09 기술혁신 Q43

유리섬유복합체를 이용한 복합소재 말뚝 개발

2011

국토해양부 한국건설교통기술평가원

Land Transpot and Maritime R&D Report

(견고딕 25p)

건설기술혁신사업 제3차년도 최종보고서

R&D / 09기술혁신Q43

유리섬유복합체를 이용한 복합소재 말뚝개발

2012. 10. 25.

주관연구기관 / (주)브니엘컨설턴트
협동연구기관 / 홍익대학교 산학협력단

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

국토해양부 장관 귀하

이 보고서를 "유리섬유복합체를 이용한 복합소재 말뚝 개발"과제의 보고서로 제출합니다.

2012 . 10 . 25

주관연구기관명 : (주)브니엘컨설턴트
주관연구책임자 : 강 인 규
협동연구기관명 : 홍익대학교 산학협력단
협동연구책임자 : 윤 순 종

3. 보고서 요약서

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>09기술혁신
Q43</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2011.06.26
~2012.10.25</td><td>단 계 구 분</td><td>(3단계)/
(총 3 단 계)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">건설기술혁신사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4">해당없음</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4">해당없음</td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4">유리섬유복합체를 이용한 복합소재 말뚝 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">강인규</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총: 32명
내부: 3명
외부: 29명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부: 340,000천원
기업: 191,420천원
계: 531,420천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총: 100명
내부: 12명
외부: 88명</td><td>총연구비</td><td>정부: 700,000천원
기업: 383,000천원
계: 1,083,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명
및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(주)브니엘컨설턴트
기술연구소</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)브니엘컨설턴트, (주)길광그린텍, (주)한국화이바</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="5">연구기관명: 명지대학교 산학협력단 연구책임자: 박영석</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="6">▪새로운 형식의 섬유강화복합재 말뚝 제안 및 개발▪압축성능 평가 실험 수행▪휨성능 평가 실험 수행▪섬유강화복합재 말뚝의 연결방법 제안▪압축 및 휨강도 평가방법 제시▪연속와인딩을 접목한 HCFFT 제작 공법 개발▪현장재하실험을 통한 성능 검증▪설계 및 시공지침 제안</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="4">섬유강화복합재, 복합말뚝, FRP-콘크리트 합성 압축재, 유리섬유, 기계적 연결</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="4">FRP, Composite Pile, Concrete Filled FRP Tube (CFFT), Glass Fiber, Mechanical Connection</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

유리섬유복합체를 이용한 복합소재 말뚝 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

FRP 복합재는 특히 부식에 대한 저항성이 뛰어난 재료로서 현재 국내에서도 그 사용성이 급속히 증가하고 있다. FRP를 적용한 FRP 복합재 말뚝은 국내에서 일부 연구된 사례가 있으나 보강섬유가 원주방향으로 배치된 폘라멘트 와인딩 FRP를 사용하여 구속효과에 의한 압축강도를 증가시키는 것에 불과하다. 이러한 압축재에 적용된 필라멘트 와인딩 FRP는 축방향으로는 보강섬유가 배치되지 않기 때문에 상대적으로 휨 및 전단에 대해서는 취약한 부재가 될 가능성이 크다. 따라서 이 연구에서는 축방향 및 원주방향으로 보강섬유가 배치될 수 있도록 모듈화된 펄트루젼 FRP 부재를 제작하고 그 부재의 외부를 필라멘트 와인딩 FRP로 보강하는 이중구조로서 압축, 휨, 전단에 대해 뛰어난 성능을 확보할 수 있는 FRP 복합재 말뚝을 개발하고자 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

- 파일생산 및 이용실태 조사, 분석
- FRP 복합재 말뚝 거동 예측
- 시편제작 및 구조성능 실험
- 해석모듈 및 설계기술 개발
- 현장시험 및 적용성 평가
- 경제성 평가 및 신기술 신청
- 복합재 특성 및 내구성 분석
- 설계요소 및 예비 단면 결정
- 양산 시스템 구축
- 실내모형시험
- 설계 및 시공지침 개발

Ⅳ. 연구개발결과

- HCFFT 압축강도실험 및 휨강도실험 수행
- 기존 파일 형식과의 강도비교 수행
- 압축강도평가식 및 휨강도평가식 제안
- 연속생산공정을 통한 HCFFT 제작 공정 제안
- HCFFT 부재간의 연결 형식 제안
- FRP-FRP의 부착강도 조사 및 예측
- HCFFT의 구조적 거동에 대한 유한요소해석모델 제안
- HCFFT의 현장재하실험 수행
- HCFFT의 휨압축강도실험 수행 및 P-M 상관도 작성

▪ HCFFT의 설계 및 시공지침 제시

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

▪ FRP 복합재 말뚝은 건축물의 기초 말뚝, 구조물(옹벽, 교량, 댐, 항만, 터널 등)기초 말뚝, 비탈면 억지말뚝, 흙막이 가시설 토류벽체공법 등에 활용될 수 있다.

▪ FRP 복합재 말뚝은 소규모 단위구조물로 구성되고 단위구조물의 연결을 통해 해안접안시설, 잔교, 관광단지조성 등 다양한 목적으로 활용 가능하다.

▪ 이 연구의 구조물은 섬유강화플라스틱, 콘크리트를 활용함으로써 강성과 강도를 충분히 확보할 수 있어 견고한 구조물의 설계 및 시공이 가능하다. 특히, 섬유강화플라스틱의 적용은 부식환경에서 내구성확보에 유리하여 장수명 말뚝 구조물의 실현이 가능할 것으로 판단된다.

SUMMARY

Due to the advantageous mechanical properties of the fiber reinforced polymeric plastics(FRP), their application in the construction industries is ever increasing trend, as a substitute of structural steel which is highly vulnerable under hazardous environmental conditions (i.e., corrosion, humidity, etc.). As a fundamental structural element, pile is constructed to transfer loads from superstructure to foundation. In general, since the pile foundation is constructed in the soil and/or under-water, it is difficult to maintain for the damages from moisture and/or salt. It is even more difficult to estimate its durability. Therefore, at the time of design stage of the pile foundation, durability against corrosion must be taken into account, In this study, in order to enhance the durability and constructibility of the pile foundation, FRP-concrete composite pile is developed and its applicability considering construction and economy is estimated. Existing FRP-concrete composite pile is consisted of concrete pile and filament FRP, wound outside of the pile, to improve the axial load carrying capacity as well as its durability against the flexural load carrying capacity, additional reinforcement is needed. Therefore, in this study, hybrid FRP-concrete composite pile (HCFFT) is suggested. The HCFFT is consisted of pultruded FRP unit module, filament wound FRP which is in the outside of mandrel composed of circular shaped assembly of pultmded FRP unit modules, and concrete which is casted inside of the circular tube shaped hybrid FRP pile. Therefore, pultmded FRP can increase the flexural load carrying capacity, filament wound FRP and concrete filled inside can increase axial load carrying capacity. In the research, compressive and flexural capacity of HCFFT are investigated throughout experiments. From the results of experiments, we suggested the strength estimation equations about compressive and flexural and compared with the results of the FE analysis. During the 3rd year of research, constructibility of HCFFT pile will be explored and eventually its applicability in the construction field will be estimated.

CONTENTS

Chapter 1 Introduction ····· 7

Chapter 2 Technology tendency of relation field at domestic and abroad ····· 10

Chapter 3 Contents and results of research achievement ····· 48

Chapter 4 Achievement of research development and contribution in relation fields ····· 315

Chapter 5 Practical using plan of research development results ····· 319

Chapter 6 Foreign related technology information collected from research process ····· 322

Chapter 7 Reference ····· 323

목 차

제 1 장 연구개발과제의 개요 ····· 7

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 10

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 48

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 315

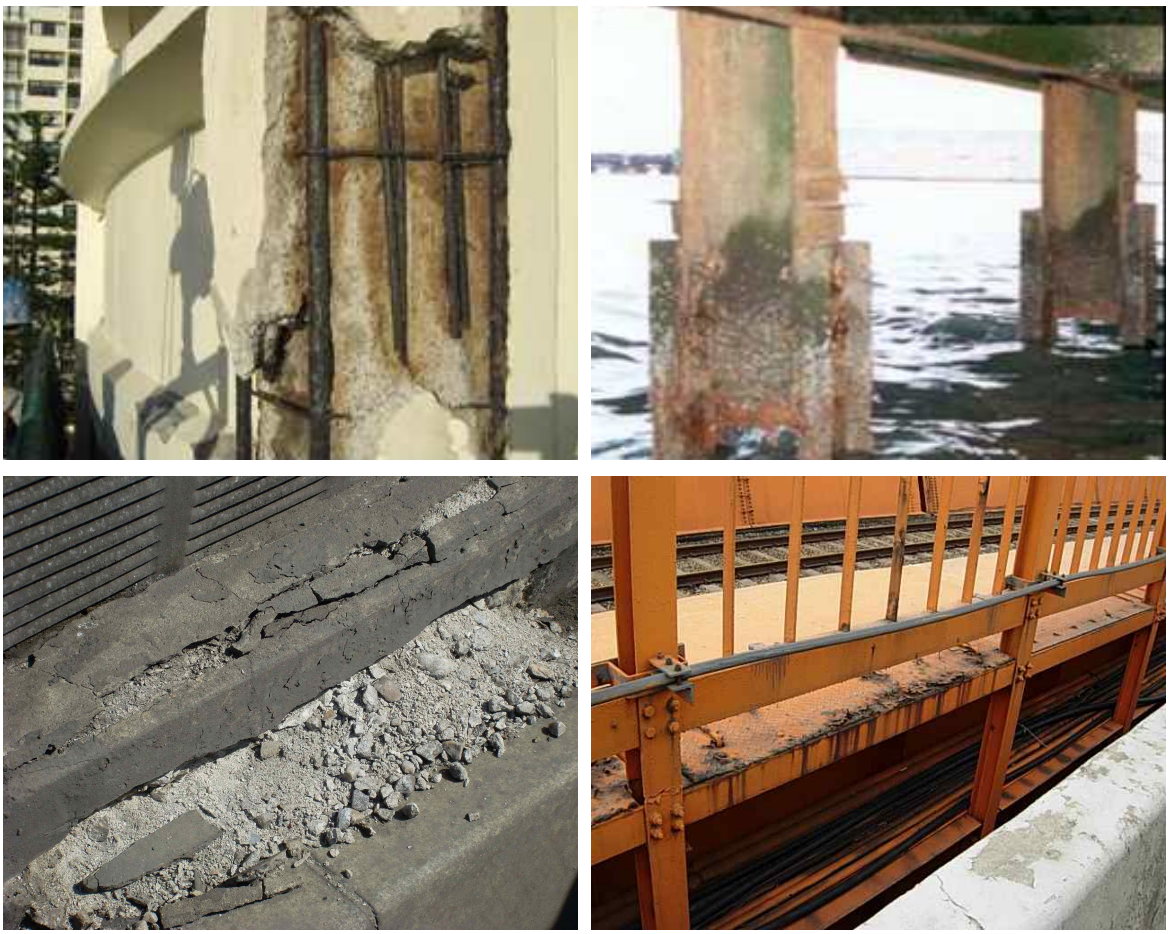
제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 319

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 322

제 7 장 참고문헌 ····· 323

제 1 장 연구개발과제의 개요

기존의 건설재료로 사용되고 있는 강재나 콘크리트는 경제성과 내구성 등이 우수하여 가장 큰 비중을 차지하고 있는 건설재료로서 콘크리트의 인장부를 강재로 보강한 철근콘크리트 및 강합성 콘크리트 등은 건설재료분야의 혁신적인 성장을 가져왔으며 반영구적인 구조물의 축조에 적용되어 왔다. 그러나 여러 유해환경 (이산화탄소, 수분 등)에 의해 콘크리트가 중성화되고 강재가 부식되는 등 시간이 경과함에 따라서 구조물의 내구성이 크게 저하되기 때문에 이러한 문제를 해결하기 위해 강재-콘크리트 합성구조물의 내구성을 확보할 수 있는 보수, 보강에 관한 연구와 더불어 강재의 대체재로 활용할 수 있는 경량신소재의 개발에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. [그림 1.1]은 구조물에 적용된 강재 및 콘크리트의 손상을 나타내고 있다.



[그림 1.1] 강재 및 콘크리트의 손상

또한, 산업이 발전하고 사회가 복잡해짐에 따라 구조물에 요구되는 성능 또한 매우 복잡하다. 최근에는 구조물을 건설할 경우 지형 및 다양한 환경조건에 따른 건설입지조건으로 구조물의 건설을 결정하기 보다는 구조물에 대한 인간의 욕구를 충족시켜야 하는

경우가 빈번히 발생되고 있으며 이러한 현상은 사회가 발전할수록 더욱 급증할 것으로 보여진다. 그러나 기존 건설재료는 극한환경에서 요구되는 조건을 충족시키지 못하는 것으로 평가되고 있어 새로운 건설재료의 개발이 과제로 남아있다.

현재 건설분야에서 구조물에 요구되는 다양한 조건을 만족시키기 위한 신소재로 섬유강화복합재 (Fiber reinforced polymer, FRP)에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. FRP는 하중을 주로 전달하고 지지하는 보강섬유 (Reinforcing fiber)와 피복효과 및 부재의 형상유지를 위한 레진 (Resin) 또는 매트릭스 (Matrix)를 조합하여 원래의 재료보다 더 효율적인 재료가 되도록 만든 복합재로서 극한환경에서도 그 내구성이 유지될 수 있는 것으로 평가되고 있다. 이러한 FRP는 항공우주산업 분야, 군용선박 분야, 첨단산업 분야에서 1940년대부터 전략적인 특수목적에 사용하기 위해 개발되었으나 냉전시대의 종식과 함께 본격적으로 민간산업분야로 개발된 기술이 이관되어 생산, 해석, 설계 관련 각종 기술들이 개발됨으로써 건설분야에서도 FRP를 적용하기 위한 연구가 기술선진국들을 중심으로 활발히 진행되고 있다. 특히, FRP는 기존 건설재료인 강재나 콘크리트에 비해 각종 화학성분에 대한 저항성이 뛰어나고, 전기와 전자기파의 흐름을 방해하지 않는 등 여러 가지 물리적, 화학적 장점을 가지고 있으며, 보강되는 섬유의 종류와 매트릭스의 종류, 제조방법 등에 따라 재료의 역학적 성질을 요구되는 기능에 맞게 설계할 수도 있다.

미국, 캐나다, 일본, 유럽 등의 기술선진국에서 1970년대부터 이미 보수, 보강재로 FRP를 생산하여 사용하고 있다. FRP re-bar, FRP grid, FRP sheet를 사용한 콘크리트 구조물의 보수, 보강 뿐만 아니라 1990년대에 들어서면서 FRP를 구조재로서 사용한 교량이 시공되어 사용중에 있으며 현재에는 FRP 교량에 센서를 장착하여 교량의 장단기거동 및 유지관리에 필요한 자료 등을 수집하고 그 결과를 설계에 활용하고 있는 단계이다.

국내에서도 1990년대 이후 FRP 제조기술이 급속히 발전함에 따라 토목분야에서도 FRP의 활용이 증가되고 있다. 강성이 우수한 탄소섬유시트나 유리섬유패널 등을 사용하여 철근콘크리트 구조물의 균열제어, 방수 등 기초적인 보수단계에서 벗어나 FRP re-bar, sheet, grid를 사용한 구조물의 보강, FRP wrapping을 사용한 기술이 연구 개발 중에 있으며 일부 적용되고 있다. 그러나 FRP 부재의 구조적 거동에 대한 명확한 해석 및 설계규준이 마련되어 있지 않으며, 설계 및 해석을 위한 변수가 다양하므로 특정한 하중 및 경계조건 상태에서 만들어진 FRP 구조부재에 대한 일부 설계식은 충분한 실험적 검증을 거치지 않았기 때문에 FRP를 구조물에 적용할 경우 자체실험 등을 통하여 부재의 성능을 확보한 후 제한적으로 구조물에 사용하고 있는 실정이다. 즉, FRP는 재료적 성능에서 뛰어난 장점을 보유하고 있음에도 불구하고 그 적용성은 상당히 낮은 단계에 머물러 있다고 할 수 있어 다양한 분야에서 FRP를 적용한 구조부재에 대한 이론적, 실험적 검증이 필요하다.

건설분야에서 FRP는 경제성을 이유로 GFRP (Glass fiber reinforced polymer)가 주로 사용되며 GFRP는 강재에 비해 비교적 낮은 강성으로 도립적인 구조부재로 사용하기 보

다는 주로 콘크리트의 보강재로 적용된다. FRP를 콘크리트 보강재로 사용한 대표적인 부재는 표면을 FRP로 보강하여 내구성을 향상시킨 CFFT (Concrete filled FRP tube)이다. CFFT는 화학적 내구성이 강한 FRP를 통해 부재 전체의 내구성이 향상될 뿐만 아니라 압축재로 활용할 경우 내부 콘크리트를 구속하여 하중저항성능이 향상되어 교각, 말뚝 등의 부재로 사용하기 위한 연구가 활발히 진행되고 있다.

CFFT는 보강섬유가 원주방향으로 배치시킨 필라멘트와인딩 FRP (Filament winding FRP, FFRP)를 사용하기 때문에 구속효과에 의한 압축강도의 향상을 기대할 수 있으나 휨 및 전단에 대하여 취약한 부재가 될 가능성이 있다. 이러한 휨 및 전단 거동에 대한 안전성을 확보하기 위하여, FRP-콘크리트 합성말뚝에 압축력이 편심재하될 경우 철근 등 별도의 휨보강재가 필요하다.

따라서, 이 연구에서는 축방향 및 원주방향으로 보강섬유가 배치될 수 있도록 모듈화된 펄트루전 FRP (Pultruded FRP, PFRP) 부재를 제작하고 그 부재의 외부를 FFRP로 보강하는 복합재 이중구조로서 압축, 휨, 전단에 대하여 뛰어난 성능을 확보할 수 있을 것으로 기대되는 FRP-콘크리트 합성말뚝 (Hybrid CFFT, HCFFT)을 제안하였다. 즉, 제안된 HCFFT는 심부콘크리트와 콘크리트에 작용하는 압축력에 의한 구속압력으로 압축강도를 증가시켜주는 역할을 하는 FFRP와 편심하중이 재하되었을 때 휨 및 전단 거동에 저항하는 PFRP로 구성되게 된다.

이 연구에서는 HCFFT에 대한 구조적 거동 평가를 위하여 다음과 같은 방법으로 연구를 진행하였다. HCFFT의 압축거동 분석을 위해 HCFFT 제작에 사용되는 PFRP와 FFRP, 콘크리트의 역학적 성질을 실험을 통하여 파악하고, 부재 치수와 적용 재료가 동일한 CFFT와 HCFFT에 대한 압축강도실험을 수행하였다. 또한, 압축강도실험결과를 분석하여 강도추정식과 유한요소해석모델을 제안하였으며 HCFFT에 대한 거동 예측이 가능하도록 하였고, 기존 건설분야에서 광범위하게 사요하고 있는 강관말뚝 및 PHC말뚝의 구조성능과 비교하였다. 또한, HCFFT의 휨거동 분석을 위해 HCFFT 제작에 사용되는 PFRP와 FFRP, 콘크리트의 역학적 성질을 실험을 통하여 파악하였고, 휨강도 평가 실험을 수행하였다. 휨강도 평가 실험 결과로부터 휨강성을 추정할 수 있는 방법을 제안하였으며, PFRP와 FFRP의 부착성능을 확인하였다. 또한, 현장재하실험과 경제성 분석 등을 통해 HCFFT의 시공성 및 경제성을 평가하였으며, 평가과정에서 기존 말뚝(강관 말뚝, PHC 말뚝)과의 비교를 통해 HCFFT의 사업성을 검증하였다. 기존에 사용하고 있는 말뚝의 연결은 커플러를 이용하거나 용접을 통한 보강철근간의 접합 등 이 연구의 HCFFT에 적용할 수 없는 형식으로, FRP는 강재와 유사하게 용접할 수 없는 특성이 있기 때문에 이 연구에서는 HCFFT 말뚝의 특성을 고려하여 새로운 형식의 연결부를 제안하였다.

제 2 장 국내외 기술개발 현황

2.1 콘크리트 말뚝

1. 연구현황

1990년대 우리나라에서는 PC말뚝이 널리 사용되었다. 이러한 PC말뚝재료의 허용 압축하중은 국내설계기준에서 콘크리트 28일 강도의 25%를 사용하고 있다. 원심력 콘크리트 말뚝의 경우 28일 강도는 (KSF 4302) 49MPa로 하고 있으며, 원심력 콘크리트 말뚝의 최대허용 재료압축하중은 Ø350 말뚝은 68t, Ø400 말뚝의 경우에는 855kN이 된다. 반면 선진 국가에서는 콘크리트말뚝 사용시 재료의 허용강도를 100% 활용하여, 12MPa의 설계하중이 사용한 사례도 있다.

근래에 들어 시공사례가 없던 각종 특수공사가 증가되고 있다. 특히 구조물의 건설이 어려웠던 연약지반과 해양에서의 건설과 내진설계가 증가함에 따라 더 깊은 관입량과 큰 지지력을 필요로 하는 말뚝의 수요가 증가하게 되었다. 또한 국내에서 사용되고 있는 PC말뚝의 경우 항타에 의한 타격 에너지를 극복 하지 못하고 파손되는 경우가 적지 않게 발생하고 있다. 이에 기존 PC말뚝의 고강도화에 대한 대책으로 PC말뚝에 비해 설계지지력이 크고 항타에 의한 타격 에너지에 큰 저항력을 가지는 PHC말뚝(Pretensioned Spun High Strength Concrete Piles)이 실용화 되고 있다. PHC말뚝이란 일반적으로 Pretension방식에 의한 원심력을 이용하여 제조된 고강도 Concrete말뚝을 말하며 압축강도 78MPa 이상의 콘크리트가 쓰인다. PHC말뚝은 "KSF 4306프리텐션방식 원심력 고강도 프리스트레스트 콘크리트말뚝"에 규정되어 있다. PHC말뚝의 외관은 [그림 2.1]과 같다. 현재 국내 대부분의 현장에서 PHC말뚝을 사용하고 있으며 일본에서도 1970년부터 PHC말뚝 생산을 시작하여 전체 콘크리트말뚝의 95%이상을 점유하고 있다. PHC말뚝의 표준성능은 [표 2.1]과 같다.

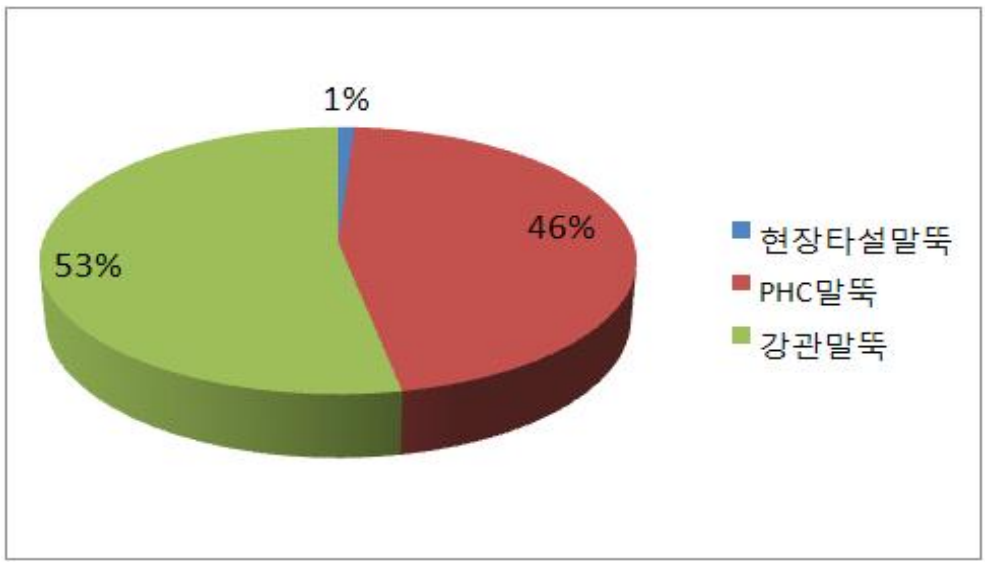


[그림 2.1] PHC 말뚝

[표 2.1] 표준성능

PHC말뚝				
외경(mm)	두께(mm)	단면적(cm2)	허용축하중(kN)	단위중량(N/㎥)
400	65	702	1,090	1,800
500	80	1,084	1,690	2,700
600	90	1,480	2,310	3,800

PHC말뚝 수요의 증가는 호남고속철도공사의 경우를 보면 알 수 있다. 2017년에 완공예정인 호남고속철도 설계지침 노반편과 고속철도공사 전문 시방서에서는 권장 말뚝 종류로 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝, PHC말뚝, 현장타설말뚝 등을 제시하고 있다. 호남고속전철 설계에 적용 되어진 말뚝의 적용현황은 [그림 2.2]에 나타낸 것과 같다. 강관말뚝의 사용량이 53%로 가장 많지만 [그림 2.2]에 나타낸 것과 같이 PHC말뚝 또한 사용량이 46%로 큰 비중을 차지하는 것을 알 수 있다. 특히, 중구경 PHC말뚝의 경우에는 연직력이 지배하는 구간이나 연약지반이 깊지 않은 구간에서 주로 사용되었다.



[그림 2.2] 호남고속전철 실시 설계 말뚝 적용현황

PHC말뚝의 적용은 경제성과 연관성이 크다. 자재비가 강관에 비하여 훨씬 저렴할 뿐만 아니라 기타의 부대비용도 강관말뚝에 비하여 훨씬 경제적이다. 하나의 말뚝을 설치함에 있어서 소요깊이 등의 설치조건에 따라 다소 차이가 있지만 대략적으로 PHC말뚝이 강관말뚝에 비해 약 16%의 절감효과를 얻을 수 있다. PC말뚝과 비교해 보면 PHC말뚝의 자재비가 PC말뚝의 자재비보다 비싸지만 지지력이 크기 때문에 말뚝의 본수가 감소하게 되어 경제성을 확보할 수 있다. Φ350mm인 PC말뚝은 지지력을 보통 400~450kN으로 보고 있으며 같은 종류의 PHC말뚝의 경우 지지력을 600kN으로 본다면 말뚝본수가 2/3으로 줄어들게 되므로 PC말뚝보다 20%정도 저렴해진다. 말뚝설치에 드는 비용으로는

자재비 및 항타비, 두부 정리비, 운반비와 설계 및 현장 여건에 따라 용접비 등이 있다. PHC말뚝과 강관말뚝의 경제성을 비교하면 [표 2.2]와 같다. [표 2.2]에서 재료비 및 내구연한에서 PHC말뚝이 강관말뚝보다 우수하다는 것을 확인 할 수 있다.

[표 2.2] 경제성 비교

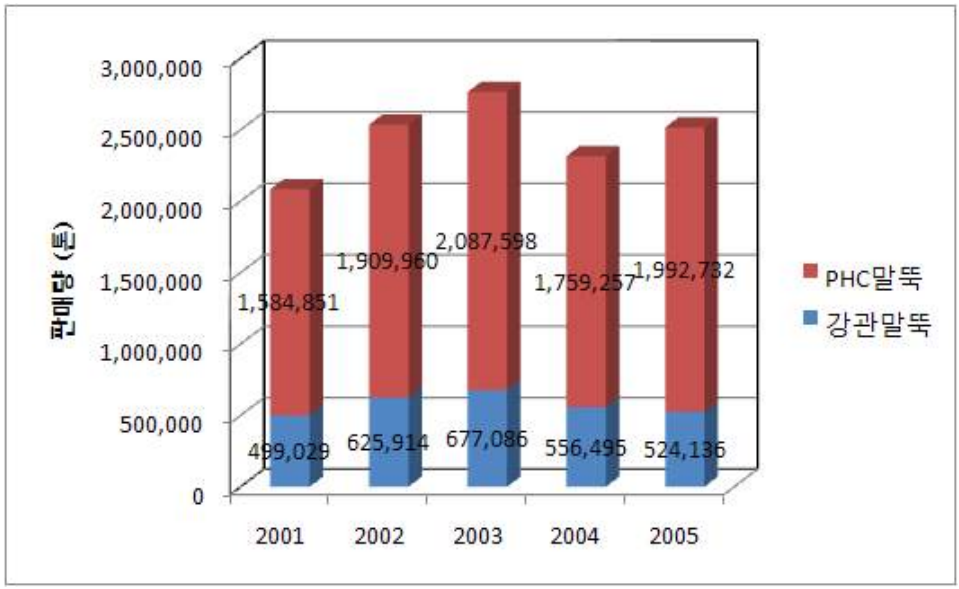
항목	PHC말뚝	강관말뚝	비고
재료비	◎	△	◎좋음
시공비	○	◎	○보통
내구년한	◎	△	△나쁨

PHC말뚝과 강관말뚝의 재료특성을 비교하면 [표 2.3]과 같다. [표 2.3]에서 휨하중의 경우에는 강관말뚝이 PHC말뚝보다 뛰어나지만 재료의 안정성 및 내부식성과 수직하중의 항목에서는 PHC말뚝이 강관말뚝보다 우수한 것을 확인할 수 있다.

[표 2.3] 재료특성에 따른 특징

항목	PHC말뚝	강관말뚝	비고
안정성	◎	△	◎좋음
내부식성(내산성)	◎	△	○보통
수직하중설계시	◎	○	△나쁨
휨하중설계시	○	◎	

PHC말뚝과 강관말뚝의 판매량을 비교하면 [그림 2.3]과 같다. 2001~2005년의 말뚝 판매 자료를 보면 강관말뚝의 점유율이 2003년까지는 증가하지만 그 이후로는 점차 낮아짐을 알 수 있다. 이는 경제성과 아주 밀접한 관계를 가지고 있는데 그 이유는 전 세계적으로 강재가격이 증가하여 강재를 사용한 제품의 단가 또한 증가하여 사용이 감소하고 있다. 이에 반하여 PHC말뚝의 경우에는 일시적으로 전체 말뚝 시장이 감소하였던 2004년을 제외하면 지속적인 성장세에 있는 것을 확인할 수 있다.



[그림 2.3] 5년간 PHC 및 강관말뚝 판매량

국내 대구경 현장타설 콘크리트 말뚝의 시공은 주로 All-casing공법과 RCD공법이 병행되어 쓰인다. 즉, 상부의 토사층은 All-casing공법을 이용하여 공벽을 유지하고 풍화암 또는 연암은 RCD공법을 이용하여 공내의 수위를 유지한다. RCD공법을 이용한 해상말뚝은 [그림 2.4]와 같다. 말뚝 시공 중 콘크리트 타설과 케이싱 인발 시 공벽의 붕괴우려가 있는 현장에서는 희생주름관 또는 희생강관을 이용하여 말뚝을 시공하고 있다. 또한, 콘크리트 타설 초기에 재료분리현상을 막기 위하여 수중 불분리용 콘크리트를 초기에 타설하고 이후 일반 콘크리트를 타설하여 말뚝의 건전성을 확보하여 시공하고 있다.

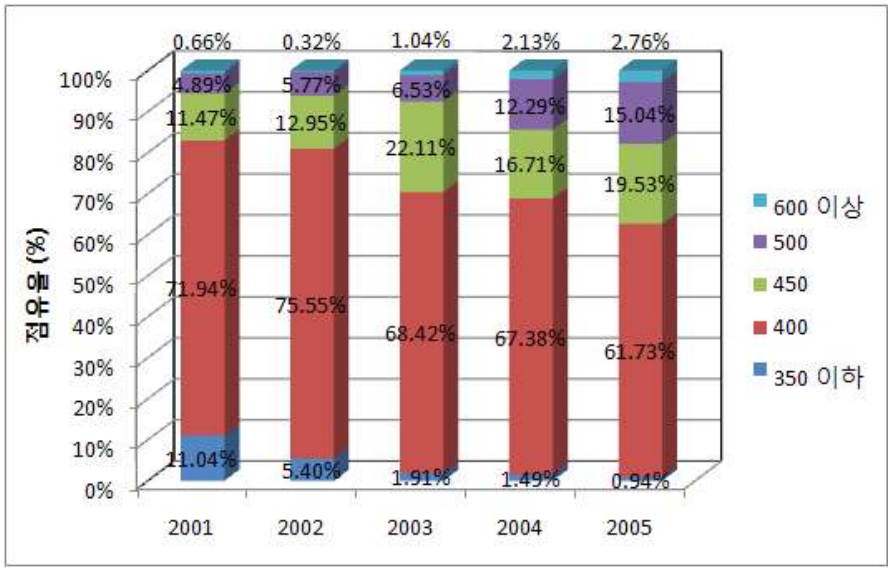


[그림 2.4] RCD공법을 이용한 해상말뚝

최근 구조물이 대형화됨에 따라 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있으며, 기존 대구경 현장타설말뚝에 대한 설계는 암반에 소켓을 보강하도록 개선되었다. 그 예로 최

근 시공 중인 여수우회도로 제2돌산 대교 현장(풍화암소켓 말뚝), 최근 완공된 명지대교 건설공사 현장(자갈층 소켓 말뚝) 등을 들 수 있다. 이러한 현장의 설계 추세에 맞추어 대구경 현장타설말뚝에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며 현장에서는 시공초기부터 선단지지력과 마찰력의 정확한 측정을 위하여 현장재하시험을 실시하고 있다.

PHC말뚝의 지름에 따른 시장점유율을 살펴보면 그림 2.5와 같다. 그래프를 살펴보면 2001년에 비해 2005년에는 대구경(400mm 이상)의 점유율이 지속적으로 상승하는 것을 알 수 있다. 이는 구조물 대형화에 따른 대구경 말뚝의 수요증가를 의미한다.

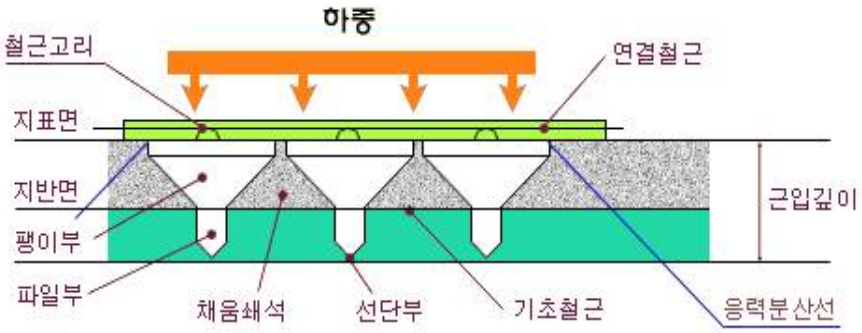


[그림 2.5] PHC말뚝의 시장 현황

2. 적용공법

가. 팽이말뚝 기초공법 (Top-base 공법)

팽이말뚝 공법이란 팽이모양의 콘크리트 구조물을 촘촘히 설치하여 연약한 지반의 지지력을 증가시키는 공법이다. 팽이말뚝 공법의 특징으로는 매우 연약한 지반에서도 상재하중을 안전하게 지지 할 수 있으며, 침하량을 억제하고 부등침하를 방지한다. 또한 시공이 간편하고 특별한 장비가 필요 없다. 팽이말뚝 공법은 하나의 규격이 크지 않기 때문에 진동과 소음이 적으며, 협소한 장소와 건축물 내부에서도 시공이 가능하다. 이러한 팽이말뚝 공법은 새로운 콘크리트 말뚝의 혁신적인 공법이다. 이 공법은 환경시설관련 구조물기초(매립장·소각장·폐기물처리장), 일반건축시설물과 아파트기초, 아파트단지의 지하주차장 기초, 일반 토목시설물의 기초, 가도와 지하차도의 기초, 관로와 BOX암거의 기초, 전력구와 공동구의 기초, 교량과 BOX교량의 기초, 일반 옹벽시설물의 기초, 정밀기계의 흡진과 방진기초 등에 이용된다. 팽이말뚝의 단면도는 [그림 2.6]과 같다.



[그림 2.6] 팽이말뚝 단면도

나. 현장타설 콘크리트공법(RCD공법)

현장타설 콘크리트공법은 대구경의 구멍을 뚫고 공벽을 보호하며 미리 조립한 철근망을 삽입한 후 콘크리트를 타설하는 대구경 콘크리트말뚝의 대표적인 말뚝 형성 공법이다. 심도가 깊은 말뚝공사에 유리하며 토사층까지는 Casing을 삽입하고 암층에서는 Bit로 시공한다. 연암, 경암층까지 무진동 무소음으로 굴착이 가능하며, 건축 구조물의 지하실, 지하주차장, 지하차도, 지하철, 오수처리장 등에 주로 시공한다. 이 공법은 처음에 서독에서 개발되었으며 굴착구멍과 저수탱크 사이에 물을 환류 시켜 구멍속의 물의 정수압에 의하여 공벽을 유지하며 케이싱을 사용하지 않는다. RCD공법의 시공순서를 정리하면 [그림 2.7]과 같다.

장비설치→Stand pipe 설치→굴 착 ↗ 철근망 삽입 ↗ 콘크리트 타설→마무리
슬라임처리 슬라임처리

[그림 2.7] RCD공법의 시공순서

3. 적용사례

가. 인천항 공동물류센터 팽이말뚝 시공사례

시공부지가 광범위 할 경우는 물론이고 협소한 경우에도 팽이말뚝 기초공법은 시공이 용이하며 신뢰성 있는 지지력과 침하억제 효과를 얻을 수 있다. 주차장과 같은 넓은 현장에서도 적용이 가능하며 채움쇄석과 팽이말뚝의 파일부 조합을 통해 파일부 지반주변의 축방향 변형을 구속한다. 팽이말뚝 기초공법은 광범위하게 쓰이고 있으며 대표적인

실제적용사례로는 인천항 공동물류센터로서 [그림 2.8]과 같다. 인천항 공동물류센터의 경우 시설의 특성상 신뢰성 높은 지지력과 침하가 없어야 한다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 88년 최초로 일본에서 우리나라에 도입한 팽이말뚝 공법을 사용하였다. 특히 넓은 부지에 사용될 경우 그 지지력이 입증된 공법으로서 국내에서도 지속적인 연구가 이루어지고 있다.



[그림 2.8] 팽이말뚝 적용사례 (인천항 공동물류센터)

현재 팽이말뚝은 시공현장 크기에 따른 제약이 적고 건설공해를 방지하여 새로운 친환경적 기술로 각광받고 있다. 1964년 일본의 신사지진 때 지반에 대규모 액상화현상이 발생하여 큰 피해를 입었다. 그 이후 팽이말뚝기초가 경제성과 시공성의 이유로 채택되었고 1987년 12월 지바현 풍파지진, 1995년 1월의 고배대지진에서 대부분의 구조물이 광범위한 액상화로 인해 큰 피해가 입었지만 팽이말뚝기초를 사용한 주택이나 구조물에서는 피해가 거의 발생하지 않았다. 이는 팽이말뚝기초가 내진효과에도 우수하다는 것을 입증하는 계기가 되었다.

나. 인천대교

인천대교는 우리나의 관문인 인천국제공학과 송도국제도시를 직접 연결하는 국내 최장대 교량이다. 인천대교의 주탑 사이의 거리만 하더라도 800m(세계5위)일 정도로 최첨단 기술이 필요로 하였다. 또한 해상에서 이루어지는 교량 공사에 교량을 지지하기 위한 말뚝은 매우 중요하였다. 이러한 이유로 인천대교에는 최초로 시도된 많은 공법들이 있다. 그중에 획기적인 공법중 하나를 현장타설 말뚝 기술이라고 할 수 있다. 기존 장대교량의 기초형식은 주로 가물막이에 의한 직접 기초였으나, 인천대교의 경우 물을 막지 않고 현장타설 말뚝 기초를 적용하여 물질, 공사비, 공기측면에서 이점을 가져왔다. 이 공법의 대구경 대용량 재하시험 결과 세계 최대인 290,000kN의 하중을 지탱하였다. 인천대교에 사용되어진 대구경 현장타설말뚝은 국내 최대 규모인 직경 3m로서 주탑 1기당 말뚝 24본 96m 암반까지 지지할 수 있다. 또한 대형 구조물에 주로 사용되는 대구경 PHC말뚝

내부에 들어가는 철근망은 철근 Jig와 인력조립에 의한 철근망제작방식이 아닌 철근망 자동화 제작설비를 국내 최초로 개발해 최대 철근직경 D51, 길이 12m까지 시공 가능하다. 국내의 대표적인 교량인 인천대교의 대구경 현장타설말뚝 시공사례는 [그림 2.9]와 같다.



[그림 2.9] 대구경 현장타설말뚝 적용사례(인천대교 건설현장)

다. 가덕대교의 해상교각 현장타설말뚝

가덕대교 건설현장은 수심이 얕고 70~80m의 암반층으로 이루어져 있다. 암반층 중 약 35~45m는 연약층으로 이루어져 있다. 이러한 지반의 특성으로 인해 가덕대교의 시공시 현장타설콘크리트 말뚝이 사용되었다. 연장은 약 1,120m이며 All Casing공법과 RCD공법을 병행하였다. 사용 말뚝으로는 Ø1,500 말뚝 32본, Ø2,000 말뚝 204본의 대구경 현장타설콘크리트 말뚝을 사용하였으며 교대기초 현장타설말뚝과 현장사진은 [그림 2.10]과 같다.

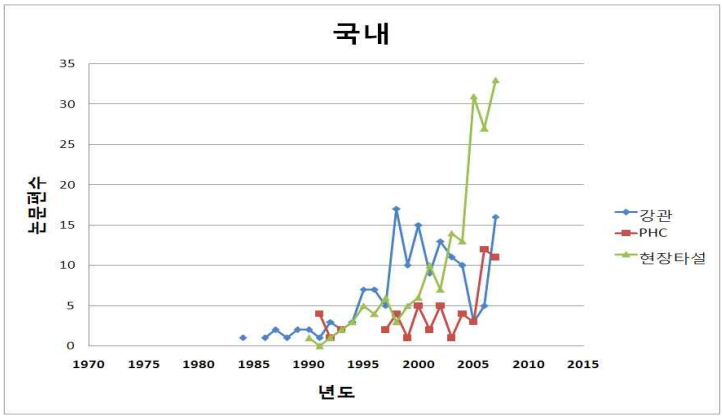


[그림 2.10] 가덕대교 해상교각 현장타설말뚝 사례

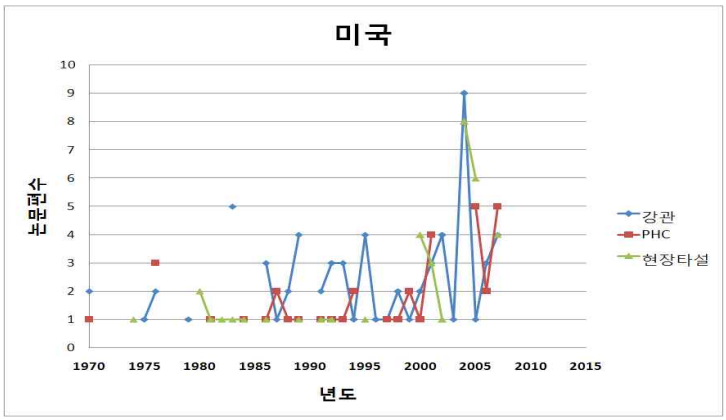
2.2 강관말뚝

1. 연구동향

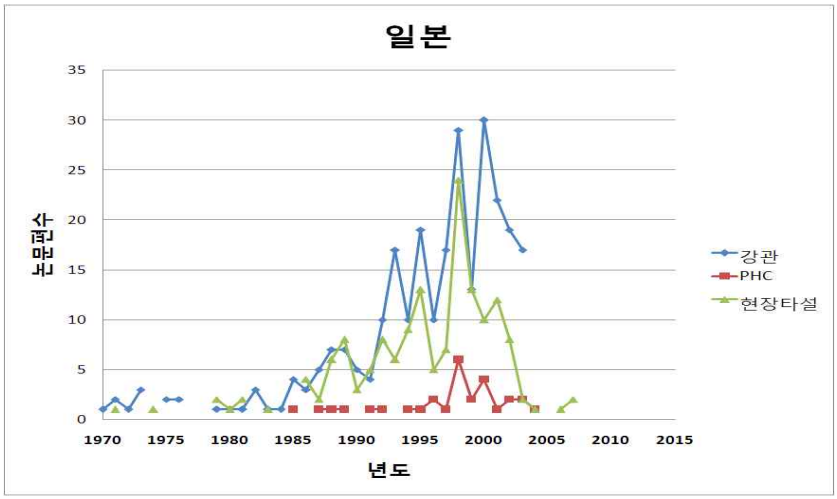
[그림 2.11]에 나타낸 바와 같이 콘크리트와 관련된 말뚝 제작 및 시공법이 타 소재에 비해 많이 발전되어 왔다. 따라서 이 연구에서는 강관말뚝과 관련된 논문 및 현장사례를 중심으로 검토하였다. 검토결과, 2000년까지 강관말뚝에 대한 연구는 전반적으로 증가하는 추세로 나타나지만 이후 다소 주춤한 상태이다. 반면, 현장타설말뚝은 1990년을 시작으로 현재까지 지속적으로 증가하는 경향을 보이며, 특히 2005년을 기점으로 급격한 증가를 보인다. PHC 말뚝은 특별한 경향은 보이지 않고, 단지 2005년을 기점으로 소폭 증가하고 있다. 미국의 경우 [그림 2.12]와 같이 특별한 경향을 나타내고 있지 않는 것을 볼 수 있다. 일본의 경우는 [그림 2.13]과 같이 PHC에 비해 강관말뚝과 현장타설말뚝에 대한 연구가 2000년까지 지속적으로 증가하는 경향을 볼 수 있다. 이는 1990년 이후 내진에 대한 중요성이 커져 강관말뚝에 대한 연구가 급격히 증가하는 것임을 확인할 수 있다. 반면에 2000년 이후 현장타설말뚝에 대한 연구는 현저하게 감소하는 경향을 보인다.



[그림 2.11] 말뚝 관련 국내 연구논문 편수

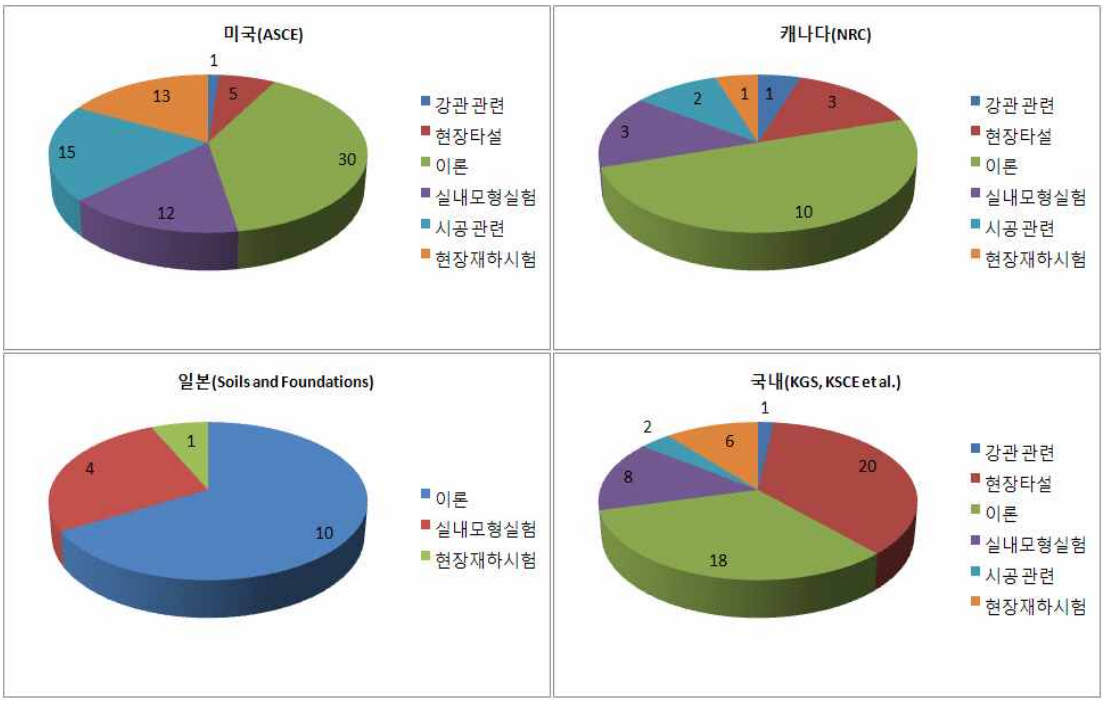


[그림 2.12] 말뚝 관련 미국 연구논문 편수



[그림 2.13] 말뚝 관련 일본 연구논문 편수

2005년부터 2007년까지 3년 동안의 강관 말뚝과 관련된 국가별 논문 편수는 미국의 말뚝 관련 논문이 76편으로 가장 많았고 국내가 55편, 캐나다 20편, 일본이 15편으로 나타났다. 일본의 경우는 순수한 연구 논문저널인 Soils and Foundations에서 검색한 결과이다. [그림 2.14]는 말뚝의 소재, 이론, 모형실험, 시공, 현재재하시험 등의 분류에 따른 연구 경향이다. 공통적인 것은 이론에 대한 연구논문이 가장 많은 비중을 차지하는 것이다. 해외의 경우에는 소재와 관련된 강관 말뚝에 대한 연구가 미미하다는 것을 알 수 있다. 국내의 경우도 강관말뚝에 대한 연구보다는 현장타설말뚝에 대한 연구가 3년 동안 압도적으로 많은 것을 확인할 수 있다.



[그림 2.14] 국가별 세부분류에 따른 연구논문 편수

국내에서는 최근 대구경 현장타설말뚝에 대한 연구가 이론, 시험시공 및 현장재하시험을 중심으로 주류를 이루고 있다. 강관말뚝에 대한 연구는 곽기석 등(2006)에 의한 이론연구가 있는데 LRFD의 설계와 관련 강관말뚝 항타시 저항계수를 산정하는 방법에 대하여 연구하였다. 그 내용을 요약하면 국내에서 수행된 항타강관말뚝 재하시험의 대부분은 하중전이시험을 수행하고 있지 않으므로 선단지지력과 주면마찰력의 구분이 매우 제한적이라는 것을 지적한다. 말뚝의 대표 극한지지력의 산정은 Davisson(1972)을 기준으로 적용하는데 이는 반복 가능한 과정을 통하여 객관적 수치를 얻을 수 있고 지지력 특성비에 대한 분산이 낮기 때문이다. 한편 Davisson(1972)의 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 경험식 모두 대표 극한지지력 결과와 비교하여 뚜렷한 경향성을 보이지 않는 것으로 나타났다.

2. 적용공법

가. 국내 적용공법

국내말뚝의 시공과 설계의 경향은 친환경적이며 경제적인 방향으로 발전하고 있다. 국내에서 많이 사용되는 말뚝의 재료 별 설계효율은 [표 2.4]와 같다. 보는 바와 같이 재료하중에 훨씬 못 미치는 낮은 설계효율이 현장에 적용되고 있다. 때문에 말뚝 재료의 허용하중을 최대한 이용하는 최적설계가 반드시 필요한데 특히 설계 단계에서 시험시공 및 시험을 바탕으로 설계하중을 최적화하는 것이 필요하다.

[표 2.4] 말뚝 재료의 축방향력 설계 효율

재료 규격	재료하중(kN)	통상설계하중(kN)	설계효율(%)
강관(D400T9)	1,198(1,625)*	800	67.3(49.2)*
강관(D508T12)	2,138(2,901)*	1,000	46.7(34.5)*
강관(D609T12)	2,577(3,498)*	1,200	46.5(34.3)*
PHC400	1,050	800	76.2
PHC400	1,650	900	54.5
PHC400	2,550	1,200	47.0

()*: 고강도 강재(SPS490)

해외의 경우 국내와는 대조적으로 90% 이상의 설계효율을 적용하여 설계, 시공하고 있다. 이러한 최적설계를 위해서는 설계부분의 개선과 향상된 품질, 이를 뒷받침하는 제

도적 노력이 필요하다. [표 2.5]는 말뚝의 종류에 따라 해외에서 적용되고 있는 설계하중을 나타내고 있다.

[표 2.5] 해외 설계하중

구분	말뚝 종류	직경(ϕ,mm)	설계하중(kN)
두바이	현장타설	1,500	3,0000
호주	RC	350	1,800
말레이시아	PHC*	500	2,500

PHC 두께 : 110mm

북미의 경우에는 소구경 현장타설말뚝의 ACIP(Augered Cast-In-Place) 공법이 주로 사용되며 유럽의 경우에는 비배토형 말뚝(displacement pile)이 주로 사용된다. 국내의 경우 일본과 마찬가지로 배토형의 매입말뚝공법이 주류를 이루고 있으며 최근 구조물이 대규모화, 중량화 되면서 대구경 현장타설말뚝이 많이 사용되고 있다. 암반에 근입되는 RCD 공법과 All Casing 공법 두 공법이 조합되어 널리 사용된다.

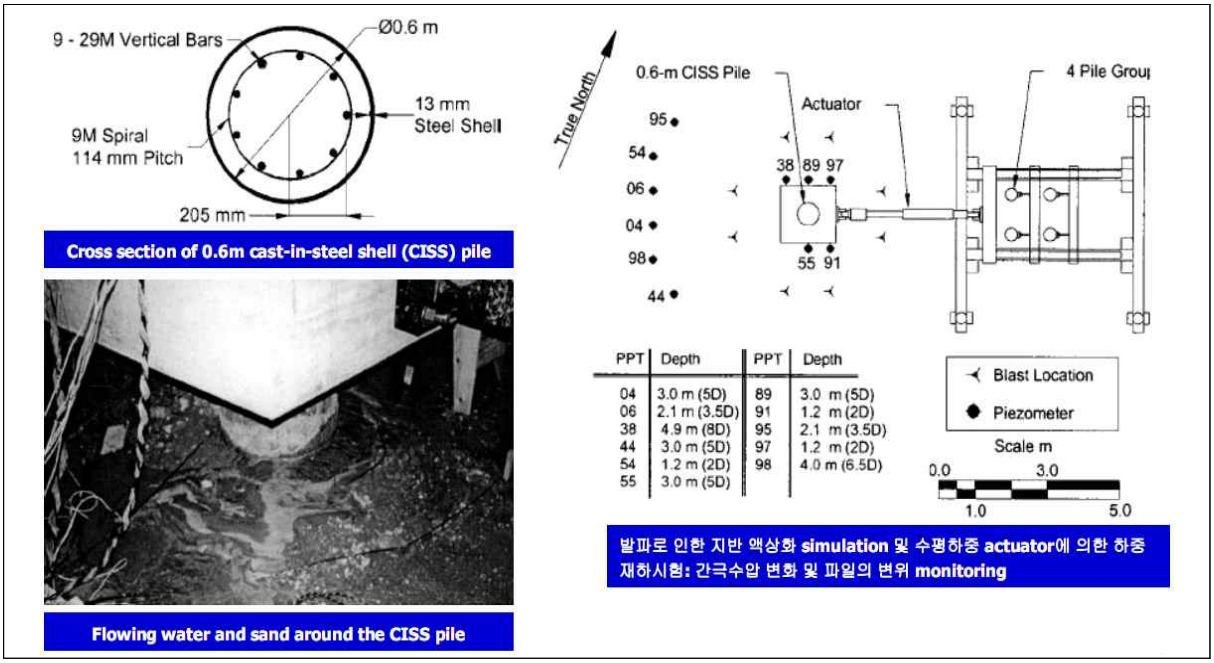
한편 기존 건물의 리모델링 시에 사용하는 마이크로말뚝의 적용이 증가하는 추세에 있다. 일본의 경우 신설구조물 시공시 기존말뚝을 제거하는 새로운 방법이 개발되어 활용되고 있다. 향후 말뚝의 시공과 설계의 기본적인 방향은 친환경적이며 경제적인 쪽으로 발전할 것으로 사료된다. 한편 국내에서 적용되고 있는 말뚝의 친환경적 시공법과 관련된 저소음 및 저진동 말뚝공법을 정리하면 [표 2.6]과 같다. 건설시 환경문제에 대한 관심이 증가함에 따라 최근 타입말뚝의 적용이 크게 감소되고 있는 반면에 각종 매입말뚝공법, 현장타설말뚝과 같은 저소음/저진동 공법의 적용은 증가하고 있는 추세다. 예외적으로 소음진동 문제가 없는 경우에는 여전히 타입말뚝공법이 많이 적용되고 있다. 최근 최대길이 88m의 강관말뚝이 부산 신항에 시공되었으며 최대 직경 1,852mm의 강관말뚝이 부산 남항대교에 기초로 시공되었다.

[표 2.6] 국내의 대표적인 저소음/ 저진동 말뚝공법

공법명	시공법	장·단점
SIP공법 (침설방식)	굴착공에 시멘트 밀크를 충전한 후 말뚝을 삽입	소음 진동이 없음. 선단지지력 불량, 공벽붕괴시 곤란
SIP공법 (경타방식)	기본적으로 침설방식과 같으나 말뚝 삽입후 최종경타	상대적으로 선단지지력 큼, 약간의 소음 진동발생, 공벽붕괴시 곤란
SDA공법	내무오거나 외부 케이싱으로 동시에 지만을 천공한후 시멘트 밀크를 충전한 후 말뚝을 삽입하고 경타 마무리	공벽붕괴 방지 및 시공성 우수, 약간의 소음 진동발생
PRD공법	내부오거로 천공하면서 외부오거로 강관말뚝을 압입하는 공법	공벽붕괴방지, 연암층까지 시공가능, 품질관리 요구
중굴공법	중공말뚝 내부에 오거 또는 소형굴착한 후 말뚝설치	두부손상이 없고 소음, 진동영향 적음, 모래자갈층 곤란
ACIP공법	지반 천공후 고압 그라우팅하면서 오거 인발한 후 케이지를 삽입	설치속도 및 경제성이 유리함, 고도의 품질관리 요구
Atlas공법	비배토 굴착공법이며 굴착날개가 일정 간격을 갖고 지반을 굴착하고 케이싱 인발시에도 굴착시의 궤적을 구대로 따라 인발	주마찰력이 우수, 고도의 품질관리 요구
Fundex 공법	비배토 굴착공법으로 강관케이싱을 이용 굴착한 후 콘크리트 타설 하면서 인발, 강관케이싱의 직경보다 큰 직경의 선단부용 마개를 사용	선단부 단면적이 크고 지지특성이 우수한 것으로 평가, 고도의 품질관리 요구
Omega 공법	선단마개와 중공부를 갖는 오거를 사용하여 굴착한 후 콘크리트를 타설하고 오거를 인발한 후 보강재(철근이나H빔)을 삽입	굴착시 지반을 압축시켜주므로 주면 마찰력 증대, 고도의 품질관리 요구
RCD, All casing	굴착장비 및 공벽보호장치(슬러리 또는 케이싱)을 이용하여 굴착한 후 철근케이지를 넣고 콘크리트 타설	대구경의 큰 하중지지능력에 유리, 품질관리 요구
마이크로 말뚝	굴착후 강봉을 삽입하고 시멘트 밀크를 출전하는 공법	소구모하중의 말뚝으로 적절하며 기존 구조물의 보수 보강에 많이 적용, 고가임

나. 국외 적용공법

미국의 경우 [그림 2.15]에 나타낸 바와 같이 강관말뚝과 직접 관련된 연구 보다는 액상화 지반에 적합한 합성형말뚝에 대한 시험적 연구가 활발하다. 이는 앞서 살펴보았듯이 해상 및 해양지반에서 사용가능한 말뚝에 대한 연구 개발이 시도되고 있는 것을 확인할 수 있다.



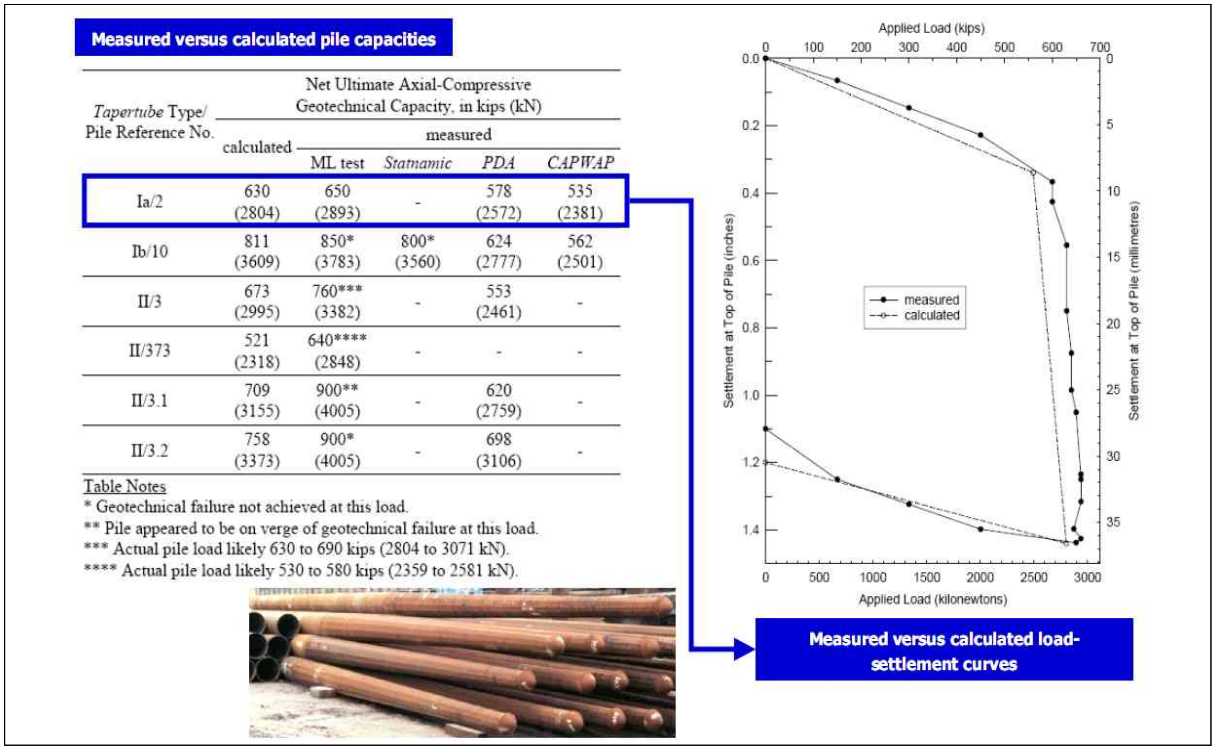
[그림 2.15] 액상화 지반에서 합성형 말뚝에 대한 시험적 연구

항타의 효율성 증진 및 축방향 압축력을 최대화하기 위해 미국 JFK 국제공항에서 적용한 합성형 강관말뚝의 사진은 [그림 2.16]과 같다. JFK 국제공항의 지반조건은 전형적인 사질토 지반이며 기존 말뚝은 주로 강관말뚝의 선단이 open 또는 close 된 상태로 항타 후 그 빈속을 콘크리트로 충전하여 사용하였다.



[그림 2.16] 합성형 강관말뚝 개발

개발된 합성형 강관말뚝인 Tapertube 말뚝은 열연제품으로 냉연제품 제작의 한계점을 극복하였다. 향후 taper의 각도, 면적, 길이 등에 대한 매개변수 연구가 필요하며 비교적 그 적용이 미미한 해양구조물 기초를 목표로 하고 있다. 앞서 언급한 Tapertube 말뚝의 동적해석 결과와 실측치에 대한 하중-변위 관계를 비교한 결과는 [그림 2.17]과 같다. 비교 결과, 동적해석 결과치는 실측치와 유사하게 나타남을 알 수 있다.



[그림 2.17] Tapertube 합성형 강관말뚝의 하중-변위 관계

최근 해외 경우 도심지 재건축 및 재개발에 따른 말뚝공사가 증가하고 있는 추세이다. 기존 항타공법은 진동 및 소음으로 인해 도심지에서 민원이 주로 발생하며 주변지반의 교란에 따른 인접기초의 지지력이 감소하는 등의 문제가 발생한다. 따라서 [그림 2.18]에서 보는 바와 같이 말뚝 Jacking machine을 이용해 말뚝을 시공하는 장비를 개발하였다. 이러한 장비는 기존 Eurocode 3의 설계지침 대비 약 5~10배의 지반진동 감소 효과가 있는 것으로 나타나 도심지 진동 및 소음을 억제하는데 매우 유리한 공법이라고 할 수 있다. 현장타설에 비해 미리 제작된 강관말뚝은 많은 장점이 있으나 특히 생애주기와 지속성에서 유리함을 제공한다.



[그림 2.18] 도심지 진동 및 소음 억제를 위한 Pile Jacking Machine

일본의 경우 강관말뚝의 연간 시장규모는 55만~56만톤 규모로 말뚝 시장에 큰 비중을 차지하고 있다. 강관말뚝 및 상하수도관용의 스파이럴강관을 주로 제작하는 주금대경강관이라는 회사는 강관말뚝의 선단부를 확장한 여러 형태의 말뚝을 최근 개발하였다. 각각의 특징은 [그림 2.19]와 같다.

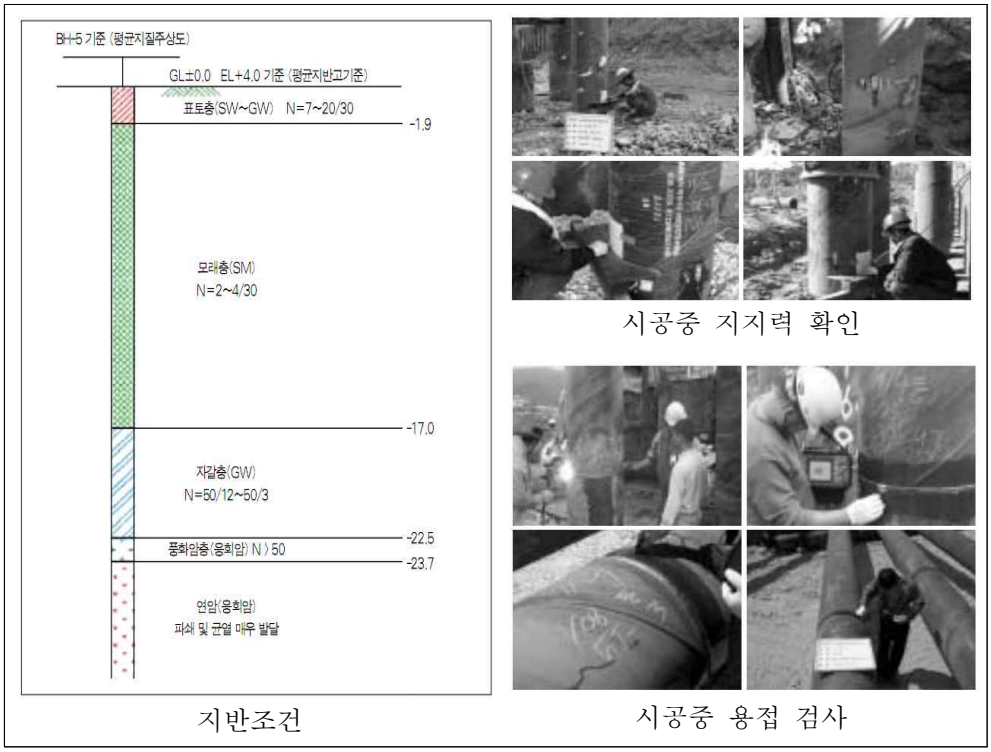
GWP II 선단구조	TBSR 밑다짐 구근
	
- 회전관입 강관말뚝공법(강관 선단에 2장의 날개를 부착하여 이를 회전시켜 침설하는 공법) - 직경은 200~1,200mm, 저소음/저진동이고 이수 및 잔토가 발생하지 않는 무배토 시공법(환경 중시형) - 말뚝의 역회전으로 인해 인발철거가 가능하여 가설공사 및 임대구조물 기초에 유효하게 적용 - 시장규모:6만3천톤(스파이럴강관은 3만5천톤 정도)	- 고지지력 중굴 말뚝(말뚝선단부에 확대 밑다짐 구근형성) - 직경: 400~1,200mm - 밑다짐 구근직경 : 말뚝직경의 1.2배, 1.5배, 1.75배, 2배 - 시공방법 : 지반조건 및 말뚝길이 등에 따라 동시 매설방식과 후 매설방식으로 시공 - Target 시장 :연간6만~8만톤의 중층 건축 및 물류시설

[그림 2.19] GWP II 선단구조, TBSR 밑다짐 구근 및 특징

3. 적용사례

가. 부산센텀파크 아파트 강관말뚝 기초공법

기초 검토시 기성말뚝을 직경별로 검토하였으나 소정의 설계 지지력이 확보될 수 있는 기성제품 말뚝이 없어 현장타설 말뚝까지 검토하였다. 현장타설말뚝은 지지력은 매우 크지만 말뚝배치상 설계하중에 의해 필요한 순수한 PILE수에 비해 약 185%~194%정도가 증가하는 문제점이 발생하였다. 따라서 보다 경제적인 기초공사를 위하여 말뚝크기는 작지만 말뚝 당 허용지지력이 일반 기성말뚝에 비하여 매우 큰 고강도 강관말뚝(SPS490)의 적용성에 대하여 검토하였다. 시공 중에는 [그림 2.20]과 같이 지속적인 관리를 통해 고강도 강관말뚝의 적용성을 확인하였다.



[그림 2.20] 지반조건 및 시공중 관리 상황

이 공사에서 고강도 강관말뚝을 사용해본 결과 밝혀진 장점은 다음과 같다.

① 같은 직경의 말뚝이라도 지지력을 크게 높일 수 있다.
② 지반조건이 다소 불량하여도 타입이 가능하다.
③ (마찰 말뚝보다) 선단지지 말뚝에 보다 적합하다.
④ 말뚝 관입 깊이를 충분히 깊게 하여 안전한 지지층까지 관입시킬 수 있어 안전성이 높아진다.

따라서 고강도 강관말뚝은 말뚝수량을 줄이고 지지력을 크게 할 수 있으므로 보다 경제적인 공법이 가능하여 향후 적용범위가 증대될 것으로 판단된다. 그러나 시공사례가 거의 없다는 단점이 있다. 그리고 고강도 말뚝의 이점을 살려 타격 에너지를 크게 하면 관입저항이 큰 자갈층이나 풍화대는 관통시킬 수 있지만 말뚝 선단부 암반이 파쇄되어 유사 Relaxation 현상이 발생된다는 단점도 있다. 이를 보완하기 위해서는 현장의 PDA-test를 적절히 시행하여야 한다. 완성된 부산센텀아파트의 전경은 [그림 2.21]과 같다.



[그림 2.21] 부산센텀파크

나. Rion-Antirion Bridge 교량기초

해외 프로젝트 중 다량의 강관말뚝이 적용된 교량기초로 2.4km 세계 최대 규모의 사장교인 Rion-Antirion Bridge는 그리스 Corinth 해협에 위치하고 있다. 지반조건은 주로 연약한 충적토로 구성되어 있으며 기반암은 해수면으로부터 1,000m에 위치한다. 참고로 최대 해저면은 60m이다. 교량의 구조적 저항조건으로는 선박충돌하중이 180,000톤 유조선 16노트이며 최대 풍하중이 250km/hour, 지진하중 진도는 7.0이상이다. 지형변동으로 인한 두 교각 사이의 변위는 2m로 제한하여 설계하였다. 기초로는 교각 폭 90m가 3개, 80m가 1개이며 연약지반 보강용으로 직경 2m, 길이 30m 이상의 강관말뚝이 적용되었다. 이상의 프로젝트에 대한 개요는 [그림 2.22]와 같다.



[그림 2.22] Rion-Antirion Bridge

Rion-Antirion Bridge 교량의 피어기초는 [그림 2.23]과 같다. 피어기초는 Dry dock에

서 제작되었으며 직경은 9m이고 콘크리트 소용 수량이 18,000m3이다. 기초의 특징으로는 지진에 의한 전단에 대해서 저항력이 우수하고 지진시 발생하는 동적수압에 저항할 수 있도록 설계된 것을 들 수 있다.



[그림 2.23] Dry dock에서 피어기초 제작

현재 완성된 웅장한 세계 최대 규모의 사장교 교량의 모습은 [그림 2.24]와 같다. Rion-Antirion Bridge의 공식명칭은 Charilaos Trikoupis Bridge로 19세기에 이 다리 건설을 제안했던 그리스 수상의 이름을 딴 것이다. 1990년대 중반에 계획되어 63,000,000유로의 비용을 투입하여 프랑스의 기술진에 의해 2004년 그리스 올림픽 1주전에 개통되었다.



[그림 2.24] 공용중인 Rion-Antirion 교량

다. 광양제철소 제 5코크스 현장

광양제철소 제 5코크스 현장으로 [그림 2.25]와 같고 고강도 강관말뚝의 시험시공 사례로 지반조사 위치 BH-1에 해당한다. 시공방법은 직항타 공법을 사용했고 항타장비는 DKH-13 유압해머를 사용하였다. 지반조건은 모래질 실트와 철고로 폐기물로 이루어진 매립층 이후, 40m 심도에서 모래자갈층이 출현하고 45m 심도에서 균열 및 절리가 발달한 연암이 출현한다.



[그림 2.25] 광양제철소 제 5코크스 현장 전경

재하시험은 [그림 2.26]과 같이 이루어졌으며, 총 10의 말뚝들에 대하여 재하시험이 이루어 졌으며 압축 2회, 인발 3회, 수평 4회의 정적재하시험과 36회의 동적재하시험이 수행되었다.



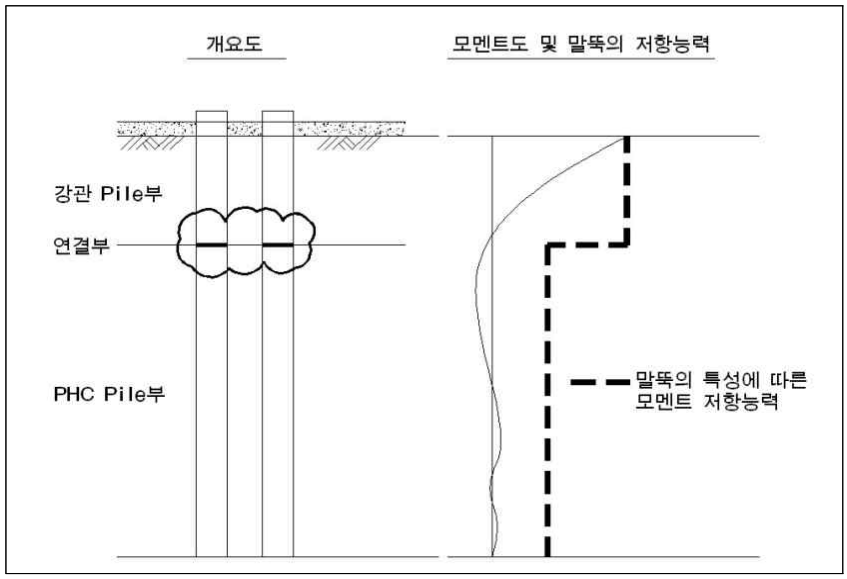
[그림 2.26] 정적재하시험 전경

시험결과 파일의 항타관입성에 의한 시공성은 고강도 강관말뚝, 일반 강관 파일, PHC 파일 순으로 나타났다. 동적재하시험의 경우 대상 지반조건에서의 시간경과효과를 파악하기 위해 지지력 결과에 대한 회귀분석을 수행하였다. 그 결과, 주면마찰력의 시간경과효과는 상당히 큰 지반인 것을 확인할 수 있었으며 동적재하시험에 사용된 해머용량으로는 극한지지력을 확인할 수 없는 것으로 판단되었다.

2.3 복합말뚝

1. 연구현황

현재까지 제안된 복합말뚝은 횡방향 지지력을 필요로 하는 하중조건하에서 강관말뚝을 대신할 수 있도록 고안되고 있다. 횡방향력이 작용하는 지반에서 강관말뚝의 상부는 수평력에 의한 모멘트에 저항하게 되고 하부는 수직력에 저항하게 된다. 이로 인해 모멘트가 발생하여 말뚝상부에 인장응력이 작용한다. 콘크리트 말뚝에 인장응력이 작용하게 되면 인장응력에 취약한 콘크리트말뚝의 특성으로 인해 구조적으로 취약하게 된다. 이러한 모멘트의 특성은 말뚝상부에서는 크게 작용하고 말뚝하부로 내려갈수록 급격하게 감소한다. 이러한 말뚝 길이에 따른 모멘트의 분포는 [그림 2.27]과 같다. 이러한 모멘트의 분포에 적절히 저항할 수 있도록 고안된 말뚝이 복합말뚝이다. [그림 2.27]에서 보이는 바와 같이 압축력이 주로 작용하는 하부는 콘크리트 말뚝인 고강도 콘크리트 말뚝으로 설치하고 모멘트가 크게 작용하는 말뚝의 상부는 모멘트 저항능력이 뛰어난 강관말뚝을 용접 등으로 연결시켜 복합말뚝형태로 합성시킴으로써 2가지 재료의 장점을 최대한 활용할 수 있다. 이처럼 경제성 및 말뚝두부에 작용하는 횡방향 저항력과 말뚝하부에 작용하는 연직지지력을 확보하도록 구성된 복합말뚝을 HCP(Hybrid Composite Pile)라고 한다.



[그림 2.27] 복합말뚝 개요

세계적으로 장대교량기술은 미국 및 유럽과 일본이 주도하고 있으며 국내의 기술도 장대교량 관련 주요 핵심기술은 선진국에 의존하고 있는 실정이다. 그러나 최근 FRP(Fiber Reinforced Plastic)의 활용, 고성능 콘크리트개발 등 신재료 관련기술이 선진국 수준에 근접하고 있고 중소 경간의 사장교와 현수교의 설계·시공경험도 축적되고 있다. 이러한

기술적 진보를 바탕으로 향후 국내외 장대교량 건설시장에서 선진국과 경쟁하기 위해서는 핵심기술을 선정하여 집중적인 연구개발이 필요하다. 이를 통해 향후 예상되는 장대교량의 거대시장에서 국내 건설 산업의 점유율을 높일 수 있을 것으로 기대된다.

최근 우리나라에서는 연육, 연도교 등의 장대교량과 초고층빌딩을 포함한 대형 구조물의 건설이 증가하며 시장흐름을 주도하고 있다. 국내의 기초관련 건설시장은 총건설사업의 약 10% 규모이며 점점 늘어나는 대형구조물의 수요를 감안해 볼 때 대형기초시장의 규모 또한 동반 상승할 것으로 보인다. 대규모투자가 수반되는 이러한 대형 장대교량의 안정성과 경제성을 확보하기 위해서는 상부구조뿐만 아니라 하부구조에서도 최적 설계·시공 및 적절한 유지관리가 매우 중요할 것으로 판단된다.

가. 국내

국내 강관합성말뚝에 관한 연구는 2000년대 이후 대형 해상교량 기초에 현장타설말뚝의 시공시 사용하는 강관케이싱을 임시구조물에서 영구구조물로 활용하는 방안에 그 초점을 두고 진행되고 있다. 케이싱이 있는 현장타설말뚝의 거동에 관한 연구(송 등, 2005), 파형 희생강관을 사용한 현장타설말뚝의 주면마찰응력 산정에 관한 연구(서 등, 2005), 인천대교에 적용한 해상 대구경 현장타설말뚝의 설계 특성(조 등, 2006)등의 연구를 통해 굴착시 공벽보호를 위하여 설치하는 강관케이싱을 영구부재로 사용할 경우 시공성, 경제성, 내구성, 그리고 지지력의 측면에서 일반 현장타설말뚝보다 많은 장점이 있음을 확인하였다. 최근에는 희생강관 사용시 주면마찰력이 감소되고 강관케이싱의 선단부 근입시 지반파괴가 발생하는 문제점을 보완하기 위하여 파형 희생강관의 사용을 통해 감소되는 주면 마찰력을 증가시키고 그라우팅을 통한 선단부 지반을 보강하는 방향으로의 새로운 접근이 시도되고 있다. 그 외에도 재료의 합성을 통한 안정적이며 경제적인 교각의 개발을 위한 광범위한 연구가 여러 국내 대학 및 연구기관에서 수행되고 있다. 그러나 아직까지 강관합성 또는 하이브리드 구조재에 대한 설계 및 시공에 관한 연구는 구조분야를 중심으로 교량의 교각 또는 구조물 기둥을 대상으로 이루어지고 있는 실정이며, 구조물 기초로 사용되는 강관합성 말뚝의 거동에 관한 연구는 미미한 실정이다.

해양 환경에 노출되는 강재는 다른 환경에 비해서 빠르게 부식되기 때문에 항만 및 해상공사에서 강관케이싱을 영구부재로 사용할 경우 부식에 대한 대비가 필수적이다. 국내의 부식 및 방식공법에 대한 연구는 피복에 중점을 두고 있었으나 근래에는 강관파일 부식방지 대책에 관한 연구(박 등, 2000), PE 선피복강관의 부식특성(김 등, 2004), 해수용 강관의 용융 합금도금기술 개발(한 등, 2001), 내해수강을 이용한 항만구조물의 부식특성(이 등, 2005) 등의 연구를 통해 재료 자체가 해수에 고내구성을 갖는 내해수강의 개발과 활용방안에 초점을 맞추고 있다. 그러나 해양구조물에 있어서 내해수강의 적용에 대한 체계적인 설계규정이 마련되어 있지 못해 대부분 일본의 설계규정 및 규격을 따르고 있

는 실정이다. 국내에서도 1998년부터 ASTM A690 내해수강을 생산하기 시작하여 강널말뚝에 적용하고 있으나 현재까지 일부 강널말뚝에만 제한적으로 적용되고 있으며 해상 강관말뚝에는 적용이 미진한 실정이다.

국내에서 교량의 세굴에 대한연구는 1990년 이전까지는 매우 제한적인 수의 연구가 이루어졌으나, 1990년 이후 활발히 진행되는 추세이다. 대표적으로 수치해석을 이용한 세굴깊이의 예측(최 등, 1998), Monte-Carlo 시뮬레이션이 포함된 인공신경망을 통한 세굴심 예측(최 등, 2002), 군말뚝 주변의 국부세굴에 관한 연구(윤 등, 2001), 우리나라 중·소 하천의 세굴특성 조사연구(여 등, 1999a, b) 등과 같은 해석연구와 세굴 보호공으로 가비온의 이용(Yoon et al., 1998) 등의 조사관련 연구가 있으나 대부분 하천에 위치한 중·소 교량의 경우에 관한 연구들이다. 한국건설기술연구원에서는 지반의 침식특성을 고려한 교량세굴 해석기법 및 지오백 세굴보호공을 개발하였으며(한국건설기술연구원, 2006), 세굴정도에 대한 기초의 안정성을 정량화하여 교량의 세굴위험도를 산정하는 교량 세굴 유지관리 시스템을 개발 하였다.

나. 국외

외국의 경우 재료의 합성을 이용한 구조물의 연구는 1901년 Swel이 부식방지용 콘크리트를 채운 강관을 기둥으로 사용한 것부터 시작되었으며, 이후 많은 연구를 통해 구조물기초설계에 반영하고 있다. 그러나 대부분의 연구가 강관 합성 기둥에 한정되어 있고 기초부재로써 강관 합성 말뚝에 대한 연구는 아직 부족하다. 특히 해상 구조물의 기초로 적용되는 경우 일부 요소기술은 개발되어 있으나 복합 완전체로써 강관 합성 말뚝에 대한 기준은 아직까지 마련되어 있지 않은 상태이다.

미국의 경우 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications(2004)은 3mm 이상의 두께를 가진 강관을 영구 케이싱으로 사용할 경우 강관을 구조재로 보고 설계에 반영할 수 있으며 부식에 의한 두께를 공제하여야 한다고 제안하고 있으며, U.S Army and Corps Engineers에서는 강관의 하중분담 요소를 배제한 설계법을 추천하고 있어 강관 합성 말뚝에 대한 통일된 기준은 없는 것으로 판단된다. 특히 미국은 내해수성 강재 개발과 관련한 선두주자로 CORTEN series를 개발 완료하여 항만건설 및 해양구조물에 적용 중에 있다.

일본의 경우 재료의 합성을 이용한 구조물의 연구는 강관합성 교량부재 개발을 중심으로 수행되기 시작하였으며, 대부분 사각형 기둥에 대한 것들이었다. 1978년 Miyagi Prefecture 해안의 대지진 이후 지진하중에 강한 말뚝의 필요성이 대두되어 NKK(Nippon Kokan Light Steel Co.) 회사는 외부보강재로 강관을 사용한 NKTB말뚝을 개발하였다. 이 말뚝은 내부에 나선형 리브를 사용하여 콘크리트와의 결합성을 증가시켰으며, 1995년 고베지진에서 지진하중에 대한 그 저항력이 검증된 바 있다. (Shimaoka

등, 2003) 또한 지진시 발생하는 액상화 및 횡방향 지반이동에 있어서도 강한 내구성을 가질 뿐만 아니라 단면의 축소 제작으로 인한 경제적 이익 또한 큰 것으로 나타났다. 2000년대 초 일본에서는 강관 내에 리브(돌기)를 설치하여 내부 충전된 콘크리트와의 일체화 효과를 기대할 수 있는 대규모 교량용 강관시판 복합기초를 제작하였다. 이는 강관 콘크리트 합성구조 및 현장타설말뚝으로 구성된 복합말뚝과 이들을 연결하는 고내력 조인트로 구성되며, 이를 통해 기초의 강성을 높이고 필요 연직지지력을 확보하며 기초의 평면 치수를 줄일 수 있으므로 경제적인 설계 및 시공이 가능하다. 또한 경제성장에 따른 해양개발이 활발히 진행됨에 따라 1972년부터 자체적으로 내해수강을 개발하였는데 주로 크롬 성분을 함유하는 것을 특징으로 한다. Kwasaki 제철회사에서는 거칠기와 용접성은 기존의 강과 유사하나 부식 저항성이 매우 큰 MARIWEL series 내해수강을 개발하였다.

유럽의 경우 독일의 Bochum 대학에서 합성기둥에 관한 일련의 연구가 수행되어 1980년에 하중저항계수설계법에 근거한 DIN 18806 Teil 1이 제안되었다. (Kindmann, 1990) 영국에서는 1963년 대형 강관합성 기둥 관련 실험이 BRS(Building Research Station)에 의해 수행되었으며, 1979년 한계상태설계법을 적용한 BS5400 Part 5가 마련되었다 (Eurocode, 2003).

이후 지속적인 연구의 결과로 미국 영국 독일 일본 및 캐나다 등 설계선진국에서는 모두 한계상태에 기초를 둔 합리적인 설계기준인 LRFD설계기준을 강재/강관 합성 구조물 설계기준으로 채택하고 있으며 새롭게 개발된 고성능강의 교각 적용성에 관한 활발한 연구가 진행되고 있다.

2. 적용공법

근래의 장대교량 하부구조 형식을 살펴보면 케이슨 기초, 직접기초, 대구경 현장타설말뚝 등으로 나눌 수 있으며, 최근에는 위험한 인력작업을 수반하고 비용이 많이 드는 내부굴착형 케이슨 공법보다 경제성, 시공성, 안정성 등이 뛰어난 대구경 현장타설말뚝이 선호되고 있다. 한편 이런 기술적 진보는 공기단축과 더불어 기초를 위해 필요한 시공재료의 절대량을 감소시켰으며, 에너지 소비와 해수오염 등의 환경적 악영향도 줄임으로써 현대 교량기술의 발전에 지대한 기여를 하였다. 그러나 선단지지 말뚝을 선호하는 국내의 말뚝 시공 관례에 따른 설계는 일반적으로 과다한 설계 양상을 보인다. 유럽이나 미국과 같은 선진외국에서는 말뚝의 선단과 주면에 전이된 하중과 말뚝 침하 거동을 함께 분석함으로써 경제적인 설계를 유도하고 있다.

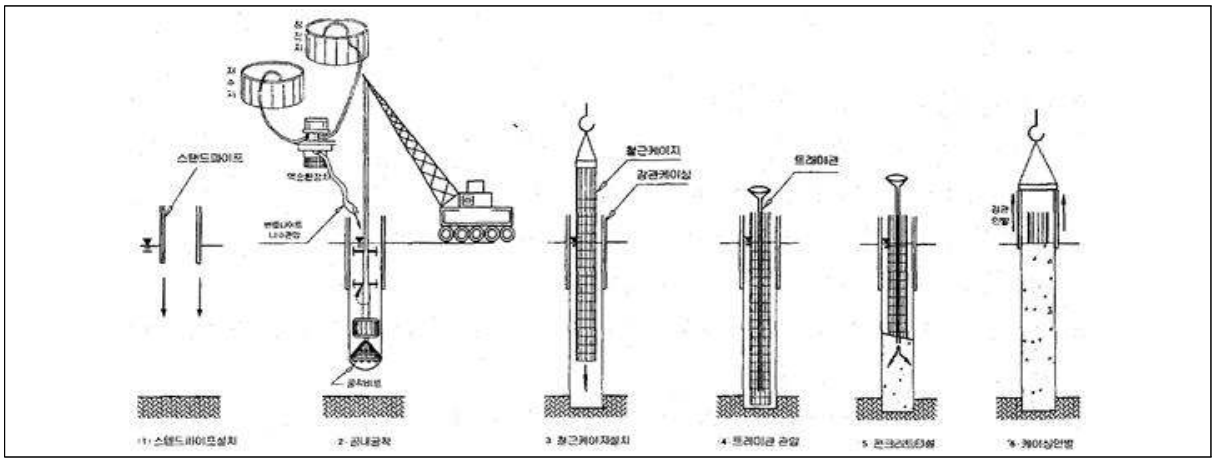
현장타설말뚝은 오거드릴이나 보링 등의 방법으로 지반을 굴착하고, 굴착 공내에 콘크리트를 타설하여 만든 말뚝이다. 특히 타입말뚝의 시공이 불가능하거나 용이하지 않은 지반조건 즉 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어져 있을 때는 원하는 지지력을 확

보할 수 있는 가장 확실한 방법이다. 강관합성 현장타설말뚝은 기존의 현장타설말뚝과 같은 굴착공법을 적용하며, 굴착 시 공벽보호를 위해 사용되는 케이싱을 영구부재 즉 구조재로 보고 강관 케이싱의 지지력을 설계에 반영하는 공법이다. 횡방향 구속에 의해 3축 응력 상태에 놓인 콘크리트의 강도는 일반적으로 일축압축상태의 콘크리트 보다 상당히 큰 값을 갖는다는 것은 널리 알려져 있으며 오래 전부터 이 부분에 대한 많은 연구 진행 및 실제 적용이 되어왔다.

이러한 적용은 횡철근으로 보강된 콘크리트 기둥을 비롯하여, 강관으로 구속된 기둥(CFT : concrete filled steel tube) 등에 주로 사용되어 왔다. 최근 국내에서도 육상 교량의 교각 또는 구조물 기둥으로서 강관 합성 또는 하이브리드 구조재에 대한 설계 및 시공에 관한 연구가 구조분야를 중심으로 이루어지고 있으나 아직은 미미한 실정이다.

가. R.C.D (Reverse Circulation Drill) 공법

RCD 공법은 일명 역순환공법이라고도 하며 천공기로 굴착하는 구멍에 물을 채우고 드릴로 천공과 함께 니수를 구멍 밖으로 배출시킨 뒤 이를 침전시켜 분리된 물은 다시 굴착구멍에 순환시키는 것을 연속적으로 실시하면서 굴착하는 공법이다. [그림 2.28]은 RCD 공법의 시공순서이다. RCD 공법은 비교적 저소음, 저진동 공법으로 시가지 공사에 적합하며 모래층 굴착, 암반굴착에도 이용된다. 주로 점토나 실트층에 적용되며, 시공심도는 약 30~70m이고 시공직경은 0.9~3.0m 정도이다. 굴착시 물을 이용하는 공법이므로 물이 적은 지역에서의 시공시 커다란 수조를 준비해야 하는 등의 번거로움이 있다.

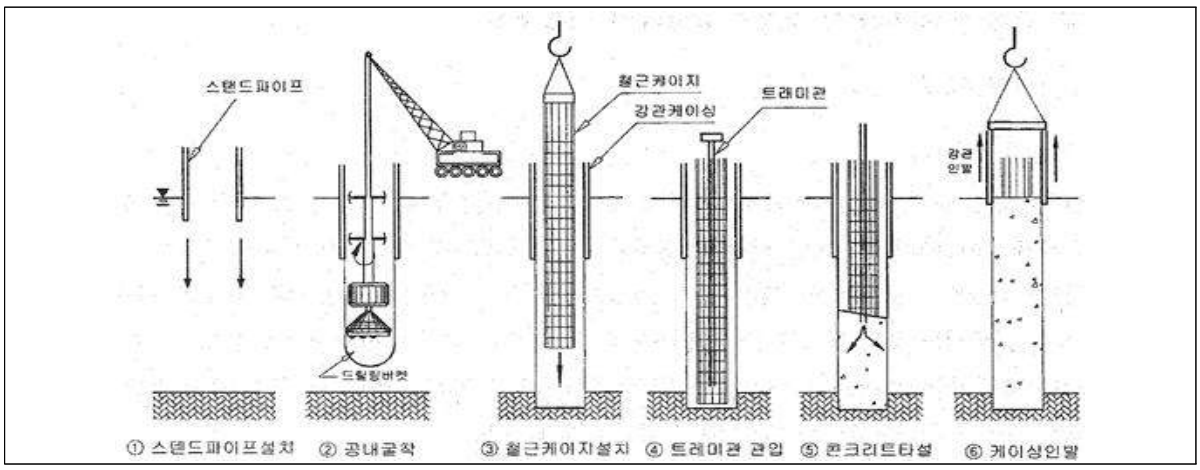


[그림 2.28] RCD 공법의 시공순서

나. 어스드릴 (Earth Drill) 공법

굴착 위치를 선정하여 케이싱을 설치한 뒤 굴착공 내부로 공벽보호를 위한 안정액을 주입하며 굴착작업을 진행하는 공법으로 다른 현장타설말뚝 공법과 비교하여 장비가 소형이며, 연약지반부터 경점토질까지 굴착이 가능하여 가장 많이 사용되는 공법이다. 어스드릴공법의 시공순서는 그림 2.29와 같다. 어스드릴 공법은 점토, 실트, 모래층에 적합하

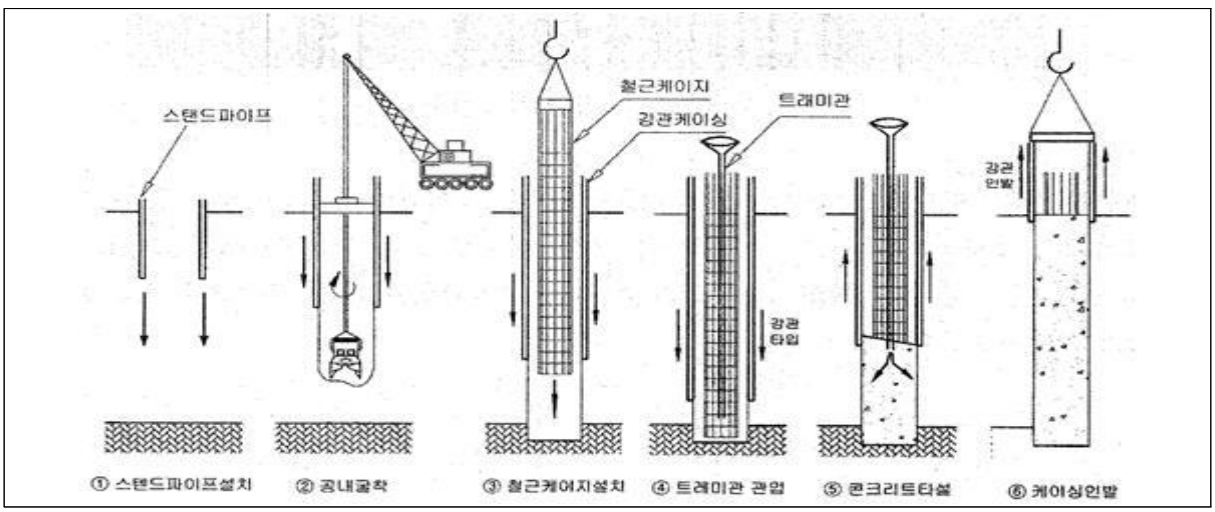
고, 시공심도는 약 33~38m이고 시공직경은 0.6~1.5m 정도이나 대형 어스드릴을 사용하면 2.0m까지 시공이 가능하다. 굴착기계가 비교적 간단하여 다른 공법에 비하여 안전하고 시공속도가 빠르며, 토사는 물론 암반까지 파쇄가 가능하여 현장타설말뚝 시공시 많이 쓰이고 있는 공법이다.



[그림 2.29] Earth drill 공법의 시공순서

다. 베노토 공법 (All casing 공법)

케이싱튜브를 진동 관입시켜 공벽을 보호하고 해머그래브버킷으로 굴착 후 공내에 콘크리트를 타설함과 동시에 케이싱튜브를 뽑아 기초말뚝을 축조하는 공법이다. 베노토 공법의 일반적인 시공순서는 그림 2.30과 같다. 점토, 실트, 모래층에 적용되고, 시공 심도는 50~60m이고 시공직경은 1.0~2.0m이다. 주변에 진동을 주지 않고 주위의 지반침하 등의 변화도 적으므로 구조물에 근접할 수 있는 이점이 있다. 고결자갈층, 토단층, 연암층에서도 굴착이 가능하여 적용지반의 범위가 넓은 반면 기계가 중량이 크고 작업공간이 넓어야 하는 단점이 있다.



[그림 2.30] All casing 공법의 시공순서

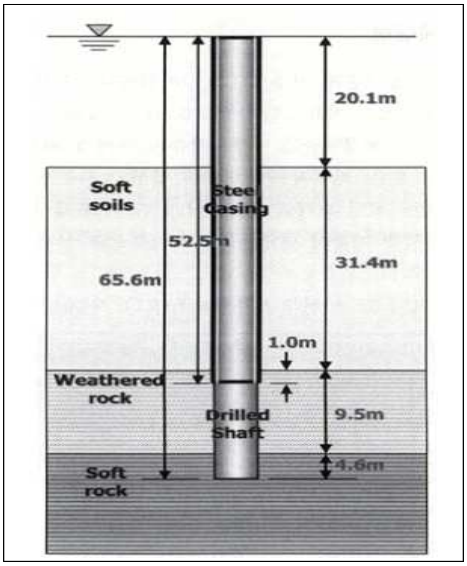
3. 적용사례

가. 인천대교 주탑기초 설계

인천대교 주탑기초는 크기 69×24m, 높이 5m의 푸팅과 직경 3.0m 현장타설말뚝 24본으로 이루어져 있다 해상의 Sep Barge 위에서 희생강관을 이용하여 해머그래브 굴착과 RCD 굴착을 병행하여 굴착한 후 철근망을 삽입하고 콘크리트를 타설하는 현장타설말뚝 방식으로 시공되었다. 24본의 무리말뚝을 조성한 후 육상에서 프리캐스트로 제작된 거푸집을 크레인으로 인양하여 정위치에 거치시키고 내부에 콘크리트를 타설하는 PC House 공법으로 푸팅을 형성하였다. 인천대교에서는 국내에서 처음으로 LRFD 설계법으로 기초를 설계하였다.

인천대교 주탑기초 비교설계에서는 기존 현장타설말뚝에 사용된 희생강관을 구조부재로 설계에 반영하는 강관합성 현장타설말뚝으로 재설계하고, 기존 현장타설말뚝 공법과 강관합성 현장타설말뚝 공법의 공사비를 비교분석하였다. 물론 강관합성 현장타설말뚝의 경우 내구연한인 100년 동안의 방식비용을 공사비에 반영하였다. 비교설계 대상으로 인천대교 두개의 주탑기초 중 동측 주탑기초인 E1을 선정하였다. 주탑기초 E1구간에서는 총 8공의 시추조사가 실시되었다. 수심은 19.7~20.7m로 평균 20.1m 정도이다. 지층의 구성은 지표로부터 실트질 점토, 실트질 모래, 풍화토, 풍화암, 연암 순으로 이루어져 있으며, 최상부층인 해성퇴적층은 두께가 평균 20.0m이고 과거 유수 및 조석간만에 의한 침식, 운반, 퇴적작용에 의하여 형성된 지층으로써 점토, 실트, 모래 및 부분적으로 소량의 잔자갈이 섞인 모래로 구성되어 있다.

인천대교 주탑기초는 직경 3.0m의 현장타설말뚝으로 설계되어 있으며, 총 24본의 무리말뚝으로 구성되어 있다. [그림 2.31]은 지층분포를 바탕으로 한 말뚝 1본의 설계 단면도이다. 말뚝의 총 길이는 65.6m이며, 강관의 길이는 52.5m이고 풍화암에 1.0m 근입되어 있다. 인천대교 E1 현장타설말뚝의 소켓부는 풍화암에 8.5m, 연암에 4.6m 근입되어 있다.



[그림 2.31] 인천대교 주탑부(E1) 현장타설말뚝 설계단면

나. 서해대교 주항로부 설계

서해대교는 서해안 지역개발 촉진을 통한 국토의 균형발전과 국가경쟁력을 제고하기 위하여 건설 중인 서해안고속도로(인천-목포, 353km) 구간 중 아산만을 횡단하여 경기도 평택시 포승면과 충청남도 당진군 송악면을 연결하는 총연장 7,310m의 국내최대 규모의 교량으로 [그림 2.32]와 같으며 세계에서 아홉 번째로 긴 교량이다. 서해대교가 건설되는 아산만은 평택항을 비롯하여 주변에 국가공업단지가 건설되어 장차 동북아시대를 이끌어 갈 경제중심지가 될 것으로 예상되어 우리나라의 국력신장과 서해교역의 관문으로서의 상징성을 부각시킬 수 있는 교량이 건설되도록 교량기본계획에 대한 현상 공모를 실시하여 항만 주항로부와 예비항로부에 각각 세계적인 규모의 특수형식 교량인 사장교와 FCM교를 건설하였으며, 그 외 구간은 PSM교로 건설하였다.

사장교는 주항로부로 5만톤급 선박이 왕래할 수 있도록 중앙경간장을 470m로 계획하였으며, 상부는 강합성형 형식으로써 국내 최대이자 세계적 규모의 교량이다. 182m에 달하는 철근콘크리트 주탑과 강합성형의 상부 및 사장케이블 시공과정에서는 선진 외국의 신기술시공법을 적극 도입하였으며, 특히 현장의 특수한 여건과 공기를 고려하여 새로운 공법을 자체 개발하여 시공한 사례도 많이 있다.

주탑기초는 사장교의 전체 하중을 지지하는 구조로서 하부 슬래브, 벽체, 상부슬래브 및 중간의 채움콘크리트로 이루어진 직접기초 형식으로, 해상 시공을 위하여 쉬트파일로 가물막이를 하고 터파기를 하여 기초를 암반층(풍화암)에 안치하였다. 직접기초의 규모는 28×66m, 높이 30m 직접 기초로서 가물막이에 의한 공법으로 시공하였다. 가물막이는 Sheet Pile로 이루어진 16개의 원형 셀과 아크 셀로 구성되었으며, 셀 내부에 모래를 채우고 하부에 그라우팅을 하여 작업 중 해수의 유입을 최소화하였다. 가물막이로 둘러싸인 내부의 해수를 양수기로 배출시키고 지지층 암반까지 굴착하여 지질 조사 및 지지력

시험 등을 실시한 후 기초 구체 콘크리트를 형성하였다.



[그림 2.32] 서해대교

서해대교 FCM교 구간은 당초 계획시 2만톤급 선박의 왕복운항에 필요한 200m 이상의 항로폭을 확보하기 위하여 경간장 250m로 설계되었으나, 해운항만청과 재협의 결과 단일항로로 통항분리가 가능하게 되었다. 당초 계획된 FCM기초를 위한 가물막이공의 안전한 시공이 어렵고, 내만의 수위상승으로 침수피해가 예상되었다. 이에 따라 가물막이공사를 배제함과 동시에 경간장 축소에 따른 상부하중 감소를 도모하여 시공의 안전성을 높일 수 있는 방안으로 기초형식 및 경간장을 조정하게 되었다. 교량연장은 500m(85+2@165+85), 폭원은 31.4m(상하행 15.7m×2)인 현장타설콘크리트 상자형 교량으로 주두부가 교각과 강결된 라멘구조이다.

다. 광안대교 기초형식

광안대교는 부산광역시 수영구 남천동과 해운대구 운동을 연결하는 교량으로 [그림 2.33]과 같다. 광안대교는 항만 및 산업물동량의 원활한 우회 수송으로 수영로, 중앙로의 도심 간선도로의 교통난 완화와 해상관광시설로의 역할을 제공하고자 건설되었다. 향후 경부고속도로-광안대로(광안대교)-북항대교-남항대교-명지대교-신호대교를 있어 부산신항에 이르는 동남해안의 광역도로망을 구축할 예정이다. 광안대교는 폭 18~25m의 복층 교량으로 총연장이 7,420m이다.

광안대교의 기초현황은 [표 2.7]과 같으며 주탑기초는 당초 지중연속벽을 이용한 우물통기초로 설계하였으나, 확인 시추결과 기반암의 분포가 급변하고 기초의 지지층인 연암층이 당초 계획보다 최대 27m 아래에 분포하는 것으로 확인되어 말뚝기초로 변경하였다. 직경 2,500mm의 현장타설말뚝 30본으로 주경간 500m의 현수교 하중을 저항하도록 설계하였다. 현장타설말뚝은 연암에 2D(=5m) 근입시켜 본당 최대반력 18,720kN(허용 지지력 = 24,050kN)에 대해 안전하도록 하였으며, 선단부의 침하량도 6.5mm로 미소하게

발생하는 것으로 검토되었다.

트러스교의 기초는 직경 2.5m, 두께 28mm의 강관말뚝(SPS41) 내부에 30MPa의 콘크리트를 속채움한 말뚝으로 1:5의 경사를 지닌 경사식 돌출말뚝으로 시공되었다. 강관말뚝을 타입하여 연암에 근입시킨 후 RCD 장비로 굴착하여 강관내 굴착선단까지 철근 케이지 삽입 후 콘크리트를 타설하는 시공 방법을 적용하였다.



[그림 2.33] 광안대교

[표 2.7] 광안대교 기초현황

구분		연장(m)	기초형식	직경(mm)	본수	비고
주경간교 (현수교)		900	현장타설말뚝	2,500	30	앵커리지
접속교	트러스교	720	강관말뚝(t28mm) + 콘크리트 속채움	2,500	15	경사말뚝
	강상형교	5,800	강관말뚝(t28mm) + 콘크리트 속채움	2,500	10~14	경사말뚝

2.4 복합소재(FRP)말뚝

1. 연구현황

현재 대부분의 구조물에 사용되는 재료는 콘크리트 또는 강재이다. 그러나 해양 환경에 노출되는 강재말뚝은 다른 환경에 비해서 빠르게 부식되기 때문에 항만 및 해상 공사에서 방식공사로 인한 추가 유지관리비지출이 필요하다. 또한 콘크리트말뚝도 해수에 의한 염해로 열화현상 발생과 철근의 부식으로 인한 유지관리의 문제점을 갖고 있다. 강재말뚝에 대한 부식의 예는 [그림 2.34]와 같고, 콘크리트말뚝의 열화와 부식의 예는 [그림 2.35]와 같다. 이러한 문제점을 근본적으로 해결하기 위하여 선진국에서는 경량, 내부식, 고강도의 특성을 갖고 있는 복합소재(FRP)말뚝을 사용하고 있다. 국내의 경우 기존에는 부식 및 방식공법에 대한 연구를 피복에 중점을 두고 있었으나 근래에는 이를 근본적으로 해결하기 위한 연구에 초점을 맞추고 있다.



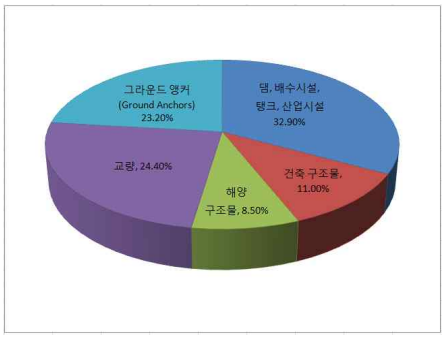


[그림 2.34] 강재파일의 부식 [그림 2.35] 콘크리트 파일의 열화, 침식, 철근부식

FRP 말뚝은 고내구성과 내부식성이기 때문에 콘크리트 충진 FRP 말뚝을 이용하여 항만 구조물인 안벽을 시공하는 경우 해수에 대한 우수한 내부식성을 가지게 된다. 그러므로 종래의 강관말뚝 및 콘크리트말뚝이 가지는 외부환경에 의한 강재의 부식이 발생하지 않으므로 구조물의 내구연한을 증대시킨다. 따라서 방식 및 유지관리에 대한 추가적인비용을 절감 할 수 있다. 또한 FRP는 고강도이기 때문에 구조안전성과 충진 콘크리트에 대한 구속효과가 생겨 연성증가와 내진성 향상이 기대되며, 경량 특성으로 시공이 간편하고 운송비 및 시공비가 절감된다. 이러한 FRP말뚝의 탄소섬유는 국내에서 생산되나 아라미드섬유 등은 국내에서 생산되지 않기 때문에 생산단가가 높아 건설용으로 사용하기에는 이른 것으로 판단된다. 그러나 유리섬유는 100% 국산화되어 있고 가격이 상대적으로 낮아 경제적인 측면에서 건설재료로의 활용성이 높은 것으로 평가된다. 현재 유리섬유는 고가의 기계장비에 사용될 뿐 아니라 플라스틱과 혼합하여 강화플라스틱 (FRP, Fiber Reinforced Plastic)으로도 사용될 수 있다. 이는 수밀성과 내부식성으로 반영구적 사용이 가능하여 Ground Anchors, FRP Pipe등 여러 분야에서 보편화 되어 있다. 최근에

는 말뚝에 대한 연구와 실험이 계속 진행 되고 있다.

국외의 경우에도 FRP의 사용은 여러 분야에서 적용되고 있는데 일본의 경우 FRP의 활용 분야는 [그림 2.36]과 같다. 일본의 FRP 활용 범위를 보았을 때 댐과 같이 부식이 우려되는 분야에서 많이 사용되고 있으며 해양 구조물에 대한 사용량이 증가하고 있다. 특히 말뚝의 사용이 대두되고 있는 해양 구조물의 경우 FRP말뚝에 대한 기준을 정하여 설계에 적용하고 있다.

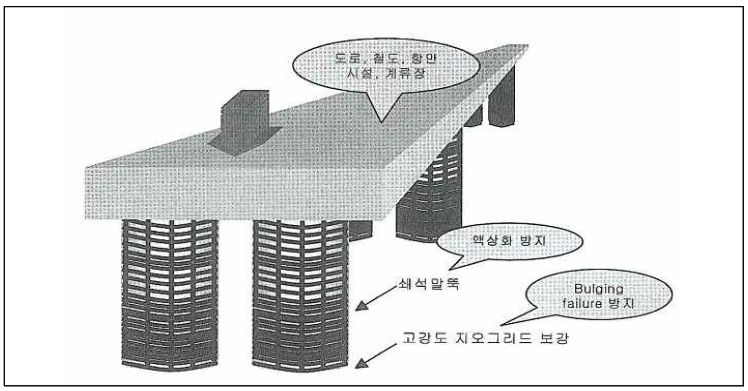


[그림 2.36] 일본의 FRP 사용 분야

2. 적용공법

가. 고강도 지오그리드 보강 쇄석말뚝(Stone Column)공법

탄소섬유를 이용해 매립지와 같은 연약지반을 보강하는 공법으로 탄소섬유로 고강도 지오그리드망을 만들어 쇄석말뚝의 외부를 감싸서 팽창을 억제시킨다. 이러한 고강도 지오그리드 보강 쇄석말뚝의 구조는 [그림 2.37]과 같다. 노후 된 콘크리트 구조물의 보강에 탄소섬유 복합재료(CFRP) 긴장재를 이용하여 표면매립 긴장공법을 적용할 경우 보강효율 30% 향상, 공사기간 20% 단축이 가능하고 처짐 및 균열 등에 대한 저항도 크게 개선시킬 수 있다.



[그림 2.37] 지오그리드 보강 쇄석말뚝 공법
(Geogrid Reinforced Stone Column, GRSC)

나. 재생플라스틱을 사용한 방충 파일

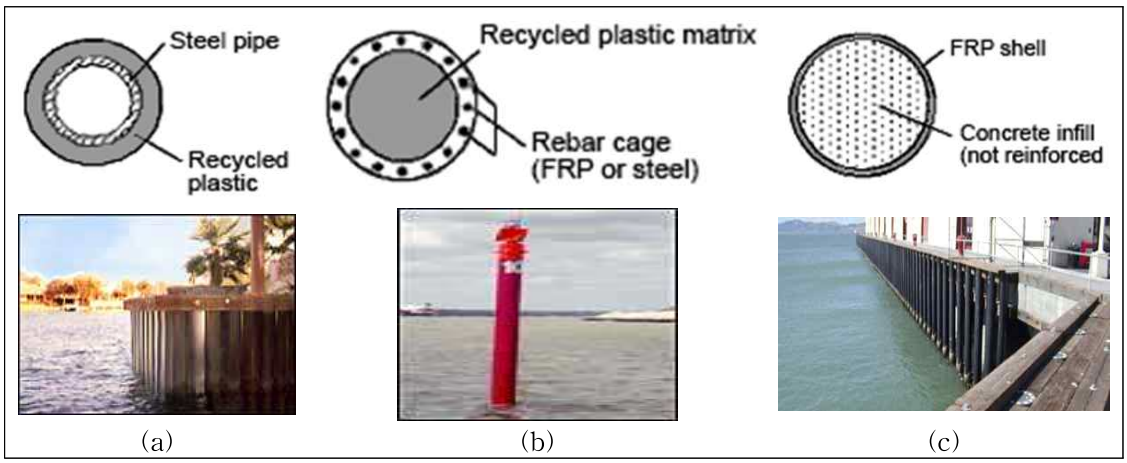
재활용 플라스틱의 외피에 강관 코어를 결합한 형태로 그림 2.38(a)와 같다. 여기서 플라스틱 외피는 강관을 보호하며, 강관 코어는 강도를 구현한다. 플라스틱 외피를 제거하면 강관 말뚝과 같은 형태가 되는데 말뚝이 물에 노출되는 부분에만 이 공법을 적용한다면 재료의 과소비를 줄일 수 있어 경제적이라 할 수 있다.

다. 강화 폴리머 메트릭스 파일

재활용 폴리머에 FRP Rods 또는 철근으로 결합된 외피를 결합 하는 형태이다. 이러한 형태의 전형적인 구조는 [그림 2.38(b)]와 같다. 강화 폴리머 메트릭스 파일의 두드러진 특징은 FRP Rods가 보강재의 기능을 100% 재활용 할 수 있다는 점이다. 이때 폴리머 구조체의 내구성을 향상시키기 위하여 FRP 커버는 화학적인 현상을 차단한다. FRP 말뚝은 방파제, Dolphin 구조, 잔교 등의 중심 재료인 목재, 철강, 콘크리트의 대안으로 사용되어진다. 또한 FRP말뚝은 그 역사는 짧지만, 해양건축물에서 발생하는 목재, 철강, 콘크리트의 부식문제를 해결할 수 있다. 현재 이러한 형태의 FRP말뚝은 북미 지역에서 대두되고 있는 Waterfront에 적용되고 있다.

라. 콘크리트 충진 유리섬유 FRP말뚝

콘크리트 충진 유리섬유 FRP말뚝의 구성은 크게 FRP Shell (or Tube)와 무근콘크리트로 구분되어 [그림 2.38(c)]와 같은 형태를 가진다. 여기서 외부의 FRP Shell의 기능은 콘크리트의 인장강도 보강과 부식방지이며, 콘크리트는 압축력을 지탱한다.

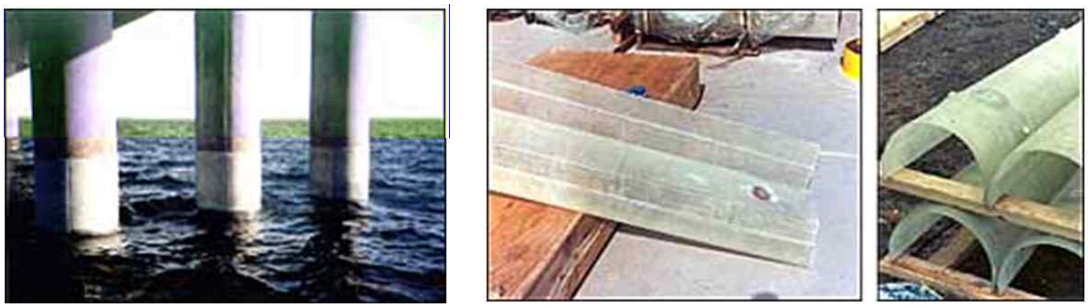


[그림 2.38] 복합재 외부보강 파일

마. FRP 피복보강공법

FRP 피복보강공법은 해양 말뚝 또는 플랫폼 기둥과 같은 해양 구조물들이 겪는 해수로 인한 부식 및 침식의 문제를 해결할 수 있는 고급해결책이다. 해양 환경에 놓아진 콘크리트 구조물들은 부식의 진행과 균열에 대해 취약할 수밖에 없다. 방식보강이 되지 않은 강 구조물들 역시 급속히 부식된다. 보강을 위한 대안으로 사용되는 방수재 또는 콘크리트 코팅은 파도의 힘을 견디지 못하는 것이 증명되었다.

FRP 피복보강은 성형된 파일에 FRP 피복재를 주위에 덧씌우는 것이다. FRP 피복보강공법이 적용된 모습과 APE FRP 피복은 [그림 2.39]와 같다. FRP 피복재는 반투명하여 다이버들에게 시공과정을 모니터링 할 수 있도록 하고 있다. FRP 피복재는 견고하고 매우 낮은 침투성을 가지고 있으며 해수에 내구성을 가지고 있다. 설치가 간단하고 오랜 기간 동안 콘크리트 구조물을 보호하기 위해서는 유지보수가 필요하다. 이 공법은 H파일이나 강관 파일, 탱크, 맨홀, 빔 등에 사용가능하다.



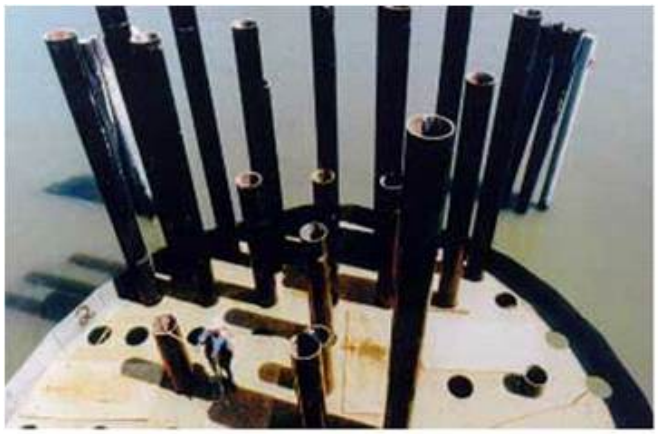
FRP 피복보강 APE FRP 피복

[그림 2.39] FRP 피복보강 사례

3. 적용사례

가. 미국 Delaware주 Cape May-Lewes Ferry현장 신소재 해상말뚝

1996년 Delaware에서는 Cape May-Lewes Ferry 공사에 Hardcore Composites사에서 만든 18개의 유리섬유 말뚝을 [그림 2.40], [그림 2.41]과 같은 형태로 시공하여 기존의 목재 말뚝과 교체하였다. FRP말뚝은 직경 324mm, 길이 20m, 중량 3,180N이다. 진동 해머로 항타한 후 각각의 말뚝은 13.6kN의 콘크리트로 채워졌다. 이 FRP말뚝은 목재말뚝보다 4배의 휨강성과 3배의 강도를 나타내었으며 1년 이상의 사용 후에도 열화징후 및 접안충격에 의한 마모가 보이지 않았다.



[그림 2.40] 미국 Delaware의 돌핀에 시공된 FRP말뚝



[그림 2.41] 돌핀에 항타 완료된 상태의 FRP말뚝

나. 재생 플라스틱을 사용한 방충말뚝

재생 플라스틱을 이용한 FRP말뚝은 1985년부터 개발되어 현재 미국의 많은 부두에서 사용되고 있다. 플라스틱말뚝 중 미국 Virginia주의 Clearbrook에 소재한 Seaward

International사에서 제작한 해상말뚝은 고밀도 재생 폴리에틸렌과 유리섬유 보강근 또는 철근으로 보강된 FRP말뚝이다. 'SEA PILE' 라고 알려진 이 말뚝은 이음새 없이 단일부재로 사출 성형되어 구조적 강성을 증가시켰다. 이 말뚝은 주로 선박 접안시 충격흡수를 위한 방충말뚝으로 이용되며 소형구조물인 경우 지지말뚝으로도 사용된다. 재생 플라스틱의 원료는 우유통, 낡은 플라스틱 용기 및 쥬스통 등을 이용한 친환경 공법이다. 30cm 길이의 말뚝제작에 약 240개의 1갤론 우유통이 사용되며, 18m길이의 말뚝 1개 제작에는 약 15,000개의 우유통이 쓰이게 된다.

다. 미국 California주 Port Hueneme Pier 잔교

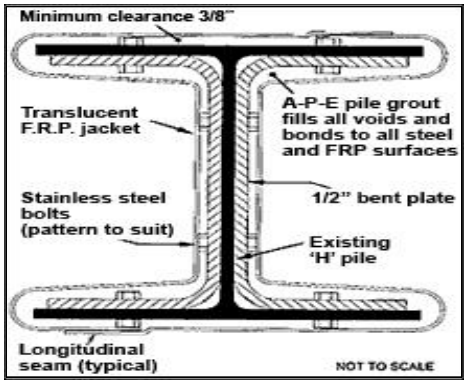
1994년 미국 California주의 Port Hueneme Pier에 건설된 시험 잔교에는 탄소섬유가 프리스트레스 긴장재로 사용되었는데 35cm×35cm 정방형으로 된 14m의 프리스트레스 콘크리트말뚝 12본이 사용되었다. 잔교 바닥판은 폭 3m, 두께46cm로 된 두 개의 패널로 이루어졌고 각각의 바닥판은 90개의 탄소섬유 긴장재로 프리텐션 되었다. 일반적인 강재 프리스트레스 긴장재는 부식되기 쉬우나 FRP 긴장재를 사용한 경우 내부식 특성에 의해 유지보수에 필요한 많은 비용을 절감할 수 있다. 특히 실험실과 현장에서 많은 실험을 통해 복합소재 프리스트레스 부재의 성능이 입증 되었으므로 FRP 긴장재를 이용한 프리스트레싱 기법은 신뢰성을 갖게 되었다.

라. 미국 Baltimore Harbour 보수공사

미국의 Baltimore Harbour의 보수공사에서 FRP 피복보강공법이 적용되었다. Baltimore Haber 보수공사에서 수중검사를 하는 동안 수면 밑 1.2~1.5m 지점에서 H말뚝이 부식된 것을 발견하였다. 이에 대한 대안으로 12.7mm의 얇은 판을 Flange와 Web에 부착하여 보강하였으며 FRP 피복보강공법(APE)을 이용하여 강철을 피복하였다. 이때 FRP 피복은 반투명한 소재로 말뚝 모형에 맞게 성형 가능하다. 이 공사는 1992년에 완료 되어 현재까지도 잘 보존 되고 있으며, Baltimore Harbour의 형태는 [그림 2.42]와 같다.







[그림 2.42] Baltimore Harbour 기초 FRP 보수 공사

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

Ⅰ. 섬유강화복합재

FRP의 강도 및 역학적 성질은 사용되는 보강섬유의 종류, 매트릭스의 종류, 제조방법에 따라 큰 차이를 나타내며, 자외선, 습도 등의 외부환경의 영향 또한 역학적 성질을 변화시키기도 한다. 따라서 구조물에 FRP를 적용할 경우 적용되는 구조물의 용도와 그에 부합되는 FRP의 종류 및 특성에 대해 정확히 파악하여 사용해야 한다(박, 2010; 안 2011). 이 연구에서는 섬유강화복합재의 특성에 대해 조사하였으며, HCFFT에 사용되는 FRP에 대한 역학적 성질을 파악하기 위한 시험을 실시하였다.

Ⅰ-1. FRP의 생산방법

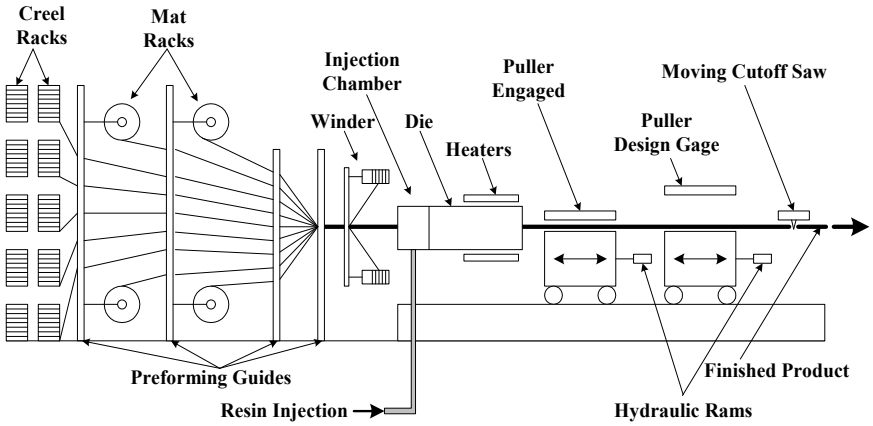
FRP는 하중을 전달하는 보강섬유와 레진으로 구성되며, 역학적 성질은 레진, 보강섬유의 종류 및 배치방향, 제조방법 등에 따라 결정된다. 특히, 보강방법에 따라 보강섬유의 방향이 결정되므로 구조물에 적용하기 앞서 구조물의 용도 및 구조거동에 맞는 FRP 제조방법의 결정이 중요하다. 건설분야에 사용되는 FRP의 생산공정에 대해 간략히 설명하면 다음과 같다.

가. 펄트루젼공정(Pultrusion Process)

펄트루젼공정에 의해 생산된 FRP는 내부식성, 비자성, 비전도성, 단위중량당 강도 및 강성이 크다는 장점뿐만 아니라 추가적으로 해석과 설계가 비교적 용이하고 생산에 있어서 경제적으로 유리하기 때문에 건설분야에서 구조재 및 보강재로 주목을 받고 있다. 1960년대 처음으로 소개된 펄트루젼공정은 계속적으로 연구, 개발되어 현재에도 꾸준히 사용하고 있는 방법으로 생산공정을 [그림 1.1]에 간략히 나타내었으며, 각 단계별 공정은 [그림 1.2]와 같다(Babero, 1998). [그림 1.1]에서 펄트루젼공정은 기계장치에 의해 필라멘트나 선형의 섬유에 수지가 스며들게 한 후 일정한 단면을 가진 가열된 금속형틀 속으로 연속해서 공급하여 성형된 제품이 작업대를 빠져나오면 절단톱에 의해 필요한 길이로 자르는 방법으로 인발성형이라고도 하며, 일정한 단면을 가진 부재를 경제적으로 생산할 수 있는 방법이다. 또한 금속형틀 내부에 가열한 봉을 설치하여 속이 빈 부재나 복잡한 형상의 단면도 제작할 수 있고 여러 가지 변형을 통해 부재의 축이 곡선인 부재를 생산해 낼 수 있는 방법도 개발되었으나 대부분의 경우 직선의 제품을 주로 생산한다. 이 방법은 부재의 축방향으로 보강섬유가 배치되므로 축방향의 강도와 강성은 높으나 그 직각방향의 강도와 강성은 비교적 낮은 단점이 있기 때문에 건설분야에서 구조재 및 보

강재로 사용할 경우 구조물의 거동을 충분히 파악한 후 적절히 사용해야 한다.

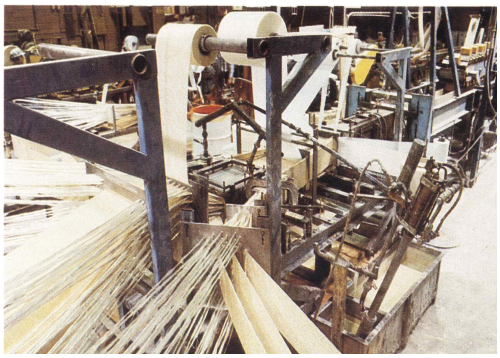
압축에 비해 현저하게 낮은 인장강도를 나타내는 콘크리트를 구조재로 사용할 경우 보통 인장부를 보강하며, FRP 제조방법 중 임의의 방향으로 충분한 강도를 확보할 수 있는 펄트루전공정에 의해 생산된 부재가 보강재로 적합하다고 할 수 있다.



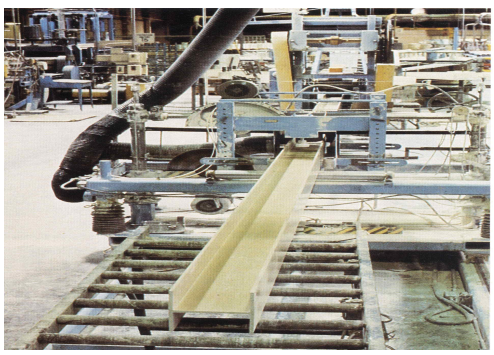
[그림 1.1] 펄트루전공정



(a) 보강섬유 공급 공정



(b) 보강섬유 함침, 성형, 경화 공정



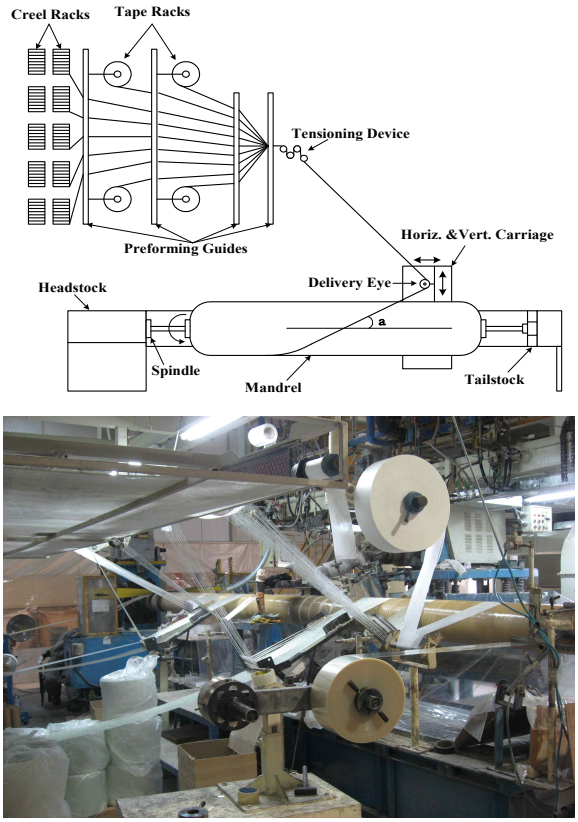
(c) 절단, 이송 공정

[그림 1.2] 펄트루전 생산공정(Babero, 1998)

나. 필라멘트와인딩 공정(Filament Winding Process)

필라멘트와인딩 공정은 단면형상을 유지시킬 수 있는 맨드렐(Mandrel)주위를 수지가 함침된 연속섬유로 감아서 주로 파이프나 압력용기, 로켓 모터케이스 등과 같은 축대칭 폐단면 복합재를 제조하는 방법으로 토목건설분야에서는 기둥, 파일 등과 같은 대형 폐단면 구조부재의 제조에 사용된다. 필라멘트와인딩 공정은 맨드렐의 길이에따라 FRP 부재의 축방향 길이가 결정되었으나 최근 연속 와인딩 공정이 개발되어 축방향 길이에 관계없이 생산이 가능하여 경제성이 매우 향상되었다.

필라멘트와인딩 공정은 보강섬유가 주로 원주방향으로 배치되기 때문에 펄트루젼 공정과는 달리 원주방향의 강도 및 강성이 뛰어나므로 내압을 받는 부재나 심부를 구속하는 부재에 사용하기 편리하다. 원주방향의 강도 및 강성은 보강섬유의 배향각과 보강량에 따라 결정되는데 제조공정에서 배향각(와인딩 각도)은 멘드렐이 부재의 길이방향과 거의 일치하게 감는 축방향 와인딩에서 축에 거의 수직으로 감는 원주방향 와인딩까지 맨드렐의 회전속도와 캐리지(Carriage)의 이동속도비에 따라 조절할 수 있다. 그러나 실제로 필라멘트와인딩 공정에 의한 튜브형태의 부재는 축방향 와인딩이 쉽지가 않으나 원주방향 섬유배치가 용이하며, 연속된 섬유를 와인딩함으로써 섬유구조가 치밀하고 적절한 인장력을 도입할 수 있어 내압을 받는 원형단면 부재의 제작에 적합하다. 필라멘트와인딩 공정의 개요 및 필라멘트 와인딩 제품의 생산과정은 [그림 1.3]에 나타내었다.

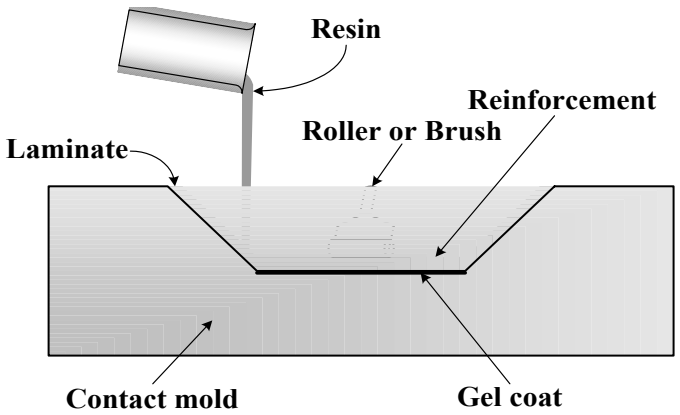


[그림 1.3] 필라멘트 와인딩 공정

다. 핸드레이업 공정(Hand Lay-up Process)

핸드레이업 공정은 유리섬유매트나 직물을 이형 처리시킨 몰드에 놓은 후, 수지를 Brush나 Roller를 이용하여 함침시키고, 불필요한 기포를 제거하면서 계획한 두께까지 적층하여 경화시킨 후 완성품을 얻는 방법이다. 이 방법은 FRP의 전통적인 접합방법으로 사용되고 있는 방법으로 공정의 개요를 [그림 1.4]에 나타내었다(Babero, 1998).

핸드레이업 성형과정은 먼저 제품표면을 매끄럽게 하기 위해 겔코트(Gel Coat)를 바르거나 아주 얇은 매트를 수지량이 많이 포함되도록 적층시킨다. 표면층 위에 유리섬유매트 또는 직물을 금형에 한 장씩 놓은 후 Roller나 Brush를 사용하여 열경화성 수지를 함침시킨다. 이때 여분의 수지와 기포를 충분히 제거해야 재료의 역학적 성질을 향상시킬 수 있고, 주로 상온에서 3~7일 정도의 경화시간이 요구된다. 또한, 핸드레이업공정은 생산성이 낮으므로 소량생산에 적합한 공정이고, 생산된 제품은 생산자의 기준에 따라 품질에 큰 차이를 나타내므로 품질관리가 매우 중요하다.



[그림 1.4] 핸드레이업 공정(Babero, 1998)

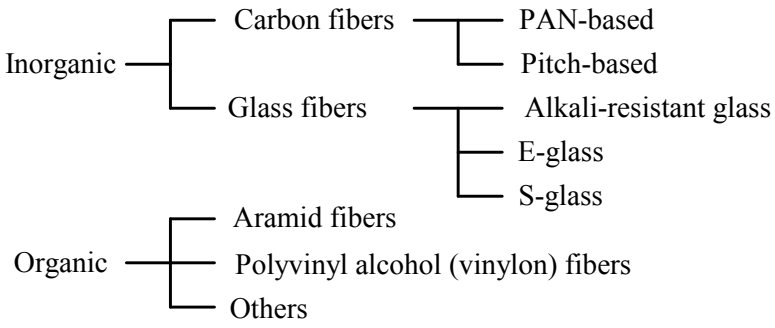
Ⅰ-2. FRP의 구성재료

FRP의 역학적 성질 이미 설명한 바와 같이 구성재료의 종류 및 특성에 따라 매우 큰 차이를 발생시킨다. 특히, 하중전달의 역할을 하는 보강섬유의 종류는 FRP의 역학적 성질을 변화시키는 주요변수라 할 수 있으며, 습도, 염화물 등 화학적 성질에 대한 저항성도 FRP를 구성하는 재료에 크게 좌우되므로 구조물이 놓이는 주변환경 등 에 맞는 FRP를 사용해야 한다.

가. 보강섬유

FRP내의 보강섬유는 주로 하중을 전달하는 역할을 하는 요소로서 현재 국내의 건설분

야에서 주로 사용되고 있는 보강섬유의 종류는 유리섬유(Glass Fiber), 보론섬유(Boron Fiber), 그래파이트섬유(Graphite), 탄소섬유(Carbon Fiber), 아라미드섬유(Aramid Fiber) 등이 있다. 보강섬유의 구분은 [그림 1.5]에 나타내었다. 특히, 콘크리트 구조부재의 보강용으로는 유리섬유, 탄소섬유, 아라미드섬유가 대부분을 차지하고 있으나 경제적 효유성과 레진과의 부착성 때문에 건설분야에서는 주로 유리섬유가 사용된다.

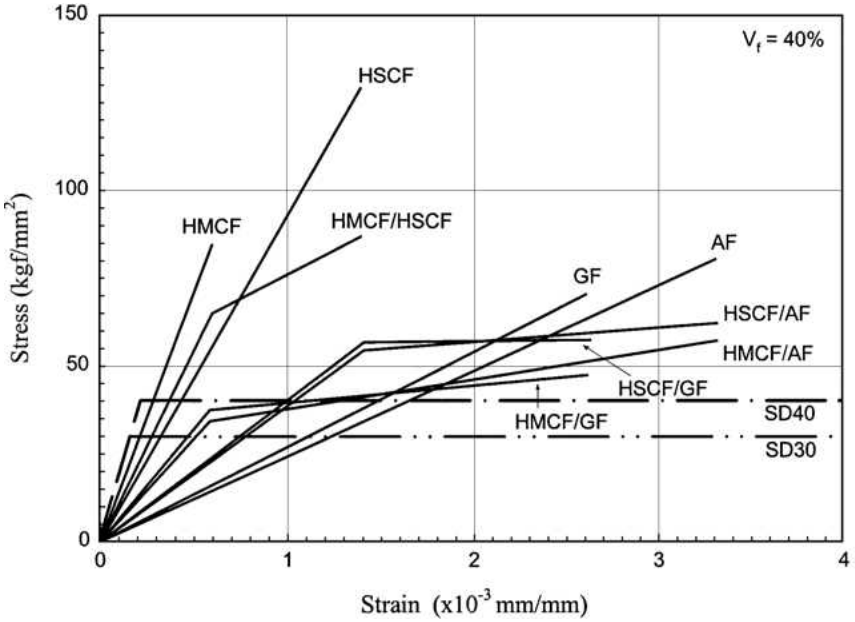


[그림 1.5] 보강섬유의 종류(안, 2011)

역학적 특성에서 강도와 강성은 탄소섬유가 가장 크며, 강도와 강성이 탄소섬유보다는 작으나 인성이 큰 재료를 필요로 하는 경우에는 아라미드섬유가 가장 적합하다고 할 수 있지만 습기에 약하다고 알려져 있다. 역학적 특성 외에도 고려해야 할 물리적, 화학적 특성으로는 열팽창계수, 각종 화학성분과의 반응 여부, 구조재료가 태양에 노출되었을 경우 자외선에 의해 노화되는 속도 등도 있다. 따라서, 사용할 섬유를 선택할 경우에는 섬유의 특성을 신중히 고려하여 검토하여야 한다. 사용되는 보강섬유에 따라 유리섬유를 보강섬유로 사용한 GFRP(Glass Fiber Reinforced Plastic), 아라미드섬유를 보강섬유로 사용한 AFRP(Aramid Fiber Reinforced Plastic), 탄소섬유를 보강섬유로 사용한 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Plastic) 등이 있으며, 두 종류 이상의 보강섬유를 혼합하여 사용한 Hybrid 복합재도 있다(문, 2006). 기존 상용화 되어 있는 복합재인 NAFMAC를 예로서 설명하면 보강섬유에 따른 FRP의 특성은 [그림 1.6]과 같다. [표 1.1]은 최근에 많이 사용되고, 상업적으로 구입이 가능한 섬유의 종류와 특성을 보여준다. [그림 1.6]에서 CF, AF, GF는 각각 탄소섬유, 아라미드섬유, 유리섬유이며 HS, HM은 각각 고강도와 고탄성을 의미한다.

[표 1.1] 상업적으로 구입이 가능한 강화섬유

Fiber	Typical diameter (μm) (직경)	Specific gravity (비중)	Tensile modulous (GPa) (인장강성) ($10^6 psi$)	Tensile strength (GPa) (인장강도) ($10^3 psi$)	Strain to failure (파괴변형률) (%)	Coefficient of thermal expansion	Poisson's ratio (포아송비)
Glass							
E glass	10(round)	2.54	72.4(10.5)	3.45(500)	4.8	5	0.2
S glass	10(round)	2.49	86.9(12.6)	4.30(625)	5.0	2.9	0.22
PAN-carbon							
T-300 (Amoco)	7(round)	1.76	228(33.5)	3.2(470)	1.4	-0.1 to -0.5 (longitudinal) 7 to 12 (radial)	0.2
AS (Hercules)	7(round)	1.77	220(32)	3.1(450)	1.2	-0.5 to -1.2 (longitudinal) 7 to 12 (radial)	
T-40 (Amoco)	6(round)	1.81	276(40)	5.65(820)	2.0		
HMS (Hercules)	7(round)	1.85	344.5(50)	2.34(340)	0.58		
GY-70 (Celanese)	8.4(bilobal)	1.96	483(70)	1.52(220)	0.38		
Pitch-carbon							
P-55 (Amoco)	10	2.0	380(55)	1.90(275)	0.5	-0.9 (longitudinal)	
P-100 (Amoco)	10	2.15	690(100)	2.2(325)	0.31	-1.6 (longitudinal)	
Kevlar 49 (Dupont)	11.9(round)	1.45	131(19)	3.62(525)	2.8	-2 (longitudinal) +59(radial)	0.35
Boron	140(round)	2.7	393(37)	3.1(450)	0.79	5	0.2
SIC	133(round)	3.08	400(58)	3.44(485)	0.84	1.5	
AI2o3	20(round)	3.95	379.3(55)	1.90(275)	0.4	8.3	



[그림 1.6] 보강섬유의 종류에 따른 FRP의 응력-변형률 관계

나. 수지(Resin or Matrix)

수지는 주로 부재단면의 형상유지와 보강섬유를 보호하는 역할을 하는 요소로서 크게 열경화성 수지(Thermosetting Plastic)와 열가소성 수지(Thermoplastic)로 분류된다. 열경화성 수지는 한번 성형되면 다시 열을 가해도 액상화 하지 않으나 열가소성 수지는 굳은 후 다시 열을 가하면 쉽게 액상화 하는 경향이 있다. 수지의 종류는 [표 1.2]와 같다.

[표 1.2] 수지의 종류

고분자	열경화성 고분자 수지 (Thermoset Polymers)	에폭시(Epoxy)	주로 우주, 항공기에 사용
		폴리에틸렌 (Polyester)	자동차, 선박, 화학, 화공, 전기, 토목, 건축
		비닐에스테르 (Vinylester)	
		페놀(Phenolics)	BMC 제조에 사용
		폴리이미드 (Polyimides)	높은 온도의 우주용으로 사용 (온도 범위가 250℃~400℃)
		PBI, PPQ 등	
	열가소성 고분자 수지	나일론, 열가소성 폴리에스테르, 폴리카보네이트, PPS 등	
금속	알루미늄 합금, 타이타늄 합금, 마그네슘 합금, 니켈계통의 슈퍼합금, 스테인리스강		
세라믹	알루미나(Al2O3), 탄소(C), 실리콘카바이드(SiC)		

건설분야에서 주로 사용되는 매트릭스 수지는 열경화성 수지로서 그 종류는 다양하나 보통 폴리에스테르(Polyester), 비닐에스테르(Vinylester), 에폭시(Epoxy), 페놀(Phenolics)

수지 등이 많이 사용된다. 이들 매트릭스 수지는 역학적 성질이나 온도에 대한 성질 그리고 여러 가지 환경에 대응하는 성질이 서로 다르기 때문에 매트릭스 수지의 선택 또한 매우 중요하다. 건설 분야에서 가장 많이 사용되는 열경화성 수지는 가격이 저렴한 폴리에스테르이나 경우에 따라서는 비닐에스테르와 에폭시 수지도 많이 사용된다. 열에 대해서 가장 안전한 수지는 페놀계 수지로서 화재의 위험성이 큰 곳에 주로 사용되나 경제적으로 가장 비싼 편이다.

Ⅰ-3 FRP의 역학적 성질에 영향을 주는 환경요인

FRP 복합재의 역학적 성질에 영향을 주는 환경요인은 온도 및 습도를 포함하여 사용용도에 따라 여러 가지가 있다. 이러한 환경요인들은 상호 복합적으로 발생하기 때문에 각 요인이 미치는 영향을 각각 독립적으로 계산하기는 매우 어렵다. FRP 복합재의 역학적 성질에 영향을 주는 환경요인들에 대해 간략히 정리하면 다음과 같다.

가. 수분(습도, Moisture)

FRP 복합재의 과도한 수분 흡수는 강도와 강성을 감소시키는 요인이 된다. 습윤조건에서 매트릭스 수지에 흡수된 수분은 보강섬유에 전달된다. 수분의 흡수로 인해 수지의 체적이 증가하며, 섬유와 수지의 경계면에서 분리가 발생할 수 있다. 또한, 수분의 흡수는 매트릭스 수지의 성질을 변화시켜가며 부분적인 변형을 유발하는 원인이 되기도 하기 때문에 사용될 환경조건을 고려해야 한다.

나. 온도(Temperature)

FRP 는 고온의 열에 대한 저항성을 필요로 하는 구조물에는 사용하지 않도록 권장하고 있다. FRP Re-bar의 경우 콘크리트 속에 묻혀 있으므로 온도가 어느 정도 증가하더라도 연소되지는 않지만 과도한 열에 의해 일정 온도에 도달하면 이 열에 의해 재료의 성질이 변하여 강성이 현저히 저하되고, 따라서 유연해질 수 있기 때문이다. FRP를 구성하는 폴리머계 수지가 유연해지는 온도는 수지의 종류에 따라 다르며, 일반적으로 65~120°C (150~250°F)이다. 보강섬유는 수지보다는 열에 대한 저항성이 크지만 고온하에서 FRP의 강도와 탄성계수가 감소하게 된다. 기존 연구결과에 따르면 GFRP와 CFRP Re-bar의 경우 온도가 약 250 °C (480 °F)까지 증가하면 인장강도가 약 20 %정도 감소한다고 보고된 바 있다(ACI Committee 440, 2008). 따라서 고온에 대한 저항을 필요로 하는 구조물에서는 보강섬유 및 수지의 종류를 신중히 고려할 필요가 있다.

다. 자외선(Ultraviolet Ray)

자외선은 특정 폴리머계 수지 및 유리섬유에 대해 화학반응을 일으키는 원인이 되며, 그 결과 역학적 성질을 변화시키게 된다. 이러한 자외선에 대한 영향을 감소시키기 위해 적절한 첨가제를 매트릭스 수지에 첨가하여 사용하기도 하지만 FRP Re-bar로 콘크리트를 보강하는 경우 적절한 피복두께를 유지하기 때문에 자외선에 대한 영향은 미소하다. 그러나 FRP 판넬 등이 햇빛에 노출될 경우 시간의 경과에 따라 부재를 구성하는 재료의 역학적, 물리적 성질이 변할 수 있기 때문에 차광페인트 또는 첨가제를 수지에 혼입하는 등의 추가적인 조치가 필요하다.

라. 알카리(Alkali)

시멘트 내의 알카리 성분은 콘크리트 내의 골재를 구성하는 화학성분과 반응(알칼리-골재 반응)하여 골재의 파쇄를 일으키고 그에 따른 부피의 팽창에도 영향을 주지만 유리섬유 내의 화학성분과도 화학반응을 일으켜 알카리-골재 반응과 유사하게 유리섬유의 역학적, 물리적 성질을 변화시킨다고 알려져 있다. 그러나 유리섬유의 경우 매트릭스 수지와 잘 부착되는 성질을 가지고 있으므로 적절한 품질관리를 통해 알칼리의 침투를 막을 수 있다.

Ⅰ-4. HCFFT 구성 재료의 역학적 성질

HCFFT는 압축하중에 저항하는 콘크리트와 필라멘트 와인딩 FRP (Filament winding FRP, FFRP)와 휨모멘트에 저항하는 펄트루젼 FRP (Pultruded FRP, PFRP)로 구성되어 있는 복합재 합성 말뚝이다. 따라서 HCFFT의 구조적 성능을 검증하기 위한 실험 및 해석적 연구를 수행하기 위해서는 HCFFT를 구성하는 재료들의 역학적 성질을 파악하여야 한다. HCFFT를 구성하는 콘크리트, FFRP, PFRP의 역학적 성질을 확인하기 위한 실험 과정 및 결과는 다음과 같다.

가. FFRP 인장강도실험

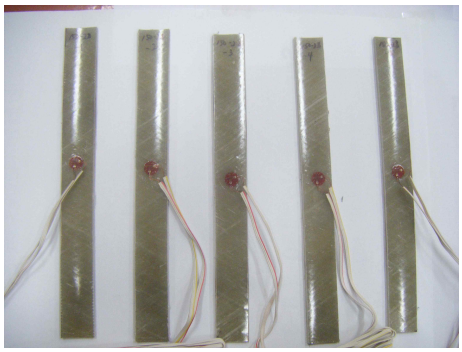
FFRP 인장강도시험은 ASTM D 3039/D 3039 M-00(Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials)을 참고로 하여 홍익대학교 토목공학과 구조재료실험실에서 수행하였다. 인장강도시험에 사용된 시편은 $\phi 150mm$, $\phi 300mm$ 이고 4, 6, 8겹으로 각각 적층한 6종류의 원통관에서 5개씩 시편을 채취하여 제작하였으며, 채취한 시편의 두께와 폭은 [표 1.3]에 정리하였다.

각 시편은 부재 길이방향의 강도와 탄성계수 및 포아송비를 구하기 위해 중앙부분에

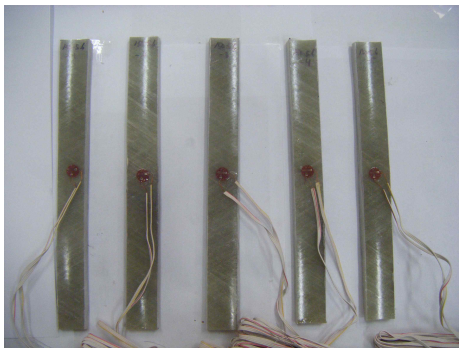
길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하였으며, UTM (Universal Testing Machine)을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 $3mm/min$의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. 인장시편의 형태 및 시험방법은 [그림 1.7]에 나타낸 것과 같다.

[표 1.3] FFRP 인장강도시험 시편치수

시편번호	폭 (mm)	두께 (mm)	단면적 (mm^2)
150-28-1	26.29	3.31	87.00
150-28-2	25.51	3.25	82.89
150-28-3	24.99	3.05	76.20
150-28-4	24.53	3.56	87.33
150-28-5	24.73	3.14	77.65
150-42-1	27.99	4.87	136.29
150-42-2	25.04	4.83	120.92
150-42-3	24.01	4.83	115.94
150-42-4	26.38	4.79	126.36
150-42-5	26.32	4.90	128.97
150-56-1	25.15	7.04	177.02
150-56-2	26.38	6.99	194.08
150-56-3	26.38	7.41	196.92
150-56-4	26.38	7.19	185.93
150-56-5	25.67	7.51	202.43
300-28-1	25.52	3.13	79.88
300-28-2	26.35	2.50	65.88
300-28-3	26.07	3.29	85.75
300-28-4	26.07	3.53	92.03
300-28-5	24.42	3.52	85.96
300-42-1	25.41	6.51	165.42
300-42-2	25.89	6.18	160.00
300-42-3	25.31	6.76	171.06
300-42-4	26.43	6.16	162.78
300-42-5	24.75	5.88	145.53
300-56-1	26.07	8.71	227.03
300-56-2	25.52	8.19	209.01
300-56-3	26.78	8.56	229.24
300-56-4	25.00	8.84	220.96
300-56-5	27.70	8.82	244.27



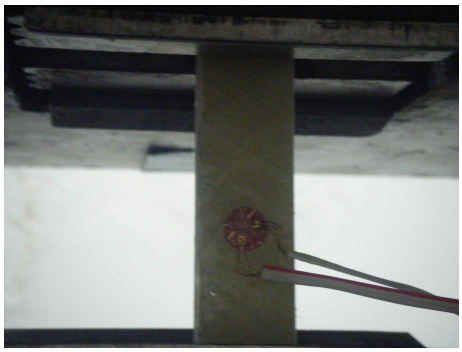
(a) ϕ150×300mm 체취 시편



(b) ϕ300×600mm 체취 시편



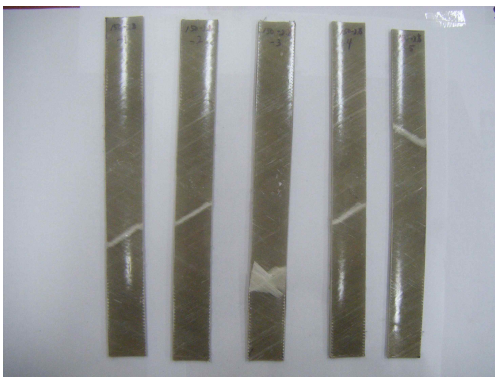
(c) 하중재하방법

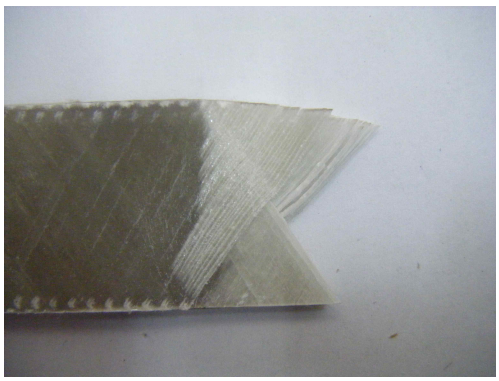


(d) 변형률게이지 부착

[그림 1.7] FFRP 인장강도시편과 시험방법

인장강도 시험결과 모든 시편의 파괴는 [그림 1.8]에 나타낸 바와 같이 섬유배치방향으로 파괴되었다. 시험결과는 [표 1.4]에 정리하여 나타내었으며, 계측기로 측정된 데이터 중 대표적인 결과에 대한 응력-변형률 관계를 [그림 1.9]~[그림 1.14]에 나타내었다. [그림 1.9]~[그림 1.14]에서 우측은 길이방향, 좌측은 길이직각방향으로 부착시킨 변형률게이지로부터 측정한 결과로부터 작성하였다. 또한, FFRP 시편의 길이방향 탄성계수는 ASTM D 3039/D 3039 M-00에서 제한하고 있는 방법을 적용하여 변형률 1,000$\mu\epsilon$~3,000$\mu\epsilon$ 구간에서의 기울기로부터 결정하였다.

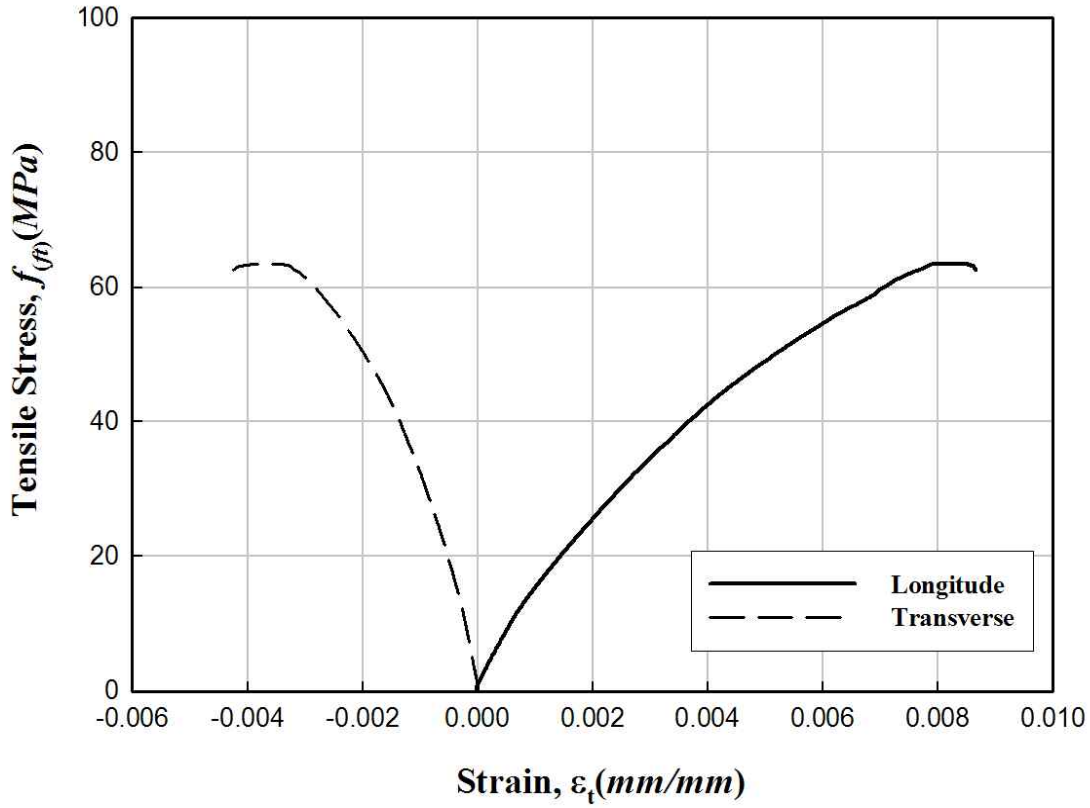




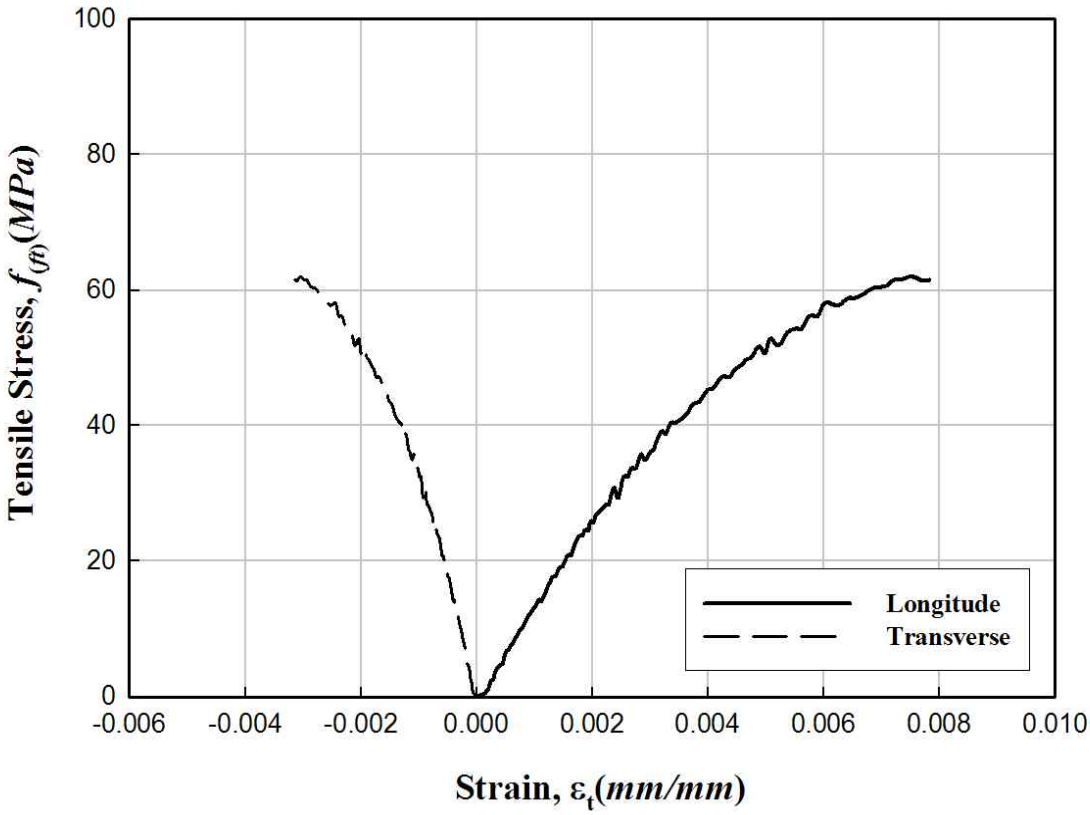
[그림 1.8] FFRP 인장강도시편의 파괴형태

[표 1.4] FFRP 인장강도시험 결과

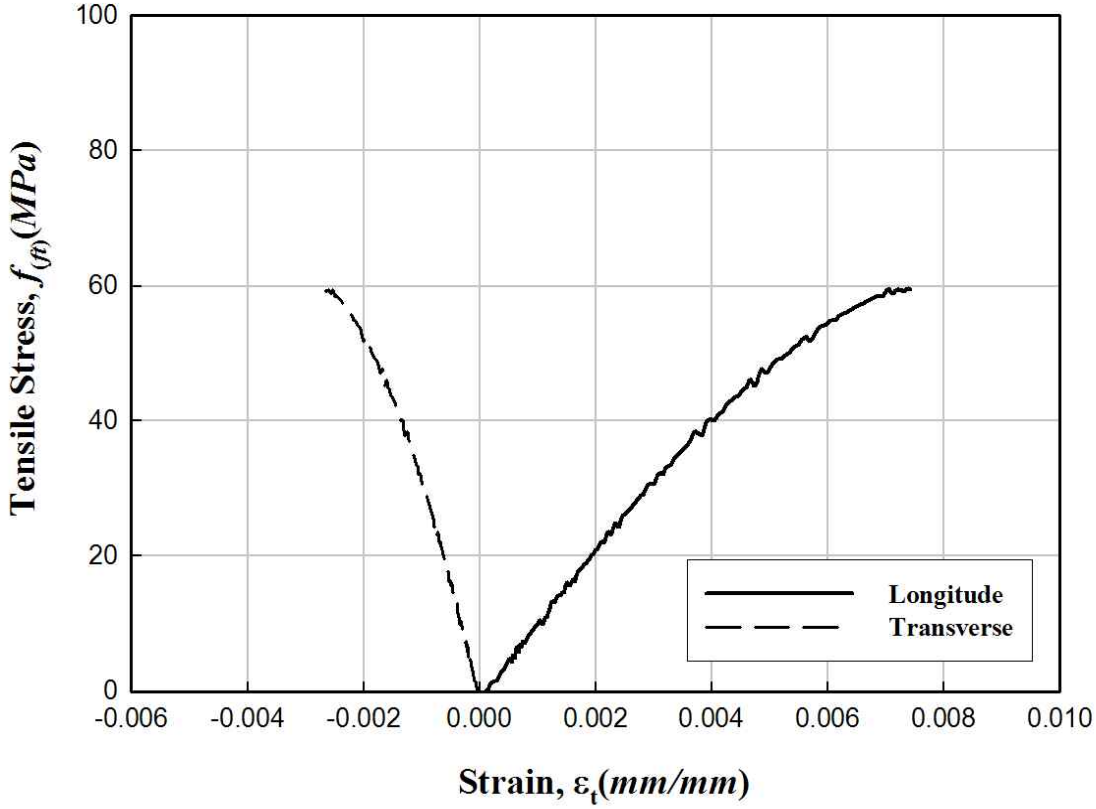
시편번호	인장강도 ($f_{ult(ft)}$, MPa)	탄성계수 ($E_{11(f)}$, GPa)	포아송비 ($\nu_{12(f)}$)
150-28-1	62.75	11.83	0.35
150-28-2	66.95	12.53	0.37
150-28-3	71.12	14.68	0.36
150-28-4	63.51	9.58	0.36
150-28-5	73.34	8.80	0.36
Average	67.53	11.48	0.36
150-42-1	61.82	11.43	0.33
150-42-2	61.99	11.40	0.40
150-42-3	64.82	11.69	0.35
150-42-4	64.35	10.41	0.32
150-42-5	62.55	10.85	0.41
Average	63.11	11.16	0.36
150-56-1	59.60	10.46	0.34
150-56-2	59.35	10.38	0.37
150-56-3	58.22	9.30	0.35
150-56-4	60.17	10.46	0.35
150-56-5	55.60	9.47	0.35
Average	58.59	10.01	0.35
300-28-1	62.71	9.46	0.34
300-28-2	73.42	-	-
300-28-3	62.71	11.37	0.36
300-28-4	60.14	10.23	0.36
300-28-5	57.16	8.45	0.32
Average	63.23	9.88	0.35
300-42-1	52.17	7.63	0.36
300-42-2	55.43	-	-
300-42-3	52.22	7.05	0.36
300-42-4	59.40	9.09	0.37
300-42-5	62.14	11.29	0.36
Average	56.27	8.77	0.36
300-56-1	50.31	9.54	0.38
300-56-2	52.57	9.87	0.41
300-56-3	50.62	10.53	0.42
300-56-4	48.18	8.23	0.41
300-56-5	49.27	7.16	0.33
Average	50.19	9.07	0.39



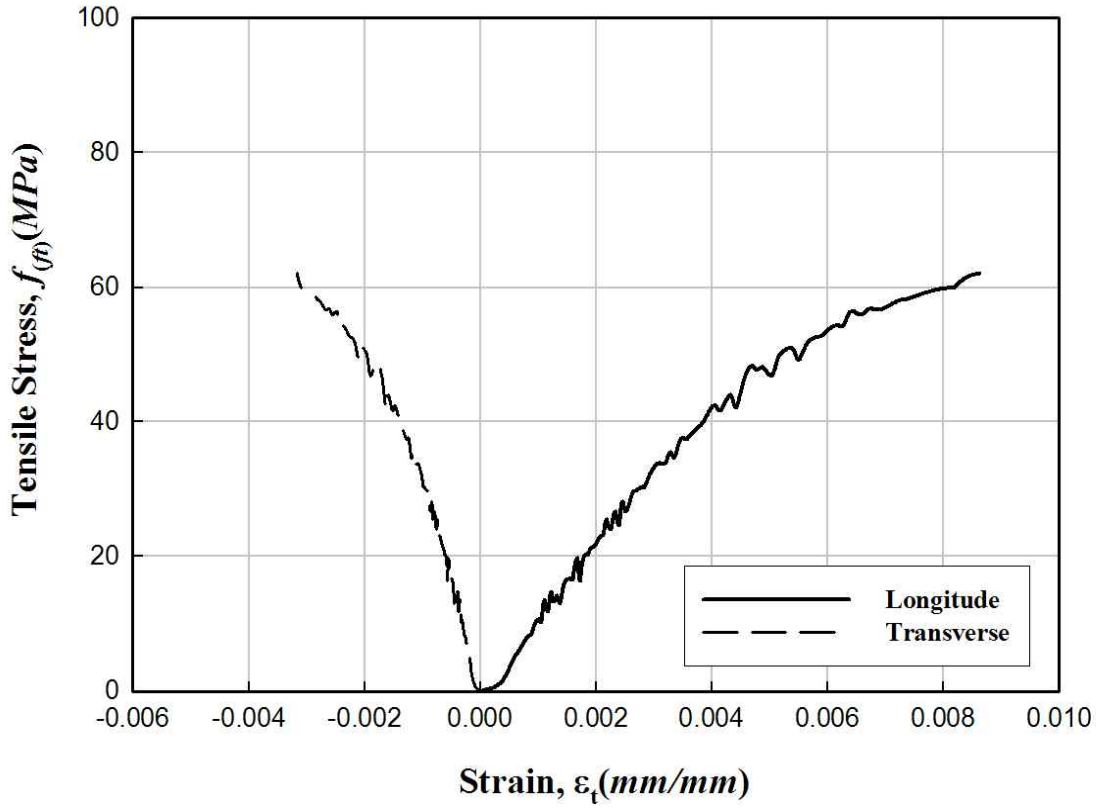
[그림 1.9] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 관계(150-28)



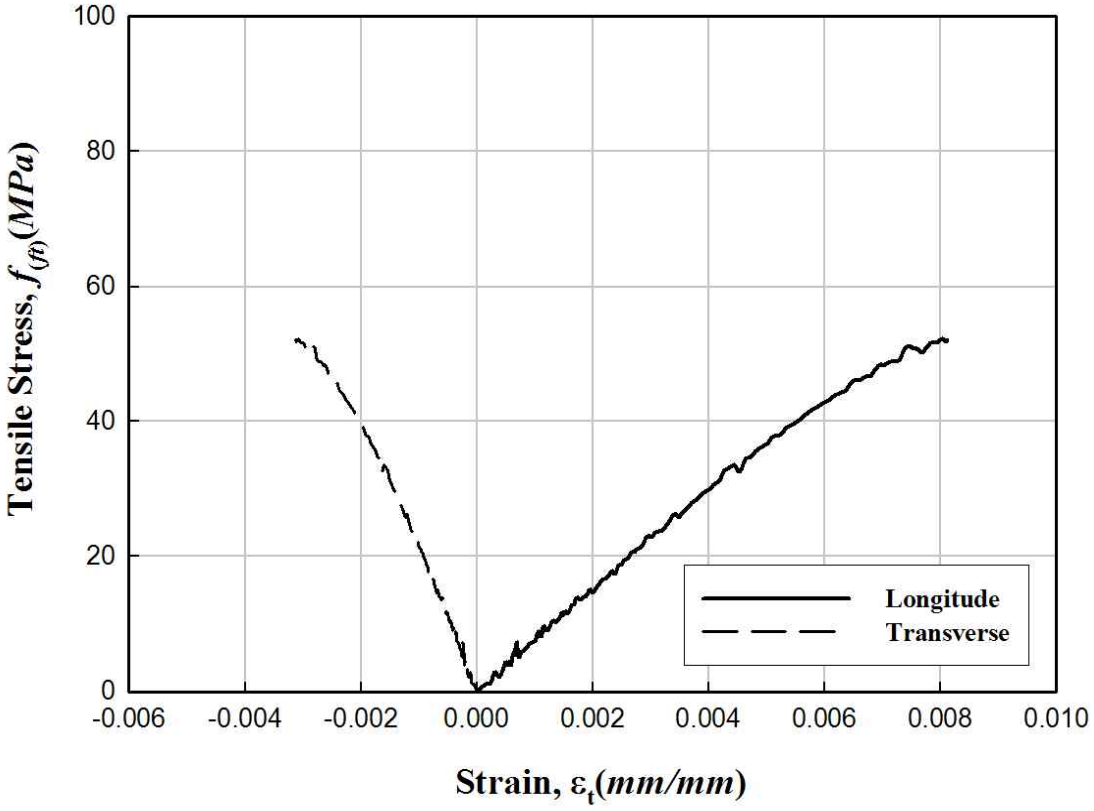
[그림 1.10] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 곡선(150-42)



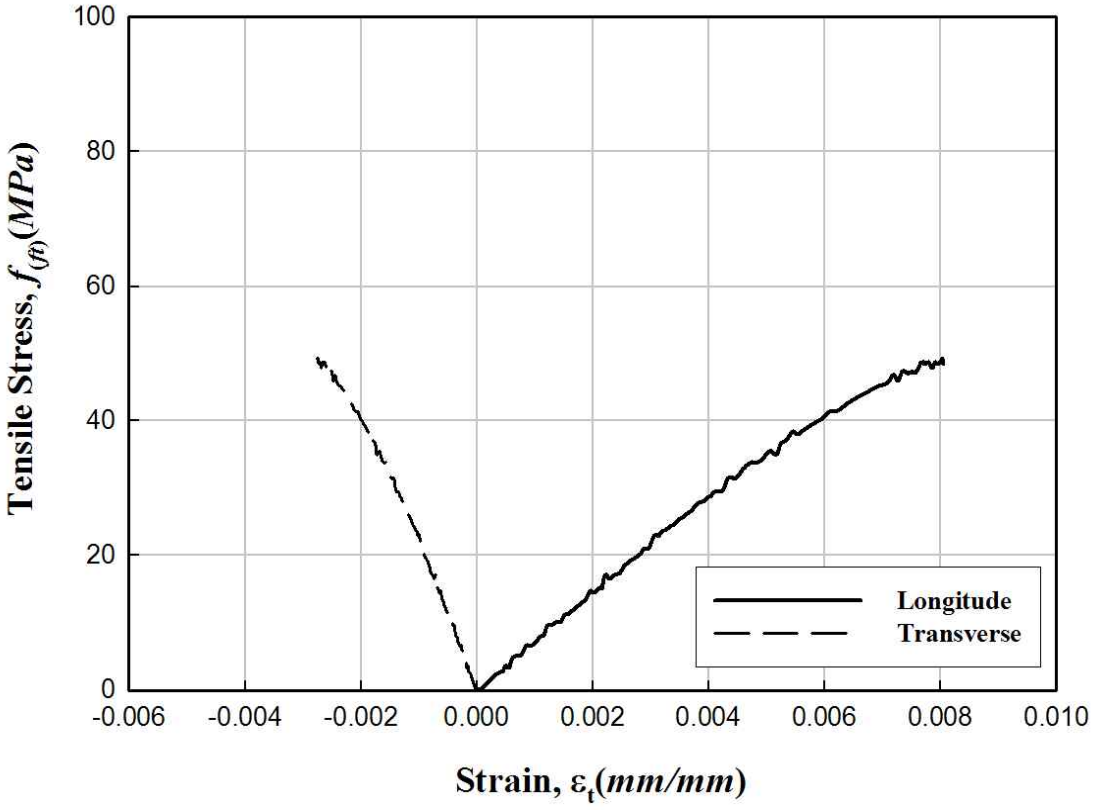
[그림 1.11] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 곡선(150-56)



[그림 1.12] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 곡선(300-28)



[그림 1.13] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 곡선(300-42)

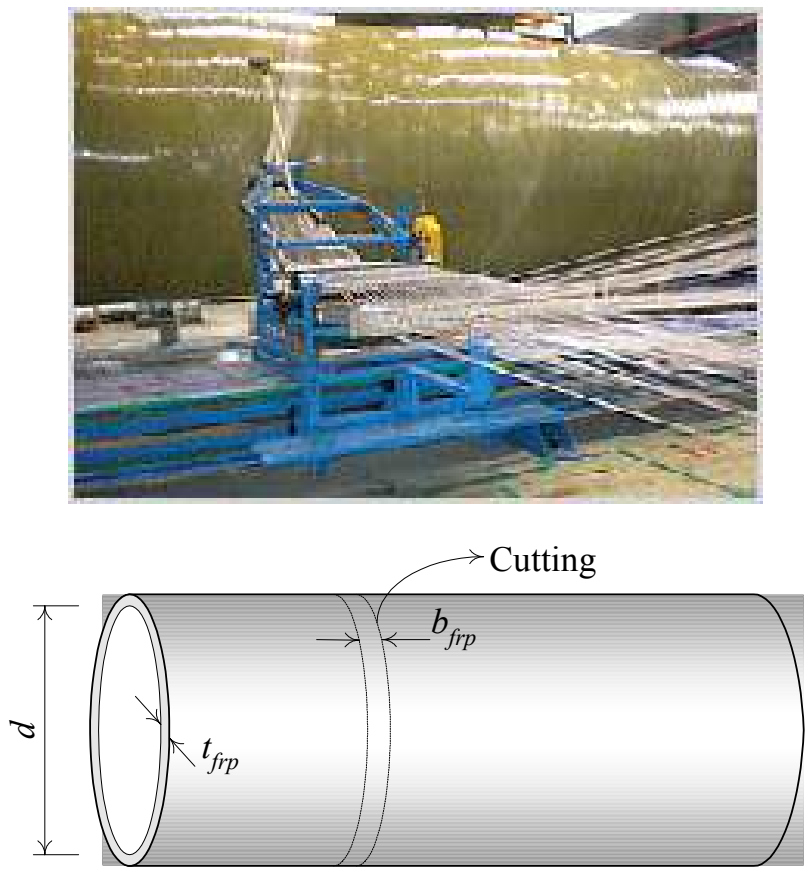


[그림 1.14] FFRP 인장강도시편의 응력-변형률 곡선(300-56)

나. FFRP Spilt-Disk Test

FFRP의 Split-disk test는 ASTM Standard D 2290-04(Apparent Tensile Strength of Ring or Tubular Plastics and Reinforced Plastic by Split Disk Method)를 참고로 하여 홍익대학교 토목공학과 구조재료실험실에서 수행하였다. 여기서 ASTM D 2290-04는 시편을 그림 [1.15]에 나타낸 것과 같이 FFRP를 절단하여 시편 폭을 0.5in (=12.5mm)로 채취하도록 제안하고 있으나, 시편절단시 발생할 수 있는 인위적 결함과 실험 수행 중 발생할 수 있는 뒤틀림 등에 의한 영향을 최소화하기 위해 기존의 연구(박, 2010)를 참고로 하여 시편 폭을 약 30mm로 증가시켜 제작하였다. 채취한 시편의 폭과 두께는 표 [1.5]에 정리하였다.

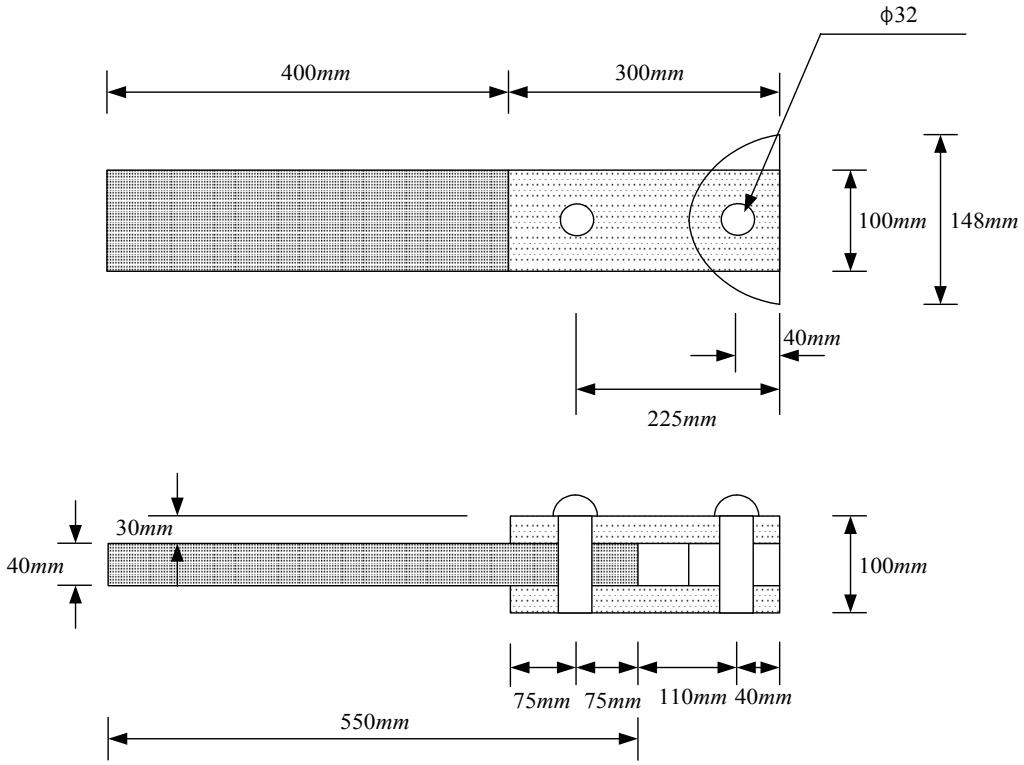
각 시편은 중앙부분에 원주방향과 원주 직각방향으로 변형률게이지를 부착하였으며, UTM을 이용하여 하중을 재하하였다. 또한 원형 시편에 하중을 재하하기 위해 그림 [1.16]과 같은 강재 지그를 시편의 직경에 따라 2가지로 제작하였다. 하중은 변위제어방식으로 3mm/min의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. Split-disk test의 시편형태 및 시험방법은 [그림 1.17]에 나타내었다.



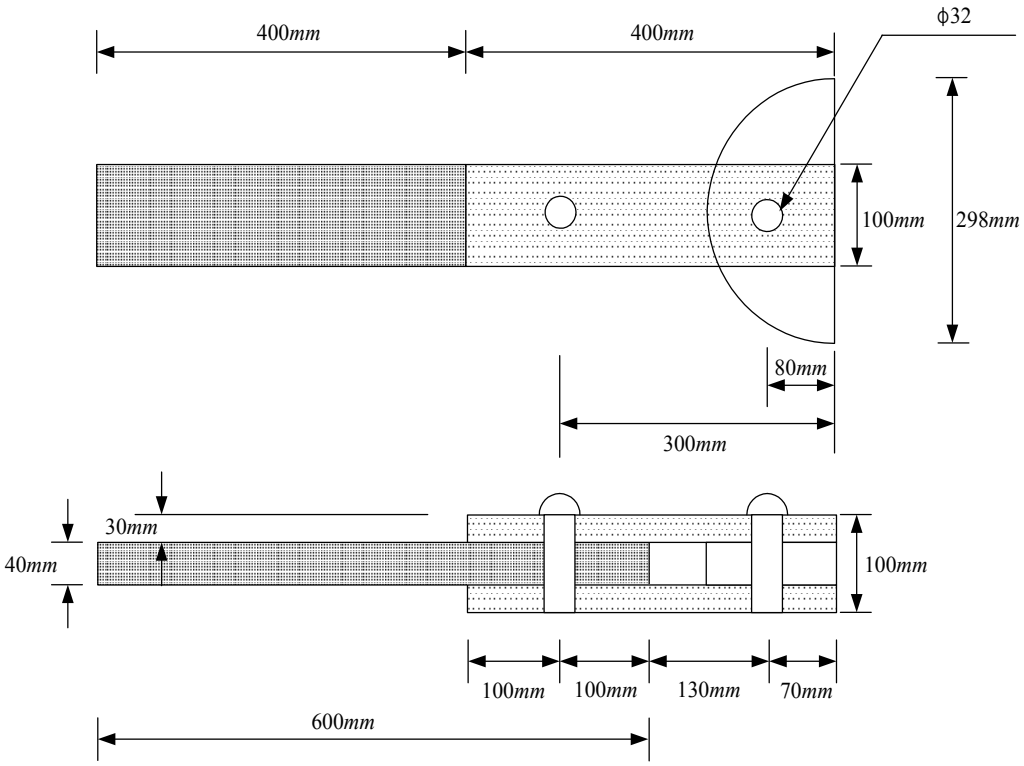
[그림 1.15] 시편제작 및 가공

[표 1.5] FFRP Split-disk test 시편치수

시편번호	폭 (mm)	두께 (mm)	단면적 (mm^2)
150-28-1	30.10	3.16	190.23
150-28-2	32.10	3.06	196.45
150-28-3	30.83	3.58	220.74
150-28-4	29.90	3.11	185.98
150-28-5	29.72	3.37	200.31
150-42-1	31.53	5.23	329.80
150-42-2	29.90	5.31	317.54
150-42-3	30.57	5.11	312.43
150-42-4	31.71	5.17	327.88
150-42-5	31.41	5.21	327.29
150-56-1	31.54	7.24	456.70
150-56-2	32.21	7.54	485.73
150-56-3	31.22	7.33	457.69
150-56-4	31.55	7.55	476.41
150-56-5	30.85	7.47	460.90
300-28-1	32.70	3.57	233.48
300-28-2	29.25	3.46	202.41
300-28-3	29.72	3.77	224.09
300-28-4	29.00	3.87	224.46
300-28-5	31.62	4.06	256.75
300-42-1	30.50	6.10	372.10
300-42-2	30.34	6.00	364.08
300-42-3	30.25	5.89	356.35
300-42-4	29.74	6.30	374.72
300-42-5	31.20	6.05	377.52
300-56-1	33.30	8.70	579.42
300-56-2	30.50	7.80	475.80
300-56-3	30.85	8.20	505.94
300-56-4	33.85	7.80	528.06
300-56-5	32.55	8.21	534.47



(a) 직경 150mm

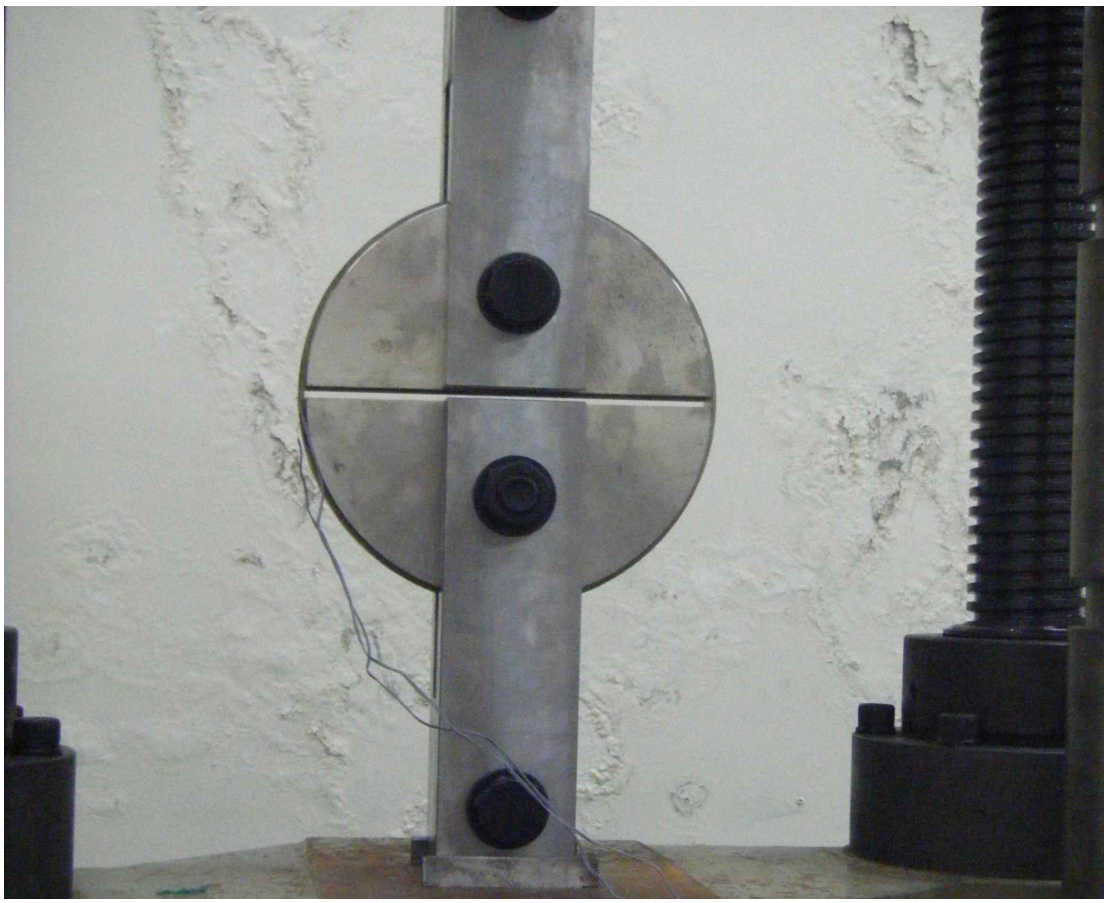


(b) 직경 300mm

[그림 1.16] FFRP Split-disk test 철재지그



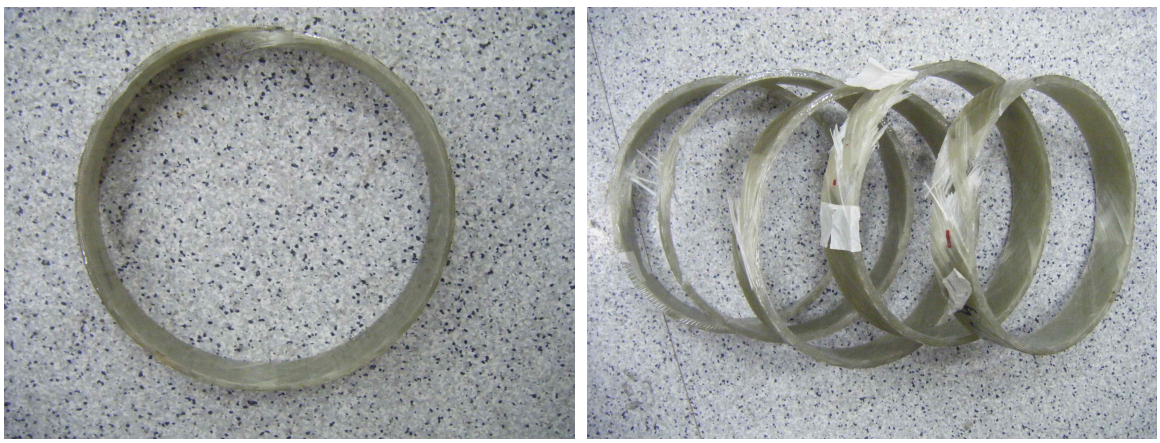
(a) FFRP Split-disk test 시편



(b) Split-disk test

[그림 1.17] Split-disk test 시편 및 시험방법

FFRP Split-disk test 결과 모든 시편의 파괴는 [그림 1.18]에 나타낸 바와 같이 섬유 배치방향으로 파괴되었다. 시험결과는 [표 1.6]에 정리하여 나타내었으며, 계측기로 측정된 데이터로부터 구한 응력-변형률 관계 중 대표적인 결과를 [그림 1.19]~[그림 1.24]에 나타내었다. [그림 1.19]~[그림 1.24]에서 FFRP의 원주방향 탄성계수는 ASTM D 3039/D 3039 M-00에서 제한하고 있는 방법을 적용하여 변형률 1,000$\mu\epsilon$~3,000$\mu\epsilon$ 구간에서의 기울기로부터 결정하였다.



(a) ϕ150×300mm

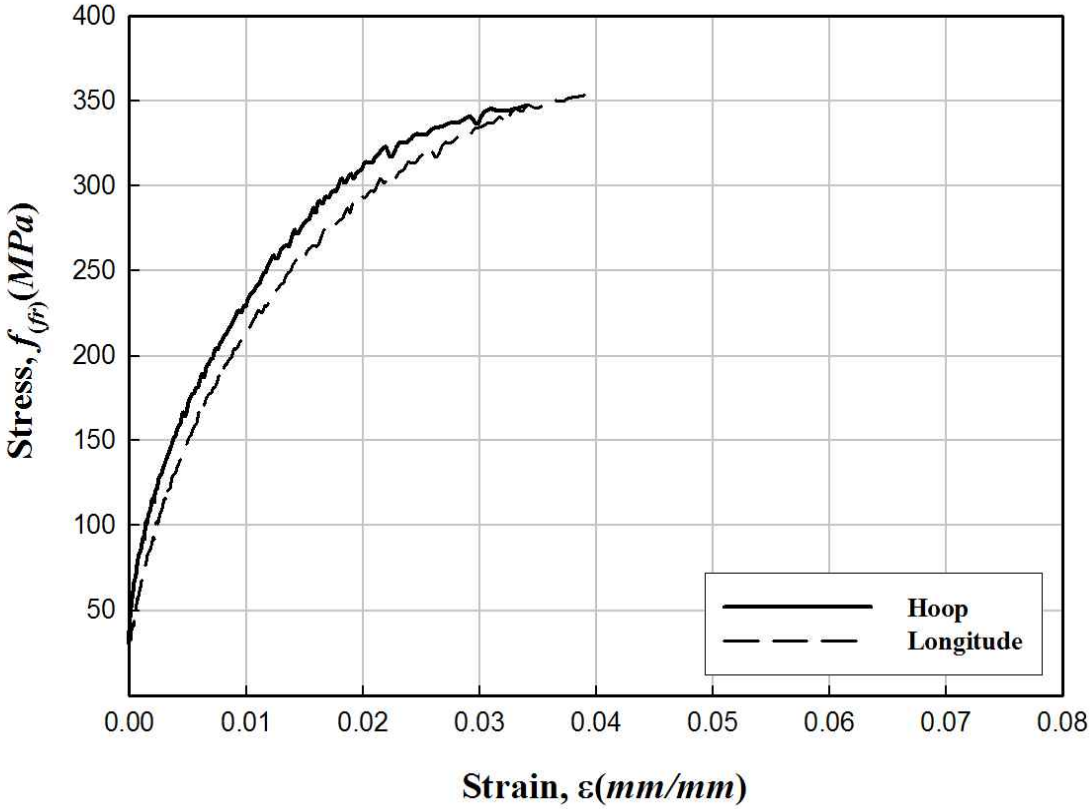


(b) ϕ300×600mm

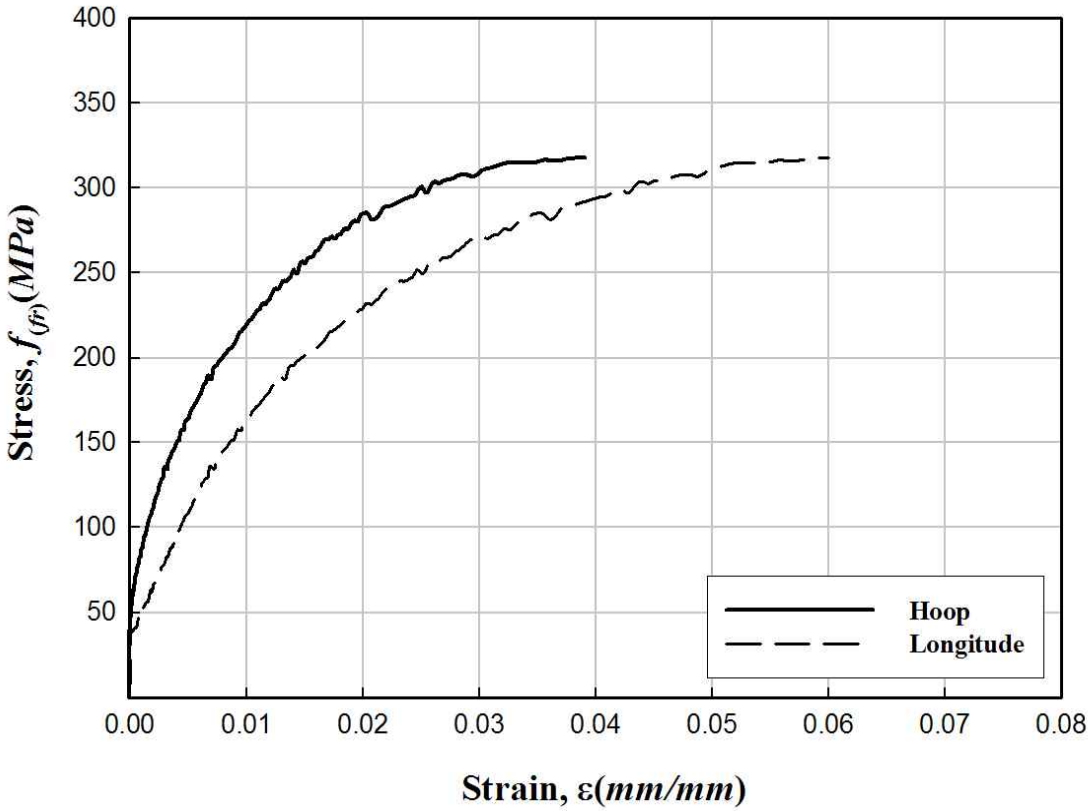
[그림 1.18] Split-disk test 시편의 파괴형태

[표 1.6] FFRP Split-disk test 결과

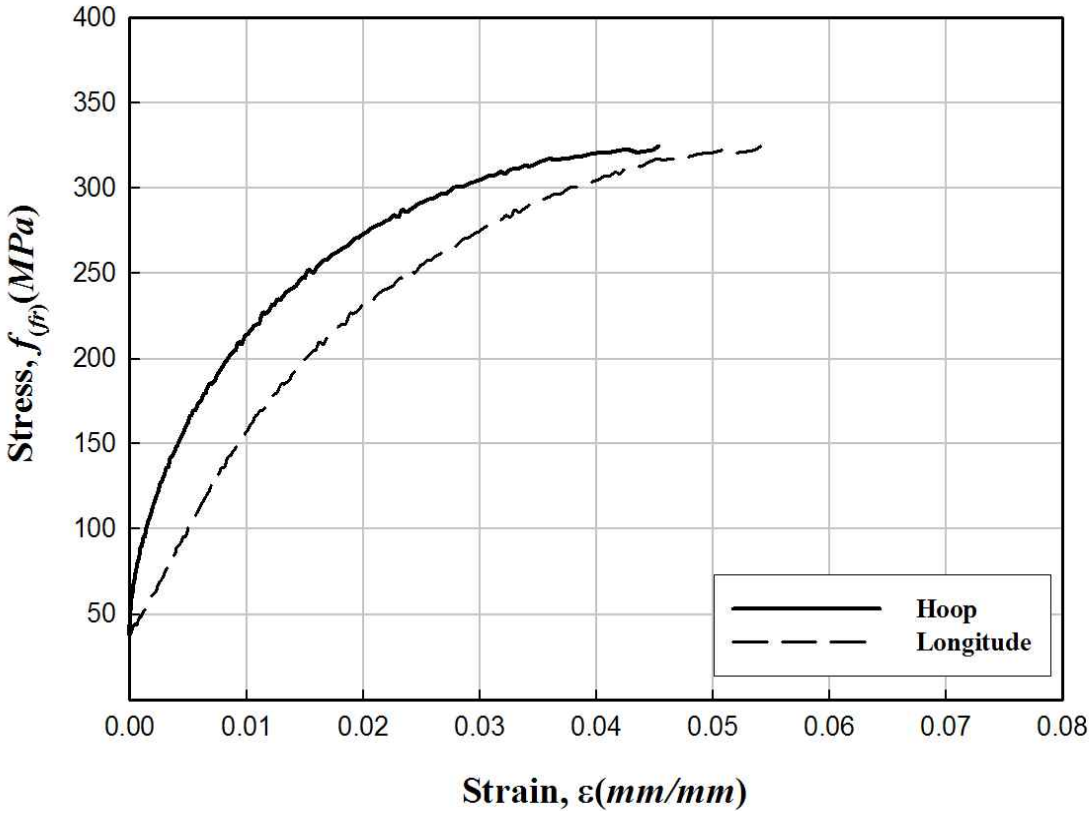
시편번호	인장강도 ($f_{ult(fr)}$, MPa)	탄성계수 ($E_{r(f)}$, GPa)
150-28-1	335.90	22.45
150-28-2	353.83	24.85
150-28-3	282.59	21.58
150-28-4	330.05	19.44
150-28-5	297.67	21.05
Average	320.01	21.87
150-42-1	368.38	27.25
150-42-2	318.00	24.52
150-42-3	345.81	22.29
150-42-4	347.89	24.74
150-42-5	355.55	21.18
Average	347.13	24.00
150-56-1	345.31	23.21
150-56-2	337.44	25.80
150-56-3	324.60	21.78
150-56-4	332.49	23.79
150-56-5	335.63	22.71
Average	335.09	23.46
300-28-1	278.03	26.91
300-28-2	286.85	21.37
300-28-3	272.65	18.92
300-28-4	274.90	21.68
300-28-5	233.47	23.31
Average	269.18	22.44
300-42-1	292.50	18.31
300-42-2	339.08	27.10
300-42-3	294.17	26.77
300-42-4	293.63	19.86
300-42-5	313.75	20.77
Average	306.63	22.56
300-56-1	296.28	21.80
300-56-2	300.45	20.14
300-56-3	299.41	23.20
300-56-4	309.76	20.00
300-56-5	306.50	23.59
Average	302.48	21.75



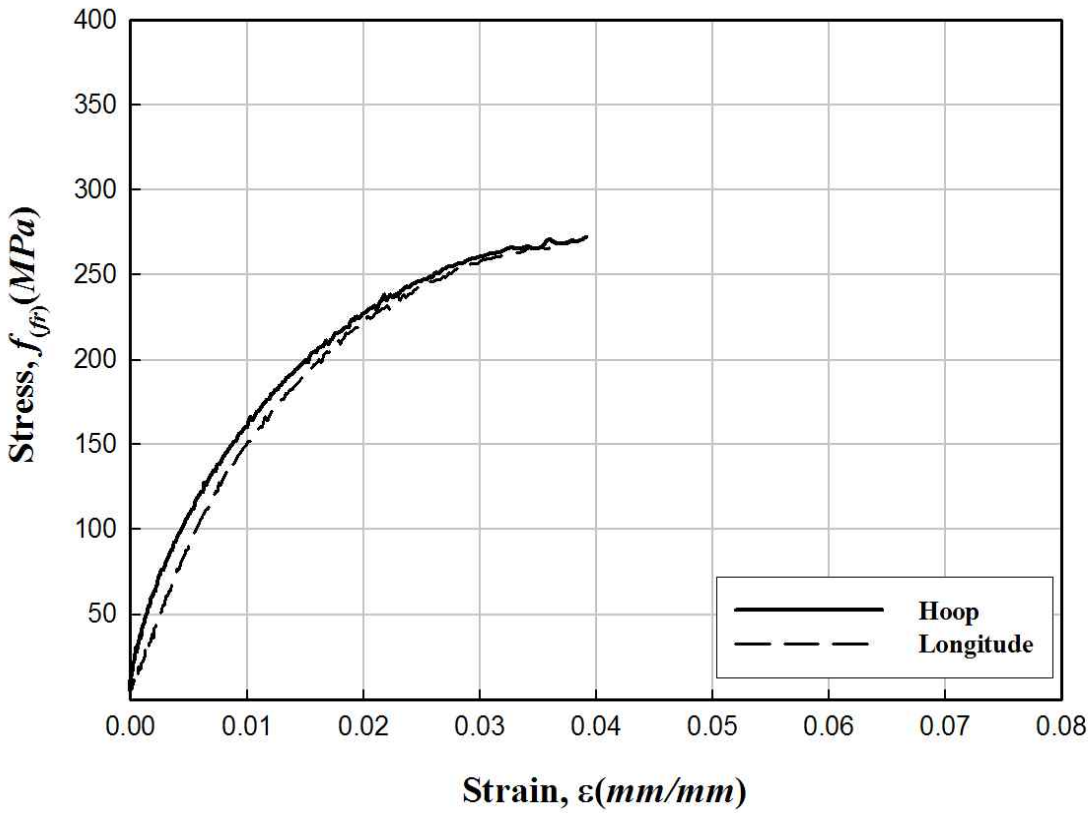
[그림 1.19] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(150-28)



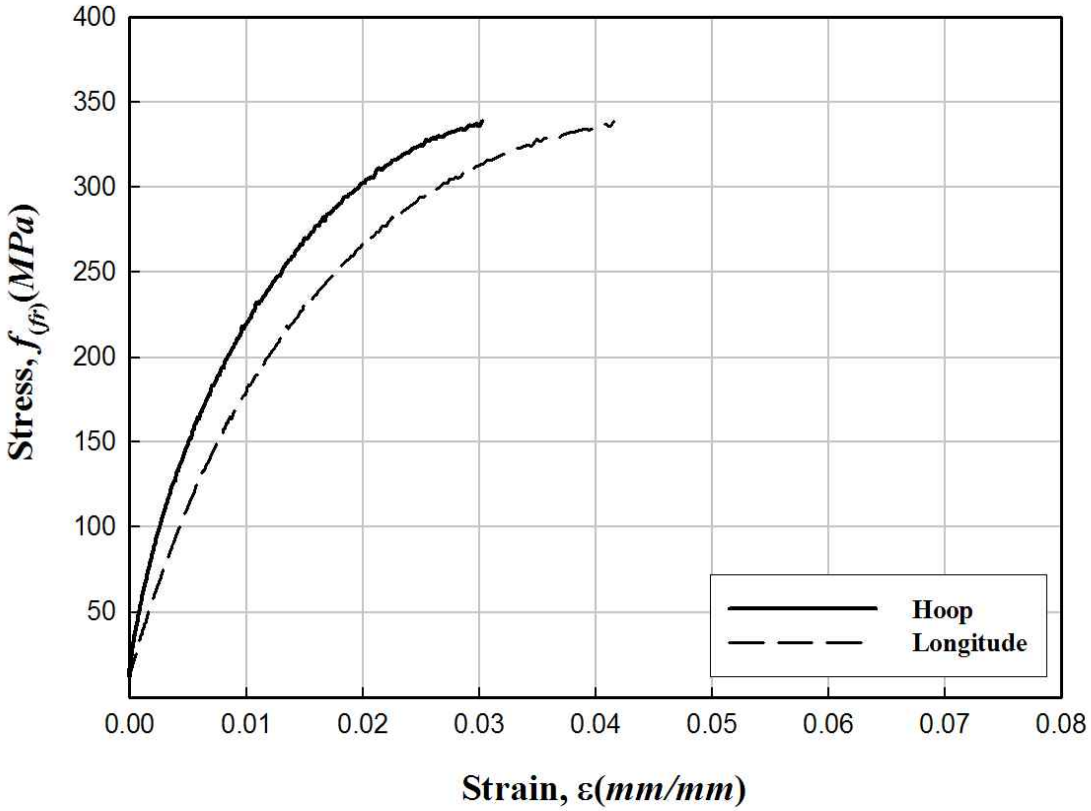
[그림 1.20] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(150-42)



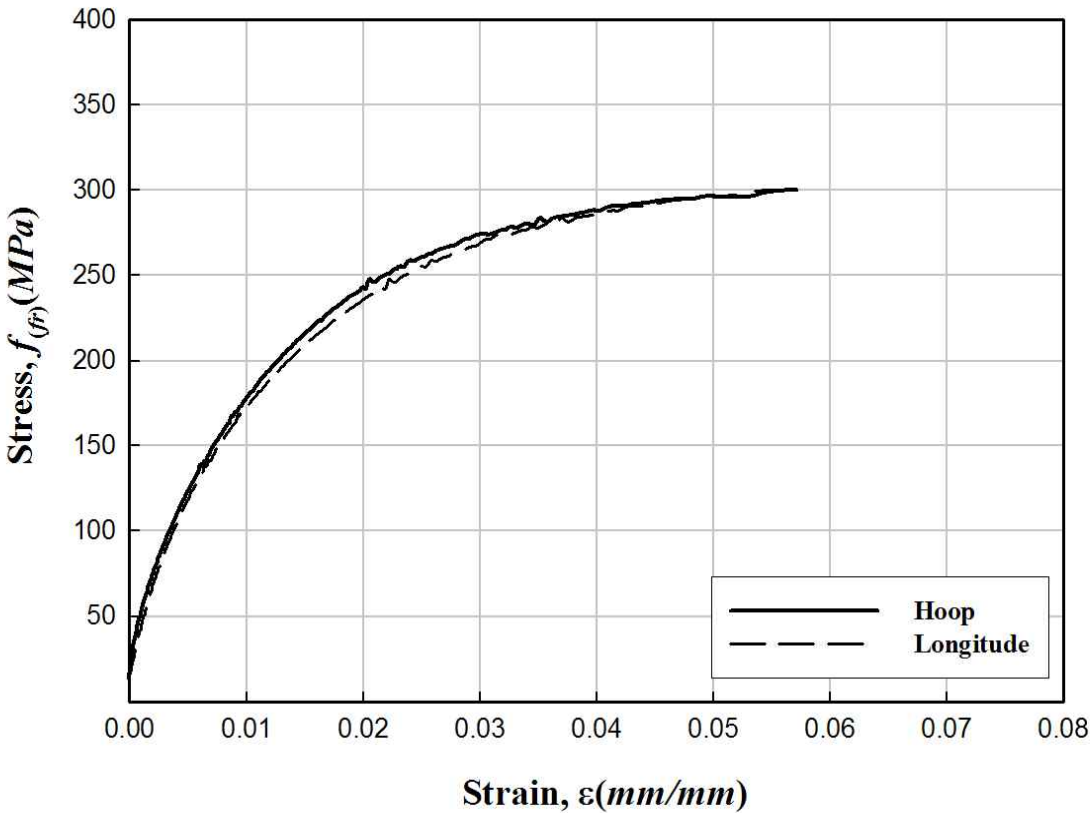
[그림 1.21] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(150-56)



[그림 1.22] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(300-28)



[그림 1.23] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(300-42)



[그림 1.24] Split-disk test 시편의 응력-변형률 관계(300-56)

다. FFRP 원통관 압축실험

이 연구에서 제안한 HCFFT에 사용될 FFRP 원통관의 압축거동 특성을 파악하기 위하여 [그림 1.25]에 나타낸 것과 같이 ϕ150×300mm, ϕ300×600mm인 원통관에 대한 압축실험을 수행하였다. 시편의 두께는 각 직경별로 2, 3, 4ply로 적층한 2.8mm, 4.2mm, 5.6mm이며, 6종류의 시편을 3개씩 준비하여 압축실험을 실시하였다.

[그림 1.25]에 나타낸 시편은 중앙부에 길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하였고, 50mm의 용량을 갖는 변위계(LVDT, Linear Variable Differential Transformer)를 설치하여 길이방향 압축변위를 측정하도록 하였으며, UTM을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 3mm/min의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지와 LVDT로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. FFRP 원통관 압축실험의 방법은 [그림 1.26]에 나타낸 것과 같다.



(a) ϕ150×300mm

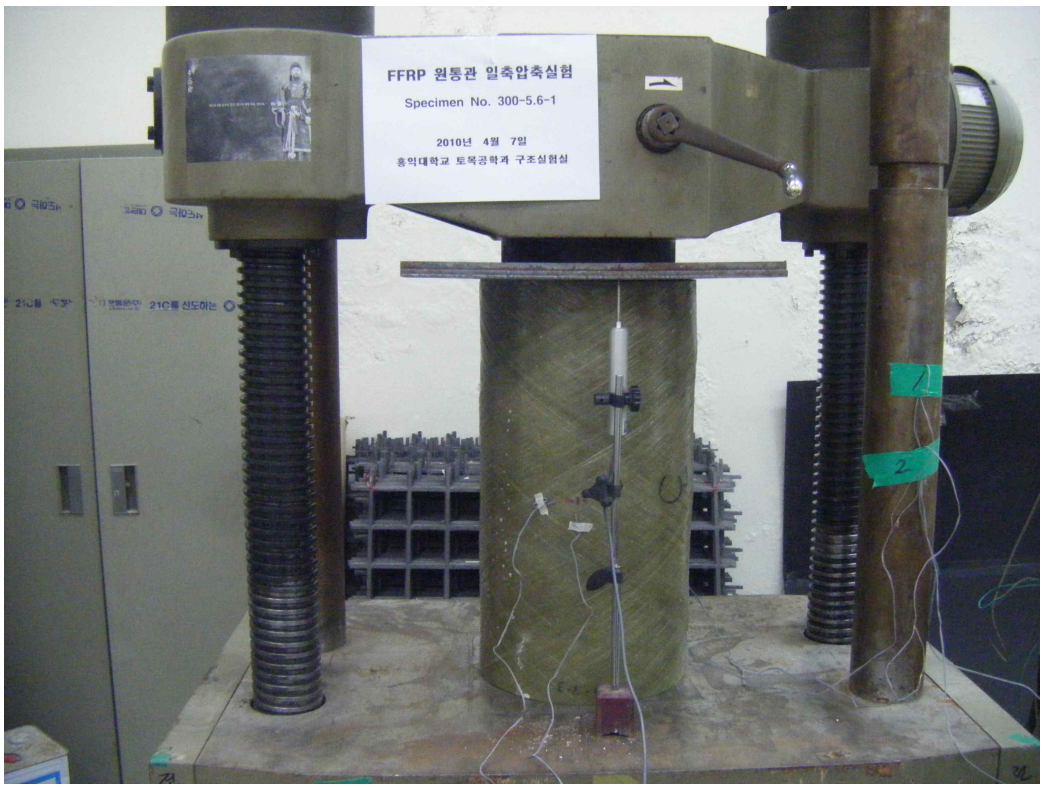


(b) ϕ300×600mm

[그림 1.25] FFRP 원통관 압축실험 시편



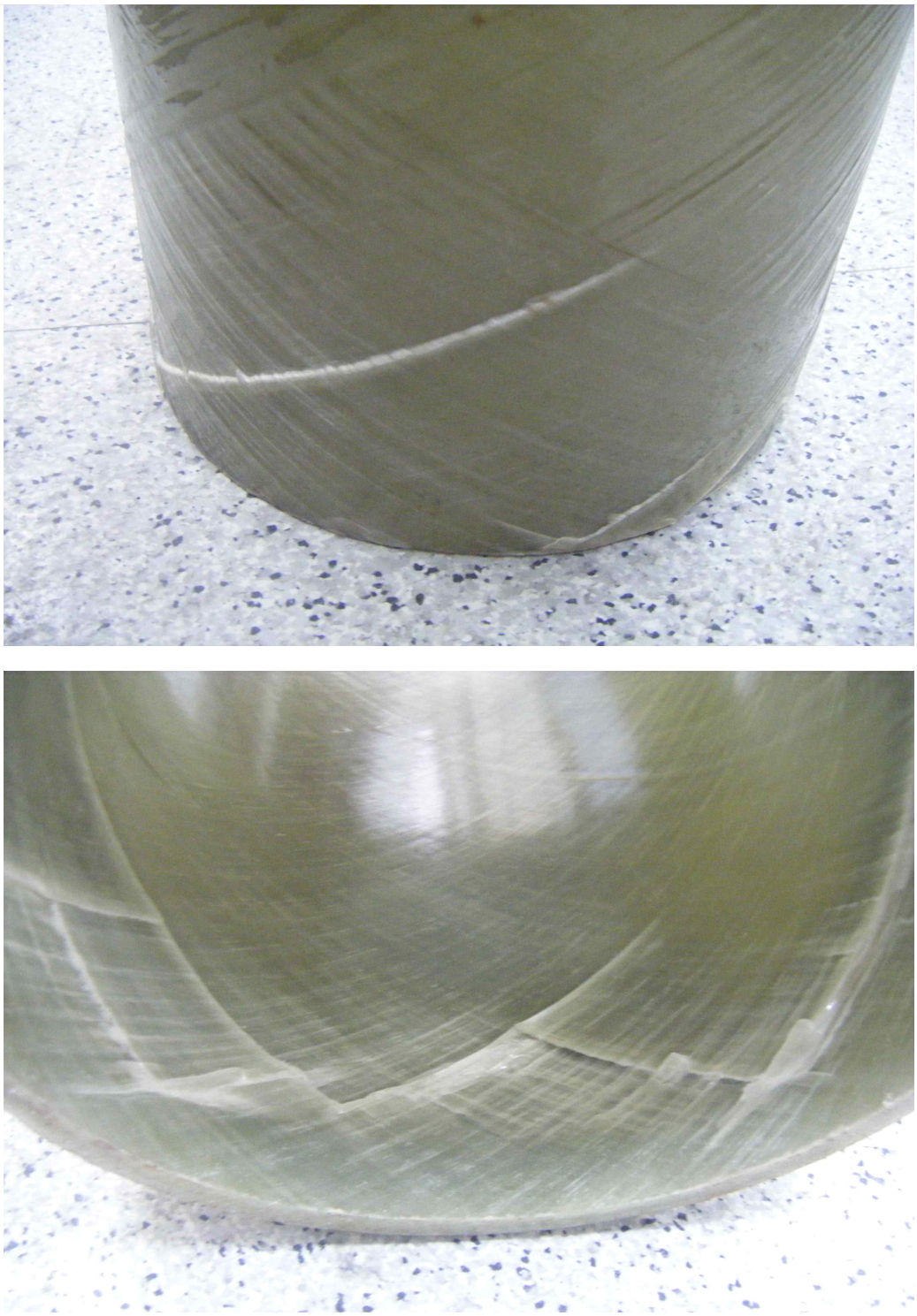
(a) ϕ150×300mm



(b) ϕ300×600mm

[그림 1.26] FFRP 원통관 압축실험

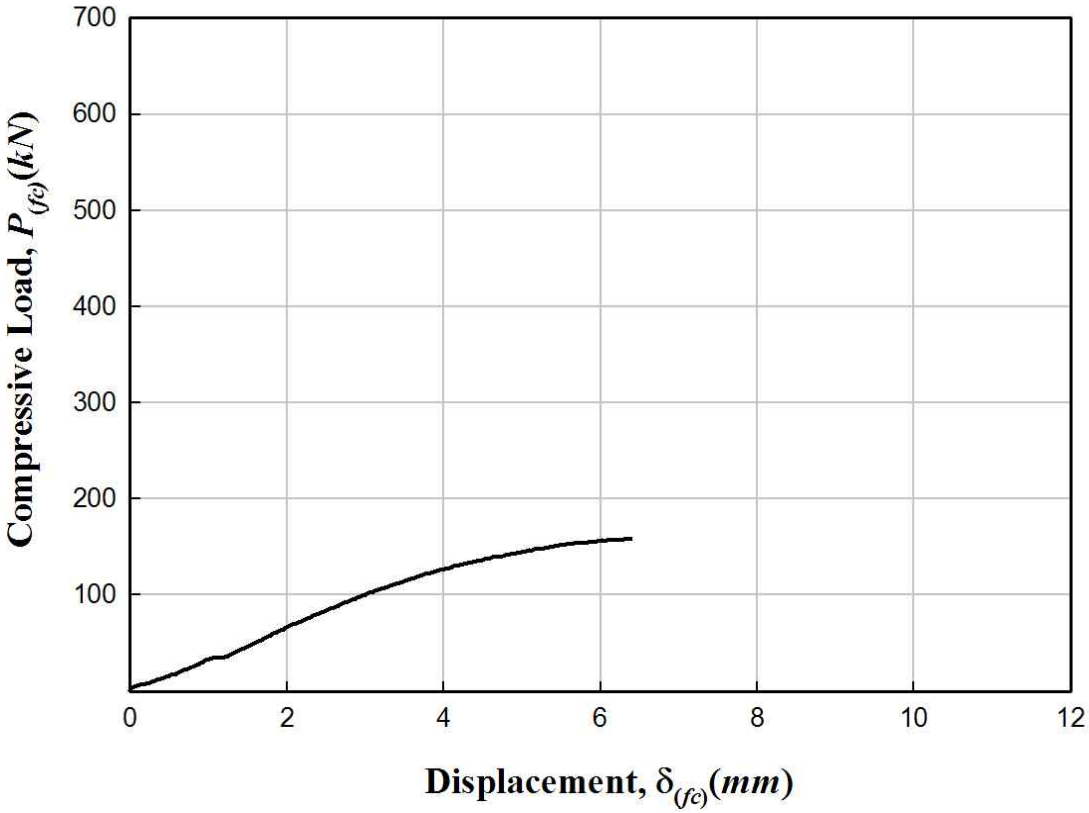
FFRP 원통관 압축실험 결과 모든 시편의 파괴는 [그림 1.27]에 나타낸 것과 같이 섬유 배치방향으로 균열이 발생하며 파괴되었다. 시험결과는 [표 1.7]에 정리하여 나타내었으며, 계측기로 측정된 데이터로부터 하중-변위 관계를 [그림 1.28]~[그림 1.33], 하중-변형률 관계를 [그림 1.34]~[그림 1.39]에 나타내었다.



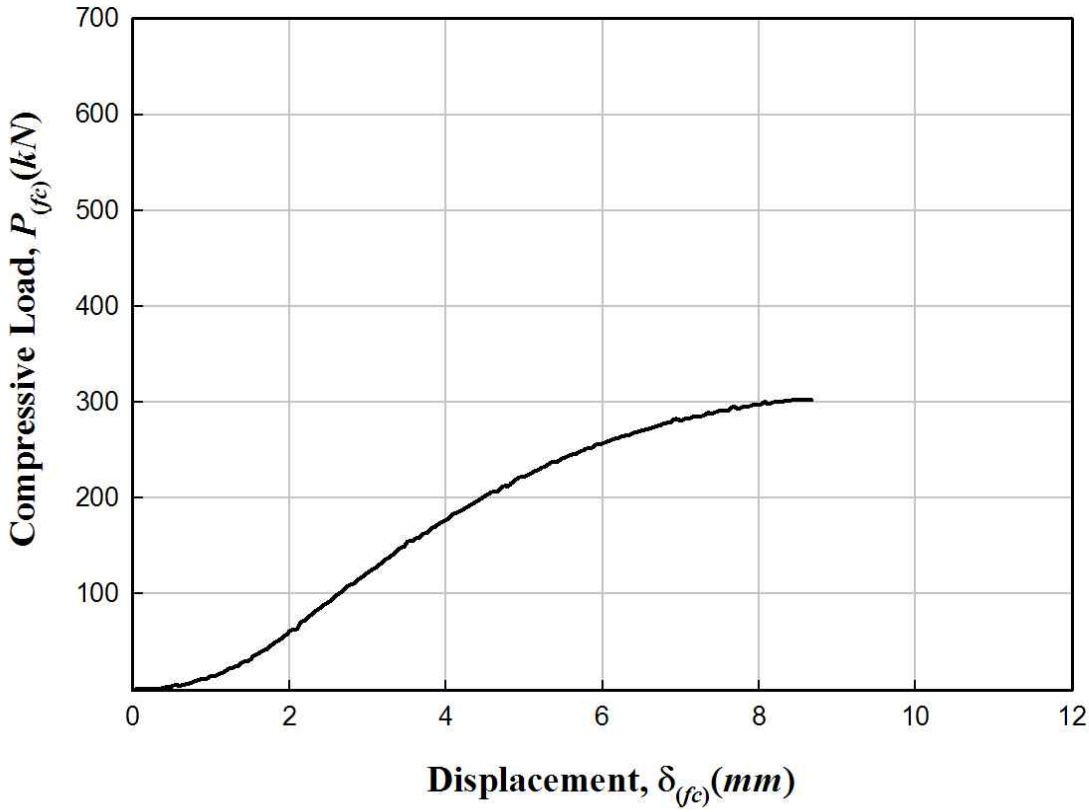
[그림 1.27] FFRP 원통관 압축실험 시편의 파괴형태

[표 1.7] FFRP 원통관 압축실험 결과

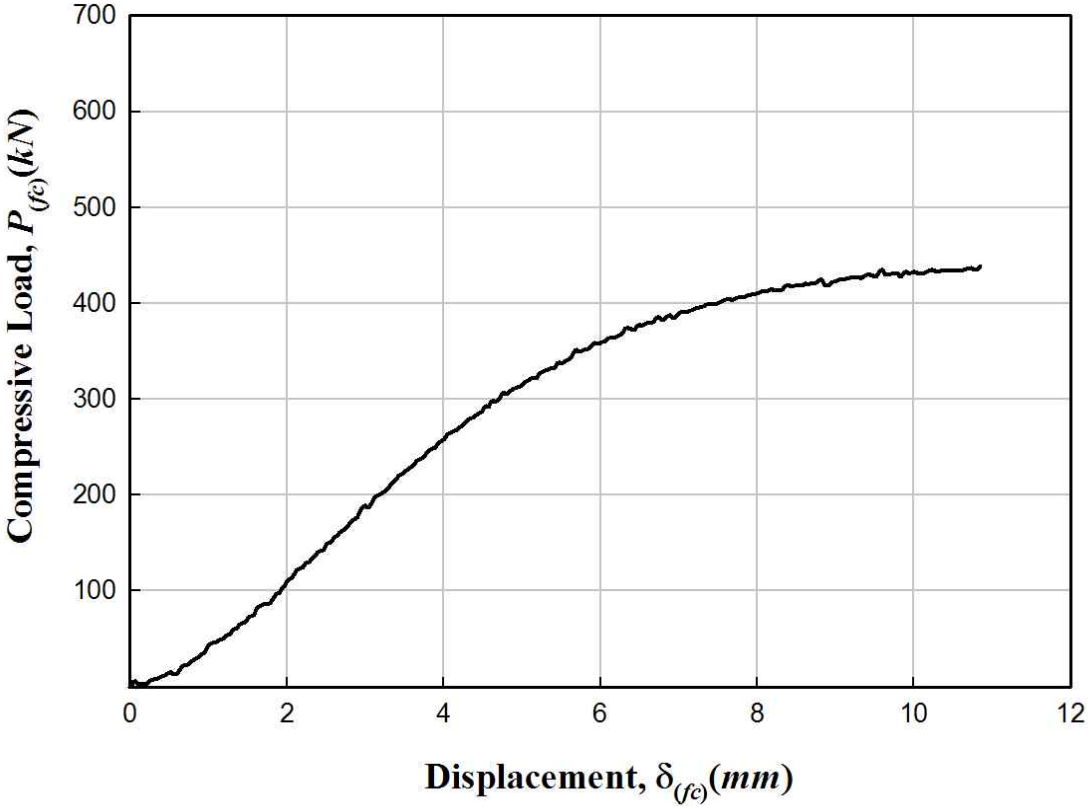
시편번호	축방향하중 ($P_{ult(fc)}$, kN)	축방향 변위 ($\delta_{ult(fc)}$, mm)
150-28-1	158.60	6.39
150-28-2	155.81	5.91
150-28-3	147.92	6.07
Average	154.11	6.12
150-42-1	302.38	8.68
150-42-2	297.89	6.79
150-42-3	307.01	8.21
Average	302.43	7.89
150-56-1	438.54	10.85
150-56-2	442.48	10.88
150-56-3	378.10	7.76
Average	419.71	9.83
300-28-1	250.86	5.89
300-28-2	258.97	6.64
300-28-3	-	-
Average	254.92	6.27
300-42-1	485.86	6.33
300-42-2	506.79	7.32
300-42-3	529.44	4.88
Average	507.36	6.18
300-56-1	674.27	8.56
300-56-2	573.22	9.35
300-56-3	693.84	8.95
Average	647.11	8.95



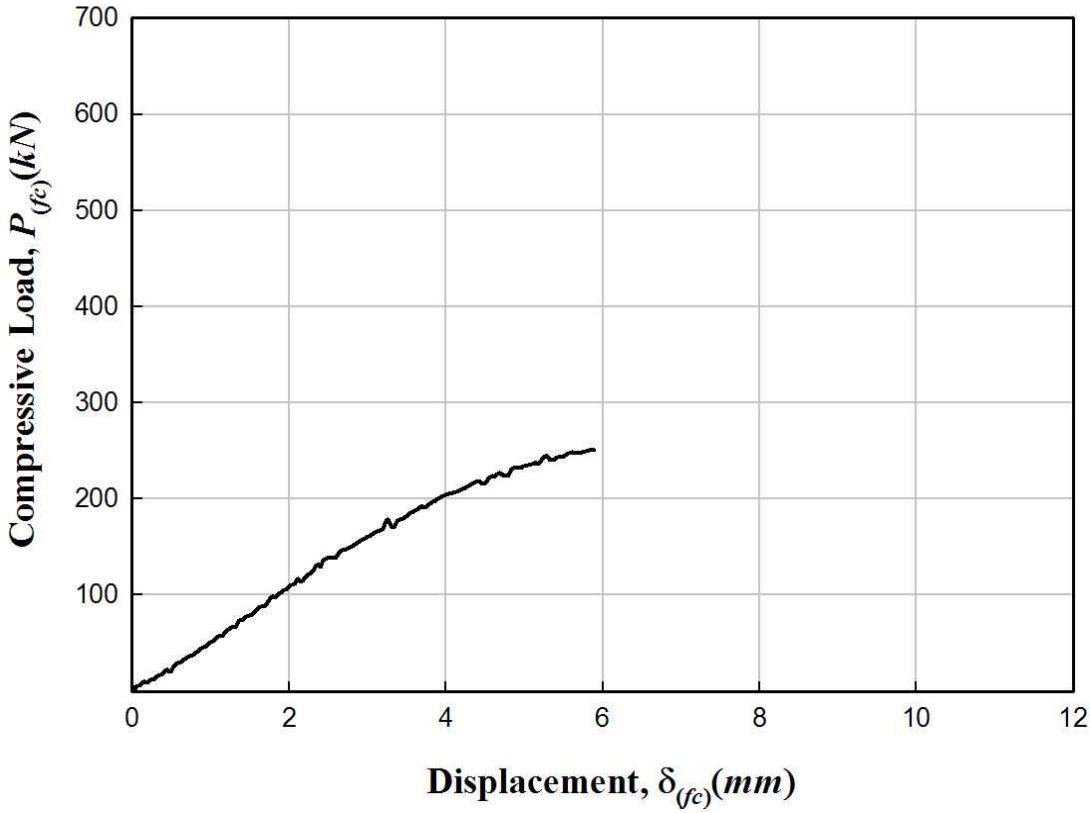
[그림 1.28] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(150-28)



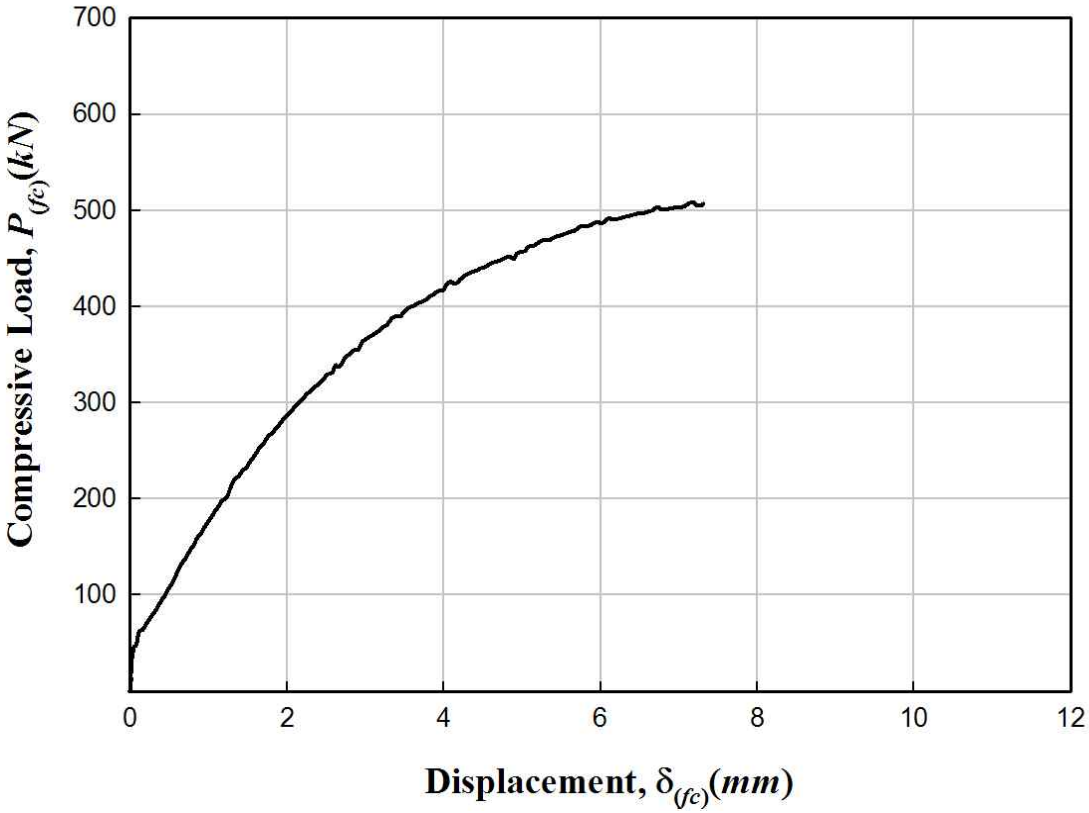
[그림 1.29] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(150-42)



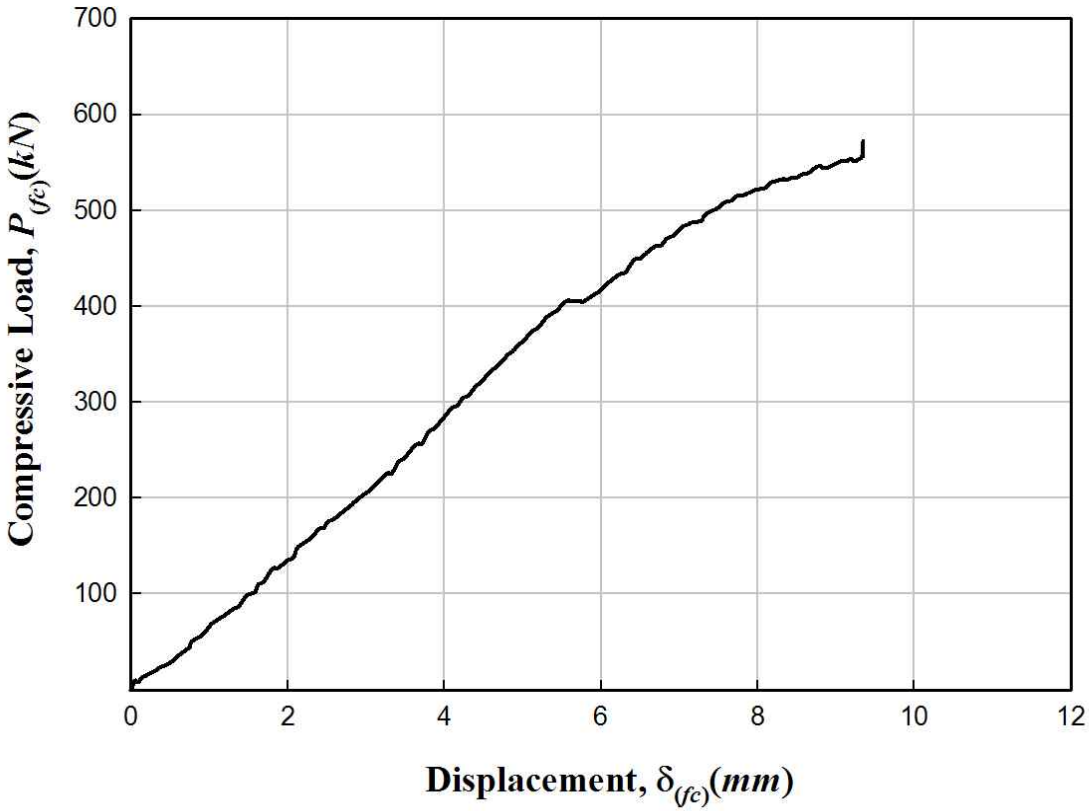
[그림 1.30] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(150-56)



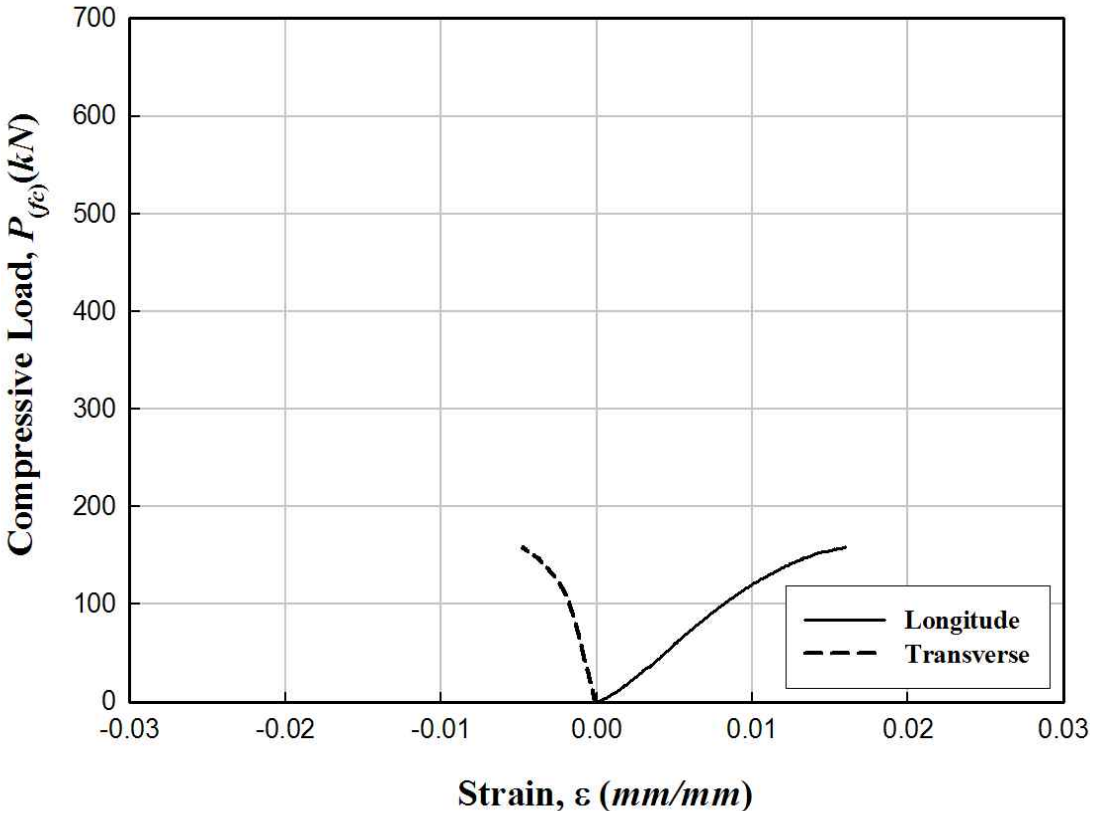
[그림 1.31] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(300-28)



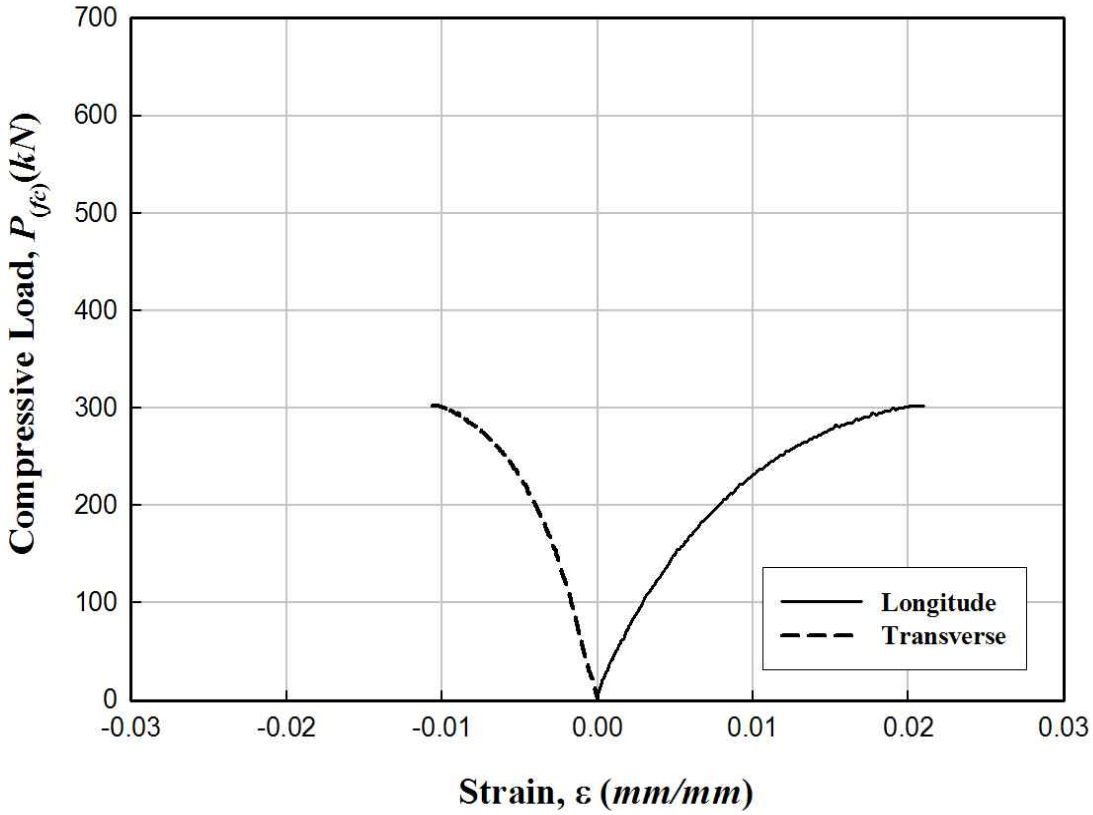
[그림 1.32] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(300-42)



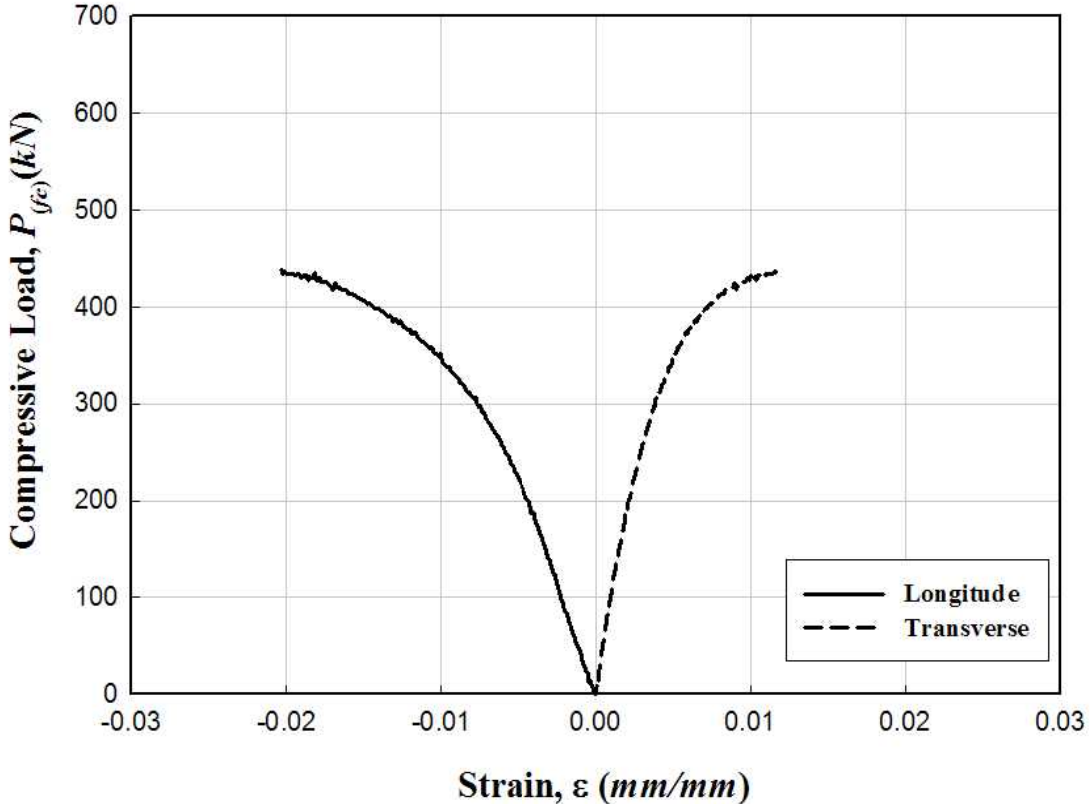
[그림 1.33] 원통관 압축실험 시편의 하중-변위 관계(300-56)



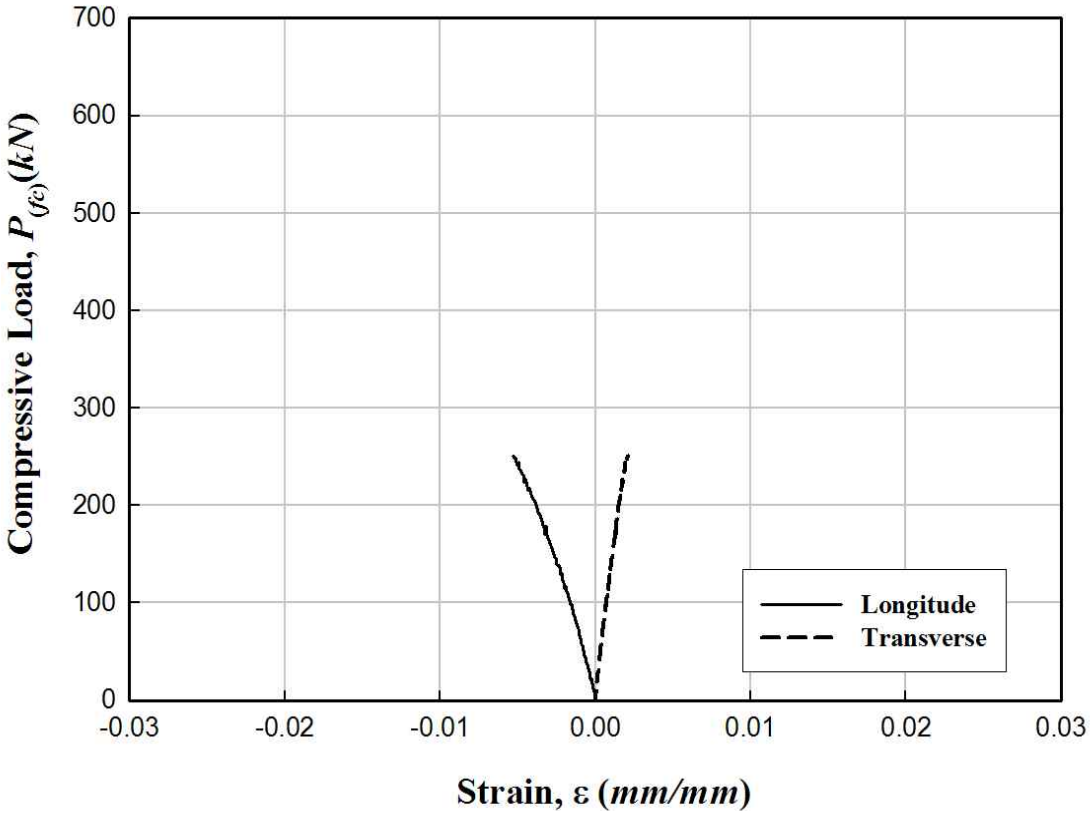
[그림 1.34] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(150-28)



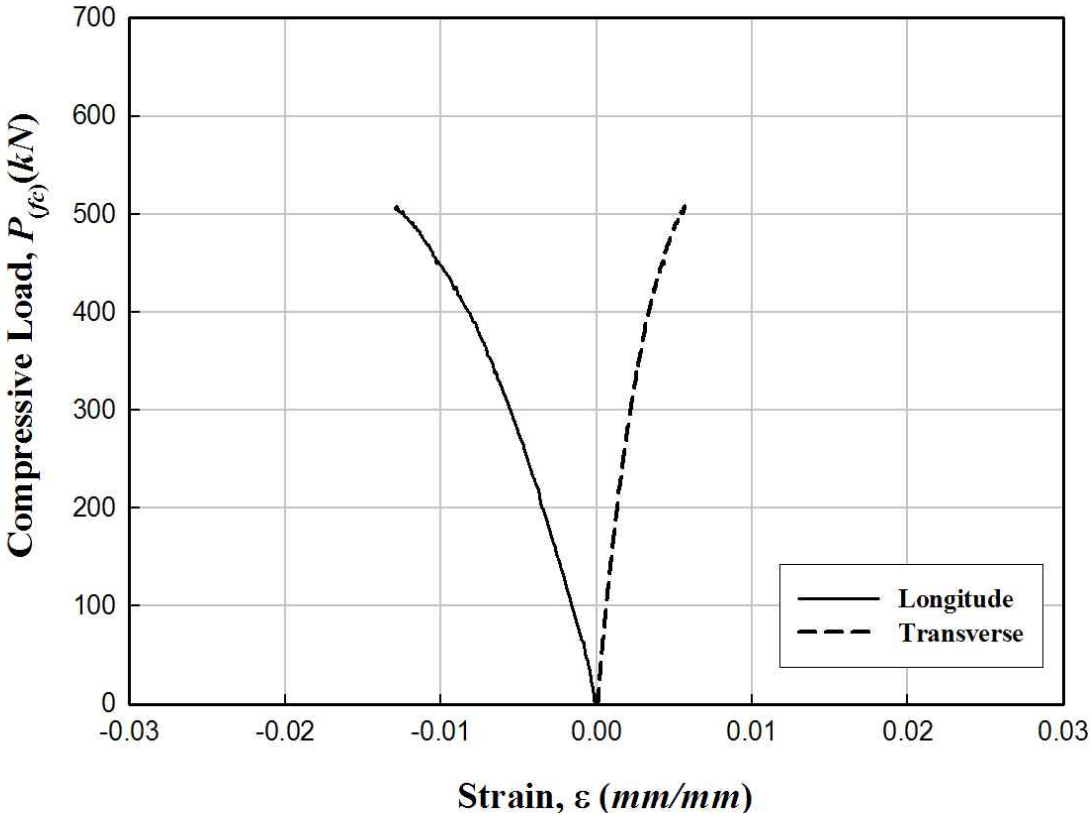
[그림 1.35] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(150-42)



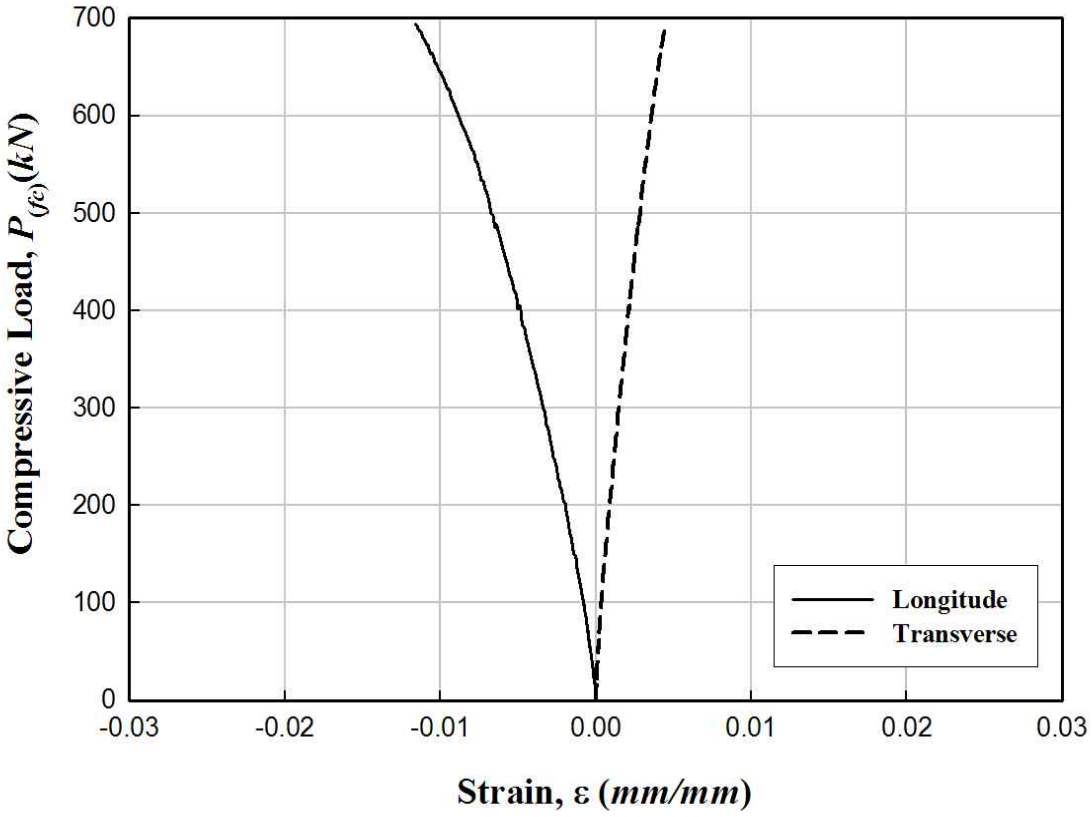
[그림 1.36] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(150-56)



[그림 1.37] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(300-28)



[그림 1.38] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(300-42)



[그림 1.39] 원통관 압축시험 시편의 하중-변형률 관계(300-56)

라. PFRP 인장강도시험

PFRP 인장강도시험은 ASTM D 3039/D 3039 M-08 (Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials)을 참고로 하여 홍익대학교 토목공학과 구조재료실험실에서 수행하였다. PFRP 부재의 단면은 [그림 1.40]에 나타낸 것과 같이 단면을 구성하는 판요소의 두께와 보강섬유의 적층수가 서로 다르기 때문에 부재 단면의 짧은 호(I), 긴 호(O), 격벽(S)으로 구분하여 각각 5개씩 시편을 채취하였다. 채취한 시편의 폭과 두께는 [표 1.8]에 정리하였다.

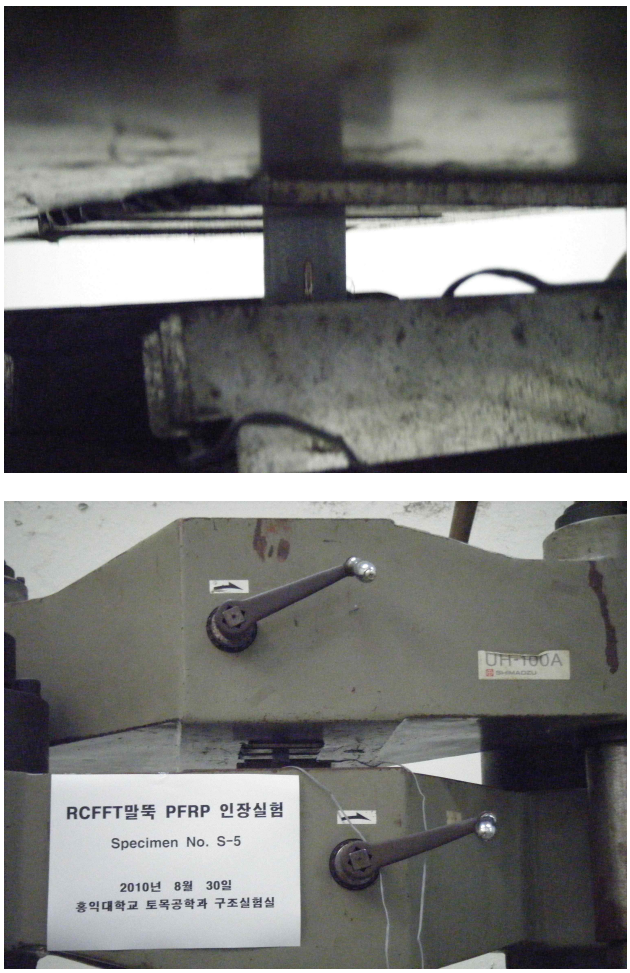


[그림 1.40] PFRP의 단면 형태

[표 1.8] PFRP 인장강도시험 시편치수

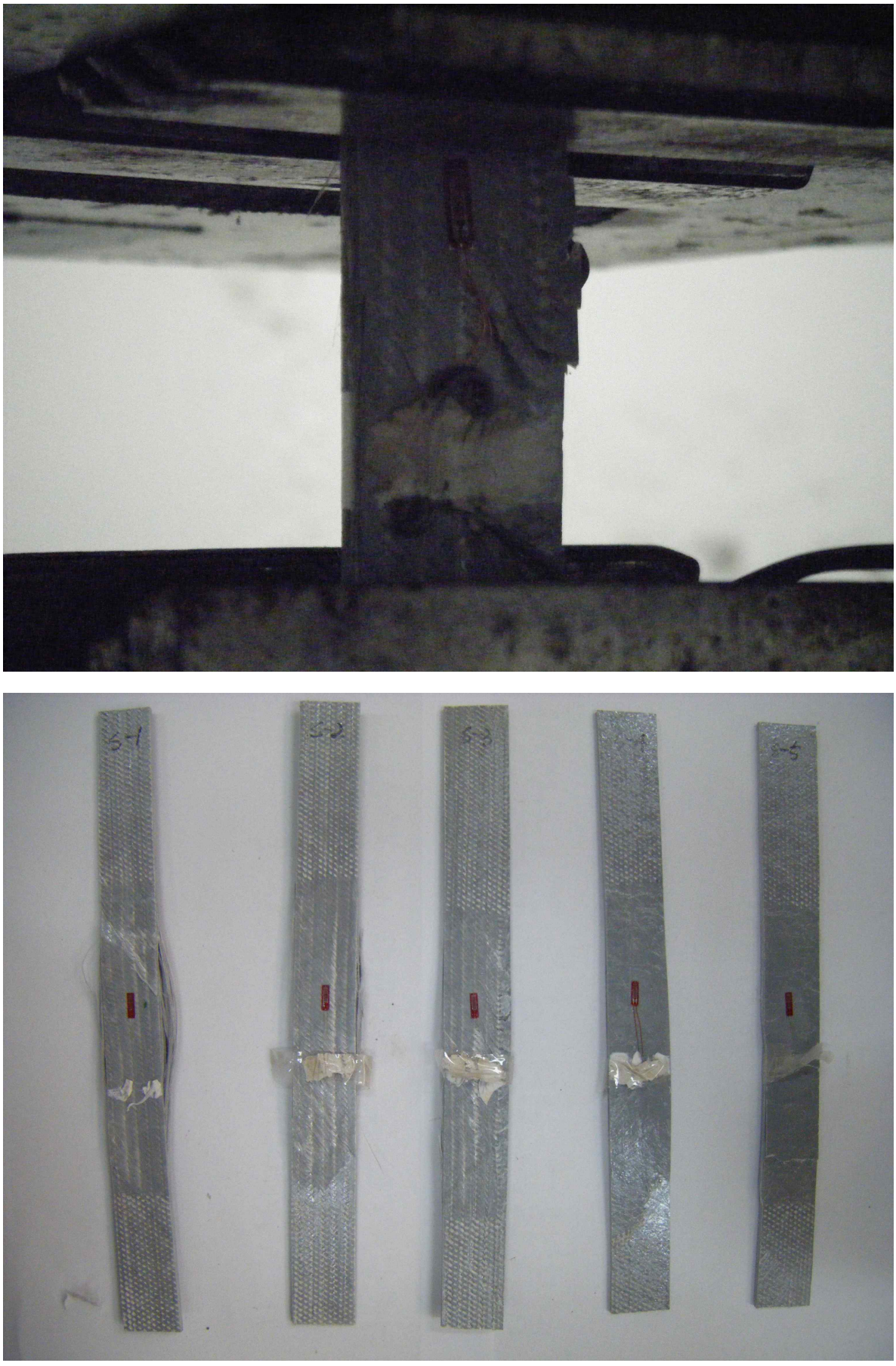
시편번호		폭 (mm)	두께 (mm)	단면적 (mm^2)
짧은 호 (I)	1	24.56	4.17	102.39
	2	25.63	3.71	95.07
	3	25.63	3.71	95.07
	4	25.50	3.74	95.35
	5	25.15	4.15	104.37
긴 호 (O)	1	28.31	3.59	101.62
	2	27.78	3.80	105.56
	3	28.04	3.56	99.82
	4	29.51	3.84	113.30
	5	28.66	3.86	110.61
격벽 (S)	1	22.94	3.05	69.97
	2	24.33	3.07	74.69
	3	26.41	3.20	84.51
	4	24.75	3.11	76.97
	5	24.91	3.16	78.72

각 시편은 부재 길이방향의 강도와 탄성계수 및 포아송비를 구하기 위해 중앙부분에 길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하였으며, UTM (Universal Testing Machine)을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 $3mm/min$의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. 인장시편의 형태 및 실험방법은 [그림 1.41]에 나타내었다.



[그림 1.41] PFRP 인장강도시험

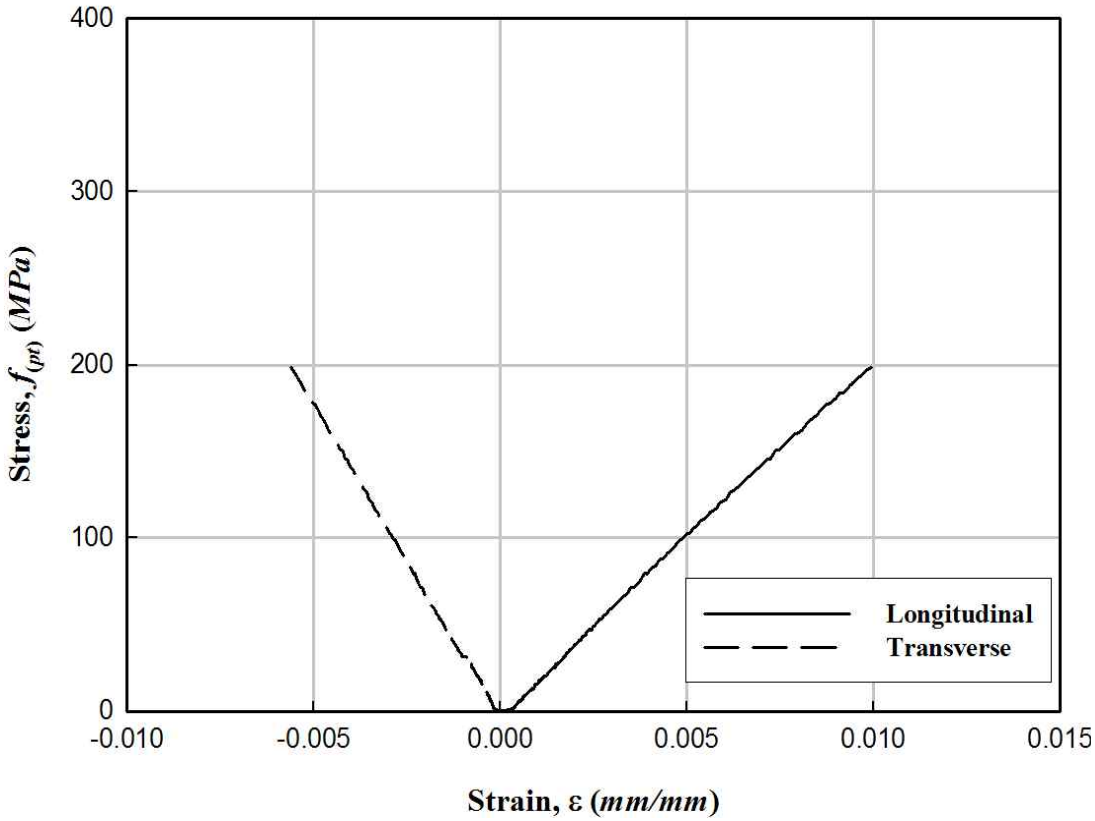
인장강도 시험결과 모든 시편은 [그림 1.42]에 나타낸 바와 같이 섬유배치방향으로 파괴되었다. 시험결과의 평균은 [표 1.9]에 정리하였으며, 부재 단면의 내측, 외측, 격벽에서 채취한 시편 중 대표적인 응력-변형률 관계 그래프를 [그림 1.43]~[그림 1.45]에 나타내었다. [그림 1.43]~[그림 1.45]에서 PFRP의 길이방향 탄성계수는 ASTM D 3039/D 3039M-08에서 제안하고 있는 방법을 적용하여 변형률 1,000$\mu\epsilon$~3,000$\mu\epsilon$ 구간에서의 기울기를 채택하여 결정하였다.



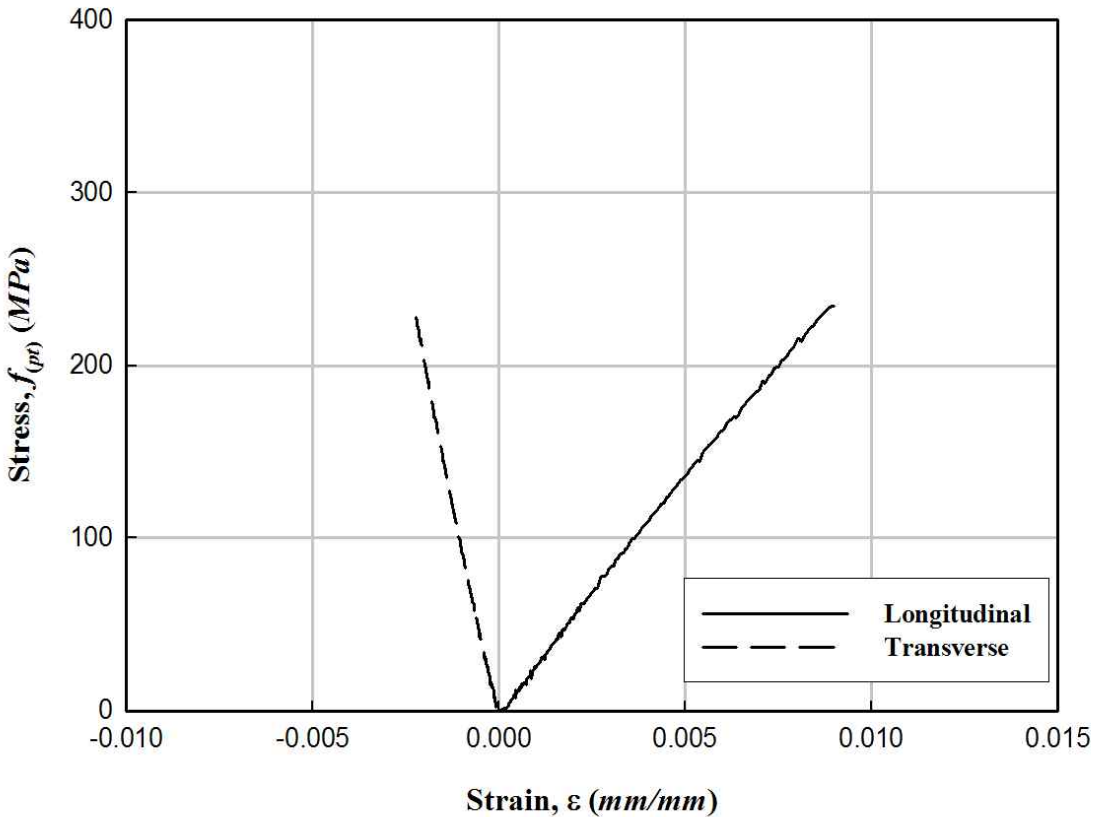
[그림 1.42] PFRP 인장강도시험 시편의 파괴형태

[표 1.9] PFRP 인장강도 시험결과

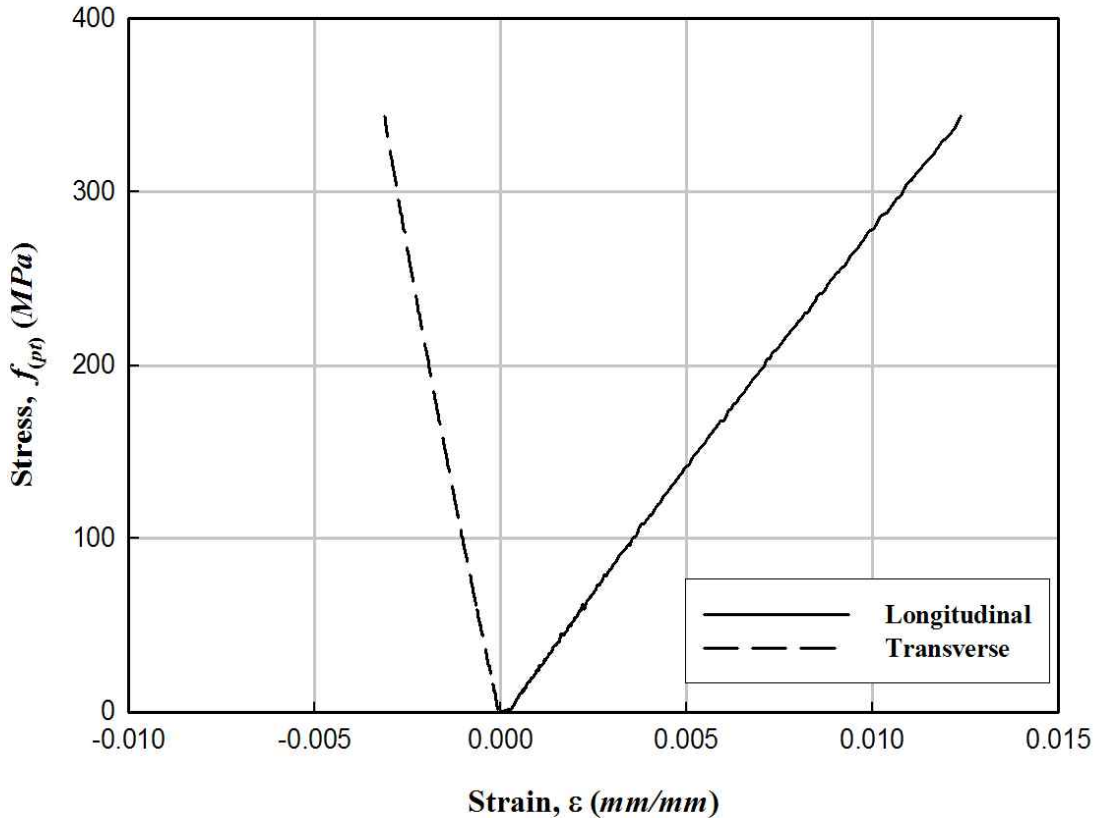
시편번호		인장강도 ($f_{ult(pt)}$, MPa)	탄성계수 ($E_{11(p)}$, GPa)	포아송비 ($\nu_{12(p)}$)
내측 (I)	1	266.75	21.84	0.45
	2	232.95	22.57	0.45
	3	265.69	23.88	0.42
	4	276.96	22.99	0.35
	5	258.16	20.93	0.47
	평균	260.10	22.44	0.43
외측 (O)	1	234.48	28.69	0.29
	2	222.17	28.02	0.32
	3	232.38	28.61	0.28
	4	187.57	26.53	0.30
	5	194.55	27.78	0.34
	평균	214.23	27.93	0.31
격벽 (S)	1	343.73	29.99	0.29
	2	410.86	30.08	0.26
	3	394.29	30.57	0.30
	4	403.50	34.77	0.46
	5	384.74	31.74	0.45
	평균	387.42	31.43	0.35



[그림 1.43] PFRP 인장강도시험 시편의 응력-변형률 관계(I)



[그림 1.44] PFRP 인장강도시험 시편의 응력-변형률 관계(O)



[그림 1.45] PFRP 인장강도시험 시편의 응력-변형률 관계(S)

마. 콘크리트 압축강도시험

HCFFT의 심부콘크리트의 역학적 성질을 알기 위해 별도의 공시체를 제작하여 압축강도시험을 실시하였다. 공시체는 설계기준압축강도에 따라 $\phi 150 \times 300mm$의 크기로 15개씩 제작하여 수중양생을 하였으며, 타설일로부터 각각 7일, 14일, 28일 경과 후 압축강도시험을 실시하였다. [표 1.10]은 제작한 콘크리트 공시체의 종류와 수량을 정리한 것이며, [그림 1.46]은 콘크리트 공세체의 제작 과정을 나타낸 것이다.

[표 1.10] 콘크리트 공시체의 종류

콘크리트 설계압축강도 (f_{ck}, MPa)	양생기간 (일)	공시체 수 (EA)
21	7	5
	14	5
	28	5
30	7	5
	14	5
	28	5
40	7	5
	14	5
	28	5
Total		45



(a) 콘크리트 몰드 **(b) 공시체 다짐**

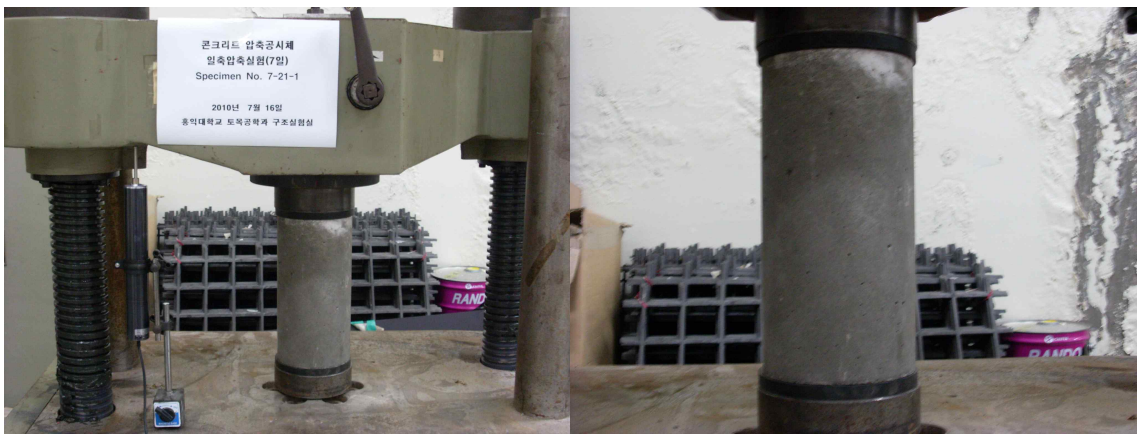
[그림 1.46] 콘크리트 공시체 제작



(c) 다짐 후 공시체 (d) 수중양생

[그림 1.46] 콘크리트 공시체 제작(계속)

콘크리트 공시체의 압축강도시험은 홍익대학교 토목공학과 구조재료실험실에서 수행하였다. 각 공시체는 100mm의 용량을 갖는 LVDT를 설치하여 길이방향 압축변위를 측정하였으며, UTM을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 1mm/min의 속도로 재하하였으며, LVDT로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. 콘크리트 공시체 압축강도 시험방법은 [그림 1.47]에 나타낸 것과 같다.



[그림 1.47] 콘크리트 공시체 압축강도시험

시험결과 모든 공시체는 [그림 1.48]에 나타낸 것과 같이 표면에 균열이 발생하며 파괴되었으며 28일 경과 후의 압축강도는 설계기준압축강도와 비교하여 유사하거나 크게 나타났다. 시험결과는 [표 1.11]~[표 1.13]에 정리하여 나타내었으며, 양생기간에 따른 콘크리트 공시체의 평균압축강도의 변화를 [그림 1.49]~[그림 1.51]에 나타내었다. [표 1.11]~[표 1.13]에서 평균압축하중으로 구한 압축강도는 괄호 내에 표현하였다.



[그림 1.48] 콘크리트 공시체의 파괴형태

[표 1.11] 콘크리트 공시체 압축강도시험결과(f_{ck}=21MPa)

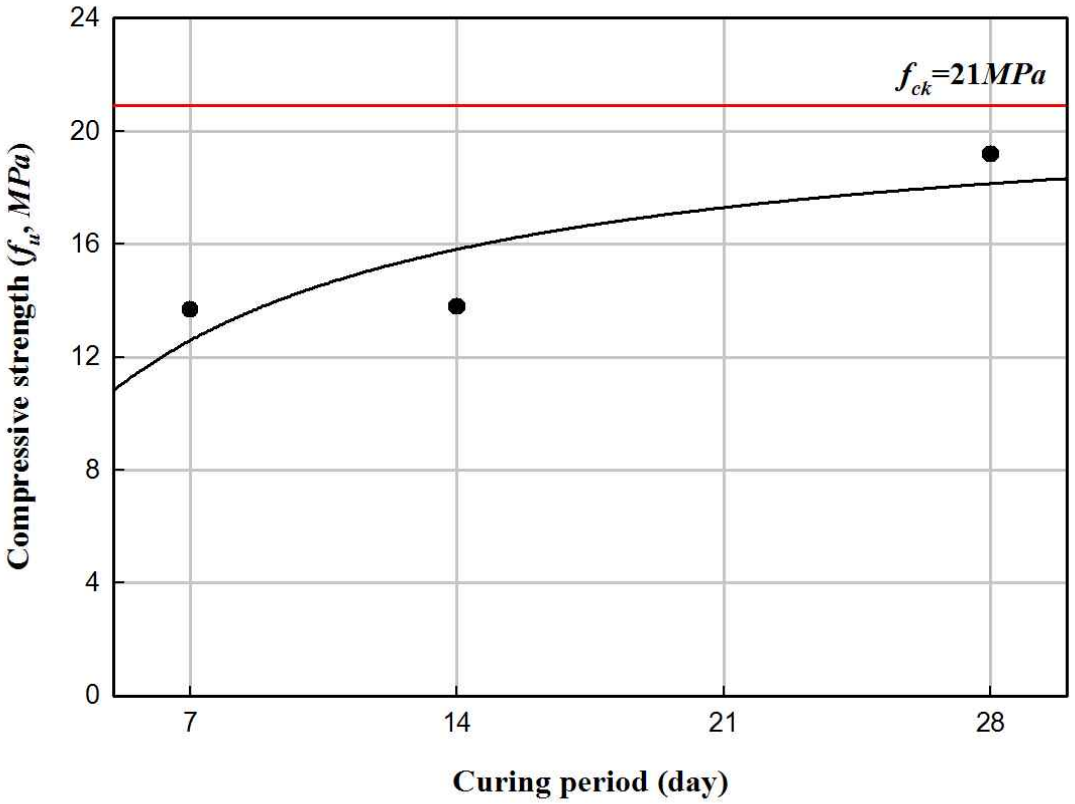
양생일수 (일)	시편번호	파괴하중 ($P_{ult(c)}$, kN)	평균파괴하중 ($P_{ave(c)}$, kN)	$f_{ave(c)}/f_{ck}$ (%)
7	21-7-1	270.83	241.57 (13.67MPa)	65.11
	21-7-2	141.37		
	21-7-3	250.54		
	21-7-4	203.35		
	21-7-5	278.62		
14	21-14-1	293.78	243.41 (13.77MPa)	65.59
	21-14-2	265.79		
	21-14-3	242.20		
	21-14-4	187.07		
	21-14-5	222.23		
28	21-28-1	318.12	338.91 (19.18MPa)	91.33
	21-28-2	337.44		
	21-28-3	366.52		
	21-28-4	280.52		
	21-28-5	361.17		

[표 1.12] 콘크리트 공시체 압축강도시험결과(f_{ck}=30MPa)

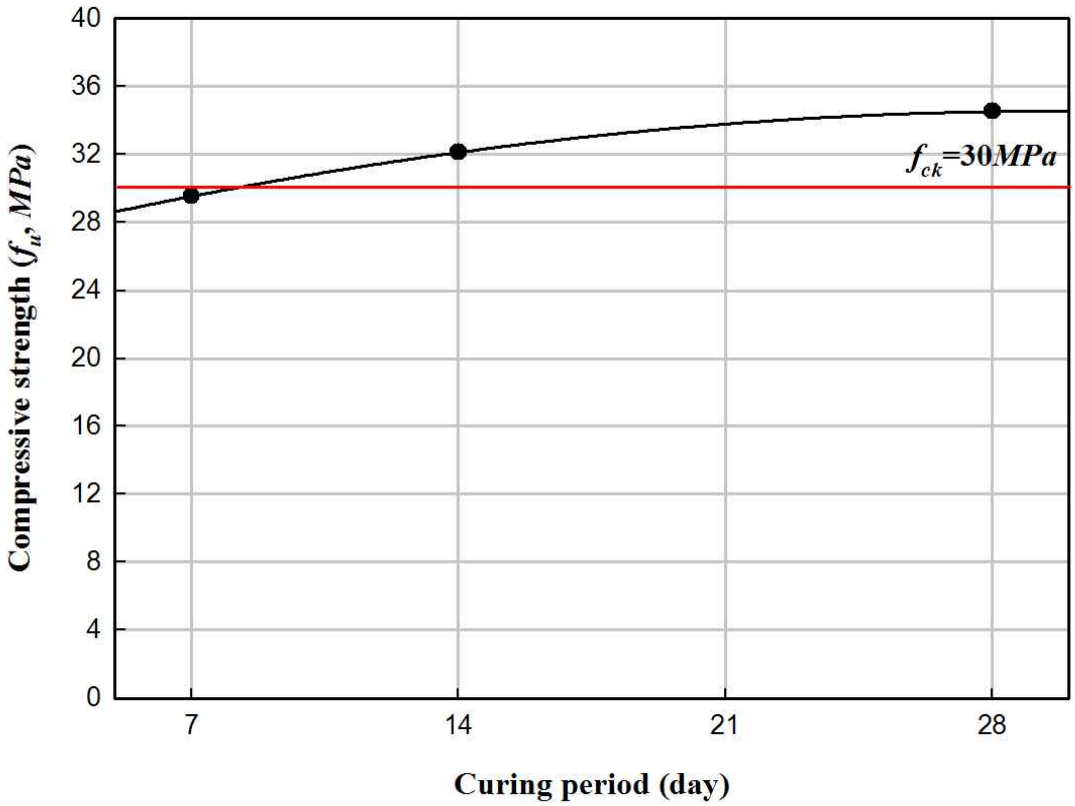
양생일수 (일)	시편번호	파괴하중 ($P_{ult(c)}$, kN)	평균파괴하중 ($P_{ave(c)}$, kN)	$f_{ave(c)}/f_{ck}$ (%)
7	30-7-1	516.02	521.85 (29.53MPa)	98.43
	30-7-2	503.13		
	30-7-3	454.26		
	30-7-4	555.01		
	30-7-5	546.39		
14	30-14-1	569.33	567.69 (32.12MPa)	107.08
	30-14-2	581.63		
	30-14-3	587.12		
	30-14-4	337.74		
	30-14-5	552.12		
28	30-28-1	635.04	610.21 (34.53MPa)	115.10
	30-28-2	652.10		
	30-28-3	523.94		
	30-28-4	614.38		
	30-28-5	581.21		

[표 1.13] 콘크리트 공시체 압축강도시험결과(f_{ck}=40MPa)

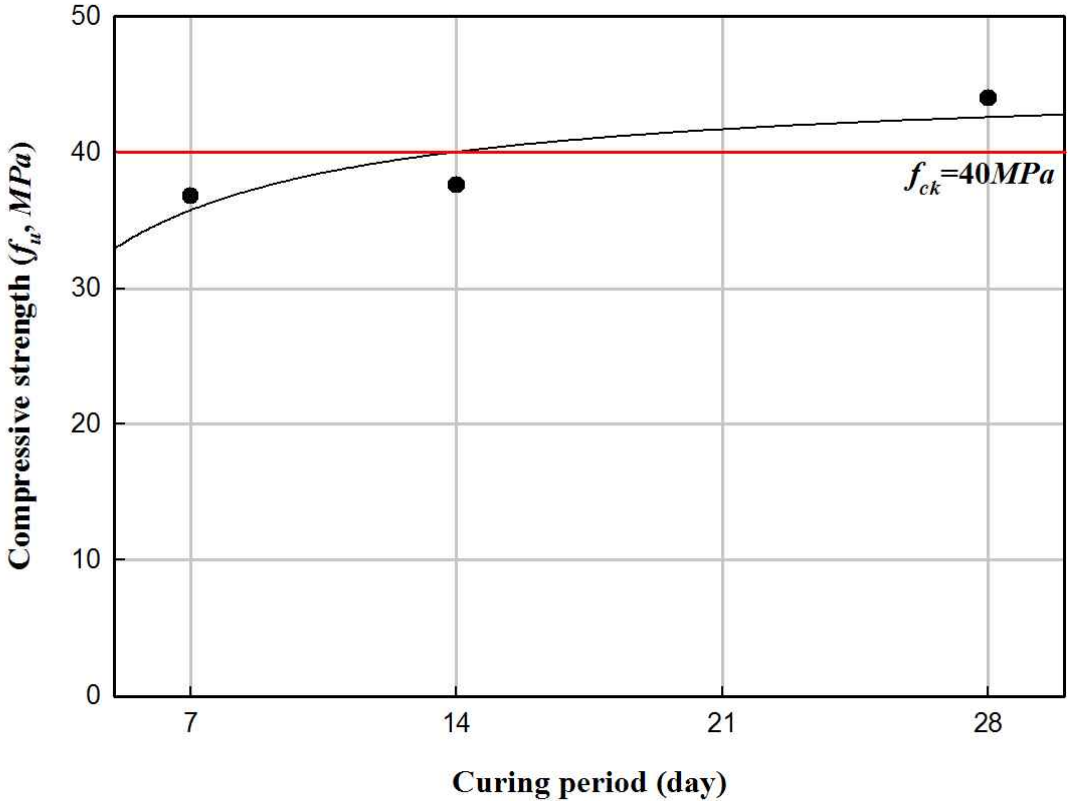
양생일수 (일)	시편번호	파괴하중 ($P_{ult(c)}$, kN)	평균파괴하중 ($P_{ave(c)}$, kN)	$f_{ave(c)}/f_{ck}$ (%)
7	40-7-1	629.61	649.95 (36.78MPa)	91.94
	40-7-2	669.96		
	40-7-3	644.15		
	40-7-4	650.56		
	40-7-5	655.15		
14	40-14-1	725.07	664.86 (37.62MPa)	94.06
	40-14-2	631.17		
	40-14-3	638.33		
	40-14-4	402.68		
	40-14-5	731.22		
28	40-28-1	822.35	777.49 (44.00MPa)	109.99
	40-28-2	757.82		
	40-28-3	835.14		
	40-28-4	752.31		
	40-28-5	744.90		



[그림 1.49] 양생기간에 따른 압축강도(21*MPa*)



[그림 1.50] 양생기간에 따른 압축강도(30*MPa*)



[그림 1.51] 양생기간에 따른 압축강도(40*MPa*)

바. FRP의 내한성 및 내식성

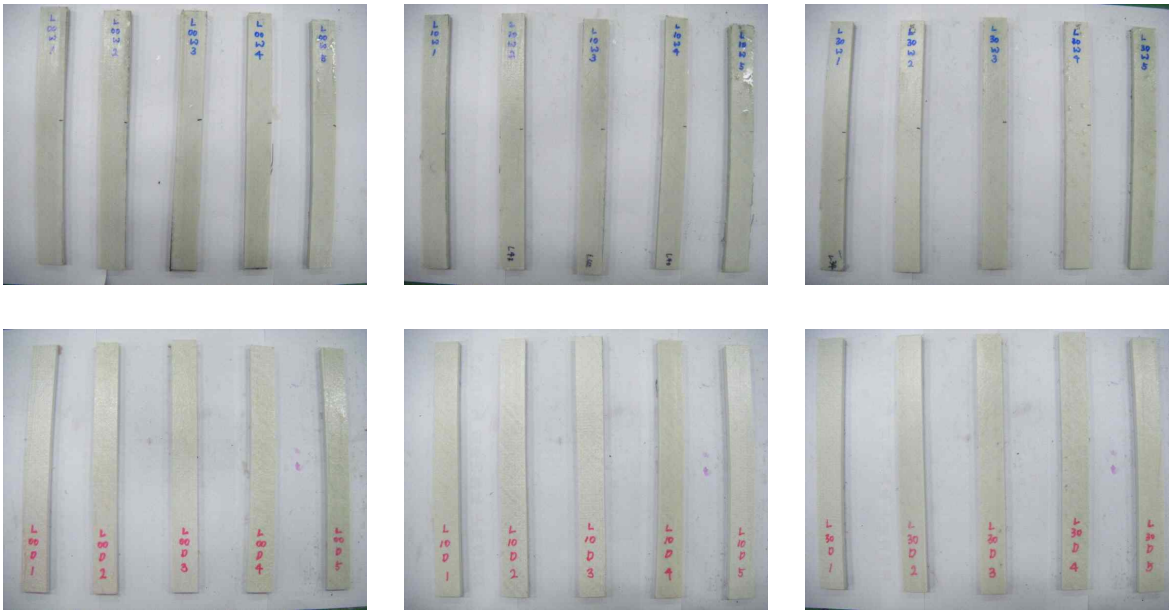
HCFFT 말뚝은 현장시공 후 지중에 위치하게 되며 지중의 지하수의 영향을 받게 된다. FRP는 부식에 강하고 온도에 따른 신장률이 작아 강재나 콘크리트에 비해 내부식성이 뛰어나기 때문에 말뚝으로 적용할 경우 장기내구성 측면에서 유리하다. 이를 검증하기 위하여 물에 침지시킨 FRP 시편과 침지시키지 않은 FRP 시편을 각각 -30℃ ~ +30℃의 온도이력을 작용시켜 인장실험을 통한 파괴강도의 변화를 살펴보았다.(김, 2010)

① 시편제작

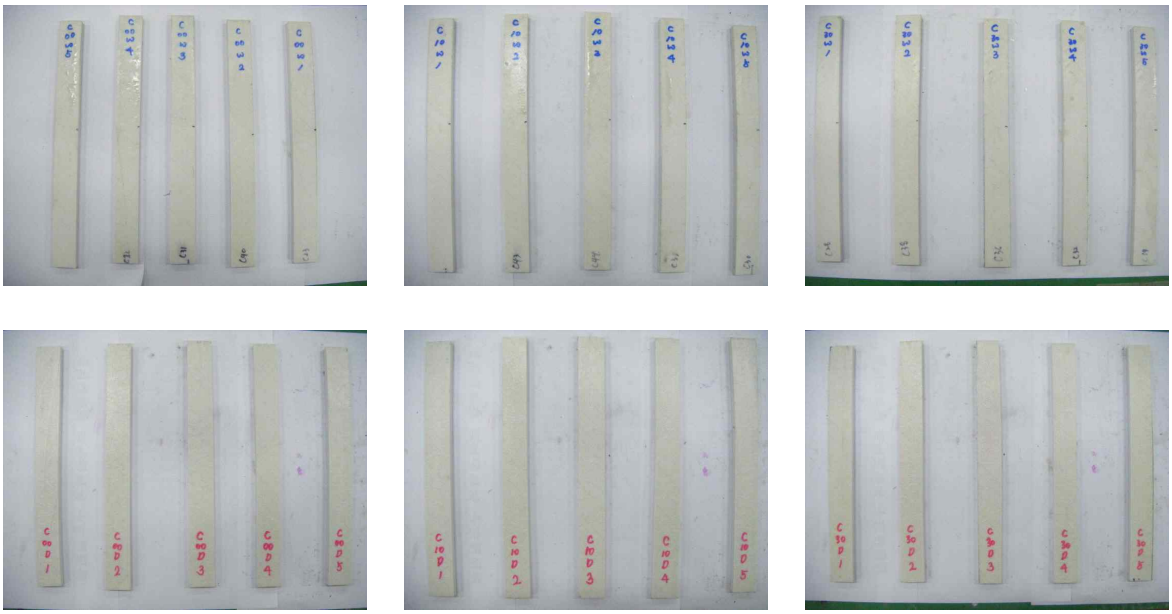
FRP 시편은 국내 제조사에서 제작한 제품으로 시편에 대해 인장시편을 제작하였다. FRP 시편은 ㄱ형, ㄷ형, I형의 복부와 플렌지로 4종류의 부재를 사용하였으며 부재별로 각각 물에 침지시킨 시편과 침지시키지 않은 시편을 준비하였다. 또한 온도 이력을 0회, 10회, 30회로 구분하여 각 변수별로 5개씩의 인장시편을 준비하여 총 120개의 시편을 준비하였다. 시편은 [그림 1.52]와 같으며 [표 1.14]에 정리하여 나타내었다.

[표 1.14] FRP 수분의 영향 및 온도이력 시험시편 치수

단면	시편번호	치수 (mm)			
		길이 (mm)	폭 (mm)	두께 (mm)	단면적 (mm^2)
ㄱ형	L-00-w-1	250	24.47	9.64	235.89
	L-10-w-2		24.97	9.70	242.21
	L-30-w-3		24.97	9.85	245.95
	L-00-d-4		25.90	9.47	245.27
	L-10-d-5		24.65	9.81	241.82
	L-30-d-6		25.39	9.75	247.55
ㄷ형	C-00-w-1		24.14	9.68	233.68
	C-10-w-2		24.71	9.77	241.42
	C-30-w-3		24.48	9.72	237.95
	C-00-d-4		24.87	9.79	243.48
	C-10-d-5		24.43	9.71	237.22
	C-30-d-6		25.64	9.81	251.53
I형 복부	IW-00-w-1		25.21	9.56	241.01
	IW-10-w-2		25.35	9.55	242.09
	IW-30-w-3		24.72	9.41	232.62
	IW-00-d-4		25.33	9.55	241.90
	IW-10-d-5		24.85	9.59	238.31
	IW-30-d-6		24.12	9.62	232.03
I형 플렌지	IF-00-w-1		26.49	9.63	255.10
	IF-10-w-2		24.63	9.86	242.85
	IF-30-w-3		24.58	9.89	242.85
	IF-00-d-4		26.16	9.68	253.23
	IF-10-d-5		26.15	9.98	260.98
	IF-30-d-6		24.22	9.85	238.57

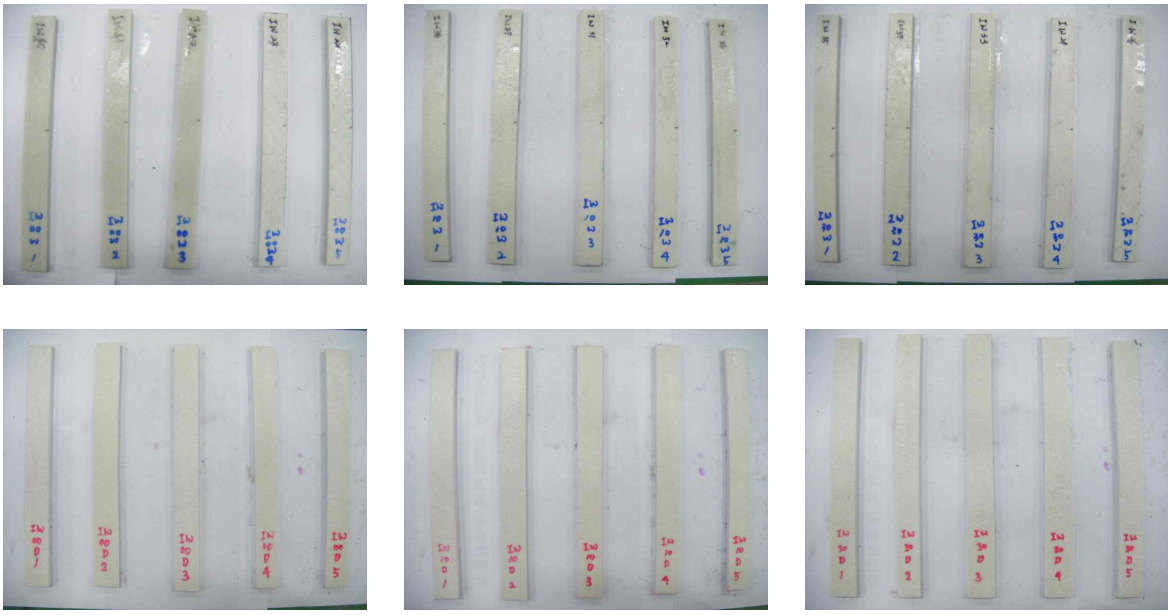


(a) ㄱ형 수분의 영향 및 온도이력 시험시편

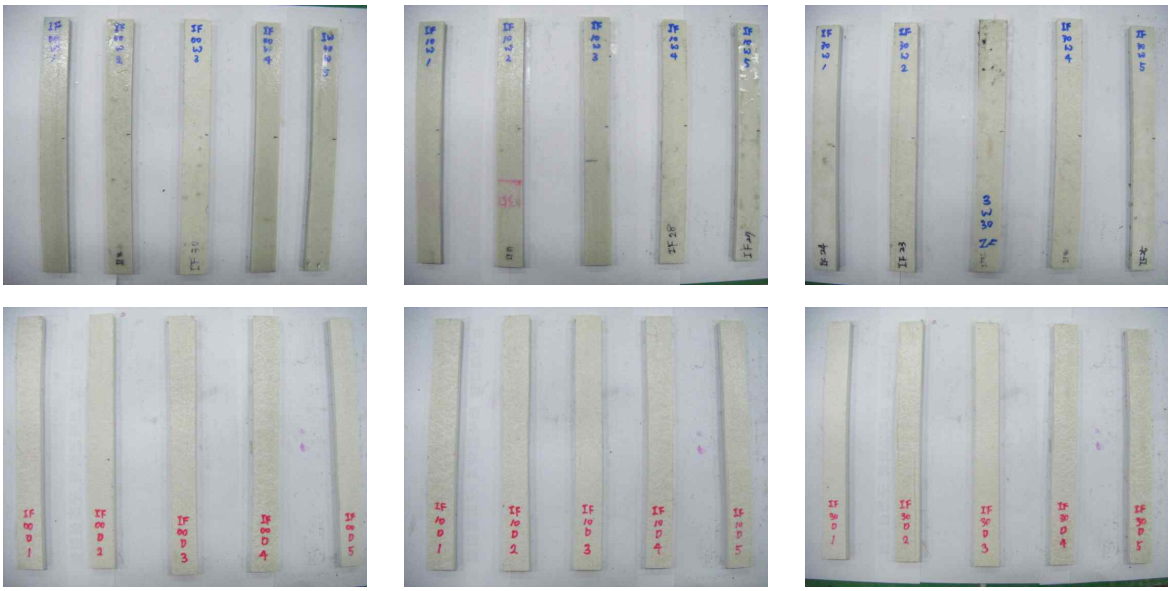


(b) ㄷ형 수분의 영향 및 온도이력 시험시편

[그림 1.52] FRP 수분의 영향 및 온도이력 시험시편



(c) I형-복부 수분의 영향 및 온도이력 시험시편



(d) I형-플렌지 수분의 영향 및 온도이력 시험시편

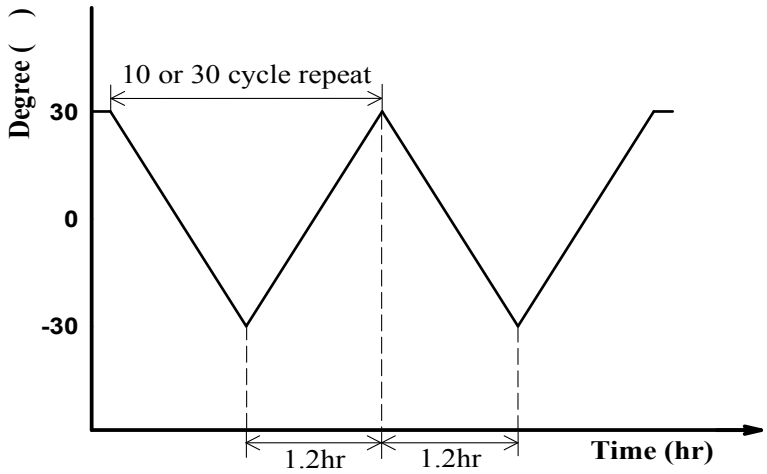
[그림 1.52] FRP 수분의 영향 및 온도이력 시험시편(계속)

② FRP의 수분의 영향 및 온도 이력 실험

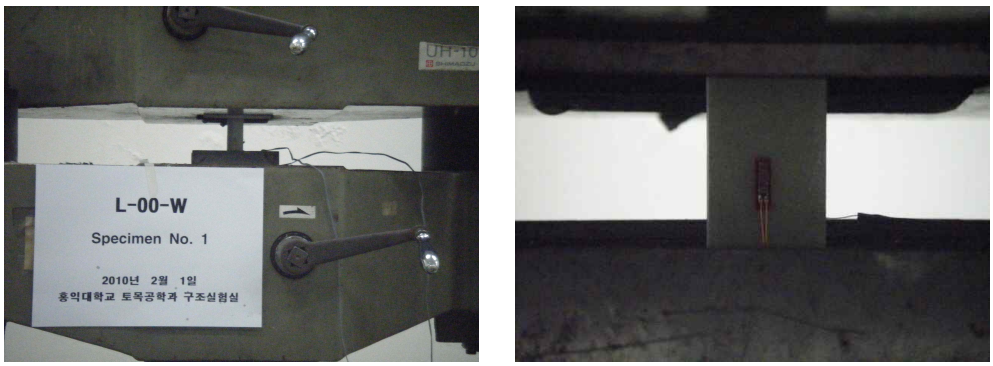
FRP 시편을 물에 침지시키는 과정에서 기존 연구문헌을 참고하여 60℃에서 4일간 침지하였다(F. Riebel and T. Keller, 2006). 침지시킨 시편의 형태는 [그림 1.52]에 나타내었으며 온도이력 또한 같은 논문을 참고하여 24시간을 2.4시간으로 치환하여 2.4시간의 온도이력을 1회로써 실험을 수행하였다. 1.2시간동안 +30℃에서 -30℃로 온도를 변화시킨 후 다시 1.2시간에 걸쳐 +30℃로 변화시켜 1회 온도 이력을 주는 과정을 10회와 30회를 반복하여 실험을 수행하였으며 [그림 1.53]에 온도이력을 형태를 나타내었다. 온도의 변화는 우리나라에서 기상청에서 월평균 최고온도와 월평균 최저온도를 조사하여 온도 구간을 설정하였다. 그림 1.10과 같은 TEMP850 Controller를 사용하여 자동으로 온도를 반복할 수 있도록 하였으며 10회 반복 후 인장실험을 실시하고 다시 20회 반복 후 인장실험을 실시하였다. 인장실험은 만능시험기인 Shimadzu사의 UH-100A를 이용하여 하중을 계측하였으며, 길이방향과 수직방향의 변형률 게이지의 데이터를 TDS-100A를 이용하여 수집하였다. 하중속도는 $5mm/mm$로 진행하였다. [그림 1.54]에 인장실험 형태를 나타내었다.



[그림 1.52] FRP 시편의 침지 형태 및 TEMP850 Controler



[그림 1.53] 온도이력



[그림 1.54] 인장실험

③ 실험 결과

각각의 FRP 시편의 길이방향 탄성계수와 강도 포아송비를 KS M ISO 527-4에서 규정한 변형률을 통하여 측정하였다. PFRP 시편의 파괴형태는 모든 시편에서 동일하게 급격한 취성파괴가 발생하였으며 [그림 1.55]에 나타내었다. 또한 변수에 따른 5개씩의 시편의 탄성계수와, 파괴강도, 포아송비의 평균값을 [표 1.15]에 나타내었다.

실험결과 온도이력 횟수의 영향을 살펴보면 인장강도는 온도이력의 횟수가 증가함에 따라 6%에서 19%까지 강도가 감소하였으며, 이 오차는 온도이력을 경험하지 않은 시편에 대한 실험오차보다 작은 수치로 온도이력에 의한 강도 변화는 크지 않음을 알 수 있었다. 탄성계수는 온도이력의 횟수가 증가하여도 변화가 거의 없이 비슷한 값을 나타내었으며 포아송비도 탄성계수와 같이 특별한 변화가 없음을 알 수 있었다. 온도이력의 횟수에 따른 강도와 탄성계수의 변화는 [그림 1.56]에 나타내었다.

수분에 의한 영향을 살펴보면 물에 침지시킨 시편과 물에 침지시키지 않은 시편의 강도와 탄성계수가 모두 일정한 추세 없이 각각 -1%에서 +14%까지, -4%에서 +13%까지 변

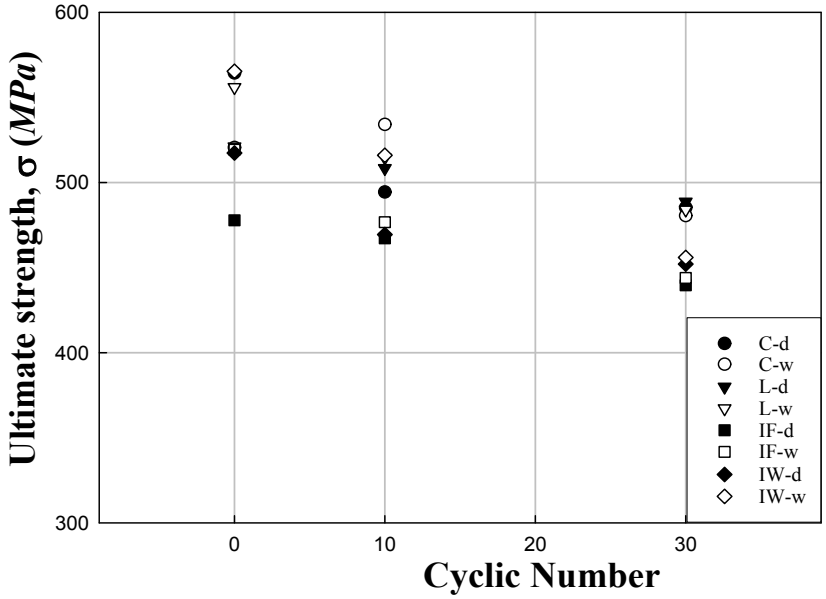
화하였다. 현재의 FRP시편은 수분에 대하여 강한 저항성을 지니고 있다고 알려진 폴리에스테르 수지를 사용하여 수분에 의한 영향이 적은 것으로 판단된다. 수분의 영향에 따른 강도와 탄성계수의 변화는 [표 1.16]에 나타내었다.



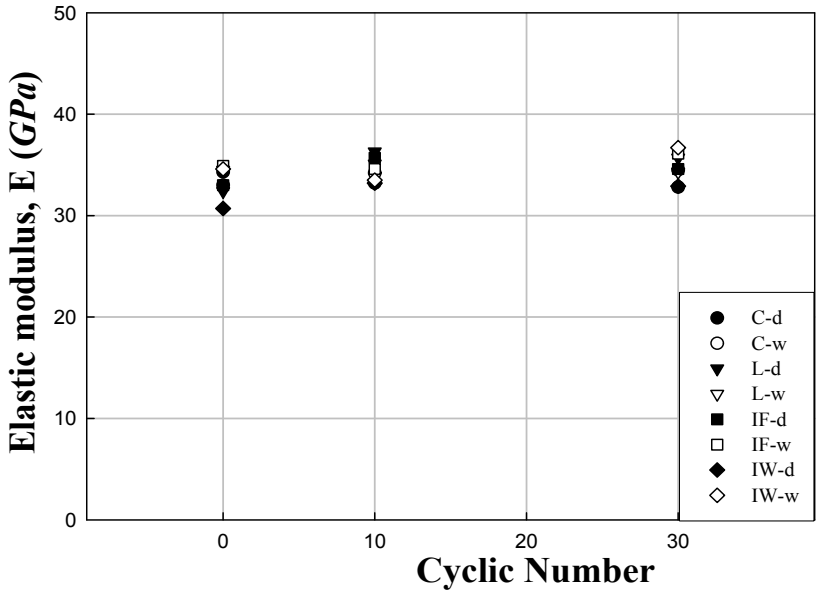
[그림 1.55] FRP 수분영향 및 온도이력 시편의 파괴형태

[표 1.15] FRP 수분의 영향 및 온도이력 실험결과

시편	탄성계수(*GPa*)	포아송비	극한강도(*MPa*)
L-00-d	32.4	0.32	521.00
L-10-d	36.3	0.31	508.31
L-30-d	35.7	0.32	488.62
L-00-w	34.5	0.31	555.95
L-10-w	35.1	0.31	514.56
L-30-w	34.3	0.30	483.93
C-00-d	34.3	0.32	564.31
C-10-d	33.2	0.31	494.40
C-30-d	32.8	0.31	485.29
C-00-w	33.0	0.32	520.54
C-10-w	34.2	0.32	534.08
C-30-w	34.5	0.35	480.52
IF-00-d	33.0	0.32	477.77
IF-10-d	35.7	0.30	467.15
IF-30-d	34.6	0.29	439.60
IF-00-w	34.9	0.30	519.24
IF-10-w	34.6	0.30	476.68
IF-30-w	36.1	0.29	443.88
IW-00-d	30.7	0.30	517.32
IW-10-d	33.2	0.30	469.42
IW-30-d	32.9	0.30	452.01
IW-00-w	34.6	0.31	565.36
IW-10-w	33.5	0.31	515.95
IW-30-w	36.7	0.30	455.96



(a) 인장파괴강도 변화



(b) 탄성계수 변화

[그림 1.56] 온도이력의 횟수에 따른 강도와 탄성계수의 변화

[표 1.16] FRP 수분의 영향에 따른 극한강도와 탄성계수의 변화

시편		극한강도 (*MPa*)			탄성계수 (*GPa*)		
		침지전	침지후	변화율	침지전	침지후	변화율
C	00	477.77	520.54	8.95	34.3	34.9	1.75
	10	467.15	534.08	14.33	33.2	34.6	4.22
	30	439.60	480.52	9.31	32.8	36.1	10.06
L	00	521.00	555.95	6.71	32.4	34.5	6.48
	10	508.31	514.56	1.23	36.3	35.1	-3.31
	30	488.62	483.93	-0.96	35.7	34.3	-3.92
IF	00	477.77	519.24	8.68	33.0	34.9	5.76
	10	467.15	476.68	2.04	35.7	34.6	-3.08
	30	439.60	443.88	0.97	34.6	36.1	4.34
IW	00	517.32	565.36	9.29	30.7	34.6	12.70
	10	469.42	515.95	9.91	33.2	33.5	0.90
	30	452.01	455.96	0.87	32.9	36.7	11.55

※변화율 = (침지후-침지전)/침지전×100

Ⅱ. 콘크리트 충전 FRP Tube(CFFT)

압축재에서 FRP를 거푸집과 콘크리트를 보강하는 외부 보강재로 사용하기 위한 연구는 고전적인 콘크리트 채움 강관(Concrete filled tube, CFT)에서부터 수정, 보완, 발전되어 20세기 초 이미 콘크리트 기둥에 횡방향 구속력을 가하면 기둥 축방향 강도와 연성이 증가한다는 결과를 얻었다. 강재 보강 CFT의 경우 구조재로서의 성능이 규명되어 현재 건설분야에서 각종 구조재로 다양하게 사용되고 있다. 그러나 CFFT의 경우 아직까지 구조적 거동이 명확하게 규명되지 않아 적용성에 한계를 나타내고 있다. 따라서 이 연구에서는 CFFT에 대한 기존 연구결과를 조사, 분석하여 지금까지 증명된 구조적 거동 특성을 조사하였다. 또한, 1절에서 재료의 역학적 성질 시험에서 사용한 FFRP와 콘크리트로 제작한 CFFT에 대한 압축강도실험을 실시하였다.

Ⅱ-1. 콘크리트 충전 강관(CFT)

CFT는 원형 또는 각형의 강관 안에 콘크리트를 충전한 구조부재로서 강관이 콘크리트를 구속하여 압축성능을 향상시켜 구조적으로 안전성을 확보할 수 있다. CFT는 경제성 및 시공성이 우수하여 현재 많은 건설분야에 다양하게 적용되고 있다(대한건축학회, 2004). CFT의 최초 현장적용은 1879년 영국의 Severn 철도교의 교각으로 알려져 있다. 또한, 최초 연구논문으로 1901년에 Sewell은 강관 내부의 콘크리트를 충전하면 중공강관에 비해 강성이 약 25% 증가하는 것을 확인하여 발표하였다. 1961년 일본에서는 송전철탑에 CFT를 적용하여 시공하였으며, 1967년에 강관콘크리트 구조설계기준이 일본건축학회에서 처음 제정되었다. 미국에서는 Kloppel, Goder에 의해 CFT에 대한 연구가 처음 진행되었으며, 1960년에 ACI-63에 반영되었다. 유럽에서는 1995년 CIDECT (Comité International Pour Ie Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire)를 중심으로 CFT의 설계지침을 제정하였다(신, 2010).

국내에서는 1990년대에 들어서면서 본격적인 연구가 이루어지기 시작하였으며, 현재까지 활발한 연구가 진행되고 있다. 특히, 1990년대 중반에 건축분야에서 고층건물시스템에 CFT기둥을 사용한 건설계획을 세움으로써 CFT에 대한 연구가 활성화되었다. 하지만 국외 선진국들에 비해 기술의 적용성이나 다양성 측면에서 다소 부족한 실정이다.

CFT의 구조적 특징은 콘크리트 충전여부에 관계없이 일반적인 강재나 철근콘크리트 말뚝에 비해 세장비가 크고, 단면을 상대적으로 최소화하여 제작할 수 있는 장점이 있다. 또한, 콘크리트를 충전시킴으로써 압축강도와 변형률의 향상으로 다른 단일 재료로 이루어진 말뚝에 비해 단면을 최소화 할 수 있다.

CFT의 단면에 축방향 하중이 작용할 경우 강관은 콘크리트의 팽창에 따른 횡압력을 받아 2축압축상태가 되고, 충전된 콘크리트는 자체적으로 강도증가에 기여할 뿐만 아니

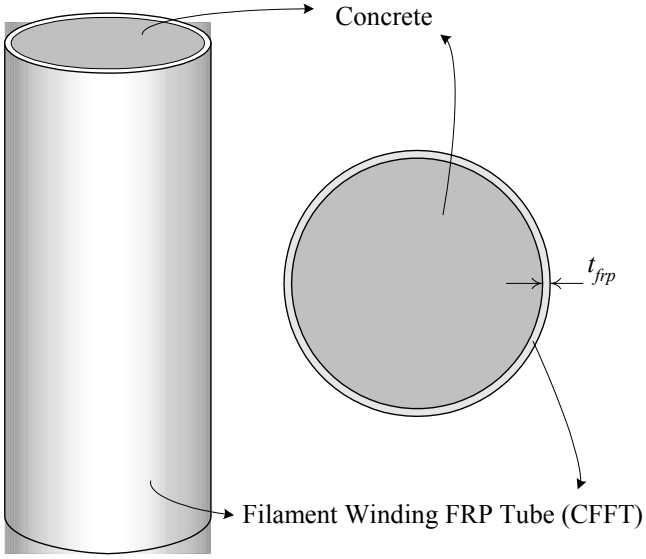
라 강관의 구속에 의해 3축압축상태가 되어 향상된 압축강도를 발휘할 수 있으며, 강관 내부를 채움으로써 강관의 국부좌굴이 원주의 외부로만 발생하게 제약함으로 CFT의 좌굴강도와 내구성을 향상시킬 수 있다. 또한, CFT를 구조물에 사용하여 시공할 경우 거푸집이 필요하지 않고 공장에서 표준화된 제작공정으로 생산할 수 있어 시공성과 경제성 모두를 만족시킬 수 있다. 그러나 CFT는 콘크리트와 강관 접촉면에서 하중이 증가함에 따라 발생하는 응력분포에 대해 알 수 없기 때문에 접합부 설계에 대한 문제점이 있으며, CFT가 사용되는 구조물이 해양환경이나 극지환경 일 경우 염분에 의한 부식과 동결로 인해 강관이 파열되는 현상이 발생하는 경우 등에 대한 대책이 필요하다(대한건축학회, 2004).

Ⅱ-2. CFFT의 구성 및 압축 거동 특성

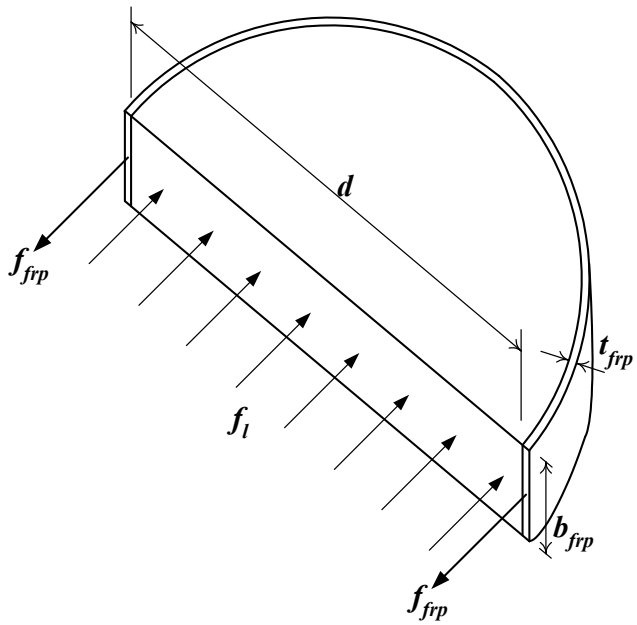
CFFT 압축부재에서 횡방향 구속은 압축하중에 의해 원주방향에 대한 직각방향(반지름방향)으로 팽창(포아송 효과)하여 반지름방향으로 변형이 발생할 때 구속된 재료에 의해 발생하는 압력을 의미한다. CFFT의 구속에 대한 역학적 거동은 콘크리트가 팽창하는 정도와 그 팽창을 억제하는 구속부재의 강도와 강성에 의해 결정된다. 따라서, [그림 2.1]의 CFFT 부재에 압축력이 재하될 경우 심부콘크리트가 포아송 효과로 반지름 방향으로 팽창하게 되고, FRP는 이 팽창을 억제하여 부재 전체의 압축성능이 향상된다(최 등, 2010).

건설분야에서 콘크리트 압축재의 심부를 구속하는 가장 일반적인 방법으로는 띠철근이나 나선철근을 사용하는 방법이 적용되어 왔다. 특히, 나선철근의 경우 그 배치간격에 따라 심부콘크리트를 효과적으로 구속하여 압축성능 향상에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 그러나 외부 유해환경으로부터 철근을 보호하기 위한 콘크리트 피복은 결국 압축재 전체의 단면을 증가시키게 되며, 균열이나 파손 등에 의해 완전한 구속효과를 거두지 못하는 것으로 연구, 보고된 바 있다(이, 2001). 이에 반해 그림 2.11의 CFFT는 콘크리트의 외곽에 위치하여 외부 유해환경으로부터 심부콘크리트를 보호하며, 특히, 수분의 침투를 막을 수 있어 내부에 배근된 철근을 보호할 수 있다. 또한, 뛰어나 연성과 원주방향의 높은 강도 및 강성은 심부콘크리트의 팽창을 효과적으로 구속할 수 있다. 이러한 구속정도는 평형조건으로부터 쉽게 결정할 수 있다(신, 2010).

CFFT 압축재가 압축하중을 받을 경우 극한상태에서 [그림 2.2]에 나타낸 것과 같이 콘크리트의 포아송 효과로 반지름 방향으로 발행하는 응력과 FRP에 의한 구속응력은 평형을 이루게 되어 식 (2.1)의 관계가 성립한다.



[그림 2.1] CFFT의 구성(박, 2007; 신, 2010)



[그림 2.2] FRP 구속효과(박, 2007; 신, 2010)

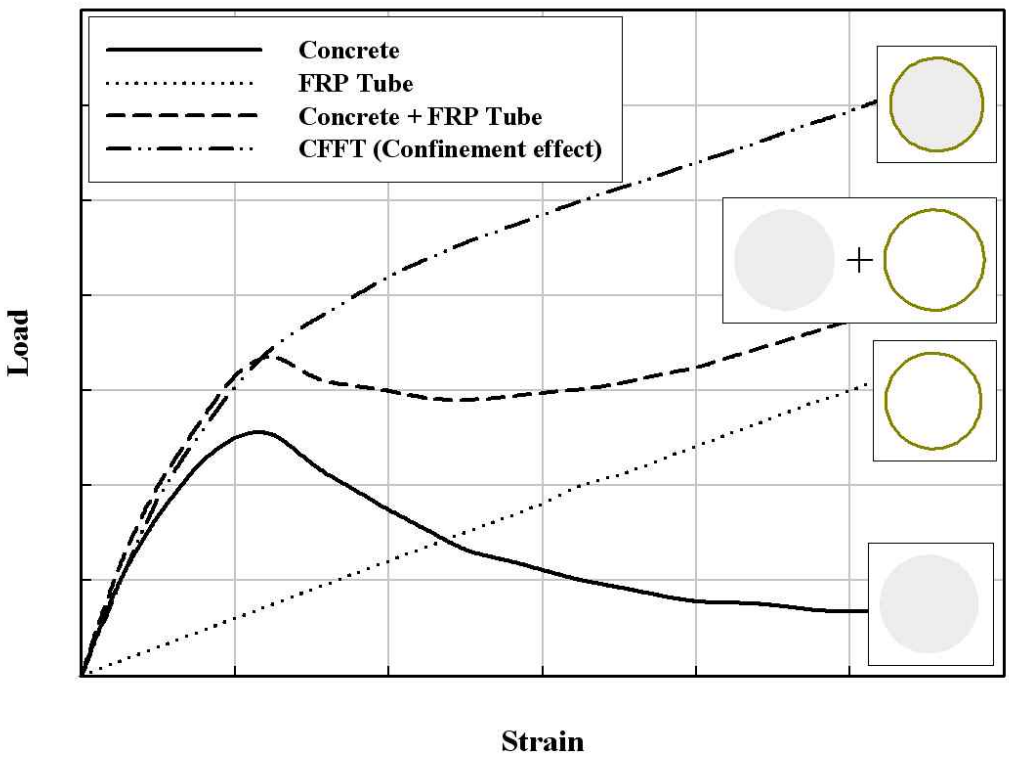
$$f_l = \frac{2f_{frp} \cdot t_{frp}}{d} = \frac{\rho_{frp} \cdot f_{frp}}{2} \tag{2.1}$$

식 (2.1)에서 f_l은 구속압(Confining Pressure)이고, f_{frp}, t_{frp}는 각각 외곽을 구성하고 있는 FRP의 원주방향 인장강도와 보강두께를 나타내며, ρ_{frp}는 심부콘크리트와 FRP의 체적비로서 식 (2.2)와 같이 정의된다(박, 2010).

$$\rho_{frp} = \frac{\pi \ d t_{frp}}{\frac{\pi d^2}{4}} = 4\frac{t_{frp}}{d} \tag{2.2}$$

구속압은 식 (2.1)에 나타낸 바와 같이 구속하는 재료의 강도 및 두께의 함수로 나타나며, 구속효과(Confining Effect)는 구속된 재료 및 구속하고 있는 재료의 역학적 성질에 따라 영향을 받는다. CFFT의 압축성능은 [그림 2.3]에 나타낸 바와 같이 CFFT를 구성하고 있는 재료의 압축성능과 더불어 구속효과에 의한 성능 증진효과가 있는 것으로 알려져 있다.

[그림 2.3]에서 실선은 구속되지 않은 무보강 콘크리트의 하중-변형률 관계이고, 짧은 점선(Short-dash)은 FRP 원통관의 축방향 압축하중에 대한 하중-변형률 곡선이며, 긴 점선(Long-dash)은 FRP 원통관과 무보강 콘크리트의 대수적인 합을 표현한 곡선이다. 그러나 FRP 원통관에 콘크리트를 충전한 CFFT는 두 재료의 대수적인 합과 더불어 구속효과로 인해 이점쇄선과 같은 압축거동을 나타낸다. 이 구속효과에 대해서는 현재까지도 많은 연구자들에 의해 다양하게 연구가 수행되고 있다(박, 2010).



[그림 2.3] CFFT의 압축거동(박, 2010; 신, 2010)

앞에서 설명한 바와 같이 기존 연구결과 구속된 콘크리트의 압축강도 평가식은 Richart 등(1982)에 의해 처음으로 제안되었으며, 식 (2.3)의 형태를 따르고 있다.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f_{co}} \tag{2.3}$$

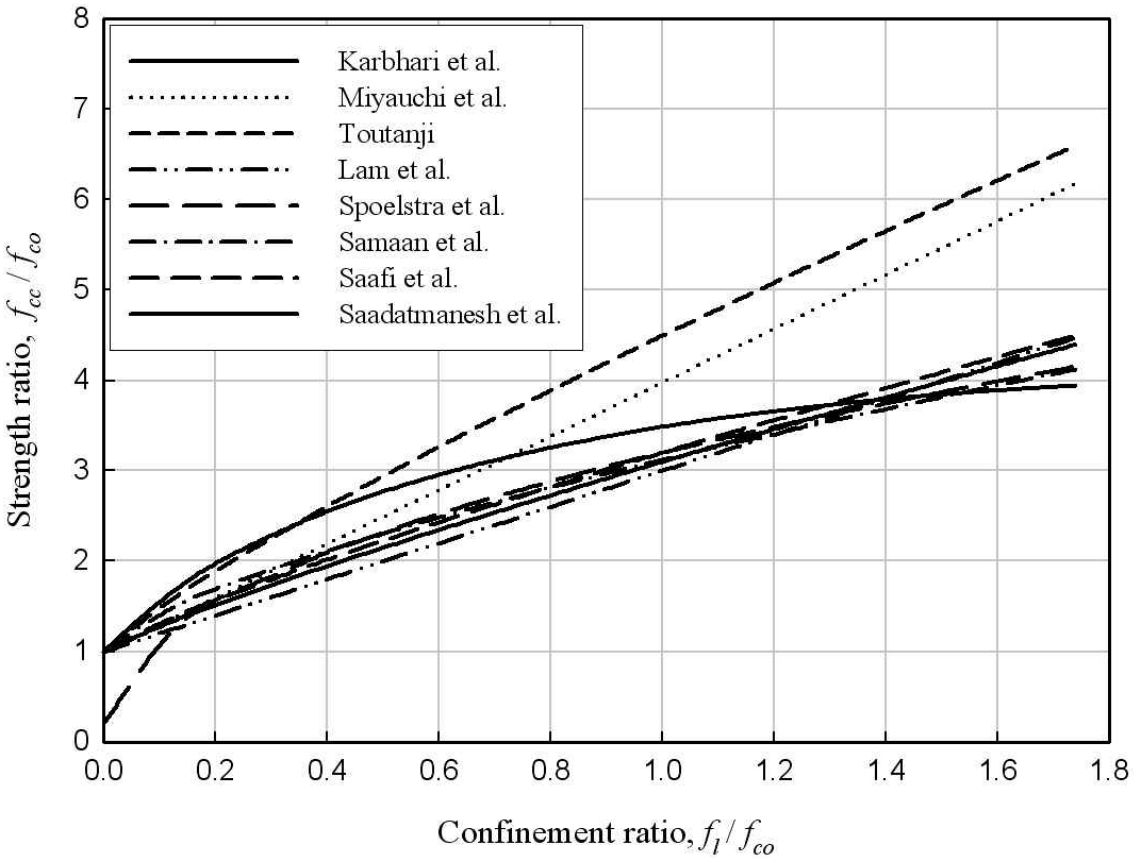
식 (2.3)은 강재에 의해 구속된 콘크리트의 실험적 연구로부터 제안되었고, 구속되지 않은 콘크리트의 강도(f_{co})와 구속된 콘크리트의 강도(f_{cc})의 비로 구성되며, 구속비(f_l/f_{co})와 강도비(f_{cc}/f_{co}) 사이의 관계는 선형을 나타낸다. 이 후 여러 연구자(Kabhari 등, 1997; Samaan 등, 1998; Miyauchi 등, 1999; Saafi 등, 1999; Touganji, 1999 등)들의 실험적 연구에 의해 식 (2.3)은 FRP에 의해 구속된 콘크리트의 강도 추정에도 사용할 수 있는 것으로 평가되고 있다(박, 2010).

식 (2.3)에서 k_1은 구속계수(Confinement Effectiveness Coefficient)로 정의된다. Richardt 등(1982)은 강재에 의해 효과적으로 보강된 경우 구속계수 k_1은 4.1이며, 띠철근을 사용한 철근콘크리트 부재에서도 약 4.1의 값을 갖는 것으로 관련 문헌에 설명되어 있다. 그러나 FRP로 구속된 경우 구속계수 k_1은 많은 연구자들에 의해 그들의 실험적 연구를 근거로 각각 달리 정의하고 있다. 각 연구자들에 의해 제안되고 있는 구속계수 k_1은 [표 2.1]에 나타내었다.

[표 2.1]에 나타낸 구속계수는 그림 2.14에 나타낸 바와 같이 상수로 표현될 경우 강도비와 구속비의 관계가 선형으로 변화한다는 것을 의미하며, 구속압과 콘크리트 강도의 함수로 표현될 경우 강도비와 구속비의 관계는 비선형으로 변화한다는 것을 알 수 있다. [표 2.1]에서 Samaan 등과 Saafi 등이 제안한 식은 콘크리트로 채워진 FRP 원통관에 대한 실험결과에 근거를 두고 있는 반면 다른 식들은 콘크리트 기둥을 FRP로 감싼(Wrapping) 실험체에 대한 실험결과를 근거로 하고 있다(Lam 등, 2002).

[표 2.1] CFFT의 유효구속계수, k_1(박, 2007)

Karbhari et al. (1997)	Samaan et al. (1998)	Miyauchi et al. (1999)	Saafi et al. (1999)	Toutanji (1999)	Lam et al. (2003)
$2.10\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{-0.13}$	$6.00 f_l^{-0.3}$	2.98	$2.20\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{-0.16}$	$3.50\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{-0.15}$	2.00



[그림 2.4] 강도비와 구속비의 관계(박, 2010)

CFFT의 압축강도는 구속계수에 따라 차이를 나타내며, 기존 연구결과에서 알 수 있듯이 연구결과에 따라 그 값을 달리하고 있다. 따라서 국내의 CFFT부재를 건설분야에 적용하기 위한 강도를 평가할 경우 [표 2.1]에 나타낸 유효구속계수를 사용하기 위해서는 적절한 검증절차를 거쳐야 할 것으로 판단된다.

이 연구에서는 기존 연구내용을 참고로 하여 위에서 설명한 압축성능 외의 CFFT의 특성을 설명하였다.

가. CFFT의 극한변형률

기둥의 설계에 있어서 콘크리트의 축방향 극한변형률은 매우 중요한 의미를 갖는다. CFFT의 축방향 극한변형률을 유도하기 위한 과정을 간략히 설명하면 다음과 같다.
CFFT는 상부 압축하중을 받으면 횡방향으로 구속되어 있기 때문에 심부콘크리트는 3축 응력상태에 있게 된다. 따라서 각 방향에 대한 변형률은 응력과 변형률의 관계를 선형탄성으로 가정하면 식 (2.4), (2.5), (2.6)과 같이 표현할 수 있다(Lam 등, 2003).

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_{\text{sec}}}\left[\sigma_1 - \nu_{\text{sec}}(\sigma_2 + \sigma_3)\right] \tag{2.4}$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E_{\text{sec}}}\left[\sigma_2 - \nu_{\text{sec}}(\sigma_1 + \sigma_3)\right] \tag{2.5}$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E_{\text{sec}}}\left[\sigma_3 - \nu_{\text{sec}}(\sigma_2 + \sigma_3)\right] \tag{2.6}$$

식 (2.4), (2.5), (2.6)에서 E_{sec}는 탄성구간의 접선탄성계수이고 첨자 1은 축방향, 2, 3은 각각 반지름 방향과 원주 방향 변형률이다. 또한 각 식에서 σ_1, ϵ_1에 CFFT의 축방향 응력 및 변형률 σ_c, ϵ_c를 대입하고 σ_1, σ_2, ϵ_1, ϵ_2에 각각 CFFT의 횡방향 구속응력 σ_r과 변형률 ϵ_r을 대입하면 축방향 변형률은 식 (2.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_c = -\frac{\epsilon_r}{\nu_{\text{sec}}} + \frac{(1 - \nu_{\text{sec}} - 2\nu_{\text{sec}}^2)\sigma_r}{\nu_{\text{sec}} E_{\text{sec}}} \tag{2.7}$$

식 (2.7)에서 구속응력 σ_r에 식 (2.1)의 구속압을 대입하면 식 (2.8)과 같다. FRP 재료의 특성상 응력-변형률 관계는 일반적으로 선형관계를 나타내므로 식 (2.8)에서 FRP 강도 f_{frp}를 탄성계수와 변형률의 곱으로 표현하였다.

$$\epsilon_c = -\frac{\epsilon_r}{\nu_{\text{sec}}} + \frac{(1 - \nu_{\text{sec}} - 2\nu_{\text{sec}}^2)}{\nu_{\text{sec}} E_{\text{sec}o}} \frac{E_{frp} t_{frp} \epsilon_h}{d/2} \tag{2.8}$$

원주방향으로 보강된 FRP가 파괴되는 극한상태에서 심부콘크리트의 접선탄성계수는 식 (2.9)와 같다(Lam 등, 2003).

$$E_{secu} = \frac{E_{seco}}{1+4\left[\frac{(k_1-1)}{\sqrt{3}}\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{E_{sec}d/2}\right)\left(\frac{\epsilon_{hfu}}{\epsilon_{co}}\right)\right]} \tag{2.9}$$

식 (2.8), (2.9)에서 E_{seco}는 구속되지 않은 콘크리트의 접선탄성계수($=f_{co}/\epsilon_{co}$)이다. FRP변형률을 극한변형률로 대체하고 식 (2-9)를 정리하여 식 (2.8)에 대입하면 CFFT의 축방향 극한변형률은 식 (2.10)과 같이 나타낼 수 있다(Lam 등, 2003).

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = \frac{\epsilon_{h,rup}}{\nu_{secu}\epsilon_{co}} + \frac{(1-\nu_{secu}-2\nu_{secu}^2)}{\nu_{secu}}\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{E_{seco}d/2}\right)\times\left(\frac{\epsilon_{h,rup}}{\epsilon_{co}}\right) + \frac{4(k_1-1)}{\sqrt{3}}(1-\nu_{secu}-2\nu_{secu}^2)\times\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{E_{seco}d/2}\right)^2\left(\frac{\epsilon_{h,rup}}{\epsilon_{co}}\right)^2 \tag{2.10}$$

식 (2.11)에서 ϵ_{hfu}는 보강된 FRP의 원주방향 극한변형률이며, 축방향 극한변형률(ϵ_{cc})은 구속강성비(Confinement stiffness ratio, $E_{frp}t_{frp}/E_{seco}d/2$) 및 FRP의 원주방향 극한변형률에 영향을 받는 것을 알 수 있다. 또한, CFFT의 축방향 극한변형률에 영향을 미치는 포아송비는 Lam 등(2002)의 연구에서 구속강성비의 함수로 표현이 가능한 것으로 나타났다. CFFT의 축방향 극한변형률에 영향을 주는 인자와 기존 연구결과를 반영하면 식 (2.10)은 식 (2.11)과 같이 간소화된 식으로 표현할 수 있다(Richart 등, 1928).

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = c + k_2\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{E_{seco}D}\right)^{\alpha}\left(\frac{\epsilon_{hfu}}{\epsilon_{co}}\right)^{\beta} \tag{2.11}$$

식 (2.11)에서 c, α, β, k_2는 각각 극한상태에서 포아송비의 영향을 반영한 계수이다. CFFT는 외부 FRP의 구속에 의해 콘크리트의 축방향 극한변형률이 증가되며 가장 큰 변수는 구속강성비라고 가정하여 식 (2.11)에서 α, β에 1을 대입하면 식 (2.12)와 같이 간단한 형태로 가정할 수 있다(Richart 등, 1928).

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = c + k_2\frac{f_l}{f_{co}} \tag{2.12}$$

기존 연구자들에 의한 CFFT의 극한압축변형률은 식 (2.12)에 실험결과를 대입하여 계수 c, k_2를 결정하고 있다. 또한, 식 (2.12)에서 구속비와 극한변형률의 관계는 선형을 나타내는 것으로 보고된 바 있으며(Karbhari 등, 1997; Lam 등, 2001), Lam 등은 이러한 연구결과와 자신의 실험적 연구로부터 GFRP 원통관에 콘크리트를 채운 압축부재의 축방향 극한변형률의 하한값을 제시한 바 있다.

나. CFFT의 응력-변형률 특성

기존 강재로 구속된 콘크리트에 대한 응력-변형률 예측모델은 FRP로 구속된 콘크리트의 변형률을 정확히 예측하지 못하는 것으로 평가되고 있다(Mander 등, 1998). 특히, 실험적 연구결과 CFFT의 응력-변형률 관계는 이중선형 형태로 나타나고 있으나, 강재에 대해 연구된 예측모델은 이러한 거동을 예측하지 못하고 있다. 따라서, CFFT에 대한 응력-변형률 모델에 대한 연구가 지속되어 몇몇 연구자들에 의해 제안되고 있으나 각기 다른 식들을 제안하고 있으며, CFFT를 설계에 적용할 경우 검증절차가 필요할 것으로 생각된다. CFFT의 응력-변형률에 대한 예측모델을 간략히 살펴보면 다음과 같다(Lam 등, 2002; 이, 2002; 김, 2001).

① Fardis 등(1982)

FRP로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델은 Fardis 등(1982)이 처음으로 식 (2.13)과 같이 제안하였다.

$$f_c = \frac{E_c \epsilon_c}{1 + \epsilon_c (E_c / f_{cc} - 1/\epsilon_{cc})} \tag{2.13}$$

여기서, $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.0005 \frac{2E_{frp} t_{frp}}{d f_{co}}$

식 (2.13)에서 E_c, ϵ_c는 각각 구속되지 않은 콘크리트의 탄성계수와 변형률이며, f_{cc}, ϵ_{cc}는 각각 구속된 콘크리트의 압축강도와 변형률이다.

② Mander 등(1988)

Mander 등(1988)이 제안한 응력-변형률 모델은 강재에 의해 구속된 콘크리트에 대해 개발된 식이며, 여러 연구자들에 의해 FRP로 구속된 응력-변형률 거동을 예측하기 위해 다양한 연구에 사용되었다. 이 모델은 Provics(1973)가 제안한 식을 기초로 하고 있으며, 구속된 콘크리트의 일축응력과 변형률 관계는 [그림 2.5]에 나타내었다. 제안된 응력-변형률 관계는 식 (2.14)와 같다.

$$f_c = \frac{f_{cc}\, x\, r}{r - 1 + x^r} \tag{2.14}$$

여기서, $x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$

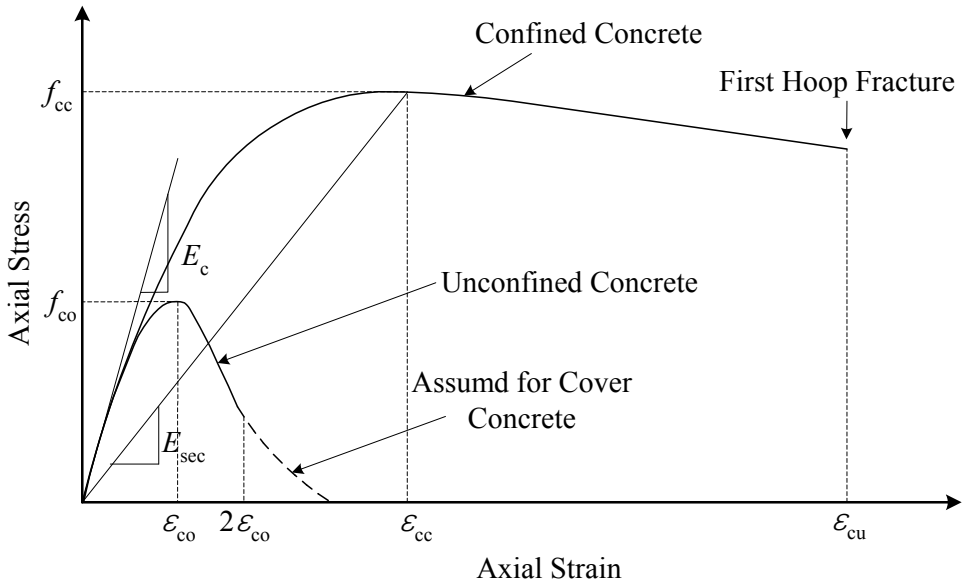
$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left[1+5\left(\frac{f_{cc}}{f_{co}}-1\right)\right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f_{co}}\,(MPa)$$

$$E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f_{cc} = f_{co}\left(-1.254+2.254\sqrt{1+\frac{7.94f_l}{f_{co}}}-2\frac{f_l}{f_{co}}\right)$$



[그림 2.5] Mander 등의 응력-변형률 모델(1998)

$$f_c = \frac{f_{cc}\,x\,r}{r-1+x^r} \tag{2.14}$$

여기서, $x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left[1+5\left(\frac{f_{cc}}{f_{co}}-1\right)\right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}$$

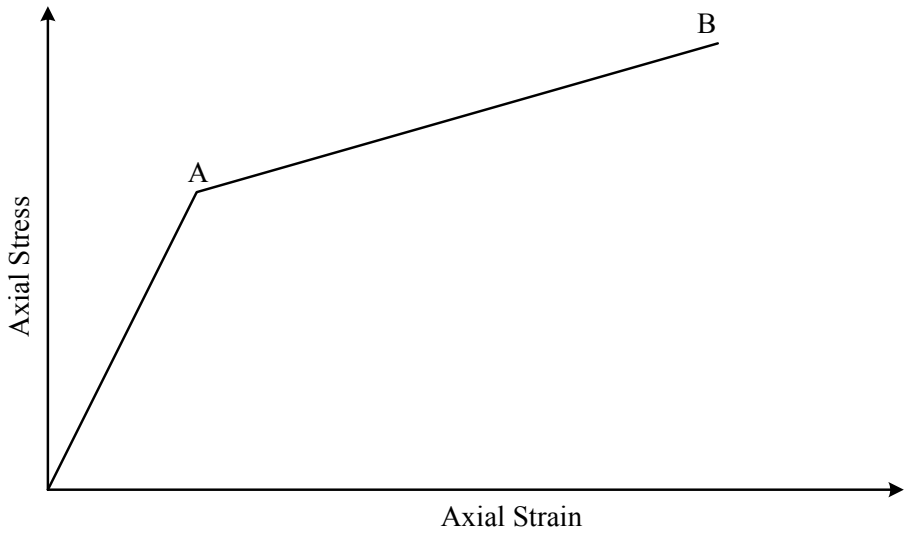
$$E_c = 5000\sqrt{f_{co}}\,(MPa)$$

$$E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f_{cc} = f_{co}\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{co}}} - 2\frac{f_l}{f_{co}}\right)$$

③ Karbhari 등(1997)

Karbhari 등(1997)은 콘크리트 기둥을 FRP로 감싼 실험체에 대한 실험적 연구결과 응력-변형률 관계를 [그림 2.6]과 같이 단순한 형태로 제안하였다.



[그림 2.6] Karbhari 등의 응력-변형률 모델(1997)

Karbhari 등(1997)이 제안한 응력-변형률 곡선은 그림 2.16에서 보여주고 있는 바와 같이 두 개의 선형곡선 형태를 나타내며, A점과 B점을 기준으로 두 개의 응력-변형률 곡선을 각각 식 (2.15), (2.16)과 같이 제안하였다. 식 (2.15), (2.16)에서 ν_c는 콘크리트의 포아송비이다.

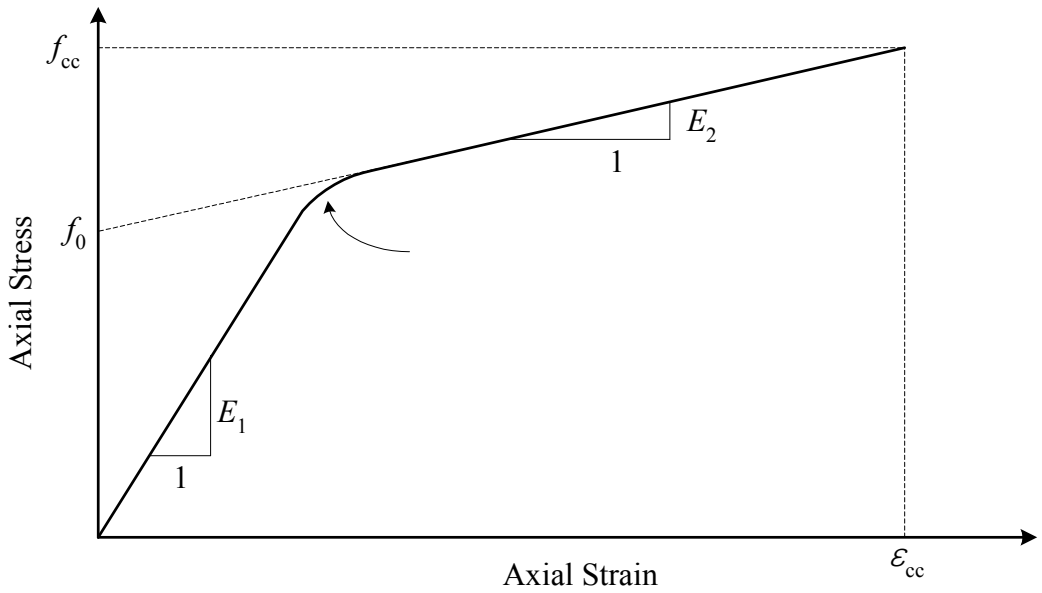
$$f_c = f_{co} + 4.1 f_{co}\nu_c \frac{2t_{frp}}{d}\frac{E_{frp}}{E_c} \quad \text{at point A} \tag{2.15}$$

$$f_c = f_{co} + 3.1 f_{co}\nu_c \frac{2t_{frp}}{d}\frac{E_{frp}}{E_c} + \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{d} \quad \text{at point B} \tag{2.16}$$

④ Sammaan 등(1998)

Sammaan 등(1998)은 콘크리트 충전 FRP 튜브의 압축실험을 통해 응력-변형률 거동을 예측하고자 하였다. Sammaan 등(1998)이 제안한 응력-변형률 곡선은 [그림 2.7]에 나타내었다. [그림 2.7]에서 심부콘크리트의 변형률이 극한변형률을 넘고 FRP의 구속효과

에 의해 두 번째 직선부분이 나타난다. Sammaan 등(1998)은 FRP에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 특정짓게 하는 요소로 두 번째 곡선의 기울기를 사용하였다. 두 번째 곡선의 연장선이 응력축에 접하는 점을 f_0로 나타내고, 초기 직선의 접선탄성계수로부터 두 번째 직선의 기울기를 제안하여 식 (2.17)의 응력-변형률 곡선을 제안하였다. 식 (2.17)에서 두 곡선이 만나는 부분의 곡률을 곡률보정계수 n을 가정하여 표현하였다.



[그림 2.7] Samaan 등의 응력-변형률 모델(1998)

$$f_c = \frac{(E_c - E_2)\epsilon_c}{\left[1 + \{(E_c - E_2)\epsilon_c / f_0\}^n\right]^{1/n}} + E_2\epsilon_2 \tag{2.17}$$

여기서, $E_c = 3950\sqrt{f_{co}}$

$$E_2 = 245.61 f_{co}^{0.2} + 1.3456\frac{E_{frp}t_{frp}}{d}$$

$$f_0 = 0.872 f_{co} + 0.371 f_l + 6.258$$

$$n = 1.5$$

⑤ Miyauchi 등(1999)

Miyauchi 등의 응력-변형률 곡선은 콘크리트가 파괴된 후 곡선이 증가하는 경우와 감소하는 경우로 구분하여 제안하고 있다. 이와 같은 Miyauchi 등(1999)이 제안하고 있는 응력-변형률 곡선은 다음과 같다.

$$f_c = f_{co}\left[2(\epsilon_c/\epsilon_{cc}) - (\epsilon_c/\epsilon_{co})^2\right] \text{ at } 0 \le \epsilon_c \le \epsilon_t \tag{2.18}$$

$$f_c = f_{cc} - \lambda(\epsilon_{cc} - \epsilon_c) \text{ at } \epsilon_t \le \epsilon_c \le \epsilon_{cc} \text{ for increasing type} \quad (2.19)$$

$$f_c = \frac{f_{co} - (\epsilon_c - \epsilon_{co})(f_{cc} - f_{co})}{\epsilon_{cc} - \epsilon_{co}} \text{ at } \epsilon_t \le \epsilon_c \le \epsilon_{cc} \text{ for decreasing type} \quad (2.20)$$

여기서, $\epsilon_t = \epsilon_{co} - \lambda\epsilon_{co}^2/2f_{co}$

$$\lambda = \left\{-2f_{co}(\epsilon_{cc} - \epsilon_{co}) + [4f_{co}(f_{co}\epsilon_{cc}^2 - 2f_{co}\epsilon_{co}\epsilon_{cu} + f_{cc}\epsilon_{co}^2)]^{0.5}\right\}/\epsilon_{co}^2$$

f_{cc}: 구속된 콘크리트의 극한변형률에서 압축응력

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left[1.0 + (15.87 - 0.093f_{co})(f_l/f_{co})^{0.246 + 0.0064f_{co}}\right]$$

⑥ Saafi 등(1999)

Saafi 등(1999)은 구속된 콘크리트에 최대응력이 발생한 이후 곡선의 하강에 대해서는 고려하지 않고 오직 증가하는 경우에 대해서만 예측이 가능하며, 이와 같은 응력-변형률 곡선은 식 (2.21), (2.22)와 같다.

$$f_c = \frac{E_c\epsilon_c}{1 + (E_c/f_{cc} - 2/\epsilon_{cc} + E_2E_c\epsilon_{cc}/f_{cc}^2)\epsilon_c + (1/\epsilon_{cc}^2 - E_2E_c/f_{cc}^2)\epsilon_c^2} \quad (2.21)$$

at $0 \le \epsilon_h \le 0.002$

$$f_c = f_{co}\left[1 + 2.2\left(\frac{2E_{frp}t_{frp}\epsilon_h}{df_{co}}\right)^{0.84}\right] \text{ at } 0.002 \le \epsilon_h \le \epsilon_{hfu} \quad (2.22)$$

여기서, $f_{cc} = f_{co}\left[1 + 0.213\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{df_{co}}\right)^{0.84}\right]$

ϵ_h: 구속된 콘크리트의 원주방향 변형률

ϵ_{hfu}: 보강된 FRP의 원주방향 극한변형률

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left[1 + 0.0783\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{df_{co}}\right)^{0.84}\right]$$

$$E_2 = 0.272\frac{f_{co}}{\epsilon_{co}}$$

⑦ Toutanji (1999)

Toutanji (1999)에 의해 수행된 콘크리트 충전 FRP 튜브의 단주실험에 대한 결과로부터 콘크리트의 강도, 연성, 에너지 흡수능력은 향상되지만 FRP sheet로 보강한 실험체에서

제안된 응력-변형률 관계는 FRP 튜브에 콘크리트를 충전한 부재에 대해서는 축방향 변형률을 과소평가하고 강도는 과대평가하여 적용할 수 없는 것으로 나타났다. 따라서 Toutanji는 FRP 튜브에 콘크리트를 충전한 압축재에 대한 응력-변형률 모델을 식 (2.23), (2.24)와 같이 제안하고 있다.

$$f_c = \frac{E_c \epsilon_c}{1+(E_c/f_{cc} - 2/\epsilon_{cc} + E_{cc}E_c\epsilon_{cc}/f_{cc}^2)\epsilon_c + (1/\epsilon_{cc}^2 - E_{cc}E_c/f_{cc}^2)\epsilon_c^2} \quad (2.23)$$

$$\text{at } 0 \le \epsilon_h \le 0.002$$

$$f_c = f_{co}\left[1+3.5\left(\frac{2E_{frp}t_{frp}\epsilon_h}{df_{co}}\right)^{0.85}\right] \text{ at } 0.002 \le \epsilon_h \le \epsilon_{hfu} \quad (2.24)$$

여기서, $f_{cc} = f_{co}\left[1+0.0178\left(\frac{2E_{frp}t_{frp}}{df_{co}}\right)^{0.85}\right]$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left[1+0.0448\left(\frac{E_{frp}t_{frp}}{df_{co}}\right)^{0.85}\right]$$

$$E_2 = 0.3075\frac{f_{co}}{\epsilon_{co}}$$

⑧ Xiao 등(2000)

Xiao 등(2000)의 응력-변형률 곡선은 구속된 콘크리트에 최대응력이 발생한 이후 곡선이 하강하는 것에 대해서도 다음과 같이 고려하고 있다.

$$f_c = E_c\epsilon_c + 2\nu_c f_l \text{ before reaching } f_{co} \quad (2.25)$$

$$f_c = 1.10f_{co} + k_1 f_l \text{ after reaching } f_{co} \quad (2.26)$$

여기서, $f_l = -C_j\epsilon_h$

$$C_j = \frac{2t_{frp}}{d}E_{frp}$$

$$k_1 = 4.1 - 0.75\frac{f_{co}^2}{C_j}$$

$$\nu_c = 7\left(\frac{f_{co}}{C_j}\right)^{0.8}$$

다. CFFT의 응력-변형률 특성

압축재는 크게 단주와 장주로 구분되며, 이는 파괴모드에 따라 분류된다. 단주는 세장비가 비교적 작은 압축재로서 구성하는 재료의 극한강도를 초과하여 재료 자체가 파괴되며, 장주는 세장비가 비교적 큰 압축재로서 재료의 파괴에 앞서 좌굴이 발생하여 구조적 기능을 상실한다. 따라서 압축재는 장주와 단주로 구분하여 압축성능을 평가하여야 하지만 CFFT의 경우 심부콘크리트의 구속에 의한 압축성능을 조사하기 위한 부재로서 휨에 대한 저항요소는 콘크리트의 인장강도 밖에 없다. 따라서, 이 연구에서는 CFFT의 좌굴에 대한 평가는 수행하지 않고 세장비에 따른 압축성능만을 조사하였다.

CFFT의 세장비에 따른 하중성능은 Mirmiran 등(1998)에 의해 실험적으로 연구된 바 있다. Mirmiran 등(19980은 원형 FRP 원통관에 콘크리트를 충전시킨 CFFT의 높이(L)와 직경(D)의 비를 2:1에서 5:1까지 변화시켜 일축압축실험을 수행하였다. 실험체에 사용된 FRP의 두께는 각각 1.45, 2.21, 2.97mm로 변화시켰으며, 유리섬유층은 각각 6, 10, 14층으로 구성하였다. 실험체에 사용한 FRP의 구성재료 및 역학적 성질은 [표 2.2]에 나타내었다.

[표 2.2] 실험체 제작에 사용된 FRP의 성질(Mirmiran, 1998)

Properties	450-yield E-glass	Polyester resin
Specific Gravity	2.58	1.41
Tensile Strength (MPa)	2,186	72
Tensile Modulus (MPa)	69,640	4,344
Shear Modulus (MPa)	30,130	1,600
Poisson's Ratio	0.22	0.36

[표 2.2]에 나타낸 유리섬유와 Polyester 레진을 사용하여 FRP 원통관을 제작하고, 압축강도 44.8MPa의 레디믹스트 콘크리트를 타설하여 실험체를 완성하고 일축압축실험을 수행하였다.

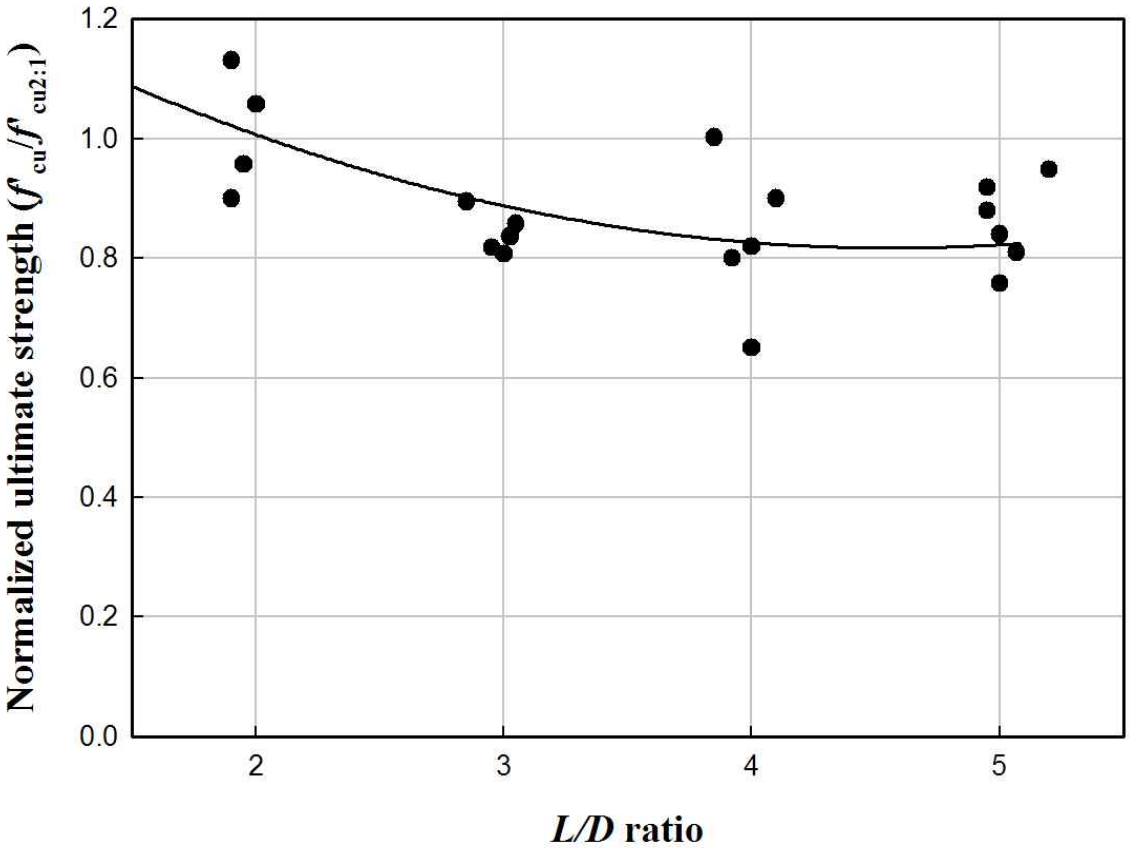
연구결과 그림 2.18에 나타낸 바와 같이 L/D가 증가할수록 CFFT의 축방향 압축강도는 다소 감소하는 것으로 나타났으나, L/D가 3 이상인 실험체들의 압축강도는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.

[그림 2.8]에 나타낸 실험결과를 통해 Mirmiran 등은 L/D가 2인 실험체를 기준으로 L/D를 변수로 CFFT의 압축강도와 극한변형률을 식 (2.27), (2.28)과 같이 제안한 바 있다.

$$f_{cu} = f_{cu\ 2:1}\left[0.0288\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 0.263\left(\frac{L}{D}\right) + 1.418\right] \tag{2.27}$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu\,2:1}\left[0.0529\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 0.5214\left(\frac{L}{D}\right) + 1.8506\right] \tag{2.28}$$

식 (2.27), (2.28)에서 $f_{cu\,2:1}$, $\epsilon_{cu\,2:1}$은 각각 L/D가 2인 CFFT의 압축강도이고, 각 식들은 모두 L/D에 대한 2차곡선으로 구성된다. 식 (2.27), (2.28)은 각각 L/D가 4.9, 5.7 이하일 때 압축강도 및 극한변형률이 감소하는 경향을 나타내며, 4.9, 5.7 이상에서는 증가하는 현상을 나타낸다. 일반적으로 토목분야에 적용되는 압축부재은 L/D가 매우 크기 때문에 식 (2.27), (2.28)의 예측식은 L/D의 증가에 따라 수렴할 수 있도록 적절히 수정되어야 할 것이다.



[그림 2.8] L/D에 따른 CFFT의 압축강도(박, 2010)

라. 콘크리트의 체적변화

콘크리트는 시간이 경과함에 따라 건조수축(Shrinkage)과 크리프(Creep) 등의 체적변화가 발생한다. 응력의 크기에는 관계 없이 체적의 변화에 의해서 변형을 일으키는 건조수축은 시멘트 겔(Cement Gel)속의 수분이 증발하여 발생하며, 응력의 크기에 좌우되는 변형을 일으키는 크리프는 지속적인 하중이 작용할 때 변형률이 점진적으로 증가하는 현상이다. 콘크리트 타설과 동시에 발생하는 체적변화는 CFFT의 구속효과에 매우 큰 영향을 미친다. CFFT에서 효과적인 콘크리트의 구속을 위해서는 FRP와 콘크리트 사이의 간격을 최소화 하여 FRP에 의한 구속압을 최대한 확보하여야 하기 때문이다. Wrapping이나 Jacketing 등의 공법으로 시공할 때 보강 FRP에 미리 Prestress를 가하여 콘크리트와 밀착시켜 비교적 효과적으로 콘크리트를 보강할 수 있으나, CFFT의 경우 FRP 원통관을 미리 제작하고 콘크리트를 타설하여 부재를 완성하기 때문에 콘크리트에 팽창제를 혼입하지 않은 경우 건조수축과 같은 콘크리트의 재료적 특성에 따라 콘크리트와 보강된 FRP 사이에 간격을 생성하여 구속효과를 감소시킬 수 있어 콘크리트 체적변화에 대한 검토가 필요하다.

이 연구에서는 CFFT에 대한 콘크리트의 건조수축, 크리프에 대한 영향을 기존 연결과를 조사, 분석하여 평가하였다. FRP에 의해 구속된 심부콘크리트의 건조수축 및 크리프에 대한 연구는 Naguib 등(2003)에 의해 수행된 바 있으며, 연구내용 및 결과를 간략히 설명하면 다음과 같다.

Naguib 등(2003)은 FRP 원통관에 콘크리트를 채운 부재와 콘크리트 외부를 FRP Sheet를 사용해 보강한 CFFT 및 FRP 원통관에 대한 거동을 실험적 연구를 통해 분석하였으나 이 연구에서는 FRP 원통관에 콘크리트를 채운 CFFT 부재의 심부콘크리트에 대한 시간 거동에 대해서만 간략히 언급하고자 한다. Naguib 등(2003)이 실험에 사용한 시편은 [표 2.3]에 간략히 정리하였다.

[표 2.3] 실험체 종류 및 치수(Naguib, 2003)

Type	Duration (Months)	No. of Spec.	Age at Loading or unloading (days)	Dimension		Level of Sustained Load of Capacity (kN)
				Out. Dia. (mm)	Length (mm)	
Shrinkage	12	1	-	152	915	-
Creep	6	4	556, 64, 276, 53	152	915	9%, 23%, 17%, 14%
Creep Recovery	1	4	-, 225, 465, 215	152	915	-

[표 2.3]에서 FRP 원통관은 Spin-cast에 의해 생산된 제품을 사용하였으며, Laminate의 구성은 $[0^\circ/0^\circ/45^\circ/-45^\circ]_{10}$이며 대칭으로 구성하였다. FRP 원통관의 섬유함유율(Fiber volume fraction)은 소각시험(Burn-out Test)결과 약 51.2%이며, 역학적 성질은 [표 2.4]에 나타내었다.

[표 2.4] FRP 원통관의 역학적 성질(Naguib, 2003)

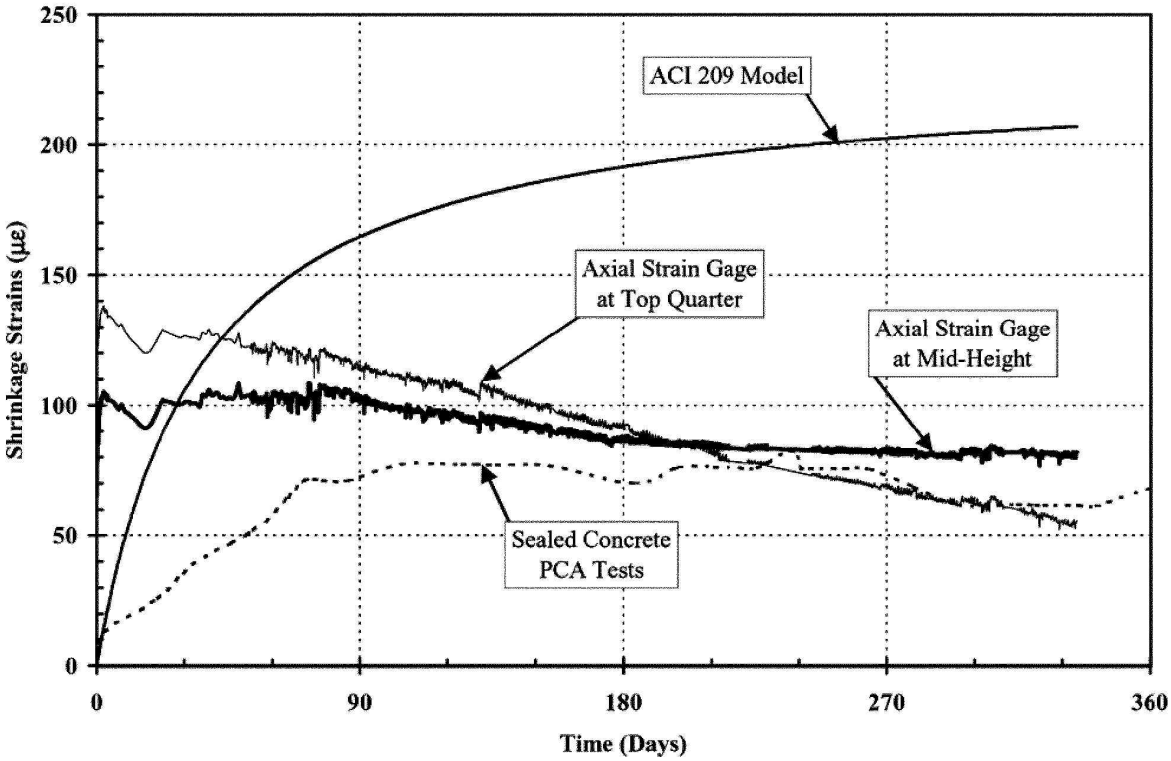
Type		Property (MPa)	Remarks
Axial tension	Strength	481.6	ASTM D 638
	Modulus	24,670	
Axial compression	Strength	452.2	ASTM D 695
	Modulus	25,022	
Tensile modulus in hoop direction was found to be 12,757MPa from laminate analysis			

FRP 원통관에 타설한 콘크리트는 $38MPa$ 강도의 레디믹스트 콘크리트이며, 슬럼프는 $76mm$, 최대 골재치수는 $10mm$이다.

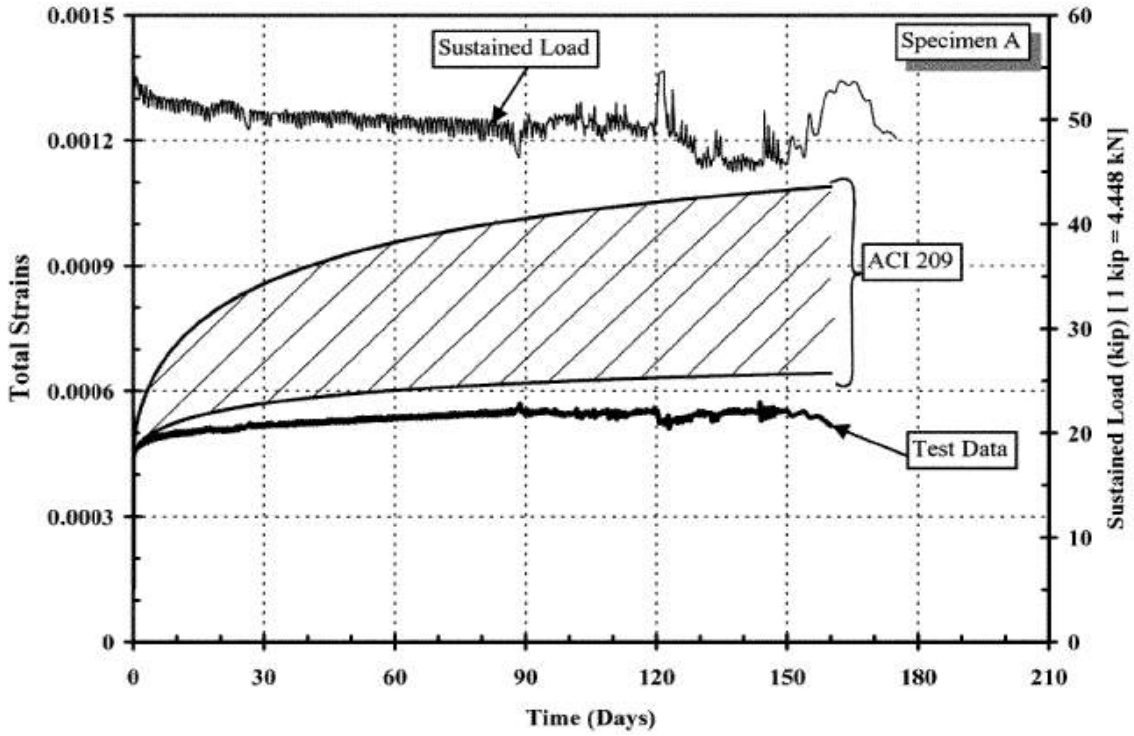
건조수축 및 크리프에 대한 영향을 평가하기 위해 콘크리트를 타설하기 전 게이지(Vibrating wire gage)를 FRP 원통관에 고정시킨 후 콘크리트를 타설하였으며, 크리프에 대한 하중은 실험체 하부에 스프링 시스템을 도입하여 장기간 동안에도 유지될 수 있도록 하였다.

실험결과 건조수축 변형률을 [그림 2.9]에 나타내었으며, CFFT 심부콘크리트의 위치별 건조수축 및 ACI 209 Model을 비교하기 위해 동시에 표현하였다. [그림 2.9]에서 FRP에 의해 구속된 심부콘크리트의 건조수축 변형률은 양생 초기 매우 큰 증가를 보이다가 서서히 감소하여 약 0.00005~0.0001의 변형률에서 수렴하는 경향을 나타내었으며, 이 변형률은 소성건조수축(Plastic shrinkage)를 포함한 결과로서 자유수의 증발에 의한 건조수축(Drying shrinkage)은 무시할 만큼 작은 것으로 평가되었다. 따라서 콘크리트 타설 후 건조수축에 의한 영향으로 FRP와 콘크리트 사이의 분리로 인한 구속효과의 감소는 발생하지 않을 것으로 생각되며, CFFT 전체의 구조거동에 미치는 영향은 매우 작을 것으로 판단된다.

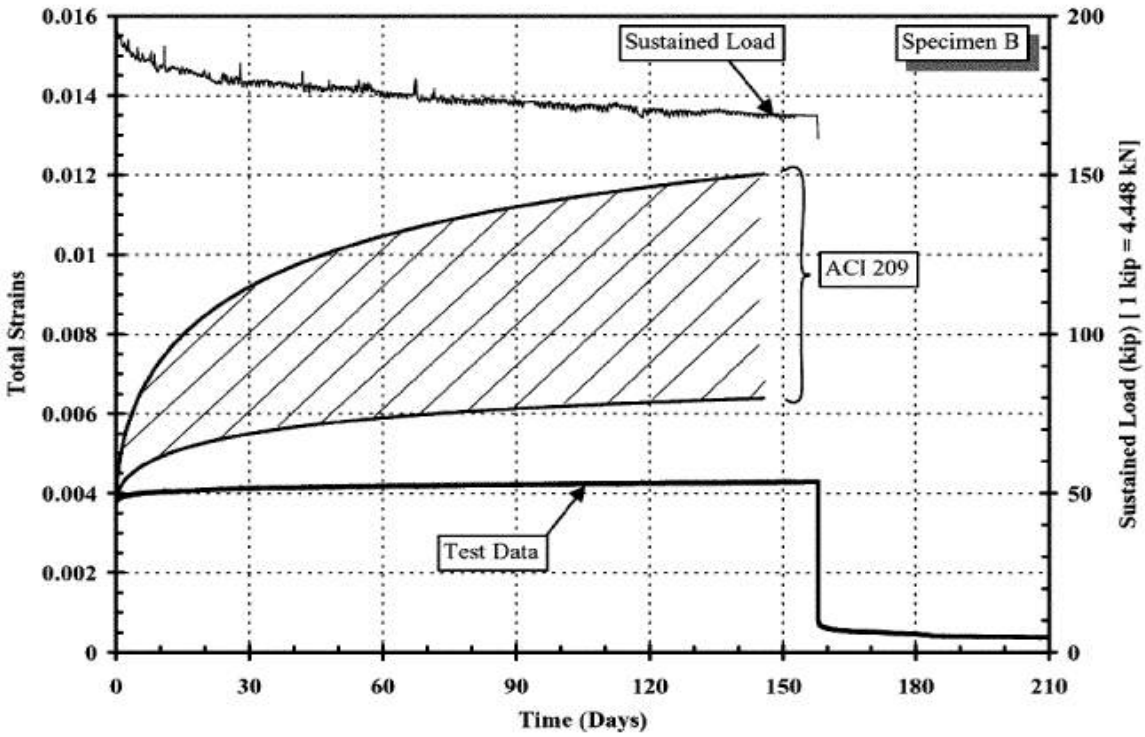
Naguib 등에 의한 크리프 변형률 실험결과는 [그림 2.10]에 나타내었다. [그림 2.10]에서 크리프 변형률은 구속되지 않은 콘크리트의 크리프 변형률(ACI 209)보다 매우 작은 값을 나타내며, CFFT에서 심부콘크리트의 변형률의 증가는 구속압을 증가시키기 때문에 구속성능을 저하시키는 요인으로 작용하지 않는다.



[그림 2.9] CFFT 심부콘크리트의 건조수축 변형률(박, 2010)

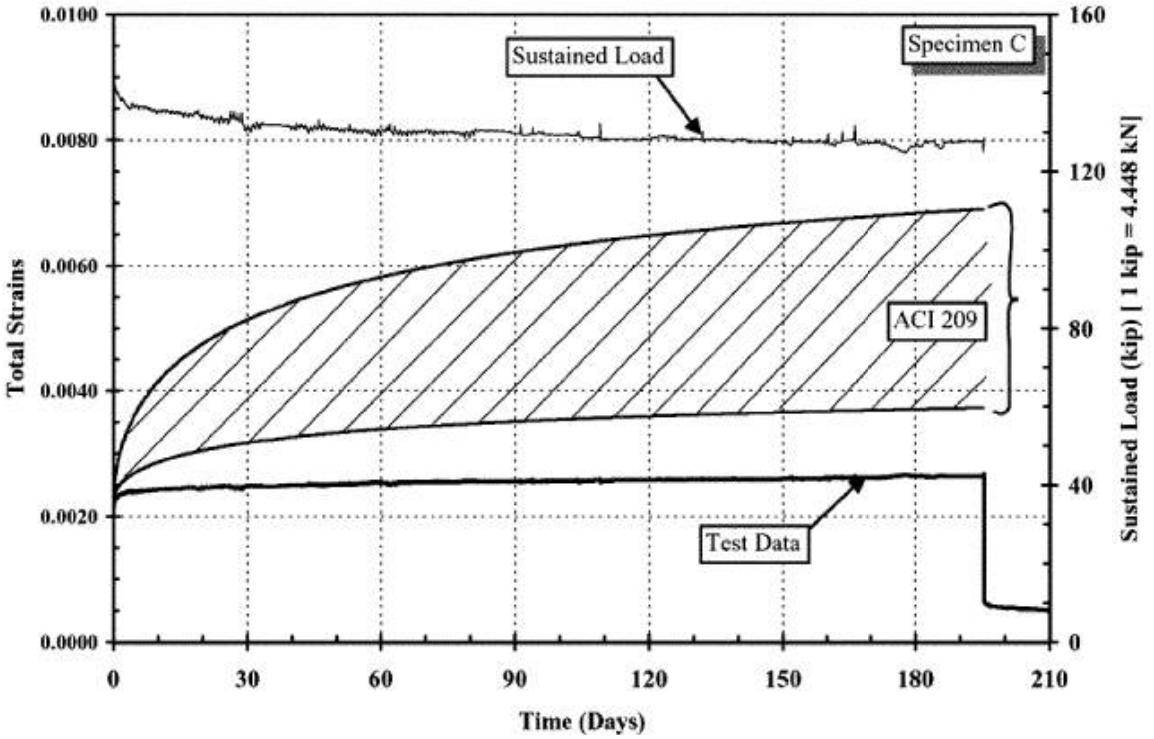


(a) Specimen A

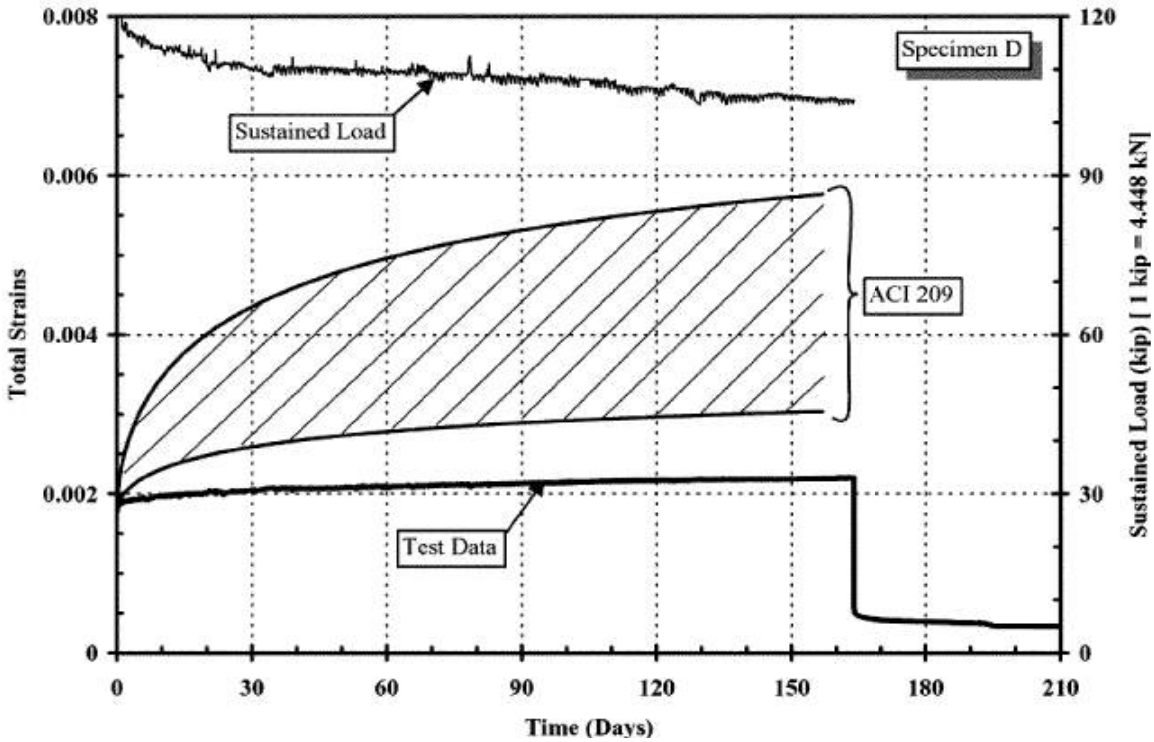


(b) Specimen B

[그림 2.10] CFFT 심부콘크리트의 크리프 변형률(Naguib et al., 2003)



(c) Specimen C



(d) Specimen D

[그림 2.10] CFFT 심부콘크리트의 크리프 변형률(Naguib et al., 2003)(계속)

Ⅱ-3. CFFT 압축강도실험

CFFT 압축강도실험에 사용할 실험체는 콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})와 FFRP의 두께(t_{ffrp})를 변수로 설정하였으며, FFRP를 콘크리트 공시체와 동일한 크기인 ϕ150×300 mm와 지름과 길이를 2배씩 증가시킨 ϕ300×600mm인 원통형으로 제작한 후 내부에 콘크리트를 타설하는 방법으로 ϕ150×300mm 실험체는 5개씩, ϕ300×600mm 실험체는 3개씩 제작하였다. 또한 제작한 실험체의 수를 변수별로 정리하여 [표 2.5]에 나타내었다.

FFRP는 필라멘트 와인딩 공정의 특성상 3ply 이하의 제품은 제작이 어렵기 때문에 4ply(2.8mm) 이상의 두께로 제작하였다. CFFT 실험체의 부재 치수와 변수에 대한 각 실험체의 예상압축강도는 식 (2.3)에 구속계수를 4로 가정하여 계산하였고, [표 2.6]에 정리하였다.

CFFT의 파괴하중은 [표 2.6]에 나타낸 것과 같이 최대 약 7,000kN으로 예상되기 때문에 일반적인 하중재하장비의 용량을 초과한다. 따라서 이 연구에서는 대경산업(주) 기술연구소 실험실에 있는 30,000kN 용량의 교량받침실험용 유압프레스를 사용하여 실험을 수행하였다. 각 실험체는 중앙부분에 길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하고, 100mm의 용량을 갖는 LVDT를 설치하여 길이방향 압축변위를 측정하였다. 실험체 주변에는 실험체가 파괴되면서 발생할 수 있는 내부콘크리트의 비산을 방지하기 위해 합판가이드를 제작하여 설치하였으며, 하중은 하중제어방식으로 300kN/min의 속도로 심부콘크리트에만 하중이 전달되도록 재하하였다. 변형률게이지와 LVDT로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. CFFT 압축강도실험방법은 [그림 2.11]에 나타내었다.

[표 2.5] CFFT 실험체의 변수별 수

시편치수	콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편 수 (EA)
ϕ150×300mm	21	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
	30	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
	40	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
ϕ300×600mm	30	2.8	3
		4.2	3
		5.6	3
Total			54

[표 2.6] CFFT 실험체의 부재치수와 예상압축강도

시편치수	콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	예상파괴강도 (kN)	예상압축강도 (MPa)
$\phi 150 \times 300mm$	21	2.8	1,602	90.65
		4.2	2,248	127.23
		5.6	2,895	163.81
	30	2.8	1,726	97.64
		4.2	2,372	134.23
		5.6	3,018	170.81
	40	2.8	1,849	104.64
		4.2	2,496	141.22
		5.6	3,142	177.80
$\phi 300 \times 600mm$	30	2.8	4,316	61.06
		4.2	5,609	79.35
		5.6	6,902	97.64



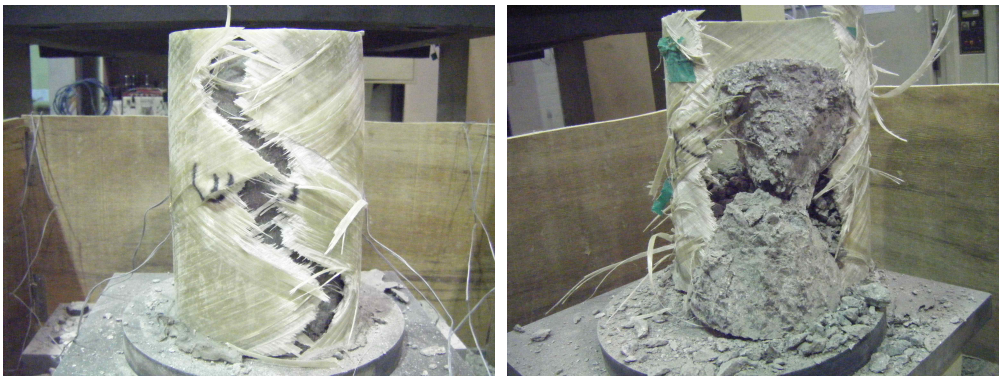
[그림 2.11] CFFT 압축강도실험

CFFT 압축강도실험 후 실험체의 파괴형태는 [그림 2.12]에 나타내었다. 실험체는 중앙부근의 FFRP에 층간분리가 발생하거나 섬유다발(strand)이 서로 분리되면서 파괴되었다. 각 실험체의 최종파괴형태는 모두 FFRP의 원주방향 보강섬유가 배치된 방향과 나란하게 균열이 발생하면서 시작되었으며, 내부콘크리트는 상하부에 원추형 대칭 형태로 잔류하고 나머지 부분은 파괴되었다. 또한 내부콘크리트에 하중을 재하하기 위해 설치한 하중재하판이 FFRP 원통관의 단부보다 아래에 위치한 것을 확인하였다. 이러한 현상은 내

부콘크리트의 파괴 이후 FFRP가 하중에 대해 저항하면서 콘크리트는 채움재의 역할만을 수행하고 있어 나타난 현상으로 판단된다.

압축실험결과는 [표 2.7]~[표 2.8]에 나타내었으며, 실험결과 중 ϕ300×600mm 실험체와 ϕ300×600mm 실험체의 하중-변위 곡선은 [그림 2.13]~[그림 2.15], [그림 2.16]~[그림 2.24]에 나타내었다. [그림 2.13]~[그림 2.24]의 하중-변위 곡선은 모두 2개의 구간으로 나타난다. 즉, 첫 번째 곡선은 콘크리트에 의해 대부분의 하중이 저항되는 구간이며, 두 번째 곡선은 콘크리트가 파괴된 후 FFRP의 구속효과로 인해 하중을 저항하는 구간이라고 할 수 있다. 따라서 실험데이터를 회귀분석하여 얻은 접선의 교차점을 두 곡선의 변곡점이라고 가정하여 심부콘크리트의 파괴하중을 [표 2.9]~[표 2.10]에 정리하였다.

[그림 2.25]~[그림 2.27]은 변형률게이지로부터 측정된 실험결과 중 ϕ300×600mm 실험체의 응력-변형률 곡선을 나타낸 것이고, [그림 2.28]~[그림 2.36]은 ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선을 나타낸 것이다. [그림 2.25]~[그림 2.36]에서 음의 변형률은 길이방향으로 부착한 변형률게이지의 결과로 압축변형률을 의미하며, 양의 변형률은 원주방향의 인장변형률을 의미한다.



(a) ϕ150×300mm 실험체



(b) ϕ300×600mm 실험체

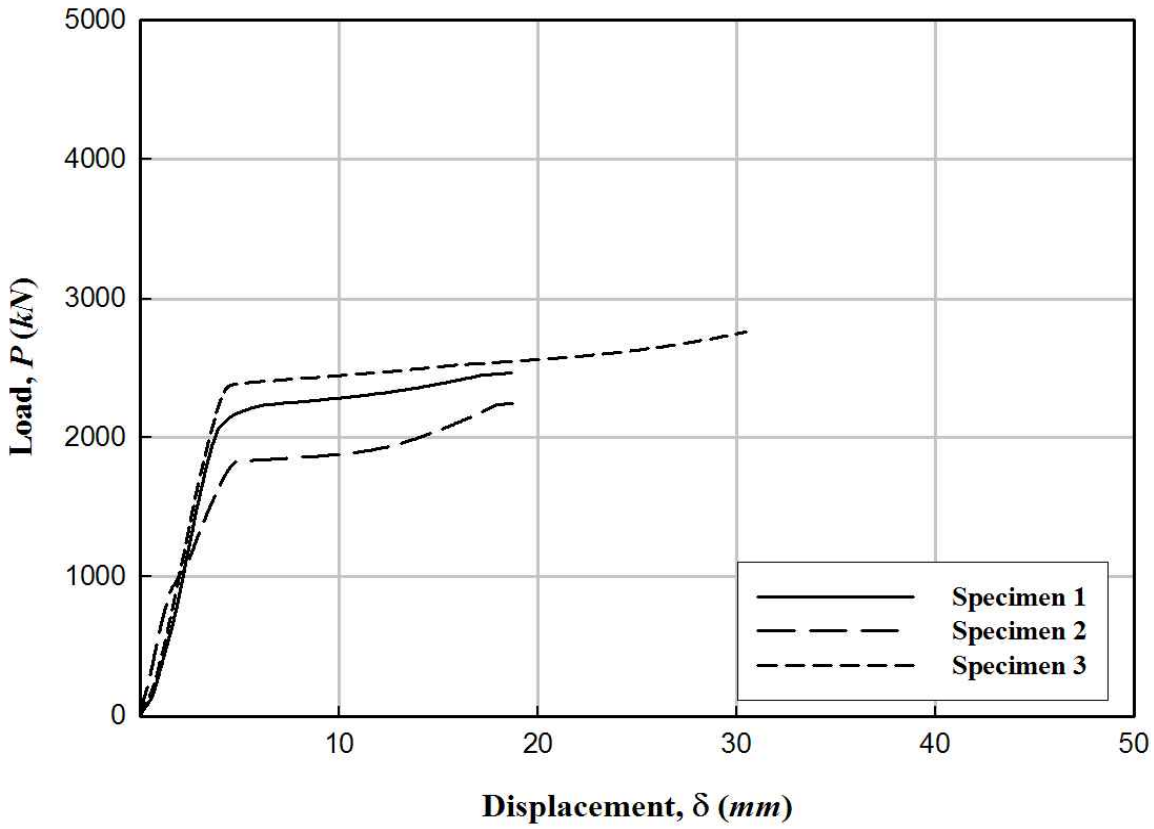
[그림 2.12] CFFT 압축강도실험체의 파괴형태

[표 2.7] CFFT 압축강도실험결과(ϕ150×300mm)

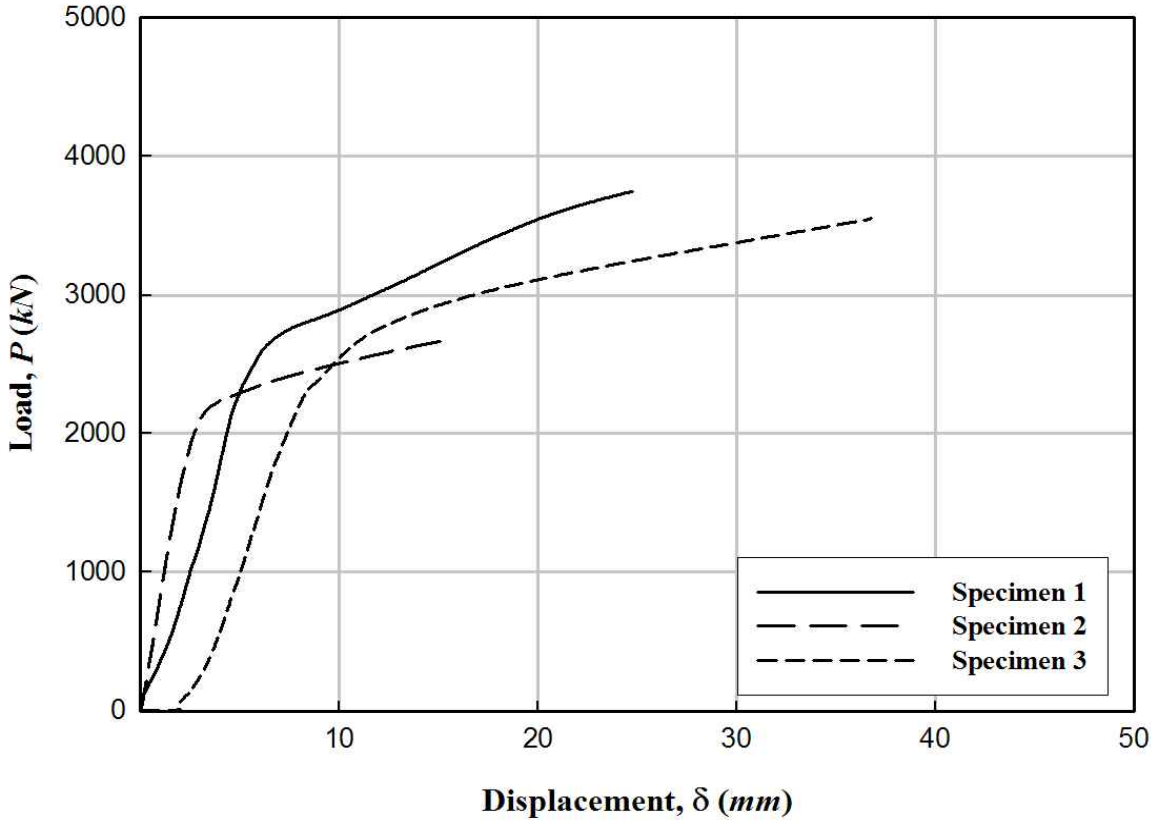
콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편번호	파괴하중 (kN)		파괴강도 (MPa)	
			하중	평균	하중	평균
21	2.8	1	N/A	1,269	N/A	71.80
		2	1,257		71.11	
		3	1,269		71.77	
		4	1,282		72.53	
		5	1,193		67.53	
	4.2	1	2,245	1,911	127.06	108.13
		2	1,975		111.76	
		3	1,873		105.96	
		4	1,885		106.67	
		5	1,840		104.12	
	5.6	1	3,213	2,168	181.79	122.66
		2	2,323		131.43	
		3	N/A		N/A	
		4	2,190		123.93	
		5	1,990		112.61	
30	2.8	1	1,242	1,209	70.26	68.44
		2	1,010		57.15	
		3	872		49.33	
		4	1,087		61.49	
		5	1,377		77.90	
	4.2	1	2,353	2,135	133.12	120.82
		2	2,090		118.27	
		3	2,255		127.61	
		4	2,060		116.57	
		5	1,883		106.53	
	5.6	1	2,698	2,789	152.65	157.83
		2	2,893		163.68	
		3	2,788		157.74	
		4	2,685		151.94	
		5	2,883		163.12	
40	2.8	1	1,163	1,181	65.83	66.81
		2	1,227		69.42	
		3	1,263		71.49	
		4	1,272		71.96	
		5	1,152		65.17	
	4.2	1	2,105	2,159	119.12	122.18
		2	2,138		120.96	
		3	2,235		126.48	
		4	1,960		110.91	
		5	2,238		126.62	
	5.6	1	2,492	2,757	141.00	156.03
		2	2,920		165.24	
		3	2,890		163.54	
		4	N/A		N/A	
		5	2,860		161.84	

[표 2.8] CFFT 압축강도실험결과(ϕ300×600mm)

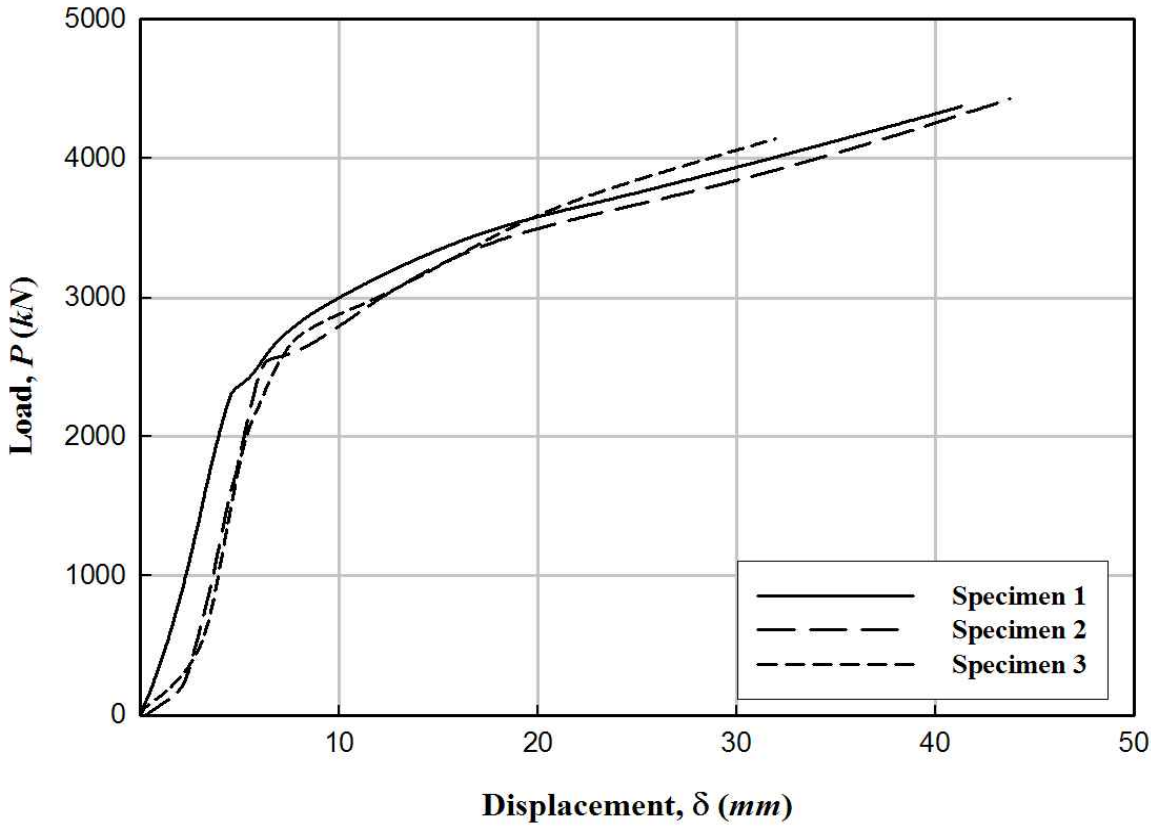
콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편번호	파괴하중 (kN)		파괴강도 (MPa)	
			하중	평균	하중	평균
30	2.8	1	2,467	2,494	35.29	35.29
		2	2,254		31.89	
		3	2,763		39.08	
	4.2	1	3,746	3,331	52.99	47.12
		2	2,692		38.08	
		3	3,554		50.28	
	5.6	1	4,379	4,317	61.95	61.07
		2	4,429		62.66	
		3	4,142		58.59	



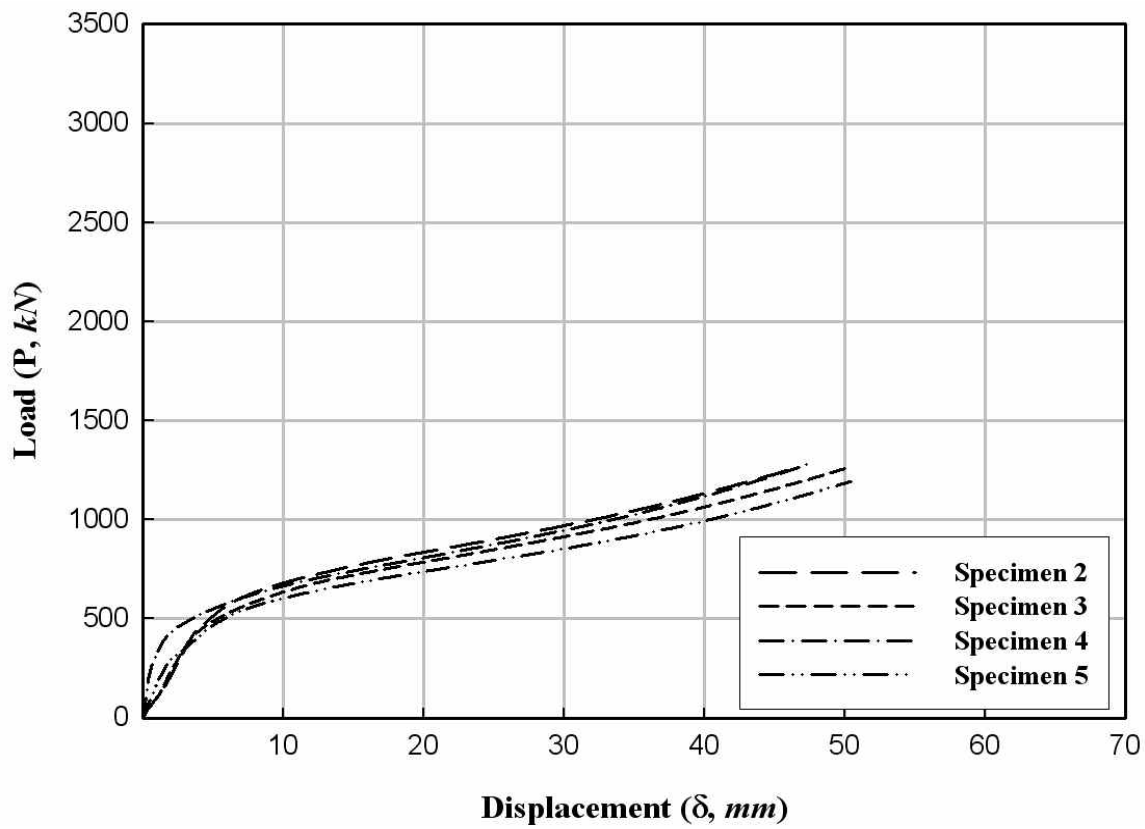
[그림 2.13] ϕ300×600mm 실험체의 하중-변위 곡선(t_{ffrp}=2.8mm)



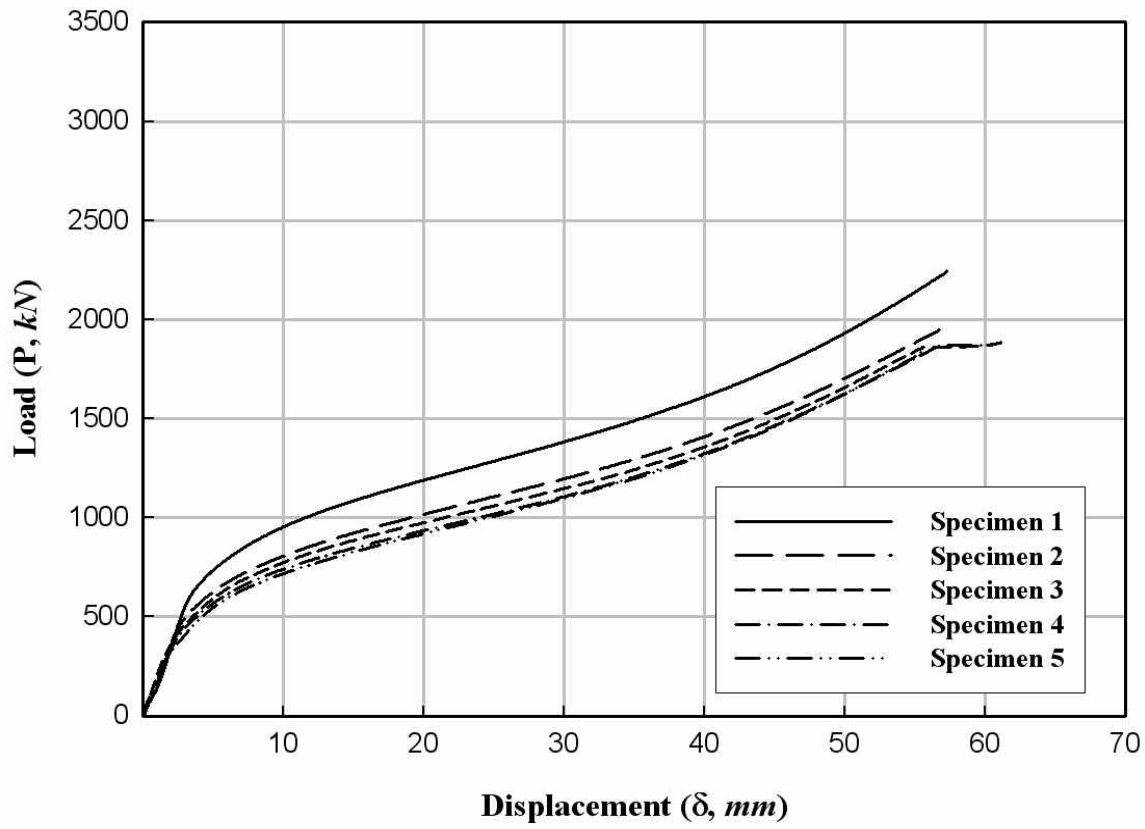
[그림 2.14] ϕ300×600mm 실험체의 하중-변위 곡선(t_{ffrp}=4.2mm)



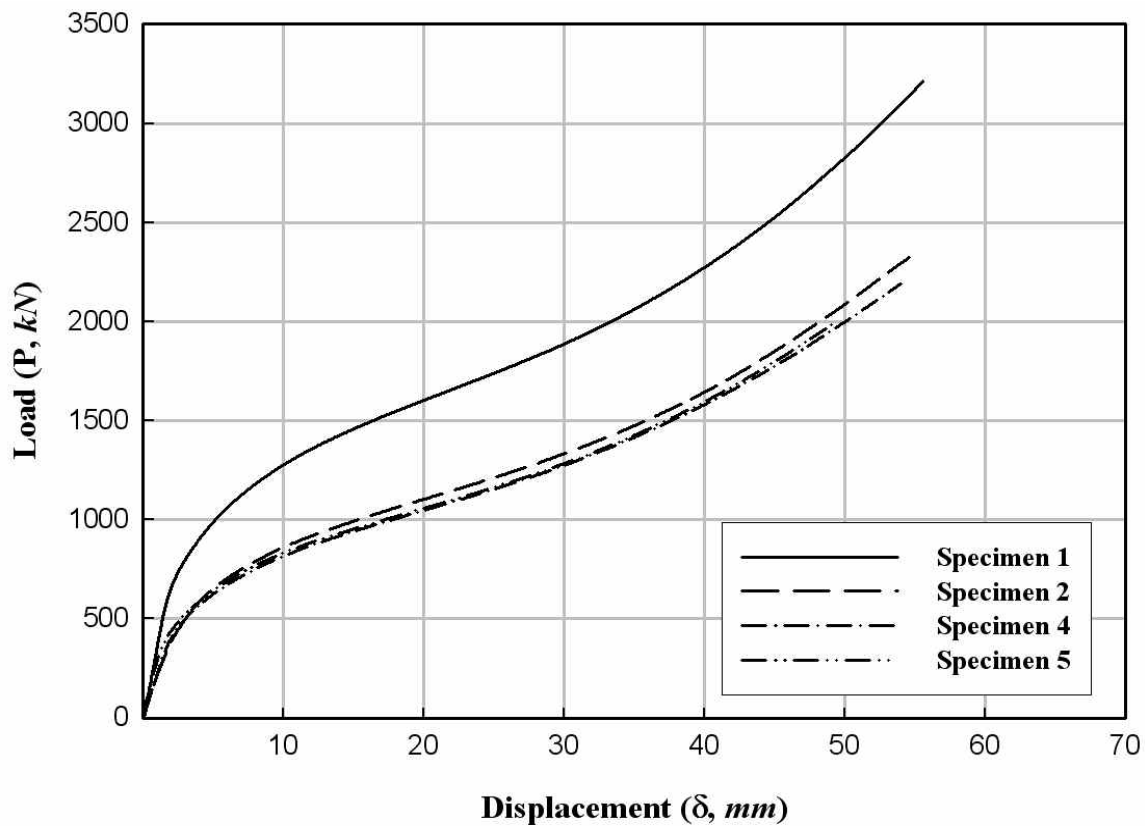
[그림 2.15] ϕ300×600mm 실험체의 하중-변위 곡선(t_{ffrp}=5.6mm)



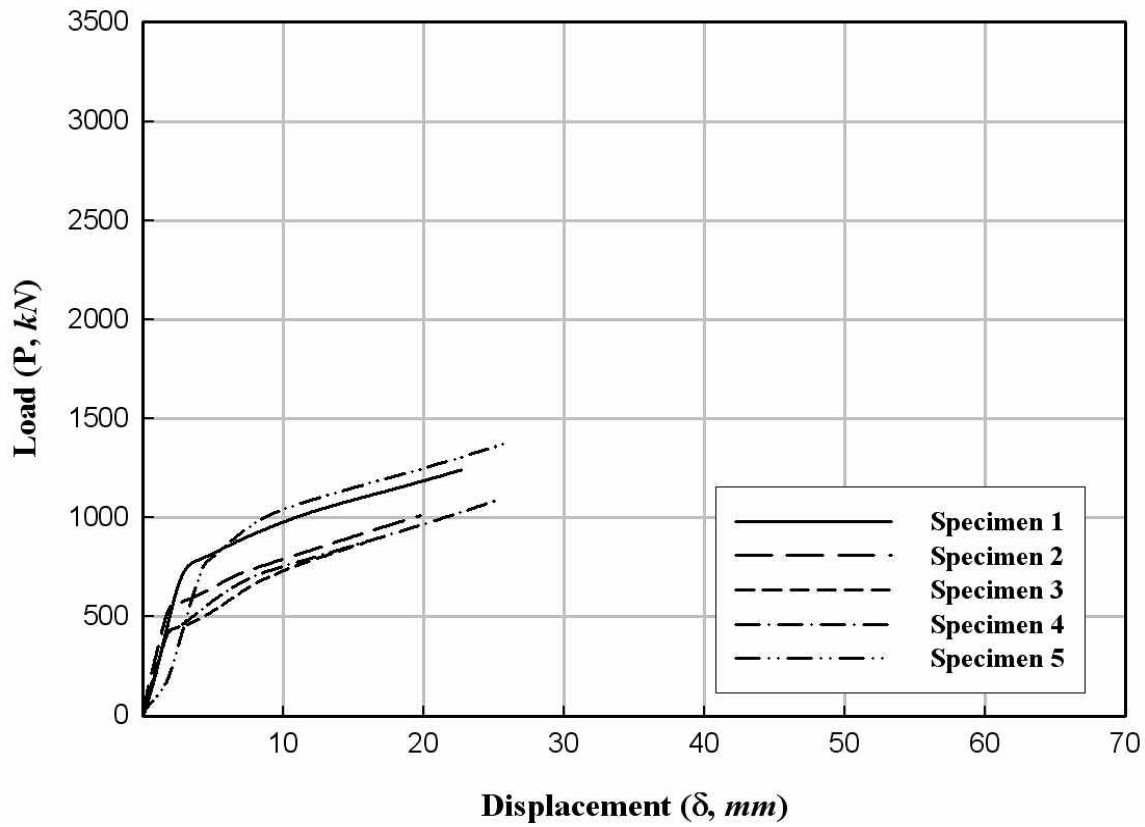
[그림 2.16] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=21MPa, t_{ffrp}=2.8mm)



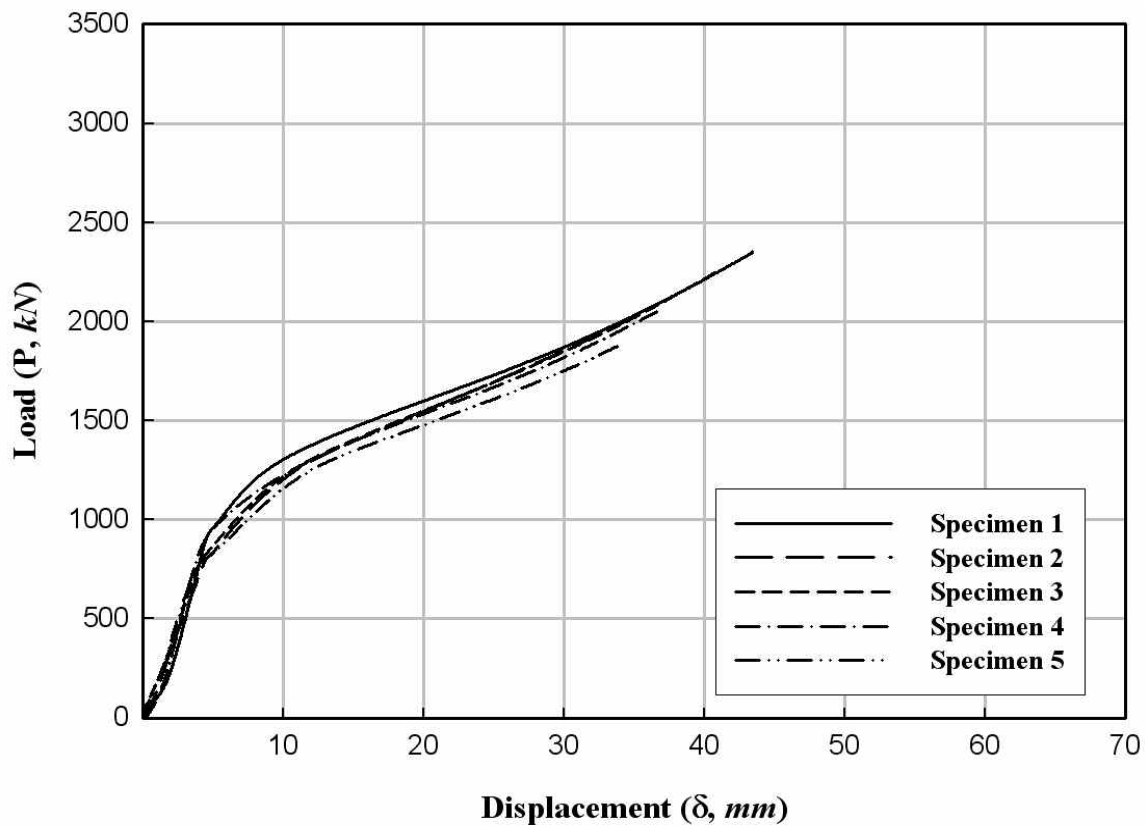
[그림 2.17] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=21MPa, t_{ffrp}=4.2mm)



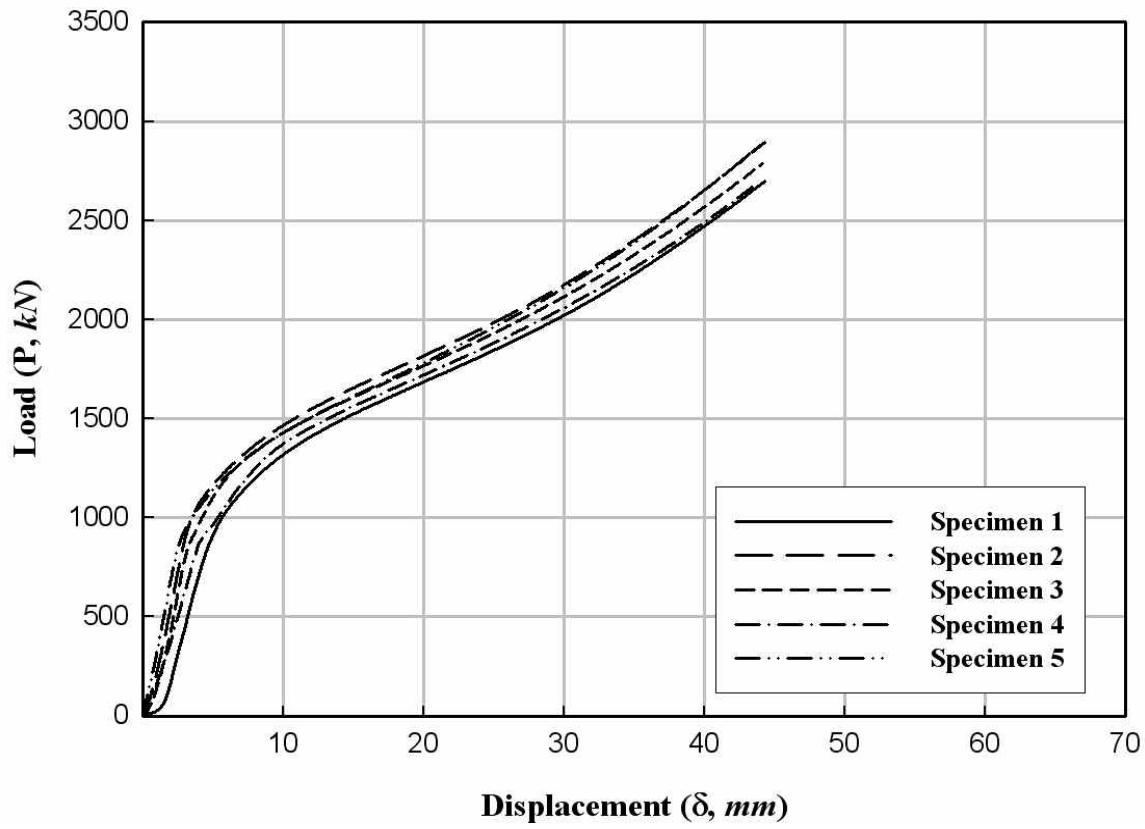
[그림 2.18] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=21MPa, t_{ffrp}=5.6mm)



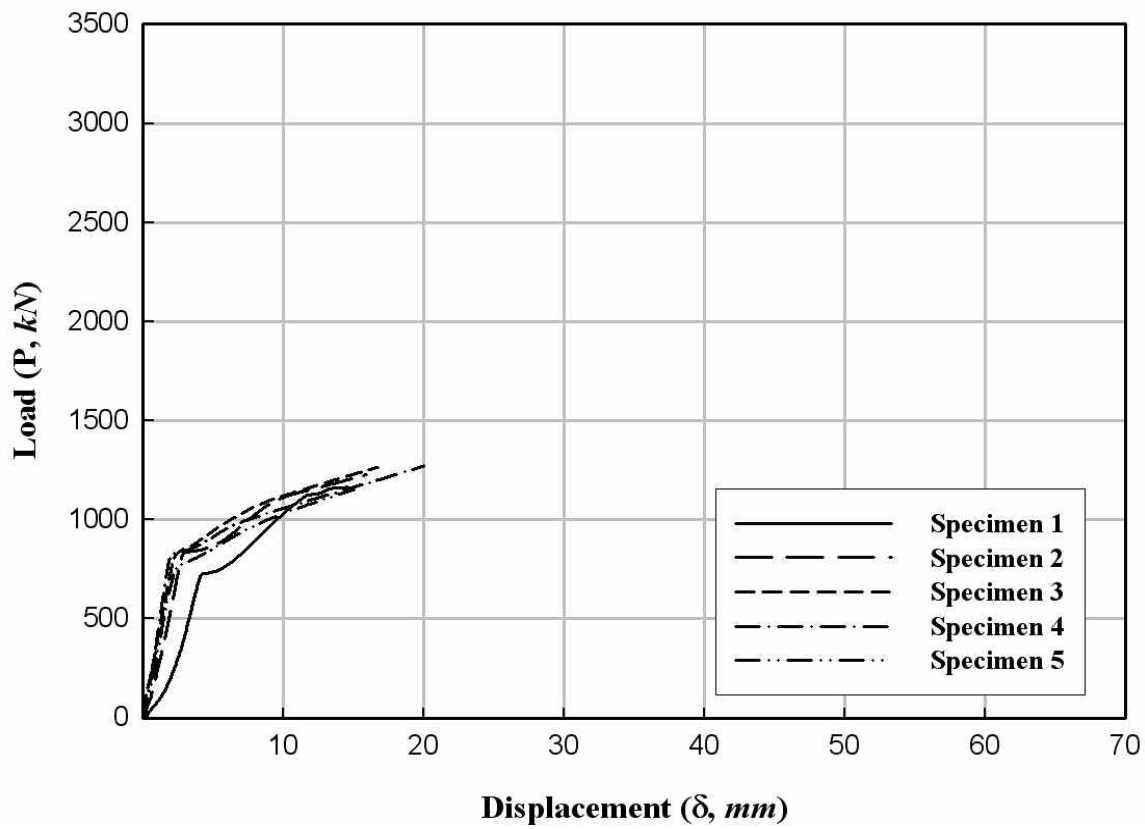
[그림 2.19] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=30MPa, t_{ffrp}=2.8mm)



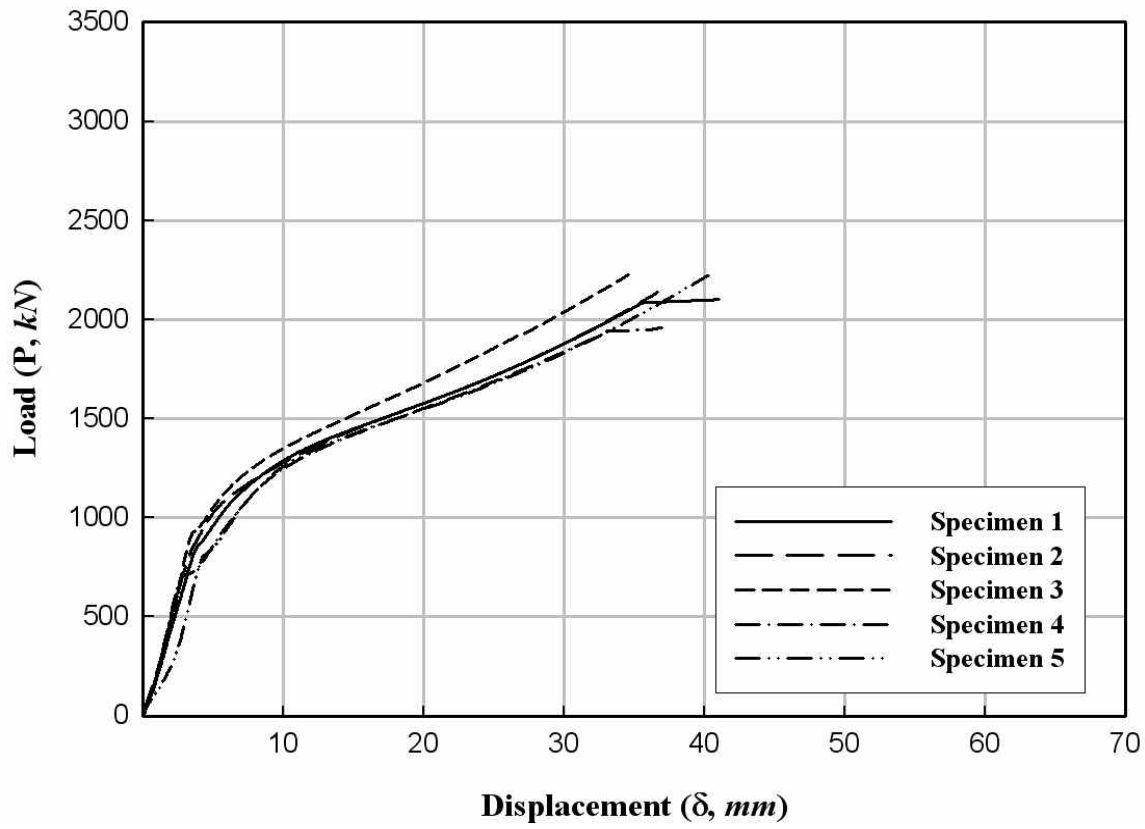
[그림 2.20] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=30MPa, t_{ffrp}=4.2mm)



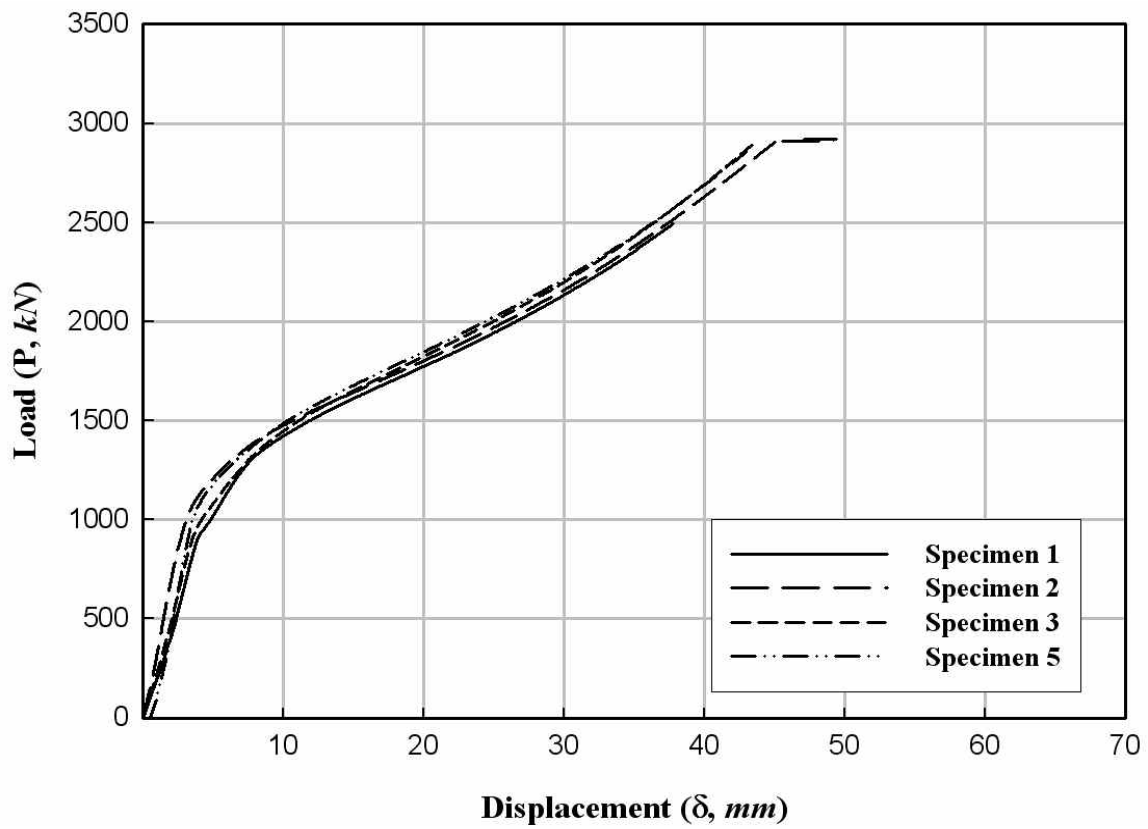
[그림 2.21] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=30MPa, t_{ffrp}=5.6mm)



[그림 2.22] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=40MPa, t_{ffrp}=2.8mm)



[그림 2.23] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=40MPa, t_{ffrp}=4.2mm)



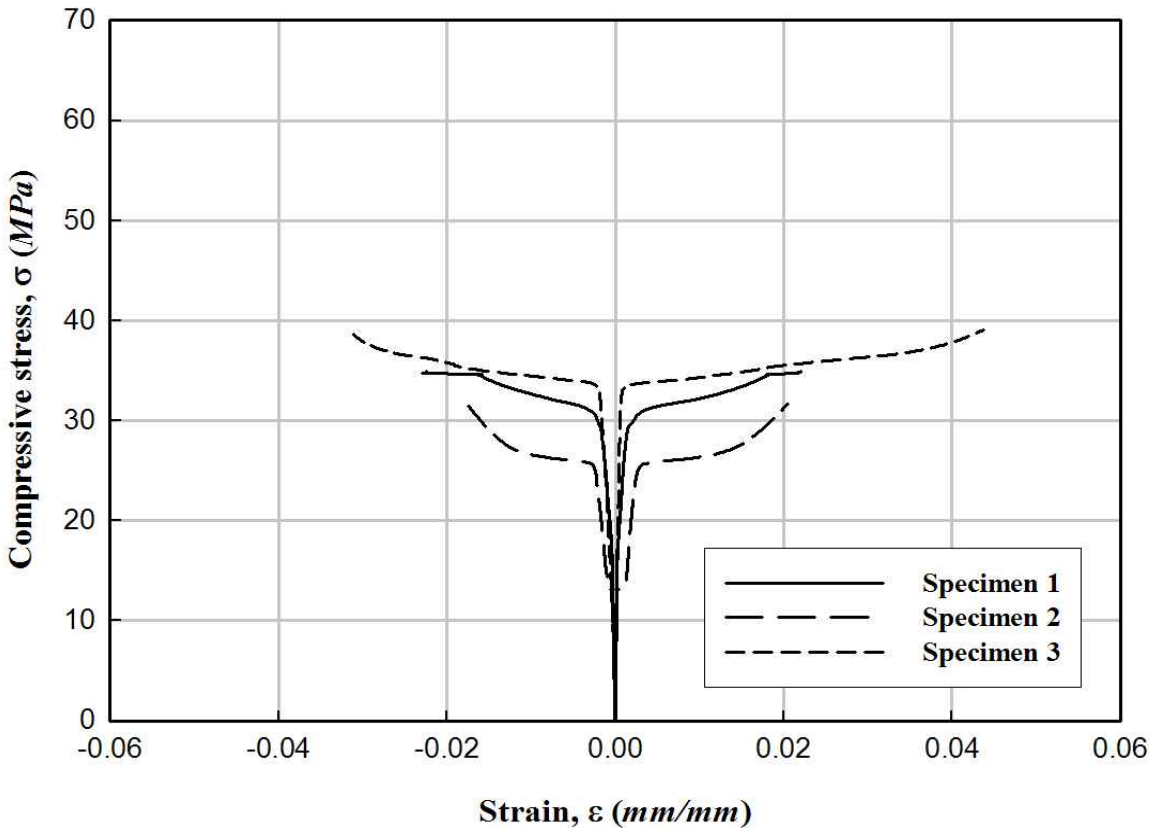
[그림 2.24] ϕ150×300mm 실험체의 하중-변위 곡선(f_{ck}=40MPa, t_{ffrp}=5.6mm)

[표 2.9] 심부콘크리트 예상 파괴하중(ϕ150×300mm)

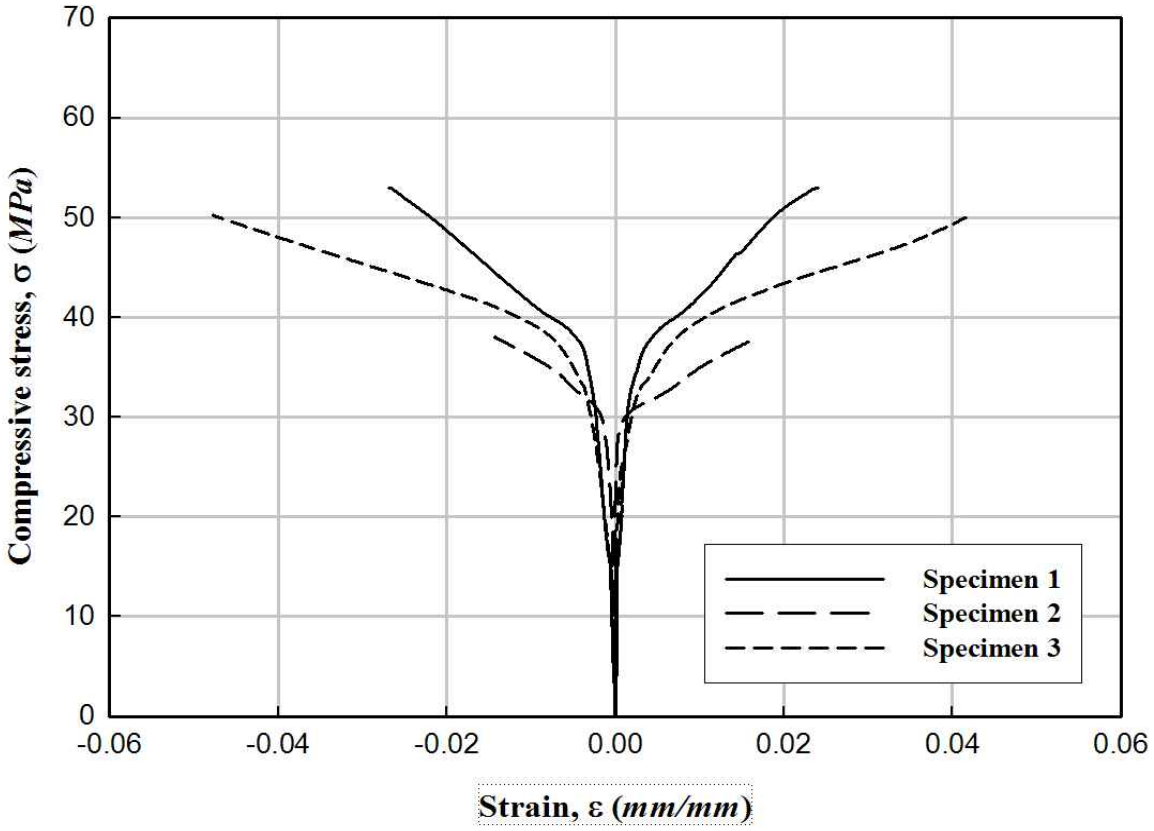
콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편번호	파괴하중 (kN)		파괴강도 (MPa)	
			하중	평균	하중	평균
21	2.8	1	N/A	566	N/A	32.02
		2	629		35.62	
		3	565		32.00	
		4	547		31.00	
		5	520		29.46	
	4.2	1	863	688	48.86	38.95
		2	688		38.94	
		3	655		37.08	
		4	629		35.59	
		5	605		34.26	
	5.6	1	1062	781	60.11	44.20
		2	717		N/A	
		3	N/A		40.56	
		4	668		37.79	
		5	678		38.36	
30	2.8	1	753	693	42.60	39.22
		2	617		34.91	
		3	563		31.87	
		4	588		33.26	
		5	945		53.48	
	4.2	1	1,203	1,159	68.06	65.57
		2	1,122		63.47	
		3	1,285		72.69	
		4	1,098		62.14	
		5	1,087		61.50	
	5.6	1	1,240	1,248	70.18	70.62
		2	1,285		72.71	
		3	1,255		71.03	
		4	1,262		71.42	
		5	1,198		67.77	
40	2.8	1	723	809	40.92	45.79
		2	834		47.19	
		3	819		46.34	
		4	886		50.16	
		5	784		44.35	
	4.2	1	1,164	1,136	65.85	64.29
		2	1,133		64.13	
		3	1,139		64.45	
		4	1,109		62.78	
		5	1,135		64.22	
	5.6	1	1,243	1,195	70.35	67.63
		2	1,130		63.96	
		3	1,189		67.27	
		4	N/A		N/A	
		5	1,219		68.95	

[표 2.10] 심부콘크리트 예상 파괴하중(ϕ300×600mm)

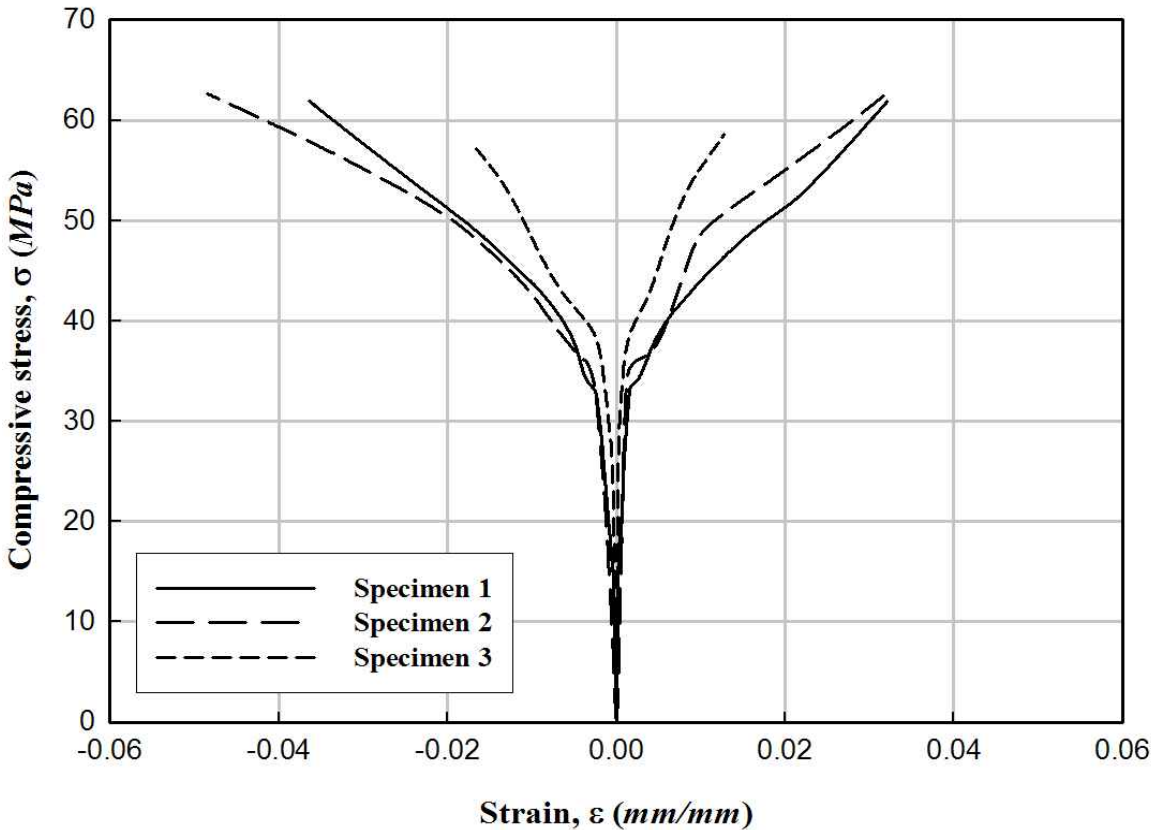
콘크리트 설계기준압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편번호	파괴하중 (kN)		파괴강도 (MPa)	
			하중	평균	하중	평균
30	2.8	1	2,168	2,084	30.67	29.48
		2	1,731		24.49	
		3	2,353		33.29	
	4.2	1	2,524	2,492	35.71	35.25
		2	2,121		30.01	
		3	2,829		40.02	
	5.6	1	3,048	2,931	43.12	41.47
		2	2,969		42.01	
		3	2,776		39.28	



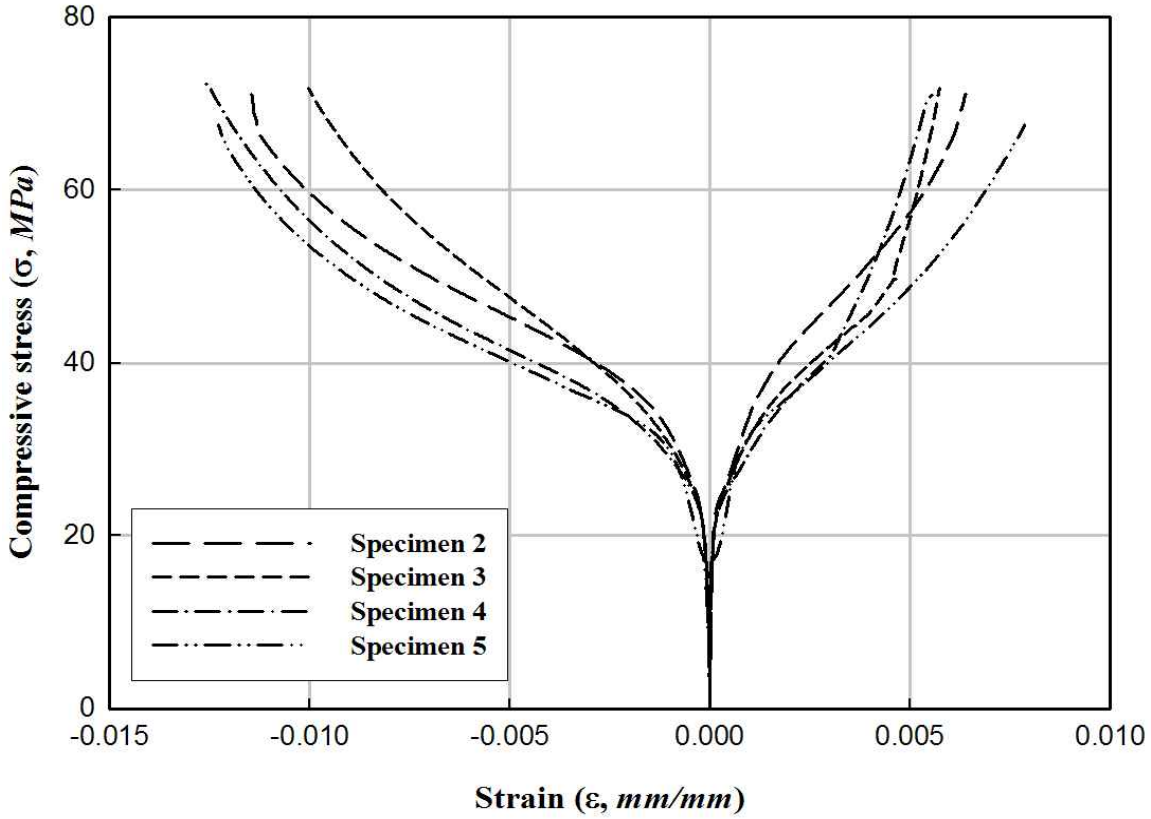
[그림 2.25] ϕ300×600mm 실험체의 응력-변형률 곡선(t_{ffrp}=2.8mm)



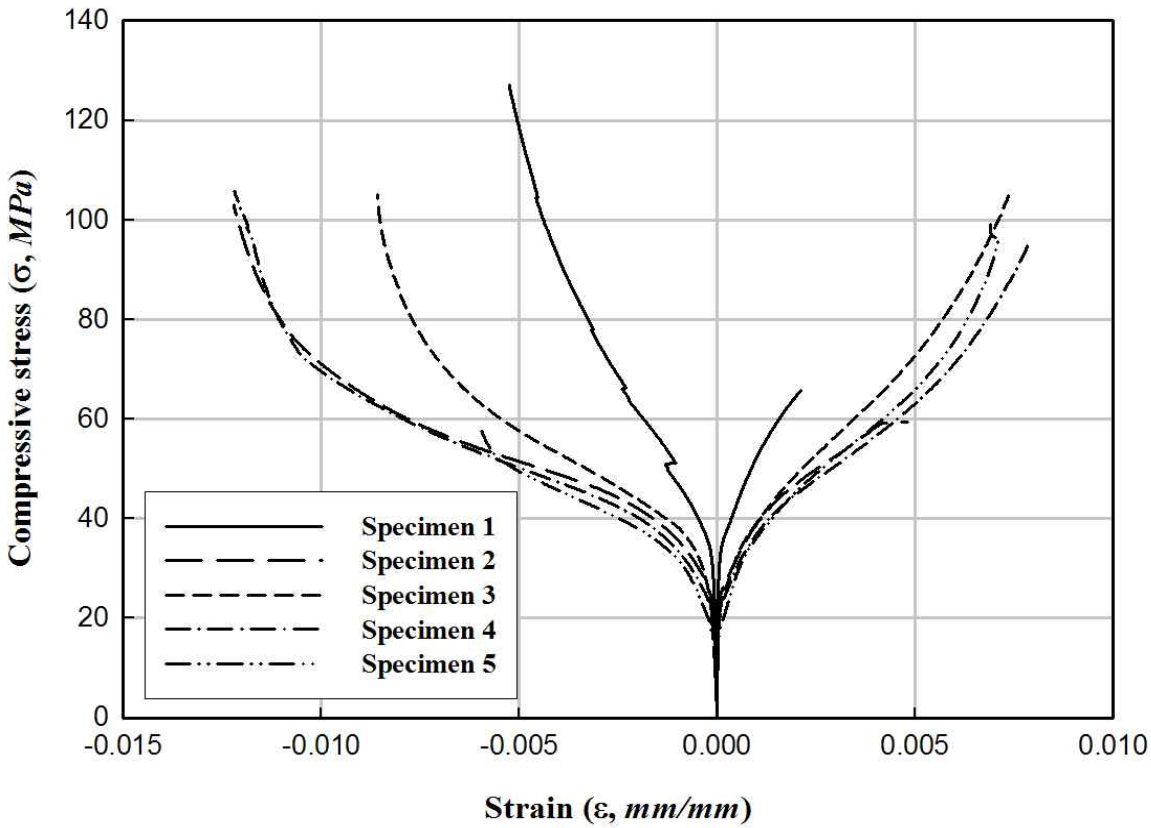
[그림 2.26] ϕ300×600mm 실험체의 응력-변형률 곡선(t_{ffrp}=4.2mm)



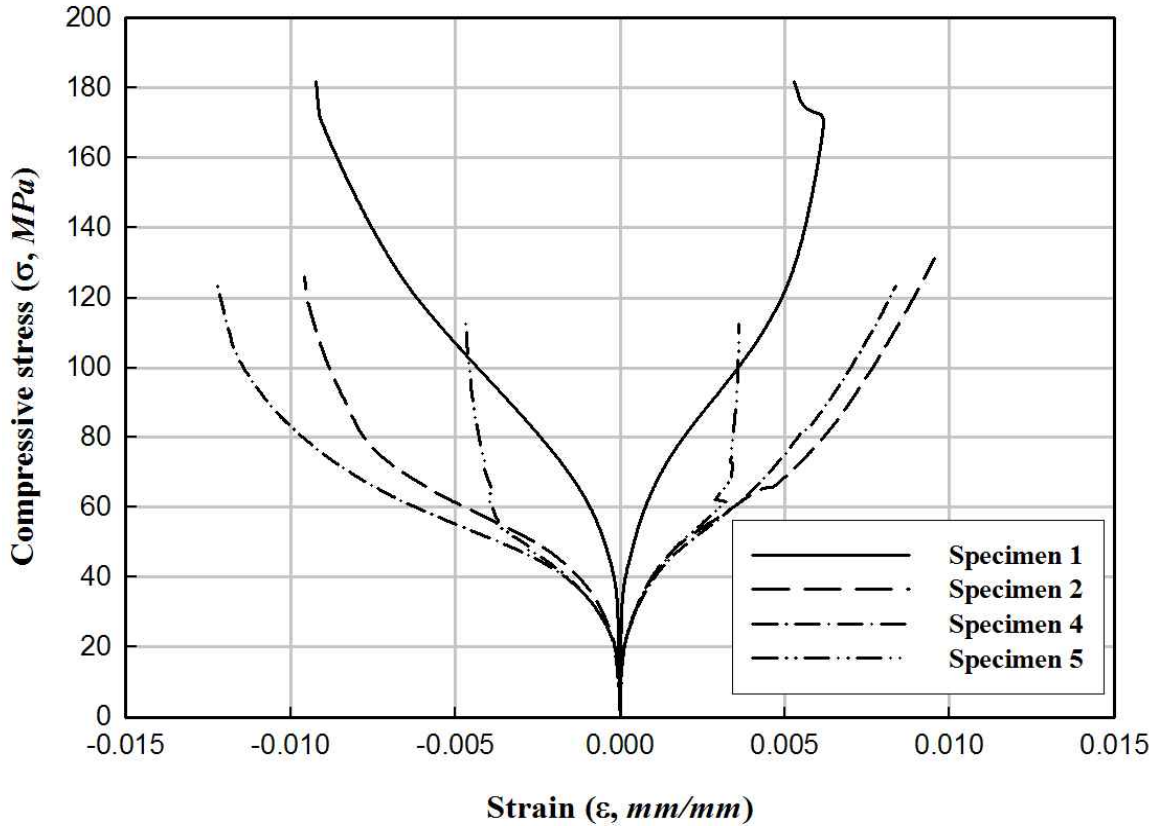
[그림 2.27] ϕ300×600mm 실험체의 응력-변형률 곡선(t_{ffrp}=5.6mm)



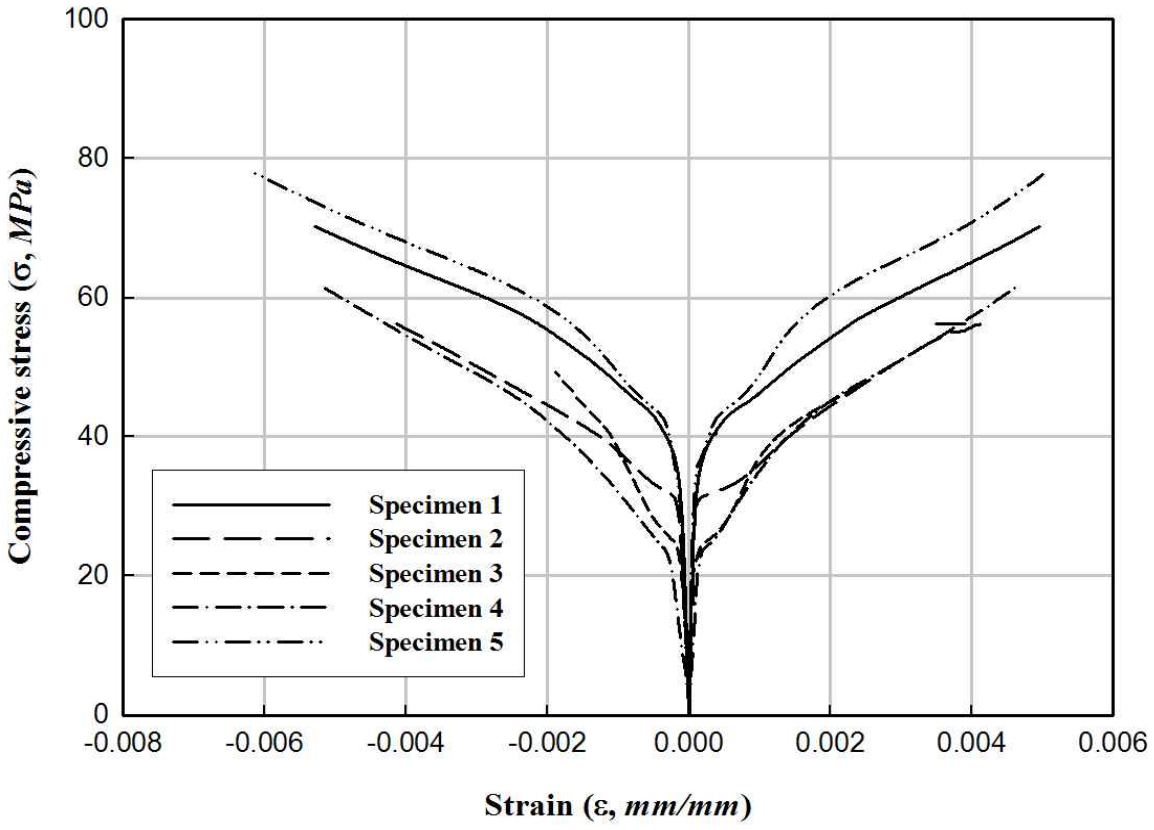
[그림 2.28] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-21-2.8)



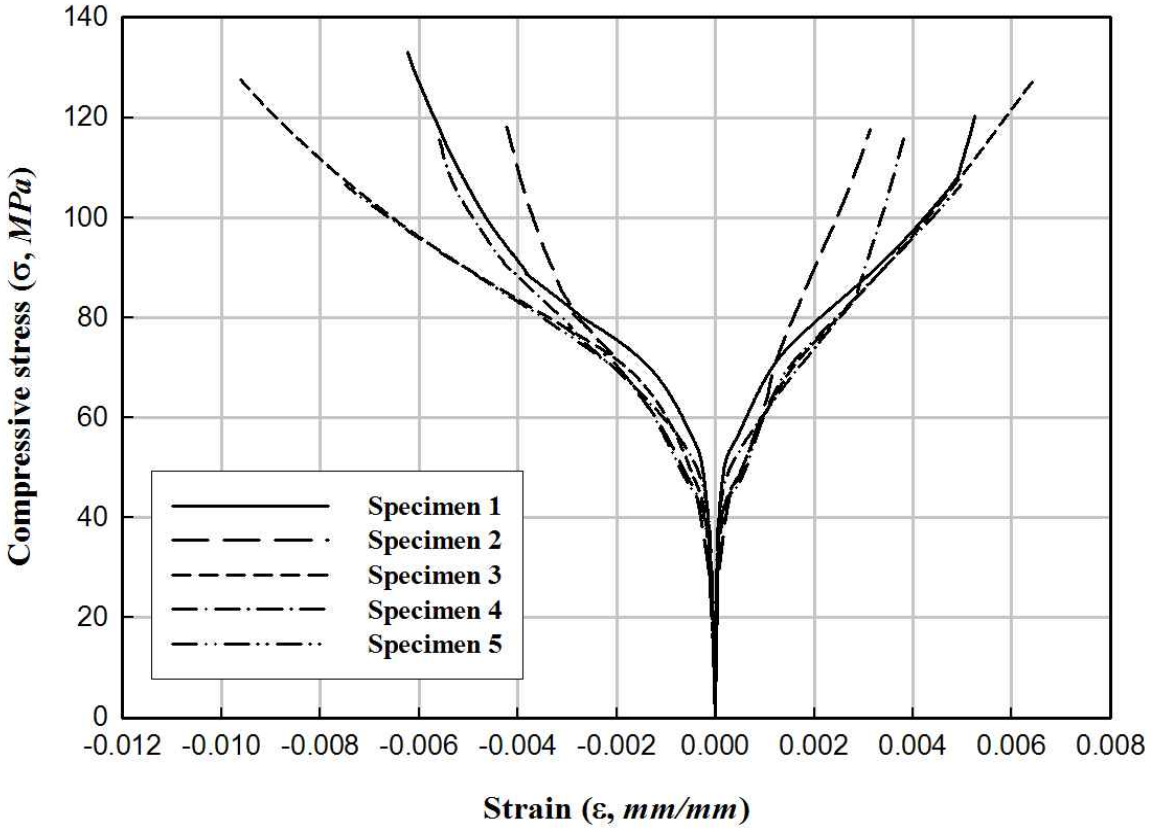
[그림 2.29] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-21-4.2)



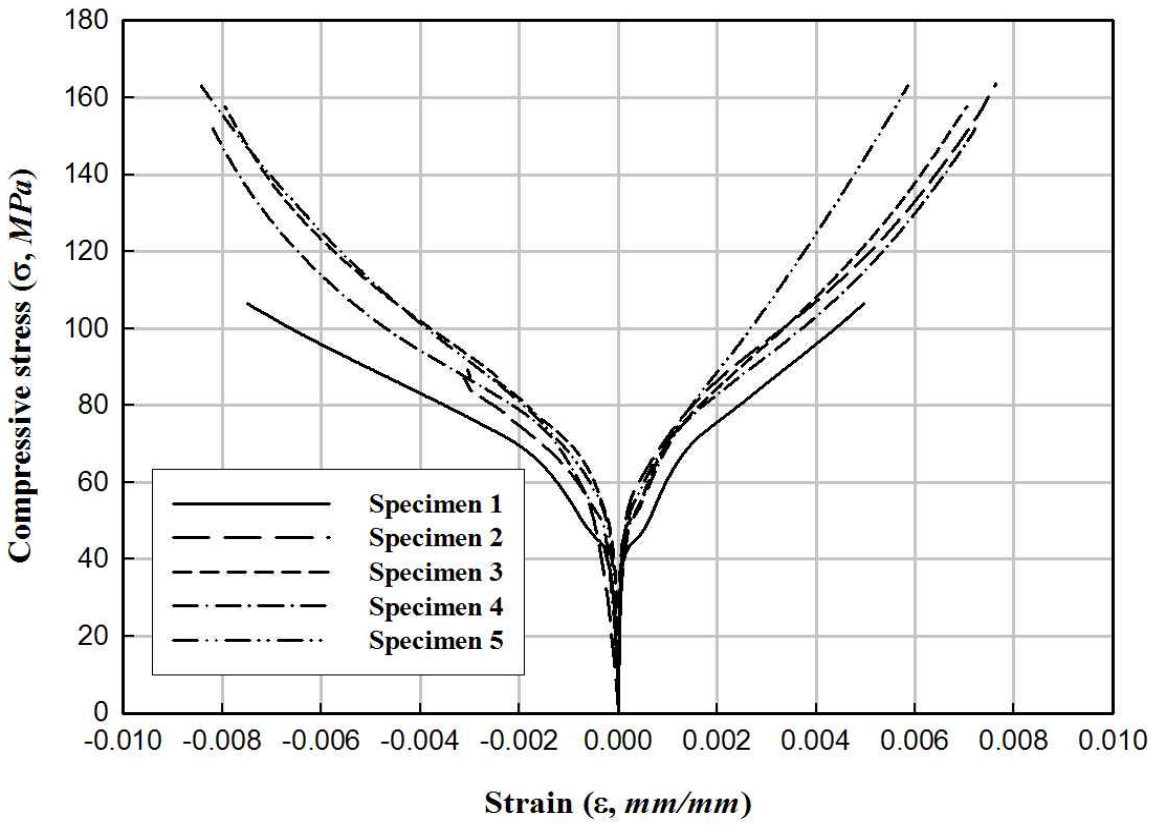
[그림 2.30] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-21-5.6)



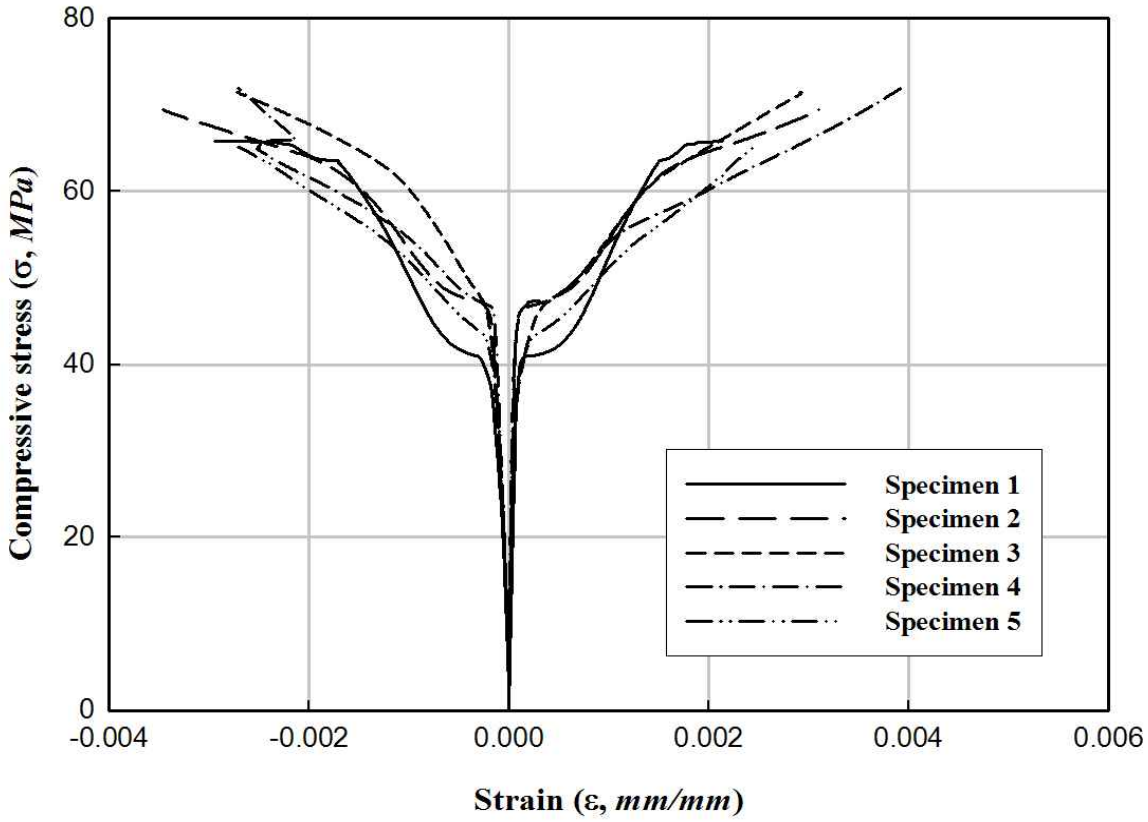
[그림 2.31] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-30-2.8)



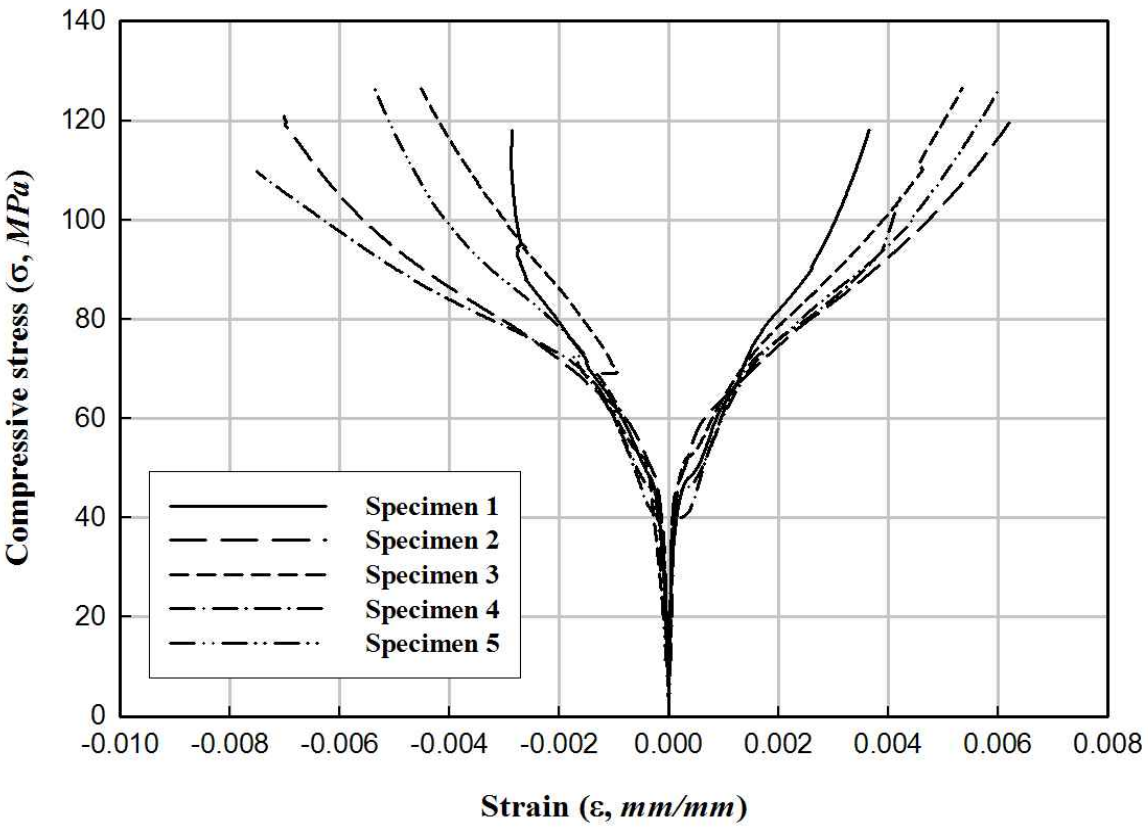
[그림 2.32] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-30-4.2)



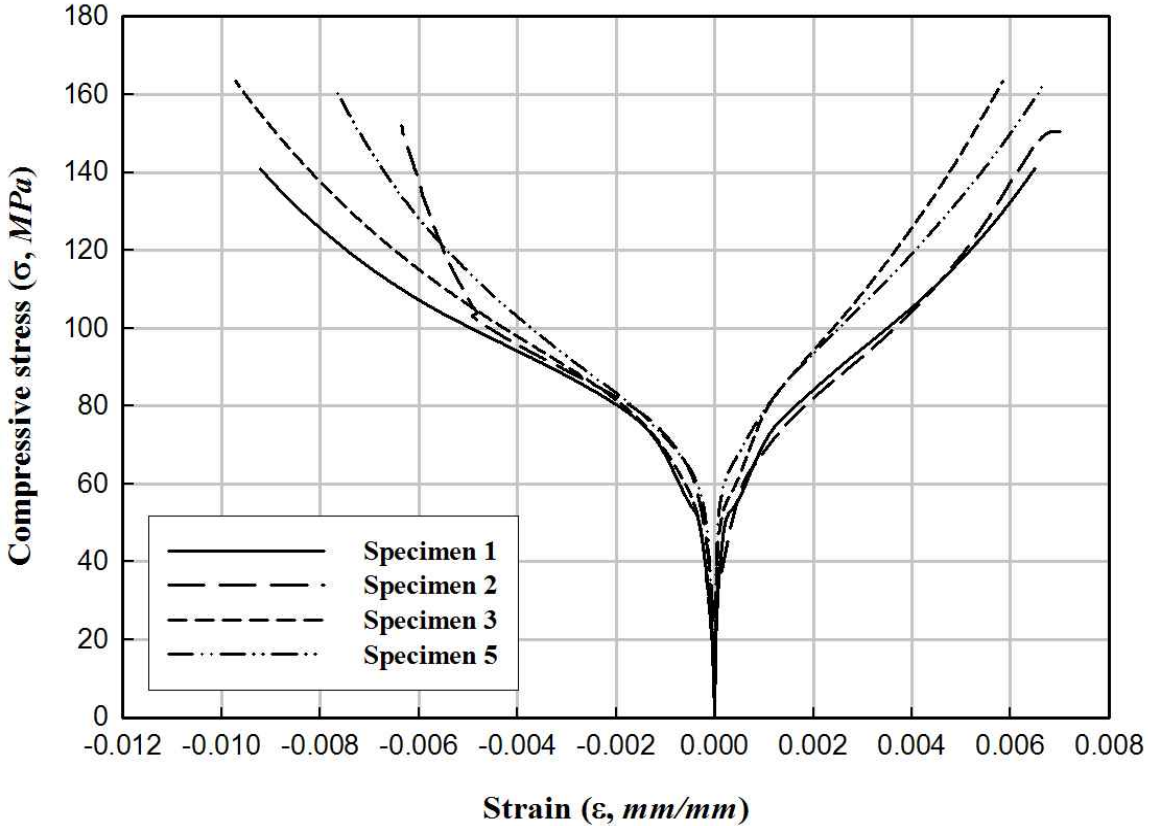
[그림 2.33] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-30-5.6)



[그림 2.34] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-40-2.8)



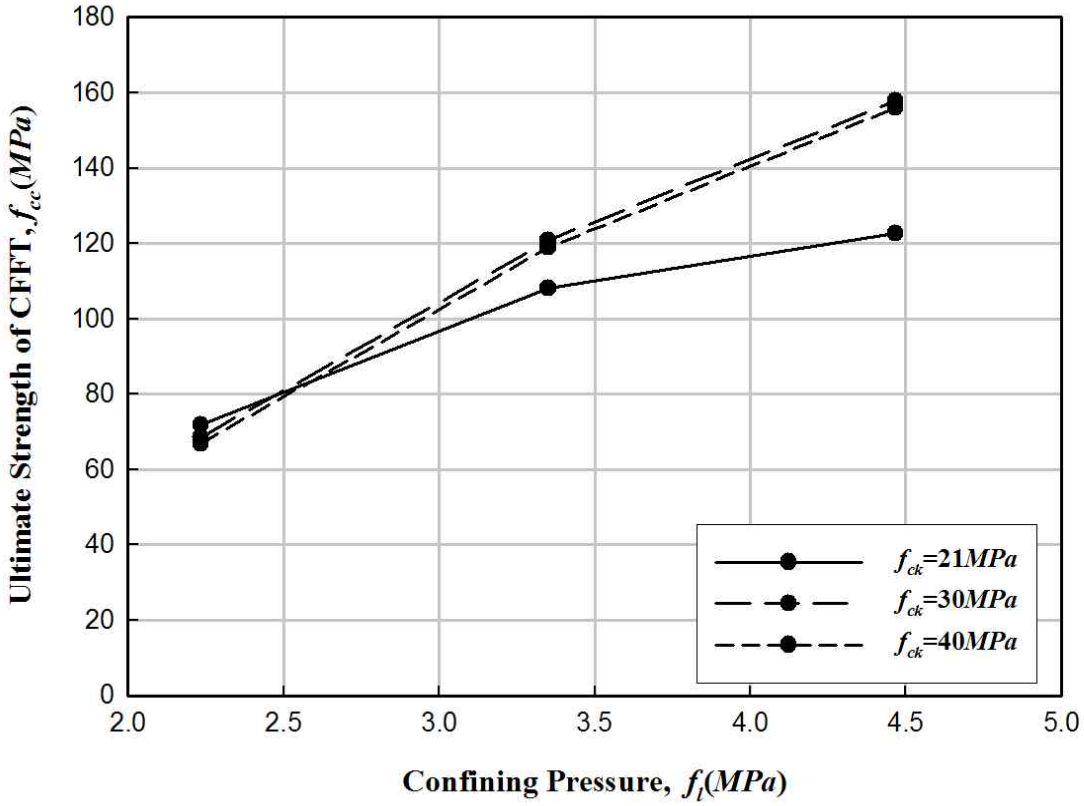
[그림 2.35] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-40-4.2)



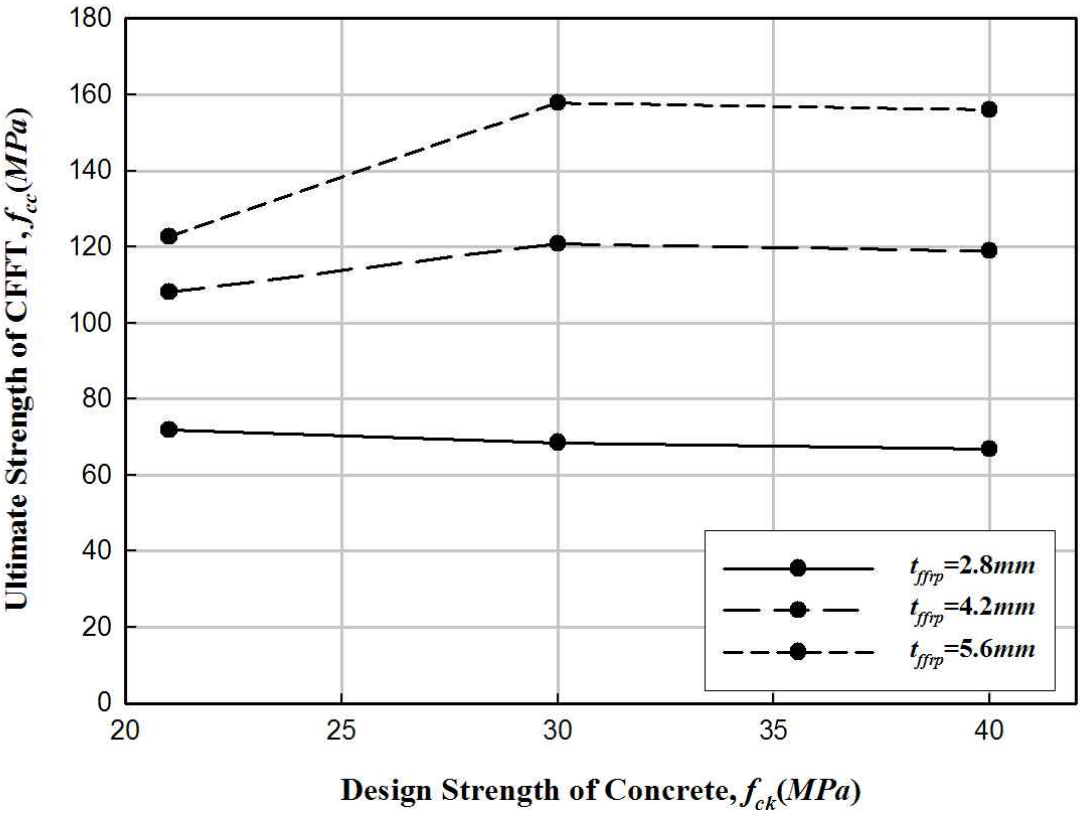
[그림 2.36] ϕ150×300mm 실험체의 응력-변형률 곡선(150-40-5.6)

실험결과를 분석하여 FRP두께에 따른 CFFT의 파괴강도 및 콘크리트 강도에 따른 CFFT의 압축파괴강도 변화를 각각 [그림 2.37], [그림 2.38]에 나타내었다. 그래프의 데이터는 실험결과로부터 분석된 평균강도이다.

[그림 2.37]에서 FFRP의 두께에 따른 구속압의 증가에 따라 압축강도가 증가하였고, 콘크리트 강도가 30MPa이상일 경우 CFFT의 강도증가 효과는 둔화되는 경향을 나타내었다. 이러한 현상은 강도증가에 따른 콘크리트의 역학적 성질에서 기인한 결과이다. 또한, [그림 2.38]에서 콘크리트 강도에 따른 CFFT의 압축 파괴강도는 FFRP의 두께가 5.6일 경우 큰 변화가 없는 것으로 조사되었으며, 이러한 현상은 구속압이 매우 크기 때문에 콘크리트의 강도는 CFFT의 파괴강도변화에 영향을 미치지 않기 때문에 발생한 현상이라 생각된다. 따라서 FFRP의 두께를 일정 이상을 확보할 경우 콘크리트의 강도는 CFFT의 극한 강도에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

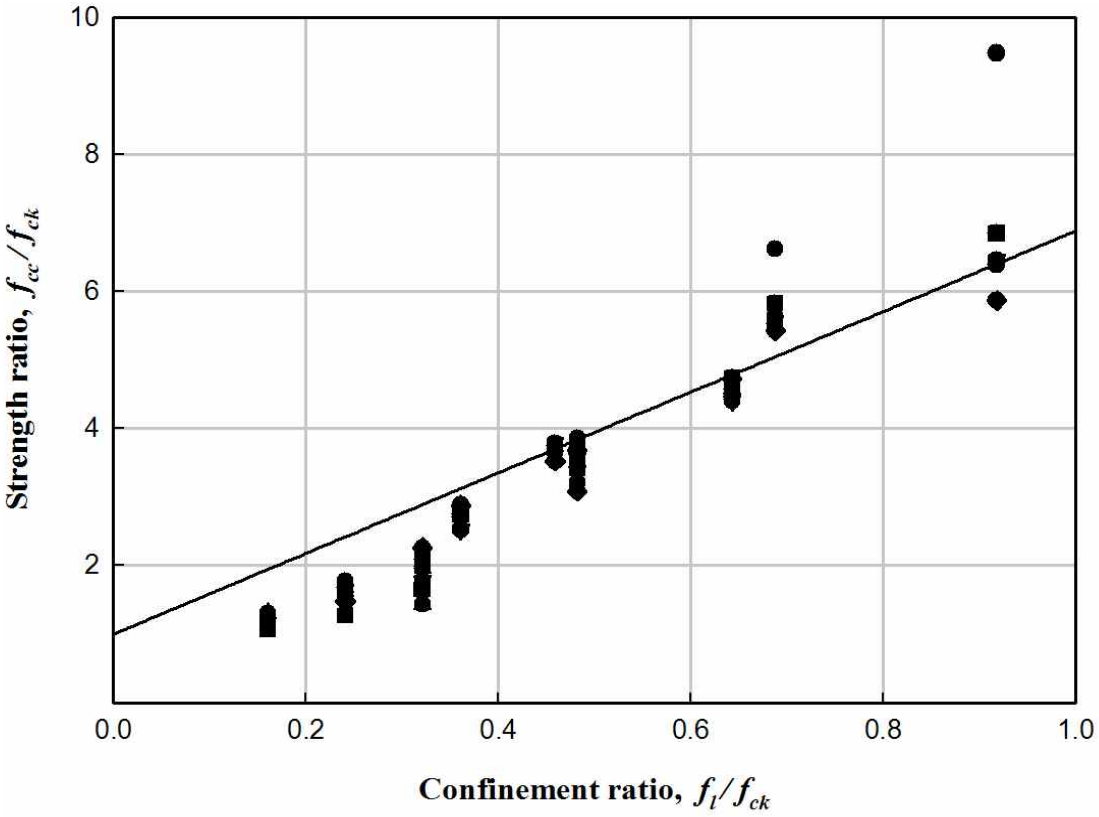


[그림 2.37] 구속비 증가에 따른 CFFT 실험체의 평균압축강도



[그림 2.38] 콘크리트 설계기준강도 증가에 따른 CFFT 실험체의 평균압축강도

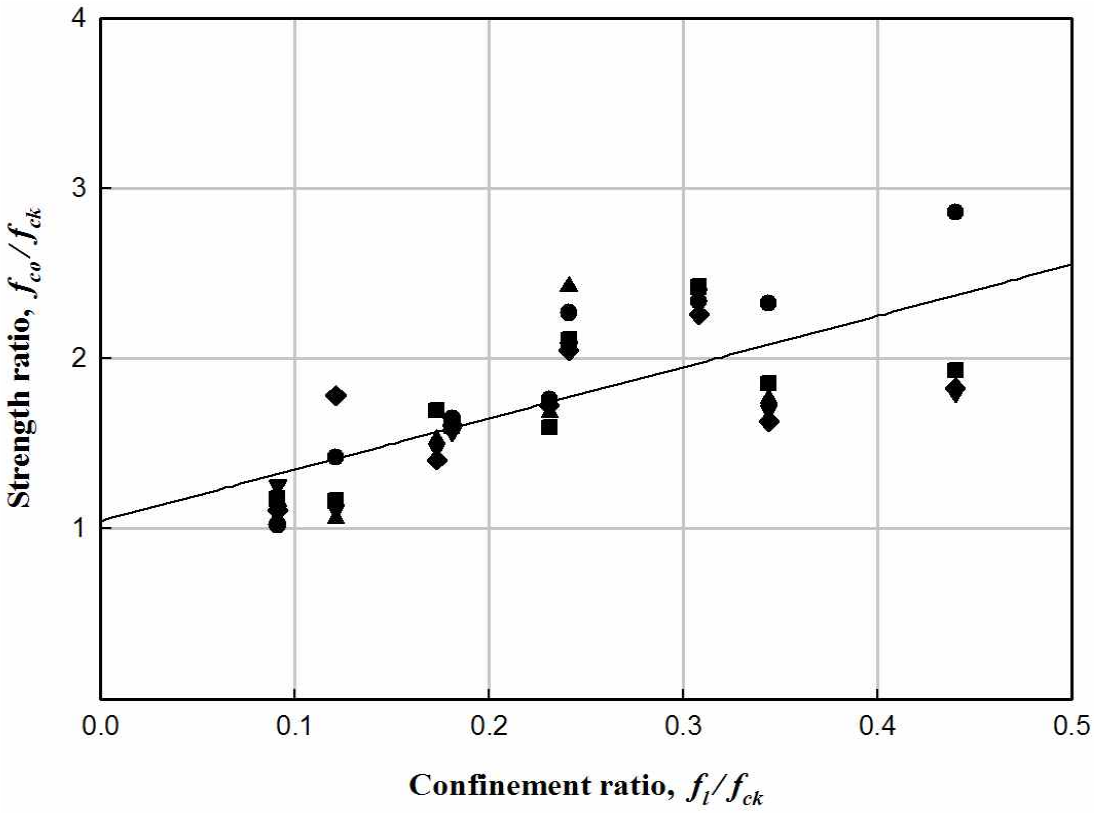
CFFT 실험체의 압축실험결과 구속비와 강도비의 관계는 [그림 2.39]에 나타내었다. [그림 2.39]에서 CFFT의 실험데이터는 총 54개가 사용되었다. 실험결과 각 데이터는 선형분포를 나타내며, 이 선형분포된 데이터로부터 회귀분석하여 직선으로 나타내었다. 앞에서 설명한 바와 유사하게 이 직선의 기울기로부터 구속비와 강도비의 관계를 규명하였으며, 식 (2.29)와 같은 압축강도 예측식을 제안하였다.



[그림 2.39] CFFT의 강도비와 구속비의 관계

$$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1.00 + 5.89\left(\frac{f_l}{f_{ck}}\right) \tag{2.29}$$

FFRP 내부 심부콘크리트의 경우 [표 2.9], [표 2.10]에서 나타낸 콘크리트의 예상파괴하중의 결과로부터 심부콘크리트의 파괴강도를 예측할 수 있도록 구속비에 따라 선형 회뷔분석하여 [그림 2.40]에 나타내었다. [그림 2.40]의 선형으로부터 심부콘크리트의 파괴강도는 식 (2.30)과 같이 나타낼 수 있다.



[그림 2.40] 내부 콘크리트 예상 파괴 강도비와 구속비의 관계

$$\frac{f_{co}}{f_{ck}} = 1.00 + 3.02\left(\frac{f_l}{f_{ck}}\right) \tag{2.30}$$

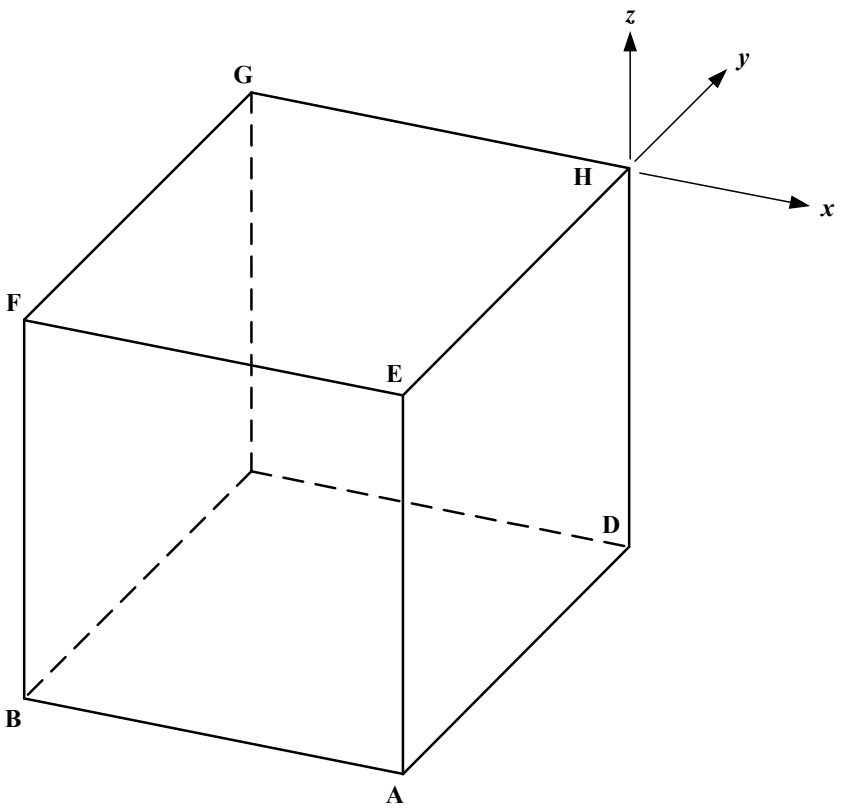
Ⅱ-4. CFFT 유한요소해석

이 연구에서는 CFFT의 압축강도실험 결과를 분석하여 구속비와 강도비의 관계, 압축강도 평가식 등 다양한 압축거동 특성을 예측하였다. 그러나 실험변수가 일부 범위로 제한되어 있기 때문에 실험결과를 분석하여 얻은 결과를 보편적으로 사용할 수 있는지에 대한 평가가 필요하다. 따라서 이 연구에서는 유한요소해석을 수행하고 그 결과를 실험결과와 비교하였다.

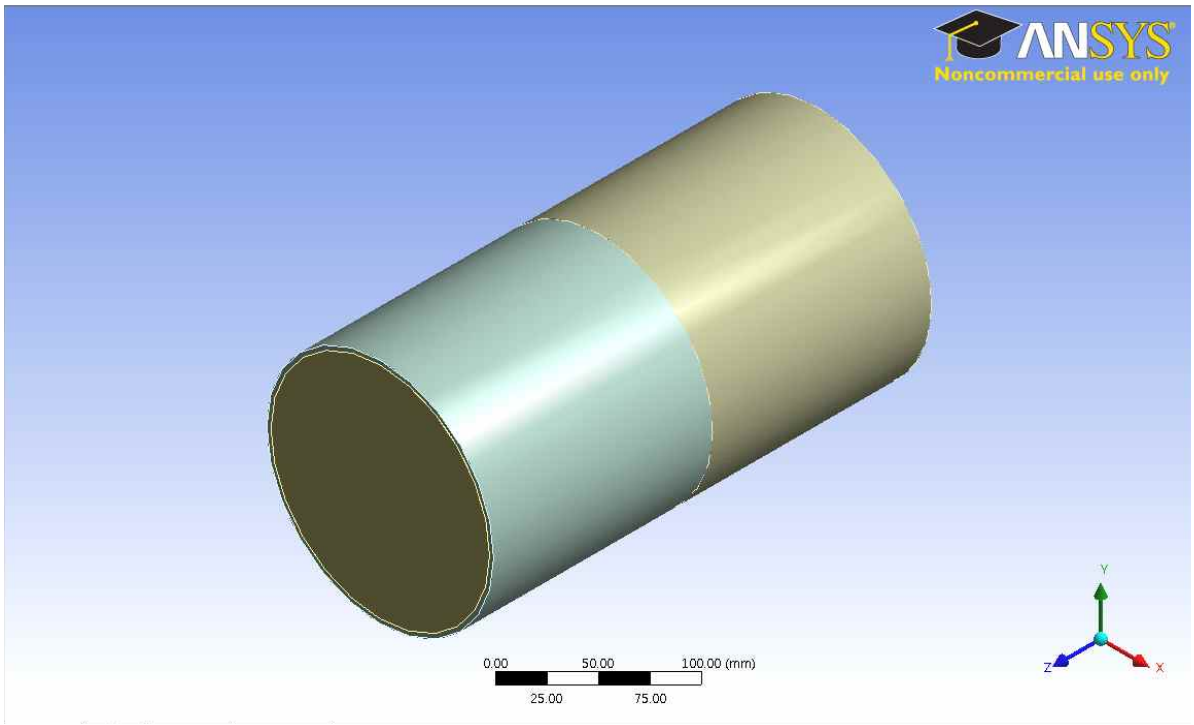
이 연구에서는 CFFT의 압축실험결과와 비교하기 위하여 범용유한요소해석 프로그램인 ANSYS Ver. 11을 사용하여 구조해석을 수행하였다. CFFT와 HCFFT의 유한요소해석은 범용 유한요소해석 프로그램인 ANSYS Ver. 11을 사용하였으며, 해석에 사용된 HCFFT는 기존 연구에서 적용한 부재치수와 콘크리트의 설계기준압축강도, FRP의 역학적 성질 및 단면 치수를 동일하게 적용하였다. 유한요소해석은 ANSYS가 지원하는 요소 중 SOLID65라는 솔리드요소를 사용하였다. SOLID65요소는 강화콘크리트나 유리섬유와 같은 강화 복합재료 문제를 모델링하는데 사용되며, [그림 2.41]에 나타낸 것과 같이 8개

의 절점을 가지고 있으며, 각 절점에서는 x, y, z 방향의 3개의 직선변위 자유도를 갖는다(Moaveni, 2008).

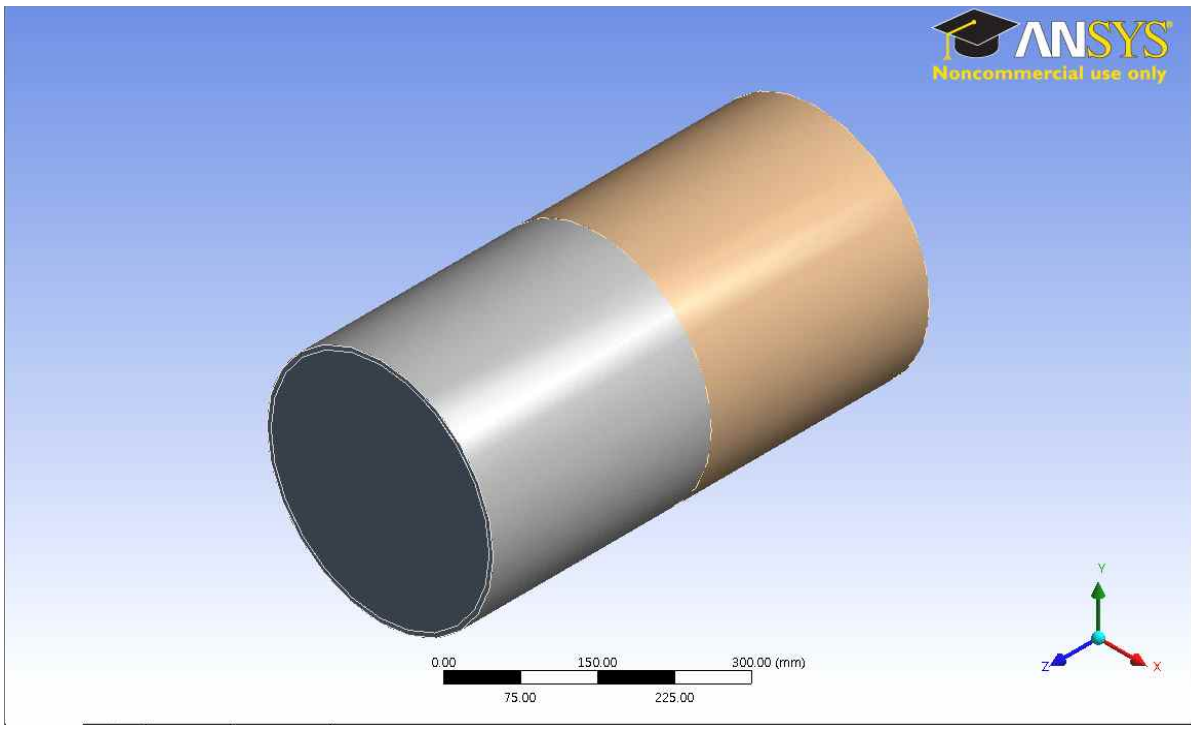
유한요소해석은 실험을 수행하였던 부재 치수와 콘크리트의 설계기준강도, FFRP의 두께를 그대로 반영하여 수행하였고, 재료의 역학적 성질은 실험을 통해 얻은 결과를 적용하였다. 또한 해석결과는 경계조건과 하중재하점에서 가장 거리가 먼 중앙부에 대하여 검토하였다. [그림 2.42]는 직경이 $150mm$, $300mm$인 CFFT 유한요소해석 모델을 각각 나타낸 것이며, [그림 2.43]과 [그림 2.44]는 각 CFFT 유한요소해석모델의 해석결과를 나타낸 것이다.



[그림 2.41] SOLID65 요소와 H점의 자유도(Moaveni, 2008).

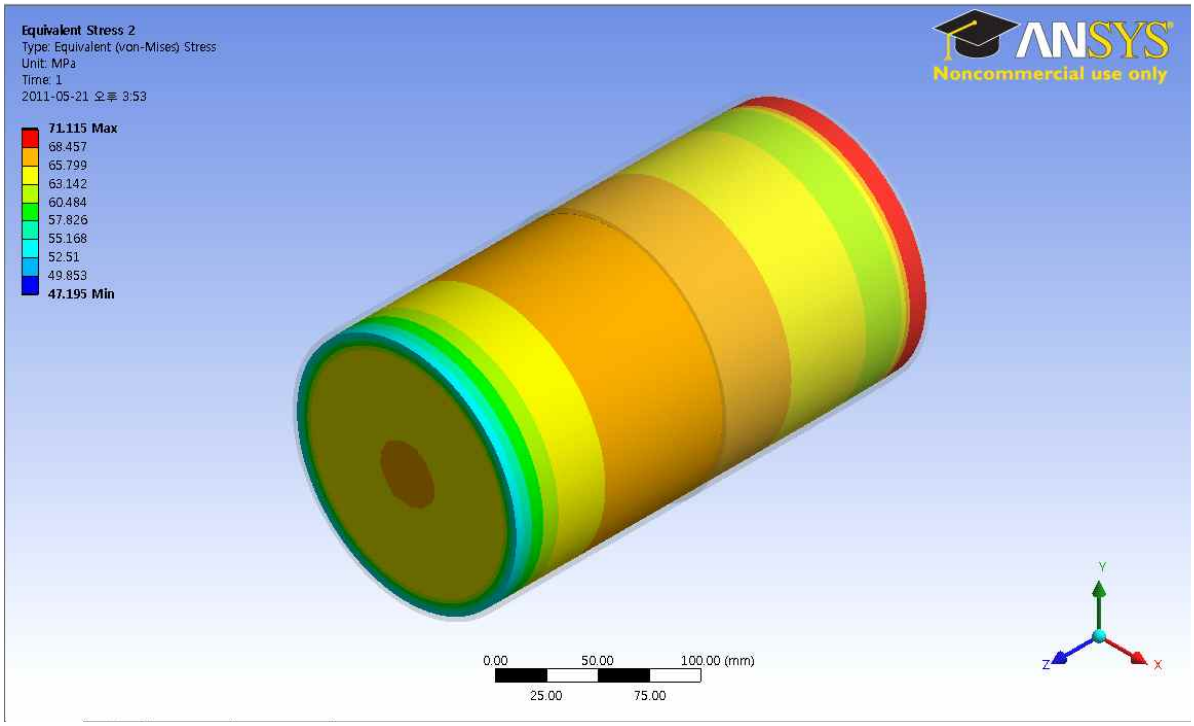


(a) ϕ150×300mm

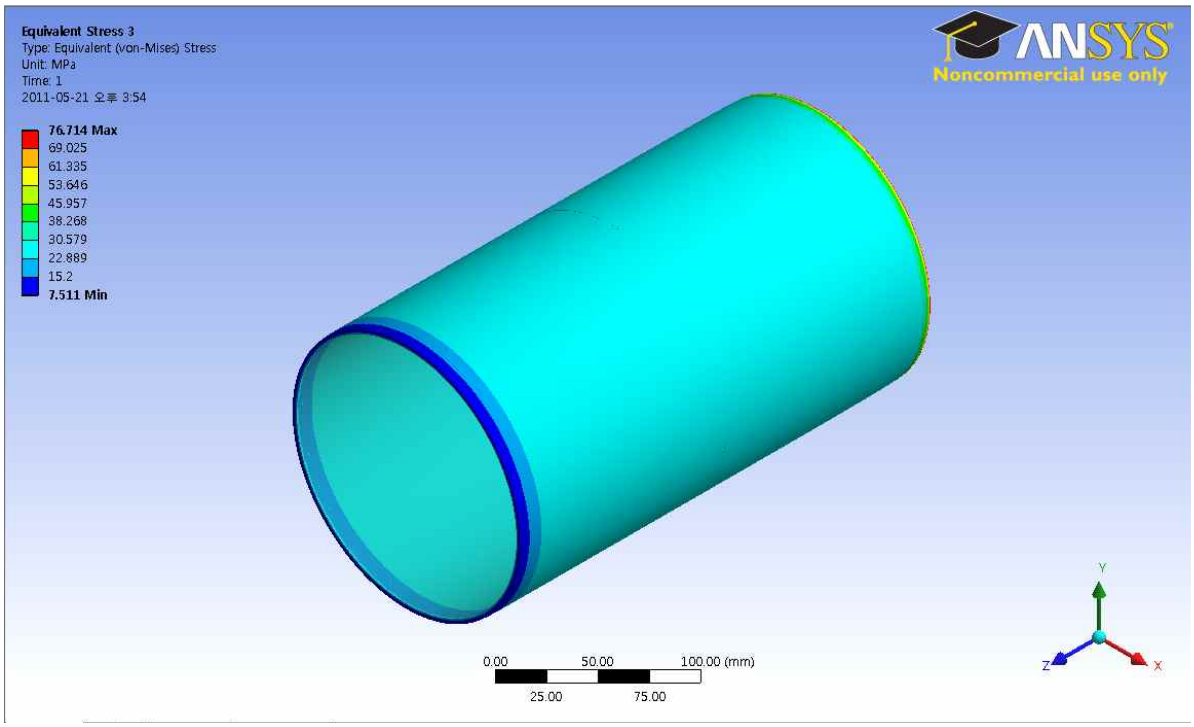


(b) ϕ300×600mm

[그림 2.42] CFFT 유한요소해석 모델

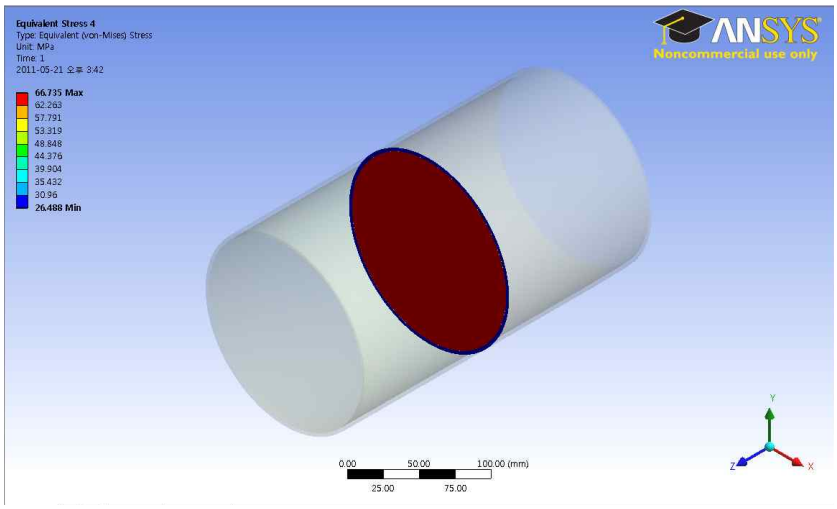


(a) 콘크리트

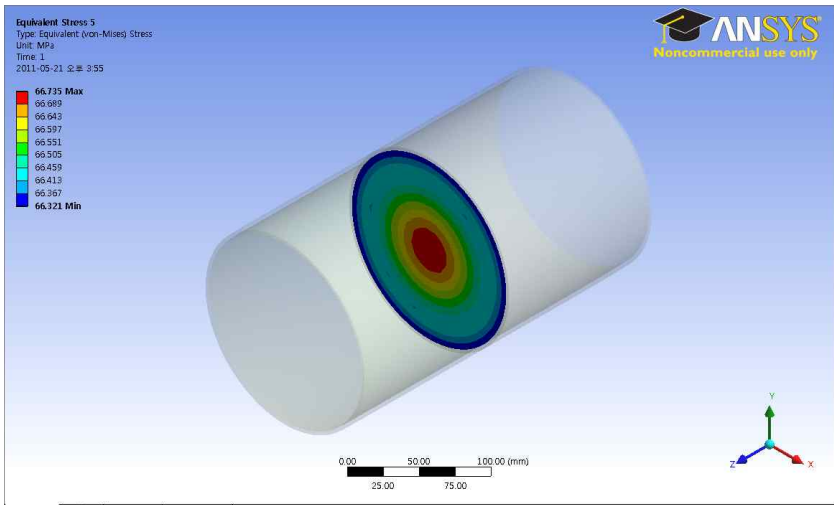


(b) FFRP

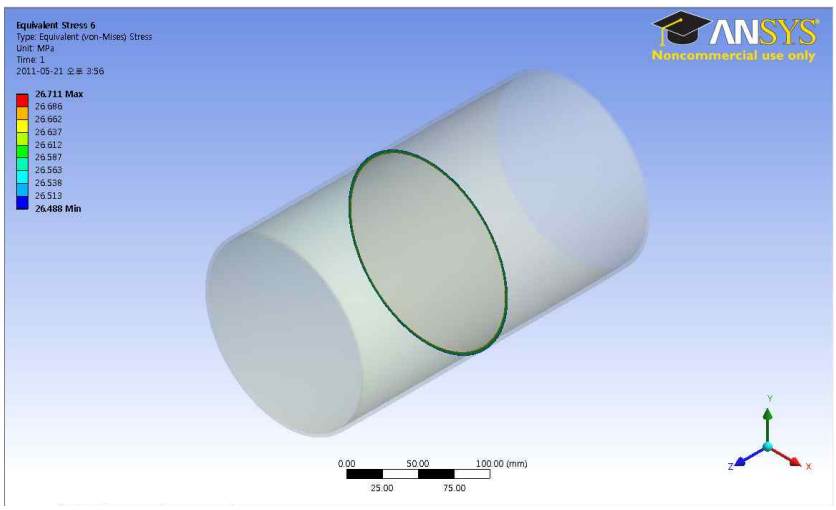
[그림 2.43] CFFT 전체 부재에 대한 유한요소해석



(a) 전체



(b) 콘크리트



(c) FFRP

[그림 2.44] CFFT 부재 중앙부에 대한 유한요소해석

[표 2.11]과 [표 2.12]는 CFFT 압축강도실험 결과의 평균과 유한요소해석결과를 각 변수에 따라 비교하여 나타낸 것이다. 비교 결과, 유한요소해석은 실험결과와 비교하여 -2.22%~-10.17%의 오차를 보였기 때문에 비교적 정확한 해석결과인 것으로 판단된다. 또한 CFFT의 압축강도가 낮게 평가되기 때문에 보수적인 설계를 유도하여 안전성을 확보할 수 있는 해석결과라고 판단된다.

[표 2.11] CFFT 유한요소해석 결과(ϕ150×300mm)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP두께 (t_f, mm)	파괴강도(MPa)		
		실험 (f_e)	유한요소해석 (f_f)	오차 (%)
21	2.8	71.80	68.06	-5.21
	4.2	108.13	99.76	-7.74
	5.6	122.66	110.19	-10.17
30	2.8	68.44	65.02	-5.00
	4.2	120.82	111.92	-7.37
	5.6	157.83	142.52	-9.70
40	2.8	66.81	63.60	-4.80
	4.2	122.18	113.41	-7.18
	5.6	156.03	141.28	-9.45

[표 2.12] CFFT 압축강도시험결과(ϕ300×600mm)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP두께 (t_f, mm)	파괴강도(MPa)		
		실험 (f_e)	유한요소해석 (f_f)	오차 (%)
30	2.8	35.20	34.42	-2.22
	4.2	47.12	45.36	-3.74
	5.6	61.07	58.05	-4.95

Ⅲ. HCFFT의 구조적 거동 특성

CFFT는 CFT에 비하여 부식에 대한 저항성이 매우 뛰어나기 때문에 국내에서도 관심이 증가하고 있다. 그러나 CFFT는 보강섬유가 원주방향으로 배치된 FFRP를 사용하기 때문에 구속효과에 의한 압축강도의 향상을 기대할 수 있으나 휨 및 전단에 대하여 취약한 부재가 될 가능성이 있으며 휨 및 전단 거동에 대한 안전성을 확보하기 위하여 철근 등 별도의 휨보강재가 필요하다.

이 연구에서는 축방향 및 원주방향으로 보강섬유가 배치될 수 있도록 모듈화된 PFRP 부재를 제작하고 그 부재의 외부를 FFRP로 보강하는 복합재 이중구조로서 압축, 휨, 전단에 대하여 뛰어난 성능을 확보할 수 있는 HCFFT를 제안하였다.

이 장에서는 HCFFT의 구성과 특징 및 HCFFT 부재의 제작 과정을 설명하였다.

Ⅲ-1. HCFFT의 구성 및 특징

이 연구에서는 길이에 제한이 없이 연속생산이 가능하며 부재의 축방향으로 보강섬유가 배치되는 PFRP를 도입하여 CFFT에 대한 장점을 그대로 유지하는 반면 휨에 대해서도 충분한 구조성능을 확보할 수 있는 하이브리드 FRP-콘크리트 합성말뚝을 제안하였다. 즉, PFRP 원통관을 제작하고 외부를 FFRP로 보강하게 되면 휨 및 전단에 대해서는 PFRP 부재가 저항하고 FFRP는 콘크리트를 구속하여 축방향 강도를 향상시킬 수 있게 된다. 하이브리드 FRP-콘크리트 합성말뚝의 제작순서는 펄트루젼 공정에 의해 PFRP 모듈을 생산한 후 서로 접착시켜 원통관을 만든 후 이 관을 멘드렐로 하여 표면을 FFRP로 감싸는 형태로 FRP 파일부재를 공장제작하고 현장으로 운반하여 콘크리트를 타설하는 순서로 이루어진다. FRP 부재의 제작 공정은 [그림 3.1]에 나타내었다.

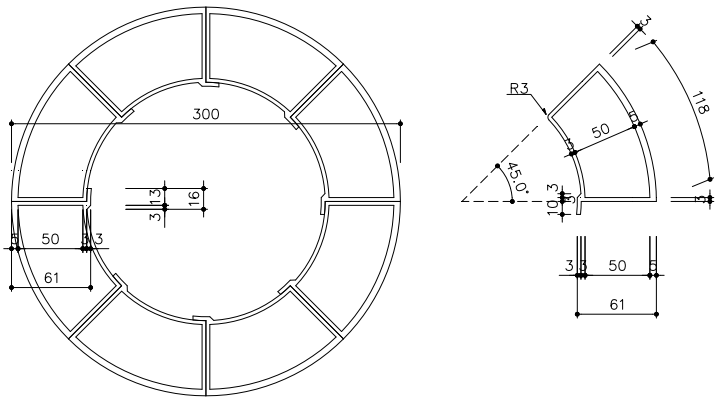


(a) 펄트루젼 공정 (b) 필라멘트 와인딩 공정

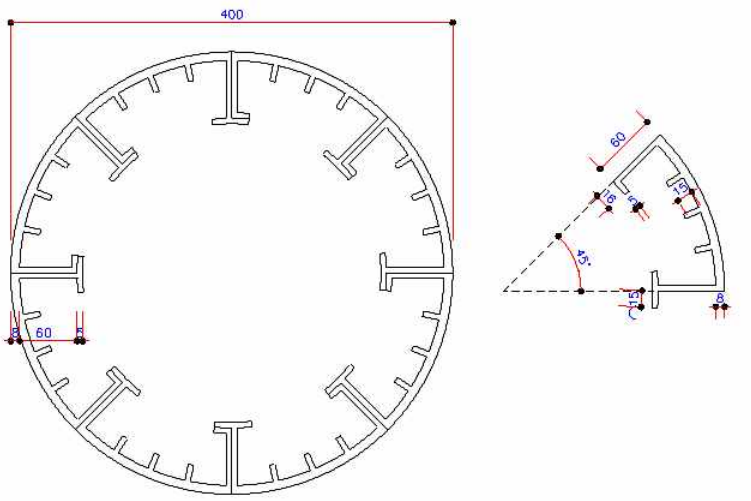
[그림 3.1] HCFFT를 구성하는 FRP 부재의 제작공정(최, 2010)

이 연구에서는 HCFFT의 단면을 PFRP 부재의 단면 형태에 따라 2가지로 제안하였다. 즉, [그림 3.2(a)]에 나타낸 것과 같이 폐합단면 PFRP를 이용한 단면(A-Type)과 [그림 3.2(b)]에 나타낸 것과 같이 개방단면을 갖는 PFRP를 이용한 단면(B-Type)이다. 폐합단면 PFRP를 사용할 경우, 단면 2차 모멘트가 증가하여, 동일한 HCFFT의 직경 내에서 휨강도 및 휨강성가 뛰어난 단면을 제작할 수 있으며, 제작과정에서 뒤틂 현상을 방지할 수 있다. 그러나 소구경 HCFFT를 생산할 때는 부재간의 연결이 용이하지 않으며, 단면 내의 각 PFRP 부재와 PFRP 부재로 인해 발생하는 중공면에 대하여 콘크리트를 타설을 수행하기 때문에 작업성이 감소한다.

개방단면 PFRP를 사용할 경우에는 연결부재의 시공이 용이하고, 단일의 폐합단면 콘크리트를 완성할 수 있기 때문에 원주방향으로 축방향 보강재를 사용한 기존의 압축재(CFT, CFFT 등)와 유사한 제작 및 시공방법을 도입할 수 있다. 그러나 PFRP를 인발하는 과정에서 뒤틂현상이 발생할 우려가 있으며, HCFFT의 휨성능을 확보하기 위한 별도의 리브를 구성할 경우 PFRP의 인발과정 또한 어려움이 있을 수 있다.



(a) A-Type



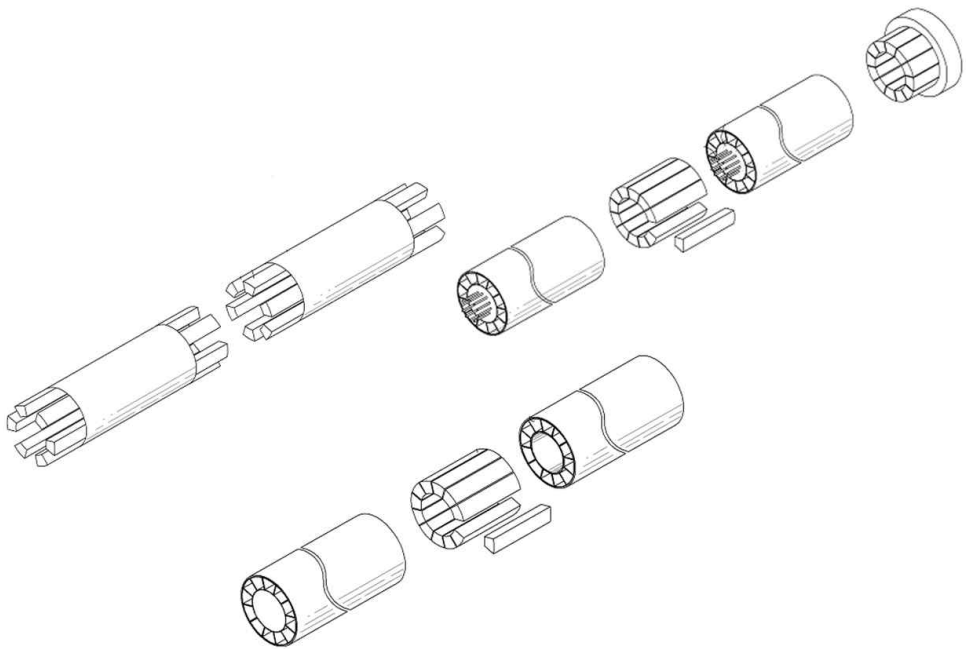
(b) B-Type

[그림 3.2] PFRP 단면 구성

HCFFT 말뚝의 단면은 소구경과 대구경으로 구분된다. 소구경일 경우 PFRP를 일체로 제작하며, 대구경일 경우 펄트루전 제작공정상 대형 단면의 제작이 어렵기 때문에 단위 모듈화시켜 PFRP를 생산한 후 서로 연결하여 원통모양으로 구성한 후 FFRP로 외부를 보강하는 방법으로 부재를 제작하게 된다. 또한, 일반적으로 PFRP는 단면이 커질수록 역학적 성질이 감소되는 경향이 있어 일정한 품질을 확보하기 위해 단위모듈을 연결시키는 방법을 채택하였다.

이 연구에서 제안한 HCFFT 말뚝의 연결방법의 개요는 [그림 3.3]에 나타낸 것과 같다. [그림 3.3]에 나타낸 방법은 PFRP를 연결재로 직접 이용하는 방법과 PFRP의 중공단면을 이용하는 방법으로 분류되며, 부착과 연결재에 의한 기계적 접합으로 구조적 신뢰성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

앞서 설명한 것과 같이 FRP의 역학적 성질은 보강섬유의 종류, 보강량, 보강방향에 따라 큰 차이를 나타내며, 그림에 나타낸 FRP 복합재 말뚝은 보강섬유의 종류를 변화시켜 말뚝의 길이별로 하중저항성능을 다르게 제작할 수 있어 복합말뚝의 기능을 부여할 수 있다. 따라서 지중깊이별, 지중/지상 등 다양한 하중조건의 변화를 유연하게 수용할 수 있을 것으로 생각된다.

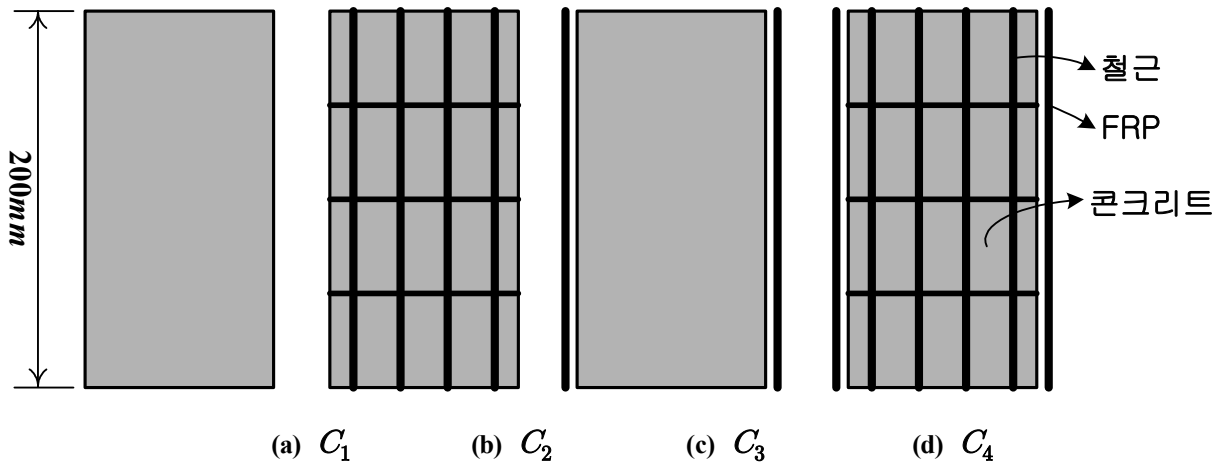


[그림 3.3] HCFFT 말뚝의 연결방법(최, 2010; 안, 2011)

Ⅲ-2. HCFFT의 거동 특성

철근콘크리트 기둥을 FRP로 보강하는 공법은 현재 국내에서도 보편적으로 사용하고 있는 방법이다. 그러나 대부분의 경우 FRP Sheet를 이용하여 콘크리트 표면을 보호하는 공법이며, Lin 등(2004)은 미리 제작한 FRP 원통관에 철근을 배근하고 콘크리트를 타설하는 방법으로 제작하는 부재(Reinforced concrete filled FRP tube, RCFFT)에 대한 연구를 수행하였다. 이 연구에서는 Lin 등(2004)의 연구를 참고로 하여, RCFFT의 철근을 대신하여 PFRP를 휨보강재로 사용한 HCFFT의 압축거동을 예측하였다.

Lin 등(2004)은 [그림 3.4]에 나타낸 바와 같이 공시체 크기($\phi 100 \times 200mm$)의 실험체를 각각 3개씩 제작하여 실험적 연구를 수행하였다. 그림 4.3에서 (a)는 무근콘크리트 실험체(C_1)이며, (b)는 띠철근과 축방향 철근이 보강된 실험체(C_2), (c)는 FRP로 보강된 CFFT 실험체(C_3), (d)는 RCFFT 실험체(C_4)를 나타낸 것이다.



[그림 3.4] Lin 등(2004)의 압축실험체 종류

각 실험체에 사용된 강재의 항복강도(f_y)는 $616.4MPa$, 탄성계수(E_s)는 $206.23GPa$, FRP의 파단강도(f_r)는 $455.4MPa$, 탄성계수는 $23.82GPa$이며, Lin 등(2004)은 이 연구에서와 유사한 실험방법을 통해 각 실험체에 대한 압축실험을 수행하였다.

일축압축실험결과 Lin 등(2004)에 의해 조사된 각 실험체의 파괴강도는 [표 3.1]에 나타내었다. [표 3.1]에서 Lin 등(2004)은 C_2 실험체의 철근에 의한 압축응력 증가($\approx 13MPa$), C_3 실험체의 FRP에 의한 압축응력 증가($\approx 38MPa$)를 독립적으로 평가하고, 산술적으로 합하여 RCFFT에 대한 압축응력 증가($\approx 51MPa$)를 예측하였으며, 실험적 연구를 통해 타당성을 검증하였다. 따라서 무보강 콘크리트의 압축응력에 C_2, C_3 실험체의 압축응력 증가효과를 합하면 RCFFT 부재 (C_4)의 압축응력을 예측할 수 있게 된다. 이러한 결과로부터 Lin 등(2004)은 RCFFT 부재의 압축응력 평가식을 식 (3.1)과 같이 제안하였다.

[표 3.1] 압축실험결과 파괴강도

시편번호	C_1	C_2	C_3	C_4
Test 1(MPa)	26.987	38.392	62.422	80.078
Test 2(MPa)	20.888	36.136	62.056	77.575
Test 3(MPa)	23.846	37.112	61.445	71.296
평균	23.907	37.213	61.975	76.317
$(C_2, C_3, C_4) - C_1$	0	13.306	38.068	51.410

$$f_{Rcc} = f_{co} + f_{scb} + f_{ccb} \tag{3.1}$$

식 (3.1)에서 f_{co}는 콘크리트의 압축응력, f_{scb}는 철근 보강에 의한 압축응력 증가분, f_{ccb}는 FRP에 의한 압축응력 증가분을 의미하며, 식 (3.1)을 단면적을 고려하여 하중에 관한 식으로 표현하면 식 (3.2)와 같다.

$$P_{Rcc} = P_u + (f_{cc} - f_{co})A_{co} \tag{3.2}$$

식 (3.2)에서 P_u는 철근콘크리트 압축재의 극한강도이고, f_{cc}는 FRP에 의해 구속된 콘크리트의 압축응력으로 결국 우측 두 번째 항은 FRP의 구속효과에 의한 응력증가분을 나타낸다. 식 (3.2)에서 P_u는 식 (3.3)을 통해 결정할 수 있다.

$$P_u = 0.85 f_{co}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \tag{3.3}$$

식 (3.3)에서 우측 첫 항은 콘크리트만의 합축강도를 나타낸 식으로 띠철근에 의해 효과적으로 횡구속된 경우 구속효과를 고려하여 유효구속계수 4.1을 적용하면 내부콘크리트의 압축응력은 식 (3.4)와 같이 표현된다.

$$f_{cc} = f_{co}\left(1 + 4.1\frac{f_{sl}}{f_{co}}\right) \tag{3.4}$$

식 (3.4)에서 f_{sl}은 횡구속 철근에 의한 구속압으로 식 (3.5)와 같다.

$$f_{sl} = \frac{2 f_y A_{sp}}{d_s s} \tag{3.5}$$

식 (3.5)를 식 (3.4)에 대입하면 구속효과를 고려한 내부콘크리트의 압축응력으로서 피복 콘크리트의 강도를 제외할 경우 식 (3.3)의 우측 첫 항은 식 (3.4)에 내부콘크리트의 면적을 곱하여 대체하면 철근콘크리트 압축재에 대한 압축강도는 식 (3.6)과 같이 표현할 수 있다.(Park 등, 1975).

$$P_u = 0.85 f_{co} A_{cc} + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} A_{cc} + f_y A_{st} \tag{3.6}$$

식 (3.6)에서 f_{co}는 콘크리트 압축강도이고, A_{cc}는 내부콘크리트의 면적, f_y는 철근의 항복강도, A_{sp}는 띠철근의 단면적, d_s는 내부콘크리트의 직경, s는 띠철근 간격, A_{st}는 축방향 철근의 단면적이다.

식 (3.6)에서 첫 번째 항은 콘크리트의 압축강도, 두 번째 항은 띠철근에 의한 구속효과로서 유효구속계수 k_1을 4.1로 가정하여 유도된 나선철근의 구속효과에 의한 압축강도의 증분이며, 세 번째 항은 축방향 철근의 압축강도이다. 따라서, 식 (3.6)에서 나타내고 있는 철근콘크리트의 압축강도는 콘크리트 압축강도에 증가요인을 산술적으로 합한 것이며, 콘크리트 피복은 유효단면에서 제외하고 있다. 그러나 FRP에 의한 구속이 철근콘크리트 압축재의 최 외각층에 존재한다면 피복두께 또한 유효단면의 일부가 되어 압축강도는 더욱 증가될 것이다.

따라서, 최외각에 FRP가 보강되어 있는 RCFFT부재에 대해서 피복두께를 유효단면으로 고려하면 식 (3.6)은 식 (3.7)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_u = 0.85 f_{co} A_{co} + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} A_{cc} + f_y A_{st} \tag{3.7}$$

식 (3.7)에서 첫 번째 항은 콘크리트 만의 압축강도로서 기존 철근콘크리트 압축재에서 심부콘크리트 만을 고려한 것을 콘크리트 전체 단면(A_{co})으로 확대하였다. 또한, 두 번째 항은 횡구속철근의 구속효과에 의한 압축강도 증가분, 마지막 항은 축방향 철근의 압축강도이다. 따라서, 식 (3.7)을 식 (4.2)에 대입하여 정리하면 식 (3.8)과 같이 나타낼 수 있으며, 식 (3.8)을 통해 RCFFT에 대한 압축강도를 예측할 수 있다.

$$P_{Rcc} = (f_{cc} - 0.15 f_{co}) A_{co} + 8.2 f_y \frac{A_{sp}}{d_s s} A_{cc} + f_y A_{st} \tag{3.8}$$

그러나 식 (3.8)의 첫 번째, 두 번째 항에서 나선철근과 FFRP에 의한 구속효과를 중복하여 고려하고 있어 압축강도를 과도하게 예측하기 때문에 적절한 수정이 필요하다. 즉,

RCFFT에서 나선철근에 의한 구속효과와 FRP에 의한 구속효과를 비교하여 FRP에 의한 구속효과가 클 경우 나선철근에 의한 구속효과는 중복하여 고려할 필요가 없다. 따라서 식 (3.8)은 식 (3.9) 및 (3.10)과 같이 구분하는 것이 합리적이다.

$$P_{Rcc} = P_u + (f_{cc} - f_{ck})(A_{co} - A_{cc}),\ f_{ls} \geq f_l \tag{3.9}$$

$$P_{Rcc} = f_{cc}A_{co} + f_y A_{st},\ f_{ls} < f_l \tag{3.10}$$

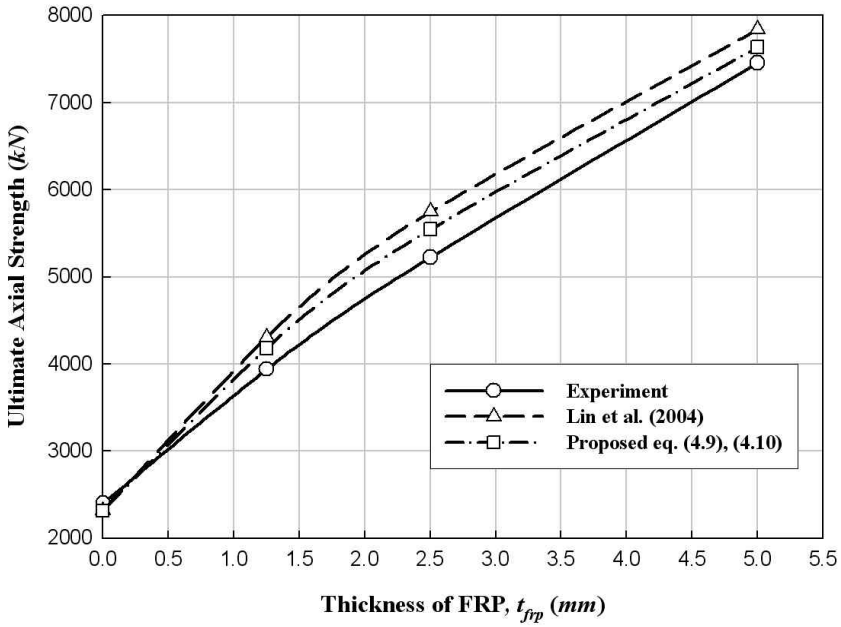
식 (3.9)에서 f_{ls}은 나선철근에 의한 구속압이다. 식 (3.9)는 횡방향 구속철근에 의한 구속압이 FRP에 의한 구속압보다 큰 경우로서 심부콘크리트는 철근에 의한 구속효과만을 고려하여 P_u를 식 (3.7)에 의해 계산하고, 철근과 FRP 사이에 존재하는 피복콘크리트 면적은 FRP에 의한 구속효과만을 고려하였다. 그러나 식 (3.10)에서는 FRP에 의한 구속압이 철근에 의한 구속압보다 큰 경우로서 단면내 모든 콘크리트에 대해 FRP에 의한 구속효과만을 고려하여 식을 구성하였다.

식 (3.9), (3.10)에 대한 신뢰성을 검증하기 위해 RCFFT에 대한 일축압축실험결과 및 식 (3.8)에 의한 예측결과와 비교하여 [표 3.2]에 나타내었다.

[표 3.2] 결과비교

No.	Test Result (kN)	Proposed Eq. (kN)	Difference (%)
RV0	2,399.8	2,314.1	3.7
RV1	3,937.8	3,887.8	-1.3
RV2	5,224.5	5,110.9	-2.2
RV3	7,454.0	7,603.1	2.0

[표 3.2]에서 RV0 실험체에 대해 예측된 압축강도는 FRP가 보강되어 있지 않은 실험체이기 때문에 식 (3.8)에 의한 결과이며, 나머지 실험체에 대해서는 식 (3.9), (3.10)을 통해 예측한 결과이다. [표 3.2]의 결과로부터 식 (3.9), (3.10)은 실험결과와 비교할 때 약 2.5% 이내의 차이로 매우 정확한 값을 예측하는 것으로 나타났다. [표 3.2]의 결과를 비교하기 위해 FRP 보강두께에 따라 압축강도를 [그림 3.5]에 나타내었다.



[그림 3.5] RCFFT의 압축강도 비교

[그림 3.5]에서 실험결과 및 예측결과, Lin 등(2004)에 의해 제안된 예측모델을 비교한 결과 Lin 등(2004)에 의해 제안된 모델은 RCFFT 강도평가식 보다 큰 압축강도를 예측하고 있는 것을 확인할 수 있으며, RCFFT 강도평가식은 FRP에 의한 보강두께가 증가할수록 실험결과에 근접하고 있다.

HCFFT는 FFRP의 구속효과에 의한 압축강도 향상효과는 RCFFT와 유사하지만 HCFFT의 경우 내부가 철근대신 PFRP로 구성되어 있기 때문에 압축강도를 식 (3.10)를 통해 예측할 수 없다. 식 (3.10)은 철근이 파괴될 때 축방향 철근이 항복에 도달한다는 기본 가정을 기초로 하고 있으나 HCFFT의 경우 내부 PFRP는 콘크리트의 파괴변형률보다 매우 큰 변형률을 보이기 때문에 철근의 항복응력(f_y)을 PFRP의 파괴강도로 대체할 경우 매우 큰 값을 예측한다. 따라서 PFRP의 응력은 HCFFT가 파괴될 때의 축방향 변형률을 기초로 하여 결정하여야 한다.

이 연구에서는 PFRP와 콘크리트의 탄성계수가 유사하기 때문에 HCFFT의 축방향 파괴변형률과 CFFT의 파괴변형률이 큰 차이가 없는 것으로 가정하여 HCFFT에 대한 축방향 파괴변형률을 기존연구결과(박, 2010)인 식 (3.11)로부터 결정하였다.

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 4.25 + 14.32\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right) \tag{3.11}$$

HCFFT가 파괴될 때 PFRP의 압축응력은 식 (3.11)을 이용하여 극한변형률을 구한 후 탄성계수를 곱하여 결정하였다. 따라서, HCFFT의 압축강도는 식 (3.10)과 유사하게 식

(3.12)와 같이 나타낼 수 있다. 식 (3.12)에서 f_{fr}은 HCFFT가 파괴될 때 PFRP의 압축응력을 나타내고, A_{pfrp}는 PFRP의 단면적이다.

$$P_{Hcc} = f_{cc}A_{co} + f_{fr}A_{pfrp} \tag{3.12}$$

이 연구의 주요 연구개발 목적은 PFRP를 도입하여 별도의 횜보강재가 필요하지 않은 말뚝의 개발이기 때문에, 기존의 말뚝 형식들과의 휨거동에 대한 성능의 비교는 매우 중요하다. 이 연구에서는 AISC에서 제안하고 있는 충전된 콘크리트 강관구조의 휨강성 결정방법으로부터 HCFFT에 대한 휨강성을 추정하였다.

AISC. Specification for Structural Steel Building (2005) 설계규준에서는 강관에 콘크리트를 충전한 합성부재에 대한 유효휨강성(Effective stiffness)을 식 (3.13)으로 결정하도록 제안하고 있다.

$$EI_{eff} = E_sI_s + E_sI_{sr} + C_3E_cI_c \tag{3.13}$$

식 (3.10)에서 E_s는 강재의 탄성계수, E_c는 콘크리트의 탄성계수, I_s는 강관의 단면 2차 모멘트, I_{sr}는 철근의 단면 2차 모멘트, I_c는 콘크리트의 단면 2차 모멘트이다. C_3는 감소계수로서 식 (3.14)에 의해 결정된다.

$$C_3 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9 \tag{3.14}$$

이 연구에서는 콘크리트 충전 강관구조에서 적용하고 있는 유효휨강성을 HCFFT에 적용하기 위해 식 (3.13)과 (3.14)를 각각 식 (3.15), (3.16)과 같이 수정하여 제안하였다.

$$EI_{HCFFT} = E_{ffrp}I_{ffrp} + E_{pfrp}I_{pfrp} + C_HE_cI_c \tag{3.15}$$

$$C_H = 0.6 + 2\left(\frac{A_{ffrp}}{A_c + A_{ffrp}}\right) \tag{3.16}$$

식 (3.15)에서 E_{ffrp}는 FFRP의 탄성계수, I_{ffrp}는 FFRP의 단면 2차 모멘트, E_{pfrp}는 PFRP의 탄성계수, I_{pfrp}는 PFRP의 단면 2차 모멘트, C_H는 HCFFT에 해당하는 감소계수이며, 식 (3.16)에서 A_{ffrp}는 FFRP의 축방향 단면적이다.

이 연구에서는 HCFFT를 구성하는 FFRP, PFRP와 콘크리트가 전단력에 대해 모두 저

항한다고 가정하고, 식 (3.17)과 같이 전단거동을 예측하였다.

$$V_{HCFFT} = V_c + f_{fv}A_{ffrp} + f_{pv}A_{pfrp} \tag{3.17}$$

식 (3.17)에서 V_c는 콘크리트의 최대전단력, f_{fv}는 FFRP의 전단강도, f_{pv}는 PFRP의 전단강도 일반적인 철근콘크리트 보에서 축방향 압축력이 작용하는 부재는 사인장 균열을 발생시키는 공칭전단강도가 증가한다. 축방향 압축력이 작용하는 부재의 전단강도식은 식 (3.18)과 같이 표현된다.

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\sqrt{f_{ck}}bd \tag{3.18}$$

식 (3.18)에서 N_u는 축방향 압축력, A_g 부재의 전단면적 b는 부재 단면의 폭, d는 부재 단면의 높이다. 식 (3.18)에서 HCFFT에 적용하기 위해 bd를 $\pi d^2/4 = A_g$로 치환하고, 식 (3.17)에 대입하면, 식 (3.19)와 같이 표현할 수 있다.

$$V_{HCFFT} = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{N_u}{14}\right)\sqrt{f_{ck}} + f_{fv}A_{ffrp} + f_{pv}A_{pfrp} \tag{3.19}$$

식 (3.19)는 설계기준에서 제시하고 있는 식과 가정사항들을 적용하여 제안된 식이기 때문에 전단강도실험을 수행하여 적용성을 검토해야 할 것으로 판단된다.

위에서 제시한 압축강도평가식, 휨강성 예측식, 전단강도식을 사용하여 [표 3.9]에 제시한 시편에 대한 압축, 휨, 전단강도를 예측하였다. [표 3.3]~[표 3.5]는 압축, 휨, 전단력에 대한 HCFFT의 강도를 예측한 것이다. 전단강도는 임의의 압축력 $100kN$이 재하되었을 때를 가정하여 산정하였다.

[표 3.3] HCFFT 실험체의 압축강도 예측

직경 (D, mm)	높이 (L, mm)	콘크리트 강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_f, mm)	PFRP 두께 (t_p)	압축강도 (MPa)
300	600	21	2.8	$1.0t_p$	70.50
			4.2	$1.0t_p$	87.52
			5.6	$1.0t_p$	93.72
		30	2.8	$1.0t_p$	68.85
			4.2	$1.0t_p$	93.69
			5.6	$1.0t_p$	110.66
		40	2.8	$1.0t_p$	68.05
			4.2	$1.0t_p$	94.35
			5.6	$1.0t_p$	109.80

[표 3.4] HCFFT 실험체의 휨강성 예측

직경 (D, mm)	높이 (L, mm)	콘크리트 강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_f, mm)	PFRP 두께 (t_p)	휨강성 (kNm^2)
300	600	21	2.8	$1.0t_p$	7758.14
			4.2	$1.0t_p$	7989.84
			5.6	$1.0t_p$	8220.50
		30	2.8	$1.0t_p$	8822.82
			4.2	$1.0t_p$	9084.66
			5.6	$1.0t_p$	9345.05
		40	2.8	$1.0t_p$	9831.19
			4.2	$1.0t_p$	10121.58
			5.6	$1.0t_p$	10410.12

[표 3.5] HCFFT 실험체의 전단강도예측

직경 (D, mm)	높이 (L, mm)	콘크리트 강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_f, mm)	PFRP 두께 (t_p)	전단강도 (MPa)
300	600	21	2.8	$1.0t_p$	9.22
			4.2	$1.0t_p$	9.27
			5.6	$1.0t_p$	9.32
		30	2.8	$1.0t_p$	9.24
			4.2	$1.0t_p$	9.30
			5.6	$1.0t_p$	9.35
		40	2.8	$1.0t_p$	9.27
			4.2	$1.0t_p$	9.32
			5.6	$1.0t_p$	9.37

Ⅲ-3. HCFFT의 제작

이 연구에서는 [그림 3.2]에 나타낸 두 가지 형태의 단면을 갖는 부재를 제작하였다. 즉, 압축강도실험, 휨강도실험, 현장재하실험을 실시하기 위하여 A-Type 단면을 갖는 부재(D=300mm, L=0.6m, 4.0m, 8.0m)와 B-Type 단면을 갖는 부재(D=400mm, L=4.0m, 10.0 m)를 제작하였다. 이 장에서는 각 시편들의 제작과정을 통해 HCFFT의 제작 과정을 설명하고, 연구 과정에서 제품의 상용화를 위해 고안한 HCFFT의 효율적인 제작방법을 제안하였다.

PFRP-FFRP 합성부재는 PFRP를 제작하여 원형의 단면 형태를 구성한 후 특수하게 제작된 맨드렐에 고정하여 제작한다. PFRP는 제작과정에서 금형과의 이탈을 손쉽게 하기 위하여 이형제를 코팅하기 때문에 PFRP와 PFRP, PFRP와 FFRP의 접착이 어렵다. 따라서, 필라멘트 와인딩 공정은 PFRP 부재의 이형제를 그라인더로 제거한 후 실시하였다. 제작공정은 [그림 3.6]~[그림 3.8]에 나타내었다.

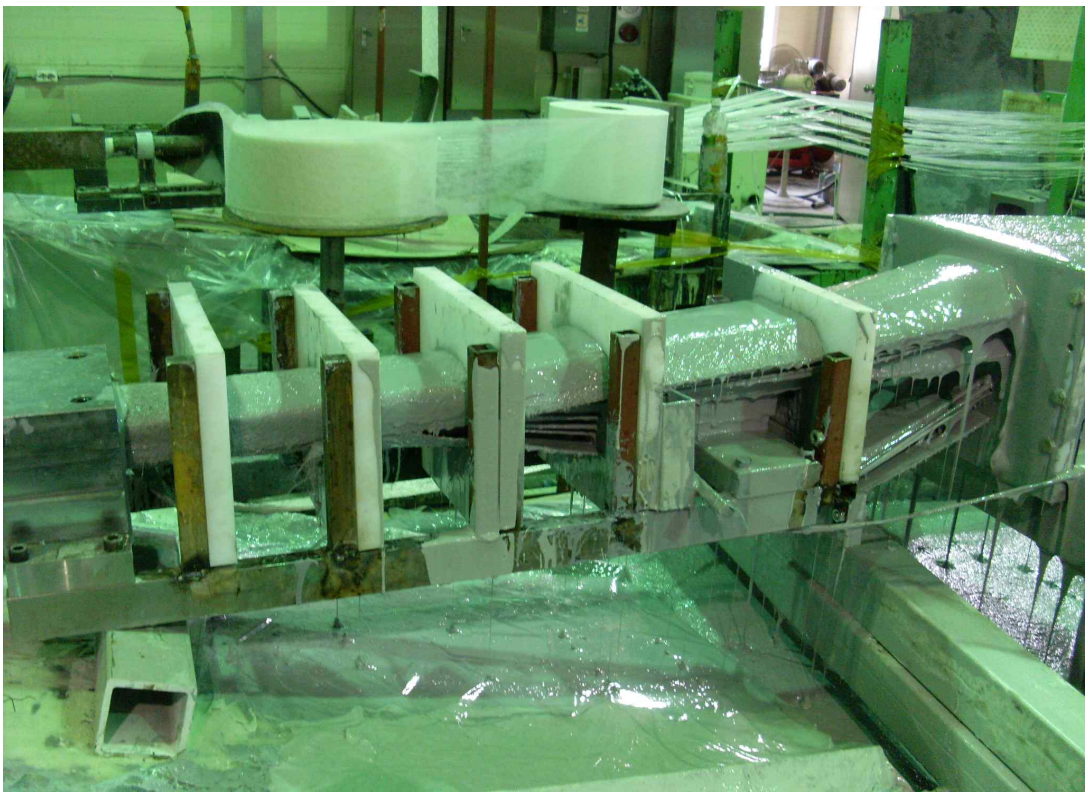


(a) 보강섬유 공급

[그림 3.6] HCFFT에 사용되는 폐합단면 PFRP의 생산공정(A-Type)(최, 2010)

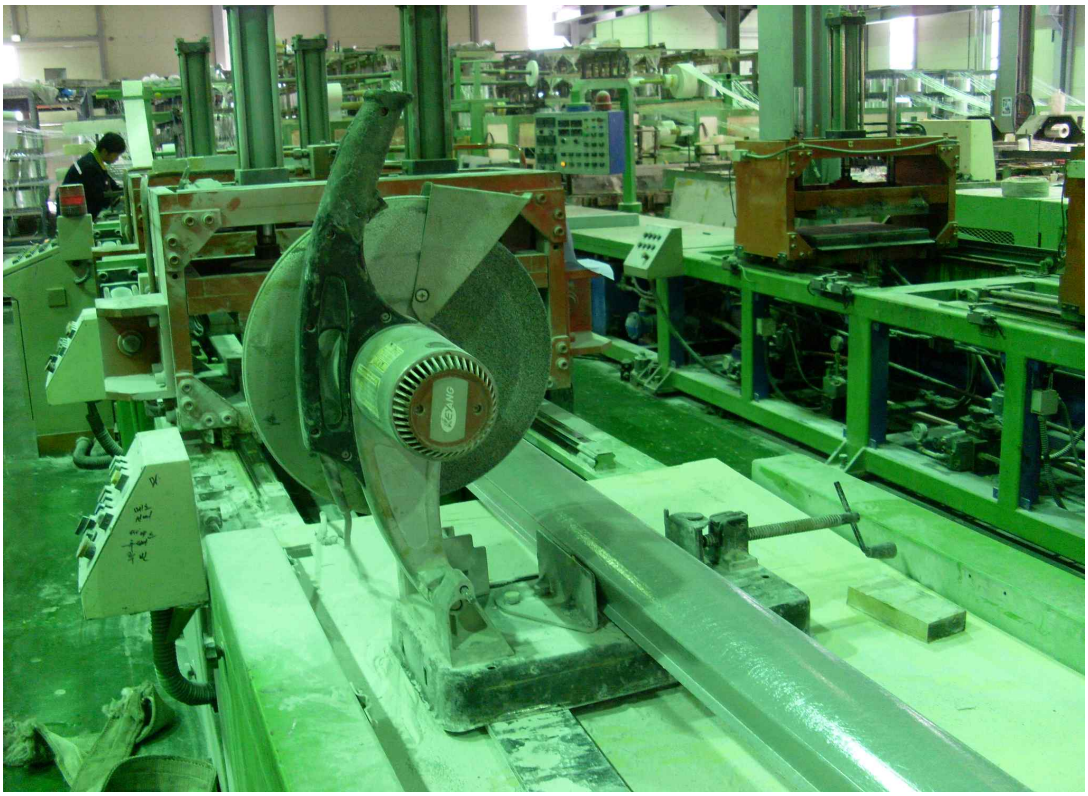


(b) 성형, 경화 공정

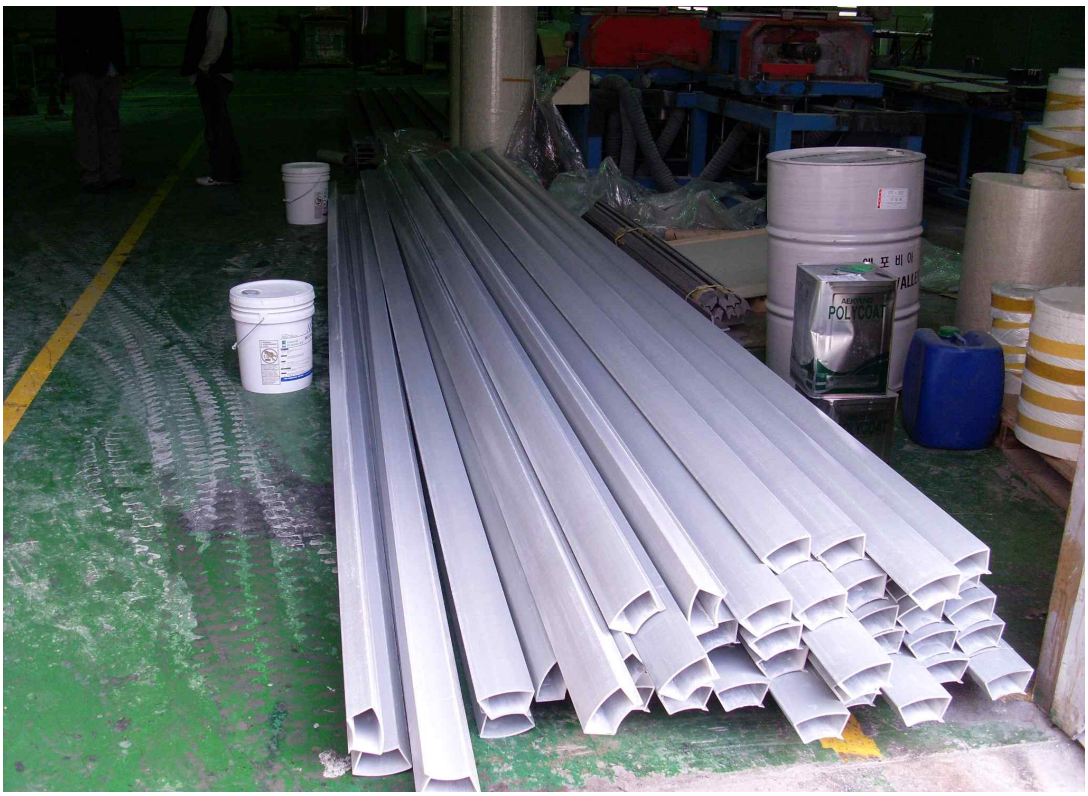


(c) 보강섬유 함침

[그림 3.6] HCFFT에 사용되는 PFRP의 생산공정(A-Type)(최, 2010)(계속)



(d) 절단, 이송



(e) 완성된 PFRP

[그림 3.6] HCFFT에 사용되는 PFRP의 생산공정(A-Type)(최, 2010)(계속)

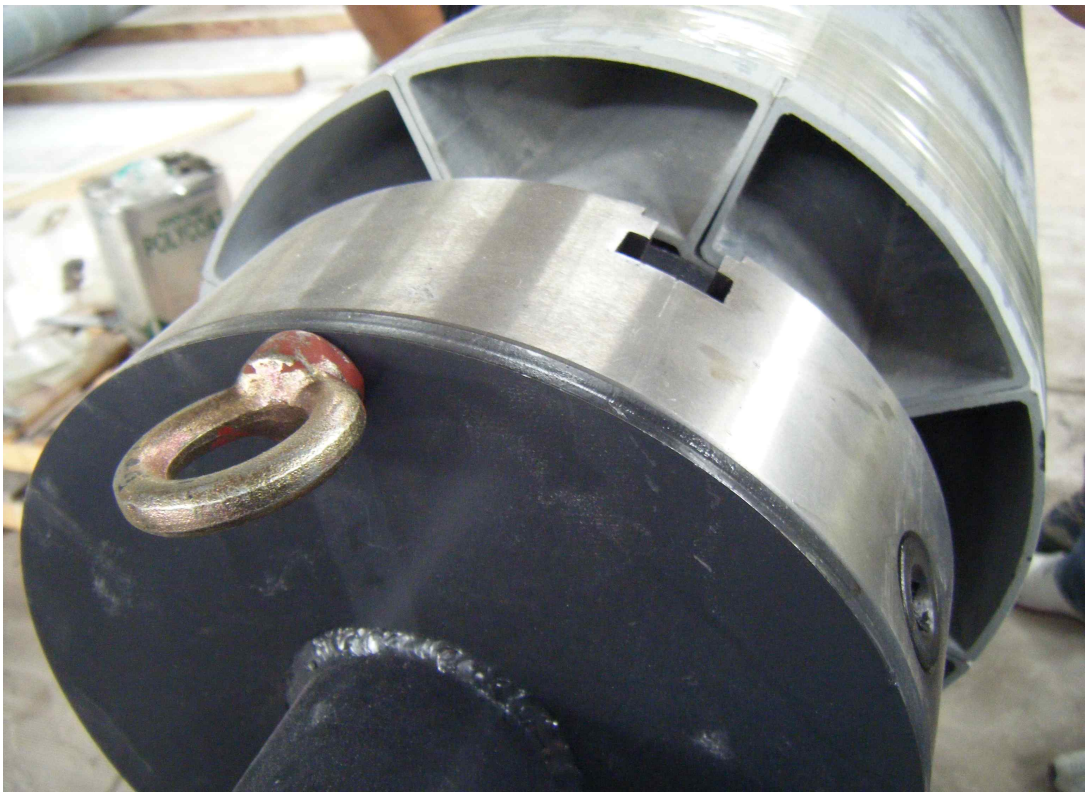


(a) PFRP 접합

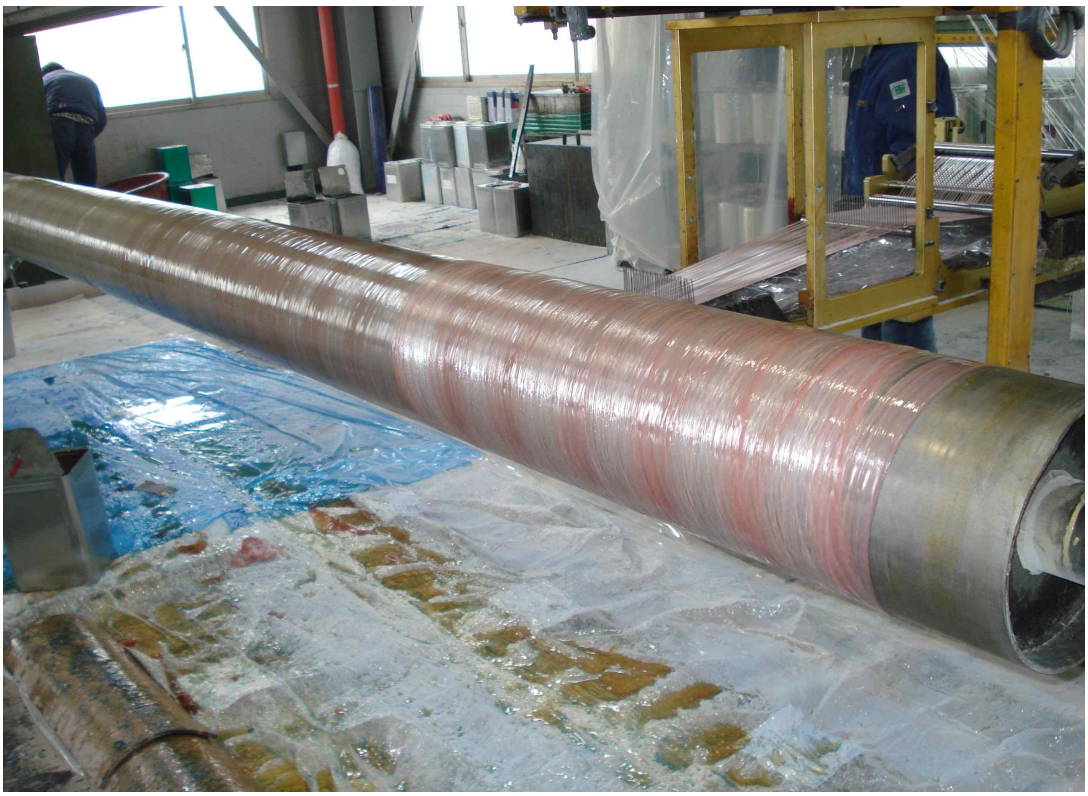


(b) 이형제 제거

[그림 3.7] HCFFT에 사용되는 FFRP의 생산공정(A-Type)(최, 2010)



(c) PFRP 고정형 맨드렐(폐합단면용)

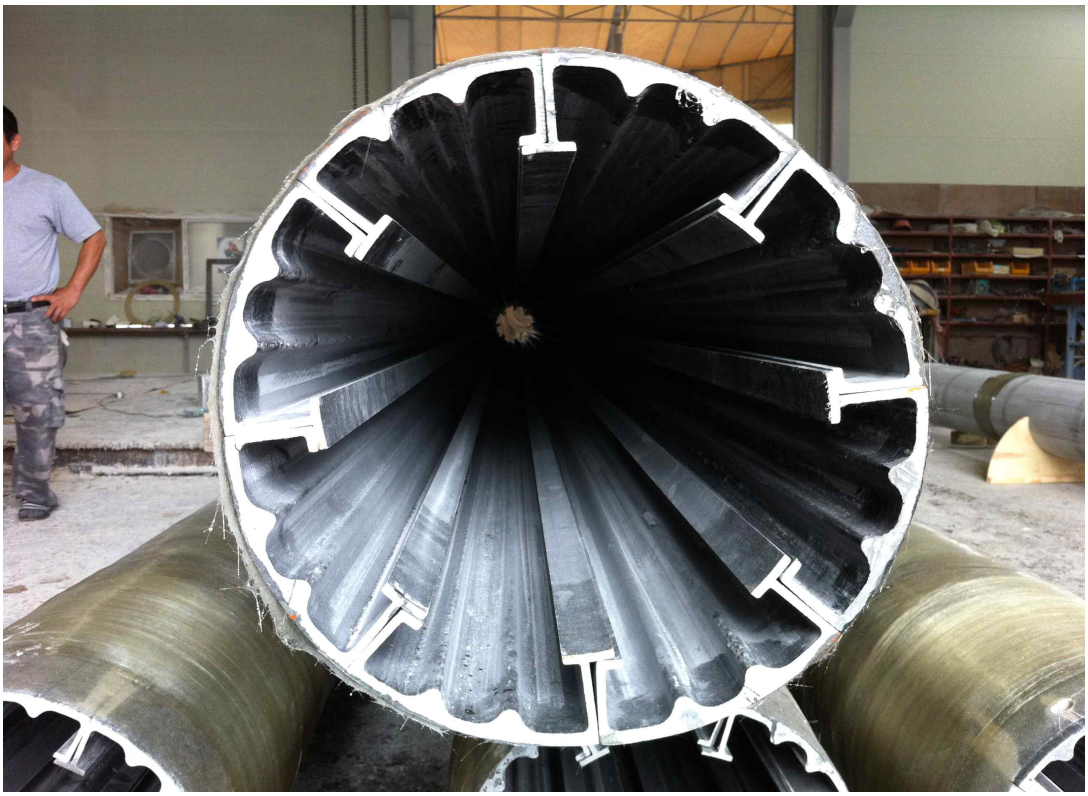


(d) 반복 와인딩 작업

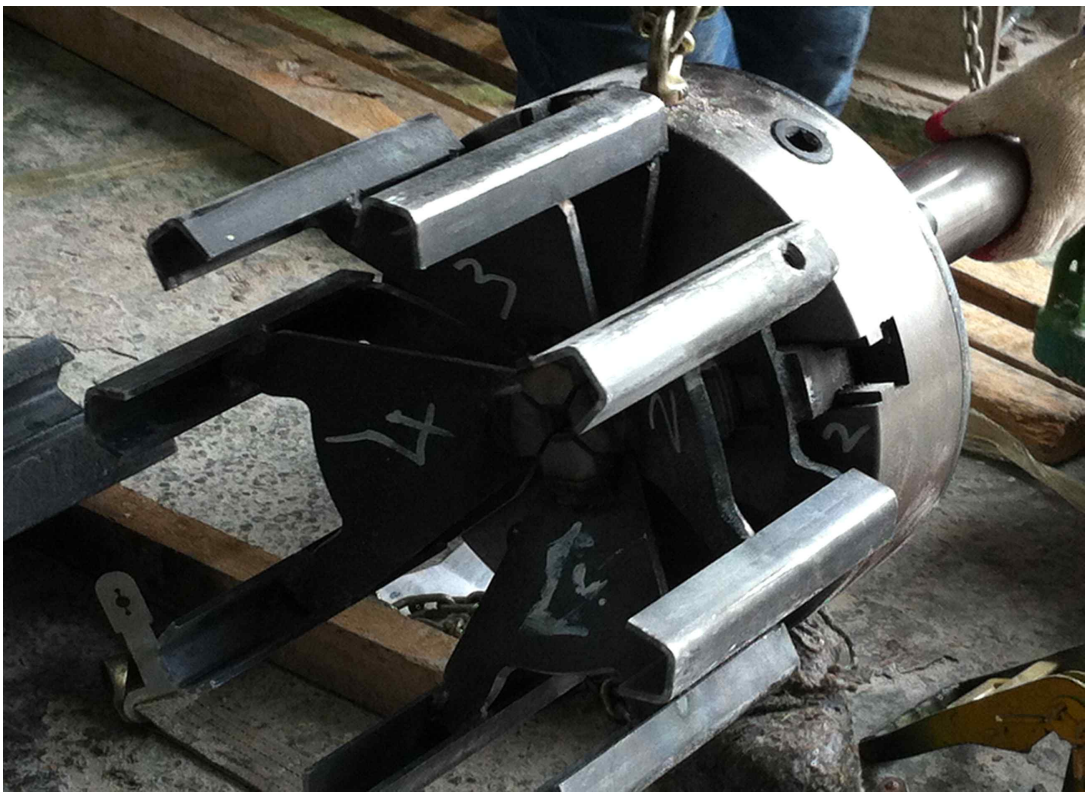
[그림 3.7] HCFFT에 사용되는 FFRP의 생산공정(A-Type)(최, 2010)(계속)



[그림 3.8] HCFFT에 사용되는 PFRP의 생산공정(B-Type)



(a) 이형재 제거 후 조립된 PFRP 단면

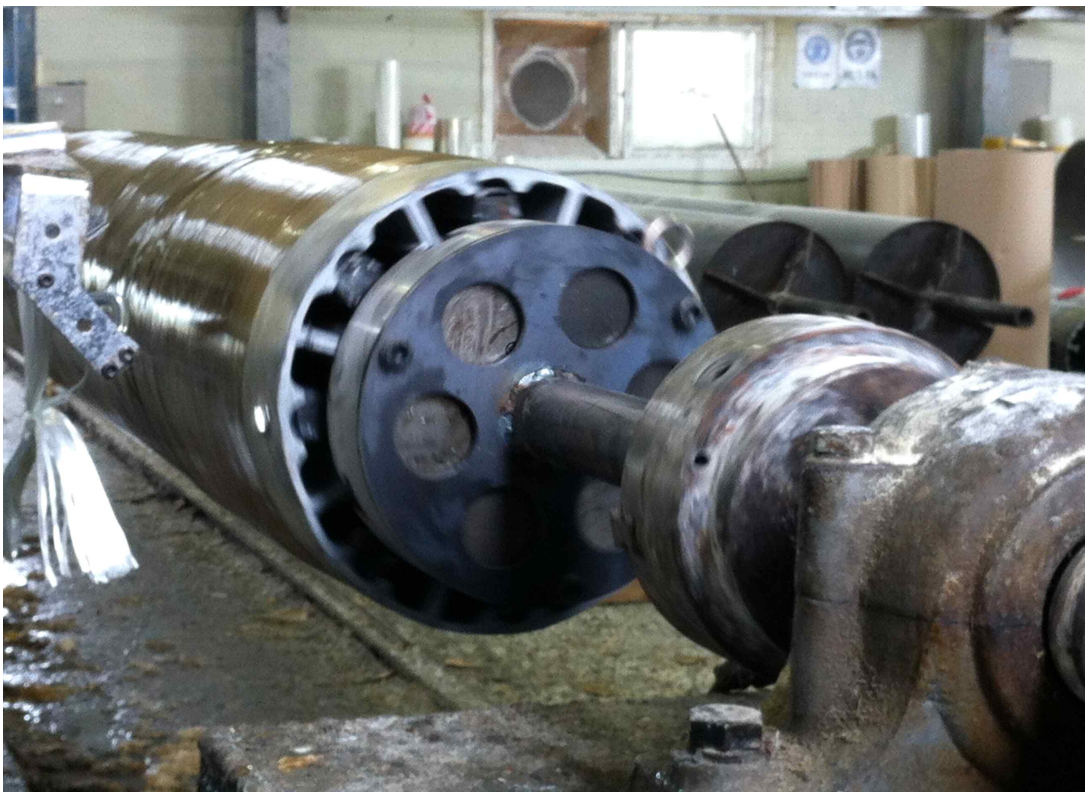


(b) PFRP 고정형 맨드렐(개합단면용)

[그림 3.9] HCFFT에 사용되는 FFRP의 생산공정(B-Type)



(c) 고정형 맨드렐 조립



(d) 필라멘트 와인딩 작업

[그림 3.9] HCFFT에 사용되는 FFRP의 생산공정(B-Type)(계속)

A-Type의 HCFFT 실험체는 FFRP의 두께와 콘크리트의 설계기준압축강도를 변수로 설정하여 제작하였다. 즉, FFRP의 두께는 2.8mm(4ply), 4.2mm(6ply), 5.6mm(8ply)이고, 심부콘크리트는 [표 3.6]에 나타낸 배합비로, 설계기준압축강도가 21MPa, 30MPa, 40 MPa이 되도록 제작하였다. [표 3.6]에서 W/B는 사용된 혼화재 당 단위수량, S/a는 잔골재율, W는 단위수량, B는 혼화재량, C는 단위시멘트량, F/A는 사용된 골재 당 혼화제량, S는 잔골재량, G는 굵은골재량, $A.D$는 고성능감수제의 단위중량을 각각 나타낸 것이다.

[표 3.6] 콘크리트 시방배합표

f_{ck} (MPa)	W/B (%)	S/a (%)	단위중량(kgf/m^3)							
			W	B	C	F/A	S	G	$A.D$	
21	52.0	51.0	165	317	286	31	928	909	2.22	0.70%
30	40.0	48.0	168	420	378	42	827	913	3.15	0.75%
40	34.0	46.0	170	500	450	50	759	908	4.25	0.85%

실험체 제작 방법은 [그림 3.10]에 나타낸 것과 같이 콘크리트를 치기 전의 PFRP-FFRP 합성부재의 하부를 실리콘을 이용하여 합판과 접착시켜 타설한 굳지 않은 콘크리트의 유출을 방지한 후 [그림 3.11], [그림 3.12]에 나타낸 것과 같이 각 실험체에 해당하는 설계기준압축강도를 갖는 콘크리트를 순차적으로 타설하고 진동다짐하였다. 타설한 실험체 중 압축강도실험에 사용될 ϕ300×600mm 시편은 28일 동안 충분한 습도를 유지하여 양생하였으며, 실험실로 운반한 후 표면을 그라인더로 갈아내어 하중이 전단면에 일정하게 재하되도록 하였다.



[그림 3.10] 실리콘 작업을 한 PFRP-FFRP 합성부재



(a) 레디믹스트 콘크리트

[그림 3.11] HCFFT 압축 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정



(b) 타설



(c) 진동다짐

[그림 3.11] HCFFT 압축 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정(계속)



(d) 표면 작업



(e) 양생

[그림 3.11] HCFFT 압축 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정(계속)



(f) 그라인더 작업

[그림 3.11] HCFFT 압축 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정(계속)



(a) 실험체 고정

[그림 3.12] HCFFT 휨 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정



(b) 콘크리트 교반



(c) 콘크리트 타설

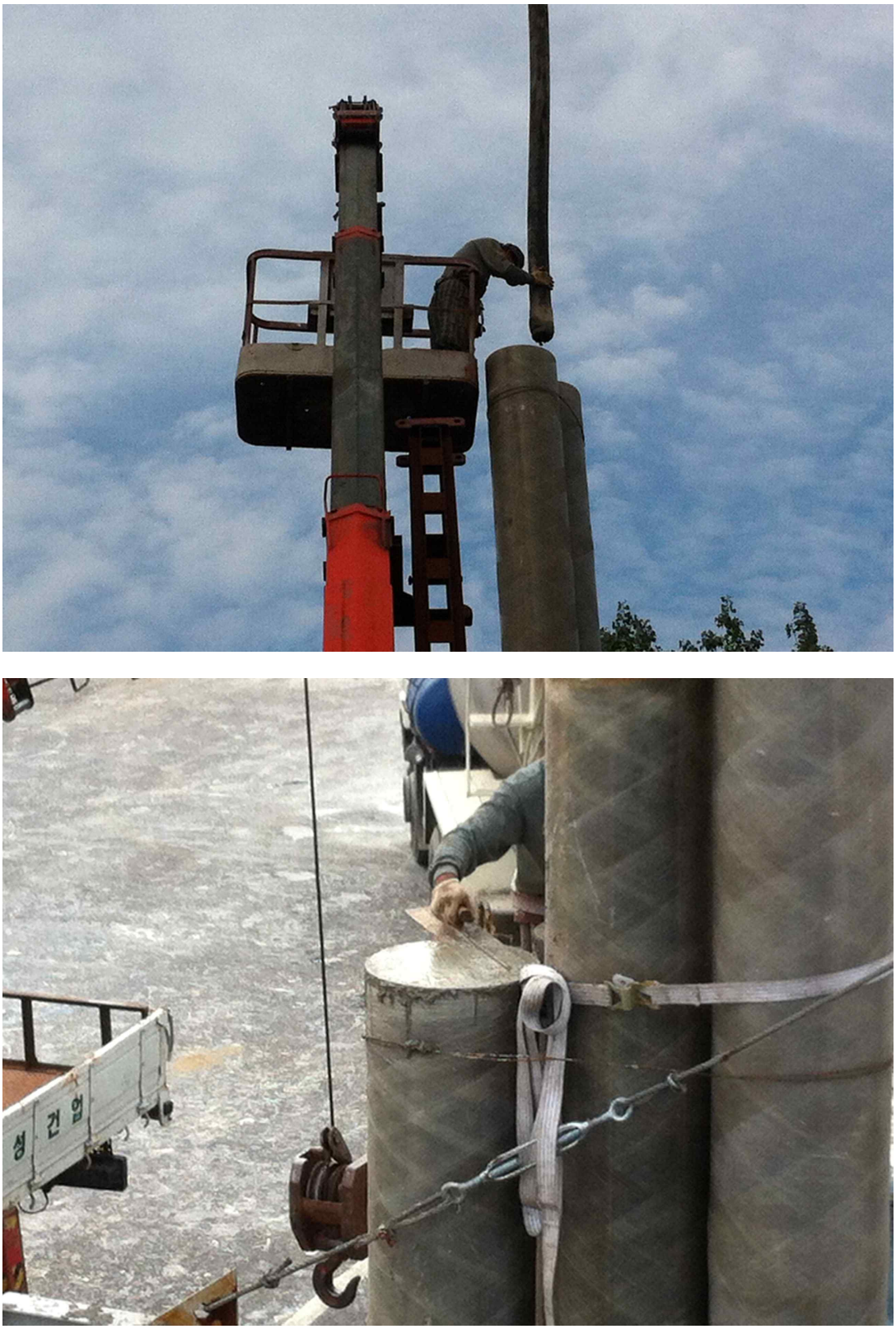
[그림 3.12] HCFFT 휨 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정(계속)



(d) 외적 진동다짐

[그림 3.12] HCFFT 휨 실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정(계속)

B-Type의 HCFFT 실험체의 단면 크기는 $\phi 400mm$이고, 길이는 휨실험용 $4m$, 현장재하실험용 $10m$를 제작하였다. B-Type의 HCFFT 실험체의 제작 과정은 [그림 3.13]에 나타내었다.

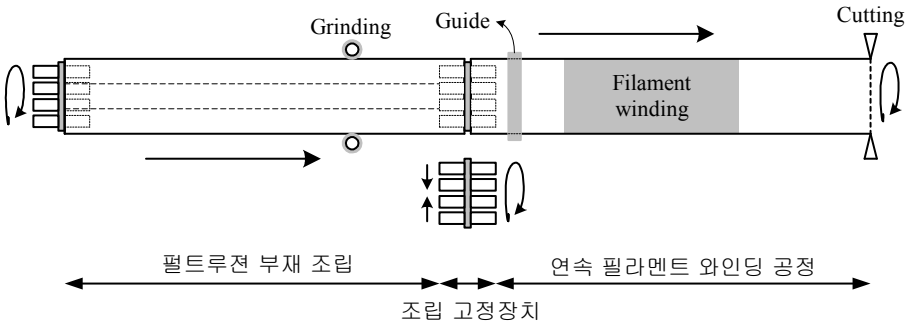


[그림 3.13] HCFFT 현장재하실험체의 콘크리트 타설 및 표면처리 과정

Ⅲ-3. HCFFT의 연속생산공법

말뚝의 단면이 작은 경우 PFRP를 HCFFT 단면과 유사하도록 제작할 수 있으나 말뚝 단면이 클 경우 펄트루젼 공정 특성상 큰 단면의 생산이 힘들기 때문에 이 연구에서와 같이 PFRP는 단위부재로 생산하고 접합하여 말뚝 단면을 구성해야 한다. 따라서, PFRP는 단위부재로 생산하는 방식을 채택하고 고정 철물을 사용하여 고정시킨 후 필라멘트 와인딩을 생산하는 방법이 적용되어야 할 것이다.

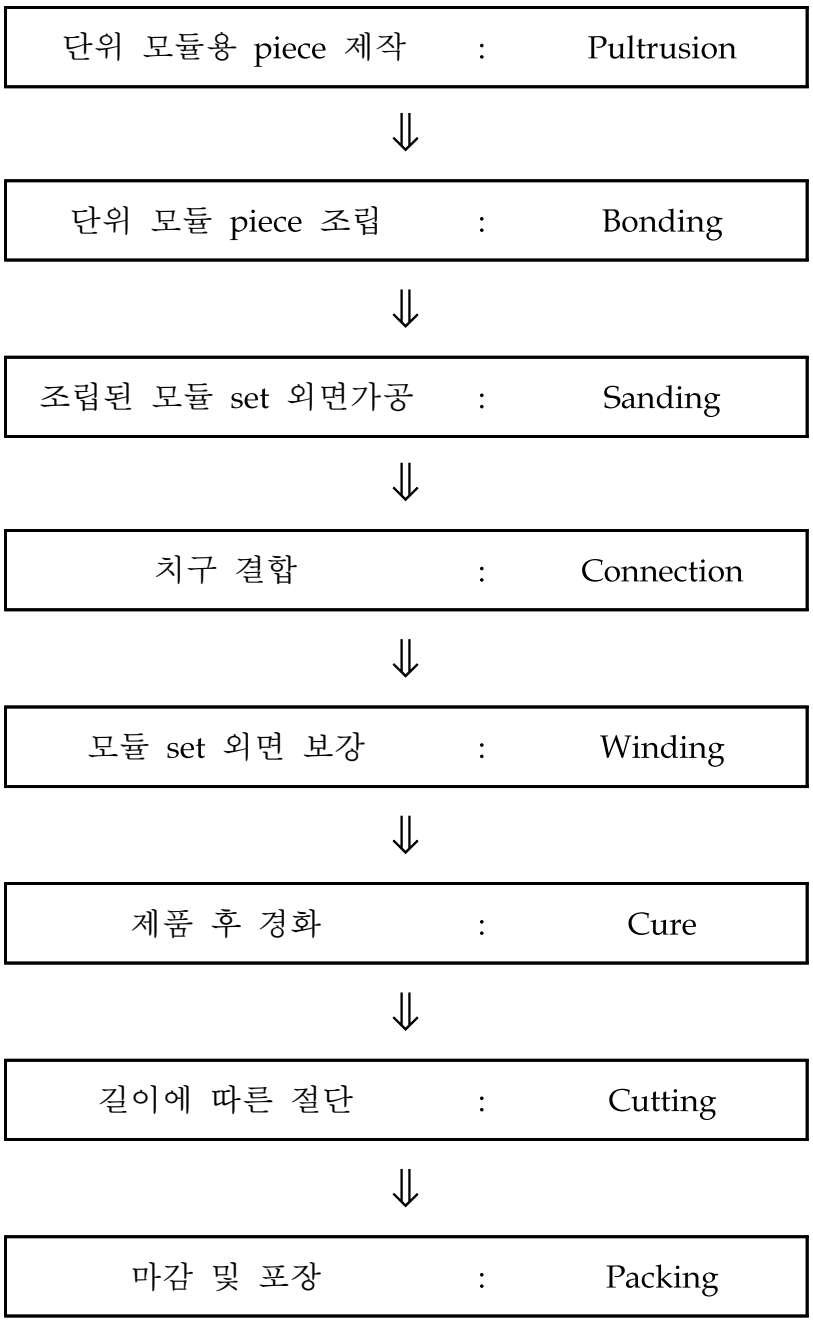
[그림 3.14]는 HCFFT를 구성하는 PFRP-FFRP 합성부재의 연속생산공정 개요를 나타낸 것이다. 우선 PFRP는 단위부재로 조립하여 생산한 후 그림에 나타낸 바와 같이 회전에 의해 PFRP 단위부재를 고정시키는 장치를 사용하여 고정하고 이 공정에서 PFRP를 연속적으로 생산하여 공급한다. 공급한 PFRP는 이송하여 연속 필라멘트 와인딩 공정을 통해 부재를 완성한다. 이 방법에 적용할 수 있는 연속 필라멘트 와인딩 방법은 최근 (주)한국화이바에서 상하수도관을 생산하는데 적용하고 있는 일반화된 생산방법을 참고로 고안한 것이다. 또한, (주)한국화이바에서 적용하고 있는 연속 필라멘트 와인딩 공정을 [그림 3.15]에 나타내었으며, 연속생산공정의 흐름도는 [그림 3.16]에 나타내었다.



[그림 3.14] HCFFT 생산을 위한 연속생산공정(안, 2011)



[그림 3.15] 연속 필라멘트 와인딩 공정((주)한국화이바)



[그림 3.16] 연속 필라멘트 와인딩 공정의 flow-chart

이 연구에서는 HCFFT를 구성하는 PFRP와 FFRP의 생산과정을 개선하여, 효과적인 생산이 이루어지게 하기 위한 연구를 수행하였으며, 그 내용은 다음과 같다.

가. 펄트루젼 공정

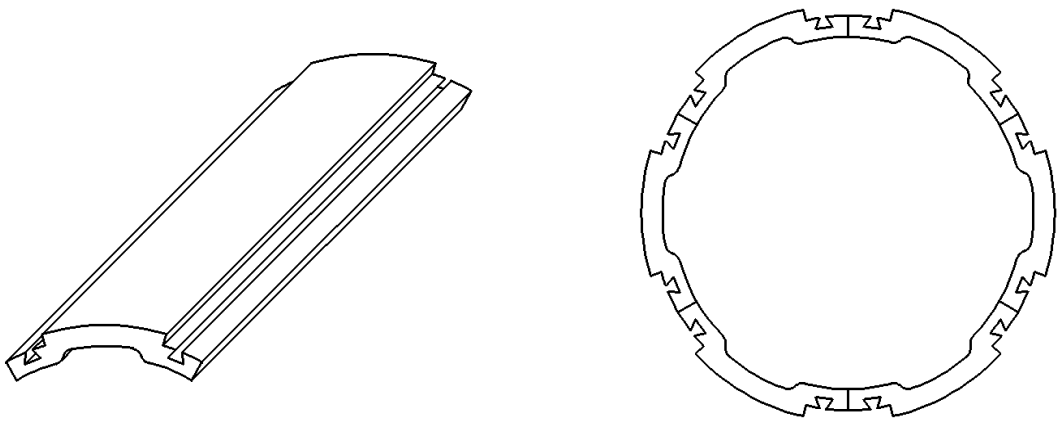
이 연구에서 HCFFT를 제작하기 위해 생산한 PFRP는 8개의 PFRP를 조립하여 하나의 단면을 만드는 방식으로 1개의 PFRP를 제작하는 생산속도는 약 $30cm/min$이다. 생산속도를 결정하는 변수로는 제품의 두께, 크기, 모양 등이 있으며, HCFFT에 휨부재로 적용

하는 PFRP 제품은 복잡한 단면 형태를 띠고 있기 때문에 경화 과정에서 발생할 수 있는 치수 변형을 고려하고, 치수 안정성을 위하여 생산속도가 느려진다. 이 연구에서 수행한 PFRP 제품의 금형 및 단면 형상($\phi 400mm$)은 [그림 3.17]에 나타내었다.



[그림 3.17] PFRP 금형 및 제작 단면 형상

따라서 이 연구에서는 HCFFT의 대량생산 방안으로 [그림 3.18]에 나타낸 것과 같이 단순한 형태의 단면 구성을 제안하였다. [그림 3.18]에 나타낸 PFRP는 6개가 한 단면을 구성하며, 각 PFRP의 단면 내에서 별도의 리브를 구성하지 않고, 두께 변화를 통해 강성을 확보한다. 또한, 단면 생산속도를 향상을 시킬 수 있다.

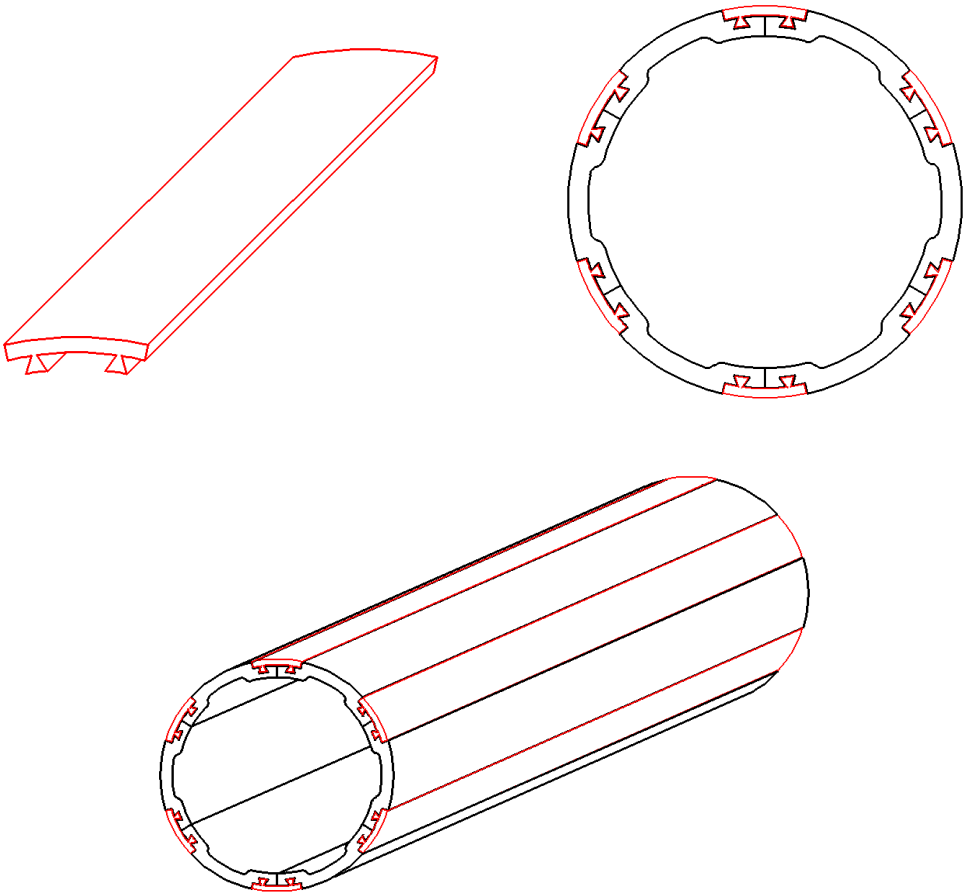


[그림 3.18] 대량생산을 위한 PFRP 단면 형상

나. 접착면 Bonding 및 조립

앞서 설명한 것과 같이 PFRP는 제작과정에서 이형제 처리를 하기 때문에 이형제를 박리시키기 위한 작업이 필요하며, PFRP 부재 간의 접합 또한 어렵다. 화학적 접합(Bonding)은 시간 및 인력 투입 면에서 불리하기 때문에 기계적 접합 방식을 적용하는 것이 바람직하다. 따라서, 대량생산과정에서 HCFFT는 [그림 3.19]에 나타낸 것과 같이

별도의 PFRP를 제작하여 조립하는 방법으로 단면을 구성하여야 한다. 즉, 각 PFRP에 있는 가이드를 이용하여 별도의 요철을 갖는 PFRP를 제작하여 기계적 접합을 구성한다. 이러한 제작공정은 빠른 생산성으로 인해 제작공정을 단순화시키고, 부착이 떨어질 위험이 감소하는 부재를 제작할 수 있을 것으로 판단된다.



[그림 3.19] 대량생산을 위한 PFRP 단면 조립 방법

다. 접착면의 Sanding

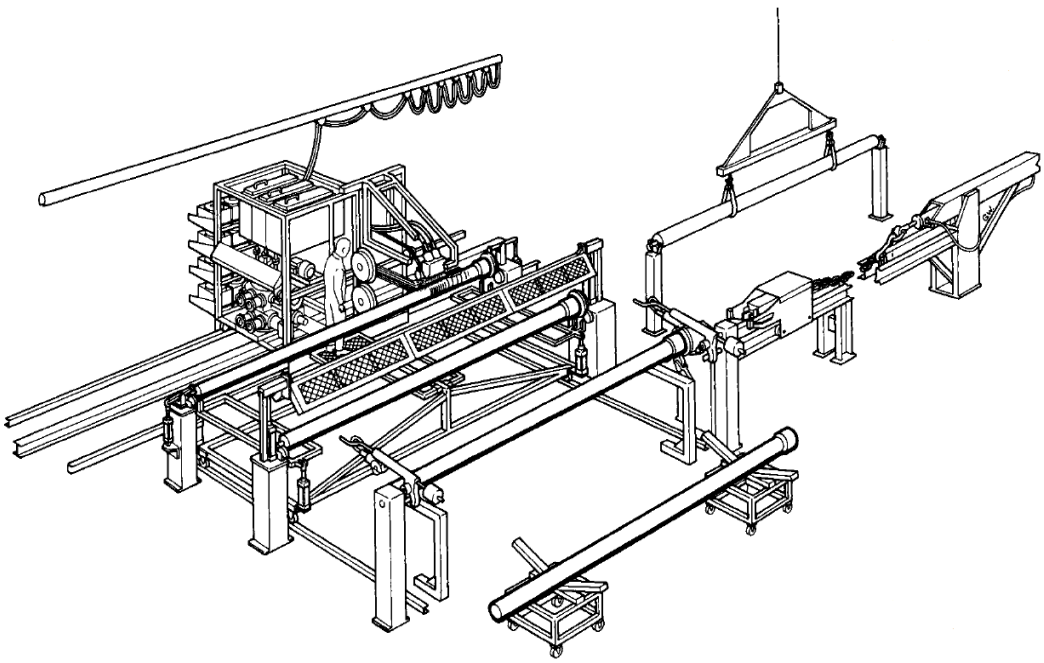
열경화성 수지는 특성상 경화가 된 후에는 동일한 수지를 덮어 처리하더라도 경화된 면와 이형성을 띠고, 함침이 원활히 이루어지지 않아 박리현상이 발생한다. 이 연구에서 제작한 HCFFT 부재는 작업자가 PFRP의 표면을 핸드그라인더(hand grinder)를 이용하여 일일이 이형제를 박리시켰으나, 대량생산을 할 경우 인건비 및 제작시간을 과도하게 소모하게 된다. 따라서, HCFFT를 대량생한 할 경우에는 모래 또는 작은 원형 금속을 고압으로 발출하여 외면에 거칠기를 주는 blasting machine을 사용하여 작업시간을 단축시키고 균질한 품질을 유지할 수 있도록 제안하였다. Blasting machine은 [그림 3.20]에 나타내었다.



[그림 3.20] Blasting machine

라. 필라멘트와인딩 연속생산공정

필라멘트와인딩 연속생산공정은 각 PFRP를 조립한 원형단면 부재의 양 끝단에 고정용 치구를 삽입 후 와인딩머신(winding machine)에 장착한다. 장착한 고정치구는 원주방향으로 회전하는 동시에 유리섬유 strand를 좌우로 이동시키면서 와인딩을 실시한다. 요구되는 FFRP의 두께가 제작된 후에는 와인딩머신으로부터 탈형하여 별도의 경화공정을 실시하기 위해 이동시킨다. 경화를 마친 부재는 고정용 치구를 제거하며, 양 끝단의 작업여유 부분에 대한 절단을 실시하여 최종제품을 생산한다. 필라멘트와인딩 연속생산공정은 [그림 3.21]에 나타내었다. 또한, 앞서 설명한 HCFFT 제작 공정 개선안은 [표 3.7]에 나타내었다.



[그림 3.21] 필라멘트와인딩 연속생산공정

[표 3.7] HCFFT 제작 공정 개선안

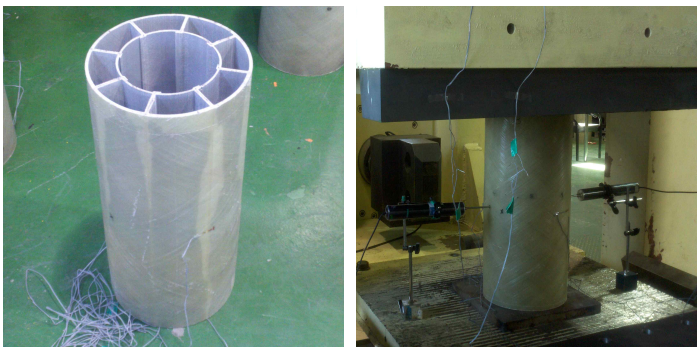
순서	공 정 명	개 선 방 안	기 대 효 과
1	Pultrusion	단면형상 및 수량 개선	생산 속도 증가
2	접착면 Bonding	Pultrusion 자재 고정방법 개선	공정 속도 증가
3	조립		
4	접착면 Sanding	Auto Sanding Machine	공정 속도 증가
5	양단 치구조립	양단 치구조립	-
6	Filament Winding	Continue Filament Winding 공법을 통한 일원화	Batch식 공정에서 연속공정으로 대량생산화
7	Cure		
8	탈형		
9	끝단 Cutting		
10	마무리 가공	마무리 가공	-

Ⅳ. HCFFT의 압축강도실험 및 강도평가식

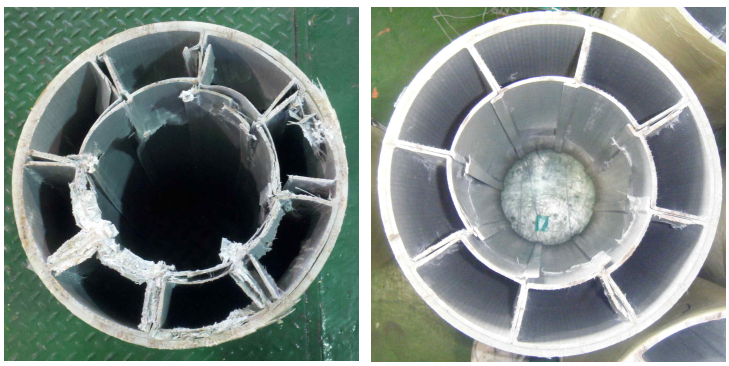
Ⅳ-1. PFRP-FFRP 합성부재 압축강도실험

PFRP-FFRP 합성부재의 압축강도실험은 대경산업(주) 기술연구소 실험실에서 수행하였다. 각 시편은 중앙부분에 길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하고, 100 mm의 용량을 갖는 LVDT를 설치하여 길이방향 압축변위를 측정하였으며, 30,000kN 용량의 유압프레스를 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 하중제어방식으로 150kN/min의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지와 LVDT로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. PFRP-FFRP 합성부재 압축실험체와 실험 방법은 [그림 4.1]에 나타내었다.

실험결과, PFRP-FFRP 합성부재는 PFRP 부재를 연결하기 위한 돌기의 국부적인 파괴와 각 FRP 부재들 간의 접합면이 파괴 또는 PFRP와 FFRP가 동시에 파괴되는 등의 세가지 파괴형상을 보였다. 그러나 단면 내 콘크리트가 충전된 경우 파괴강도에는 차이가 없을 것으로 판단된다. 파괴된 시편의 형태는 [그림 4.2]에 나타내었으며, PFRP-FFRP 합성부재의 압축실험결과는 [표 4.1]에 나타내었다. 또한, LVDT와 변형률게이지에서 측정된 데이터로부터 얻은 하중-변위 관계와 응력-변형률 관계는 [그림 4.3]~[그림 4.5], [그림 4.6]~[그림 4.8]에 각각 나타내었다.



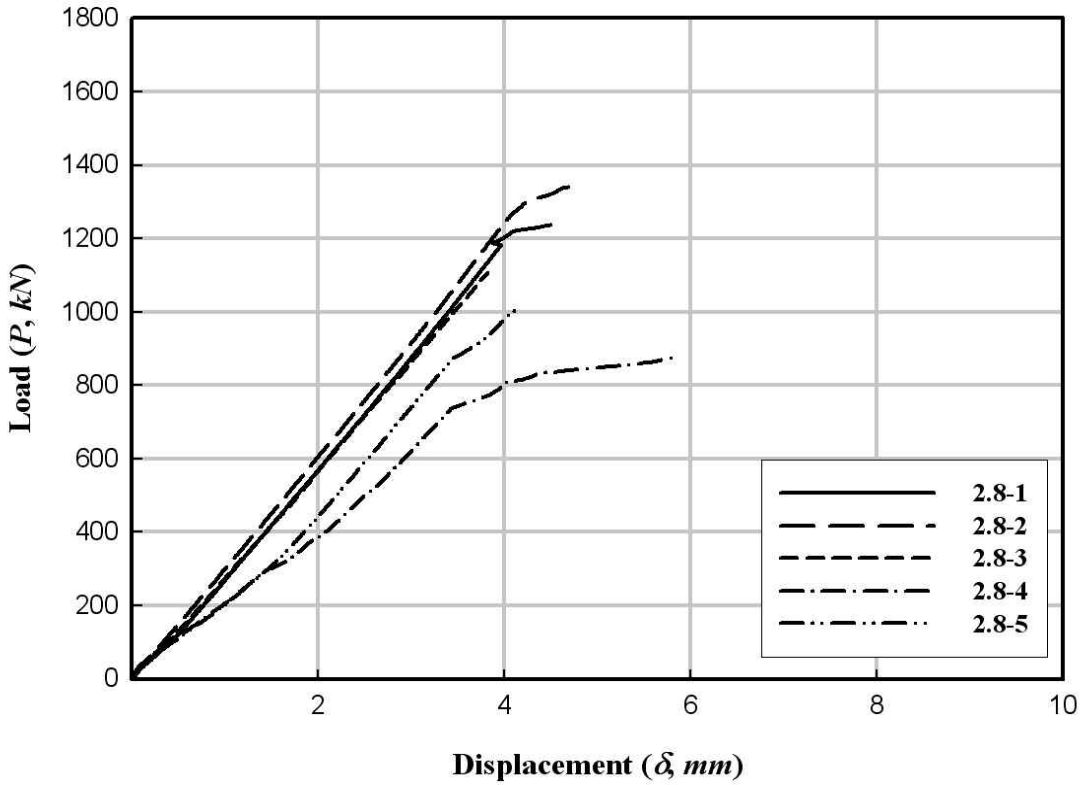
[그림 4.1] PFRP-FFRP 합성부재 압축강도실험



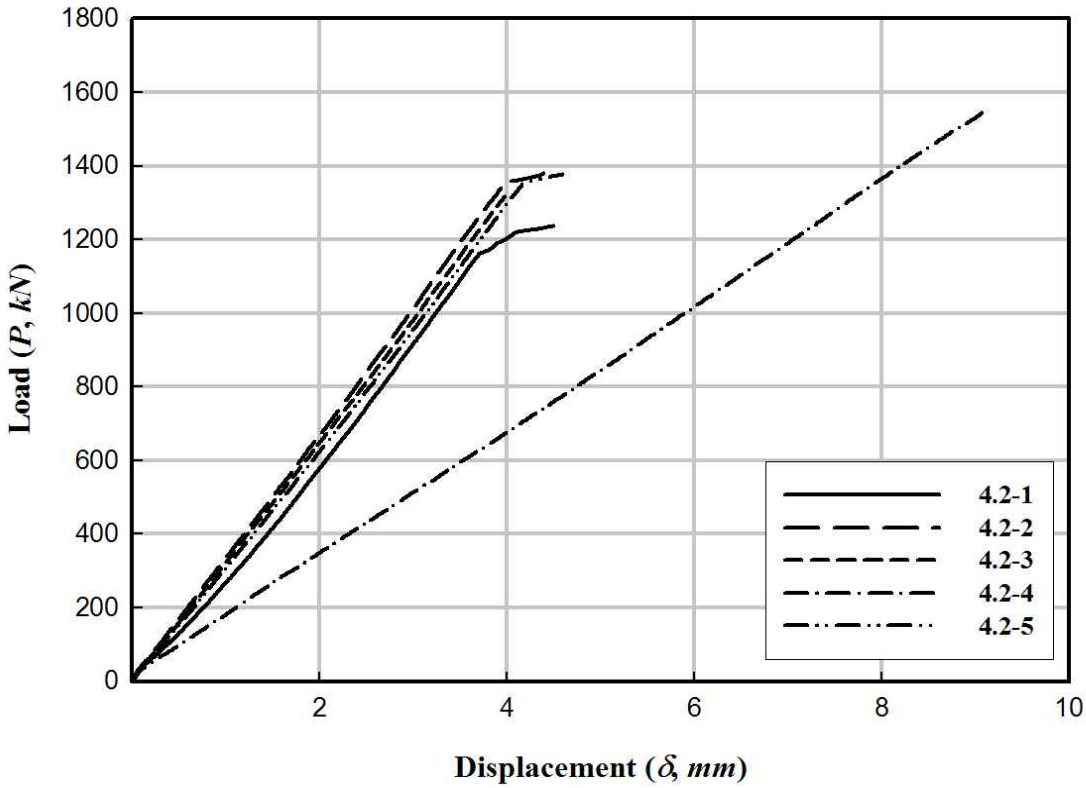
[그림 4.2] PFRP-FFRP 합성부재의 파괴형태

[표 4.1] PFRP-FFRP 합성부재 압축강도 실험결과

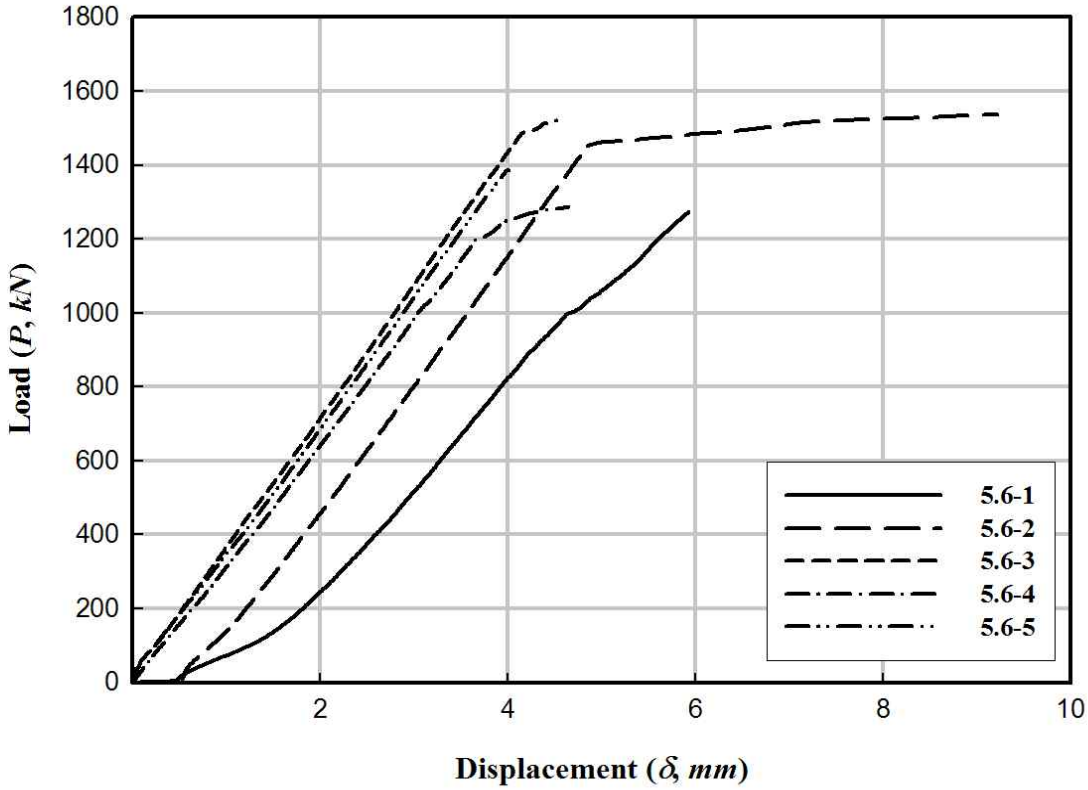
시편번호	파괴하중 (kN)	파괴변위 (mm)	평균하중 (kN)	평균변위 (mm)
2.8-1	1187	3.96	1109	4.49
2.8-2	1357	4.69		
2.8-3	1127	3.82		
2.8-4	893	5.85		
2.8-5	1013	4.15		
4.2-1	1243	4.50	1369	4.32
4.2-2	1396	4.44		
4.2-3	1330	4.03		
4.2-4	1547	4.05		
4.2-5	1380	4.59		
5.6-1	1277	5.92	1489	4.74
5.6-2	1550	4.62		
5.6-3	1527	4.51		
5.6-4	1290	4.65		
5.6-5	1390	4.01		



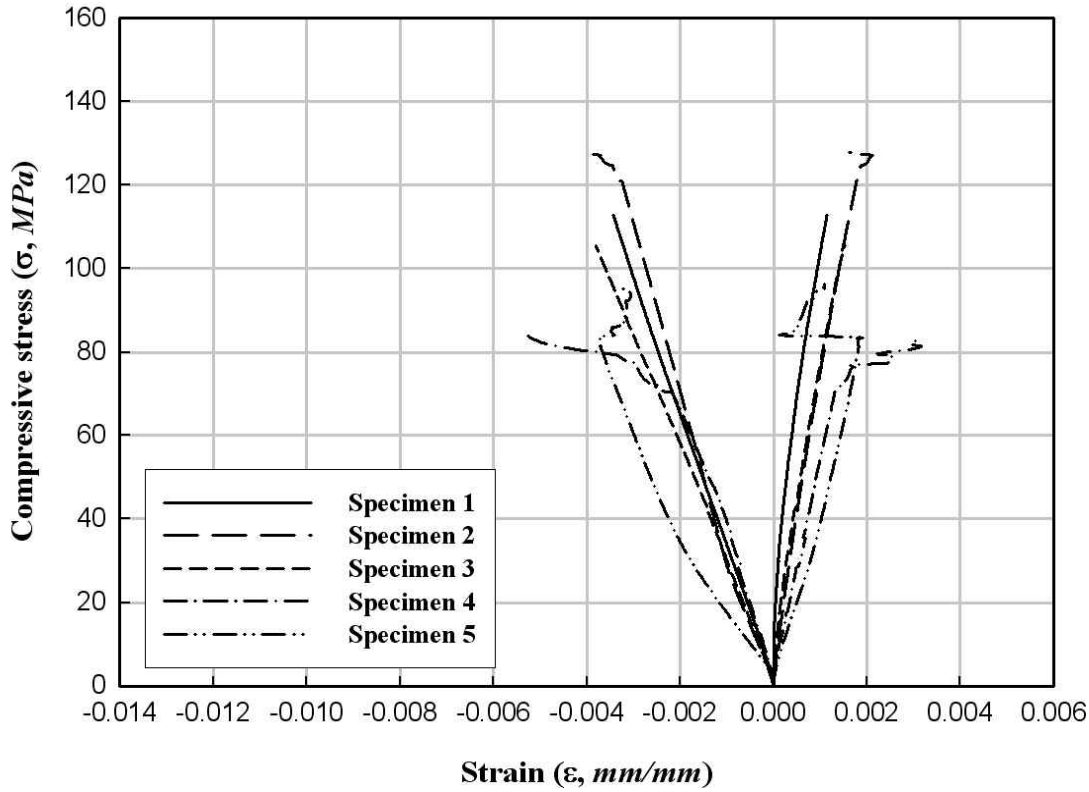
[그림 4.3] PFRP-FFRP 합성부재의 하중-변위 관계(t_{ffrp}=2.8mm)



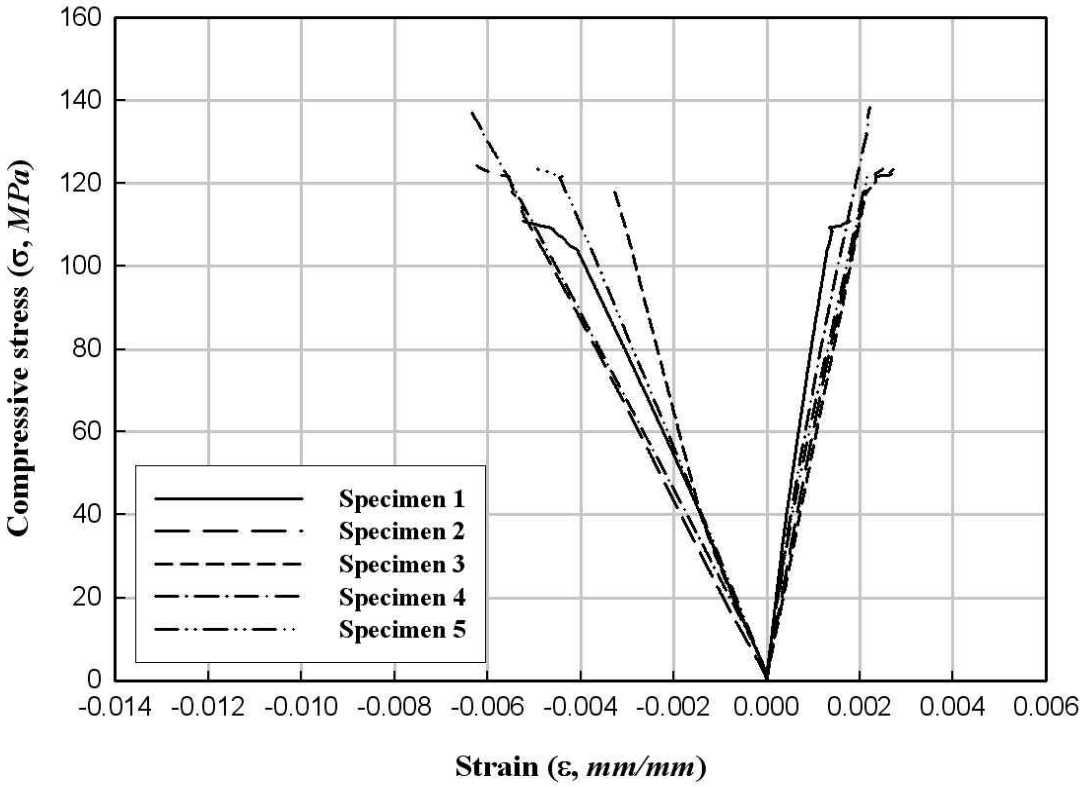
[그림 4.4] PFRP-FFRP 합성부재의 하중-변위 관계(t_{ffrp}=4.2mm)



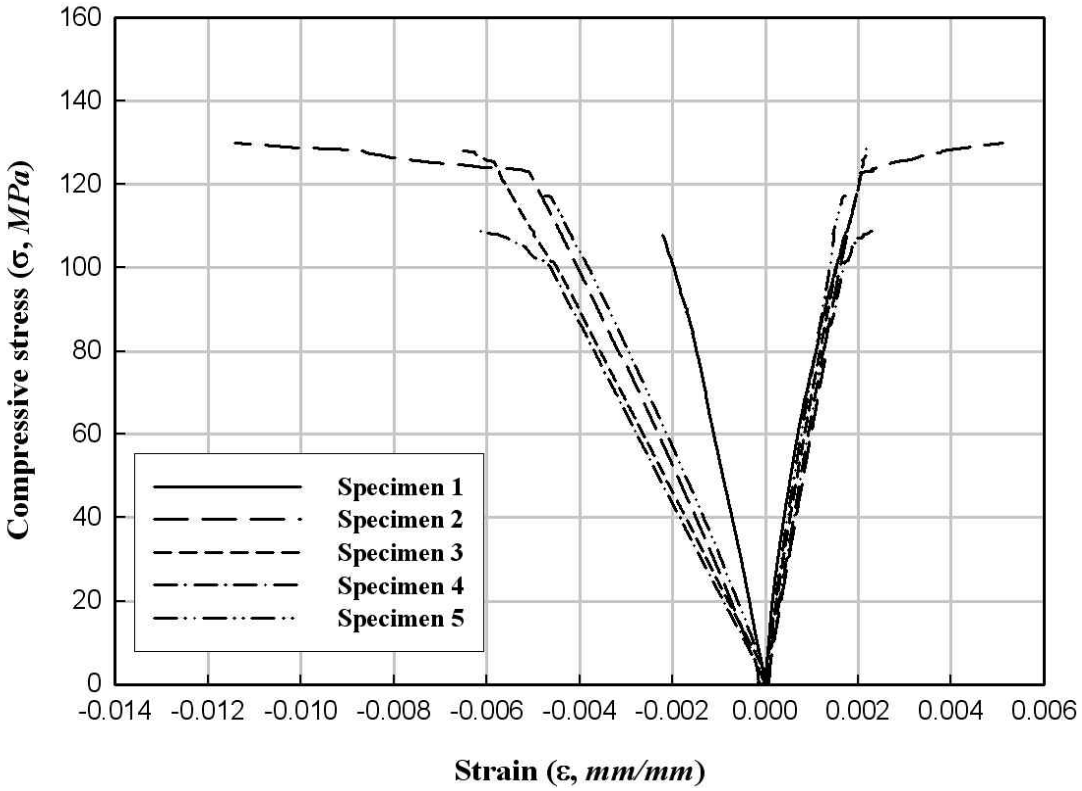
[그림 4.5] PFRP-FFRP 합성부재의 하중-변위 관계(t_{ffrp}=5.6mm)



[그림 4.6] PFRP-FFRP 합성부재의 응력-변형률 관계(t_{ffrp}=2.8mm)



[그림 4.7] PFRP-FFRP 합성부재의 응력-변형률 관계(t_{ffrp}=4.2mm)



[그림 4.8] PFRP-FFRP 합성부재의 응력-변형률 관계(t_{ffrp}=5.6mm)

Ⅳ-2. HCFFT 압축강도실험

HCFFT 압축강도실험은 대경산업(주) 기술연구소 실험실에서 수행하였다. 각 실험체는 [표 4.2]에 나타낸 것과 같으며, 중앙부분에 길이방향과 길이 직각방향으로 변형률게이지를 부착하고, 100mm의 용량을 갖는 LVDT를 설치하여 길이방향 압축변위를 측정하도록 하였으며, 30,000kN 용량의 유압프레스를 이용하여 하중을 재하하였다. 실험체 주변에는 시험체가 파괴되면서 발생할 수 있는 내부콘크리트의 비산을 방지하기 위해 합판으로 제작한 가드를 제작하여 설치하였으며, 하중은 하중제어방식으로 300kN/min의 속도로 재하하였다. 변형률게이지와 LVDT로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. HCFFT의 압축강도실험 방법은 [그림 4.9]에 나타내었다.

[표 4.2] HCFFT 실험체의 변수별 실험체 수량

부재치수	콘크리트 설계압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	부재수 (EA)
ϕ300×600mm	21	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
	30	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
	40	2.8	5
		4.2	5
		5.6	5
Total			45



[그림 4.9] HCFFT 압축강도실험

시험결과 실험체의 파괴는 [그림 4.10]에 나타낸 바와 같이 중앙과 상부 부근의 FFRP가 층간분리되거나 섬유다발(Strand)이 서로 분리되면서 파괴되었다. 또한, 실험체가 파괴된 후, FFRP의 일부를 드러내어 PFRP의 압축력에 대한 저항여부를 확인하였다. 각 실험체의 최종 파괴형태는 모두 FFRP의 원주방향 인장으로 인한 취성파괴로 나타났다.

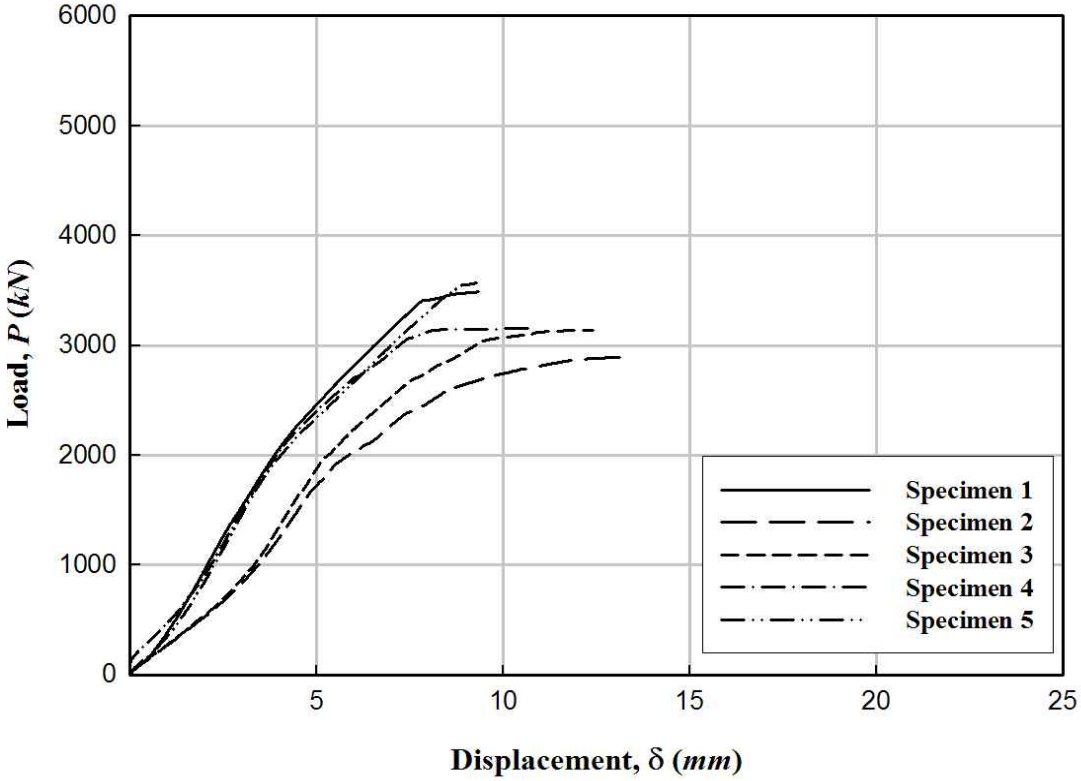
시험결과는 [표 4.3]에 정리하여 나타내었으며, LVDT와 변형률게이지로 측정된 데이터로부터 얻은 하중-변위 관계는 [그림 4.11]~[그림 4.19], 응력-변형률 관계는 [그림 4.20]~[그림 4.28]에 각각 나타내었다. [표 4.3]에서 평균은 최대, 최소값을 제외한 결과의 평균값이며, [그림 4.11]~[그림 4.28]에서 실험체번호는 “콘크리트 설계기준압축강도-FFRP 두께” 순으로 표기한 것이다. 또한, 좌측 그래프는 길이방향으로 부착한 변형률게이지, 우측 그래프는 길이 직각방향으로 부착한 변형률게이지에서 측정한 값을 나타낸 것이다.



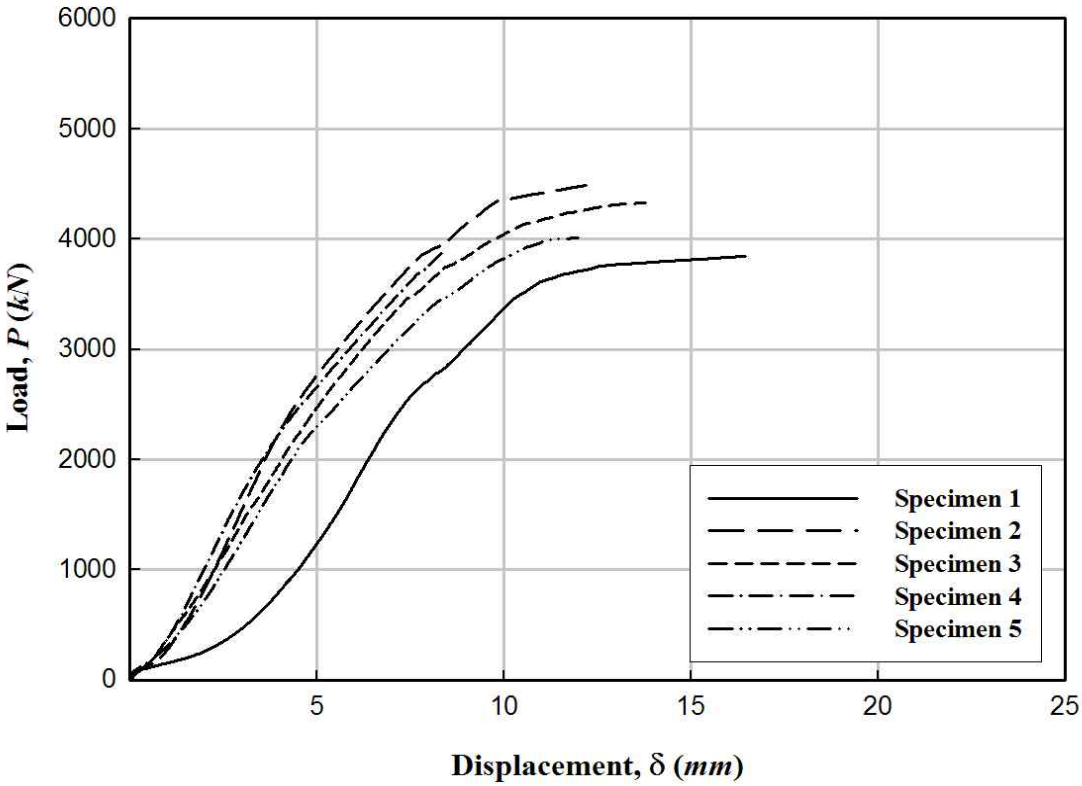
[그림 4.10] HCFFT 부재의 압축파괴형태

[표 4.3] HCFFT 압축강도 실험결과

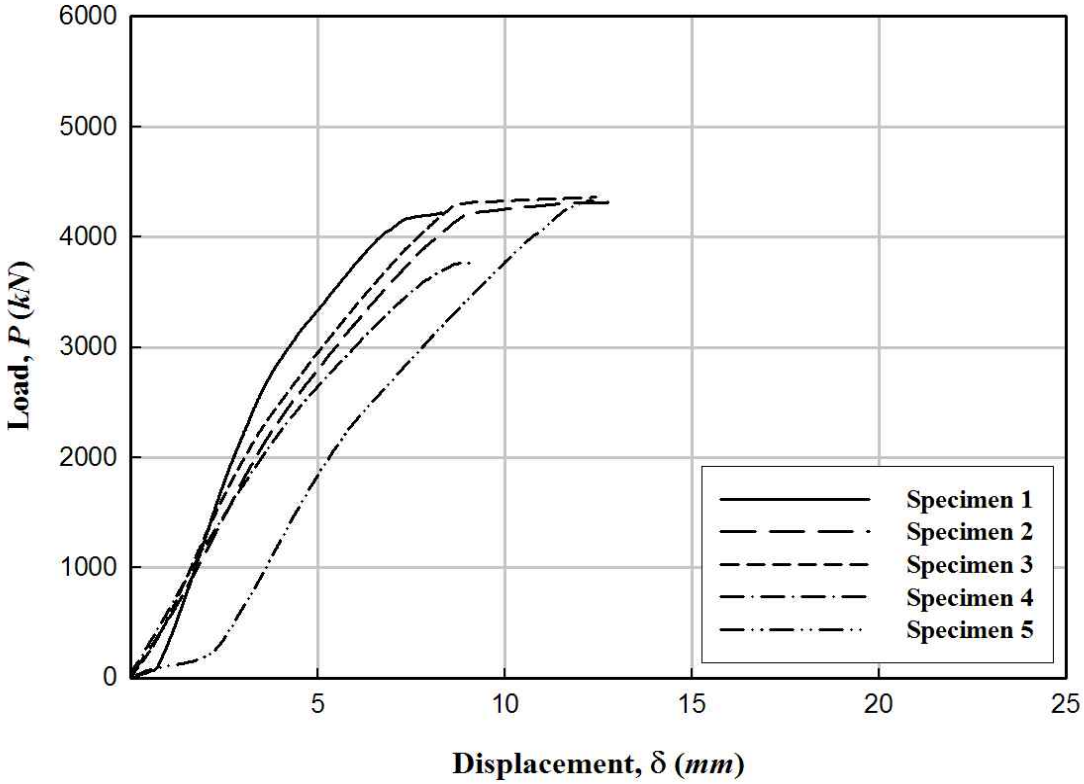
콘크리트 설계기준 압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	시편번호	파괴하중 (kN)		파괴강도 (MPa)	
			하중	평균	응력	평균
21	2.8	1	3,490	3,261	49.37	46.13
		2	2,905		41.10	
		3	3,140		44.42	
		4	3,153		44.61	
		5	3,570		50.51	
	4.2	1	3,845	4,077	54.40	57.67
		2	4,485		63.45	
		3	4,330		61.26	
		4	3,890		55.03	
		5	4,010		56.73	
	5.6	1	4,220	4,293	59.70	60.74
		2	4,330		61.26	
		3	4,365		61.75	
		4	3,765		53.26	
		5	4,330		61.26	
30	2.8	1	3,615	3,633	51.14	51.40
		2	3,615		51.14	
		3	3,805		53.83	
		4	3,575		50.58	
		5	3,670		51.92	
	4.2	1	4,925	4,895	69.67	69.25
		2	4,880		69.04	
		3	4,880		69.04	
		4	4,970		70.31	
		5	4,840		68.47	
	5.6	1	4,885	4,797	69.11	67.86
		2	4,740		67.06	
		3	5,015		70.95	
		4	4,765		67.41	
		5	4,310		60.97	
40	2.8	1	4,050	4,012	57.30	56.75
		2	3,855		54.54	
		3	4,175		59.06	
		4	3,795		53.69	
		5	4,130		58.43	
	4.2	1	4,860	4,738	68.75	67.03
		2	4,060		57.44	
		3	N/A		N/A	
		4	4,460		63.10	
		5	4,895		69.25	
	5.6	1	5,015	5,157	70.95	72.95
		2	5,160		73.00	
		3	4,995		70.66	
		4	5,825		82.41	
		5	5,295		74.91	



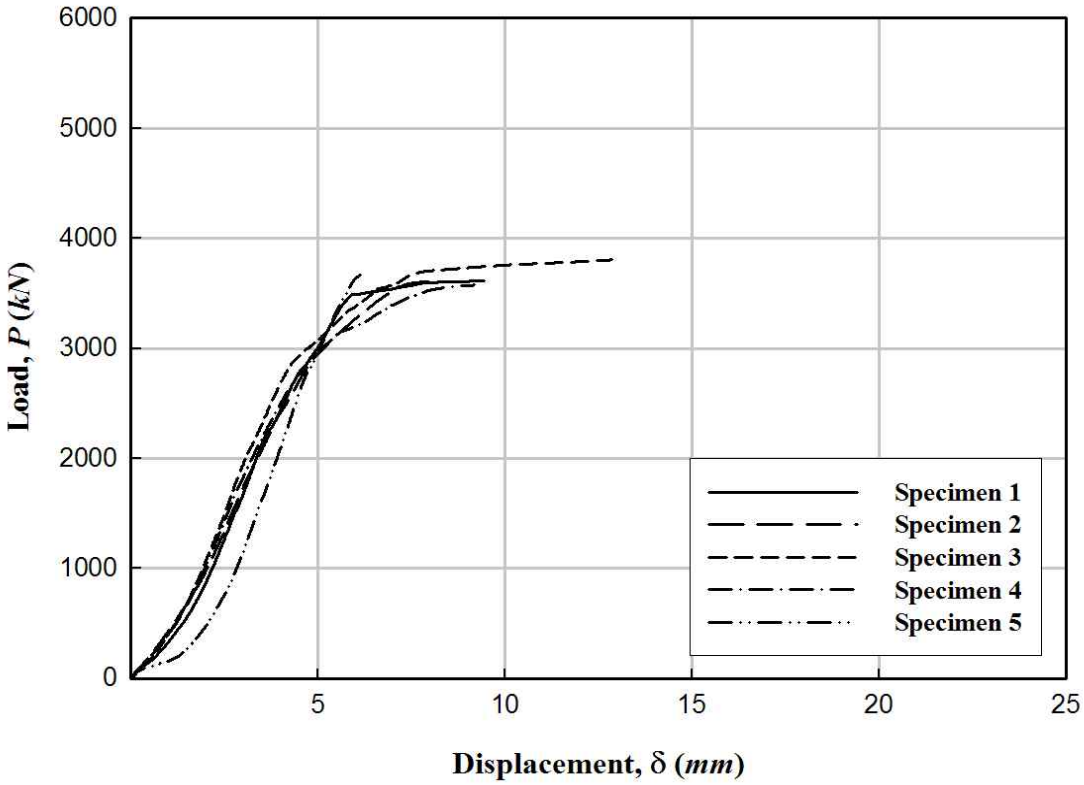
[그림 4.11] HCFFT의 하중-변위 관계(21-2.8)



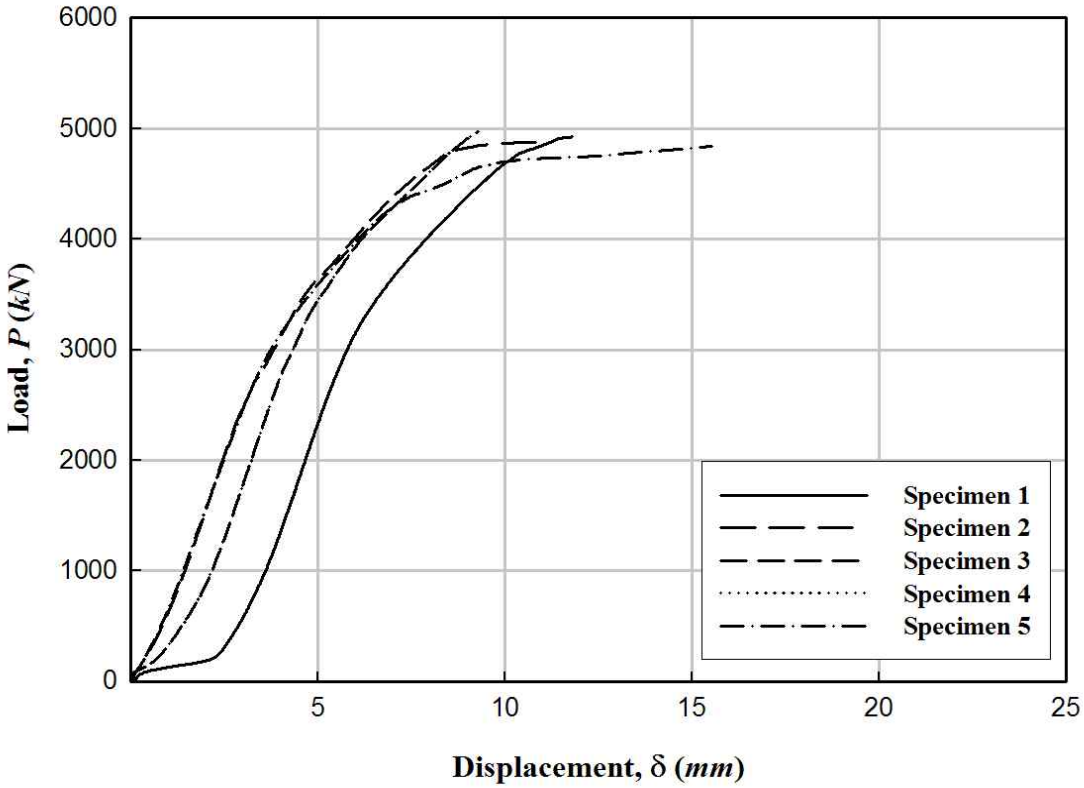
[그림 4.12] HCFFT의 하중-변위 관계(21-4.2)



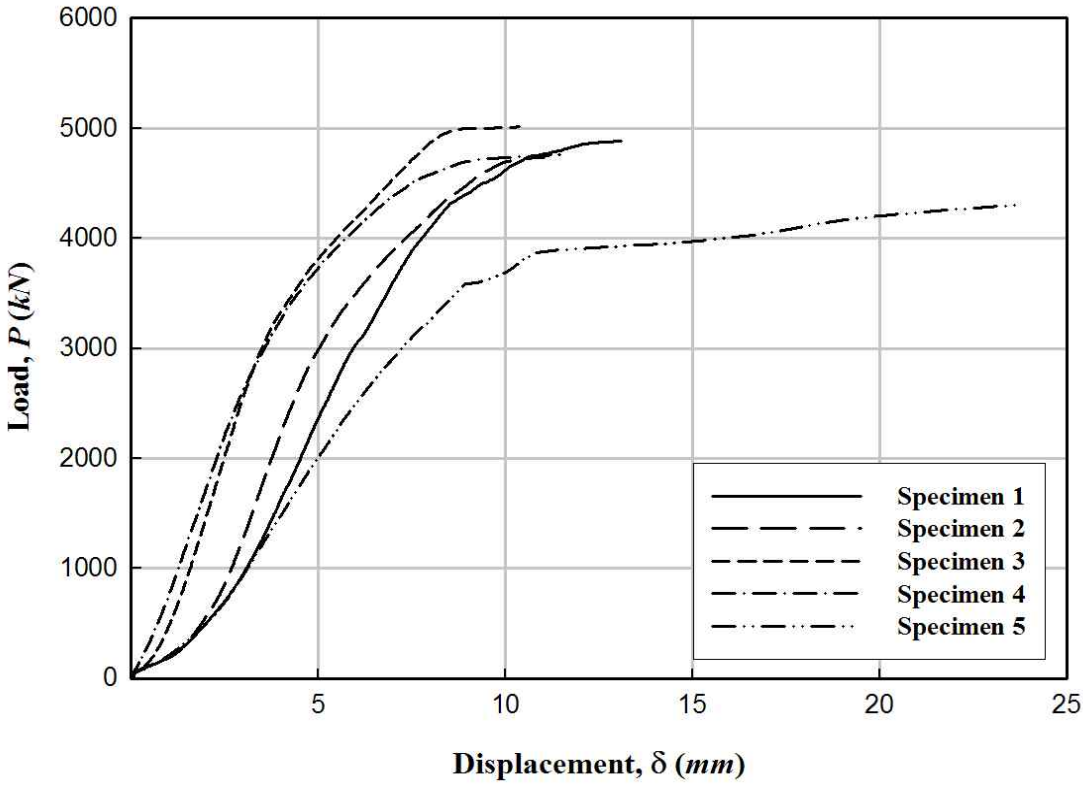
[그림 4.13] HCFFT의 하중-변위 관계(21-5.6)



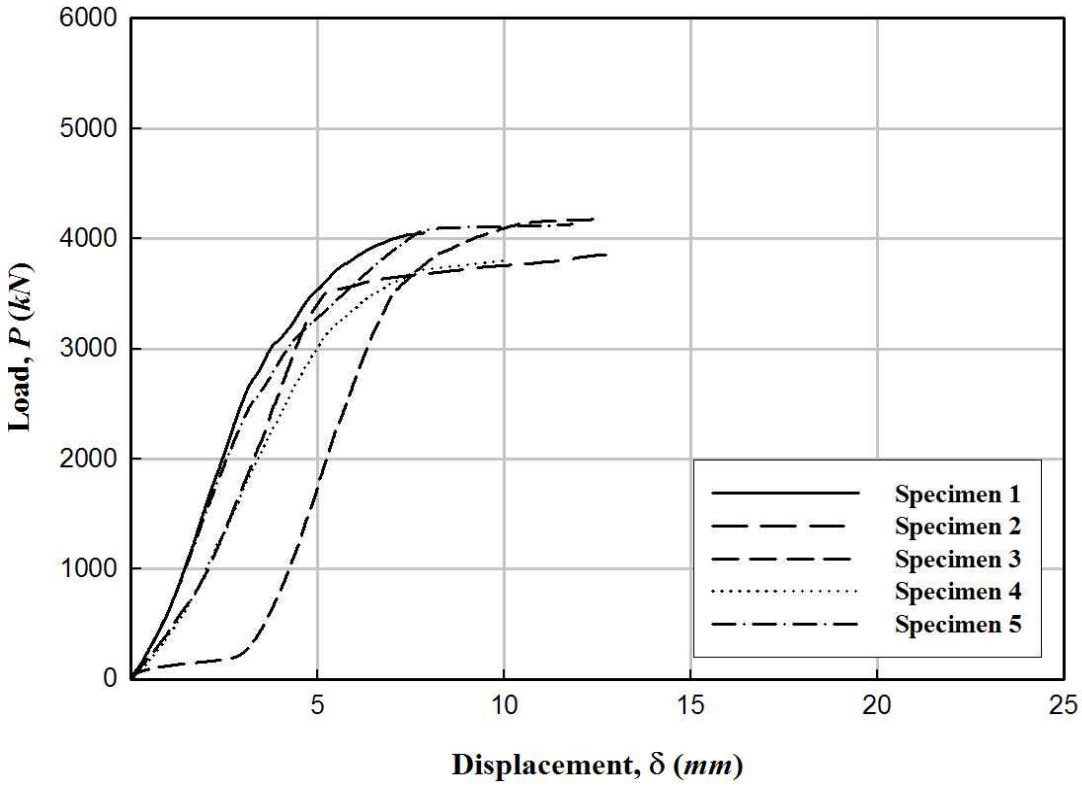
[그림 4.14] HCFFT의 하중-변위 관계(30-2.8)



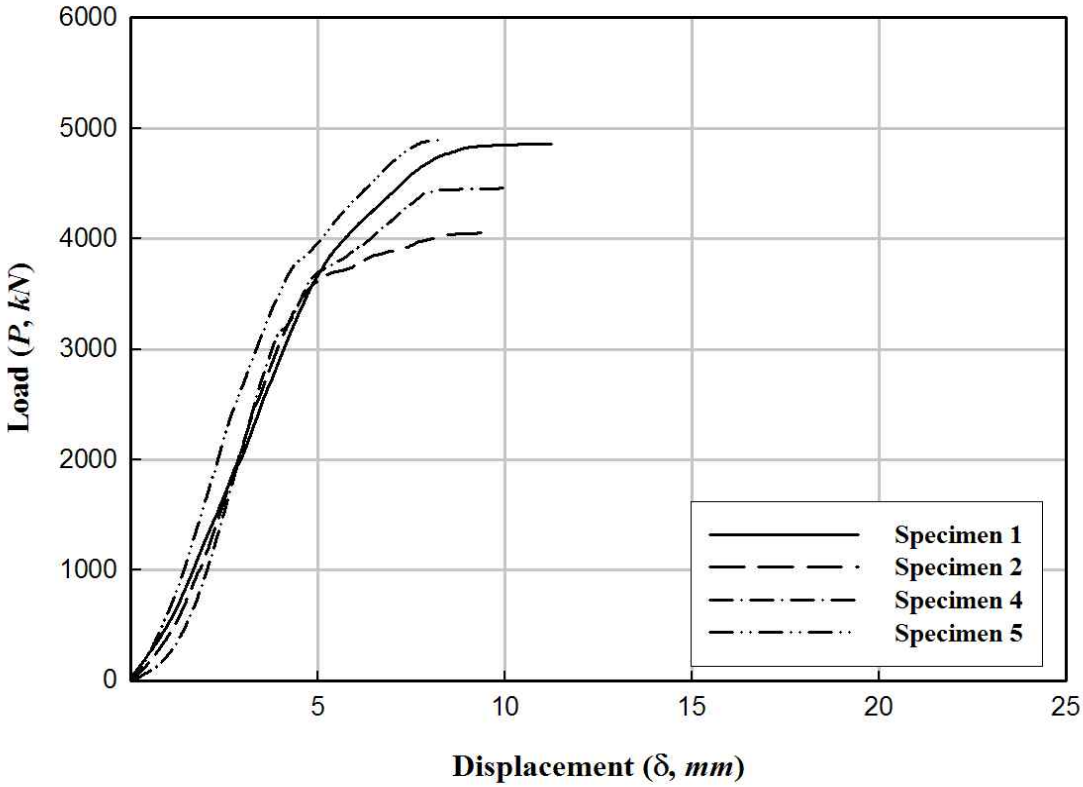
[그림 4.15] HCFFT의 하중-변위 관계(30-4.2)



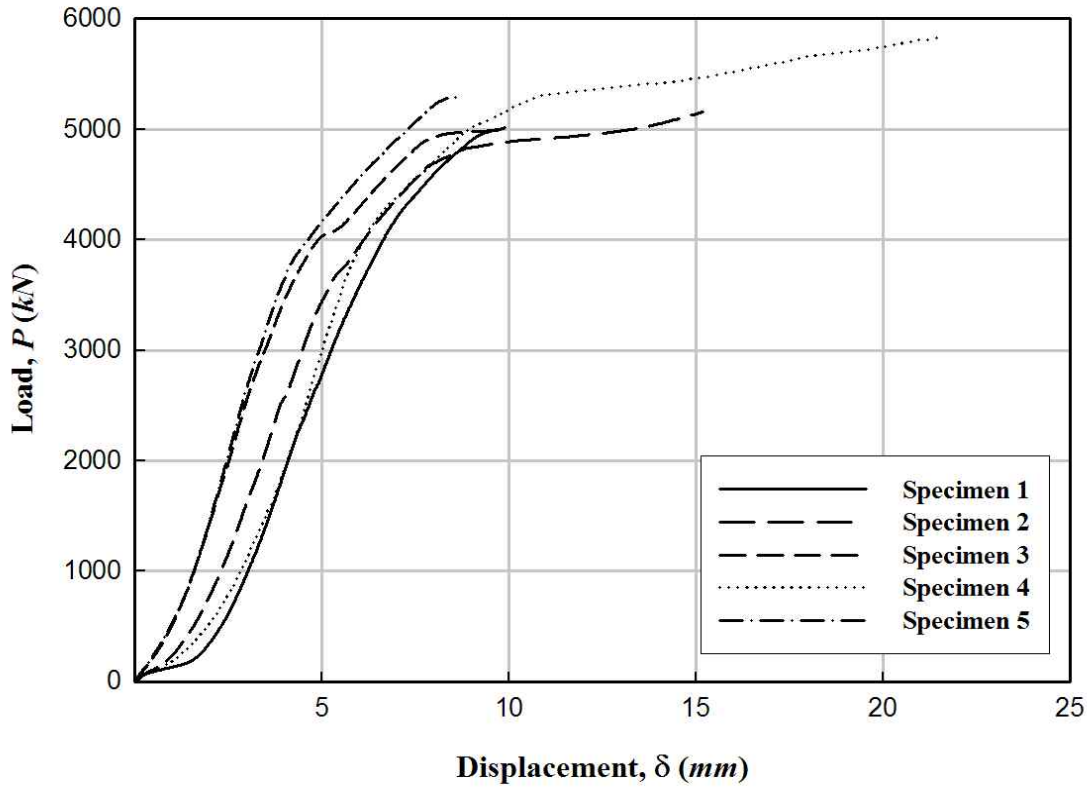
[그림 4.16] HCFFT의 하중-변위 관계(30-5.6)



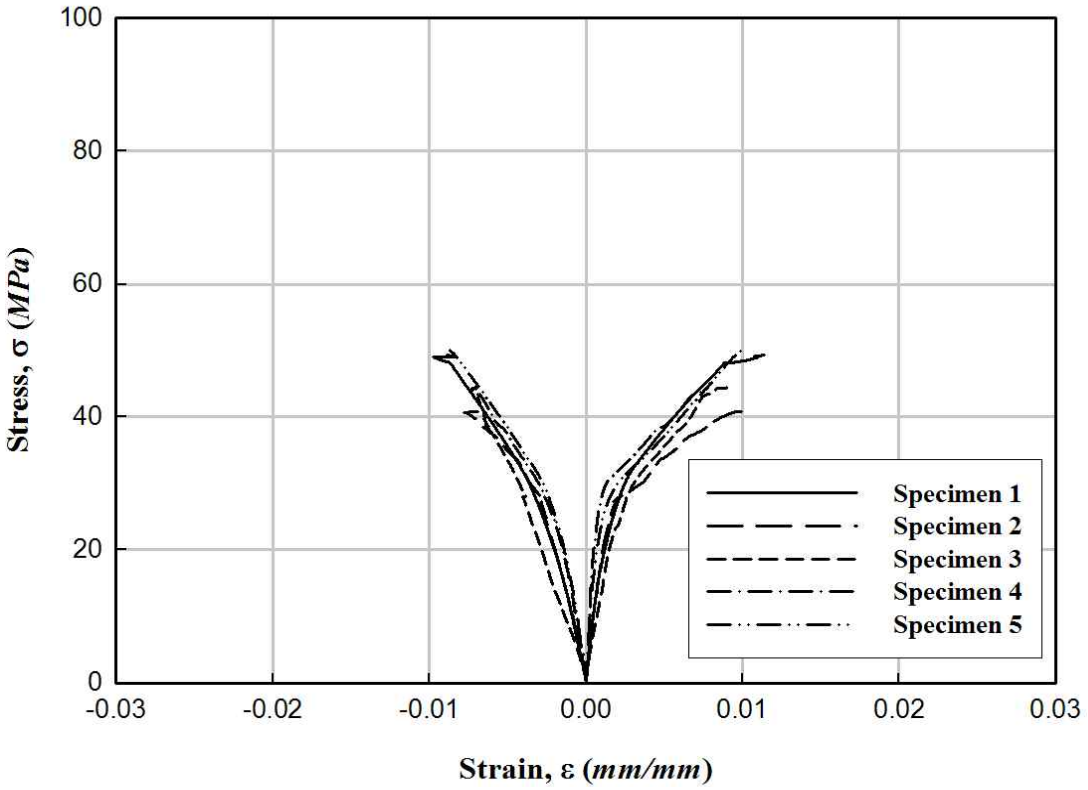
[그림 4.17] HCFFT의 하중-변위 관계(40-2.8)



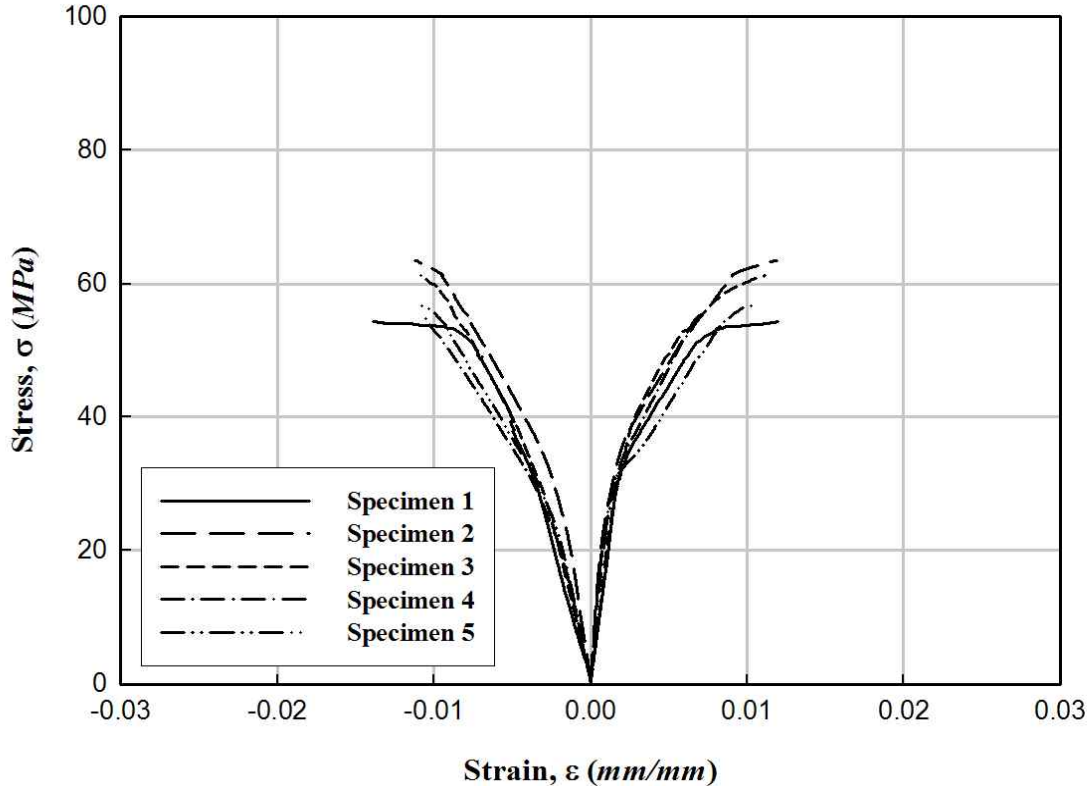
[그림 4.18] HCFFT의 하중-변위 관계(40-4.2)



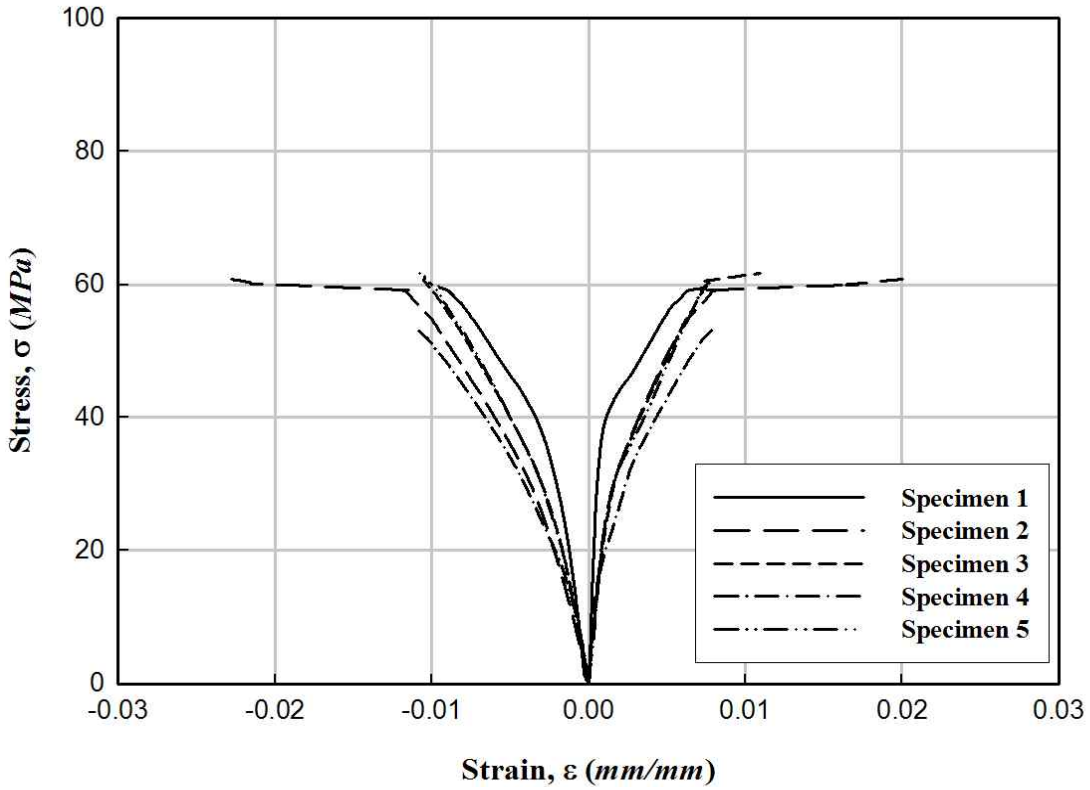
[그림 4.19] HCFFT의 하중-변위 관계(40-5.6)



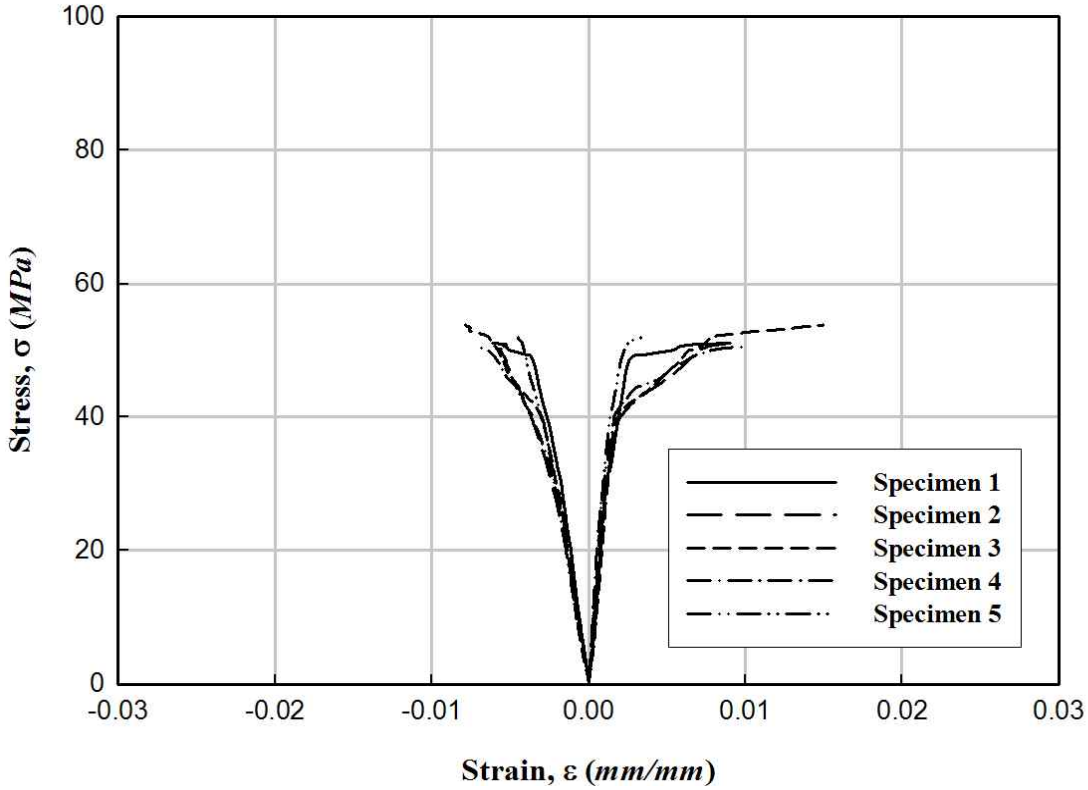
[그림 4.20] HCFFT의 응력-변형률 관계(21-2.8)



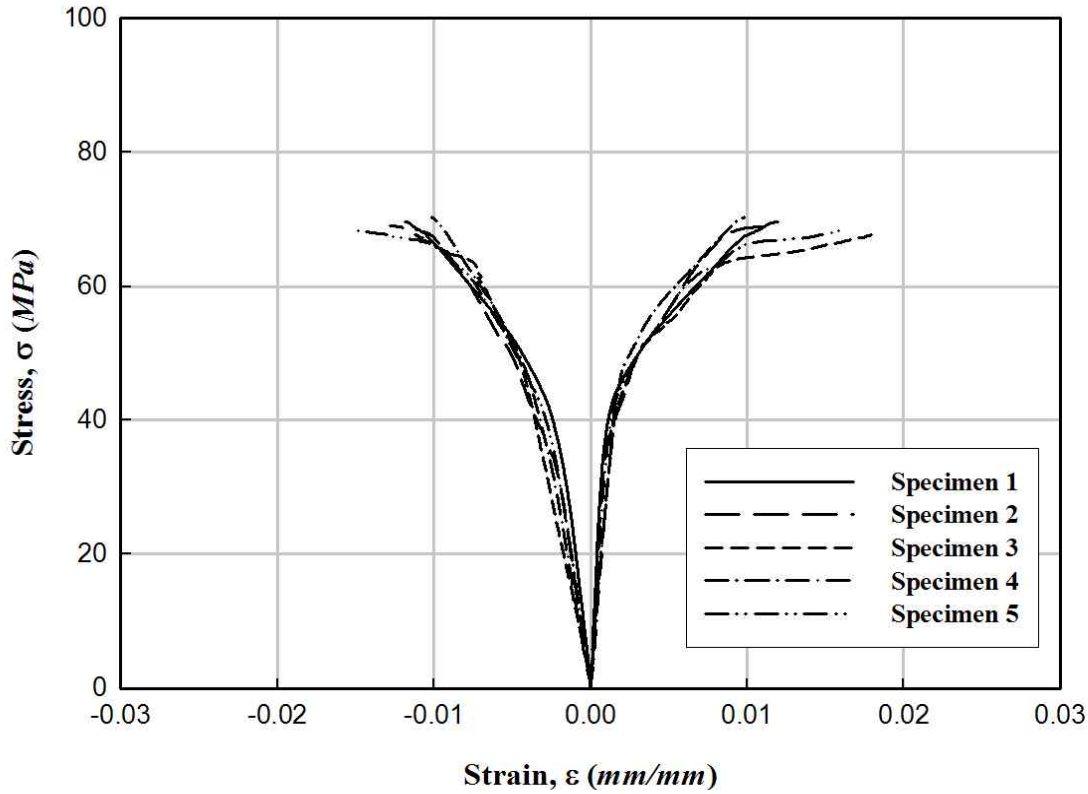
[그림 4.21] HCFFT의 응력-변형률 관계(21-4.2)



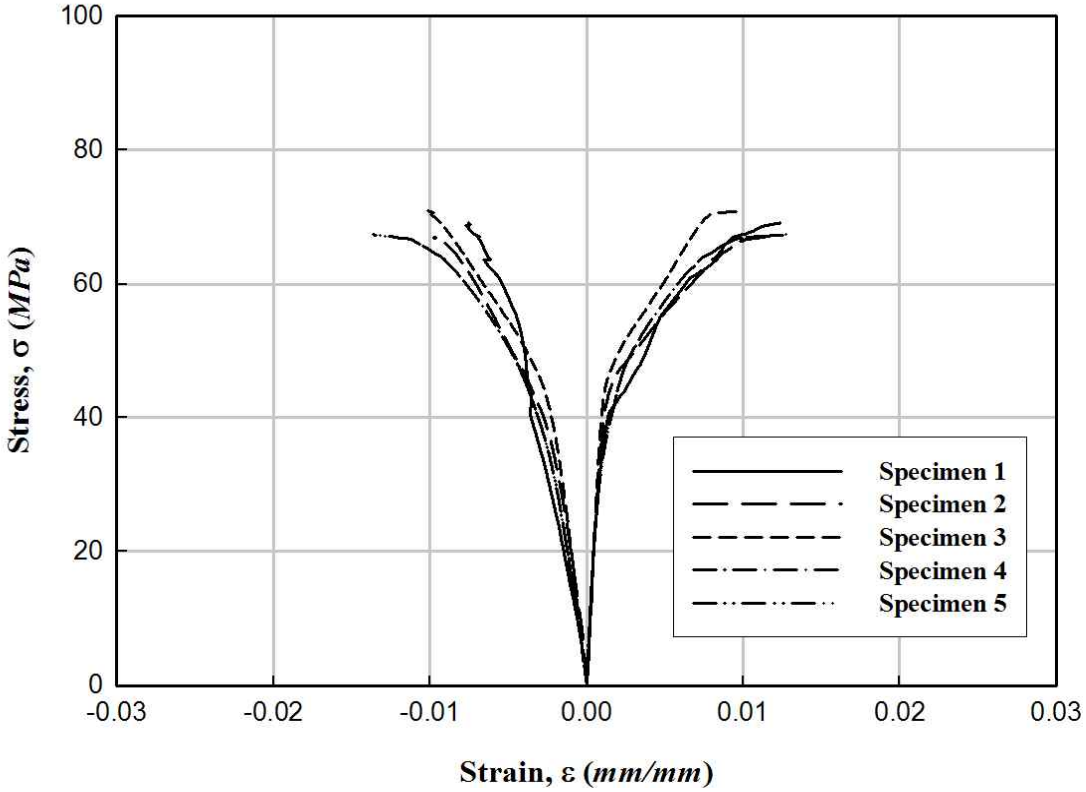
[그림 4.22] HCFFT의 응력-변형률 관계(21-5.6)



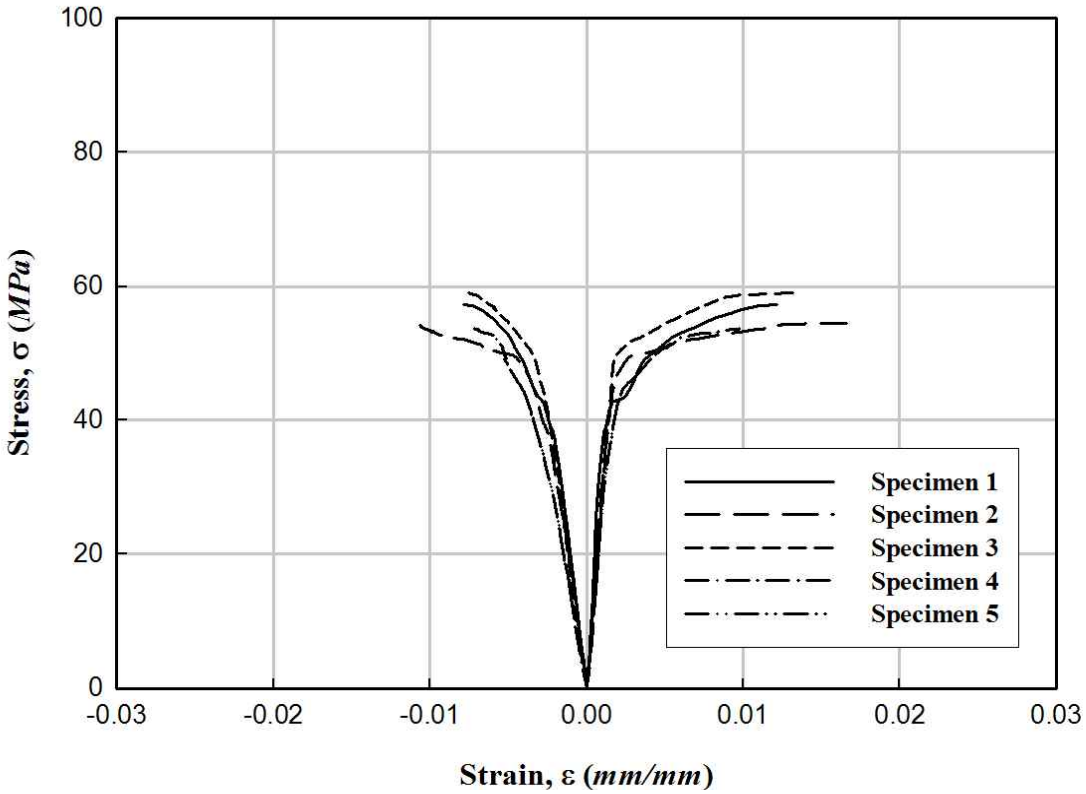
[그림 4.23] HCFFT의 응력-변형률 관계(30-2.8)



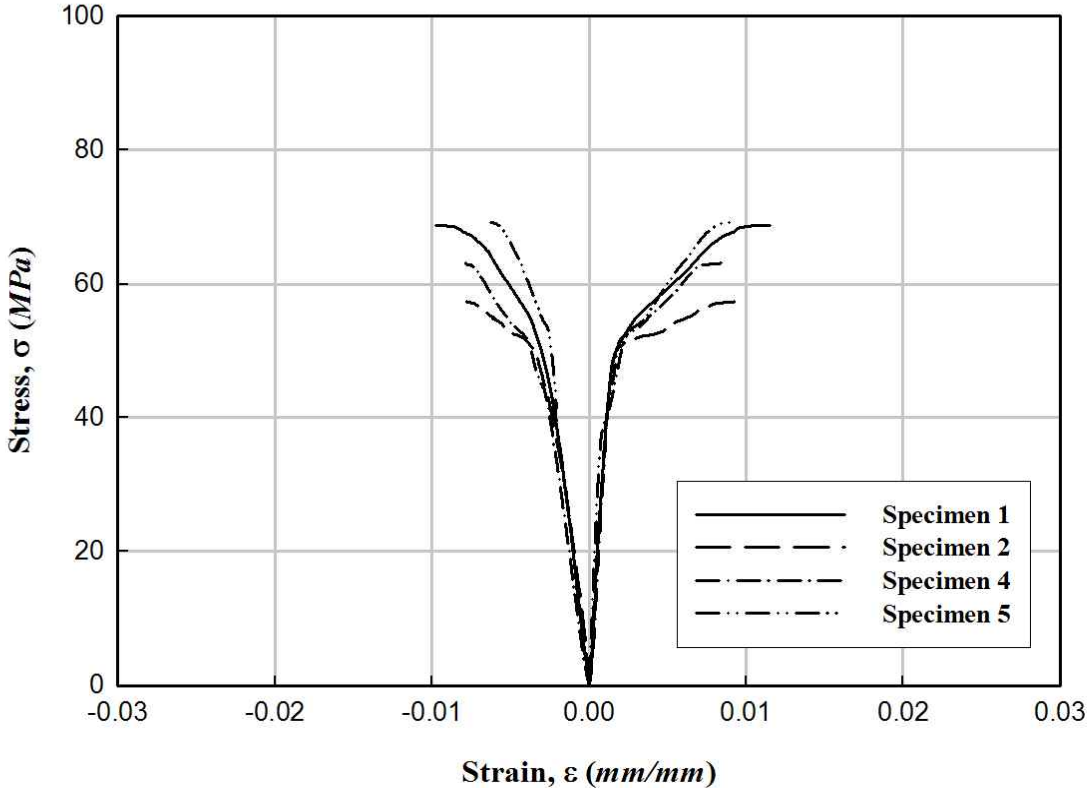
[그림 4.24] HCFFT의 응력-변형률 관계(30-4.2)



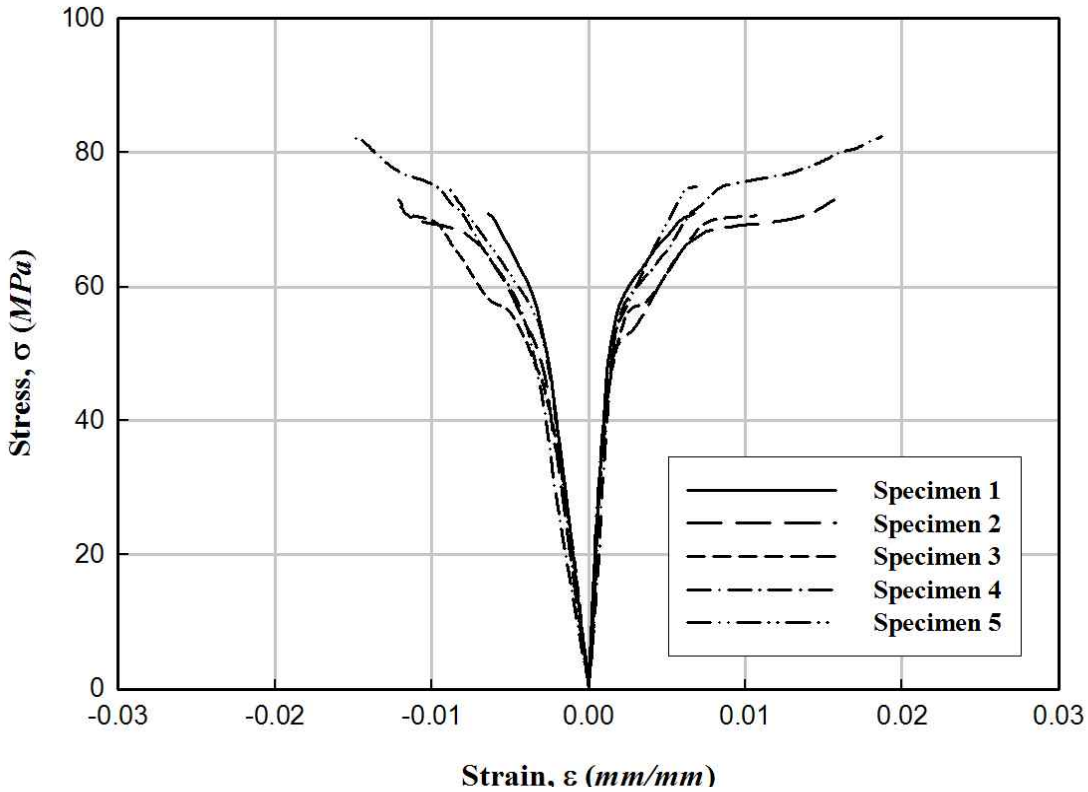
[그림 4.25] HCFFT의 응력-변형률 관계(30-5.6)



[그림 4.26] HCFFT의 응력-변형률 관계(40-2.8)

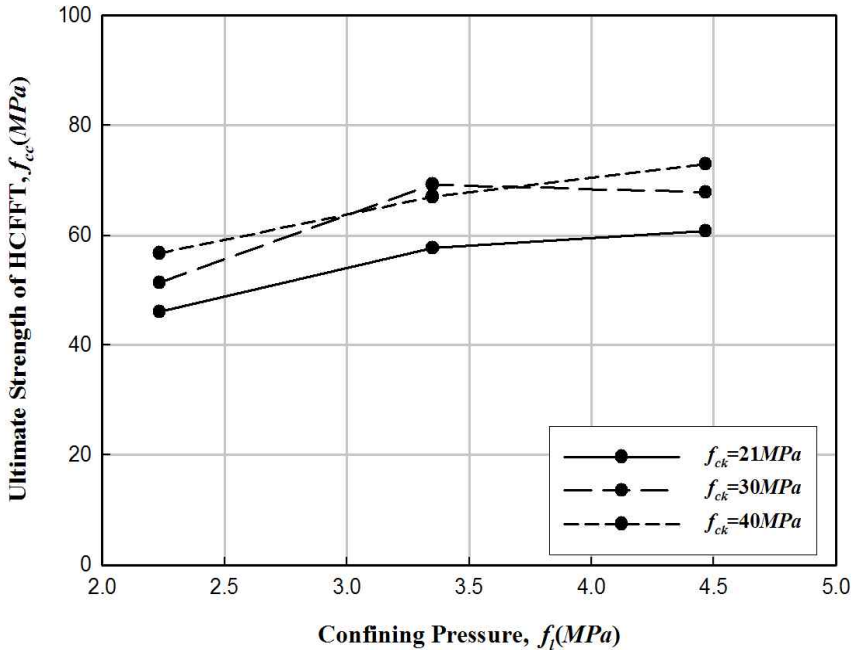


[그림 4.27] HCFFT의 응력-변형률 관계(40-4.2)

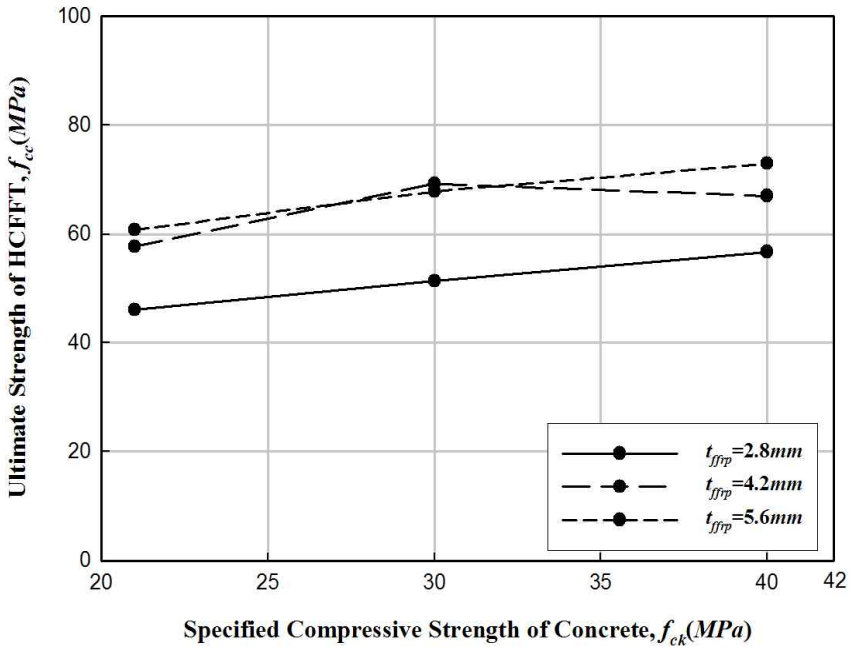


[그림 4.28] HCFFT의 응력-변형률 관계(40-5.6)

HCFFT의 압축강도실험결과, FFRP 두께에 따른 구속압과 콘크리트 설계기준강도의 증가에 따라 압축강도가 증가하였으며, 구속압 3.5MPa, 설계기준압축강도 30MPa 이상에서는 강도증가의 폭이 감소하였다. 또한, 콘크리트의 설계기준강도보다 구속압이 HCFFT의 압축강도의 중요한 변수가 되는 것을 확인하였다. HCFFT 압축실험체의 구속압과 콘크리트의 설계기준압축강도에 따른 HCFFT의 평균압축파괴강도를 비교한 결과는 [그림 4.29]와 [그림 4.30]에 나타내었다.



[그림 4.29] 구속비 증가에 따른 HCFFT 실험체의 평균압축강도



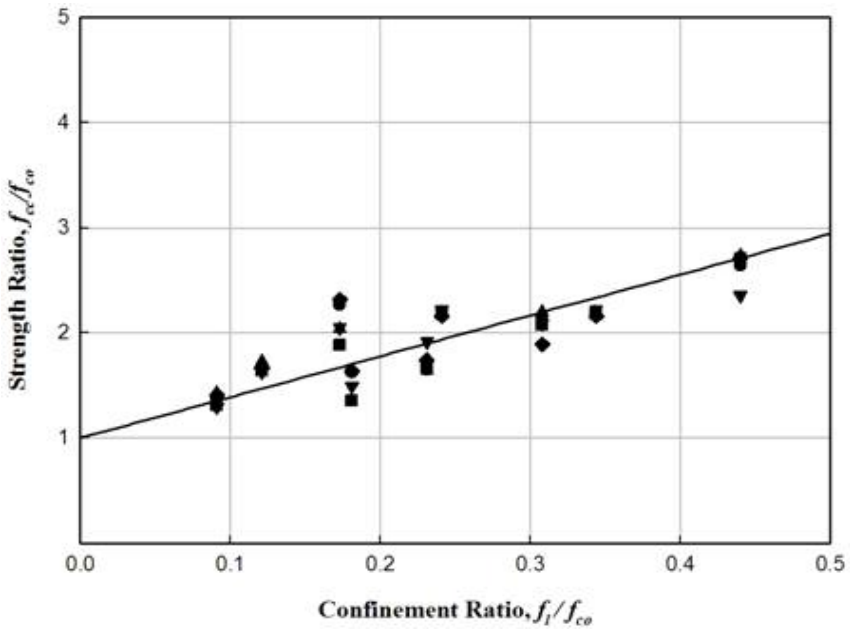
[그림 4.30] 콘크리트 설계기준압축강도 증가에 따른 HCFFT 실험체의 평균압축강도

HCFFT 실험체의 압축실험결과 구속비와 강도비의 관계는 [그림 4.31]에 나타내었다. 그림 5.5에서 HCFFT의 실험데이터는 총 45개가 사용되었다. 실험결과 각 데이터는 선형분포를 나타내며, 이 선형분포된 데이터를 회귀분석하여 직선으로 나타내었다. 또한 CFFT의 경우와 유사한 방법으로 이 직선의 기울기로부터 구속비와 강도비의 관계를 규명하여 식 (4.1)에 나타내었다.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.00 + 3.89\frac{f_l}{f_{co}} \tag{4.1}$$

회귀분석 결과 HCFFT의 구속계수는 CFFT보다 약 61% 감소하였으며, 이는 단면을 구성하는 PFRP가 심부콘크리트를 9개의 부분으로 나누는 역할을 하면서 발생하는 것으로 판단된다.

실험결과, HCFFT는 CFFT의 압축강도보다 최소 10.3%의 강도증가를 나타냈으며 FFRP의 두께가 $4.2mm$ 이상이 되면 강도증가 폭은 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 HCFFT를 적용했을 경우 압축강도의 증가로 인해 CFFT보다 경제적인 기초 설계가 가능하며, FFRP의 두께는 $4.2mm$ 이하로 설계하는 것이 더 경제적일 것이라고 판단된다. CFFT의 압축강도와 HCFFT의 압축강도를 비교 결과는 [표 4.4]에 나타내었다. [표 4.4]는 동일한 콘크리트 설계기준압축강도를 갖는 CFFT와 HCFFT를 비교하였으며, ϕ 150×300mm인 CFFT 실험체는 ϕ300×600mm CFFT 실험체와 구속비가 달라 HCFFT와 직접적인 비교가 어렵기 때문에 강도 비교에서 제외하였다. 또한 강도증가율에 따른 HCFFT의 압축강도 평가식을 식 (4.2)와 같이 제시하였다.



[그림 4.31] HCFFT의 강도비와 구속비의 관계

[표 4.4] CFFT와 HCFFT의 압축강도 비교

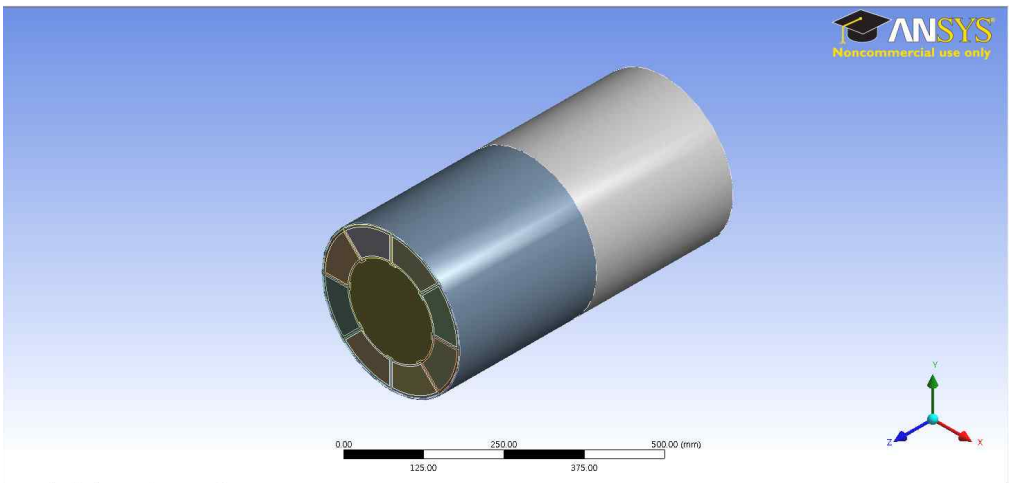
콘크리트 압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	평균 파과 강도		
		P_{CFFT} (MPa)	P_{HCFFT} (MPa)	P_{HCFFT}/P_{CFFT}
30	2.8	35.29	51.40	1.46
	4.2	47.12	69.25	1.47
	5.6	61.07	67.86	1.11

$$P_{HCFFT} = f_{cc}A_{co} + 1.103 f_{pfrp}A_{pfrp} \tag{4.2}$$

식 (4.2)의 첫 번째 항은 FFRP로 구속된 콘크리트의 압축강도를 나타낸 것이며, 두 번째 항은 PFRP의 압축강도를 의미하는 것으로 구속된 콘크리트와 PFRP 부재가 변위는 서로 같고, 작용하중이 분배되는 병렬관계(parallel relationship)로 해석하는 것보다 PFRP의 압축강도의 10.3%의 강도증가가 발생함을 의미한다. 이는 HCFFT에 압축력이 재하되어 부재의 중앙부가 포아송 효과로 인해 부풀어오를 때 PFRP의 휨강성으로 변형에 저항하기 때문으로 판단된다. 또한, PFRP의 휨강성이 클 경우 압축강도가 더욱 증가할 것으로 판단된다.

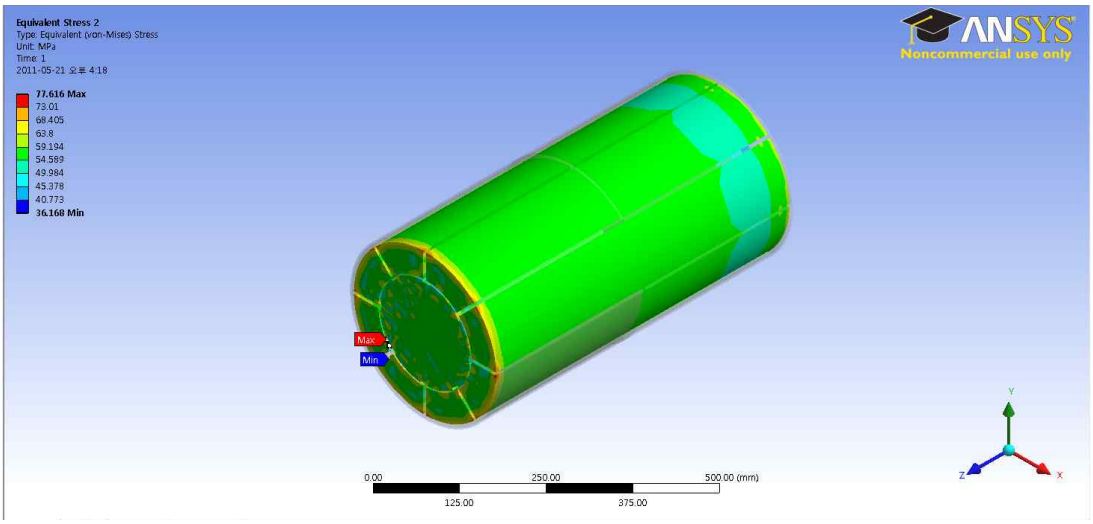
Ⅳ-3. HCFFT 유한요소해석

HCFFT의 유한요소해석은 범용 유한요소해석 프로그램인 ANSYS Ver. 11을 사용하였으며, 해석에 사용된 HCFFT는 기존 연구에서 적용한 부재치수와 콘크리트의 설계기준 압축강도, FRP의 역학적 성질 및 단면 치수를 동일하게 적용하였다. 유한요소해석은 CFFT 해석과 동일하게 ANSYS가 지원하는 요소 중 SOLID65라는 솔리드요소를 사용하였다. HCFFT의 유한요소해석 모델은 [그림 4.29]에 나타내었다.

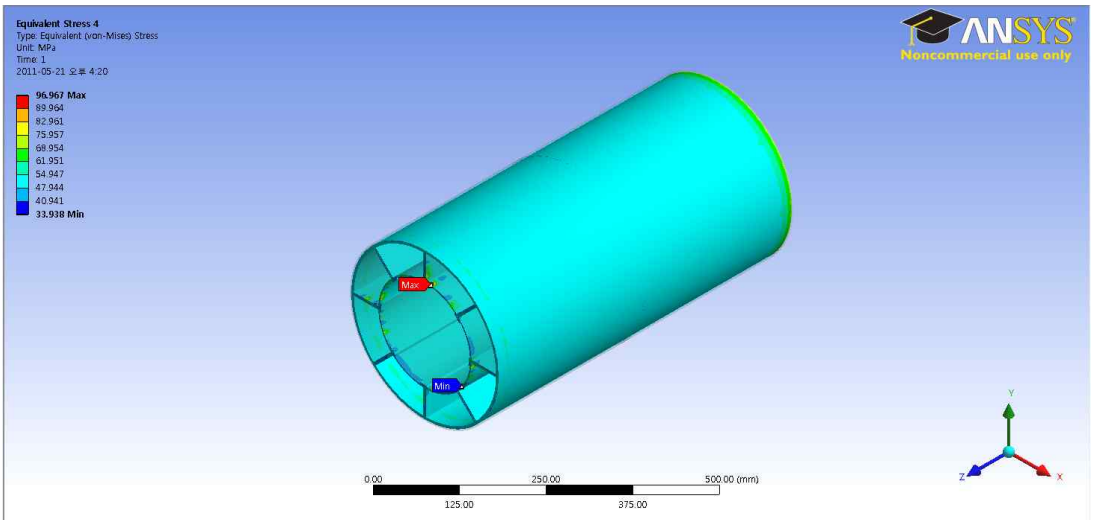


[그림 4.29] HCFFT 유한요소해석 모델

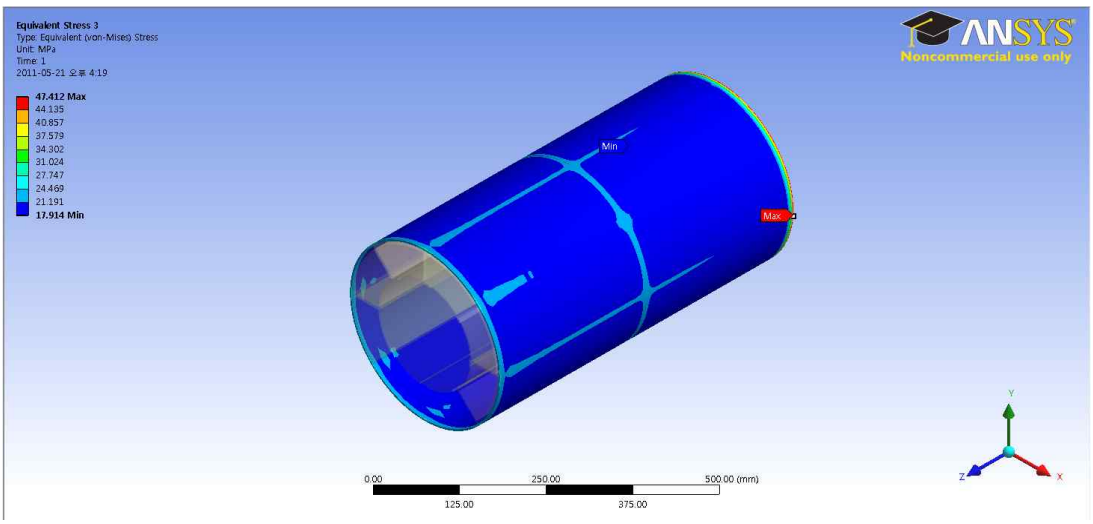
유한요소해석 결과. 재료별 HCFFT 부재의 응력분포는 [그림 4.30]에 나타내었으며, HCFFT 부재의 중앙부의 응력분포는 [그림 4.31]에 나타내었다. 또한, HCFFT 압축강도 실험결과의 평균과 유한요소해석 결과 및 강도평가식 결과에 대한 강도비교를 각 변수에 따라 수행하여 [표 4.4]에 나타내었다. 실험결과의 평균과 비교했을 때, 유한요소해석의 결과는 0.13%~-17.96%, 강도평가식은 -5.77%~-15.44%의 차를 보였으며 비교적 유사한 결과를 나타내었다.



(a) 콘크리트

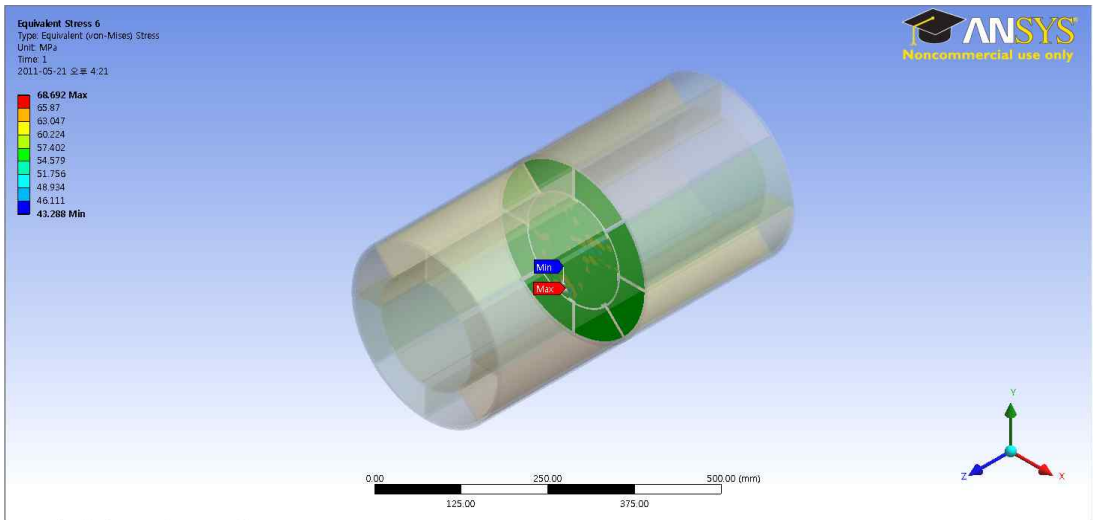


(b) PFRP

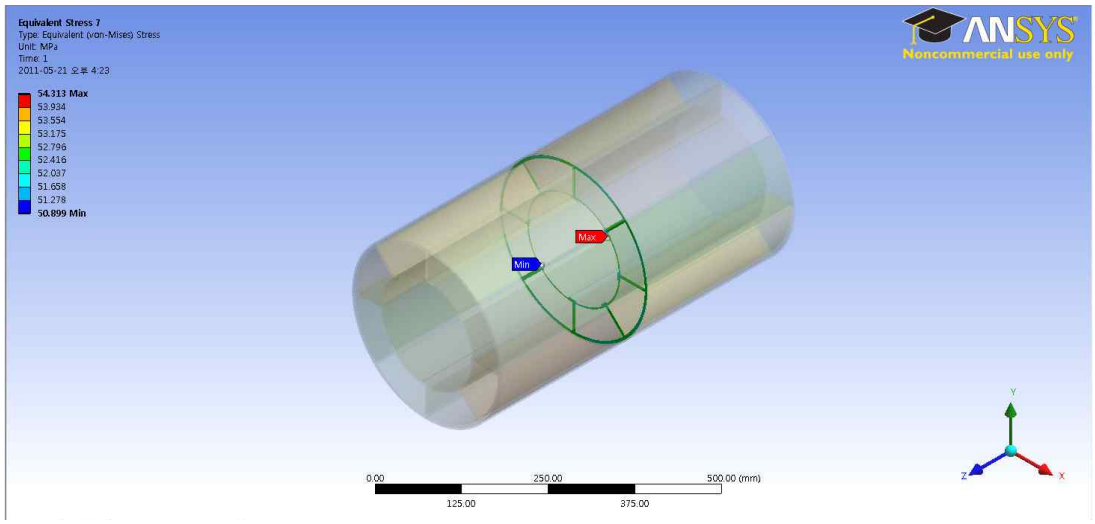


(c) FFRP

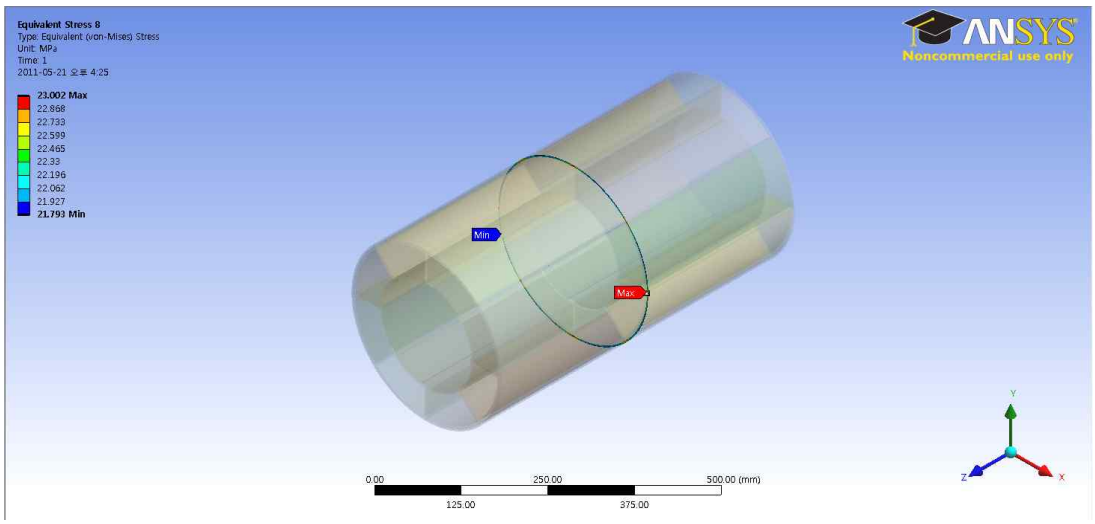
[그림 4.30] HCFFT 부재의 유한요소해석 결과



(a) 콘크리트



(b) PFRP



(c) FFRP

[그림 4.31] HCFFT 중앙부의 유한요소해석 결과

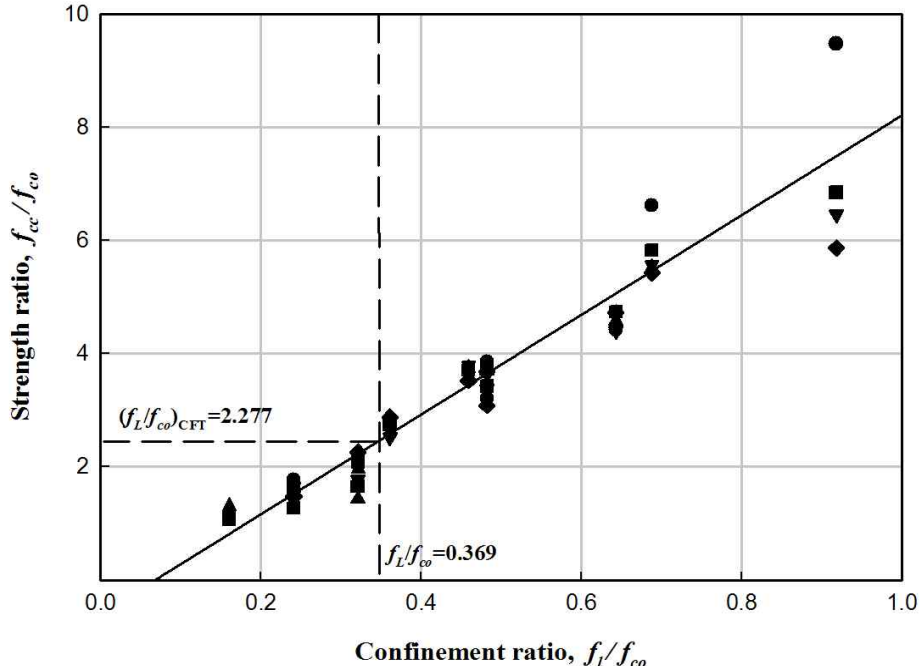
[표 4.4] HCFFT 해석 결과 비교

콘크리트 설계기준 압축강도 (f_{ck}, MPa)	FFRP 두께 (t_{ffrp}, mm)	파괴강도(MPa)		
		실험	유한요소해석	압축강도식
21	2.8	46.13	46.07	40.95
	4.2	57.67	56.88	49.56
	5.6	60.74	56.48	58.16
30	2.8	51.40	47.06	49.95
	4.2	69.25	62.64	58.56
	5.6	67.86	58.25	67.16
40	2.8	56.57	49.47	59.95
	4.2	67.03	57.74	68.56
	5.6	72.95	59.85	77.16

Ⅴ. HCFFT의 휨강도실험 및 강도평가식

Ⅴ-1. HCFFT 휨강도실험 시편의 단면 설계

HCFFT 휨실험체의 단면 설정은 CFFT 압축실험 결과를 이용하여 수행하였다. 즉, HCFFT 휨실험체의 단면을 직경 300mm인 원형으로 설정한 후, CFFT 실험체에 대한 강도비와 구속비의 관계 그래프를 작성하고, 기존 연구에서 제시한 CFT 단면과 동일한 강도비를 갖는 CFFT 압축 실험체의 구속비를 결정하였다. [그림 5.1]은 CFFT 압축실험체로 작성한 강도비와 구속비의 관계에서 기존 연구에서 제시한 CFT와 동일한 강도비를 갖는 CFFT의 구속비를 결정하는 과정을 나타낸 것이다.



[그림 5.1] 휨강도실험 시편의 구속비 결정

HCFFT 휨실험체의 콘크리트 설계기준강도와 FFRP의 두께는 그림 4.47에서 결정한 구속비로부터 얻을 수 있는 CFFT의 압축강도와 PFRP의 압축강도를 고려하여 기존 연구에서 제시한 CFT의 압축강도(P_{CFT}=4830kN)와 유사하도록 결정하였다. 콘크리트 설계기준강도와 FFRP의 두께를 결정하기 위하여 범용 수치해석 프로그램인 Mathcad(Ver. 14)를 사용하였으며, 식 (3.7)을 이용하여 CFFT와 PFRP의 압축강도를 고려하였다.

수치해석 결과, CFT와 동일한 압축강도를 갖는 CFFT의 콘크리트 설계기준강도와 FFRP의 두께는 각각 23MPa, 2.8mm(4ply)인 것으로 나타났다. FFRP는 3ply 이하의 제품은 제작의 어려움이 있기 때문에, 실험체의 FFRP 두께 변수는 압축실험체와 동일한 2.8mm(4ply), 4.2mm(6ply), 5.6mm(8ply)로 설정하였다. 제작한 HCFFT 휨실험체의 크기

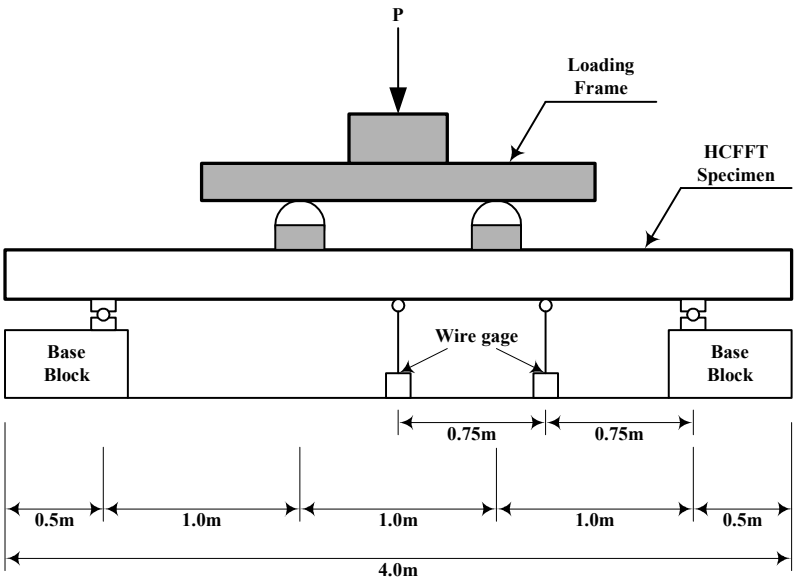
와 변수, 수량을 [표 5.1]에 나타내었다.

[표 5.1] HCFFT 휨실험체의 종류와 수량

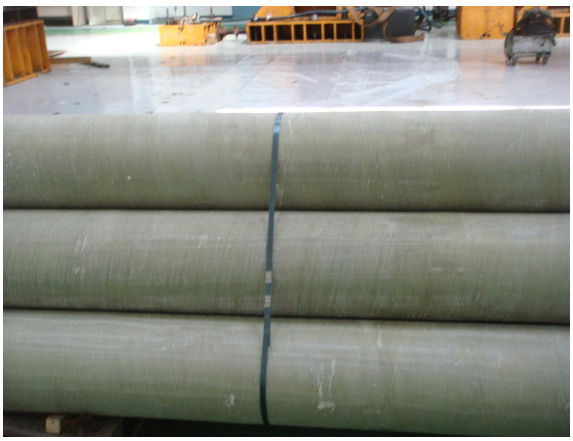
직경 (D, mm)	길이 (L, mm)	콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}, MPa)	PFRP 두께 (t_p, mm)	FFRP 두께 (t_f, mm)	시편수
300	4000	23	$1.0t_p$	2.8(4ply)	3
				4.2(6ply)	3
				5.6(8ply)	3
합 계					9

Ⅴ-2. HCFFT 휨강도실험

HCFFT 휨강도실험은 한국건설기술연구원 구조실험동에서 수행하였다. 실험은 [그림 5.2]에 나타낸 바와 같이 좌우로 $500mm$씩 내민보(overhang beam)의 형태로 시편을 거치하고 지점의 1/3, 2/3 지점에 같은 하중이 재하되도록 하여 순수휨(pure bending)이 발생하도록 하였다. 각 실험체는 지점의 중앙부에 7개, 1/4 부분에 5개의 변형률게이지를 길이방향으로 부착하고, $1000mm$의 용량을 갖는 와이어게이지를 중앙부와 1/4 부분에 각각 1개씩 설치하여 횡하중에 의한 변위를 측정하였으며, $2000kN$ 용량의 UTM을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 $5mm/min$의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지와 와이어게이지로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. HCFFT 휨강도실험체와 실험 과정은 [그림 5.3]에 나타내었다.



[그림 5.2] HCFFT 휨강도실험의 개여 및 하중재하방법



(a) HCFFT 휨강도실험체



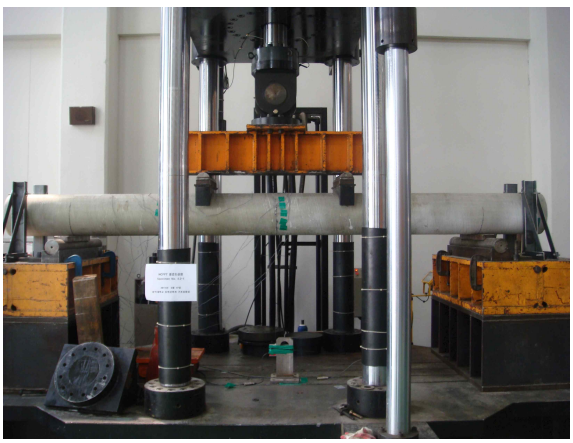
(b) 가력체



(c) 지점부



(d) 시편 고정용 가이드





(e) 실험체 설치

[그림 5.3] HCFFT 휨강도실험의 실험지그 및 실험체 설치

시험결과 실험체는 [그림 5.4]에 나타낸 바와 같이 파괴되었으며, 중앙부근의 인장부에서 FFRP가 섬유배치방향으로 층간분리되었다. 또한, 실험체의 단부에서 PFRP가 부재 안쪽으로 밀려들어가는 경향을 보였다. 실험결과는 [표 5.2]에 정리하여 나타내었으며, 와이어게이지로부터 측정된 데이터로부터 얻은 하중-변위 관계는 [그림 5.5]~[그림 5.13]에 나타내었다.



(a) 중앙부의 휨파괴

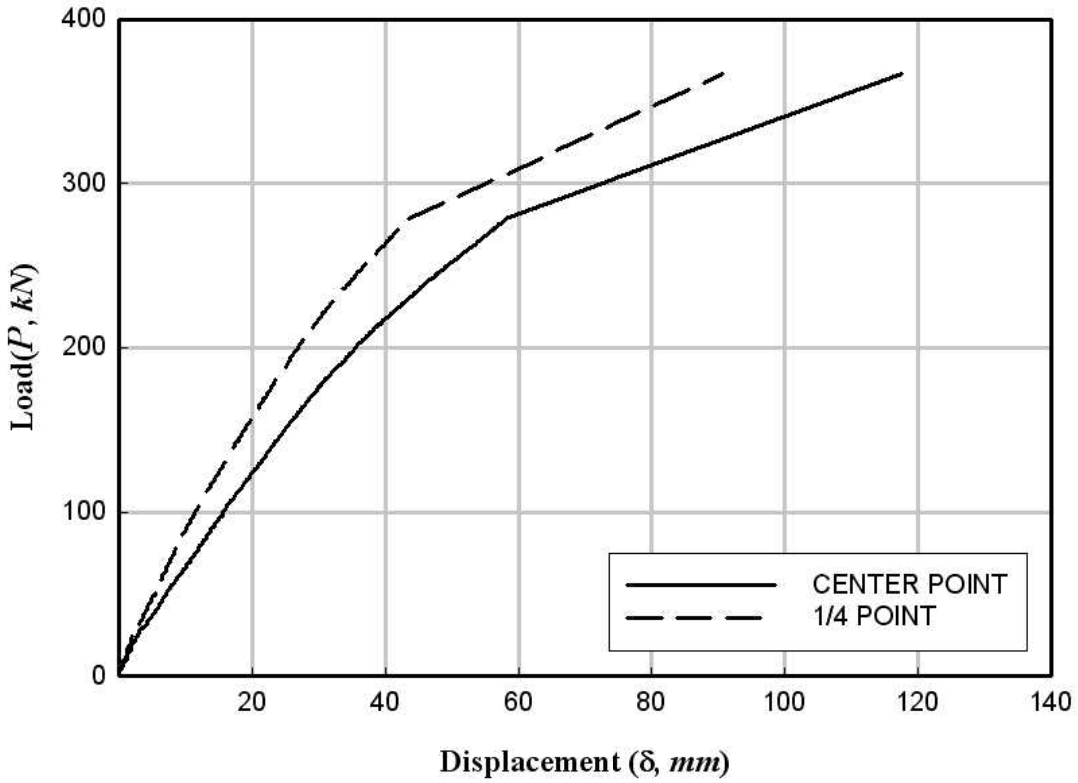


(b) 실험체 단부 변형모양

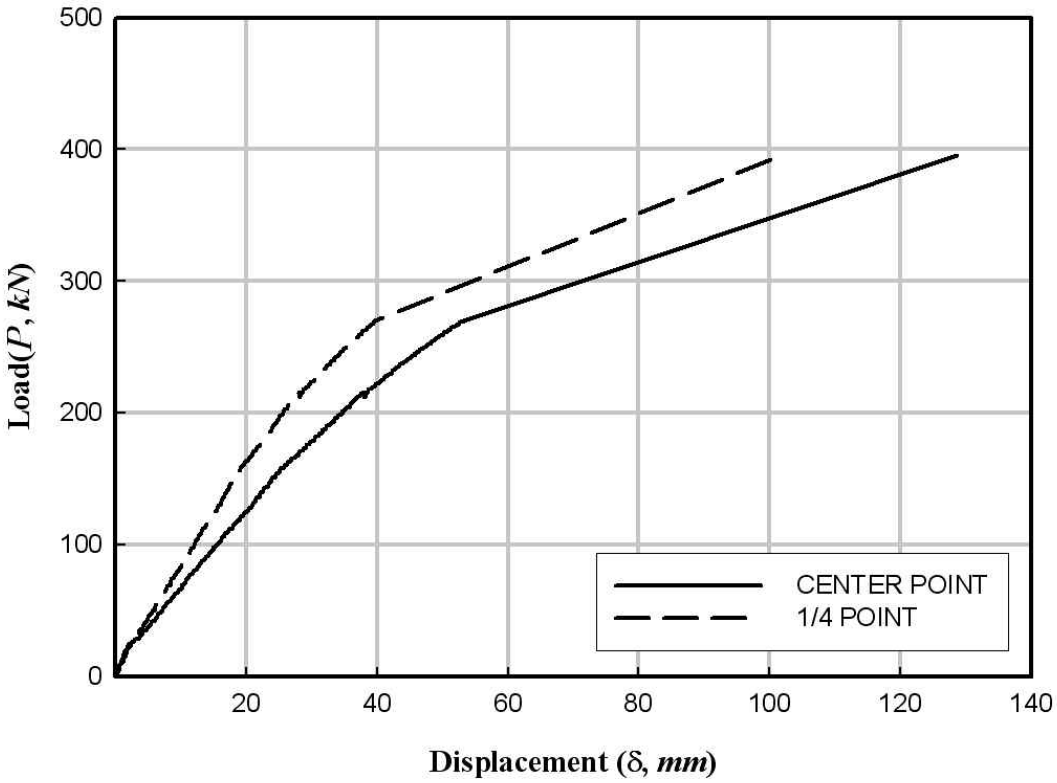
[그림 5.4] HCFFT 휨실험체의 파괴형상

[표 5.2] HCFFT 휨강도실험 결과

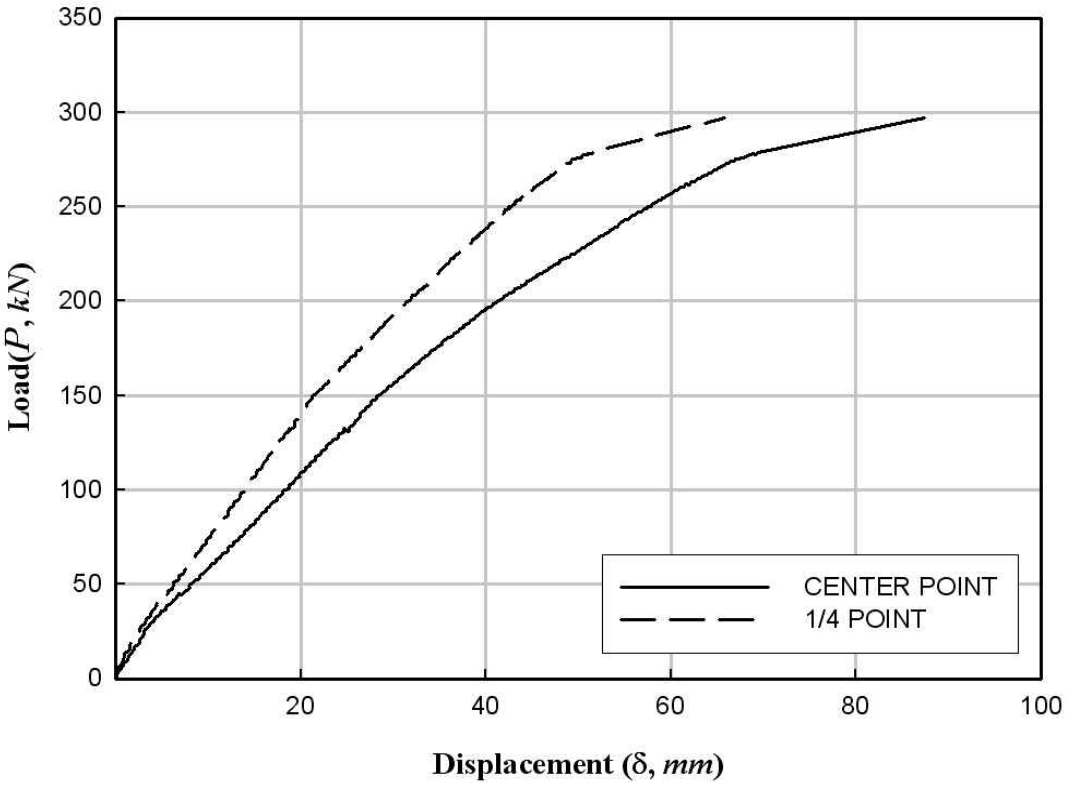
시편번호	FFRP 두께 (t_f, mm)	최대하중 (P_u, kN)		파괴모멘트 (M_u, kNm)		최대변위 (δ_{max}, mm)		1/4부분 최대변위 ($\delta_{1/4}$, mm)	
		시편별	평균	시편별	평균	시편별	평균	시편별	평균
2.8-1	2.8	367.0	353.1	367.0	353.1	149.9	129.2	112.9	98.2
2.8-2		395.3		395.3		130.1		101.6	
2.8-3		297.1		297.1		107.5		80.2	
4.2-1	4.2	376.2	351.6	376.2	351.6	132.5	135.4	96.1	102.3
4.2-2		356.0		356.0		148.5		112.1	
4.2-3		322.5		322.5		125.2		98.6	
5.6-1	5.6	392.8	397.2	392.8	397.2	114.9	114.9	84.8	84.6
5.6-2		351.9		351.9		111.9		84.4	
5.6-3		446.8		446.8		117.8		84.7	



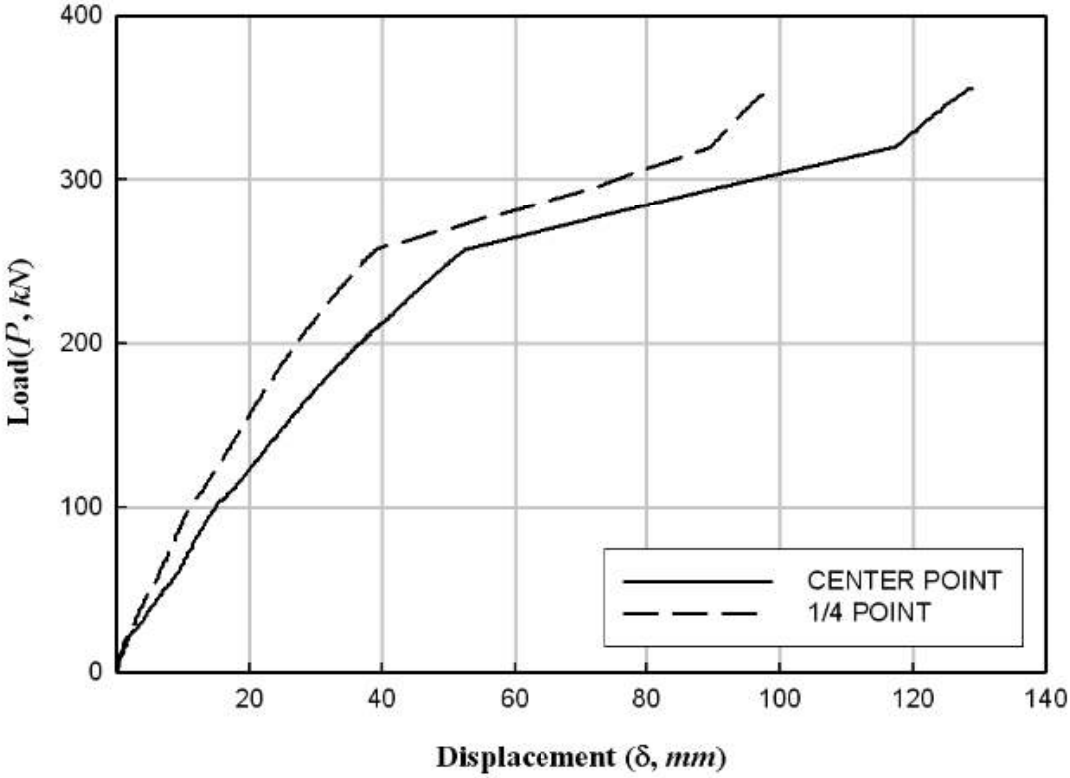
[그림 5.5] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(2.8-1)



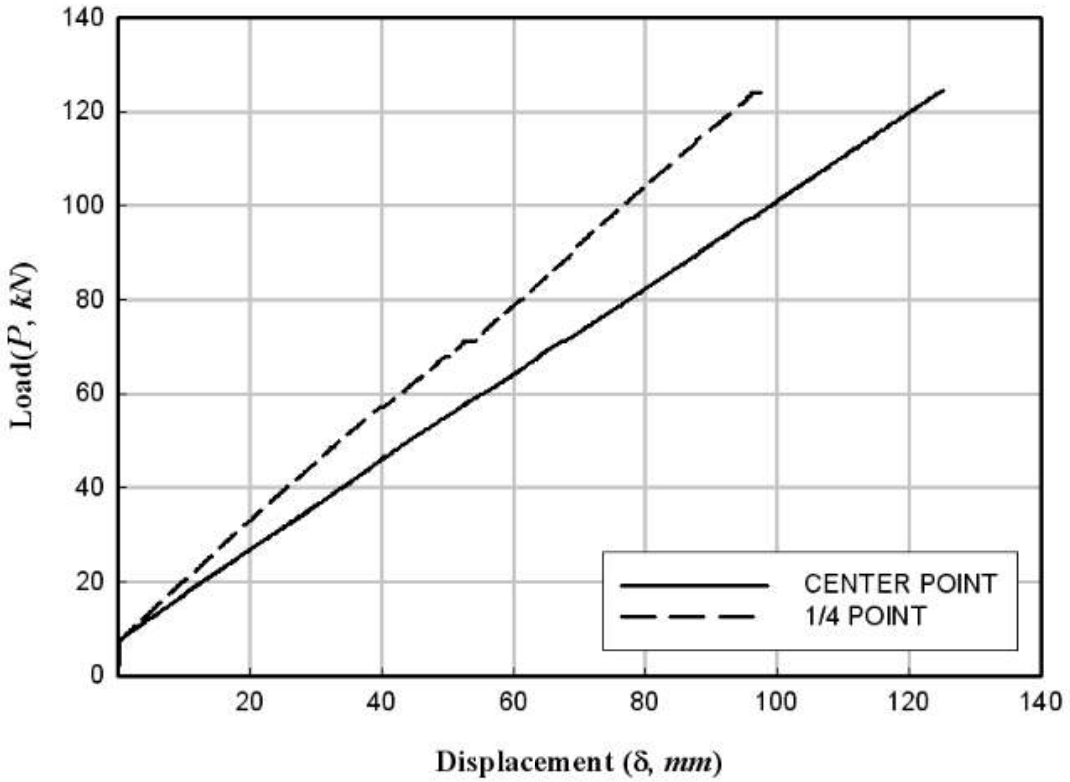
[그림 5.6] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(2.8-2)



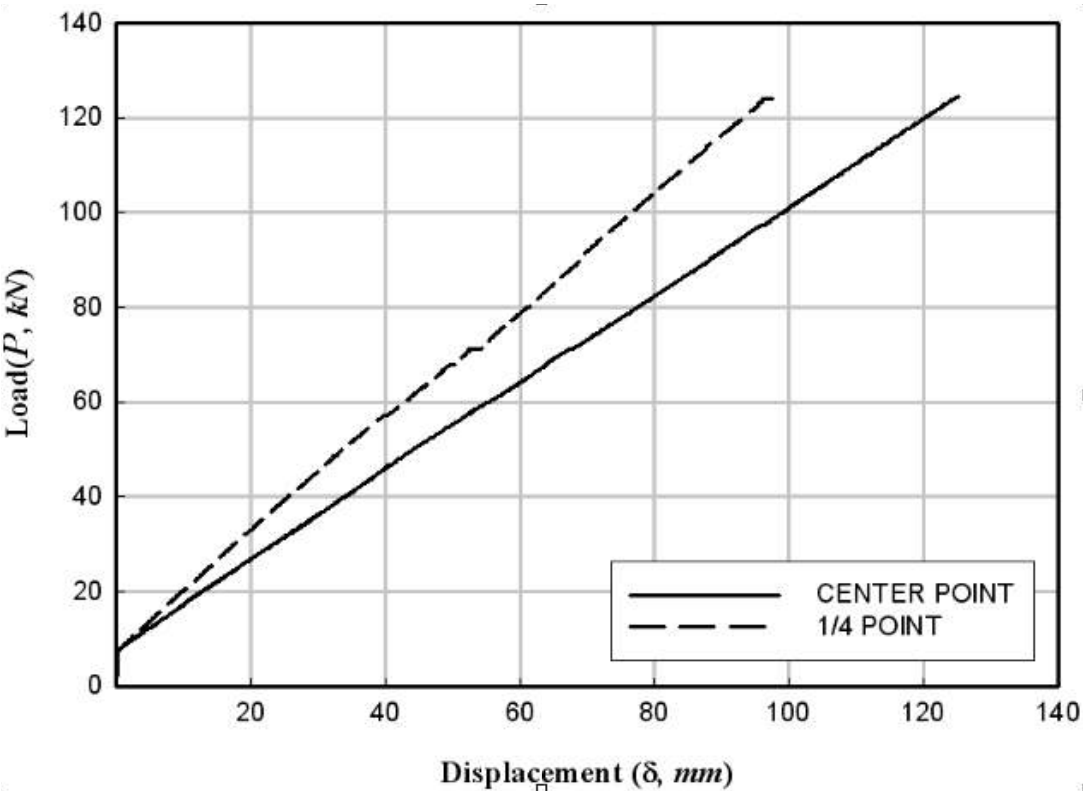
[그림 5.7] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(2.8-3)



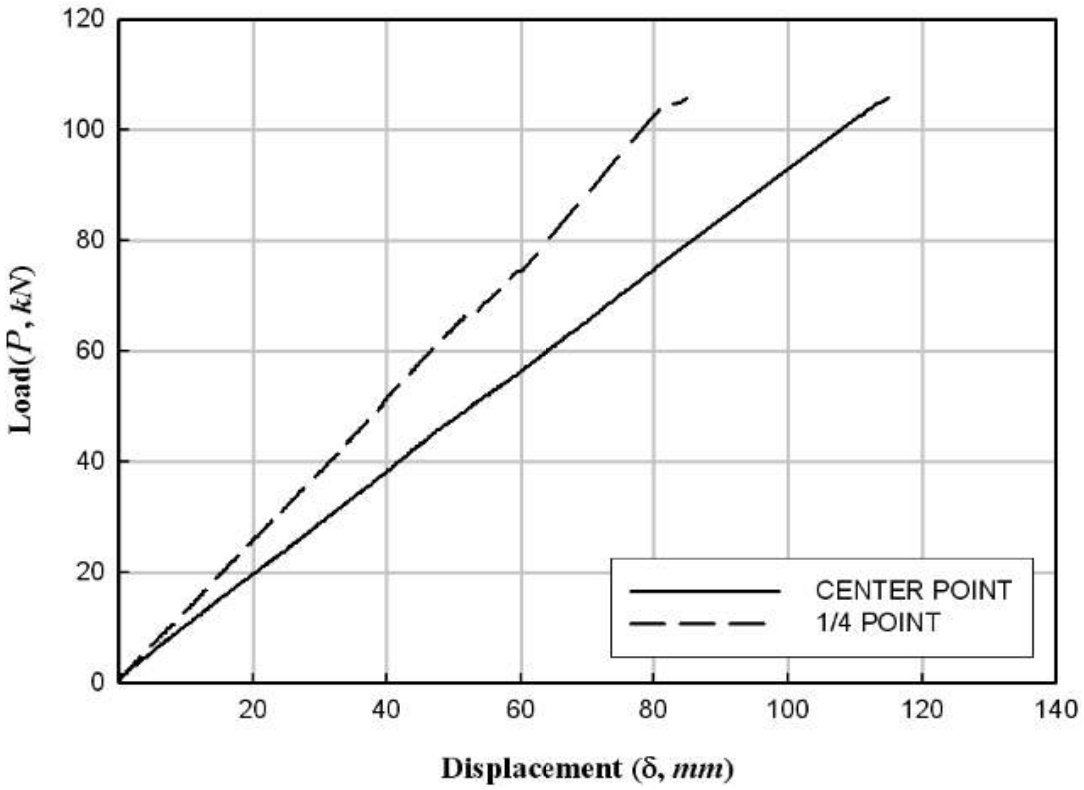
[그림 5.8] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(4.2-1)



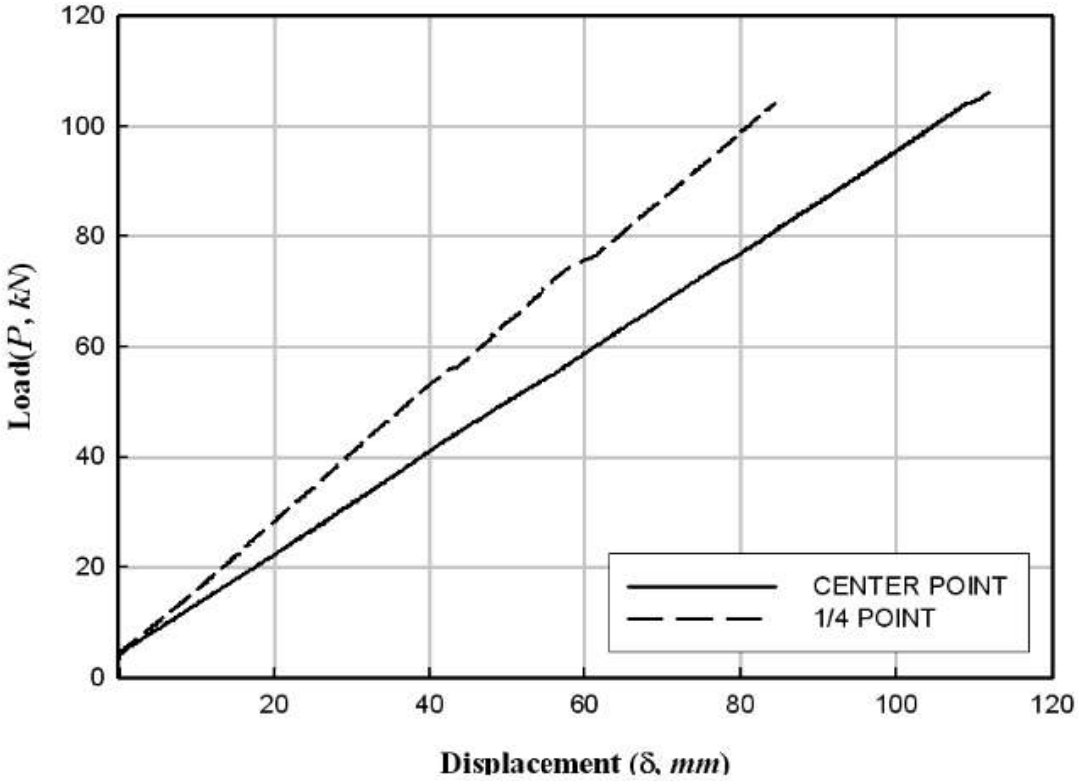
[그림 5.9] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(4.2-2)



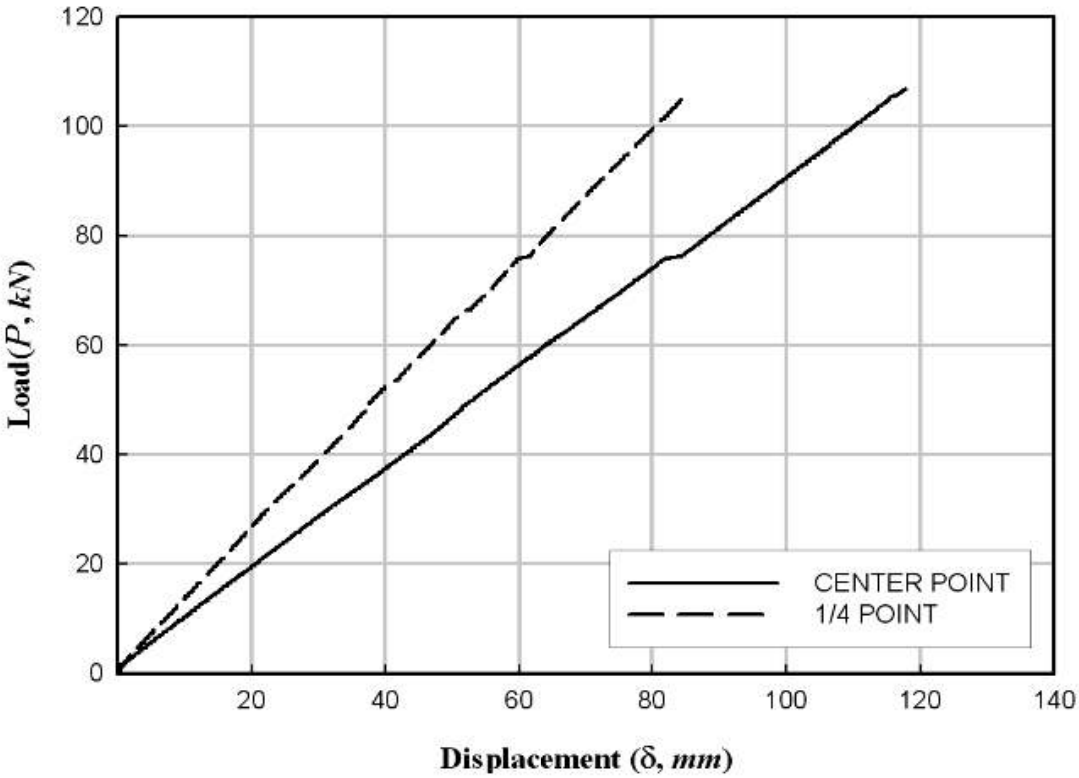
[그림 5.10] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(4.2-3)



[그림 5.11] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(5.6-1)

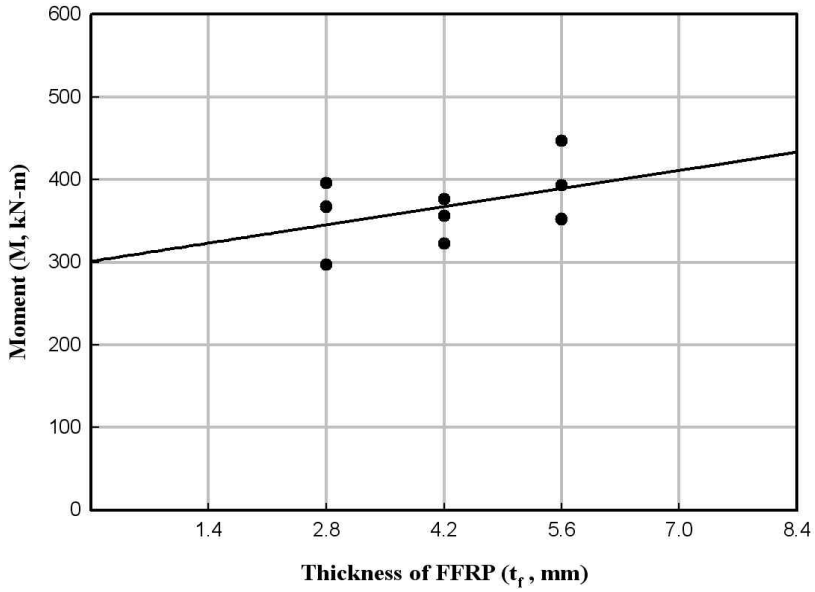


[그림 5.12] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(5.6-2)



[그림 5.13] HCFFT 휨실험체의 하중-변위 관계(5.6-3)

HCFFT 휨강도실험결과, 각 실험결과를 FFRP의 두께에 대한 휨강도로 회기분석하였을 때 강도가 증가하는 것으로 나타났다. 하지만, 휨강도의 증가량의 매우 작고, 편차가 크기 때문에 추가적인 실험이 필요하다고 판단된다. [그림 5.14]는 FFRP의 두께에 따른 파괴시의 모멘트와 추세선을 나타낸 것이다.



[그림 5.14] FFRP 두께에 따른 파괴시의 모멘트 변화량

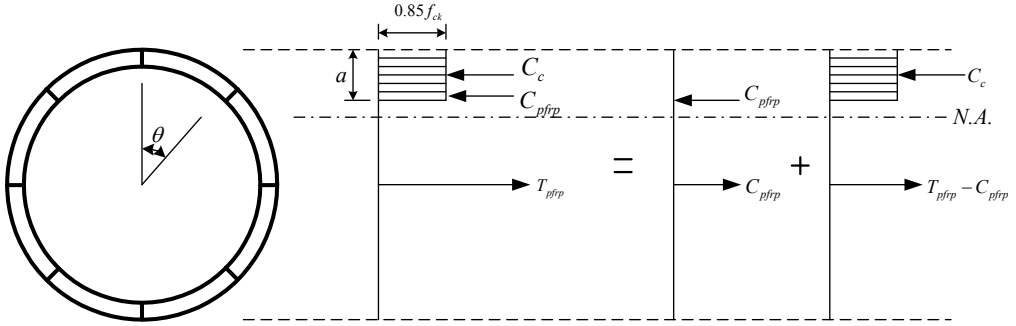
HCFFT 휨실험 중 PFRP와 FFRP 사이의 부착이 떨어지는 현상이 발생하였다. 따라서 PFRP와 FFRP의 부착이 떨어질 때의 휨모멘트를 이용하여 PFRP와 FFRP의 부착강도를 파악할 수 있다. 따라서, 각 시편에서 PFRP와 FFRP의 부착이 떨어졌을 때, 단면에서 발생한 최대 휨응력(부착강도)을 [표 5.3]에 나타내었다.

[표 5.3] PFRP와 FFRP의 부착강도

시편번호	FFRP 두께 (t_f, mm)	부착강도(MPa)	
		시편별	평균
2.8-1	2.8	134.66	129.56
2.8-2		145.02	
2.8-3		109.00	
4.2-1	4.2	136.14	127.21
4.2-2		128.80	
4.2-3		116.70	
5.6-1	5.6	140.19	141.75
5.6-2		125.59	
5.6-3		159.46	

Ⅴ-3. HCFFT 휨강도평가식

대구경 HCFFT의 휨강도는 휨모멘트로 인한 단면 내의 인장력과 압축력에 대한 평형 관계식을 적용하여 예측할 수 있다. HCFFT에 휨모멘트가 작용했을 때 단면 내에 작용하는 인장력과 압축력의 평형 관계는 [그림 5.15]에 나타내었다.



[그림 5.15] HCFFT 휨거동에 대한 단면 내 평형 관계

[그림 5.15]에서 단면의 저항 모멘트는 중립축 위와 아래의 PFRP의 우력 모멘트와 압축 콘크리트와 인장부 PFRP의 우력 모멘트로 나눌 수 있다. 또한, 콘크리트는 FFRP로 구속되어 있기 때문에, HCFFT 압축강도실험에서 구한 동일한 구속계수를 적용하였으며, PFRP는 중립축의 변화에 따라 단면의 리브를 고려할 수 없기 때문에 동일한 단면 성질을 갖는 ring형 단면으로 치환하여 압축강도를 고려하였다. HCFFT의 휨강도식은 식 (5.1)과 같다.

$$M_{HCFFT} = \frac{f_{pfrp} D^3}{8}\left[(2\alpha-\pi)\left(\frac{\alpha\sin\theta}{\theta(\pi-\alpha)}+\frac{\sin\theta}{\theta}\right)+(\pi-\alpha)\left(\frac{\alpha\sin\theta}{\theta(\pi-\alpha)}+\frac{2\sin^3\theta}{3(\theta-\sin\theta\cos\theta)}\right)\right] \quad (5.1)$$

식 (5.1)에서 D는 단면의 지름, θ는 단면 중심과 수직인 직선과 중립축과 만나는 반지름 사이의 각을 의미한다. 또한, α는 θ에 대한 매개변수이며 식 (5.2)와 같다.

$$\alpha = \theta - \frac{1}{2}sin\theta \quad (5.2)$$

또한, 식 (5.1)을 고려할 때 θ는 인장력과 압축력의 평형관계를 이용하여 수치해석적으로 계산하였다. [표 5.4]은 실험 결과와 휨강도식의 결과를 비교한 것이다.

[표 5.4] HCFFT 휨실험과 휨강도식의 결과 비교

FFRP 두께 (mm)	평균실험결과 (kNm)	해석결과 (kNm)	오차 (%)
2.8	353.1	356.3	0.91
4.2	351.6	358.3	1.91
5.6	397.2	360.7	9.19

이 연구에서는 기존 연구(정 등, 2010) 내용을 참고로 하여, 직경은 $400mm$이고, 두께가 $9mm$인 강판으로 보강한 CFT에 대한 압축실험결과와 직경은 동일하고 두께 $2.8mm$, $4.2mm$, $5.4mm$인 FFRP로 보강한 HCFFT의 강도비교를 수행하였다. 압축강도는 식 (4.2), 휨강도는 식 (5.1)를 적용하여 고려하였다. 해석결과 HCFFT의 압축강도 및 휨강도는 CFT와 유사하거나 우수하게 나타났으며, HCFFT는 말뚝으로 사용할 때 CFT보다 효율적인 부재임을 확인하였다. HCFFT와 CFFT의 결과비교는 [표 5.5]에 나타내었다.

[표 5.5] HCFFT 휨실험과 휨강도식의 결과 비교

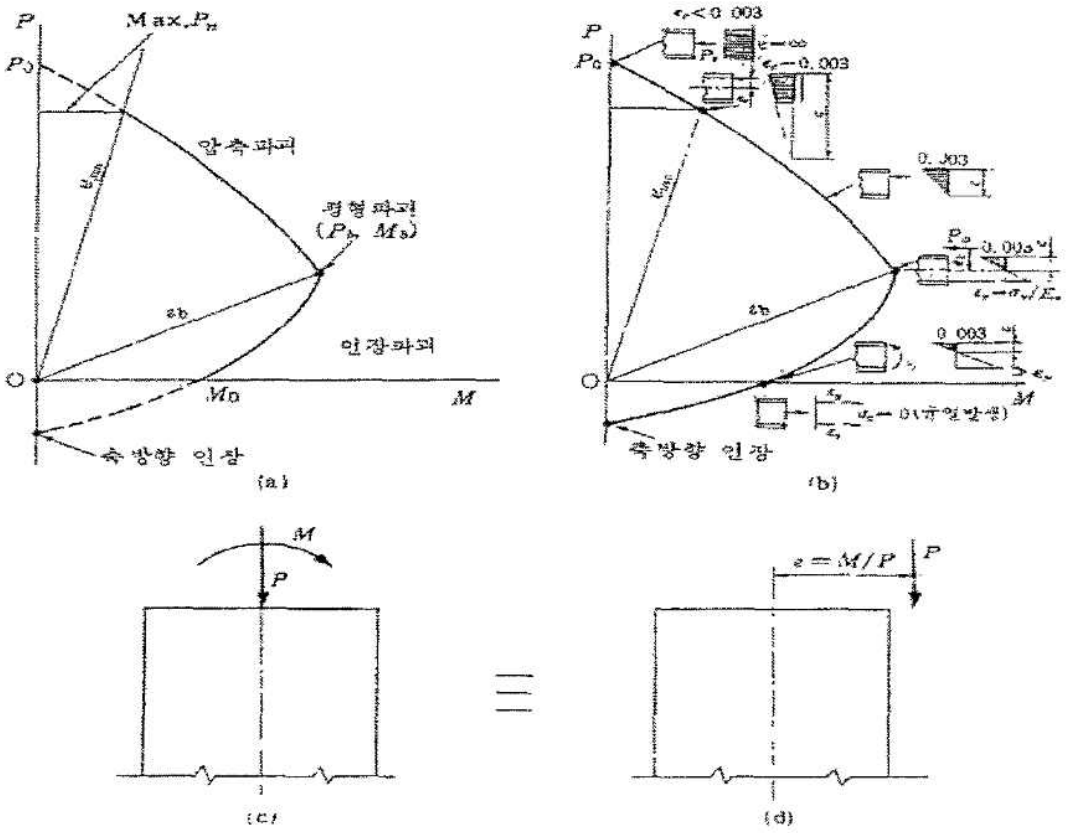
하중 종류	CFT	HCFFT		
		t_{ffrp}=2.8mm	t_{ffrp}=4.2mm	t_{ffrp}=5.6mm
압축성능 (kN)	8,802	7,986	9,144	10,302
휨성능 (kNm)	2,445	2,575	2,663	2,754

Ⅴ-4. HCFFT의 P-M 상관도

축방향 압축을 받는 HCFFT 말뚝은 순수한 압축하중 외에 편심하중에 의한 휨모멘트가 동시에 발생한다. 따라서 압축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 보-기둥 부재(beam-column)에 대한 해석이 이루어져야 하며, 일반적인 콘크리트 부재는 P-M 상관도를 이용한 설계가 이루어지고 있다. 따라서, 이 연구에서는 실험을 통해 유도 또는 증명한 압축강도 평가식과 휨강도 평가식을 이용한 HCFFT 말뚝의 P-M 상관도를 제안하였다.

가. P-M 상관도의 관련 이론

압축부재의 중심축에 따라 작용하는 압축하중은 축방향 압축하중이라 하며, 축방향 압축하중만이 재하되는 압축부재는 실제로는 거의 없다. 즉, 대부분의 압축부재는 축방향 압축하중이 편심으로 재하되기 때문에 단면 내에 휨모멘트가 발생하게 된다. 이와 같은 축방향 압축하중과 휨모멘트의 영향을 동시에 고려하여 설계할 수 있도록 두 하중의 관계를 나타낸 것을 P-M 상관도라고 한다. P-M 상관도의 개념을 설명하기 위한 예는 [그림 5.16에 나타내었다.



[그림 5.16] P-M 상관도

[그림 5.17]에서 P_o는 중심축 압축강도이고, 이 때 휨모멘트는 0이며, M_o는 휨강도이고, 이 때 축방향 압축하중은 0이다. 압축파괴 영역에서 모멘트가 증가하면 축방향 압축하중은 감소한다. 말뚝에 발생하는 압축력과 휨모멘트가 이 곡선으로 둘러싸인 면적 안에 들어오면 안전하지만, 바깥으로 나가면 파괴된다. 원점에서 곡선에 이르는 방사선은 모멘트와 축방향 압축하중의 비(e, M/P)를 나타낸다. 즉, 편심거리를 나타내며 이 값은 기둥에 따라 일정한다.

[그림 5.17(b)]는 압축하중의 위치에 따라 변화하는 부재 단면의 변형을 나타낸 것이다. 압축하중과 휨모멘트를 동시에 받는 이러한 부재에서 콘크리트의 변형률이 극한 변형률 0.003에 달하고, 동시에 철근의 변형률이 항복변형률에 도달하는 상태가 나타나는데, 이 때를 균형 변형률 상태(balanced failure condition)라고 하며, [그림 5.17(b)]에 나타낸 것과 같다. 또한, 이 때의 편심거리를 균형편심이라고 한다.

휨부재로 철근이 배근된 말뚝에 인장철근의 도심으로부터 편심재하된 압축하중이 작용할 경우, 축방향 압축하중은 식 (5.3)과 같다.

$$P_n = C_c + C_s - T \tag{5.3}$$

여기서, $C_c = 0.85 f_{ck} ab$

$C_s = A_s' f_y$

$T = A_s f_s$

식 (5.3)에서 말뚝 내의 인장철근은 항복하지 않는다고 가정하였으며, 이 때 축방향 압축력은 식 (5.4), 인장측 도심에 대한 휨강도는 식 (5.5)와 같다.

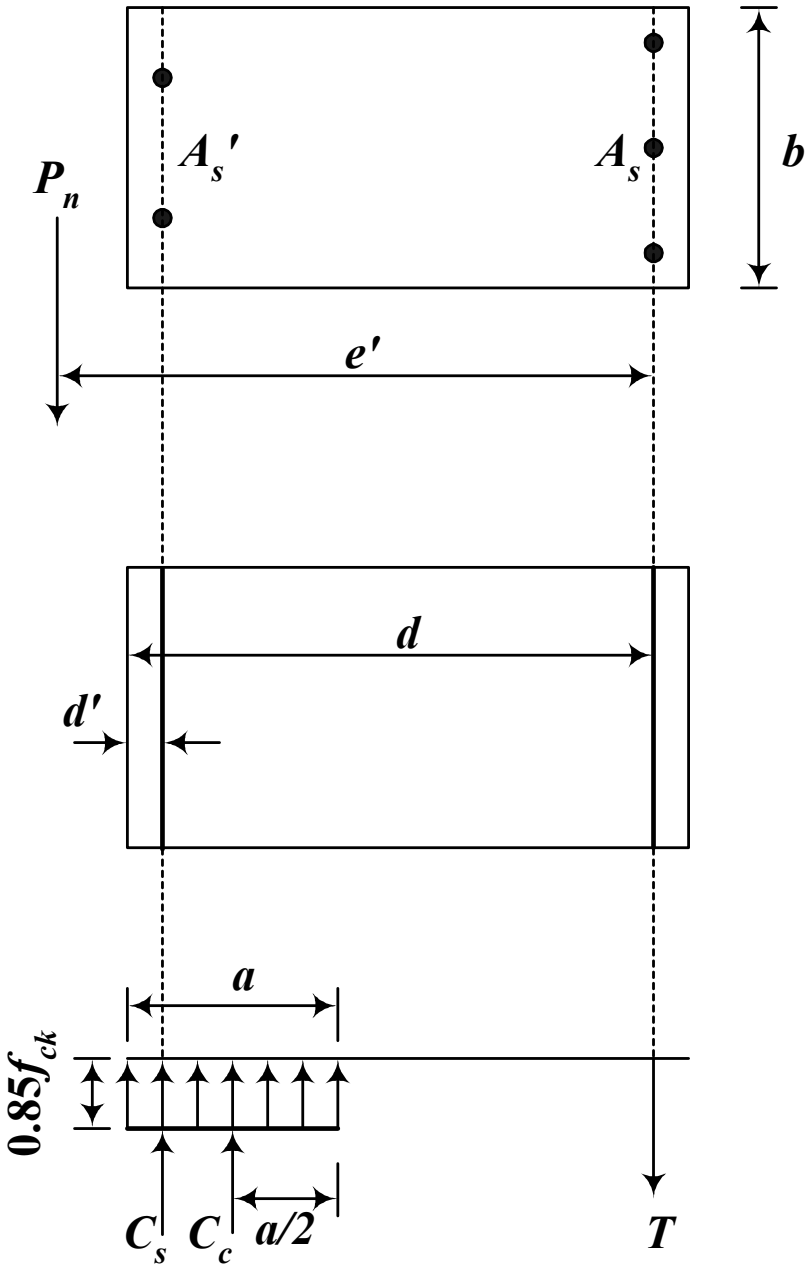
$$P_n = 0.85 f_{ck} ab + A_s' f_y - A_s f_s \tag{5.4}$$

$$M_n = P_n e' = 0.85 f_{ck} ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \tag{5.5}$$

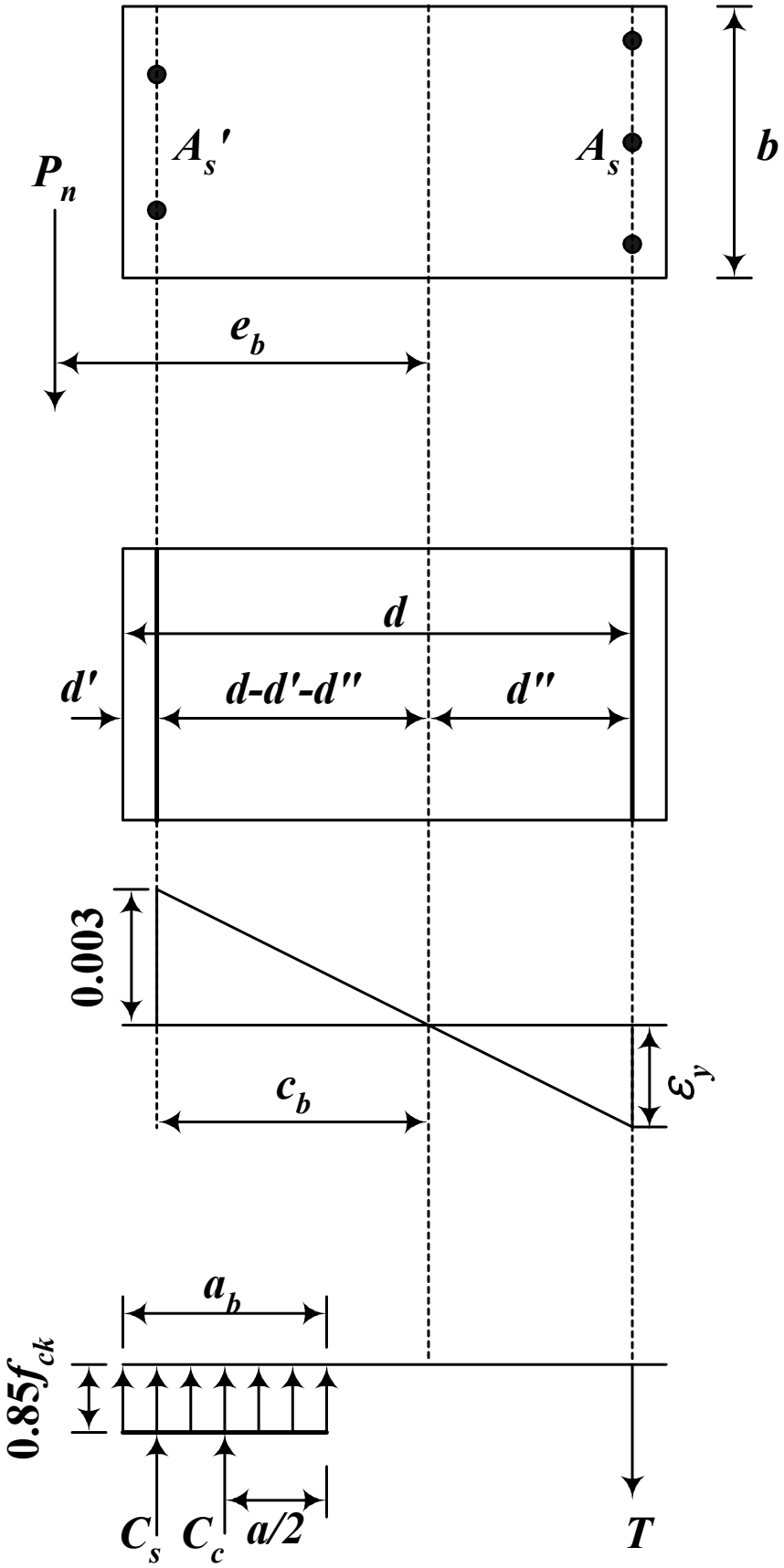
① 균형변형률 상태

콘크리트의 전단면이 균등하게 $0.85 f_{ck}$의 응력이 재하되고, 철근도 균등하게 항복점 응력 f_y에 도달한다고 가정했을 때의 전체 응력의 합력의 작용점을 단면의 소성중심(plastic centroid)이라고 한다. 철근이 대칭으로 배치된 대칭단면에서 소성중심은 단면의 중심(도심)이다. 보통의 기둥에서는 철근은 대칭으로 배치된다. 철근이 대칭으로 배치된 압축부재의 하중상태는 [그림 5.17]에 나타낸 것과 같다.

콘크리트 변형률이 0.003이 되고 동시에 모든 철근응력이 항복응력에 도달하는 상태를 균형변형률상태(balanced strain condition) 또는 균형상태(balanced condition)라고 한다. 균형상태를 이루는 축방향 압축력과 축방향 모멘트는 [그림 5.18]에 나타낸 것과 같다.



[그림 5.17] 편심하중을 받는 기둥



[그림 5.18] 균형변형률상태의 압축부재

[그림 5.3]에 나타낸 것과 같이 단면이 균형변형률 상태에 있다면 변형률은 위에서 3번째 그림과 같이 될 것이므로, 중립축의 위치는 식 (5.6)과 같다.

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} d \tag{5.6}$$

그러므로 콘크리트의 응력사각형 깊이는 식 (5.7)과 같다.

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} d \tag{5.7}$$

그림에서 $\sum V = 0$을 적용하면, 압축강도는 식 (5.8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_b = 0.85 f_{ck} a_b b + A_s' f_y - A_s f_y \tag{5.8}$$

소성중심에 대하여 $\sum M = 0$을 적용하면, 식 (5.9)와 같다.

$$\begin{aligned} M_b &= P_b e_b \\ &= 0.85 f_{ck} a_b b \left(d - d'' - \frac{a_b}{2} \right) + A_s' f_y (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \end{aligned} \tag{5.9}$$

식 (5.8), 식 (5.9)에서 위의 a_b의 값을 대입하면 균형하중 및 균형모멘트를 구할 수 있으며, 균형편심은 식 (5.9)로부터 구할 수도 있으며, 식 (5.10)에 나타낸 것과 같이 구할 수도 있다.

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \tag{5.10}$$

보가 균형상태가 되기 위해서는 어떤 특정비율의 철근비 즉, 균형철근비를 필요로 하지만, 압축부재가 균형상태가 되기 위해서는 어떤 특정한 편심 e_b를 가지고 특정하중 P_b가 작용하여야 한다. 즉, 균형보의 단면비가 문제이지만 균형기둥은 기둥의 재하조건의 문제이다. 또한, 보는 압축파괴를 피하고 연성파괴를 유도하기 위해서는 균형보를 하지 않을 수도 있지만, 기둥에서는 압축파괴나 균형파괴를 회피할 수 없다.

② 기둥강도가 인장으로 지배되는 경우

$e > e_b$이면, $P_b > P_u$로 되어, 기둥의 강도가 철근의 인장으로 지배되면, 인장철근이 먼저 항복한다. 따라서 인장철근의 응력은 $f_s = f_y$이고 압축철근의 응력은 정확하게는 $f_y - 0.85f_{ck}$이지만 실용적으로는 f_y로 볼 수 있으므로, 이들을 식 (5.4)와 식 (5.5)에 대입하여 P_n을 소거하고 a/d를 구하면 식 (5.11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{a}{d} = 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2\left\{\frac{e'}{d}(\rho m - \rho' m) + \rho' m\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\right\}} \tag{5.11}$$

여기서, $\rho = \dfrac{A_s}{bd}$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_{ck}}$$

따라서 이 경우의 단면의 공칭강도는 식 (5.11)을 식 (5.4)에 대입하여 식 (5.12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_n = 0.85f_{ck}bd\left\{\rho' m - \rho m + \left(1 - \frac{e'}{d}\right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + \frac{2e'}{d}(\rho m - \rho' m) + 2\rho' m\left(1 - \frac{d'}{d}\right)}\right\} \tag{5.12}$$

③ 기둥강도가 압축으로 지배되는 경우

$e < e_b$이면 기둥의 강도가 콘크리트의 압축으로 지배되어 $P_b < P_u$가 되어 인장철근이 항복하기 전에 콘크리트가 먼저 압축파괴를 일으킨다.

이 때의 공칭강도 P_n은 P_o와 P_b 사이에서 P_n이 M_n에 비례한다고 가정하여 구한다. 즉, M_n이 M_b까지 증가함에 따라 P_n은 P_0에서부터 P_b까지 감소한다. 따라서 P_n은 식 (5.13)과 같은 일차방정식의 형태로 나타낼 수 있다.

$$P_n = P_0 - (P_0 - P_b)\frac{M_n}{M_b} \tag{5.13}$$

위 식에서 $M_n = P_n e$, $M_b = P_b e_b$를 대입하면 공칭강도는 식 (5.14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_n = \frac{P_0}{1+\frac{e}{e_b}\left(\frac{P_0}{P_b}-1\right)} \tag{5.14}$$

여기서, $P_0 = 0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$

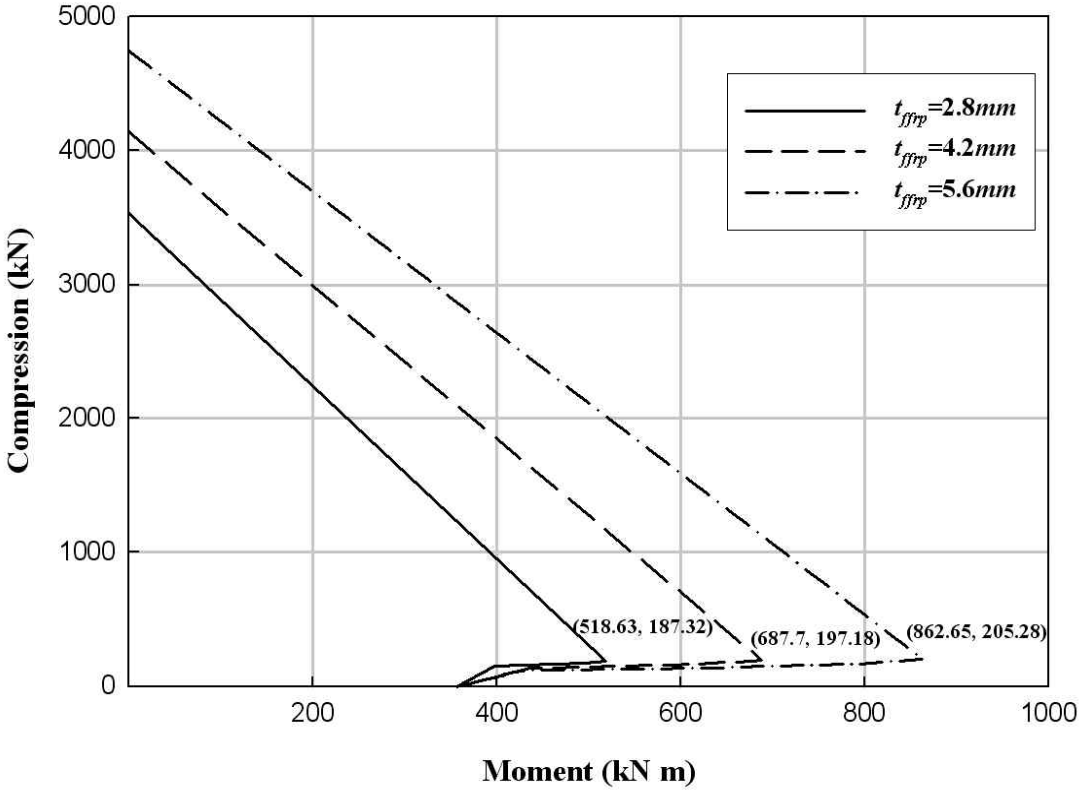
위에서 나타낸 것과 같이 압축재의 해석과 설계에 있어서는 위의 계산식들을 사용하거나 또는 변형의 적합조건에 의한 방법(strain compatibility analysis)에 의하여 이루어져야 한다.

나. HCFFT의 P-M 상관도

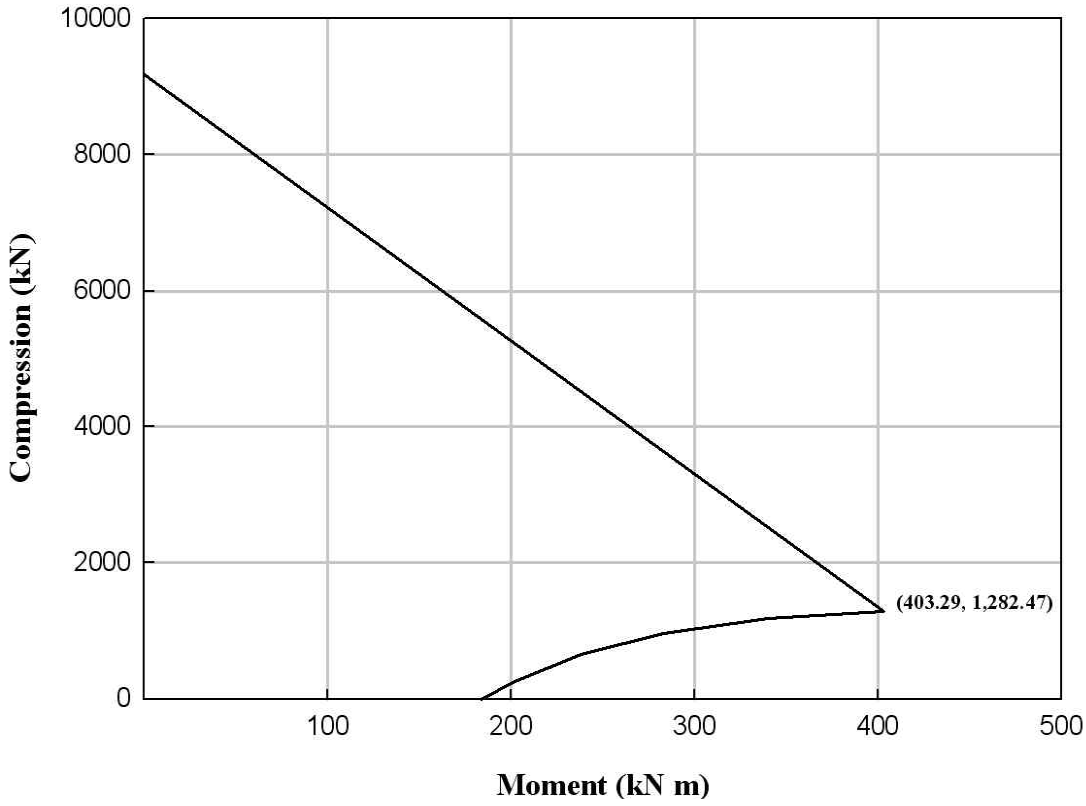
HCFFT는 앞서 설명한 것과 같이 철근을 사용하지 않은 무강재 말뚝으로서, 앞서 설명한 철근을 휨부재로 사용하는 압축재의 식들을 적용할 수 없다. HCFFT에서 인장재로 사용되는 PFRP는 항복 없이 선형탄성에 가까운 거동을 나타내다가 파괴된다. 이와 같은 PFRP의 인장거동 특성을 반영하여 식 (5.3)～식 (5.14)에서 f_y를 f_{pfrp}로 치환하여 계산하면, HCFFT의 P-M 상관도를 얻을 수 있다. 또한, 이 연구에서 제안한 HCFFT의 압축강도 평가식과 휨강도 평가식을 반영하여야 한다.

그러나 철근과는 다르게 PFRP는 단면의 형태가 복잡하기 때문에 편심영향에 따른 인장부 PFRP와 압축부 PFRP의 단면적, 도심 등을 구하기 어렵다. 따라서, 이 연구에서는 실험을 위해 제작하였던 단면에 대한 수치해석을 통하여 PFRP의 단면 성질을 반영하였다. 그러나, 실용화된 PFRP의 경우, 추가적인 여러 실험 및 해석적 연구를 통해 도출해낸 최적의 단면 형태에 대하여 매개변수해석을 수행한 해석 알고리즘을 도입하여야 할 것으로 판단된다.

이 연구에서는 실험을 위해 제작하였던, 직경 300mm와 직경 400mm인 HCFFT의 P-M 상관도는 [그림 5.19], [그림 5.20]에 나타내었다. 일반적으로 철근은 재료적 성질이 유사하기 때문에 배근간격 및 직경이 휨강도의 설계변수가 된다. 그러나 PFRP는 단면의 형태를 현장 상황에 적절하게 변경할 수 있고, 보강섬유의 배치방향에 따라 강도 및 강성을 향상시킬 수 있다. 따라서, 동일한 직경 내에서도 PFRP의 형태에 따라 다른 P-M 상관도를 얻을 수도 있다.



[그림 5.19] 직경 300mm인 HCFFT의 P-M 상관도



[그림 5.20] 직경 400mm인 HCFFT의 P-M 상관도

Ⅴ-5. HCFFT의 경제성 분석

이 연구에서는 앞에서 언급한 HCFFT의 압축 및 휨 성능과 재료비 등을 고려하여 경제성 분석을 실시하였다. 경제성 분석은 기존에 가장 많이 적용되는 말뚝 형식인 강관말뚝과 PHC말뚝과 비교하는 방법으로 수행하였으며, 경제성 분석을 위한 말뚝의 제원은 [표 5.6]~[표 5.8]에 나타낸 것과 같다.

[표 5.6] 경제성 분석을 위한 강관말뚝의 제원

직경 (mm)	두께 (mm)	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	포아송비	휨강도 ($kN \cdot m$)		압축강도 (kN)
							허용	극한	극한
406.4	12.0	1.170	148.7	28,900	200	0.30	199.37	334.66	3,494.1
508.0	12.0	1.470	187.0	57,500	200	0.30	317.13	532.32	4,394.2
600.0	12.0	1.740	221.7	95,800	200	0.30	447.26	750.76	5,209.3

[표 5.7] 경제성 분석을 위한 PHC말뚝의 제원

직경 (mm)	두께 (mm)	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	포아송비	휨강도 ($kN \cdot m$)		압축강도 (kN)
							균열	파괴	허용
400	65	1.780	704	102,433	42	0.15	62	88	1,120
450	70	2.170	861	160,675	42	0.15	87	128	1,370
500	80	2.740	1,084	247,794	42	0.15	117	161	1,730
600	90	3.750	1,480	495,913	42	0.15	193	256	2,360

[표 5.8] 경제성 분석을 위한 HCFFT의 제원

직경 (mm)	콘크리트 채움	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	포아송비	휨강도 ($kN \cdot m$)		압축강도 (kN)
							균열	파괴	극한
300 (와인딩 두께: 4.2)	○	1.708	727	42,035	26.70	0.14	279.16	353.14	4,787.52
	X	0.209	111	9,983	24.19	0.37	-	203.11	253.89
400 (와인딩 두께: 5.6)	○	3.036	1,292	132,850	29.67	0.14	731.78	925.71	9,967.32
	X	0.390	207	36,960	24.33	0.37	-	558.77	477.58

※ 콘크리트 설계기준강도: $30MPa$

경제성 분석 과정에서 강관말뚝과 PHC말뚝(A종)은 물가자료(2013.1)에서 제시하고 있는 자재비를 참고로 하였으며, HCFFT의 단가는 연구과정에서 시제품을 제작할 때의 단가인 5,000원/kgf을 적용하였다. 또한, HCFFT의 내부 콘크리트 속채움을 위한 비용은 재료비, 노무비, 경비를 모두 포함하여 100,000원/m^3으로 평가하였다. [표 5.6]~[표 5.8]에 나타낸 각 말뚝의 재료비 분석 결과는 [표 5.9]~[표 5.11]에 정리하였다.

[표 5.9] 강관말뚝의 재료비 분석결과

직경 (mm)	두께 (mm)	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	내력 (kN)	재료비 (원/m)	
							물가자료 (2013.1)	내력대비 (원/m/$tonf$)
406.4	12.0	1.170	148.7	28,900	200	1,300	126,040	970
508.0	12.0	1.470	187.0	57,500	200	1,600	158,440	990
600.0	12.0	1.740	221.7	95,800	200	2,000	191,160	956

[표 5.10] PHC말뚝의 재료비 분석결과

직경 (mm)	두께 (mm)	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	내력 (kN)	재료비 (원/m)	
							물가자료 (2013.1)	내력대비 (원/m/$tonf$)
400	65	1.780	704	102,433	42	850	26,480	312
450	70	2.170	861	160,675	42	1,050	32,160	306
500	80	2.740	1,084	247,794	42	1,300	40,640	313
600	90	3.750	1,480	495,913	42	1,800	55,680	309

[표 5.11] HCFFT의 재료비 분석결과

직경 (mm)	두께 (mm)	단위중량 (kN/m)	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	탄성계수 (GPa)	내력 (kN)	재료비 (원/m)	
							물가자료 (2013.1)	내력대비 (원/m/$tonf$)
300	4.2	1.708	727	42,035	26.70	1,500	111,800	745
400	5.6	3.036	1,292	132,850	29.67	3,000	208,000	693

HCFFT의 경제성 분석 결과, 내력대비 재료비는 강관말뚝의 경우 956~990원/m/톤, PHC말뚝의 경우 306~313원/m/톤, HCFFT의 경우 693~745원/m/톤으로 평가되었다. 따라서

이 연구에서 개발된 HCFFT는 PHC말뚝에 비해 약 2.2배 정도 재료비가 비싼편이나 강관말뚝에 비해 25%정도 재료비가 절감되는 것으로 분석되었다. 따라서 HCFFT이 강관말뚝이나 PHC말뚝에 비해 경량이므로 운반비가 적게 소요되고 우수한 내력으로 소구경 말뚝의 적용이 가능하여 시공비용이 적게 소요되며, 대량생산시 제작원가를 추가로 낮출 수 있는 등의 추가적인 비용절감 효과를 감안할 경우 경제성이 향상될 것으로 판단된다.

Ⅵ. HCFFT의 연결 방안

일반적인 말뚝 기초는 제작공정상 제조기계의 규모에 의해 무한한 길이로 제작될 수 없을 뿐만 아니라 시공현장으로의 운반에 따른 제품 길이에 제한이 있다. 또한 말뚝시공기계의 높이와 능력에 따른 말뚝길이의 제한이 있다. 따라서 말뚝을 설계할 때 연결부가 고려되어야 하며, 연결부에 대한 구조적 안전성이 고려되어야 한다. 이 연구에서는 기존의 말뚝 부재에 사용되던 연결방법을 조사하고, 소구경 및 대구경 HCFFT 단면에 적합한 연결방법을 제안하였다.

Ⅵ-1. 말뚝 연결부의 요구조건

말뚝의 연결부는 구조적 안전성, 지반 안전성, 시공성 등 여러 가지 요구사항을 만족시키도록 설계, 제작되어야 한다. 이러한 말뚝 연결부에 요구되는 조건을 기술하면 다음과 같다.

가. 구조적 안전성

말뚝의 연결부는 취급, 항타, 사용하중 등의 모든 조건과 관련된 외력, 응력 및 변형에 저항할 수 있어야 한다. 다수개의 연결부를 가지는 말뚝의 경우에 말뚝 상부에 위치한 연결부는 갑작스런 집중하중에 대한 영향을 고려하여 설계되어야 한다. 또한 사용하중하에 휨 및 전단응력이 적게 발생하는 영역을 연결부 위치로 하는 것이 바람직하다. 이러한 연결부 위치 응력은 제시된 허용응력 이하가 되어야 하며, 변형한계는 말뚝과 구조물 상호간 변형에 적합성에 따른 기준을 만족하여야 한다. 또한, 부식과 반복하중 등에 대한 조건을 고려하여야 한다.

나. 지반 안전성

말뚝 단면의 외축으로 돌출된 연결부 표면은 항타시 말뚝과 지반간 계면을 교란시키며, 부착성을 감소시킨다. 따라서 축방향 및 횡방향 말뚝 내력이 감소할 수 있으며, 이러한 문제는 특히 경질 점토, 혈암, 동토층에서 발생한다.

다. 시공성

대부분의 말뚝 연결부 시공은 시공현장에 진행된다. 연결부 위치에 대한 현장접근과 소요인력 및 품질관리 등의 구조적 안전성과 비용에 영향을 주는 주요한 요인을 고려하는데 있어 실제 시공경험과 판단이 매우 중요하다. 또한 말뚝 연결부 시공을 위해 항타가

일시 중지되어 말뚝의 재항타가 어려운 경우에 말뚝 연결부 시공을 위한 시간이 매우 중요하므로 신속시공이 가능할 수 있도록 설계되어야 한다.

Ⅵ-2. 말뚝 연결부의 종류

기존의 기성말뚝은 RC 말뚝, PC 말뚝, PHC 말뚝 등과 같은 콘크리트계 말뚝과 강관 말뚝 및 합성 말뚝으로 구분할 수 있으며, 각각의 말뚝 종류에 따라 서로 다른 연결부 구조를 적용하고 있다. 기존의 기성말뚝의 연결방법은 다음과 같다.

가. 콘크리트 말뚝

콘크리트 말뚝의 연결부에서는 대부분 말뚝본체의 단부에 설치된 강재를 상호 용접하여 연결하는 구조를 사용하고 있다. 철근콘크리트 말뚝(RC말뚝)은 초기에 충전 꼭지식 연결, 볼트식 연결을 사용하기도 했으나, 현재는 대부분 용접식 연결이 사용되고 있다. 프리스트레스트 콘크리트 말뚝(PC말뚝), 고강도 프리스트레스트 말뚝(PHC말뚝)의 연결방법은 단판식과 원통식의 용접연결이 사용되고 있는데, 단판식 연결은 말뚝 단분의 강판을 상호 용접하여 연결하는 방법이며, 원통식은 말뚝 단부에 설치된 원통형의 강판을 상호 용접하여 연결하는 방법이다.

나. 강관 말뚝

강관 말뚝을 현장에서 연결할 때는 용접 연결이 사용되고 있다. 강관 말뚝의 용접 연결시에는 용접부를 받치기 위하여 강관 안쪽에 받침링을 설치하며, 받침링이 용접부에 위치하도록 스토퍼를 공장에서 부착하여 현장에 반입하게 된다.

다. 합성 말뚝

일반적으로 사용되는 합성 말뚝은 팽창성 콘크리트를 원심력 다지기를 실시해 제조하는 중공원형 단면의 강관 콘크리트 말뚝(SC 말뚝)이다. SC 말뚝은 휨내력이 커서 일반적으로 큰 응력이 발생하는 상부 말뚝에만 사용되고, 하부 말뚝에는 PHC 말뚝을 주로 사용하게 된다. 따라서 연결부는 하부 말뚝의 내력보다 큰 강도를 가지고 있어야 한다.

Ⅵ-3. 신소재 말뚝 연결부에 관한 기존 연구

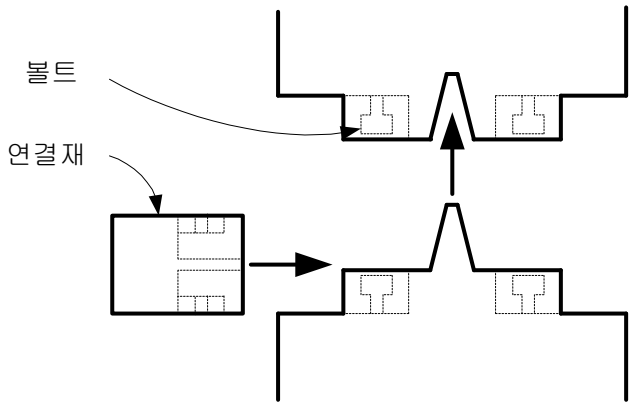
가. 국외 연구 사례

신소재 해상말뚝을 개발하고 제작 및 시공경험이 있는 미국 Lancaster Composites 사의 특별시방서에 따르면, 신소재 말뚝의 연결방법은 미국 PCI(Prestressed Concrete Institute)에서 권고하는 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 설계, 제작 및 시공에 관한 실시요령을 참조하여 사용할 것을 제안하고 있다.

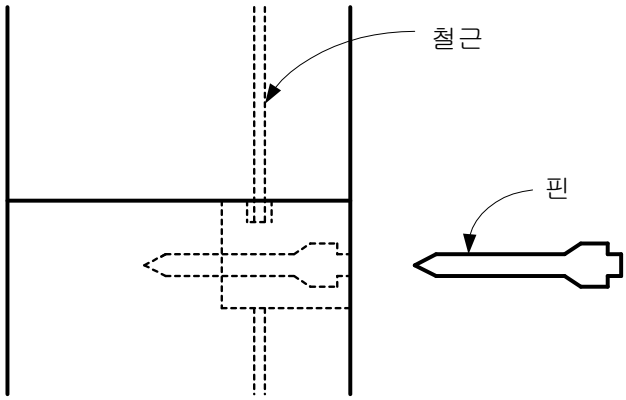
실시요령에 따르면, 연결부는 필요한 관입깊이까지 항타를 계속할 수 있도록 현장 항타시 말뚝의 연결에 필요한 모든 방법으로 정의하고 있다. 현장에 시공되는 말뚝은 하나 또는 여러 개의 연결부를 가질 수 있으며, 각각의 연결부는 항타와 사용하중에 의해 발생할 수 있는 모든 응력과 변형에 저항할 수 있어야 한다. 항타시 발생응력은 인장과 압축에 대한 파형 방정식 해석을 이용하여 측정할 수 있다. 일반적으로 사용되는 연결부의 유형은 다음과 같다.

① 용접 연결
② 기계식 맞물림 연결
③ 연결링을 이용한 연결
④ 쐐기형 연결
⑤ 슬리브형 연결
⑥ 다우웰형 연결
⑦ 포스트텐션 연결

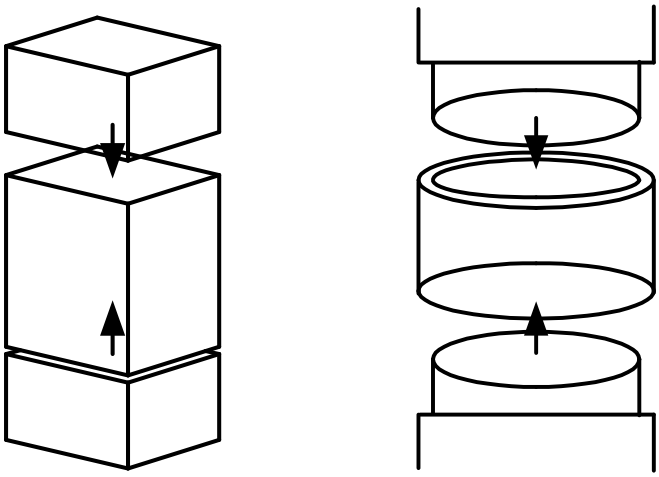
현장조건하에서 위의 여러 가지 연결부 구조에 대해 다양한 거동을 보이게 되는데, 경우에 따라 파괴는 연결부에 직접 발생할 수 있으며, 또 다른 경우 파괴는 연결수단을 말뚝본체에 연결하는 다우웰(dowel)에서 발생할 수 있다. 또한 연결 시스템에서 파괴는 연결부 외에서 발생하게 된다. 말뚝의 강도를 증진시킬 수 있는 연결부 성능 또는 강도 증가의 정도는 치수정확성과 연결부 시공의 정확성에 따르게 된다. 즉, 부주의한 취급 또는 부적절한 현장 시공에 의해 필요한 강도와 거동에 있어 많은 차이를 발생시키게 된다. [그림 6.1]은 일반적으로 사용되는 파일의 연결부를 개략적으로 나타낸 것이다.



(a) Wedge

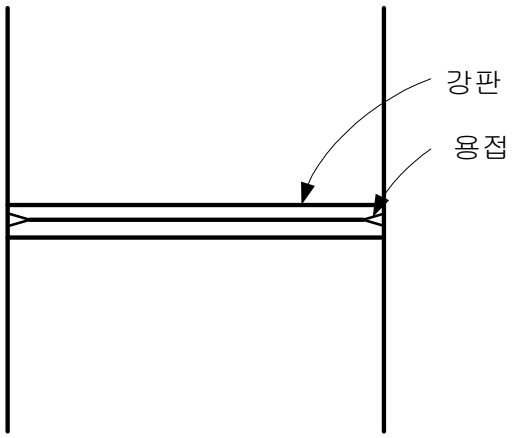


(b) Pinned



(c) Sleeve and connector ring

[그림 6.1] 파일 연결부 개념도



(d) Welded

[그림 6.1] 파일 연결부 개념도(계속)

나. 국내 연구 사례

해양수산부에서 주관하고 국민대학교 구조안전연구소에서 수행한 '고내구성 신소재 해상 말뚝 개발연구'에 따르면, 해상말뚝으로써 적용가능한 연결방법을 4가지로 제시하고 있다. 이 연구에서 제시한 연결방법은 다음과 같다.

① 파이프형 슬리브를 이용한 연결
동일한 직경을 갖는 말뚝의 연결을 위하여 신소재 말뚝의 원통형 튜브의 외곽 또는 내부에 파이프형 슬리브(sleeve)를 이용하여 연결할 수 있다. 이 때 외곽으로 연결되는 파이프형 슬리브의 내경은 신소재 말뚝의 외경으로 할 수 있으며, 내부로 연결되는 파이프형 슬리브의 외경은 신소재 말뚝의 내경으로 하여 사용한다. 실제로 미국 Cedar Shore Marina에 시험시공된 복합소재 슈퍼스트레싱 말뚝의 연결에 내부 연결 파이프 슬리브를 사용하였다.
파이프형 슬리브는 신소재 말뚝 튜브의 제작과 같이 필라멘트 와인딩 공정과 수적층 및 진공성형법을 이용하여 FRP로 제작될 수 있으며, 강재 파이프를 이용하여 제작할 수 있다.

② 연결링을 이용한 연결
고강도 강재 합금으로 제작된 기성 연결링(connector ring)을 사용하여 상부 말뚝과 하부 말뚝의 단부를 외관으로 연결하는 방법으로 이미 해외에서는 표준화되어 콘크리트 및 강재 말뚝의 연결에 사용되고 있다. 연결링을 이용한 연결은 용접 연결에 의한 공기 지연을 감소시킬 수 있어 공사비용 및 공사기간을 절감할 수 있는 장점이 있다. 연결링은 강재 뿐만 아니라 연결링은 강재 뿐만 아니라, 필라멘트 와인딩 공정과 수적층 및 진공성형법을 이용하여 FRP로 제작될 수 있다.

③ 삽입 원통형 부재의 용접에 의한 연결

신소재 말뚝의 제작시 연결될 말뚝 양단 내부에 한쪽을 폐단면으로 제작한 원통형 강재를 삽입하여 상부 말뚝 및 하부 말뚝 연결시 이를 용접하여 연결하는 방식으로서 SC 말뚝의 연결과 유사하다. 삽입 원통형 부재의 연결을 사용하는 경우, 말뚝 내부에 PC 강재가 사용된 경우 강재와의 용접 연결이 가능하다.

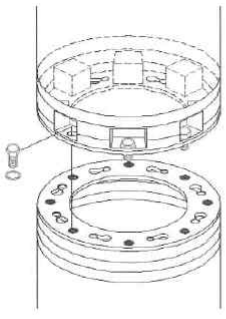
④ 연결부의 필라멘트 와인딩 성형에 의한 연결

상부 및 하부 말뚝의 연결부를 섬유직포 적층과 와인딩으로 주위를 감아 성형시켜 연결하는 방법으로 말뚝 튜브와 같은 재료로 연결부를 현장 성형하는 방법이다. 적절한 긴장력을 도입하여 섬유를 와인딩 함으로써 연결부의 구속효과를 증진시킬 수 있으며, 강재를 사용하지 않아 연결부 부식으로 인한 문제를 해결할 수도 있다. 신소재 말뚝 튜브 제작시 말뚝 양단 부분의 두께를 감소시킬 경우 연결시 이 부분에 연결에 의한 두께 변화가 생기지 않아 항타시 저항을 최소화 할 수 있다. 연결부의 섬유 와인딩 방법으로는 말뚝 축방향 연결부 보강이 필요한 경우 섬유직포를 연결부에 적층하고 수지에 함침된 섬유로 연결부 주위를 촘촘히 감아 연결부를 성형할 수 있으며, 다른 방법으로는 섬유 프리프레그 테이프로 연결부 주위를 감아 연결부를 성형할 수 있다.

또한 포스코 건설 기술연구소에서 수행한 연구내용에 따르면, 용접이음보다 시공성 및 구조적 신뢰성적인 측면에서 유리한 볼트 연결 방식(BC 공법)을 제안하였다. 볼트 연결방식은 용접방식에 비해 시공시간이 짧고 시공 품질이 균일하다는 장점이 있으나 일반적으로 비경제적이고, 시공 중에 볼트 연결부 간의 위치를 조정해야 하는 문제점을 갖고 있다. 따라서, 이러한 문제점을 해결하기 위하여 [그림 6.2]에 나타낸 것과 같은 연결방법을 제안하였다. 이 공법은 상부슈의 외곽 원주방향으로 사각 단면 형상으로 인입된 수밀박스와 결합공이 있는 하부슈로 구성되어 있으며, 결합너트부에 볼트를 채결하여 각 말뚝을 연결한다. 이 연결방법은 시공이 빠르고, 시공 품질이 우수하며 항타를 할 때 볼트의 이탈이 방지되고, 볼트에 가해지는 전단력을 최소화하여 연결이 구조적으로 안전해지는 등의 장점을 가지고 있다.



(a) 이음구조 사진



(b) 이음구조도



(c) 현장 이음시공

[그림 6.2] BC 공법

Ⅵ-4. 소구경 HCFFT 연결부 제안

HCFFT의 연결부는 단면 외로 돌출부를 두지 않기 위해서는 단면 내에 위치하여야 하기 때문에, 단면의 구성 특성을 고려하여야 한다. HCFFT의 단면은 철근 용접 또는 이음과 같은 용이한 연결을 수행할 수 있는 소재가 없고 연결부의 휨강성을 확보할 수 있어야 하기 때문에, 별도의 소재가 연결부의 단면에 위치하여야 한다. 이 연구에서는 소구경 HCFFT에 대한 연결부 2종과 대구경 HCFFT 연결부 1종을 제안하였으며, 소구경 연결부는 유한요소해석, 대구경 연결부는 휨강도실험을 통해 휨성능을 검증하였다.

가. 소구경 HCFFT 연결부

연결부 A는 PFRP 단면 내에 A-1 부품을 콘크리트 타설 과정에서 매입한 후, 상부 말뚝과 하부 말뚝을 연결할 때 각 말뚝에 매입되어 있는 A-1 부품 내에 A-2 부품을 꽂아 넣는 형식이다. 연결부 A는 연결재가 단면의 가장 외각인 PFRP 내에 삽입되기 때문에 HCFFT 단면의 단면 2차 모멘트를 증가시켜 휨강성을 확보하기에 유리하며, 시공이 비교적 신속하고 간편하게 이루어질 것으로 판단된다. 하지만, 연결부 내에서 외력에 저항할 수 있는 단면이 극히 제한적이기 때문에 연결부 설계시 저항면적에 대한 고려가 필요하다.

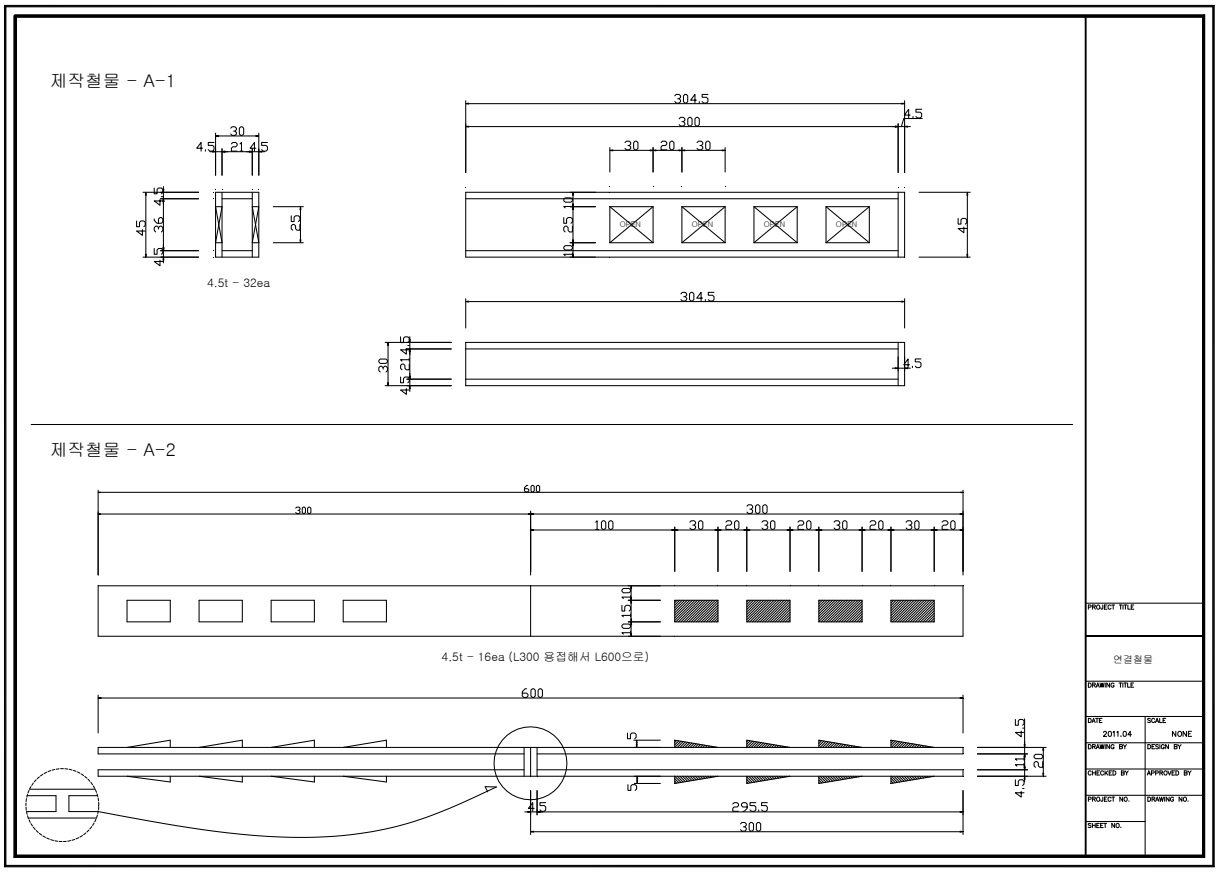
연결부 B는 HCFFT와 동일한 단면을 갖는 강판에 철근을 용접하여 콘크리트 타설시 HCFFT 내에 매입한 후 상부 말뚝과 하부 말뚝의 강판을 용접하는 방법이다. 연결부 B는 HCFFT 휨실험에서 나타난 PFRP와 FFRP의 미끌림 현상을 억제할 수 있으며, 철근의 정착길이 및 유효단면적, 개수 등의 설계를 통해 다양한 현장조건에 적용할 수 있는 장점이 있다. 또한, 추가적인 연구를 통해 볼트 연결방식 등을 도입할 수 있을 것으로 판단된다.

말뚝의 연결 방식에는 여러 종류가 있으나 대부분 용접이음을 적용하고 있으며, HCFFT의 경우 강재를 사용하지 않기 때문에 연결 형식 적용이 다른 말뚝 형식에 비하여 제한적이다. 따라서, 이 연구에서는 HCFFT의 특성을 고려한 새로운 형식의 연결부를 제안하고자 한다.

HCFFT의 연결부는 단면 외로 돌출부를 두지 않기 위해서는 단면 내에 위치하여야 하기 때문에, 단면의 구성 특성을 고려하여야 한다. HCFFT의 단면은 철근 용접 또는 이음과 같은 용이한 연결을 수행할 수 있는 소재가 없고 연결부의 휨강성을 확보할 수 있어야 하기 때문에, 별도의 소재가 연결부의 단면에 위치하여야 한다. 연결부 A와 연결부 B의 형태는 [그림 6.3]과 [그림 6.4]에 나타낸 것과 같다.

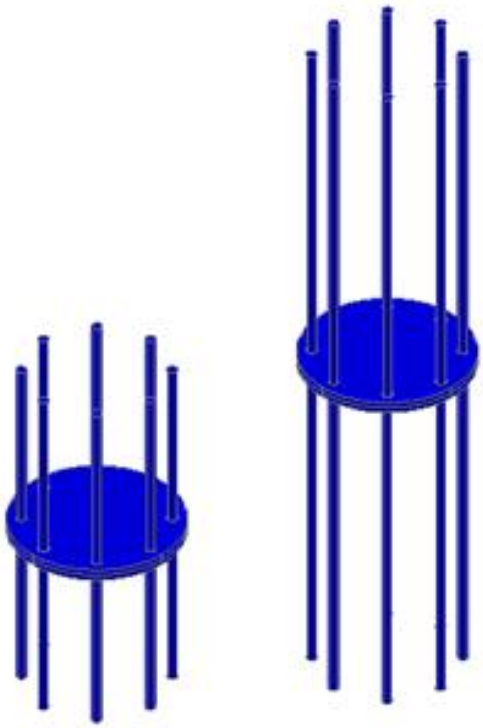


(a) 연결방법

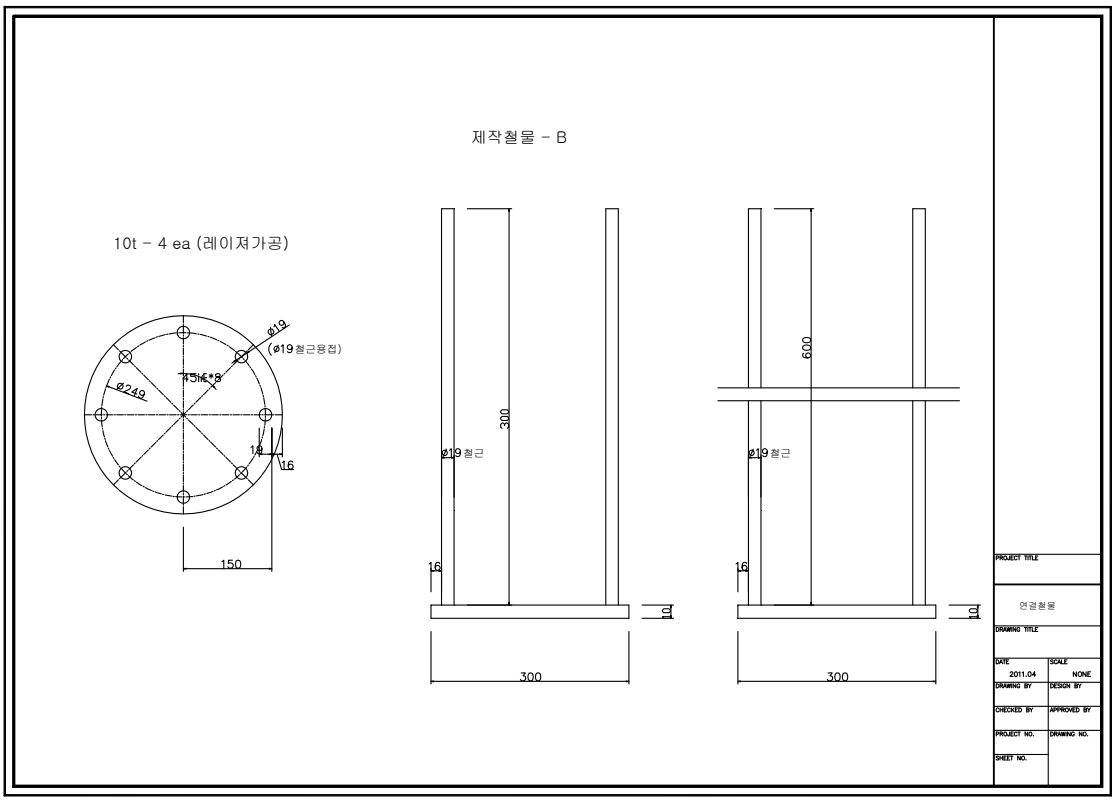


(b) 제작도면

[그림 6.3] 연결부 A



(a) 연결방법



(b) 제작도면

[그림 6.4] 연결부 B

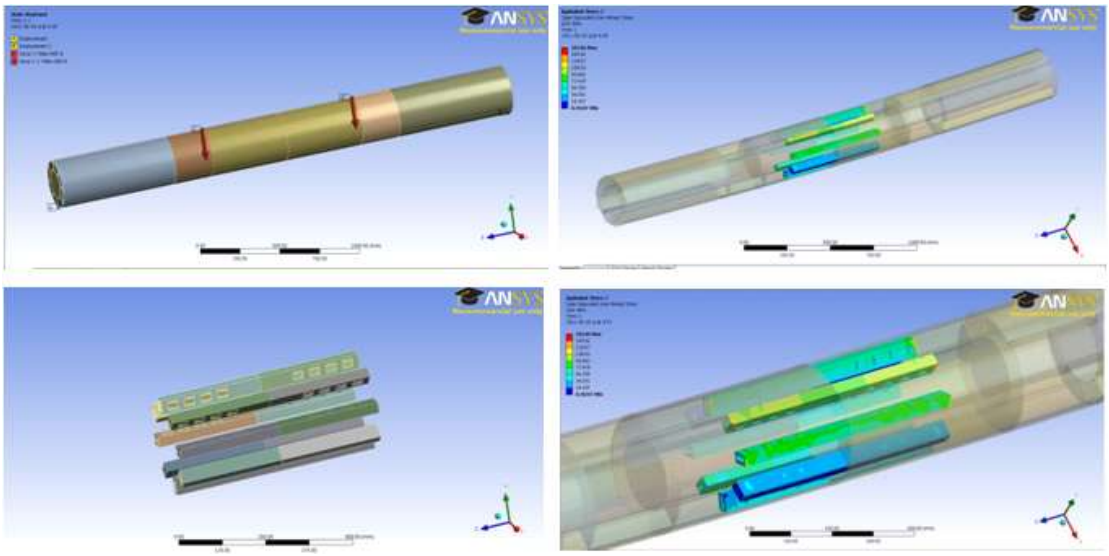
연결부 A는 PFRP 단면 내에 A-1 부품을 콘크리트 타설 과정에서 매입한 후, 상부 말뚝과 하부 말뚝을 연결할 때 각 말뚝에 매입되어 있는 A-1 부품 내에 A-2 부품을 꽂아 넣는 형식이다. 연결부 A는 연결재가 단면의 가장 외각인 PFRP 내에 삽입되기 때문에 HCFFT 단면의 단면 2차 모멘트를 증가시켜 휨강성을 확보하기에 유리하며, 시공이 비교적 신속하고 간편하게 이루어질 것으로 판단된다. 하지만, 연결부 내에서 외력에 저항할 수 있는 단면이 극히 제한적이기 때문에 연결부 설계시 저항면적에 대한 고려가 필요하다.

연결부 B는 HCFFT와 동일한 단면을 갖는 강판에 철근을 용접하여 콘크리트 타설시 HCFFT 내에 매입한 후 상부 말뚝과 하부 말뚝의 강판을 용접하는 방법이다. 연결부 B는 HCFFT 휨실험에서 나타난 PFRP와 FFRP의 미끌림 현상을 억제할 수 있으며, 철근의 정착길이 및 유효단면적, 개수 등의 설계를 통해 다양한 현장조건에 적용할 수 있는 장점이 있다. 또한, 추가적인 연구를 통해 볼트 연결방식 등을 도입할 수 있을 것으로 판단된다.

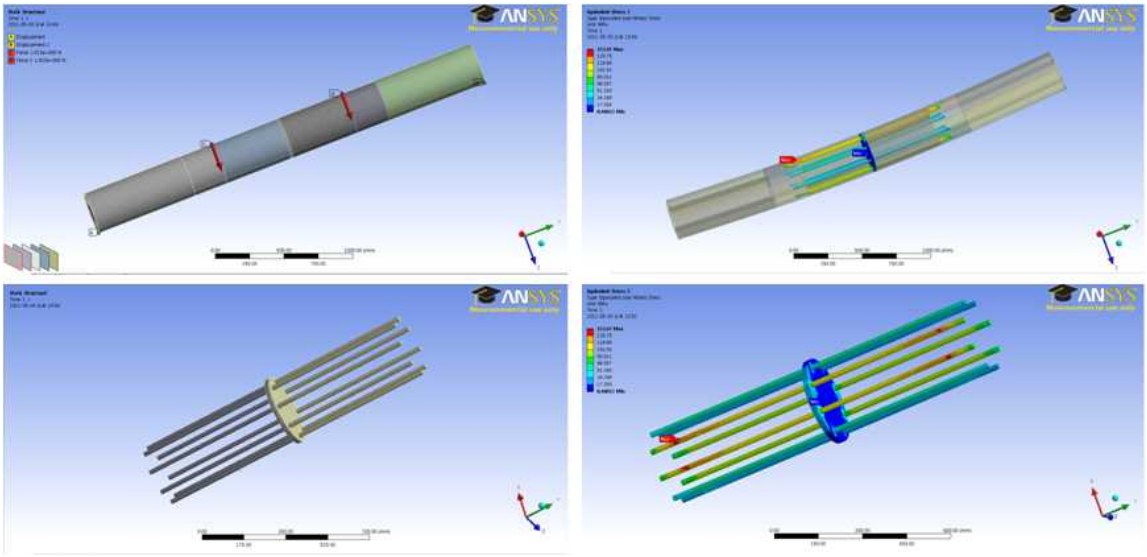
나. 유한요소해석

HCFFT 말뚝에 사용될 연결부의 구조적 거동을 파악하기 위해 유한요소해석을 수행하였다. 유한요소해석은 ANSYS Ver. 11을 사용하였으며, HCFFT 휨실험과 동일한 경계조건 및 하중재하조건으로 해석을 수행하였다. 연결부 A와 연결부 B의 유한요소해석모델은 [그림 6.5]와 [그림 6.6]에 각각 나타내었다.

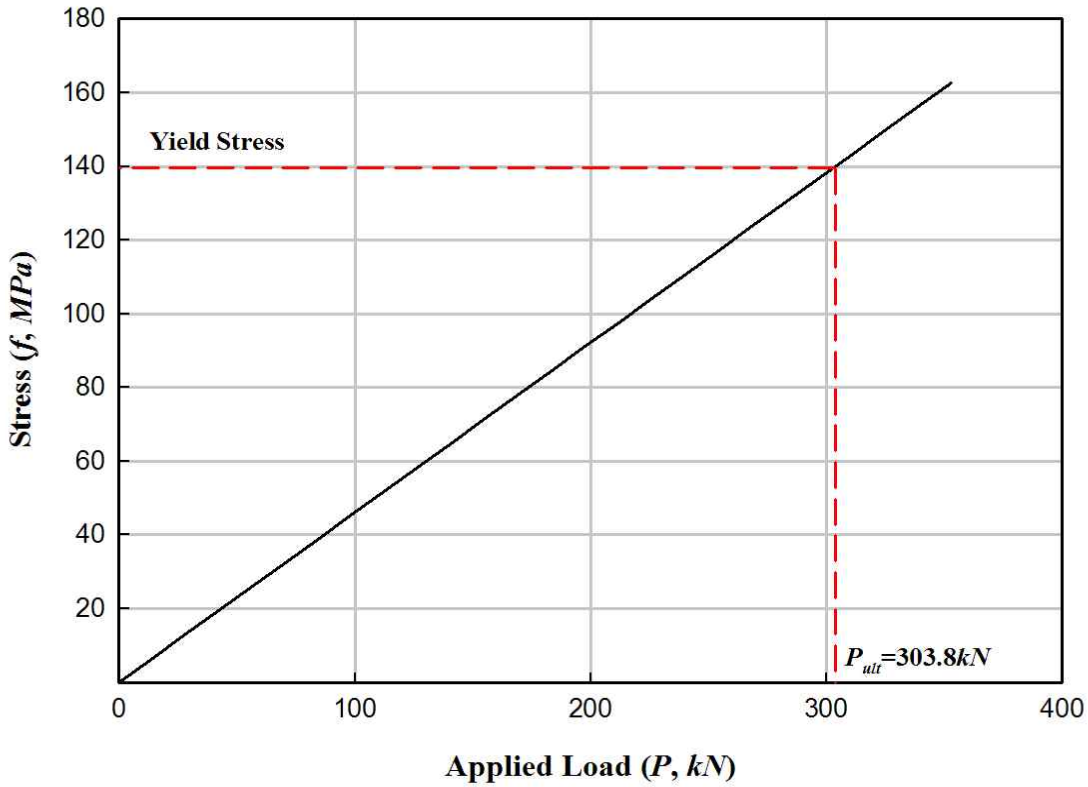
강재의 항복강도는 140MPa로 가정하였으며, 연결부가 항복할 때 HCFFT 말뚝에 재하되는 하중을 통하여 연결부의 성능을 평가하였다. 해석결과, 연결부 A와 연결부 B의 파괴하중은 휨실험강도와 비교했을 때 각각 86.0%, 91.7%로 본체의 강도에 매우 근접한 휨강도를 나타내었다. [그림 6.7]은 재하하중과 연결부의 면내 응력의 관계를 나타낸 것이며, [표 6.1]은 해석결과와 HCFFT 휨실험의 결과를 비교한 것이다.



[그림 6.5] 연결부 A의 유한요소해석모델

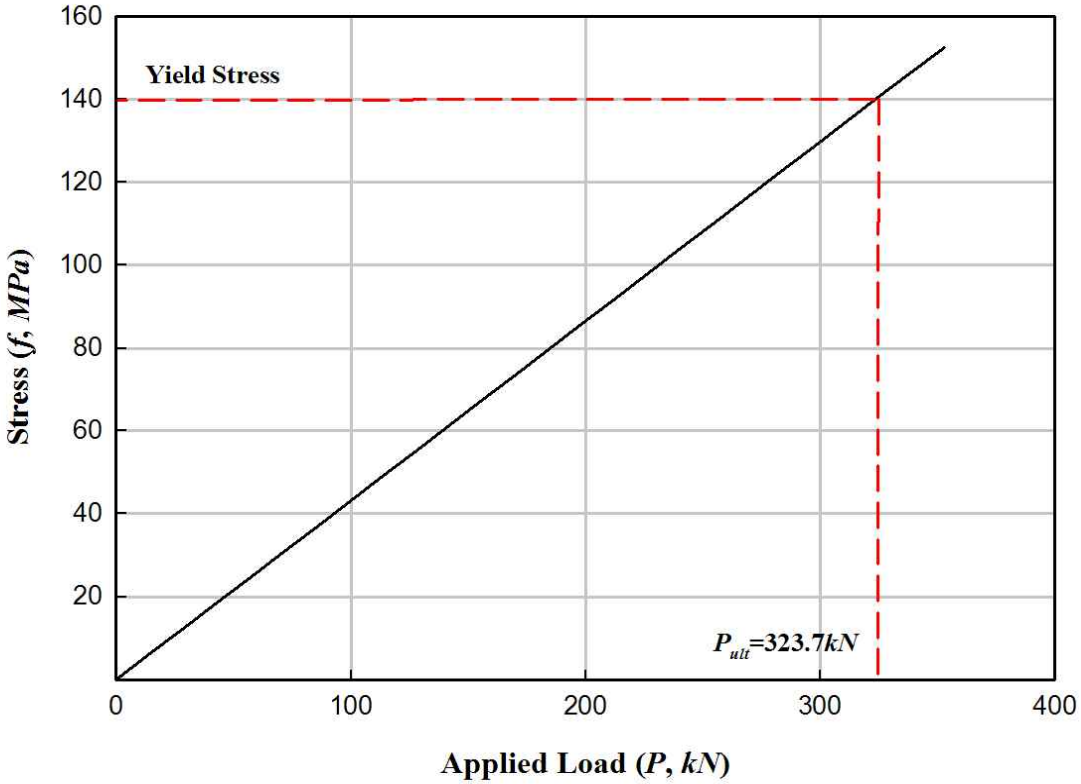


[그림 6.6] 연결부 B의 유한요소해석모델



(a) 연결부 A

[그림 6.7] 소구경 HCFFT 단면 연결부의 유한요소해석 결과



(b) 연결부 B

[그림 6.7] 소구경 HCFFT 단면 연결부의 유한요소해석 결과(계속)

[표 6.1] 유한요소해석 결과

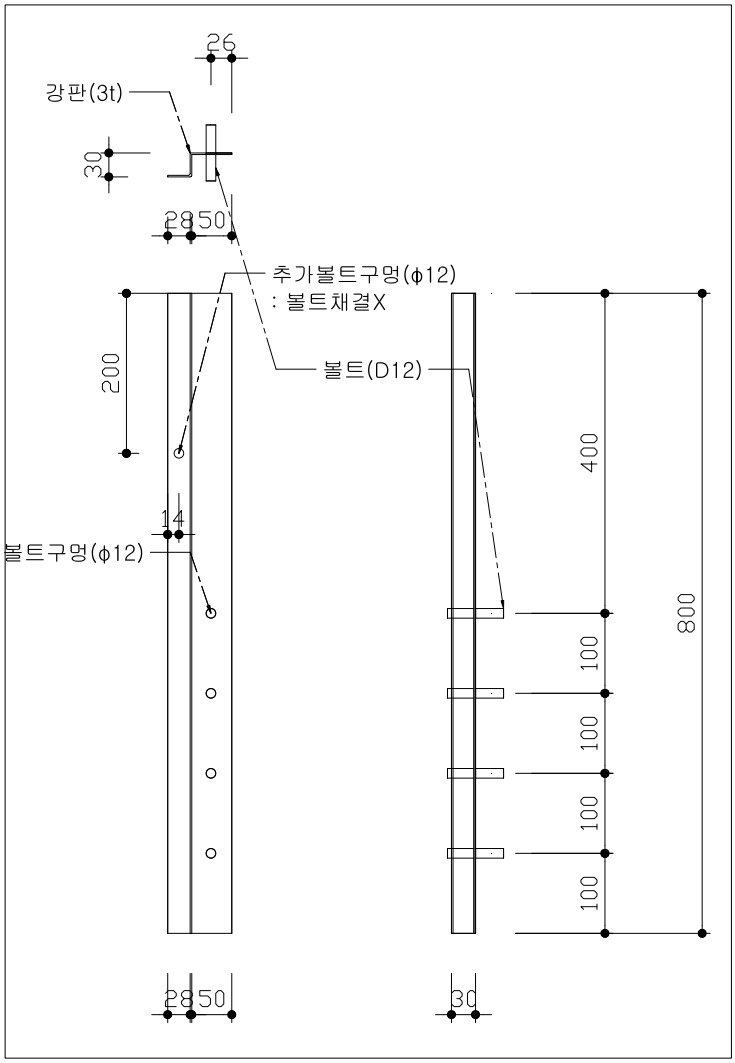
연결부	파괴하중 (*kN*)	휨실험 결과와 비교 (%)
A	303.8	86.0
B	323.7	91.7
휨실험결과	353.1	-

Ⅵ-5. 대구경 HCFFT 연결부 제안

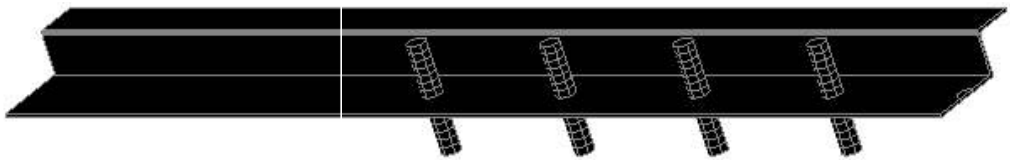
가. 대구경 HCFFT 연결부

대구경 HCFFT의 연결부는 단면 내에 위치한 PFRP의 단면을 이용하여 부재를 연결시키는 방식을 채택하였다. 즉, 단면을 구성하는 8개의 PFRP 부재 중 십자가 형태(+)로 배치된 4개에 대하여 연결부를 배치하고 두 부재를 결합하는 방식이다. 대구경 HCFFT 단면은 현장타설을 목적으로 제작되며, 연결부는 현장타설 전까지는 가조립 상태를 유지하다가 콘크리트

타설 후 일체화된다. 또한 연결부는 콘크리트와의 부착강도를 확보하기 위하여 퍼포본드(perfobond)형태로 제작한다. 연결이음부는 콘크리트 타설시 누수를 방지하기 위해 핸드레이업 등으로 보강하는 것이 바람직하다. 이 연구에서 제안한 퍼포본드 형태의 대구경 HCFFT 연결부의 형태 및 도면은 [그림 6.8]에 나타내었으며, 부재간의 연결 형태는 [그림 6.9]에 나타내었다. 또한, 실제 연결부 조립 및 연결과정은 [그림 6.10]에 나타내었다. 대구경 HCFFT의 연결부는 현장재하실험으로 성능을 검증하였으며, 그 내용은 7장에 나타내었다.

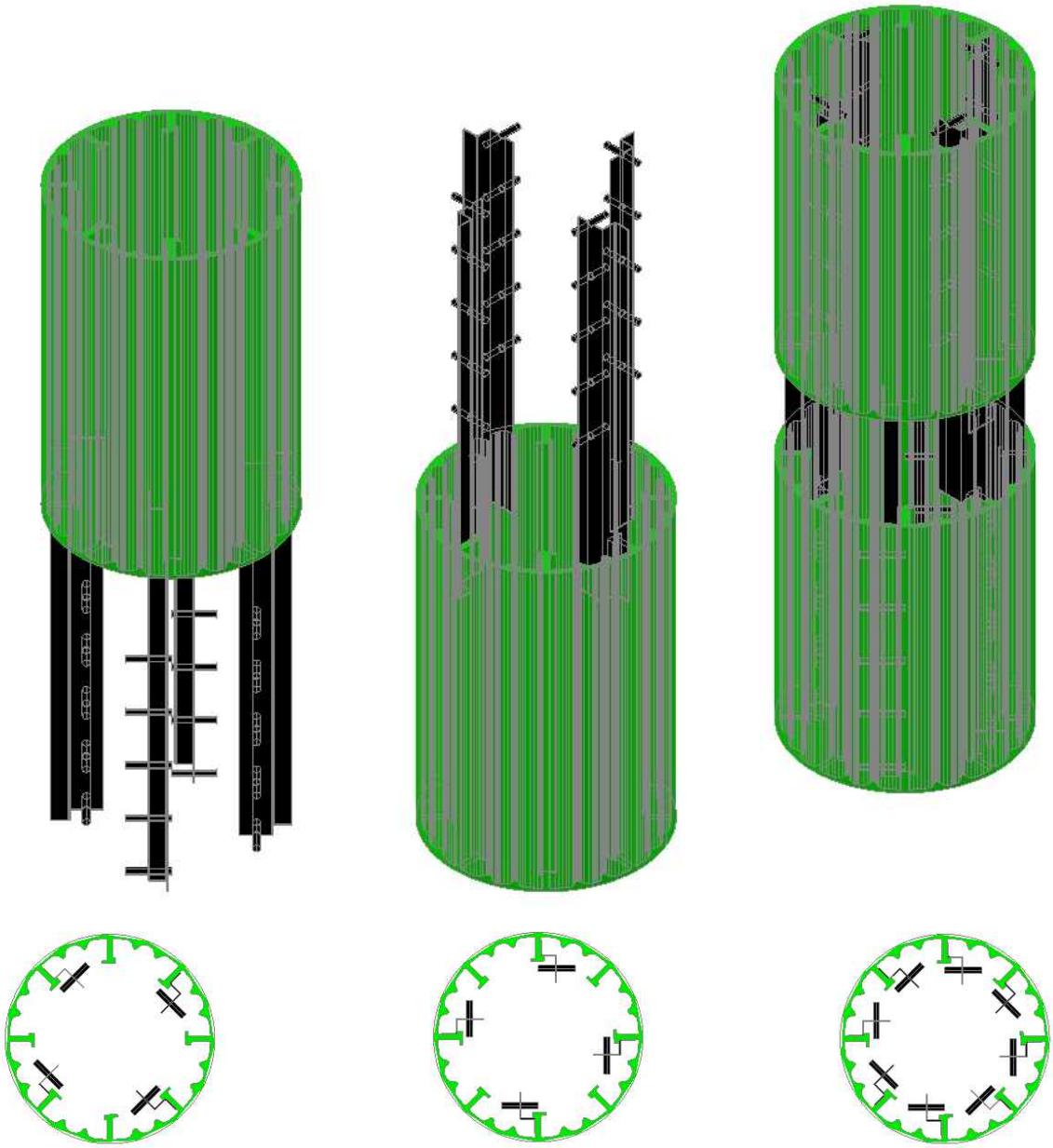


(a) 연결부 도면



(b) 연결부 형태

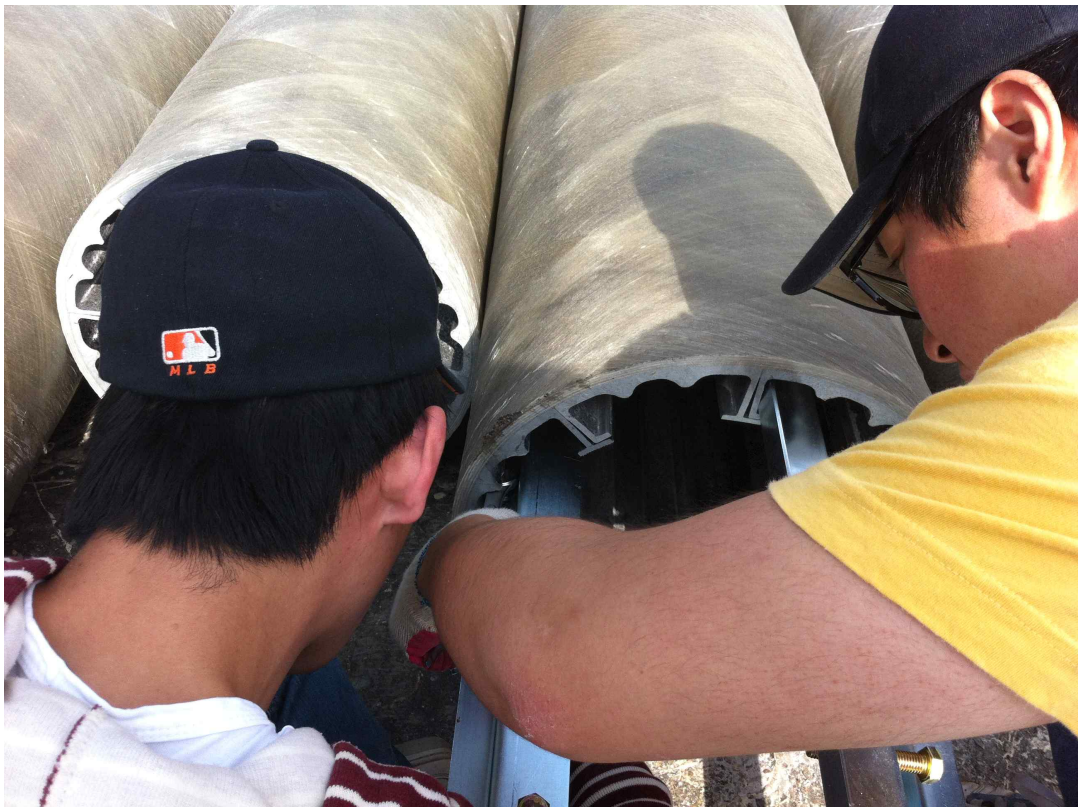
[그림 6.8] 대구경 HCFFT 연결부의 형태



[그림 6.9] 대구경 HCFFT 연결부의 시공



(a) 연결부 형태



(b) 연결부 조립 과정

[그림 6.10] HCFFT 대구경 연결부 조립 및 연결과정



(c) 부재 가조립

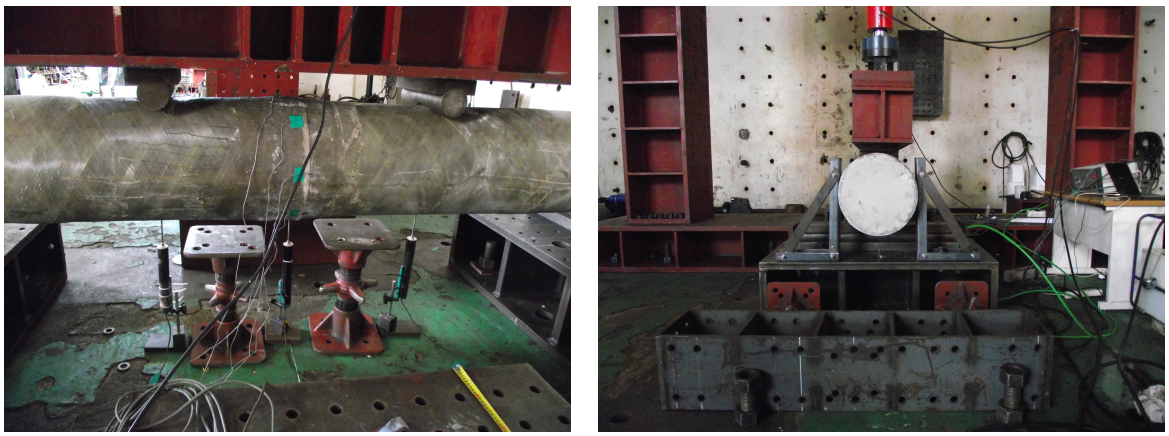


(d) 핸드레이업

[그림 6.10] HCFFT 대구경 연결부 조립 및 연결과정

나. HCFFT 연결부 휨강도 실험

HCFFT 연결부의 휨강도실험은 한양대학교 구조실험동에서 HCFFT의 휨강도실험과 유사한 방법으로 수행하였다. 실험은 직경이 400mm인 HCFFT 실험체를 대상으로 수행하였으며, 연결된 부재와 연결되지 않은 부재를 비교할 수 있도록 하였다. 실험체는 좌우로 500mm씩 내민보(overhang beam)의 형태로 거치하였으며, 지점의 1/3, 2/3 지점에 같은 하중을 재하하여 순수휨(pure bending)이 발생하도록 하였다. 각 실험체는 100mm의 용량의 변위계를 중앙부와 1/4 부분에 각각 1개씩 설치하여 횡하중에 의한 변위를 측정하였으며, 2000kN 용량의 UTM을 이용하여 하중을 재하하였다. 하중은 변위제어방식으로 5mm/min의 속도로 재하하였으며, 변형률게이지와 와이어게이지로부터 측정되는 데이터는 데이터로거(TDS-302)를 통하여 컴퓨터에 자동으로 전달, 기록, 저장되도록 하였다. HCFFT 휨강도실험체와 실험 과정은 [그림 6.11]에 나타내었다.



(a) 연결된 HCFFT 실험체



(b) 연결되지 않은 HCFFT 실험체

[그림 6.11] HCFFT 연결부 휨강도 실험

시험결과 연결된 실험체는 [그림 6.12]에 나타낸 바와 같이 내부 콘크리트가 파괴된 후 연결부의 핸드레이업이 균열을 일으키며 파괴되었으며, 연결되지 않은 실험체는 내부 콘크리트가 먼저 취성파괴되었다. 이는 직경 400mm의 실험체를 설계할 때 휨강성을 보강하기 위해 PFRP의 단면적을 크게 설정하여 보강비가 증가한 결과로 판단된다. 또한 직경 300mm의 HCFFT 휨강도 실험에서 관찰되었던 박리현상이 관찰되지 않았기 때문에 HCFFT의 생산기술이 향상했음을 확인하였다.

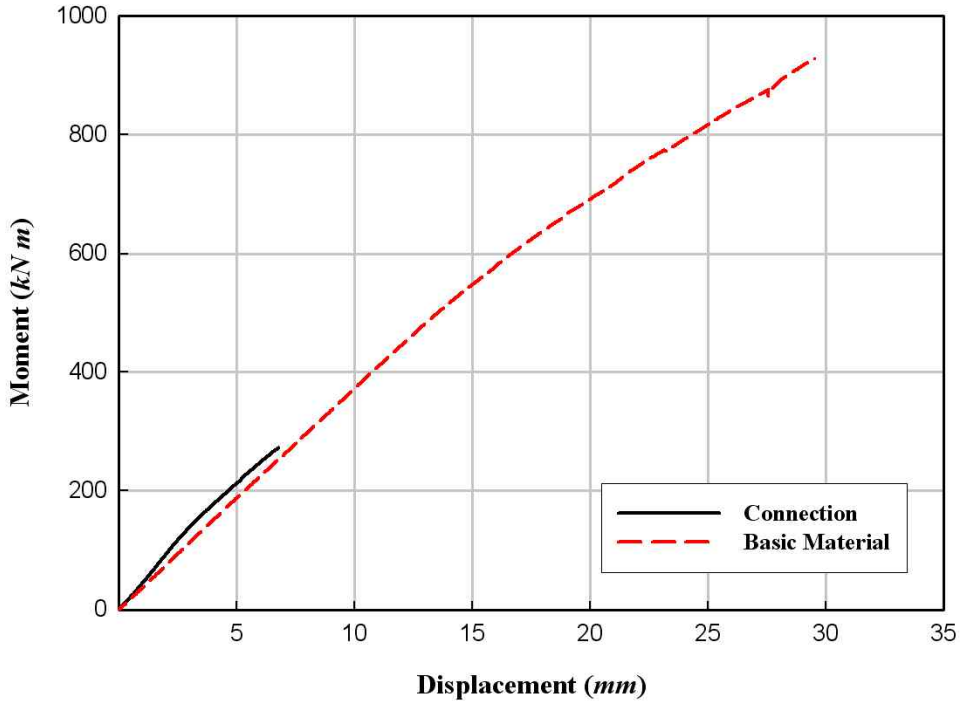
HCFFT의 연결부는 모재보다 낮은 강도에서 파괴되었다. 실험결과는 [표 6.2]에 정리하여 나타내었으며, 연결된 실험체와 연결되지 않은 실험체의 하중-변위 관계는 [그림 6.13]에 나타내었다. 실험결과 HCFFT의 연결부는 모재에 비해 낮은 강도에서 파괴되었기 때문에 휨강도를 크게 기대할 수 없으나 약 28%의 강성 증가효과를 나타내었다. 따라서 제안된 HCFFT의 연결부는 지중에서 발생하는 휨모멘트가 작은 구간에 배치하도록 설계 및 시공해야 할 것으로 판단된다.



[그림 6.12] HCFFT 연결부의 파괴형상

[표 6.2] HCFFT 연결부 실험 결과

실험체 구분	연결부 설치	모 재	
		해 석	실 험
휨강도 (kNm)	273.44	925.71	928.11
변위 (mm)	6.78	-	29.52
휨강성 (kN/m)	40331.00	-	31449.17



[그림 6.13] HCFFT 연결부 실험의 하중-변위 관계 비교

Ⅶ. HCFFT의 현장재하실험

상부구조물을 지지하는 말뚝 기초 부재는 시공 전에 현장에서 재하실험을 실시하여 성능을 검증하게 된다. 이 연구에서는 HCFFT의 시공성 및 건전도, 지지력을 평가하기 위하여 직경이 300mm이고, 길이 8m인 시편과 직경 400mm이고 길이 10m인 시편에 대하여, 항타분석기(Pile driving analyzer)를 사용한 현장재하실험을 실시하였다.

Ⅶ-1 시험개요

가. 시험목적

본 시험은 복합소재(HCFFT)를 이용한 콘크리트 말뚝을 현장에 항타시공하고 이를 항타분석기 (PDA: Pile Driving Analyzer)를 통한 데이터 측정 및 분석함으로써 복합소재 말뚝의 지지력과 건전성을 평가하는데 그 목적이 있다. 또한 별도로 고안된 말뚝 연결장치에 대한 적정성을 평가하기위해 2차 시험에서 단일말뚝과 연결말뚝을 동일한 지반조건에서 항타시공 후 동재하시험을 실시하여 지지력과 건전성을 평가하여 연결부의 적정성을 평가하는데 그 목적이 있다.

나. 시험위치

1차 시험은 강원도 홍천군 화촌면 군업리 일원에서 실시하였으며 항타에 의한 말뚝의 지지력 및 건전성을 평가하였다. 또한 2차 시험은 전북 김제시 백산면 부거리 일원에서 실시하였으며, 단일말뚝과 연결말뚝에 대해 항타에 의한 말뚝의 지지력 및 건전성을 평가하여 연결부의 적정성을 평가하였다. 시험개요를 정리하면 [표 7.1]과 같다.

[표 7.1] 시험개요

항 타 위 치	1차 시험	2차 시험	
	No.1-1 (단일말뚝)	No.2-1 (단일말뚝)	No.2-2 (연결말뚝)
시험날짜	2012. 07. 13	2012. 10. 18	2012. 10. 18
시험구분	EOID	EOID	EOID
말뚝제원	FRP PILE .300㎜	FRP PILE .400㎜	FRP PILE .400㎜
항타공법	천공 후 항타	직항타	직항타
항타장비	드롭햄머 3.0 TON	유압햄머 7.0 TON	유압햄머 7.0 TON
낙하고(m)	2.0	0.7	0.7
말뚝길이(m)	8.0	10.0	10.0
관입심도(m)	6.3	8.8	8.8
관입량(㎜)	-	-	-

다. 시험방법

동(動)재하시험은 KS F 2591 : 2009 및 ASTM(American Society for Testing and Materials) D4945-08규정의 동재하시험(High-Strain Dynamic Test)방법에 준하여 실시하며 시험장비 및 순서는 다음과 같다.

1) 시험장비

① 해머(Hammer)

진동해머를 재외하고는 항타시공에 사용되는 어떠한 종류의 해머도 사용 가능하며 보통 최대시험하중의 1% ~ 1.5%의 Ram중량을 가져야 한다.

② 변형률계(Strain Transducers)

변형률계는 타격으로 인하여 말뚝에 발생하는 변형률을 측정하며 이 변형률계의 임피던스(Impedance)는 말뚝 임피던스의 0.5 ~ 2배가 되어야 한다.

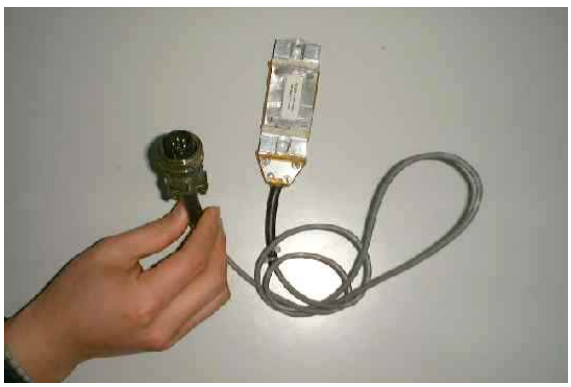


그림 7.1 Strain Transducer

③ 가속도계(Accelerometer)

가속도계로부터 측정되어진 가속도는 항타분석기에 의해 적분되어 속도로 변환된다.



그림 7.2 PE Accelerometer



그림 7.3 PR Accelerometer

④ 변형률계와 가속도계는 말뚝두부로부터 대략 1.5~2.0 D(D : 말뚝직경)되는 지점에 대칭으로 (180°방향) 각각 한 쌍씩 부착하며, 부착방법은 고장력 볼트를 사용한다.

⑤ 항타분석기(PDA, Model-PAK, Serial No. 1516 美 Pile Dynamics, Inc. 제작)
항타시 변형률계 및 가속도계로부터 측정된 Analogue신호에 대해 Signal Conditioning을 실시하며 A/D변환기를 통해 시간에 대한 힘과 속도를 Digital Data로 변환하여 저장하고, 힘과 속도의 파형을 Case방법으로 추정된 각종 계산치와 함께 화면에 나타낸다.



그림 7.4 동재하 시험기 본체

Ⅶ-2 기본이론

항타분석기(Pile Driving Analyzer)를 사용, 항타로 인한 말뚝의 변형률과 가속도에 관한 데이터를 측정하여 해머의 효율, 말뚝에 작용하는 압축력 및 인장력, 말뚝의 지지력 등을 결정하는 방법으로써 그 기본이론은 다음과 같다.

가. 이론적 배경

1800년대 중반부터 전 세계적으로 450개 이상의 동적지지력 공식이 제안되어 왔으며, 현재도 국내현장의 항타관리에 주로 사용되고 있다. 이 공식들은 항타기의 에너지와 말뚝의 일의 관계를 나타낸 다음의 근거를 두고 있다.

$$R = \frac{WH}{S} \tag{7.1}$$

그러나 동적지지력 공식은 항타시스템과 에너지 손실, 말뚝의 강성을 고려하지 않으며 흙

의 저항이 일정하다고 가정한다. Hiley, ENR, Modified ENR공식 등의 항타공식들은 특정한 지반조건, 지역 및 시대의 항타관습으로부터 형성된 데이터 베이스에 근거하여 1960년대 이전에 개발된 공식들이므로, 항타현장의 지반조건, 말뚝종류, 항타기 등이 다른 경우에는 적용에 신중을 기해야 한다. 특히 현재의 국내현장과 같이 고강도 콘크리트 말뚝, 강관말뚝, 디젤항타기, 유압항타기 등이 많이 사용되는 경우 동적지지력공식으로 말뚝의 지지력을 추정하는 방법은 상당히 신뢰도가 떨어진다.

항타과정의 수치 해법인 파동방정식에 의한 항타해석(Wave Equation Analysis of Pile Driving)은 Smith(1960)에 의해 최초로 소개되었다. 이 해석법에서는 항타기, 쿠션, 헬멧, 말뚝을 스프링 으로 연결된 일련의 Rigid Mass로 고려하며, 말뚝-흙의 거동은 정적저항을 위해 탄소성 스프링을, 동적 저항을 위해 선형 감쇄기를 각각의 말뚝요소에 연결하여 모델링한다. 파동 방정식에 의한 항타해석은 동적 지지력 공식에 의한 항타관리보다 훨씬 우월하지만, 항타로 인해 말뚝에 전달되는 가속도, 속도, 힘, 변위 등을 항타기, 쿠션, 헬멧의 모델링으로부터 계산하므로 항타기의 실제 거동과는 상이한 결과를 가져올 수 있다.

이러한 항타공식의 한계를 극복하기 위하여 1964년 Goble 교수는 Case Western Reserve Univ.에서 미연방도로국(Federal Highway Administration)의 지원을 받아 말뚝항타시 측정된 힘과 가속도를 이용하여 말뚝의 지지력뿐만 아니라 해머의 성능, 말뚝의 항타응력 그리고 말뚝의 손상 정도까지 평가할 수 있는 시스템인 PDA(Pile Driving Analyzer)를 개발하기에 이르렀다. 이러한 시스템을 이용한 지지력 결정방법을 동재하시험(Dynamic Load Test)이라 한다. 항타해석을 통해 말뚝의 지지력을 예측하기 위한 Case 방법(Goble등, 1975)을 개발하였다. Case 방법을 이용하기 위해서는 항타시 말뚝두부의 힘과 속도를 측정하여야 하며, 이들 측정치를 이용하여 항타기, 항타 시스템의 거동(Likins, 1982), 말뚝의 항타응력(Goble등, 1980), 말뚝의 건전도(Rausche등,1978), 말뚝의 지지력(Rausche등, 1985) 평가가 가능하다. 항타분석기는 WEAP해석과는 달리 말 뚝두부에서 측정된 결과를 이용하므로 항타장비 및 항타시스템의 모델링으로 인한 오차를 제거하였다.

나. 항타시 에너지 전달과정

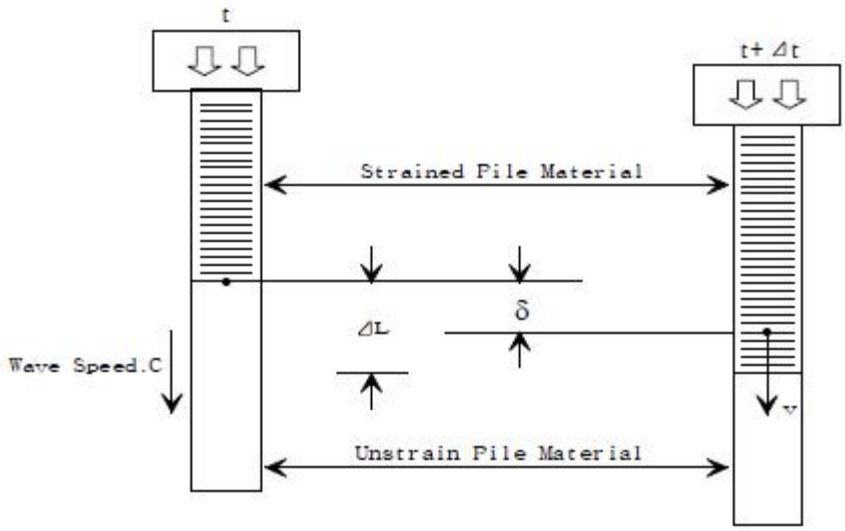
어떤 질량을 갖는 물체 또는 해머가 말뚝두부를 타격하는 경우(단, 이 말뚝은 어떠한 저항력도 받고 있지 않으며 단면적이 일정한 것으로 가정) [그림 2.1]에서 보는 것처럼 말뚝두부는 압축 상태에 놓이게 되며 이로 인해 압축변형(ε)과 압축력(F)이 발생한다. 이 힘(F)은 다시 말뚝을 따라 아래 방향으로 전달되면서 인접한 말뚝입자를 차례로 압축하게 된다. 말뚝재료가 압축됨에 따라 말뚝입자들은 변위를 일으키며 이러한 말뚝입자의 변위속도를 입자속도(Particle Velocity, V)라고 부른다.

질량 m을 갖는 말뚝의 한 입자가 Δt의 시간 동안 어떤 크기의 변위속도 V를 갖게 되면 이 입자는 가속되어 관성력(V/Δt).m을 유발하게 된다. 이 관성력은 압축력과 균형을 이루게 되는데 말뚝의 입자들이 가속화되기까지에는 얼마간의 시간이 소요되므로 변형(Strain)은 어

떤 속도 C로 이동하게 되며 이를 파의 속도(Wave Speed)라 부른다.

[그림 7.5]에서 보는 바와 같이 타격으로 인해 발생한 파가 시간 Δt동안 ΔL거리만큼 이동하였다면, ΔL은 다음 식(7.2)로 표현할 수 있다.

$$\Delta L = \Delta t \cdot C \tag{7.2}$$



[그림 7.5] 힘(F)과 속도(V)의 비례관계

이러한 파의 전파에 다른 어떤 점에서의 말뚝입자 A의 변위량을 δ라 하면 변형률(ε)은 식(7.3)로 구할 수 있다.

$$\epsilon = \frac{\delta}{\Delta L} \tag{7.3}$$

식(7.3)을 식(7.4)에 대입하면 식(7.4)는 식(7.5)가 된다.

$$\epsilon = \frac{\delta}{\Delta t \cdot C} \tag{7.4}$$

한편, 입자 A는 Δt의 시간 동안 δ만큼 이동하였으므로 식(7.5)로 표현되는 입자속도(Particle Velocity) V를 갖는다.

$$V = \frac{\delta}{\Delta t} \tag{7.5}$$

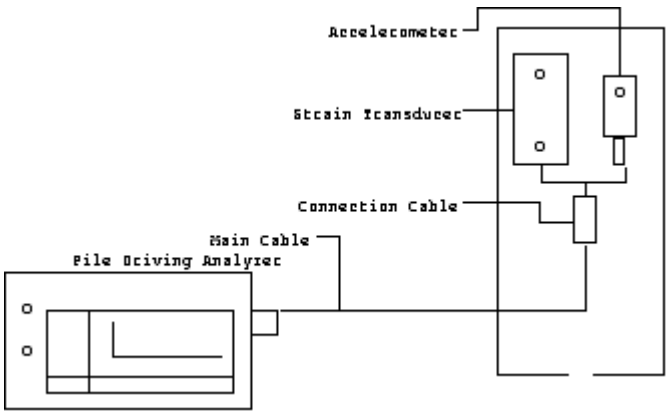
식(7.4)와 식(7.5)로 부터 식(7.6)을 얻을 수 있다.

$$\epsilon = \frac{V}{C} \tag{7.6}$$

식(7.6)의 양변에 말뚝의 탄성계수(E)와 단면적(A)를 곱하면 식(7.7)이 얻어진다.

$$F = \frac{EA}{C} V \tag{7.7}$$

식(7.6)은 PDA를 이용한 동적해석의 기본이 되는 식으로, 비례계수 EA/C를 말뚝의 임피던스(Impedance)라고 한다. 위 식으로부터 말뚝내 어느 한점에서의 힘은 동일한 점에서의 입자속도에 비례한다는 것을 알 수 있으며 이를 (힘과 속도의) 비례관계(Proportionality)라 규정한다.



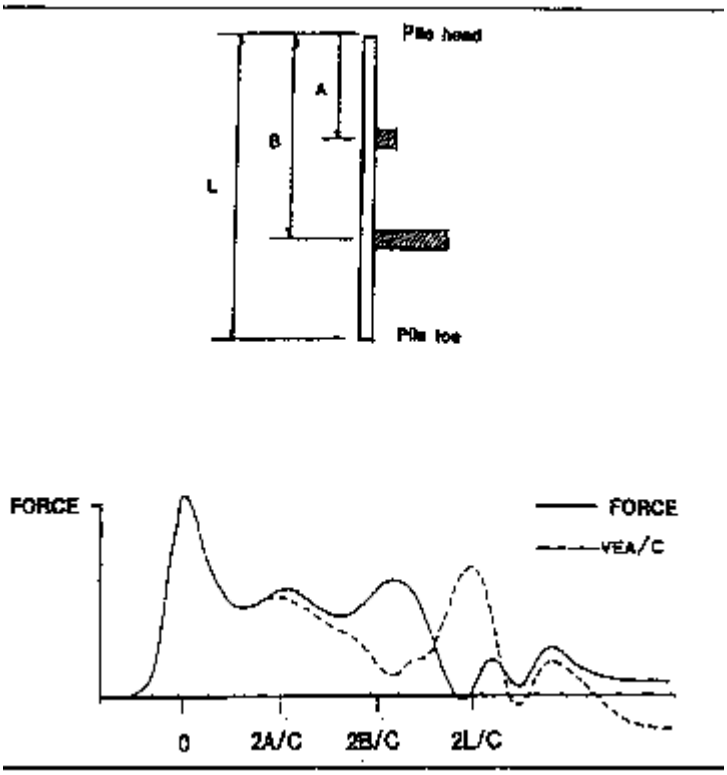
[그림 7.6] 말뚝에 부착된 변형률계와 가속도계

[그림 7.6]에서 보는 바와 같이 PDA는 말뚝두부에서 약 1.5D~2D되는 지점에 부착된 변형률계(Strain Transducer)와 가속도계(Accelerometer)를 이용하여 측정한 변형률과 가속도로부터 각각 독립적으로 F와 V를 얻는다.

다. 흙 저항이 응력파에 미치는 영향

항타시 항타분석기에 의해 측정된 F와 V, 즉 힘과 속도의 파형기록을 말뚝에 대한 흙의 저항력의 위치와 크기를 결정하는데 사용할 수 있다. 전술한 바와 같이 말뚝의 단면이 일정하고 어떠한 저항력도 작용하지 않는다면 힘과 속도의 파형은 타격시 식(2.7)에 의한 비례관계를 이룬다. 이러한 관계는 흙의 저항력, 또는 말뚝의 단면변화 등에 의한 반사파가 측정계의 위치에 도달할 때가지 지속된다. 흙의 저항력에 의한 반사파는 항타 후 2χ/C의 시간이 경과했을 대 발생하며 이때 χ는 저항이 발생한 곳의 깊이이고 C는 파의 속도이다.

반사파가 측정계의 위치까지 도달하는 데 걸린 시간과 파의 속도를 알 수 있으므로 저항이 발생한 곳의 위치를 결정할 수 있다. 즉 흙의 저항으로 인한 충격파의 반사로 인해 말뚝에 작용하는 힘(F)은 증가하고, 말뚝 요소의 변위속도(V)는 감소하므로 F와 VEA/C 의 차이는 흙의 저항력의 대략적인 크기를 나타낸다. 만약 항타 후 2χ/C (χ는 말뚝 두부부터 흙저항까지 거리)에서 흙의 저항에 의한 반사파가 발생하면 파의 전달속도와 반사 시간을 알 수 있으므로 흙저항의 위치를 구할 수 있다. 흙의 저항력은 힘의 파형에 대해서는 증가를 가져오며 속도파형에 대해서는 같은 비례로 감소를 가져온다. 이러한 개념은 다음 [그림 7.7]에 보인 것과 같은 흙의 저항에 관한 Model과 이에 대한 힘과 속도의 파형을 살펴봄으로써 좀더 자세히 설명할 수 있다.

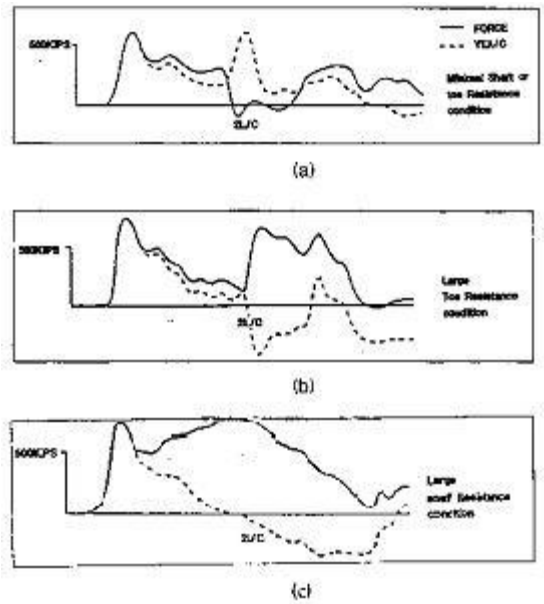


[그림 7.7] 힘의 속도파형에 대한 지반저항력의 영향

[그림 7.7]에서 흙의 저항력이 응력파 자취에 미치는 영향을 알아보기 위해 말뚝모델을 이상적으로 구성하고 항타로 인한 응력파의 모양을 도시한 것이다. 깊이 A에 상대적으로 작은 크기의 흙 저항력이 존재하고, 깊이 B에는 상대적으로 큰 흙의 저항력이 존재하며, 말뚝선단부인 깊이 L에는 선단 저항이 작용하지 않는다고 가정하였다. 이 경우 타격 시부터 흙의 저항이 최초로 존재하는 깊이 A에서의 반사파가 말뚝두부의 측정위치까지 도달하는 시간인 2A/C시간까지는 F와 VEA/C의 비례성이 성립하지만, 2A/C 시간위치에 존재하는 상대적으로 작은 크기의 흙의 저항으로 인해 F는 약간 증가하고 거기에 비례하여 VE A/C는 감소하게

되어 응력파의 분리가 발생한다.

깊이 A와 B사이에는 흙의 저항이 존재하지 않으므로 시간 2A/C와 2B/C 사이에는 F와 VEA/C의 추가분리는 발생하지 않고 그 간격을 유지한다. 그러나 상대적으로 큰 흙의 저항이 작용하는 깊이 B에서의 반사파가 도달하는 시간 2B/C에서 F는 다시 크게 증가하고 VEA/C는 상대적으로 크게 감소한다. 깊이 B부터 깊이 L까지는 추가적인 흙의 저항이 존재하지 않으므로 시간 2B/C와 2L/C사이에서 F와 VEA/C의 추가분리는 발생하지 않는다. 말뚝선단부인 깊이 L에는 흙저항이 작용하고 있지 않으므로 F는 0에 접근하고, 자유단에서는 말뚝의 변위 속도가 급격히 증가하므로 VEA/C는 크게 증가한다.



[그림 7.8] 흙의 저항력이 비례관계(Proportionality)에 미치는 영향 - 실측예

이상에 대한 실측 예로서 흙의 저항이 힘과 속도의 비례관계(Proportionality)에 미치는 영향을 [그림 7.8]에 나타내었다. [그림 7.8](a)은 주면 마찰력이 작고 선단지지력도 무시할 만큼 적은 경우(초기항타, Easy Driving)에 관찰할 수 있는 파형이다. 이 경우, 주변 마찰이 작으므로 시간 2L/C 까지 F와 VEA/C의 분리는 크지 않고 말뚝의 선단이 연약한 지지층에 존재하는 상태이므로 F는 0에 가깝고 VEA/C는 크게 증가하는 양상을 보이고 있다. 즉, 항타분석기에서 2L/C부근의 F의 급격한 감소와 V의 급격한 증가를 관찰하면 이 말뚝의 선단은 아직도 연약한 층에 관입되고 있음을 알 수 있다.

[그림 7.8](b)는 주면 마찰은 상당히 작으나 큰 선단지지력이 작용하는 선단지지 말뚝인 경우에 관찰되는 응력파의 자취이다. 여기서 시간 2L/C 까지는 주면 마찰력이 작으므로 F와 VEA/C의 분리는 크지 않으나 선단부에서 반사된 응력파가 말뚝두부의 측정 점에 도달하는

시간 2L/C에서 F는 급격히 증가하고VEA/C는 거의 0에 가깝다. 즉, 말뚝선단 위치에 해당하는 2L/C 시간에서 F의 급격한 증가와 V의 급격한 감소를 관찰하면 이 말뚝의 선단은 상당히 견고한 지지층에 관입되고 있음을 알 수 있다.

[그림 7.8](c)는 상당히 큰 크기의 주면 마찰력이 작용하는 마찰 말뚝의 경우 항타분석기로 관찰할 수 있는 응력파형이다. 이 말뚝에서는 큰 주면 마찰로 인해 짧은 시간 내에 F와 VEA/C 분리가 발생하며, 말뚝 전체길이에 큰 마찰력이 작용하므로 분리정도가 시간에 따라 증가하고 있다. 따라서 [그림 7.8](c)와 같은 파형은 지반조건이 상당히 양호한 곳에 말뚝을 항타 하는 경우 관찰할 수 있는 파형이다.

라. 상.하향파(wave up, wave down)에 의한 흙저항력 측정

항타시 말뚝선단과 두부방향으로 이동하는 Force Wave를 관찰함으로써, 흙에 의한 저항의 분포에 대해 좀 더 많은 것을 알 수 있다. Wave Down 이란 말뚝의 선단부 방향으로 진행하는 Force Wave로 흙의 저항력 분포나 최대 상향 인장력을 산정하는데 사용된다.

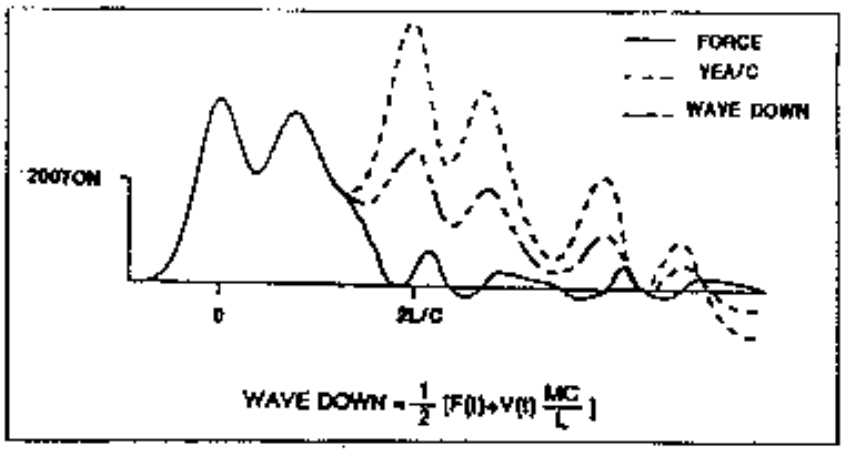
Wave Up과 Wave Down은 측정된 F와 V를 이용하여 계산된 값이다. 흙의 저항으로 인한 응력파의 반사는 F와 VEA/C를 같은 크기만큼 반대방향으로 증감시키므로 Wave Down은 F와 VEA/C의 합의 절반이고, 마찬가지로 Wave Up은 F와 VEA/C의 합의 절반이 된다.

$$WD = \frac{1}{2}[F(t) + \frac{AE}{C}]\,V(t) \tag{7.8}$$

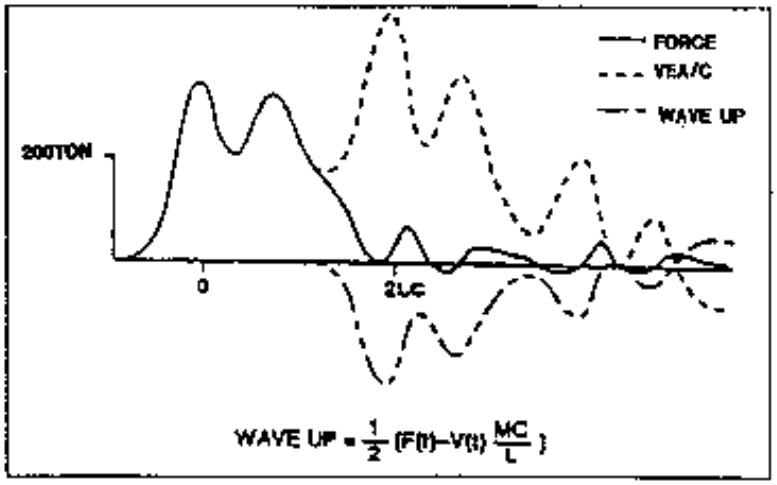
$$WU = \frac{1}{2}[F(t) + \frac{AE}{C}]\,V(t) \tag{7.9}$$

[그림 7.9](a)와 (b)는 항타분석기로 측정된 F와 VEA/C로부터 Wave Down과 Wave Up을 계산하는 과정을 보이고 있다.

위에서 언급한 바와 같이 Wave Up 개념을 이용하면 흙의 저항력 분포를 판단할 수 있다. 즉 Wave Up은 흙의 저항에 의해 파가 반사되어 말뚝 두부 쪽으로 이동하는 것이므로 흙의 저항력이 말뚝길이에 따라 일정하다면 흙저항에 의한 파의 반사가 누적되어 Wave Up은 시간에 따라 선형으로 증가하는 형태를 보일 것이다. 만약 흙의 저항이 삼각형 분포를 이루고 있다면 Wave Up은 시간에 따라 비선형적으로 증가하는 모양을 갖게 된다. [그림 7.10]은 주면 마찰이 지배적인 말뚝 항타시 항타분석기로 측정한 파형을 보이고 있으며 Wave Up의 모양으로 보아 주면 마찰력은 깊이에 따라 대략 일정한 분포를 갖는 것으로 판단할 수 있다.

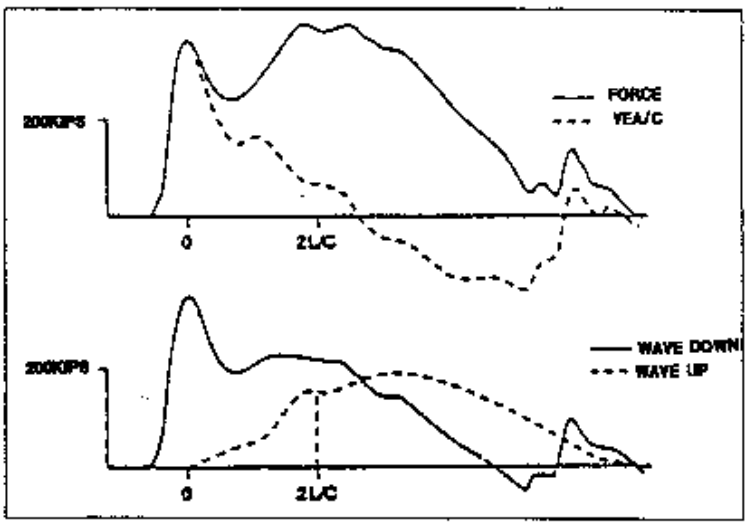


(a) Wave Down 계산예



(b) Wave Up 계산예

[그림 7.9] Wave Down 및 Wave Up 계산예



[그림 7.10] Wave Up으로부터 주면 마찰력 분포 판단

Ⅶ-3 재하시험 결과의 해석이론

전술한 기본이론을 바탕으로 하여 말뚝항타분석기(PDA)를 이용, 말뚝의 지지력을 산정하며, 그 분석방법으로는 경험에 의한 Damping 계수(Jc)를 가정하여 항타와 동시에 말뚝의 예상지지력,말뚝의 손상정도 등을 계산할 수 있는 Case방법과 PDA를 통해 얻은 힘과 속도를 항타완료 후 컴퓨터를 이용하여 말뚝지지력에 영향을 주는 각종 토질정수를 가정한 후 이를 시행착오법으로 반복 계산하여 최종적으로 말뚝의 지지력, 하중-침하량관계 등을 결정할 수 있는 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)방법이 있으며 이를 개략적으로 기술하면 다음과 같다.

가. Case Method

이 방법은 한마디로 표현하여 동적재하시험에 의한 지지력 예측법 중 간편 계산법이라고 할 수 있는데, 근본적으로 말뚝두부에 변형률계와 가속도계를 설치하여 측정한 값을 가지고 말뚝의 지지력을 예측하는 것은 다음 절의 CAPWAP방법과 같으나 본 Case방법은 측정치를 가지고 지지력을 예측할 수 있는 공식에 대입하여 구하는 방법으로 현장에서 동재하시험과 동시에 말뚝의 극한지지력을 개략적으로 판정하는데 사용하고 있다. 말뚝의 극한지지력을 측정하기 위해서는 지반의 댐핑계수를 가정하여 입력하여야 한다. 댐핑계수는 주로 경험에서 나오는 값으로 가정된 값에 따라서 말뚝의 극한지지력은 상당한 차이를 보이게 된다.

① Case Method capacity

항타분석기는 Closed Form Solution을 이용하여 1차원 파동전달 이론으로부터 전체항타저항(Total Driving Resistance)을 계산한 후 이를 정적저항(Static Resistance)과 동적저항(Dynamic Resistance)으로 분리한다. 이들 계산방법중 현장에서 항타와 동시에 예상지지력을 제시하는 것이 Case 방법으로 Pile Driving Analyzer중의 증폭기와 적분회로로 측정된 변형을 힘으로, 가속도는 속도로 변환하여 이러한 힘과 속도로부터 말뚝의 동적지지력을 구하는 방법으로 다음과 같은 간략식으로 지지력을 예측한다. 이때, 말뚝은 전체 길이에 대해 균질하고 지반은 이상적인 소성체 거동을 한다고 가정한다. 항타시 말뚝의 정적, 동적 총지지력은 RTL은 Rausche 등(1985)에 의해 다음과 같이 제안되었다.

$$RTL = RD + RS = \frac{1}{2}[FT1 + FT2] + \frac{1}{2}\frac{EA}{C}[VT1 - VT2] \tag{7.10}$$

여기서 RTL : 전체저항력
RD : 동적 저항력
RS : 정적 저항력
FT1,FT2 : 시간 t_1과 t_2에 말뚝두부에서 측정된 힘

VT1,VT2 : 시간 t_1과 t_2에 말뚝두부에서 측정된 속도

EA/C : 말뚝의 임피던스

일반적으로 가속계와 변형계를 설치한 위치에서 말뚝선단까지의 길이가 L이라면 시간 t_1은 측정된 속도가 최대인 시간으로 정의하며 시간 t_2는 t_1으로부터 2L/C가 경과한 시간을 말한다.

Rausche등(1985)은 항타로 인한 동적지지력을 말뚝선단에서의 변형속도(V)에 비례하는 함수로 표현하였는데, 말뚝선단에서의 변형속도는 말뚝두부에서 측정된 V로부터 계산하여 흙의 동적 저항력을 다음과 같이 표현하였다.

$$RD = J_c \frac{AE}{C} VT \qquad (7.11)$$
$$= J_c[(\frac{AE}{C}) Vt_1 + Ft_1 - RTL]$$

여기서 Jc : Case 댐핑계수

Vt : 말뚝선단의 변형속도

항타시 말뚝의 전체저항력, RTL은 정적저항력과 Damping으로 인한 동적저항력으로 구성된다. Case방법에서는 동적저항력을 Case Damping 계수(J_c), 말뚝의 임피던스(EA/C), 말뚝선단에서의 입자속도(V_t)의 곱으로 정의하고 전체저항력으로부터 동적저항력을 제거함으로써 말뚝의 정적지지력을 추정한다.

$$RSP = RTL - RD \qquad (7.12)$$
$$= RTL - J_c \frac{EA}{C} V_t$$
$$= \frac{1}{2}(1 - J_c)[FT1 + VT1(\frac{EA}{C})] + \frac{1}{2}(1 + J_c)[FT2 + VT2(\frac{EA}{C})]$$

식(7.12)에서 J_c 는 항타분석기로 측정할 수 없으므로 가정하여야 하는 값으로 말뚝선단부의 지반조건에 따라 달라진다. 1960~1970년대에 실시한 정재하시험결과 Davisson 분석법으로 산정한 극한 지지력과 식(7.12)의 RS로 대체하여 역산한 결과 지반종류에 따른 J_c값은 [표 7.2]에 보이는 바와 같다(Goble 등, 1975).

[표 7.2] RSP에 사용되는 J_c

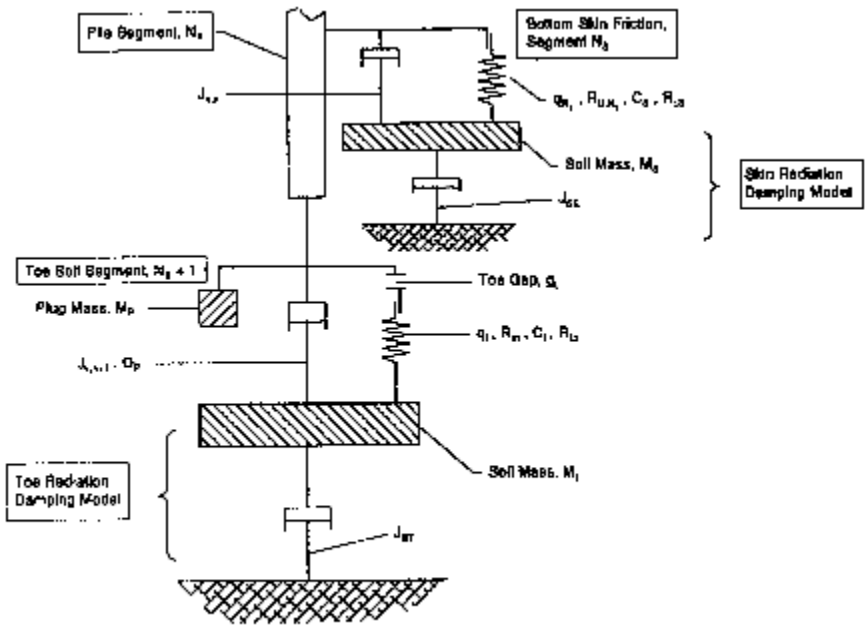
말뚝선단의 지반종류	원 Case 댐핑범위 (Goble, 1975)	재조정된 댐핑 범위 (Pile Dynamics, 1996)	비 고
Sand	0.05	0.05-0.20	
Silty Sand or Sandy Silt	0.15	0.15-0.30	
Silt	0.30	0.20-0.45	
Silty Clay and Clayey Silt	0.55	0.40-0.70	
Clay	1.10	0.60-1.10	

Case 방법은 항타와 동시에 말뚝의 예상지지력을 계산하므로 항타관리에 매우 편리하지만 말뚝의 실제 지지력 측정시 Case Damping 계수인 Jc 를 경험적으로 가정하여야 하고, 시간 FT 와 VT 의 계산을 위해 시간 t를 선택하여야 하는 등의 오차유발요인을 포함하고 있다. 이러한 문제점을 개선하기 위해 개발된 것이 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program) 방법이다.

나. CAPWAP 방법

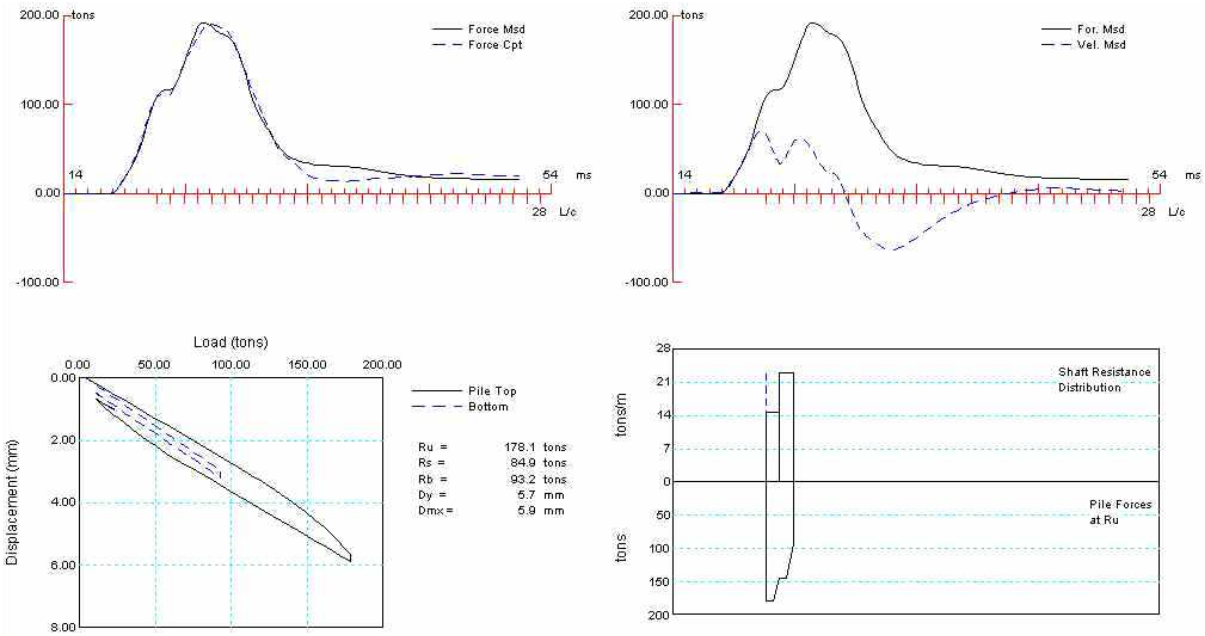
Case방법은 현장에서 항타와 동시에 말뚝의 예상극한지지력을 제시하므로 항타관리에 매우 편리하지만 방법 자체가 간략식에 의존하며 값을 경험적으로 가정하여야 하므로 예상지지력에 오차가 발생할 수 있으며, 단면이 변화하는 Nonuniform말뚝에 대한 해석은 불가능하다. 이러한 문제점 개선을 위해 개발된 방법이 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)으로, Case Western Reserve University에서 Rausche(1970)에 의해 처음 개발된 컴퓨터 프로그램이며 항타분석기로 얻은 F와 V의 기록을 이용하여 시행오차법으로 두 파형을 일치시켜 경계조건(말뚝의 지지력, 흙의 저항력 분포, Quake 및 Damping특성)을 결정하는 방법이다. 이 프로그램은 말뚝을 압축파의 이동시간이 동일한 연속적인 Segment로 모델링하며 흙의 저항은 일반적이 파동방정식에 의한 항타해석과 마찬가지로 정적 극한지지력 Quake, 그리고 Damping 상수로 모델링한다.

CAPWAP프로그램은 이들 말뚝모델, 흙모델 그리고 말뚝두부에서 측정된 파형중 하나를 입력치로 선택하여 항타시 말뚝의 거동을 계산한 후, 실제 측정된 파형과비교하는 방법을 사용한다. 이 때 말뚝두부의 거동 입력치로 F, WD, V중 하나를 사용하며 각각의 경우 계산되는 출력치는 V, WU, F가 사용된다. 반복적인 계산과정중 계산된 출력치와 실제 측정치가 가장 잘 일치하도록 흙모델을 조절하는 작업이 필요하며 CAPWAP에서는 자동 또는 수동으로 이 작업을 수행할 수 있다. 반복작업시 조절되는 모델링 Parameter중 대표적인 것으로 Quake, Unloading Level, Radiation Damping, Plug Mass, 극한지지력, 흙의 저항분포 등이 있으며 [그림 7.11]은 CAPWAP방법의 모델링과 반복 계산과정을 보여준다.



[그림 7.11] CAPWAP모델링 및 반복계산과정

이와 같이 반복계산으로 Best Match가 얻어지면 프로그램은 흙모델의 각종 Parameter를 출력한다. CAPWAP은 이들 경계조건을 이용, 정적재하시험을 묘사하고 말뚝의 두부에 정적하중을 작용시켜 말뚝의 관입과 이에 소요되는 흙의 정적지지력의 결과(정적재하시험곡선)를 얻으며 주면 마찰력의 분포를 제시한다. [그림 7.12]는 CAPWAP해석의 일반적인 출력 예를 보이고 있다.



[그림 7.12] CAPWAP 해석결과

Goble등(1980)은 CAPWAP방법에 의한 극한지지력 예측치의 정확도를 알아보기 위하여 CAPWAP에 의한 계산치와 정적재하시험을 비교한 결과, CAPWAP해석결과가 약 +15%이하

의 오차를 보인다고 주장하였다. HANNINGAN과 WEBSTER(1987)도 40여개 말뚝의 시험결과를 토대로 CAPWAP 결과와 정적재하시험결과를 비교하였으며, 두 해머의 조건이 서로 대응하는 경우(정적재하시험이 극한 파괴까지 시행되고 동재하시험시 말뚝의 변위가 2.5mm/blow이상 발생한 경우) 두 결과는 상당히 잘 일치함을 보여주고 있다.

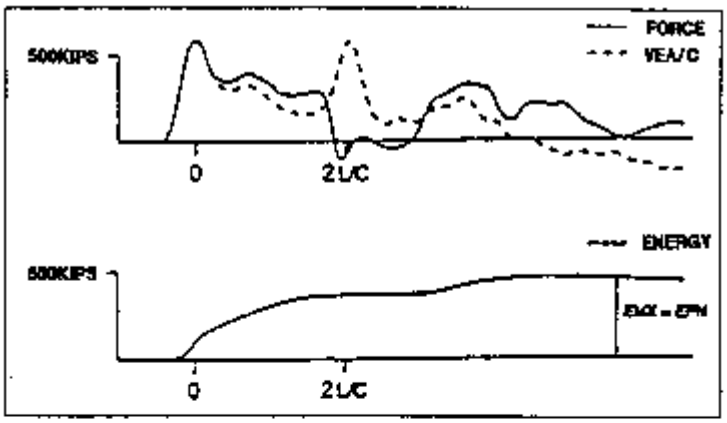
다. 항타시스템의 평가

항타분석기로 말뚝두부에서 측정한 힘과 변형속도를 이용하여 항타시스템(항타기, 헬멧, 쿠션등)에 말뚝두부에 실제로 전달된 에너지는 다음 식으로 나타낼 수 있다.

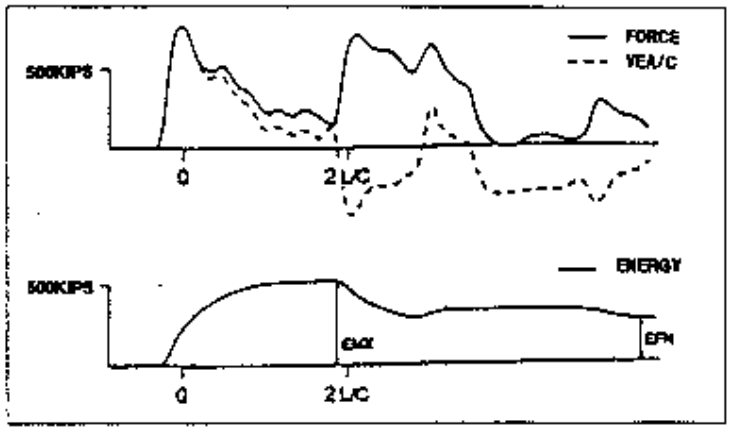
$$E(t) = \int F(t)\,V(t)dt \tag{7.13}$$

이때 E(t)의 최대값이 말뚝두부에 전달된 최대에너지(EMX)이며 이는 말뚝에 공급된 최대에너지를 의미한다. 항타 후 말뚝-흙 시스템에 남아 있는 에너지(EFN)는 실제로 말뚝을 관입시키기 위해 일을 한 에너지이며 EMX와 EFN의 차는 항타시스템을 되돌아간 에너지를 나타낸다. [그림 3.3]는 초기 항타 (Easy Driving)의 경우에 E(t)의 변화양상을 나타내는 것으로 이 경우 해머가 말뚝과 함께 아래방향으로 이동하고 rebound가 발생하지 않으므로 E(t)의 변화양상으로 Hard driving인 경우 말뚝이 rebound하고, 항타에너지의 일부가 항타시스템으로 되돌아감으로 E(t)는 2L/C부근에서 최대값 (EMX)을 보인 후 감소하기 시작한다.

[그림 7.13]과 [그림 7.14]로부터 EMX의 발휘시점과 E(t)의 변화양상을 관찰하면 말뚝의 관입상태를 판단할 수 있음을 알 수 있다.



[그림 7.13] Easy driving시 항타에너지 전달



[그림 7.14] Hard driving시 항타에너지 전달

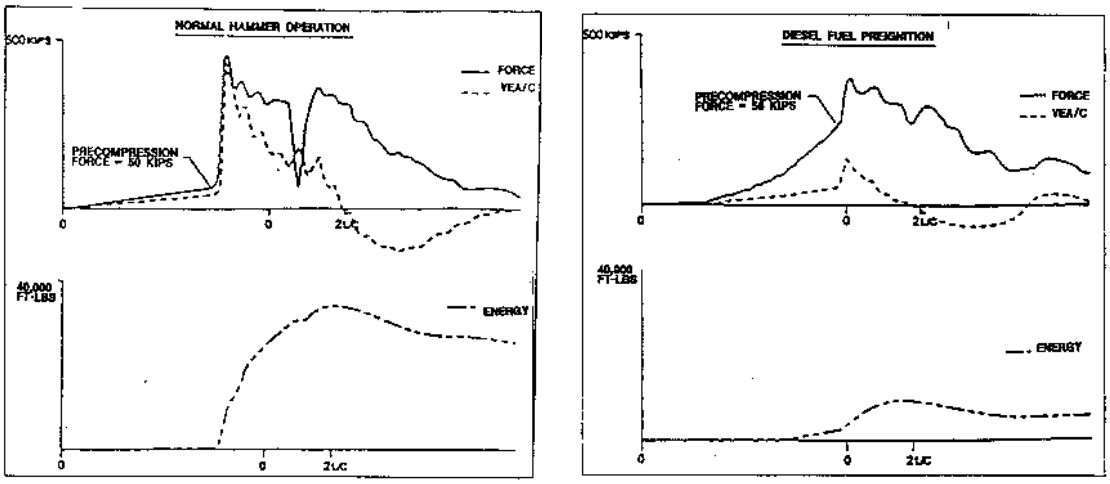
말뚝두부에 전달된 최대에너지(EMX)는 항타기만의 효율이 아닌 항타시스템 전체(항타기, impact block, 항타기 쿠션, 헬멧, 말뚝쿠션등)의 거동을 평가하는데 중요한 척도가 된다. EMX와 항타기의 rated energy 또는 WH(W=항타기 램의 무게, H=램의 낙하고)의 비는 에너지 전달율(Energy transfer Ratio : ETR)이라고 정의되며 ETR은 일반적으로 30 ~ 60%정도이다. Raucher(1985)는 200여 항타기의 거동을 평가하여 항타기의 종류와 말뚝이 종류에 따라 에너지의 전달율이 다르다고 주장하였다. 이들 연구 결과는 [표 7.3]에 보이는 바와 같으며, 국내에서 주로 항타에 사용되는 Kobe 디젤항타기는 강관말뚝의 경우 약 34%, 콘크리트 말뚝의 경우 25%의 평균에너지 전달율을 가짐을 알 수 있다.

[표 7.3] 항타기와 말뚝에 따른 에너지 전달율

Hammer Type	Pile Type	Energy Transfer Ratio		
		Mean	Std.Dev	Range
Single Acting Air/Steam	Steel Concrete or Timber	49% 46%	10% 16%	29-71% 25-95%
Double Acting Air/steam	Steel Concrete or Timber	33% 27%	9% 8%	24-51% 15-44%
Open End Diesel	Steel Concrete or Timber	34% 25%	10% 6%	15-59% 13-43%
Close End Diesel	Steel Concrete or Timber	36% 26%	7% 6%	23-48% 18-33%

[표 7.3]은 일반적인 항타시스템의 거동을 평가하는데 유용하며, 특히 각 현장에서 정상적인 항타시의 에너지의 전달율을 측정하여 알고 있다면 작업조건의 변화, 항타기의 이상거동, 항타기의 효율변화 들을 판단할 수 있다. [그림 7.15](a)는 디젤항타기가 정상적으로 작동하는 경우에 항타분석기로 관찰할 수 있는 파형과 시간에 따른 항타에너지의 변화를 나타낸다. 단

동식 디젤항타기의 경우 연료 압축으로 인한 Precompression으로 인해 항타기 램이 impact block에 타격되기 저네 말뚝두부에 완만한 하중 증가가 발생한다. 정상적으로 작동하는 디젤 항타기는 램이 Impact Block에 타격됨과 동시에 연료의 폭발이 발생하여 타격에 의한 충격력과 폭발에 의한 압력이 동시에 말뚝에 전달되므로 급격한 F와 V의 증가가 발생한다. 그러나 램의 타격직전, 디젤에 디젤유의 폭발이 발생하면 램이 Impact block을 타격하지 못하고 상승하므로 [그림 7.15](b)와 같이 완만한 F의 증가가 발생하여 실제 두부에 충격 에너지를 충분히 전달 할 수 없다. 이러한 현상을 조기점화(preignition)라고 하며 조기 점화로 인해 소량의 에너지만 두부에 전달되므로 말뚝은 상당히 적은 양의 관입만을 보일 것이다. 동일한 지반 및 말뚝에서 정상 항타시와 조기점화 발생시의 항타기 낙하고는 비슷하므로 현장 기술자의 육안으로는 조기점화를 알아내기 불가능하나 항타분석기를 이용하면 이를 즉시 판단 할 수 있다. 국내의 현장에서 관찰된 바에 의하면 (이우진 등 1994) 동일한 항타시스템으로 동일한 지반조건에서 항타하는 경우라도 말뚝두부의 손상정도에 따라 에너지 전달율이 상당히 변화한다. 한 현장의 경우두부가 손상되지 않은 PC말뚝을 NH-40유압 항타기로 항타하여 73~74%의 에너지 전달율을 보였으나, 두부파손 직후부터 에너지 전달율이 급격히 감속화여 55~56%에 도달함을 관찰하였다. 즉 말뚝의 두부를 파손하면서 항타하는 경우전달에너지중 일부가 두부의 파손에 소모되므로 실제로 말뚝의 관입에 소요되는 에너지는 말뚝두부가 손상되지 않은 상태의 항타와 비교하여 상당히 적은 것으로 판단된다. 특히 두부가 손상되도록 항타하는 경우 항타관리를 위한 최종 관입량이 과소평가되어 동적지지력 공식을 이용하여 추정한 말뚝의 지지력이 과대 평가됨에 유의하여야 한다.



(a) 정상적인 디젤항타기 작동시 **(b) 디젤항타기의 조기점화시**

[그림 7.15] PDA화면

라. 시험결과의 활용

동재하시험결과는 약 36가지의 계산치를 제시하며 이중 중요한 것은 [표 3.3]과 같다.

[표 7.4] PDA 계산출력치

출 력 치	내 용
CSX(FMX)	Gauge위치에서의 최대압축응력(최대압축력)
CSB(CFB)	말뚝선단부에서의 최대압축응력(최대압축력)
TSX(CTX)	말뚝에 작용하는 최대인장응력(최대인장력)
DMX	Gauge 위치에서의 최대변위
BTA	말뚝의 손상정도를 나타내는 건전도 지수
EMX	Gauge위치에서의 최대 항타에너지
ETR	에너지 전달률
RTL	말뚝의 Total Resistance(정적+동적)
RSP(RP#)	Case 방법에 의한 정적지지력(RSP $w/j_c = 0.\#$)
RMX(RX#)	Case 방법에 의한 최대정적지지력(RXM $w/j_c = 0.\#$)
RMX(RU#)	Early unloading을 보정한 정적지지력(RSU $w/j_c = 0.\#$)
RAU	Case 방법에 의한 선단지지말뚝의 정적지지력

마. 허용지지력 결정

동재하시험은 정재하시험의 하중-침하량 분석에서 알 수 있는 자료보다 많은 정보를 제공한다. 그러나 말뚝 거동에 대한 고려 없이 일률적으로 안전율을 적용하게 되면 비경제적인 설계가 될 수 있다. 그러므로 Case 방법에 의한 결과는 현장에서 말뚝의 지지력을 개략적으로 파악하는데 사용하고 CAPWAP 분석으로부터 하중-침하량 관계를 도출하고 합리적인 판단기준으로 허용지지력을 결정해야 한다.

① 댐핑계수를 사용하여 지지력을 구하는 Case 방법은 불확실하나 CAPWAP은 정적 재하시험을 모사하여 말뚝두부에 하중을 작용시켜 말뚝의 관입과 이에 대한 지지력의 관계를 나타내주며 주면 마찰력의 크기와 분포를 파악할 수 있다.

② Setup, relaxation 효과 반영

초기항타나 재항타 시험에 의해 일정시간후의 지반강도 변화를 쉽게 조사할 수 있다. 따라서 말뚝의 실하중 능력을 측정하기 위해서는 시간의 변화에 따른 지반효과가 반영될 수 있도록 일정한 시간후에 시험을 실시하는 것이 좋다. setup 효과가 실제로 존재하면 말뚝본수를 줄일 수 있다.

③ 정재하시험의 보조적 성격

대형지지력 말뚝, 해양조건, 매우 작은 공사에서는 시간이나 비용에 대한 제약조건으로 정재하시험을 기피하는 경향이 있으므로 항타분석기가 여러 가지 정보를 쉽게 제공할 수 있다. 또 항타분석기는 최적 관입과 항타규준 결정시 사용된다.

바. 항타응력의 평가

항타분석기를 이용하면 항타로 인해 측정된 변형률과 말뚝계수의 선형성을 이용하여 게이지 부착 위치에서의 응력을 계산하고 이로부터 말뚝에 발생하는 압축응력과 인장응력을 평가할 수 있다.

압축응력은 말뚝두부 근처에 설치한 변형계로부터 바로 계산 될 수 있으나 항타로 인한 최대 압축응력은 다른 위치에서 발생할 수 있다. 특히 말뚝이 암반이나 단단한 지지층에 관입되는 경우에 말뚝 선단에서의 압축응력이 두부에서의 압축응력보다 큰 경우가 종종 발생한다. 말뚝선단에 작용하는 압축응력을 추정하기 위해 항타분석기에서는 WAVE UP으로부터 주면 마찰을 계산하여 말뚝 선단에 작용하는 압축력을 다음과 같이 추정한다.

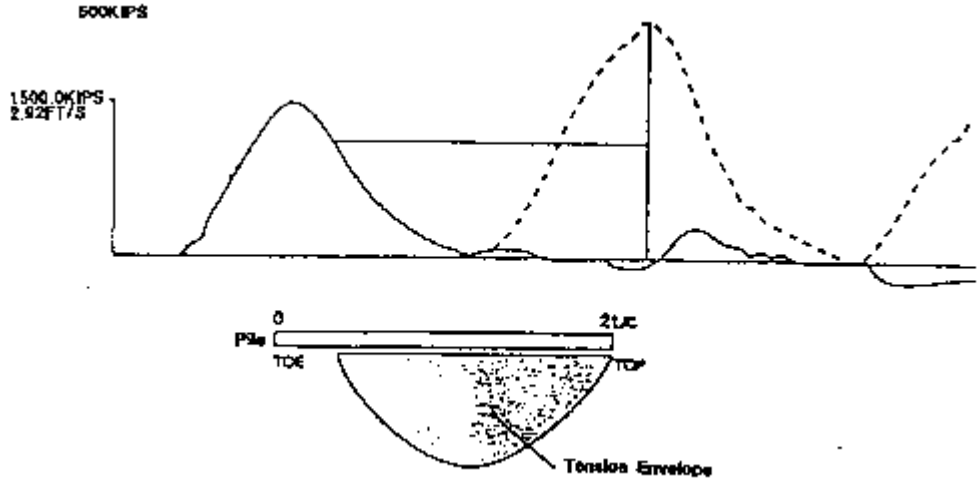
$$CFB = X - SFT \tag{7.14}$$

여기서 CFB : 말뚝선단에서의 압축력

RMX : Case 방법으로 구한 최대 정적 지지력

SFT : 추정된 주면 마찰력

따라서, 말뚝선산의 압축응력(CSB)은 CFB를 선단의 단면적으로 나눈 값이다. 그러므로 항타시 변형계 설치위치에서 최대압축응력(CSX)와 말뚝선단의 압축응력(CSB)을 항타 분석기로 관찰함으로써 항타로 인한 Overstress를 방지하고, 말뚝두부의 파손 및 말뚝선단의 손상을 방지할 수 있다. 특히 항타분석기 화면을 통해 T2 부근의 F와 AEV/C의 파형을 관찰하고 CSB 값을 읽음으로써 말뚝선단의 지지정도를 판단할 수 있다. CSB값이 CSX값에 근접하면 선단에 상당한 힘이 전달되었음을 의미한다. 콘크리트 말뚝을 초기 항타하는 경우(말뚝선단의 Free end에 가까운 경우) 선단으로부터 반사되는 인장파에 의해 말뚝에 인장균열이 발생할 가능성이 크므로 항타시 인장응력도 관찰하여야 한다. 항타분석기의 경우 인장응력은 실측치로부터 계산된 Wave up과 Wave down으로부터 추정된다. [그림 7.16]은 현재 항타분석기에서 사용하고 있는 말뚝길이에 따른 인장력 추정방법을 도시하고 있다. 이런 방법으로 추정된 Tension Envelope에서 가장 크기가 큰 값을 말뚝내에서 발생하는 최대 인장력(CTN)이라 하고 이것을 말뚝 단면적으로 나눈 값을 최대인장응력(TSX)으로 제시한다.



[그림 7.16] Tension Envelope의 계산

각 재료별 말뚝에 대해 미국 연방도로국(FHWA)이 제안한 최대 허용 항타응력은 [표 7.5]와 같다. 국내의 경우 강관말뚝 대해서는 [표 7.5]의 기준을 주로 사용하나, 콘크리트 말뚝에 대해 허용압축응력은 0.6σck , 최대 허용 인장응력은 0.85×Prestress의 기준이 보통 적용되고 있다. 항타의 목적상 말뚝에 손상이 발생하지 않는 범위내에서 최대의 항타에너지가 말뚝에 전달되어야만 소정의 지지력을 갖는 말뚝을 시공할 수 있으므로 항타중 CSX, CSB, TSX 등을 관찰하여 말뚝두부 및 선단의 손상, 인장균열의 발생을 최대한 억제하면서 항타관리를 실시하는 것이 효율적인 항타응력 평가의 목적이다.

[표 7.5] FHWA의 최대항타응력 추천치

Pile Type	Maximum Compression Stress	Maximum Tension Stress
Steel	$0.9f_y$	$0.9f_y$
Timber	$3.0\sigma_a$	$3.0\sigma_a$
Precast Concrete	$0.85f_{ck}$	$0.7f_y$ of Steel Reinforcement
Prestressed Concrete	$0.85f_{ck}-f_{pe}$	$\sqrt{f'c+f_{pe}}$
Notes Fy = yield strength σa = allowable design stress fck = concrete compressive strength fpe = effective prestress after losses		

사. 허용지지력 판정

일반적으로 말뚝의 설계 및 시공시 허용지지력을 결정하는 데에는 말뚝재료가 받을 수 있는 재료의 허용하중과 말뚝이 시공된 지반의 허용지지력을 함께 고려하여야 한다. 즉, 말뚝의

최종 허용지지력은 「재료의 허용축하중」 과 「지반의 허용지지력」을 비교하여 작은 값으로 결정한다. 기성 콘크리트말뚝의 허용지지력을 결정하는 데에 여러 가지 이견도 있으나 국내의 경우에는 다음 식이 일반화되어 사용되고 있다.

$$Q_{ma} = A_p[0.25\sigma_c - \sigma_{ce}] \tag{7.15}$$

여기서 Qma : 말뚝재료의 허용하중

Ap : 말뚝재료의 단면적

σ_c : 말뚝재료 콘크리트의 압축강도(PHC말뚝의 경우 $\sigma_c = 800kg/cm^2$

σ_{ce} : 유효 prestress(A종 PHC말뚝의 경우 $\sigma_{ce} = 39kg/cm^2$)

이 값은 말뚝재료의 이론적인 허용최대하중이며 여기에 말뚝길이를 고려한 세장비 저감과 말뚝이음부에 대한 이음저감이 추가로 고려되어야 한다. 현재 국내의 설계기준에는 PHC말뚝에 있어 세장비에 대한 규정은 없는 실정이다. 따라서 일본의 규정을 원용하면 ① PHC말뚝의 최대허용 관입 깊이는 110D이며(여기서 D는 말뚝직경) 따라서 어떠한 경우에도 말뚝길이는 이 값을 초과하지 말아야하며 ②말뚝 관입깊이가 85D 이상이 되면 세장비가 늘어나는데 이에 따라 아래 식과 같이 세장비 저감을 고려하도록 규정하고 있다.

$$Q_{mal} = Q_{ma}(1 - [(L/D) - 85]/100) \tag{7.16}$$

여기서 Qmal : 세장비를 고려한 말뚝재료의 허용하중

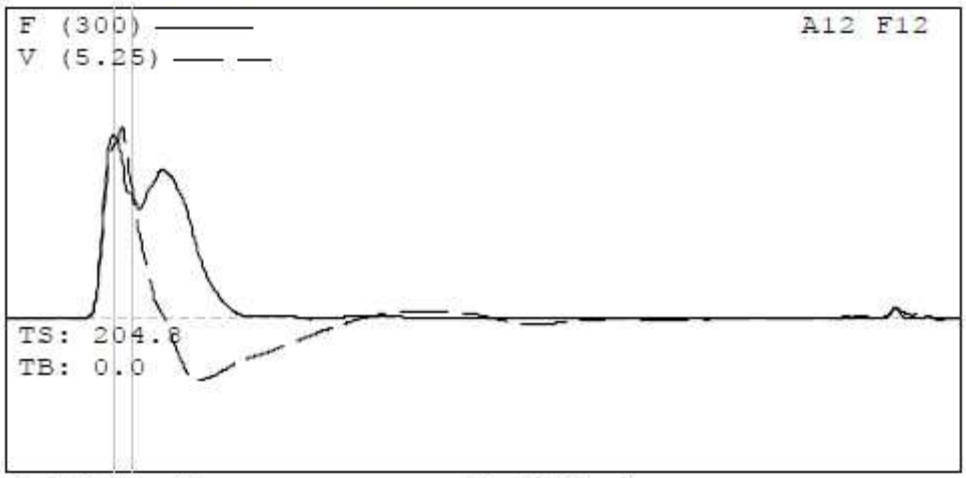
Ap : 말뚝길이

기성 말뚝의 경우 관입깊이가 15m 이상이 되면 말뚝의 용접이음은 불가피하다. 국내의 경우 기성 말뚝 제조공정이 생산여건 및 운송조건의 제약으로 말뚝 1본당의 길이는 15m를 상한값으로 보는 것이 일반적이다. 말뚝의 용접 이음에 대하여는 「구조물 기초 설계기준」에 의거 용접 개소 1개 소당 5%의 허용하중 저감이 일반적으로 적용되고 있다. 대부분의 경우 사용말뚝들은 15m이내(최대 52D)길이의 단본으로서 세장비 및 이음에 대한 저감은 해당되지 않는다.

Ⅶ-4 시험결과

가. 동재하 시험결과

현장측정파(No.1-1)



Project Information

PROJECT: CHUNCHEON-YANGYANG EXPRESSWAY CONSTRUCTION
PILE NAME: A2(STA.3+115)
DESCR: FRP PILE F 300?
OPERATOR: KCL
FILE: P3#2
2012-07-13 ? ? 10:32:47
Blow Number 20

Pile Properties

LE	7.0 m
AR	706.86 cm^2
EM	267 t/cm2
SP	2.40 t/m3
WS	3303.0 m/s
EA/C	57.1 tn-s/m
2L/C	4.20 ms
JC	0.70 []
LP	6.3 m

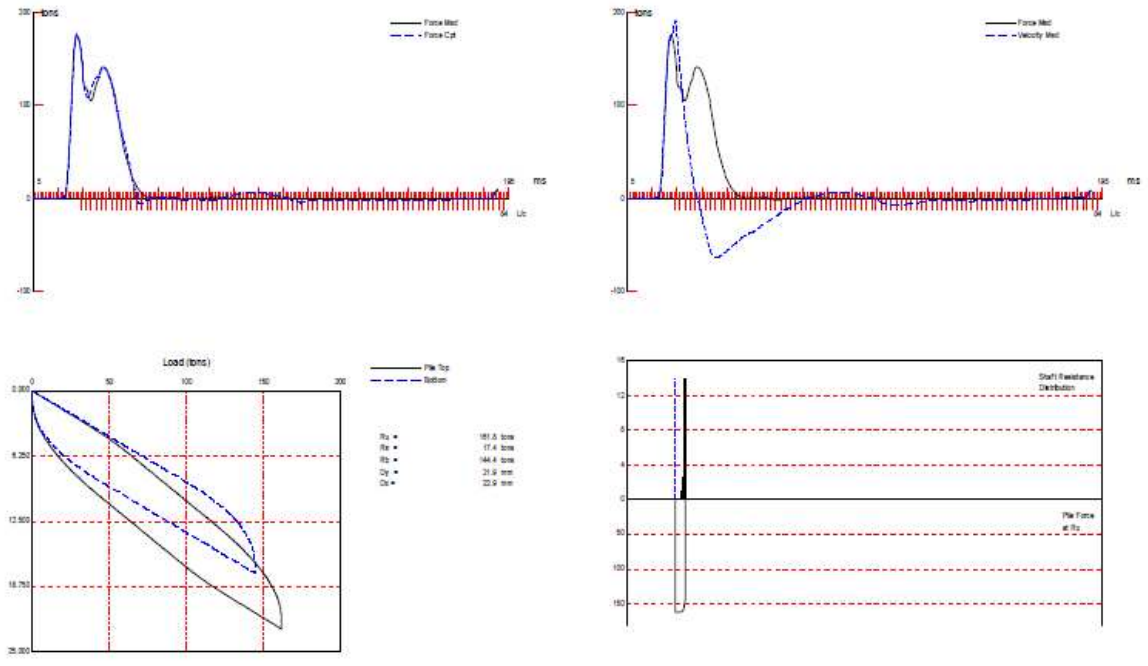
Quantity Results

RAU	153 tn
RSP	54 tn
CSX	24.5 MPa
CSB	25.5 MPa
TSX	0.6 MPa
DRN	1 mm
EMX	3.28 tn-m
DMX	24 mm

Sensors

F1: [F1] 94.4 (1)
F2: [F2] 92.9 (1.2)
A1: [A1] 990 g's/v (0.9)
A2: [A2] 1070 g's/v (0.9)
CLIP: OK

CAPWAP 분석결과(No.1-1)





(a) HCFFT ($D=300mm, L=8m$)



(b) 항타

[그림 7.17] HCFFT 현장재하실험($D=300mm$)



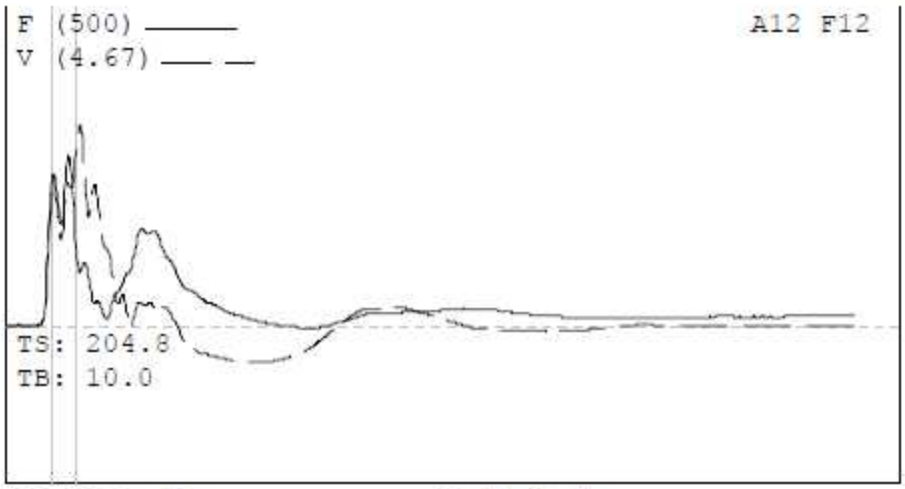
(c) 계측기 위치 결정



(d) 계측기 부착

[그림 7.17] HCFFT 현장재하실험($D=300mm$)(계속)

현장측정파(No.2-1)



Project Information
PROJECT: kimjae
PILE NAME: No.1(ECID)
DESCR: FRP PILE 400
OPERATOR: KCL
FILE: No1-1_51
2012-10-18?? 3:39:21
Blow Number 51

Pile Properties

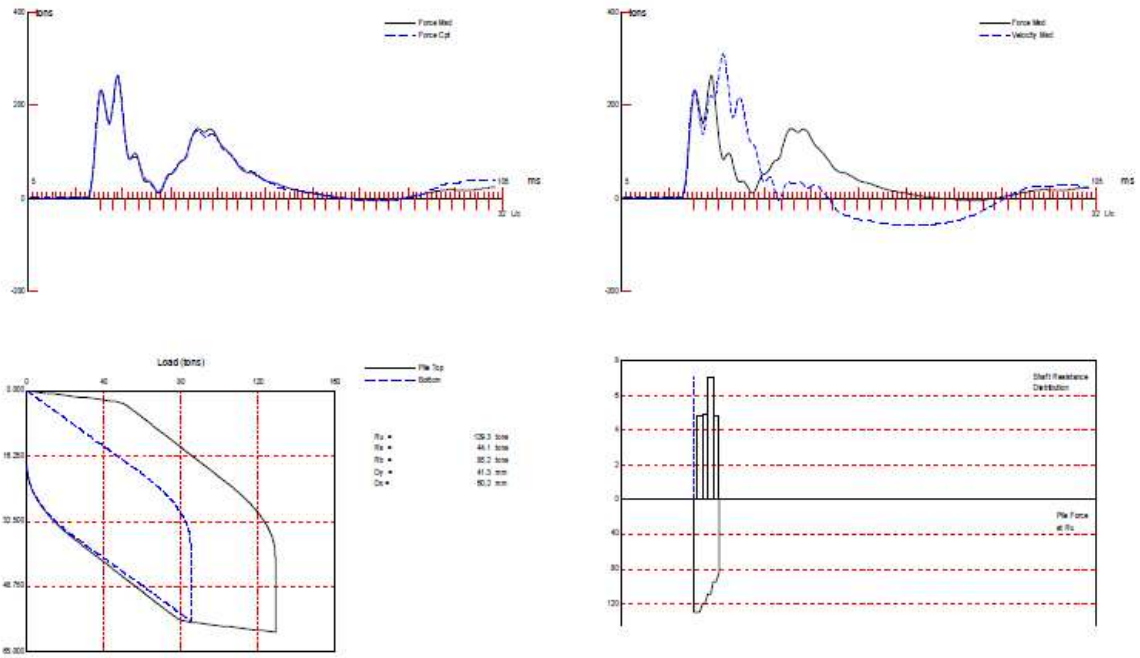
LE	9.2 m
AR	1256.64 cm^2
EM	296 t/cm2
SP	2.40 t/m3
WS	3480.0 m/s
EA/C	107.0 tn-s/m
2L/C	5.20 ms
JC	0.50 []
LP	8.8 m

Quantity Results

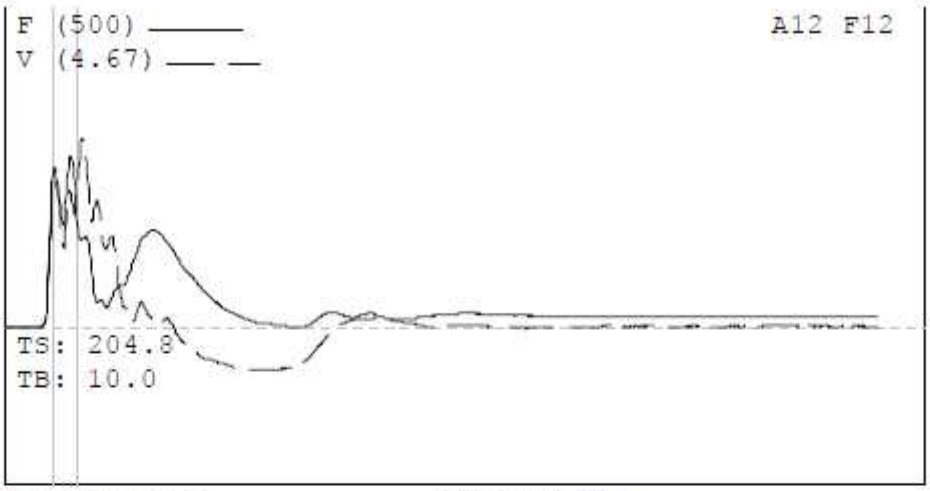
RMX	125 tn
RAU	101 tn
RSP	2 tn
CSX	20.9 MPa
CSB	12.5 MPa
TSX	1.2 MPa
DFN	19 mm
EMX	3.83 tn-m
DMX	31 mm

Sensors
F1: [6004] 96.7 (1)
F2: [6007] 94.3 (1)
A1: [78855] 1075 g's/v (1)
A2: [78858] 1070 g's/v (1)
CLIP: OK

CAPWAP 분석결과(No.2-1)



현장측정파(No.2-2)



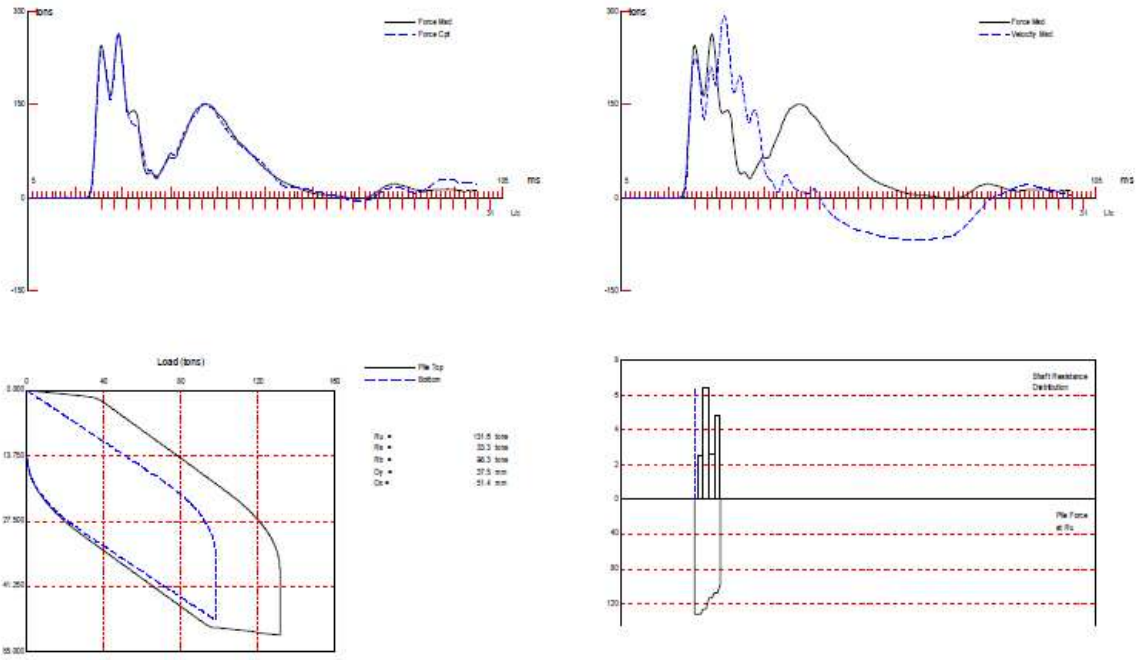
Project Information
PROJECT: kimjae
PILE NAME: No.2(EOID)
DESCR: FRP PILE 400
OPERATOR: KCL
FILE: No2_51
2012-10-18 ? ? 4:07:43
Blow Number 51

Pile Properties
LE 9.2 m
AR 1256.64 cm^2
EM 296 t/cm2
SP 2.40 t/m3
WS 3480.0 m/s
EA/C 107.0 tn-s/m
2L/C 5.20 ms
JC 0.50 []
LP 8.8 m

Quantity Results
RMX 141 tn
RAU 110 tn
RSP 70 tn
CSX 20.9 MPa
CSB 12.8 MPa
TSX 0.8 MPa
DFN 14 mm
EMX 4.01 tn-m
DMX 29 mm

Sensors
F1: [6004] 96.7 (1)
F2: [6007] 94.3 (0.9)
A1: [78855] 1075 g's/v (1.1)
A2: [78858] 1070 g's/v (1)
CLIP: OK

CAPWAP 분석결과(No.2-2)





(a) HCFFT ($D=400mm, L=10m$)



(b) 항타

[그림 7.18] HCFFT 현장재하실험($D=400mm$)



(c) 계측기 부착



(d) 항타 완료

[그림 7.18] HCFFT 현장재하실험($D=400mm$)(계속)

이상의 시험결과를 CASE Method를 통하여 측정한 바, 다음과 같을 결과를 얻었다.

[표 7.6] HAMMER의 항타 에너지 전달율 측정

구분	말뚝 번호	말뚝 종류 (mm)	최종 관입량 (mm)	RAM 중량 (ton)	낙하고 (m)	항타 에너지 (ton·m)	전달 에너지 (ton·m)	에너지전달율 (%)	BTA (%)
1차 시험	No.1-1	HCFFT PILE ∅300	-	3.0	2.0	6.0	3.28	54.6	100
2차 시험	No.2-1 (EOID)	HCFFT PILE ∅400	-	7.0	0.7	4.9	3.83	78.1	100
	No.2-2 (EOID)	HCFFT PILE ∅400	-	7.0	0.7	4.9	4.01	81.8	100

[표 7.7] 항타 응력의 측정

구분	말뚝 번호	말뚝 종류 (mm)	최종 관입량 (mm)	CSX (ton/㎠)	CSB (ton/㎠)	TSX (ton/㎠)	허용 항타 응력 (ton/㎠)	비고
1차 시험	No.1-1 (단일말뚝)	HCFFT PILE ∅300	-	0.246	0.269	0.008	0.480	O.K
2차 시험	No.2-1 (단일말뚝)	HCFFT PILE ∅400	-	0.206	0.901	0.024	0.480	O.K
	No.2-2 (연결말뚝)	HCFFT PILE ∅400	-	0.213	0.121	0.008	0.480	O.K

※ PHC PILE 허용항타응력(fy=800kg/㎠, Fca=0.6.fy)으로 가정

나. CAPWAP 분석 결과

[표 7.8] 허용지지력 산정(CAPWAP Method)

구분	말뚝 번호	주면 마찰력 (ton)	선단 지지력 (ton)	극한 지지력 (ton)	안전율	허용 지지력 (ton)	설계 지지력 (ton)	비고
1차 시험	No.1-1 (단일말뚝)	17.4	144.4	161.8	2.5	64.7	-	
2차 시험	No.2-1 (단일말뚝)	44.1	85.2	129.3	2.5	51.7	-	
	No.2-2 (연결말뚝)	33.3	98.3	131.6	2.5	52.6	-	

※ 본 시험의 해석은 CAPWAP 2006 Program을 사용하였으며, 동재하시험시 측정된 전체 지지력(주면마찰력 +선단지지력)을 항복하중으로 판단, 국내에 동적재하시험 KS F 2591:2004에 매칭의 정도가 수치상으로 표현이 가능하면 안전율 2.5, 미국토목학회(ASCE)의 규정에 안전율 2.5 적용 허용지지력을 산출하였다.

다. 말뚝의 건전도 평가

시험 항타시 말뚝의 손상정도는 시험장비에 나타난 BTA(Pile integrity factor for pile damage analysis)로 판정할 수 있다. 말뚝의 건전도 지수(BTA)란 손상되지 않은 단면적/원래단면적을 의미한다. 건전도 지수값은 아래와 같다.

BTA(%)	손상도
100 %	건전함(uniform pile)
80 ~ 100 %	약간 손상됨(slight damage)
60 ~ 80 %	손상됨(damaged pile)
60 % 이하	파손됨(broken pile)

구분	말뚝번호	BTA(%)	평 가	비 고
1차 시험	No.1-1 (단일말뚝)	100	건전함(uniform pile)	-
2차 시험	No.2-1 (단일말뚝)	100	건전함(uniform pile)	-
	No.2-2 (연결말뚝)	100	건전함(uniform pile)	-

Ⅶ-5 시험결과 요약

본 연구를 통해 개발된 유리섬유복합체를 이용한 복합소재말뚝(HCFFT)에 대한 항타시공 후 동재하시험을 실시한 결과를 요약하면 다음과 같다.

가. 본 시험은 다음과 같이 수행하였다

구 분	항타공법	항타장비	낙하고	비 고
1차 시험	천공 후 항타	드롭햄머 3.0 ton	2.0 m	
2차 시험	직항타	유압햄머 7.0 ton	0.7 m	

나. 현장 CASE Method 측정결과에서 말뚝 건전도는 100%로 PILE의 손상이 없는 것으로 나타났다.

다. PHC PILE의 항타응력으로 가정하여 본 결과 허용항타응력 0.480ton/㎠ 이내 확인되었다.

라. 복합소재(HCFFT)말뚝의 물성표 ($E=(SP/g)*(WS)^2$)

구분	탄성계수(E)	포아송비(v)	단위중량(SP)	파속(WS)
∅300㎜	26.7GPa	0.14	23.5kN/㎥	3303m/sec
∅400㎜	29.67GPa	0.14	23.5kN/㎥	3480m/sec

마. 1차 시험시 동재하시험 측정결과를 분석하면 힘과 속도의 파형이 2L/c에 이르자 힘의 파는 크게 증가하고, 속도의 파는 거의 0이 됨을 알 수 있다. 이러한 경우 비교적 단단한 지지층 파형으로 확인되며 지질주상도 시추공번 ABH-24에서 심도 6.3m 연암층으로 확인되었다.

바. 2차 시험시 동재하시험 측정결과를 분석하면 힘고 속도의 파형은 주면마찰저항도 크지 않으면서 선단저항도 크지 않은 파형으로 확인되며, 지질주상도(BH-1)에서 풍화토 N치 38/30정도 인 것으로 확인 되었다.

사. CAPWAP 분석결과는 다음과 같다

구분	말뚝번호	주면 마찰력 (ton)	선단 지지력 (ton)	극한 지지력 (ton)	안전율	허용 지지력 (ton)
1차 시험	No.1-1 (단일말뚝)	17.4	144.4	161.8	2.5	64.7
2차 시험	No.2-1 (단일말뚝)	44.1	85.2	129.3	2.5	51.7
	No.2-2 (연결말뚝)	33.3	98.3	131.6	2.5	52.6

Ⅷ. HCFFT의 설계 및 시공 지침 제안

HCFFT는 복합재를 활용한 말뚝 부재라는 점에서 기존 말뚝과 차이를 보인다. 따라서, 설계 및 시공 단계에서 HCFFT의 특성을 고려하여야 한다. 이 연구에서는 기존 연구(이 등, 2001) 내용을 참고로 하여, HCFFT의 설계 및 시공 지침을 제안하였다. 제안한 설계 및 시공 기준은 HCFFT를 해상말뚝으로 적용할 경우를 대상으로 제안하였다.

Ⅷ-1. HCFFT의 구조 설계지침

1. 일반

HCFFT 말뚝의 횡저항, 휨모멘트, 축력 또는 상부공의 휨모멘트 또는 전단력 등은 상부 구조의 특성에 의해 적절한 방법을 선택하는 것을 표준으로 한다.

[해설] HCFFT 말뚝기초는 일반적으로 군항으로 구성되어 있고 말뚝과 상부공의 결합은 강결구조로 하는 경우가 대다수이다. 이와 같은 경우 일반적으로 각말뚝이 적절한 깊이에 매입되었다고 가정하고 잔교를 라멘구조로 바꿔놓고 해석하는 방법과 프레임 구조로 치환하여(탄성지반으로 가정한 골조구조) 해석하는 방법이 있다.

2. 횡방향 지반반력계수

HCFFT 말뚝의 횡저항을 계산할 때는 흙의 횡방향 지반반력계수는 횡방향 재하시험에 의해서 구하는 것이 바람직하나, 실측이 어려운 경우 횡저항 시험결과에서 도출되는 적절하는 산정방법에 의하여 구한다.

[해설] 잔교에 시공되는 말뚝인 경우와 같이 말뚝의 항복점에 도달할 때까지 수평하중을 가한 경우의 횡방향 지반반력계수에 대해서는 약간의 실측 예가 있어 N치와 연관지을 수 있으나 N치에서 지반반력계수를 정확하게 추정하는 것은 어려우므로 실측에 의해 구하는 것이 바람직하다.

3. 말뚝의 가상고정점

해저지반중에 고정점을 가정해서 라멘 계산을 하는 경우에는 HCFFT 말뚝의 가상고정점을 적절히 정한다.

[해설] 해저지반속에 고정점으로 가정하여 라멘을 계산할 때 말뚝의 가상고정점을 가상지표면 아래 $1/\beta$에 있다고 가정한다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KhD}{4EI}} \ (cm^{-1}) \quad (8.1)$$

여기서, Kh: 횡방향 지반반력계수(N/cm^2)

D: 말뚝의 직경 또는 폭(cm)

EI: 말뚝의 휨강성($N\,cm^2$)

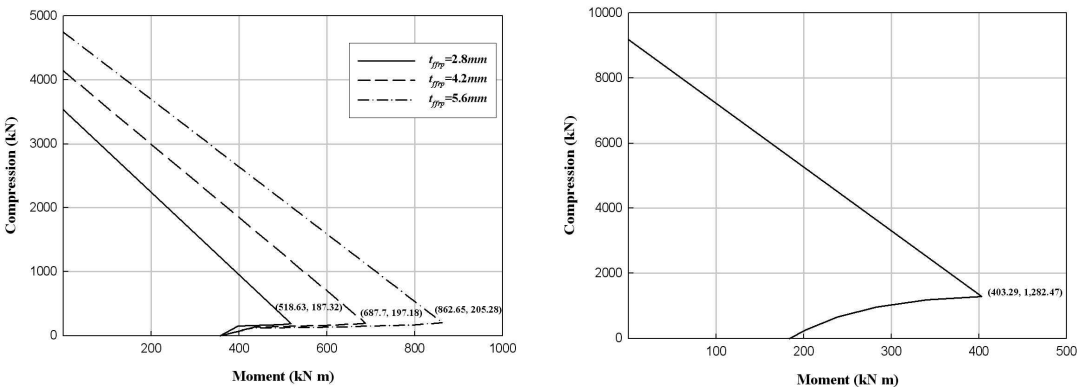
4. HCFFT 말뚝의 부재력

HCFFT 말뚝두부에 분배되는 수평력, 말뚝간격, 교량전체 또는 각 말뚝의 변위량, 각 말뚝의 두부모멘트, 각 말뚝의 축력 등은 교량의 각 Block의 회전 등을 감안하여 적절히 산정하는 것을 표준으로 한다.

5. HCFFT 말뚝 내력 검토

HCFFT 말뚝에 대한 내력은 P-M상관도를 이용하여 검토한다.

[해설] HCFFT의 설계는 FFRP의 두께, 심부콘크리트강도 및 직경에 따라 P-M 상관도를 작성하여 고려하여야 한다. HCFFT의 P-M상관도의 예는 동일 형상의 RC와 비교하여 [그림 8.1]에 나타내었으며, P-M 상관도 작성시 압축강도는 식 (4.2), 휨강도는 식 (5.1)을 고려하여 작성하여야 한다.



(a) 300mm **(b) 400mm**

[그림 8.1] P-M 상관도 작성 예

6. 지지력에 대한 근입깊이 검토

직항의 축방향에 대한 근입깊이는 항만 및 어항설계기준 제 4편 제 4장 말뚝기초의 지지력에 의해 산정한다. 그러나 사면에 박히는 말뚝의 지지력 설계에 있어서는 가상지표면 이하의 흙을 유효한 지지층으로 본다.

7. HCFFT 말뚝의 횡저항에 대한 근입깊이 검토

각 직항의 근입깊이는 말뚝의 횡저항의 해석방법에 대해서 적절히 산정한다.

8. HCFFT 말뚝 이음에 대한 검토

(1) 말뚝에 이음부를 만들 경우, 외력과 말뚝 타입시 이음부 위치의 충격응력에 대해서도 안전하도록 만들어야 한다.

(2) 말뚝의 이음부 위치는 말뚝에 큰 응력이 발생되는 곳은 피해야 하며, 시공조건 등을 고려하여 신중하게 결정하여야 한다.

(3) 말뚝에 이음부를 만들 경우 말뚝의 응력, 지지력 등이 안전한 것을 확인한 다음, 아래 말뚝의 단면을 줄일 수 있다.

Ⅷ-2. HCFFT 말뚝 기초의 지지력 설계 지침

1. HCFFT 말뚝의 지지력

1.1 HCFFT 말뚝의 허용지지력

HCFFT 말뚝기초의 축방향 허용지지력은 단일 말뚝으로서의 축방향 극한지지력을 안전율로 나눈 값(축방향 허용지지력)을 기준으로 하며 다음 항목을 검토하여 결정한다.

(1) FFRP, PFRP 및 콘크리트의 압축력
(2) 이음(Splice)으로 인한 감소
(3) 세장비로 인한 감소
(4) 부주면 마찰력
(5) 군말뚝(Group pile)에 대한 고찰
(6) 말뚝의 침하

[해설]

(1) HCFFT 말뚝의 축방향 허용지지력을 결정할 때, 고찰해야 할 사항들을 기술한 것이다. 허용지지력은 단말뚝으로 축방향 극한지지력을 구하여 안전율로 나눈 값으로 하며, (1)~(6)의 각 항을 고려하여 허용지지력을 감소시킨다.
(2) HCFFT 말뚝의 지지력은 시공의 영향을 많이 받기 때문에 말뚝 시공 전에 시험말뚝을 시공하고 나서 여러가지 검토를 거쳐 설계를 검토할 필요가 있다. 또한, 시험 결과에 따라 말뚝의 길이나 시공방법을 검토할 필요가 있다.
(3) 군말둑은 말뚝의 지지력 및 변형이 말뚝 상호간에 영향을 받는 말뚝무리를 나타낸다.

1.1.1 HCFFT 단말뚝의 허용지지력

HCFFT 단말뚝의 지지력을 재하시험이나 정역학적 지지력공식에 의하여 산정하는 경우, 축방향 허용지지력은 안전율로 나눈 값이다.

[해설]

(1) 축방향 극한지지력부터 축방향 허용지지력을 구할 때 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝조건, 재하조건 등이 포함되는 편차를 고려하기 위한 것이며, 지반파괴에 대비하여 말뚝의 안전성을 확보할 수 있는 값을 정할 필요가 있다. 축방향 극한지지력은 재하시험, 정적지지력 산정식으로 구한 경우 축방향 허용지지력은 안전율로 나눈 값이다.
(2) 안전율은 각종 불확실 요소를 보완하기 위한 것이므로 안전율의 결정은 설계자가

확보한 정보의 양과 질, 그리고 그의 판단 능력에 따라 차이를 나타낼 수 있다.

1.1.2 HCFFT 단말뚝의 극한지지력

HCFFT 단말뚝의 축방향 극한지지력은 재하시험에 의해 구한다. 재하시험이 곤란한 경우에만 정역학적 지지력공식을 적용할 수 있다.

[해설] HCFFT 단말뚝의 축방향 극한지지력은 현장에서 재하시험을 실시하여 허용지지력을 구하는 것이 합리적이다. 그러나 비용과 공사기간, 공사규모에 따라 재하시험이 곤란한 경우에는 정역학적 지지력공식에 의해 추정하는 것이 바람직하다. 또한, 정역학적 지지력공식으로 추정할 기본자료를 얻을 수 없고 공사 규모가 작은 경우, 동역학적 지지력공식이나 기존자료에 의해 추정할 수 있다.

1.1.3 HCFFT 재하시험에 의한 극한지지력 추정

말뚝 재하시험에서 얻은 하중-침하 곡선에서 극한하중이 확인될 때는 극한하중을 축방향 극한지지력으로 결정한다. 곡선상에서 극한하중을 확인할 수 없을 때는 항복하중을 확인한 후 그 값으로부터 극한하중을 추정할 수 있다.

[해설] HCFFT 말뚝의 재하시험은 실물시험이므로 다른 어떤 방법보다도 실제의 값에 가까운 극한지지력을 얻을 수 있는 방법이다. 그러나 재하시험에 의한 극한지지력이라 할지라도 말뚝 한 개의 시험에 의한 극한지지력이고, 단시간 내에 재하한 결과라는 점을 고려하면 실제와는 약간의 차이가 있다는 점을 주의해야 한다. 특히 재하시험에서 말뚝의 침하량을 추정하는 것은 적절치 않다.

말뚝이 연약층을 관통해 있을 때는 연약층의 압밀로 말뚝주면마찰영향이 역방향으로 작용할 위험이 있다. 이와 같이 부마찰력이 예측되는 경우에는 말뚝선단지지력을 재평가할 수 있는 시험을 실시할 필요가 있다.

1.1.4 정역학 공식에 의한 극한지지력 추정

정역학 공식에 의한 축방향 지지력 추정시에는 지반조건, 말뚝 제원, 시공방법, 각 산출방식의 적용범위에 주의해야 한다.

[해설]

(1) 정역학 공식은 HCFFT 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주면마찰력으로 나누어 각각의 극한값을 합산한 값을 말뚝의 축방향 극한지지력으로 한다.

(2) 일반적으로 사용되는 정역학 공식은 다음 두 가지로 분류된다.

(a) 토질역학이론을 기초로하는 지지력 공식(예: Terzaghi 공식): 흙의 내부마찰각

(ϕ), 비배수 전단강도(C_u), 말뚝과 흙의 부착력(C_a) 등을 알고 있을 때 적용가능하다.

(b) 표준관입시험(또는 정적관입시험)에 의한 지지력 공식(예: Meyerhof 공식): 표준관입시험 결과(또는 정적관입시험 결과)를 이용한다. 따라서 이러한 공식을 이용하려면 토질시험또는 원위치시험에 의한 지반의 역학적 특성을 충분히 조사해 두지 않으면 안된다. HCFFT 말뚝의 경우 사질토에서의 주면마찰계수는 0.454~0.781의 값을 나타내며, 평균 주변마찰계수는 0.605이고, 표준편차는 0.107을 나타낸다. 또한 점성토의 점착력계수는 0.483~1.000의 값을 나타내며, 평균 표면접착력계수는 0.835이고, 표준편차는 0.197을 나타낸다.

(3) 각종 정역학 공식은 적용범위나 정밀도에 한계가 있으므로 적용시 각별히 주의한다.

(4) 정역학 공식으로 구할 수 있는 극한지지력은 재하시험에 의한 경우와 달리 말뚝의 자중을 포함하고 있으므로, 자중 영향을 무시하여야 한다. 일반적으로 HCFFT 말뚝의 자중을 무시하지만, 말뚝 자중이 큰 경우에는 계산식에서 그 영향을 고려하여야 한다(수중에서는 수중단위중량을 적용). 강관말뚝의 선단부분이 개방된 경우에는 선단부의 폐쇄율을 고려하여 산정해야 한다.

1.1.5 HCFFT 말뚝의 부재내력 검토

HCFFT 말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝의 설계내력을 초과하면 안된다.

[해설] HCFFT 말뚝의 유효단면적은 최소단면적으로 결정한다. HCFFT 말뚝에 연결부가 있는 경우는 각 부분과 이음에 대하여 설계내력을 구하며 축방향 허용지지력을 그 이하로 한다.

1.1.6. 연결부에 의한 감소

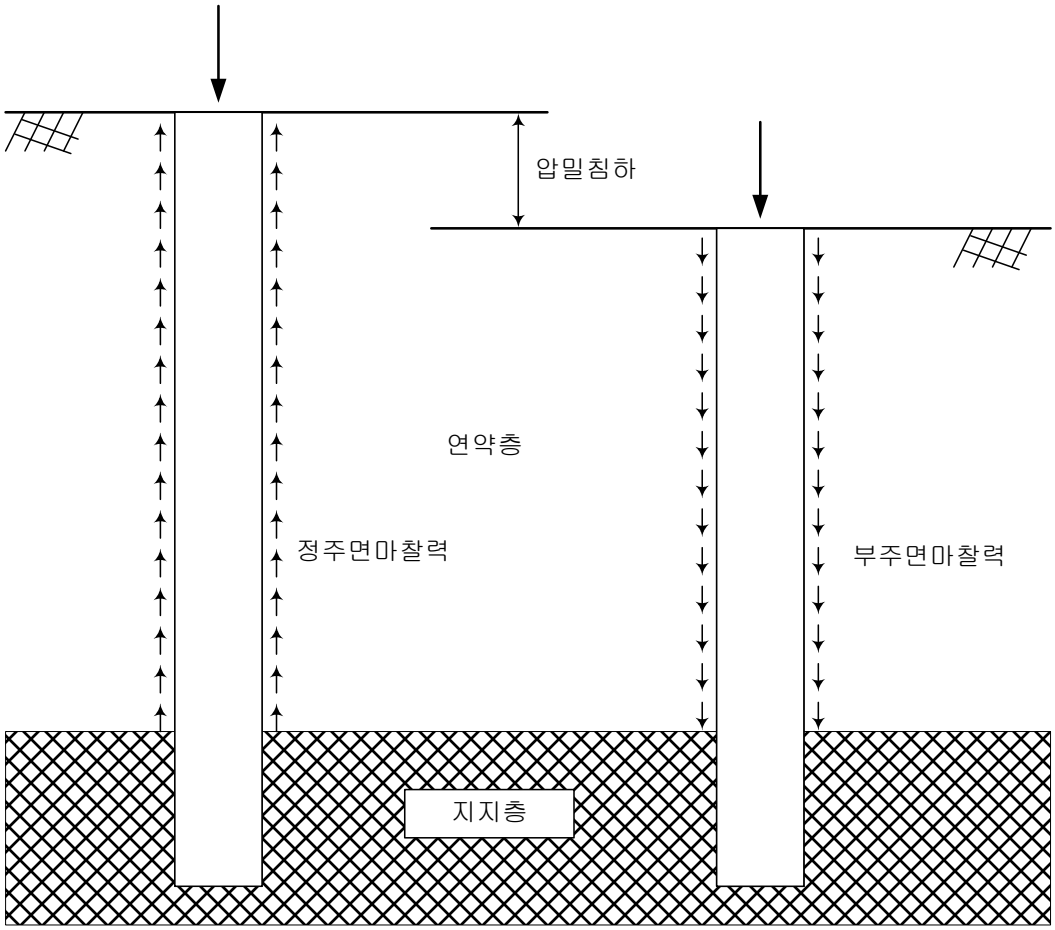
HCFFT 말뚝의 연결부를 설치할 때는 적절한 관리하에 시공하고 완성된 이음의 신뢰성이 검사를 수행하고, 연결부의 강도가 확실할 때는 이음에 의한 강도감소를 고려하지 않는다. 이 조건이 충족되지 않는 경우에는 말뚝의 종류 및 이음의 종류와 수에 따라 축방향 허용지지력의 감소시킨다.

1.1.7. 세장비에 의한 감소

HCFFT 말뚝 길이와 말뚝 직경의 비가 너무 클 때는 재하시험에 의해 안전성을 검토하며, 안전성이 확실하지 않는 한 시공상의 정밀도를 고려하여 축방향 허용지지력을 감소시킨다.

1.1.8 부주면 마찰력 검토

압밀이 현재진행중이거나 또는 앞으로 압밀이 일어날 가능성이 있는 지반에 말뚝기초를 수행할 때는 부주면 마찰의 영향을 고려하여 축방향 허용지지력을 산정하여야 한다. 부주면 마찰력은 [그림 8.2]에 나타내었다.



[그림 8.2] 부주면 마찰력

[해설] [그림 8.2]에 나타낸 것과 같이 HCFFT 말뚝이 연약층을 지나 지지층에 위치하고 있을 때 말뚝에 외력이 가해지면 말뚝 주면에는 정주면 마찰력이 작용하게 된다. 만약 이 연약층이 새로운 성토 혹은 지하수위의 변동 등과 같은 원인으로 압밀이 일어나게 될 경우, 말뚝은 지지층에 지지되어 있으므로 말뚝주면에는 부주면 마찰력이 발생하며, 말뚝에 작용하는 외력이 된다.

1.1.9. 말뚝의 항타 중심간격

항타시 말뚝 중심 간격은 원칙적으로 말뚝 직경의 2.5배 이상으로 한다.

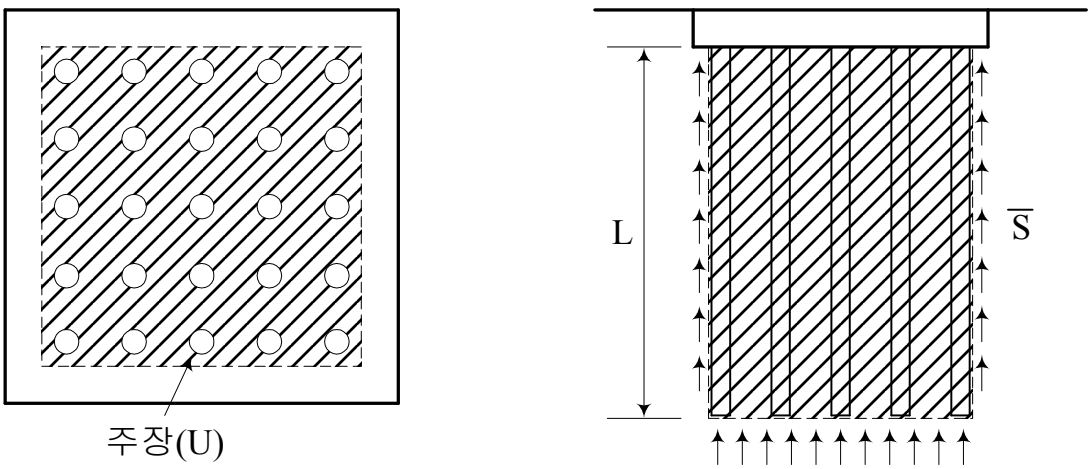
1.1.10 군말뚝의 지지력

HCFFT 말뚝을 군말뚝으로 적용할 때, 말뚝 표면을 연결한 면으로 이루어진 하나의 깊은 기초로서의 지지력을 검토하여야 한다.

[해설] 군말뚝의 지지력 검토

모든 기초는 1개 이상의 말뚝으로 지지되어 있으므로 군말뚝을 구성하는 경우가 대부분이다. 지지말뚝에서 말뚝의 간격을 충분히 취한다면 말뚝 선단에서 응력의 겹침, 침하 등의 문제가 발생하지 않는다. 모래층에서의 마찰 말뚝은 말뚝 타입으로 인한 다짐효과 때문에 단말뚝일 때 보다 군말뚝일 때 지지력이 더 커지는 경향이 있다.

여기서 군말뚝의 검토는 점성토 지반에서 마찰말뚝으로 지지해야 할 경우를 말한다. 군말뚝 영향이란 사선 부분내의 흙과 말뚝이 일체가 되어 외력에 대해 저항하는 것을 말하며, 이러한 현상은 [그림 8.3]에 나타내었다.



[그림 8.3] 군말뚝 기초

1.1.11 말뚝의 침하량에 대한 검토

HCFFT 말뚝의 축방향 허용지지력을 정할 때는 말뚝두부의 추정 침하량이 상부구조로부터 결정되는 말뚝두부의 허용침하량을 초과하지 않아야 한다.

[해설]

(1) 침하량 검토의 필요성

일반적으로 기초에 요구되는 가장 중요한 것은 지반 또는 기초자체의 파괴가 생기지 않고 상부구조의 하중을 안전하게 지지하며, 또한 상부구조에 유해한 침하나 변위가 일어나지 않아야 한다는 점이다. 이중 후장에 대한 침하나 변위는 개개의 구조물에 의해 조건이 다르기 때문에 전자에 비하여 수치적인 결정이 용이하지 못하다. 그러나 침하량 검토를 하지 않으면 기초의 파괴는 없어도 상부구조에 파손이 생기거나 이용상 지장이 생긴다.

특히 상부구조의 침하를 억제할 목적으로 말뚝기초를 사용하는 경우가 많으므로 말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는 침하량의 충분한 검토가 필요하다.

(2) 말뚝머리의 탄성침하량

일반적인 구조물에서는 말뚝머리의 전체침하량이 문제가 되는 것이 일반적이지만, 교량이나 크레인 기초 등의 활하중이 지배적인 구조물에서는 탄성침하량만으로도 문제가 발생할 수 있으므로 충분히 검토하여야 한다.

1.2 말뚝의 허용인발력

1.2.1 일반

기초말뚝의 허용인발력은 단일말뚝으로서 최대 인발력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준(기준허용인발력)으로 하며 다음 항목들을 고려해서 결정한다.

(1) 말뚝의 인장내력

(2) 연결 영향

(3) 군말뚝의 작용

(4) 말뚝의 상향 변위량

[해설]

HCFFT 말뚝에 인발력이 작용하는 것은 다음과 같은 경우이다.

(1) 구조물 저면에 양압력이 작용할 때

(2) 수직말뚝으로 지지하고 있는 구조물에 전도모멘트가 작용할 때

(3) 사항으로 수평력을 지지할 때

일반적으로 상부구조물 또는 말뚝 자신의 무게가 클 때 말뚝에 작용하는 인발력은 상대적으로 작아진다. 말뚝이 인발력을 저항할 경우 말뚝두부와 상부구조가 완전히 일체화되어야 저항성능을 발휘할 수 있다.

HCFFT 말뚝의 허용인발력은 단말뚝으로서의 최대인발력을 안전율로 나눠준 결과를 기준허용인발력이라고 하며, 말뚝자재의 응력, 이음, 군말뚝 작용 그리고 변위량 등을 고려하여 판정한다. 여기서 최대인발력은 인발하중의 최대치를 나타낸 것으로 [그림 8.4]과 같다. 일반적으로 인발시험은 변위가 어느 한도를 초과하면 하중은 감소하고, 마지막에는 말뚝의 자중만 남게 된다.

1.2.2 허용인발력 기준

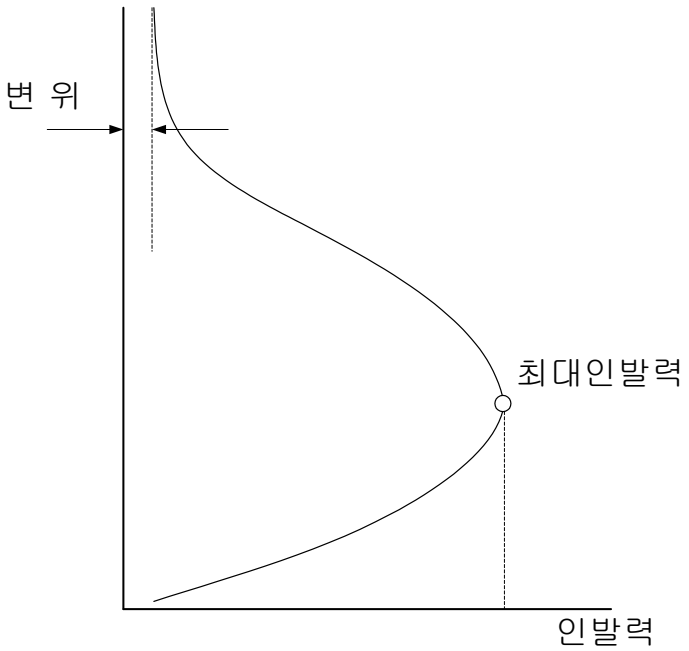
허용인발력 기준은 원칙적으로 단말뚝의 최대인발력을 안전율로 나눈 값이다.

[해설] 안전율의 하한치

말뚝의 인발력이 작용하는 경우는 압축력이 작용하는 경우와 다르게 흙에 작용하는 힘과 변위의 방향이 상향이다. 이것은 말뚝 주변의 흙에 대한 유효응력을 감소시켜 흙을 느슨하게 하는 경향을 갖는다.

또한, 변위가 발생함에 따라 말뚝의 접지면적은 감소한다. 따라서 인발력의 경우 말뚝의 변위 증가 또는 재하시간의 지속은 흙의 저항력에 대해 대단히 불리한 영향이 발생한다. 더욱이 점성토에서는 Creep 현상이 압축력이 발생할 경우보다 현저하게 나타난다. 따라서 안전율의 하한치는 축방향지지력보다 큰 값을 활용한다.

또 인발의 경우 안전율은 최대하중에 대한 것으로서 압축력의 경우와 같이 극한하중에 대한 것이 아니므로 큰 안전율을 적용한다.



[그림 8.4] 최대인발력

1.2.3 단말뚝의 최대 인발력

단말뚝의 최대인발력은 인발시험에 의하여 구하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 부득이 한 경우는 재하시험 결과 또는 정역학적 지지력 공식 등에 의하여 추정할 수도 있다.

[해설]

(1) 최대인발력의 추정

말뚝의 인발력에 대해서는 압축말뚝에 비해 경험이나 자료가 빈약하다. 그러나 점성토층이 비교적 연약한 경우 관입시의 주면마찰과 인발시의 주면마찰이 유사하므로 압축재하시험결과나 정역학적 지지력공식에 의하여 최대인발력을 추정해도 무관하다. 연약한 점성토층에서 마찰말뚝 선단저항은 무시할 정도로 작으므로 재하시험에 의하여 구한 극한지지력과 최대인발력과는 유사하므로 극한지지력보다 약간 작은 값을 최대인발력으로 생각할 수 있다.

정역학적 지지력공식에 의한 최대인발력의 추정은 다음과 같이 구한다.

1) 모래지반의 경우

$$R_{ut} = 2\overline{N}A_S \tag{8.2}$$

2) 점토지반의 경우

$$R_{ut} = \overline{C_a}A_S \tag{8.3}$$

여기서, R_{ut}: 말뚝의 최대인발력(kN)

$\overline{N}$: 말뚝 근입 길이에 대한 평균 N치

A_s : 말뚝 둘레의 표면적(m^2)

$\overline{C_a}$: 말뚝 근입 길이에 대한 평균부착력($tonf/m^2$)

(2) Terzaghi 공식

정역학적 지지력 산정식을 이용하여 말뚝의 최대인발력을 추정하는 경우 식 (8.4)를 적용할 수 있으며, 이 때 식 (8.2), 식 (8.3)의 식과 비교하여 적절한 결과를 선택한다.

$$R_{ut} = R_f = pL\overline{f_s} \tag{8.4}$$

$$\overline{f_s} = \frac{\sum(c_{ai} + K_s\, q_i\, \mu) l_i}{L} \tag{8.5}$$

여기서, R_f: 말뚝의 주면마찰력(kN)

p : 말뚝의 둘레 (m)

L : 말뚝의 근입 깊이(m)

$\overline{f_s}$: 평균주면마찰강도(kN/m^2)

c_{ai} : i층의 흙과 말뚝의 부착력(kN/m^2)

c_i : i층의 흙의 점착력(kN/m^2)

K_s : 말뚝에 작용하는 수평토압계수

q_i : i층에서 평균유효토피의 압력(kN/m^2)

μ : 말뚝과 흙의 마찰계수

l_i : i층의 층두께

식 (8.5)에서 수평토압계수(K_s)의 값은 압축력이 작용할 때보다 약간 작은 값을 취해야 하는데 일반적으로 정지토압계수에 대해 조사한 결과의 0.3~0.7인 값을 사용한다.

그러나 현장타설 콘크리트를 사용한 경우 사질토 중에서 인발시험을 수행한 결과 토압계수가 1.75 이상이 된 경우도 있다. 모래의 밀도에 의하여 토압계수의 변동은 현재로서는 명확히 규명되어 있지 않다. 사질토층의 말둑의 경우 정확한 인발저항의 판정은 곤란하며, 연약한 점성토의 경우 짧은 시간의 인발시험결과에서 바로 장기하중에 대한 인발저항을 추정하는 것은 주의하여야 한다.

1.2.4 HCFFT 말뚝의 허용인발력 산출시 고려사항

(1) HCFFT 말뚝의 허용인발력은 말뚝재료의 허용 인장력을 초과하면 안된다.
(2) 연결 말뚝의 경우 연결부에서 아래부분의 저항은 무시하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 강재 등 양호한 이음이 되었을 경우는 신회성을 확인한 다음 이음의 허용인장력의 범위 내에서 하부 말뚝의 인발 저항을 고려할 수 있다.
(3) 군말뚝의 경우 항군의 최외측 말뚝의 표면을 연결하는 면으로 둘러싸인 하나의 블록으로 인발 저항을 검토한다.
(4) 말뚝의 허용인발력은 상부구조에서 결정하는 말뚝머리의 허용인발량에 의하여 제한한다.

[해설]

(1) 말뚝재료의 인장내력

말뚝의 허용인발력은 말뚝재의 인장내력에 의해 제한된다. 검토방법은 본편 1.1.5의 말뚝재의 부재내력검토에 준한다.

(2) 연결영향

연결말뚝의 경우 연결부의 인발력 저항 성능을 고려하여 가장 안전측을 취하고 하부 말뚝의 저항을 무시하는 것을 원칙으로 한다.

(3) 군말뚝의 작용

군말뚝의 경우 군말뚝 블록이 인발되는 위험성을 고려하지 않으면 안된다. 군말뚝의 최대인발력은 식 (8.6)으로 나타낼 수 있다.

$$R_{gut} = \overline{S}UL + \gamma_2' A_g L \tag{8.6}$$

여기서, R_{gut} : 하나의 블록으로서 군말뚝의 최대인발력($tonf$)

$\overline{S}$: 말뚝에 접촉하는 흙의 평균전단강도($tonf/m^2$)

U : 군말뚝의 둘레(m)

γ_2' : 말뚝과 흙을 포함한 블록 전체의 평균단위체적중량(kN/m^2)

A_g : 군말뚝의 아래 단면적(m^2)

블록의 중량은 전체중량으로 작용하지 않는다고 가정하고 안전율을 적용하면 말뚝 1본당 허용인발력은 식 (8.7)과 같다.

$$R_{at} = \frac{1}{n}\left\{\frac{1}{SF}(\overline{S}UL) + \frac{1.5}{SF}(\gamma_2' A_g L)\right\} \tag{8.7}$$

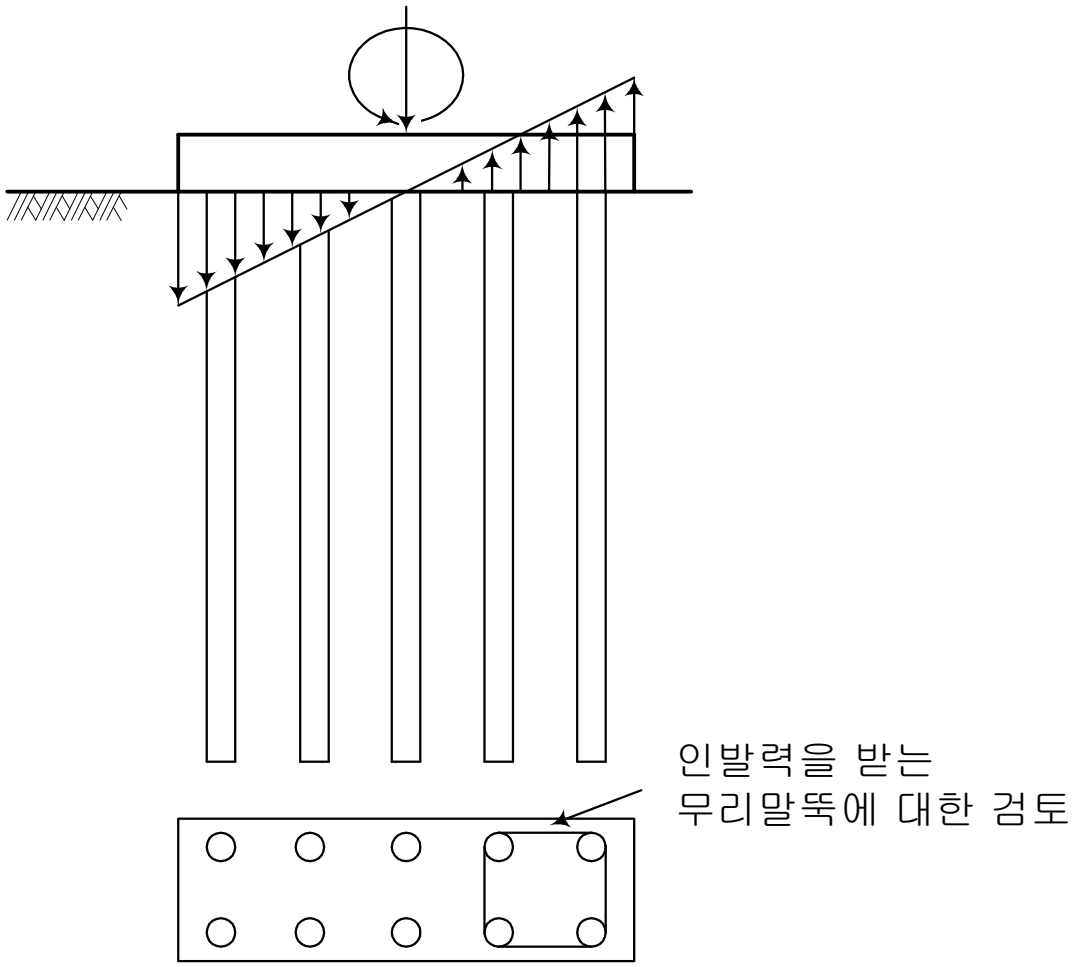
여기서, R_{at} : 블록의 인발에 대한 말뚝 한 본당 허용인발력($tonf$)

n : 군말뚝의 본 수(본)

SF : 안전율

군말뚝으로 적용할 경우 각 말둑의 허용인발력은 단일 말뚝의 허용인발력과 식 (8.7)에서 구한 허용인발력 중 작은 값을 적용한다. 군말뚝으로 지지된 구조물이 편심 모멘트를 받을 때 반력이 각 말뚝에 분포하는 영향은 고려하기 어려우므로 [그림 8.5]에 나타낸 것과 같이 반력을 직선적 분포로 가정하여 인발합력에 대하여 검토하

고 또한 가장 큰 인발력이 작용하는 말뚝에 대하여 단말뚝으로 적용한다.



[그림 8.5] 군말뚝기초의 인발저항

(4) 말뚝의 인발량

말뚝의 허용인발력은 그 작용력에 의한 말뚝머리의 허용인발량을 초과하지 않아야 한다. 허용발상량은 상부구조 등에 대하여 유해한 영향이 없도록 결정하여야 하지만 일률적인 수치로 나타내긴 어렵다.

인발하중에 의해서 말뚝의 인발량이 어느 정도 발생하는지에 대한 자료가 매우 부족하기 때문에 개개의 경우 인발시험으로 판단하여야 한다. 그러나 점성토의 경우 장기하중에 대해 크리프의 영향이 발생하므로 인발시험결과에서 직접 말뚝기초의 인발량을 추정하기는 어렵다. 그러나 소정의 안전율을 고려하여 구한 허용인발력 정도의 하중에 대해서는 크리프 등의 영향도 크지 않다.

2. HCFFT 말뚝의 횡방향 허용지지력 추정

횡방향력이 작용하는 말뚝의 횡방향 허용지지력은 다음 방법에 의하여 추정한다.
(1) 재하시험에 의한 방법
(2) 해석적 방법
(3) 자료에 의한 경험적 방법

[해설]

실제로 지반에 타입한 말뚝에 축직각방향의 외력을 가하여 하중-변위 특성을 파악하고 더 큰 하중을 가하여 파괴하중을 확인할 수 있다. 그러나 시험조건에 따라 그 결과가 실제 시공한 부재와 다를 수 있다. 동일지반일 경우에도, 말뚝의 종류, 말뚝상단의 고정조건, 재하위치의 높이 등에 따라 결과가 차이나기 때문이다. 시험조건을 실제 구조물에서 말뚝의 하중, 기타조건을 정확히 일치하게 하는 것이 이상적이나 일반적이지 않다. 그러므로 재하시험 결과를 그대로 설계에 적용하는 것은 합리적이지 못하며, 수정해석하여 활용한다.

2.1 재하시험에 의한 추정

횡방향력이 작용하는 말뚝의 거동을 재하시험에 의해 추정할 경우 실제의 구조물에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과 재하시험에 있어서 말둑 또는 하중조건과의 다른 점을 충분히 고려하여야 한다.

2.2 해석적 방법에 의한 추정

횡방향력이 작용하는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정할 경우에는 말뚝을 탄성보로 간주하여 해석한다.

2.3 기존자료에 의한 추정

소규모의 구조물의나 횡방향지지력이 중요하지 않은 구조물의 경우엔 재하시험이나 해석적 방법에 의존하지 않고 기존자료에서 횡방향력을 받는 단일 말뚝의 거동을 추정할 수가 있다.

2.4 경사말뚝의 수평지지력

경사말뚝과 수직말뚝으로 이루어진 구조물 기초에 작용하는 수평력은 모두 경사말뚝에 의해 지지되는 것으로 가정하여 해석한다. 이 경우 경사말뚝에 작용하는 수평력은 각 경사말뚝의 축방향 지지력에 의해서만 저항하는 것으로 설계할 수 있다.

[해설]

(1) 수평력의 분담

일반적으로 경사말뚝과 수직말뚝을 혼용한 동일기초에 수평력이 작용할 때, 동일수평변위량에 대하여 수직말뚝의 수평력 부담이 경사말뚝에 비하여 현저히 작으므로 안전한 설계를 위하여 수평력은 모두 경사말뚝이 부담하는 것으로 설계한다.

(2) 경사말뚝의 수평력

경사말뚝의 수평지지력 산정법은 각 말뚝의 축방향지지력만으로 저항하는 경우와 말뚝의 휨저항도 고려하는 경우가 있다. 일반적으로는 축방향지지력만을 고려하나, 상황에 따라 휨저항 또한 고려할 수 있다.

축방향지지력만으로 저항할 경우 한조의 경사말뚝 머리부분에 작용하는 연직력과 수평력은 각 말뚝의 축방향으로 좌표변환하여 각 말뚝의 축방향으로 재하시킨다. 이때, 각 말뚝의 축방향에 대한 하중은 허용지지력 이하가 되어야 한다. 말뚝의 축방향에 대한 하중은 식 (8.8), 식 (8.9)를 이용하여 구한다.

$$P_1 = \frac{V_i \sin\theta_2 + H_i \cos\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \tag{8.8}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin\theta_1 - H_i \cos\theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \tag{8.9}$$

여기서, P_1, P_2 : 각 말뚝에 작용하는 압축력($tonf$)

θ_1, θ_2 : 각 말뚝의 경사각

V_i : 경사말뚝의 연직반력($tonf$)

H_i : 경사말뚝의 수평반력($tonf$)

2.5 군말뚝의 작용에 관한 고려사항

군말뚝 기초로된 경우 기초에 작용하는 횡방향 허용 지지력의 검토는 군말둑의 거동을 고려하여 군말뚝 해석에 따르는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

군말뚝에 의해 횡방향력을 저항할 때는 경사말뚝으로 지지하는 경우와 말뚝의 횡방향지지력만으로 지지하는 경우가 있다. 경사말뚝의 경우는 축방향 지지력만으로 설계하는 것이므로 군말뚝 작용을 고려하면 본편 1.1을 따른다. 수직 말뚝만으로 군말뚝을 구성하는 경우는 각 말뚝의 횡방향지지력에 의지하는데 이 경우 앞서 설명한 단말뚝의 거동의 신뢰성이 문제가 된다. 군말뚝의 적용에 있어서는 현재까지 잘 알려져 있지 않기 때문에 각 현장에서 재하시험을 하고 단말뚝의 시험결과와 비교하는 것이 가장 정확하지만 실제로 적용하기엔 용이하지 않다.

3. 설계일반

3.1 하중분담

연직하중은 말뚝만으로 지지한다고 가정하고 상부공 바닥면에 접하는 지반의 지지력은 설계시 고려하지 않는다. 수평하중도 말뚝만으로 지지하는 것으로 가정하지만, 상부공 근입부의 전면토압만으로 저항할 경우는 지반의 영향을 고려한다.

3.2 말뚝기초의 하중배분

동일 기초에서는 연직하중과 수평하중이 모든 말뚝에 균일하게 작용하도록 말뚝을 배치한다,

[해설]

동일 기초에서 말뚝에 하중을 등분포하게 적용시키기 위해 말뚝의 종류, 형상, 치수 등으로 조절하면 안되며, 말뚝의 간격으로 조절한다. 만약 말뚝간의 분담하중이 차이가 크면, 부등침하의 원인이 되고 국부적인 응력집중현상 등으로 상부구조에 결함을 일으킨다. 또한 마찰말뚝, 지지말뚝의 혼용, 근입깊이 차이가 큰 경우 등은 발생하지 않도록 설계시 고려하여야 한다.

4. 세부설계

4.1 시공시의 하중에 대한 검토

말뚝을 설계할 때, 시공완료 후 하중 외에도 취급, 운반, 설치, 타입시의 하중에 대해서도 검토하여야 한다.

4.2 말뚝과 상부공의 연결부 설계

말뚝과 상부공의 연결부는 해당 부분의 각종 응력들에 대하여 다양하게 검토하여야 한다.

[해설]

설계를 수행할 때, 말뚝머리와 상부공과의 결합부를 강결과 힌지로 할 때 다음 사항을 고려하여 결정하여야 한다.

(1) 연직하중에 의한 좌굴이 발생할 때, 강결할 경우가 좌굴에 대하여 유리하다.
(2) 수평이동량은 강결일 경우가 유리하다.

(3) 수평하중에 의한 휨모멘트는 힌지일 경우가 적게 발생한다.

(4) 상부공의 회전에 의한 휨모멘트는 힌지일 경우가 적게 발생한다.

(5) 해석은 힌지로 하는 경우가 간편하다.

(6) 연결부의 시공과정은 완전힌지로 할 수 없다.

4.3 연결

(1) 연결은 사용하중에 대하여 안전하여야 하고 시공과정에 대한 안전성을 고려하여야 한다.

(2) 이음위치는 부재 내 내하력이 적고 부식등의 영향이 적은 곳에 설치한다.

4.4 말뚝의 선단

말뚝 선단은 지반상태 또는 시공방법에 따라 구조형태를 결정한다.

[해설]

말뚝 선단의 역할은 말뚝에 전달되는 압축하중을 지지층에 전달하고, 타입 중에 다른 말뚝의 시공을 도우며, 관입성을 양호하게 하는 것 등이다.

Ⅷ-3. HCFFT 말뚝 시공지침

1. HCFFT 말뚝의 품질기준

1.1 말뚝

(1) 말뚝 본체는 유리섬유와 수지로 제작된 PFRP와 FFRP로 구성되며, 콘크리트는 설계기준 압축강도 $30MPa$ 이상을 적용한다.
(2) 콘크리트 및 FRP의 품질기준은 KS, ASTM 등의 규정을 원칙으로 한다.
(3) 펄트루젼 FRP는 금형을 많이 사용하지 않게 설계하고, 제작 과정에서 발생하는 균열이 크게 발생한 제품은 사용하지 않는다.
(4) 펄트루젼 FRP는 배치된 섬유량이 길이방향으로 90% 이상 함침되도록 제작한다.
(5) 펄트루젼 FRP를 개단면으로 제작할 경우 단면의 형태를 유지할 수 있도록 주의하며, 내경의 오차가 5% 이상 되는 제품은 사용하지 않는다.
(6) 필라멘트와인딩 FRP 공정을 수행하기 전에 펄트루젼 FRP의 센딩 등의 사전작업을 유의하여 수행하며, 센딩의 두께는 $5mm$ 이하로 하여야 한다.
(7) 필라멘트와인딩 FRP는 양쪽 맨드렐의 물린 부분(약 $50cm$)은 사용하지 않는다.
(8) 필라멘트와인딩 FRP의 양생이 끝나기 전까지 철저히 관리한다.
(9) 멘드렐에 물려있던 필라멘트와인딩 FRP 부분을 절단할 때는 모재의 파괴가 발생하지 않도록 유의한다.

1.2 연결부

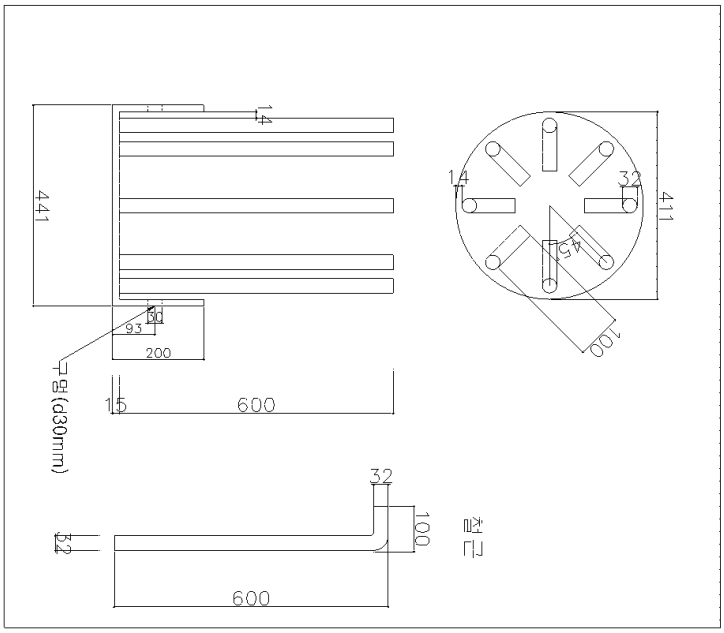
(1) 말뚝의 연결부는 본체와 동등이상을 가진 구조이어야 한다.
(2) 연결부부터 끝면은 복합소재 말뚝의 축선에 대하여 직각이어야 한다. 단, PFRP 단면 형태를 이용한 연결재를 사용할 때는 말뚝간의 결합에 유의한다.
(3) HCFFT 말뚝을 연결할 때 연결부 철물 상호간의 바깥지름 차는 $2mm$ 이하이여야 한다.
(4) HCFFT 말뚝의 연결부는 콘크리트 타설 과정에서의 문제가 발생하지 않도록 굵은골재 최대치수 등을 고려하여 설계 및 시공을 수행한다.

1.3 말뚝 선단부

(1) HCFFT 말뚝의 선단부는 [그림 8.6]에 나타낸 것과 같은 강판제 말뚝 선단부를 사용한다.
(2) 말뚝 선단부의 강판두께는 [표 8.1]과 같은 성질의 동등 이상이어야 한다.

[표 8.1] 말뚝 선단부 강판 두께

HCFFT 말뚝 내경	강판두께
$\phi 400mm$	$8mm$이상
$\phi 600mm$	$10mm$이상



[그림 8.6] HCFFT 말뚝 선단부 도면(400mm)

2. HCFFT 말뚝의 운반, 하역 및 적재

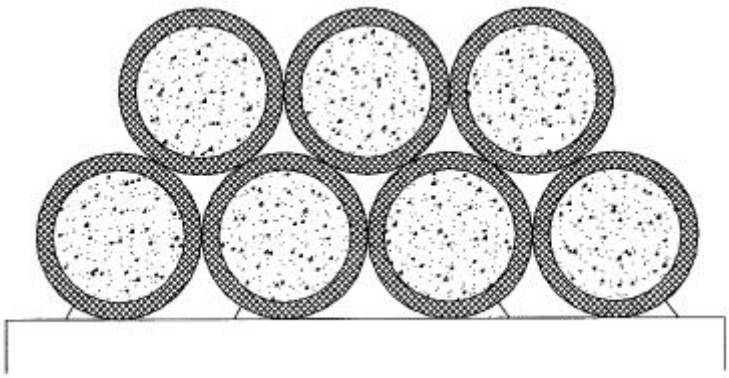
2.1 운반

(1) 말뚝을 수송할 때는 손상을 주지 않도록 적당한 위치에서 견고한 받침체를 깔고 허물어지지 않도록 쌓아야 하며, [그림 8.7]에 나타낸 것과 같이 말뚝의 이동을 방지하도록 쐐기를 설치해야 한다.

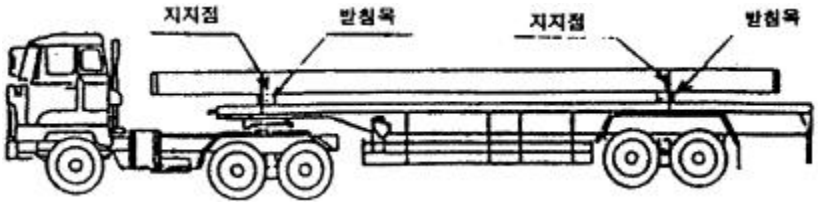
(2) 트럭적재는 허용 중량 이하로 하고, [그림 8.8]에 나타낸 것과 같이 받침목의 돌출부분은 가능한 적게 한다.

(3) 삼각적재의 경우에는 하차시에 충격을 주지 않도록 한다.

(4) 트레일러 수송의 경우에는 진동 및 차의 유동상태에 유의한다.



[그림 8.7] 삼각 적재



[그림 8.8] 트레일러 운송

2.2 하역

(1) 하역을 할 땐 반드시 2점으로 지지하되 주의하여 취급하여야 한다.
(2) 크레인 하역은 약 1/5의 2점을 수평으로 뜨고, 충격을 주지 않도록 주의한다.
(3) 지게차(포크리프트) 하역은 적당한 지게발을 부착하고 크레인과 동일한 2점 뜨기를 한다.

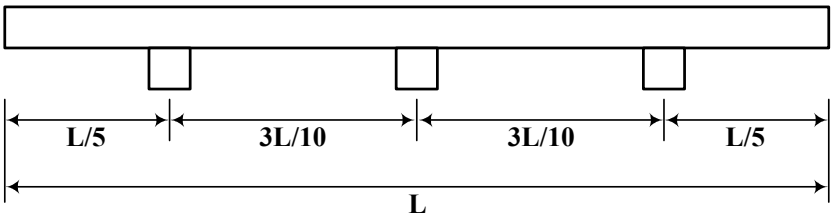
2.3 적재

(1) 말뚝의 적재장소는 작업의 편의상 가까운 장소로 하역하며, 말뚝의 손상을 방지하기 위해 사전에 평탄 작업을 실시하여야 한다.
(2) 말뚝의 적재는 적재 위치에 받침재를 깔고 1단 적재를 원칙으로 하되, 현장사정에 따라 2단 적재도 가능하다. (2단 이상으로 적재 불가)
(3) 적재시 받침목의 위치는 [그림 8.9]에 나타낸 것과 같이 말뚝길이가 $12m$ 이하인 경우에는 말뚝 길이의 1/5지점 양쪽에 받침목을 설치하고, 말뚝길이가 $12m$ 이상인 경우에는 말둑길이의 1/5지점 양쪽 및 중앙부에 받침목을 설치해야 한다. 이때 말뚝의 받침은 반드시 동일 연직선상에 오게 설치하고 유동을 방지하기 위한 쐐기를 설치해야 한다.



(a) 12m 이하

[그림 8.9] 트레일러 운송 지지점



(b) 12m 이상

[그림 8.9] 트레일러 운송 지지점(계속)

3. 항타 장비

3.1 항타대 및 가이드

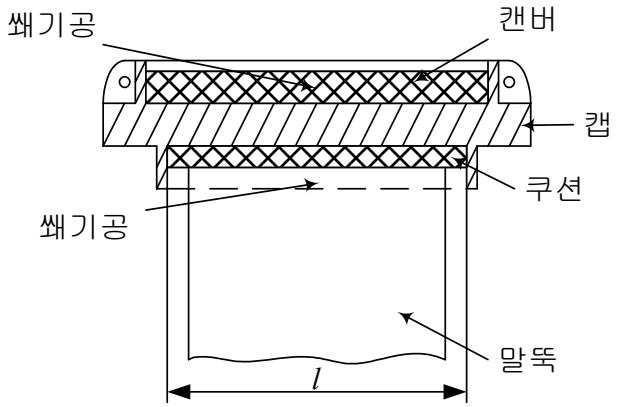
(1) 항타대는 자중 및 작업에 의한 하중에 충분히 견딜 수 있고 안전성 있는 구조로서, 작업 중 진동, 이동, 경사 등이 생기지 않도록 견고하여야 한다.
(2) 가이드는 작업 중 언제나 연직으로 유지할 수 있어야 하며, 경사지게 타입할 경우엔 타입방향을 정확히 유지하도록 한다.

3.2 해머(hammer)

(1) 해머기종은 디젤해머, 드롭해머, 유압해머 중 적절한 기종을 선택 사용하도록 한다.
(2) 해머는 제작사 사양서에서 추천한 압력, 속도 및 타격 방법에 따라 작동시킨다.

3.3 캡 및 보조 항타기

(1) 캡은 [그림 8.11]에 나타낸 것과 같이 완충제를 붙여야하며 완충제는 해머에 따른 면 캔버와 말뚝에 따른 면 쿠션으로 구성된다. 캔버 및 쿠션은 캡의 축과 직각이어야 한다.
(2) 캡은 타격력에 충분히 견딜 수 있는 강성을 확보하여야 한다.
(3) 캡내경과 말뚝의 외경과의 여유는 적당하여야 한다.



[그림 8.10] 디젤파일 해머용 캡

(4) 보조항타기는 소정의 항타깊이보다 $50cm$ 정도 긴 것을 사용하며 선단부에는 쿠션을 사용하여야 한다. 보조항타기에 의한 항타는 편타가 되기 쉬우므로 세워넣을 때 특히 신중을 기해야 하며 보조항타기와 말뚝 축의 중심은 일직선이어야 한다.

3.4 쿠션재

(1) 항타시에는 말뚝머리부를 보호하고 타격력을 균등히 전달하기 위하여 반드시 쿠션재를 사용하여야 한다.
(2) 쿠션재는 두께 $50mm$ 정도의 견고한 목재를 사용하거나 합판쿠션(8~$12mm$) 3~5장을 겹쳐서 사용해야 한다.
(3) 쿠션재가 완충효과를 기대할 수 없거나 한쪽으로 치우쳐 줄어들거나 균등하게 타격력을 전달할 수 없는 경우에는 새로운 것으로 교환해야 한다.

4. 시공

4.1 준비

(1) 시공에 앞서 설계도면에 따라 시공계획서를 작성하고 책임기술자의 승인을 얻는다.
(2) 설계도면에 따라 항타 전에 항타장소는 평탄하게 유지되어야 한다.

4.2 시공법 및 항타장비

(1) 타입공법 적용시는 K-35 디젤해머 또는 이에 상응하는 유압해머를 사용하여 시

공한다.

(2) SIP 또는 중굴공법을 적용할 경우에는 드롭, 디젤, 유압해머 중 시공 및 현장상황에 따라 적절한 해머를 선택하여 시공하여야 한다.

4.3 말뚝 세우기

(1) 말뚝은 설계도면 및 시공계획서에 따라 정확하게 세워야하며 세우기 위해 이동할 때는 충격을 주지 않아야 한다. 또한 경사면과 요철이 심한 곳에 세울 경우에는 중심위치에 구멍을 파는 등 적당한 고정 방법을 강구해야 한다. 세운 후 수직도 검측은 서로 다른 두 방향에서 시행한다.

(2) 말뚝을 임시 야적장에 2단 이상 적재한 경우 그 상단에 직접 뜨면 선단이 낙하할 때의 충격에 의해 말뚝의 손상이 발생할 수 있으므로 2단 적재를 피하거나 적당한 수단에 의해 미리 지상에 내려놓은 후 이동해야 한다.

(3) 말뚝은 과도한 휨응력이 발생하지 않도록 운반 및 들어 올리기를 해야 하며 운반 도중 말뚝에 손상이 가지 않도록 주의해야 한다.

(4) 말뚝을 세울 때 매다는 위치는 말뚝 선단부의 3/10 지점에 wire rope를 걸어 세운다.

4.4 시항타

(1) 시험말뚝의 시공은 설계지지력, 토질상태, 말뚝길이, 시공시간 및 계획한 시공기계의 적합 등의 확인이 목적이며 책임 기술자의 지시에 따른다.

(2) 시험말뚝, 시공기계 및 장치는 원칙적으로 실제 말뚝박기(본항타)에 사용 예정인 것을 사용한다.

(3) 시항타의 간격은 $15m$ 이내가 되도록 감독원 입회하에 위치, 길이 및 관입략에 대한 지시를 받고 시행하되 지반 상태가 불규칙하여 설계심도와 상이할 경우 전반적인 지반상태의 파악이 가능하도록 시항타 본수를 적절히 조절시행하여 본항타 말뚝의 길이를 결정하여야 한다.

(4) 항타시 필라멘트와인딩 FRP에 국부적인 파괴가 발생하지 않도록 주의한다.

(4) 시험말뚝 시공기록은 정확하게 기록하여야 한다.

4.5 본항타

(1) 말뚝머리가 깨지는 것을 방지하기 위한 보호조치를 한다.

(2) 항타시 필라멘트와인딩 FRP에 국부적인 파괴가 발생하지 않도록 주의한다.

(3) 디젤해머로 항타를 시작할 때에는 렘을 수회 공타하여 관입방향을 확인한다.

(4) 유압해머는 초기항타 단계에서 낙하 높이를 10~20cm정도로 하는 것이 바람직하다.

(5) 드롭해머로 항타할 경우 말뚝이 흔들리기 쉽기 때문에 말뚝 경사나 좌굴 등이 발생할 우려가 있으므로 초기 관입시 신중하게 한다.

(6) SIP 공법의 경우 경타시 드롭해머의 낙하 높이는 원칙적으로 60cm 이하로 한다. 이것은 타격에 의해 말뚝이 파손되지 않고 안전히 소정의 심도까지 관입시키기 위함이며 타격에너지가 같더라도 가벼운 해머로 60cm 이상의 항타 높이에서 항타하면 말뚝의 파손위험이 있다.

(7) 연약지반에 항타할 때에는 말뚝에 인장력이 작용할 때가 있다. 특히 긴 말뚝이나 중간의 비교적 단단한 지층을 뚫고 시공하는 경우에는 말뚝에 균열이 발생하는 경우가 있으므로 작은 낙하 높이로 타격해야 하며, 설계시에도 충분한 주의가 필요하다.

(8) 지반에 따라서는 항타를 도중에 중지하면, 시간의 경과에 따라 주면마찰력이 증가하고 항타가 곤란해지기 때문에, 타격을 시작하면 연속항타한다.

(9) 소정의 관입깊이와 관입속도로 정확한 위치에 수직으로 타입하고 말뚝이 소정의 깊이에 도달하면 그 이상 무리하게 박지 않는다.

(10) 항타시 인접한 말뚝이 솟아오를 경우는 말둑을 재항타하여 원지점이하까지 다시 박는다.

(11) 파일의 위치 허용편차는 150mm 이하로 하고 기초보강 없는 허용한계는 75 mm 이하로 하며, 수직에 대한 허용경사도는 말뚝길이의 1/100으로 한다.

(12) 유압해머는 초기항타 단계에서 낙하높이를 10~20cm정도로 하는 것이 바람직하다.

(13) 전석이 섞여있는 성토지역에 말둑을 항타 중 전석에 의해 계획깊이까지 항타할 수 없을 때는 다음과 같이 처리한다.

① EL. 4.0m 상부에서 전석에 의해 계속 항타가 불가능한 경우 전석을 제거하고 되메우기 한 후 말뚝을 항타한다.

② EL. 4.0m 또는 그 이하에서 전석에 의해 계속 항타가 불가능한 경우는 뽑아내거나 절단하여 다시 새로운 말뚝 1본을 1m 주위에 추가항타하여 최종침하량이 공사기술시방서에 만족할 때까지 항타한 후 완료한다.

(14) 경사 말뚝일때는 별도의 시방서 내용에 준한다.

4.6 최종관입량

최종관입량은 자립식의 측정대 또는 자동항타 검측기 등을 사용하여 정밀하게 측정

하여야 하며, 최종관입량의 산정은 특기가 없는 한 아래의 기준타격 회수의 평균값으로 한다.

① 일반 풍화토: 10회
② 사질섞인 지반: 15회
③ 점토섞인 지반: 20회

4.7 항타정지 및 선단고정

(1) 말뚝의 허용지지력 판정은 일반적으로 다음과 같다.

① 재하시험에 의한 방법
② 정력학적 지지력 산정식에 의한 방법
③ 동역학적 지지력 산정식에 의한 방법

동력학적 지지력 산정식은 여러 방법이 있는데 시공관리에 유효한 방법이며 통산 타격 에너지, 관입량, 리바운드량 등을 측정하며, 지지력을 산정하고 토질 주상도를 참고로 하여 항타정지 관리를 한다. 많이 사용되는 산정식은 식 (8.10), 식 (8.11)이며, 지반에 따라서는 구해진 동력학적 지지력이 크게 다른 경우도 있으므로 각각의 산정식을 비교검토하여 말뚝의 허용지지력을 판단하도록 한다.

① HILEY 공식

$$R_u = e_f W_h H \frac{1 - W_p(1-e)}{W_h + W_p} S + \frac{1}{2K} \tag{8.9}$$

여기서, R_u : 극한지지력(kN)
e_f : 해머 효율(디젤해머 0.7, 드롭해머 0.5)
H : 해머의 낙하높이(cm), 디젤해머에서는 $2m$로 한다.
K : 리바운드량(cm)
S : 말뚝의 최종관입량(m)
e : 반발계수(콘크리트 말뚝 0.25)
W_h : 해머 또는 램 중량(kN)
W_p : 말뚝의 중량(kN)

② 항타시험에 의한 지지력 산정식(5S식)

$$R_a = \frac{F}{5S+0.1} \tag{8.9}$$

여기서, F : 타격에너지(kNm)

디젤해머: $F = 2WH$, 드롭해머: $F = WH$

W : 해머의 중량(kN)

H : 해머의 낙하높이(m)

S : 말뚝의 최종관입량(m)

(2) 타격 말뚝에서 관입량이 작아졌을 때 그대로 항타를 계속하면 타격에너지는 거의 말뚝 및 지반의 탄성변형에 소비되어 말뚝 지지력은 증대되지 않고 오히려 말뚝을 손상할 우려가 있다. 따라서 말뚝 1본을 박을 때 적당한 타격횟수 및 항타정지는 말뚝 길이, 지반상황 등에 의해 일반적으로 [표 8.2]에 나타낸 값 이하로 한다. 단, 디젤해머, 드롭해머 이외의 타격방식에 대해서는 항타정지 관입량 및 제한 총타격횟수에는 [표 8.2]가 적용되지 않으므로 책임기술자의 승인을 얻어야 한다.

[표 8.2] 디젤해머 및 드롭해머의 제한 타격횟수

제한 총 타격횟수	3,000 이하
최후의 $10m$ 부분의 제한 타격 횟수	1,500 이하

5. 연결

(1) 말뚝의 연결은 펄트루젼 내에 강재로 제작한 연결부재를 삽입하는 것을 원칙으로 한다.

(2) 연결시공에 있어서 상하 말뚝의 축선은 동일 직선상에 있도록 한다.

(3) 만약 현장에서 용접은 필요할 경우 원칙적으로 아크 용접으로 하고, 용접봉 및 와이어는 [표 8.3]에 적합한 것 또는 그와 동등 이상의 성능이 있는 것으로 한다.

(5) 용접공은 KS B 0885(용접 기술 검정에 있어서의 시험 방법 및 판정 기준) 또는 동등 이상의 기술 시험에 합격한 자로 한다.

[표 8.3] 용접봉 및 와이어 종류와 지름

수 동 용 접		반 자 동 용 접		
종류	층	봉지름(mm)	종류	와이어지름(mm)
KS D 7004(연강용피복 아크 용접봉)의 E4301 알루미나이트계 또는 E4316 저수소계	1층째	4이하	연강 및 $50kg$ 고장력 강아크 용접용 플럭스 든완이어의 1종	2.4, 3.2
	2층째 이후	4~6이하		

(6) 연결부는 변형이 있으면 수정하고, 용접부 및 그 부위는 청소하여야 하며, 특히 용접면 및 인접 부분에 부착된 진흙, 먼지, 녹, 기름, 도료, 스케일 등은 솔, 망치, 그라인더 등으로 제거하고 수분은 건조시켜야 한다.

(7) 연결부의 변형량은 연결부 전반에 대하여 $2mm$ 이하로 하며, 허용간격의 최대치는 $4mm$ 이하로 한다.

(8) 비, 눈 등으로 용접부위가 젖을 때, 초속 $10m$ 이상의 바람이 불 때, 또는 외부기온이 0°C 이하일 때는 용접을 하지 않는다. 단, 기온이 -10°C가 넘을 때는 책임기술자의 승인하에서 $10cm$ 이내의 용접 바탕재 부분은 36°C 이상이 되도록 예열한 후 용접할 수 있다. 용접 후 항타는 약 1분 이상 경과한 후 수행한다.

(9) 허용간격이 $4mm$ 이상인 경우에는 살에 붙여 간격을 매운 후 용접한다.

(10) 용접작업을 할 때는 충분한 전류 전압 및 속도를 선정하고 선정된 용접방법에 맞게 용접을 수행한다.

(11) 말뚝의 항타시에는 이음용접 작업이 쉬운 높이(지상 약 $70cm$)에 이음부가 오도록 하며, 상하말뚝의 축선이 동일선상에 있도록 잘 맞춘 후 용접한다. 용접두께 부족 등 기타의 결함 발견시에는 살키우기 등의 방법으로 재작업한다. 말뚝의 반자동 아크용접 조건은 [표 8.4]를 참고로 한다.

[표 8.4] HCFFT 말뚝의 반자동 아크 용접 예

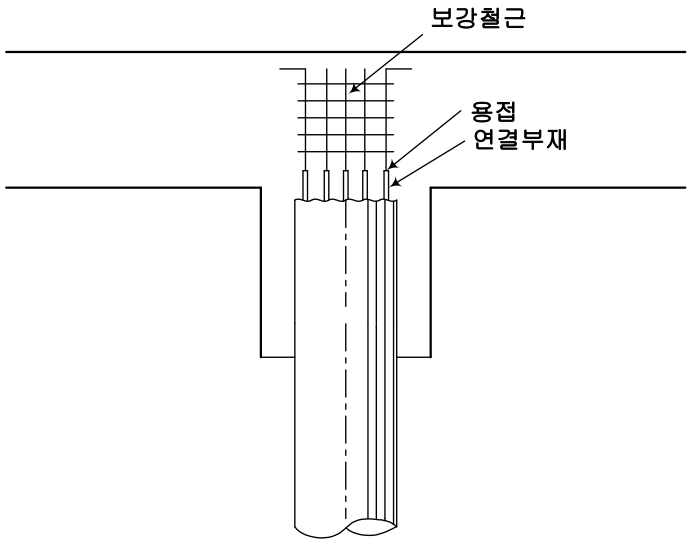
두께 (mm)	길이 (mm)	횟수	전류 (A)	전압 (V)	용접속도 (cm/min)
16	15	1	350~420	26~30	25~35
		2	350~420	26~30	25~35
		3	350~420	26~30	25~35

6. 말뚝머리 절단 및 두부정리

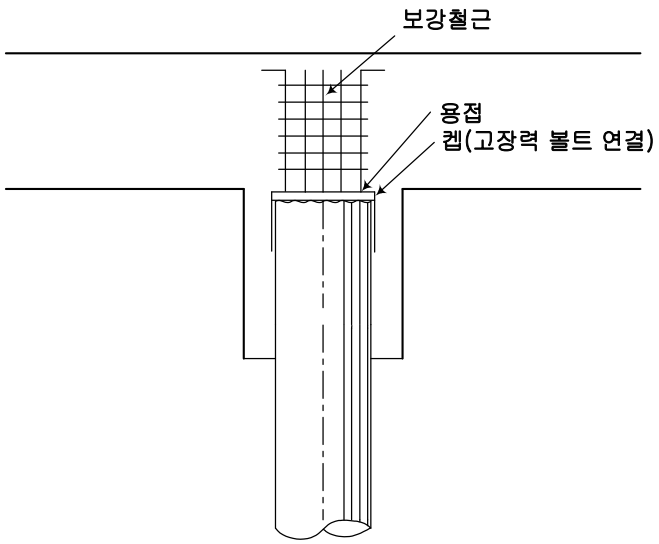
(1) 말뚝머리 절단은 커터기 또는 말뚝에 유해한 충격 및 손상을 주지 않는 기구를 사용하여 책임기술자의 지시에 따라 말뚝머리를 처리한다.

(2) 현장타설 HCFFT인 경우 [그림 6.8]~[그림 6.10]에 나타낸 연결부재에 보강철근망을 용접하여 확대기초와 연결한다. 현장타설 HCFFT 말뚝의 두부정리 및 기초 연결은 [그림 8.11]에 나타내었다.

(3) 프리캐스트 HCFFT인 경우 말뚝두부에 고장력 볼트로 연결한 캡을 설치한 후 보강철근망을 용접하여 확대기초와 연결한다. 현장타설 HCFFT 말뚝의 두부정리 및 기초 연결은 [그림 8.12]에 나타내었다.



[그림 8.11] 현장타설 HCFFT 말뚝의 두부정리 및 기초연결



[그림 8.12] 프리캐스트 HCFFT 말뚝의 두부정리 및 기초연결

7. 시공중의 처리

(1) 시공 중 말뚝이 소정위치로부터 상당히 벗어나거나, 기울어지거나, 현저히 파손된 경우에는 책임기술자와 협의해서 적절한 조치를 취한다.

(2) 장애물이 있는 지반에서는 말뚝이 비스듬히 관입되거나, 횡으로 빗나가 파손되는 일이 있으므로 이들 장애물은 제거하거나 그것에 적합한 선단구조를 가진 말뚝을 선택하는 것도 중요하다. 특수 점토지반에서 폐쇄형 슈를 이용할 경우, 리바운드가 크고 타격이 방해받는 일이 있다. 이때는 선단을 반개방형으로 하여 흙을 말뚝 중공부에 끌어들임으로써 소정의 위치까지 말뚝을 관입시킬 수 있으나 그 구멍의 크기 여하에 따라 말뚝 중공부로 밀려들어온 흙의 내압 때문에 종균열이 발생할 수 있으므로 주의한다.

8. 작업의 안전

(1) 작업원은 항상 규정에 따라 작업하고 안전에 대하여 유의하여야 한다.

(2) 기계의 시동 및 전원스위치를 넣을 때에는 주위상황을 확인하고 작업원에게 알린다.

(3) 전기관계 보수 점검을 철저히 하고 누전, 감전 등의 사고에도 충분히 주의하여야 한다.

(4) 절토된 곳에서 말뚝을 시공하는 경우 흙막이가 충분히 안전한가 주의하여야 한다.

(5) 기계의 주행에 지장이 없도록 하고 말둑 및 시공기계의 전도방지에 주의한다.

(6) 말뚝하역, 항타기 조립, 해체 및 이동, 용역작업에도 충분히 주의해야 한다.

(7) 철도, 도로, 고압선, 통신선, 지하매설물, 건축물, 구조물 등에 근접하여 작업시에는 특히 주의한다.

(8) 현장작업에 대해서는 항시 안전점검 및 작업원의 교육을 병행하여 실시한다.

9. 기록

(1) 시험말뚝 시공상황을 정확하게 기록하여 본말뚝시공의 기준으로 한다.

(2) 타격공법에서는 항타정지시의 10회 평균 관입량 및 리바운드량에 특히 주의해서 측정하고 기록한다.

(3) 공사장소 위치도, 말뚝배치도, 토층주상도 등 및 말뚝머리를 절단한 경우의 기록도 기타의 기록과 함께 보존한다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

이 연구에서 개발하고자 하는 압축재는 외기에 노출되는 부분은 FRP관을 사용하며 내부를 콘크리트로 충전한 FRP-콘크리트 합성압축재이다. FRP는 특히 부식에 대한 저항성이 뛰어난 재료로서 현재 국내에서도 그 사용성이 급속히 증가하고 있다.

FRP를 적용한 FRP-콘크리트 합성압축재는 국내에서 일부 연구된 사례가 있으나 보강섬유가 원주방향으로 배치시킨 필라멘트와인딩 FRP를 사용하여 구속효과에 의한 압축강도를 증가시키는 것에 불과하다.

이러한 압축재에 적용된 필라멘트와인딩 FRP는 축방향으로는 보강섬유가 배치되지 않기 때문에 상대적으로 휨 및 전단에 대해서는 취약한 부재가 될 가능성이 크다. 따라서 이 연구에서는 축방향 및 원주방향으로 보강섬유가 배치될 수 있도록 모듈화된 펄트루젼 FRP 부재를 제작하고 그 부재의 외부를 필라멘트 와인딩 FRP로 보강하는 이중구조로서 압축, 휨, 전단에 대해 뛰어난 성능을 확보할 수 있는 FRP-콘크리트 합성말뚝을 개발하고자 한다.

이 연구의 FRP 복합재 말뚝은 기존 복합재 말뚝에 비해 구조성능과 시공성이 우수하여 경제적으로도 효율적이다. 연구개발 결과 말뚝뿐만 아니라 해상파일, 말뚝 등과 같이 휨에 대한 저항성이 요구되는 분야의 건설구조재로 다양하게 활용될 수 있으며 이 연구의 결과로 압축재에 대한 적용 또한 가능케 할 계획이다.

[표 4.1] 최종연구목표

목표구분	최종목표	세부내용
기술개발	FRP 복합재 말뚝 개발	▪ 필라멘트와인딩/펄트루젼 FRP 복합재 말뚝의 단면 최적화
		▪ 하중조건에 따라 탄소섬유, 유리섬유 등을 적용하여 복합말뚝 구성
		▪ 말뚝의 축방향 연결방법 개발
		▪ 말뚝-상부구조 연결방법 개발
		▪ 해석 및 설계방법 개발
		▪ 현장적용 및 시공지침 개발
연계활동	연구성과 및 활동홍보	▪ 학술발표 ▪ Workshop 개최
인력양성	FRP/FRP-콘크리트 합성부재 관련 전문인력 양성	▪ 전문인력 배출(석사, 박사) ▪ 참여기업 기술이전 ▪ 기술세미나 개최
기업지원	기술지도, 신기술 등	▪ 제안 기술의 신기술 신청 ▪ 기술상담 및 교육

[표 4.2] 연차별 연구 목표 및 내용

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 말뚝생산 및 이용실태 조사, 분석	▪ 국내외 관련 기술자료 조사, 검토 ▪ 기존 파일 실태분석 ▪ 말뚝제조공정 조사, 경제성 검토
	▪ FRP 복합재 특성 및 내구성 분석	▪ 펄트루젼/필라멘트와인딩 FRP 특성 조사 ▪ 생산공정 및 말뚝 제작 공정 제안 ▪ 보강섬유(탄소, 유리 등) 특성 분석 및 설계 ▪ 재료실험
	▪ FRP 복합재 말뚝 거동예측	▪ 기존연구결과 조사, 분석 ▪ 유한요소해석, 수치해석
	▪ 설계요소 및 예비 단면 결정	▪ 변수설정 및 변수영향 검토 ▪ 단면형태 결정 및 최적화
2차년도	▪ 시편제작 및 구조성능 실험	▪ 압축 및 휨 성능 실험 ▪ 해석결과와 비교, 최적단면 설정 ▪ 연결부 강도평가 및 최적 대안 선정
	▪ 부착 및 실내모형 실험	▪ 콘크리트-복합재 부착성능 평가 ▪ 실내모형 실험을 통해 적용성 예측 ▪ FRP-토사간 저항성능 검토 ▪ 현장실험 설계
	▪ 양산 기본 시스템 설계	▪ 펄트루젼/필라멘트와인딩 FRP 복합 생산방법 제안 및 설계 ▪ 연결부 모듈 최적 생산방법 제안
	▪ 해석모듈 개발 및 설계	▪ 구조성능 및 사용성 검토 ▪ 구조거동 예측 모델 개발 및 강도평가식 개발 ▪ 연결부 구조성능 예측 모델 개발
3차년도	▪ 현장시험 및 적용성 평가	▪ 시작품 제작 ▪ 연결부 제작 및 현장실험 ▪ 구조성능 및 적용성 검토
	▪ 설계 및 시공지침 개발	▪ 구조설계 및 시공지침서 제작
	▪ 경제성 평가 및 신기술 신청	▪ 유사기술과의 경제성 검토 ▪ 연구결과 정리 및 신기술 신청 ▪ 적용방안 모색

말뚝은 대표적인 휨압축재로서 압축, 휨, 휨-압축에 대한 실험적 검증이 동반되어 구조적 거동이 평가되어야 하나 압축의 경우 하중이 매우 크기 때문에 일반적으로 소형실험체를 사용하며, 휨은 일부 실물실험체를 사용하여 연구가 수행된 바 있다. 이러한 연구는 이론적 해석을 통해 부재의 거동을 예측하고 실험체를 제작하여 다양한 형태의 실험을 수행하며, 비교, 분석을 통해 설계자료를 개발하기 때문에 기술개발에서 현장적용에 이르기까지는 상당부분의 시간이 소요된다. 이 연구의 복합재 말뚝은 연구기간 내에 실용화

가 가능하도록 현장적용까지 연구범위에 포함시켜 계획하였으며 총 3년 중 1차년도에서는 파일생산 및 이용실재 조사, 분석, 복합재 특성 및 내구성 분석, FRP 복합재 말뚝의 구조적 거동 분석, HCFFT 말뚝의 시작품 제작 등의 연구를 수행하여 향후 연구진행에 대한 기초자료를 수집하였다. 연구결과로부터 도출한 학술논문 실적은 [표 4.3]에 나타내었다.

[표 4.3] 연구성과 (학술논문)

게재연도	논문명	학술지명	Vol.(No.)	구분	SCI구분
2010	Experimental Investigation on the Structural Behavior of Concrete of Concrete Filled FRP Tube with/without Steel Re-bar	KSCE Journal	15(2)	국외	SCI
2010	An Experimental Investigation on the Structural Behavior of FRP-Concrete Composite Compression Members	Materials Science Forum	654-656	국외	비SCI
2010	Load Carrying Capacity of Hybrid FRP-Concrete Composite Pile	Advanced Materials Research	250-253	국외	비SCI
2010	GFRP 보강 철근콘크리트 합성부재의 구조적 거동	한국복합재료학회 논문집	44-51	국내	비SCI
2010	Flexural Behavior of FRP-Reinforced Concrete Composite Member	AIMM 10 Conference		국외	
2010	A Study on the Pullout Characteristics and the Development of FRP Reinforcements for the Ground Reinforcement	AIMM 10 Conference		국외	
2010	An Experimental Investigation on the Structural Behavior of FRP-Concrete Composite Compression Members	PRICM7		국외	
2010	Load Carrying Capacity of Hybrid FRP-Concrete Composite Pile	CEABM2011		국외	
2010	PFRP 및 FFRP로 보강된 콘크리트기둥의 구조적 거동	한국복합재료학회 학술발표 논문집		국내	
2010	온도이력을 경험한 PFRP의 역학적 특성 변화	한국복합재료학회 학술발표 논문집		국내	
2010	FRP Tube에 콘크리트를 충전한 합성부재의 압축거동에 대한 해석적 연구	대한토목학회 정기학술대회 논문집		국내	
2011	FRP 콘크리트 합성말뚝의 개발	한국복합신소재구조학회 논문집	1(2)	국내	비SCI
2011	FRP로 휨보강된 FRP-콘크리트 합성압축재의 구조적 거동	한국복합신소재구조학회 논문집	1(3)	국내	비SCI
2011	FRP 콘크리트 합성말뚝의 압축강도에 대한 실험적 연구	한국복합신소재구조학회 논문집	2(1)	국내	비SCI
2011	FRP-콘크리트 합성말뚝 시편의 압축강도실험	한국복합신소재구조학회 논문집	2(4)	국내	비SCI

[표 4.3] 연구성과 (학술논문) (계속)

게재연도	논문명	학술지명	Vol.(No.)	구분	SCI구분
2011	FRP-철근콘크리트 합성말뚝의 휨거동	한국복합신소재구조학회 학술발표회 논문집		국내	
2011	FRP 합성형태에 따른 압축거동의 실험적 연구	한국콘크리트학회 2011년 봄 학술발표대회 논문집			
2011	하이브리드 FRP-콘크리트 합성부재의 압축거동	한국복합재료학회 학술발표회 논문집		국내	
2012	Flexural Behavior of FRP-Reinforced Concrete Composite Member	Journal of Mechanics Engineering and Automation	2(1)	국외	비SCI
2012	Design of the Hybrid FRP-Concrete Composite Circular Members under Compression and Flexure	Polymers & Polymer Composites	19(4-5)	국외	SCIE
2012	Design of the Hybrid FRP-Concrete Composite Circular Members under Compression and Flexure	Compo2012		국외	

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

이 연구에서는 길이에 제한이 없이 연속생산이 가능하며 부재의 축방향으로 보강섬유가 배치되는 펄트루젼 FRP를 도입하여 CFFT에 대한 장점을 그대로 유지하는 반면 휨에 대해서도 충분한 구조성능을 확보하도록 하였다. 즉, 펄트루젼 FRP 원통관을 제작하고 외부를 필라멘트 와인딩 FRP로 보강하게 되면 휨 및 전단에 대해서는 펄트루젼 FRP부재가 저항하고 필라멘트 와인딩 FRP는 콘크리트를 구속하여 축방향 성능을 향상시킬 수 있게 된다.

기존 개발되어 추진되고 있는 CFFT 말뚝보다 구조적 성능이 우수한 제품을 구현함으로써 기술경쟁력을 확보할 수 있다. 이 연구의 성과는 다음과 같이 활용될 수 있다.

① 내부식 특성으로 인해 내구년수가 현격이 증가되어 항만구조물의 수명이 연장되고 구조물 수명기간에 대하여 실질 투자비 감소로 상대적으로 건설비용에 대한 투자효과가 증대된다.

② 경량 특성으로 인해 운송비 및 시공비가 절감되고 공기단축이 가능하여 공사비 절감 효과를 기대할 수 있다.

③ 고강도이므로 같은 하중에 대해 기존 재료의 파일을 사용할 때 보다 소요량을 줄일 수 있어 공사비 절감이 가능할 것으로 판단된다. 또한, 펄트루젼 FRP를 통해 콘크리트와 합성거동을 유도할 수 있으며 별도의 휨, 전단 보강재가 필요치 않기 때문에 경제성이 향상된다.

④ 내부식 특성으로 인해 파일에 대한 유지관리가 필요 없으므로 유지관리 비용이 절감된다. 또한, 필라멘트와인딩 공정에서 단면형상을 유지시켜주는 멘드렐 역할을 펄트루젼 FRP가 수행하기 때문에 단면치수에 따른 멘드렐의 제작이 필요 없어 생산단가를 저감시킬 수 있다.

⑤ 대량생산 및 제작공정의 발달은 FRP 및 복합재 파일의 가격을 하락으로 이어질 수 있고, 향후 기존파일 대비 경제성이 더욱 좋아질 것으로 전망된다.

국내 복합재 생산업체는 대부분 영세업체로서 필라멘트와인딩 FRP를 생산하고 있고, 펄트루젼 FRP를 생산하는 업체는 비교적 작다. 따라서 이 연구에서 제안한 시스템의 성

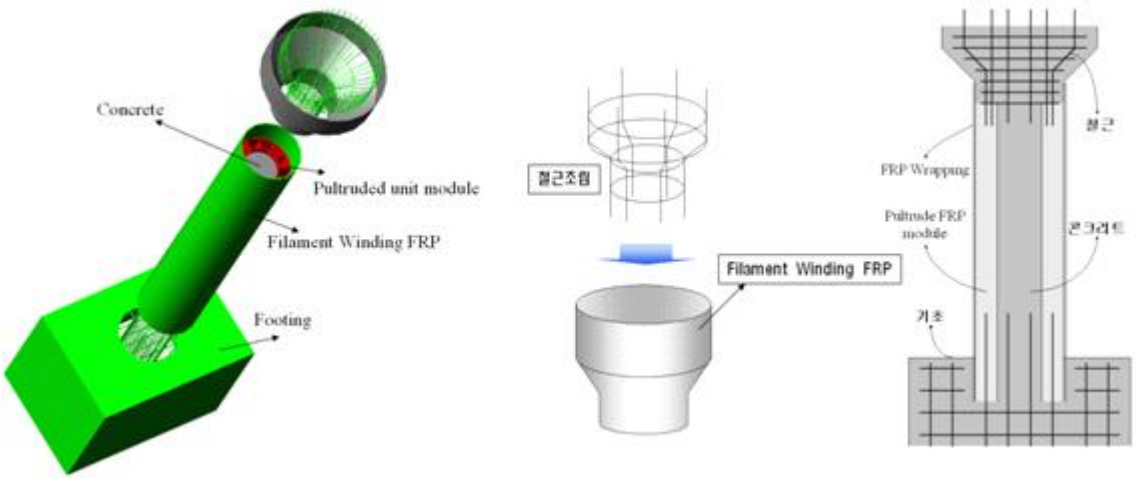
공화는 복합재 분야의 고른 발전을 유도하며, 관련 산업(화공, 기계 등)과의 연계를 통해 산업발전에 이바지 할 수 있을 것으로 생각된다. 또한, FRP 복합재 말뚝은 건축물의 기초 말뚝, 구조물(옹벽, BOX, 교량, 댐, 항만, 터널 등) 기초 말뚝, 비탈면 억지말뚝, 흙막이 가시설 토류벽체공법 등에 활용될 수 있으며, FRP 복합재 말뚝은 소규모 단위구조물로 구성되고 단위구조물의 연결을 통해 해안접안시설, 잔교, 관광단지조성 등 다양한 목적으로 활용 가능하다. 이 연구의 구조물은 섬유강화플라스틱, 콘크리트를 활용함으로써 강성과 강도를 충분히 확보할 수 있어 견고한 구조물의 설계 및 시공이 가능하다. 특히, 섬유강화플라스틱의 적용은 부식환경에서 내구성 확보에 유리하여 장수명 말뚝 구조물의 실현이 가능할 것으로 판단된다.



<해안지역 적용사례>



<교량(교각) 적용사례(FHWA, 2006)>


Concrete
Pultruded unit module
Filament Winding FRP
Footing
철근조립
Filament Winding FRP
철근
FRP Wrapping
Pultrude FRP module
콘크리트
기초

<교량(교각) 적용 방안>

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

(1) FAWA, "A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures," *Research Report*, Report No. FHWA-HRT-04-043, 2006.

(2) Vuppalapati, R. R., Chandrashekhara, K. and Showalter, W. E., "Impact Characterization of Conre-Filed Pulturuded Biocomposite Panels," Proceedings of the Sampe Conference, 2008.

(3) Setephan, P. P., "Quasi-Static and Fatigue Evaluation of Pultumded Vmylester/E-glass composite," *Master's Thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia,

(4) Yutian, S., "Behavior of FRP-Concrete Beam-Columns under Cyclic Loading," *PhD Thesis*, North Carolina State Univeristy, NC, 2003.

(5) Amir, Z. F., "Concrete-Filled Fibre-Reinforced Polymer Tubes for Axial and Flexural Structural Members," *PhD Thesis*, University of Manitoba, Manitoba, 2000.

(6) Zhenyu, Z., "Joint Constmction and Seismic Performance of Concrete-Filled Fiber Reinforced Polmer Tubes," *PhD Thesis*, North Carolina State University, NC, 2004.

(7) Jaradat, Y. M. M., "Soil-Structure Interaction of FRP Piles in Integral Abutment Bridges," *PhD Thesis*, University of Maryland, 2005.

(8) Antonis, P. M., "Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Grids as Confinement Reinforcement for Concrete," *PhD Thesis*, University of Florida, 2006.

제 7 장 참고문헌

ACI Committee 440 (2008). Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bar, American Concrete Institute, USA.

ASTM. (1992). Apparent Tensile Strength of Ring or Tubular Plastics and Reinforced Plastic by Split Disk Method, *ASTM D-2290*, Philadelphia, PA.

ASTM. (2009). High-Strain Dynamic Test, *ASTM D4945-08*, Philadelphia, PA.

ASTM. (2008). Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials, *ASTM D 3039/D 3039M-08*, Philadelphia, PA.

Babero, E. J. (1998). *Introduction to Composite Materials Design*, Taylor & Francis, Inc., Pennsylvania.

Fardis, M. N. and Khalili, H. H. (1982). "Concrete Encased in Fiber Glass Reinforced Plastic," ACI Structural Journal, Vol. 78, Issue 6, pp. 440-446.

Joo, H.-J., Lee, S., Yoon, S.-J., Park, J.-K., and Shin, K.-Y. (2007). Development of Hybrid FRP-Concrete Composite Compression Members, *The Sixth Pacific Rim International Conference on Advanced Materials and Processing*, PRICM 6, November 5-9, 2007, Jeju, Korea, pp. 329-332.

Kim, J.-W., Shin, K.-Y., Ok, D.-M., An, D.-J., Yoon, S.-J. (2010). Structural Characteristics of Pultruded FRP Composite Experienced Freezing and Thawing Cyclic Temperature, *The 7th Pacific Rim International Conference on Advanced Materials and Processing*, PRICM 7, August 5-9, 2010, Cairns, Australia, pp. 145.

Lam, J. G. and Teng. L. (2003). “Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-confined Concrete," Construction and Building Materials, No. 17, pp. 471-489.

Lam, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L. (2002). FRP-Strengthened RC Structures, John Wiley & Sons, New York.

Mander, J. B. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., Hazem, E. E., Juan, C. M., and Pico, O. (1998). “Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete,” Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 129, No. 11, pp. 1308-1319.

Moaveni, S. (2008). *Finite Element Analysis Theory and Application with ANSYS*, Third Edition, Prentice Hall, Inc., New Jersey.

Naguib, W. and Mirmiran, A. (2003). “Creep Analysis of Axially Loaded Fiber Reinforced Polymer-Concrete Columns,” Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 2, No. 4, pp. 175-185.

Richart F., Brandtzaeg A., and Brown R. (1928). A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, *Engineering Experiment Station Bull.* #185, Univ. of Illinois, Urbana.

Saafi, M., Toutanji, H., and Li, Z. (1999). “Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes”, ACI Materials Journal, V. 96, No. 4, pp. 500-509.

Samaan, M. (1998). Analytical and Experimental Investigation of FRP Concrete Composite Columns, Ph.D Thesis, University of Central Florida.

Toutanji, H., (1999). “Stress-Strain Relationship of Concrete Cylinders Confined with FRP Composites,” ACI Materials Journal, V. 96, No. 3, pp. 397-404.

Xiao. Y. and Wu, H. (2000). “Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composite Jackets,” Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 12, No. 2, pp. 139-146.

김재봉 (2001). 콘크리트 충전 유리섬유 복합소재 파일의 휨거동 특성, 석사학위논문, 국민대학교.

대한건축학회 (2004). 콘크리트충전 강관구조 요설.

박종화 (2010). PSC 박스거더교 적용을 위한 FRP 스트럿의 압축거동 평가, *박사학위논문*, 한양대학교.

박주경 (2007). FRP-콘크리트 합성 압축재의 거동평가 및 예측에 관한 실험적 연구, *박사학위논문*, 한양대학교.

신광열 (2010). 하이브리드 FRP-콘크리트 합성말뚝의 하중재하능력 평가, 박사학위논문, 홍익대학교.

안동준 (2011). 하이브리드 FRP-콘크리트 합성말뚝의 구조적 거동, *박사학위논문*, 홍익대학교.

이명 (2002). 콘크리트충전 복합소재 합성부재의 거동분석과 세장비 특성에 관한 연구, 석사학위논문, 국민대학교.

이성우, 손기훈 (2001). 고내구성 신소재 해상파일 개발연구(Ⅲ), *연구보고서*, 국민대학교 구조안전연구소.

정경수, 김우재, 김진호 (2010). 고강도 각형 CFT 휨부재의 구조성능평가에 관한 실험적 연구, 2010년 한국강구조학회 학술대회 논문집, 한국강구조학회, pp. 21-22.

최진우, 주형중, 남정훈, 윤순종 (2010). FRP-콘크리트 합성말뚝의 개발, 한국복합신소재구조학회 논문집, 한국복합신소재구조학회, 제 1권, 제 2호, pp. 20-28.

한국건설생활환경시험연구원 (2012). 복합소재(FRP)를 이용한 콘크리트 파일 말뚝 동재하시험 보고서, *연구보고서*.