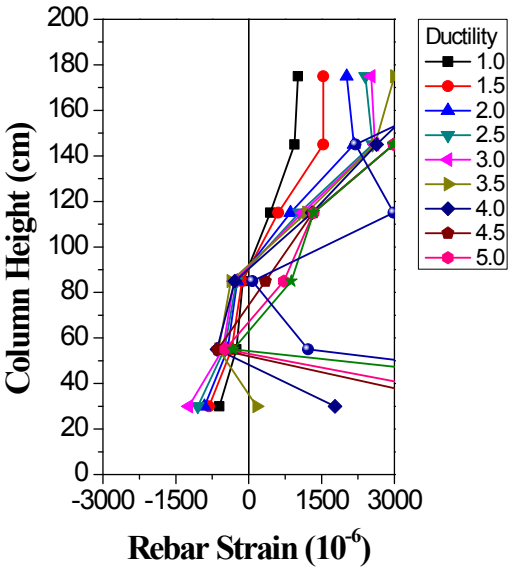


(b) 정방향

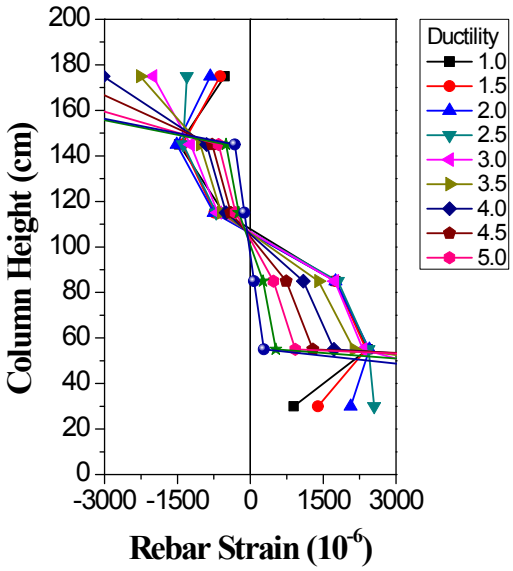
그림 3.49 보강 후 기둥높이-변위 곡선

FRF-3 시험체의 기둥높이-변위 곡선에서 정방향과 부방향의 거동은 거의 대칭을 이루고 있다. 전반적으로 시험체는 휨파괴 형태를 보이고 있으나 변위 연성비가 증가할수록 기둥의 중앙부에서 전단파괴에 의한 변위 증가가 관측되었다.

FRF-3 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 3.50~3.53에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1의 R3의 분포에서 주철근은 기둥의 상하단부에서 먼저 항복하고 이후 변위 연성비가 증가할수록 변형률도 증가함을 알 수 있다. 그러나 최대 변형률의 경우 R1와 R3 모두 기둥 상하단부가 아닌 보강재 설치 상단부에서 발생하였다. 이는 전단철근의 항복에 따른 횡구속력의 감소로 인하여 횡변위가 증가한 것으로 판단된다. 전단철근은 기둥의 중앙부에서 변위 연성비 3.5 이후에 가장 큰 변형률 분포를 보이고 있다. 특히 기둥의 중앙부는 보강재가 설치되지 않은 곳이며, 보강재로 인하여 전단 파괴가 지연되어 발생하였고 이에 따라서 시험체의 최종 변위 연성비는 증가하였다. 기둥은 최종적으로 보강재가 설치되지 않은 구간에서 응력 집중이 발생하면서 전단파괴에 의하여 파괴되었다.

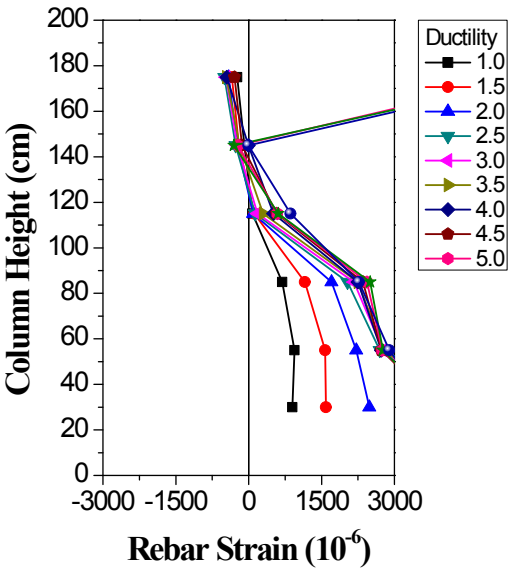


(a) 부방향

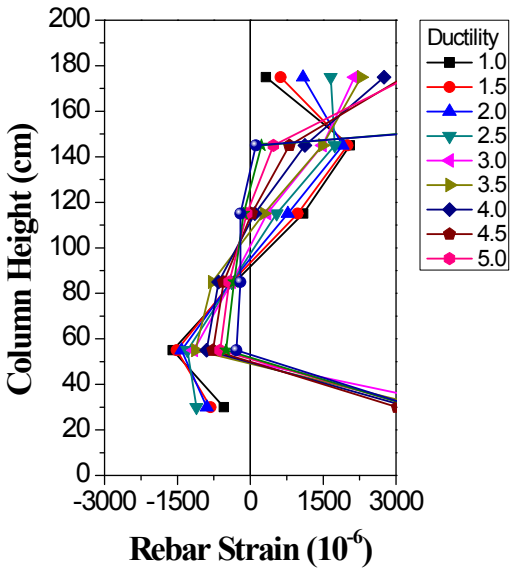


(b) 정방향

그림 3.50 주철근 R1의 변형률 분포

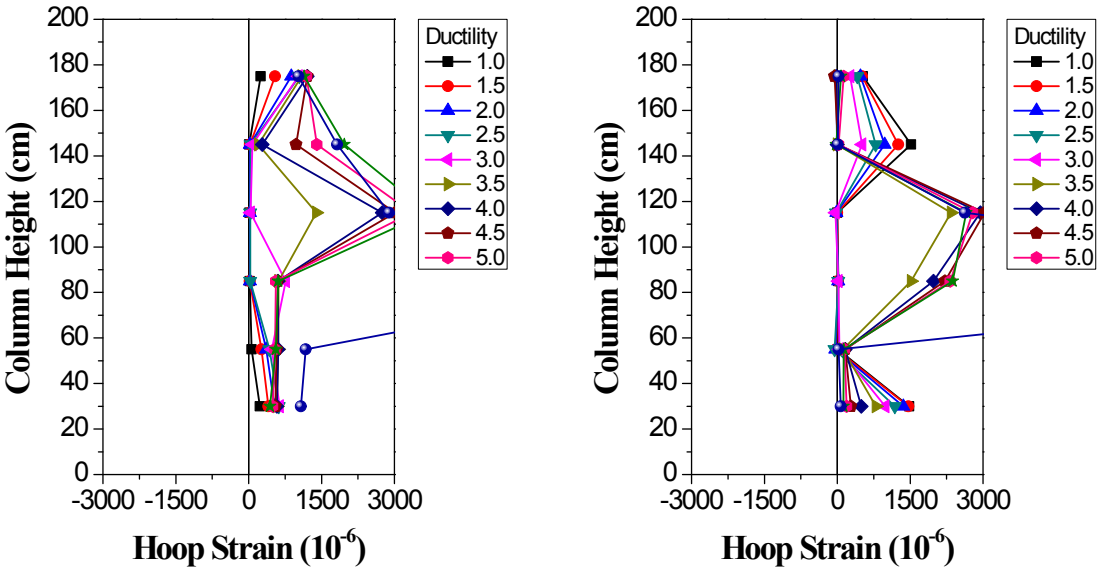


(a) 부방향



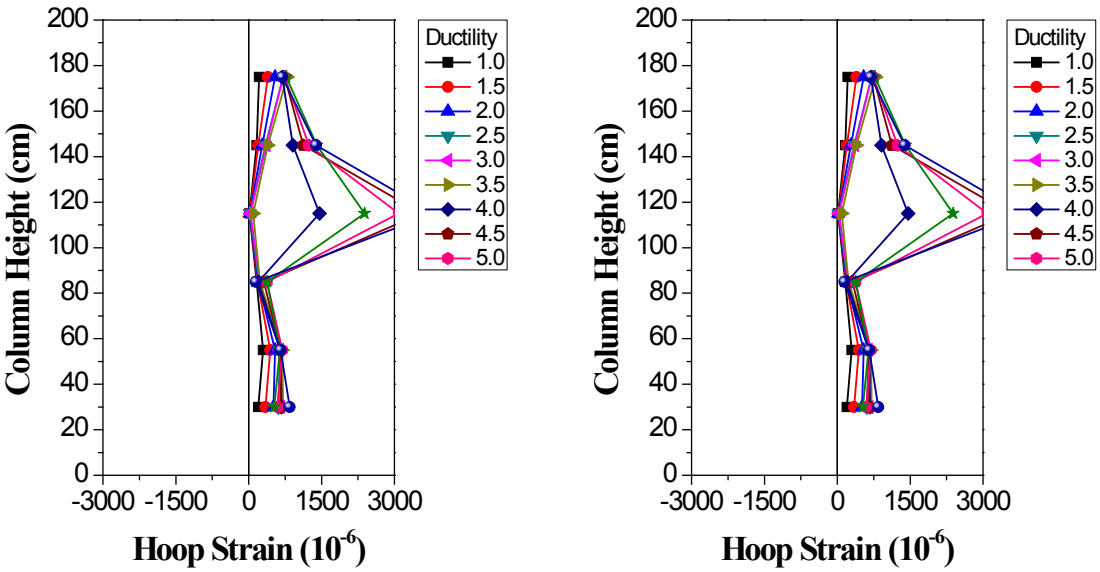
(b) 정방향

그림 3.51 주철근 R3의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 3.52 전단철근 변형률 분포 H1-1 ~ H1-6



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 3.53 전단철근 변형률 분포 H2-1 ~ H2-6

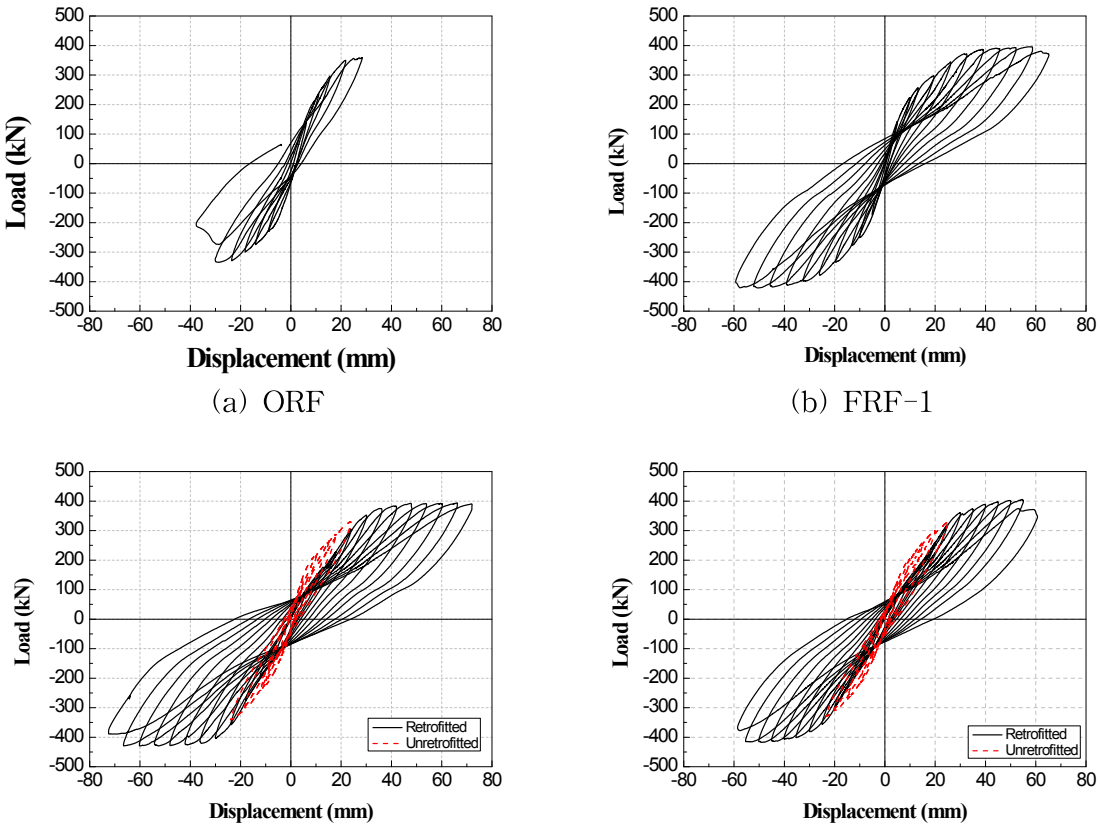
제6절 시험결과평가

1. 포락선의 평가

시험체별 하중-변위 곡선은 정리하여 그림 3.54에 나타내었다. 수평하중을 받는 시험체의 전체적인 하중 및 변위 특성을 파악하기 위하여 하중-변위 이력곡선을 작성하였다. 하중-변위 이력곡선은 각각의 하중 반복에서 최대변위 점을 연결하여 구성하였고, 이를 그림 3.55에 정리하였다.

포락선비교를 분석한 결과 ORF 시험체는 최대항복이후 급격한 내력감소를 보였고, 나머지 시험체는 최대 내력 이후에도 내력감소가 크게 발생하지 않았다. 이는 GFRP 보강재에 의해서 골조 구조물의 강도 및 변형 능력이 크게 향상시킨 것으로 생각된다. 시험체별 항복강도를 표 3.10에 나타내었다. ORF 시험체의 경우 극한하중이 정방향에서 359.5kN으로 나타났다. FRF-1 시험체의 경우 부방향에서 421.3kN였다. FRF-2 시험체는 429.6kN, FRF-3 시험체는 417.6kN으로 나타났다.

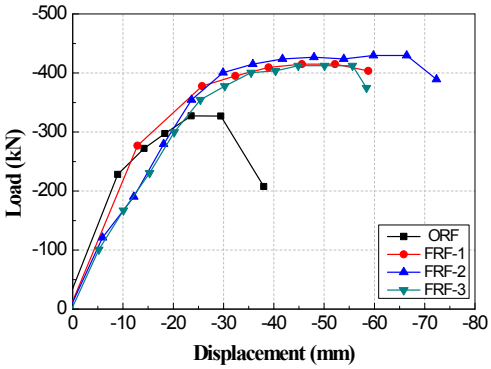
비보강 시험체인 ORF 시험체에 비하여 보강 시험체는 1.2~1.3배의 내력이 증가하였으며 최대변위가 1.7~2.3배 증가하였다. 시험결과(최대강도)를 표 3.11에 나타내었고, 강도비 및 변위비(최대강도)는 표 3.12에 나타내었다.



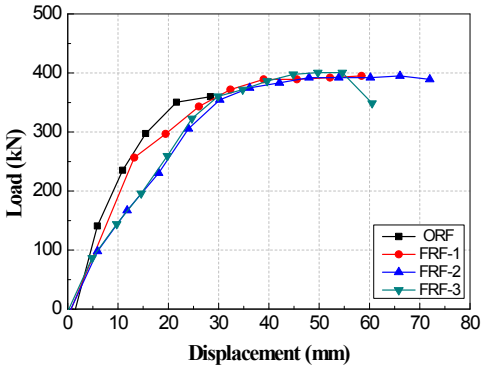
(a) ORF (b) FRF-1

(c) FRF-2 (d) FRF-3

그림 3.54 시험체별 하중-변위곡선



(a) 부가력



(b) 정가력

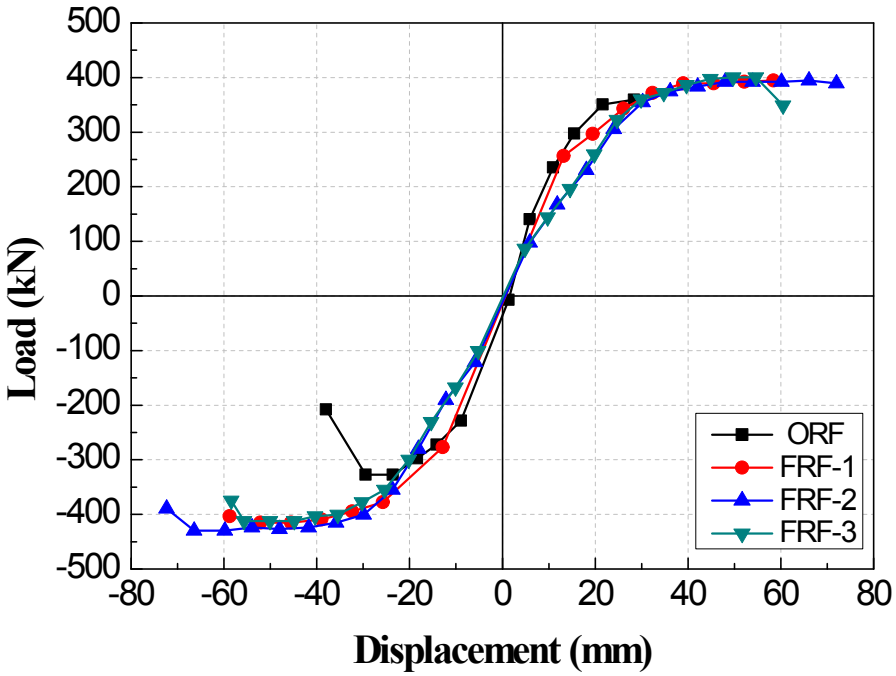


그림 3.55 포락선 비교

표 3.10 시험결과 (항복강도)

시험체	주 근		전 단 보 강 근		비고
	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	
ORF	287.0	13.2	333.4	25.6	
FRF-1	277.3	13.0	395.8	47.1	
FRF-2	238.0	12.0	386.8	47.9	
FRF-3	197.4	10.0	413.5	55.4	

*시험체의 주근의 Strain Gauge가 첫 번째 2000에 도달하였을 때, 항복하중과 항복변위를 측정함.
*시험체의 전단보강근의 Strain Gauge가 첫 번째 2000에 도달하였을 때, 항복하중과 항복변위를 측정함.

표 3.11 시험결과 (최대강도)

시험체	최대강도				비고
	정		부		
	극한하중 (kN)	극한변위 (mm)	극한하중 (kN)	극한변위 (mm)	
ORF	359.5	28.7	334.9	28.6	
FRF-1	395.8	57.5	421.3	50.6	
FRF-2	393.6	65.9	429.6	60.1	
FRF-3	405.5	54.5	417.6	49.2	

표 3.12 강도비 및 변위비 비교 (최대강도)

시험체	시험결과			
	최 대 강 도 비*		변 위 비*	
	정	부	정	부
ORF	1.0	1.0	1.00	1
FRF-1	1.1	1.3	1.8	2.0
FRF-2	1.1	1.3	2.1	2.3
FRF-3	1.1	1.2	1.7	1.9

*최대강도는 정가력과 부가력 시 기준 시험체 대비 강도비를 나타냄.
*변위비는 최대강도 시의 정가력, 부가력 변위를 나타내며, 기준 시험체 대비 변위비를 나타냄.

2. 에너지소산능력의 평가

에너지소산능력은 지진 시 철근콘크리트 부재의 비선형 거동에 의해서 발생하는 재료 이력곡선에 의해서 흡수되는 지진 에너지의 정도는 나타내는 지표로 사용된다. 시험체의 에너지소산능력은 변위제어용 LVDT의 하중-변위 곡선에 의해 둘러싸인 면적으로 평가하였다. 한 사이클에 대한 에너지 흡수량의 개념은 (+)방향 반복하중 및 (-)방향 반복하중을 합한 에너지소산능력을 말한다.

각 시험체별 변위 연성비에 대한 에너지 소산능력을 그림 3.56에 나타내었다. ORF 시험체는 보강된 시험체에 비해 에너지 소산능력이 비슷하거나 오히려 높은 부분도 있지만 보강된 시험체에 비해 일찍 파괴되었다. 보강된 시험체를 비교하였을 때 손상정도가 증가 할수록 에너지 소산능력이 감소하였다.

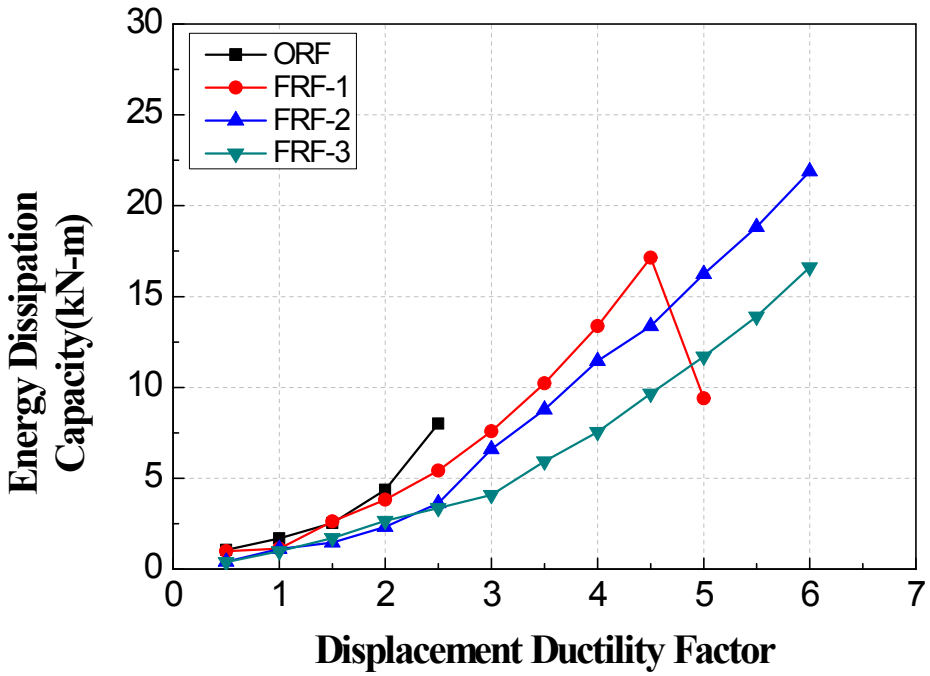


그림 3.56 에너지 소산 능력

부재의 총 에너지 소산능력을 평가하기 위하여 변위 연성비에 대하여 각 변위 연성비에 나타난 에너지 소산능력을 누적시켜 그림 3.57에 나타내었다. 모든 시험체는 초기에 유사한 거동을 보이지만 비보강 시험체가 보강 시험체에 비하여 일찍 파괴되어 낮은 소산에너지가 생성되었다. 최종적으로 누적된 에너지 소산능력의 평가결과 ORF 시험체 17.64kN·m, FRF-1 시험체는 71.66kN·m FRF-2 시험체는 106.09kN·m, FRF-3 시험체는 78.52kN·m의 누적 소산에너지가 계산되었다. 이를 통해 보강 시험체는 비보강 시험체에 비해 에너지 소산능력이 4~6배 증가함을 알 수 있었다. 누적에너지 소산능력 비교를 표 3.13에 나타내었다.

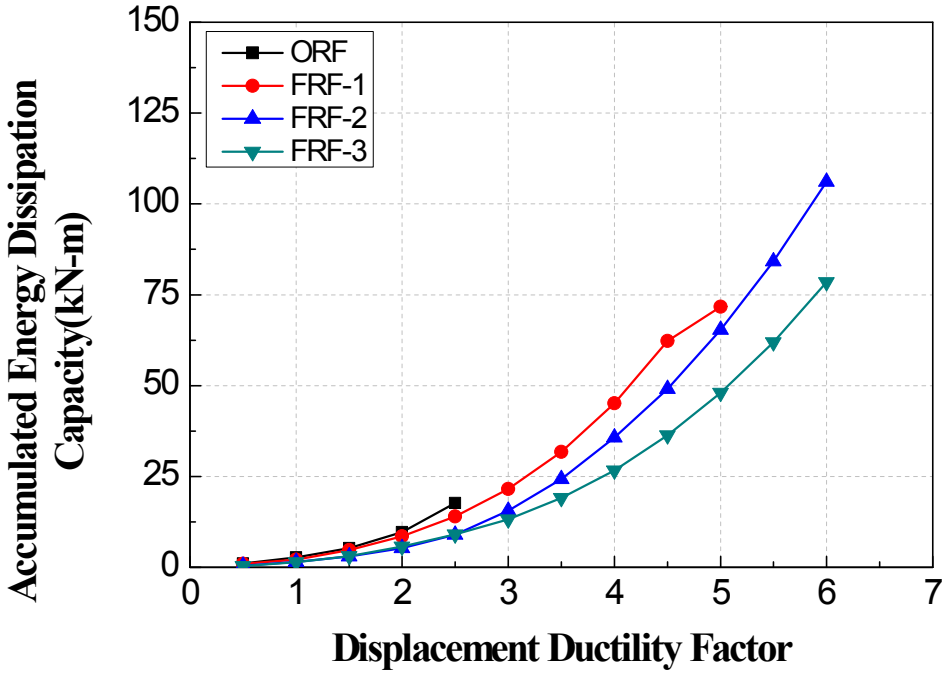


그림 3.57 누적 에너지 소산 능력

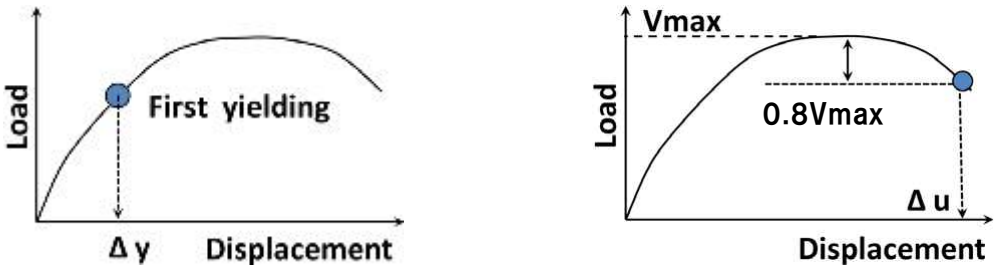
표 3.13 누적 에너지 소산능력 비교

시험체	시험결과		비고
	누적 에너지 소산능력 (kN·m)	누적 에너지 소산능력 비율	
ORF	17.64	1	
FRF-1	71.66	4.1	
FRF-2	106.09	6.0	
FRF-3	78.52	4.5	

3. 연성능력의 평가

본 실험에서의 연성능력이란 철근콘크리트 프레임 구조물의 현저한 내력이나 강성저하 없이 소성성적으로 변형할 수 있는 능력을 말한다. 일반적으로 이러한 프레임 구조물의 연성능력은 항복변위에 대한 극한변위의 비로 정의되는 변위연성도(displacement ductility factor, $\mu_{\triangle} = \triangle_u/\triangle_y$)로 나타낸다. 그러나 항복변위($\triangle_y$)와 극한변위($\triangle_u$)의 정의에 따라 변위연성도의 값이 크게 달라지게 된다. 그러므로 본 실험에서는 일반적으로 철근 콘크리트 기둥의 변위연성도 평가에 국내외에서 많이 사용되는 방법중 본 실험에 적합한 방법을 선정하여 시험체의 연성능력을 평가 하였다. 그림 3.58과 같이 본 연구에서

는 항복변위는 최초로 주철근이 항복 변형률에 도달한 변위로 하였다. 극한변위는 최대하중 이후 최대하중 80%에 해당되는 점의 변위로 하였으며, 조기에 시험체가 파괴된 경우 최대변위를 적용하여 변위연성도를 산정하였다.



(a) 항복변위 (b) 극한변위

그림 3.58 항복변위 및 극한변위의 산정

시험체의 변위 연성비를 평가한 결과 ORF 시험체의 최대 변위 연성비는 2.3 이었다. FRF-1 시험체는 최대 변위 연성비는 5.0, FRF-2 과 FRF-3 시험체의 최대 변위 연성비는 각각 6.0과 6.1였다. ORF 시험체와 비교했을 때 FRF-1, FRF-2, FRF-3 시험체는 연성비가 각각 2.3배, 2.7배, 2.8배로 증가하였다.

FRF-2 시험체의 최대변위는 72.1mm이었으며, 이는 기둥에 손상을 주지 않고 보강한 FRF-1 시험체의 65.1mm 보다 높은 수치이다. 이는 FRF-1의 경우 기둥 중앙부에서 큰 전단균열이 발생하여 보강재가 파괴되었으나 손상을 입은 FRF-2의 경우 기둥 중앙부에 잔균열 형태의 전단균열이 발생하여 파괴가 집중되지 않고 분산되어 최대 변위가 증가한 것으로 판단된다. 시험체의 변위 연성비를 표 3.14와 표 3.15에 정리하여 나타내었다.

표 3.14 시험체의 변위 연성비 (정가력)

시험체	극한하중 (kN)	극한변위 (mm)	최대변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	Δ_y	Δ_{max}	μ	Ratio	
ORF	359.5	28.7	28.4	2.2	1	
FRF-1	395.8	57.5	65.2	5.0	2.3	
FRF-2	393.6	65.9	72.1	6.0	2.7	
FRF-3	405.5	54.5	60.7	6.1	2.8	

표 3.15 시험체의 변위 연성비 (부가력)

시험체	극한하중 (kN)	극한변위 (mm)	최대변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	Δ_y	Δ_{max}	μ	Ratio	
ORF	334.9	13.2	30.1	2.3	1.0	
FRF-1	421.3	13.0	59.3	4.6	2.0	
FRF-2	429.6	12.0	72.5	6.0	2.6	
FRF-3	417.6	10.0	58.6	5.9	2.6	

4. 고찰

RC 기둥에 물리적 손상을 주지 않으면서 긴급 시공이 가능한 체결구를 갖는 GFRP 기둥 보강법을 제안하였다. 또한 제안된 GFRP 기둥 보강재를 철근콘크리트 골조 기둥에 적용하여 성능 평가를 수행하였으며 손상이 발생한 기둥에 적용하여 성능 평가를 진행하여 다음과 같은 결과를 도출하였다.

- GFRP로 보강된 시험체들과 비보강 시험체의 강도비교 결과 1.1~1.3배로 나타났다.
- 연성능력에서는 비보강 시험체 대비 변위 연성비 목표치 200% 이상 달성하였다.
- 모든 보강 시험체에서 강도증가는 미비하였으나 연성능력은 크게 증가하는 것으로 평가 되었다. 그러므로 제안된 보강법은 연성 보강법으로 정의될 수 있다.
- 에너지 소산능력 평가 결과 보강시험체는 비보강 시험체 대비 4~6배 증가하였다. 이는 큰 연성의 증가로 인하여 에너지 소산능력이 증가하였음을 보여준다.
- RC 기둥에서 전단파괴에 의한 급작스러운 파괴가 발생하기 전에 보강을 실시할 경우 보강성능이 크게 증가하는 것이 확인 되었다.

제7절 해석 및 시험결과의 비교·분석

본 연구에서는 시험체의 구조적 거동 및 강도 특성과 내력의 분포를 규명하기 위하여 비선형 유한요소 해석도구를 이용하여 해석을 수행하였다. 특별히 기둥에 손상이 발생한 후 보강을 실시하는 것을 해석적으로 구현하기 위하여 유한요소 출현(birth) 기능을 사용하였다. 이를 이용하여 기둥에 손상이 발생한 후 GFRP 복합재료가 역학적 역할을 하도록 모델하였다.

1. 해석대상

실험을 수행한 ORF, FRF-1, FRF-2, FRF-3 시험체에 대하여 유한 요소 해석을 수행하였다.

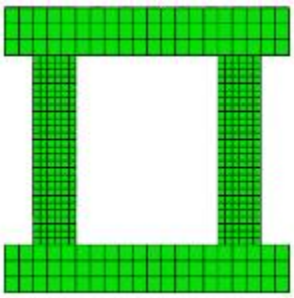
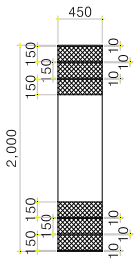
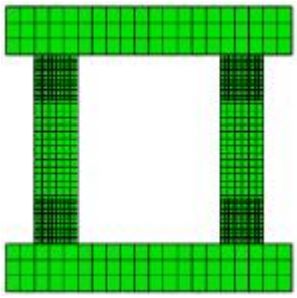
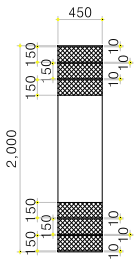
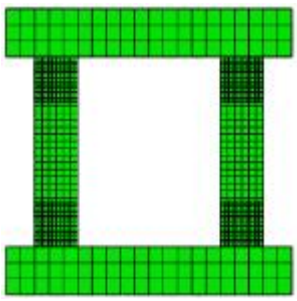
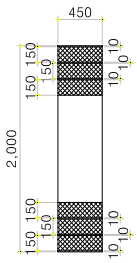
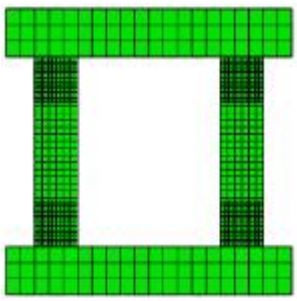
2. 해석조건

비선형 유한요소 해석에서, 콘크리트는 8개 절점을 갖는 고체 요소로 3차원 유한요소 모델링을 하였다. 철근과 콘크리트는 완전부착으로 가정하였고, Glass GFRP는 쉘요소로 모델링 하였다. GFRP는 콘크리트와 완전부착으로 가정하였다. 주요재료의 특성은 시험을 통해 얻은 값을 사용하였다. 시험체의 경계조건은 철근콘크리트 골조구조물의 하부를 고정시켰고, 모델링된 시험체를 시험조건과 동일하게 하부 스터브를 구속하고, 상부 스터브에 축력(0.1fck*Ag) 및 횡변위를 하중으로 재하하여 해석을 수행하였다.

표 3.16 재료 물성치

	Yield Strength (MPa)	Young's Modulus (N/mm^2)	Poisson's Ratio
Steel	400	200,000	0.3
GFRP Composite	257.5	21,440	0.3
Concrete	18.4	25,310	0.2

표 3.17 해석 시험체 일람표

시험체 명	보강재 개수 (EA)	설명	비고
ORF	0		-
FRF-1	12	 	μ=0 보강
FRF-2	12	 	μ=2.0 보강
FRF-3	12	 	μ=2.5 보강

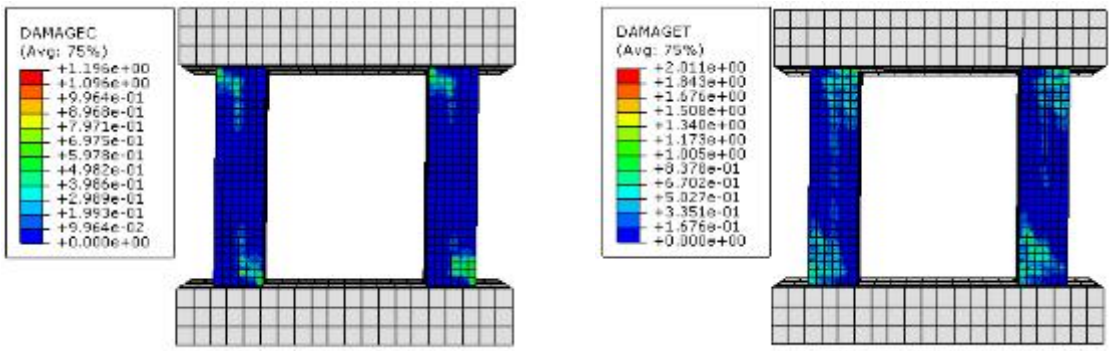
3. 해석결과

가. ORF 시험체 실험결과

ORF 시험체의 파괴양상과 해석에 의한 응력분포를 그림 3.59에 나타내었고, 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였다. 변위가 증가될수록 전단균열이 같이 진행되어 점차 기둥 중앙부로 전이 되는 것을 확인할 수 있었다. 기둥의 위험단면에 집중적으로 균열이 일어났다.



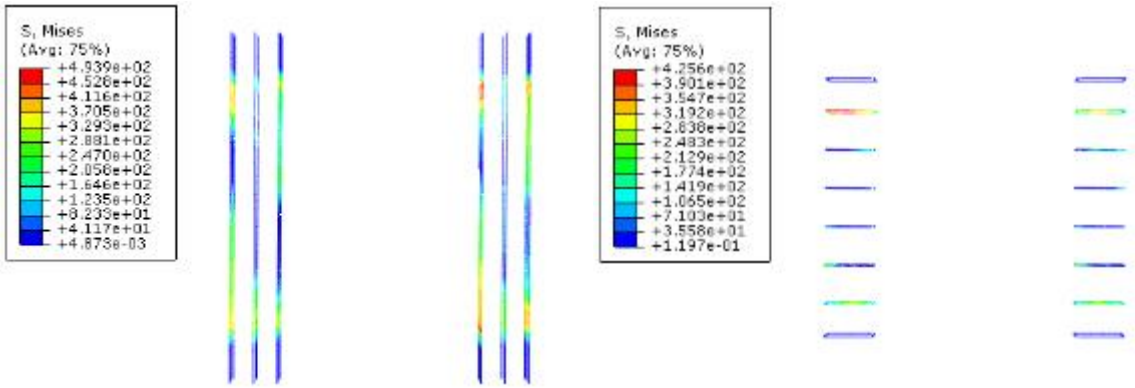
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC) (C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.59 콘크리트 응력분포

주철근은 변위 6.9mm 하중 273kN에서 항복하였고, 전단철근은 변위 25.8mm 하중 358kN 항복하였다. 철근의 응력집중지점은 상하부 두 지점에서 발생하고 항복지점이 기둥 중앙부로 이동함을 알 수 있다. 철근 응력분포와 하중-변위 곡선을 각각 그림 3.60과 그림 3.61에 나타내었다.



(a) 주철근 응력분포 (b)전단철근 응력분포

그림 3.60 철근의 응력분포

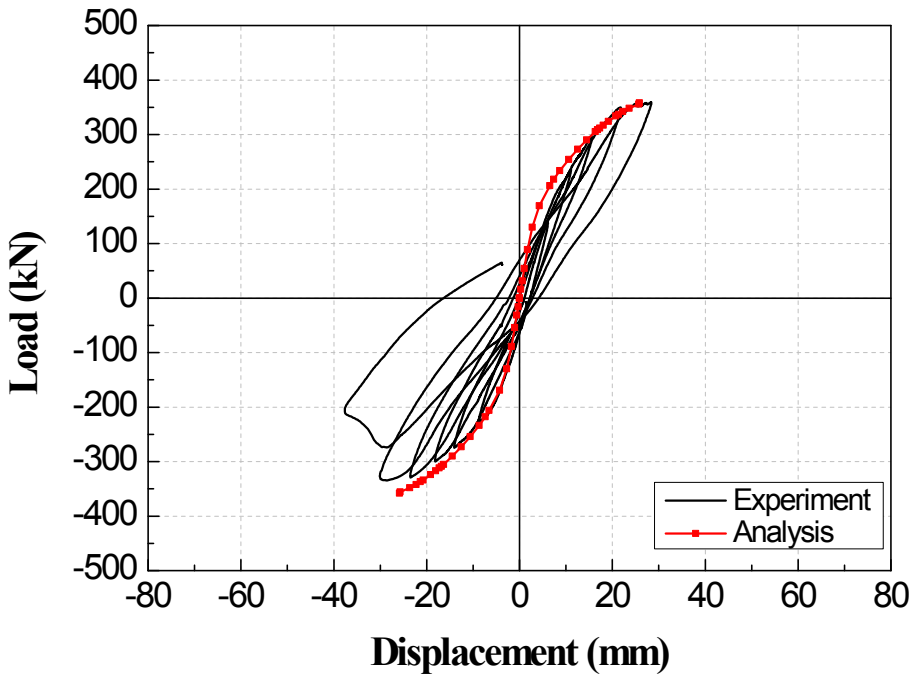


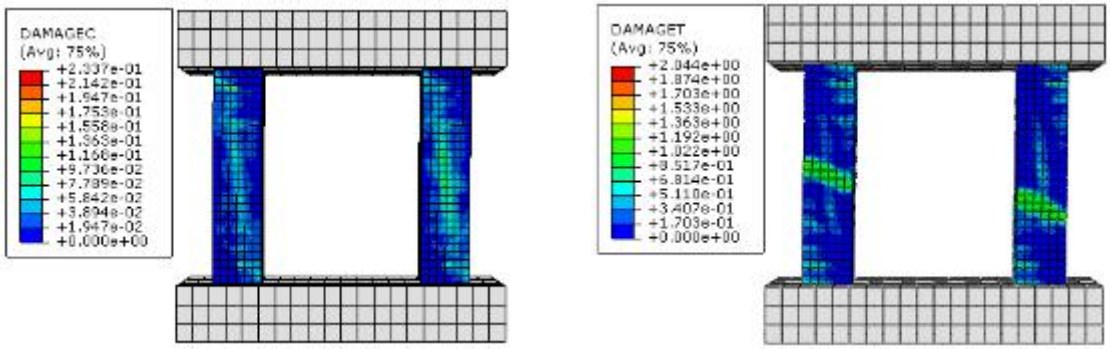
그림 3.61 하중-변위 곡선

나. FRF-1 시험체 실험결과

FRF-1 시험체의 파괴 양상과 해석에 의한 응력 분포를 그림 3.62에 나타내었고, 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였다. 변위가 증가될 수 록 전단균열이 같이 진행되어 점차 기둥 중앙부로 이동하는 것을 확인할 수 있었다. 보강된 부분에서는 보강재에 응력이 집중되어 콘크리트 균열은 거의 발생하지 않았다.



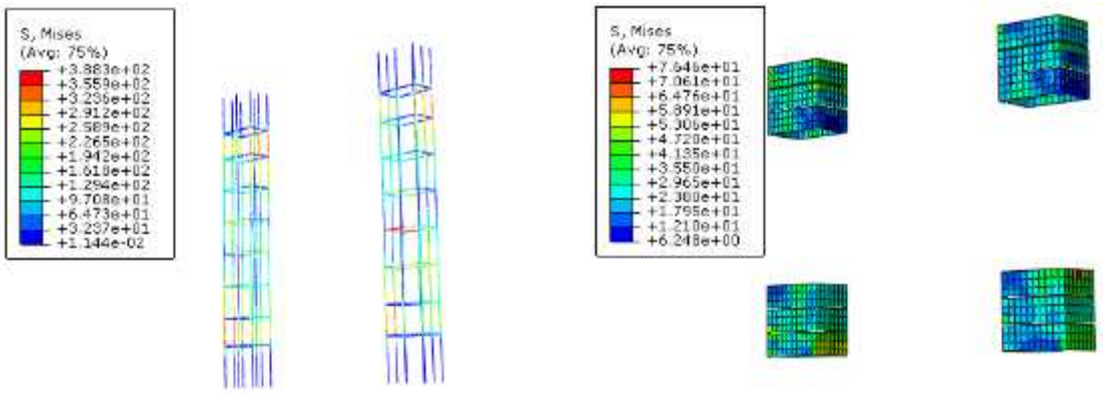
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC) (C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.62 콘크리트 응력분포

주철근과 전단철근은 항복하지 않았다. 철근의 응력집중지점은 상하부 두 지점에서 발생하고 항복지점이 기둥 중앙부로 이동함을 알 수 있다. 한편, GFRP의 응력은 강도의 29.7%수준으로 나타났다. 철근 및 GFRP의 응력분포를 그림 3.63에 나타내었다.



(a) 주철근 응력분포 (b) GFRP의 응력분포

그림 3.63 철근 및 GFRP의 응력분포

FRF-1 시험체의 해석은 극한강도 426.6kN 극한변위 41.4mm값을 나타내었다. FRF-1 시험체의 하중-변위 곡선은 그림 3.64와 같다.

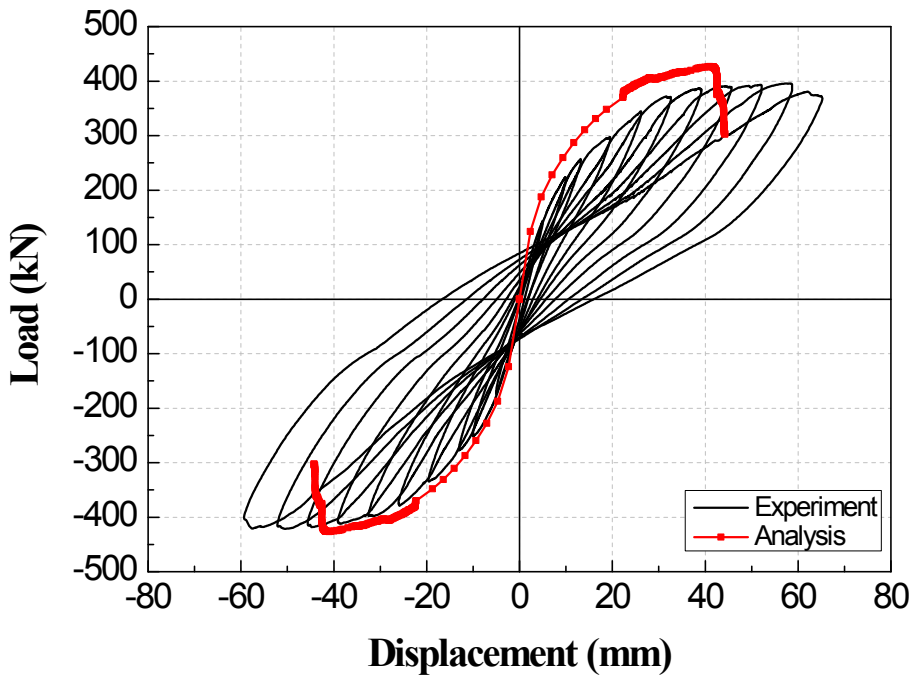


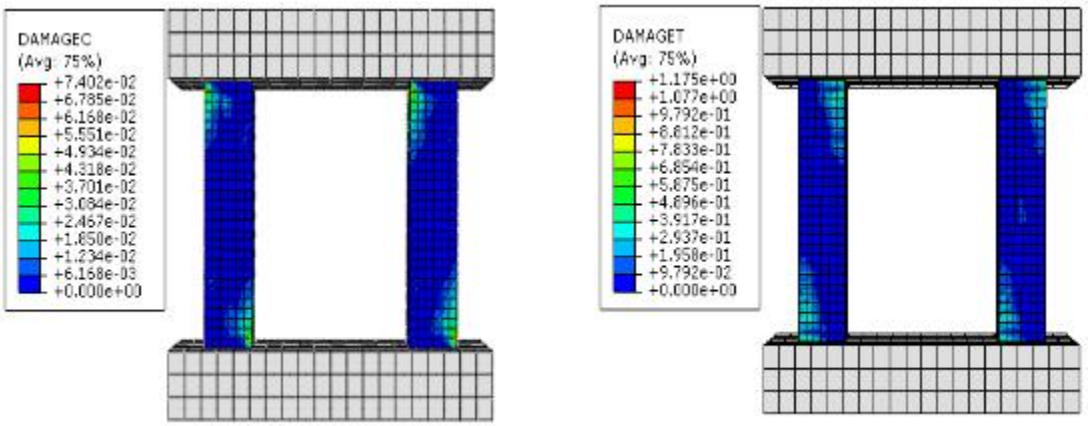
그림 3.64 하중-변위 곡선

다. FRF-2 시험체 실험결과

FRF-2 시험체의 비보강 단계에서 파괴 양상과 해석에 의한 응력 분포를 그림 3.65에 나타내었고, 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였다.



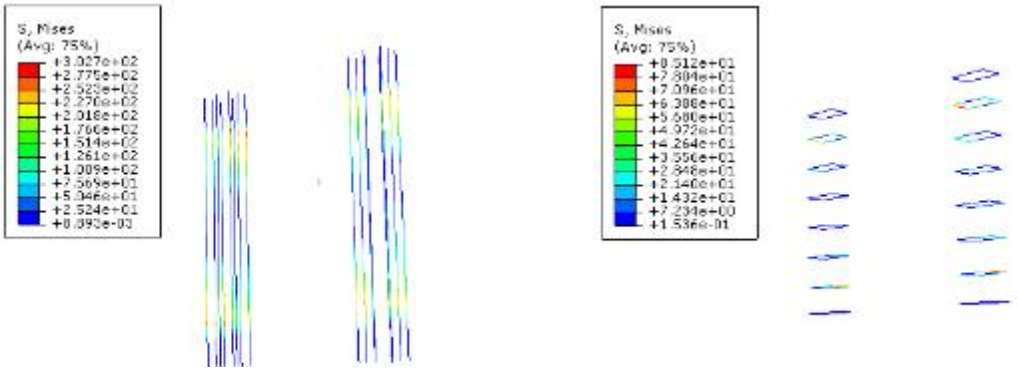
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC) (C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.65 콘크리트 응력분포

주철근은 7.10mm에서 항복하였고, 전단철근은 항복하지 않았다. FRF-2 시험체의 비보강 단계에서 주철근과 전단철근의 응력분포도를 그림 3.66에 나타내었다.



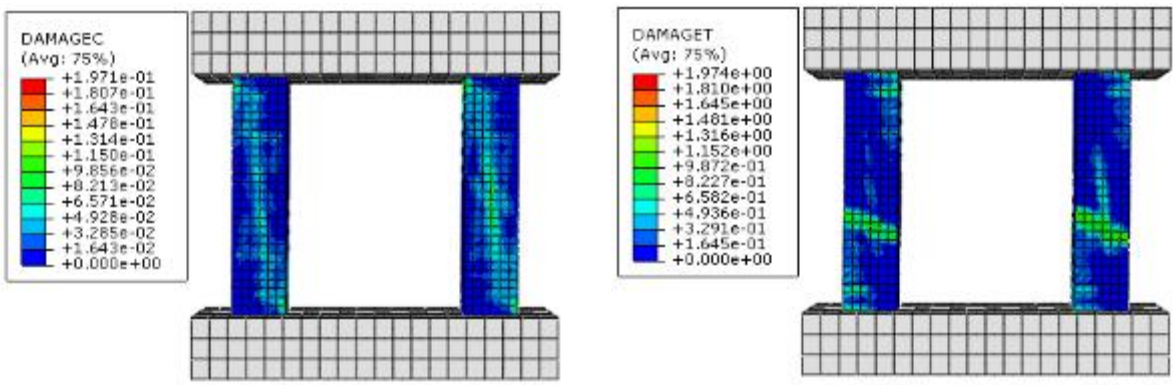
(a) 주철근 응력분포 (b)전단철근 응력분포

그림 3.66 주철근 및 전단철근 응력분포

FRF-2시험체 15mm (변위 연성비 μ=2.0)에서 GFRP로 기둥 상하단부에 보강한 후 해석을 수행한 결과에 대한 응력분포를 그림 3.67를 나타내었다. 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였고, 기둥의 변위가 증가할 수 록 좌측상단에서 우측하단을 가로지르는 전단균열이 발생하였다.



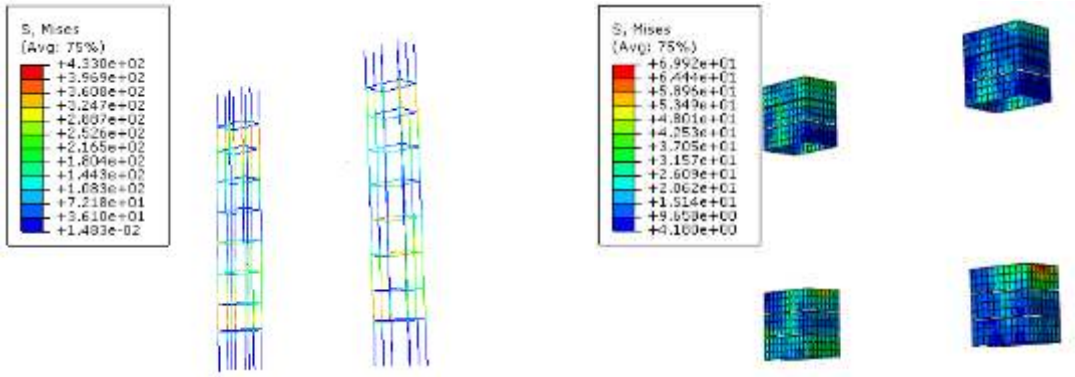
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC) (C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.67 콘크리트 응력분포

전단철근은 항복하지 않았으며, 철근의 응력집중지점은 상하부 두 지점에서 발생하고 항복지점이 기둥 중앙부로 이동함을 알 수 있다. 한편, GFRP의 응력은 강도의 27.2%수준으로 나타났다. 철근 및 GFRP의 응력도를 그림 3.68에 나타내었다.



(a) 철근 응력분포 (b) GFRP의 응력분포

그림 3.68 철근 및 Glass GFRP의 응력분포

FRF-2 시험체 해석은 극한강도 414.3kN 극한변위 40.5mm값을 나타내었다. 하중-변위 곡선에서 변위15mm에서 하중값이 뛰는 부분이 나타나는데, 이 시점에서 보강재의 보강이 이루어졌기 때문이다. 하중-변위 곡선은 그림 3.69와 같다.

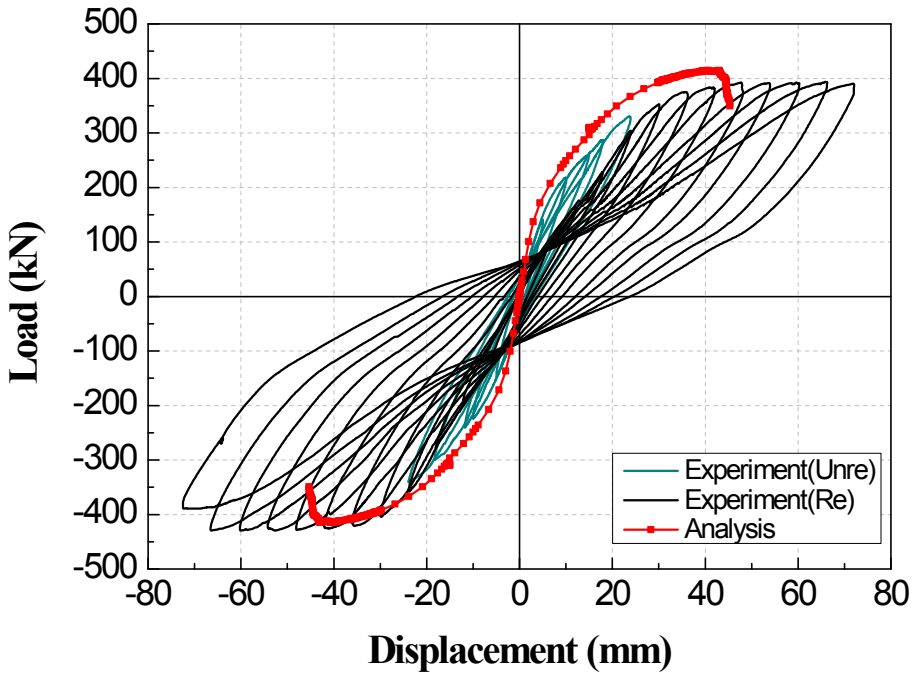


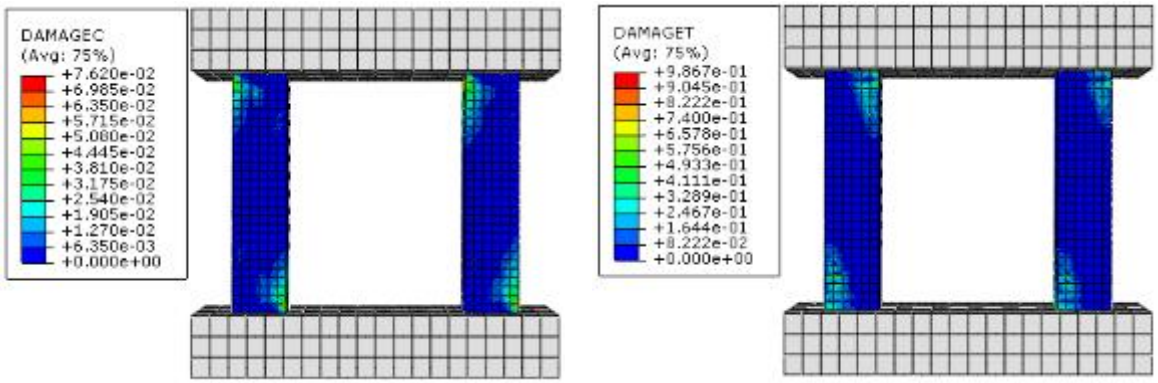
그림 3.69 하중-변위 곡선

라. FRF-3 시험체 실험결과

FRF-3 시험체의 비보강 단계에서 파괴 양상과 해석에 의한 응력 분포를 그림 3.70에 나타내었고, 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였다.



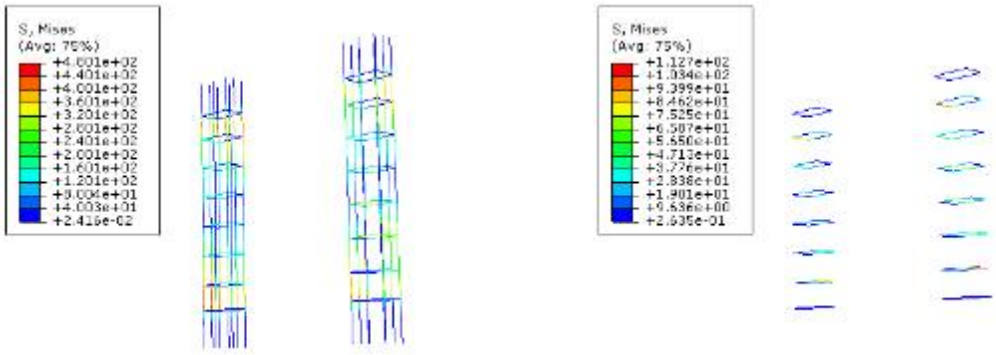
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC)　　(C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.70 콘크리트 응력분포(보강 전)

주철근은 7.2mm에서 항복하였고, 전단철근은 항복하지 않았다. FRF-3 시험체의 비보강 단계에서 주철근과 전단철근의 응력분포도를 그림 3.71에 나타내었다.



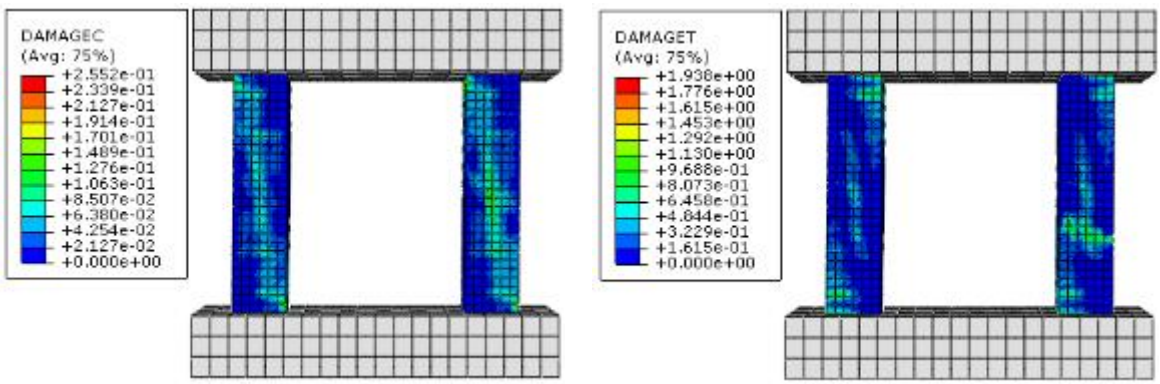
(a) 주철근 응력분포 (b)전단철근 응력분포

그림 3.71 철근의 응력분포

FRF-3 시험체의 18mm(변위 연성비 μ=2.5)에서 GFRP(150mm)로 기둥 상하단부에 총 12개를 보강한 후, 해석에 의한 응력 분포를 그림 3.72에 나타내었다. 기둥 상하부 양단부에서 휨균열이 주도적으로 발생하였고, 기둥의 변위가 증가할 수 록 좌측상단에서 우측하단을 가로지르는 전단균열이 발생하였다.



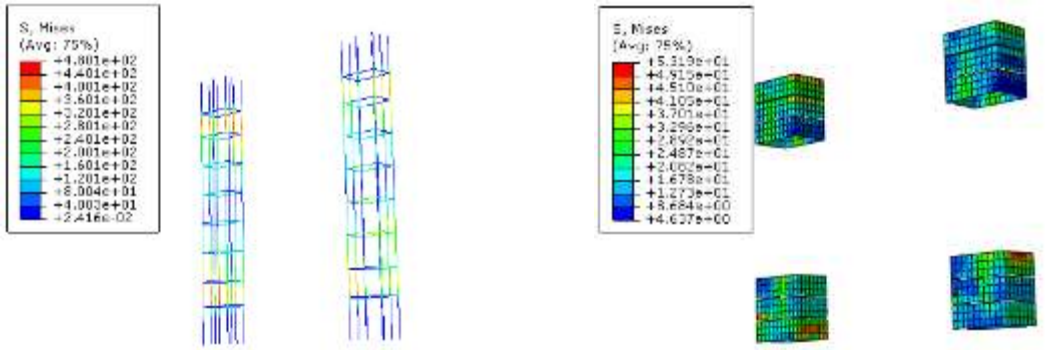
(a) 파괴양상



(b) 콘크리트 응력분포 (DAMAGEC) (C) 콘크리트 응력분포 (DAMAGET)

그림 3.72 콘크리트 응력분포

전단철근은 항복하지 않았고, 철근의 응력집중지점은 상하부 두 지점에서 발생하고 항복지점이 기둥 중앙부로 이동함을 알 수 있다. 한편, GFRP의 응력은 강도의 20.7%수준으로 나타났다. 철근 및 GFRP의 응력분포는 그림 3.73과 같다.



(a) 주철근 응력분포 (b) GFRP의 응력분포

그림 3.73 철근의 응력분포

FRF-3 시험체 해석은 극한강도 424.0kN 극한변위 46.0mm값을 나타내었다. 하중-변위 곡선에서 변위18mm에서 하중값이 뛰는 부분이 나타나는데, 이는 보강재의 보강시점 때문이다. 하중-변위 곡선을 그림 3.74에 나타내었다.

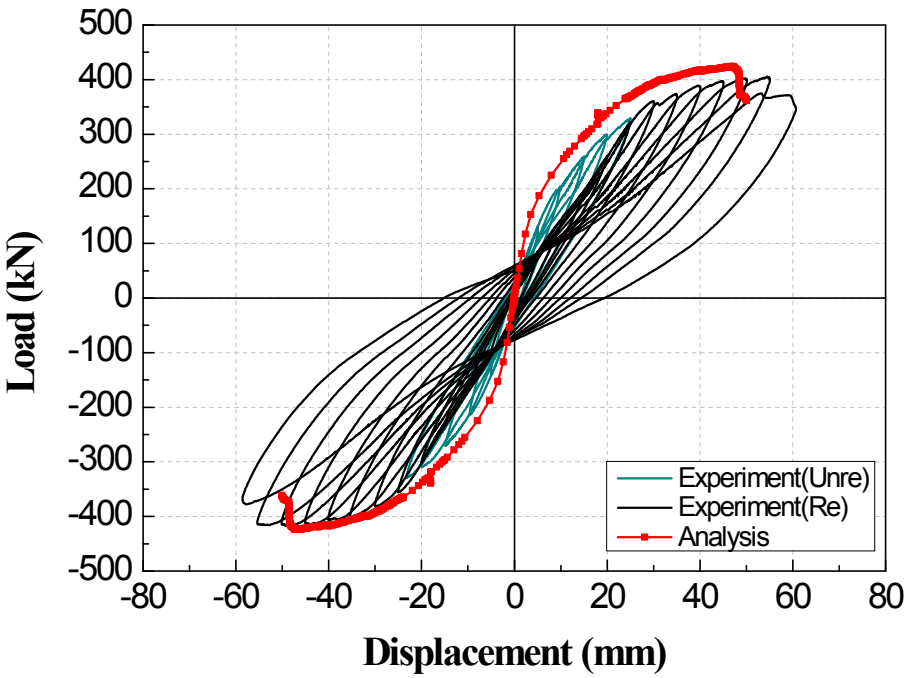


그림 3.74 하중-변위 곡선

4. 고찰

비선형 유한요소 해석결과, 초기 강성에 대하여 차이가 나타났지만, 변위가 증가할수록 유사한 최대강도를 예측하는 것을 알 수 있다. 또한, 시험과 해석에서 균열양상이 유사하게 나타났다. 해석을 통하여 GFRP의 응력이 최대 항복응력의 27% 수준으로 발생하고 있음을 확인하였다. 그러나 GFRP의 모서리 부분에 응력 집중이 발생하여 파괴가 발생할 것으로 유추되었다.

제8절 설계 및 시공 가이드라인

본 연구의 목적에 부합하도록 GFRP 기둥보강재는 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 시공상의 가이드라인을 제시하여야 한다. 따라서 보강재인 기둥보강재의 설계과정에서부터 응급복구 내진보강이 가능하도록 하며 이벤트가 발생될 시 시공상의 가이드라인을 다음과 같이 제시한다.

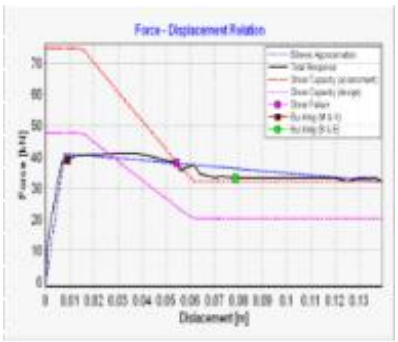
기둥보강재는 이벤트 발생 전 공장제작 되어야 함.

체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재는 신속한 보강을 위해 지진 등의 이벤트가 발생 전에 제작되어 있어야 한다. 그리고 품질의 신뢰성을 확보하기 위해 공장에서 생산된 제품을 사용하여야 한다. 특히, 도심지 내의 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)은 지진 등의 재난 발생시 지역 거점 대피소로 활용되기 때문에 본 연구에서 개발된 보강재를 구비하여 활용한다면 재난 발생에 대한 주민들의 안전에 크게 기여할 것이다.



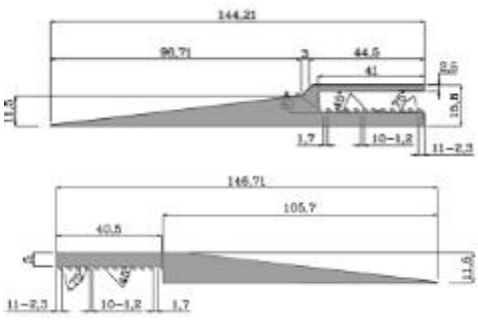
기둥보강재의 단면은 RC 구조물의 전단파괴를 고려하여 설계 함.

지진 발생 시 RC 구조물은 전단파괴로 인하여 구조물의 붕괴가 이루어질 수 있다. 따라서 구조물의 전단파괴를 고려할 수 있는 구조물 해석법으로 설계를 해야 하며, 기둥보강재는 소요 전단력을 부담 할 수 있는 단면으로 설계가 되어야 한다. 따라서 구조물의 붕괴 메카니즘을 규명할 수 있는 해석법 또는 해석툴을 사용하는 것이 바람직 할 것이다.



체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재는 체결력에 대한 검토 필요.

체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재는 체결구와 보강재인 GFRP 쉬트의 접착력이 충분하여야 하며, 체결력의 저하로 체결구가 보강재보다 먼저 파손되지 않도록 하여야 한다. 따라서 본 연구에서 제안하고 있는 체결구를 사용하여 일정한 체결력을 확보할 수 있도록 함을 권장한다.



기둥보강재로 GFRP 재료를 사용할 경우 고온에서의 성능 검토 필요.

재난 발생 시에는 화재가 발생할 수 있으므로 보강재는 고온에서도 충분한 성능이 확보되어야 한다. GFRP 등의 FRP 재료를 사용한 보강재는 고온에 취약하며 고온 하에서는 재료의 특성치가 변화되므로 이에 대한 성능을 검토할 필요가 있다.

고온에서의 성능을 유지하기 위해 공장제작된 복합재료 보강재를 사용.

복합재료를 사용하여 보강재를 제작한다면 그 제작공정에 따라 현장제작과 공장제작으로 나눌 수 있다. 공장제작으로 보강재를 제작한다면 진공상태의 고온고압(약200℃)으로 성형이 이루어지기 때문에 제품이 균일하고 취급이 용이하다. 뿐만 아니라 고온 노출에 대한 거동도 현장제작으로 제작된 재료보다 우수한 것으로 나타나므로 공장제작된 제품을 사용하는 것이 바람직하다.

보강재의 고온노출시 성능 유지를 위해서 내화코팅(표면처리)를 사용.

보강재의 고온에서의 성능 유지를 위하여 보강재의 표면처리용으로 내화코팅을 사용하는 것이 효과적이다. 국내에서 생산되는 내화코팅 중 보강재와의 접착력이 확보되는 에폭시계열을 사용하는 것을 추천한다. 또한 분사식(스프레이)으로 사용할 수 있는 제품을 선택하여 간편하고 특별한 노무 없이도 시공이 가능하도록 한다.



보강대상 기둥이 구형단면일 경우 모서리 부분의 가공이 필요.

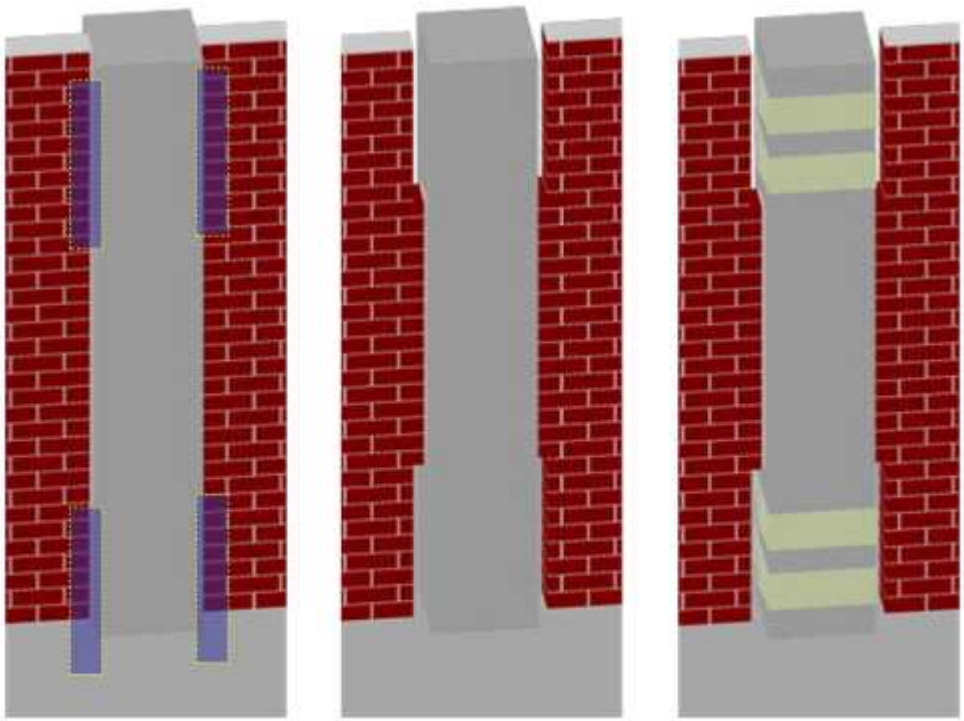
체결구를 갖는 기둥보강재는 보강대상 기둥의 단면을 완전히 감싸는 형상으로 제작되어야 한다. 이렇게 제작된 보강재로 실제 시공을 한다면 제작오차 등으로 인해 체결에 어려움이 있을 수 있다. 그러므로 구형단면의 모서리 부분을 일정량 이상 가공하여 시공이 원활하도록 한다. 그리고 부착 후 기둥과 보강재 사이의 이격은 충전재 채움(방수몰탈 및 에폭시)을 함으로써 부착성을 높인다.



옥내 기둥에 대한 보강은 비내력벽을 컷팅 후 보강재를 체결한다.

옥내 구조물은 기둥의 양측 단면이 벽체와 접하고 있다. 그러므로 본 연구에서 개발된 기둥보강재를 설치 시에는 보강재를 체결할 수 있는 공간을 확보하기 위해 비내력벽체를 컷팅 하도록 한다. 비내력벽체 컷팅 시에는 RC골조의 주요 부재에 손상이 가하지 않도

록 유념하여야 하며, 컷팅 범위를 최소화 한다. 보강재 시공 과정을 도식화 하면 다음과 같다.



① 보강전 - 컷팅 범위표시 (선정조건에 따라 선정)

② 기둥과 연결된 비내력벽 컷팅작업 (커팅폭 5cm이내)

③ FRP보강재 체결 설치 보강 완료

제4장 벨크로 기둥보강재의 성능평가

제1절 실험설계

1. RC 프레임 시험체 계획

내진 보강공법의 내진성능 효과를 검증 할 목적으로 비내진 상세를 갖는 국내 기존 철근 콘트리트 학교 건물 골조를 채택하였다. 선정된 구조단면에서 대표적인 골조 프레임을 선정하여 시험체를 제작하고, 제작된 시험체를 바탕으로 벨크로 기둥 보강재에 의한 내진 보강 성능을 평가하였다.

비내진상세를 갖는 국내 기존 철근콘크리트 학교의 평면도를 그림 3.1과 그림3.2에 나타내었으며 층고 3,500mm, 설계용 콘크리트와 철근의 강도는 각각 18MPa, 400MPa이다.

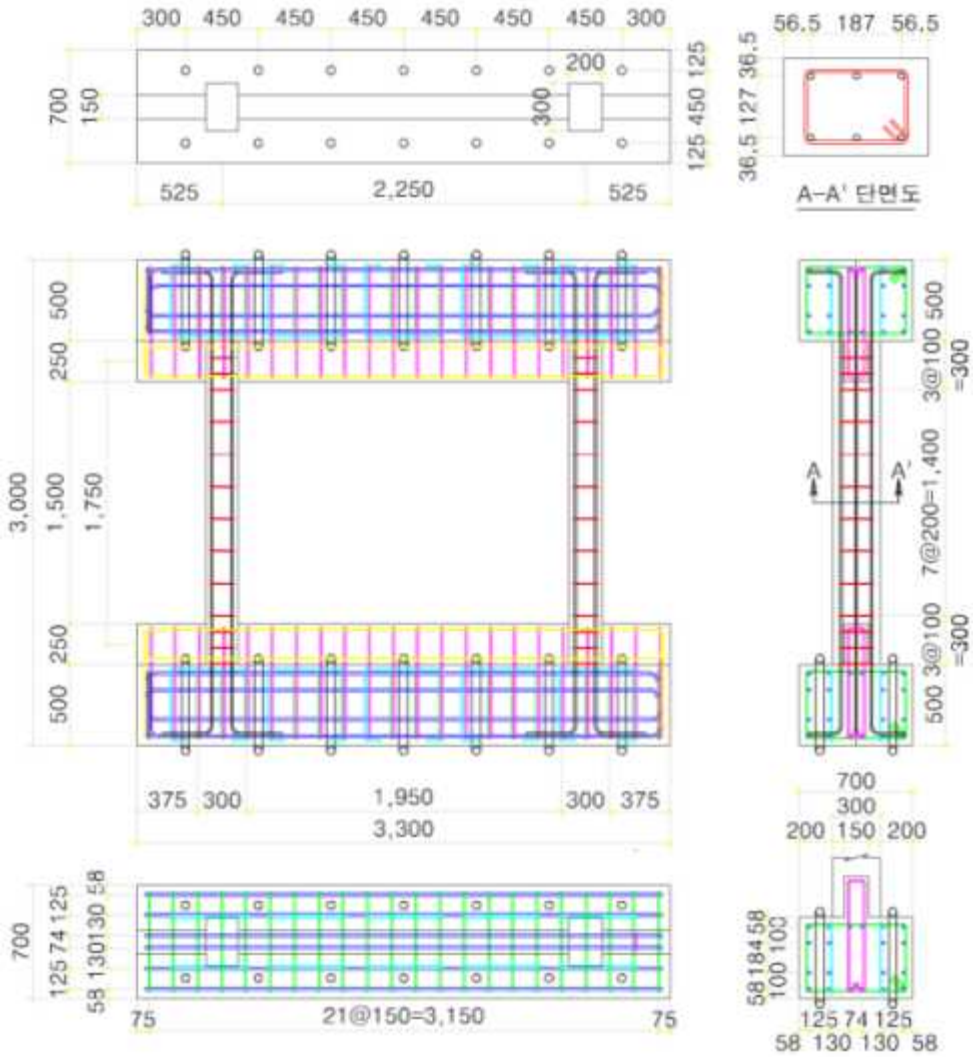


그림 4.1 RC 프레임 시험체 도면

표 4.1 대상구조물과 RC 프레임 시험체 설계단면 비교

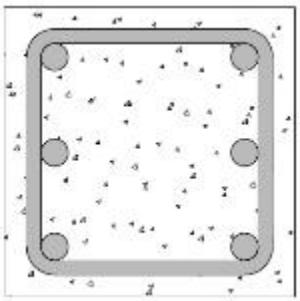
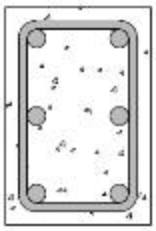
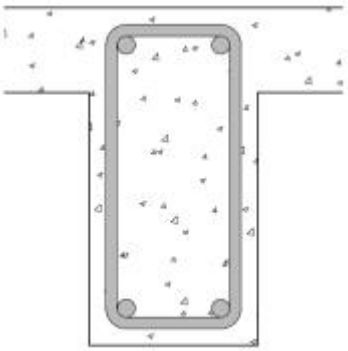
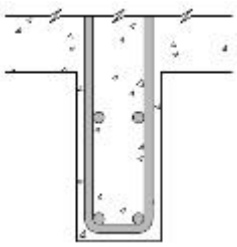
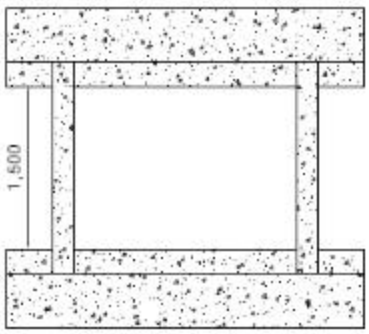
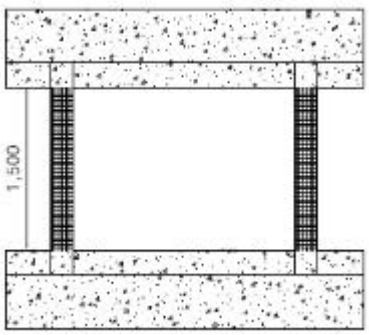
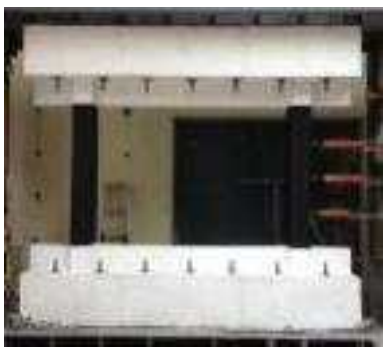
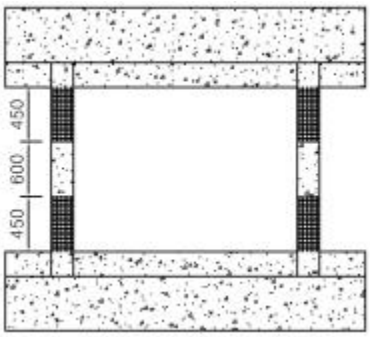
부재명		FULL SCALE	SCALE DOWN
기둥부재	부재단면		
	부재크기	400 X 400	200 X 300
	주철근	6-D19	6-D13
	스터럽	D10@300	D6@200
	철근비(ρ)	0.011	0.013
보부재	부재단면		
	부재크기	300 X 500	150 X 300
	주철근	2-D16	2-D10
	스터럽	D10@300	D10@150
	철근비(ρ)	0.003	0.004

그림 3.1에서 선정된 프레임 구조물에 대하여 그림 3.2의 일람표를 참고하여 시험체를 설계하였다. 특히 기둥전면을 벨크로로 보강할 경우 균열이 접합부로 확장될 것을 예상하여 기둥뿐 아니라 상하단의 보와 접합부까지 포함하도록 시험체를 설계하였다. 시험체는 설계도면의 50%로 축소하였고, 대상구조물과 축소된 구조물의 부재 단면을 표 4.1에 나타내었다. 정사각 단면의 기둥부재는 실험 조건을 고려하여 원단면과 비슷한 철근비를 가지는 200x300의 직사각형 단면으로 축소하고, 단면의 조건에 따라서 스터럽의 간격과 직경을 D6@200으로 정하였다. 보부재 또한 축소 비율에 따라서 150x300으로 단면을 축소하고 스터럽의 간격과 직경을 D10@150으로 설계하였다. 이를 정리하여 표 4.1에 나타내었고, 이렇게 설계된 RC 골조 시험체는 그림 4.1의 도면과 같다.

2. 실험변수 설정

철근 콘크리트 구조물에 대한 벨크로의 보강 성능평가를 위하여 비보강 시험체인 ORC 시험체를 바탕으로 비보강 상태의 구조물의 성능을 평가 하였다. VARC 시험체는 벨크로를 기둥 전체에 보강한 시험체이며, VTRC의 경우 소성힌지 영역 부분만 보강한 시험체이다. 또한 VTRC1은 150mm의 후크 테이프와 루프 테이프를 감아 3개의 조각으로 각각 독립적으로 보강되게 한 시험체이며, VTRC2는 450mm의 후크 테이프를 내부에 두고 외부에 150mm의 루프 테이프를 감하서 보강한 시험체이다. 위의 내용을 표 4.2에 정리하여 나타내었다.

표 4.2 각 시험체의 실험변수

시험체	보강 형태 및 범위	실제 시험체
ORC		
VARC		
VTRC1 & VTRC2		

3. 벨크로 재료시험

시편의 제작 및 시험방법은 KS K 0756에 따라 50mm×300mm의 시편을 제작하고 후크테이프와 루프테이프를 부착하여 시편을 제작하였다. 제작된 시편을 인장 시험기에 설치하여 100±10mm/min의 속도로 시험편이 절단 될 때까지 하중을 가하였다. 시험결과는 표 4.3에 정리하여 나타내었다.

표 4.3 벨크로 인장시험 결과

번호	길이 (mm)	폭 (mm)	두께 (mm)	최대하중 (N)	변위 (mm)	강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	비고
1	200.92	50	0.6	571.12	3.40	19.04	1126.77	
2	200.10			544.61	3.31	18.14	1096.44	
3	201.80			553.98	2.98	18.46	1249.65	
4	200.36			509.03	2.98	16.96	1140.44	
5	200.01			580.50	3.40	19.44	1139.98	
6	200.26			493.19	3.06	16.44	1075.87	
평균	-	-	-	542.07	3.19	18.08	1138.19	

표 4.3 벨크로의 두께는 후크테이프와 루프테이프 각각의 천 부분의 두께만을 측정한 값으로 계산하였다. 또한 탄성계수는 초기탄성계수(initial elastic modulus, E_0)로 고려하여 계산하였다. 후크테이프와 루프테이프를 부착한 벨크로의 인장시험 결과 벨크로의 인장강도는 18.08MPa, 탄성계수는 1138.19MPa로 계산되었다.

4. 장치 설계 및 측정방법

시험체의 가력은 경상대 토목공학과 구조실험실에 설치된 엑츄에이터와 구조실험용 가력프레임을 이용하여 실시하였다. 실험장치의 설치 및 가력 계획은 그림 4.2과 같다.

시험체를 반력바닥과 하중가력 장치에 볼트와 너트를 이용하여 고정하였다. 실제 구조물의 축력을 고려하기 위해 반력바닥과 하중가력 장치를 연결하는 좌우 각각 2개의 서보 인장잭을 이용하여 시험체에 $0.1A_g f_{ck}$ 만큼의 축력을 가력하였다. 시험체의 비틀림이나 횡변위를 구속하기 위하여 가이드 프레임을 설치하였고 마찰을 방지하기 위하여 프레임에 가이드 힌지를 부착하였다. 수평력은 엑츄에이터로 가력하였고, 실제 실험 시 전경은 그림 4.3와 같다.

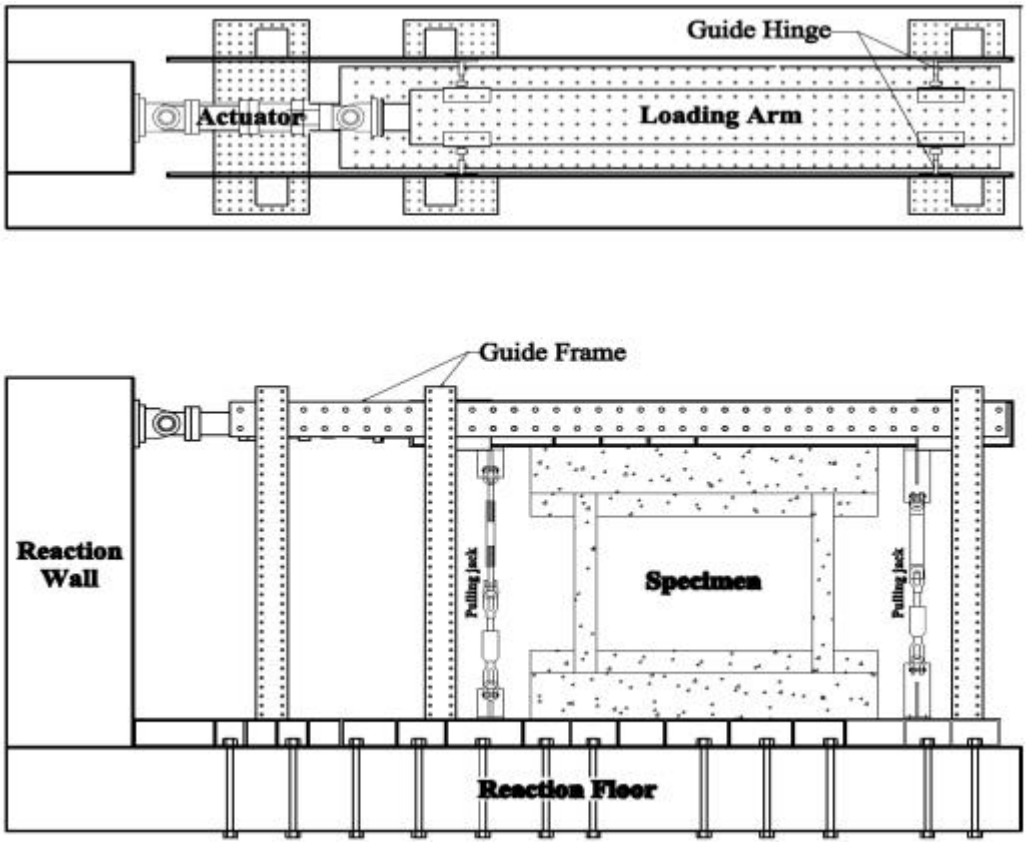


그림 4.2 실험장치의 설치 및 가력 계획



그림 4.3 실험 전경

그림 4.4에 나타낸 것과 같이 기둥의 변위측정은 우측기둥의 5군데에 375mm 간격으로 설치한 LVDT를 이용하여 측정하였다. 또한 기둥 내부의 철근의 변형률을 측정하기 위하여 스트레인 게이지를 시험체의 우측 기둥에 주철근 게이지는 28개, 스터럽은 12개를 그림 4.5의 단면에서의 위치에 따른 표기에 따라 그림 4.6과 같이 스트레인 게이지를 부착하였다.

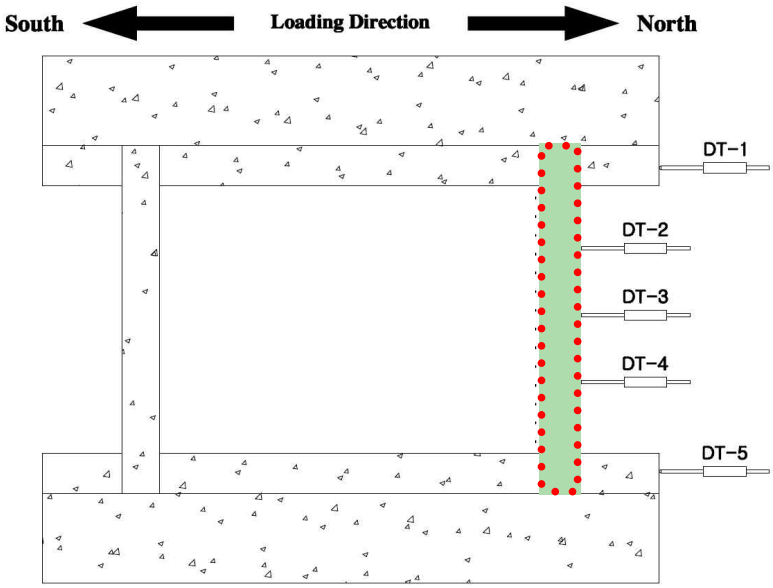


그림 4.4 L.V.D.T 위치

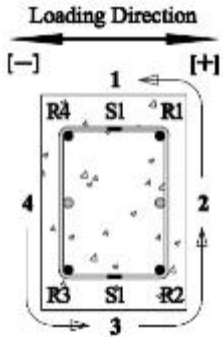


그림 4.5 위치에 따른 Gauge 표기

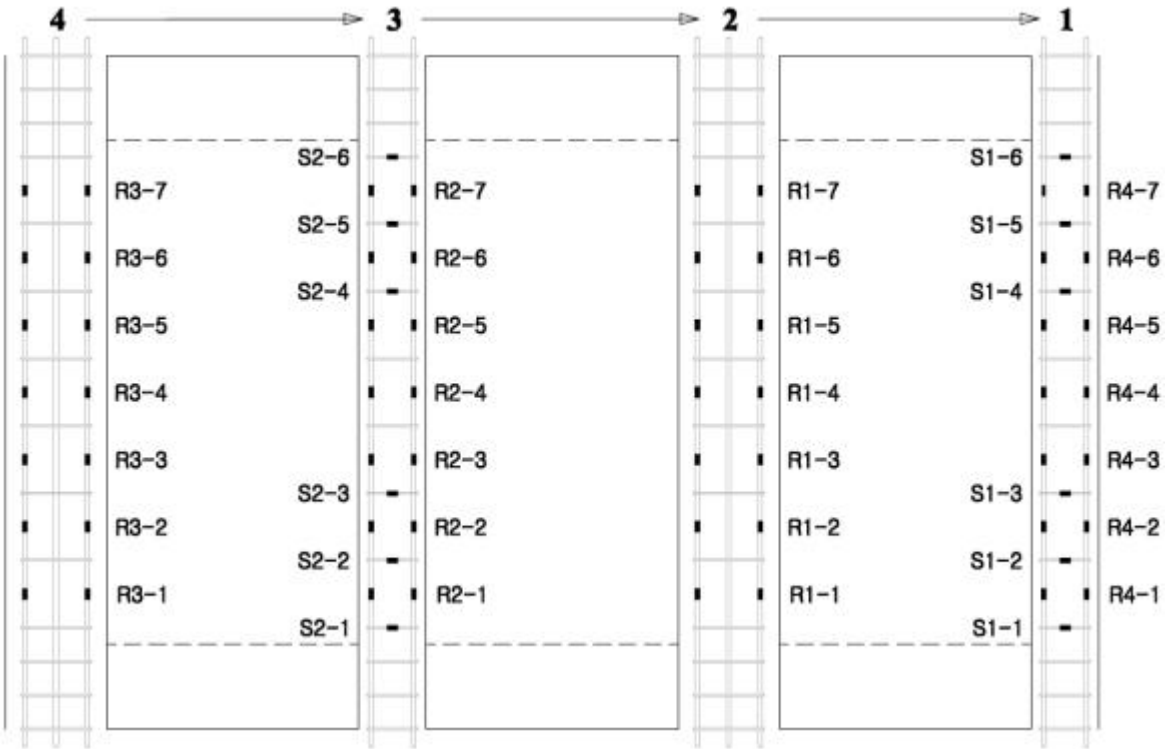


그림 4.6 기둥 내부 Gauge 부착위치 및 표기

5. 하중가력계획

모든 테스트의 표준 로딩패턴을 결정하기 위해 각 반복하중의 최대변위를 제어하는 그림 4.7과 같은 프로토콜을 선정하였다. 여기서 최초항복변위(Δ_y)는 수평하중에 의한 세로방향의 주철근의 변형률이 0.002에 처음 도달할 때 변위로 설정하였고 이때를 변위 연성비 μ=1로 설정하였다. 최대변위(Δ_{max})는 최대하중이후 내력이 80%로 저하되었을 경우의 변위로 정의하였다.

시편의 항복변위를 찾기 위해 횡변위 5, -5, 10, -10, ... ±5mm씩 증가시켰다. 항복변위가 결정된 뒤 cycle 변위는 최대변위에 대한 항복변위인 변위 연성비 μ의 배수로 증가시켰으며, 각 연성비 사이클은 두 번씩 반복하여 가력하였다.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

여기서, Δ_{max}: 극한변위, Δ_y : 항복변위

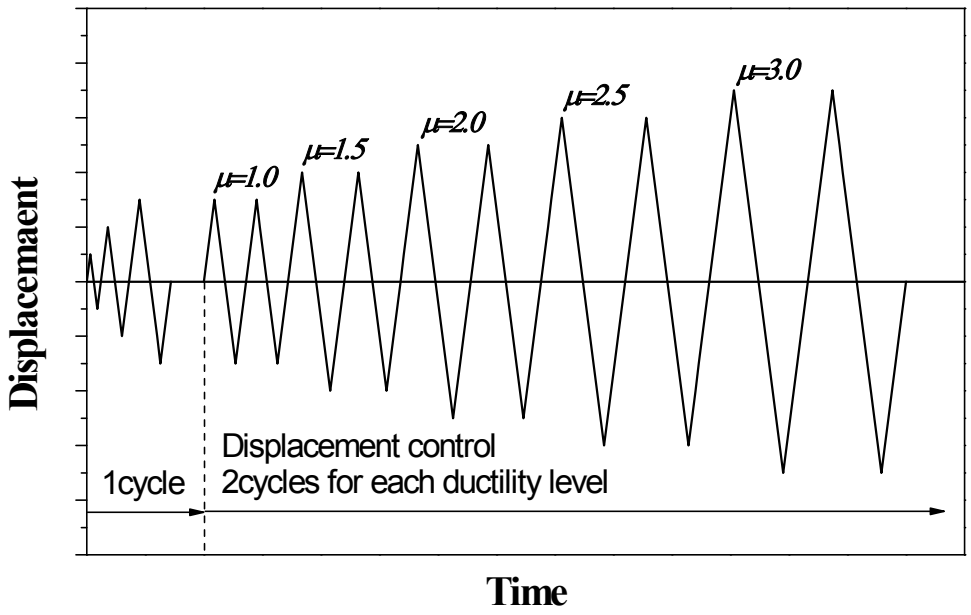


그림 4.7 하중 가력계획도

제2절 실험결과

1. ORC 시험체

다음은 ORC 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]

그림 4.8 ORC 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 4.9 ORC 시험체 파괴양상

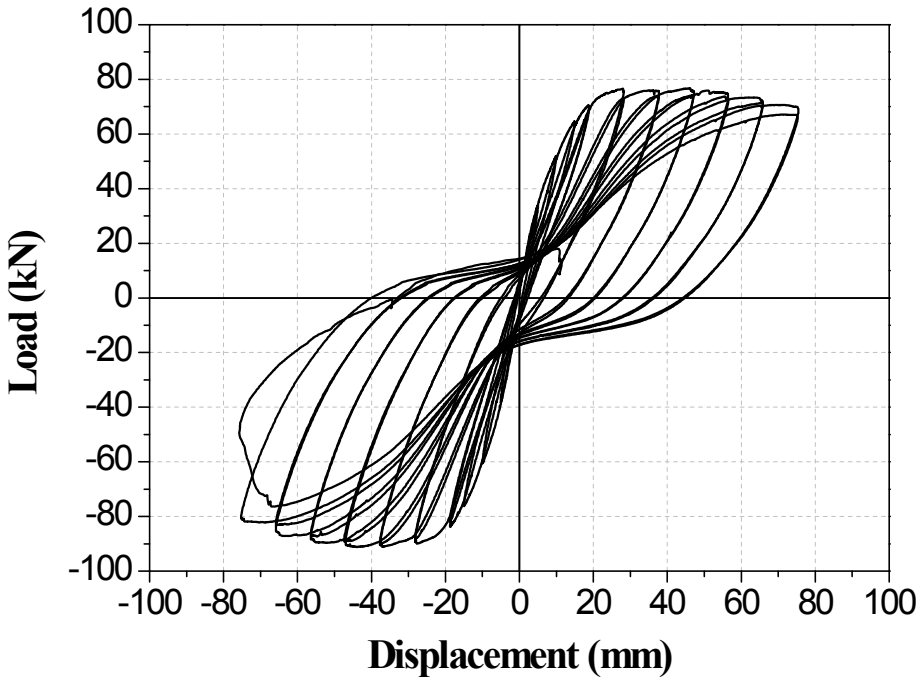


그림 4.10 변위-하중 곡선

ORC 시험체의 하중-변위 곡선를 그림 4.10에 나타내었다. 변위가 증가함에 따라 하중이 함께 증가하고 변위 18.5mm, 하중 70.4kN에서 최초로 항복하였다. 시험체는 정가력 변위 45.6mm에서 최대하중 76.7kN에 도달하였고, 부가력 변위 44.1mm에서 최대하중 91.2kN에 도달하였다. 시험체는 기둥 상부에 전단균열이 발생하였고 하중이 급격히 떨어지게 되어 실험을 종료하게 되었다. 시험체의 파괴형태는 휨파괴에 이은 전단파괴형태로 발생하였다.

ORC 시험체의 하중-변위 포락곡선을 그림 4.11에 나타내었다. ORC 시험체의 기둥 높이 - 변위 곡선은 그림 4.12에 나타내었다. 기둥의 높이에 따른 횡 변위 분포는 전반적으로 기둥이 휨파괴 형태를 나타내고 있음을 보여준다. 주철근의 변형률 분포(R1-1~R1-7)는 그림 4.13에 나타내었고, (R4-1~R4-7)은 그림 4.14에 나타내었다. 기둥의 높이에 따른 주철근의 변형률 분포는 휨파괴 형태를 나타내고 있다.

표 4.4 실험결과

주근 항복		전단철근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R1-7		μ=4.0 (S2-1)		μ=2.5		μ=2.5		Δy=18.5㎜ μ=4.0 파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
70.4	18.5	81.9	72.3	76.7	45.6	91.2	44.1	

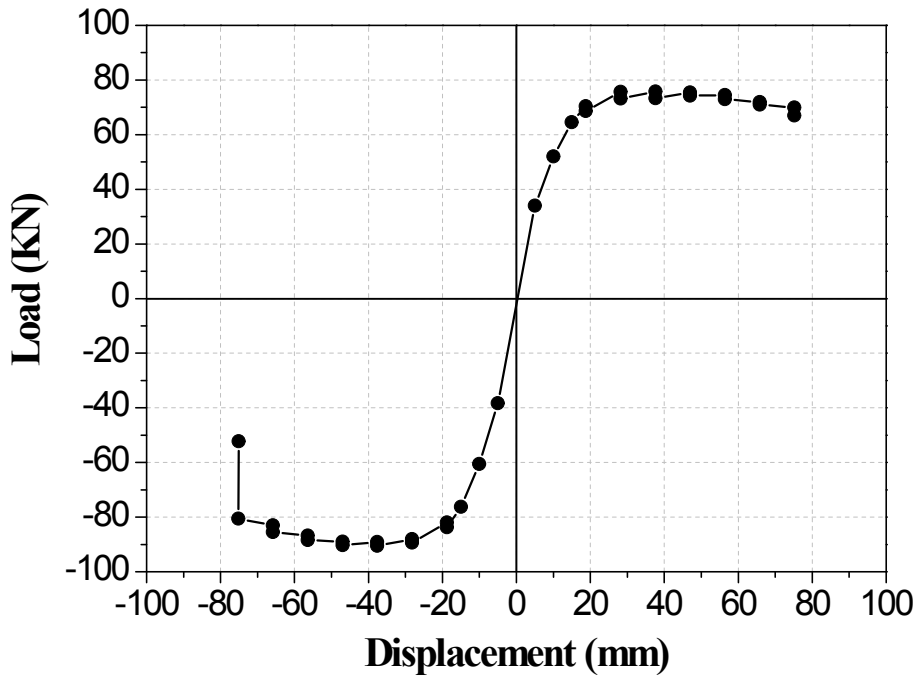
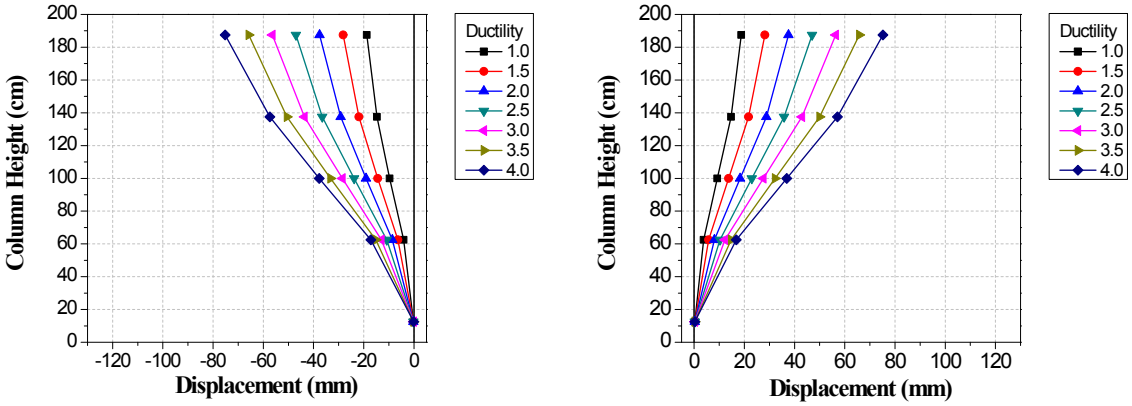
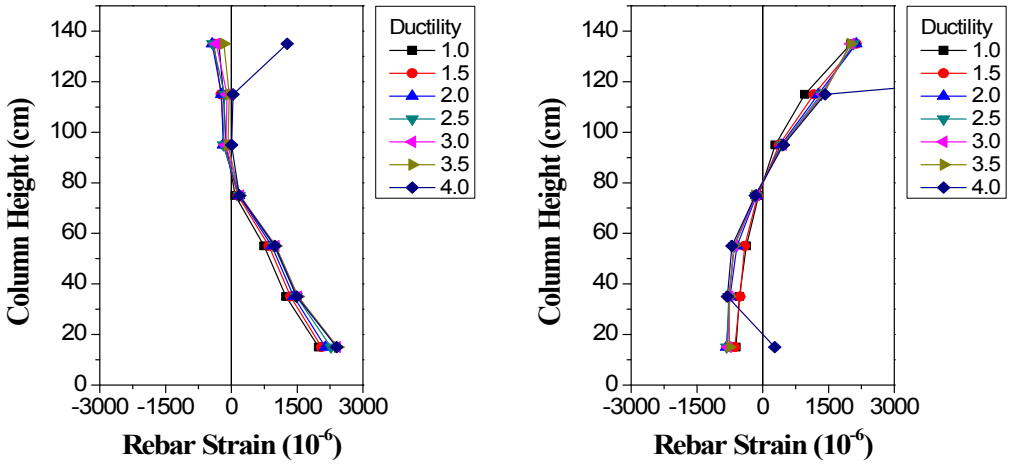


그림 4.11 변위-하중 포락곡선



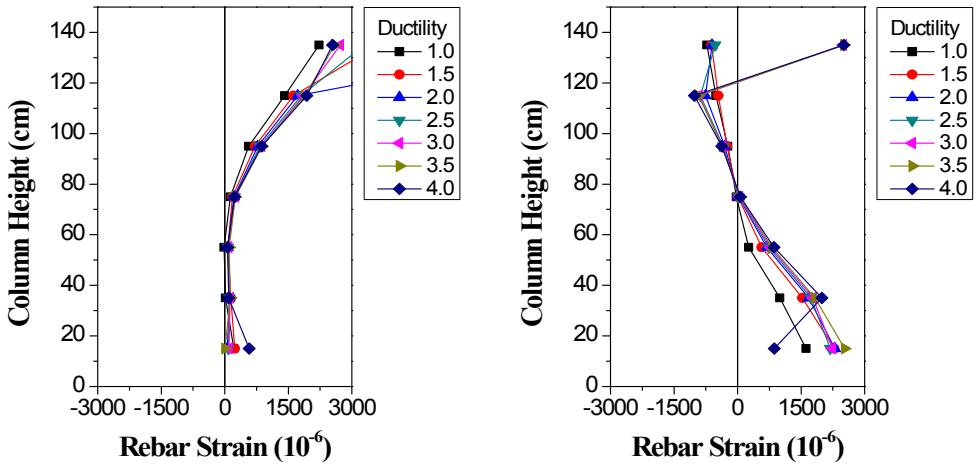
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.12 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

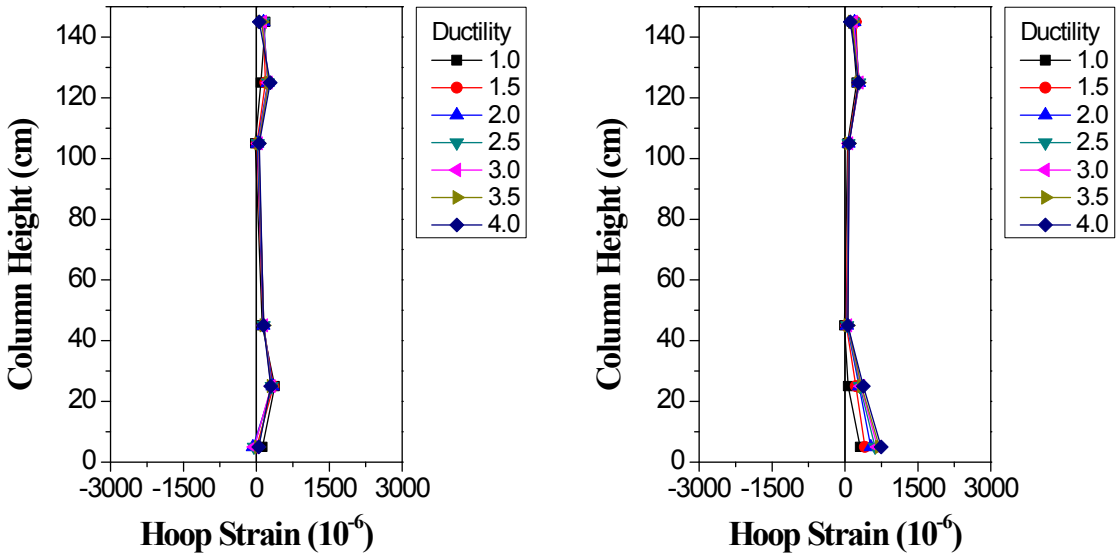
그림 4.13 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

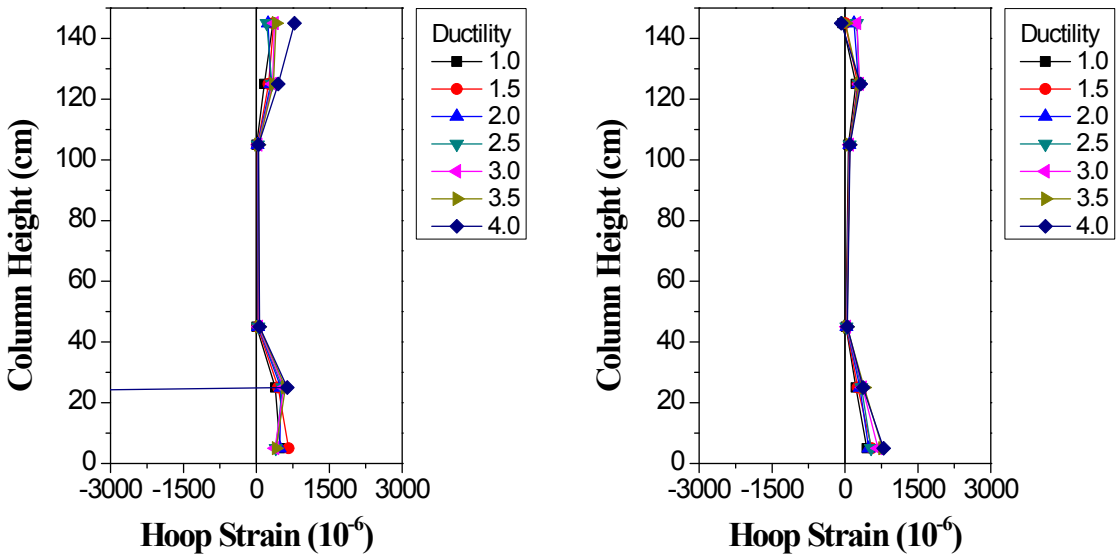
그림 4.14 주철근 R4의 변형률 분포

ORC 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 4.13~4.16에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1과 R4에서 주철근의 최초 항복은 기둥의 상하단부에서 발생하였다. 특히 변위 연성비의 증가에 따른 변형률의 증가는 거의 없는 것으로 나타났다. 전단철근은 기둥의 단부에 위치할수록 항복에 빨리 도달하지만 기둥 내부에 전단철근의 항복은 나타나지 않았다. 하중이 증가함에 따라서 상단부의 전단철근이 항복하면서 접합부 인근의 단면에서 크게 전단균열이 발생하면서 파괴되었다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.15 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.16 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

2. VARC 시험체

다음은 VARC 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.

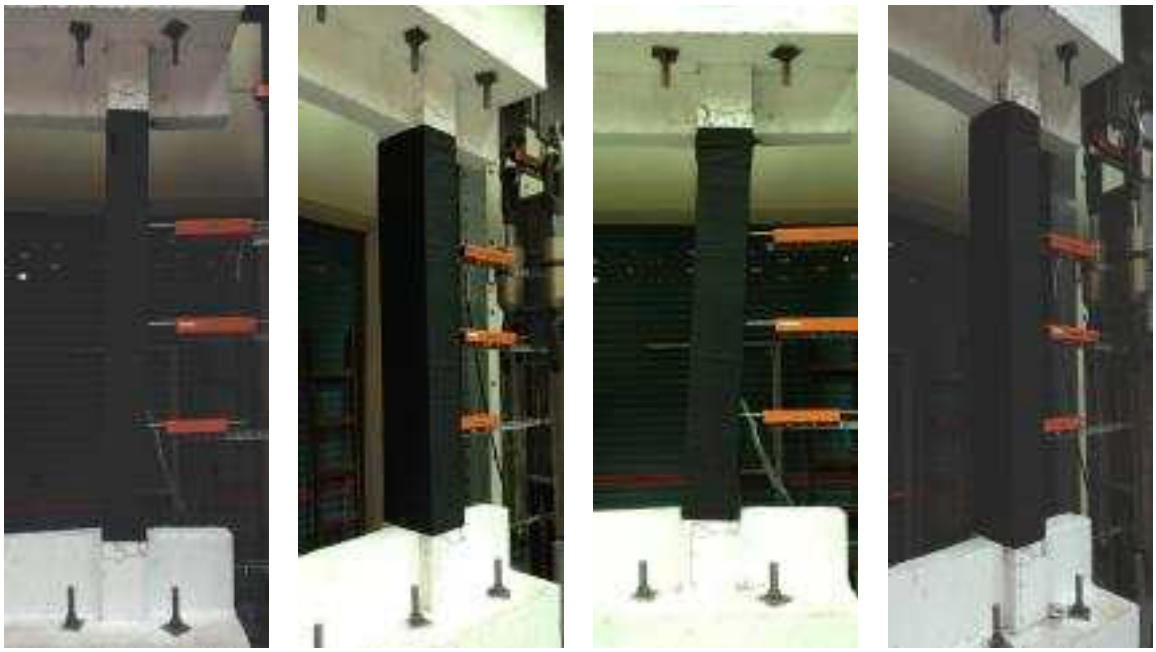


< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 5.0] [μ = 6.0] [μ = 7.0] [μ = 8.0]

그림 4.17 VARC 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 4.18 VARC 시험체 파괴양상

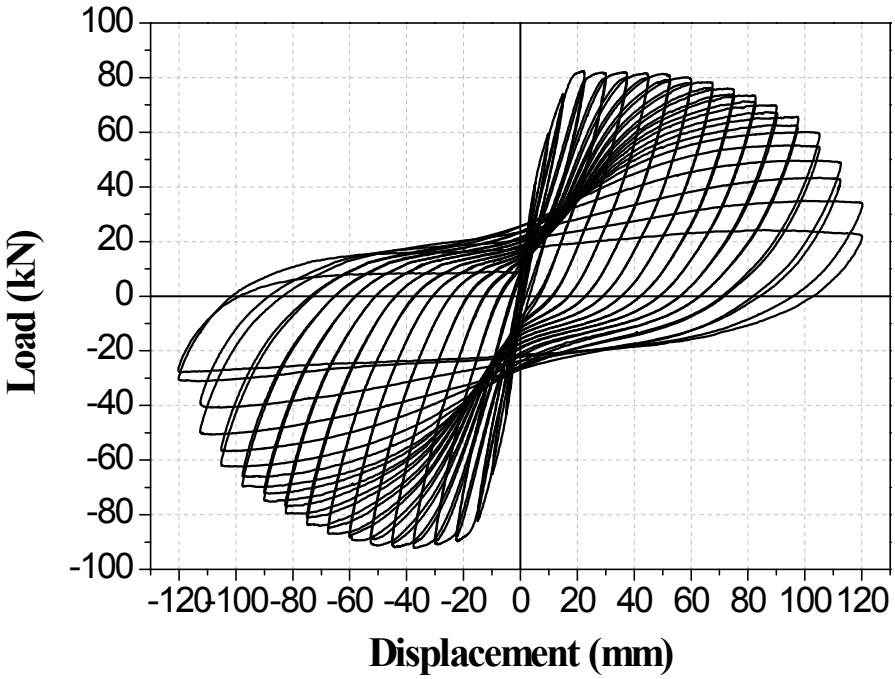


그림 4.19 하중-변위 곡선

VARC 시험체는 기둥 전체를 보강한 시험체로 실험 종료후 하중-변위 곡선은 그림 4.19에 나타내었다. 시험체는 변위 14.9mm(하중 81.8kN)에서 항복하였다. 시험체는 정가력 변위 22.3mm에서 최대하중 82.4kN에 도달하였고, 부가력 변위 37.1mm에서 최대하중 92.1kN에 도달하였다.

시험체의 균열은 μ=3.0에서 두드러지게 발달되었다. 전단균열이 보-기둥 접합부 내부로 진행하였고 이후로 접합부에서의 균열의 증가와 압쇄로 인한 콘크리트의 파괴로 인하여 접합부에 소성힌지가 발달하였고, 최종적으로 μ=5.5에 이르러 접합부 4개소에 소성힌지가 형성되었다. VARC 시험체는 소성힌지 형성으로 인하여 시험체의 급격한 파괴가 발생하지 않았고 그로 인하여 실험장비가 허용하는 최대 변위(120mm)까지 실험 진행 후에 실험을 종료 하였다. VARC 시험체의 기둥높이-변위 곡선은 그림 4.21에 나타내었다.

표 4.5 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R2-1		μ=6.0 (S1-1)		μ=1.5		μ=2.5		Δy=15㎜ μ=8.0 미파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
81.8	14.9	66.9	84.6	82.4	22.3	92.1	37.1	

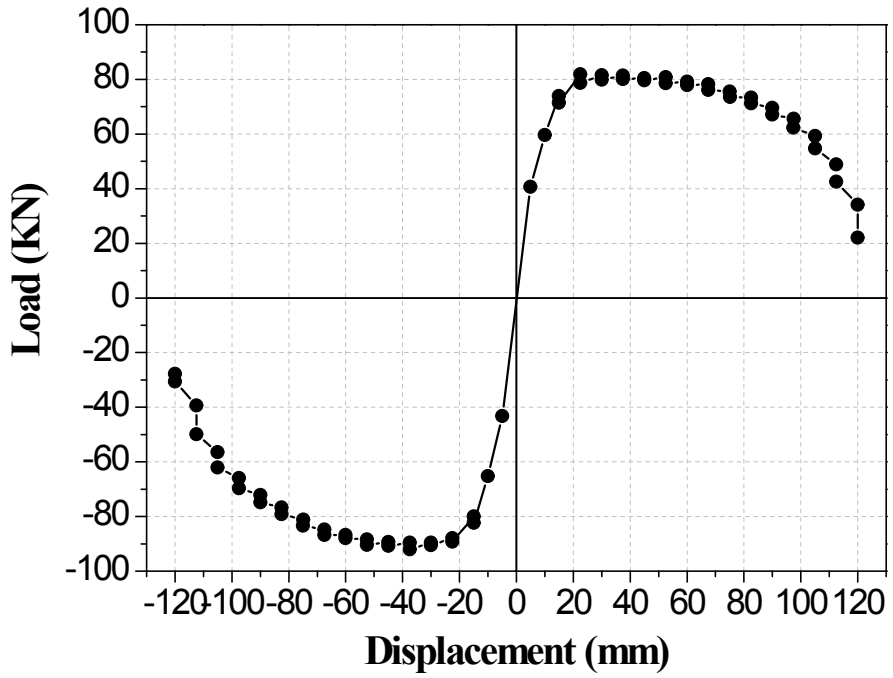
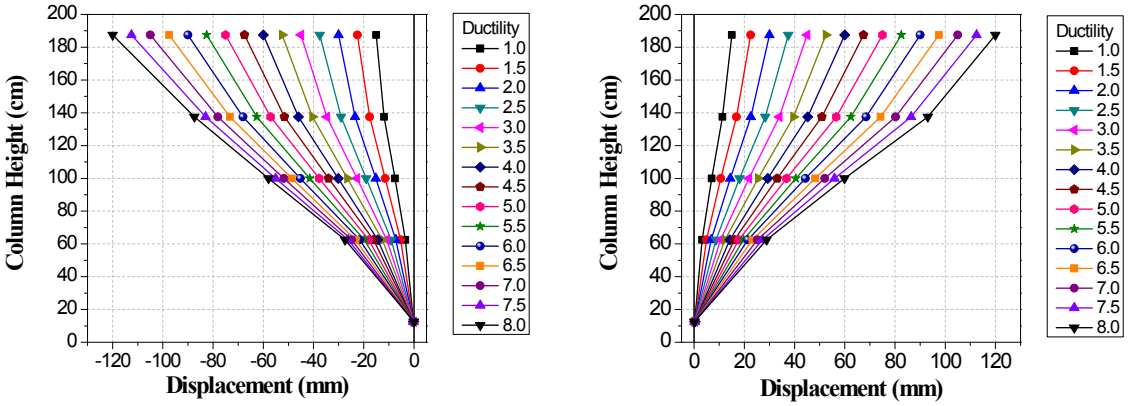
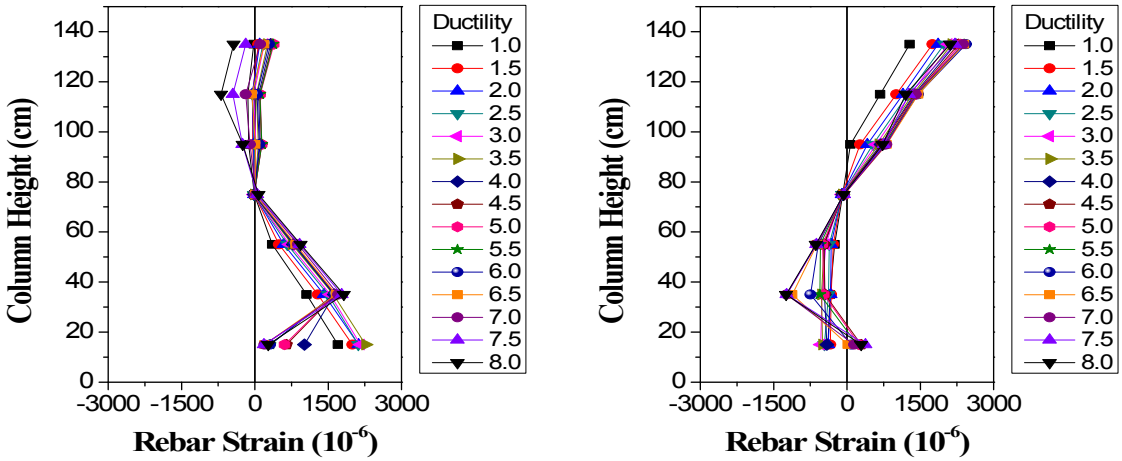


그림 4.20 하중-변위 포락곡선



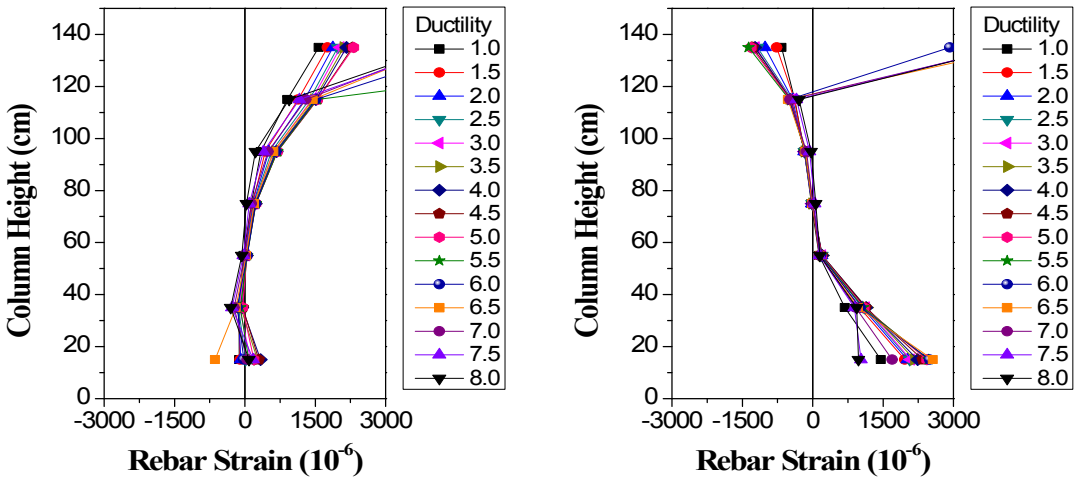
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.21 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

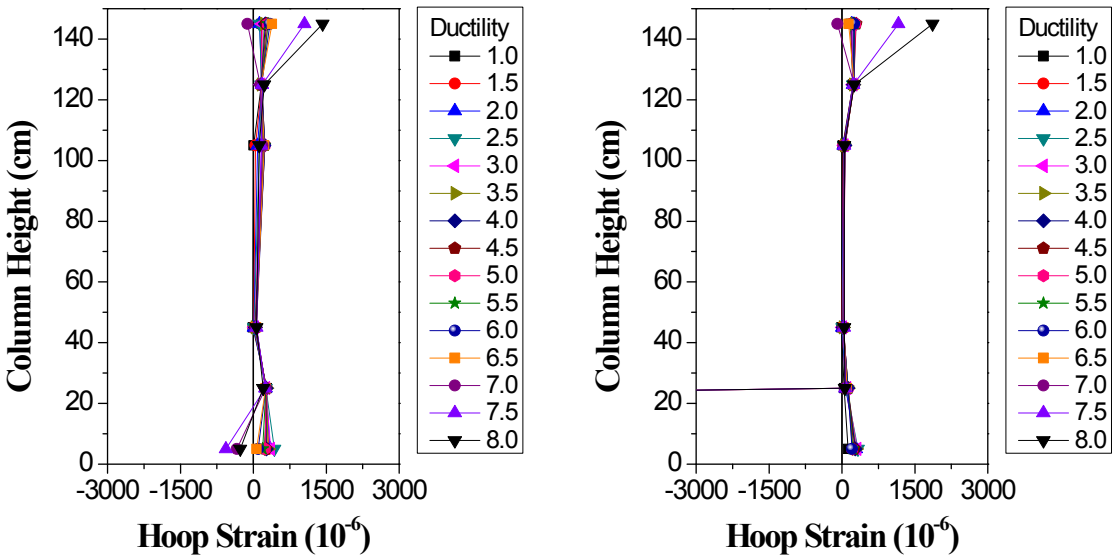
그림 4.22 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

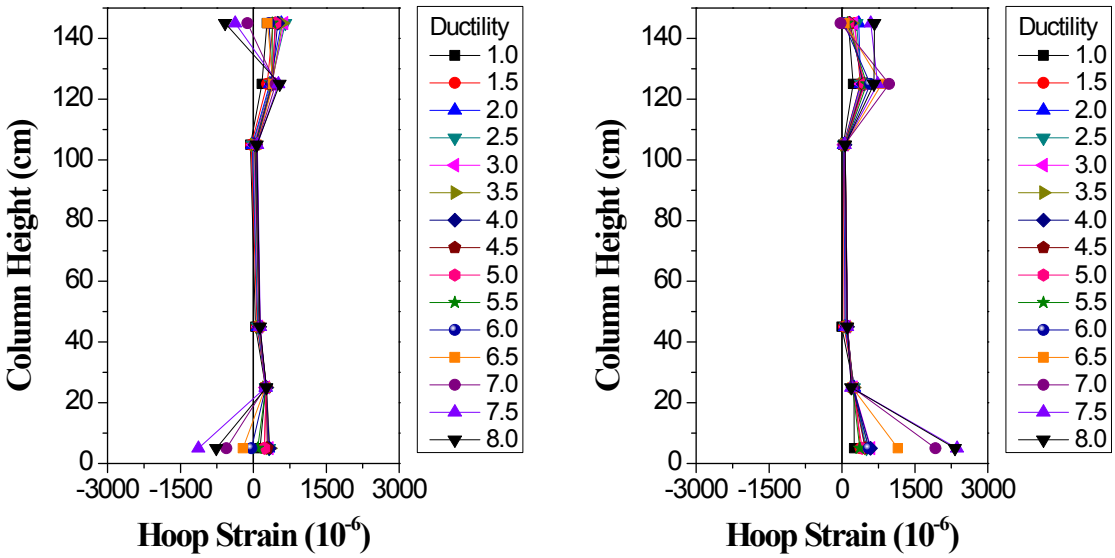
그림 4.23 주철근 R3의 변형률 분포

VARC 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 4.22~4.25에 각각 나타내었다. 주철근 R1과 R4의 변형률 분포에서 기둥의 상하단부에서 먼저 항복을 시작하였다. 또한 ORC 시험체와 비슷한 거동을 보이지만 변위 연성비가 크게 증가하였고, 변위 연성비가 증가할수록 변형률이 또한 다소 증가하는 것으로 나타났다. 전단철근은 기둥의 단부에 위치할수록 항복에 빨리 도달하지만 기둥의 끝단부를 제외하면 전반적으로 전단철근의 항복은 보이지 않으므로 휨파괴가 지배적인 것으로 판단된다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.24 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6



(a) 부방향 (b) 정방향

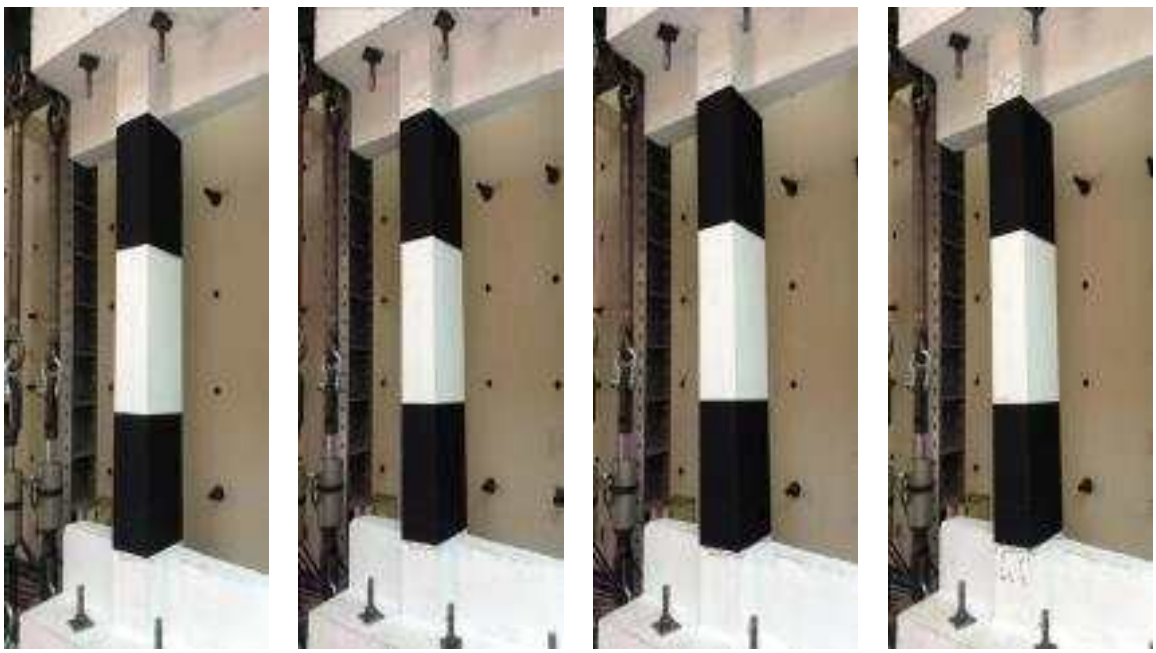
그림 4.25 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

3. VTRC1 시험체

다음은 VTRC1 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 4.5] [μ = 5.0]

그림 4.26 VTRC1 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 4.27 VTRC1 시험체 파괴양상

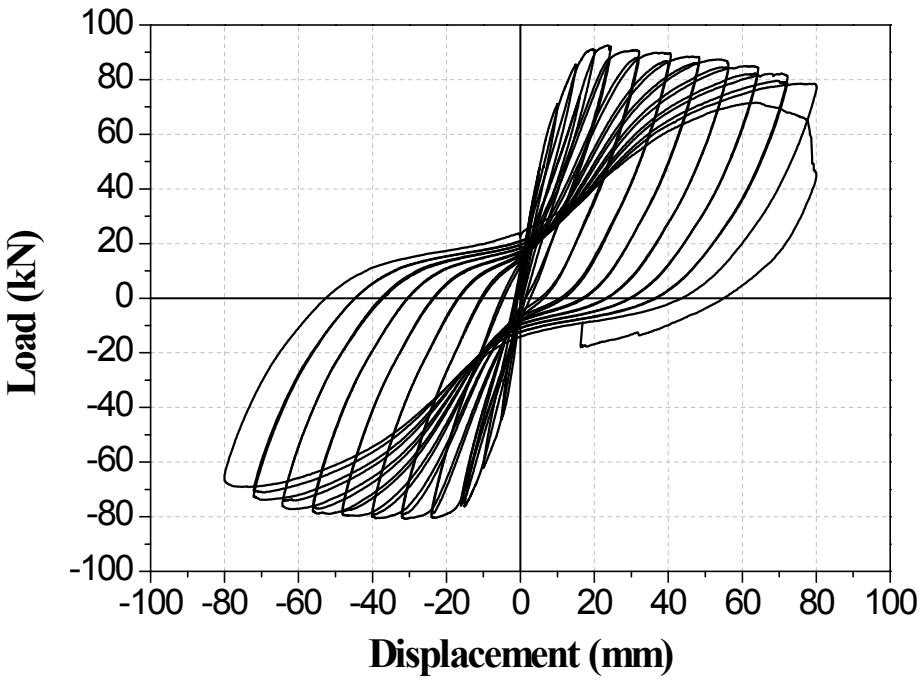


그림 4.28 하중-변위 곡선

VTRC1 시험체는 기둥의 소성영역에 부분 보강을 수행한 시험체이며 실험 종료 후의 시험체를 그림 4.27에 나타내었고, 하중-변위 곡선을 그림 4.28에 나타내었다. 주철근은 부가력 변위 16.0mm(하중 75.9kN)에서 항복하였다. 시험체는 정가력 변위 23.5mm에서 최대하중 92.6kN에 도달하였고, 부가력 변위 31.3mm에서 최대하중 80.8kN에 도달하였다.

시험체는 초기 접합부 내부로 균열이 형성 발달되었고, 변위의 증가에 따라 균열이 접합부 내부로 발달되어 성장하였다. μ=4.0에서 접합부 소성힌지의 거동이 나타났으며 μ=5.0에서 정가력 변위 60mm를 넘어서면서 하중이 감소하기 시작하였다. 이때 접합부에서부터 벨크로 보강영역보다 높은 지점까지의 큰 전단균열이 발생하며 보강된 벨크로와 함께 시험체가 파괴되었다.

VTRC1 시험체의 기둥높이-변위 곡선을 그림 4.30에 나타내었다. 전반적으로 휨 거동을 보여주고 있다.

표 4.6 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R2-1		μ=5.0 (S2-2)		μ=1.5		μ=2.0		Δy=16㎜ μ=5.0 파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
75.9	16.0	78.3	73.30	92.6	23.5	80.8	31.3	

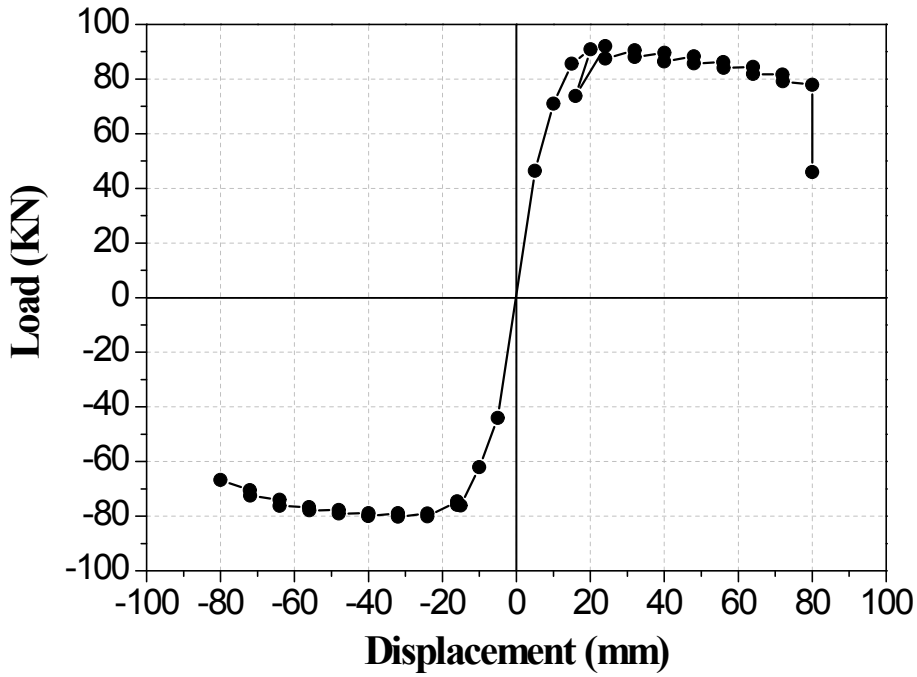
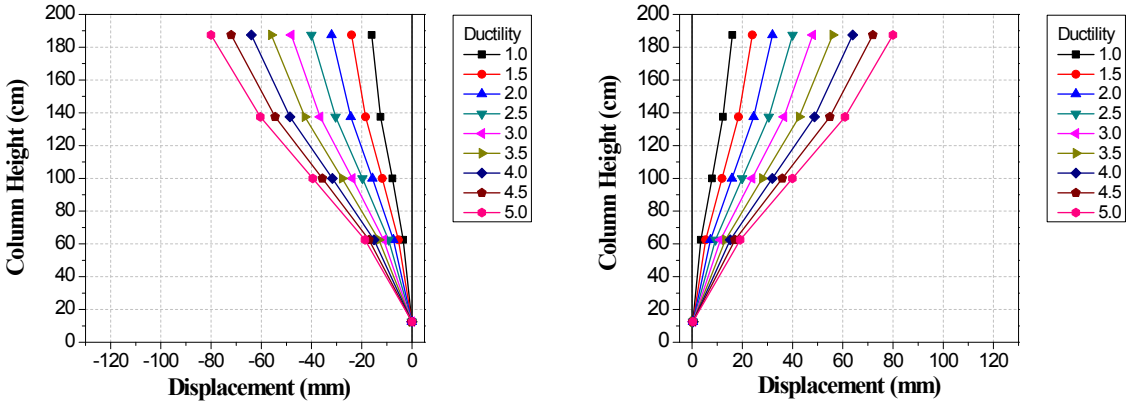
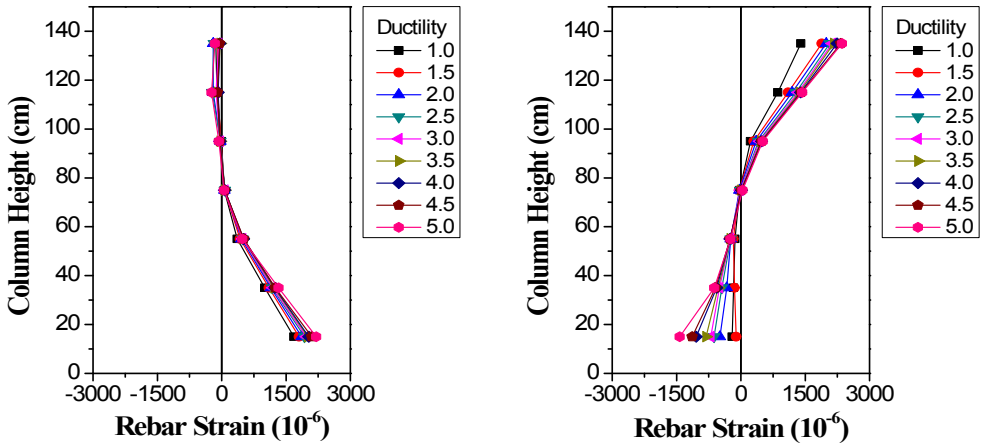


그림 4.29 하중-변위 포락곡선



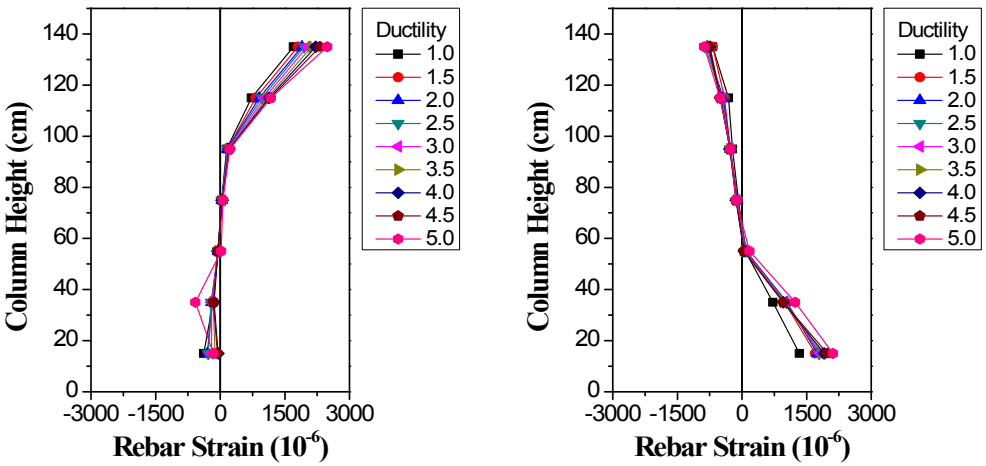
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.30 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

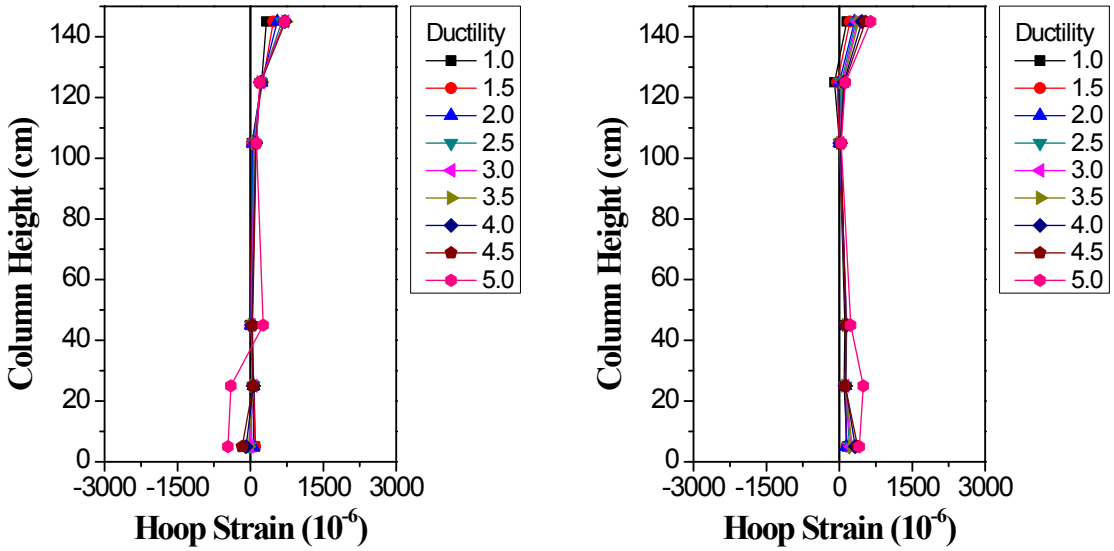
그림 4.31 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

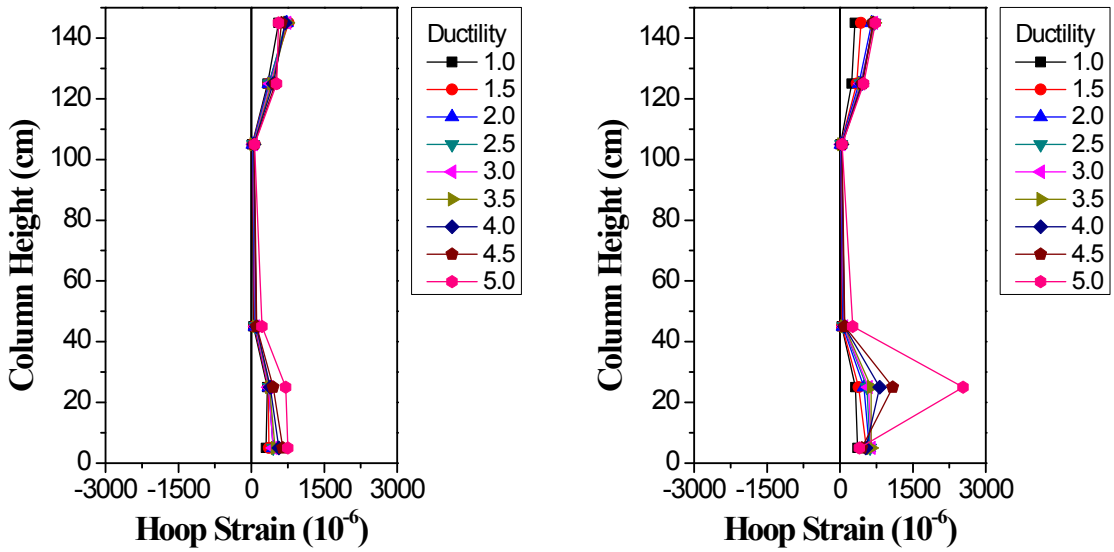
그림 4.32 주철근 R3의 변형률 분포

VTRC1 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 4.31~4.34에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1에서 부방향에 대한 변형률 분포를 살펴보면 기둥의 하단부에서 먼저 항복을 시작하며 정방향에서는 기둥의 상단부에서 항복이 이루어진다는 것을 알 수 있다. 이는 ORC 시험체와 비슷한 양상의 거동이다. 전단철근은 기둥의 단부에 위치할수록 항복에 빨리 도달하지만 기둥의 끝단부를 제외하면 전반적으로 전단철근의 항복은 보이지 않으므로 휨파괴가 지배적인 것으로 판단된다. 또한 변위 연성비 5에서 기둥의 하단부 보강영역의 전단철근이 항복하면서 전단파괴로 인한 콘크리트 균열이 크게 발달하여 기둥은 파괴되었다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.33 전단철근 변형률 분포 S-11~S1-6

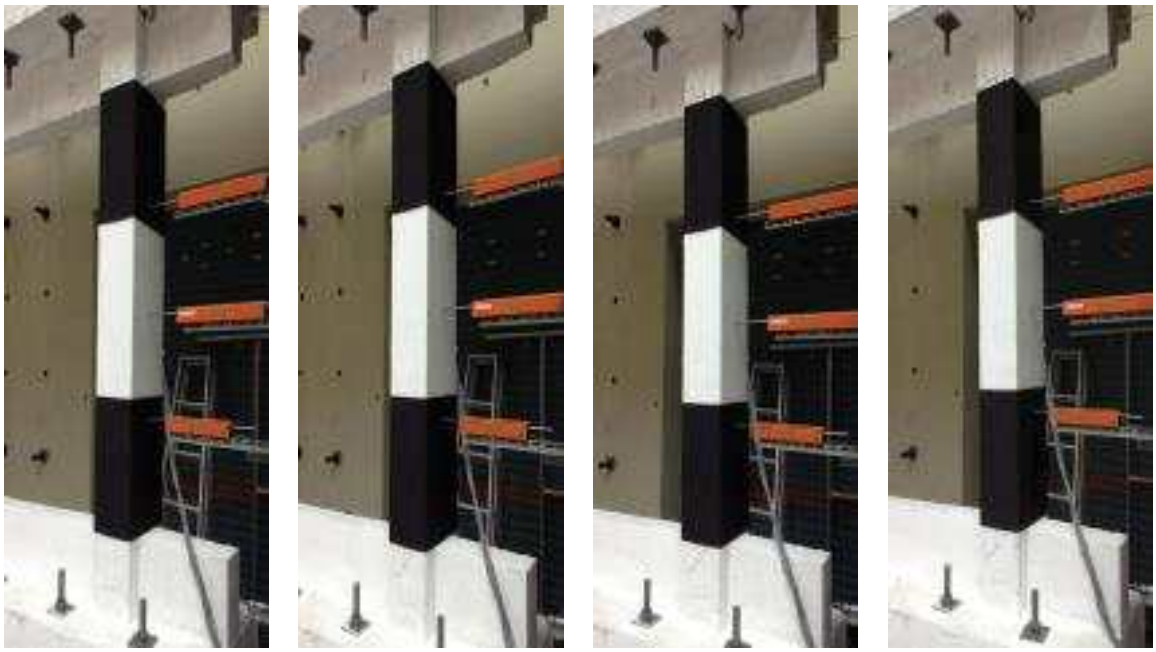


(a) 부방향 (b) 정방향

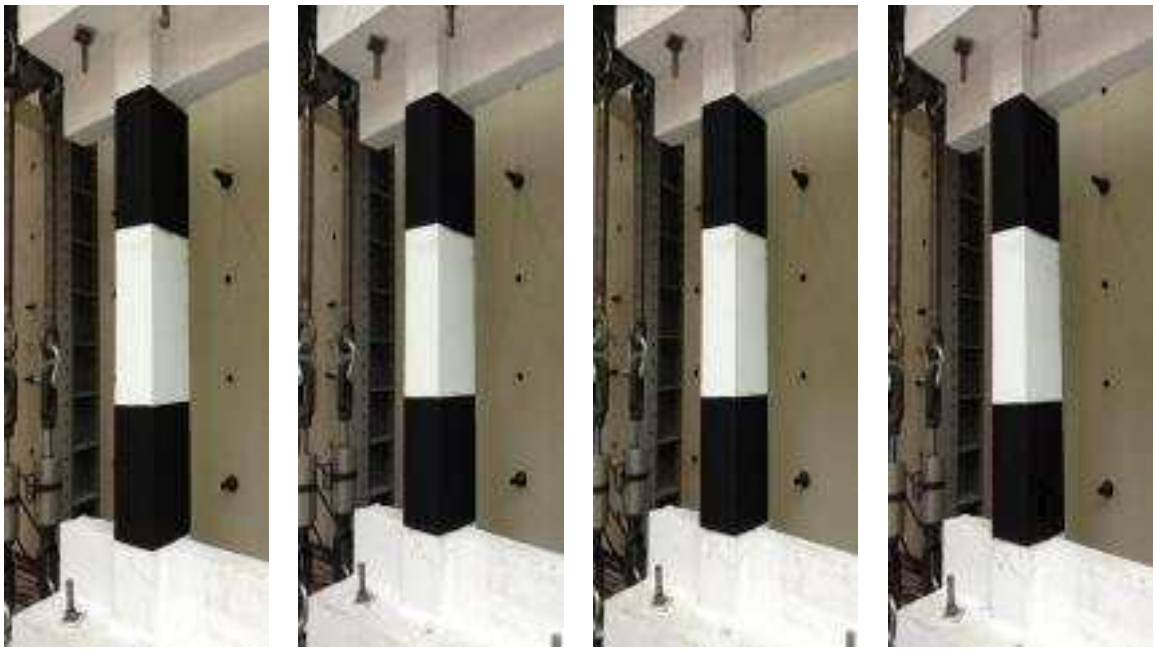
그림 4.34 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

4. VTRC2 시험체

다음은 VTRC2 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.



< 우측 >

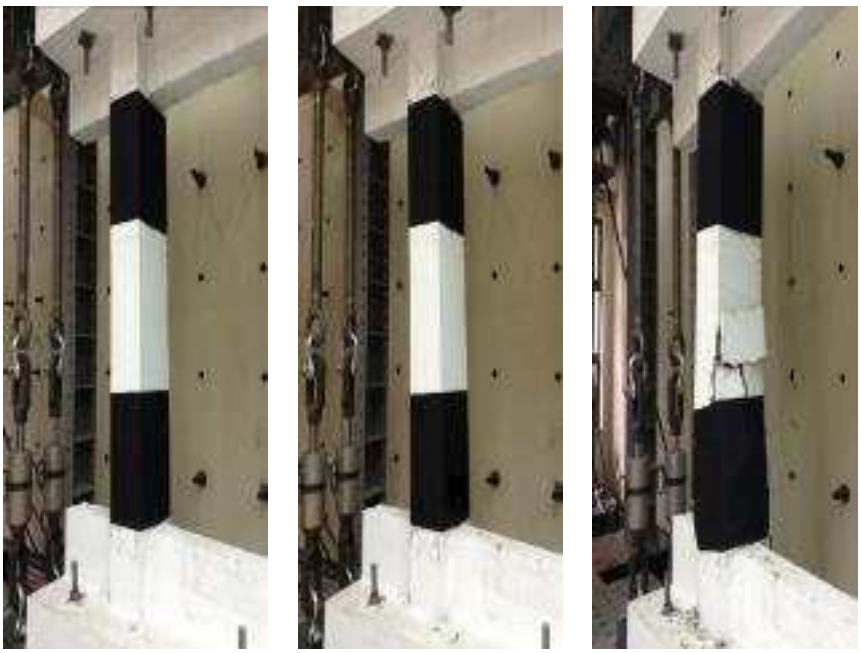


< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 5.0] [μ = 6.0] [μ = 6.5]

그림 4.35 VTRC2 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 4.36 VTRC2 시험체 파괴양상

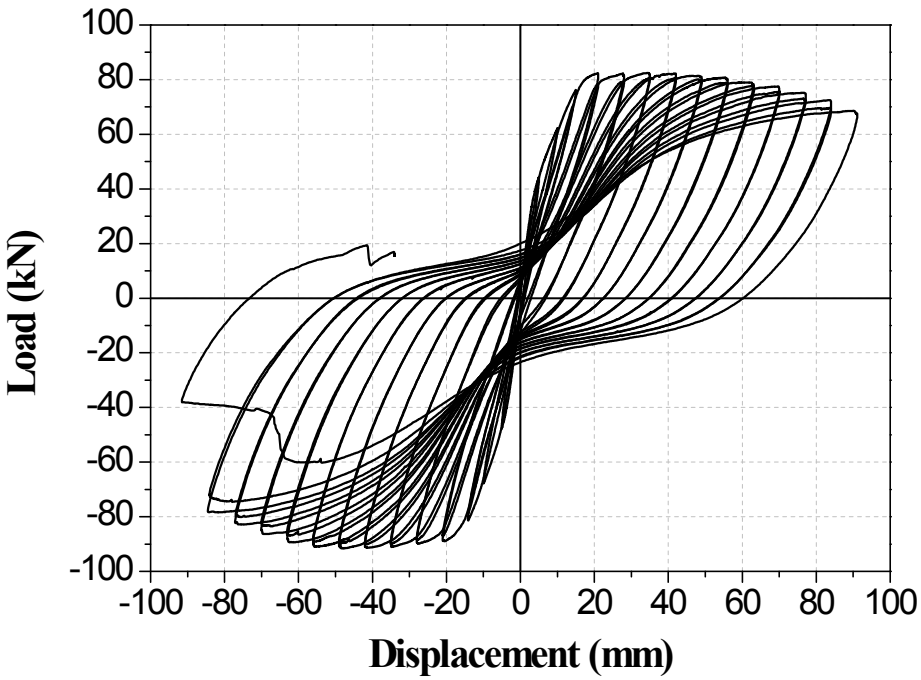


그림 4.37 하중-변위 곡선

VTRC2 시험체는 보강재를 소성영역에 150mm 벨크로 3개로 시공한 시험체이며, 시험체의 하중-변위 곡선를 그림 4.37에 나타내었다. 시험체는 14.0mm에서 최초로 항복하였다. 시험체는 정가력 변위 34.4mm에서 최대하중 82.5kN에 도달하였고, 부가력 변위 48.1mm에서 최대하중 91.6kN에 도달하였다.

시험체는 μ=4.5까지 진행되며 접합부에 위치한 주철근이 모두 항복 변형률에 도달하였고 우측 기둥의 양단과 좌측기둥의 상단에 소성힌지의 거동 발생하였다. 소성힌지의 영향으로 좌측기둥의 하부에 하중이 집중되어 우측기둥에서 추가적인 전단철근의 항복은 발생하지 않았다. 때문에 μ=6.5에 이르러 좌측기둥 하단에서 전단균열에 의한 파괴가 발생하였고 실험을 종료하였다.

VTRC2 시험체의 기둥높이-변위 곡선을 그림 4.39에 나타내었다. 변위의 형태가 양단이 고정된 복곡률 형태보다는 양단이 힌지로 구성된 단곡률 형태를 나타내고 있어 접합부에 소성힌지가 발생한 것을 간접적으로 보여주고 있다.

표 4.7 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R2-1		μ=5.5 (S1-1)		μ=2.5		μ=3.5		Δy=14㎜ μ=6.5 파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
81.2	14.0	75.0	77.1	82.5	34.4	91.6	48.1	

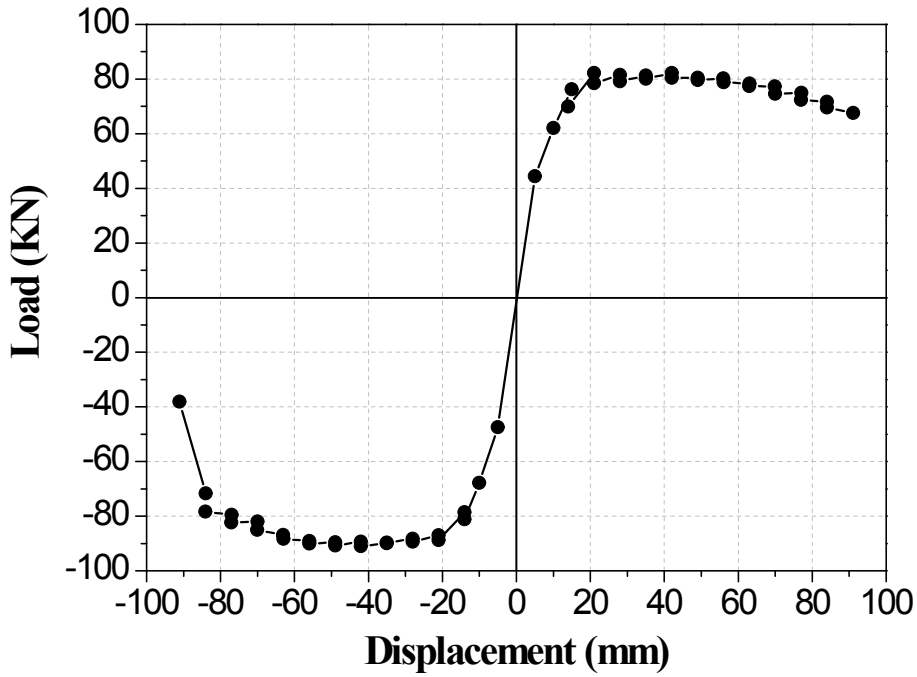
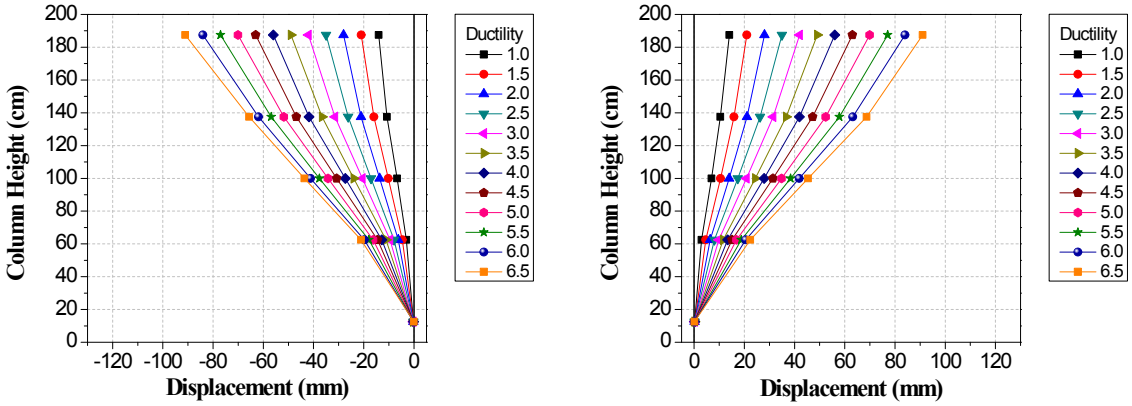
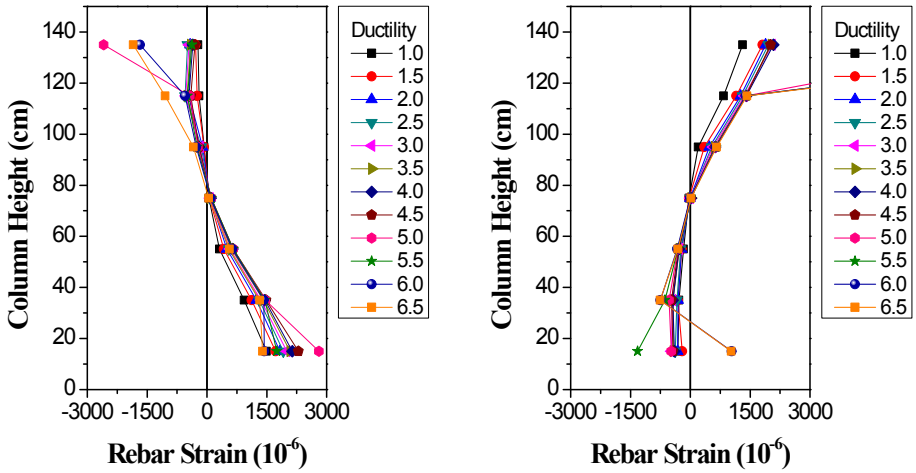


그림 4.38 하중-변위 포락곡선



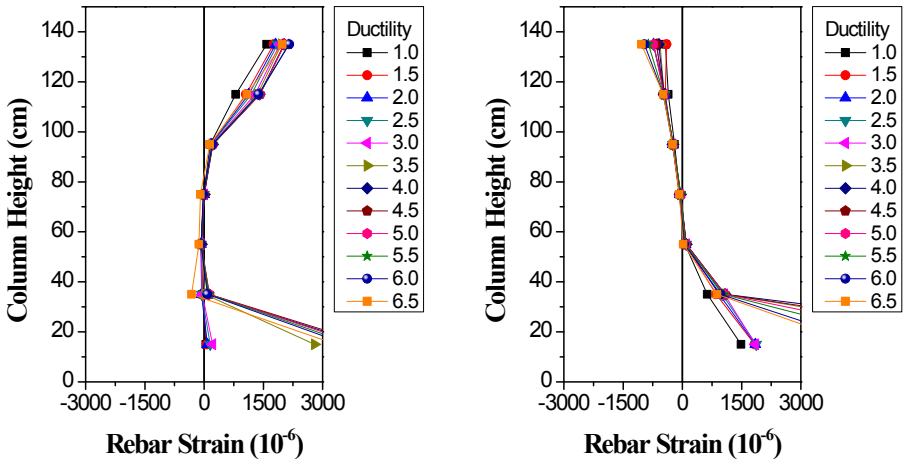
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.39 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

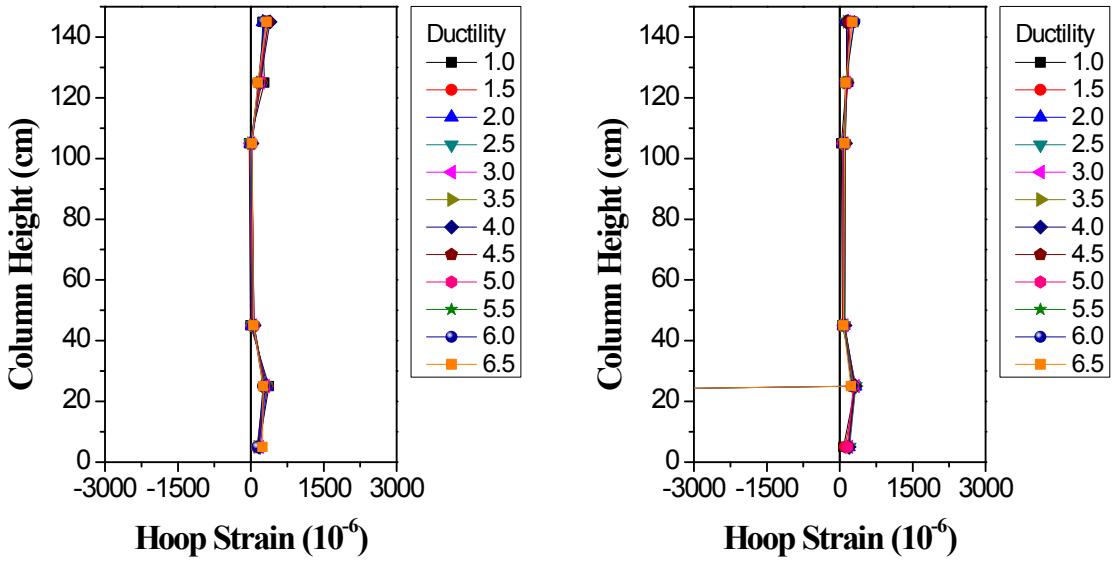
그림 4.40 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

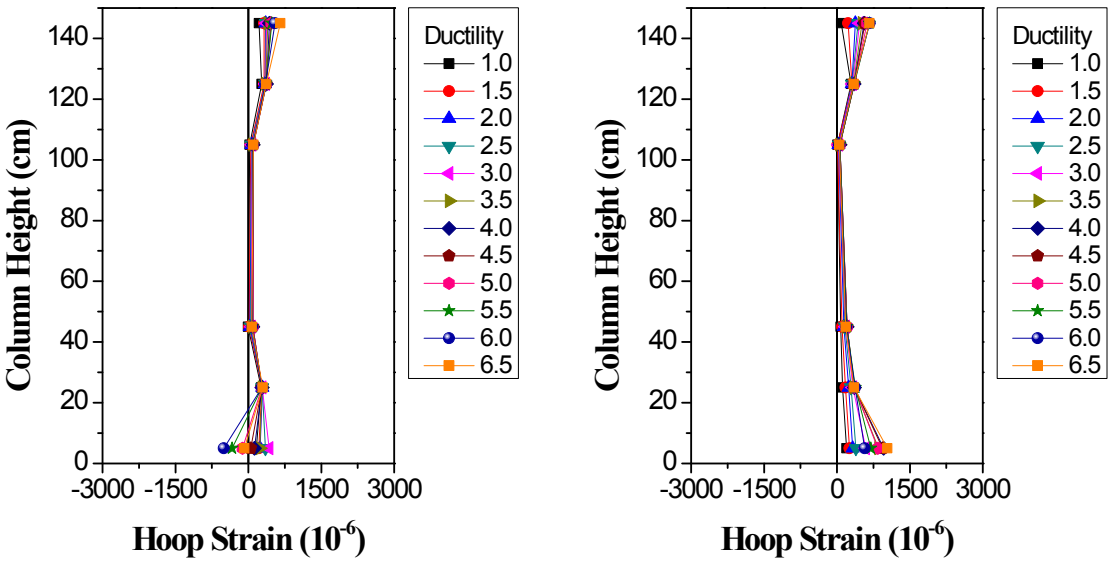
그림 4.41 주철근 R3의 변형률 분포

VTRC2 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 4.40~4.43에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1에서 부방향에 대한 변형률 분포를 살펴보면 기둥의 하단부에서 먼저 항복을 시작하며 정방향에서는 기둥의 상단부에서 항복이 발생하였다. 그러나 R1의 경우 변위 연성비 1.5부터 기둥상단부에서, R3의 경우 변위 연성비 2.5부터 기둥의 하단부에서 변형률이 급격히 증가하였다. 이는 변위 연성비의 증가에 따라 기둥 양단에서 형성된 소성힌지 때문인 것으로 판단된다. 반면 전단철근은 항복에 도달하지 않았다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.42 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 4.43 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

제3절 실험결과평가

1. 포락선의 평가

수평하중을 받는 시험체의 하중-변위 곡선은 매 반복하중마다의 결과들이 동시에 나타나므로 전체적인 하중 및 변위 특성을 정확히 판단할 수 없는 단점이 있다. 따라서 시험체의 하중-변위 이력곡선에서 각각의 반복하중마다 최대변위 점에 대응하는 점을 평행이동시켜 연결함으로써 포락곡선 (Enveloped Curve)을 산정하였다. 그림 4.44의 포락곡선 비교를 분석한 결과 벨크로를 이용하여 기둥 전체를 보강한 VARC 시험체를 제외한 세 시험체 모두 변위 80mm 전후에서 기둥 접합부에서 전단파괴가 발생하였다.

동일한 영역을 보강한 두 VTRC 시험체의 경우 VTRC2 시험체가 VTRC1시험체 보다 큰 변위를 보였다. 전체적으로 보강 시험체의 강도 보강효과는 눈에 띄지 않으며, 연성보강에 대한 부분에서는 기둥전체를 보강한 VARC 시험체를 제외한 두 VTRC 시험체는 비보강 시험체 ORC에 비하여 연성보강 효과는 크지 않았다. 표 4.8에서 주근의 항복변위는 ORC 시험체에서 크게 나타났고 반면 주철근의 항복하중은 세 보강 시험체에서 크게 나타났다. 이와는 반대로 전단철근의 항복은 ORC 시험체에서 가장 높은 하중과 가장 작은 변위에서 발생하였다.

.

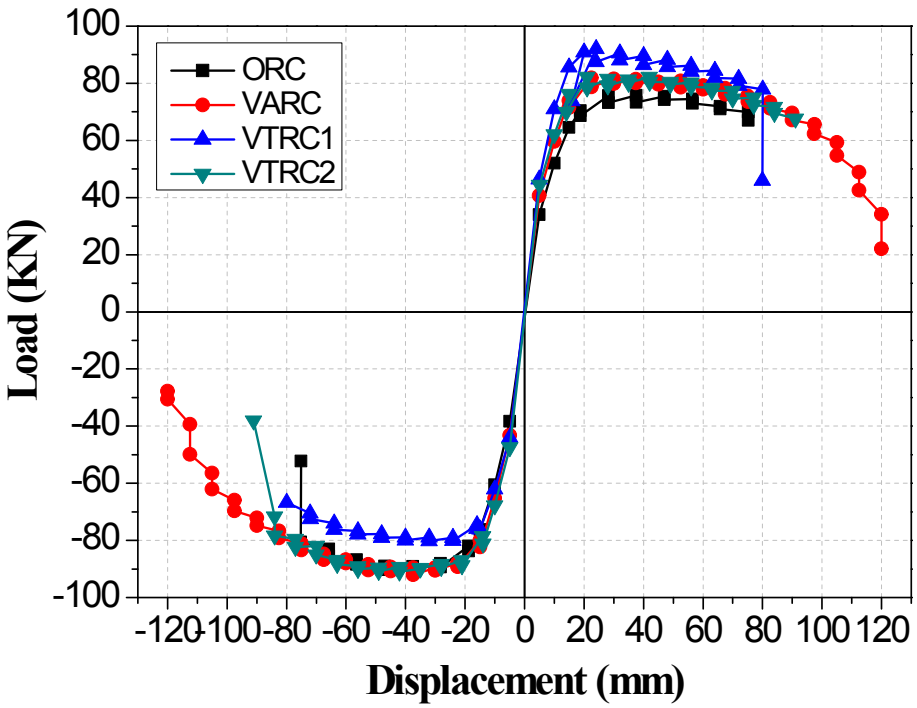


그림 4.44 포락곡선 비교

표 4.8 실험결과 (항복강도)

시험체	주 근		전 단 보 강 근		비고
	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	
ORC	70.4	18.5	81.9	72.3	
VARC	81.8	14.9	66.8	84.6	
VTRC1	75.9	16.0	78.3	73.3	
VTRC2	81.2	14.0	75.0	77.1	

ORC 시험체의 경우 극한하중이 91.2kN으로 나타났다. VARC 시험체는 92.1kN, VTRC1 시험체는 92.6kN, VTRC2 시험체는 91.6kN으로 나타났다. 비보강 시험체인 ORC 시험체에 대한 강도비는 VARC, VTRC 시험체가 평균적으로 1.10배 이내로 나타났다. 보강 시험체와 비보강 시험체 모두 비슷한 변위에서 최대강도를 나타내었으며 이는 인성과 강성이 낮은 벨크로에 의한 보강으로 인하여 강도 증진효과가 발생하지 않았음을 의미한다.

표 4.9 실험결과

시험체	최대강도							
	정				부			
	최대하중 (kN)	변위 (mm)	강도비 *	변위비 **	최대하중 (kN)	변위 (mm)	강도비 *	변위비 **
ORC	76.7	45.6	1.00	1.00	91.2	44.1	1.00	1.00
VARC	82.4	22.3	1.07	0.49	92.1	37.1	1.01	0.84
VTRC1	92.6	23.5	1.20	0.52	80.8	31.3	0.89	0.71
VTRC2	82.5	34.4	1.08	0.75	91.6	48.1	1.00	1.09

* 최대강도는 정가력과 부가력 시 기준 시험체 대비 강도비를 나타냄.
** 변위비는 최대강도 시의 정가력, 부가력 변위를 나타내며, 기준 시험체 대비 변위비를 나타냄.

2. 에너지소산능력의 평가

각 시험체의 변위 연성비에 대한 에너지 소산능력을 그림 4.45에 나타내었다. 각 변위 연성비에 대하여 기둥 전체를 벨크로로 보강한 VARC 시험체가 네 시험체중 가장 큰 에너지 소산능력을 보였고, 다음으로 VTRC2 시험체가 크게 나타났으며 ORC 시험체와 VTRC1 시험체는 비슷한 값을 보였다. 변위 연성비의 증가에 대한 에너지 소산능력의 증가폭은 VTRC2, VARC, VTRC1, ORC 시험체 순으로 크게 나타났다.

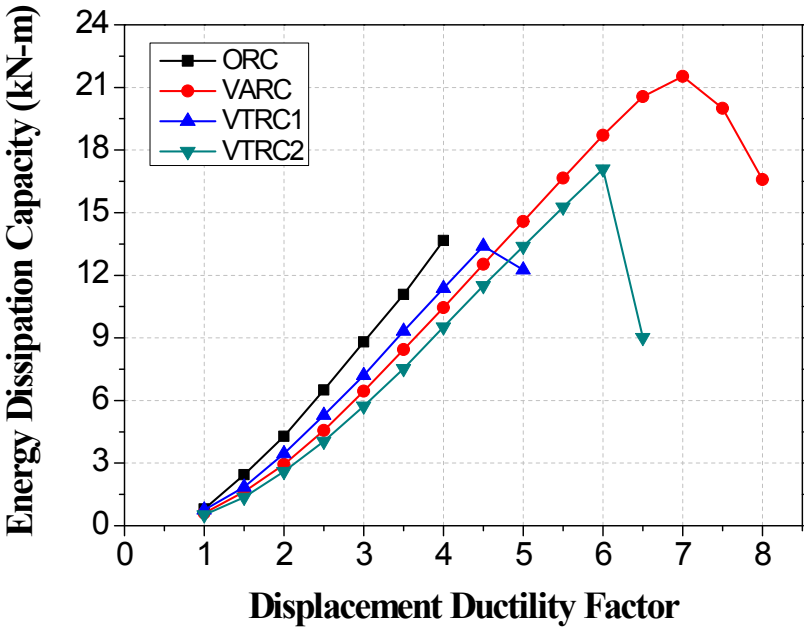


그림 4.45 에너지 소산 능력

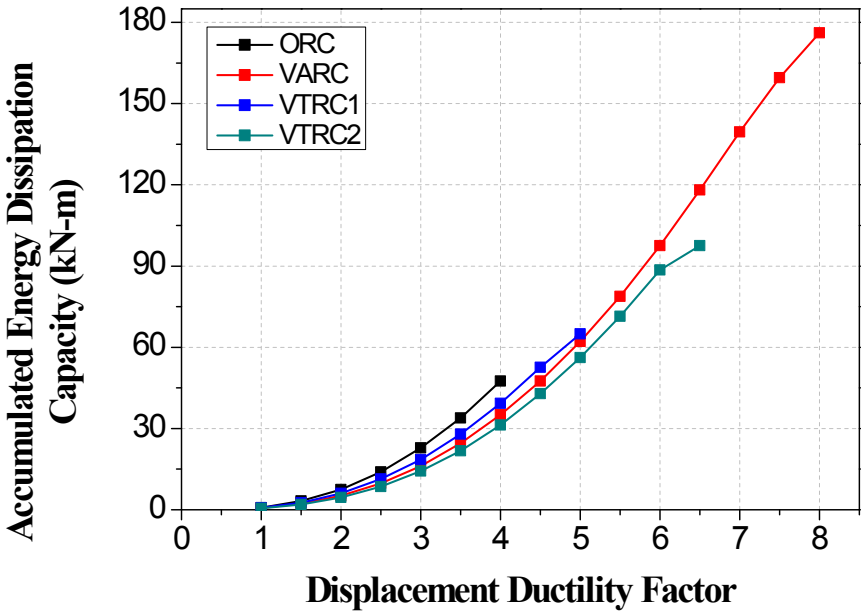


그림 4.46 누적 에너지 소산 능력

부재의 총 에너지 소산능력을 평가하기 위하여 변위 연성비에 대하여 각 변위 연성비에 나타난 에너지 소산능력을 누적시켜 그림 4.46에 나타내었다. 최종적으로 누적된 에너지 소산능력의 평가결과 표 4.10과 같이 ORC 시험체 47,571.8kN·mm, VARC 시험체는 176,163kN·mm, VTRC1 시험체는 64,922kN·mm, VTRC2 시험체는 97,575kN·mm를 누적시켰다. 이를 ORC의 누적에너지에 대한 비로 나타내면 VARC 시험체가 3.70배로 가장 높게 나타났다. 뒤이어 큰 차이를 두고 VTRC2 시험체가 2.05배, VTRC1시험체가 1.36배로 나타났다.

표 4.10 누적 에너지 소산능력 비교

시험체	실험결과			비고
	최종 변위 연성비	누적 에너지 소산능력 (kN·mm)	누적 에너지 소산능력 비율	
ORC	4.0	47,571	1.00	
VARC	8.0	176,163	3.70	
VTRC1	5.0	64,922	1.36	
VTRC2	6.5	97,575	2.05	

3. 연성능력의 평가

3.6.3에서 설명한 연성비 기준을 바탕으로 시험체의 변위 연성비를 평가한 결과는 표 4.11과 표 4.12와 같다. 변위 연성비는 VTRC2 시험체가 6.3으로 가장 높게 나타났고, 두 번째로 VARC 시험체가 6.0으로 나타났다. 이는 VTRC 시험체의 경우 한 장의 후크 테이프로 보강된 VTRC1 시험체 보다 세 조각의 후크 테이프로 독립적으로 보강된 VTRC2 시험체가 더욱 연성적으로 거동한다는 것을 알 수 있다. 또한 VARC 시험체가 VTRC2 시험체 보다 낮은 변위 연성비를 보였다는 점에서 VARC 시험체의 벨크로 보강을 VTRC2와 같은 방식으로 한다면 더욱더 변위 연성비가 증가할 것으로 생각된다.

표 4.11 시험체의 변위 연성비 (정가력)

시험체	최대하중 (kN)	항복변위 (mm)	극한변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	$\triangle_y$	$\triangle_u$	μ	ratio	
ORC	76.7	18.5	75.5	4.1	1.0	최대변위
VARC	82.4	16.0	95.4	6.0	1.6	
VTRC1	92.6	16.0	77.0	4.8	1.3	
VTRC2	82.5	14.0	87.9	6.3	1.7	최대변위

표 4.12 시험체의 변위 연성비 (부가력)

시험체	최대하중 (kN)	항복변위 (mm)	극한변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	$\triangle_y$	$\triangle_u$	μ	ratio	
ORC	91.2	18.5	69.8	3.8	1.0	
VARC	92.1	16.0	86.9	5.4	1.4	
VTRC1	80.8	16.0	77.0	4.8	1.3	최대변위
VTRC2	91.6	14.0	81.1	5.7	1.5	

4. 고찰

벨크로를 적용하여 RC 기둥에 물리적 손상을 주지 않으면서 긴급 시공이 가능한 기둥 보강법을 제안하였다. 벨크로를 이용한 보강법은 GFRP 대비 상당히 저비용으로 시공 가능하며 시공 절차도 단순하였다. 제안된 벨크로 보강재를 RC 골조 기둥에 적용하여 적용성과 성능을 평가하여 다음과 같은 결과를 도출하였다.

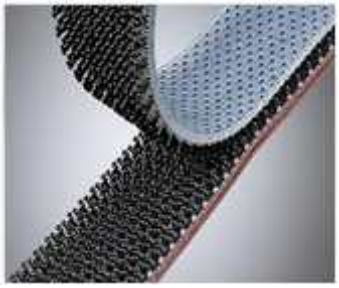
- 벨크로의 낮은 인장강도와 탄성계수로 인하여 보강된 시험체의 강도 증진효과는 발생하지 않았다.
- 연성능력에서는 비보강 시험체 대비 변위 연성비 목표치 최대 70% 이상 달성하였다.
- 제안된 보강법은 강성증가는 없는 연성 보강법이다.
- 에너지 소산능력 평가 결과 보강시험체는 비보강 시험체 대비 2배 증가하였다. 이는 큰 연성의 증가로 인하여 에너지 소산능력이 증가하였음을 보여준다.
- 벨크로를 이용하여 부분 시공을 할 경우 한 장의 쉬트를 사용하는 것 보다는 세 조각으로 나누어 시공한 경우의 변위 연성비와 에너지 소산 능력이 뛰어났다.

제4절 설계 및 시공 가이드라인

본 장에서 실시한 벨크로 기둥보강재의 성능평가를 바탕으로 시공 가이드라인을 제안한다. 본 연구의 목적에 부합하도록 벨크로 기둥보강재는 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 시공상의 가이드라인을 제시하여야 한다. 따라서 기둥보강재의 설계과정에서부터 응급복구 내진보강이 가능하도록 하며 재난 발생시 시공상의 가이드라인을 다음과 같이 제시한다.

기둥에 대한 내진보강용 벨크로는 머쉬룸 형태를 사용함.

벨크로는 일상생활에서도 널리 사용되고 있지만 산업용으로도 사용되고 있다. 기모직 벨크로, 케이블타이 벨크로 등이 있으며, 특수처리를 하여 그 성능을 강화한, 방전처리 벨크로, 방염처리 벨크로 등이 있다. 본 연구의 목적에 부합하는 벨크로는 수벨크로의 돌기 끝이 둥근형태인 머쉬룸 벨크로가 가장 적합하다.

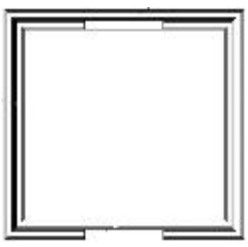


기둥부재의 연성능력 향상을 위한 보강재이므로 이에 적합한 설계법을 사용.

벨크로 재료에 대한 구체적인 설계법은 현재 부족한 실정이지만 본 연구의 결과를 바탕으로 기둥부재의 구속력과 연성능력에 대한 설계 과정을 고려한다면 최소한의 안정성을 확보할 수 있는 설계가 가능함.

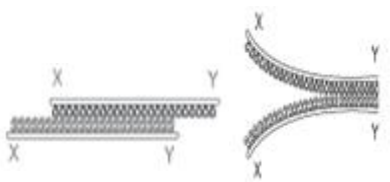
구형단면에 시공 시 코너부로 인한 성능저하가 발생되지 않도록 함.

원형단면에 벨크로 보강재를 시공한다면 작업성이 좋으며 보강재와 보강대상 기둥의 부착성이 뛰어날 것이다. 하지만 구형단면에 시공한다면 코너부(모서리부)가 있기 때문에 응력흐름이 균일하지 않으므로 보강성능이 저하될 수 있다. 따라서 모서리 부분의 처리와 보강 등이 뒷받침 되어야 한다.



벨크로 보강재의 전단강도 및 부착강도 등의 기본물성치 확인 후 설계.

공장제품으로 제작되는 벨크로는 일정한 재료특성을 가지고 있다. 하지만 구조물의 보강재로 사용하기 위해 적합한 형태로 재단 또는 가공 과정에서 변형이 발생될 수 있으므로 보강재로 시공하기 전에 반드시 실험을 통하여 재료물성치를 확보하여 설계에 반영하도록 한다.



$$F_1 = \frac{S}{L \times b} \qquad F_2 = \frac{P}{b}$$

제5장 내력패널의 개발

제1절 FRP 내력패널의 이론적 배경

1. FRP 내력패널의 파괴

내력 패널을 갖는 골조 구조물에서 외부 하중에 의한 파괴형태는 골조 구조물의 파괴 또는 내력 패널의 파괴로 발생하게 된다. RC 골조 구조물의 경우 부재의 파괴모드는 작용하는 응력의 종류 및 응력의 조합에 따라 다른 형태로 나타나게 된다. 본 연구에서 주로 나타나는 RC 골조 구조물의 파괴 모드는 그림 5.1과 같이 대표적으로 4가지의 파괴 모드로 분류된다.

① 큰 축력은 받는 기둥에서 편심 모멘트 또는 하중 모멘트에 의한 기둥의 휨 파괴
② 가장 취성적인 파괴모드로 수평 변위에 의해 발생하는 전단력이 부재의 전단강도를 넘어서거나 부재력 저하로 인해 전단력을 견디지 못하게 되어 발생하는 기둥의 전단 파괴. 기둥의 파괴는 곧바로 구조물의 붕괴로 이어진다.
③ 이형철근과 콘크리트의 부착응력에 의해 발생하게 되는 부착 할렬파괴
④ 골조의 보 항복 선행형으로 설계되면 보 항복 후 기둥-보 접합부에 큰 응력이 집중되게 된다. 이로 인하여 기둥-보 접합부에 경사 균열이 발생하게 되는 기둥-보 접합부 파괴



① 휨파괴



② 전단파괴



③ 부착할렬파괴



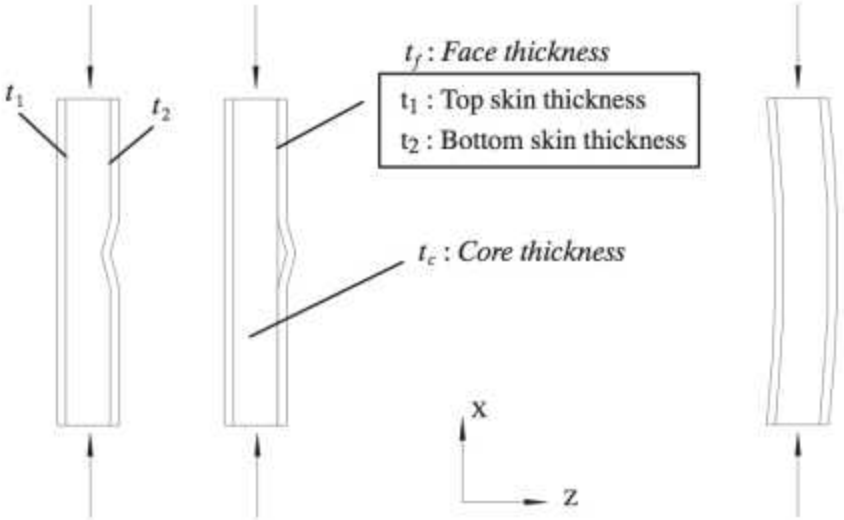
④ 기둥-보 접합부 파괴

그림 5.1 콘크리트 골조 구조물의 파괴 모드

패널의 경우 패널에 작용하는 면내 하중에 의하여 그림 5.2와 같이 2가지의 파괴 모드가 발생한다.

① 코어를 감싸고 있는 플레이트의 국부적인 좌굴의 파괴

② 샌드위치 패널의 전체적인 좌굴로 인한 파괴



① 국부 좌굴 파괴 (면 주름 발생) ② 부재 좌굴 파괴

그림 5.2 강성 샌드위치 내력패널의 파괴 모드

FRP 내력 패널의 가장 일반적인 파괴모드는 부재의 좌굴에 의한 것이다. 그러나 하중과 내력 패널의 기학학적 형상에 따라서 국부 좌굴도 구조물의 파괴를 유도하는 치명적인 인자가 되기도 한다. 예를 들어 면내 압축력이나 휨 압축력 같은 하중에 의해서 패널에 면 주름이 발생하는 국부 좌굴이 일어나게 되는데 이는 곧 내력패널의 파괴로 이어지게 된다. 따라서 이런 경우에는 국부 좌굴이 부재의 파괴모드가 된다. 면 주름에 의한 국부 좌굴 문제에 대한 지배 방정식의 유도에는 에너지방법(allen, 1969)과 미분방정식 방법(Hoff et al., 1945)을 사용한다.

2. 내력패널 구조물의 거동

내력 패널을 갖는 골조구조물의 거동은 복잡한 정적 부정정 문제이다. 골조와 내력패널 사이의 상호작용은 내력 패널을 갖는 골조 구조물의 강도와 강성에 중요한 역할을 한다. 따라서 내력 패널을 갖는 골조 구조물의 설계와 해석을 위해서 등가 스터럿에 근거한 단순화된 방법이 널리 사용되어 왔다. 그 중 몇몇 방법들은 조적조 또는 콘크리트 내력 벽체 골조의 면내 강성을 예측하기위해 개발되었다. 이 이론들에 따르면 내력 벽체와 골조가 완전히 부착되어 있는 경우, 전단 변형에 의한 횡방향 강성은 핀 절점을 갖는 여러 개의 스터럿 모델로부터 결정한다. 골조 구조물과 내력벽체 사이에 틈이 있는 경우의 내력 패널의 횡방향 강성은 패널의 대각선 방향의 압축력으로부터 계산한다. 등가 대각 스터럿 모델은 1969년 Stafford-smith 등에 의해서 개발되었고, 내력 벽체의 대각선 방향

의 강성과 강도는 패널의 크기와 물리적 물성치 그리고 골조와 패널이 만나는 접촉면의 길이 따라 결정된다고 가정하였다. 내력 패널의 대각선 방향의 저항력은 기둥과 내부 스터럿에 의해서 지지된다고 가정한다.

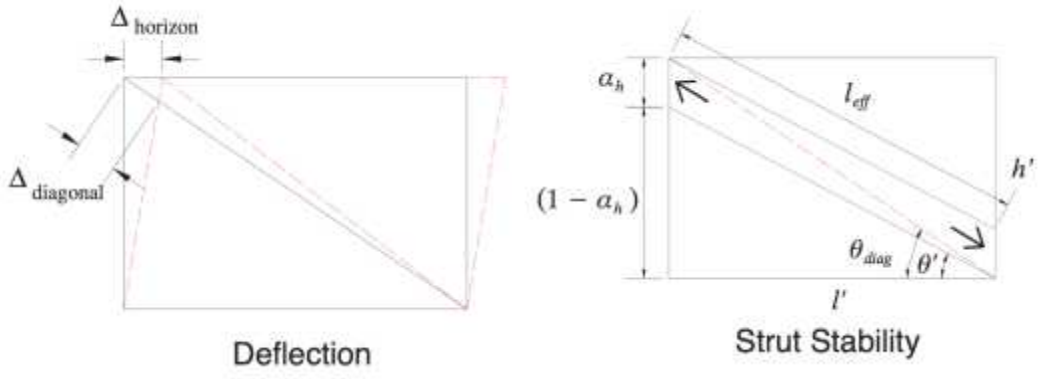


그림 5.3 내력 패널을 갖는 골조의 단순 대각 스터럿 모델

그림 5.3에서와 같이 수직 접촉 길이 α_h는 골조와 내력패널의 상대 강성에 의해 결정되며, 아래의 방정식에 의해 근사적으로 계산된다.

$$\frac{\alpha_h}{h'} = \frac{\pi}{2\lambda h'}$$

여기서, $\lambda h'$ 는 골조와 내력패널의 상대 강성을 나타내는 무차원 매개변수이며 다음과 같이 정의된다.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_I t \sin 2\theta}{4EIh'}}$$

여기서 E_I는 내력 패널의 탄성계수, t는 내력패널의 두께, h는 내력패널의 높이이며 EI는 휨강성으로 탄성계수와 단면2차모멘트의 곱으로 계산된다. θ는 내력 패널의 대각 스터럿과 수평면과 이루는 경사각이다. Hendry(1990)은 접촉 길이에 대한 유효 스터럿의 폭, w 을 계산하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$w = \frac{1}{2}\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$

여기서 α_h는 수직 접촉길이, α_L 수평 접촉길이이다.

이와는 다른 방법으로 Mainstone(1971)은 내력패널과 골조의 상대 유연도를 이용하여 내력 패널의 유효 스터럿의 폭을 다음과 같이 유도하였다.

$$w = 0.175\, l_{eff} (\lambda h')^{-0.4}$$

여기서 l_{eff}는 압축 스터럿의 유효길이이다.

내력패널의 매개 변수들을 지금까지 제안 공식에 의로 검토하였다. 조적 벽체 설계 경우와 비교하여 FRP 내력패널의 접촉 비율이 상당히 높은 것으로 계산되었다. 조적 벽체

는 0.1과 0.2사이의 접촉비율이 계산되었으나 FRP 내력패널의 접촉 비율은 0.5로 계산되었다. 이는 조적조에 비하여 횡하중을 지지하는 FRP 내력 패널 두께가 상대적으로 얇기 때문이다. 따라서 Stanfford-Smith et al(1969)는 최대 접촉 비율을 0.5의 값으로 제한하였다.

본 연구에서는 FRP 내력패널 기둥 개념을 이용하여 내력패널을 위한 단순모델을 제안하였다. 그림 5.4는 새로운 FRP 내력패널에 대한 새로운 스터럿 모델이며, θ_{eff}는 편심을 갖는 등가 스터럿의 면과 수평면이 이루는 각이며, 최대 수직 접촉비율은 근사적으로 0.5로 가정하였다.

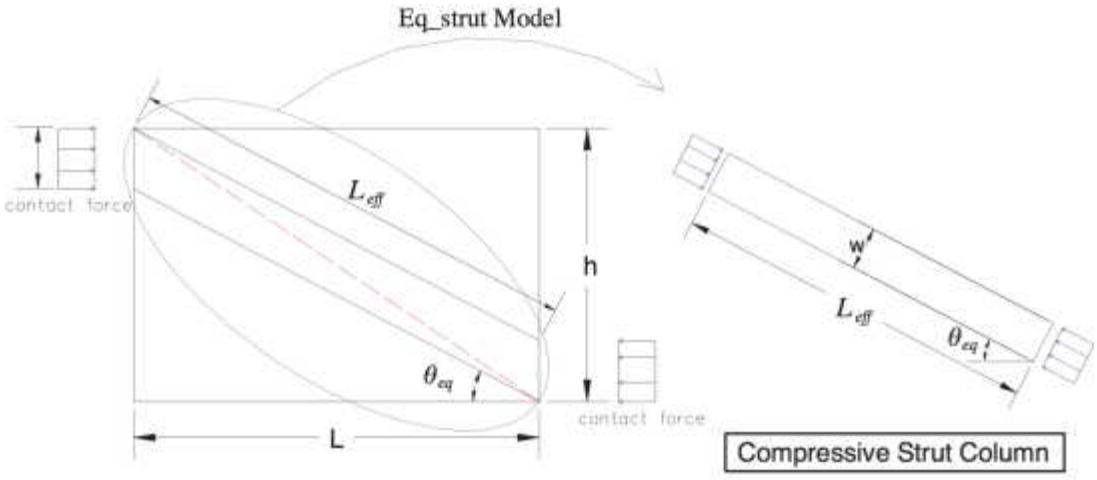


그림 5.4 강성 내력패널의 단순보강 모델

3. FRP 내력 패널의 등가 스터럿의 유효폭

등가 스터럿 모델은 내력패널 프레임 강성을 평가하는데 사용 된다. 아래 그림처럼 단층 내력패널 내부에서 형성되는 스터럿 양 끝단(핀)에서유효영역은 $A = \frac{F L_{eff}}{\triangle E_{equi}}$로 계산된다. 그림 5.5는 프레임 거동의 모식도를 나타낸다.

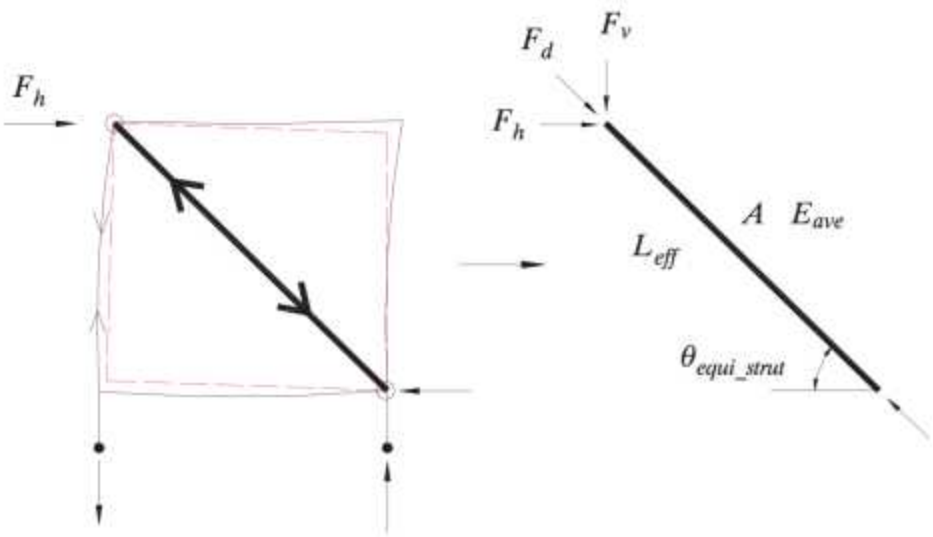


그림 5.5 프레임의 거동 모식도

유효 강성은 FRP 내력 패널의 등가 압축 스터럿의 면적을 계산에 사용된다. 축 강성 정의에 따라 등가 스터럿 압축력과 변위 관계는 다음과 같다.

$$F_h = \left(\frac{A\,E_{equi}}{L_{eff}}\right)\cos^2\theta\,\triangle_h\,,\; K_{\exp} = \left(\frac{A\,E_{equi}}{L_{eff}}\right)\cos^2\theta$$

여기서, F_h와 $\triangle_h$는 각각 내력패널의 횡방향 하중과 변위이다. $K_{\exp}$는 실험에서 결정되는 내력패널의 유효 강성이며 θ는 내력패널의 경사를 나타낸다. 따라서 등가 스터럿의 면적은 다음과 같다.

$$Area = \frac{K_{\exp}\,L_{eff}}{E_{equi}\cos^2\theta}$$

4. FRP 내력 패널의 좌굴하중

FRP 내력 패널의 압축 스터럿의 크기가 결정되면, 압축 하중 상태의 파괴 메커니즘을 예측할 수 있다. 내력패널의 등가 압축 스터럿은 끝단에 압축력이 작용하는 단순보와 같이 거동한다. 그리고 압축을 받는 보는 좌굴하중과 압축강도에 의해 파괴 모드가 결정된다. 압축강도의 경우 재료의 특성에 따라 결정되고, 좌굴의 경우 단면력에 의해서 결정된다. 재료의 경우 반복하중과 면내 등방의 재료를 사용하여 설계하고, 단면력의 경우 좌굴하중을 설계 최대하중으로 가정하였다.

압축을 받는 패널에 대한 좌굴을 검토하기 위하여 오일러의 좌굴 공식을 사용하였다. 패널의 양단을 힌지로 가정하고 좌굴하중을 산정하였다. 좌굴하중에 저항하기 위하여 FRP 내력패널의 강성을 결정하였다.

오일러 좌굴하중 공식은 아래와 같다. 여기서 좌굴하중은 사용재료의 탄성계수와 단면 2차모멘트가 지배하고 있다. 따라서 목표 하중(P_{cr})이 결정되면 좌굴이 발생하지 않도록 FRP 내력패널의 형상과 재료적 특성을 결정할 수 있다.

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eq}}{(kl)^2} : \text{오일러 좌굴공식}$$

$$P_{cr} \le P_E$$

일단 단면의 등가 강성 $(EI)_{eq}$와 사용재료의 탄성계수가 결정되면 이로부터 단면의 형상이 결정된다.

제2절 단면 형상결정 검토

FRP 패널의 형상은 사용성과 제조가능성을 고려하여, 다섯 가지에 대한 설계를 검토하였다.

1. 샌드위치 평면 패널형

샌드위치 평면 패널형의 가정 설계 단면은 그림 5.6과 같다.



그림 5.6 샌드위치 패널형 단면설계

여기서, B는 설계 너비, c 는 코어의 깊이, h는 패널의 FRP 두께이며 총 단면적 $A = B[2h+c]$ 이다. 설계단면이 대칭이므로 중립면은 단면 중앙에 존재하며, 샌드위치 패널형의 휨 강성은 아래식과 같다.

$$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2}+\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{E_c c^3}{12}\right]$$

여기서, E_f는 플랜지인 FRP의 탄성계수이며, E_c는 코어재의 탄성계수 이다.

2. 내부기둥 평면 패널형

내부기둥 평면 패널형의 가정 설계 단면은 그림 5.7과 같다.

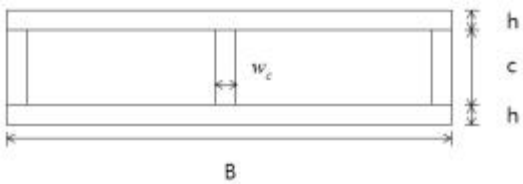


그림 5.7 내부기둥 평면 패널형 단면설계

여기서, B는 설계 너비, c 는 코어의 깊이, h는 패널의 FRP 두께이며 단면적 $A = B[2h+c]$ 이다. 설계단면이 대칭이므로 중립면은 단면의 중앙에 존재하고 내부기둥 평면 패널형의 휨 강성은 아래식과 같다.

$$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2} + \frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c \frac{E_c w_c c^3}{12}$$

여기서, E_f는 플랜지인 FRP의 탄성계수이며, E_c는 코어재의 탄성계수이다. w_c는 내부 기둥의 폭이며, n_c는 설계 폭에 대한 내부 기둥의 유효 개수이다.

3. 내부기둥 주름 패널형

내부기둥 주름 패널형의 가정 설계 단면은 그림 5.8과 같다.

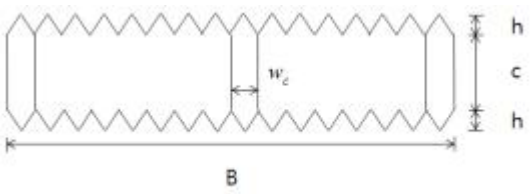


그림 5.8 내부기둥 주름 패널형의 단면설계

여기서, B는 설계 너비, c 는 코어의 깊이, h는 패널의 FRP 주름의 높이, $(c+h)$ 는 주름판 사이의 유효 길이이다. 설계단면이 대칭이므로 중립면은 단면의 중앙에 존재하며, 내부기둥 주름 패널형의 휨 강성은 아래식과 같다.

$$(EI)_{eq} = 2n_f E_f\left[\frac{w_f h^3}{12} + w_f h\left(\frac{h}{2} + \frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c \frac{E_c w_c c^3}{12}$$

여기서, E_f는 플랜지인 FRP의 탄성계수이며, E_c는 코어재의 탄성계수 이다. n_f는 설계 폭에 대한 주름의 개수이며, w_f는 주름의 유효 폭이다. w_c는 내부 기둥의 폭이며, n_c는 설계 폭에 대한 내부 기둥의 유효 개수 이다.

4. 내부주름 외부 평면 패널형

내부주름 외부 평면 패널형의 설계 단면은 그림 5.9와 같다.

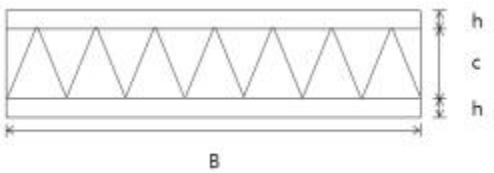


그림 5.9 내부주름 외부 평면 패널의 단면설계

여기서, B는 설계 너비, c 는 코어의 깊이, h는 패널의 FRP 두께이며 단면적

$A = B[2h+c]$ 이다. 설계단면이 대칭이므로 중립표면은 단면의 중앙에 존재하며, 내부 주름 외부 평면 패널형의 휨 강성은 다음과 같다.

$$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2} + \frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c \frac{E_c w_c c^3}{12}$$

여기서, E_f는 플랜지인 FRP의 탄성계수이며, E_c는 코어재의 탄성계수 이다. w_c는 내부 기둥의 폭이며, n_c는 설계 폭에 대한 내부 기둥의 유효 개수 이다. n_f는 설계 폭에 대한 주름의 개수이며, w_f는 주름의 유효 폭이다.

5. 주름 패널형

주름 패널형 패널형의 가정 설계 단면은 그림 5.10과 같다.

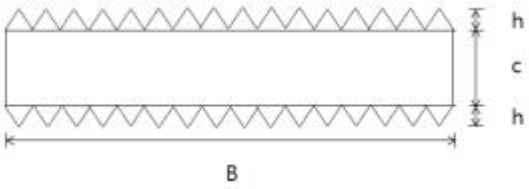


그림 5.10 주름 패널형 단면설계

여기서, B는 설계 너비, c 는 코어의 깊이, h는 패널의 FRP 두께이며 단면적 $A = B[2h+c]$ 이다. 설계단면이 대칭이므로 주름 패널형 패널형의 휨 강성은 아래식과 같다.

$$(EI)_{eq} = n_f E_f\left[\frac{w_f h^3}{12}\right]$$

여기서, E_f는 플랜지인 FRP의 탄성계수이며, n_f는 설계 폭에 대한 주름의 개수이며, w_f는 주름의 유효 폭이다.

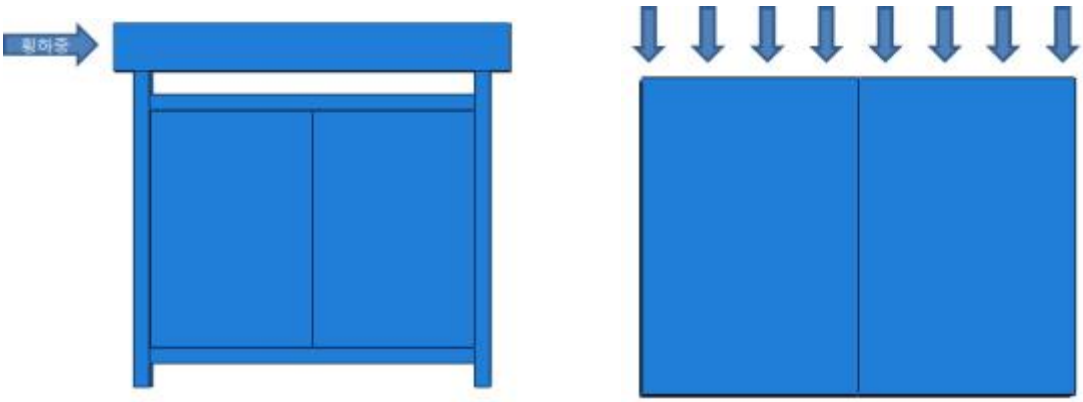
제3절 유한요소해석을 통한 내력 패널 단면 검토

제2절에서 논의된 내력패널 종류 중 최적의 단면을 결정하기 위하여 비선형 유한요소 해석을 통해 내부 응력패턴을 분석하였다. 앞 절에서 5가지의 단면형상에 대하여 나열하였으나 실 제품으로 제작하기 어려운 내부기둥 주름 패널형과 주름 패널형을 제외한 3종류 패널(샌드위치 평면 패널형, 내부기둥 평면 패널형, 내부주름 외부 평면 패널형)에 대하여 해석을 실시하였다.

1. 해석방법

FRP 패널의 단면 형상을 검토 방법으로 비선형 유한요소해석 도구를 이용하였다. 하중은 그림 5.11과 같이 횡하중과 수직하중을 적용하였다.

먼저 횡하중은 그림 5.11(a)와 같이 3D 솔리드로 모델링된 상단부 강체더미에 적용하였고 골조 구조물 내부에 샌드위치 평면 패널형, 내부기둥 평면 패널형, 내부주름 외부 평면 패널형 총 3가지의 패널을 정치시켜 패널의 응력분포도를 알아보았다. 그리고 각 패널의 수직하중을 그림 5.11(b)와 같이 주어 변형률과 응력 및 변형 거동을 평가하였으며 FRP 재료의 변형률 0.004에 도달할 때 횡하중 및 수직하중을 검토 비교하였다.



(a) 횡하중 적용 (b) 수직하중 적용

그림 5.11 해석방법

2. 샌드위치 평면 패널형

외부 FRP 패널과 코어재로 구성된 샌드위치 평면 패널을 1세트로 총 2세트를 부착하여 그림 5.12와 같이 모델링한 후 비선형 유한요소해석을 통해 응력분포도를 평가하였다.

해석결과 패널의 좌측 상단과 우측하단에 응력이 크게 나타나고 있으며, 대각선방향으로 응력분포를 확인할 수 있었다. 샌드위치 평면 패널의 응력분포는 그림 5.13과 같다.

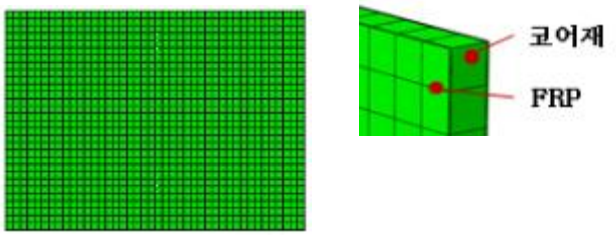


그림 5.12 샌드위치 평면 패널형 모델링

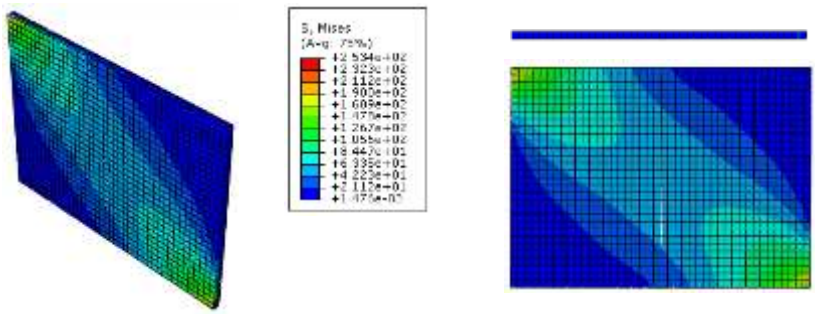


그림 5.13 횡하중을 받는 샌드위치 평면 패널형 응력분포

수직하중을 작용했을 때 샌드위치 평면패널의 해석결과 변형률 0.004에서 하중1,215kN을 나타냈다. 샌드위치 평면패널형 응력분포(수직하중)는 그림 5.14와 같다.

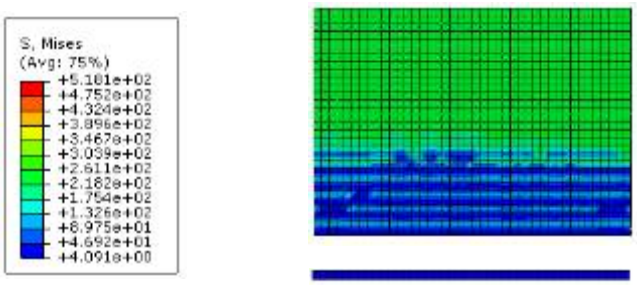


그림 5.14 수직하중을 받는 샌드위치 평면 패널형 응력분포

3. 내부기둥 평면 패널형

내부기둥 평면패널의 모델링은 그림 5.15와 같이 모델링 하였다. 해석결과 좌측상단에서 우측하단 대각선 방향으로 응력분포를 보였고, 샌드위치 패널과 비슷한 응력분포를 보였다. 내부기둥 평면패널형 응력분포는 그림 5.16과 같다.

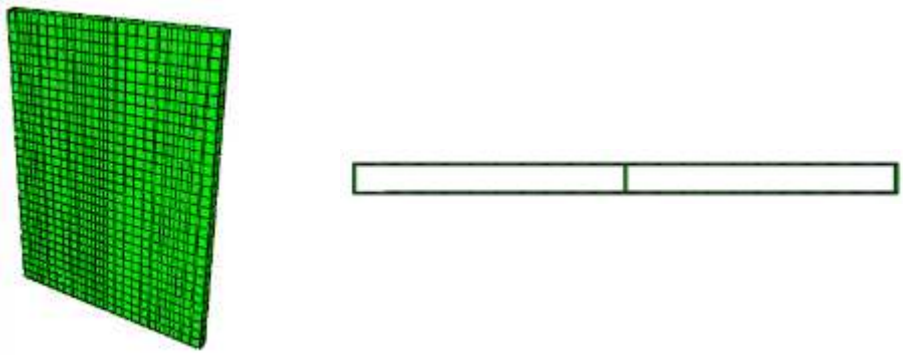


그림 5.15 내부기둥 평면 패널형 모델링

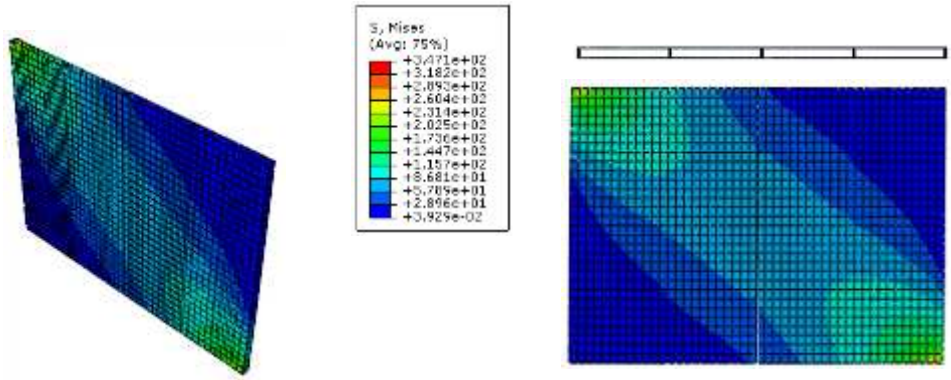


그림 5.16 횡하중을 받는 내부기둥 평면패널형 응력분포

수직하중을 작용하였을 때 내부기둥 평면 패널은 변형률 0.004에서 하중 876kN을 나타냈다. 내부기둥 평면패널 응력분포(수직하중)는 그림 5.17과 같다.

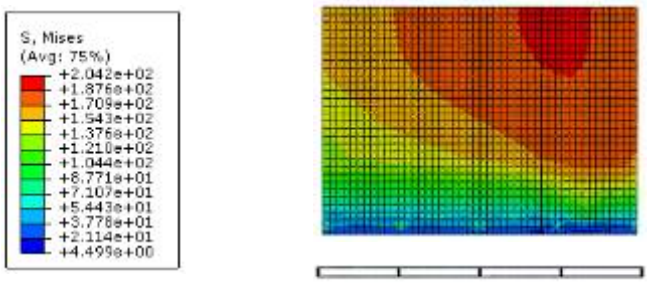


그림 5.17 수직하중을 받는 내부기둥 평면 패널형 응력분포

4. 내부주름 외부 평면 패널형

외부는 평면패널로 내부는 주름형 코어재 형상으로 하여 그림 5.18과 같이 모델링 하였다. 해석결과 좌측 끝단과 우측하단에서 응력변화가 나타났다. 내부주름 외부평면 패널형 응력분포(횡하중)는 그림 5.19와 같다.

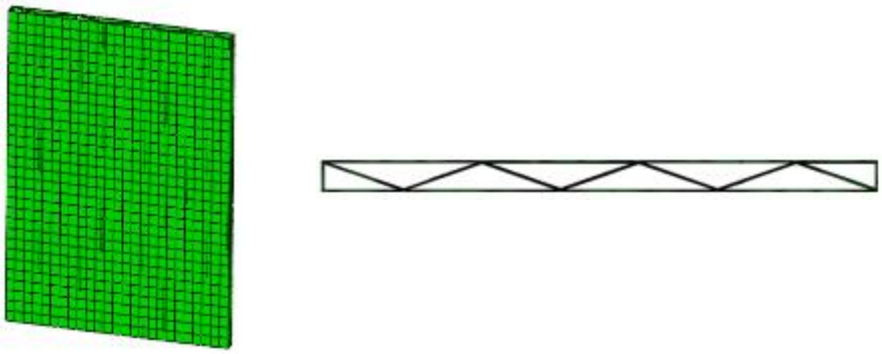


그림 5.18 내부주름 외부평면 패널형 모델링

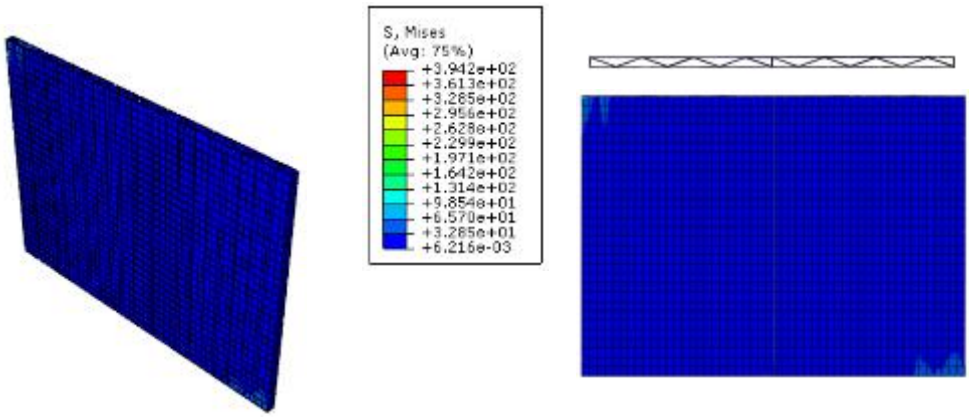


그림 5.19 횡하중을 받는 내부주름 외부평면 패널형 응력분포

수직하중을 작용하였을 때 내부주름 외부평면은 변형률 0.004에서 하중 1,222kN를 나타냈다. 내부주름 외부평면 응력분포(수직하중)는 그림 5.20과 같다.

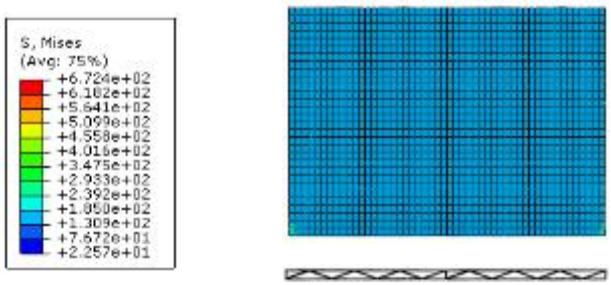


그림 5 20 수직하중을 받는 내부주름 외부 평면 패널형 응력분포

5. 고찰

샌드위치 평면 패널형, 내부기둥 평면 패널형, 내부주름 외부 평면 패널형의 패널을 모델링 하여 횡하중과 수직하중을 주어 패널의 응력분포도와 변형률, 응력을 확인하였다.

횡하중 해석결과샌드위치 평면 패널과 박스패널형은 좌측상단과 우측하단 대각선 방향으로 가로지르는 유사한 응력분포를 보였고 특히 좌측상단 우측하단 모서리 부분에 응력이 크게 나타났다. 내부 주름 외부평면 패널형의 응력분포는 패널자체의 강성이 크게 측정되었고 최대응력은 좌측상단 우측하단 모서리 부분에서 392MPa였다.

수직하중 해석결과 샌드위치 평면패널(Type-01)의 경우 변형률 0.004에서 하중 1,215kN을, 내부기둥 평면 패널(Type-02)은 변형률 0.004에서 하중 876kN, 내부주름 외부평면 패널(Type-03)은 변형률 0.004에서 하중 1,222kN을 나타내었다. 시험체별 하중-변형률 곡선과 해석결과를 그림 5.21과 표 5.1에 각각 나타내었다.

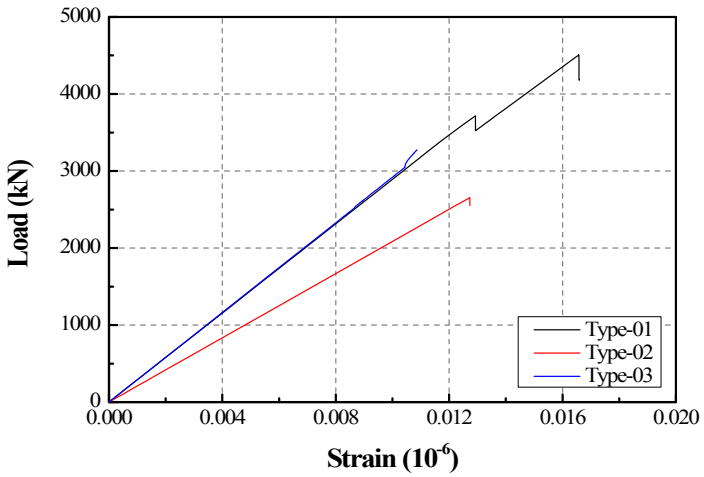


그림 5.21 시험체별 하중-변형률 곡선

표 5.1 시험체별 해석결과

	Strain (10^{-6})	Load (kN)	비고
샌드위치 평면패널(Type-01)	0.004	1,214.8	
내부기둥 평면 패널(Type-02)	0.004	876.0	
내부주름 외부 평면 패널(Type-03)	0.004	1,221.6	

ACI 기준에 따르며 전단을 받는 FRP재료의 최대 변형률을 0.004로 정하고 있다. 해석적 연구에서 설계패널의 최대 변형률은 이 기준을 만족하고 있으며, 설계최대 변형률로 0.004를 사용해도 무방하다. 따라서 세 가지 단면 중에서 가장 효과적인 단면은 내부주름 외부 평면 패널으로 판단된다. 그러나 이 패널을 실제로 제작할 때 제작이 용이하지 않고 강성이 가장 낮으므로 실제로 패널 제작에는 Type-02인 내부기둥 평면 패널을 사용하는 것이 유리할 것으로 판단된다.

제4절 보강패널 이탈방지용 가이드 시스템 개발

1. 가이드 시스템

FRP패널을 제작하여 구조물의 보강에 사용하기 위하여, 패널과 구조물의 연결 형식에 대한 검토가 필요하다. 압축을 받는 패널의 경우 패널과 구조물 사이의 접착거리에 의해 패널의 성능효과 발생의 시점이 결정된다. 따라서 보강효과를 효과적으로 발생시키기 위하여는 구조물과 패널의 연결이 중요한 변수로 작용할 수 있다.

구조물에 FRP 패널 설치시 긴급 시공을 고려하여 간편한 시공과, 운반의 용이성 그리고, 견고한 견착성을 고려하였다. 이를 바탕으로 구조물에 대한 패널의 설치 형식을 세 가지로 고려하였다. 각각의 방법 중 현장의 상황과 보강설계에 따라 거치방법은 선정될 수 있으며 혼합하여 사용가능하다

가. 가이드 앵글

그림 5.22는 보와 기둥에 “ㄱ”형상의 앵글을 부착하고 패널을 거치한 다음 같은 형상의 앵글을 사용하여 고정하는 가이드 앵글 방식이다. 이 방법은 앵글의 사용시 부재에 후설치 앵커나 접착제를 사용해야 한다. 후 설치 앵커 사용 시 구조물에 일부 손상이 발생할 수도 있으나 확실한 기계적 접합이 가능하다는 장점이 있다. 접착제 사용시 부재의 손상은 보호되나, 접착제의 성능에 따라 패널의 성능에 영향이 발생 할 수 있고, 접착제의 가사시간이 길 경우 긴급 시공에 어울리지 않을 수 있다.

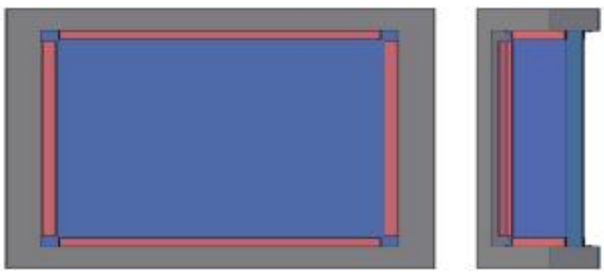


그림 5.22 가이드 앵글 거치법

나. 가이드 소켓

그림 5.23은 FRP 패널의 네 모서리에 FRP나 충분한 압축 강성을 확보한 재료를 사용한 삼각형 소켓을 장착하여, 부착된 소켓과 부재를 접합하여 고정하는 가이드 소켓 방식이다. 이 방법은 후설치 앵커를 사용할 경우, 가이드 앵글 방법보다 손상부위가 작다, 접착제 사용시 가이드 앵글 보다 성능이 우수하다.

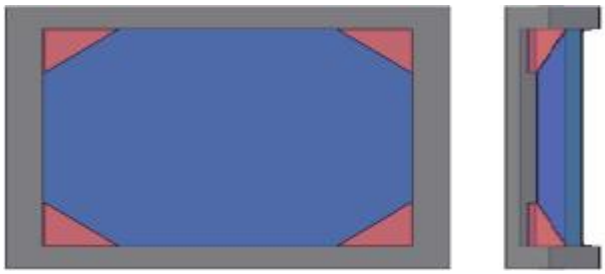


그림 5.23 가이드 소켓 거치법

다. 실링

그림 5.24는 FRP 패널과 부재의 접착면 모서리에 에폭시수지나, 실리콘 등의 소요 지지력 이상을 발휘하는 재료를 사용하여 실링하는 방법이다. 이 방법은 작업성이 우수한 장점이 있다. 하지만 사용재료의 가사시간에 따라 작업시간이 결정되는 단점이 발생할 수 있다. 접착제 시공 후 가사 시간에 따라 성능발현이 지연 될 수 있다.

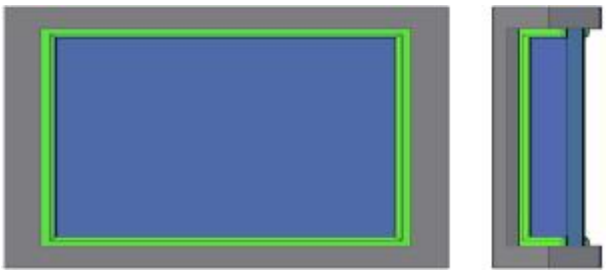


그림 5.24 실링법

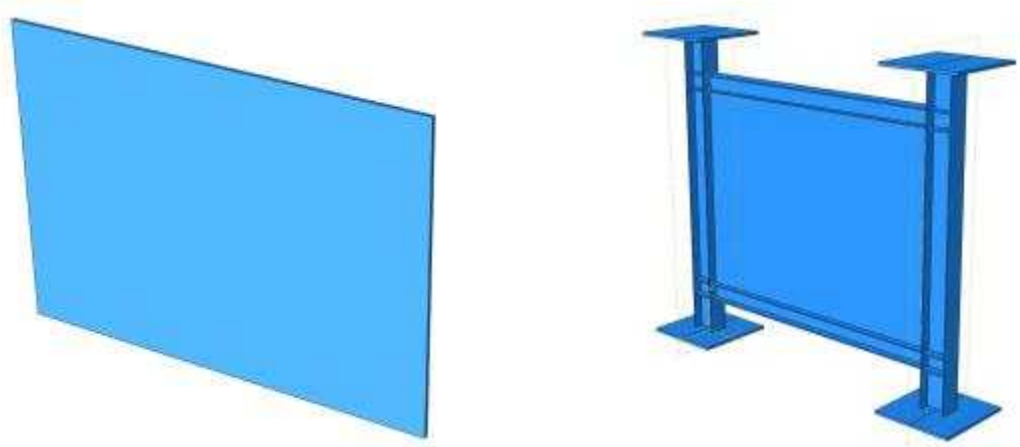
2. 가이드 시스템의 유한요소해석

앞서 기술한 바와 같이 FRP패널을 구조물의 보강에 사용하기 위하여, 패널과 구조물의 연결 형식에 대한 검토가 필요하다. 압축을 받는 패널의 경우 패널과 구조물 사이의 접착거리에 의해 패널의 성능효과 발생의 시점이 결정된다. 따라서 유한요소 해석을 통한 간접적인 검토를 통하여 가이드 시스템의 신뢰성을 확보하고 보강 설계 시에 활용 가능한 자료로써 이용 하고자 한다.

해석에 이용되는 구조물은 해석수행의 신뢰도 확보를 위해서 균질 재료로 해석결과의 신뢰도가 높은 강구조 시험체를 바탕으로 하여 가이드 시스템을 평가 하였다. 그리고 앞서 제시된 패널의 설치 형식 세 가지에 대한 적절한 경계조건을 설정 하였다.

가. 모델링

시험체의 모델링은 GFRP 내력 패널 설계와 동일한 모델을 사용하였다.



(a) Simple panel model　　(b) Infilled frame specimen

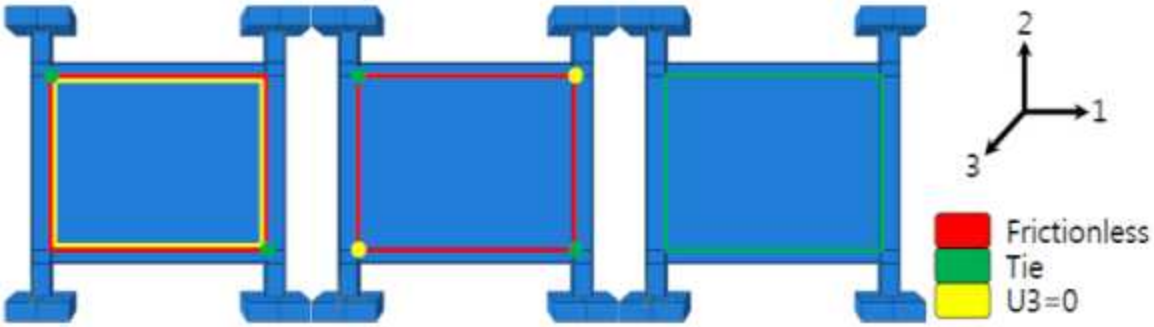
그림 5.25 가이드 형식 선정을 위한 패널 시험체 유한요소 모델링

나. 경계조건 설정

고안된 가이드 시스템을 유한요소 해석에서 구현하기 위하여 정밀한 모델을 바탕으로 해석을 수행 할 수 있지만, 모델이 복잡할수록 해석 소요시간과 해석의 수렴성이 떨어지게 된다. 따라서 본 연구에서는 패널과 프레임 모델의 경계면의 contact을 달리하여 앵글 거치법, 소켓 거치법, 실링법에 대한 해석을 수행하였다. 각각의 해석 결과를 통하여 본 연구에서 적용할 가이드 시스템을 선정하였다.

앵글(Angle) 거치법은 패널의 우측상단과 좌측하단의 모서리를 맞닿은 프레임 면과 tie 옵션으로 연결하고, 패널의 상하 좌우모서리의 Z축의 변위를 구속하여 가이드 앵글에 의한 횡방향 거동에 대한 구속효과를 고려하였다. 소켓(Socket) 거치법은 앵글 거치법과 동일하게 패널의 우측상단과 좌측하단의 모서리를 맞닿은 프레임 면과 tie옵션으로 연결하고, 패널의 우측하단과 좌측상단의 모서리의 Z축의 변위를 구속하여 소켓에 의한 모서

리의 횡방향 거동에 대한 구속효과를 고려하였다. 여기서 앵글 거치법과 소켓 거치법은 공통적으로 패널과 프레임이 맞닿은 면은 surface- to-surface으로 contact 모델을 적용하고 마찰을 무시한 frictionless옵션을 적용하였다. 마지막으로 실링법(Sealing)은 패널과 프레임이 맞닿은 면에 tie옵션을 적용하여 실링에 의한 부착효과를 고려하였다. 각 모델의 경계조건을 가시적으로 정리하여 그림 5.26에 나타내었다.



(a) Angle (b) Socket (c) Sealing (d) 범례

그림 5.26 각 모델별 경계조건 모식

3. 결과분석 및 선정

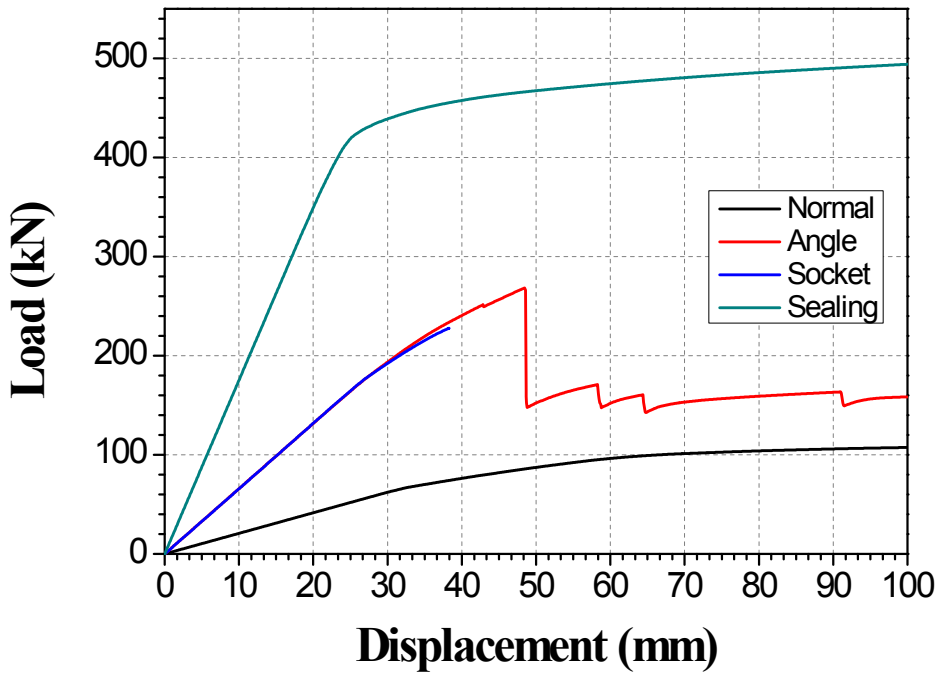


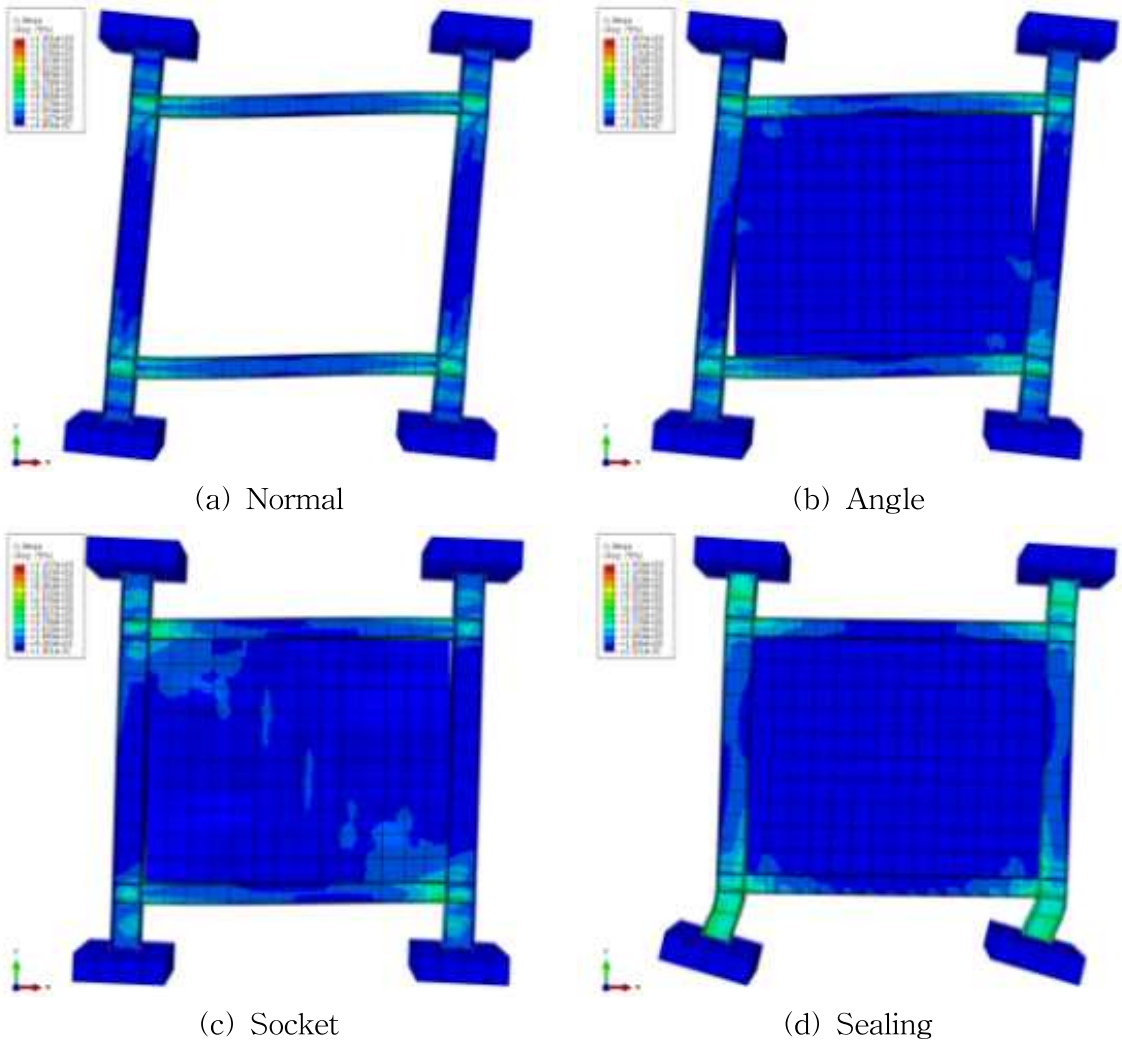
그림 5.27 각 가이드 모델의 하중-변위 관계곡선

그림 5.27에 각각의 가이드 형식을 고려한 경계조건을 가지는 모델의 해석결과에 대한 하중-변위 관계곡선을 나타내었다. 그림 5.28에서 비보강 시험체의 해석 결과를 포함한 4개의 해석결과를 정리하였다.

소켓 거치법의 경우 패널에 대한 경계조건이 패널의 좌굴을 구속하지 못하고 일정이상의 하중이 패널에 작용하게 되면 좌굴에 의한 변형이 급격하게 발달하게 되어 해가 수렴하지 못하여 해석이 중단되었다. 이는 패널의 네 모퉁이에 설치된 소켓에 의해서만 패널이 구속되었고 패널의 중간지점에서 압축 스트럿의 발달에 따른 좌굴을 구속하지 못하고 파괴가 일어날 것으로 사료된다. 따라서 소켓 거치법에 의한 패널의 설치는 패널의 파괴양상을 고려하기 어렵고 지간에 따라서 설치법에 대한 신뢰도가 크게 떨어질 것으로 우려되므로 본 연구에 적합하지 않는 것으로 판단된다. 이는 그림 5.29의 변형된 패널의 입면도의 좌굴이 고정된 모서리를 제외한 전 부분에서 발생한 것을 바탕으로 유추할 수 있다.

다음으로 실링법에 대한 모델이 약 500kN의 하중을 견디는 것은 Steel 프레임과 패널이 경계조건에 의해 일체화 거동을 하게 되고 이로 인해서 격자 내부의 강성이 보-기둥 접합부와 힌지 사이의 강성보다 크게 되어 보-기둥 접합부의 영역에서 변형이 발생하고 따라서 그림 5.27에서와 같은 높은 강도를 발현 한 것으로 사료된다. 여기서 고려되어야 할 요소는 프레임과 패널이 완전 접합 가능한 접착재료가 필수 불가결하다 하지만 이를 만족하는 에폭시는 취급이 용의하지 않고, 구조물에 따라 부착면 처리작업 등의 시공성이 좋지 못하다. 따라서 시공성을 고려하여 실링법은 본 연구에 적합하지 않다고 판단하였다. 또한 그림 5.28(d)를 보면 구조물의 변형과 응력이 접합부에서 집중되는 것을 알

수 있다. 따라서 실링법의 경우 패널을 이용한 부분 보강을 실시하게 되면 보강되지 않은 층의 과도한 변형과 응력집중을 발생시킬 우려가 있다.



(a) Normal (b) Angle

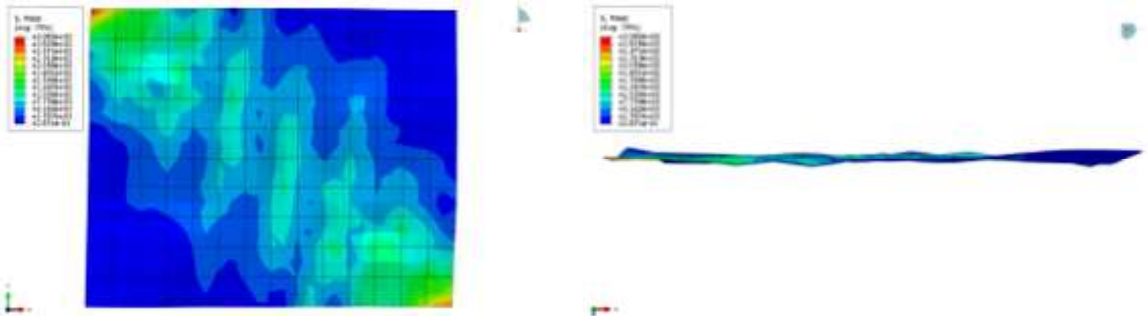
(c) Socket (d) Sealing

그림 5.28 각 모델의 해석 결과 응력분포

마지막으로 앵글 거치법은 그림 5.27에서 나타난 바와 같이 변위 48.5mm에서 최대하중 268kN로 나타났으며 최대하중 이후 하중이 급격히 하락하여 약 150kN 전후로 하중이 증가와 감소를 반복하는 경향을 보였다. 그림 5.31에서 나타나듯 최대하중 이후의 패널의 응력분표가 점차 모서리에서 확대되어 나가는 것을 알 수 있다. 이는 최대하중이후 패널의 모서리부분이 파괴되어 변위가 증가할수록 파괴영역이 확대되어 가는 것으로 판단된다. 앵글 거치법은 소켓 거치법과 달리 앵글에 의해 좌굴에 대한 적절한 구속이 가능하고 이에 따라서 패널의 보강효과와 파괴거동에 대하여 신뢰성 있는 예측이 가능하다.

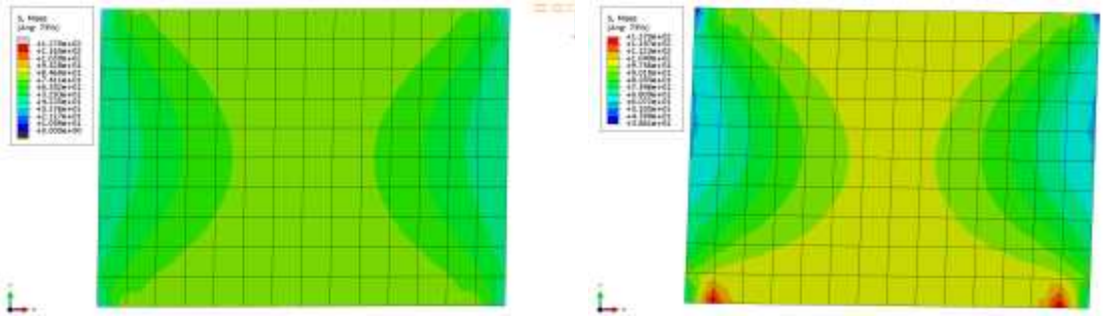
따라서 제안된 세 가지의 보강패널의 가이드 시스템 중 가이드 앵글 거치법이 가장 보강 설계에 적합하다 할 수 있겠다. 그러므로 본 연구에서는 앵글 거치법을 활용하여 패널의 보강을 실시하였다. 여기서 구조물에 대한 가이드 앵글의 설치방법은 접착제나 볼트에 의한 방법을 구상하였으며 이 두 방법에 대해서 실험을 수행 하도록 한다. 또한 RC 구조물에 대한 설치는 앵글 거치법에 경계조건을 만족하는 거치법을 구상하여 설치

하도록 하였다.



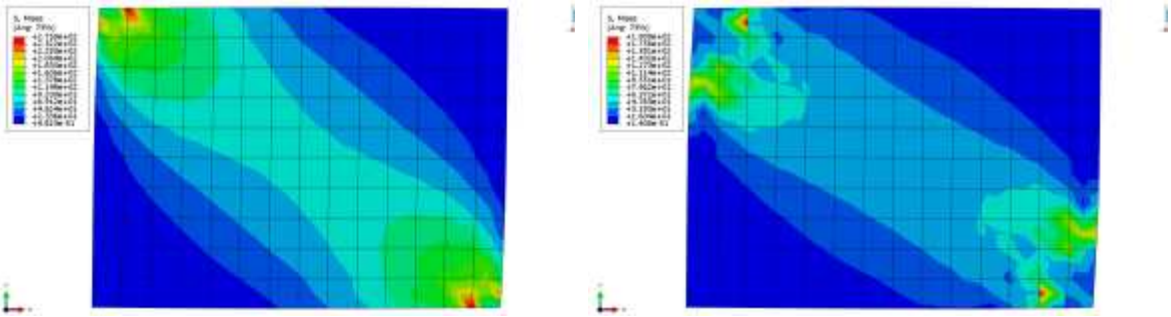
<전면> disp : 38.3mm Load : 227.6kN <윗면>

그림 5.29 소켓 거치법 패널응력 분포 및 좌굴 형상



< disp : 24.8mm Load : 416.86kN > < disp : 100mm Load : 494.1kN >

그림 5.30 실링법에 대한 패널의 응력분포



< disp : 48.5mm Load : 268.4kN > < disp : 48.8mm Load : 147.6kN >

그림 5.31 앵글 거치법에 대한 패널의 응력분포

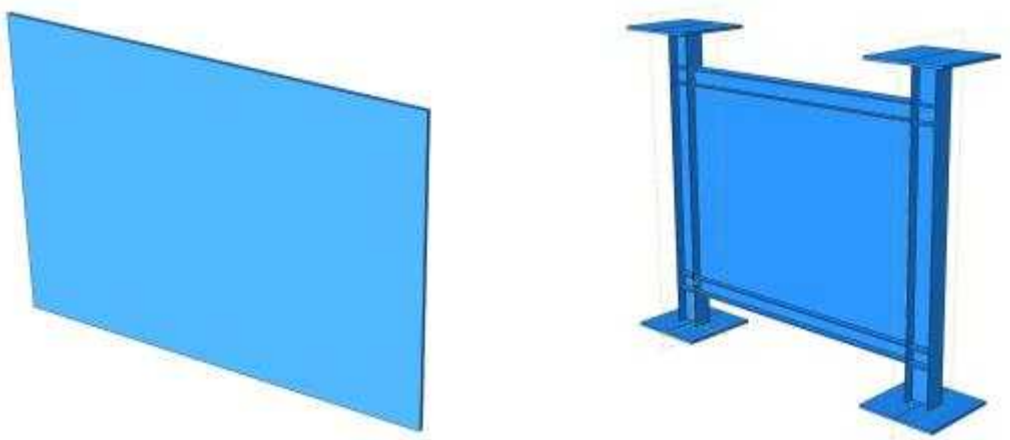
제5절 내력패널의 설계 및 제작

FRP 패널을 설계하기 위하여, 골조 구조물의 거동과 그에 따른 파괴 메커니즘, 스터럿 유효 면적 그리고 복부의 좌굴방지를 위한 단면 설계를 검토하였다. 먼저 내력패널이 사용될 구조물의 거동특성에 따른 패널의 예상 응력 흐름과 경계조건에 대한 기존의 연구를 조사하였다. 조사를 바탕으로 패널 설계 시 패널의 하중작용을 검토하였다. 하중작용에 따른 파괴 메커니즘을 결정하고, 이에 따른 스터럿 면적과 유효 폭을 산정하였다. 유효폭과 유효면적 그리고 파괴 메커니즘을 바탕으로 패널의 형상을 가정하였다. 가정된 단면을 유한요소 해석을 통하여 보강성능을 검토하였다.

1. GFRP 내력패널의 유효폭 산정

내력패널의 설계에서 GFRP 내력패널과 강골조의 유효 접촉 길이는 중요한 설계변수이다. 이런 유효 접촉 길이 값(α_H와α_L)은 상용 유한요소 구조해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 산정하였다.

그림 5.32는 GFRP를 이용하여 제작된 패널의 유한요소 모델이다. 이 모델의 재료 물성은 본 보고서 2장에서 선정된 GF91의 값을 적용하였고, 패널의 두께는 20mm로 가정하여 계산하였다. 해석은 단조하중을 재하하였고 프레임과 내력패널의 접촉면은 contact 모델을 사용하였다. 또한 두 재료간의 마찰은 무시하였다.



(a) Simple panel model (b) Infilled frame specimen

그림 5.32 유효폭 산정을 위한 패널 시험체 유한요소 모델링

해석을 통하여 그림 5.33의 하중-변위 관계곡선을 얻었다. 최대하중은 변위 22mm에서 380kN으로 계산되었다. 그림 5.34는 내력패널의 최대 하중 점에서의 응력분포를 나타낸 것이고, 이를 바탕으로 유효 접촉길이를 간접적으로 측정하였다.

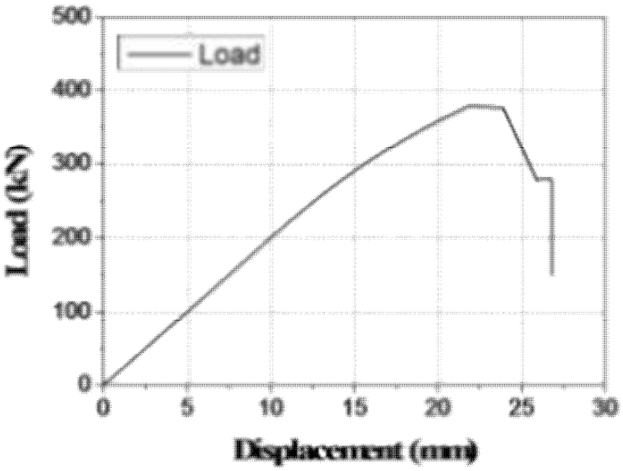


그림 5.33 유효 접촉길이 산정을 위한 해석모델의 변위-하중 관계곡선

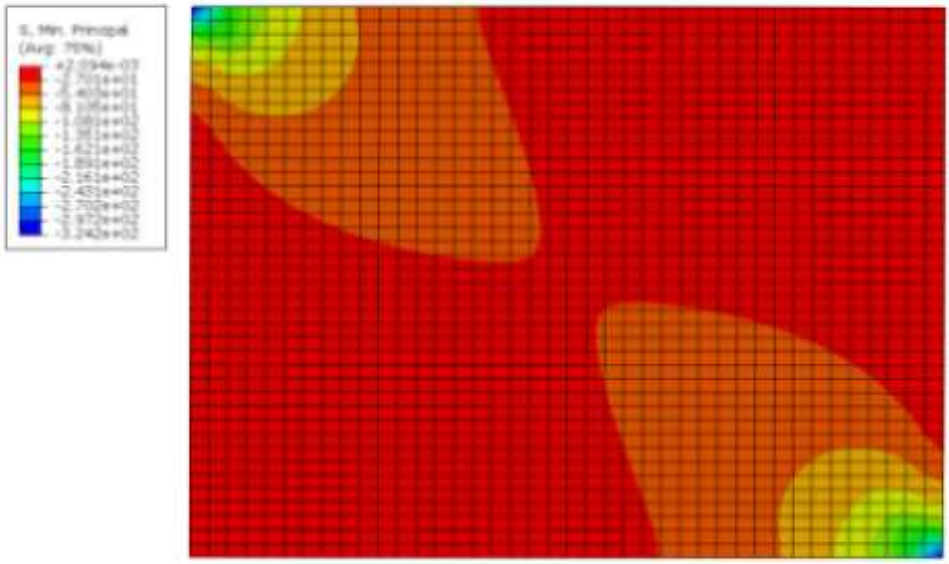


그림 5.34 패널의 응력분포

이렇게 유한요소 해석에 의해 얻어진 유효 접촉길이를 정리하여 표 5.2에 나타내었고, 그 값을 GFRP 내력패널의 설계에 공통적으로 적용하였다.

표 5.2 설계변수 유효 접촉길이

	폭 (mm)	Ratio (%)	비고
α_H	225.0	15	
α_L	616.8	30	

2. GFRP 내력패널의 설계과정

그림 5.35에서 골조구조물에 대한 내력패널에서 발생하는 압축 스트럿(strut)를 나타내었다. GFRP 내력패널에서 압축 스터럿의 유효폭은 다음과 같고,

$$w_{eff} = \frac{1}{2}\sqrt{(\alpha_H H_p)^2 + (\alpha_L L_p)^2}$$

압축 스터럿의 유효길이는 다음과 같이 계산되어진다.

$$l_{eff} = \sqrt{(1-\alpha_H)^2 H_p^2 + (1-\alpha_L)^2 L_p^2}$$

$$\theta = \tan^{-1}(H_p / L_p)$$

여기서, H_p와 L_p는 GFRP 내력패널의 높이와 폭이다.

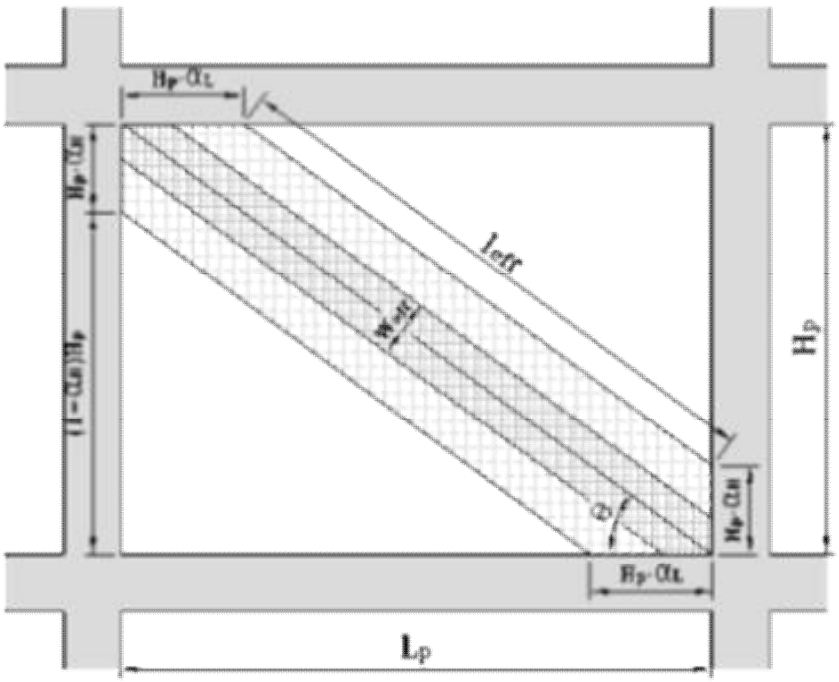
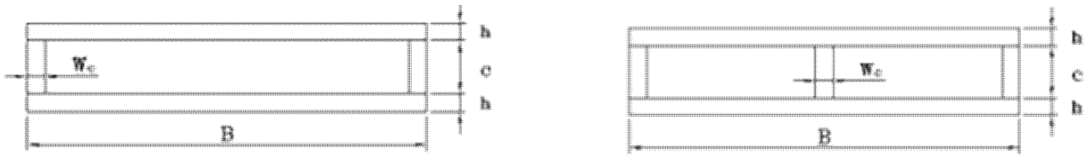


그림 5.35 GFRP 내력 패널의 압축 스터럿

GFRP 내력패널의 단면형상은 대칭단면으로 단면 2차모멘트 증가의 용이성 등과 같은 이점을 가지는 상자형으로 제안하였다. 단면 설계에서 중요한 하중요소는 면내하중과 좌굴하중이 된다. 면내하중에 의해서 두께를 결정하고 단면 2차모멘트 및 보강재의 간격을 결정하여 좌굴하중에 대하여 검토하였다.

본 연구에서는 GFRP 내력패널에 대하여 2가지 단면형상(single과 double)을 제안하였다(그림 5.36).



(a) single box (b) double box

그림 5.36 GFRP 내력패널의 단면형상

단면이 대칭인 경우 단면의 등가 휨강성 $(EI)_{eq}$는 다음과 같다.

$$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2}+\frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c\frac{E_c w_c c^3}{12}$$

여기서, E_f와 E_c는 단면 재료의 탄성계수, w_c는 각 내부기둥의 폭, n_c는 유효 내부기둥의 개수이다.

GFRP 내력패널 설계의 기본가정은 다음과 같다. 하중은 GFRP 내력 패널의 GFRP판만을 통해서 전달되며, 내부 격벽 및 마감면에 의해서 좌굴에 저항한다. GFRP 재료의 유효 최대변형률(ε_f) ACI-318에 의해 0.004로 정의되어 있지만 안전율 고려하여, 본 연구에서는 최대응력을 0.002로 정의하였다. 단면은 변형에 대하여 일정하게 유지되며, GFRP 재료는 균질 등방성으로 가정하였다.

본 보고서의 5장1절의 이론적 배경과 2절과 3절에서의 해석적 자료를 바탕으로 앞서 서술된 본 절의 이론과 계산과정을 정립하였다. 이를 설계절차로 정리하여 표 5.3과 그림 5.37을 통해 나타내었다. 표 5.3은 설계절차의 세부단계별 과정을 보여 주며, 그림 5.37은 상세 설계 계산과정의 순서도이다.

표 5.3 GFRP설계 단계별 과정

Step	Description	Formula	Remark
1	Determine material	$E_f,\ \varepsilon_f,\ H_p,\ L_p$	
2	Calculate angle	$\theta = \tan^{-1}(H_p / L_p)$	
3	Determine target force	P_H	
4	Calculate shear strength	$V_{Beam} = \tau_{oct} \cdot t_{web} \cdot h_{web}$	
5	Check shear strength	$V_{Beam} \geq P_H \cdot \tan\theta$	if NG, go to Step3
6	Determined contact ratio by numerical method	$\alpha_H,\ \alpha_L$	
7	Calculate effective plate width	$w_{eff} = \frac{1}{2}\sqrt{(\alpha_H H_p)^2 + (\alpha_L L_p)^2}$	
8	Calculate effective plate length	$l_{eff} = \sqrt{(1-\alpha_H)^2 H_p^2 + (1-\alpha_L)^2 L_p^2}$	
9	Assume FRP thickness	t	
10	Calculate area	$A_s = w_{eff} \cdot t$	
11	Calculate axial force	$N_f = E_f A_s \varepsilon_f$	
12	Check target force	$N_f \geq P_H / \cos\theta$	if NG, go to Step9
13	Divide thickness of plate	$h = 0.5t$	
14	Assume core thickness	c	
15	Calculate equivalent stiffness	$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2} + \frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c \frac{E_c w_c c^3}{12}$	
16	Calculate plate buckling load	$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eq}}{(l_{eff})^2}$	
17	Check target force	$P_E \geq P_H / \cos\theta$	if NG, go to Step14

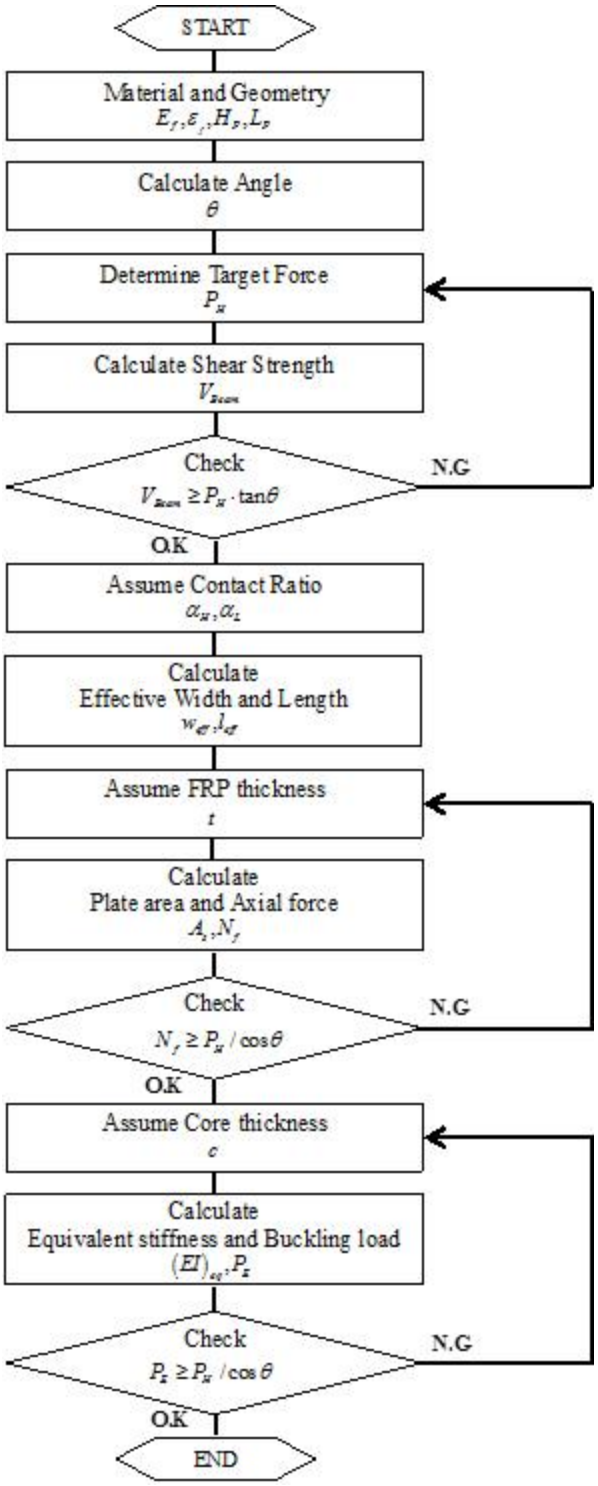


그림 5.37 FRP패널설계 순서도

3. GFRP 내력패널의 설계

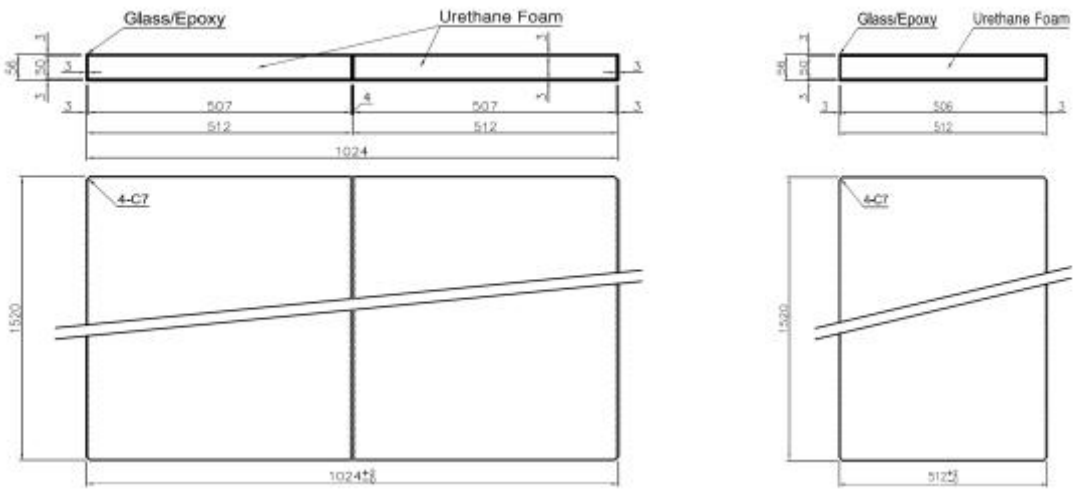
GFRP 내력패널의 단면 설계는 강 골조 구조물에 대해여 100kN의 강도증가를 목표로 하였다. GFRP 내력패널 단면의 치수는 설계 목표치를 달성하기 위하여 표 5.3과 그림 5.37의 과정에 따라 설계하였고, GFRP 내력패널의 설계에 사용된 GFRP복합재의 재료물성을 표 5.4에 정리하였다. 접촉길이는 유한요소법을 통하여 산정하였다(α_H=0.15, α_L=0.30). 압축 스트럿의 유효폭과 유효길이는 접촉길이 변수에 의해 계산되었다. 그 값은 유효폭이 328mm이고, 유효길이가 1,923mm이다.

표 5.4 GFRP복합재의 물성치

재료	최대강도 (MPa)	최대변형률 (x10^6)	탄성계수 (GPa)	두께 (mm)	폭 (mm)
GF91	446	15,235	31.5	1.91	10.13

GFRP판 및 단면 코어의 목표하중을 충족하는 최적두께를 반복계산법을 통해 결정 하였다. 전체 GFRP의 두께는 설계과정에 따라 6mm로 계산되었다. 따라서 단면형상은 GFRP판의 두께 h=3mm, 두 판사이의 폭 c=50mm로 산정되었다. 이렇게 설계된 두 GFRP 내력패널은 그림 5.38과 같다.

GFRP 내력패널은 기존 벽체의 강도보강 또는 기존벽체를 대신하는 형태로 긴급시공 및 긴급보수를 목적으로 개발되었다. 그래서 GFRP 내력패널은 운반과 시공의 용이성을 목표로 분할 형태로 만들어 졌으며, 시공 시 개별의 GFRP 내력패널을 epoxy본드를 이용하여 접합 제작하는 방법으로 시공 하였다.

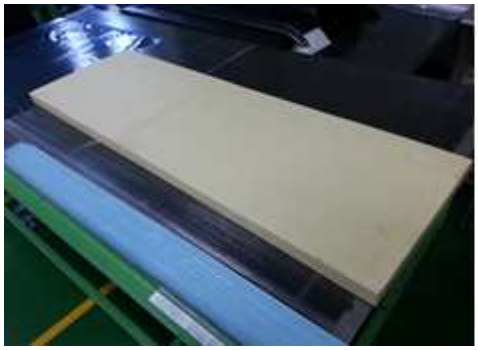


<Double box> Type-I　　<Single box> Type-II

그림 5.38 패널 단면형상

4. 제품제조과정

본 보고서 5장5절3에서 설계된 GFRP 내력패널의 제작과정은 그림 5.39와 같다.

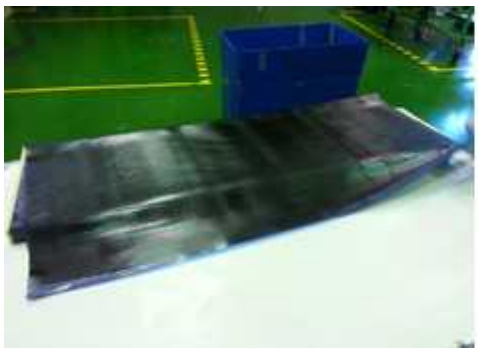


< 우레탄폼 >



< Glass Fabric Prepreg >

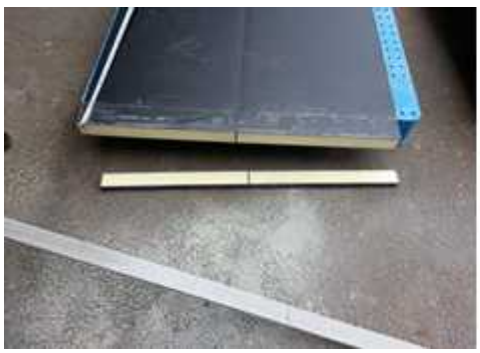
① 소재준비



② Prepreg 적층



③ 금형성형



④ 탈형 및 가공



⑤ 완성

그림 5.39 패널 제작과정

제6장 RC골조용 내력패널 성능평가

제1절 실험설계

1. RC 프레임 시험체 계획

내진 보강공법의 내진성능 효과를 검증 할 목적으로 비내진 상세를 갖는 국내 기존 철근 콘크리트 학교 건물 골조를 채택하였다. 선정된 구조단면에서 대표적인 골조 프레임을 뽑아 시험체를 제작하고, 제작된 시험체를 바탕으로 GFRP 내력패널에 의한 내진 보강 성능을 평가하였다.

그림 3.1에서 선정된 프레임 구조물에 대하여 그림 3.2의 일람표를 참고하여 시험체를 설계하였다. 시험체는 설계도면의 50%로 축소하였고, 대상구조물과 축소된 구조물의 부재 단면을 표 6.1에 나타내었다. 정사각 단면의 기둥부재는 실험 조건을 고려하여 원 단면과 비슷한 철근비를 가지는 200x300의 직사각형 단면으로 축소하고, 단면의 조건에 따라서 스터럽의 간격과 직경을 D6@200으로 정하였다. 보부재 또한 축소 비율에 따라서 150x300으로 단면을 축소하고 스터럽의 간격과 직경을 D10@150으로 설계하였다. 이를 정리하여 표 6.1에 나타내었고, 이렇게 설계된 RC 골조 시험체는 그림 6.1의 도면과 같다.

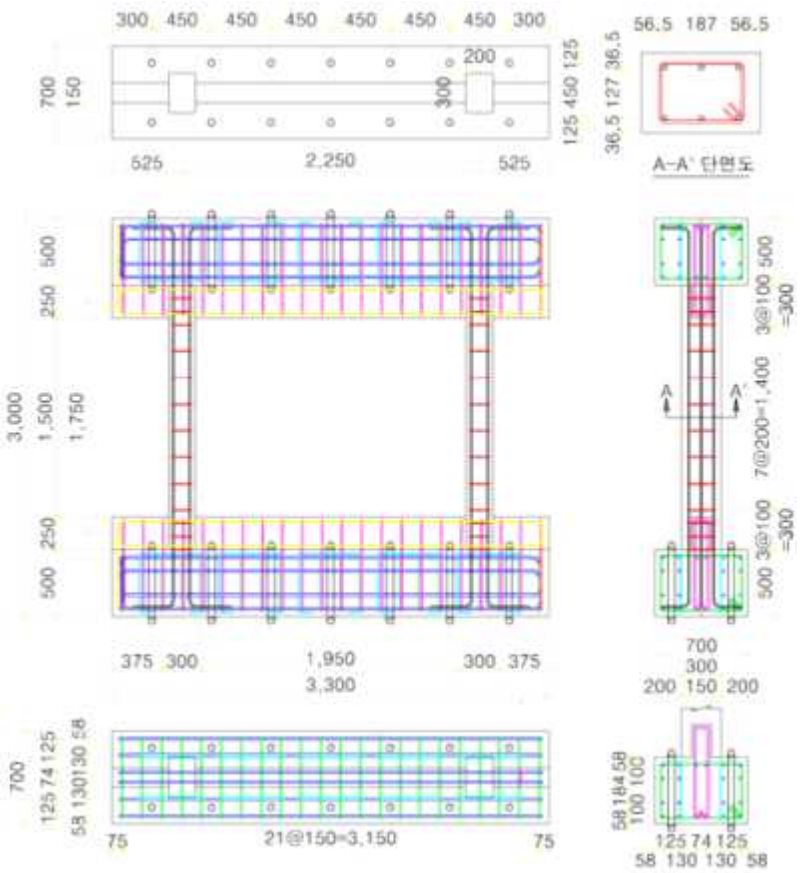
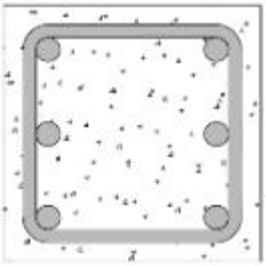
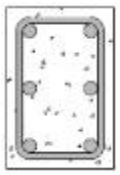
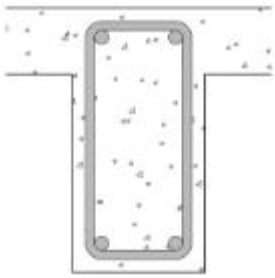
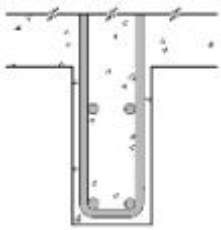


그림 6.1 RC 프레임 시험체 도면

표 6.1 대상구조물과 RC 프레임 시험체 설계단면 비교

부재명		FULL SCALE	SCALE DOWN
기둥부재	부재단면		
	부재크기	400 X 400	200 X 300
	주철근	6-D19	6-D13
	스터럽	D10@300	D6@200
	철근비(ρ)	0.011	0.013
보부재	부재단면		
	부재크기	300 X 500	150 X 300
	주철근	2-D16	2-D10
	스터럽	D10@300	D10@150
	철근비(ρ)	0.003	0.004

2. 실험변수 설정

철근 콘크리트 구조물에 대한 GFRP 내력패널의 보강 성능평가를 위하여 비보강 시험체인 ORC 시험체를 바탕으로 비보강 상태의 구조물의 성능을 평가 하였다. PRC 시험체는 내력패널만으로 보강하여 패널에 의한 보강성능을 평가 하였다. 마지막으로 PFRC 시험체는 기둥보강재와 내력패널로 보강하여 내력패널로 인하여 기둥에 크게 작용하게 되는 전단력을 기둥보강재로 보강한 경우 시험체의 거동과 성능을 평가하였다.

시험체의 보강에 적용된 내력패널의 설계 목표값을 바탕으로 세 시험체를 비교하여 내력패널 설계법의 신뢰도를 평가하였다.

위의 내용을 정리하여 표 6.2에 시험체별 실험변수를 나타내었다.

표 6.2 각 시험체의 실험변수

시험체	보강방법		비고
	GFRP 내력패널	GFRP 기둥보강재	
ORC	×	×	비보강 시험체
PRC	○	×	GFRP 내력패널로 보강된 시험체
PFRC	○	○	GFRP 내력패널 및 GFRP기둥보강재로 보강된 시험체

3. RC 프레임 시험체 제작

시험체 제작에 사용한 철근은 기둥에서 주근 D13, 전단철근 D6을 사용하였고, 보 해당 부분에서 주근 D10, 전단철근 D13을 사용하여 시험체를 제작하였다. 철근 배근 간격 및 시험체 도면 상세도는 그림 6.1, 시험체 제작과정은 그림 6.2와 같다.



그림 6.2 시험체 제작 전경

스트레인 게이지는 기둥 시험체에 횡력이 작용했을 때 미소 변형 및 휨 내력 분포를 측정하고 기둥의 정확한 거동을 평가하기 위하여 부착하였다. 시험체당 주근 게이지는 28개, 스터럽은 12개를 설치하였다. 스트레인 게이지는 철근의 표면에 부착하기 위하여 글라인더로 철근을 표면처리 하고, 알콜로 이물질을 제거 접착제 이용하여 부착 후 방수 테이프로 마감하였다. 콘크리트 타설 중 게이지 손상을 방지하기 위하여 결속선을 이용하였다.



(a) 형틀 제작



(b) 철근조립



(c) Gauge 부착



(d) 타설준비 완료



(e) 콘크리트 타설



(f) 살수작업



(g) 형틀 제거



(e) 시험체 설치 완료

그림 6.3 시험체 제작과정

4. 재료시험

가. 콘크리트 압축강도 시험

시험체 제작에 배합강도 24MPa의 레디믹스 콘크리트를 사용하였으며 KS F 2402의 규정에 따라 공시체를 제작하였다. 콘크리트 압축강도 시험은 KS F 2404의 규정에 따라 실시하였다. 압축강도는 재령일수 28일에 각각 3개씩 실험을 하여 평균값을 사용하였다. 결과는 표 6.3과 같다. 따라서 본 시험에 사용된 콘크리트의 압축강도는 24.9MPa이다.

표 6.3 24Mpa 콘크리트 압축강도 테스트 결과

재령일수	최대하중 (kgf)		압축강도 (N/mm^2)	
28일	1	22,160	1	24.6
	2	22,430	2	25.2
	3	21,710	3	24.9
	평균	22,100	평균	24.9

나. 철근 인장시험

시험체에 배근된 철근은 HD 6, 10, 13, 16으로써 KS B0801(금속재료인장시험편규정) 금속재료 규정에 따라 제작하여, KS B 0802의 금속재료 인장시험방법에 따라 철근 인장시험을 수행하였다. 시험결과 D6 520.3MPa, D10 509.0MPa, D13 416.8MPa, D16 624.7MPa로 나타났다.

5. 장치 설계 및 측정방법

가. 실험 장치의 구성

시험체의 가력은 경상대 토목공학과 구조실험실에 설치된 엑츄에이터와 구조실험용 가력프레임을 이용하여 실시하였다. 실험장치의 설치 및 가력 계획은 그림 6.4와 같다.

시험체를 반력바닥과 하중 가력장치에 볼트와 너트를 이용하여 고정하였다. 실제 구조물의 축력을 고려하기 위해 반력바닥과 하중 가력장치를 연결하는 4개의 서보 인장잭을 이용하여 시험체에 축력($0.1A_g f_{ck}$)을 가력하였다. 시험체의 비틀림이나 횡변위를 구속하기 위하여 가이드 프레임을 설치하고 가이드 힌지를 배치하였다. 수평력은 하중 가력 장치와 연결된 엑츄에이터로 가력하였고, 실제 실험 시 전경은 그림 6.5와 같다.

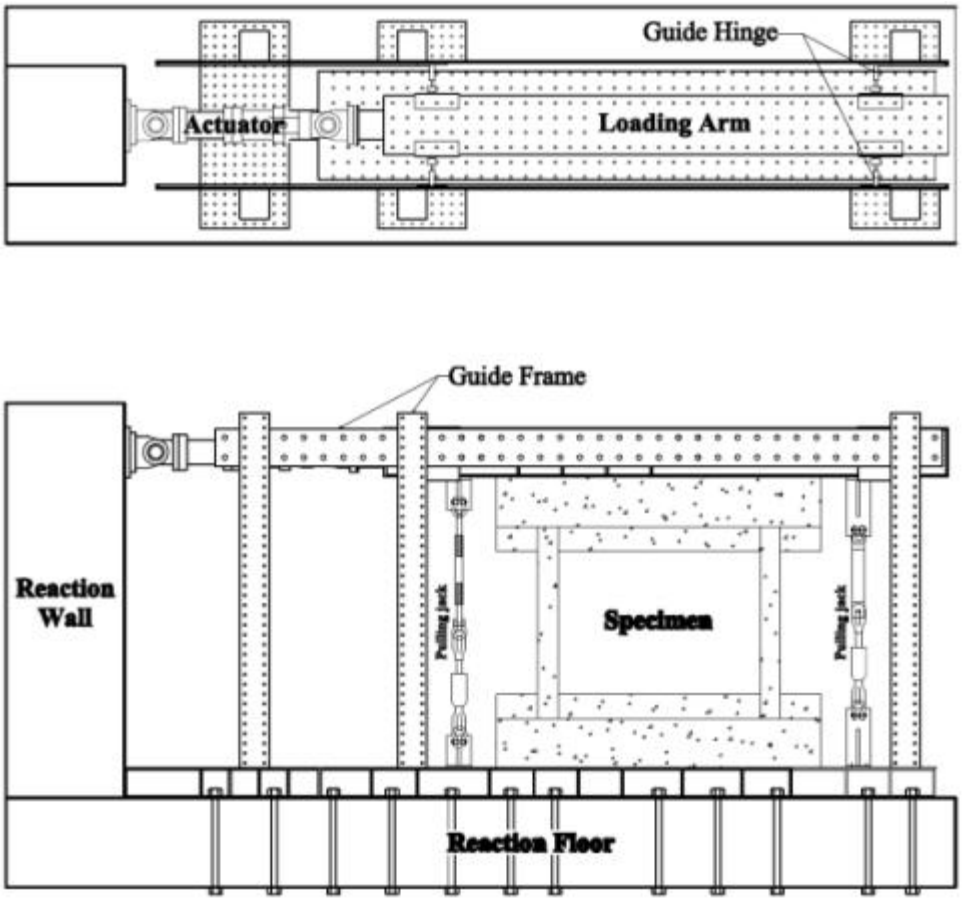


그림 6.4 실험장치의 구성



그림 6.5 실험 전경

나. 시험체 변위 및 변형률 측정

그림 6.6에 나타낸 것과 같이 기둥의 변위측정은 우측 기둥의 다섯 군데 375mm 간격으로 설치한 LVDT를 이용하여 측정하였다. 보강 시험체의 보강재로 사용된 GFRP보강패널의 응력분포를 파악하기 위하여 패널의 하단부 양측단에 50mm간격을 두고 150mm 등간격으로 14개의 FX게이지를 부착하고, 우측단부 양측단에 67.5mm간격을 두고 105mm 등간격으로 14개의 FY게이지를 부착하였다.

기둥 내부의 철근의 변형도를 측정하기 위하여 스트레인 게이지를 시험체의 우측 기둥에 주철근 게이지는 28개, 스터럽은 12개를 그림 6.7의 단면에서의 위치에 따른 표기에 따라 그림 6.8과 같이 스트레인 게이지를 부착하였다.

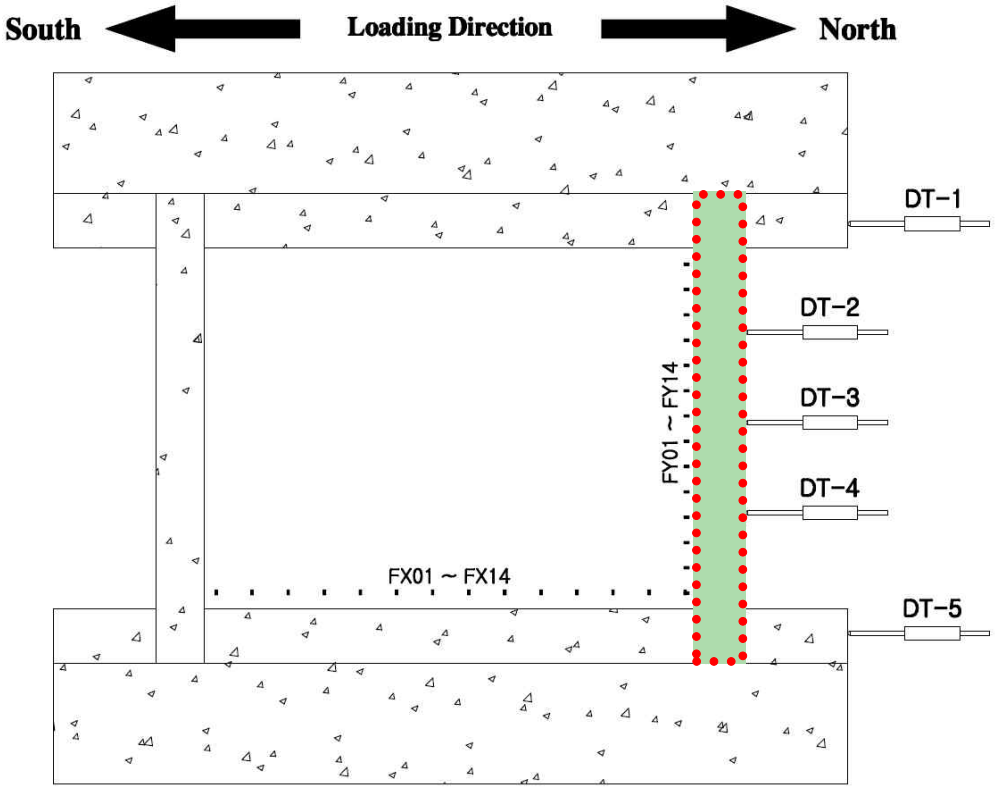


그림 6.6 패널 Gauge 부착위치 및 L.V.D.T 위치

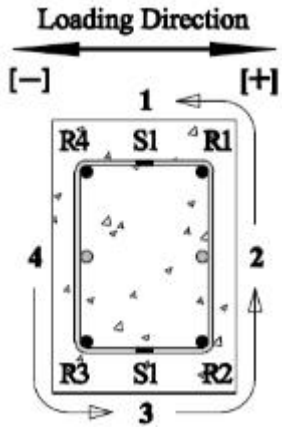


그림 6.7 위치에 따른
Gauge 표기

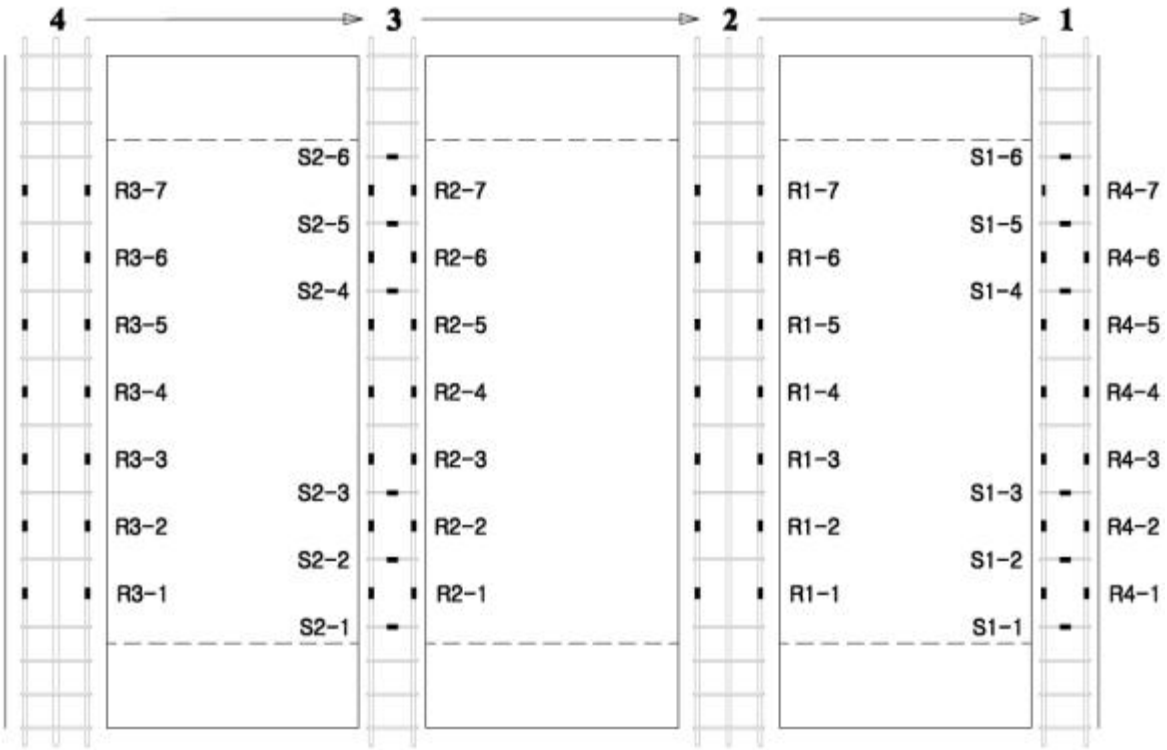


그림 6.8 기둥 내부 Gauge 부착위치 및 표기

6. 하중가력계획

모든 테스트의 표준 로딩패턴은 결정하기 위해 각 반복하중의 최대변위를 제어하는 그림 6.9와 같은 프로토콜을 선정하였다. 여기서 최초항복변위(Δ_y)는 수평하중에 의한 세로방향의 주철근의 변형률이 0.002에 처음 도달할 때 변위이다. 최대변위(Δ_{max})는 최대하중이후 내력이 80%로 저하되었을 경우의 변위로 정의하였다.

시편의 항복변위를 찾기 위해 횡변위 5, -5, 10, -10, ... ±5mm씩 증가시켰다. 항복변위가 결정된 뒤 cycle 변위는 최대변위에 대한 항복변위인 변위 연성비 μ의 배수로 증가시켰으며, 각 연성비에 대하여 2cycle씩 진행하였다.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

여기서, Δ_{max}: 극한변위

Δ_y : 항복변위

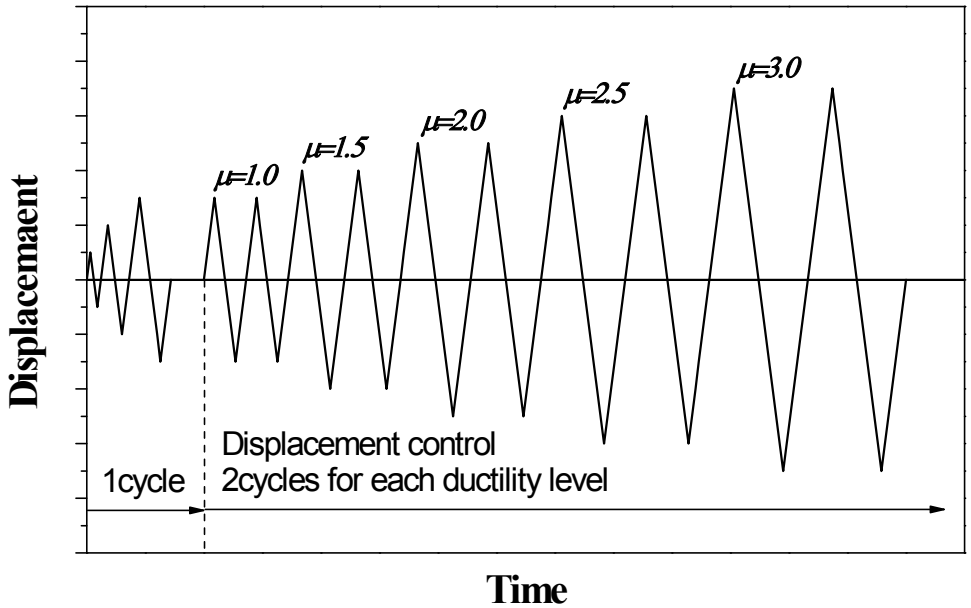


그림 6.9 하중 가력계획도

7. FRP 내력패널 설계 제작

철근 콘크리트 프레임 구조물에 대하여 적용한 GFRP 내력패널은 본 보고서 5장5절3에서 계산되어 설계된 2형태의 패널중 Type-I Double box를 선택하였다.

가. FRP 내력패널의 설계도면

본 연구에서 설계되어 사용된 FRP 보강패널의 단면 및 치수 정보는 그림 6.10과 같고, 이를 바탕으로 제작된 2장의 Double box type 패널을 에폭시로 접합하여 사용 하였다.

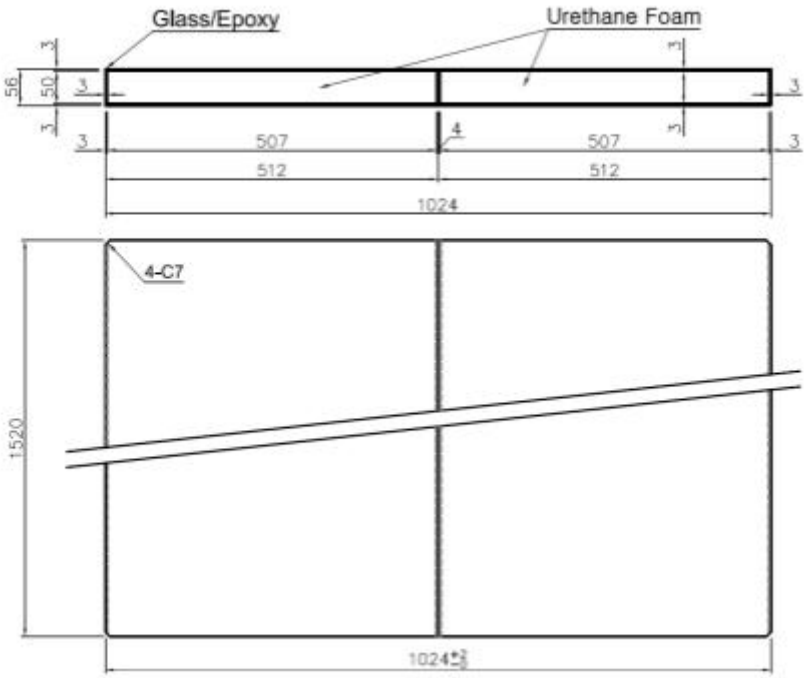


그림 6.10 패널 설계 도면 (Double box)

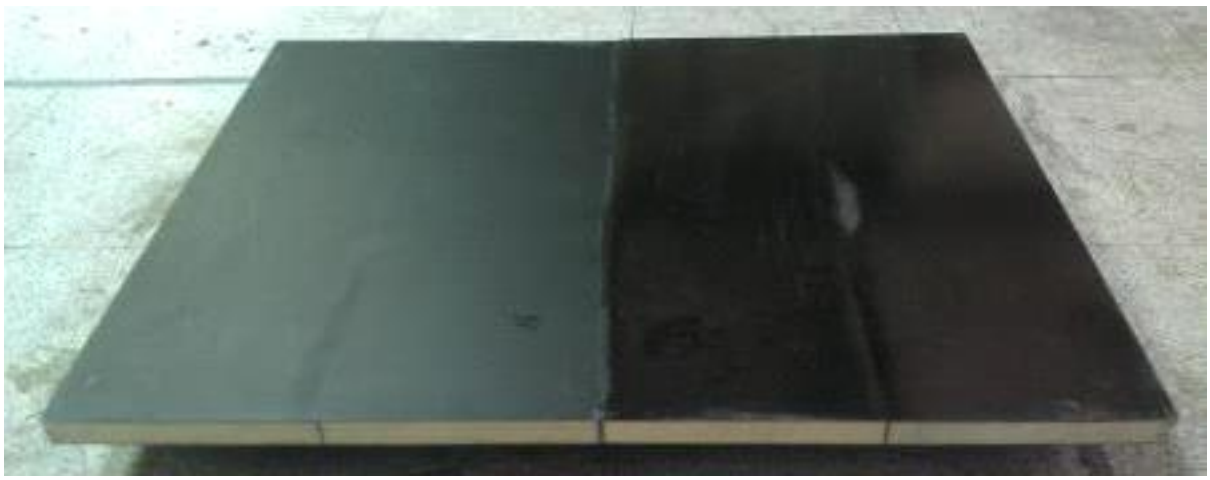


그림 6.11 패널 제작 형상 (Double box))

나. FRP 내력패널의 재료물성

본 내력패널의 제작에 사용된 FRP의 물성은 재료 선정과정에서 인장시험 시험결과들을 바탕으로 조사되었다. 하지만, 실제 시험에 적용된 FRP의 물성을 검증, 파악하기 위하여 실험에 사용된 FRP패널과 동일한 두께인 3mm 시편을 그림 6.12와 같이 제작하여 인장시험을 실시하였다. 변형률의 측정을 위해서 Strain Gauge를 그림 6.13과 같이 인장시편의 중앙에 부착하였다.

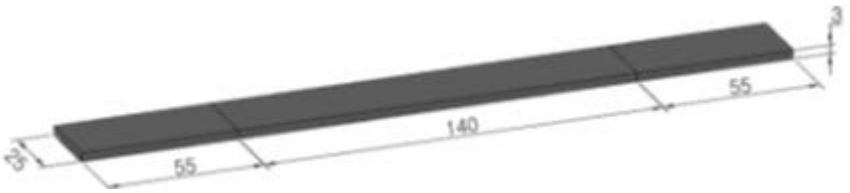


그림 6.12 FRP 인장시편 크기



그림 6.13 시험 전 인장시편 준비

표 6.4 인장시편 단면 치수측정

Specimens	Thickness (mm)	Width (mm)
1	25.083	3.187
2	25.070	3.193
3	25.073	2.983
4	25.093	3.200
5	25.090	3.190
평균	25.082	3.151

인장시험은 인장시험기를 사용하여 분당 2mm의 변위제어 방식으로 그림 6.14와 같이 실시하였다. FRP의 응력-변형률 관계를 그림 6.15에 나타내었고, 마지막으로 실험결과를 정리하여 표 6.5에 나타내었다.



그림 6.14 인장시험

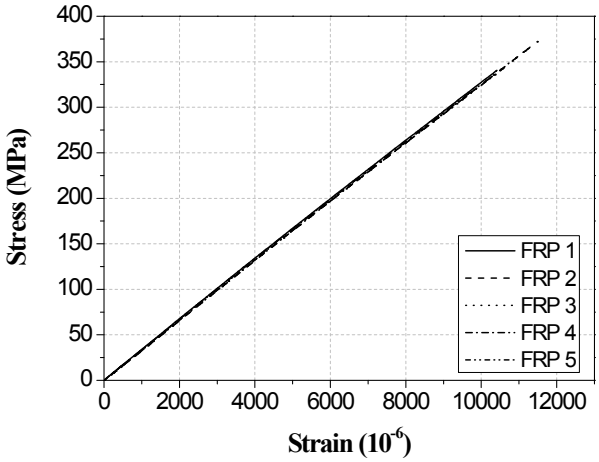


그림 6.15 인장시험 응력-변형률 곡선

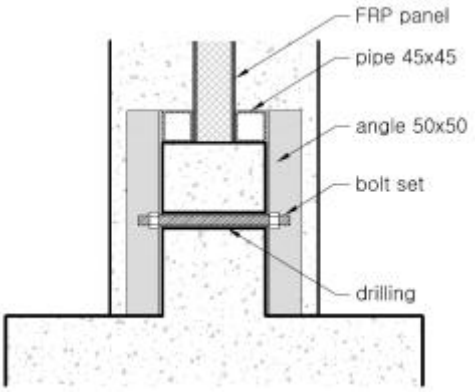
표 6.5 실험결과 정리

	Stress at Max. Load (MPa)	Strain at Max. Load (με)	Modulus of elasticity (MPa)
FRP 01	340	10,414	33,661.0
FRP 02	373	11,503	33,108.1
FRP 03	366	11,290	33,386.3
FRP 04	320	9,812	33,628.9
FRP 05	344	10,640	33,285.3
평균	343	10,731	33,413.9

실험결과 FRP시편의 최대강도의 평균은 343MPa로, 탄성계수의 평균은 33,413.9MPa로 계산되었다.

8. FRP 내력패널 설치

FRP 내력패널의 설치는 시험체에서 가장 주요한 부재인 기둥의 손상을 최소화하기 위하여, 보에 그림 6.16의 <설치계획>과 같은 형태로 ①~④의 순서로 <설치계획>과 같이 시공하여 실험하였다.



<설치계획>



① 시공전



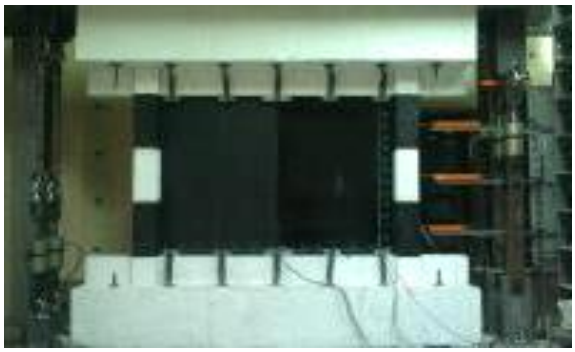
② 드릴링



③ 패널고정



<PRC 시험체>



<PFRC 시험체>

④ 완성

그림 6.16 보강 패널 설치

9. FRP 기둥보강재

기존에 사용되는 대표적인 FRP 보강법을 사용하여 RC 기둥을 보강하였다. FRP보강재의 재료는 FRP 내력패널의 제작에 사용된 제료와 동일한 재료를 사용 하였다. FRP기둥보강재의 두께는 4mm로 하였다. FRP보강재와 기둥을 부착하기 위하여 에폭시 계열의 접착제를 기둥과 복합재료에 도포하였다.

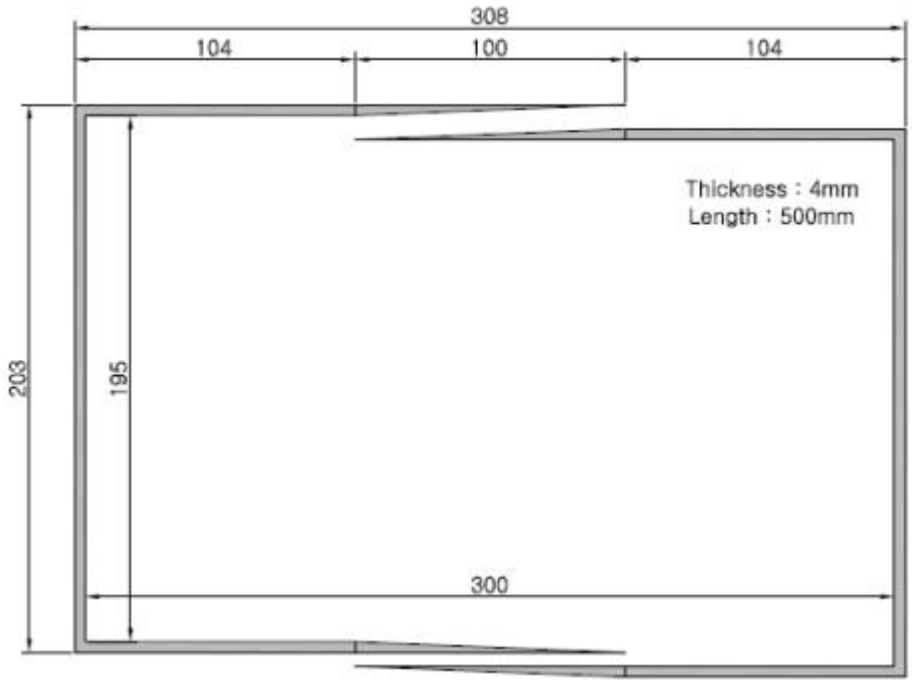
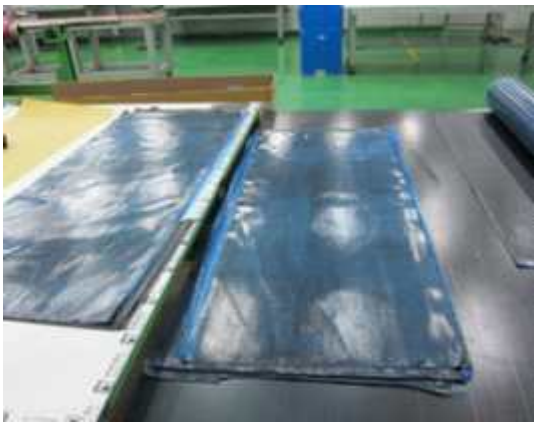


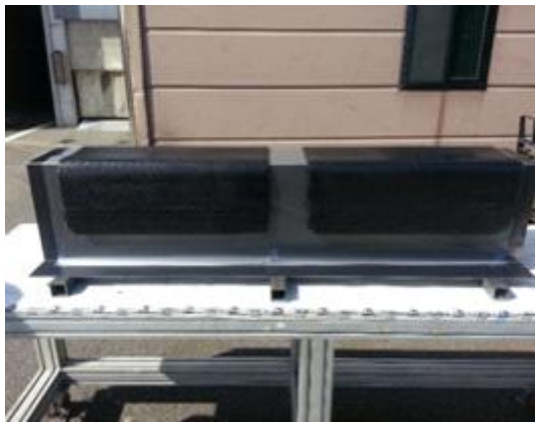
그림 6.17 FRP 기둥보강재 제작도면

가. FRP기둥보강재의 제작과정

FRP 기둥보강재의 제작순서를 5개 단개로 간략하게 정리하여 사진으로 나타내었다.



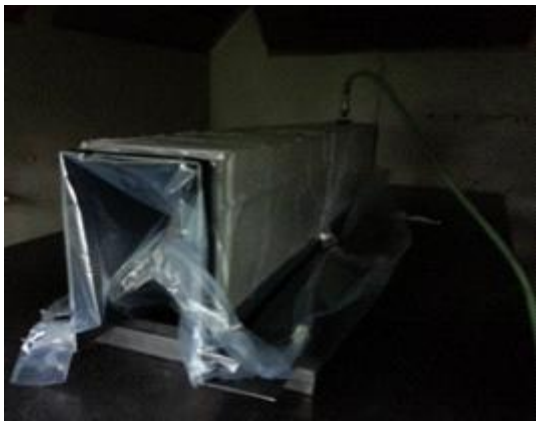
① 소재 재단



② 소재 적층



③ Vacuume Work



④ 오븐 성형





⑤ 가공 및 제작 완료

그림 6.18 기둥보강재 재작

나. FRP기둥보강재의 설치과정

시험체 PFRC에 사용된 FRP 기둥보강재의 시공순서는 다음과 같다. 보강영역은 전단에 가장 취약한 기둥의 단부에서 500mm 까지로 하였다.



① 시공전



② 에폭시 접착제 도포



③ FRP 내력보강재 설치 부착



④ 부목과 반생을 이용하여 보강재 고정



⑤ 접착제 양생



⑥ 기둥보강 완료

그림 6.19 기둥보강재 설치

제2절 실험결과

1. ORC 시험체 실험결과

다음은 ORC 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]

그림 6.20 ORC 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 6.21 ORC 시험체 파괴양상

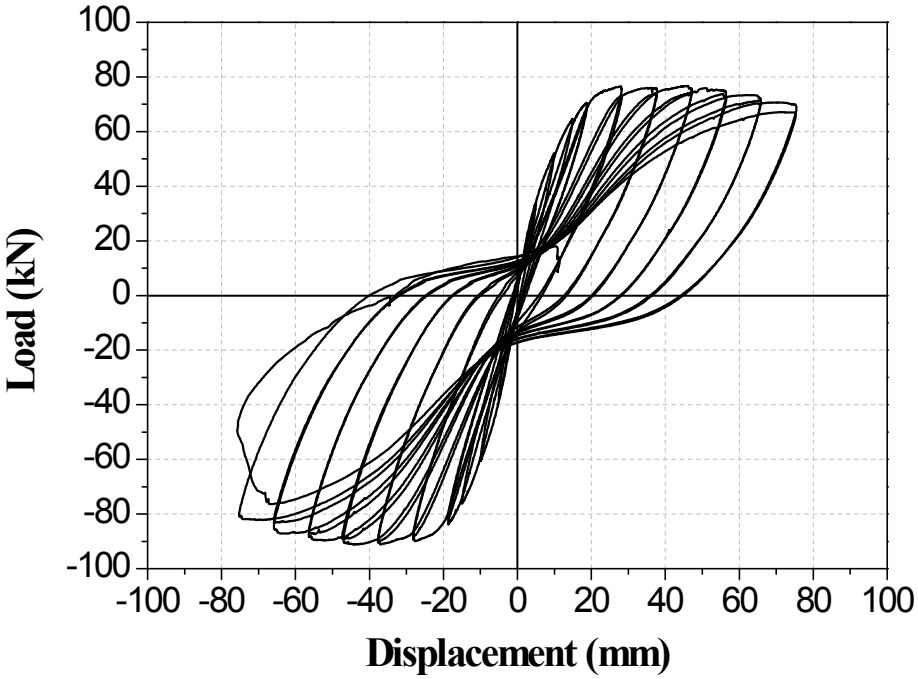


그림 6.22 변위-하중 그래프

ORC 시험체의 변위-하중 그래프를 그림 6.22에 나타내었다. 변위가 증가함에 따라 하중이 함께 증가하고 변위 18.5mm, 하중 70.37kN에서 주철근(R1-7)이 최초로 항복 병형률에 도달하였다. 이후 μ=1.0에서 (R3-7)과 (R4-7), μ=1.5에서 (R2-7), (R3-1), (R4-1), μ=1.5에서 (R1-1)가 차래로 항복 변형률에 도달하였다. 시험체는 정가력에서 변위 45.6mm, 최대하중 76.7kN에 도달하였고, 부가력에서 변위 44.1mm, 최대하중 91.2kN에 도달하였다. 전단철근은 μ=4.0에서 (S2-1)이 항복하였다 (변위 72.3mm, 하중 81.9kN). 이어서 (S2-6), (S2-5), (S1-5) 순으로 항복변위에 도달하였다. 시험체는 (S2-6)이 항복하며 하중이 점차 감소를 보이다 (S2-5), (S1-5)의 항복에 이어 기둥 상부에 전단균열이 발생하였고 하중이 급격히 떨어지게 되어 실험을 종료하게 되었다.

그림 6.22에서 주철근의 항복점, 전단철근의 항복점, 정방향과 부방향의 최대강도 등의 하중과 그때의 변위를 정리하여 표 6.6에 나타내었다. 또한 비고란에 최초 주철근의 항복이 발생한 변위인 Δy와 실험이 종료된 변위 연성비를 기록 하였다.

표 6.6 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R1-7		μ=4.0 (S2-1)		μ=2.5		μ=2.5		Δy=18.5㎜ μ=4.0 파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
70.4	18.5	81.9	72.3	76.7	45.6	91.2	44.1	

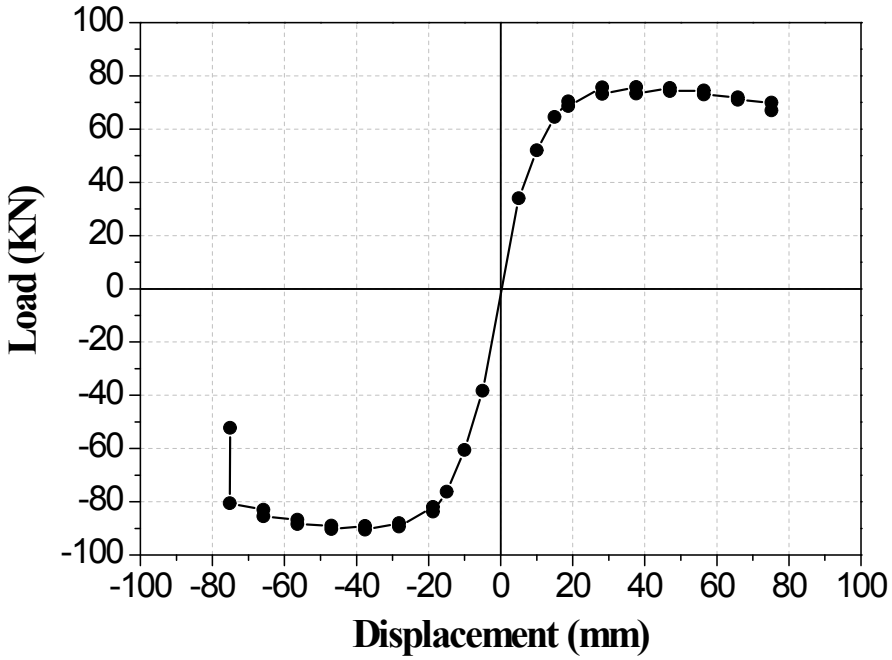
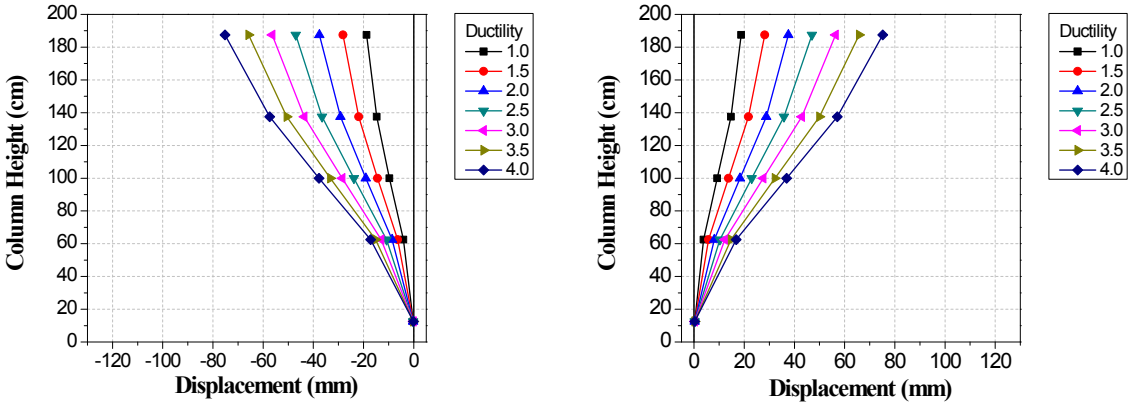
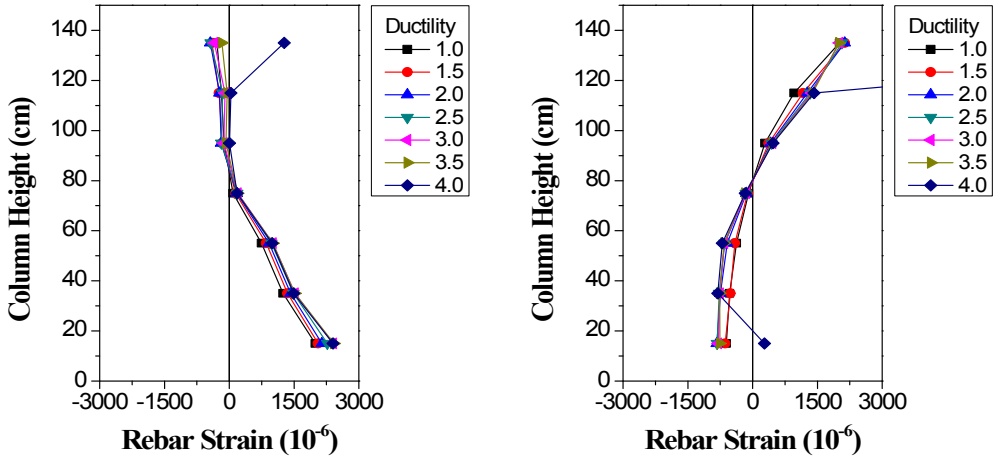


그림 6.23 변위-하중 포락곡선



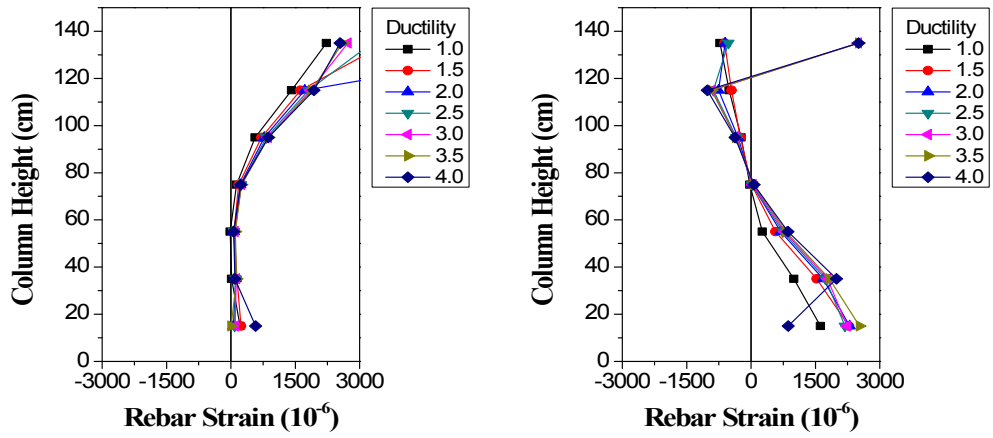
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.24 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

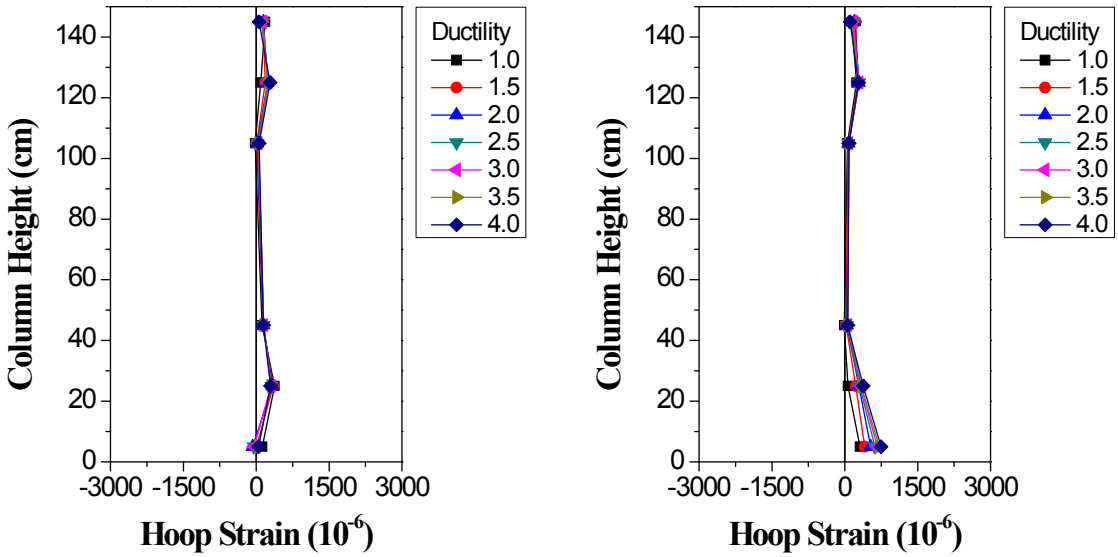
그림 6.25 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

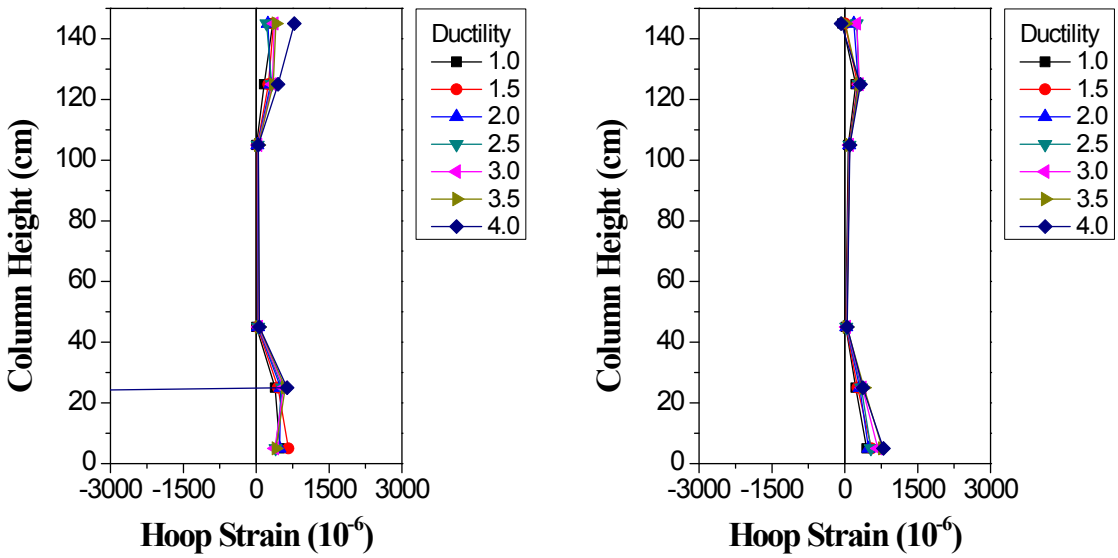
그림 6.26 주철근 R4의 변형률 분포

ORC 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 6.25~6.28에 각각 나타내었다. 주철근 R1의 변형률 분포에서 부방향에서 기둥의 하단부에서 먼저 항복을 시작하며 정방향에서는 기둥의 상단부에서 항복이 이루어진다는 것을 알 수 있다. 특히 변위 연성비의 증가에 따른 변형률의 증가는 거의 없는 것으로 나타났으나 기둥의 상단부에서 마지막 변위 연성비에 도달 시 변형률이 크게 증가하는 것으로 나타났다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.27 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6

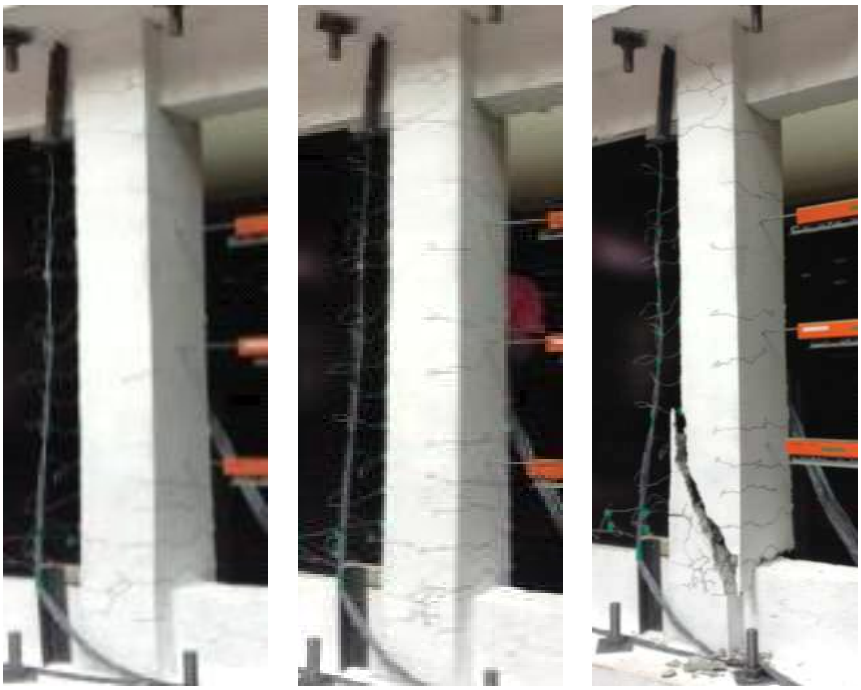


(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.28 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

2. PRC 시험체 실험결과

다음은 PRC 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 1.5] [μ = 2.0]

그림 6.29 PRC 시험체 균열 및 진전 파괴과정

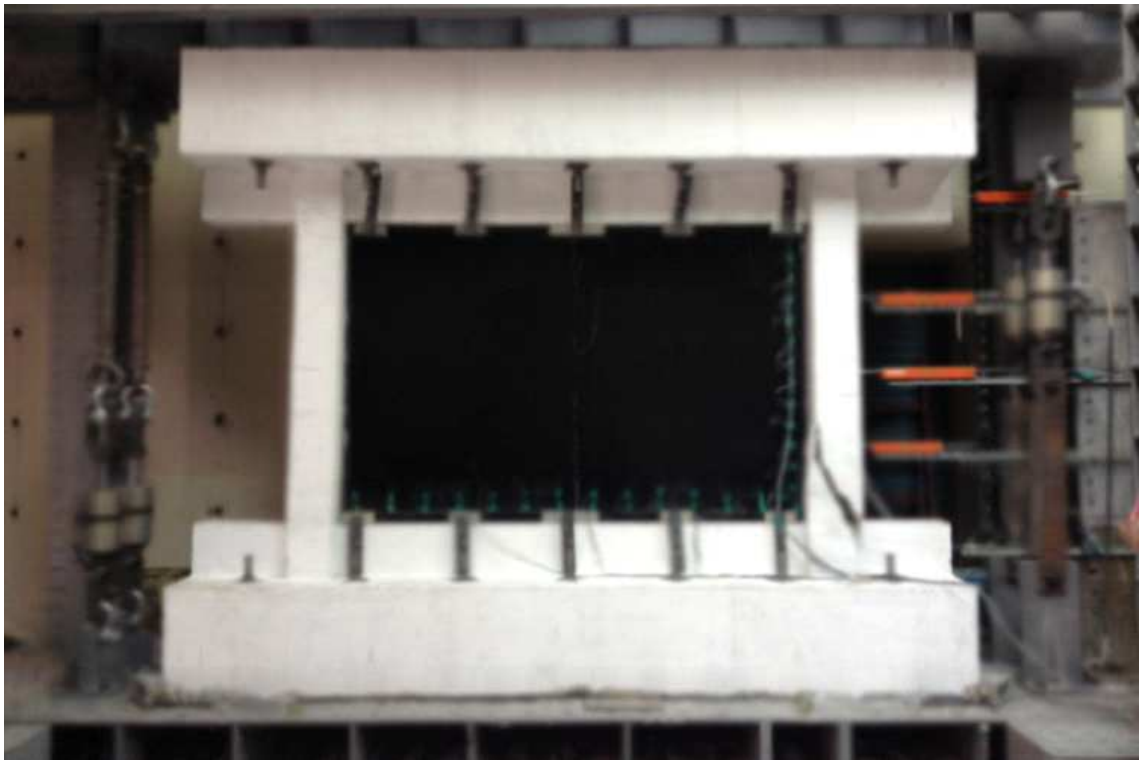


그림 6.30 PRC 시험체 파괴양상

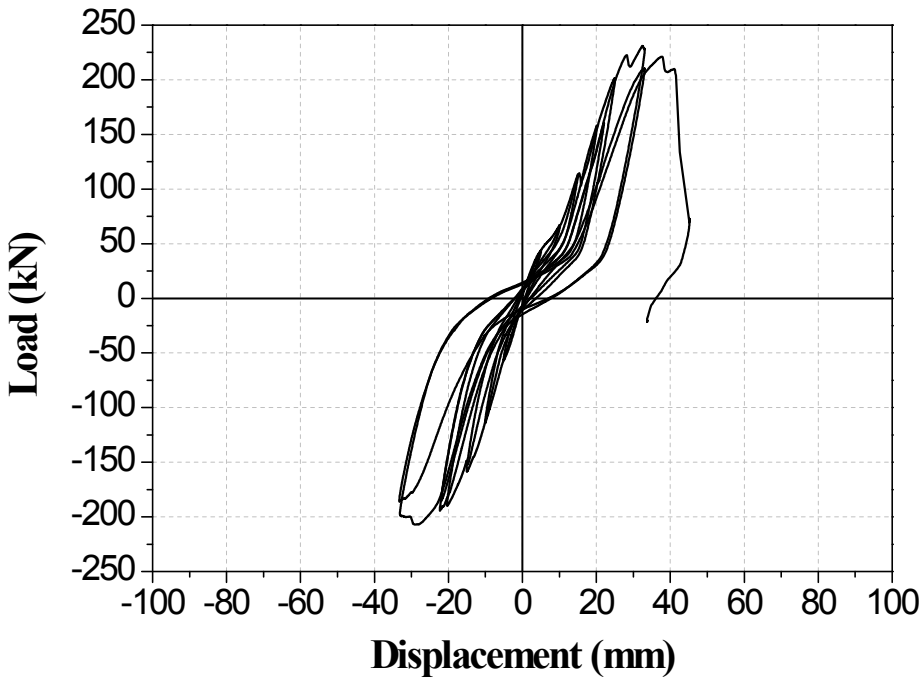


그림 6.31 변위-하중 그래프

기둥이 보강되지 않은 상태에 패널이 설치된 PRC 시험체의 변위-하중 그래프를 그림 6.31에 나타내었다. 변위가 증가함에 따라 하중이 함께 증가하고 변위 22.0mm, 하중 192.6kN에서 주철근 (R1-1)과 (R3-7)이 최초로 항복 변형률에 도달하였다. 이후 μ=1.5에서 (R3-1), μ=2.0에서 (R1-7), (R2-7), (R4-1), (R4-2)가 차래로 항복 변형률에 도달하였다. 시험체는 정가력에서 변위 32.4mm, 최대하중 231.0kN에 도달하였고, 부가력에서 변위 28.2mm, 최대하중 207.1kN에 도달하였다. 전단철근은 μ=2.0에서 (S1-1)과 (S1-2)가 항복변형률에 도달하였다 (변위 42.6mm, 하중 69.4kN).

시험체는 초기 변위가 증가함에 따라 기둥의 전부분에 휨균열 발생하였다. μ=1.0에서부터 전단균열이 급격히 발달하기 시작하여, μ=2.0에서 주철근 (R1-7), (R4-1), (R4-2)과 전단철근의 (S1-1), (S1-2)가 동시다발적으로 항복변형률에 도달하였고, 기둥 하부에 전단균열에 의한 파괴가 발생하였다.

그림 6.31에서 주철근의 항복점, 전단철근의 항복점, 정방향과 부방향의 최대강도 등의 하중과 그때의 변위를 정리하여 표 6.7에 나타내었다. 또한 비고란에 최초 주철근의 항복이 발생한 변위인 Δy와 실험이 종료된 변위 연성비를 기록 하였다.

표 6.7 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R1-1		μ=2.0 (S1-1,2)		μ=1.5		μ=1.5		Δy=22㎜ μ=2.0 파괴
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	
192.6	22.0	69.4	42.6	231.0	32.4	207.1	28.2	

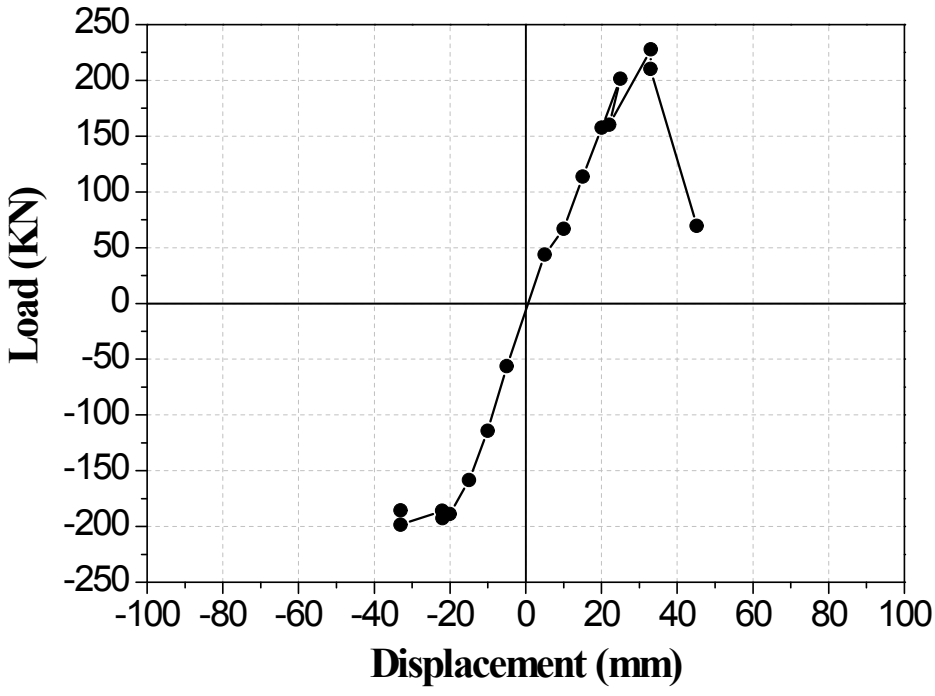
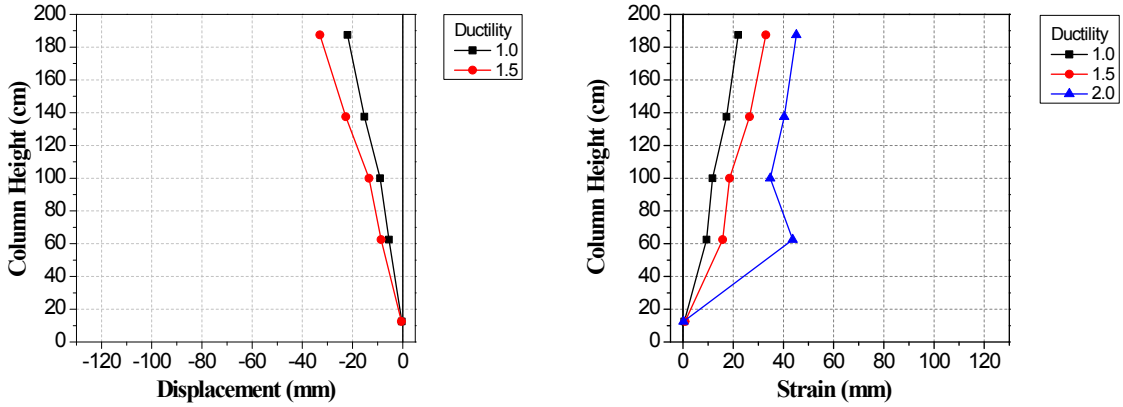
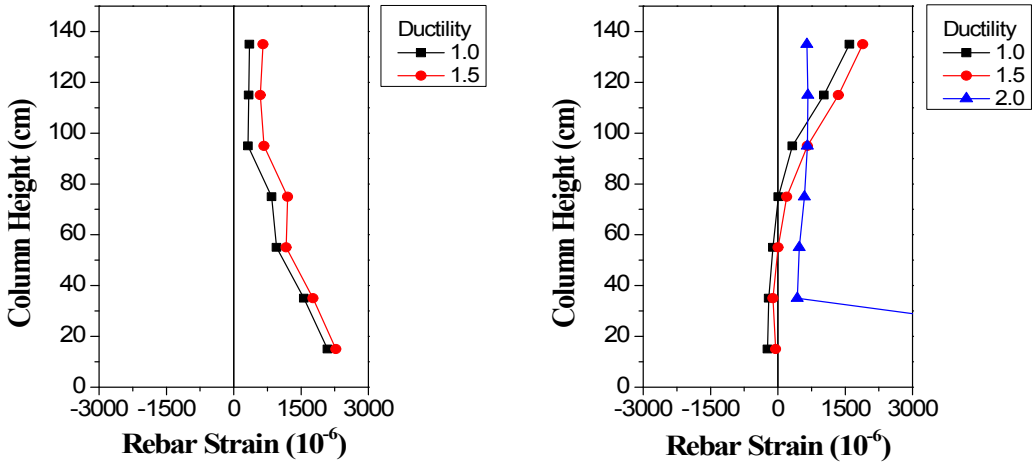


그림 6.32 변위-하중 포락곡선



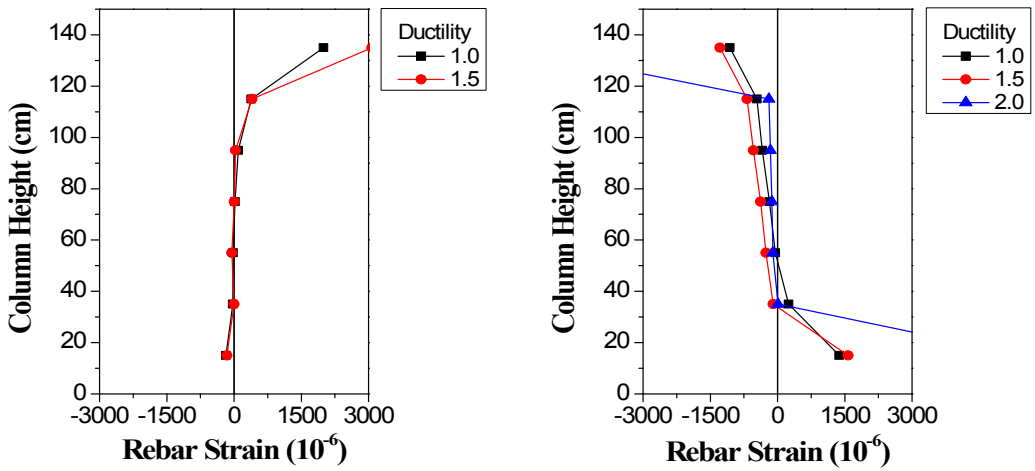
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.33 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

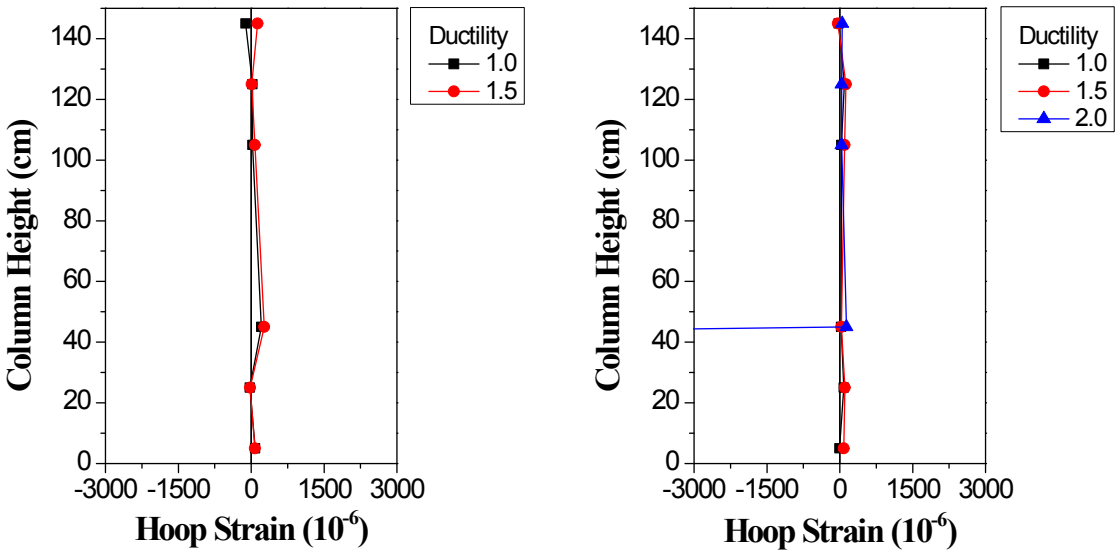
그림 6.34 주철근 R1의 변형률 분포



(a) 부방향 (b) 정방향

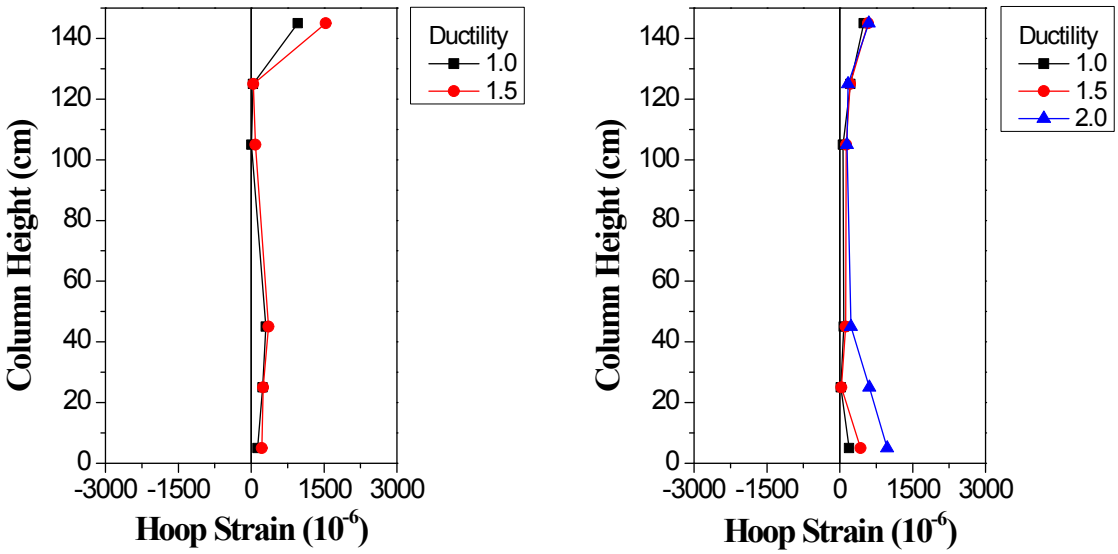
그림 6.35 주철근 R3의 변형률 분포

PRC 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 6.34~6.37에 각각 나타내었다. 주철근 변형률 R1에서 부방향에 대한 변형률 분포를 살펴보면 기둥의 하단부에서 먼저 항복을 시작하며 정방향에서는 기둥의 상단부에서 항복이 발생하는 것을 알 수 있다. 특히 주철근 R1의 변형률 분포에서 변위 연성비의 증가에 따라 동일하게 일정한 크기만큼 변형률이 증가하는 것으로 나타났다. 또한 기둥의 상단부 및 하단부에서 최종 변위 연성비에 도달 할 때 변형률이 크게 증가하면서 주철근이 모두 항복하였다. 전단철근의 변형률 분포에서 기둥의 양 단부의 전단철근(S2)의 변형률이 크게 증가하였고 최종 변위 연성비에서 기둥 하단부의 전단철근 S1-3가 항복하면서 기둥에 파괴가 발생하였다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.36 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6

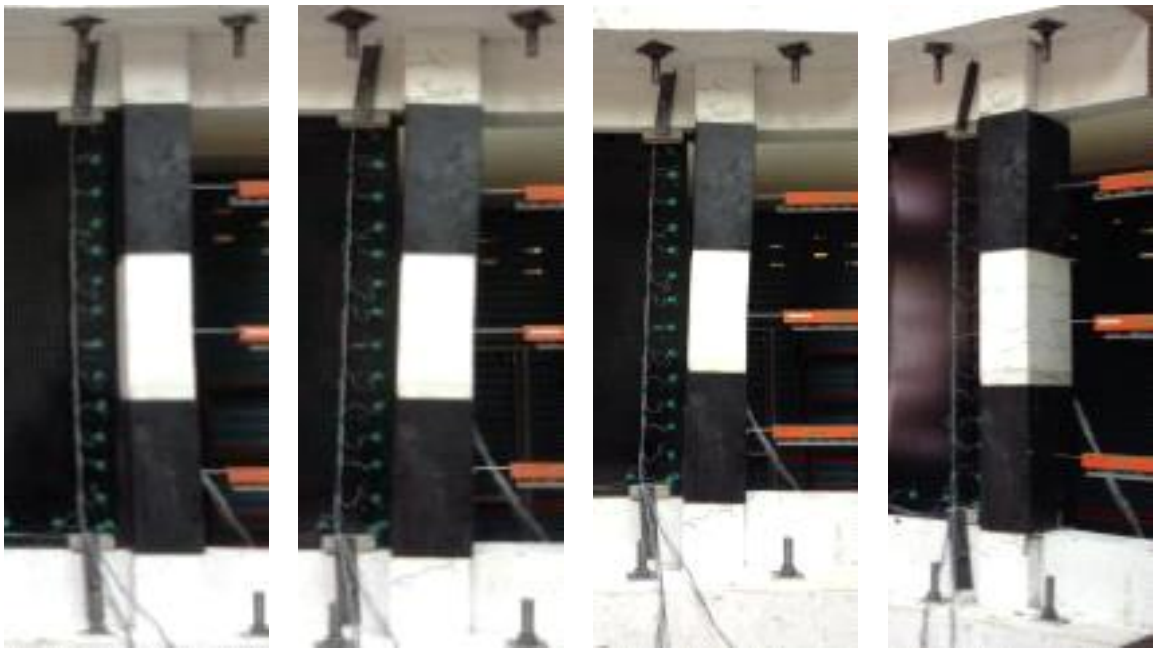


(a) 부방향 (b) 정방향

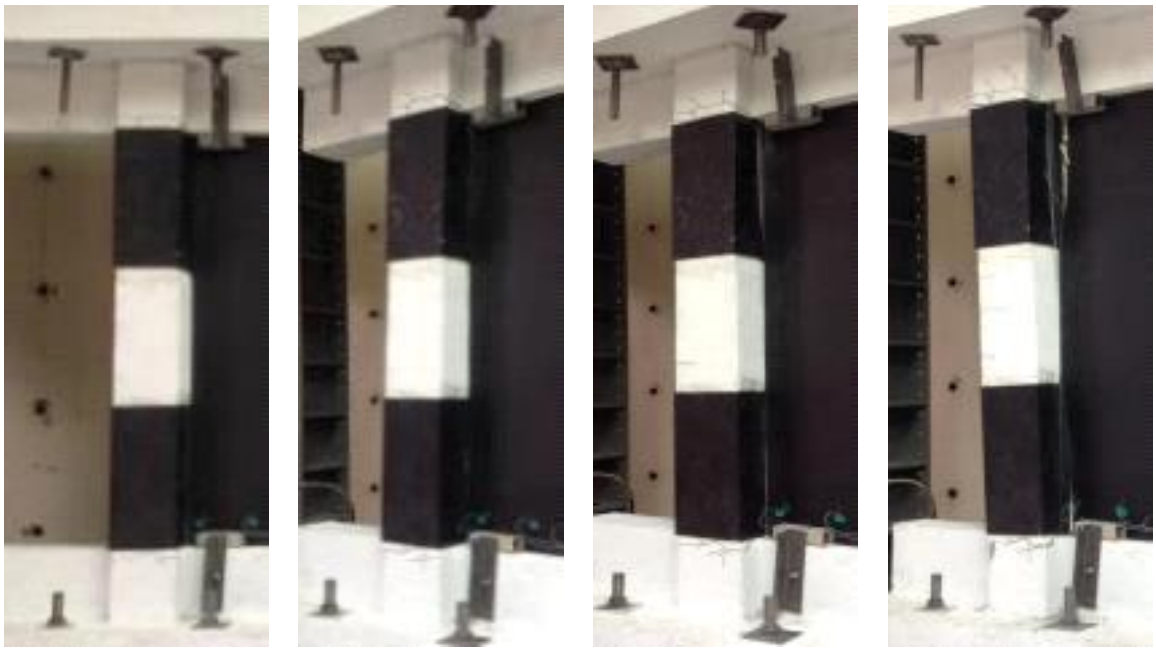
그림 6.37 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

3. PFRC 시험체 실험결과

다음은 PFRC 시험체 좌우기둥의 변위 연성비의 증가에 대한 균열진전 및 파괴양상이다.

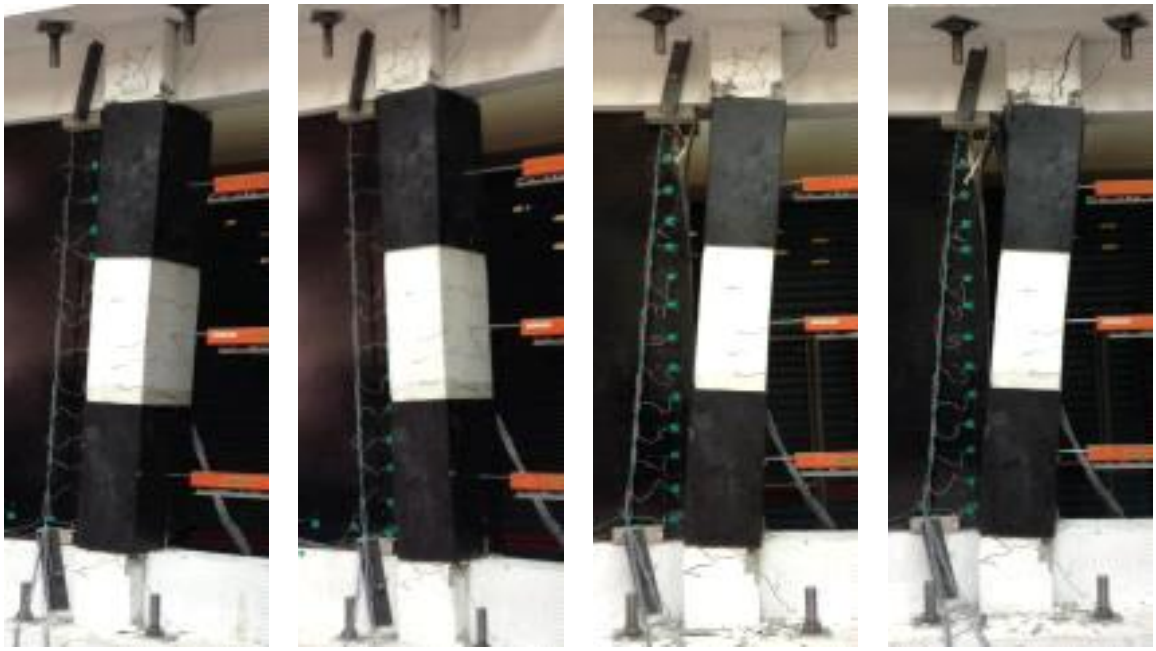


< 우측 >

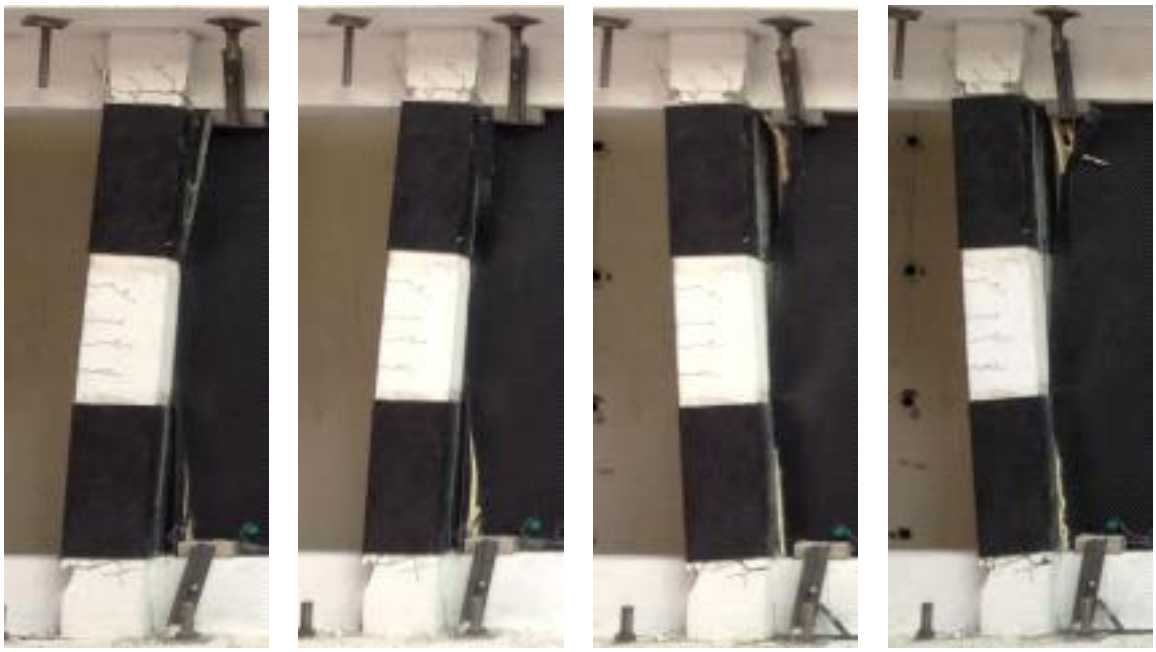


< 좌측 >

[μ = 1.0] [μ = 2.0] [μ = 3.0] [μ = 4.0]



< 우측 >



< 좌측 >

[μ = 5.0] [μ = 6.0] [μ = 7.0] [μ = 7.5]

그림 6.38 PFRC 시험체 균열 및 진전 파괴과정



그림 6.39 PFRC 시험체 파괴양상

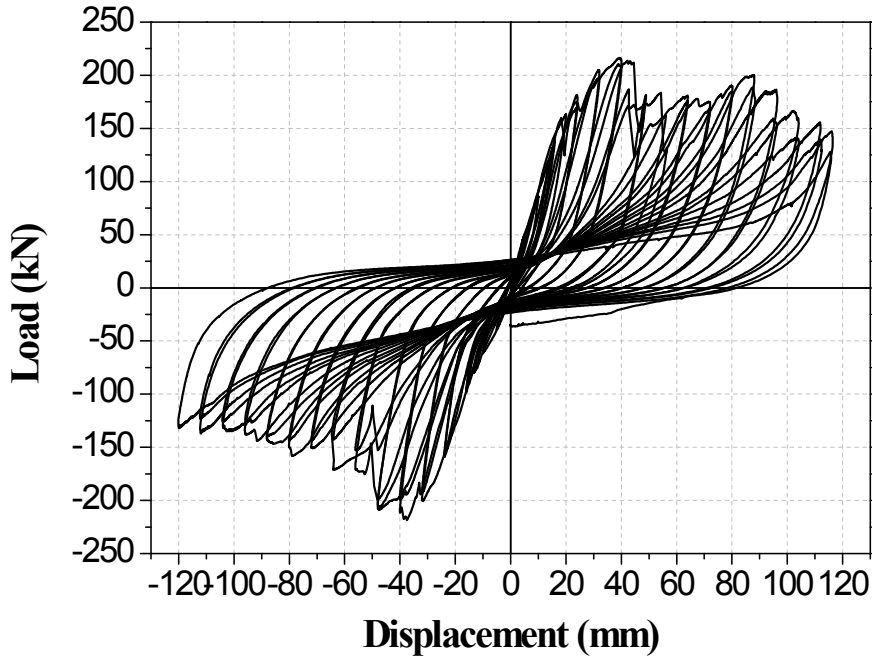


그림 6.40 변위-하중 그래프

PFRC 시험체의 변위-하중 그래프를 그림 6.40에 나타내었다. 변위가 증가함에 따라 하중이 함께 증가하고 변위 16.0mm, 하중 98.1kN에서 주철근(R2-1)이 최초로 항복 변형률에 도달하였다. 이후 μ=1.5에서 (R1-1), μ=2.0에서 (R2-7), μ=2.5에서 (R1-7), μ=2.5에서 (R3-7), μ=3.0에서 (R4-1), (R2-3), μ=3.0에서 (R4-7), μ=3.5에서 (R4-7), μ=4.5에서 (R3-1)가 차례로 항복 변형률에 도달하였다. 시험체는 정가력에서 변위 39.4mm, 최대하

중 216.3kN에 도달하였고, 부가력에서 변위 37.5mm, 최대하중 218.5kN에 도달하였다. 전단철근은 μ=6.0에서 (S2-1)이 항복하였다 (변위 74.8mm, 하중 83.8kN). 이후 μ=7.5에서 (S1-6), (S2-6)순으로 항복변위에 도달하였다.

시험체는 μ=1~2.5에서 균열의 성장은 접합부 모서리에서 내부로 발달하는 양상을 보였다. 이때 패널의 좌굴 또한 증가하였다. μ=3.0에 이르러 접합부가 소성힌지 거동을 보이기 시작하며 양단에 위치한 대부분의 주철근이 항복변형률에 도달 하였다. 소성힌지의 발달과 함께 기둥의 비보강 부분 외측 면에서 휨 균열 나타났다. 특징적으로 시험체 중 처음으로 (R2-3)과 (R4-7)에서 항복 변형률에 도달 하였다. μ=3.5 이후 하중을 받은 패널의 좌굴 거동에 의하여 패널 모서리 부분이 절곡되며 하중이 감소하였다가 다시 증가하는 양상이 지속적으로 반복 되었다. μ=6.0에서 (S2-1)이 항복 변위에 도달한 이후 양쪽 단부에 위치한 전단철근의 변형률이 큰 폭으로 증가하는 양상이 나타났다. 최종적인 파괴의 형태는 μ=7.5에서 (S1-6), (S2-6)이 항복변위에 도달하였고 이후 원점으로 복귀하던 중 기둥에 작용하는 축력과 보강재 내부의 콘크리트의 파괴와 기둥보강재 내부의 측압증가로 인하여 기둥보강재의 모서리가 찢어지며 시험체가 파괴되었다.

그림 6.40에서 주철근의 항복점, 전단철근의 항복점, 정방향과 부방향의 최대강도 등의 하중과 그때의 변위를 정리하여 표 6.8에 나타내었다. 또한 비고란에 최초 주철근의 항복이 발생한 변위인 Δy와 실험이 종료된 변위 연성비를 기록 하였다.

표 6.8 실험결과

주근 항복		전단보강근 항복		최대강도				비고
				정		부		
R2-1		μ= S2-1		μ=2.5+1		μ=2.5-1		
하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	하중 (kN)	변위 (mm)	Δy=16㎜ μ=7.5 파괴
98.1	16.0	83.8	74.8	216.3	39.4	218.5	37.5	

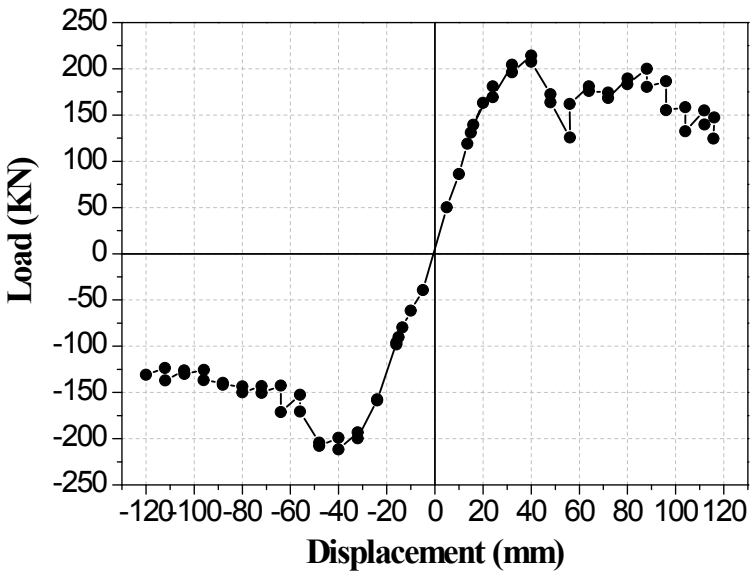
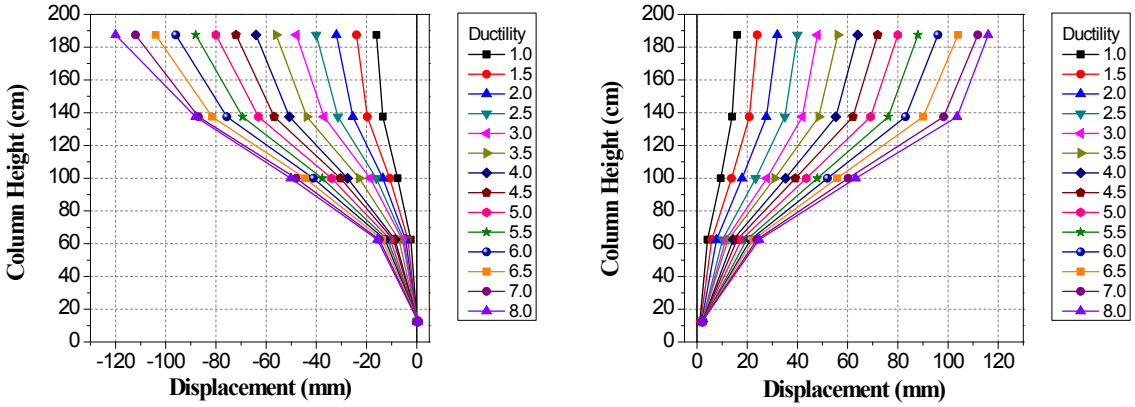
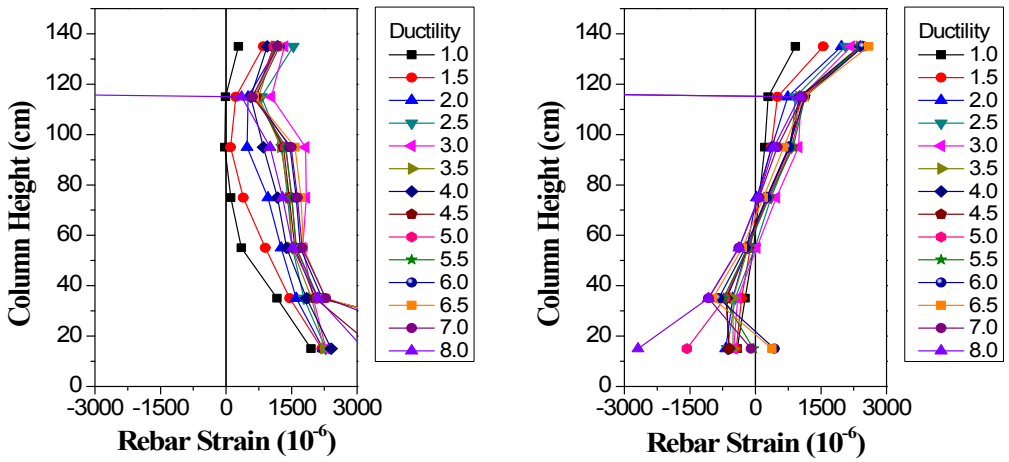


그림 6.41 변위-하중 포락곡선



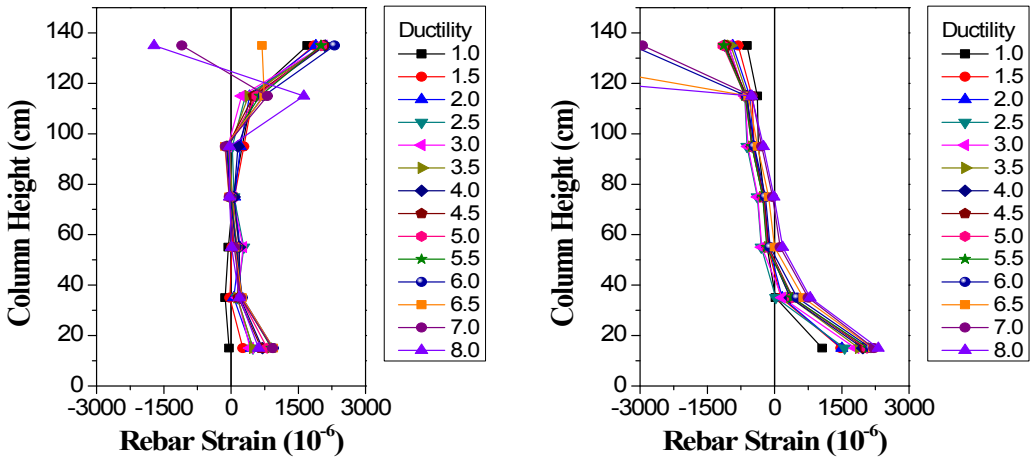
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.42 기둥높이 - 변위 곡선



(a) 부방향 (b) 정방향

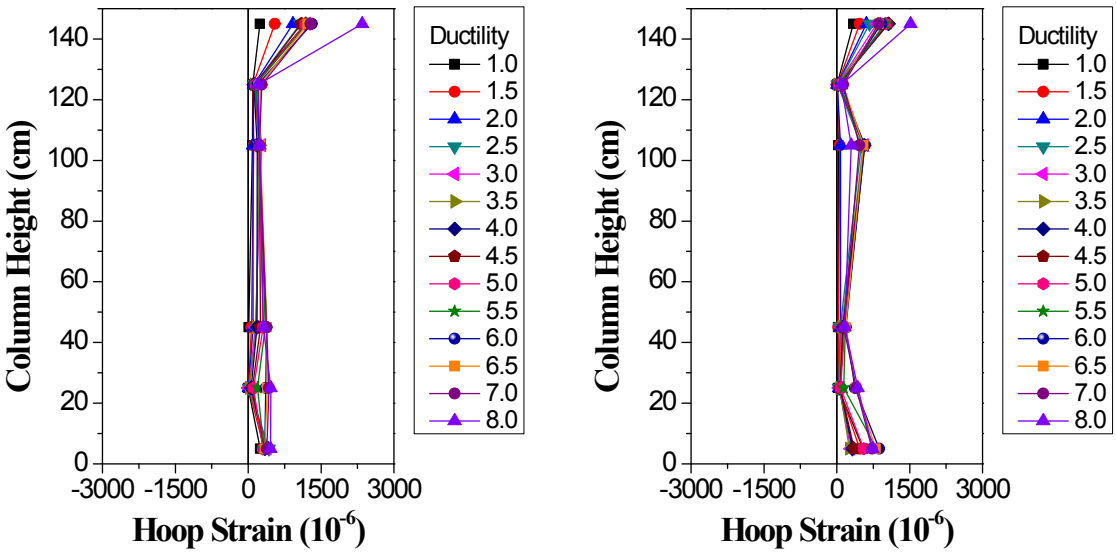
그림 6.43 주철근 변형률 분포 R1-1~R1-7



(a) 부방향 (b) 정방향

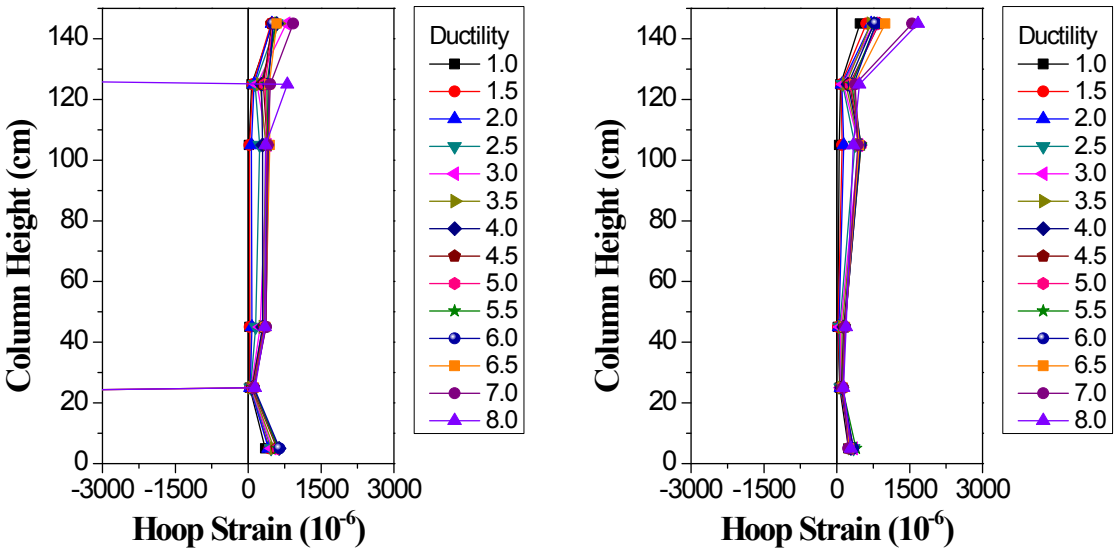
그림 6.44 주철근 변형률 분포 R3-1~R3-7

PFRC 시험체의 주철근 및 전단철근의 변형률 분포를 그림 6.43~6.46에 각각 나타내었다. 주철근 R1의 변형률 분포에서 변형률이 기둥의 중앙부에서 크게 발생되었으며 그 외의 주철근은 기둥의 단부에서 먼저 항복을 시작하여 휨파괴 거동을 보여준다. 또한, 기둥의 상단부 및 하단부에서 마지막 변위 연성비에 도달 시 변형률이 크게 증가하면서 소성힌지로 인한 파괴에 도달한 것으로 판단된다. 전단철근은 기둥의 양 단부에 위치할수록 항복에 빨리 도달하였다.



(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.45 전단철근 변형률 분포 S1-1~S1-6



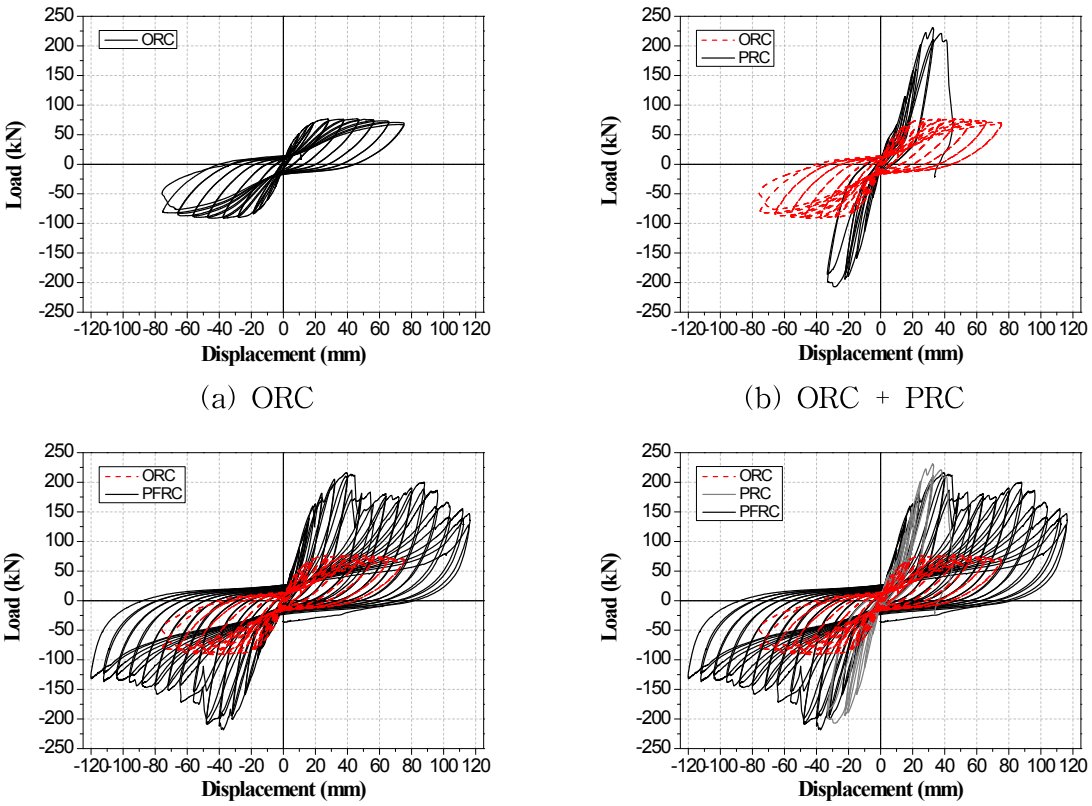
(a) 부방향 (b) 정방향

그림 6.46 전단철근 변형률 분포 S2-1~S2-6

제3절 결과분석

1. 포락선의 평가

수평하중을 받는 시험체의 변위-하중 곡선은 매 반복하중마다의 결과들이 동시에 나타나므로 전체적인 하중 및 변위 특성을 정확히 판단할 수 없는 단점이 있다. 따라서 시험체의 변위-하중 이력곡선에서 각각의 반복하중마다 최대변위 점에 대응하는 점을 평행이동시켜 연결함으로써 포락곡선을 산정하였다. 시험체의 변위-하중 곡선은 그림 6.47과 같다.



(a) ORC (b) ORC + PRC

(c) ORC + PFRC (d) ORC + PRC + PFRC

그림 6.47 변위-하중 곡선

그림 6.48의 포락곡선 비교를 분석한 결과 반복하중을 작용한 ORC 시험체는 최대하중 도달 후 완만한 기울기로 내력감소를 보였다. GFRP 내력패널 보강된 PRC, PFRC 시험체는 비슷한 기울기(강성)를 보이며 ORC에 비하여 최대강도가 크게 상승한 것을 알 수 있다. 하지만 PRC 시험체의 경우 최대 강도 도달이후 급격한 강도 저하와 함께 시험체가 파괴되어 실험이 종료되었다. GFRP 기둥보강재로 보강된 PFRC 시험체의 경우 최대하중 도달 과정까지 PRC 시험체와 유사한 곡선을 그리며 ORC보다 높은 최대하중에 도달하였다. 반면 최대하중 도달이후 빠르게 파괴된 PRC 시험체와 달리 완만한 곡선을 그리며 하중이 감소하였다.

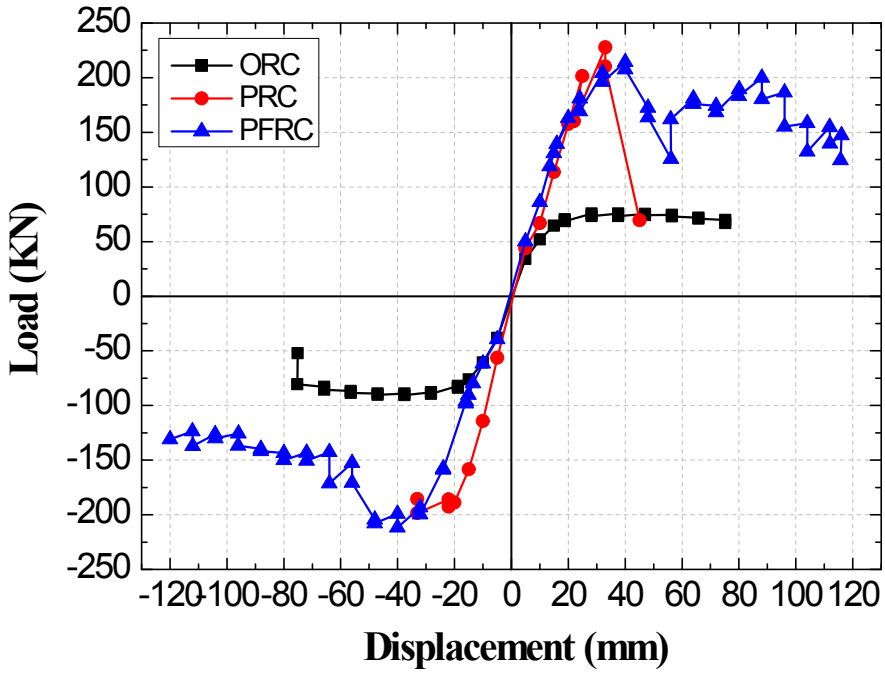


그림 6.48 포락곡선 비교

시험체별 항복강도를 표 6.9에 정리하였다.

표 6.9 실험결과 (항복강도)

시험체	주 근		전 단 보 강 근		비고
	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	항복하중 (kN)	항복변위 (mm)	
ORC	70.4	18.5	81.9	72.3	
PRC	192.6	22.0	69.4	42.6	
PFRC	98.1	16.0	83.8	74.8	

ORC 시험체의 경우 극한하중이 부방향에서 91.2kN으로 나타났다. 또한 PRC 시험체의 경우 정방향에서 231.0kN이 PFRC 시험체는 부방향에서 218.5kN으로 나타났다. 비보강 시험체인 ORC 시험체에 비해 PRC, PFRC 시험체가 정가력일 때 3.01배, 2.82배 부가력일 때 2.27배, 2.40배의 내력증가를 보였다. 실험결과를 표 6.10에 최대하중과 최대하중의 변위 그리고 비보강 ORC 시험체와의 비를 나타내었다.

표 6.10 실험결과

시험체	최대강도							
	정				부			
	최대하중 (kN)	변위 (mm)	강도비 *	변위비 **	최대하중 (kN)	변위 (mm)	강도비 *	변위비 **
ORC	76.7	45.6	1.00	1.00	91.2	44.1	1.00	1.00
PRC	231.0	32.4	3.01	0.71	207.1	28.2	2.27	0.64
PFRC	216.3	39.4	2.82	0.86	218.5	37.5	2.40	0.85

* 최대강도는 정가력과 부가력 시 기준 시험체 대비 강도비를 나타냄.
** 변위비는 최대강도 시의 정가력, 부가력 변위를 나타내며, 기준 시험체 대비 변위비를 나타냄.

GFRP 내력패널의 설계 보강목표치인 100kN에 대한 평가를 위하여 표 6.11에 비보강 시험체 ORC에 대한 GFRP 내력패널로 보강된 PRC, PFRC 시험체와의 최대강도의 차를 정리하여 나타내었다. PRC, PFRC 시험체는 각각 정방향에서 154.3kN과 139.6kN로 나타나 보강 목표치에 대하여 1.54배, 1.40배로 나타났으며, 부방향에서 115.9kN과 127.3kN로 보강목표치에 대하여 1.16배, 1.27배로 나타났다. 패널의 설계 보강목표치에 대해서 평균적으로 강도가 크게 나타났으며, 이는 전단에 의해 조기에 파괴되어 부재의 내력을 충분히 발휘하지 못한 점과 내력패널에 의해 파괴 양상이 달라진 것이 원인이라 판단된다. 또한, 수치적인 값을 비교하였을 때 정과 부의 최대하중의 대소관계가 뒤바뀐 점에서 FRP기둥보강재에 의한 강도의 증가는 없는 것으로 사료된다.

표 6.11 강도 증가량

시험체	정방향			부방향			증가비의 평균
	최대하중 (kN)	차 *	증가비 **	최대하중 (kN)	차 *	증가비 **	
ORC	76.7	×	×	91.2	×	×	×
PRC	231.0	154.3	1.54	207.1	115.9	1.16	1.35
PFRC	216.3	139.6	1.40	218.5	127.3	1.27	1.34

* 차는 비보강 시험체인 ORC의 최대하중의 차를 나타낸다.
** 비는 GFRP 내력패널의 보강 목표인 100kN 증가에 대한 비를 말한다.

2. 에너지소산능력의 평가

에너지소산능력은 지진 시 철근콘크리트 부재의 고유감쇄 특성 및 동적해석에 사용되는 감쇄계수와 관련된 가장 중요한 특성중의 하나이며, 요구되는 강도를 유지하면서 흡입된 지진 에너지를 분산시킬 수 있는 능력을 예측하고 상호 비교하기 위한 것으로써, 이는 구조물의 설계에 참고자료로 이용될 수 있다. 전 시험체의 에너지소산능력은 변위제어용 LVDT의 변위-하중 곡선에 의해 둘러싸인 면적으로 평가하였다. 한 사이클에 대한 에너지 흡수량의 개념은 (+)방향 반복하중 및 (-)방향 반복하중을 합한 에너지소산능력을 말한다.

각 시험체의 변위 연성비에 대한 에너지 소산능력을 그림 6.49에 나타내었다. 각 변위 연성비에 대하여 내력패널로 보강된 PRC, PFRC 시험체가 ORF 시험체에 비해 에너지 소산능력이 높게 나타났다. 하지만 기둥이 보강되지 않은 PRC 시험체의 경우 초기에 세 시험체중 가장 높은 에너지 소산능력을 보인 반면, ORC 시험체에 비해 작은 변위 연성비에서 시험체의 파괴가 발생하였다. PFRC 시험체의 경우 변위 연성비 3.5까지 ORC 보다 높은 에너지 소산능력을 보였고, 변위 연성비 3.5~4.0의 변위에서 에너지 소산능력이 일정하게 유지되었다. 이후로 감소된 증가폭을 보이며 파괴된 ORC 시험체의 예상 증가 추세와 비슷한 형태를 보였다.

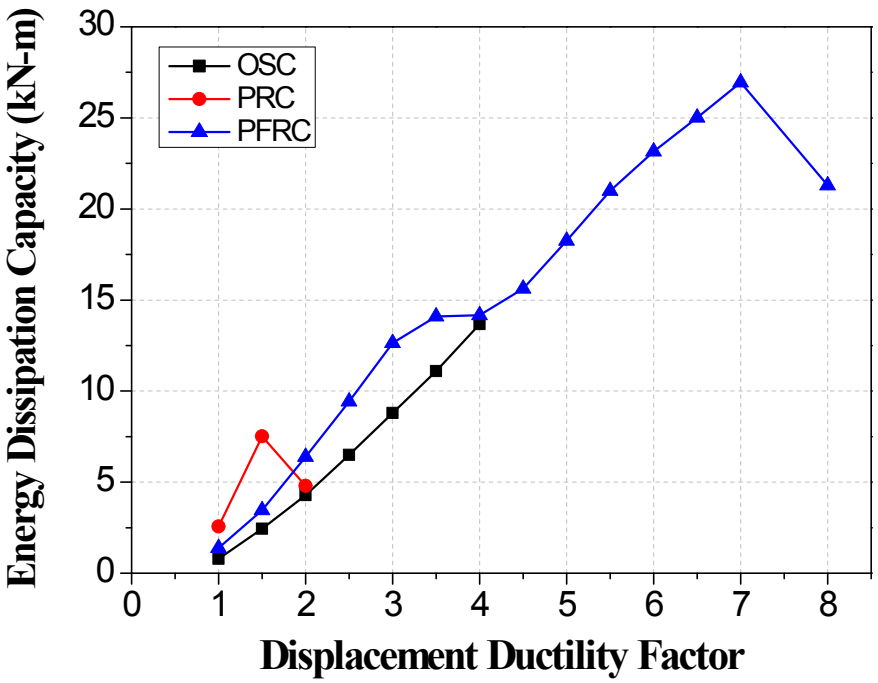


그림 6.49 에너지 소산능력

부재의 총 에너지 소산능력을 평가하기 위하여 변위 연성비에 대하여 각 변위 연성비에 나타난 에너지 소산능력을 누적시켜 그림 6.50에 나타내었다. 시험체의 변위 연성비에 대한 에너지소산능력의 대소 관계는 초기에 FRP 내력패널만으로 보강된 PRC 시험체가

가장 높게 나타났다. 하지만 비보강 ORC 시험체는 전단파괴가 빠르게 발생하여 최종 누적 에너지 소산능력이 가장 낮게 나타났다. 기둥을 보강한 후 FRP 내력패널로 보강한 PFRC 시험체의 경우 ORC 시험체와 PRC 시험체 사이의 범위에서 값이 증가하기 시작하여 지속적으로 상승하였고, 어느 시험체보다 큰 변위 연성비까지 실험이 진행되었다.

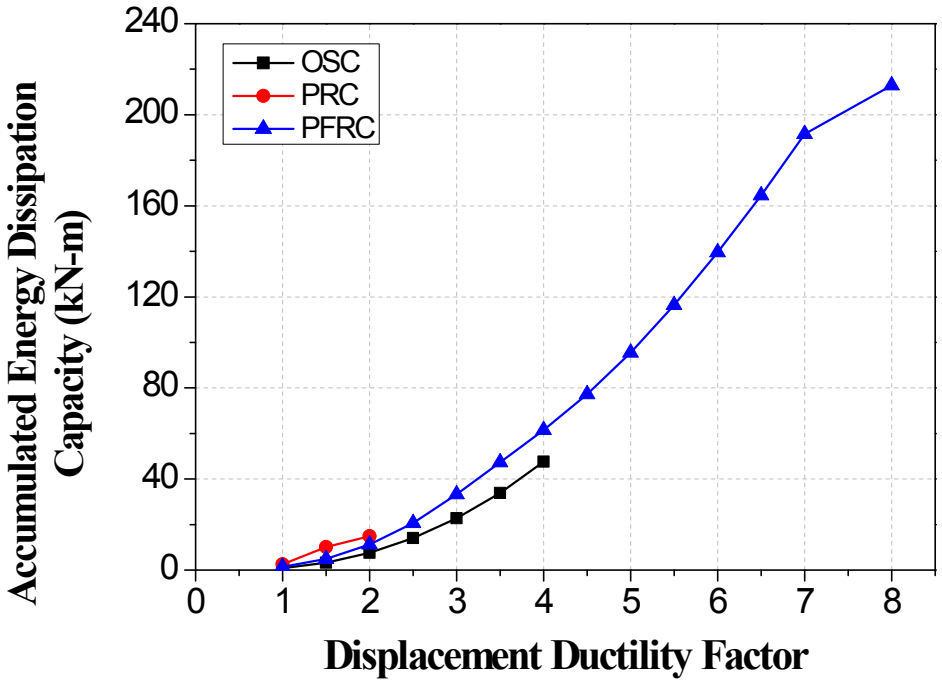


그림 6.50 누적 에너지 소산능력

최종적으로 누적된 에너지 소산능력의 평가결과 표 6.12와 같이 ORC 시험체 47.6kN·m, PRC 시험체는 14.9kN·m, PFRC 시험체는 212.9kN·m를 누적시켰다. 이를 통해 FRP 내력패널로 보강하더라도 기둥이 내력패널에 의해 발생하는 힘을 견디지 못하면 비보강 시험체보다 빨리 파괴되고, 기둥보강재로 기둥을 보강하고 FRP 내력패널로 보강한 경우 변위 연성비가 증가하고 누적 에너지 소산능력 또한 ORC 에 비해 4배 이상 증가하는 것으로 판단된다.

표 6.12 누적 에너지 소산능력 비교

시험체	실험결과			비고
	최종 변위 연성비	누적 에너지 소산능력 (kN·m)	누적 에너지 소산능력 비율	
ORC	4.0	47.6	1.00	
PRC	2.0	14.9	0.31	
PFRC	7.5	212.9	4.47	

3. 연성능력의 평가

3.6.3에 정의된 변위 연성비를 바탕으로 하여 시험체의 변위 연성도를 평가하여 표 6.13에 정리하였다. FRP내력 내력만을 적용한 PRC시험체의 경우 최대하중은 231.0kN으로 가장 크게 나타난 반면, ORC시험체에 대한 변위 연성비의 비는 0.4로 가장 작게 나타났다. 이는 철근 콘크리트 구조물에 대하여 본 연구에서 설계한 FRP 내력패널이 우수한 강성보강의 효과를 발휘함을 알 수 있다. 하지만 강성의 증가로 인하여 작용 하중이 작은 변위에서 구조물의 전단강도에 도달하게 됨으로 시험체의 파괴가 ORC시험체보다 빨리 발생하게 된 것으로 사료된다. 따라서 변위연성도가 낮게 나타는 것으로 판단된다. FRP내력 패력과 기둥보강재를 적용한 PFRC시험체의 경우 최대하중이 207.1kN으로 나타났고, ORC시험체에 대한 변위 연성비의 비는 1.5로 가장 크게 나타났다. 이는 PFRC시험체는 PRC시험체와 달리 기둥을 보강함으로써 기둥의 전단강도가 향상되었고, 최대강도 전후 전단균열의 발생과 확장을 지연 시키는 효과를 발휘 하였다. 이로 인하여 강도와 연성능력을 함께 상승하는 보강이 되었다.

부가력 작용에 대한 시험체의 변위 연성비를 평가한 결과는 표 6.14와 같다. PRC시험체의 경우 최대하중은 207.1kN으로 나타났고, ORC시험체에 대한 변위 연성비의 비는 0.3로 가장 작게 나타났다. 부가력에 방향에서도 FRP 내력패널은 우수한 강성보강효과를 보인 반면, 변위 연성비는 낮게 나타났다. PFRC시험체의 경우 최대하중이 218.5kN으로 나타났고, ORC시험체에 대한 변위 연성비의 비는 1.0로 대폭 감소하여 나타났다. 이는 FRP 기둥 보강재의 설치 시 기둥보강재의 설치 공간을 위해 골조 내측 기둥보강재가 설치되는 부분을 연마하여 단면을 축소시킨 영향으로 기둥단면의 부방향에 대한 강도 저감 영향을 보인 것이라 사료된다 .

표 6.13 시험체의 변위 연성비 (정가력)

시험체	최대하중 (kN)	항복변위 (mm)	극한변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	$\triangle_y$	$\triangle_u$	μ	ratio	
ORC	76.7	18.5	75.5	4.1	1.0	최대변위
PRC	231.0	22.0	35.3	1.6	0.4	
PFRC	216.3	16.0	96.2	6.0	1.5	

표 6.14 시험체의 변위 연성비 (부가력)

시험체	최대하중 (kN)	항복변위 (mm)	극한변위 (mm)	변위 연성비		비고
	V_{max}	$\triangle_y$	$\triangle_u$	μ	ratio	
ORC	91.2	18.5	76.6	4.1	1.0	
PRC	207.1	22.0	33.8	1.5	0.3	최대변위
PFRC	218.5	16.0	65.2	4.1	1.0	

제4절 설계 및 시공 가이드라인

본 장에서 실시한 RC골조용 내력패널의 성능평가를 바탕으로 시공 가이드라인을 제안한다. 본 연구의 목적에 부합하도록 RC골조용 내력패널은 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 시공상의 가이드라인을 제시하여야 한다. 따라서 보강재인 내력패널의 설계과정에서부터 응급복구 내진보강이 가능하도록 하며 재해발생시 시공상의 가이드라인을 다음과 같이 제시한다.

내진보강 RC골조용 내력패널은 이벤트 발생 전 공장제작 되어야 함.

내력패널은 신속한 보강을 위해 지진 등의 이벤트가 발생 전에 제작되어 있어야 한다. 그리고 품질의 신뢰성을 확보하기 위해 공장에서 생산된 제품을 사용하여야 한다. 특히, 도심지 내의 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)은 지진 등의 재난 발생시 지역 거점 대피소로 활용되기 때문에 본 연구에서 개발된 보강재를 사전에 구비하여 활용한다면 재난 발생에 대한 주민들의 안전에 크게 기여할 것이다.

RC골조용 내력패널 설계시 RC골조 부재의 전단강도를 고려하여야 함.

내력패널을 설계는 패널 자체의 높은 강성으로 인해 기존 RC구조물에 손상을 줄 수 있다. 그러므로 RC골조의 전단강도를 고려하여 설계를 하는 절차가 필요하다. 상세 설계 절차는 다음과 같다.

Step	Description	Formula	Remark
1	Determine material	$E_f,\ \varepsilon_f,\ H_p,\ L_p$	
2	Calculate angle	$\theta = \tan^{-1}(H_p / L_p)$	
3	Determine target force	P_H	
4	Calculate shear strength	$V_{Beam} = \tau_{oct} \cdot t_{web} \cdot h_{web}$	
5	Check shear strength	$V_{Beam} \geq P_H \cdot \tan\theta$	if NG, go to Step3
6	Determined contact ratio by numerical method	$\alpha_H,\ \alpha_L$	
7	Calculate effective plate width	$w_{eff} = \frac{1}{2}\sqrt{(\alpha_H H_p)^2 + (\alpha_L L_p)^2}$	
8	Calculate effective plate length	$l_{eff} = \sqrt{(1-\alpha_H)^2 H_p^2 + (1-\alpha_L)^2 L_p^2}$	
9	Assume FRP thickness	t	
10	Calculate area	$A_s = w_{eff} \cdot t$	
11	Calculate axial force	$N_f = E_f A_s \varepsilon_f$	
12	Check target force	$N_f \geq P_H / \cos\theta$	if NG, go to Step9
13	Divide thickness of plate	$h = 0.5t$	
14	Assume core thickness	c	
15	Calculate equivalent stiffness	$(EI)_{eq} = B\left[\frac{E_f h^3}{6} + 2E_f h\left(\frac{h}{2} + \frac{c}{2}\right)^2\right] + n_c \frac{E_c w_c c^3}{12}$	
16	Calculate plate buckling load	$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eq}}{(l_{eff})^2}$	
17	Check target force	$P_E \geq P_H / \cos\theta$	if NG, go to Step14

RC골조용 내력패널은 인력으로도 운반 가능한 폭 1m 내외로 제작 함.

지진 등의 재난이 발생된다면 대형 중장비 등의 통행이 불가능한 상황이 발생될 수도 있다. 그리고 소형 장비라 하더라도 장비공의 인력이 투입이 되어야 하므로 신속한 보강이 어려울 수 있다. 따라서 특별한 노무자가 아니며, 소수의 인력만으로도 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 인력으로 보강재의 운반이 가능하도록 내력패널이 제작되어야 한다.

내력패널은 인력으로도 운반 가능한 폭 0.5m 내외로 제작 함.

내력패널의 설계시에 포함되어야 할 사항이지만 본 연구에서 실시한 성능평가 결과에 따르면 폭이 작은 내력패널을 여러 개 설치하는 것이 패널의 폭이 넓으면서 격벽이 있는 double box 형태의 내력패널 성능이 미소하게 우수한 것으로 나타났다. 그러므로 운반 및 시공 여건을 고려하면 폭이 넓은 패널보다는 작은 크기의 패널을 여러 개 사용하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

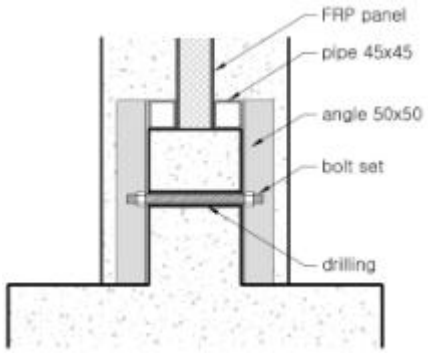


RC골조용 내력패널 설치 전 RC기둥의 전단보강이 필요함.

본 연구결과에 따르면 RC구조물에 대한 보강 시에는 강성이 큰 내력패널보강으로 인해 RC기둥의 전단파괴가 예상된다. 이와 같은 RC기둥의 파괴는 내력패널의 소요 전단강도가 더 크기 때문에 발생된다. 따라서 내력 패널 설치전 기둥의 전단강도를 검토하여야 하며 부족한 경우 반드시 기둥에 대한 전단보강이 수행되어야 한다. 그러므로 재난 발생시 기둥보강이 필요한 경우는 본 연구결과에서 제시하는 체결부를 갖는 GFRP 기둥보강재료 기둥을 보강한 후, 내력패널을 설치할 것을 권장한다.

RC골조용 내력패널의 설치시에는 패널의 면외 방향 이탈 방지용 앵글(가이드앵글)이 필요하며, 앵글을 고정하기 위해 앵커와 볼트를 이용한다.

본 연구결과에 따르면 내력패널은 강도를 유지하기 위해 면외 방향으로 이탈이 되지 않도록 하여야 한다. 따라서 이탈 방지용 설치물이 필요하며 연구결과에 따르면, 앵글(가이드앵글)을 사용하는 것이 최적의 성능을 발휘할 수 있는 방법이다. 가이드앵글을 콘크리트 면에 부착하기 위한 방법으로는 본딩(실링)이 아니라 오른쪽 그림과 같이 기계적인 부착으로 앵커와 볼트를 사용한다.



2차 재난(지진)에 대한 보강(내력벽체) 시공 시, 1차 재난에 의해 발생된 비내력벽체의 붕괴에 따른 시공 부위의 잔여물을 제거하고 정리 한 후에 시공.

재난 발생시 내력벽체의 소요강도를 유지하기 위해 1차 재난에서 발생된 시공 부위의 잔여물을 제거하는 것은 필수적인 요소이다. 특히, 보강대상 건물이 비내력벽체로 이루어

져 있다면 비내력벽체의 붕괴로 인해 다량의 잔여물이 존재할 것이다. 이러한 상태로 내력패널을 시공한다면 시공상 어려움이 클 것이며, 설치가 되더라도 내력패널 소요의 강도를 발휘하기 어렵다.

제7장 강골조용 내력패널 설계를 위한 접합부 평가

제1절 용접 접합부 거동평가

내력 패널이 충분한 강도를 발휘하기 위해서는 강골조의 접합부의 강도와 강성이 정확하게 평가되어야 한다. 즉 강골조의 접합부 상태에 따라 내력패널의 설계가 이루어져야 한다. 그렇지 않으면 내력패널에 의해서 오히려 강골조의 접합부에 손상이 발생하는 경우가 생긴다. 국외 연구동향은 대부분 강골조의 볼트 접합부에 대하여 연구와 설계가 이루졌다 (Jung, 2003). 그러나 국내에서 시공되는 강골조 대부분의 경우 용접 접합부로 이루어져 있으므로 적절한 내력패널 설계를 위해서는 접합부에 대한 성능평가가 반드시 수행되어야한다.

한국형 표준 접합부에 대한 해석적 성능평가를 위하여 신뢰성 있는 수치 해석 모델이 필요하였다. 이를 위하여 8장에 계획된 강골조 시험체의 접합부와 동일한 접합부를 제작하여 용접 접합부의 단조 및 반복하중에 대한 실험을 수행하였고 이를 수치 해석 모델과 비교하여 해석 모델의 신뢰성을 검토하였다.

1. 시험체 설계

시험체의 설계는 8.2장에서 설계된 강골조 구조 시험체의 보-기둥 접합부를 대상으로 하여 시험체를 설계하였다.

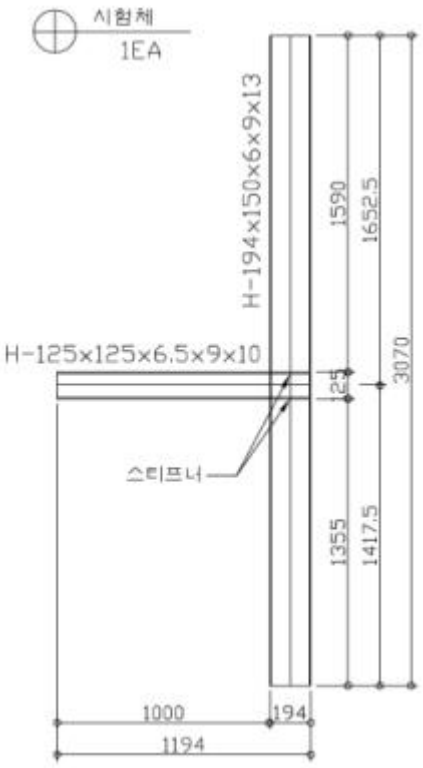


그림 7.1 용접 접합부 시험체

2. 실험 변수 및 가력 방법

실험은 일정하게 변위를 증가시키는 방법으로 진행하였다. 시험체 MONO는 일정한 속도로 변위를 증가시키는 방법으로 하중을 재하하였다. 그리고 시험체 CYCLE는 초기에 ±5, ±10, ±15, ±20으로 5mm씩 증가 시켰고, 이후로는 10mm씩 변위를 증가시켰다. 각 반복 변위는 두 번씩 반복하였다. 두 시험체의 하중 재하 이력곡선을 그림 7.2에 정리하였다.

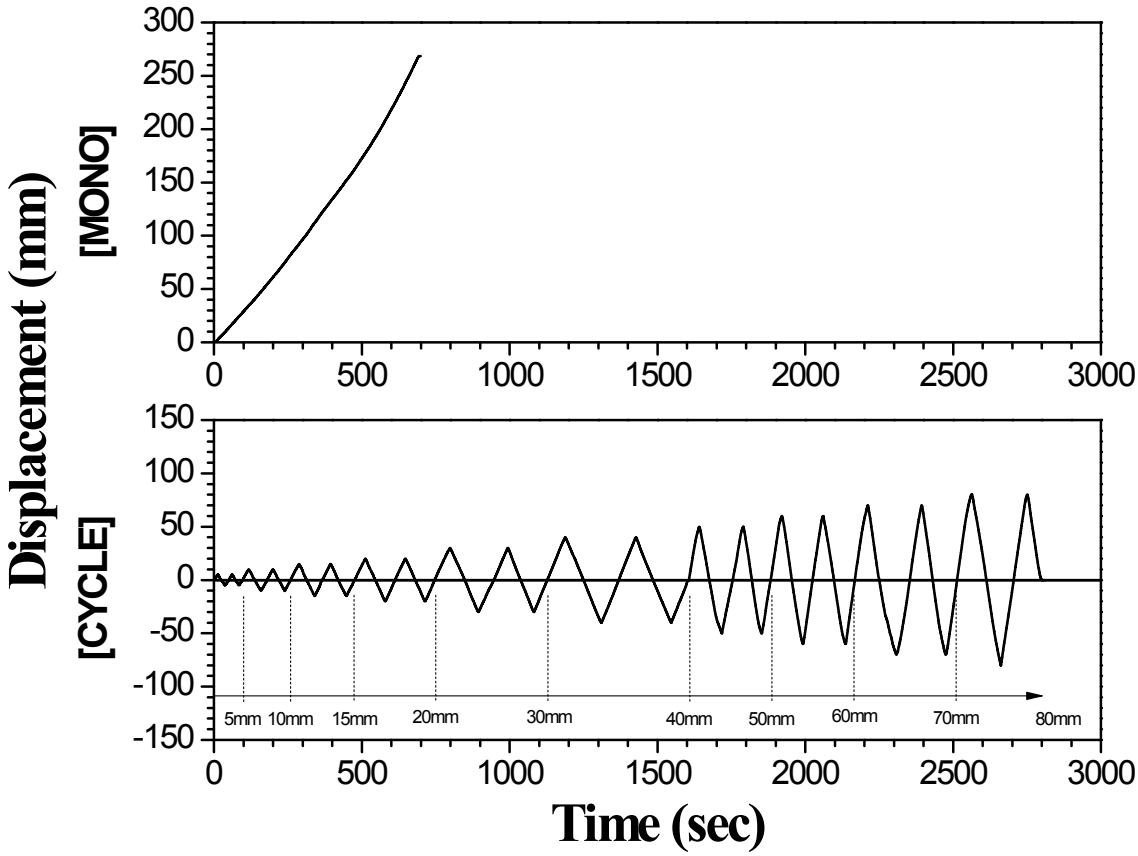


그림 7.2 하중 재하 이력곡선

3. 장치설계 및 측정방법

가. 실험 장치 구성

시험체의 실험을 위한 장치는 경상대학교 토목공학과 구조실험실에 설치된 엑츄에이터와 구조실험용 가력프레임을 이용하여 실시하였다. 실험장치의 설치 및 가력 계획은 그림 7.3과 같다. 시험체의 설치는 실제 구조물의 거동양상을 고려하기 위하여 시험체의 보기둥 접합부의 중심에서 750mm의 거리를 두고 직경 50mm의 환봉을 두어 힌지지점으로 거동하게 하였고 이 환봉을 상부에는 볼트로 하부에는 복동기를 이용하여 고정하였다. 그리고 상단에 볼트 형식의 버팀대를 두어 시험체의 상하거동을 방지 하였다. 엑츄에이터는 접합부에서 766mm의 거리에 중심이 위치하도록 설치하였다.

나. 시험체 변위 및 변형률 측정

시험체의 변위는 엑츄에이터에 내장된 LVDT를 통하여 변위를 가력 변위를 측정하였고 이를 통하여 하중가력계획에 따라서 실험을 수행하였다. 그리고 중요 지점의 처짐각을 측정하기 위하여 액츄에이터의 하중 작용점의 중심과 보기둥 접합부의 패널존 중심 그리고 접합부에서 28mm떨어진 지점에 경사계(inclinometer)를 부착하였다. 또한 보 부재에 대하여 강골조시험체와 동일한 위치에 스트레인 게이지를 부착 하였다.

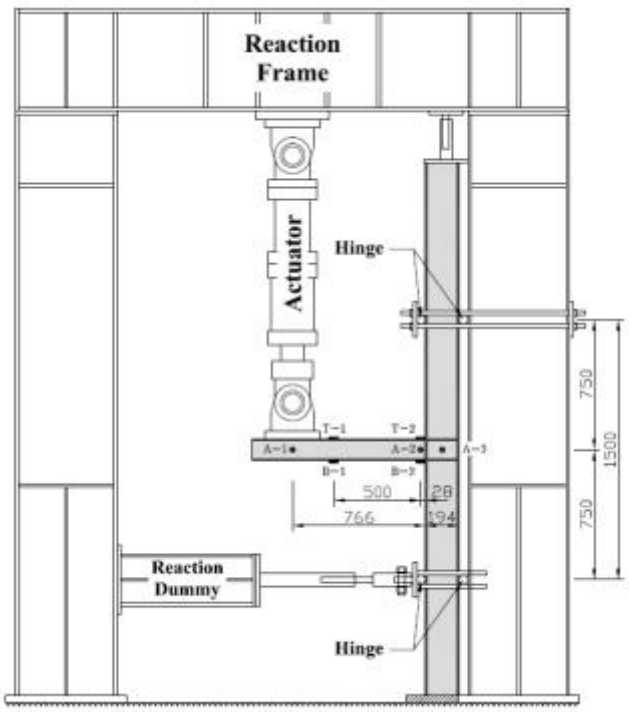


그림 7.3 시험체 설치 및 측정방법



그림 7.4 시험체 설치

다. 실험결과

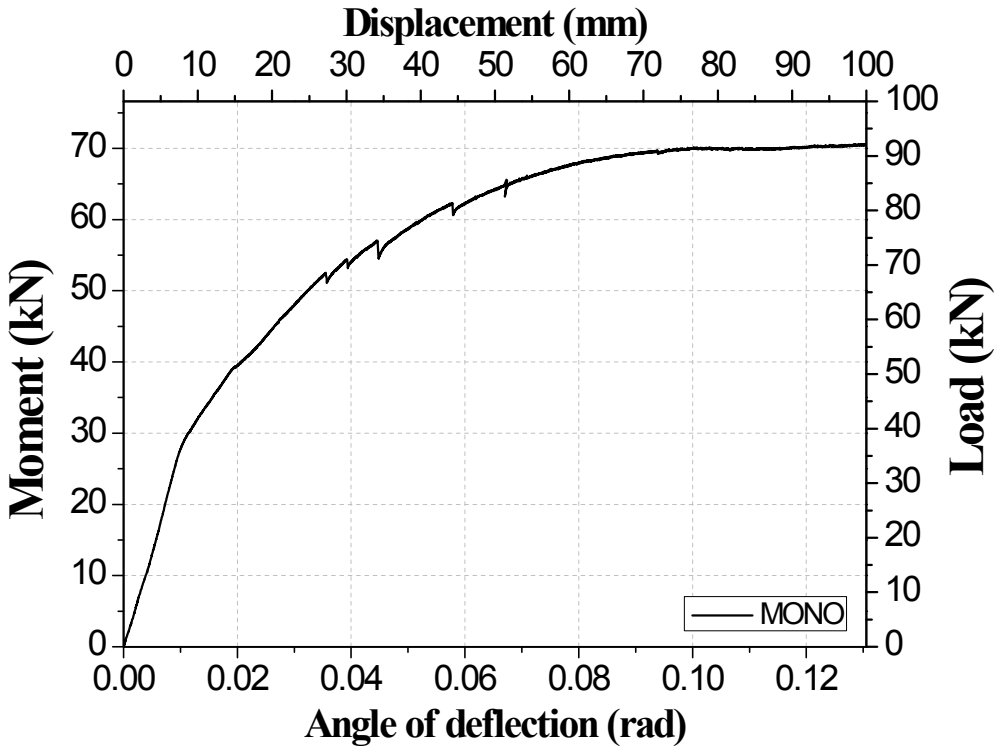


그림 7.5 단조하중 시험체의 모멘트-처짐각 곡선

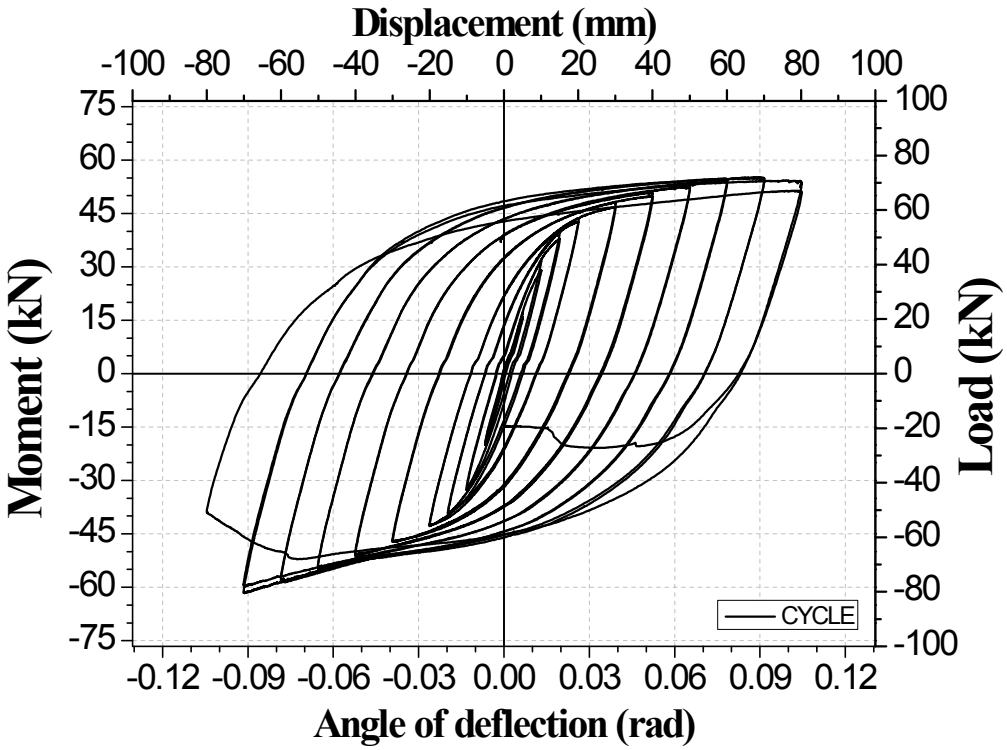


그림 7.6 반복하중 시험체의 모멘트-처짐각 곡선

그림 7.5와 그림 7.6에 나타낸 강골조의 용접접합부 단조하중과 반복하중 작용에 대한 모멘트-처짐각 곡선에서 MONO 시험체는 처짐각 0.010rad(7.7mm)에서 항복모멘트 28.2kN·m(36.8kN)로 나타났고, 최대 모멘트는 처짐각 0.134rad(102.4mm)에서 70.7kN·m(92.3kN)으로 나타났다. CYCLE 시험체의 경우 항복점이 특정되지 않고 완만한 곡선으로 모멘트-처짐각 관계를 보였으며, 최대 모멘트는 정방향에서 처짐각 0.090rad(69.0mm)에 55.2kN·m(72.0kN), 부방향에서 처짐각 0.091rad(69.9mm)에 61.7kN·m(80.5kN) 으로 나타났다.

결과적으로 반복하중을 받는 CYCLE 시험체는 항복점이 특정되지 않으며, 최대모멘트는 단조하중을 받는 MONO 시험체에 대해서 약 12.3kN·m(16.1kN)이 감소하여 17.4%의 최대모멘트 감소를 보였다. 그리고 곡선에서 나타난 바와 같이 파괴점의 처짐각 또한 감소하는 것이 관찰되었다. 그러므로 용접 접합부의 경우 반복하중을 받게 되면 원래의 접합부 강도보다 17% 정도 적은 강도를 갖게 되고 용접부의 피로 파괴로 인하여 최대 변위가 32%로 감소하였다.

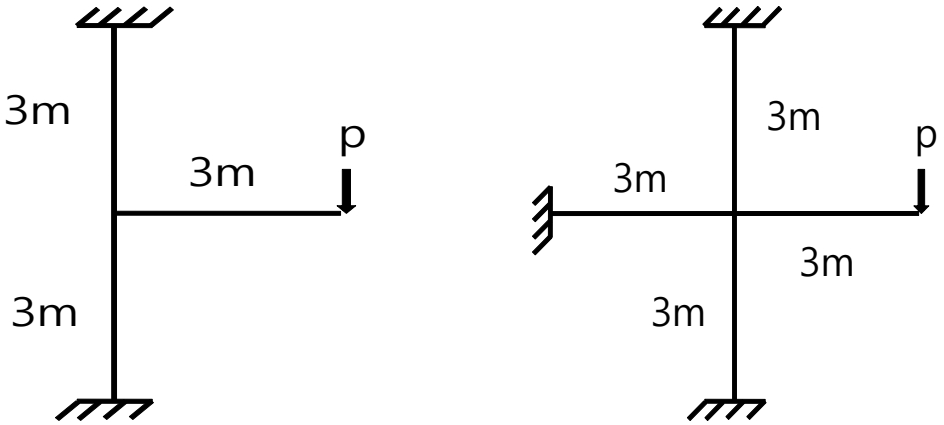
표 7.1 실험결과

시험체		항복모멘트 kN·m (kN)	항복처짐각 rad (mm)	최대모멘트 kN·m (kN)	최대처짐각 rad (mm)	비고
MONO		28.2 (36.8)	0.010 (7.7)	70.7 (92.3)	0.134 (102.4)	
CYCLE	정방향	-	-	55.2 (72.0)	0.090 (69.0)	
	부방향	-	-	61.7 (-80.5)	0.091 (-69.9)	

제2절 한국형 표준 접합부에 대한 해석적 평가

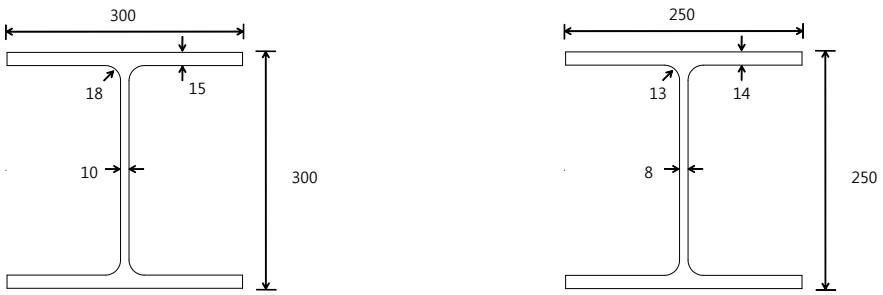
1. 평가 모델

앞장에서 제시된 접합부 모델링을 사용하여 국내 건축강구조 표준접합상세지침의 표준접합에 적용하여 각 접합부가 가지는 반강성 정도를 파악하였다. 해석의 중복을 피하기 위하여 표준접합부를 검토하여 동일한 모델을 구분하여 모델링을 선택하였다. 우선 각각의 표준접합을 내부접합부와 외부접합부로 분류하여 그림 7.7과 같이 외부는 type-1, 내부는 type-2로 하였다. 해석에 사용된 기둥과 보의 단면은 일반적으로 중저층 골조구조물에 널리 사용되는 H-형강을 고려하였다. 접합부의 기둥은 H300*300*10*15 형강이고 보는 H250*250*9*14 형강이다(그림 7.8). 볼트의 재원 및 볼트이음은 KBC-09에 따른 고력볼트 표준접합 설계편람을 참고하였다. 해석에는 상용프로그램인 ABAQUS를 사용하였다. 해석에 사용된 형식별, 종류별 분류를 표 7.2에 정리하였다. 해석방법은 자유단에 변위하중을 가력하여 특정변위까지 해석을 수행하였다. 평가는 변위하중 가력지점에서의 반력-변위 곡선과 모멘트-처짐각 곡선을 이용하였다.



(a) Type-1 (b)Type-1

그림 7.7 해석 형상



(a) Column (b) Beam

그림 7.8 단면 형상

그림 7.9와 그림 7.10에 건축 강구조 표준접합부를 종류별로 나타내었다. 또한 접합부의 특징을 정리하여 표 7.2에 나타내었다.

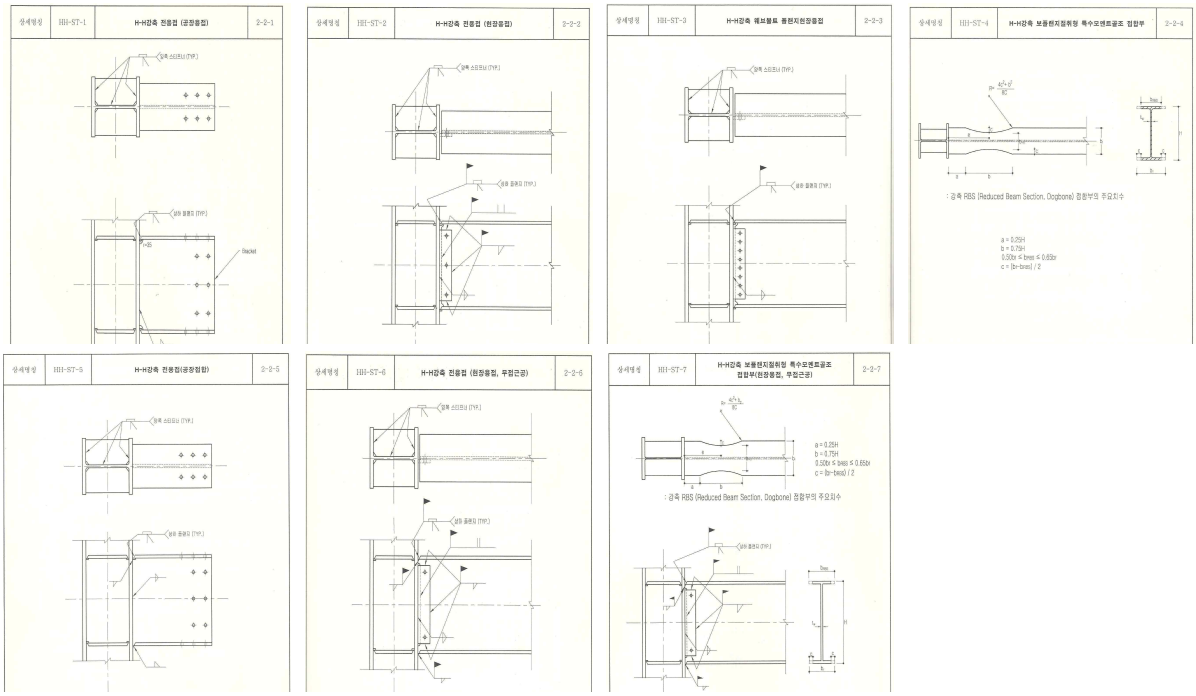


그림 7.9 H형강 기둥-보 강축접합

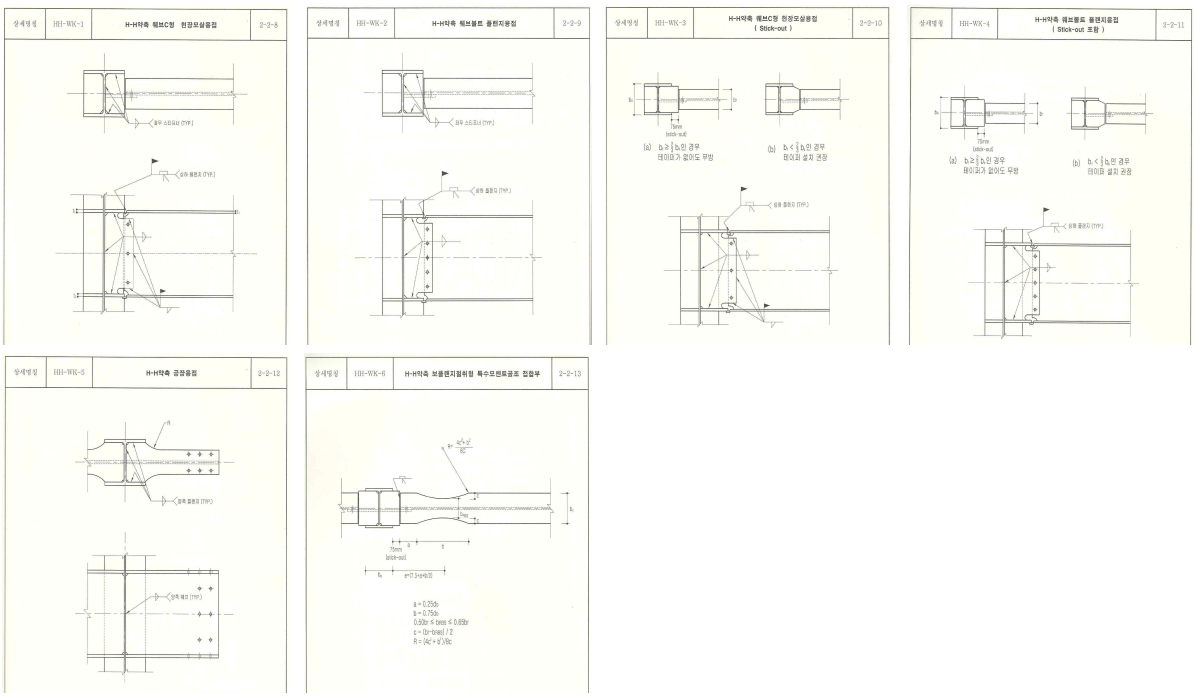


그림 7.10 H형강 기둥-보 약축접합

표 7.2 표준 접합부별 모델링

No.	모델명	Type	상세명칭	설 명	비고
1	S-T-1-1	1	HH-ST-1 HH-ST-5	H-H 강축 전용접(공장용접)	
2	S-T-2-1	2			
3	S-T-1-2	1	HH-ST-2 HH-ST-6	H-H 강축 전용접(현장용접)	
4	S-T-2-2	2			
5	S-T-1-3	1	HH-ST-3	H-H 강축 웨브볼트 플랜지 현장용접	
6	S-T-2-3	2			
7	S-T-1-4	1	HH-ST-4 HH-ST-7	H-H 강축 보플랜지 절취형 특수모멘트골조 접합부	
8	S-T-2-4	2			
9	W-T-1-1	1	HH-WK-1	H-H 약축 웨브C형 현장모살용접	
10	W-T-2-1	2			
11	W-T-1-2	1	HH-WK-2	H-H 약축 웨브볼트 플랜지용접	
12	W-T-2-2	2			
13	W-T-1-3	1	HH-WK-3	H-H 약축 웨브C형 현장모살용접(Stick-out)	
14	W-T-2-3	2			
15	W-T-1-4	1	HH-WK-4	H-H 약축 웨브볼트 플랜지용접(Stick-out)	
16	W-T-2-4	2			
17	W-T-1-5	1	HH-WK-6	H-H 약축 보플랜지 절취형 특수모멘트골조 접합부	
18	W-T-2-5	2			

2. 해석 모델링 결정

용접접합부 거동평가에 포함된 강골조 기둥-보 강축 용접접합의 실험을 바탕으로 동일한 부재단면과 물성을 가지는 유한요소 모델을 통하여 접합부의 해석을 수행하였다. 이를 통하여 한국 표준 접합부에 대한 해석적 평가 모델의 신뢰성을 검토하였다.

그림 7.11은 실험을 통해서 나타난 부재의 변형사진이고, 그림 7.12는 유한요소 해석을 모델을 통한 변형그림이다. 실험결과와 해석결과에서 모두 보부재의 좌굴과 패널존의 전단변형이 발생하였다. 또한 그림 7.13에 나타낸 접합부의 모멘트-처짐각의 상관관계 곡선에서도 해석 모델이 실험의 초기탄성과 처짐각에 대한 모멘트 증가이력과 잘 부합되는 것으로 판단된다. 따라서 제안된 수치 해석 모델이 실제 접합부의 단조하중 하에서의 거동을 비교적 잘 예측하고 있는 것을 확인하였다. 그러므로 본 용접접합부 모델을 이용하여 한국형 표준 접합부에 대한 해석적 평가를 수행하도록 한다.



그림 7.11 실험결과의 변형

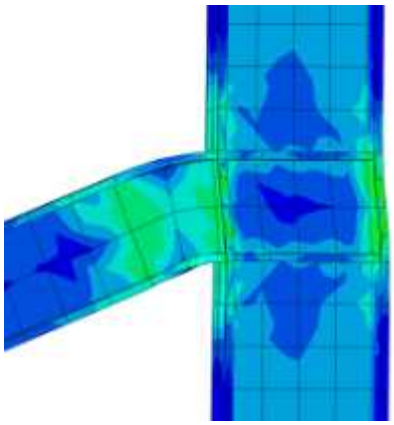


그림 7.12 해석결과의 변형

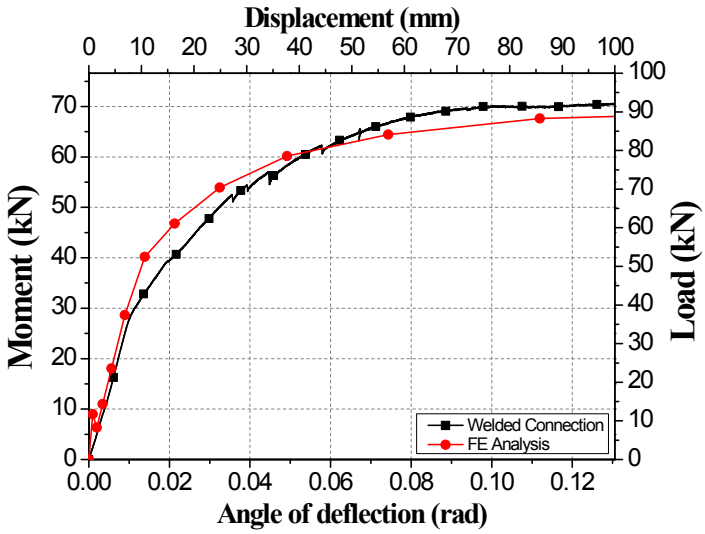


그림 7.13 강골조 용접접합부 해석결과

3. 접합부 해석결과

접합부에 널리 사용되는 용접접합과 볼트접합을 사용한 철골구조물의 거동을 보다 정확하게 고려하기 위하여 접합부의 강도 전달능력을 해석적으로 연구하였다. 강골조 구조물의 사용에 따라 내부와 외부로 구분하여 변위하중에 대한 강도 전달의 강성효과를 상용프로그램인 ABAQUS를 사용한 해석결과를 요약하면 다음과 같다.

가. 강축해석 결과 고찰

(1) type-1

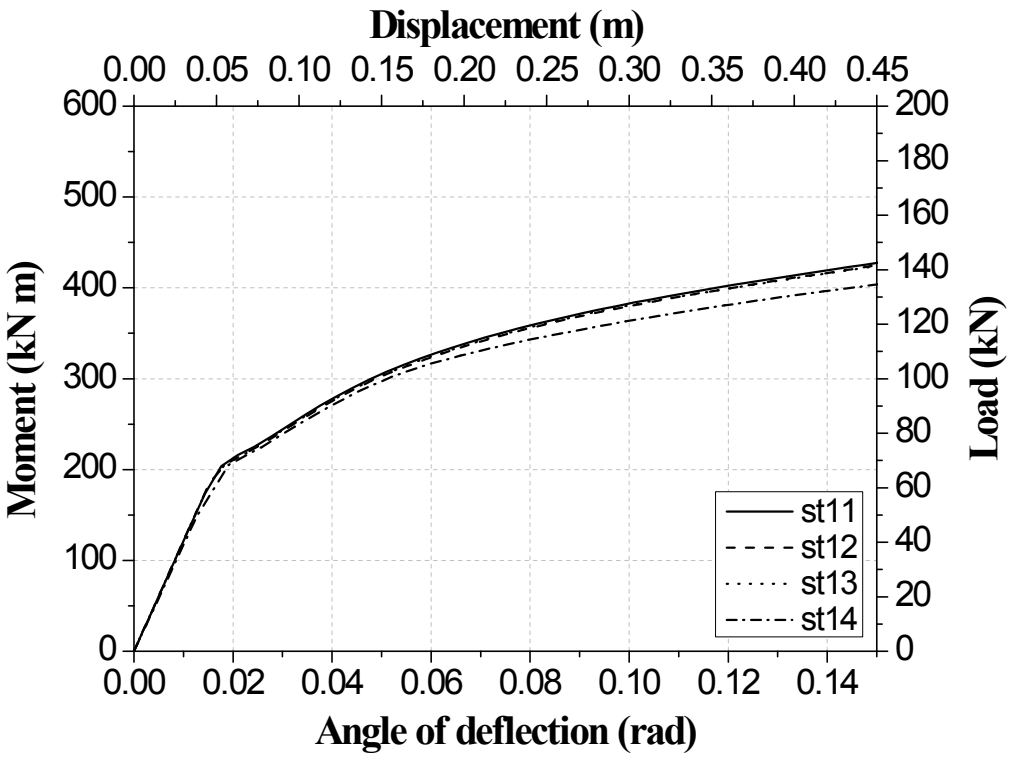
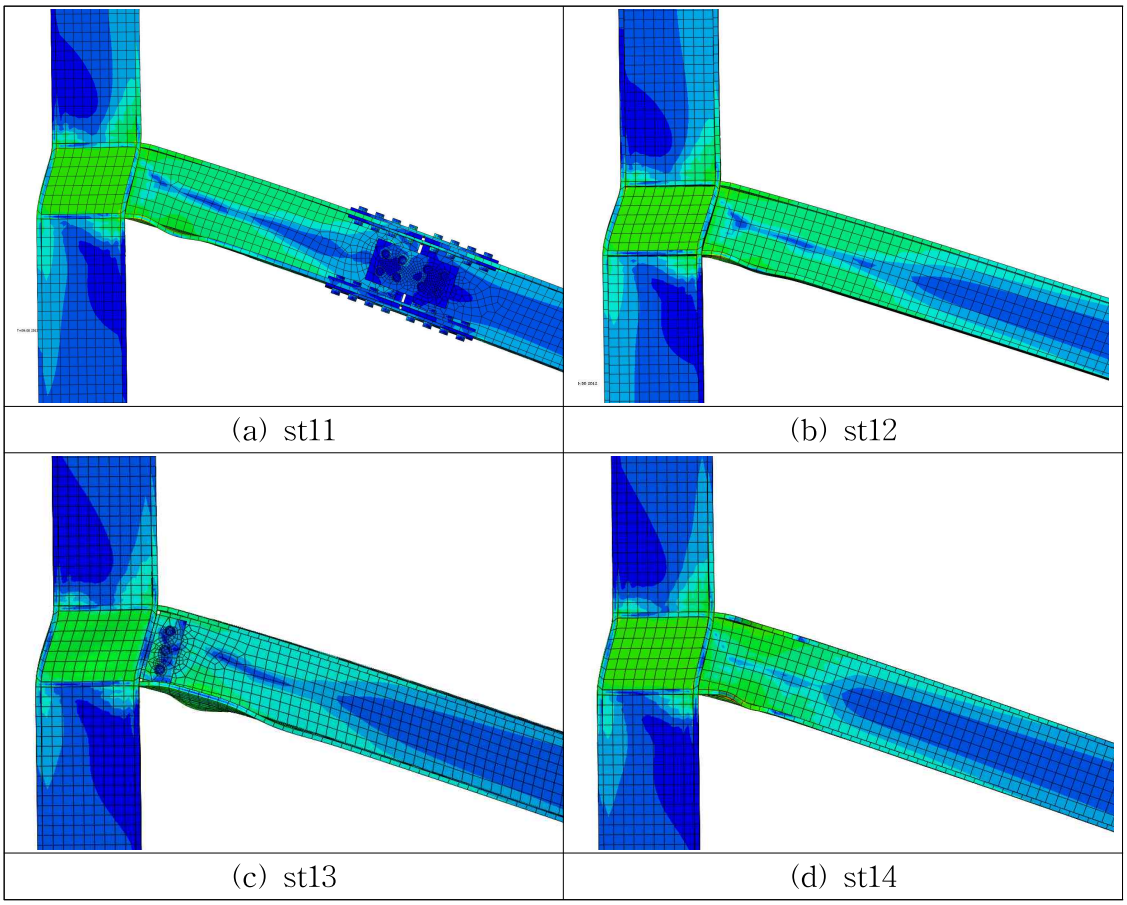


그림 7.14 모멘트-처짐각 곡선 (type-1)

H형강의 강축에 보를 접합하고 외부형인 type-1에 대한 해석결과를 분석하였다. st11번 모델과 st12번 모델은 접합부 이외의 구성이 다른 접합모델이다. st11번 과 st12번 모델의 해석결과 거의 유사한 항복하중과 항복변위를 나타내었다. st13번 모델의 경우 웨브에 볼트로 접합되어 있는데 볼트접합은 용접접합에 비해 유효 단면이 적다. 따라서 웨브의 영향이 감소하면서 항복강도가 일부 감소하였고 항복도 조기에 발생한 것으로 판단된다. st14번 모델의 경우 접합부 근처의 플랜지를 절단하여 단면을 감소시킴으로써 항복강도와 항복변위가 모두 작게 해석되었다.

해석결과를 하중-변위 곡선을 통하여 분석하였다. st14번 모델의 경우 플랜지의 단면을 감소시킨 경우로 항복 이후의 하중증가율이 다른 모델에 비해 완만하게 증가하였다. st11, st12와 st13은 초기 거동과 항복이후의 거동이 거의 일치함을 알 수 있다. st14는 앞의 세 경우와 항복하중과 항복 변위는 거의 일치하나 항복이후의 하중 증가율이 앞의

세 경우보다 완만하였다.



(a) st11 (b) st12

(c) st13 (d) st14

그림 7.15 접합부 변형 상세

접합부의 변형상세를 살펴보면 st11번 모델에서와 같이 볼트접합인 경우 부재의 연속이 없기 때문에 보강판을 통하여 응력이 전달되는 것을 알 수 있다. 응력의 분포는 기둥의 보강플레이트 면에 크게 발생하고 있다. 이것은 보의 플랜지에서 전달된 응력이 플랜지와 맞닿은 기둥면에 회전 모멘트를 발생시키고 있는 것으로 판단된다. 또한 접합볼트에는 보강판 보다 적은 응력이 발생하고 있는 것을 알 수 있는데 이는 보강판의 두께와 볼트의 직경에 의해 결정되는 것으로 판단된다.

강축 type-1의 접합부 거동은 전체적으로 기둥에서 변형이 많이 발생하고 있다. 특히 보와 기둥이 연결되는 패널 존에 전단변형이 주로 발생하고 있으며 응력도 집중되고 있다. 보의 하부의 플랜지의 경우 국부 좌굴이 발생하였고 이 플랜지 좌굴이 복부 좌굴에 영향을 미치고 있다. 응력의 분포는 기둥과 보의 상하부 플래지에 고루 분포하고 있다.

그러므로 강축 type-1의 접합부의 파괴 메커니즘에서 보의 소성힌지보다는 접합부 패널영역의 전단거동이 더 크게 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

(2) type-2

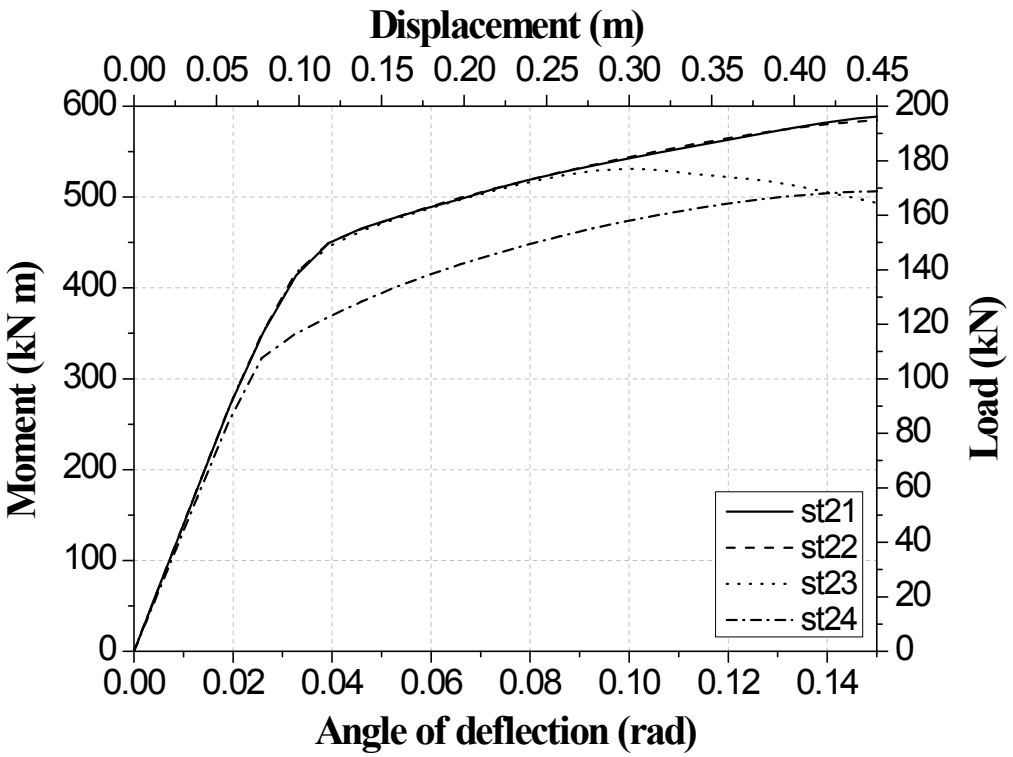
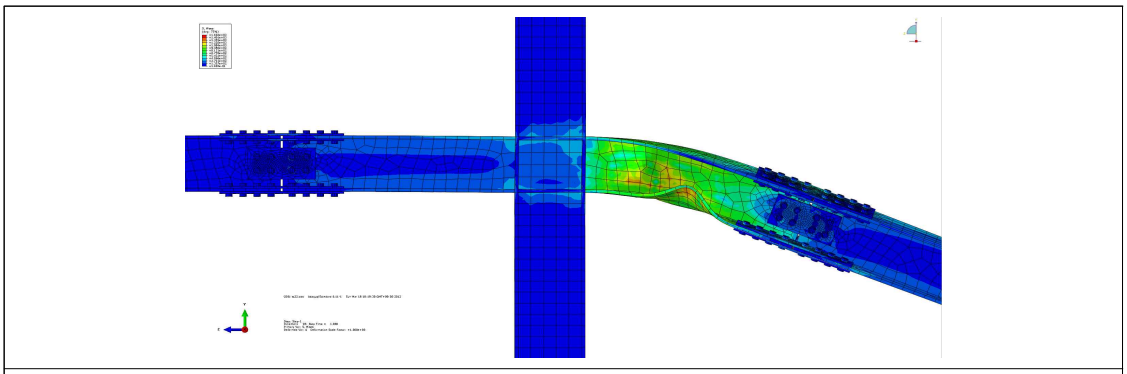


그림 7.16 모멘트-처짐각 곡선 (type-2)

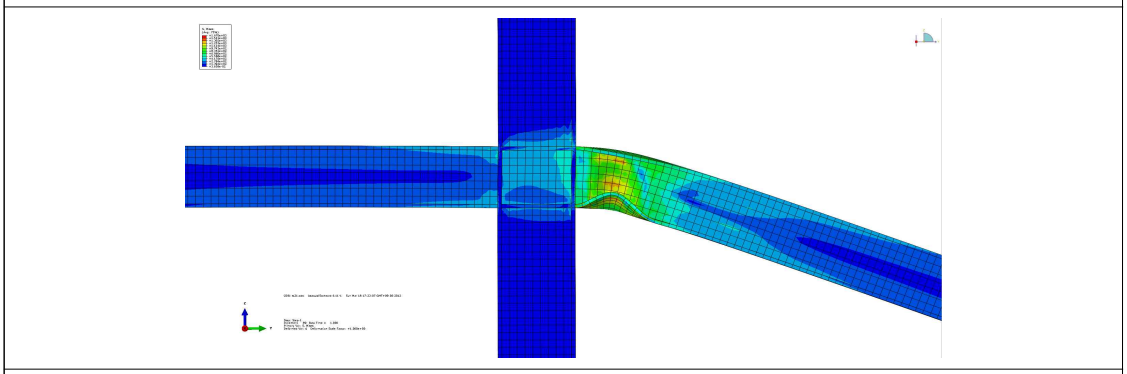
H형강의 강축에 보를 접합하고 내부형인 형식-2에 대한 해석결과를 분석하였다. st21번 모델과 st22번 모델은 접합부 이외의 구성이 다른 접합모델이다. 해석결과 항복이 접합부에 근접하여 발생하므로 외부의 구성이 결과에 영향을 미치지 못하므로 항복강도와 항복변위에 대한 해석이 거의 유사하게 해석되었다. 다만 최대강도 이후의 하중 감소가 소성힌지의 위치에 따라 다소 차이가 발생하고 있다. st23번 모델의 경우 웨브에 볼트접합이 이뤄져 있는데 볼트접합은 용접접합에 비해 유효 단면이 적다. 따라서 웨브의 영향이 감소하면서 항복강도가 일부 감소하였고 항복도 조기에 발생한 것으로 판단된다. st24번 모델의 경우 접합부 근처의 플랜지를 절단하여 단면을 감소시킴으로써 항복강도와 항복변위가 모두 적게 해석되었다.

해석결과를 하중-변위 곡선을 통하여 분석하였다. 곡선에서 각 모델은 항복 후 강도가 증가하였고 최대강도에 도달 후 강도 감소를 나타내고 있다. st21번과 st22번은 항복강도와 항복변위는 유사하였고 최대강도시의 변위가 차이난다. 이것은 볼트접합에 사용되는 보강판에 의하여 보의 강성이 증가하여 소성힌지부분에 변형이 집중적으로 발생하였다. st23번 모델의 경우 플랜지는 용접접합으로 하고 웨브는 볼트접합으로 이루어져 있어서 유효접합단면이 감소한 것으로 생각된다. 유효접합단면의 감소로 강도가 일부 감소하였고 항복변위도 적게 나타났다. 또한 최대하중까지의 변위증가가 비교적 적었으며, 이것은 웨브가 용접접합 되지 않아 접합부의 강도가 플랜지에 의해 지배되기 때문으로 생각된다. 최대강도 이후의 강도 감소도 st21, st22보다 크게 나타났다. st24번 모델의 경우 플랜지의 단면을 감소시킨 경우로 항복강도는 앞서 설명한 세 경우에 비해 작게 해석되었다. 하지만 st21의 경우와 유사한 변위를 나타내었으며 최대하중이후의 거동도 유사하게

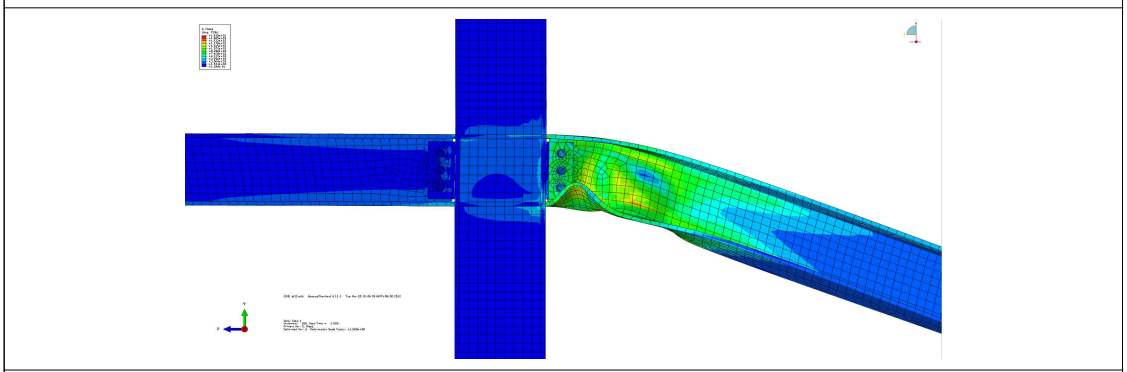
나타났다. 이것은 보의 하중을 보 전체에서 부담함으로써 발생하는 현상으로 해석된다.



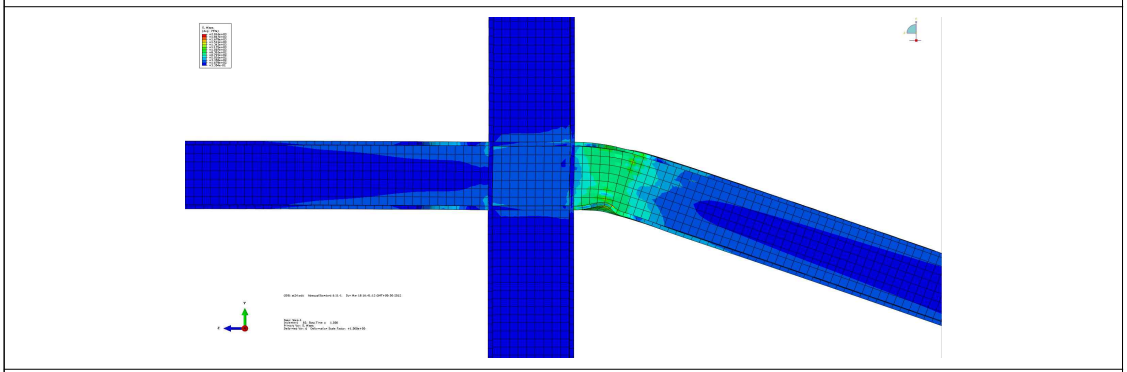
(a) st21



(b) st22



(c) st23



(d) st24

그림 7.17 접합부 변형 상세

접합부의 변형상세를 살펴보면 st21의 모델에서와 같이 볼트접합인 경우 부재의 연속이 없기 때문에 보강판을 통하여 응력이 전달되는 것을 알 수 있다. 하중 전단에 의한 응력의 분포는 기둥과 연결부 사이에 집중되어 발생하고 있다. 또한 볼트접합부의 보강판 영향으로 부분 강성이 증가하여 이로 인해 소성힌지 발생이 기둥에서 약간 먼 쪽으로 이동한 것을 알 수 있다. 하단부 플레이트의 좌굴영향으로 웨브의 응력이 크게 발생하고 있으며 보의 비틀림이 일부 발생하였다. st22의 변형에서 응력의 분포가 보의 전체에서 발생하고 있다. 또한 소성힌지도 기둥과 가까운 곳에 발생하고 있다. 하단부 플레이트의 좌굴과 웨브의 응력 집중현상도 관찰할 수 있다. st23의 변형에서 웨브와 볼트접합부가 일체로 거동하고 있는 것을 확인 할 수 있다. 또한 하단부 플랜지의 좌굴과 웨브의 좌굴도 크게 발생하는 것을 알 수 있으며 이로 인하여 모멘트-곡률관계에서 연화현상이 발생하였다. st24의 변형은 상하단 플레이트의 단면이 보의 전체와 비교하여 단면적이 선형적이지 못하다. 이러한 이유로 해석결과와 같이 단면 감소 구간에서의 응력집중이 크게 발생하고 상부 플랜지의 인장변형과 웨브의 인장변형이 확연히 관찰된다.

강축 형식-2의 접합부 거동은 전체적으로 형식-1의 거동과 비교하여 기둥에서의 변형이 적고 대신 보의 소성힌지부부에서의 변형이 크게 발생하였다. 소성힌지부의 플랜지의 좌굴과 웨브의 좌굴 등의 거동이 입체적으로 잘 모사하고 있다. 형식-1과 비교하여 응력분포는 기둥부에는 적게 발생하고 있으며 주로 보에서 응력이 집중되어 나타났다.

나. 약축해석 결과 고찰

(1) type-1

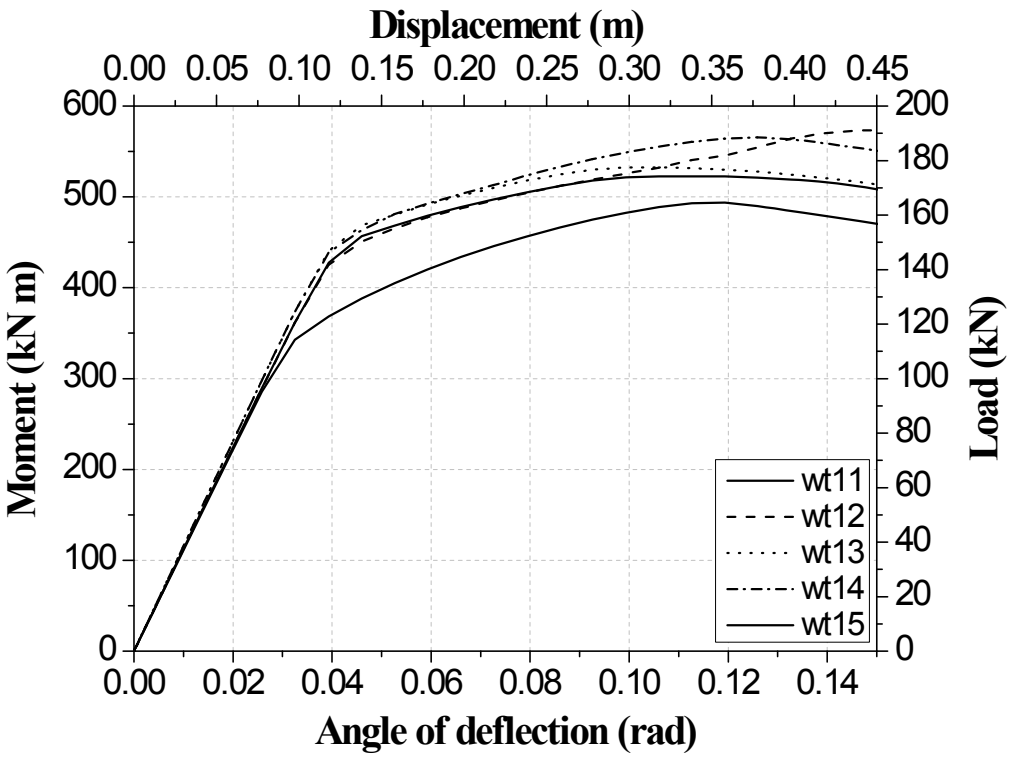


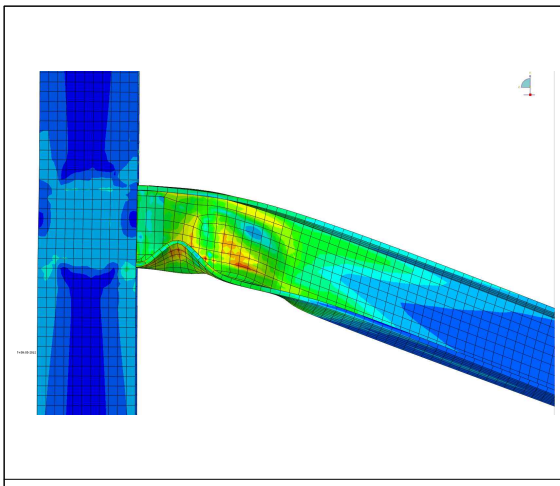
그림 7.18 모멘트-처짐각 곡선 (type-1)

H형강의 약축에 보를 접합하고 외부형인 type-1에 대한 해석결과를 분석하였다. wt11과 wt12 및 wt13 과 wt14 모델은 웨브의 접합형식이 각각 다르고, wt11과 wt13 및 wt12와 wt14 모델은 각각 약축 기둥의 돌출길이의 존재 유무가 다르다. wt15번 모델은 내진성능이 고려된 구조형식이다. 해석결과, 항복하중을 비교하여보면 돌출길이 유무에 따른 항복하중 차이는 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다. 다만 약축 기둥에 돌출길이가 있는 경우 단면이 보 플랜지의 두께보다 크기 때문에 다소 항복하중이 크게 계산되었다. wt15번을 제외한 모델의 항복변위는 거의 일치하였다. wt15번 모델의 경우 접합부 근처의 플랜지를 절단하여 단면을 감소시킴으로써 항복강도와 항복변위가 모두 작게 예측되었다.

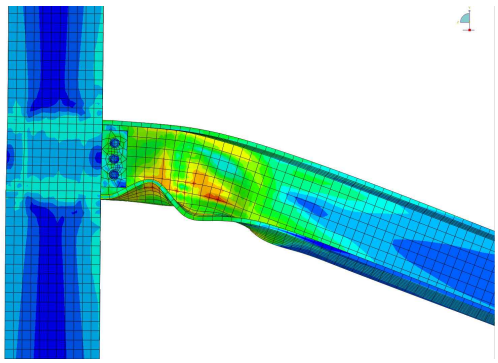
해석결과를 하중-변위 곡선을 통하여 분석하였다. 곡선에서 각 모델은 항복 후 강도가 증가하였고 최대강도에 도달 후 국부 좌굴이 발생하여 강도가 감소하였다. wt11번, wt12번, wt13번, wt14번은 항복강도와 항복변위는 유사하였고 최대강도의 변위에서 차이를 나타내고 있다. wt11번, wt13번, wt14번 모델은 항복하중에서 다소 차이가 있으나 전체적인 거동이 동일하다고 간주할 수 있을 것으로 판단된다. wt12번 모델은 wt11번과 웨브의 접합형식이 다르고 wt14번 모델과는 stick-out의 유무에서 차이가 있다. 항복강도는 wt11번과 거의 일치하고 항복 후 거의 일치하는 거동을 보이다가 wt11번의 항복변위 이후에서 추가적인 강도증가가 발생하였다.

wt15번 모델의 경우 플랜지의 단면을 감소시킨 경우로 항복강도는 앞서 설명한 세 경

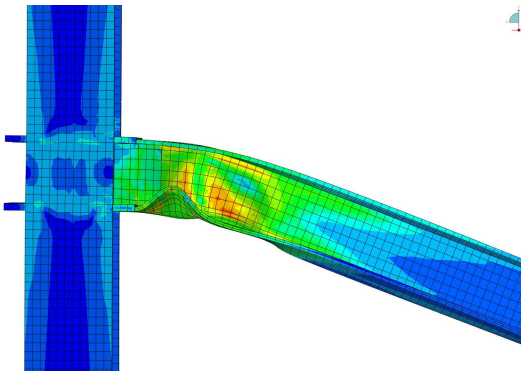
우에 비해 작게 해석되었다. 하지만 최대하중이후의 거동은 wt11번, wt13번, wt14번의 경우와 유사하게 나타났다.



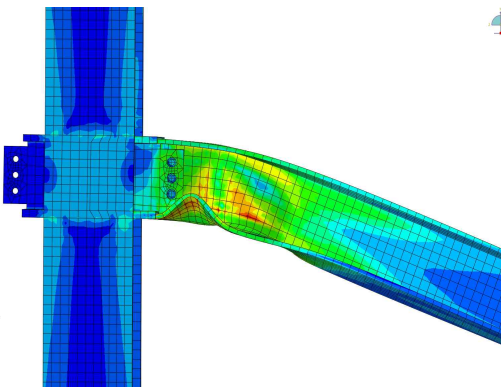
(a) wt11



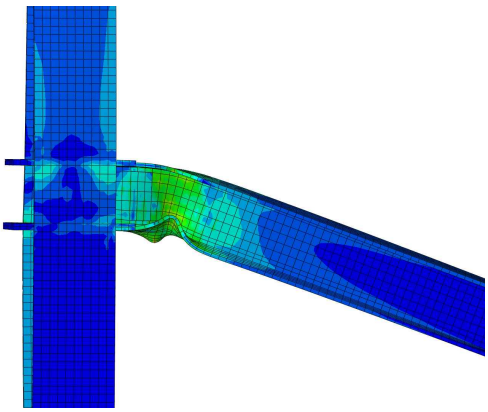
(b) wt12



(c) wt13



(d) wt14



(e) wt15

"공란"

그림 7.19 접합부 변형 상세

약축 type-1의 접합부 거동은 전체적으로 기둥 보다는 보의 소성힌지부에서의 변형이 크게 발생하였다. 소성힌지부의 플랜지의 좌굴과 웨브의 좌굴 등의 거동이 입체적으로 잘 예측되었다. 응력분포는 기둥부에는 적게 발생하고 있으며 주로 보에서 응력이 집중되에 나타났다. 그러므로 약축 type-1의 접합부의 파괴 메커니즘은 보의 소성힌지에 의해서 발생하였다.

(2) type-2

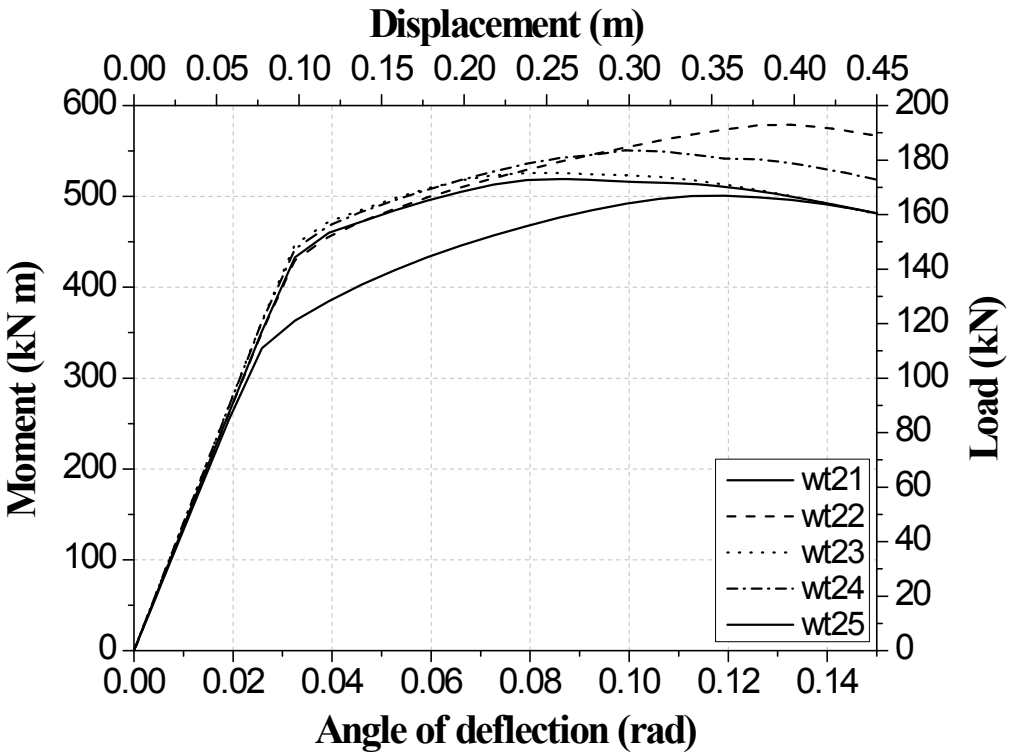
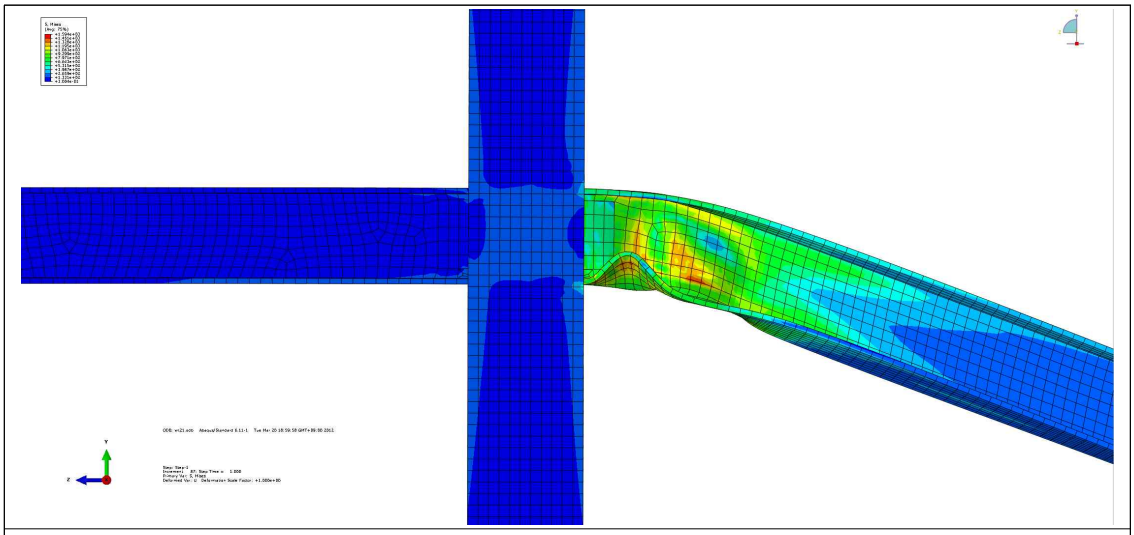


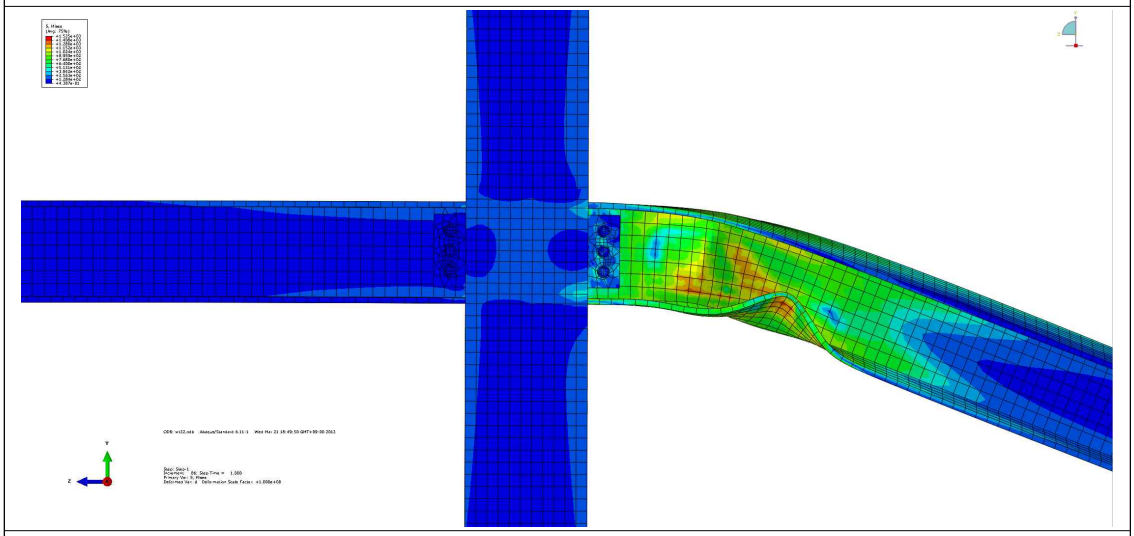
그림 7.20 모멘트-처짐각 곡선 (type-2)

H형강의 약축에 보를 접합하고 외부형인 type-2에 대한 해석결과를 분석하였다. wt21과 wt22 및 wt23 과 wt24 모델은 웨브의 접합형식이 각각 다르고, wt21과 wt23 및 wt22와 wt24 모델은 각각 약축 기둥의 돌출길이의 존재 유무만 다르다. wt25번 모델은 내진성능이 고려된 구조형식이다. wt25번을 제외한 모델의 항복변위는 거의 일치하게 해석되었다. wt25번 모델의 경우 접합부 근처의 플랜지를 절단하여 단면을 감소시킴으로써 항복강도와 항복변위가 모두 작게 해석되었다.

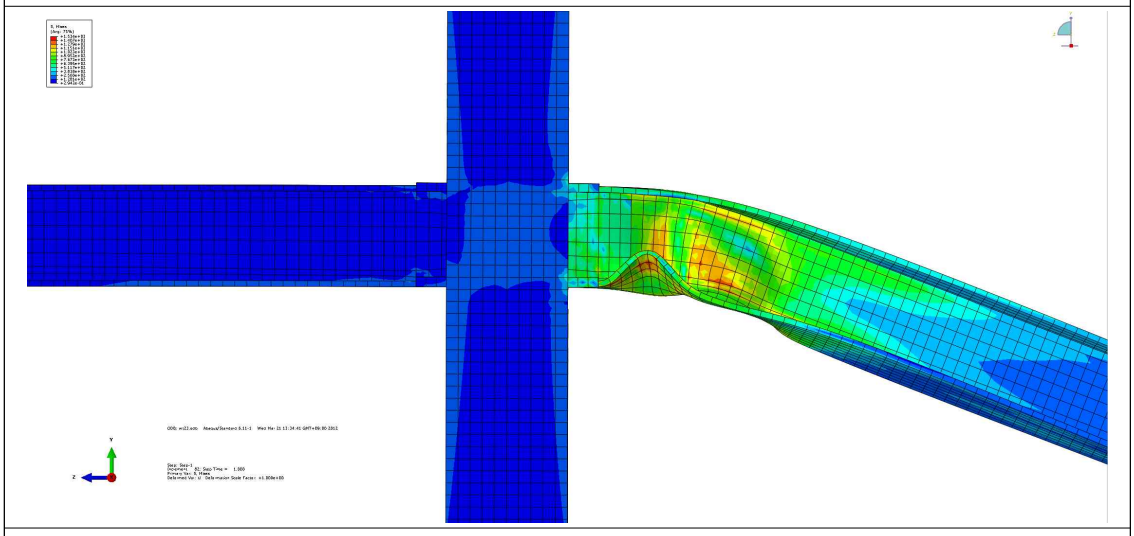
해석결과를 하중-변위 곡선을 통하여 분석하였다. 곡선에서 각 모델은 항복 후 강도가 증가하였고 최대강도에 도달 후 국부 좌굴에 의하여 강도가 감소하였다. 네 모델 모두 최대하중의 크기와 그때의 변위에서 다소 차이가 있으나 전체적인 거동이 동일하엿다. 다만 wt25번 모델의 경우 플랜지의 단면을 감소시킨 경우로 항복강도는 앞서 설명한 네 경우에 비해 작게 해석되었다. 하지만 최대하중시의 변위는 wt22번과 거의 유사하게 나타났다.



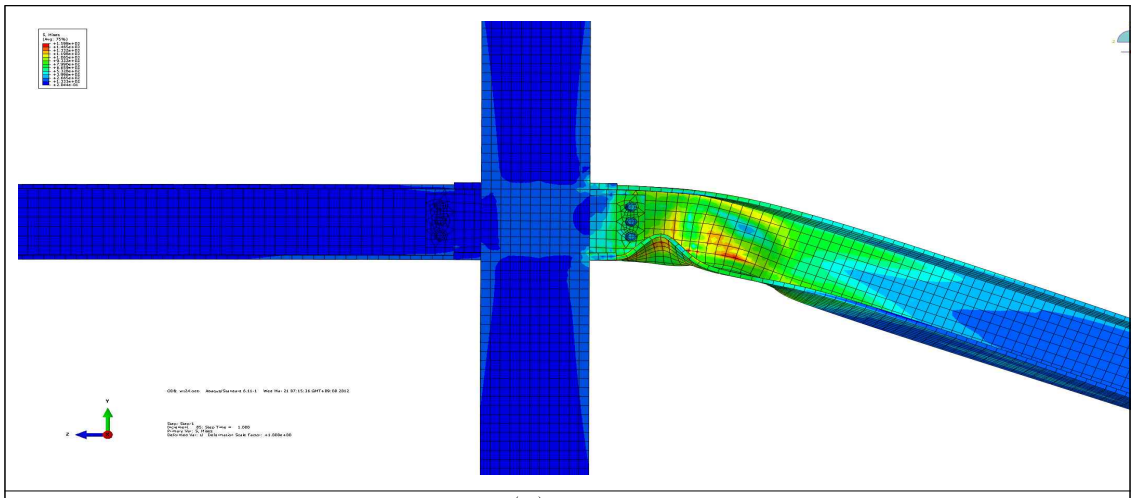
(a) wt21



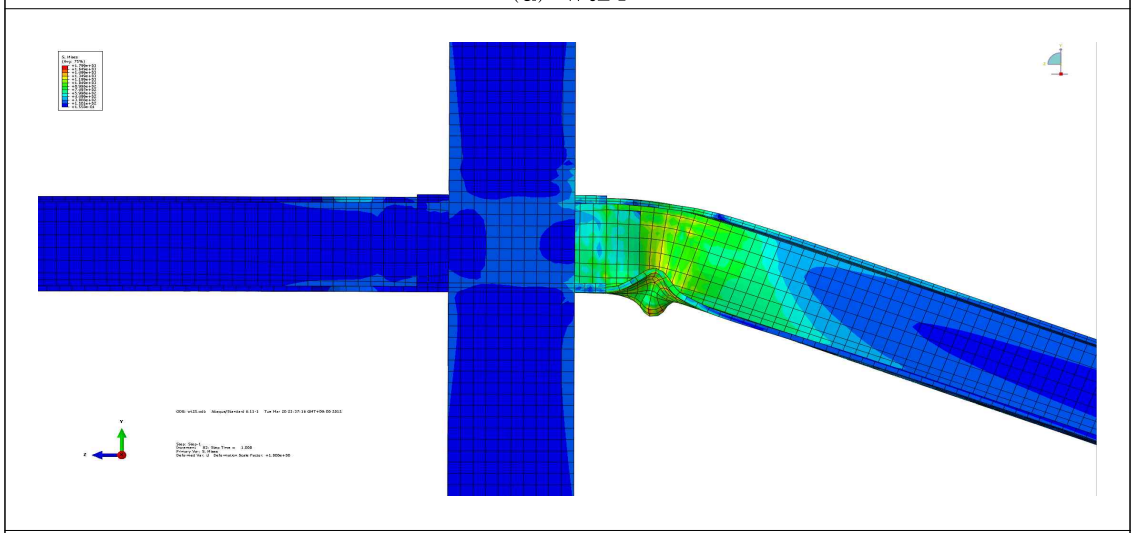
(b) wt22



(c) wt23



(d) wt24



(e) wt25

그림 7.21 접합부 변형 상세

약축 type-2의 접합부 거동은 전체적으로 type-1과 비교해서 기둥에서의 변형이 거의 발생하지 않고, 대신 보의 소성힌지부에서의 변형이 크게 발생하였다. 소성힌지부의 플랜지의 좌굴과 웨브의 좌굴 등의 거동이 입체적으로 잘 모사하고 있다. 응력분포에서 알 수 있듯이 기둥보다는 보에서 응력이 집중되어 나타났다.

그러므로 약축 type-1의 접합부의 파괴 메커니즘은 보의 소성힌지에 의해서 발생하였다.

제3절 강골조 접합부 평가 분석

앞의 장에서 강골조 접합부에 대한 실험결과와 한국형 표준접합부에 대한 해석적 평가를 통한 종합적으로 분석하면 다음과 같다.

한국형 표준접합부의 해석적 평가를 통하여 강골조 기둥과 보 접합부의 파괴거동 패턴을 확인할 수 있었다. 대표적인 파괴거동 패턴은 두 가지였다. 첫 번째는 보 부재의 소성으로 인한 항복과 파괴였으며, 두 번째는 접합부의 패널존(Panel Zone) 균형 전단강도 이상의 하중으로 인한 소성변형에 의한 항복과 파괴였다.

따라서 강구조의 소성이론에 따라 부재의 소성모멘트로 접합부 부재의 파괴거동을 평가하며, “Ductile Design of Steel Structures(Michel Bruneau et al.)” 문헌을 참고하여 “North American codes(강구조설계기준, 국토해양부)”에서 제시하고 있는 패널존 전단강도에 따라 접합부의 파괴거동을 평가해보면 다음과 같다.

패널존이란 강골조의 기둥과 보의 접합부에서 기둥·보 각각의 플랜지에 감싸인 복부 부분을 말한다. 패널존의 변형으로 인한 파괴는 패널존이 부담할 수 있는 전단강도로 판단할 수 있는데 골조 안정성에 대한 소성 패널존 변형을 포함할 때 패널존의 전단강도는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

여기서

A : 기둥 횡단면적 (mm^2)

b_{cf}: 기둥 플랜지의 폭 (mm)

d_b : 보 깊이 (mm)

F_y: 기둥 복부의 명시된 최소 항복강도 (MPa)

P_c: P_y (N)

P_r: 소요강도 (N)

P_y: $F_y \bullet A$, 기둥의 축방향 항복강도 (N)

t_{cf}: 기둥 플랜지의 두께 (mm)

t_w: 기둥 복부의 두께 (mm)

패널존 접합부에서 자유물체도는 그림 22와 같으며, 이에 따라 패널존의 횡방향 전단력은 다음 식과 같이 계산된다.

$$V_w = \frac{M_1}{0.95 d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95 d_{b2}} - V_c$$

$$V_c = \frac{M_1\left(\frac{L_1}{L_{b1}}\right) + M_2\left(\frac{L_2}{L_{b2}}\right)}{h_{(story\ height)}}$$

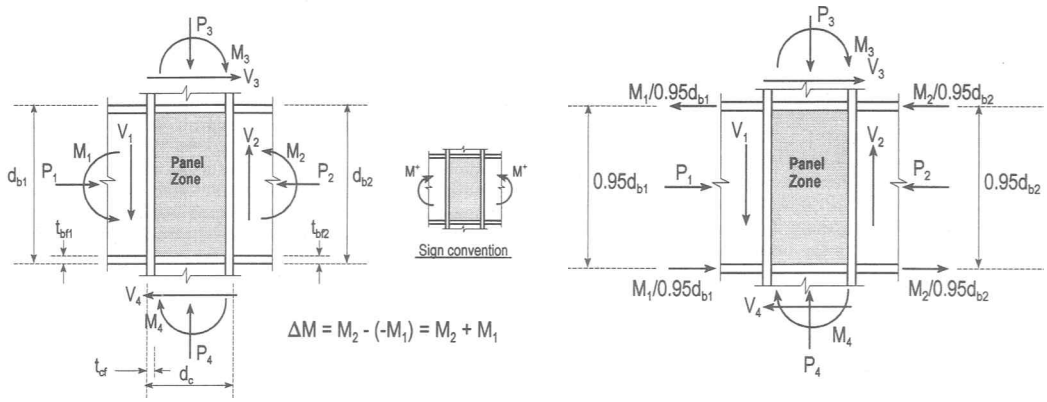
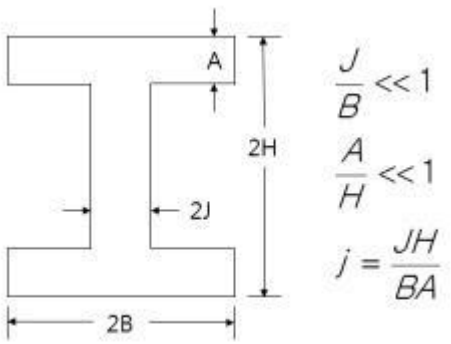


그림 7.22 패널존의 자유물체도

위의 식에서 기둥에 대한 전단력을 감소시켜 패널존 웨브의 전단력을 계산하고 있다. 여기서 기둥의 전단력은 건물의 층고에 따라 계산되며, 본 연구에서 수행한 한국형 표준 접합부에 대해서는 실제 구조물에 대한 해석평가를 수행하지 않은, 접합부만을 평가하였기 때문에 무시하도록 하였다. 하지만 기둥의 전단력은 다음 식과 같이 패널존을 중심으로 상·하부의 전단력을 산술평균한 값이므로 기둥에서 전단외력이 작용한다면 이 값을 고려하여 산정하도록 한다.

$$V_c = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

전 단면이 항복했을 때의 최종 휨모멘트를 소성모멘트라고 하며 소성모멘트를 산정하기 위해서는 부재단면의 소성단면계수를 계산해야 한다. 소성단면계수는 소성이론에 따라 탄성모멘트와 소성모멘트에 의한 형상 계수값에 따라 산정할 수 있는데 본 연구에서 사용된 부재인 H형강단면 부재에 대해서는 다음 그림 7.23과 같이 소성단면계수를 산정한다.



$$Z_p = 4BHA(1 + \frac{1}{2}i)$$

그림 7.23 H형강의 소성단면계수 산정

이상의 계산과정에 따라 한국형 표준접합부에 대한 평가를 수행하여 그 결과를 표 7.3에 정리하였다.

표 7.3 한국형 표준접합부의 파괴패턴 분석

접합부 모델명	항복하중	보의 소성모멘트	패널존 전단강도에 의한 모멘트	파괴패턴 평가결과
	M_y (P_y) kN·m (kN)	M_p (P_p) kN·m (kN)	M_{vpanel} (P_{vpanel}) kN.m (kN)	
ST11	225 (75)	423 (141)	239 (80)	**패널존 전단변형**
ST21	450 (150)			보 소성파괴
ST12	225 (75)			**패널존 전단변형**
ST22	450 (150)			보 소성파괴
ST13	216 (72)			**패널존 전단변형**
ST23	420 (140)			보 소성파괴
ST14	204 (68)	302 (101)		**패널존 전단변형**
ST24	324 (108)			보 소성파괴
WT11	426 (142)	423 (141)	-	보 소성파괴
ST21	432 (144)			
ST12	426 (142)			
ST22	429 (143)			
ST13	441 (147)			
ST23	447 (149)			
ST14	438 (146)			
ST24	441 (147)			
ST15	342 (114)	302 (101)		
ST25	336 (112)			

이상에서 분석한 결과와 같이 한국형 표준접합부의 파괴패턴은 대표적으로 2가지로 분류되었다. 보 부재의 휨모멘트의 소성모멘트 도달로 인한 소성파괴와 패널존의 소성전단변형으로 인한 파괴로 분류된다. 패널존의 소성전단변형은 표준접합부 type-1의 형태의 접합부에서만 발생되며 그 외에는 모두 보 부재의 소성으로 인한 파괴가 발생되었다. 즉, 강축의 기둥과 강축의 보 부재가 일단(외팔보)으로 용접되어 있으며 일단으로만 보 부재가 있는 접합부에서는 패널존의 소성전단변형에 대해서 반드시 검토하여 내력패널을 설계하여야 한다.

제8장 강골조용 내력패널 성능평가

제1절 실험설계

1. Steel 프레임 시험체 계획

강골조 구조물의 접합부는 대부분 용접접합과 볼트접합이 주류를 이루고 있다. 그러나 국내의 경우 거의 대부분 강골조 구조물의 접합부는 용접접합으로 이루어져있다. 따라서 본 연구에서는 용접접합으로 제작된 구조물에 내력패널을 설치하여 그에 따른 구조물의 거동 양상의 변화와 구조 성능의 변화를 파악 하고자 한다.

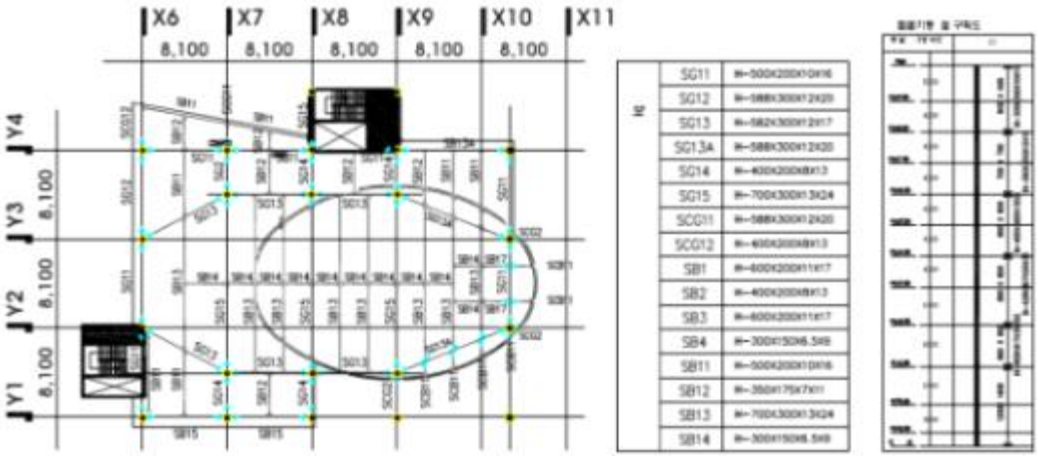


그림 8.1 대상 구조물 구조도 및 부재 상세

우선, 본 연구에 적합한 중·저층 구조물을 선정하여 실험에 적합한 규모를 가진 강구조를 선정하였다. 그림 8.1의 도면에서 선정된 강골조 구조물이며, 그림 8.2는 선정된 구조물의 도면이다. 실제 구조물의 규모가 실험에 적합하지 않음으로 구조물의 가로와 세로의 비율을 유지되도록 축소하여 시험체를 설계 하였다. 선정된 기둥과 보 부재의 제원을 표 8.1에 대상구조물의 제원과 함께 정리하여 나타내었다.

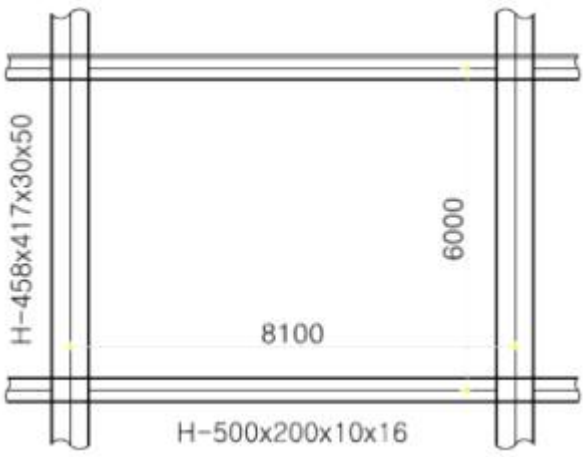


그림 8.2 대상구조물 모식

표 8.1 강재 제원표

표준 단면 치수				단면적	단위중량	단면 2차모멘트		단면2차반경		단면 계수	
HxB	t1	t2	r	A	w	Ix	Iy	Rx	Ry	Zx	Zy
458 x 417	30	50	22	528.6	415	187000	60500	18.8	10.7	8170	2900
500 x 200	10	16	20	114.2	89.6	47800	2140	20.5	4.33	1910	214
194 x 150	6	9	13	39.01	30.6	2690	507	8.3	3.61	277	67.6
125 x 125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	293	5.29	3.11	136	47

대상 강골조 구조물 크기는 8100x6000이므로 실험이 가능한 높이 2.4m를 초과하였다. 그러므로 실험실 규모에 맞게 이를 27% 축소하여 2250x1625 크기로 구조물을 제작하였다. 이렇게 설계된 시험체는 그림 8.3과 같다.

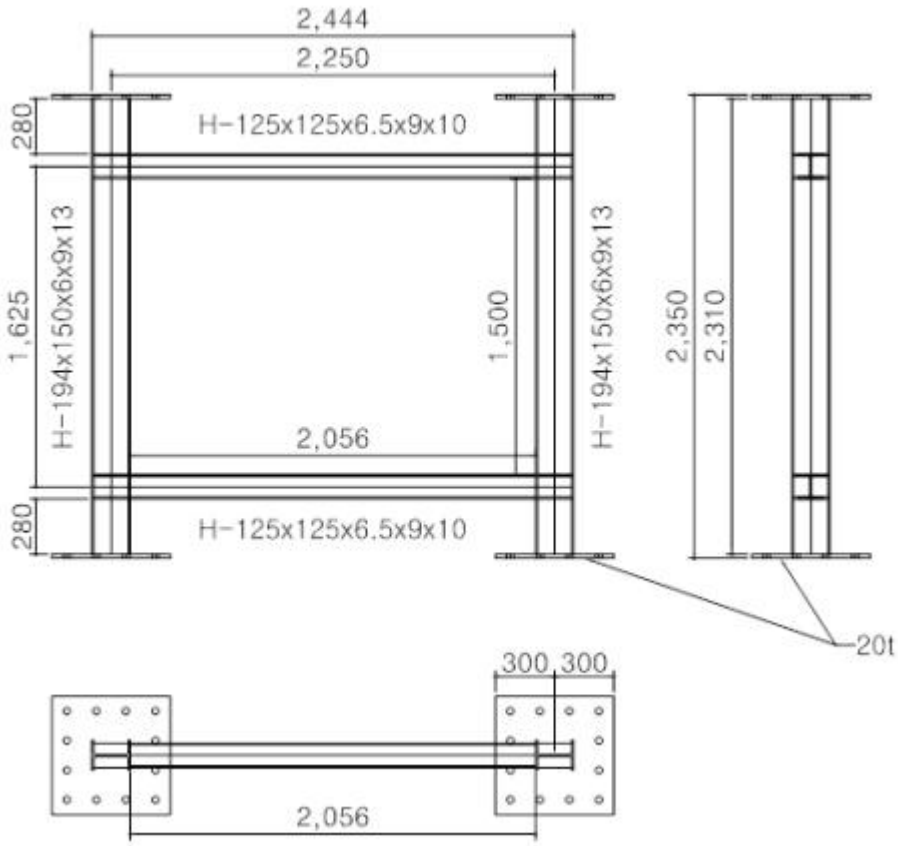


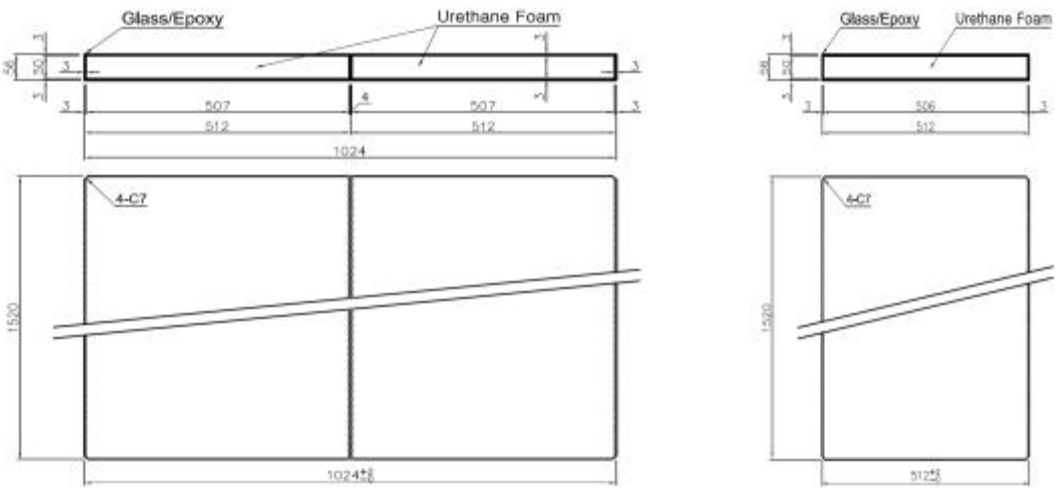
그림 8.3 강 골조 구조물 시험체

2. 실험변수 설정

강 골조 구조물에 대한 GFRP 내력패널의 보강 성능평가를 위하여 비보강 시험체인 OSF 시험체를 바탕으로 비보강 상태의 구조물의 성능을 평가 하였다. 우선 예비실험으로 RSF0 시험체를 계획하고 패널 가이드 시스템 type-1을 평가하였다. RSF2 시험체는 RSF0 시험체와 동일한 double box type의 FRP 내력패널로 보강한 후 개선된 패널 가이드 시스템인 type-2를 적용하여 내력패널의 성능을 평가 하였다. RSF4 시험체는 운반 및 취급의 용이성의 개선을 위해 고안된 single box type의 GFRP 내력패널을 사용하여 그 성능을 평가하였다. 성능 평가를 통하여 비보강 강골조 구조물에 대한 GFRP 내력패널의 보강성능을 확인하고 double box type에서 single box type로 보강하였을 때 GFRP 내력패널의 성능변화를 평가하여 분할제작에 따른 성능 차이를 비교분석하였다.

표 8.2 각 시험체의 실험변수

시험체	GFRP 내력패널	패널 가이드	비고
OSF	×	×	
RSF0	2*double box	type-1	
RSF2	2*double box	type-2	
RSF4	4*single Box	type-2	



(a) double box (b) Single box

그림 8.4 GFRP 내력 패널 단면형상

3. 장치 설계 및 측정방법

가. 실험 장치 구성

시험체의 실험을 위한 장치는 경상대학교 토목공학과 구조실험실에 설치된 엑츄에이터와 구조실험용 가력프레임을 이용하여 실시하였다. 실험장치의 설치 및 가력 계획은 그림 8.5와 같다. 실제 구조물의 거동양상을 고려하기 위하여 시험체 상단부와 하단부에 높이 300mm의 힌지를 설계 하였다. 설계시 구조물의 저항에 의한 반력 및 구조물과 가력프레임의 하중을 견딜 수 있도록 힌지에 사용된 핀의 직경과 연결판의 두께를 정하였다. 수평력은 별도의 장치 없이 직접 가력 프레임에 연결하여 엑츄에이터로 가력 하였다.

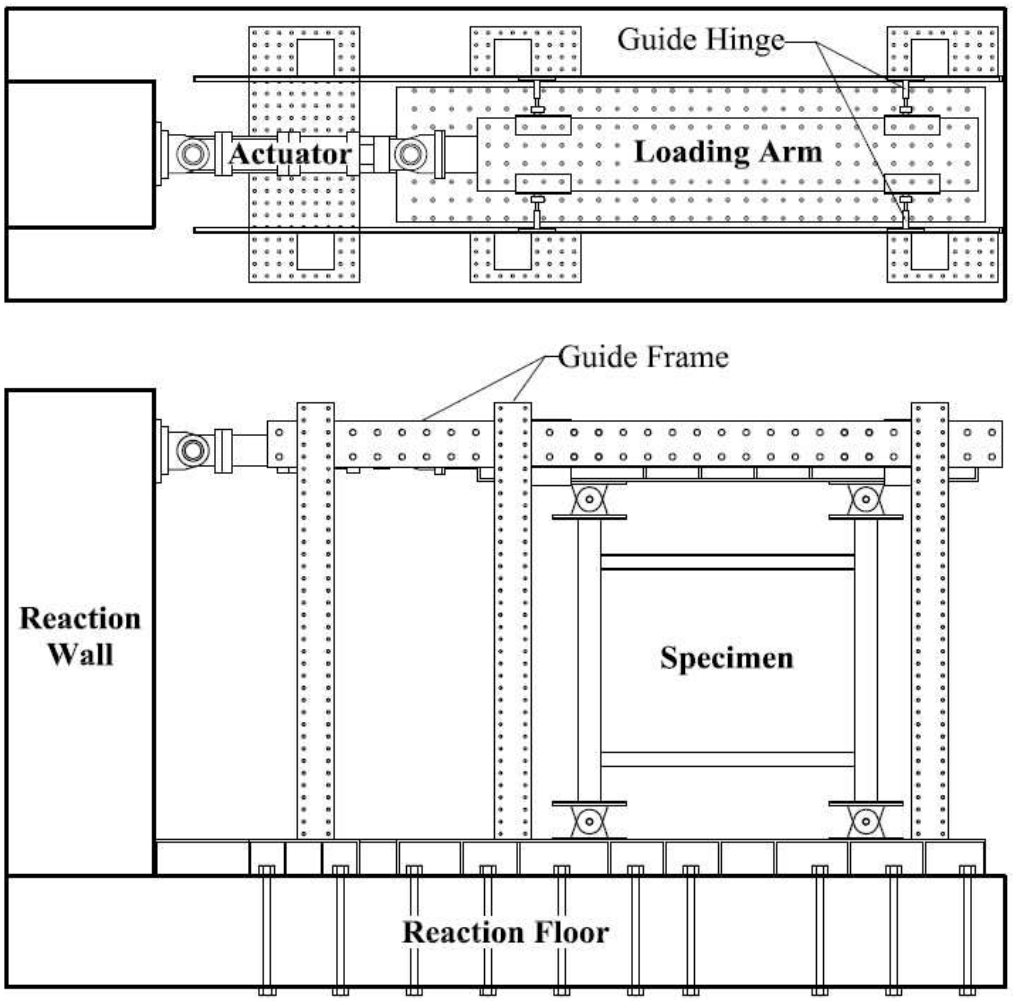


그림 8.5 가력장치 및 시험체 설치도

나. 시험체 변위 및 변형률 측정

변위의 측정은 기둥에 용접된 보 단면의 중심이 300mm LVDT를 설치하였다. 또한, FRP보강 패널을 설치한 시편에 대해서는 패널 후면의 중앙에 50mm의 LVDT를 설치하여 면외 방향 변위를 측정하였다. 시험체의 거동을 파악하기 위한 게이지의 설치는 공통적으로 H-beam의 하부 보에서 아래 플랜지 면에 5개의 스트레인 게이지를 양단에서 28mm를 띄우고 500mm 간격으로 부재 방향에 따라서 부착하였다.

기둥부에서도 보와 동일한 방식으로 상하 보의 내측면에서 내측으로 20mm의 간격으로 5개의 스트레인 게이지를 365mm의 간격으로 배치하였다. 양단의 보와 맞닿는 위치의 중심선 위치와 내측 게이지의 위치와 대칭이 되도록 설치하고 양단에서는 기둥의 좌측면에도 동일한 위치에 게이지를 설치하였다. 마지막으로 시험체의 기둥과 보의 중심선의 교점에 부재의 축 방향으로 각각 2개씩 2개소에 부착하였다.

보강 시험체의 보강재로 사용된 FRP 내력 패널의 응력분포를 파악하기 위하여 패널의 하단부 양측단에 40mm간격을 띄우고 104mm 간격으로 20개의 FX게이지를 설치하고, 우측단부 양측단에 37.5mm간격을 띄우고 75mm 간격으로 20개의 FY게이지를 설치하였다.

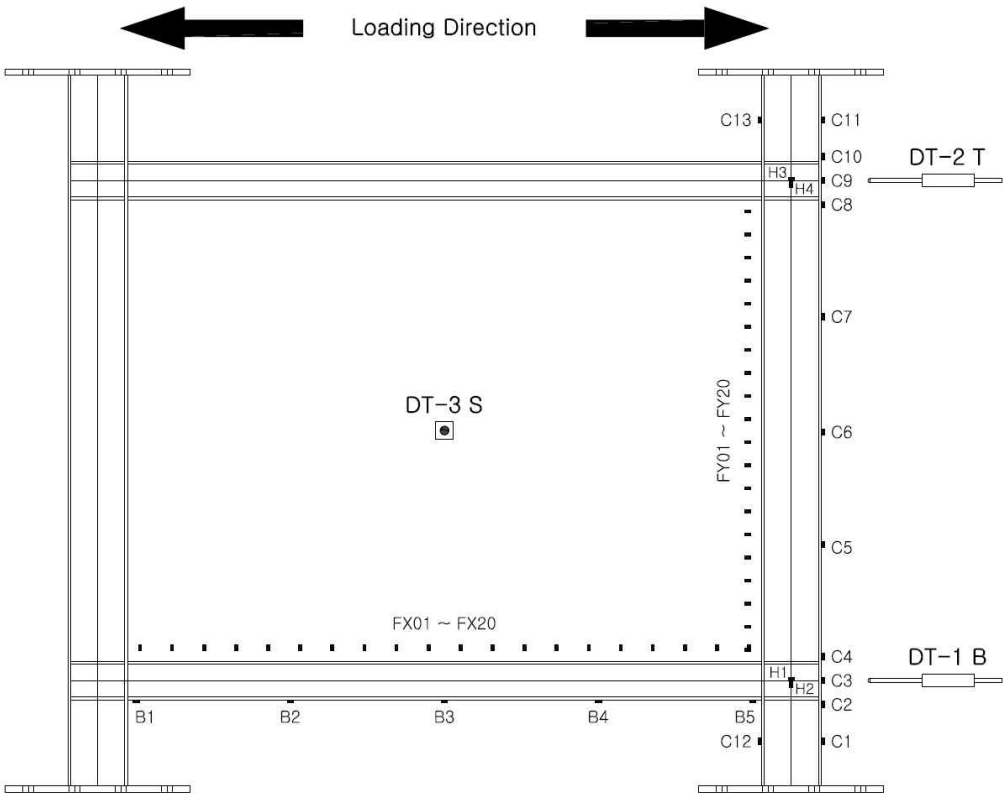
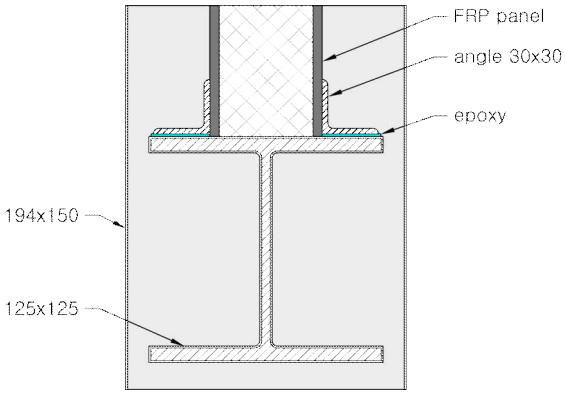


그림 8.6 변형률 게이지 및 LVDT 부착위치

4. 보강패널 이탈방지용 가이드 시스템

가. Type-1

Type-1의 가이드 시스템은 30x30x3t의 앵글을 길이 40mm로 절단하여 그림 8.7의 <설치계획>과 같이 부재에 강재용 에폭시를 사용하여 부착하는 방법으로 설치 방법은 ①~⑤의 과정과 같다.



<설치계획>



① 설치 전



② 앵글 접착면 글라인딩



③ 내측 앵글 접착



④ 패널 거치 후 외측 앵글 접착

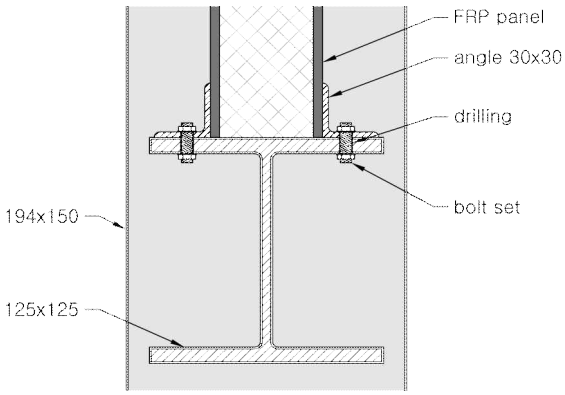


⑤ 설치완료

그림 8.7 Type-1 보강 패널 설치

나. Type-2

Type-2의 가이드 시스템은 30x30x3t의 앵글을 길이 40mm로 절단하여 그림 8.8의 <설치계획>과 같이 부재와 앵글에 드릴링을 통하여 천공을 하고, 고장력 볼트를 통하여 가이드를 고정하는 방식이다. 설치 방법은 ①~⑤의 과정과 같다.



<설치계획>



① 설치전



② 드릴링 (40홀)



③ 내측 앵글 볼트 고정

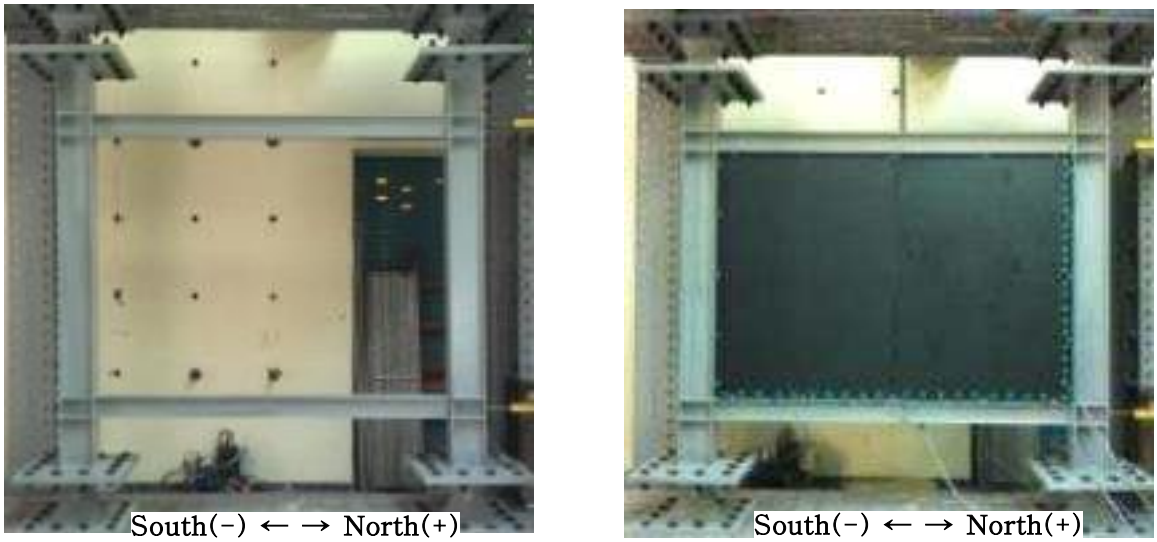


④ 패널 거치



⑤ 외측 앵글고정 설치완료

그림 8.8 type-2 보강 패널 설치



(a) 비보강 시험체 (b) 보강 시험체

그림 8.9 비보강·보강 시험체 설치도

5. 하중가력계획

모든 시험체의 실험은 일정하게 변위를 증가시키는 방법으로 실험을 진행하였고, 변위는 DT-2의 값을 기준변위로 하였다. 변위하중은 ±5mm씩 증가시켜 나가는 반복하중 형태로 재하하였다. 각 시험체는 변위 반복을 2회씩 실시하며 실험을 진행하였다.

시험체 각각의 Loading history는 그림 8.10과 같다.

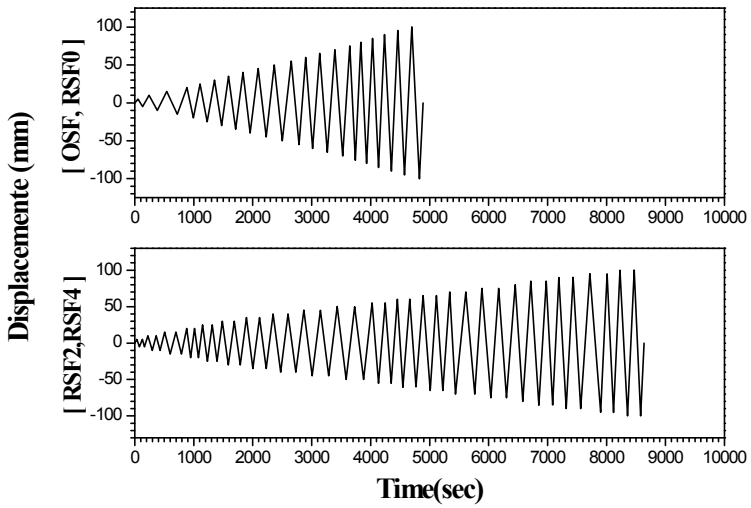


그림 8.10 Loading history

제2절 실험결과

1. OSF 시험체 실험결과

OSF 시험체는 비보강 비교용 시험체이다. B-1, B-5, H-4 게이지가 변위 30mm에서 1000ust를 넘어서며 변형률이 빠르게 증가하였고, 이후 보에 설치된 B-5게이지가 정방향 변위 45mm에서 최초로 항복변형률에 도달하였다. 이때 B-1게이지 1400ust, H-4게이지 1800ust의 값을 기록하였다. 보 부분에 부착된 스트레인 게이지와 접합부 내부에 부착된 스트레인 게이지에서 변위에 대하여 민감하게 변화하는 것으로 나타났다.

변위 값이 약 20mm까지 증가하는 구간에서 하중-변위가 일정한 기울기로 증가하였고, 변위 20mm 이후의 구간에서 점차 완만하게 변위하중 기울기가 감소하는 형태를 나타내었다. 최대 강도는 정·부방향 모두 100mm에서 표 8.3과 같이 최대강도가 나타났다. 실제로 ±100mm의 범위에서 구조물의 최대강도까지 도달하지 못한 것으로 판단된다.

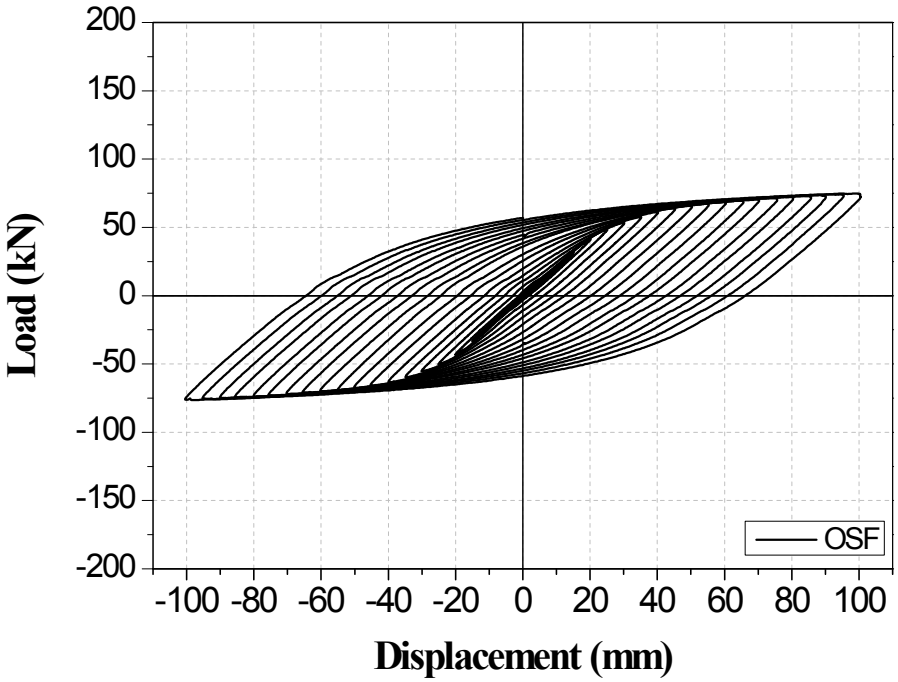


그림 8.11 변위-하중 그래프

표 8.3 실험결과

정방향		부방향	
최대하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)	최대하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)
74.6	100 (77.0)	76.1	100 (76.5)

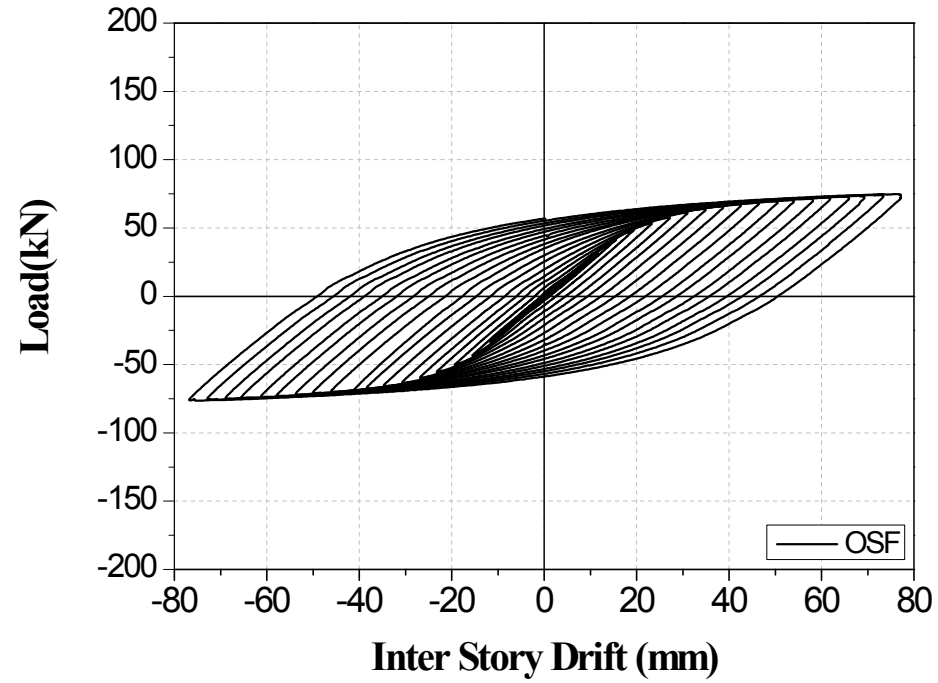


그림 8.12 층간변위-하중 그래프

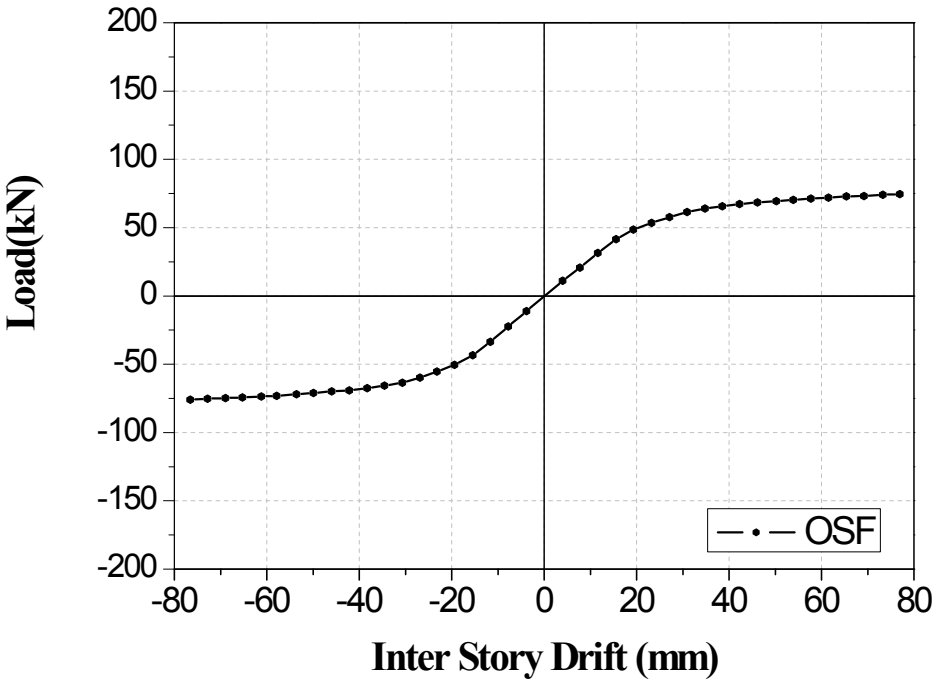


그림 8.13 하중 포락곡선

층간변위에 대한 층간변위-하중 그래프를 그림 8.12에 나타내었고, 층간변위-하중 그래프에서 각각의 반복하중마다 최대변위 점에 대응하는 점을 연결함으로써 포락곡선을 산정하여 그림 8.13과 같이 나타내었다.

그림 8.13의 하중 포락선을 바탕으로 정방향과 부방향에 대한 시험체의 강성을 표 8.4에 계산하여 나타내었고, 시험체 강성은 임의의 직선구간에서의 층간변위에 대한 하중증가량의 비로 계산하였다. 계산 결과 OSF 시험체의 강성은 정방향에서 2.63 kN/mm로, 부방향에서 2.76 kN/mm로 계산되었다.

표 8.4 시험체의 강성

시험체	정방향 (+)		부방향 (-)	
	하중 (kN)	층간변위 (mm)	하중 (kN)	층간변위 (mm)
OSF	11.1	4.0	11.2	3.8
	41.6	15.6	43.3	15.5
강성	2.63 kN/mm		2.76 kN/mm	

최종변형 형상

OSF 시험체는 GFRP내력 패널의 보강 성능을 평가하기 위한 비보강 비교 시험체이다. OSF 시험체의 최종 변형 형상은 그림 8.14와 같다. OSF 시험체의 변형은 부재의 파괴 없이 복곡률의 거동을 보였다. 특히 부재력이 약한 보 부재의 복곡률 변형이 관측 되었다.



그림 8.14 OSF 시험체 최종변형형상

2. RSF0 시험체 실험결과

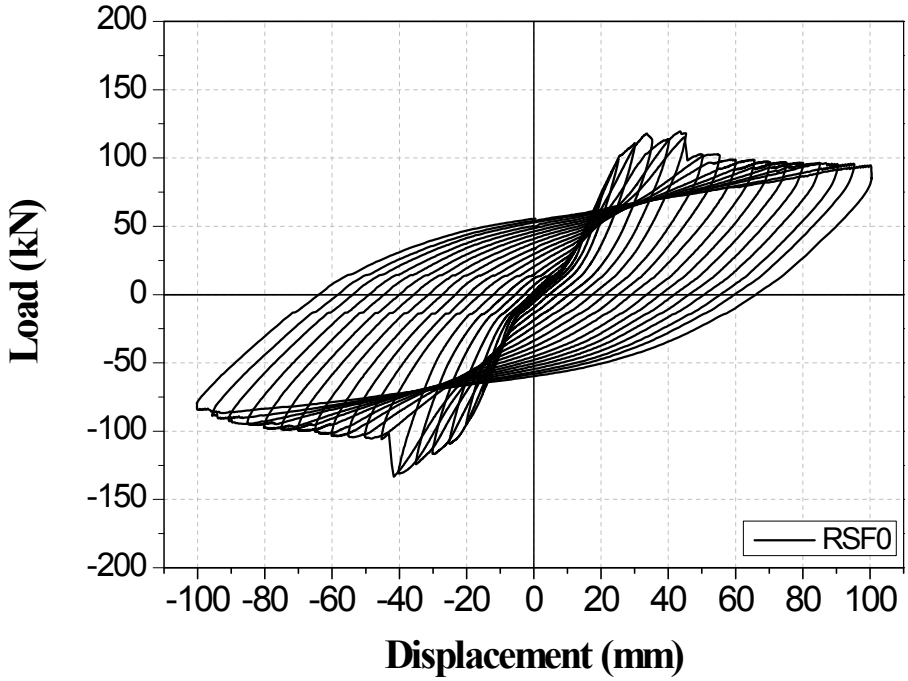


그림 8.15 변위-하중 그래프

RSF0 시험체는 type-I(double box)의 FRP 내력 패널로 보강된 시험체이다. 패널 가이드는 type-1을 사용하였다. 초기에 변위 ±10mm 범위까지 OSF와 동일한 기울기로 거동하다 변위 ±10mm 이후 기울기가 증가되며 패널이 힘을 받기 시작하였다.

부방향 변위 20mm에서 패널 우측 상단에서 모서리 균열 발생하였다. 정방향 변위 30mm에서 패널 가이드가 최초로 탈락되었고 이후로 지속적으로 탈락되기 시작하였다. 부방향 변위 45mm에서 패널이 우측상부에 발생한 좌굴을 따라서 패널이 파괴되었다. 이어서 정방향 변위 50mm에서 패널 좌측 상부에 발생한 좌굴을 따라서 균열 발생 후 파괴되었다. 패널의 파괴이후 하중이 감소하고 강성이 OSF 시험체의 강성을 쫓아 가는 양상을 보였다. 최종적으로 변위 ±100mm 까지 작용하였을 때 B-1, B-5만이 항복 변형률을 보였다.

정·부방향 각각의 최대강도와 그때의 변위를 표 8.5에 나타내었다.

표 8.5 실험결과

정방향 (+)		부방향 (-)	
하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)	하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)
118.2	45 (33.8)	130.9	40 (29.8)

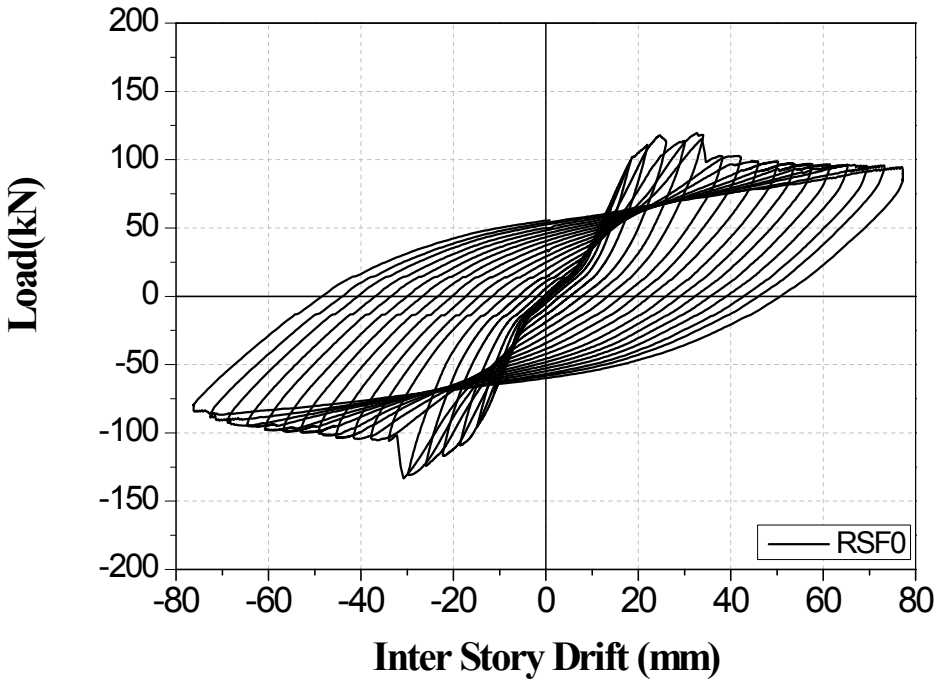


그림 8.16 층간변위-하중 그래프

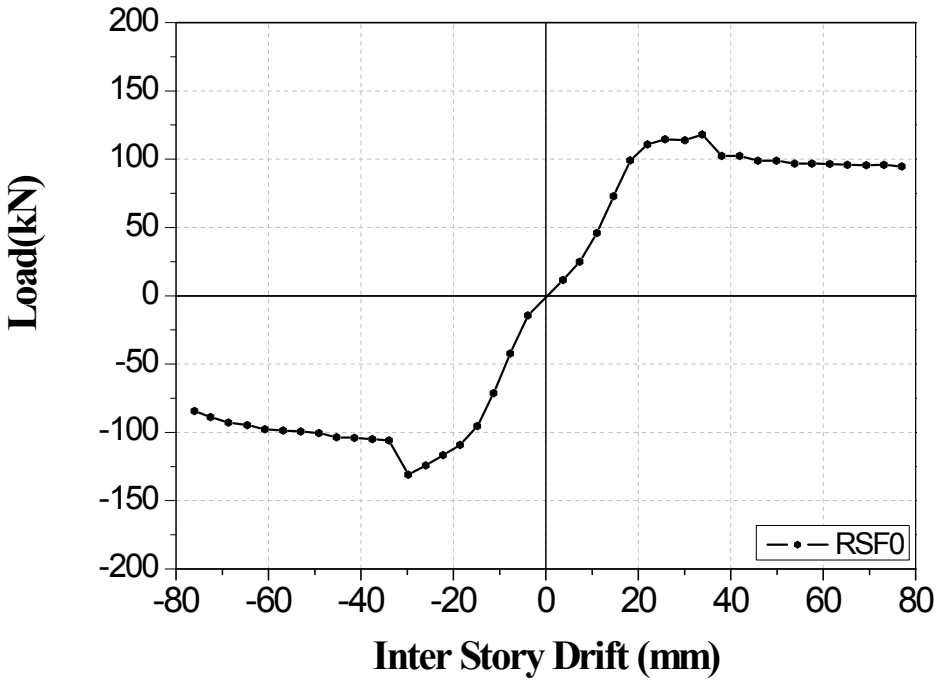


그림 8.17 하중 포락곡선

하중 포락선을 바탕으로 정방향과 부방향에 대한 시험체의 강성을 표 8.6에 계산하여 나타내었고, 시험체 강성은 임의의 직선구간에서의 층간변위에 대한 하중증가량의 비로 계산하였다. 계산결과 RSF0 시험체의 강성은 정방향에서 7.37 kN/mm로, 부방향에서 7.38 kN/mm로 계산되었다.

표 8.6 시험체의 강성

시험체	정방향 (+)		부방향 (-)	
	하중 (kN)	층간변위 (mm)	하중 (kN)	층간변위 (mm)
RSF0	46.1	11.1	14.5	3.9
	99.1	18.3	95.5	14.8
강성	7.37 kN/mm		7.38 kN/mm	

최종변형 형상

RSF0 시험체는 double box형의 GFRP 내력패널을 부착식 가이드 앵글로 설치한 시험체이다. RSF0 시험체의 최종 변형 형상은 그림 8.18과 같다. RSF0 시험체의 변형 형상은 패널의 국부좌굴로 부착식 가이드앵글 탈락이 발생하였고 이 때문에 패널이 보강영역을 벗어남으로 인하여 보강효과가 약화되었다. 이러한 패널의 거동은 최초로 가이드 앵글이 탈락된 좌측 상단의 영역에서 두드러지게 나타났으며, 실험 진행 중에 지속적으로 진행되었다. 이후 내력패널의 과도한 변형으로 인하여 내력패널의 모서리의 파괴가 진행되었고 우측 모서리 영역에서 GFRP 전면판이 내부 충진재와 분리되었다.

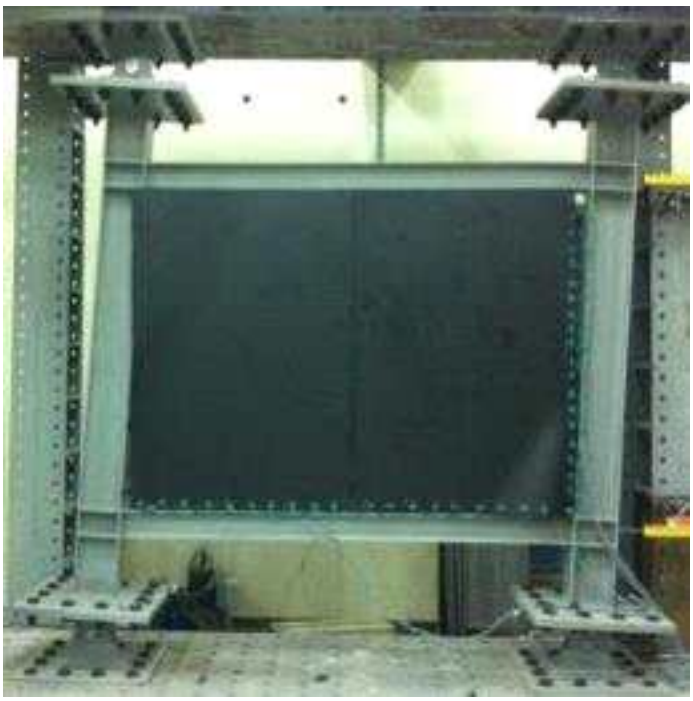


그림 8.18 RSF0 시험체 최종변형 형상

3. RSF2 시험체 실험결과

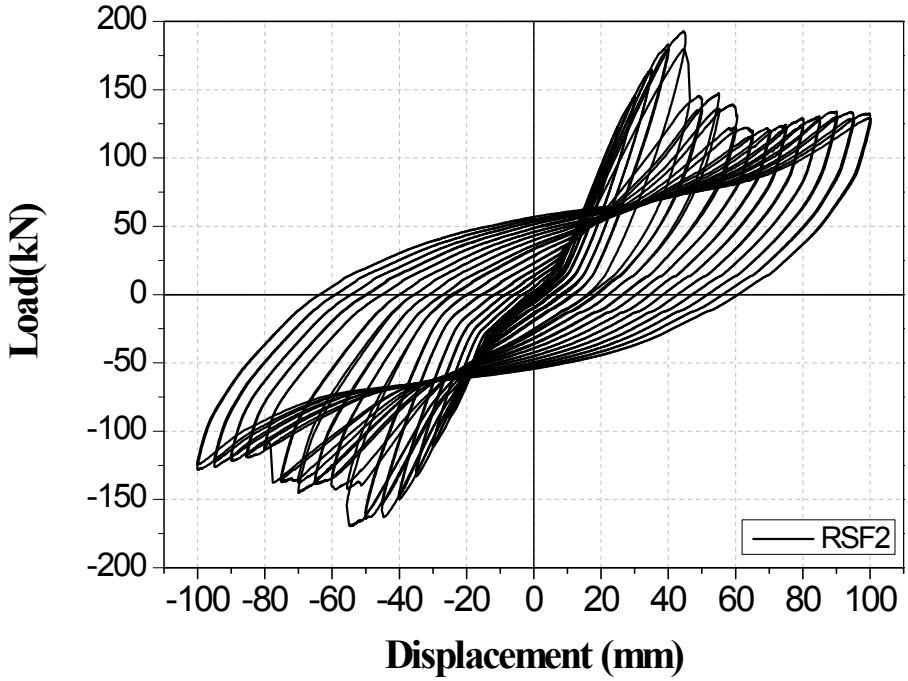


그림 8.19 변위-하중 그래프

RSF2 시험체는 type-I (double box)의 FRP 내력 패널로 보강된 시험체이다. 패널 가이드는 type-2를 사용하였다. 초기 기울기변화는 각각 정방향 변위 5mm, 부방향 변위 12mm에서 패널이 힘을 받기 시작하며 기울기가 증가 하였다. 정방향 변위 25mm으로 진행하면서부터 패널과 내부 충진재의 분리음이 발생하기 시작하였다.

변위 ±30mm에서 B-1, B-5게이지의 변형률이 3000ust 이상으로 급격히 증가하였으며 지속적으로 크게 변하였다. 정뱡향 변위 45mme에서 패널 우측하부 좌굴이 크게 발생하였고 세로방향으로 1/4지점까지 확장되었으며 이후 하중이 감소하기 시작 하였다. 이어서 부방향 변위 55mm에서 패널 좌측하부에 좌굴이 발생하고 이는 곧 균열로 이어지며 파괴 되었다. 이후 하중이 감소하다 파괴된 패널과 패널가이드의 맞물림 효과에 의해서 변위 65mm와 80mm에서 하중이 다시 증가하는 거동을 보였고 변위 100mm까지 진행한 후 실험을 종료하였다.

정·부방향 각각의 최대강도와 변위를 표 8.7에 나타내었다.

표 8.7 실험결과

정방향		부방향	
하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)	하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)
191.0	45 (32.8)	-168.4	-50 (-33.0)

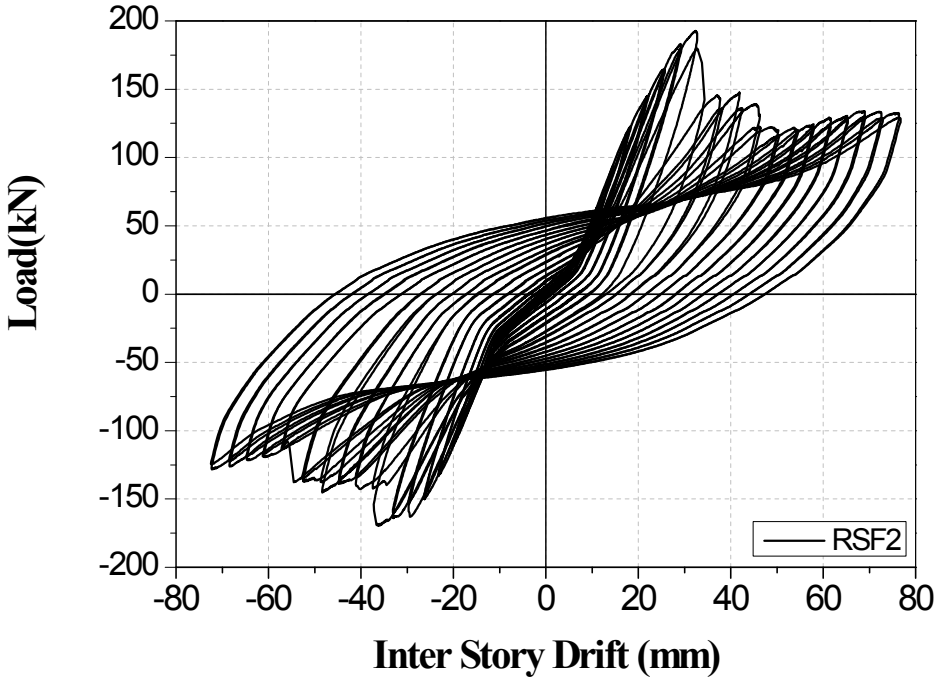


그림 8.20 층간변위-하중 그래프

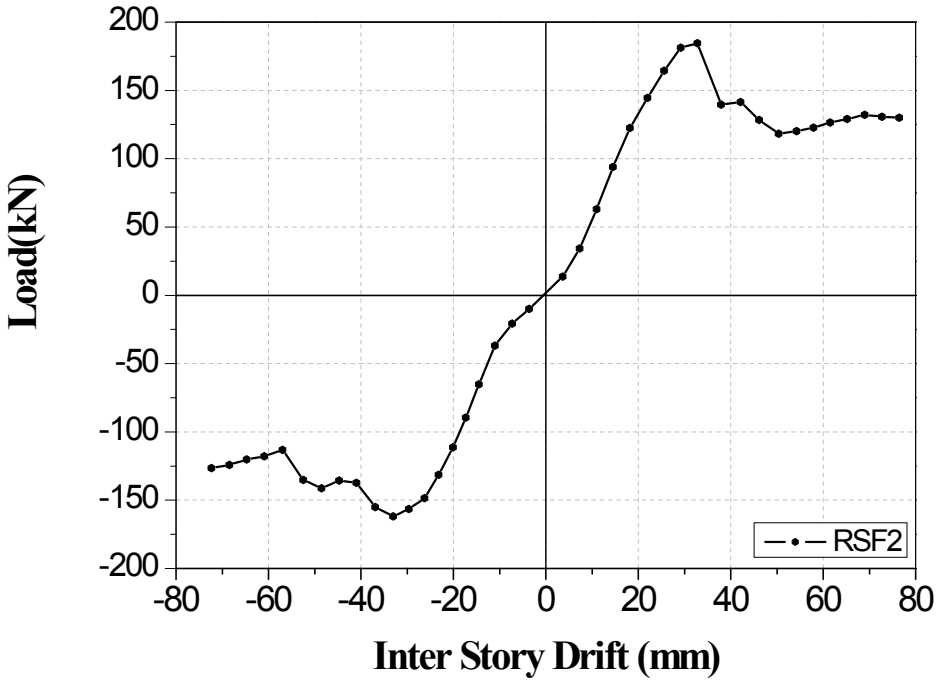


그림 8.21 하중 포락곡선

하중 포락선을 바탕으로 정방향과 부방향에 대한 시험체의 강성을 표 8.8에 계산하여 나타내었고, 시험체 강성은 임의의 직선구간에서의 층간변위에 대한 하중증가량의 비로 계산하였다. 계산 결과 RSF2 시험체의 강성은 정방향에서 8.12 kN/mm로, 부방향에서 8.18 kN/mm로 계산되었다.

표 8.8 시험체의 강성

시험체	정방향		부방향	
	하중 (kN)	층간변위 (mm)	하중 (kN)	층간변위 (mm)
RSF2	34.3	7.4	36.9	11.0
	122.5	18.2	111.2	20.1
강성	8.12 kN/mm		8.18 kN/mm	

최종변형 형상

RSF2 시험체는 double box형의 GFRP 내력패널을 체결식 가이드 앵글로 설치한 시험체이다. RSF2 시험체의 최종 변형 형상은 그림 8.22와 같다. RSF2 시험체의 변형 형상은 패널의 국부좌굴로의 발달로 인하여 네 코너에서 FRP의 파단이 발생하였고, 패널의 우측 하단부에서 FRP의 파단을 따라 좌굴이 크게 발생하였으며 심부 충진재와 FRP가 분리되면서 하중이 감소하였다. 최대하중 이후 지속적으로 패널의 파괴가 진행되었고, 최대변위 100mm에서 시험을 종료하였다.

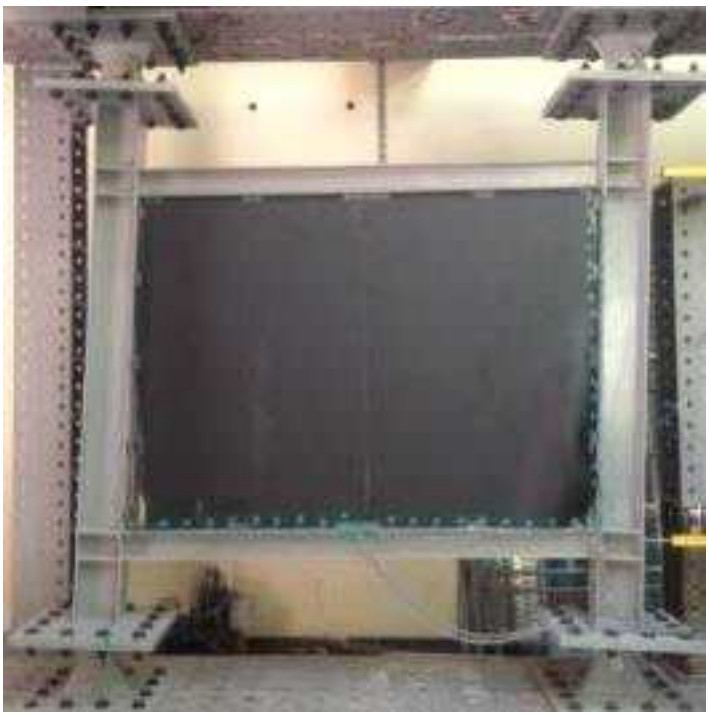


그림 8.22 RSF2 시험체 최종변형 형상

4. RSF4 시험체 실험결과

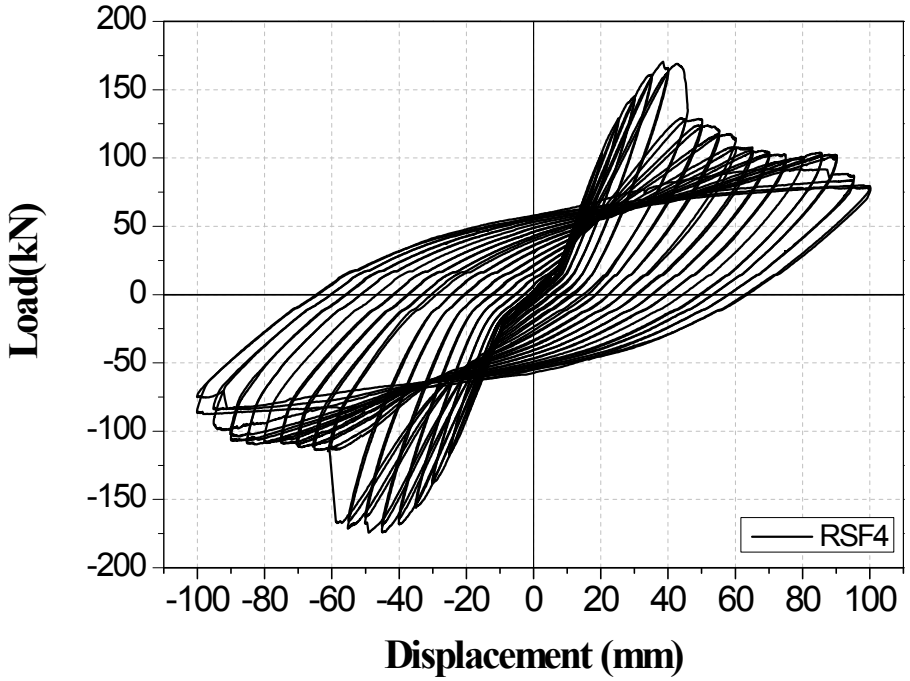


그림 8.23 변위-하중 그래프

RSF4 시험체는 type-II (single box)의 FRP 패널로 보강된 시험체이다. 패널 가이드는 type-2를 사용하였다. 초기 기울기변화는 정방향 변위 7mm, 부방향 10mm에서 패널이 힘을 받기 시작하며 기울기가 증가 하였다.

정방향 변위 20mm으로 진행하면서부터 패널과 내부 충진재의 분리음이 발생하기 시작하였다. 부방향 변위 25mm에서 최초로 B-1게이지가 항복변형률에 도달하였고, 이어서 변위 +30mm에서 B-5게이지도 항복하였다. 이 외의 게이지 또한 변위에 따라서 값이 크게 증가하며 민감하게 변화하기 시작하였다. 부방향 변위 30mm에서 FY-1게이지에 인접하여 좌굴이 발생하였고, 이로 인한 모서리 부분이 파괴되면서 게이지가 소실되었다.

지속적으로 좌굴발생과 재료분리가 발생하다 정방향 변위 45mm에서 패널의 파열음과 함께 좌측에서부터 세 번째 판과 네 번째 판의 후면 접합 하부에서 네 번째 판의 모서리 부분이 좌굴 변형을 견디지 못하고 세로방향으로 파괴되었다. 실험을 진행하면서 파괴된 부분이 찢어지면서 정방향 변위 50mm에서 다시 세 번째와 네 번째 판의 전면 접합하부에서 파괴가 일어났다. 이후 부방향 변위에서 내력패널에 추가 파괴가 발생하지 않았지만, 정방향의 힘을 받으면서 내력패널이 파괴되어 더 이상 하중이 증가하지 않았다. 부방향 변위 60mm에서 전면부 모서리 상부에서부터 파괴가 이어지며 부방향도 파괴가 진행되었다. 파괴 발생 후에 정·부방향 모두 하중이 감소하는 양상을 보이다 정방향에서 파괴된 패널의 맞물림의 발생으로 일부 하중이 증가하는 현상을 보였으나 이후 감소하였고 변위 100mm까지 진행한 후 실험을 종료하였다. 정·부방향 각각의 최대강도와 그때의 변위를 표 8.9에 나타내었다.

표 8.9 실험결과

정방향		부방향	
하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)	하중 (kN)	변위 (mm) (Inter Story)
164.4	40 (28.5)	171.6	45 (33.2)

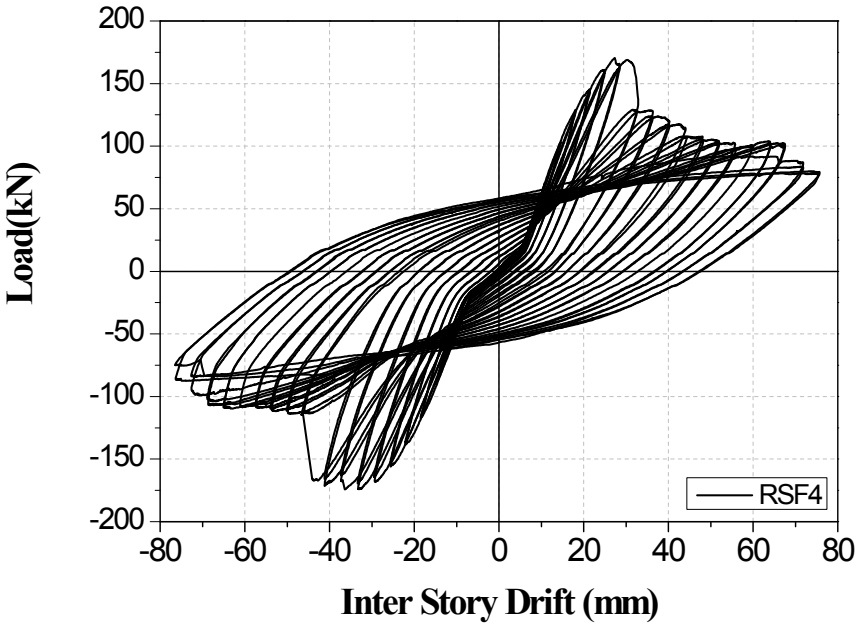


그림 8.24 층간변위-하중 그래프

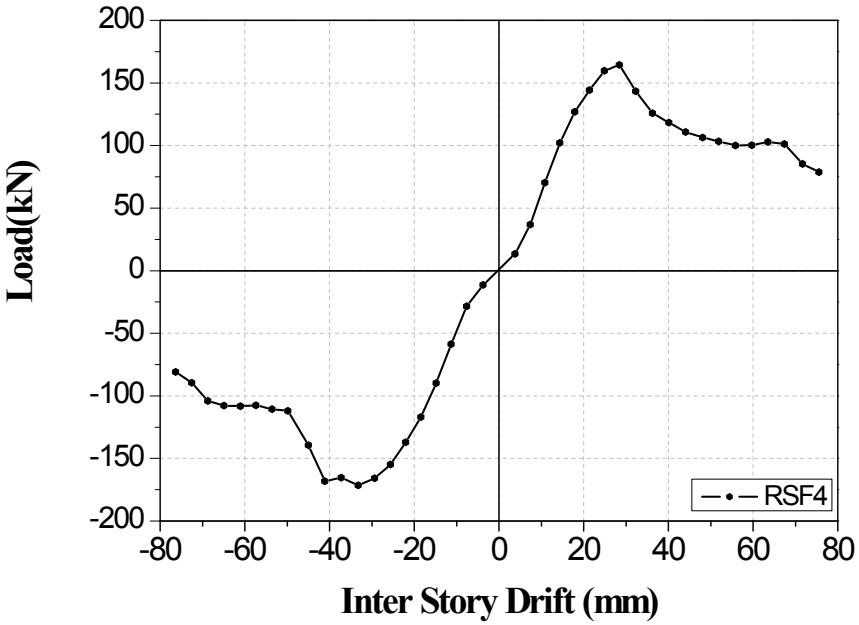


그림 8.25 하중 포락곡선

하중 포락선을 바탕으로 정방향과 부방향에 대한 시험체의 강성을 표 8.10에 계산하여 나타내었고, 시험체 강성은 임의의 직선구간에서의 층간변위에 대한 하중증가량의 비로 계산하였다. 계산 결과 RSF4 시험체의 강성은 정방향에서 8.56 kN/mm로, 부방향에서 8.54 kN/mm로 계산되었다.

표 8.10 시험체의 강성

시험체	정방향		부방향	
	하중 (kN)	층간변위 (mm)	하중 (kN)	층간변위 (mm)
RSF4	36.8	7.4	28.4	7.6
	127.0	17.9	89.7	14.8
강성	8.56 kN/mm		8.54 kN/mm	

최종변형 형상

RSF4 시험체는 single box형의 GFRP 내력패널을 체결식 가이드 앵글로 설치한 시험체이다. RSF4시험체의 최종 변형 형상은 그림 8.26과 같다. RSF4시험체의 파괴 형상은 접합부 피로파괴와 패널 접합부 국부 좌굴로 인한 파괴형태로 나타났다. 접합부 피로파괴는 GFRP 내력패널의 설치로 인해 보-기둥 접합부에 휨응력과 전단응력이 크게 작용하게 되고, 이로 인해 상대적으로 단면력이 약한 보 부재의 용접부 피로파괴가 발생하게 된 것으로 생각된다. 내력패널 연결부의 국부 파괴는 그림 8.26과 같이 GFRP 내력패널의 우측 single box간의 에폭시 접착면 모서리에서 발생한 국부 좌굴에 의해서 패널의 파단이 발생하였다.

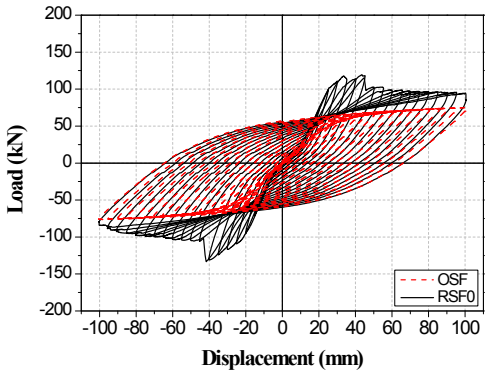


그림 8.26 RSF4 시험체 최종변형 형상

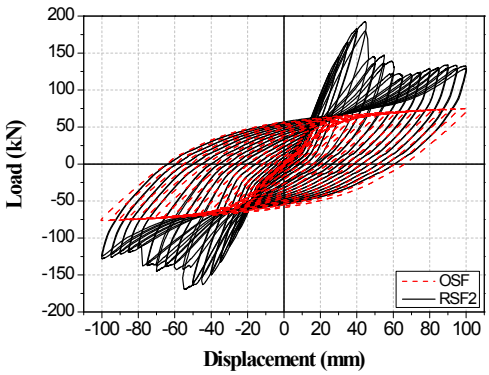
제3절 결과분석

1. 포락선의 평가

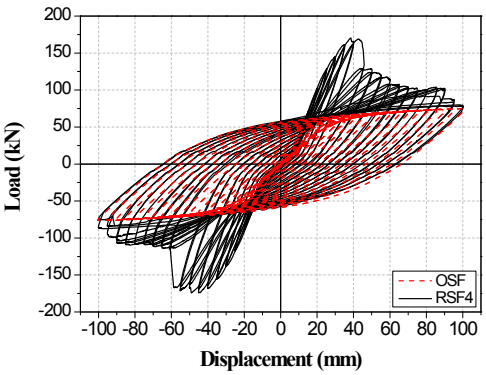
시험체의 변위-하중 곡선은 그림 8.27과 같이 나타내어 시험체의 하중-변위에 따른 특성을 분석하였다. 그림 8.27의 (a), (b), (c)에서 비보강 시험체와 보강 시험체는 초기 GFRP 내력패널과 부재와의 유격이 사라지는 지점까지 동일한 거동 양상을 보이다, 유격이 사라짐에 따라 구조물의 강성이 증가하였다. 또한 강성이 다르게 나타나는 변곡점은 가력변위가 증가하고 패널이 손상될수록 지연되고 강성이 감소하며 나타났다.



(a) OSF+ RSF0



(b) OSF + RSF2



(c) OSF + RSF4

그림 8.27 변위-하중 곡선

그림 8.27의 (a)와 (b)를 비교해보면 동일한 단면의 GFRP 내력패널을 보강하였으나 패널의 가이드 유형에 따라 최대하중의 크기가 달라졌다. 전반적으로 type-2의 가이드가 최대하중 및 정점 이후 뛰어난 강성거동을 보여주었다.

그림 8.27의 (b)와 (c)를 비교하여 2개의 double box형태의 내력패널과 4개의 single box형태의 내력패널의 거동을 비교하였다. 최대하중은 크게 차이를 보이지 않으며 정점 이후의 거동에서 RSF4 시험체가 RSF2 시험체보다 다소 강성이 감소하였고 이는 파괴과정에서 내력패널의 에폭시 연결부의 파괴로 인한 것으로 생각된다.

전체적인 하중 및 변위 특성을 정확히 파악하기 위하여 하중-변위 포락곡선을 작성하

였다. 하중-변위 포락곡선은 하중 이력곡선에서 각각의 반복하중마다 최대변위 점에 대응하는 점을 평행이동시켜 연결하여 작성하였으며 그림 8.28에 나타내었다. RSF4 시험체와 RSF0 시험체의 최대강도 차이는 정방향에서 46.2kN, 부방향에서 40.6kN으로 가이드 형식이 내력패널의 보강효과는 크게 영향을 미치는 것으로 나타났다.

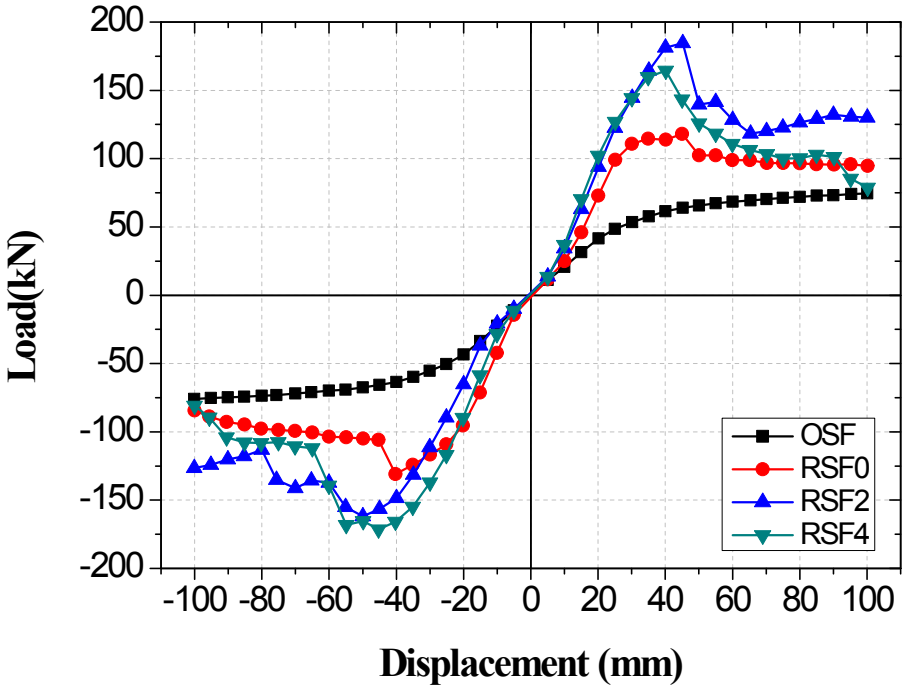


그림 8.28 포락곡선비교

표 8.11에서 각 시험체의 최대하중과 그 때의 변위를 정리하여 나타내었고, 이를 다시 비보강 시험체에 대한 보강 시험체의 최대하중에 대한 비를 정리하였다. 비보강 시험체는 실험 종료 시점인 변위 100mm까지 최대하중에 도달하지 않은 반면, 보강 시험체는 변위 40~50mm에서 최대하중에 도달하였다. 여기서 특별한 규칙성은 보이지 않으며, 패널의 설치유격이나 좌굴 형상 등에 따라서 차이를 보이는 것으로 사료된다. 최대하중은 정방향과 부방향의 값이 크게 차이를 보임으로 정방향의 값과 부방향의 값을 평균한 값을 구하고 OSF 시험체에 대해 비교하였다. 그 결과 보강 시험체 중 최대하중은 RSF2 시험체가 179.7kN으로 가장 크고, 다음으로 RSF4 시험체가 168.0kN, RSF0 시험체가 124.6kN으로 가장 작았다.

RSF0 시험체의 경우 type-1의 에폭시 접합 GFRP 내력패널 가이드를 사용한 시험체로 실험중 가이드 앵글의 탈락으로 인하여 패널의 경계조건에 변화가 발생하였고, 이로 인하여 가장 작은 보강성능을 발휘하였다. 그러므로 가이드의 구속력과 가이드의 설치에 따라 GFRP 내력패널의 좌굴 거동과 최대강도가 달라짐을 알 수 있었다. 동일하게 type-2의 볼트접합 가이드를 사용하고, 패널유형을 달리한 경우 single box형 보다 double box형의 GFRP내력 보강 효과가 크게 나타났다. 이는 single box형의 GFRP 내력패널이 조기에 국부파괴가 발생하여 보강효과가 감소되었기 때문이다.

표 8.11 시험체의 최대하중과 변위

시험체	정방향 (+)			부방향 (-)			최대하중 평균	
	최대하중 (kN)	변위 (mm)	하중비	최대하중 (kN)	변위 (mm)	하중비	평균 (kN)	비
OSF	74.6	100	×	76.1	100	×	75.3	×
RSF0	118.2	45	1.58	130.9	40	1.72	124.6	1.65
RSF2	191.0	45	2.56	168.4	50	2.21	179.7	2.39
RSF4	164.4	40	2.20	171.6	45	2.26	168.0	2.23

실험결과에서 계산된 정방향과 부방향에 대한 강성을 표 8.12에 정리하였고, OSF 시험체에 대한 평균 강성증가량을 계산하여 나타내었다. 여기서 OSF 시험체의 강성은 구조물 자체의 강성이라 할 수 있고, 보강된 RSF 시험체의 OSF 시험체에 대한 강성증가량은 GFRP 내력패널의 강성으로 생각할 수 있다. 따라서 double box형의 GFRP 내력패널을 사용한 RSF0과 RSF2 시험체에 대하여 RSF0가 4.70kN/mm, RSF2가 5.47kN/mm로 나타나 차이를 보인 것은 앞서 언급했던 바와 같이 동일한 내력패널로 보강하더라도 내력패널의 구속조건에 따라 강성증가량에 변화가 발생하였기 때문이다. 또한 동일한 내력패널의 구속조건을 가지는 RSF2와 RSF4 시험체의 경우 RSF2가 5.47kN/mm, RSF4가 5.87kN/mm로 나타나 double box형 보다 single box형의 GFRP 내력패널이 다소 높은 강성을 보이지만 그 차이는 크지 않다. 표 8.11과 표 8.12에서 최대하중의 변위와 최대하중의 평균을 바탕으로 single box형의 GFRP 내력패널로 보강된 RSF4 시험체는 국부좌굴로 인해 RSF2시험체에 비해 조기에 파괴되어 최대하중이 작지만 강성은 다소 크게 측정되었다.

표 8.12 시험체의 강성 분석

시험체	정방향 (+)		부방향 (-)		평균강성증가량 (kN/mm)
	강성 (kN/mm)	강성증가량 (kN/mm)	강성 (kN/mm)	강성증가량 (kN/mm)	
OSF	2.63	×	2.73	×	×
RSF0	7.37	4.74	7.38	4.65	4.70
RSF2	8.12	5.49	8.18	5.45	5.47
RSF4	8.56	5.93	8.54	5.81	5.87

2. 에너지소산능력의 평가

OSF, RSF0, RSF2, RSF4 시험체의 각 변위에서의 에너지 소산능력을 그림 8.29에 그래프로 나타내었다. OSF, RSF0 시험체는 변위 증가에 따라 완만한 곡률로 증가하는데 반해 RSF2, RSF4 시험체는 상승폭이 요동치며 증가하는 것을 알 수 있고, 이는 패널의 가이드유형의 차이에 따라 패널의 거동이 달라지고 내력패널의 국부 파괴에 의해서 발생하는 현상으로 생각된다.

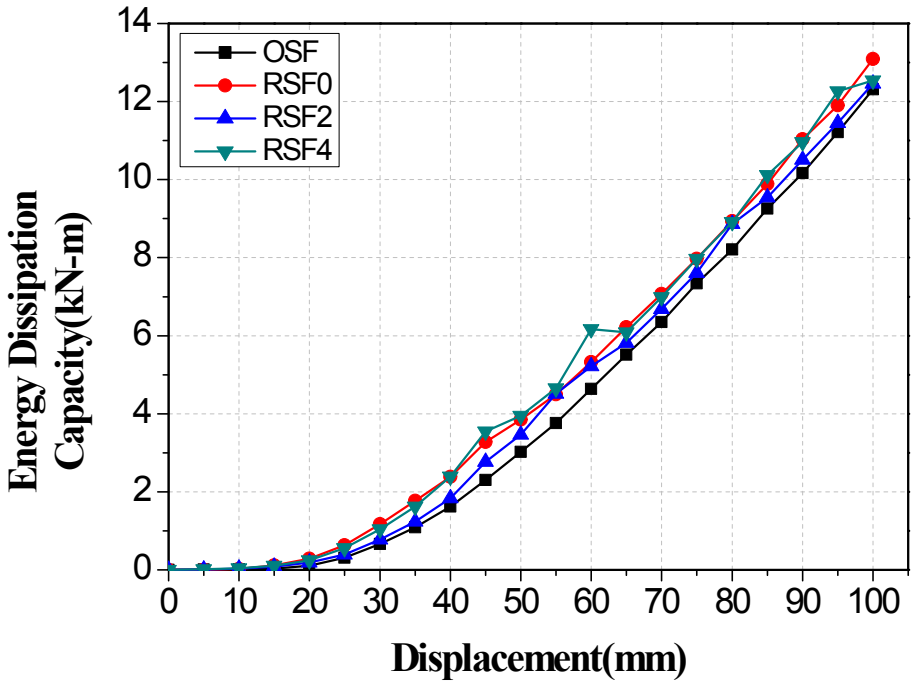


그림 8.29 에너지 소산능력 비교

시험체의 총 에너지소산능력을 평가하기 위하여 변위에 대하여 에너지 소산능력을 누적 하여 각 변위까지의 누적 에너지소산능력을 그림 8.30의 그래프에 나타내었다. 이에 대한 최종 누적에너지 소산능력은 OSF 시험체 87.920kN, RSF0 시험체 99.438kN, RSF2 시험체 93.462kN, RSF4 시험체 100.188kN으로 계산되었다.

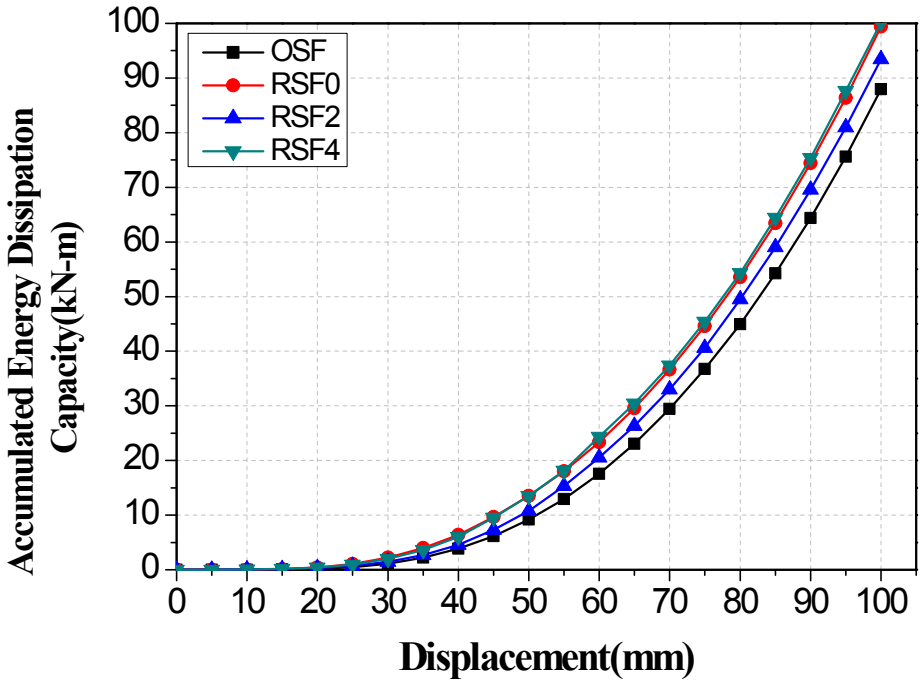


그림 8.30 누적 에너지 소산 능력 비교

이어서 패널 및 가이드의 유형이 구조물의 에너지소산능력에 미치는 영향을 판단하기 위해 표 8.13과 같이 각 보강 시험체에 대한 비보강 시험체의 차를 계산하여 나타내었다.

표 8.13 패널 및 가이드의 유형에 따른 에너지 소산능력 분석

시험체	최종 누적 에너지소산능력 (kN·m)	내력패널에 의한 누적 에너지소산능력 (kN·m)	비	가이드유형	패널유형
OSF	87.920	×	1.00	×	×
RSF0	99.438	11.518	1.13	type-1	type-I
RSF2	93.462	5.542	1.06	type-2	type-I
RSF4	100.188	12.268	1.14	type-2	type-II

그 결과 RSF0 시험체 11.518kN·m, RSF2 시험체 5.542kN·m, RSF4 시험체 12.268kN·m로 나타났고, 이에 대한 시험체 각각의 증가율은 13%, 6%, 14%로 계산되었다. 이러한 상승률은 패널과 부재의 마찰로 인한 에너지 손실, type-1의 가이드의 경우 가이드 탈락으로 에너지 손실, GFRP 내력패널의 절곡 또는 파단으로 인한 에너지 손실 등으로 인해 상승한 값으로 판단된다. 따라서 앞서 기술된 에너지소산능력의 증가는 패널의 자체적인 효과라고 보기 어렵다. 따라서 GFRP 내력패널에 의한 에너지 소산능력의 증가는 미비한 것으로 판단된다.

제4절 설계 및 시공 가이드라인

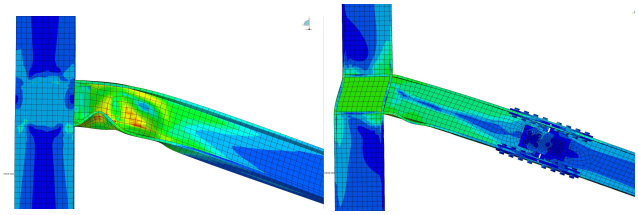
본 연구의 목적에 부합하도록 강골조용 내력패널은 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 시공상의 가이드라인을 제시할 필요가 있다. 따라서 보강재인 내력패널의 설계과정에서부터 응급복구 내진보강이 가능하도록 하며 이벤트가 발생될 시 시공상의 가이드라인을 다음과 같이 제시한다.

내진보강 강골조용 내력패널은 이벤트 발생 전 공장제작 되어야 함.

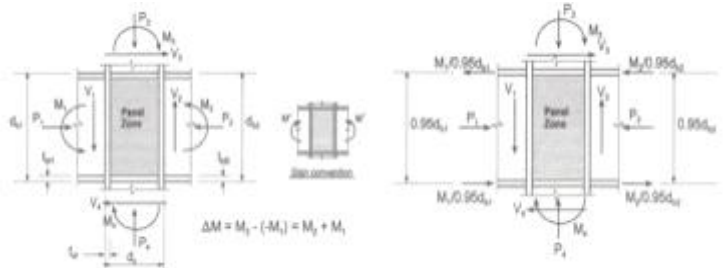
내력패널은 신속한 보강을 위해 지진 등의 이벤트가 발생 전에 제작되어 있어야 한다. 그리고 품질의 신뢰성을 확보하기 위해 공장에서 생산된 제품을 사용하여야 한다. 특히, 도심지 내의 중·저층 주요시설물(학교, 병원 등)은 지진 등의 재난 발생 시 지역 거점 대피소로 활용되기 때문에 본 연구에서 개발된 보강재를 구비하여 활용한다면 재난 발생에 대한 주민들의 안전에 크게 기여할 것이다.

강골조용 내력패널 설계시 전단과 좌굴강도를 고려하며 강골조 접합부의 파괴 메카니즘을 고려하여 설계하여야 함.

내력패널을 설계는 패널 자체의 높은 강성으로 인한 손상방지를 위해 전단강도와 좌굴강도를 고려한 설계절차가 필요하다. 또한 강골조인 경우 본 연구 결과에서 도출된 한국형 표준접합부의 파괴형태를 고려하여 설계에 반영되도록 한다. 본 연구에서 한국형 표준접합부의 파괴형태는 보의 소성파괴와 패널존의 소성전단변형과 같이 2가지 형태를 보이므로 이를 고려하여 설계에 반영하도록 한다.

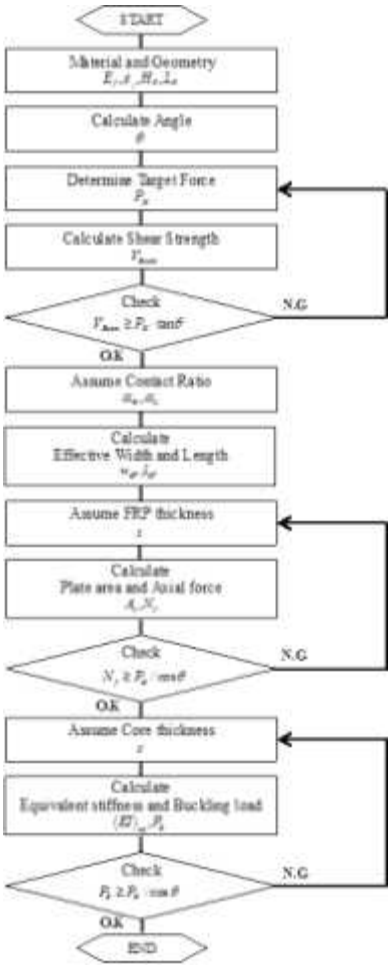


<한국형 표준접합부의 파괴형태 (ⓐ보의 소성, ⓑ패널존 소성전단변형)>



<패널존의 자유물체도>

(패널존의 소성전단강도와 접합부의 파괴강도로 파괴메커니즘 규명)



강골조용 내력패널은 인력으로도 운반 가능한 폭 0.5m 내외로 제작 함.

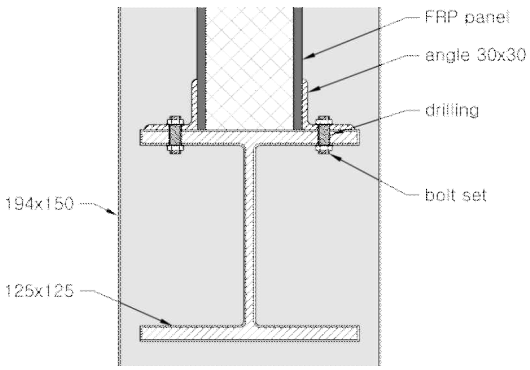
지진 등의 재난이 발생된다면 대형 중장비 등의 통행이 불가능한 상황이 발생될 수도 있다. 그리고 소형 장비라 하더라도 장비공의 인력이 투입이 되어야 하므로 신속한 보강이 어려울 수 있다. 따라서 특별한 노무자가 아니며, 소수의 인력만으로도 신속한 보강이 이루어질 수 있도록 인력으로 보강재의 운반이 가능하도록 내력패널이 제작되어야 한다.

소요강도 발휘를 위해 내력패널 격벽없는 박스 형태로 제작.

내력패널의 설계 시에 포함되어야 할 사항이지만 본 연구에서 실시한 성능평가 결과에 따르면 폭이 작은 내력패널을 여러 개 설치하는 것 보다 패널의 폭이 넓으면서 격벽이 있는 형태의 내력패널의 성능이 다소 우수한 것으로 나타났으나 실제로 긴급시공을 고려한 운반 등을 고려하면 작은 내력패널을 여러 개를 설치하는 것이 용이 할 것으로 판단된다. 또한 단면형태로 격벽이 없는 single box형태로 제작하는 것이 중량이 감소하는 이점이 있다.

강골조용 내력패널의 설치시에는 패널의 면외 방향 이탈 방지용 앵글(가이드 앵글)이 필요하며, 볼트를 이용하여 앵글을 고정한다.

본 연구결과에 따르면 내력패널은 강도를 유지하기 위해 면외 방향으로 이탈이 되지 않도록 하여야 한다. 따라서 이탈 방지용 설치물이 필요하며 연구결과에 따르면, 앵글(가이드앵글)을 사용하는 것이 최적의 성능을 발휘할 수 있는 방법이다. 가이드앵글을 강재 면에 고정하기 위한 방법으로는 본딩 (steel epoxy)이 아닌 볼팅으로 고정한다.



2차 재난(지진)에 대한 보강(내력벽체) 시공 시, 1차 재난에 의해 발생된 비내력벽체의 붕괴에 따른 시공 부위의 잔여물을 제거하고 정리 한 후에 시공.

재난 발생시 내력벽체의 소요강도를 유지하기 위해 1차 재난에서 발생된 시공 부위의 잔여물을 제거하는 것은 필수적인 요소이다. 특히, 보강대상 건물이 비내력벽체로 이루어져 있다면 비내력벽체의 붕괴로 인해 다량의 잔여물이 존재할 것이다. 이러한 상태로 내력패널을 시공한다면 시공상 어려움이 클 것이며, 설치가 되더라도 내력패널 소요의 강도를 발휘하기 어렵다.

제9장 강골조용 연성패널 개발

제1절 연성패널 개념 및 설계

1. 서론

과도한 소음과 진동을 제어하기 위하여 구조 댐핑장치가 많은 산업에서 표준과정으로 되고 있다. 최대 댐핑능력 구조 설계를 위해 다양한 방법이 개발되어있다. 최근에 점탄성 댐퍼, 점성 유체 댐퍼, 마찰 댐퍼 및 감쇠 및 강성 장치 등의 다양한 에너지 소산장치를 사용하여 구조물의 내진 설계가 상당한 주목을 받아 왔다. 에너지의 기계적 손실에 따라 점탄성 감쇠 방식은 내진에 대한 적절한 특성을 보인다. 진동 제어를 위한 유연한 구조 표면에 점탄성 물질의 얇은 층을 적용하여 내부의 점탄성 층이 인장 강성을 제약하여 층에 따라 차례로 적용되는 제약 점탄성 감쇠 방식이 있다(kerwin 1959, Oberst, 1952). 제약층은 점탄성 층의 전단 변형을 유도하고, 따라서 더 큰 감쇠효과를 가져온다. 이와 같은 댐핑 기술은 에너지의 기계적 분산을 위한 방안을 제공 할 수 있지만, 복합 감쇠 재료를 결합하여 다루는 연구는 부족하다. 따라서 복합재료와 최적의 댐핑재료를 이용하여 최적 감쇠효과를 가질 수 있는 에너지 흡수형 내력패널을 설계하였다.

2. 설계개념

에너지 흡수형 FRP 내력패널은 box 형태로 설계하였다. 각 FRP 내력패널 box 사이에 설치하는 감쇠 경계층(damping interface layer)의 적절한 형상과 배치를 정의하는 기하학적인 매개변수를 고려해야 한다. 내력패널 응력전달 구성도는 그림 9.1과 같다.

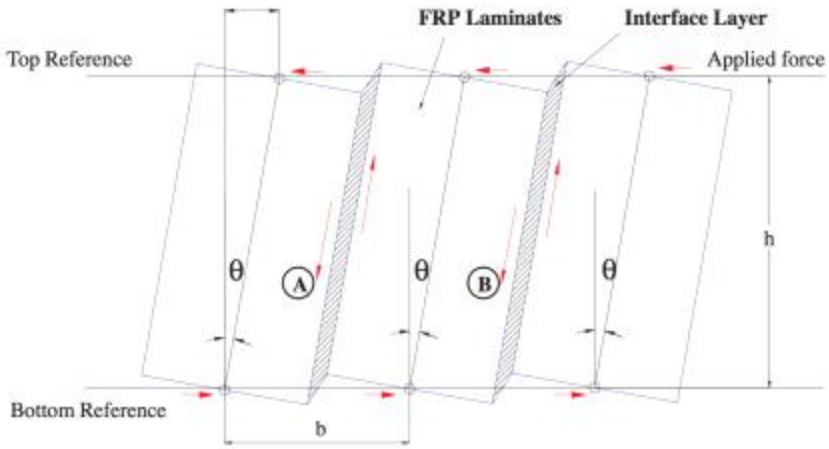


그림 9.1 내력패널 응력전달 구성도

본 연구에서 고려한 구성요소는 다음과 같다.

■ 내부 패널 쉘(shell)을 구성하는 패널 - skin layer
■ 벽체와 벽체사이의 에너지 소산층 (Interface layer) - damping layer
■ I형 타입의 FRP 패널단면 - I section FRP Plate layer

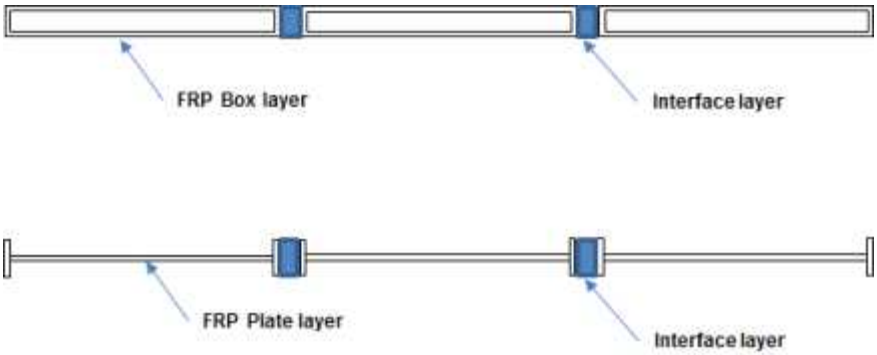


그림 9.2 조립식 패널의 단면 형상

다층 Hybrid FRP 내력패널을 구성하는 각 요소에 대한 세부적인 단면은 그림 9.2와 같으며 다층 시스템은 평면상의 감쇠 접촉층간 상대 전단변형을 허용하여 특정한 층 요소들을 따라 미끄러지면서 골조구조물에 전달되는 하중을 흡수시킨다. 그림 9.3은 조립형 패널 시스템의 전체적인 구성요소들과 설계를 보여주는 예 이며, 이 시스템은 평면 내부의 감쇠 접촉층에서 전단변형이 발생하도록 설계하였다. 따라서 제안된 복합재료 내력패널의 손상은 특정한 에너지 감쇠층으로 집중됨으로써 내력패널의 내부에서 전체 구조물의 진동제어를 위한 에너지 흡수가 발생하게 된다. 또한 기존의 연구와는 달리 패널의 단면 형상은 Box 형태 보다는 중량이 현저히 감소되는 I형 단면으로 제작하여 취급이 용이 할 수 있도록 한다. 또한 기존 구조부재에 고정하는 bolt hole과 유간이 발생되는 slot을 패널에 두어 패널에 변형이 일어나지 않고 모든 변형이 감쇠 접촉층에서 발생되도록 하였다.

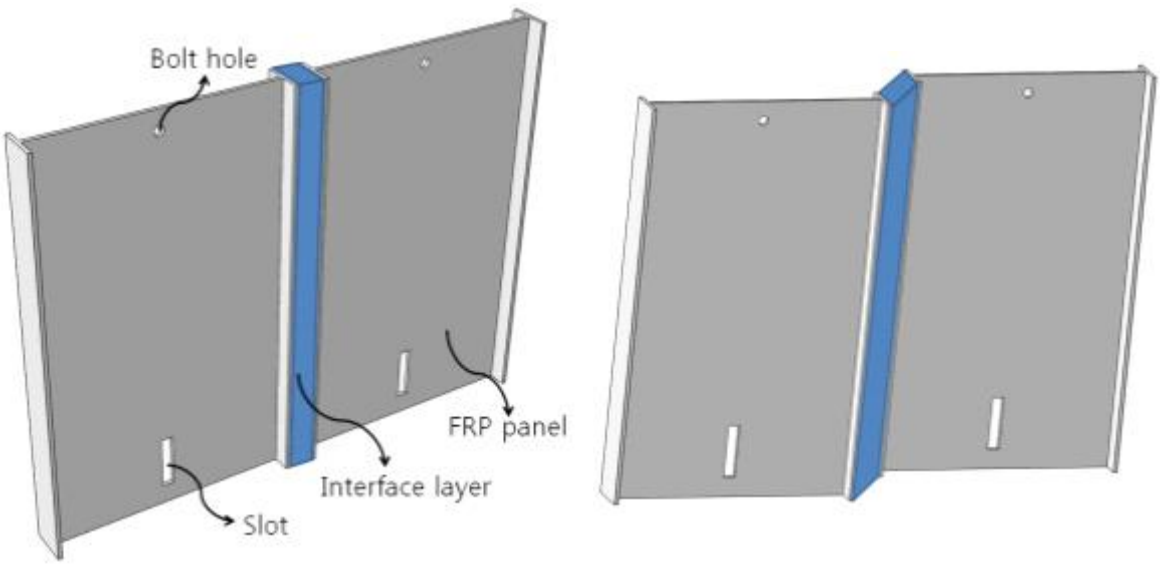


그림 9.3 조립형 FRP 내력패널 설계

3. 에너지 소산층

에너지 소산층에 사용되는 점탄성 물질은 높은 에너지 소비와 제약층의 형태로 진동에 대하여 효과적이다. 이와 관련하여 Pong과 Tsai(1995)는 온도, 두께, 점탄성 물질의 총 면적과 같은 몇 가지 설계 변수가 지진 완화 능력에 대한 영향을 제시하였다. 두께가 너무 얇으면 진동 감소에 효과적이지 않으며 너무 커도 비용이 증가됨으로 효과적이지 않다. 점탄성 댐퍼의 총 면적은 경제적이며 최적의 댐퍼 성능을 고려하여 적절한 크기로 결정되어야 한다. 본 연구에 사용된 점탄성 재료는 일본의 3M사의 3M ISD 111 고체 점탄성 소재, 천연 고무, 우레탄 합성고무를 사용하였다. 이 소재들은 진동 감쇠에 있어 큰 효율을 보이지만 강성면에서 약한 면을 가지고 있으며, 이중 일본 3M사의 제품은 비용 상당히 고가이다.

4. 에너지 소산층 설계 및 제작

본 연구에서는 일본의 3M사의 고체 점탄성 재료모델의 성능평가(댐핑시험)를 목표로 하여 각 고무 종류에 따른 성능평가를 진행하여 고체 점탄성 모델과 가장 근사한 성능의 재료를 선정하였다. 고무의 종류는 표 9.1에 나타내었다.

표 9.1 고무의 종류

고무종류	ASTM 약호	주요특성	상용온도 (℃)	주용도
나트릴고무	NBR	내유, 내마모, 충격흡수, 내노화성 우수	-25~100	오일실, 가스켓, 내유호스, 콘베어벨트, 인쇄롤, 방직용 toproll등 내유제품
천연고무	NR	촉감이 가장 좋고 기계적 성질이 우수, 공기 중 노화하기 쉬우므로 일광, 오존 등의 직사 고온에 사용 불가.	-40~60	자동차 타이어, 신발, 업트럭타이어, 호스, 벨트, 공기, 스프링, 일반용 및 공업용품등
스티렌-부타디엔 고무	SBR	브레이크 오일에 적당. 천연고무보다 내마모, 내노화성 양호. 값이 싸다	-35~90	자동차 타이어, 신발, 자동차 부품, 고무방수포, 운동용품, 벨트등 공업용품 및 일반고무제품
클로로프렌 고무	CR	내후, 내오존, 내열, 내약품투과성 양호.내노화성 평균적으로 우수한 소재	-30~100	전선피복, 콘베어벨트, 방진고무, 가스켓, 창틀고무, 접착제, 고무방수포 및 일반 공업용품
부틸고무	IIR	내후, 내오존, 내가스 투과성 양호	-40~120	자동차 타이어용 튜브, Curing bag, 루우핑, 전선피복, 창틀고무, 증기, 호스 콘베어벨트 등
에틸렌-프로피렌 고무	EPDM	내노화,내오존,극성액체에 대한 저항성, 전기적 성질 양호	-40~140	전선피복, 자동차의 웨더 스트립 중기, 패킹재
하이파론 고무	CSM	내노화, 내오존, 내약품, 내마모성 양호	-25~130	내후성, 내식성 도료 , 탱크 라이닝, 고무방수포, 내식성 패킹, 내열, 내식성롤 등
아크릴고무	ACM ANM	고온에서의 내유성 양호.	-10~160	자동차의 트랜스밋숀, 크랑크샤우트
불소고무	FPM FKM	최고의 내열, 내약품성	-25~220	내열,내유, 내화학 약품을 요하는 미사일, 로켓트등의 패킹, 화학공장의 내식 패킹, 다이어프램 등
실리콘고무	Q	고도의 내열성과 내한성, 무독성, 이항성 내후성, 전기특성	-75~200	팩킹, 가스켓, 오일실 등 내열, 내한용 Sealant, 의료용,전기 절연용 제품
부타디엔 고무	BR	NR보다 탄성이 좋고 내마모성이 우수.	-45~90	자동차, 항공기용 타이어, 신발, 방진고무, 고무롤, 벨트 호스등의 공업용품

5. 에너지 소산층의 성능평가

재료에 따른 에너지 소산층의 성능을 비교하기 위하여 반복피로 시험시편을 제작하였고, 반복 피로시험을 통하여 FRP와 부착되어있는 에너지 소산층을 대상으로 전단 변형에 따른 에너지 흡수량과 두 재료간의 특성을 분석하였다.

가. 3M Visco-elastic 재료의 성능평가

3M사의 점탄성 재료의 시험은 초기에 시험 중 발생하는 슬라이딩을 막기 위하여 초기 시편은 그림 9.4와 같이 제작되었다.

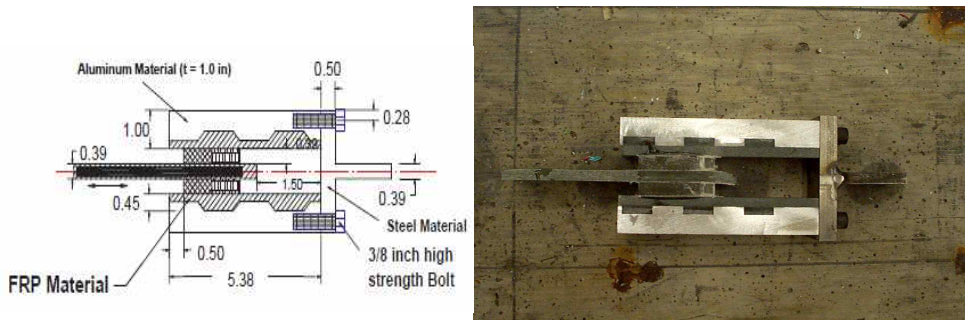


그림 9.4 Visco-elastic 재료 시편

하지만 시험을 진행한 후 발생하는 응력 값이 작으며 슬라이딩이 크게 발생하지 않았고, 비용적 문제가 발생하여 고무 시편은 그림 9.5와 같이 제작하였다.



그림 9.5 시험 진행 사진(3M visco-elastic)

나. 고무재료의 성능평가

테스트 시편은 그림 9.6과 같이 FRP skin plate와 댐핑재료의 결합으로 구성되었다.

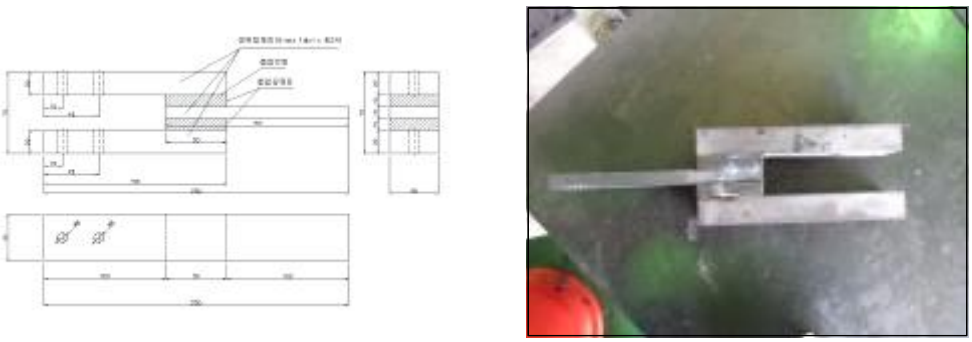
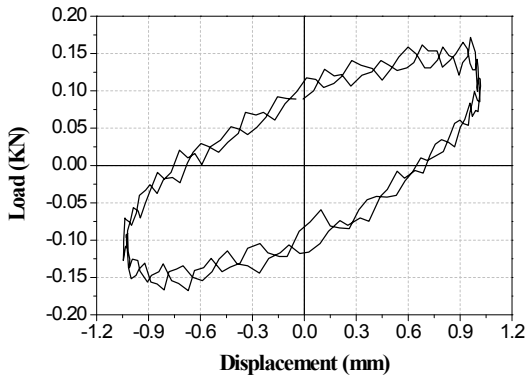
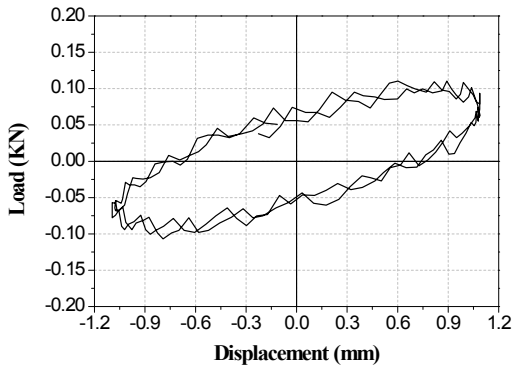


그림 9.6 에너지 소산층 재료 테스트 시편

시험은 피로시험기의 주파수를 조절하며 변위 제어하여 수행하였다. 3M의 고체 점탄성 재료의 주파수(1~3Hz)에 따라 시험을 수행한 결과를 그림 9.7에 나타내었다.



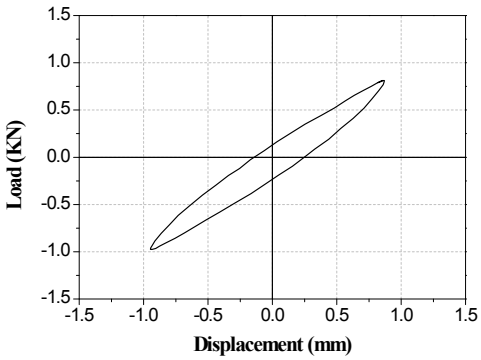
(a) Visco-elastic 재료 에너지 흡수량(면적)-1Hz



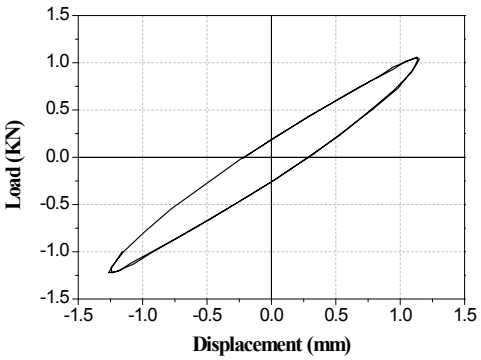
(b) Visco-elastic 재료 에너지 흡수량(면적)-3Hz

그림 9.7 주파수(1~3Hz)에 따른 시험결과

위의 3M 고체 점탄성 재료를 목표로 고무에 대하여 시험하였다. 시험은 천연고무(NR)에 대하여 주파수(1~3Hz)에 따라 시험을 수행한 결과를 그림 9.8에 나타내었다.



(a)천연고무(NR)의
흡수에너지(면적)-1Hz



(b)천연고무(NR)의
흡수에너지(면적)-3Hz

그림 9.8 천연고무의 주파수(1～3Hz)에 따른 시험결과

천연고무(NR)는 3M 고체 점탄성 재료보다 에너지 흡수량을 비교했을 때 매우 작지만 강성 값은 비교해보면 그래프의 전체적 기울기량은 천연고무(NR)재료가 더 우수함을 알 수 있다 또한 천연고무(NR)은 주파수에 대하여 값의 변화가 크지 않았다.

천연고무 재료의 에너지 흡수재로서의 우수한 성질에도 불구하고, 천연고무와 복합재료의 부착이 어렵다는 단점을 가진다. 합성 고무 재료를 사용하면 이러한 단점을 극복할 수 있다. 그러므로 본 연구에서는 합성 고무 중 복합재료와 부착력이 우수하고 점탄성 재료인 우레탄 합성 고무를 에너지 흡수재로 사용하여 실험을 수행하였다.

제2절 연성재료에 대한 성능평가

1. 실험 계획

앞서 수행된 강 골조 구조물에 대한 GFRP 내력패널의 보강 실험에서 발생된 접합부의 피로 파괴의 발생과 이후 진행된 강 보-기둥 접합부의 실험결과를 통하여 강구조 접합부의 단조변위과 주기변위 각각의 작용에 의한 강 보-기둥 접합부의 파괴거동 변화를 확인하였다. 이를 통해 지진하중에 대한 강구조의 보강은 내력패널을 적용할 경우 접합부에 대한 응력집중과 용접접합부 피로로 인하여 파괴될 것으로 생각된다. 따라서 강구조에 적합한 내진 보강법은 강성을 증가시키는 보강법 보다는 구조물 자체의 지진에 대한 변위를 제어하는 방식의 보강이 적합 할 것으로 예상된다.

따라서 본 연구에서는 감쇠기의 설치를 통한 구조물의 감쇠능력 향상을 목적으로 점탄성댐퍼를 설계하고 모형구조물에 통한 평가를 수행하였다. 점탄성 감쇠기는 재료의 점성특성을 이용하여 지진 및 바람에 의한 진동에너지를 열에너지로 소산시켜 구조물의 감쇠비를 증가시킴으로써 구조물에 발생하는 동적응답을 효과적으로 저감시킨다. 또한 설계 및 시공이 용이하고, 소요비용에 비해 얻어지는 감쇠력이 큰 장점이 있으며, 특히 칸막이벽 내부와 같이 용도를 침해하지 않는 곳에 간단하게 설치할 수 있으므로 내진 성능을 향상하기 위한 효과적이고 경제적인 방법이라 할 수 있다.

2. 시험체 계획

시험체의 규모는 장방향 1,200mm에 단방향 900mm인 높이 2,100mm의 앵글로 이루어진 2층 골조로 설계하였다. 각층 보 부재는 40×40×3t의 앵글을 사용하였고 기둥 부재는 30×30×3t의 앵글을 사용하였다. 부재의 접합은 각층 부재는 맞댐 용접을 실시하였고, 기둥과 보 부재의 접합부에는 6mm의 고장력 볼트로 체결하였다. 또한 하부 plate와의 접합은 100mm의 소켓을 용접하여 8mm의 고장력 볼트로 접합하였다.

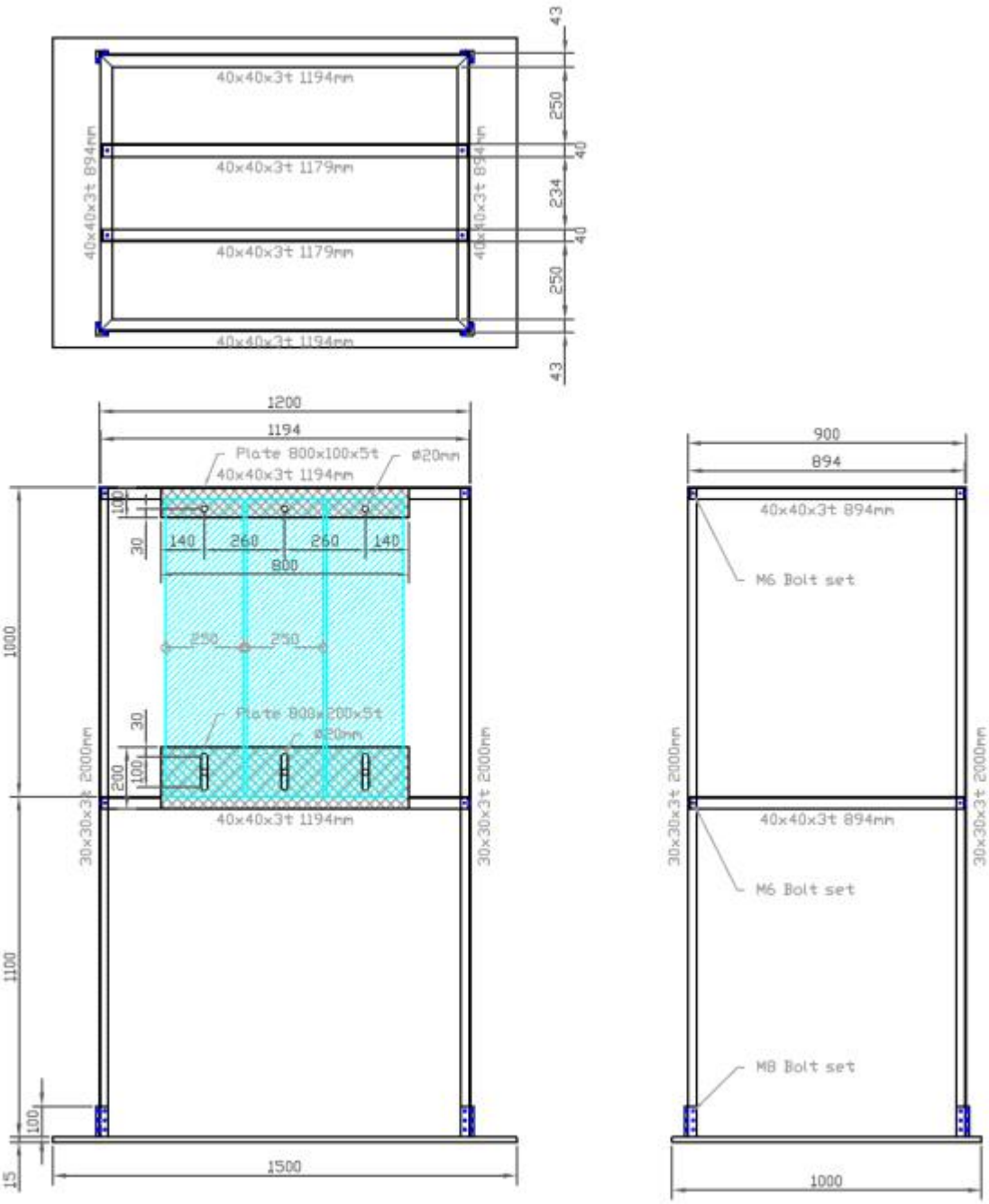


그림 9.9 시험체 도면

3. 댐핑재료시험

가. 시험체 제작

댐핑재료의 시험은 일반적인 댐핑 재료의 재료시험과 동일하게 양면 전단을 받는 그림 9.10과 같이 제작하였다. 에너지 흡수재료인 댐핑 재료로는 우레탄 합성 고무를 사용하였다.

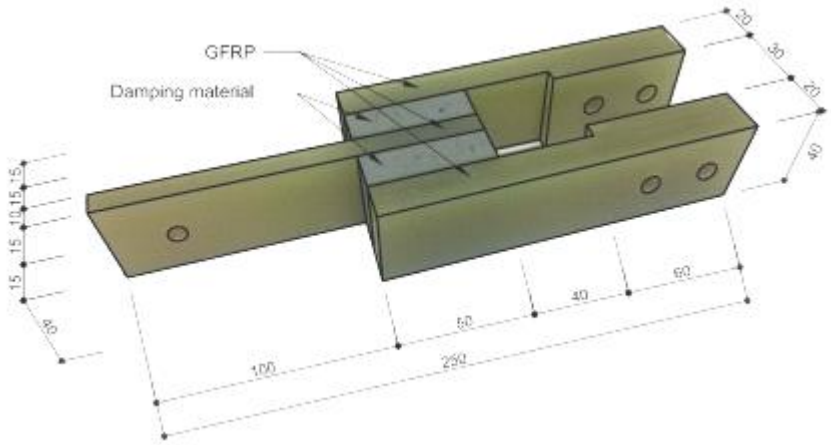


그림 9.10 댐핑재료 시험체

댐핑재료의 시험은 실제 진동대 실험에 사용될 두께 15mm의 댐핑재료 2개 층에 대해서 시험을 실시하였고, 그림 9.11(a)의 피로시험기에 그림 9.11(b)와 같이 설치하여 재료시험을 진행하였다.



(a) 피로시험기 (b) 시험체 설치

그림 9.11 우레탄 합성 고무 재료의 피로시험

나. 실험결과

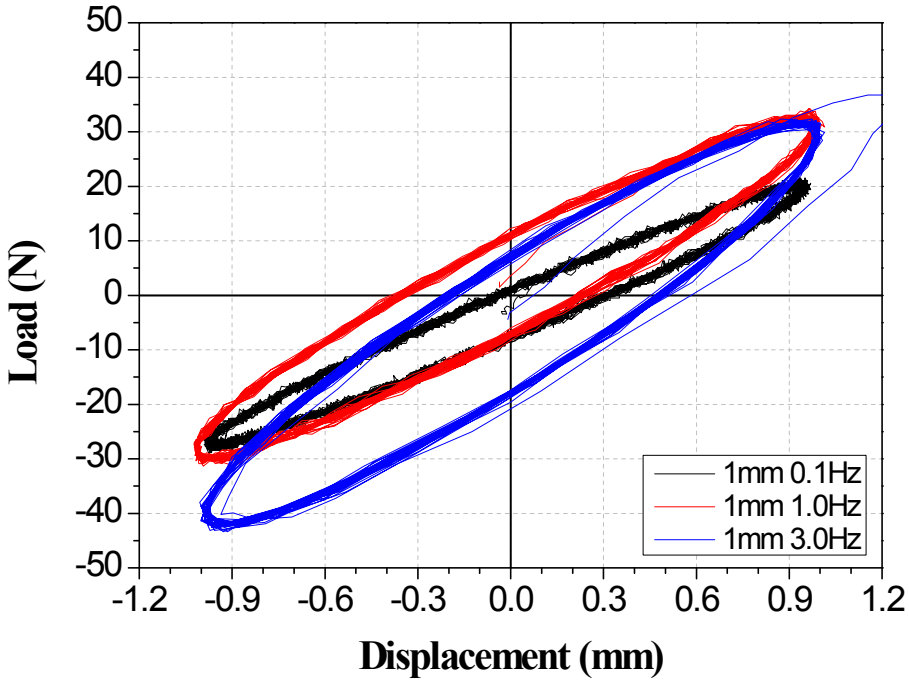


그림 9.12 최대변위 1mm 실험

표 9.2 최대변위 1mm 실험결과

Frequency (Hz)	Section Area (㎟)	Thickness (mm)	Average Load (N)		Average Displacement (mm)		Average Gradient (N/mm)	Average Closed Area (N·mm)
			Max	Min	Max	Min		
0.1	2000	15×2	21.13	-28.37	0.96	-0.98	26.11	13.36
1.0			33.18	-30.35	0.99	-1.02	32.89	28.46
3.0			31.68	-42.25	0.99	-0.99	39.50	39.14

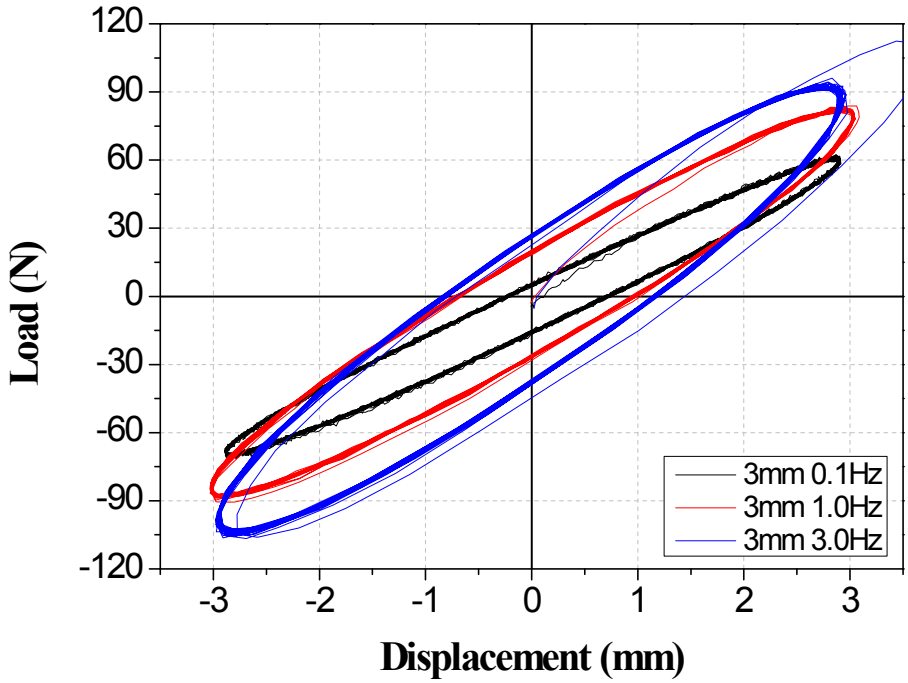


그림 9.13 최대변위 3mm 실험

표 9.3 최대변위 3mm 실험결과

Frequency (Hz)	Section Area (㎟)	Thickness (mm)	Average Load (N)		Average Displacement (mm)		Average Gradient (N/mm)	Average Closed Area (N·mm)
			Max	Min	Max	Min		
0.1	2000	15×2	61.20	-70.59	2.91	-2.89	23.03	98.36
1.0			82.40	-88.23	3.04	-3.02	29.06	222.29
3.0			92.71	-104.44	2.93	-2.96	35.07	303.15

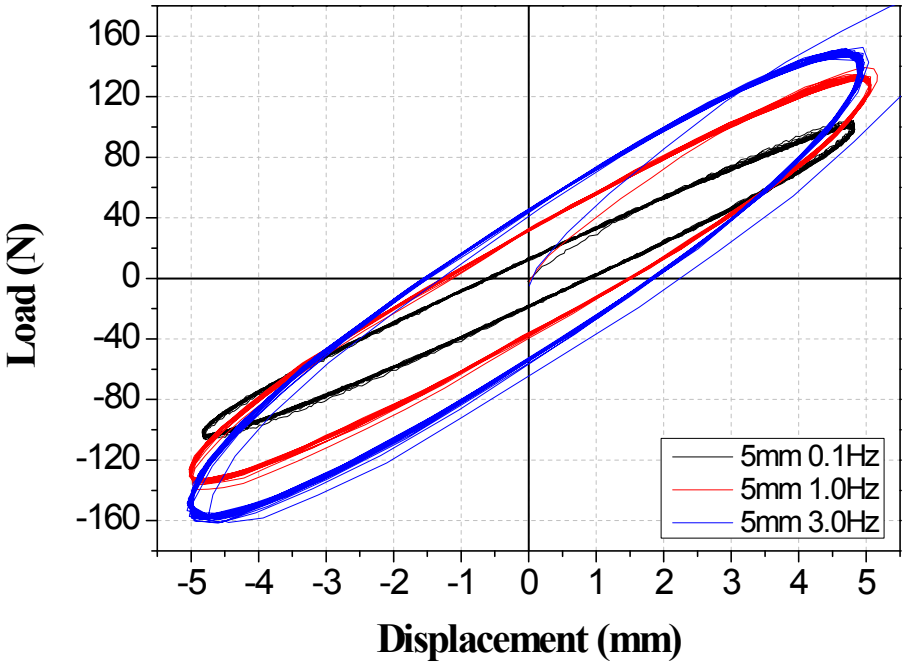


그림 9.14 최대변위 5mm 실험

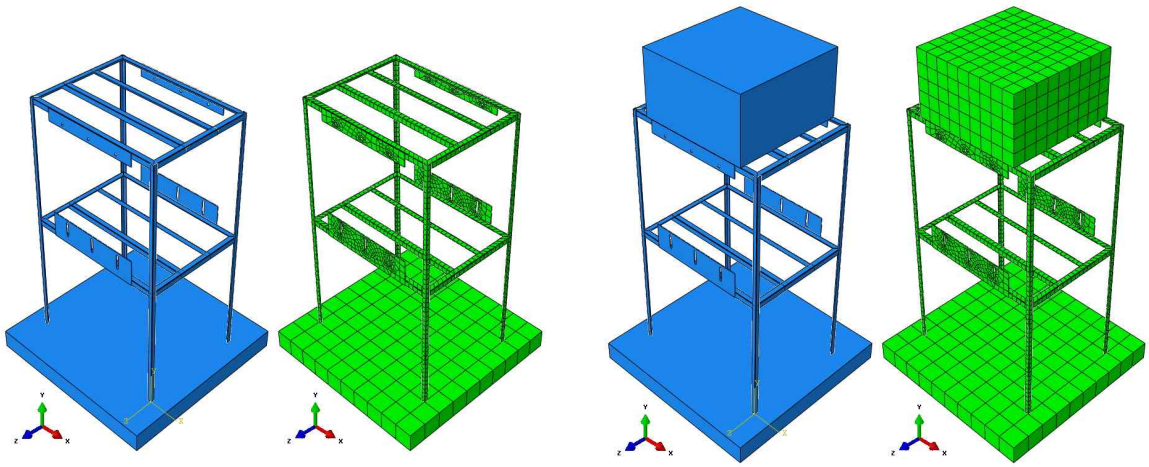
표 9.4 최대변위 5mm 실험 결과

Frequency (Hz)	Section Aera (㎟)	Ticknes (mm)	Average Load (N)		Average Displacement (mm)		Average Gradient (N/mm)	Average Closed Area (N·mm)
			Max	Min	Max	Min		
0.1	2000	15×2	100.96	-104.55	4.82	-4.83	21.49	246.83
1.0			132.32	-133.62	5.06	-5.01	27.08	567.05
3.0			149.16	-158.17	4.94	-5.02	32.12	795.33

4. 소형 진동대 실험 예비해석

가. 시험체 모델링

시험체의 모델은 앞서 설계된 시험체와 동일한 형태로 하여 실시하였다. 시험체 모델의 형상은 그림 9.15(a)와 같고 시험체의 고유주기 해석을 수행한 후 본 연구에 사용되는 진동대의 허용 frequency 3Hz를 만족 하도록 그림 9.15(b)와 같이 2층에 900x900x500인 직육면체의 물체를 두고 density를 조절하여 상재하중을 조절할 수 있도록 하였다. 여기서 시험체가 고정된 바닥판은 강체로 고려하였고, 용접부위 및 보트 접합 부위는 Tie옵션을 적용하였다. 구조물에 사용된 강재의 density는 7,850ton/㎥을 적용하였다.

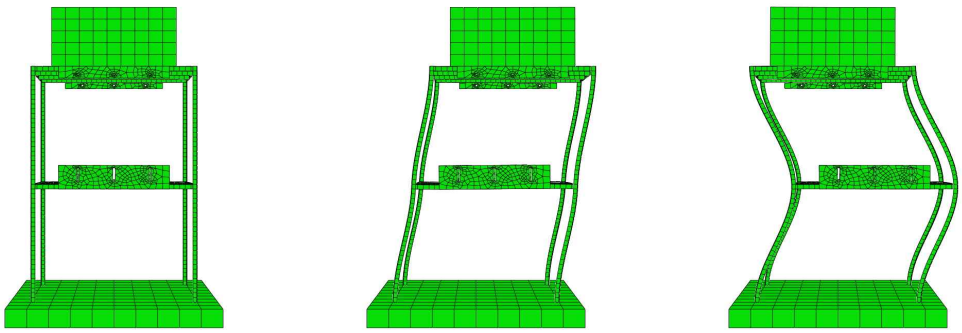


(a) 시험체 모델 (b)상재하중 시험체 모델

그림 9.15 시험체 모델

나. 고유주기 해석

고유주기 해석의 각 모드형상은 그림 9.16과 같고, 상재하중의 변화에 따른 각 모드에서 고유주기는 표 9.5와 같다.



(a) basic (b) Mode 1 (c) Mode 2

그림 9.16 상재하중 시험체 모델의 Mode 형상

표 9.5 각 상재하중에 대한 모드별 고유진동수(Hz)

상재하중 (kg)	Mode 1	Mode 2
20	1.767	5.517
40	1.494	5.362
60	1.316	5.285
80	1.190	5.240
90	1.143	5.224
100	1.094	5.209
110	1.059	5.201
120	1.018	5.190

5. 실험장치 구성

시험장치는 변위 300mm, 최대하중 3000kN, 테이블 규격 1500×1500mm인 유압식 진동대를 사용하였고, 그림 9.17에 사진을 나타내었다. 비보강 시험체와 보강 시험체의 설치는 각각 그림 9.18, 그림 9.19와 같이 하였으며, 80kg을 상재하중으로 하였다.



그림 9.17 유압식 진동대



그림 9.18 비보강 시험체



그림 9.19 댐퍼 보강 시험체

그리고 데이터의 측정은 변위 게이지와 가속도 게이지를 테이블을 포함한 3개의 층에 설치하였다. 변위 게이지와 가속도 게이지의 설치 상세는 그림 9.20과 같다. 데이터의 측정 주기는 10Hz로 하여 자료를 획득하였다.



그림 9.20 변위 게이지 및 가속도 게이지의 설치 상세

6. 백색 소음 실험 (white noise test)

소형 진동대 실험 예비해석에서 고유주기해석 결과에서 나타난 상재하중 80kg인 경우 1차 모드의 고유진동수가 1.19Hz로 계산되었다. 이를 기준으로 하여 실험에서 또한 상재하중을 80kg으로 하여 진동대의 가진 허용 범위인 0~3.0Hz의 범위 내에서 비보강 시험체(Normal)의 공진진동수(resonant frequency)는 1.0~1.2Hz 사이에 존재하는 것으로 판단하였다.

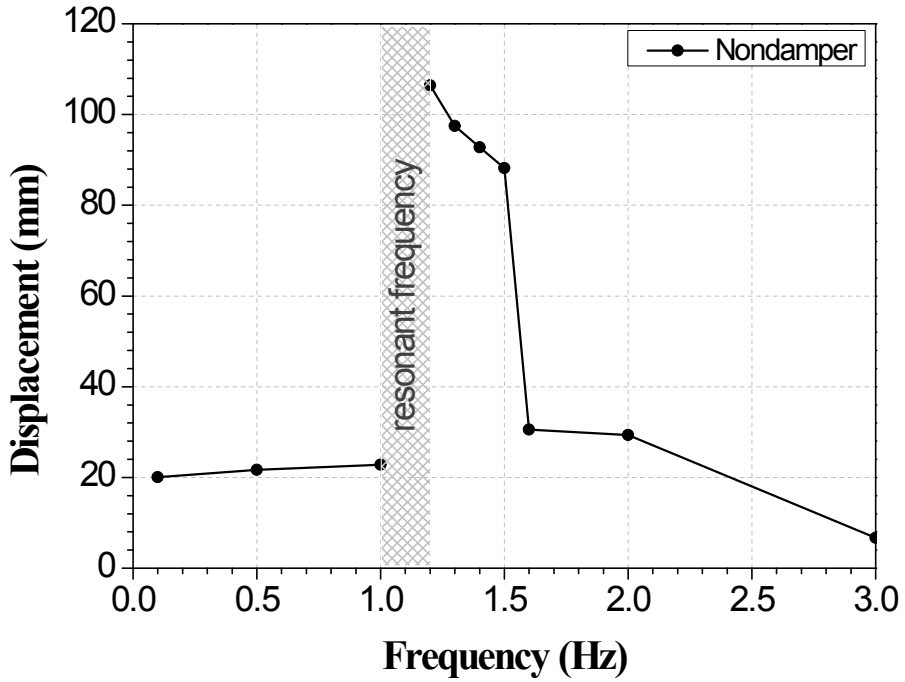


그림 9.21 최상층의 가진주기별 변위응답

따라서 연성 패널을 설치하여 1.2Hz의 가진주기로 연성패널의 댐핑성능을 평가였다. 두 1.2Hz의 가진 결과를 각 층의 높이에 대한 층간변위의 비로 시간에 대하여 그림 9.22와 그림 9.23에 나타내었다.

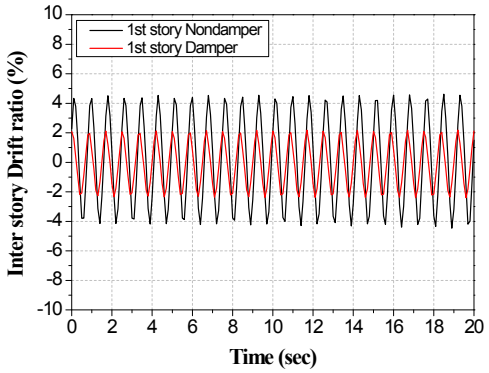


그림 9.22 1층 층간변위 비

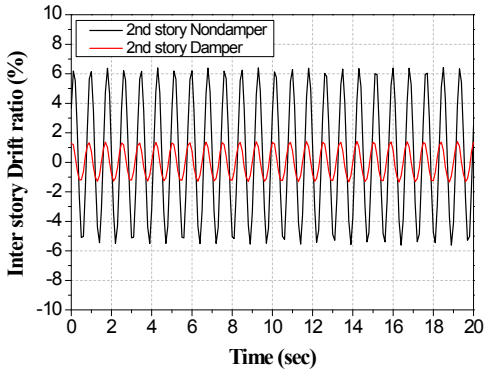


그림 9.23 2층 층간변위 비

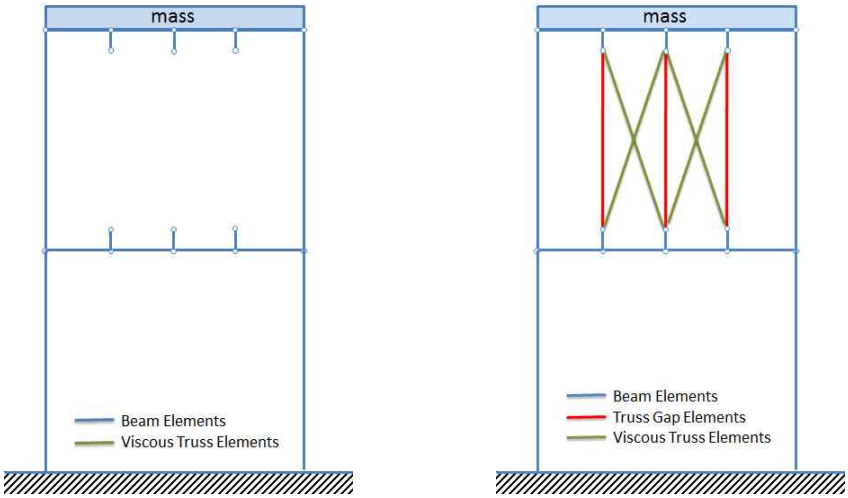
각 층의 층간변위 비를 통해서 댐퍼 설치 이전에는 2층의 층간 변위가 크게 나타났으나, 댐퍼 설치 이후 2층의 층간변위가 대폭 감소하여 1층의 층간변위가 상대적으로 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 결론적으로 개발된 댐퍼를 통하여 최고층의 변위는 약 50%의 변위감소를 보였고, 층간 변위는 댐퍼가 설치된 층에 대하여 약 80%, 댐퍼가 설치되지 않은 층에 대하여 53%의 층간변위 감소효과를 보였다. 따라서 개발된 점탄성 댐퍼는 강골조 구조물에서 지진하중을 효과적으로 흡수하고 있음을 보여주고 있다.

7. 수치해석 모델 정립

가. 시험체 모델

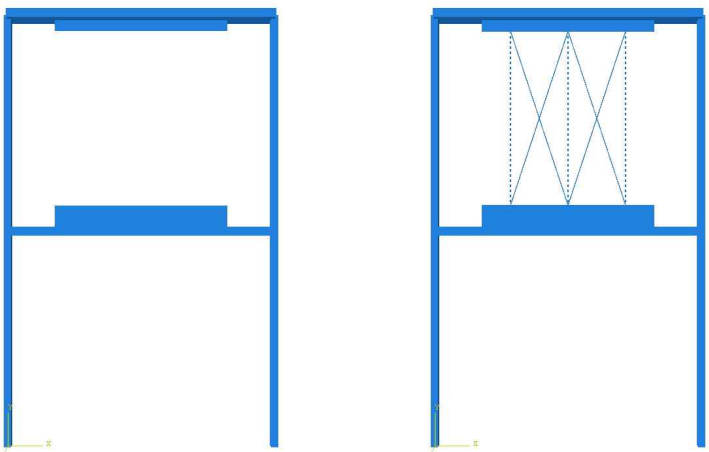
시험체 모델은 보 요소(beam element)를 통하여 단면정보와 강재의 탄성과 밀도 등을 포함하여 실제 제작된 시험체와 동일한 형태로 모델링 하였다. 연성댐퍼의 수치해석 모델은 탄성과 점성을 포함한 트러스 요소(viscous truss element)를 'X'자의 형태로 2개의 요소를 배치하여 댐핑재료를 모델링하였고, 장공(슬롯홀, Slot Hole)에 의해 상하 ±50mm의 범위의 거동에 대하여 장공을 따라 자유롭게 움직일 수 있는 트러스 갭 요소(truss gap element)를 각각의 패널판(panel plate) 설치 위치에 따라서 배치하였다.

시험체 해석 모델의 요소 사용에 관한 개요를 그림 9.24에 나타내었고, 시험체의 해석 모델을 그림 9.25와 같이 모델링 하였다.



(a) 비보강 (b) 댐퍼 보강

그림 9.24 시험체 해석모델 개요



(a) 비보강 (b) 댐퍼 보강

그림 9.25 시험체 해석모델

나. 해석 결과

해석결과와 실험결과를 오버랩하여 그림 9.26과 그림 9.27에 나타내었다. 비보강 모델의 결과를 나타낸 그림 9.26에서 최고층에 대한 변위는 해석결과 값이 크게 나타났지만 전체적인 주기가 유사하게 나타났다. 이는 Damper 모델의 결과를 나타낸 그림 9.27에서 또한 동일한 경향을 보였다. 따라서 본 연구에서 정립한 연성댐퍼의 수치해석 모델은 실제 구조물에 설지 되는 연성댐퍼의 감쇠효과를 잘 모사하는 것으로 판단된다.

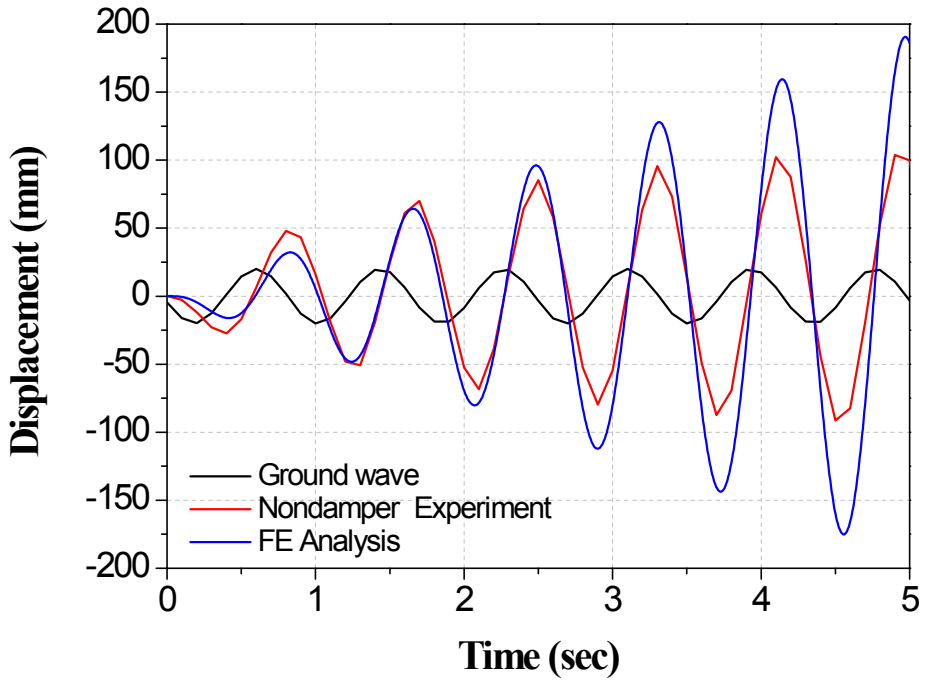


그림 9.26 비보강 모델 해석결과

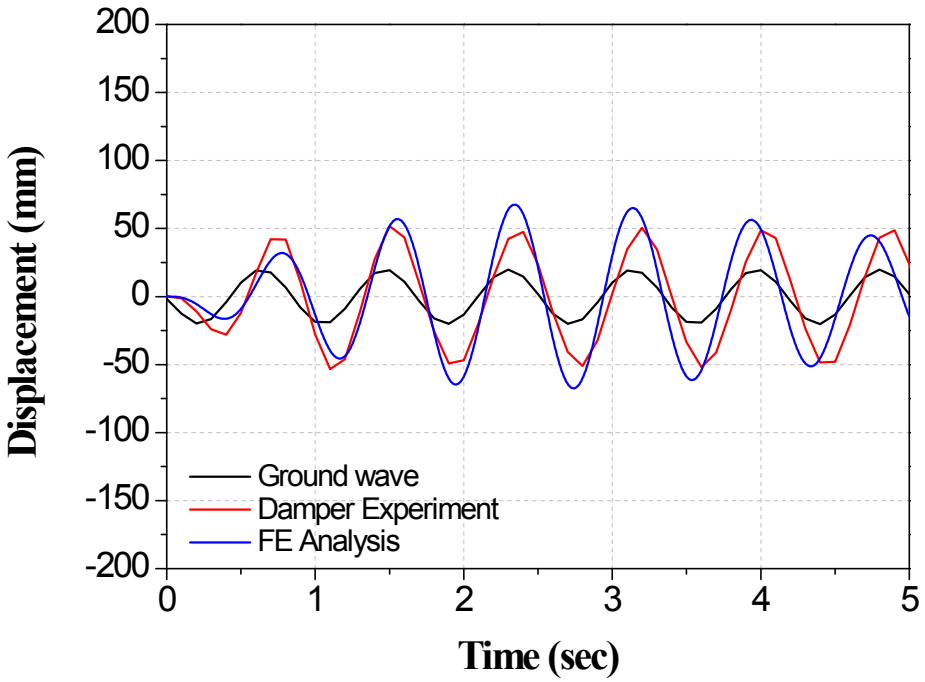


그림 9.27 Damper 모델 해석결과

제3절 강골조용 연성패널의 해석적 성능평가

1. 시험체 모델

앞서 연성재료에 대한 성능평가에서 다룬 연성패널의 수치해석 모델을 통하여 실제 강골조 구조물을 바탕으로 모델링을 실시하여 해석적으로 실제 강골조 구조물에 대한 연성패널의 성능평가를 수행하였다.

해석에 적용된 강골조는 도심지 내 중·저층의 주요시설물로서 해석영역으로 선정된 단면은 3층 3경간의 강축 접합된 강골조이다. 선정된 강골조의 경간은 8100mm로 동일하고, 층고는 각각 1층 6000mm, 2층 5400mm, 3층 4200mm이다. 상세한 구조 정보는 그림 9.28에 정리되어 나타나 있으며, 이를 바탕으로 해석적 시험체 모델링을 수행 하였다.

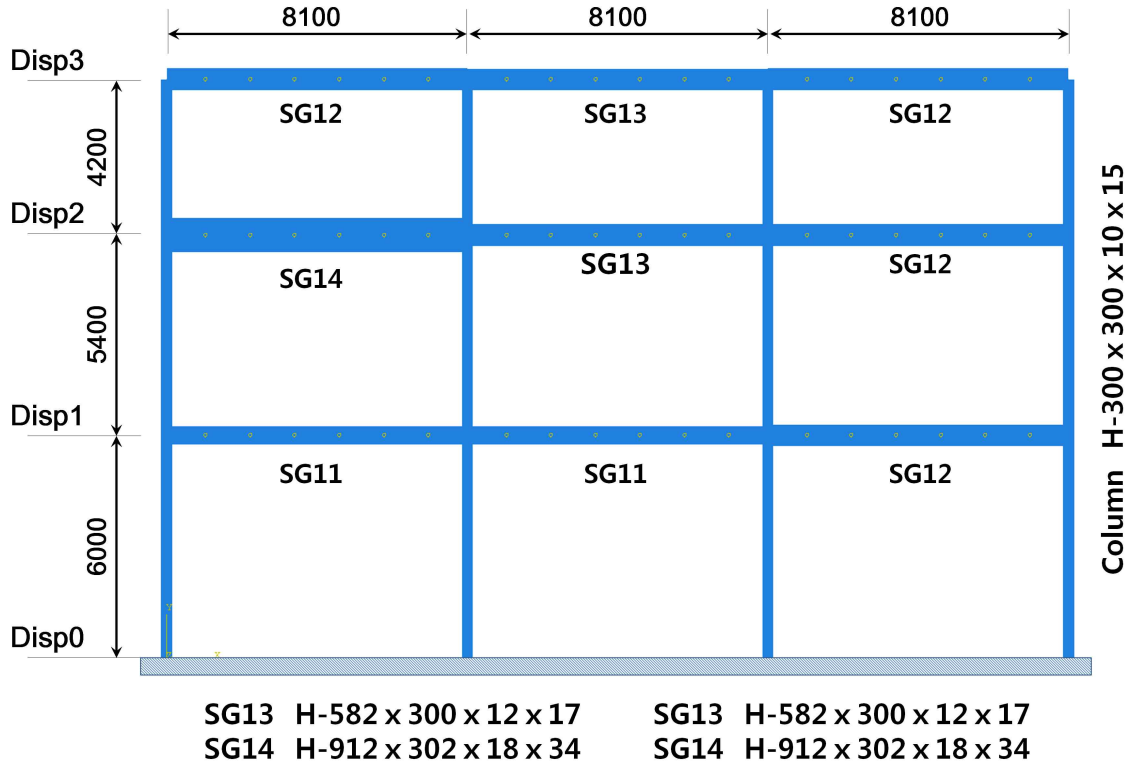
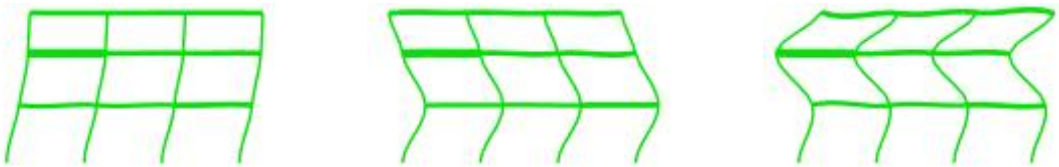


그림 9.28 3층 3경간 구조물

모델링된 해석모델을 바탕으로 구조물에 대한 고유진동수 해석을 수행하였다. 그 결과는 표 9.6과 같다. 각 모드에서의 변형 형상은 그림 9.29와 같다.



(a) Mode 1 (b) Mode 2 (c) Mode 3

그림 9.29 해석 대상 구조물의 모드별 변형형상

표 9.6 해석 대상 구조물의 고유주기 해석 결과

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
고유진동수(Hz)	2.7246	10.556	16.199

본 해석 결과를 바탕으로 가진 주파수를 2.7Hz로 하였고 ±10mm의 sin파의 형태로 가진 하였다.

연성패널 수치해석 모델에 대한 댐퍼의 설치는 구조물의 규모와 부재의 강성 질량을 고려하여 2층과 3층의 각각에 대하여 한 경간에 다섯 조의 점탄성 트러스모델을 그림 9.30과 같이 배치하였다.

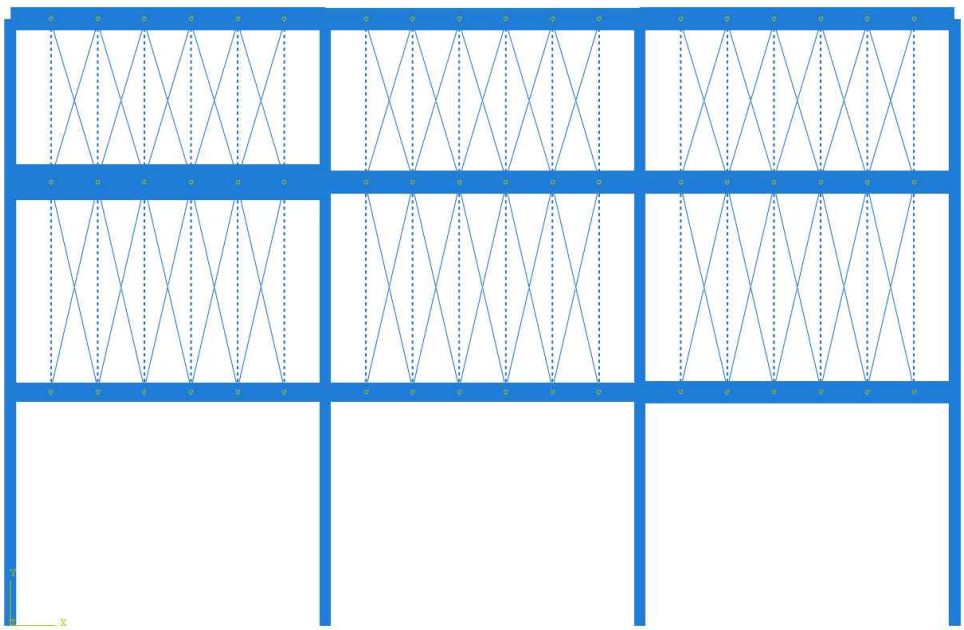
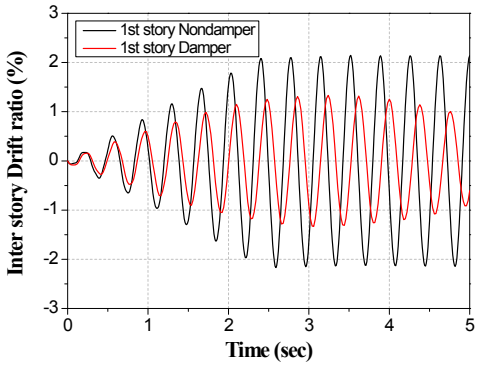


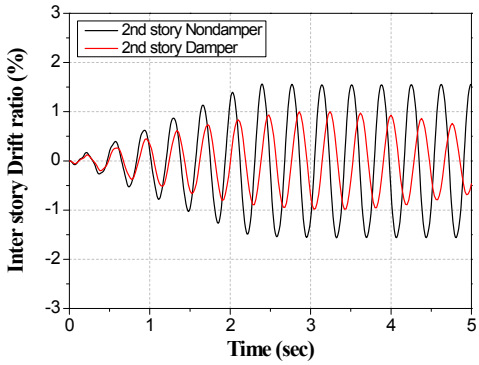
그림 9.30 점탄성 댐퍼 시험체 모델

2. 해석 결과

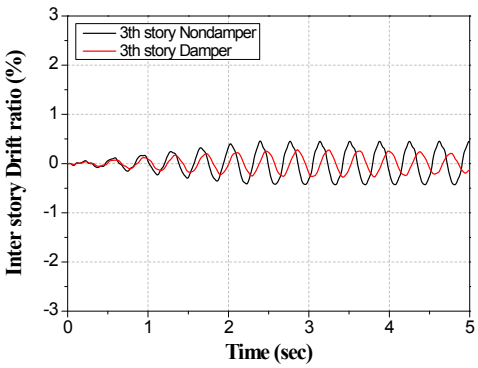
고유주기 해석 결과를 바탕으로 시험체 1차 모드의 공진진동수 2.7246Hz에 가까운 2.7Hz의 주기를 가지는 사인파를 구조물 하부에 지진파로 적용하였으며 사인파의 최대 진폭은 20mm으로 설정하였다.



(a) 1층 층간변위 비



(b) 2층 층간변위 비



(c) 3층 층간변위 비

그림 9.31 각 층의 층간변위 비

각 층의 높이에 대한 층간변위의 비를 시간에 대하여 그림 9.31에 각각 나타내었다. 각 층의 층간변위 비를 통해서 댐퍼 설치 이전에 층의 높이차에 의해서 상대적 층고가 높은 아래층에서 층간변위비가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 약 2.5초 이후부터 구조물의 거동이 시간에 대해 진폭이 일정하게 유지되어 나타나는 것을 알 수 있다. 반면 댐퍼 설치 이후 각층의 층간변위 비가 대폭 감소하여 나타나는 것을 확인할 수 있다.

제안된 연성 패널을 소형 강골조 구조물에 적용하고 이를 소형 모형의 진동대 실험을 통하여 지진 에너지를 효과적으로 흡수하고 있음을 확인하였다. 또한 이를 바탕으로 실물 크기의 구조물에 적용하여 수치 해석적으로 평가하여 연성 패널의 성능을 확인하였다.

제10장 결론

본 연구는 최근 자연재해 또는 재난으로부터 주요 골조 구조물의 안전성을 개선하기 위한 연구로서 주요목표는 지진 재난 이후 발생하게 되는 부가적인 여진 등에 의한 추가적인 손상과 피해를 저감하기 위한 긴급 복구 보강 방법을 제시하는데 있다. 이를 위하여 RC 구조물의 연성 보강으로 기둥보강 방법을 채택하였고 골조 구조물의 강성 증가를 위해서 내력 벽체 보강 방법을 사용하였다. 긴급 및 신속하게 보강하기위하여 상대적으로 가벼운 복합재료인 FRP를 기반으로 하는 보강방법을 구상하였다.

우선 기둥 보강재의 보강재료를 선정하기 위해 FRP 재료의 특성치를 파악하였다. 고온도에 노출된 FRP 재료에 대한 인장실험을 실시하였으며, 기둥보강재로서 콘크리트 구속 성능과 부착성능을 간접적으로 평가하였다.

기둥보강재를 FRP와 벨크로의 재료특성에 따라 설계를 하였고, 체결부의 형상과 보강재의 보강량을 유한요소 해석을 통하여 결정하였다. RC 기둥에 물리적 손상을 주지 않으면서 긴급 시공이 가능하도록 체결구를 갖는 GFRP 기둥 보강법을 제안하였다. 또한 제안된 GFRP 기둥 보강재를 철근콘크리트 골조 기둥에 적용하여 성능 평가를 수행하였으며 손상이 발생한 기둥에 적용하여 성능 평가를 진행하였다. 이와 더불어 벨크로를 적용하여 기둥 보강법도 제안하였다. 벨크로를 이용한 보강법은 GFRP 대비 상당히 저비용으로 시공 가능하며 시공 절차도 단순하였다. 제안된 벨크로 보강재를 RC 골조 기둥에 적용하여 적용성과 성능을 평가하였다.

RC골조에 물리적 손상을 최소화하면서 긴급 시공이 가능한 RC골조용 GFRP 내력패널을 제안하였다. 또한 제안된 GFRP 내력패널을 RC 골조 기둥에 적용하여 성능 평가를 수행하였으며 GFRP 내력패널만으로 보강한 RC골조와 기둥에 대한 전단보강을 한 후 내력패널로 보강한 RC골조에 적용하여 성능 평가를 진행하였다.

개발된 GFRP 내력패널을 강골조 구조물에 적용하여 성능 평가를 수행하였으며 이탈방지 가이드의 형태를 달리하면서 성능 평가를 진행하여 최적의 이탈방지 가이드를 선정하였다. 강골조용 GFRP 연성패널을 개발하기 위해 점성충전재의 실험적 평가와 수치해석을 통한 성능 평가를 수행하였다.

각 부분에 대한 결론을 정리하면 다음과 같다.

보강재료의 실험적 특성규명 및 보강재 개발

- 매트릭스가 고온(100℃ 이상)에 연소됨에 따라 섬유가 모든 외력을 부담하므로 고온의 환경일수록 응력-변형률 곡선이 선형거동을 보여준다.
- 고온 환경에서 FRP로 보강된 콘크리트 공시체의 압축강도는 Phenol 수지 CFRP 보강재가 그 성능을 잘 유지하고 있었다. 그러나 페놀수지의 경우 수지 함침량이 일정하지 않았다.
- 온도에 따른 FRP 인장실험을 실시한 결과, FRP 보강재료의 제작 특성상 공장제작으로 만들어지는 보강재를 사용하는 것이 내화성능에 효과적인 것으로 나타났다.
- 고온 환경에서 FRP 재료의 부착성능평가에서 대부분의 파괴형태는 콘크리트 파괴

로 나타났으며 부착성능에 고온에 의해서 크게 감소하지 않았다.

- 최종 FRP 보강재료로 경제성과 수지 함침량이 비교적 일정한 에폭시 수지 GFRP 선정하였다.
- 보강재의 두께에 따라 전단력 및 모멘트 저항 능력을 평가할 수 있는 층상화 단면 해석 기법을 적용하여 보강재 설계를 진행하여 FRP 보강재와 벨크로의 두께를 설계하였다.
- 체결부의 재질은 알루미늄으로 결정하였고 세부 형상은 유한요소 해석을 통하여 결정하였다. 설계된 알루미늄 체결부에 대하여 실험을 수행하여 안정성을 평가하였고 체결부와 FRP 쉬트의 연결부에 대하여 실험적으로 평가하여 안정성을 확인하였다.

기둥보강재의 성능평가

- 신속한 보강을 위한 기둥 보강재로 체결구를 갖는 GFRP 기둥보강재를 개발하였다. GFRP로 보강된 시험체들과 비보강 시험체의 강도비교 결과 1.1~1.3배로 나타났다.
- 연성능력에서는 비보강 시험체 대비 변위연성비 목표치 200% 이상 달성하였다. 모든 보강 시험체에서 강도증가는 미비하였으나 연성능력은 크게 증가하는 것으로 평가 되었다. 그러므로 제안된 보강법은 연성 보강법으로 정의될 수 있다. 에너지 소산능력 평가 결과 보강시험체는 비보강 시험체 대비 4~6배 증가하였다. 이는 큰 연성의 증가로 인하여 에너지 소산능력이 증가하였음을 보여준다.
- RC 기둥에서 전단파괴에 의한 급작스러운 파괴가 발생하기 전에 보강을 실시할 경우 보강성능이 크게 증가하는 것이 확인 되었다.
- 벨크로의 낮은 인장강도와 탄성계수로 인하여 보강된 시험체의 강도 증진효과는 발생하지 않았다. 벨크로 보강재의 성능평가 결과, 연성능력에서는 비보강 시험체 대비 변위연성비 목표치 최대 70% 이상 달성하였다. 제안된 벨크로 보강법은 강성 증가는 없는 연성 보강법이다. 에너지 소산능력 평가 결과 벨크로 보강시험체는 비보강 시험체 대비 2배 증가하였다. 이는 큰 연성의 증가로 인하여 에너지 소산능력이 증가하였음을 보여준다.
- 벨크로를 이용하여 부분 시공을 할 경우 한 장의 쉬트를 사용하는 것 보다는 세 조각으로 나누어 시공한 경우의 변위 연성비와 에너지 소산 능력이 뛰어났다.

RC골조용 내력패널의 성능평가

- RC 기둥을 보강하지 않으면 내력패널의 높은 강성으로 인하여 기둥에 전단 파괴가 유발된다. 그러므로 RC골조용 내력패널을 설치하기 위해서는 기둥의 전단보강이 먼저 시행되어야 한다는 것을 확인 되었다.
- 내력패널로 보강된 시험체는 비보강 시험체의 강도보다 2.4~3.0배 증가하였다. 연성능력에서는 비보강 시험체 대비 변위연성비 목표치 150% 이상 달성하였다.
- 모든 보강 시험체에서 연성능력보다 강도가 증가하는 것으로 평가되었다. 그러므로 제안된 보강법은 강성 보강법으로 정의될 수 있다.

- 에너지 소산능력 평가 결과 보강시험체는 비보강 시험체 대비 4.5배 증가하였다. 이는 큰 강도와 연성의 증가로 인하여 에너지 소산능력이 증가하였음을 보여주었다.

강골조용 내력패널의 성능평가

- 내력패널의 이탈방지용 가이드는 앵글로 제작되며, 에폭시 부착보다는 앵커 또는 볼트로 고정하는 것이 효율적인 것으로 나타났다.
- 내력패널로 보강된 시험체들과 비보강 시험체의 강도비교 결과 1.6~2.4배로 나타났다. 에너지 소산능력 평가 결과 보강시험체는 GFRP 내력벽체에 의한 에너지 소산능력의 증가는 비보강 시험체 대비 최대 1.2배로 보강효과가 미비하였다.
- 강골조용 내력패널은 2개의 double box 단면 보다는 4개의 single box 단면의 내력패널이 에너지 소산능력 면에서 더 효과적인 것으로 나타났으며, 상대적으로 single box 단면의 무게가 가볍고 운반이 용이한 장점이 있다. 그러므로 보강 대상 벽체의 폭에 따라 다수의 내력패널을 사용하는 것이 효율적인 것으로 도출되었다.
- 내력패널의 설계는 강골조 보 부재의 전단 및 좌굴강도를 고려하여 설계가 이루어지지만 강골조 접합부 실험에 의한 평가 결과, 부재의 소성파괴 및 접합부 패널존의 소성전단변형 또한 고려해야 될 대상인 것으로 나타났다.

강골조용 연성패널의 성능평가

- 점성충전재를 패널사이에 설치한 에너지 흡수형 GFRP 연성패널을 제안하였다.
- 점탄성 재료의 성능평가(댐핑시험)을 통하여 성능대비 경제성이 우수한 점성충전재를 제안하였다.
- 에너지 흡수형 GFRP 연성 패널의 성능을 확인하기 위하여 소형 진동대 실험을 통하여 연성패널을 설치한 구조물의 감쇠성능을 확인하였다.
- 연성패널이 있는 구조물에 대한 유한요소 해석모델을 개발하였으며 소형 진동대 실험을 통한 실험결과를 바탕으로 실제 구조물에 대한 비선형 동적해석을 수행하여 해석적으로 패널의 성능을 확인하였다.

시공성, 경제성 및 적용대상의 유연성

- 기둥보강재 : 벽체를 포함하고 있지 않은 기둥을 보강할 경우 공간적인 제약이 전혀 없기 때문에 시공이 가장 간단하다. 벽체를 포함하고 있는 기둥을 보강할 경우는 전용장비를 이용해 벽체의 일부를 치핑한 후 간단한 체결로 시공을 할 수 있어 현재로선 가장 간단한 보강방법이다.
- 패널보강재 : 여러개의 BOX형태로 이루어져있고, 낱개의 패널보강재는 성인 남자 1인이 운반할 수 있다. 또한 성인 남자 2인이면 구조물에 직접시공할 수 있는 공정

임을 확인하였다. 따라서 시공성에는 기존 보강방법보다 우수한 것으로 판단된다.

- 유연성 확보 : 우선 대상건물들을 크기별로 그룹화하여 최대한 표준화된 크기의 보강재를 선정하고 이에 따른 보강재를 구비하도록 한다. 기존 구조물은 대부분 비슷한 크기의 부재들로 이루어져있기 때문에 상기의 선행 작업이 진행된다면, 대부분의 구조물에 대응할 수 있을 것이라 판단된다.
- 경제성 : 응급복구를 위한 보강은 재난에 대해 대처할 수 있는 측면으로 사업화가 진행되어야 하기 때문에 정책적으로 추진할 필요가 있다. 또한 개발된 요소기술들은 내진보강에도 사용가능함을 본 연구를 통하여 확인하였고 따라서 현재 내진보강 분야에 활용가능하며 공기 및 재료비의 감소에 따라 시장경제성이 뛰어날 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. A.M.Çıtıpıtıoğlu and R.M. Haj-Ali"Detailed 3D Modeling and Simulation of Bolted Connections"ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering, October 14, 2002,Middle East Technical University, Ankara, Turkey
2. A.M. Citipitioglu R.M, Haj-Ali. and D.W. White,"Refined3Dfiniteelementmodeling of partially-restrained connections including slip",Journal of Constructional Steel Research Vol 58, Iss 5 - 8, 2002, pp 995 - 1013
3. Atorod Azizinamini and James B. Radziminski, "Static and Cyclic Performance of Semirigid Steel Beam to Column Connections ",Journal of Structural Engineering Vol 115 Iss 12 TECHNICAL PAPERS
4. Atsushi Sato, Jong-Kook Hong, Chia-Ming Uang,"Cyclic Modeling of Cold-Formed Steel Special Bolted Moment Frame Connections",Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008
5. Balaur S. Dhillon, Fellow, ASCE, and James W. O' Malley III, Associate Member, ASCE. (1999). "Interactive Design of Semirigid Steel Frames.", Journal of Structural Engineering, pp.556-558.
6. Dassault Systems Simulia Corp. (2011). Abaqus Analysis User's Manual. Version 6.11-1, 2011
7. F.C. Rodrigues, A.C. Saldanha and M.S. Pfeil. (1998). "Non-linear Analysis of Steel Frames with Semi-rigid connections.", pp.94-97.
8. G.J. van der Vegte, "NUMERICAL SIMULATIONS OF BOLTED CONNECTIONS :THE IMPLICIT VERSUS THE EXPLICIT APPROACH" Connections in Steel Structures V - Amsterdam - June 3-4, 2004
9. Jon F.Bauer,"Properties of Glass Fiber for Filtration:Influence of Forming Process",INJ Winter 2004
10. Mansour Rokbi,Hocine Osmani,AbdellatifImad,Noureddine Benseddiq,"Effect of Chemical treatment on Flexure Properties of Natural Fiber-reinforced Polyester Composite",Procrdia Engineering 10,pp 2092-2097, 2011
11. O.S. Bursia, and J.P. Jaspartb, "Benchmarks for finite element modelling of bolted steel connections",Journal of Constructional Steel Research Vol 43, Iss 1 - 3, July - September , pp 17 - 42, 1997
12. P.Prabha,S.Seetharaman,S.Arul Jayachandran and V.Marimuthu "MIMICKING EXPENSIVE EXPERIMENTS BY ABAQUS" docstoc.
13. Ronald O.Hamburger, Helmut Krawinkler, James O.Malley, Scott M.Adan,"Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers",June 2009
14. S.K Foster and L.A. Bisby, "High Temperature Residual Properties of Externally-Bonded FRP Systems", American Concrete Institute Vol ACI-SP230,

Iss 7, pp 1235-1252, 2005
15. Tapan Sabuwala, Daniel Linzell, Theodor Krauthammer,"Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads", International Journal of Impact Engineering 31, pp 861 - 876, 2005
16. TaeSoo Kim, HaYoung Jeong, Taejun Chob," The finite element analys is of the ultimate behavior of thin-walled carbon steel bolted connections"Journal of Constructional Steel Research Vol 67, Iss 7, July 2011, pp1086 - 1095
17. Tayler,R.L.(1999). FEAP User Manual v7.1. University of California, Berkeley, Departmwnt of Civil and Envirromental Engineering.
18. Wooyoung Jung. (2003). "Seismic Retrofitting Strategies of Semi-rigid Steel Frames Using Polymer Matrix Composite Materials.", Ph.D. Dissertation, the State University of New York at Buffalo, USA.
19. Wai-Fah Chen, Member, ASCE, and N. Kish.(1989). "Semirigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling.", pp.105-113.
20. Yousef A. Al-Salloum , Hussein M. Elsanadedy, Aref A. Abadel,"Behavior of FRP-confined concrete after high temperature exposure",Construction and Building Materials 25 ,pp 838~850, 2011
21. Ying Hu, Ian Burgess, Buick Davison, Roger Plank, "MODELLING OF FLEXIBLE END PLATE CONNECTIONS IN FIRE USING COHESIVE ELEMENTS", Fifth International Workshop «Structures in Fire» - Singapore - May 2008
22. 정우영 박문호 장준호 박태훈, "FRP 내력패널 경계면의 비선형 GAP을 고려한 강골조 구조물의 해석", 2005 대한토목학회 정기학술대회
23. 권민호 장준호 박문호,"강구조물 지지부의 강성도가 구조물 거동에 미치는 영향"한국전산구조공학회 논문집 제15권 제1호, 2002.3
24. 금진화 최정훈 박홍선 구재민 석창성,"평직 CFRP 복합재료의 섬유 배열각도별 피로 균열 성장평가",대한기계학회논문집 A권, 제34권 제6호,pp.717~723, 2010
25. 조창근 권민호 정희효,"변단면 형강 부재의 파이버 유한요소 비선형 정밀해법 알고리즘"대한토목학회논문집 제25권 제4A호 pp611~619 2005.7
26. 이대형 김영섭 정영수,"FRP로 보강된 콘크리트의 강도 및 변형률 예측", Journal of the Korea Concrete Institute Vol.19,No. 3,pp.253~263, June 2007
27. 조순호,"GFRP로 구속된 원형단면 콘크리트 단주의 강도 및 변형 능력",Journal of the Korea Concrete Institute Vol.19, No. 1,pp121~130, February,2007
28. 정신욱 류천 김의성 김화일 김상섭,"탄소섬유쉬트로 횡구속된 콘크리트의 강도 증진에 관한 연구"Journal of the Korea Institute of Building Construction, 2011
29. FRP-현대pf(주)
30. SK케미컬,"SK탄소섬유시트공법 기술자료"
31. 김융암,"탄소체 복합재료",물리학과 첨단기술 March 2003
32. 김진만 정미루 이재홍 윤광섭,"복합재료패널로보강된철근콘크리트보의휨실험",한국공간구조학회지, Vol.10, No.2 (통권 40호), pp.117~126, June, 2010

33. 이재욱,“개선된 유리 강화 섬유를 활용한 기둥의 내진성능”,계명대학교대학원, 2009.12
34. 박병규,“섬유복합시트를 통한 비보강 조적벽체의 보강효과”, 한양대학교대학원, 2011.2
35. 심인섭,“고온에서의 매트릭스변화에 따른 섬유강화 복합재료의 역학적 특성 변화에 관한 연구”, 강릉대학교대학원, 2007.2
36. 고훈범,“FRP 쉬트와 콘크리트의 계면에 대한 부착-슬립특성”, 大韓建築學ᄉᆞ會論文集構,造系 22권 10호 통권16호 2006.10.1
37. 정우영,“긴급 내진보수보강용 저중량 FRP 내력패널소개”, 시설 안전 제30호, pp80-92
38. 최은수 최승환,“FRP로 구속된 콘크리트 압축부재의 구속 효과 분석”, 2010.1
39. 서대원 한범석 신성우,“FRP Bar를 주근으로 사용한 일방향 콘크리트 슬래브의 전단강도 평가”大韓建築學ᄉᆞ會論文集構,造系 제3권 제0호 통권28호 2007.10
40. 박정호 황영철 석정우 유성근,“터널보강용 신소재의 개발에 관한 연구”, 연구보고서 한국도로공사 지반연구실
41. 이영학 김민숙 변은혁 김희철, “CFRP Sheet를 이용한 철근콘크리트 프레임면내 조적벽체의 전단 내력 평가에 관한 실험적 연구“, 한국 지진 공학회 논문집 제14권 제1호 (통권제71호) pp 63~70 2010. 2
42. 이현호 천영수 서수연 이용택 이리형, “ FRP 및 철근보강을 사용한 손상된 벽체의 휨 보강성능을 평가”, 大韓建築學ᄉᆞ會論文集構,造系 20권 8호(통권190호) 2004.8
43. 양동석 홍성남 박선규,“탄소섬유판으로 부착보강된 철근콘크리트 부재의 계면 부착거동”,大韓建築學會論文集 제27권 제3A 2007.5
44. 우투이나디아 김희선, “하이브리드 FRP로 보강된 콘크리트보의 거동 예측을 위한 해석 연구”, 한국복합신소재구조학회논문집
45. 고정 홍기남 한상훈 김경태,“철근콘크리트프레임 면내 조적벽체의 내진성능향상에 대한 실험적 연구”, 한국콘크리트학회 2011년 가을학술 대회논문집
46. 오홍섭 김영환, “AFRP와 GFRP의 인장특성과 피로성능에 관한 연구”, 한국콘크리트학회 2011년 가을학술대회 논문집
47. 김영빈 이재홍, “단일경간의 FRP 바닥판해석 모델과 재료적 특성”, 大韓建築學會學文集 제24권 제2호 2004
48. 김성태 조근희 박성용 조정래 김병석,“3변지지된 FRP-콘크리트합성 바닥판의 구조성능”, 한국콘크리트학회 2011년 가을학술대회 논문집
49. 정란 박태원 이수곤, “내진 설계되지 않은 기존 철근콘크리트 골조 구조물의 내진성능 보강 효과”, 大韓建築學會學文集構造系 제20권 제9호(통권191호) 2004. 9
50. 이영호 정진우 박기태 황윤국, “수지종류에 의한 FRP 교량바닥판 모듈의 좌굴성능”, 2006 대한토목학회정기학술대회
51. 박선치 김진민 홍원기 김희철 김점한 이호찬,“유리섬유가 부착된 합성보의 거동연구, 한국콘크리트학회 2007년가을학술발표회논문집
52. 금진화 최정훈 박홍선 구재민 석창성,“평직CFRP 복합재료의 섬유 배열각도 별 피로균열성장 평가”,대한기계학회논문집 A권, 제34권제6호pp.717~723,2010

53. 정우영 박문호 장준호 박태훈, “FRP 내력패널경계면의 비선형 GAP을 고려한 강골조구조물의 해석”, 2005 대한토목학회정기학술대회
54. 정우태 박종섭,“FRP패널의 부착 특성에 관한 실험적 연구”, 한국콘크리트학회 2007년가을학술발표회논문집
55. 이현호,“FRP 전단보강된 RC기둥의 성능 평가”,한국콘크리트학회 2007년가을학술발표회논문집
56. 신호진 조백순 김태원 정영수,“GFRP 보강 철근 콘크리트보의 휨 성능 평가”한국콘크리트학회 2011년 가을 학술대회 논문집
57. 양인영 김정호 심재기 김지훈, “CFRP 구조부재의 굽힘 강도·강성 특성 평가”, 2008년도 대한기계학회 재료 및 파괴부문 춘계학술대회 강연 및 논문집
58. 박용규 주은희 이건철 우종완 한천구, “RC구조물 접착 보수 보강용 에폭시 수지 및 보강재료의 재료 특성 평가”한국건축시공학회 학술발표대회 논문집 pp. 183~186
59. 이승렬 박창호 문창권,“스트란드형 유리섬유/비닐에스테르 수지 복합재료의 특수환경에 대한 내구성 시험”, 한국동력기계공학회 2005추계학술대회논문집 pp.116~121
60. 김양중 홍갑표, “탄소섬유쉬트 올방향에 따른 콘크리트 기둥 보강성능”, Journal of korea institute of Building Construction, Vol. 11, No. 4 , 2011
61. 김현중 이기홍 김지은 이종윤 전홍민 심종성, “FRP플레이트의 정착장치 길이별 인장 특성”, 한국콘크리트학회 2011년 가을 학술대회 논문집
62. 신봉철 하석재 강민형 권오양 조명우, “CFRP 판재의 섬유방향에 따른 절삭성 평가”, 한국공작기계학회 2008 추계학술대회 논문집 pp.137-142
63. 박효열 안명상 나문경 한국전기연구원, “섬유의 배향에 따른 FRP의 압축강도”, 2006년도 대한전기학회 하계학술대회 논문집
64. 송하철 염재선,“유리섬유 보강재의 적층구성, 제작공법과 수지종류에 따른 구조강도 특성에 관한 연구”, 한국해양공학회지 제24권 제25호, pp. 75-80, 2010.10
65. 최기선 유영찬 김긍환, “구조보강용 FRP 함침·접착수지의 사용가능시간 분석”, 구조물진단학회지 제12권 제3호 2008.5
66. 금진화 최정훈 구재민 석창성, “CFRP 복합재료의 섬유 배열 방향별 파괴인성 평가”, 한국정밀공학회 2010년도 춘계학술대회논문집
67. 정진우 박기태 이영호 황윤국, “비닐에스터 및 폴리에스터 수지를 적용한 GFRP 교량 바닥판의 구조성능 비교”, 大韓土木學會論文集, 2007
68. 유영찬,“시설물 보수.보강 공법 및 사례”, 한국건설기술연구원
69. 한상환, 여승민, 김욱태,“리브 보강된 콘크리트 충전 HSS 가새부재의 이력 거동”, 한국강구조학회 논문지 제17권 1호(통권 74호),2005
70. 윤성기, 이치형, 김현민,“강구조 보-기둥 접합부의 비선형 유한요소 모델링 기법”, 大韓建築學會學文集構造系 제26권 제3호(통권257호) 2010.03
71. 문창권·타까꾸 아끼라. (2000). “고분자 복합재료”, 시그마프레스, pp.1-10, pp.329-333.

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.